

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات
Ecole Nationale Polytechnique

(E.N.P)

Département D'Hydraulique



**Laboratoire de Recherches des Sciences de l'EAU
(LRS-EAU)**

Projet de fin d'études pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en
Hydraulique

Présenté par :

DJELLOUADJI Djamel Eddine

THABET Mohamed

THEME

**Modélisation de l'écoulement dans les
milieux poreux via FEFLOW – Cas
d'étude : la nappe de Hamiz affectée par
l'intrusion marine**

Proposé et dirigé par:

Dr. Saadia BENMAMAR

Dr. M.BERKANI

Année Universitaire 2011/2012

Dédicaces

Chaque pas dirigé vers l'avant, c'est grâce à dieu tout puissant que nous le devons.

En premier lieux nous tenons beaucoup à remercier dieu qui nous a offert la volonté de réaliser ce travail. Ensuite nos précieux parents qui nous ont appris à estimer le sens de la science et du savoir.

Nos amis et nos camarades de la promo qui à leurs tours nous ont aidé avec leurs soutient et leurs présence.

Et enfin à tous qui nous ont aidés à réaliser ce travail.

Remerciements

Avec ces quelques mots s'achève un travail qui nous a apporté une expérience plus que fructueuse aussi bien dans le domaine de l'hydrogéologie que dans le domaine de la modélisation mathématique et numérique. Le moment est venu pour nous de remercier tous ceux qui nous ont soutenus pour la réalisation de ce travail.

Nous tenons tout d'abord à remercier notre promotrice Dr. Saïda BENMAMAR pour avoir suivi de près notre travail, pour toutes les discussions que nous avons eues ainsi que l'intérêt qu'elle a manifesté au fur et à mesure de l'avancée de nos travaux.

Nous sommes également très reconnaissants à Mr. M. BERKANI qui a accepté d'être notre co-promoteur son soutien et sa patience.

Nous remercions Demoiselle Firouz AOUARE pour nous avoir accueillis dans son bureau au sein de la SEAAL, sa disponibilité et son assistance technique.

Nous voudrions aussi exprimer notre gratitude à monsieur Chrif AOUIJIT, qui a mis à notre disposition de nombreuses données numériques, pour son humanisme et son accueil chaleureux.

Que toute l'équipe du laboratoire de l'hydraulique de l'école nationale polytechnique ainsi, tous les amis et les camarades de la promo soient ici remerciés et assurés de toute notre amitié.

Résumé

Les eaux souterraines de la région de Hamiz sont menacées de salinisation, c'est par cet effet que débute une étude sur la modélisation de l'aquifère côtier de la région de Hamiz. La nappe de cette région qui assure une bonne partie de l'approvisionnement de Hamiz, Beraki et Ruiba connaît une baisse de niveau. L'eau de mer s'y infiltre (invasion saline).

L'objet de ce travail est de fournir un outil numérique qui permet une meilleure gestion des aquifères de Hamiz par le biais de la simulation avec le logiciel FEFLOW.

Le travail présenté dans ce rapport consiste en un premier temps à définir les caractéristiques principales des milieux poreux, le phénomène de l'intrusion marine et les processus réglant le rapport eau douce/eau salée.

Dans la deuxième partie, nous avons présenté un état d'art sur l'étude du phénomène de la salinisation des eaux souterraines par la mer et son occurrence en Algérie et dans le monde, la formalisation hydrologique de l'intrusion marine et le développement de la modélisation des écoulements dans les milieux poreux saturés.

Par la suite, une étude de la plaine de Mitidja en général et de la région de Hamiz en particulier a été présentée dans le troisième chapitre. Cette étude, comporte la situation géographique, la géologie, l'hydrogéologie, le bilan hydrologique de la région et l'historique de la piézométrie et l'avancement du biseau salé dans la région. Cette partie est primordiale pour construire une base de données nécessaire dans n'importe quelle étude de modélisation.

Le quatrième chapitre de cette thèse concerne la modélisation mathématique des aquifères côtiers touchés par l'intrusion marine et le développement des équations qui régissent les écoulements dans les milieux poreux d'un côté et le développement de la résolution numérique de ces équations, la classification des modèles et le choix de FEFLOW.

Enfin, le travail a porté sur la modélisation numérique, par le code FEFLOW aux éléments finis, pour différents scénarii de comportement de la nappe phréatique de Hamiz face à une éventuelle intrusion marine. Le problème a été ramené à celui d'un processus d'écoulement en milieu saturé en suivant l'évolution piézométrique.

Mots clés :

Milieux poreux, écoulements en milieux saturés, intrusion marine, modélisation mathématique, résolution numérique, élément finis, aquifères côtiers, simulation.

Abstract

The groundwater in the region Hamiz is threatened by salinization, it is through this fact that begins a study on the modeling of coastal aquifer in the region of Hamiz. Groundwater of this region that provides much of the supply of Hamiz, Beraki and Ruiba decreased in level. Sea water infiltrates it.

The purpose of this work is to provide a numerical tool that allows a better management of the aquifers of Hamiz through simulation with FEFLOW software.

The work presented in this report is a first step to define the main characteristics of porous areas, the phenomenon of seawater intrusion and processes adjusting the ratio freshwater / saltwater.

In the second part, we presented a state of art of studying the phenomenon of salinization of groundwater by the sea and its occurrence in Algeria and in the world, the formalization of hydrological seawater intrusion and development of flow modeling in saturated porous areas.

Subsequently, a study of the plain of Mitidja in general and of the region of Hamiz in particular has been presented in the third chapter. This study includes geography, geology, hydrogeology, hydrological balance sheet of the region and the history of the piezometer and the advancement of salt water intrusion in the region. This part is essential to build a database required in any modeling study.

The fourth chapter of this thesis concerns the mathematical modeling of coastal aquifers affected by seawater intrusion and development of the equations governing the flow in porous areas on one side and the development of numerical solution of these equations, models classification and the FEFLOW choice.

Finally, work has focused on numerical modeling by the finite element code FEFLOW for different scenarios of groundwater behavior of Hamiz facing of a possible sea water intrusion. The problem was reduced to that of a flow process in saturated water table following the piezometric evolution.

Keywords:

Porous areas, flow in saturated areas, seawater intrusion, mathematical modeling, numerical solution, finite element, coastal aquifers, simulation.

ملخص

المياه الجوفية في منطقة الحمير مهددة بخطر زيادة نسبة الملوحة و تقدم مياه البحر و من هنا تنطلق دراسة لبناء نموذج للخزان المائي الارضي.

الهدف الرئيسي لهذه الأطروحة هو تقديم اداة رقمية تمكن من المساعدة في معاينة وضعية مستوي المياه الارضية للمنطقة لتسهيل تسيير استهلاك هذا المورد المائي عن طريق البرنامج FEFLOW.

و قد بدأنا بتعريف خصائص الوسط وظاهرة تقدم مياه البحر علي مستوي الخزان الارضي للمنطقة و بعد ذلك حددنا الوضعية الجيومرفولوجية و الجيولوجية و الهيد و جيولوجية للمنطقة المدروسة.

وفي النهاية قمنا ببناء نموذج رقمي عن طريق البرنامج FEFLOW للخزان المائي في منطقة الحمير الذي مكنا بالقيام بتوقع سيناريوهات لتطور مستوي الماء في الخزان.

كلمات مفتاحية

المياه الجوفية، تسرب مياه البحر، النمذجة الرياضية، الحل العددي، عنصر محدود، المياه الجوفية الساحلية، المحاكاة

Liste Des Figures

Figure 1.1 : Représentation d'un milieu poreux (Al Bitar, 2007).	6
Figure 1.2 : Répartition mondiale des populations côtières et dégradation des côtes [D'après Creel, 2003, Burke, 2001, Harrison & Pearce, 2001].	10
Figure 1.3 : Interface eau douce / eau salée dans une nappe libre (Bear, 2010).	11
Figure 1.4 : Interface eau douce / eau salée dans une nappe captive (Bear, 2010).	12
Figure 1.5 : Interface eau douce / eau salée avec zone de transition dans un aquifère multicouche (Bear, 2010).	13
Figure 1.6 : Interaction eau douce/eau salée et formation de biseau salé.....	13
Figure 1.7 : Représentation schématique de l'intrusion marine dans un aquifère côtier.	15
Figure 1.8 : Exemple de profils de résistivité électrique en forage (Debuissou, 1970)	17
Figure 2.1 : Coupe schématique perpendiculaire au littoral selon Ghyben-Herzberg (BRGM, 2005).	26
Photo 3.1 : Position géographique de plaine de Mitidja (Source support : Google Earth)	32
Photo 3.2 : Localisation géographique de la zone d'étude.	33
Figure 3.1 : Carte géologique de Mitidja (ANRH).	35
Figure 3.2 : Coupe interprétatif de la Mitidja dans le bassin du Mazafran (Achie, 1971)	37
Figure 3.3 : Carte piézométrique de juin et juillet 1981 (Bennie et Partners, 1983).	43
Figure 3.4 : Carte piézométrique d'octobre novembre 1991 (Benziada, 1994).	44
Figure 3.5 : Carte piézométrique de janvier 2010 réalisé avec Arcgis 9.3 d'après (Source SOGREAH, 2010).	45
Figure 3.6 : Carte d'isovaleurs de conductivité des eaux souterrains de 1982 (Source Mania, 1985).	46
Figure 3.7 : Carte d'isovaleurs de conductivité des eaux souterrains en octobre 2005 (Source SOGREAH, 2010).	47
Figure 3.8 : Carte d'isovaleurs de conductivité des eaux souterrains en septembre 2007 (Source SOGREAH, 2010).	48
Figure 3.9 : Carte d'isovaleurs de conductivité des eaux souterrains en novembre et décembre 2009 (Source SOGREAH, 2010).	49
Figure 4.1 : Exemple de modèle géologique et hydrogéologique utilisé pour élaborer un modèle conceptuel (Cornaton, 2007).	52
Figure 4.2 : Exemple de modèle numérique en éléments finis. Discrétisation de la géométrie (Cornaton, 2007).	53
Figure 4.3 : Exemple de résultat d'un calcul numérique (Cornaton, 2007).	54
Figure 4.4 : Représentation d'un volume élémentaire représentatif dans un système hydrogéologique (Diersch-Kolditz et Zielke).	55

Figure 4.5 : Définition de la conductivité anisotropie (3D) (FEFLOW manuel).....	58
Figure 4.6 : Représentation du domaine dans l'hypothèse d'une interface abrupte (<i>Al Bitar</i> , 2007).....	60
Figure 4.7 : Aquifère côtier soumis à l'intrusion saline (<i>Al Bitar</i> , 2007).....	61
Figure 4.8 : Représentation 1D des différents processus intervenant en transport (<i>Al Bitar</i> , 2007).....	64
Figure 4.9 : Application hypothétique d'un maillage en différences finies et éléments finis au cas d'un aquifère à contours irréguliers (<i>Konikow</i> , 1996).....	67
Figure 4.10 : Procédure usuelle pour rendre un modèle opérationnel (Cornaton, 2007).	68
Figure 4.11 : Utilisation et rôle des modèles dans la résolution des problèmes hydrogéologiques (<i>Konikow</i> 1996).....	71
Figure 5.1 : Extension du polygone de modélisation réalisé avec Arcgis 9.3.....	79
Figure 5.2 : Représentation de maillage et des différents types de limites du modèle.	80
Figure 5.3 : Toit de la couche 1 correspondant à la topographie de la zone d'étude (FEFLOW®)	81
Figure 5.4 : Vue en coupe du modèle géométrique 3D (réalisée avec FEFLOW viewer 6.0).82	
Figure 5.5 : Représentation de maillage et des différents types de limites du modèle.	83
Figure 5.6 : Piézométrie du modèle avec des paramètres hydrodynamiques homogènes	84
Figure 5.7 : Champs de perméabilité de la couche 1	85
Figure 5.8 : Répartition des points d'observation fictifs dans la région.....	87
Figure 5.9 : Niveaux piézométriques simulés dans la nappe après la première simulation	88
Figure 5.10 : Répartition des courbes isopièzes simulées pour l'année de référence 1982. ...	90
Figure 5.11 : Carte piézométrique réalisé avec ArcGis et Surfer de l'année 1982	91
Figure 5.12 : Le champs captant de Hamiz	92
Figure 5.13 : Etat de la piézométrie simulée pour l'année 2010	93
Figure 5.14 : Evolution de la piézométrie au cours de la simulation (2010-2015).	94
Figure 5.15 : Etat de la piézométrie simulée pour l'année 2015	95
Figure 5.16 : Evolution de la piézométrie au cours de la simulation (2015-2020).	96
Figure 5.17 : Etat de la piézométrie simulée pour l'année 2020	97
Figure 5.18 : Etat de la piézométrie simulée pour l'année 2060	98

Liste Des Tableaux

Tableau 3.1 : Bilan d'eau de la nappe de l'Astien	41
Tableau 3.2 : Débits entrants de la nappe de la Mitidja	42
Tableau 3.3 : Débits sortants de la nappe de la Mitidja	42
Tableau 4.1 : Sélection de critères de classification des modèles hydrogéologiques.	72
Tableau 4.2 : Exemple de classification des modèles hydrogéologique	73

Sommaire

Introduction générale	1
Chapitre I : Milieux poreux et phénomène d'intrusion marine	3
Chapitre 1	4
Introduction	4
1. Notions de bases	4
1.1. Définition d'un milieu poreux	4
1.2. Caractéristiques des milieux poreux.....	4
1.3. Paramètres physico-chimiques des eaux souterraines	8
2. Aquifères côtiers	9
2.1. Distribution géographique et dépendance humaine.....	9
2.2. Géologie et hydrogéologie des aquifères côtiers	10
3. Le contact eau douce/eau salée	13
3.1. Définition d'un biseau salé	14
3.2. Définition de l'intrusion marine	14
3.3. Mécanismes réglant les rapports entre l'eau douce et l'eau salée	15
3.4. Mécanismes de pollution des aquifères coties.....	16
4. Critères de reconnaissance de l'invasion marine :	16
4.1. Approches hydrogéologiques classiques	16
4.2. Méthodes géophysiques.....	17
4.3. Approche géochimique.....	17
4.4. Approche numérique par modélisation hydrodynamique	18
Conclusion.....	18
Chapitre II : Etat d'art sur la modélisation des systèmes aquifères	19
Chapitre 2	20
Introduction	20
1. Occurrence du phénomène d'intrusion marine	20
2. Conséquences de l'intrusion marine	21
3. Développement de l'étude de L'intrusion saline :	22
4. Solution pour limiter l'intrusion saline	23
4.1. Limitation des prélèvements.....	23
4.2. La recharge artificielle.....	23

4.3. Prélèvement d'eau salée	23
5. Formalisation hydrologique de l'intrusion saline	24
6. Le développement de La modélisation de l'intrusion marine.....	25
6.1. L'approche hydrostatique et le principe de Ghyben-Herzberg.....	25
6.2. Le développement des approches hydrodynamiques	26
7. Concepts modernes et développements des modèles numériques	27
7.1. Approche numérique par modélisation hydrodynamique	28
7.2. Applications du problème du biseau salé	28
Conclusion.....	29
Chapitre III : Présentation de la région d'étude	30
Introduction	31
1. Présentation Géomorphologique.....	31
1.1. Situation géographique	31
1.2. Localisation de la région d'étude.....	32
2. Réseau hydrographique.....	33
3. Géologie de la région d'étude	34
3.1. Stratigraphie et lithostratigraphie	34
3.2. Miocène et formations plus anciennes.....	34
3.3. Le Pliocène	36
3.4. Formation d'El Harrach.....	36
3.5. Formation de la Mitidja (Quaternaire).....	36
3.6. Formation de Mazafran et de Halloula	36
4. Hydrogéologie de la plaine de Mitidja.....	37
4.1. Morphologie et structure des aquifères	37
4.2. Les caractéristique hydrodynamique des aquifère.....	38
5. Le mécanisme d'alimentation et d'écoulement des nappes	39
5.1. L'aquifère Astien	39
5.2. Aquifère de Mitidja (Quaternaire)	39
6. Bilan entrant et sortant des aquifères	41
6.1. Bilan d'eau de la nappe de l'astien	41
6.2. Bilan d'eau de la nappe de Mitidja.....	41
7. Evolution de la piézométrie de la Mitidja Est.....	42
8. Evolution de la position du biseau salé de la Mitidja Est	45

Conclusion.....	49
Chapitre IV : Modélisation des systèmes aquifères et problème du biseau salé.....	50
Chapitre 4	51
Introduction	51
1.1. Définition d'un modèle	52
1.2. Modèles mathématiques	53
1.3. Modèles numériques.....	53
1.4. Volume Élémentaire Représentatif (VER).....	54
1.5. Notion de charge hydraulique	55
2. Ecoulement en milieu poreux.....	55
2.1. Loi de conservation de la masse.....	56
2.2. La loi de Darcy (équation de conservation de la quantité de mouvement)	57
3. Combinaison loi de Darcy-conservation de masse → équation de pression.....	58
3.1. Modèle de variation de masse ou de volume d'eau : Milieu non saturé.....	58
3.2. Modèle de variation de masse ou de volume d'eau : Milieu saturé.....	58
4. Modélisation des écoulements à densité variable.....	59
4.1. Approche interface abrupte (sans diffusion)	59
4.2. Approches avec zone de mélange (problème de Henry)	63
5. Méthode de résolution numérique	66
5.1. Méthodes des éléments finis pour la résolution numérique des équations de l'écoulement souterrain.....	67
6. Les étapes de la modélisation.....	68
6.1. Mesure du degré de compréhension du fonctionnement du système hydrogéologique	68
6.2. Apprentissage et compréhension de notions en hydrogéologie.....	69
6.3. Pratique de la modélisation	69
6.4. Régime permanent et régime transitoire. Intérêt des deux types de simulation	70
7. Discussions sur les approches de modélisation.....	72
7.1. Classification des modèles hydrogéologiques.....	72
Conclusion.....	73
Chapitre V : Modélisation numérique de la nappe de Hamiz.....	75
Chapitre 5	76
Introduction	76
1. Présentation de l'outil FEFLOW.....	76
1.1. Avantages et limites	76
2. Procédure à suivre lors de résolution du problème d'écoulement par l'outil FEFLOW	77
2.1. Création du domaine d'étude et génération d'un maillage.....	77

2.2.	Conditions initiales et aux limites en régime permanent.....	77
2.3.	Conditions initiales et aux limites en régime transitoire	78
3.	Construction du modèle hydrogéologique de la nappe de Hamiz via l’outil FEFLOW	78
3.1.	Les étapes de construction du modèle	78
3.2.	Intégration des paramètres hydrodynamiques et l’implémentation des conditions limites du modèle :	82
4.	Modélisation des écoulements souterrains en régime permanent.....	85
4.1.	Méthode de calage du modèle en régime permanent	86
4.2.	Simulations en régime transitoire	91
	Conclusion.....	98
	Conclusion générale	99

Introduction générale

L'aspect essentiel des études hydrogéologique par le passé, consistait à estimer le potentiel d'alimentation en eau des aquifères. Cependant ces dernières années, l'attention est passée des problèmes de ressource aux problèmes de qualité des eaux. Ceci a induit le besoin d'une meilleure connaissance sur le déplacement des contaminants dans l'environnement de subsurface.

Avant, l'objectif était de développer des méthodes pour évaluer et mesurer les propriétés hydrodynamique des aquifères. Maintenant l'objectif est clairement axé sur les processus de transport et de dispersion des contaminants.

Les aquifères côtiers en Algérie sont de plus en plus touchés par la pollution saline. Plusieurs explications paraissent logiques sur les anomalies de la salinisation d'une nappe tels que les activités anthropiques, les aérosols, la paléo-salinité sédimentaire ou encore l'intrusion marine.

La qualité de la nappe littorale du Hamiz est aujourd'hui significativement affectée par la surexploitation dans les secteurs agricoles, urbains et industriels qui ont connu un regain d'intensité durant les dernières décennies. Les nappes situées en bordure du littoral sont particulièrement vulnérables au risque de pollution saline.

En effet, quand la mer représente l'exutoire naturel des nappes côtières et que celles-ci sont surexploitées par les pompages excessifs des eaux souterraines, ceci peut entraîner des dépressions piézométriques, comblées par les eaux de mer voisines.

L'eau de la mer pénètre par le sous-sol et par effet de contraste de densité entre l'eau douce continentale et l'eau salée de la mer. Il se forme alors un biseau salin à l'aval de la nappe dont la vitesse, la localisation et l'extension de cette zone de mélange dépendent de plusieurs facteurs dont le débit de la nappe vers la mer, les débits des exploitations avoisinantes, les caractéristiques hydrodynamiques du réservoir, etc.

Après avoir statué sur l'origine de la pollution saline de la nappe de Hamiz, nous pouvons envisager de reproduire un modèle numérique de cette nappe.

Dans le cadre de cette étude, nous avons simulé le comportement de l'aquifère par un outil de modélisation FEFLOW. Il s'agit d'un modèle à résolution en éléments finis développé à la fin des années 80.

Il nous permettra de caler les données hydrodynamique et hydrologique de l'aquifère de Hamiz. Le modèle calé, permettra de simuler différents scénarii dans un objectif de gestion de la nappe.

Le travail que nous allons présenter dans ce présent document est structuré comme suit :

Au premier chapitre, nous présenterons les caractéristiques essentielles des milieux poreux et des définitions concernant le phénomène de l'intrusion marine.

Le second chapitre, représente un état d'art sur l'étude du phénomène de l'invasion saline et l'occurrence de ce dernier.

Nous avons présenté dans le troisième chapitre, la région de Hamiz et la zone d'étude touchée par l'intrusion marine sous différents contextes (géographiques, géologiques, hydrogéologique et hydrologique).

Enfin dans le quatrième et le cinquième chapitre, nous présenterons les principaux aspects physiques qui régissent les écoulements en milieux poreux et le modèle développé à l'aide de l'outil FEFLOW pour la région de Hamiz, ainsi que les simulations effectuées pour parvenir à estimer l'état de la piézométrie et le sens d'écoulement. Les différents résultats seront alors présentés et interprétés.

Chapitre I : Milieux poreux et phénomène d'intrusion marine

Chapitre 1

Milieux poreux et phénomène d'intrusion marine

Introduction

Le domaine de l'eau souterraine est représenté par les formations géologiques dont les interstices sont en permanence complètement saturés par l'eau. Ce domaine constitue un des maillons importants de l'ensemble du cycle de l'eau, objet de longue date des préoccupations de l'hydrogéologie, et ceci pour deux raisons majeures.

En premier lieu, le domaine souterrain est un organe de transfert capable de permettre, dans certaines conditions, la mobilisation de la ressource en eau, le plus souvent sur les lieux mêmes de son utilisation.

En second lieu, le domaine souterrain constitue un organe de stockage naturel capable d'amortir les irrégularités des autres composantes du cycle de l'eau et présentant une vulnérabilité relativement faible aux altérations de sa qualité.

Dans ce chapitre (généralités), on va donner quelques définitions concernant les aquifères côtiers (milieux poreux saturé) et leurs caractéristiques.

Les milieux poreux sont de nature très variée, en particulier du point de vue de la structure géométrique délimitant l'espace poral. Dans les paragraphes suivants, sont introduites certaines notions de bases associées aux propriétés structurales et physiques des milieux poreux en général et les aquifères côtiers en particulier.

1. Notions de bases

1.1. Définition d'un milieu poreux

Le sol se définit couramment comme la fine couche de la surface terrestre, résultant de la décomposition lente des roches par des processus physiques et chimiques et siège d'une activité biologique intense (*Hillel*, 1980). D'une manière générale, les milieux poreux sont des milieux perméables, comportant des vides interstitiels interconnectés appelés pores, assimilables macroscopiquement à un milieu continu à la différence d'un milieu fissuré polyphasique.

1.2. Caractéristiques des milieux poreux

1.2.1 Porosité (m)

La porosité est une des caractéristiques essentielles des roches quant à leurs propriétés aquifères. Elle est toujours rapportée à des volumes.

Nous pouvons distinguer deux types de porosité :

La porosité totale et la porosité efficace.

La porosité totale est le rapport exprimé en pourcentage entre le volume des vides et le volume totale de la roche nous la distinguons par la lettre « m ».

$$m = \frac{V_v}{V_t} 100\% \quad (1-1)$$

La porosité efficace « m_e » est le rapport exprimé en pourcentage entre le volume de l'eau gravifique (libre) et le volume total de la roche V. (*Castany, 1967*)

$$m_e = \frac{V_e}{V_t} \quad (1-2)$$

La porosité dépend principalement de:

- la forme des grains : sphériques, allongés, angulaires:
- dimensions respectives des grains.
- arrangement des grains.

D'où, V_v : Volume des vides; V_e : Volume d'eau gravifique ; V_t : Volume totale de la masse du sol.

1.2.2. Teneur en eau volumique (ω)

Rapport du volume de l'eau V_{eau} contenue dans les pores (Ou vides) du sol, au volume total V_t du sol considéré :

$$0 < \omega = \frac{V_{eau}}{V_t} < 1 \quad (1-3)$$

avec, ω : Teneur en eau ; V_{eau} : Volume de l'eau dans les pores ; V_t : Volume totale de la masse du sol.

1.2.3. Coefficient de Saturation (S_s)

La totalité des pores, dans une roche non saturée, n'est pas occupée que par l'eau, mais également par de l'air et de la vapeur d'eau. Le coefficient de saturation ou d'humidité S est le quotient exprimé en pourcentage, du volume de l'eau par le volume des vides. (*Castany, 1967*)

$$S_s = \frac{\omega}{m} \cdot 100\% \quad (1-4)$$

1.2.4. La perméabilité (k)

La perméabilité est la capacité d'une roche à transmettre un fluide. Les facteurs intervenant sont la taille des gains, la porosité, la nature du fluide transmis et son gradient de pression.

Tandis que la porosité décrit les espaces dans lesquels le fluide peut se déplacer, la perméabilité (k) et la conductivité hydraulique (K) décrivent la facilité qu'a un fluide de se déplacer dans une formation. La porosité et la perméabilité ne sont pas reliées directement. Les argiles peuvent avoir une porosité élevée (30 à 80%) mais des perméabilités très faibles tandis qu'un sable a une porosité plus faible (30 à 40%) mais une perméabilité forte. L'unité de perméabilité est le m^2 .

On utilise cependant une valeur plus faible. Le Darcy ($1 \text{ Darcy} = 10^{-8} m^2$). La valeur de la perméabilité ne dépend que de la roche et pas du fluide (*Castany*, 1967).

1.2.5. La conductivité hydraulique (K)

La conductivité hydraulique « K » est reliée de manière étroite à la perméabilité. Contrairement à la perméabilité qui n'est fonction que de la roche, la conductivité hydraulique dépend à la fois de la roche et du fluide qui y circule. L'unité de la conductivité hydraulique est le m/s.

$$K = \frac{\rho g}{\mu} k = \frac{g}{\nu} k \quad (1-5)$$

Où, ν et μ sont respectivement les viscosités cinématique (m^2/s) et dynamique ($kg/m/s$) de l'eau ; ρ : Masse volumique de fluide transporté ; g : Accélération de la pesanteur ; k : Perméabilité.

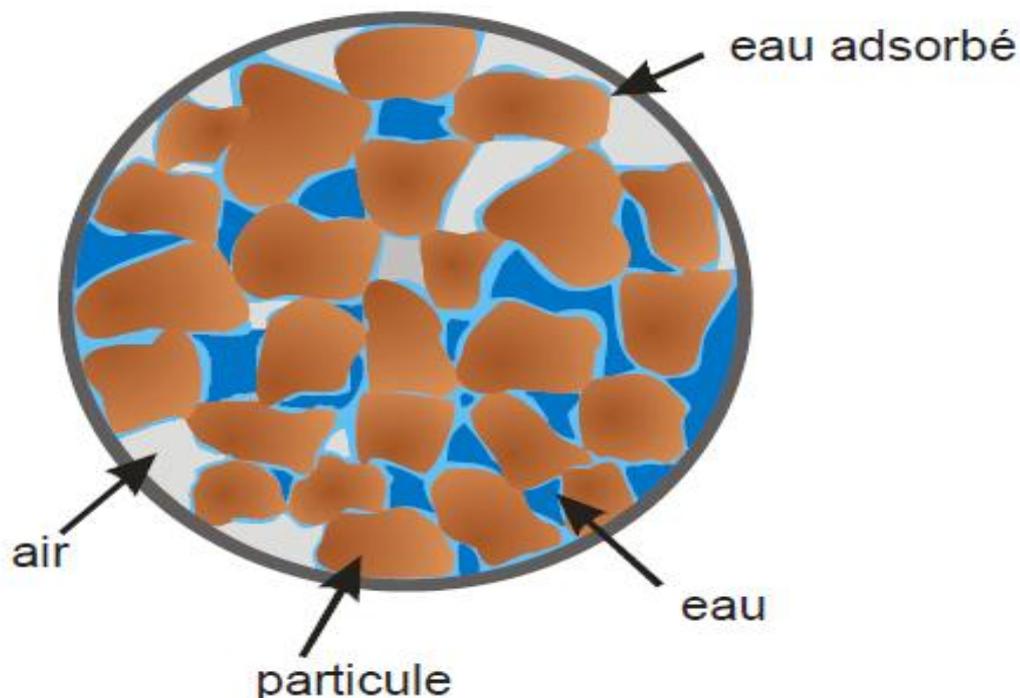


Figure 1.1 : Représentation d'un milieu poreux (*Al Bitar*, 2007).

1.2.6. Conductivité hydraulique moyenne

Il est souvent utile de combiner la conductivité de plusieurs formations adjacentes et de définir une conductivité équivalente, par exemple quand l'aquifère est constitué de plusieurs couches aux propriétés différentes. Selon que le flux est perpendiculaire ou parallèle au courant on obtient les conductivités équivalentes :

- Conductivité moyenne lorsque le flux est parallèle à une série de couches d'épaisseur m_i et de conductivité K_i :

$$\langle K_{\text{parallèle}} \rangle = \frac{\sum m_i k_i}{\sum m_i} \quad (1-6)$$

- Conductivité moyenne quand le flux est perpendiculaire aux couches :

$$\langle K_{\text{perpendiculaire}} \rangle = \frac{\sum m_i}{\sum m_i / K_i} \quad (1-7)$$

1.2.7. Coefficient d'emménagement (S)

Il représente la capacité à libérer de l'eau sous l'effet d'un abaissement de la charge hydraulique. Le coefficient d'emménagement spécifique S_s donne le volume d'eau libéré par un volume unitaire de matériau pour une baisse unitaire de charge hydraulique (la charge hydraulique est définie par la suite). Son unité est L^{-1} . Le coefficient d'emménagement total d'un aquifère S est le produit du coefficient d'emménagement spécifique du matériau par l'épaisseur de l'aquifère. Ce coefficient est sans dimension (*Castany*, 1967).

$$S = S_s b \quad (1-8)$$

Le coefficient d'emménagement spécifique a été défini pour estimer le rendement d'un aquifère. Il exprime la quantité d'eau récupérable en m^3 par rapport à un abaissement du niveau piézométrique de i mètres. Sur une superficie de l'aquifère de $i m^2$ (en unité SI).

$$S = \frac{A_v}{A.A_h} \quad (1-9)$$

Avec, A_v : volume d'eau récupéré ; A : surface considérée et A_h : rabattement du niveau piézométrique.

1.2.8. Transmissivité (T)

La transmissivité, notée T , caractérise la productivité d'un captage. C'est le produit du coefficient de perméabilité k par l'épaisseur de la zone saturée b .

$$T = k.b \quad (1-10)$$

k : Perméabilité en [m/s] ; b : Épaisseur de la zone saturée en [m].

1.2.9. Milieu isotrope - anisotrope

Un milieu est isotrope lorsque ses caractéristiques physiques (perméabilité, granulométrie) sont constantes dans les 3 directions de l'espace. Dans le cas contraire le milieu est

anisotrope. La définition d'isotropie est dépendante de la taille du réservoir considéré. A l'échelle millimétrique un aquifère formé de cailloux centimétriques est anisotrope. A l'échelle métrique ce même aquifère aura un comportement parfaitement isotrope. La définition d'un volume unitaire d'écoulement doit donc être assez grand par rapport aux dimensions des vides où l'eau circule afin de permettre la continuité de l'écoulement.

Dans un milieu isotrope. La conductivité hydraulique est identique dans toutes les directions de l'espace (x. y. z).

Dans un milieu anisotrope. La conductivité hydraulique varie selon certaines directions préférentielles, par exemple les couches sédimentaires (*Castany*, 1967).

1.3. Paramètres physico-chimiques des eaux souterraines

Les eaux souterraines ont des propriétés étroitement liées à leur origine géologique, c'est-à-dire déterminées par la nature et structure des terrains. Les paramètres physico-chimiques sont des paramètres simples à mesurer. On les mesure généralement sur le terrain.

1.3.1. La température

La mesure de la température sur le terrain permet d'ajuster les valeurs de conductivités, d'apprécier l'origine plus ou moins profonde de l'eau et de calculer les équilibres de dissolution. Sa mesure est simple (thermomètre à Hg ou thermocouple).

1.3.2. La conductivité électrique

L'eau peut être considérée comme une solution électrolytique, car presque tous ses constituants dissous, majeurs et mineurs, sont présents sous forme ionique. Grâce à la présence de ces ions. L'eau devient susceptible de se laisser traverser par un courant électrique. Cette caractéristique s'appelle la conductivité électrique *c*. On la mesure à l'aide d'une cellule portative légère sur le terrain. L'eau est retenue entre deux électrodes d'un cm², distantes d'un cm. On l'exprime en micro-ohm.cm⁻¹ ou micro-Siemens.cm⁻¹ [μ S cm⁻¹] à une température généralement de 20°C, parfois de 25°C.

$$c = \frac{1}{\theta} 10^6 \quad \theta = \frac{R.S}{l} \quad (1-11)$$

Avec, θ : résistivité [ohm/cm] ; *s* : section [cm²] ; *l* : distance [cm] ; *R* : résistance [ohm] et *c* : conductivité ou conductibilité [μ S cm⁻¹]

1.3.3. Le pH

La valeur du PH est utilisée pour établir l'état des équilibres de dissolution et ainsi connaître le caractère agressif ou incrustant de l'eau (particulièrement par les carbonates). Comme la variation de la pression des gaz (CO₂. O₂) module le pH, il est important de le mesurer directement lors de la prise d'échantillon. Sa mesure est faite à l'aide d'une cellule légère, en verre.

$$pH = -\log[H^+]$$

1.3.4. L'oxygène dissous

Les teneurs en oxygène dissous sont mesurées afin de reconnaître rapidement la qualité d'une eau qui est liée à une bonne oxygénation. On effectue sur le terrain cette mesure en prenant l'échantillon en immersion. La mesure se fait également à l'aide d'une petite cellule (l'O₂ traverse une membrane poreuse avant de réagir avec un électrolyte et d'être mesurée par un voltage).

2. Aquifères côtiers

2.1. Distribution géographique et dépendance humaine

Plus de la moitié de la population mondiale vit en région côtière à moins de 100 km du littoral (**Figure 1.2**), et la majorité des mégapoles mondiales, en particulier 14 des 17 plus grandes villes de la planète sont côtières [*Creel*, 2003]. Dans les pays en voie de développement, les habitants des zones côtières représentaient déjà à la fin du siècle dernier 60 % de leur population, soit environ 4 milliards d'êtres humains [*van Dam*, 1997]. Dans ces pays particulièrement, compte-tenu de l'important exode rural vers les métropoles côtières, ce chiffre augmente d'année en année. Les estimations prédisent qu'en 2025, ce sera plus des 75 % de la population mondiale qui vivra à moins de 60 km de la mer [*UNESCO*, 1998].

La majorité de ces populations dépend directement des aquifères côtiers comme source d'alimentation en eau potable, agricole ou industrielle [*Cheng & Ouazar*, 2003].

Puisqu'un mélange de l'eau douce avec seulement 3 à 4 % d'eau de mer est suffisant pour la rendre impropre à la consommation [*Custodio*, 2005], la vulnérabilité des nappes côtières à la salinisation par sur-exploitation est importante. Mais outre le risque majeur d'invasion marine, la seule présence de population en région côtière constitue déjà une menace pour les eaux souterraines du fait, d'une part, des surfaces urbanisées imperméabilisées causant une diminution de la recharge des nappes par les pluies et d'autre part, des nombreuses sources possibles de contamination d'origine anthropique [*Bear*, 2004, *Post*, 2005]. Par ailleurs, la grande fréquentation touristique des zones côtières, particulièrement dans les pays occidentaux, implique une forte pression à caractère généralement saisonnier coïncidant avec les périodes de recharge minimale. Une gestion adaptée et durable des aquifères côtiers devient aujourd'hui une nécessité.

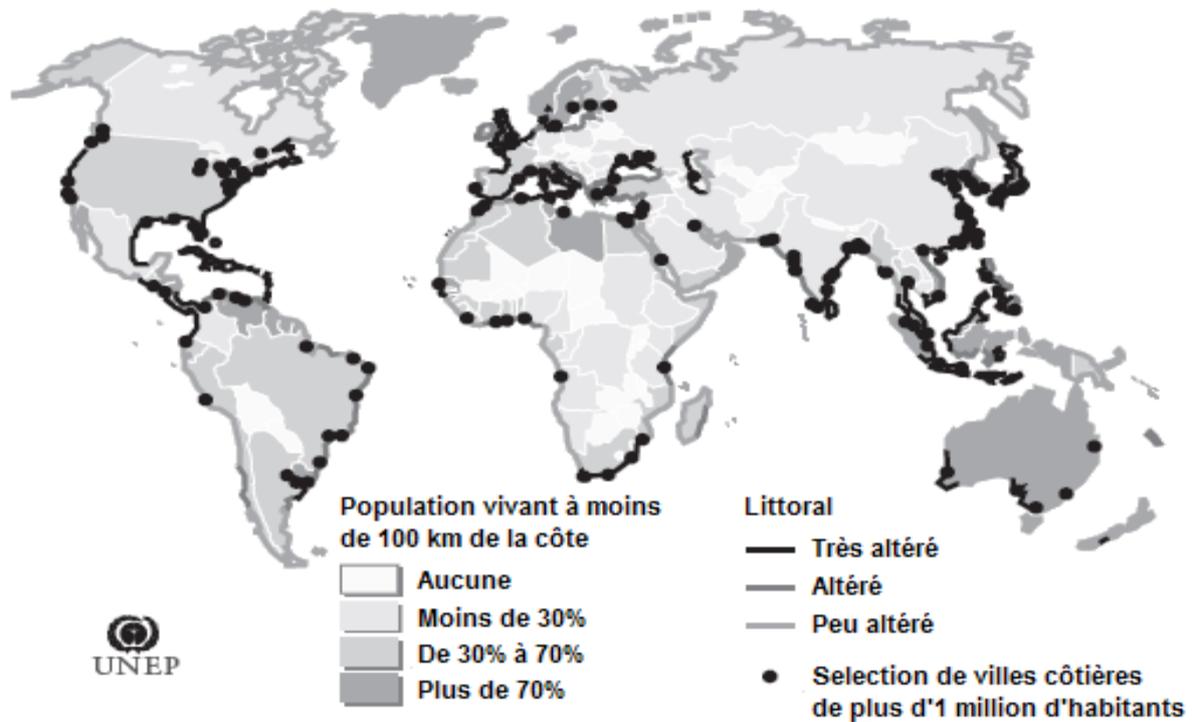


Figure 1.2: Répartition mondiale des populations côtières et dégradation des côtes

[D'après *Creel*, 2003, *Burke*, 2001, *Harrison & Pearce*, 2001].

2.2. Géologie et hydrogéologie des aquifères côtiers

Les aquifères côtiers présentent une grande diversité géologique. A travers le monde, tous les types de formations et structures géologiques sont représentés dans les environnements côtiers. Toutefois cette diversité n'implique pas une très grande variété dans la typologie des aquifères et nappes côtières, qui peuvent classiquement se regrouper en trois grandes catégories (*Custodio*, 2005) :

- les aquifères côtiers libres ;
- les aquifères côtiers captifs ou semi-captifs ;
- les aquifères côtiers multicouches.

Pour chacun de ces systèmes la position et la géométrie de la zone de transition eau douce/eau salée est généralement caractéristique. Ils sont décrits dans de nombreux ouvrages ou publications de base en hydrogéologie générale [*Todd*, 1959, *Wiest*, 1965, et *Bear*, 1979], ou plus spécifiquement appliqués aux aquifères côtiers [*Custodio & Llamas*, 1983, *Custodio & Bruggeman*, 1987, *van Dam*, 1997, *Bear*, 1999].

2.2.1. Les aquifères côtiers libres

Les aquifères côtiers libres sont largement représentés au niveau des plaines côtières et des cordons dunaires littoraux. Ils sont souvent constitués de matériaux silico-clastiques relativement homogènes. Le plancher de la nappe peut être situé à des profondeurs très variables. Lorsque la géomorphologie de la frange littorale est simple avec uniquement des terres émergées en direction du continent, l'interface eau douce / eau salée est également relativement simple, montrant un plongement progressif de la ligne de rivage vers l'intérieur des terres (Comte, 2008).

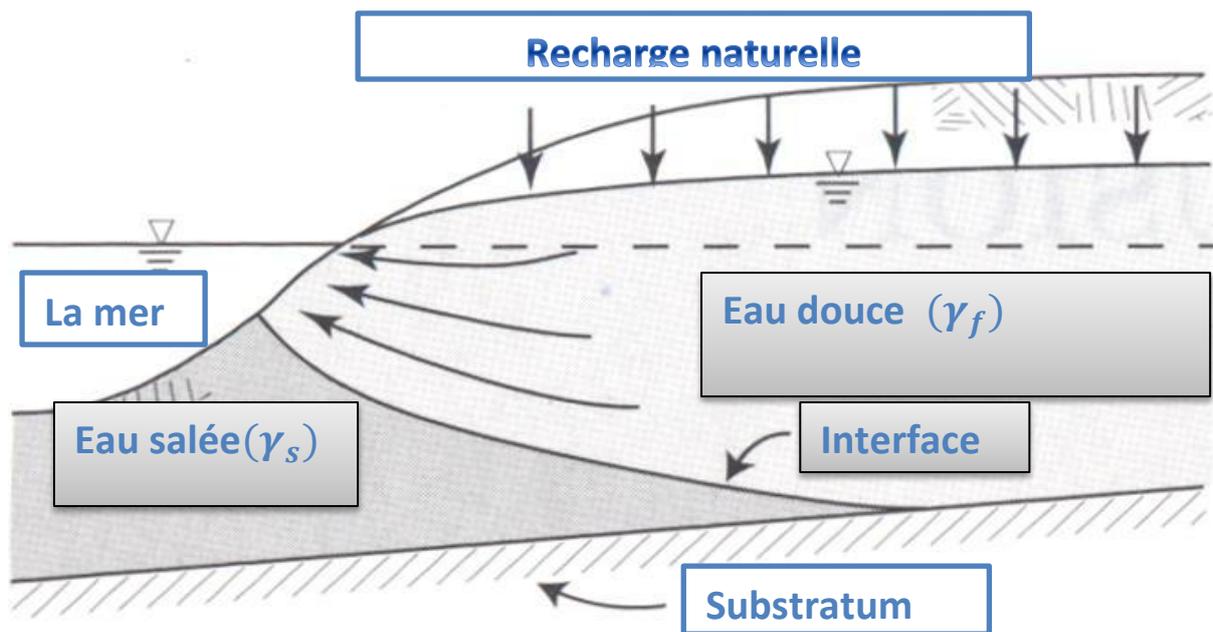


Figure 1.3: Interface eau douce / eau salée dans une nappe libre (Bear, 2010).

2.2.2. Les aquifères côtiers captifs

Les aquifères côtiers captifs ou semi-captifs apparaissent également dans les bassins sédimentaires côtiers. La couche aquifère est alors surmontée par une couche de recouvrement peu à pas perméable et affleure en mer à une distance variable de la ligne de côte. L'interface saline est alors repoussée en mer pour permettre la sortie de l'eau de la nappe.

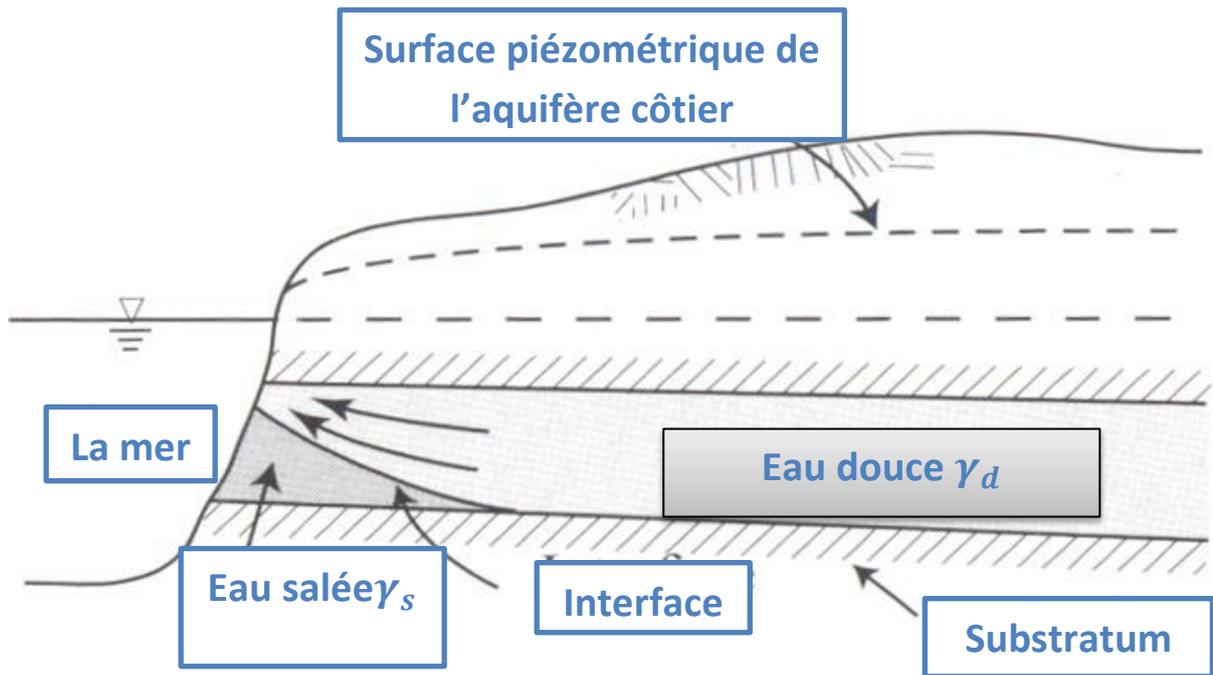


Figure 1.4: Interface eau douce / eau salée dans une nappe captive (Bear, 2010).

2.2.3. Les aquifères côtiers multicouches

Les aquifères multicouches correspondent quant à eux à un cas plus complexe d'aquifères captifs ou semi-captifs. Ils sont représentés par les grands bassins sédimentaires côtiers ou les importants systèmes deltaïques. Plusieurs aquifères captifs à semi-captifs se superposent, le plus superficiel pouvant être libre. Les différences de charge et de propriétés hydrogéologiques (et donc de débit de sortie) propres à chaque aquifère impliquent des positions de l'interface variables d'une couche à l'autre. De la même manière, l'épaisseur de la zone de transition peut varier (Comte, 2008).

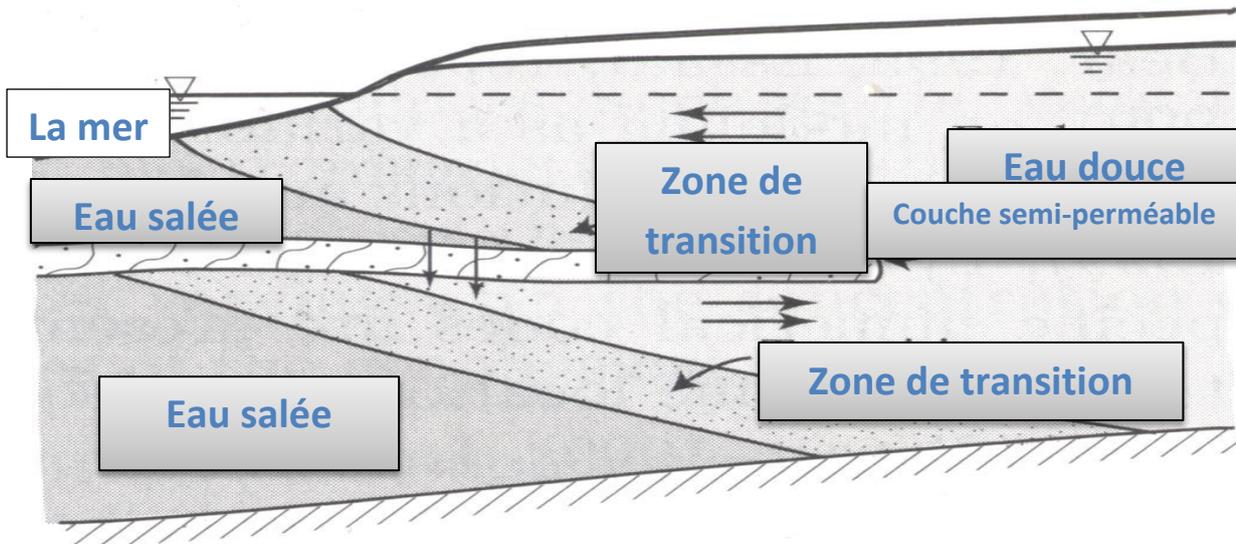


Figure 1.5: Interface eau douce / eau salée avec zone de transition dans un aquifère multicouche (*Bear, 2010*).

3. contact eau douce/eau salée

L'eau douce contenue dans la nappe ne peut pas traverser le front salé, car elle ne peut pas traverser le fluide immiscible qu'est l'eau salée. Cela entraîne donc le contournement de l'eau salée par l'eau douce pour pouvoir sortir là où elle peut. Ainsi les lignes de courant de l'eau douce suivent l'interface eau salée/eau douce en remontant vers le haut car elle est bloquée en bas par l'eau salée. Ainsi l'eau douce s'écoule librement vers la mer proche de la surface de cette dernière. Sur le schéma suivant, cette **zone de résurgence** de la nappe est signalée en bleu foncé. Généralement par abus et pour faciliter les calculs ou les représentations sur des schémas, on considère cette zone comme un point singulier. Cela n'est cependant pas physique car cela implique d'avoir une vitesse infinie de l'eau douce sur ce point.

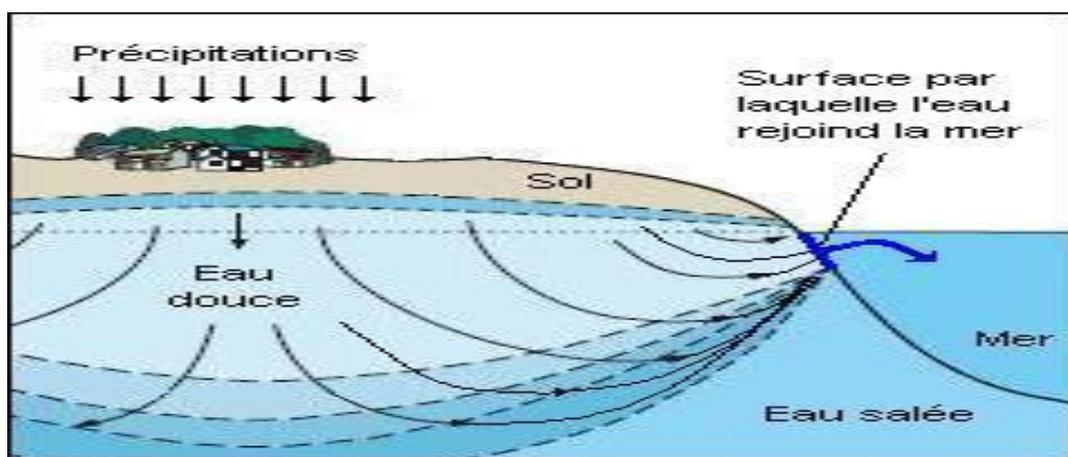


Figure 1.6: interaction eau douce/eau salée et formation de biseau salé.

(Source : www.enseiht.fr/travaux/CD0809/bei/beiere/groupe2/node/154)

3.1. Définition d'un biseau salé

Le contact entre la mer et une nappe d'eau dans un aquifère poreux s'appelle l'interface eau douce/eau salée.

Généralement cette interface est en bordure de mer, mais elle peut se déplacer à l'intérieur des terres en cas d'exploitation trop importante de la nappe ou de précipitations insuffisantes durant une sécheresse.

Cette limite peut être plus ou moins franche (sur quelques mètres) ou progressive (plusieurs dizaines de mètres).

3.2. Définition de l'intrusion marine

En hydrologie souterraine moderne, on utilise le concept de système de flux souterrains afin de caractériser le fonctionnement d'un aquifère. Selon ce concept, le sous-sol peut être subdivisé en systèmes fermés séparés qui communiquent aux bornes et qui évoluent dans le temps. Un système de flux est alors un système dynamique avec recharge. R sur la (**Figure 1.7**) (naturelle par infiltration et percolation des précipitations ou artificielle), décharge (écoulement de la recharge à l'extérieur de l'aquifère) et modification de la capacité de stockage d'eau douce.

L'infiltration saline est définie par *Freeze et Cherry* (1979) comme la migration de l'eau salée dans l'eau douce de l'aquifère, consécutive à une modification de son régime hydrologique (modification de la recharge naturelle ou artificielle, des prélèvements...) l'intrusion saline constitue un problème dans les zones côtières lorsque l'eau douce de l'aquifère est hydrauliquement connectée avec l'eau salée de la mer. Dans ce type d'aquifère, les masses d'eau de mer et d'eau douce sont en contact l'une de l'autre. Sous les conditions d'équilibre naturel, le gradient hydraulique assure un écoulement de l'eau douce vers la mer. Les prélèvements modifient l'équilibre hydrostatique de la nappe et engendrent alors une intrusion d'eau salée à l'intérieur de l'aquifère.

Un aquifère côtier présente une interface entre l'eau douce de densité unitaire et l'eau de mer dont la densité relative est d'environ 1,035 (**Figure 1.7**). L'eau douce, moins dense, forme dans la zone proche du littoral une lentille qui flotte sur l'eau de mer (zone grisée sur la **Figure 1.7**). La façon la plus simple de modéliser cette situation est de supposer que les deux liquides sont immiscibles. Leur interface est donc abrupte. En réalité une zone de mélange existe et l'on passe progressivement de l'eau de mer à l'eau douce. On distingue en général deux types de cause de ce phénomène : les causes naturelles et les causes humaines. Les causes naturelles regroupent les mouvements tectoniques, les processus géologiques et les changements climatiques qui altèrent les niveaux de recharge naturelle ainsi que les niveaux relatifs de la mer par rapport à la terre. Ce sont toutefois les activités humaines qui au cours des vingt dernières années ont le plus accéléré les processus de salinisation des aquifères : des drainages intensifs ont, par exemple, tendance à réduire les niveaux des recharge puisque une partie de celle-ci s'écoule alors plus rapidement vers la mer. L'urbanisation avec le développement des zones industrielles, des routes, aéroport... réduit les surfaces qui

permettent aux pluies de passer en nappe. Finalement c'est l'exploitation intensive des aquifères qui, en diminuant leur recharge nette, est facteur humain essentiel provoquant l'intrusion marine.

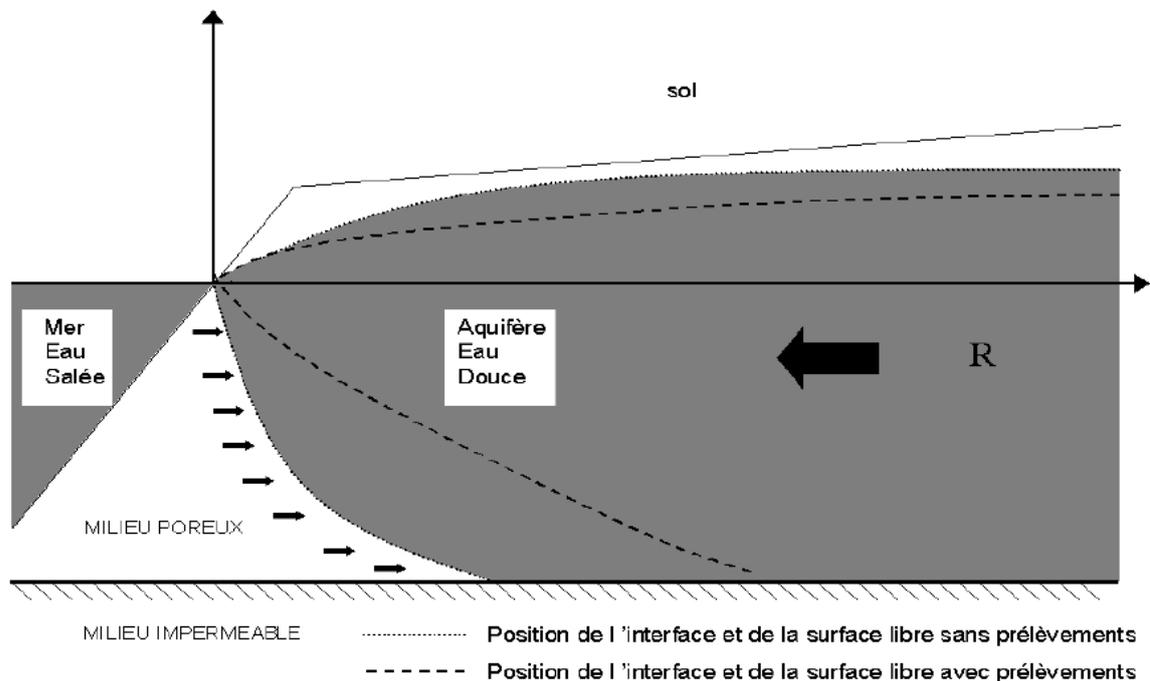


Figure 1.7: Représentation schématique de l'intrusion marine dans un aquifère côtier.

(Source : <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1631071304001531>)

3.3. Mécanismes réglant les rapports entre l'eau douce et l'eau salée

Il est reconnu que dans un aquifère côtier non perturbé par l'activité humaine, l'eau douce en provenance de l'infiltration des précipitations constitue une nappe s'écoulant vers la mer qui surmonte une masse d'eau salée affectant la forme d'un biseau salé pénétrant à l'intérieur des terres.

La transition entre eau douce et eau salée s'effectue relativement brusquement sur une épaisseur ne dépassant pas quelques mètres. A l'échelle de l'aquifère, cette zone de transition est souvent assimilée à une interface abrupte séparant l'eau douce de l'eau salée.

L'existence de la zone de transition est due à la coexistence de plusieurs phénomènes :

- Les fluctuations naturelles de la nappe d'eau douce ou encore l'effet de la marée provoquant un mélange des eaux par déplacement de l'interface ;
- La diffusion moléculaire du sel dans l'eau tend à diminuer les contrastes de concentration ;
- Enfin la dispersion en milieu poreux due à l'écoulement le long de l'interface contribue également au mélange.

L'ensemble de ces causes tendrait à un envahissement progressif de l'aquifère par la saumure, si l'écoulement de la nappe d'eau douce vers la mer n'entraînait un nettoyage permanent et si l'effet de densité ne tendait à maintenir le sel en profondeur.

3.4. Mécanismes de pollution des aquifères coties

Sous l'effet d'un pompage, la zone de transition eau douce/eau salée subit un déplacement d'ensemble vers l'intérieur des terres. Si cette zone de transition atteint les crépines des forages (phénomène connu sous le nom « d'upconing »), il se produit une pollution intense de l'eau pompée. Cet événement peut apparaître même si la nappe d'eau douce n'est pas surexploitée, il s'agit seulement d'une remontée locale de l'eau de la mer dans la zone des captages.

Le phénomène est autant plus grave que consécutivement au déplacement de l'interface en cours d'exploitation, l'écoulement s'effectue avec un coefficient d'emmagasinement apparent très élevé par rapport à celui de la nappe libre d'eau douce. Il en résulte une évolution lente de la piézométrie de l'aquifère qui masque le caractère inacceptable de la situation à long terme.

4. Critères de reconnaissance de l'invasion marine :

Bien qu'à l'heure actuelle l'application des modèles analytiques et numériques permettent une bonne compréhension de l'hydrodynamique des nappes côtières et des intrusions salines, leur caractérisation sur le terrain reste délicate du fait de la profondeur du biseau salé, de la complexité de sa géométrie tridimensionnelle et de son évolution transitoire. Pourtant cette caractérisation est nécessaire à la validation des modèles. Pour l'étude et la caractérisation des nappes côtières sont classiquement utilisées en premier lieu les méthodes d'investigations hydrogéologiques classiques (études piézométriques, essais de pompage et de traçage, etc.). Toutefois la présence du biseau salé implique une caractérisation plus poussée, faisant appel à des techniques d'investigation avancées. De nombreux travaux appliqués existent sur la caractérisation et l'origine du sel dans les nappes côtières, dont les ouvrages précurseurs de *Todd* [1959], *Schoeller* [1962] et *Custodio & Llamas* [1983]. *Custodio* [1997] dresse un inventaire des principales techniques d'investigation des aquifères côtiers.

4.1. Approches hydrogéologiques classiques

Comme tout système hydrogéologique, les aquifères côtiers peuvent être caractérisés par les méthodes d'investigation classiquement employées pour l'étude des eaux souterraines. Les études piézométriques renseignent sur les sens d'écoulement, les essais de pompage sur les propriétés hydrodynamiques (transmissivité et emmagasinement) et les essais de traçage sur les paramètres hydro dispersifs (porosité cinématique et dispersivités). Toutefois ces techniques ne donnent de bons résultats que si on les applique dans les parties de l'aquifère à eau douce. Dès lors que l'on se rapproche de la zone de transition eau douce-eau salée, ces outils atteignent leurs limites et leur interprétation classique peut entraîner d'importants biais si l'on ne corrige pas les données en fonction des effets de densité, de viscosité, etc., liés à la concentration en sel [*Bear*, 1979, *Reilly & Goodman*, 1985]. En ce qui concerne la caractérisation du biseau salé, seule l'étude piézométrique peut dans certaines conditions

fournir une évaluation très approximative de la profondeur de l'interface saline par application de la relation de *Ghijben-Herzberg*.

4.2. Méthodes géophysiques

Bien qu'utilisées depuis longtemps pour l'étude des eaux souterraines et des problèmes environnementaux les affectant [Keys, 1989, Ward, 1990], les méthodes géophysiques appliquées à l'hydrogéologie suscitent un engouement scientifique important et sans précédent [Rubin & Hubbard, 2005], conduisant à l'émergence d'une nouvelle discipline : l'hydro-géophysique. Pour l'application aux aquifères côtiers et à la problématique de la salinité des eaux souterraines, les méthodes les plus pertinentes sont les méthodes électriques et électromagnétiques basées sur la mesure des conductivités (ou résistivités) électriques, du fait du contraste important de ce paramètre existant entre l'eau douce et l'eau salée.

Les diagraphies (méthodes géophysiques en forage) nécessitent l'existence ou la réalisation de forages et sont donc indirectement qualifiées de méthodes destructives.

Au contraire, les méthodes géophysiques de surface présentent l'intérêt d'être non destructives, c'est-à-dire que leur mise en œuvre ne requiert aucun creusement de tranchées, puits ou forage. Toutefois les mesures géophysiques de surface n'investiguent pas seulement la nappe mais également le milieu géologique, ce qui complique parfois l'interprétation hydrogéologique. (Comte, 2008).

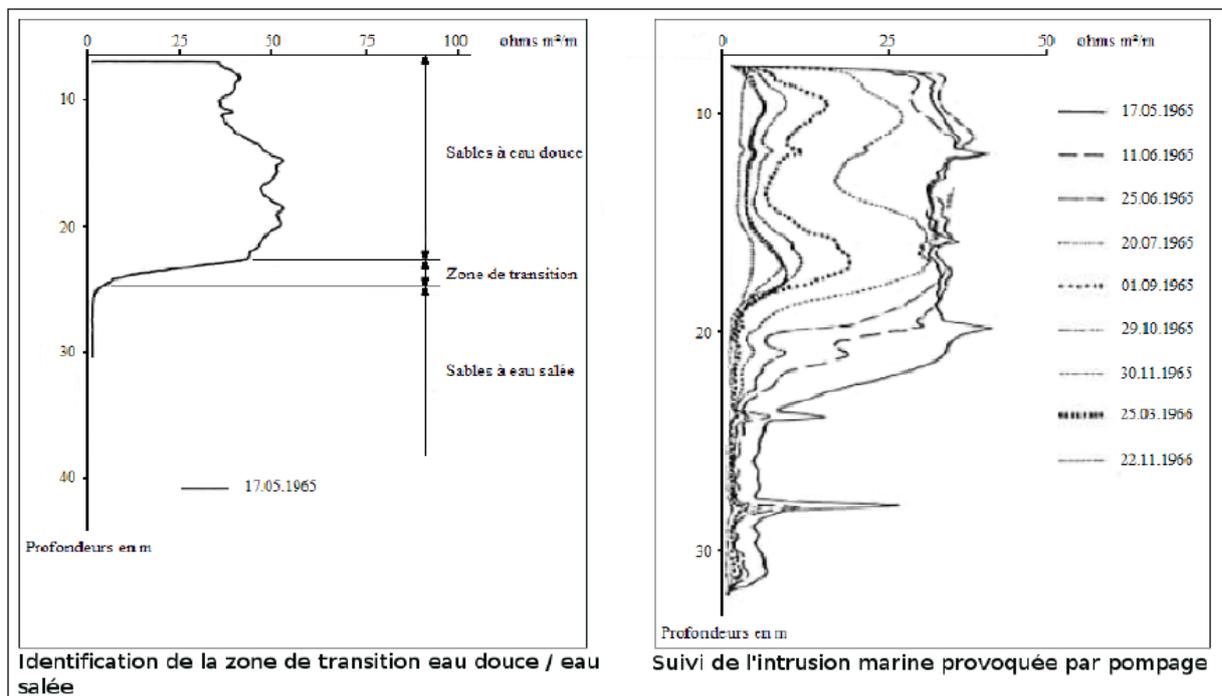


Figure 1.8 : Exemple de profils de résistivité électrique en forage (Debuissou, 1970)

4.3. Approche géochimique

Des analyses chimiques peuvent également être réalisées afin de connaître de façon précise la salinité des eaux présentes dans les aquifères côtiers. La localisation du biseau salé n'est

cependant envisageable que si l'on dispose d'un réseau de puits d'observation et de piézomètres suffisamment développé. Cela nécessite alors de réaliser des prélèvements à différentes profondeurs et que la répartition de l'eau dans les piézomètres soit représentatives de l'eau de l'aquifère pour toutes les profondeurs. La précision de la localisation du biseau salé et de la configuration de la zone de transition sera alors fonction du nombre de puits d'observation et du nombre d'échantillons. Ce type d'approche peut également être effectué par des analyses isotopiques. Ces dernières peuvent permettre d'identifier les mécanismes d'acquisition de la salinité des nappes littorales. En effet, si l'intrusion d'eaux salées est l'une des causes de la salinité des aquifères côtiers, d'autres mécanismes peuvent en être à l'origine tels que le lessivage des sols par les eaux d'infiltration ou la concentration des sels dissous par évaporation (*BRGM, 2005*).

4.4. Approche numérique par modélisation hydrodynamique

Grace aux progrès effectués dans ce domaine depuis une vingtaine d'années, la modélisation constitue une méthode à part entière permettant de mettre en évidence les phénomènes d'intrusions salines. Cette dernière reste cependant expérimentale et nécessite une bonne connaissance de la zone d'étude et de nombreuses données afin d'obtenir des résultats significatifs. La modélisation des systèmes hydrogéologiques côtiers ne peut donc être mise en application sans l'apport des différentes méthodes citées ci-dessus.

Dans ces conditions, les outils de modélisation hydrodynamique permettent de concevoir des modèles de localisation du biseau salé et de simuler sa réaction en fonction de différents scénarii d'exploitation, de protection ou d'évolution climatique.

Certains logiciels tels que FELOW ® permettent de modéliser des fluides à densité variable en prenant en compte l'existence d'une zone de transition entre les différentes phases.

Conclusion

Ce chapitre nous a permis de définir les aspects de base concernant les milieux poreux et leur structure complexe et plus précisément les aquifères côtiers ce qui nous sera utile par la suite pour détecter les anomalies dans ces aquifères et suivre le phénomène de l'intrusion saline.

L'intrusion marine est donc un phénomène qui affecte les aquifères côtiers. L'irrationalité d'exploitation de la nappe d'eau douce pour l'alimentation en eau potable, l'irrigation ainsi que pour l'industrie est la principale cause de l'invasion saline. Donc une modélisation des écoulements en milieux s'impose et s'avère plus que nécessaire.

Chapitre II : Etat d'art sur la modélisation des systèmes aquifères

Chapitre 2

Etat d'art sur la modélisation des systèmes aquifères

Introduction

Au cours de la deuxième moitié du 20^{ème} siècle, les prélèvements en eau souterraine n'ont cessé de croître et représentent actuellement environ un tiers de la consommation mondiale d'eau douce. Cette intensification des prélèvements, souvent supérieurs aux seuils de recharge naturelle, s'est traduite dans beaucoup de régions du globe par une baisse de niveaux des aquifères et la nécessité pour les populations de se tourner vers d'autres ressources de qualité moindre et/ou de coût plus élevé. Dans ces aquifères côtiers, cet accroissement du prélèvement met en péril la pérennité de la ressource en eau. Dans ces aquifères en effet, les masses d'eau de mer et d'eau douce sont en contact l'une de l'autre. Sous les conditions d'équilibre naturel, le gradient hydraulique assure un écoulement de l'eau douce vers la mer qui protège la ressource en eau potable. Le gradient est souvent relativement faible et un débit de prélèvements nets excessif modifie l'équilibre hydrostatique de la nappe. L'eau salée pénètre alors dans l'aquifère et remplace une partie de l'eau douce. Ce phénomène d'intrusion saline interdit l'accès à la ressource à certains usagers et en augmente le coût de mise à disposition.

L'analyse de ce type de problème a fait l'objet de recherche en hydrogéologie souterraine. Les travaux précurseurs dans ce domaine sont ceux de *Badon-Ghyben* (1888) et *Herzberg* (1901) qui travaillaient au début de ce siècle le long de la côte de la mer du nord. La littérature hydrologique spécifique à l'intrusion saline peut se scinder en deux courants. On trouve tout d'abord des auteurs qui ont fondé leur analyse sur la détermination de la position de l'interface qui sépare l'eau douce de l'aquifère et l'eau salée à l'équilibre stationnaire. C'est le type d'approche historiquement développée en premier notamment par *Badon-Ghyben* (1888) et *Herzberg* (1901). Elle nécessite de faire un certain nombre d'hypothèses concernant la nature et le fonctionnement hydrologique de l'aquifère. L'approximation d'une interface abrupte est dans ce cas envisageable tout comme la résolution numérique du modèle. Dans le deuxième type d'approche, les auteurs tiennent compte de la dispersion du sel dans l'aquifère. Cela nécessite un traitement plus sophistiqué et requiert d'utiliser des méthodes numériques. Cela permet cependant un traitement dynamique du problème du placement de l'interface.

1. Occurrence du phénomène d'intrusion marine

Les intrusions salines dans les aquifères côtiers posent problème dans tous les pays présentant des frontières maritimes et constituent l'une des principales sources de détérioration de qualité des eaux souterraines. Contrairement à l'idée reçue, le problème de l'intrusion saline ne se limite pas aux régions arides ou semi-arides, même si dans ce cas les effets y sont accentués. Déjà en 1965, une étude américaine estimait qu'environ les deux tiers des aquifères des Etats-

Unis contenaient une eau de concentration égale ou supérieure à un gramme de chlorures par litre, la norme de l'Environmental Protection Agency (EPA) étant de 0,5 g/L. selon l'EPA, les intrusions salines sont actuellement la cause de la dégradation de la ressource en eau souterraine dans une vingtaine d'états au moins, le Connecticut, l'état de New-York, la Floride, le Texas, la Californie et Hawaii figurant parmi les plus touchés. Dans son rapport sur l'intrusion saline dans les aquifères côtiers, la Food and Agricultural Organisation (FAO) souligne que parmi les régions du globe les plus soumises à ces phénomènes se trouvent le bassin méditerranéen (Espagne, Maroc, Algérie, Egypte) ainsi que le Proche-Orient et le Moyen-Orient (Palestine, Jordanie, Koweït, Syrie).

En Europe le problème semble avoir été signalé pour la première fois au milieu du siècle dernier dans une étude de *Braithwaite* (1855) qui constate la présence d'eau salée dans les régions de Londres et Liverpool.

En Algérie, le problème de l'intrusion marine s'est peu posé dans le passé mais l'exploitation intensive et anarchique des nappes surtout par l'agriculture a fait que ce problème devienne de plus en plus inquiétant durant les dernières années citant les nappes côtières d'Annaba et d'Oran.

Le risque de l'intrusion saline est d'une grande importance pour l'Algérie qui s'ouvre largement sur la méditerranée (1200 km de cote) et dont les zones côtières constituent des régions vivrière souvent bien arrosées par les pluies.

Concernant la zone côtière d'Alger-est, la nappe alluviale constitue la principale ressource pour l'irrigation (zone avouée à l'agriculture maraîchère) ainsi pour les besoins industriels et l'adduction publique. Par la suite des exploitations excessives, la nappe de ces zones côtières pourrait être ainsi atteinte par le phénomène d'intrusion marine. Une première prospection a déjà révélé l'existence de zones polluées très localisées (le cas de la nappe de Hamiz).

2. Conséquences de l'intrusion marine

D'après la F.A.O (1997), six personnes sur dix vivent à moins de 60 km d'une zone côtière, plus des deux tiers de la population des pays en voie de développement, i.e. environ 4 milliards d'habitants, vivra à proximité de la mer. L'accroissement constant des concentrations de populations dans ces zones rend la mise en place de politiques d'approvisionnement en eau potable prioritaire. En effet, dans de nombreux pays, l'augmentation de la pression exercée sur les ressources en eau et en particulier sur les ressources souterraines s'accompagne d'une dégradation de la qualité due notamment au phénomène d'intrusion saline. Rappelons que les standards établis en 1962 par l'E.P.A fixent à 0,5 g/L le niveau maximum de particules solides en suspension que peut contenir l'eau douce pour être potable alors qu'une mesure communément admise de la salinité de l'eau de mer est de 30 à 40 g/L. il est alors clair que même de faible quantité d'eau de mer peuvent engendrer des dégradations importantes de la ressource en eau potable. D'après la F.A.O (1997) un mélange à 2 ou 3% d'eau de mer avec l'eau douce rend cette dernière impropre à la consommation. Au seuil de sources souterraines en eau est d'autant plus élevé qu'elles sont en général de bonne qualité comparée à celle des eaux de surface, c'est-à-dire que le cout de

traitement avant distribution aux usagers est faible, une grande partie de ce traitement ayant été fait par filtration naturelle.

En matière d'usage agricole, l'augmentation de la teneur en chlorures de l'eau a pour effet de diminuer la croissance de la plupart des plantes. Si pour certaines espèces dites halophytes, telle que certaines variétés d'orge, de faibles quantités de sel semblent améliorer la croissance de la biomasse totale, pour la plupart d'entre elles la salinité a pour effet de réduire leur croissance.

Soulignons que l'identification même du phénomène n'est pas toujours aisée. Le signal le plus évident d'un processus d'intrusion saline est l'augmentation des concentrations en chlorures. Toutefois, il est très difficile de déterminer de manière certaine l'origine marine de cette eau puisque le lessivage de dépôts originels ou la percolation de pollutions agricoles peuvent également être la source d'une augmentation des teneurs en chlorures. D'autre part, une des difficultés auxquelles font face les gestionnaires de la ressource est la nature fondamentalement dynamique de l'intrusion marine. Actuellement la plupart des sites touchés par ce phénomène sont dans des situations transitoires. Les pas de temps nécessaires pour atteindre un équilibre stationnaire dépendent certes des caractéristiques hydrodynamiques des aquifères mais sont en général relativement longs (de l'ordre de quelques décennies). Ainsi il est souvent difficile de définir, à la vue des données actuelles, le niveau de l'équilibre stationnaire.

3. Développement de l'étude de L'intrusion saline

L'intrusion marine et les remontées salines dans les nappes côtières constituent un cas naturel particulier d'écoulements densitaires en milieu poreux. La mise en contact au sein de l'aquifère de deux fluides miscibles de densités différentes (l'eau douce de masse volumique env. 1000 kg/m³ et l'eau de mer de masse volumique moyenne de 1025 kg/m³) induit naturellement des effets densitaires liés aux forces de gravité et à la diffusion de l'eau salée vers l'eau douce. A ce phénomène de convection libre s'ajoutent des phénomènes de convection forcée (advection) correspondant d'une part aux forces d'écoulement naturel de la nappe liées à l'existence d'un gradient hydraulique orienté de l'intérieur des terres vers le littoral, d'autre part aux prélèvements ponctuels par les puits (débit de pompage) ou diffus par évaporation (reprise évapotranspiratoire). L'écoulement et le transport du sel en aquifères côtiers obéit donc parfaitement aux lois physiques d'écoulements densitaires de soluté. Dans certains contextes hydrogéologiques peuvent également se surimposer des phénomènes convectifs thermiques causant de la convection thermo-haline.

Bien avant les importants développements mathématiques et numériques initiés dès les années 1950 sur le transport densitaire de soluté en milieu poreux, les aquifères côtiers ont commencé à être étudiés à la fin du XIX^e siècle dans les travaux pionniers de **Badon-Ghijben** [1886] et **Herzberg** [1901]. L'équilibre entre l'eau douce et l'eau salée était alors considéré par ces auteurs comme hydrostatique, ce qui aboutit au premier concept d'interface franche eau douce-eau salée, sans mélange, et à l'établissement de la relation de **Ghijben-Herzberg**. Le concept d'interface présentait l'avantage de fournir des solutions analytiques simples pour

résoudre la position de l'interface et les phénomènes de remontées coniques, ce qui lui a valu de larges et nombreuses applications et améliorations au cours du XXe siècle [p. ex. *Glover*, 1959, *Henry*, 1964, *Bear*, 1972, *Reilly & Goodman*, 1985, *Bear*, 1999, *Cheng & Ouazar*, 1999].

4. Solution pour limiter l'intrusion saline

Le problème de l'intrusion saline dans un aquifère côtier peut être vu comme le remplacement du fait de prélèvement excessif d'un volume d'eau douce par un volume identique d'eau salée ou d'eau saumâtre impropre à la consommation. La limitation des effets de l'intrusion saline ne peut donc se faire que de trois façons : limitation des prélèvements d'eau douce, augmentation de la recharge d'eau douce de façon artificielle et prélèvements directs d'eau salée au voisinage du coin d'intrusion.

4.1. Limitation des prélèvements

Seule une fraction de la recharge naturelle, ϕR avec $\phi < 1$, peut être prélevée sans risque. La part restante qui s'écoule vers la mer sert à maintenir le stock d'eau douce et à lutter contre la pénétration de l'eau salée. Ainsi toute surexploitation conduit à une diminution du stock d'eau douce qui dans certaines situations extrêmes peut totalement disparaître. Cette surexploitation s'accompagne de l'abandon des forages situés au voisinage de la cote et qui sont alors au contact direct de l'eau salée. La fraction de la recharge qui peut être utilisée est grande puisque seuls des niveaux de prélèvement élevés mettent le forage en contact avec l'eau salée.

La limitation des prélèvements pose le délicat problème de la propriété commune de la ressource, thème récurrent en économie des ressources naturelles. Beaucoup de pays ont essayé de résoudre ce problème par la mise en place de permis de prélèvement dont les débits qu'ils autorisent sont fixés de façon à assurer la pérennité de la ressource.

4.2. La recharge artificielle

Une deuxième solution consiste à augmenter la recharge naturelle par une recharge artificielle, l'objectif étant d'accroître la quantité de ressource prélevable à partir de l'aquifère ou bien augmenter le volume d'eau douce de manière à faire face à des situations de crise. La recharge peut se faire par infiltration à partir de puits de forage l'eau de la recharge peut provenir d'eaux de surface ou bien être d'origine souterraine (eaux usées que l'on recycle). Dans le cas d'injections à partir de puits ou de forage, la recharge artificielle doit être de très bonne qualité et parfaitement épurée. Sans quoi, l'eau ayant un pouvoir colmatant, les forages s'obstruent peu à peu. Notons que la localisation des points de réinjection peut avoir un impact significatif sur les dimensions et le volume d'eau douce. L'exemple type de recharge artificielle d'aquifère côtier ayant pour objet de lutter contre l'intrusion saline est celui d'Amsterdam et de la Haye dont il a été question précédemment.

4.3. Prélèvement d'eau salée

Dans certains cas, l'eau salée ou saumâtre peut être prélevée directement sous l'eau douce et être utilisée après dessalement. De tels prélèvements se traduisent par une diminution du volume de l'eau salée dans l'aquifère et une augmentation du volume d'eau douce. Un

contrôle de la position de l'interface est alors possible en prélevant simultanément de l'eau douce et de l'eau salée. Toutefois ce type de solution pose un certain nombre de problèmes techniques.

Tout d'abord, le contrôle de la position de l'interface nécessite une surveillance permanente des niveaux de prélèvement et de concentration en sel de l'eau. D'autre part, les pompes d'eau salée hautement corrosive, nécessitent des systèmes très particuliers. Enfin en cas de dessalement de l'eau salée on doit prendre en compte les coûts environnementaux liés aux saumures qui résultent des processus de retraitement.

5. Formalisation hydrologique de l'intrusion saline

Les hydrologues et les mécaniciens des fluides ont développé des modèles du phénomène d'intrusion saline qui visent à décrire le positionnement et le déplacement de l'interface entre la masse d'eau douce et celle d'eau de mer. *Custodio* et *Llamas* (1976) distinguent trois grands types de modèle : les modèles physiques, les modèles analytiques et les modèles numériques. Les modèles physiques sont des représentations à l'échelle réduite de la réalité et sont utilisés lorsque l'on manque de données suffisantes permettant de paramétrer un modèle numérique. Ils ont l'avantage de fournir un moyen simple de visualisation des phénomènes étudiés. L'exemple type est le modèle dit de bac à sable ou un container rempli par un milieu poreux (sable) est étudié lorsque un fluide passe à travers celui-ci. Les modèles numériques tentent d'intégrer la complexité des situations concrètes et sont construits sur la base d'algorithmes mathématiques représentant les conditions hydrauliques et chimiques du système étudié. Ils sont utilisés dans les études de cas, leur mise en œuvre faisant appel à une programmation lourde.

Les modèles analytiques sont similaires dans leur construction aux modèles numériques mais leur résolution n'impose pas d'utiliser des méthodes d'approximation. Ils sont adaptés à la modélisation d'aquifères à la géométrie et aux conditions hydrauliques simple. Ces modèles, qui nécessitent de faire un certain nombre d'hypothèses relatives à la nature de l'aquifère et à son fonctionnement hydrologique, ne sont en général pas utilisés directement lors d'études de cas concrets. En dépit des hypothèses simplificatrices qu'ils nécessitent, un consensus se dégage pour dire qu'ils peuvent toutefois servir de point de référence aux modèles numériques.

6. Le développement de La modélisation de l'intrusion marine

En matière d'hydrodynamique des nappes côtières, et en particulier sur l'étude quantitative des relations eau douce / eau salée, les travaux pionniers et très largement cités sont ceux de *Badon-Ghijben* (1889) mis en œuvre aux Pays-Bas et de *Hertzberg* (1901), en Allemagne. Ont suivi, sur les bases conceptuelles et théoriques établies par *Badon-Ghijben* et *Hertzberg*, de nombreux travaux dont les plus décisifs ont été menés par Hubbert (1940), Cooper (1959), *Glover* (1959), *Polubarinova-Kochina* (1962), *Cooper et al.* (1964), *Henry* (1964), *Pinder & Cooper* (1970), *Strack* (1976), *Bear* (1979) et *Cranks* (1984).

Ainsi, l'étude quantitative des écoulements densitaires en aquifères côtiers a commencé par la recherche de solutions analogiques ou analytiques 2D (*Oude Essink*, 2001). Deux types d'approches avaient et ont toujours cours pour ce qui est de la conception de la zone de contact souterrain entre l'eau douce et l'eau salée. Les modèles d'interface franche (ne supposant aucun mélange entre l'eau douce et l'eau salée) et les modèles d'interface diffuse (impliquant une zone de mélange, ou zone de transition, entre les deux masses d'eau).

6.1. L'approche hydrostatique et le principe de Ghyben-Herzberg

Les premiers travaux se sont attelés à trouver des solutions analytiques dans le cas d'une interface franche. La relation de *Ghyben-Herzberg* (*Badon-Ghyben*, 1889 et *Hertzberg*, 1901), considérant un équilibre statique entre l'eau douce et l'eau salée établit que la profondeur de l'eau salée par rapport au zéro marin (H) est reliée à la hauteur piézométrique au-dessus du zéro marin (h) suivant la relation :

$$H = \frac{\rho_f}{\rho_s - \rho_f} . h \quad \text{Soit} \quad H = \delta . h \quad \text{avec} \quad \delta = \frac{\rho_f}{\rho_s - \rho_f}$$

Pour une masse volumique de l'eau de mer $\rho_s = 1025 \text{ kg/m}^3$, et une masse volumique de l'eau douce $\rho_f = 1000 \text{ kg/m}^3$, alors $\delta = 40$. Il en découle que pour une hauteur piézométrique de 1 m au-dessus du niveau marin, l'interface saline serait située à 40 m sous le niveau de la mer. Ainsi une nappe s'écoulant vers l'océan voit naturellement sa piézométrie diminuer, de même que la profondeur de l'interface qui remonte 40 fois plus rapidement. Dans le cas de systèmes à l'équilibre (régime permanent), cette approximation se révèle relativement correcte à condition que l'on s'éloigne suffisamment de la zone de décharge de la nappe en mer (*Comte*, 2008).

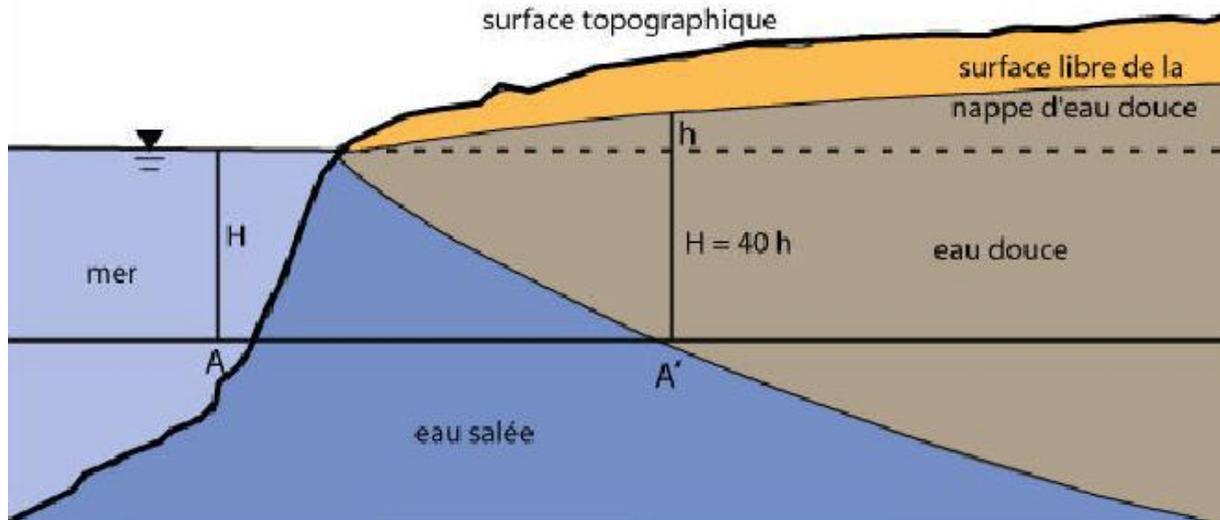


Figure 2.1: Coupe schématique perpendiculaire au littoral selon *Ghyben-Herzberg* (BRGM, 2005)

Les hypothèses sur lesquelles repose le principe de *Ghyben-Herzberg* peuvent être résumées de la façon suivante :

- L'eau salée et l'eau douce sont immiscibles (interface abrupte) ;
- Le biseau d'eau salée est considéré comme quasi-hydrostatique ;
- La nappe d'eau douce est supposée verticalement hydrostatique (écoulements plans).

6.2. Le développement des approches hydrodynamiques

Ce principe fut par la suite amélioré par des approches hydrodynamiques, rendant plus exacte la description géométrique de l'interface eau douce / eau salée en fonction du niveau piézométrique de la nappe.

Quelques grands principes ayant participé à l'amélioration des solutions analytiques qui peuvent être retenus comme majeurs sont, entre autre, ceux de *Glover*, *Cooper*, ou encore *Luszczynski*.

En effet, *Cooper*, par exemple, travailla de 1959 à 1964 sur les développements analytiques considérant une nappe d'eau douce en écoulement au-dessus d'eau de mer statique pour une nappe captive sous le niveau marin. Il démontra en particulier l'existence nécessaire d'une zone de décharge en mer non permise par le modèle hydrostatique de *Ghyben-Herzberg*. En effet, dans ce dernier, si la piézométrie rejoint le niveau de la mer, c'est-à-dire $h = 0$, alors l'interface le rejoint aussi et $H = 0$. Cooper prit également en compte dans ses travaux la miscibilité de l'eau douce et de l'eau salée en introduisant l'existence d'une zone de diffusion dans laquelle l'eau de mer circule et se dilue.

7. Concepts modernes et développements des modèles numériques

Les progrès informatiques et les développements numériques ont progressivement assis à partir des années 1980 le concept de zone de transition au sein d'un milieu hydraulique continu et dynamique (*Voss & Souza*, 1984, *Voss*, 1984). Les résolutions numériques tridimensionnelles de l'écoulement densitaire sont permises par la discrétisation et le couplage des équations de *Darcy* (1856) et de continuité pour l'écoulement, les équations de diffusion-dispersion pour le transport du sel.

Les modèles mathématiques du transport de sels dans les milieux poreux sont basés sur les travaux de *Henry* (1959) et *Bear* (1972, 1979). L'approche consiste à coupler l'équation d'écoulement et de transport à l'aide d'une équation d'état qui relie la densité du soluté à la concentration du soluté dans la solution. L'équation de transport décrit trois mécanismes de transport : la convection la diffusion et la dispersion :

- **L'advection** est le mécanisme de déplacement du soluté par le fluide ;
- **La diffusion** exprime le flux du soluté d'une région de forte concentration à une région de faible concentration due au mouvement Brownien des ions et molécules. En condition permanente et en cas de faible gradient de concentration, ce phénomène est décrit par la loi linéaire de Fick ;
- **La dispersion** est le mécanisme de diffusion du panache de concentration, dans la direction et à travers l'écoulement due à l'hétérogénéité présente à toutes les échelles. La dispersion conduit à une uniformisation du front de concentration (*Al Bitar*, 2007).

La discrétisation des équations fondamentales est classiquement effectuée selon deux techniques numériques (*Larabi & de Smedt*, 1997) : la technique des différences finies et la technique des éléments finis.

Cette approche 3D avec zone de mélange est physiquement plus correcte que le concept d'interface franche, toutefois elle demeure souvent plus difficile à mettre en œuvre du fait du manque de données dans les propriétés 3D des aquifères, et en particulier des paramètres de dispersion dans l'équation du transport (*Naji et al.*, 1999). Quelle que soit l'approche abordée, interface franche ou zone de transition, *Custodio* remarque en 1992 que de bons résultats peuvent être obtenus si sont retenues les bonnes conditions et considérés les bons niveaux d'échelle. Toutefois, lorsqu'on s'intéresse à la problématique de la déstabilisation transitoire de l'interface saline, comme dans le cas des remontées salines causées par des pompages, les modèles d'interface franche montrent alors rapidement leur limitation. En effet, de tels phénomènes transitoires génèrent d'importants mélanges entre l'eau douce et l'eau salée, qui dans la plupart des cas ne peuvent être abordés qu'avec une approche 3D considérant une zone de transition eau douce-eau salée (*Reilly & Goodman*, 1987 ; *Comte*, 2008)

7.1. Approche numérique par modélisation hydrodynamique

Grace aux progrès effectués dans ce domaine depuis une vingtaine d'années, la modélisation constitue une méthode à part entière permettant de mettre en évidence les phénomènes d'intrusions salines. Cette dernière reste cependant expérimentale et nécessite une bonne connaissance de la zone d'étude et de nombreuses données afin d'obtenir des résultats significatifs. La modélisation des systèmes hydrogéologiques côtiers ne peut donc être mise en application sans l'apport des différentes méthodes citées ci-dessus.

Dans ces conditions, les outils de modélisation hydrodynamique permettent de concevoir des modèles de localisation du biseau salé et de simuler sa réaction en fonction de différents scénarii d'exploitation, de protection ou d'évolution climatique.

Certains logiciels tels que FEFLOW ® permettent de modéliser des fluides à densité variable en prenant en compte l'existence d'une zone de transition entre les différentes phases.

7.2. Applications du problème du biseau salé

Les domaines hydrogéologiques sont beaucoup plus complexes à cause de plusieurs facteurs. Parmi eux, nous pouvons citer la structure des formations géologiques et en particulier de celle du substratum, la distribution des paramètres hydrauliques de l'aquifère ou encore les conditions aux limites du domaine qui sont en relation directe ou indirecte avec le système aquifère (*Ruiz et al.*, 1990).

La résolution numérique du problème du biseau salé nécessite donc la création préalable d'une base de données thématique contenant des informations suffisantes sur le domaine d'intégration. Parmi les essais de modélisation de ce mécanisme d'intrusion marine à l'échelle réelle, on peut rappeler l'étude de *Langevin* (2001) avec le code SEAWAT pour la simulation de la décharge des eaux souterraines sur la baie de Biscayne de Floride, aux Etats-Unis d'Amérique.

L'étude portait en premier lieu sur la modélisation de l'écoulement en régime permanent et à deux dimensions sur une section verticale. Les résultats ainsi calés et validés pour ce régime ont été par la suite les conditions aux limites du domaine en 3 dimensions pour un régime transitoire de l'année 1989 à l'année 1998. Les différents calages du modèle ont été effectués après des séries de tests de sensibilité sur les paramètres hydrauliques de la nappe tels que la conductivité hydraulique, sur les paramètres de dispersion longitudinale et transversale du milieu poreux et les flux de recharge de la nappe (*Langevin*, 2001). Il a pu ainsi obtenir la solution numérique de la concentration en sels et celle de la charge hydraulique à l'intérieur de la baie.

Parmi les travaux de modélisation de l'intrusion marine dans l'aquifère côtier du Cap Bon, on peut citer les travaux de *Khlaifi* (1998) et *Paniconi et al.* (2001) qui ont effectué avec le modèle CODESA-3D la résolution numérique du problème d'écoulement saturé et de transport miscible à densité variable pour deux régimes. Dans leurs travaux, le régime permanent a été établi pour l'année 1962 après une multitude de tests de sensibilité sur les conditions aux limites de la nappe tels que les infiltrations directes et les recharges latérales de

la nappe. Ensuite, après avoir retrouvé une solution proche des niveaux piézométriques de l'année 1962, le régime transitoire établi sur une période de 35 ans a été obtenu en faisant varier les paramètres hydrodynamiques de la nappe (ex. : les coefficients de dispersion) et les conditions aux limites du domaine tels que les débits de pompage afin de justifier des résultats sur les concentrations et les niveaux piézométriques les plus proches que possible de celles de 1996.

Conclusion

Les modèles mathématiques permettent de simuler adéquatement les écoulements en milieux poreux et constituent donc des outils précieux de la gestion des ressources côtières.

Toutefois, la grande sensibilité numérique de ces modèles nécessite une bonne connaissance préalable des paramètres hydrogéologiques et hydrodynamiques. Compte-tenu de la complexité de la géométrie tridimensionnelle des milieux poreux.

Les données ponctuelles des paramètres caractérisant le milieu poreux sont très souvent insuffisantes pour définir cette géométrie. La validation des modèles reste alors délicate.

Chapitre III : Présentation de la région d'étude

Chapitre 3

Présentation de la région d'étude

Introduction

L'Algérie, un pays en voie de développement connaît ces vingt dernières années un fort accroissement démographique, et une industrialisation de plus en plus active, notamment dans la région Algéroise où se situe la nappe de la Mitidja qui a subi une surexploitation pendant plusieurs années, et parmi les problèmes majeurs qui affecte la réserve d'eau et risque d'endommager le champ captant de la nappe est l'avancement du biseau salé (intrusion des eaux salées de la mère dans la nappe) et l'abaissement du niveau piézométrique, et pour bien étudier ce phénomène, il est avéré de bien présenter et localiser la région d'étude.

1. Présentation Géomorphologique

1.1. Situation géographique

La Mitidja est la plus vaste plaine littorale située au centre de l'Algérie du Nord (**Photo 3-1**), elle occupe une superficie d'environ 1450 Km² avec une longueur moyenne de 10 à 18 Km. Les limites de la nappe aquifère se confondent avec celles de la plaine de la Mitidja proprement dite et s'étendent depuis la région de Hadjout à l'ouest jusqu'à la région de Réghaia à l'est.

Géographiquement, le bassin versant de la Mitidja Orientale comprend trois grandes unités :

- a) L'Atlas de Blida, qui constitue approximativement la limite sud du bassin versant.
- b) Le Sahel, qui borde la plaine de la Mitidja au nord seule la partie méridionale de cette zone de collines fait partie du bassin de la Mitidja Orientale, les précipitations qui tombent sur la partie nord s'écoulent directement vers la Méditerranée.
- c) La plaine de la Mitidja Orientale : vaste région affaissée, bordée par les unités précédentes. Elle est de loin la plus intéressante de part ses ressources en eau souterraines. C'est également la région la plus développée, tant du point de vue agricole (agrumes, cultures maraichères) qu'industriel (usine de papier, jus de fruits, pâtes alimentaires) et démographique.



Photo 3-1 : Position géographique de plaine de Mitidja.

Source support : Google Earth

1.2. Localisation de la région d'étude

Dans notre étude, nous nous intéressons à la partie la plus touchée par le phénomène de l'intrusion marine. Il s'agit de la partie nommée « la baie d'Alger » qui est en contact direct avec la mer (**photo 3-2**).

La baie d'Alger est limitée par la mer méditerranée au Nord, la limite géologique étanche au nord-est, l'Oued El Harrach à l'ouest et l'Oued El Hamiz à l'est. Elle s'étend au sud à quelques dizaines de Kilomètres.

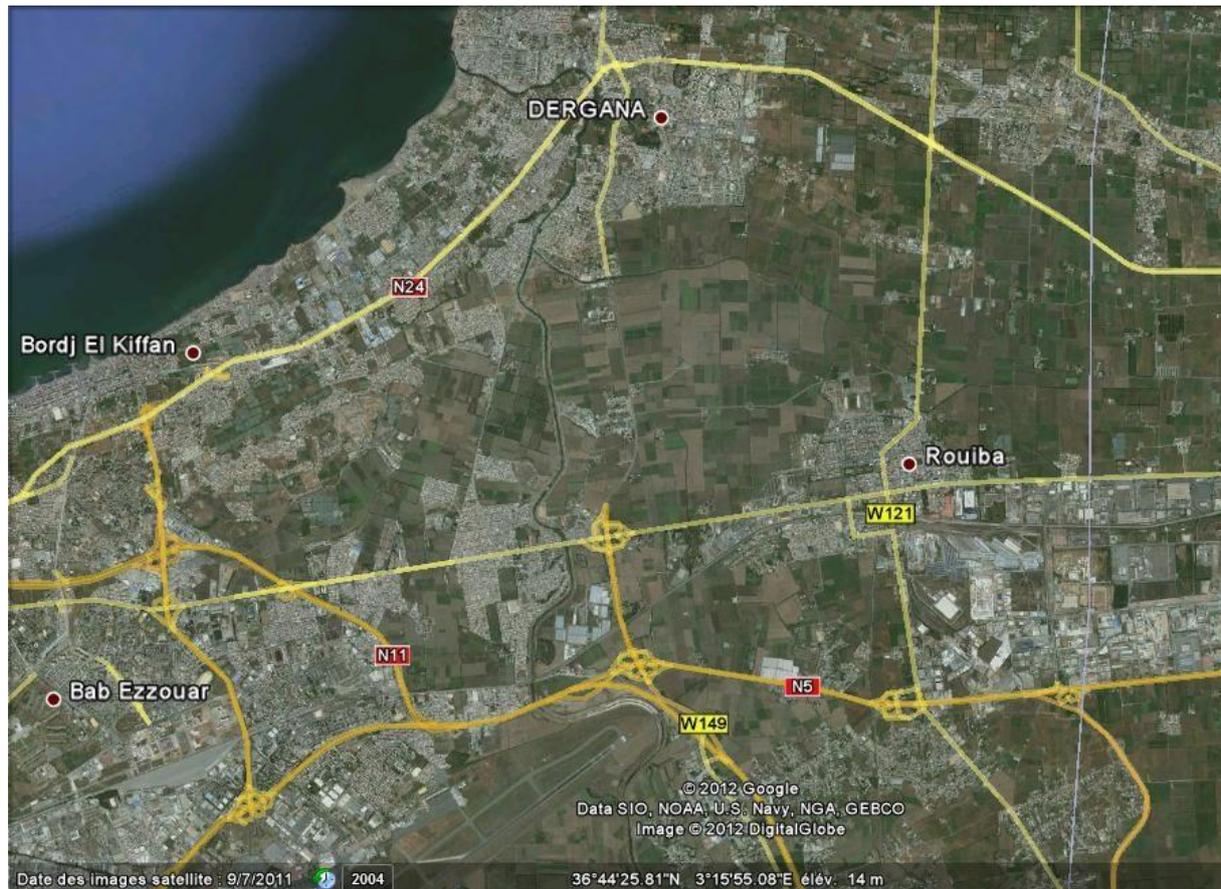


Photo 3-2 : Localisation géographique de la zone d'étude.

2. Réseau hydrographique

Cinq oueds principaux drainent la plaine de Mitidja, Ceux sont d'ouest en est :

- Oued Nador, dû à la réunion des oueds Bou Ardoun, Meurad et Bourkika,
- Oued Mazafran, constitué par oued Djer grossi de Bou Roumi et la Chiffa grossie d'Oued Kébir,
- Oued El Harrach, qui reçoit sur sa rive droite oued Djemaa et oued Smar,
- Oued El Hamiz,
- Oued Réghaia.

Dans notre étude, nous ne nous intéressons qu'à la partie orientale de la Mitidja.

Trois Oueds principaux la drainent : oued El Harrach, oued El Hamiz et oued Réghaia.

Nous constatons que les cours d'eau nés dans l'Atlas traversent la plaine du sud au nord, en général aussi directement que possible, et franchissent l'obstacle du Sahel par des cluses. Cette constatation n'exclut pas diverses divagations dues surtout au fait qu'à leur débouchée dans la plaine, ces oueds édifient des cônes de déjections souvent très importants.

3. Géologie de la région d'étude

3.1. Stratigraphie et lithostratigraphie

La configuration et la structure des réservoirs sont imposées par les formations lithostratigraphiques, lesquelles déterminent les formations et les structures hydrogéologiques. Celles-ci sont la base de l'identification géologique des aquifères.

Une formation lithostratigraphique est constituée par un corps de terrain de nature pétrographique homogène : sable, calcaire, grès, gravier, argile, gypse, etc. Elle est désignée par le nom de la région (ou de la localité) où elle a été observée et décrite par un terme d'étage.

Elle est identifiée par trois ensembles de données fixes : surfaces limites, localisation dans le sous-sol et structure.

3.2. Miocène et formations plus anciennes

Ces formations sont présentes sous le bassin de la Mitidja dans le cœur de l'anticlinal du Sahel et affleurent par endroits dans l'Atlas, sur la bordure Sud du bassin. (*Aymé et Al*, 1954; *Glangeaud*, 1952).

a) Le Miocène

Le miocène affleure localement dans l'Atlas, plus particulièrement au Sud de Khemis EL Khechna et à l'Est d'oued Réghaia. Il est représenté par des marnes de 50 m d'épaisseur du Vindobonien contenant des lentilles de calcaires, et aussi des lentilles de grès d'épaisseur variable du Burdigalien. (**Figure 3.1**).

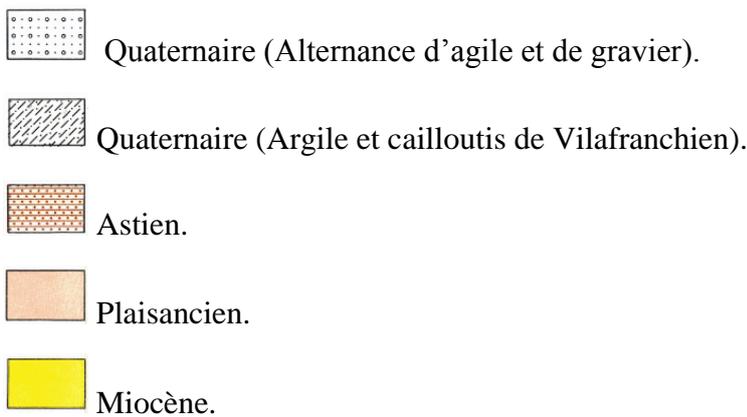
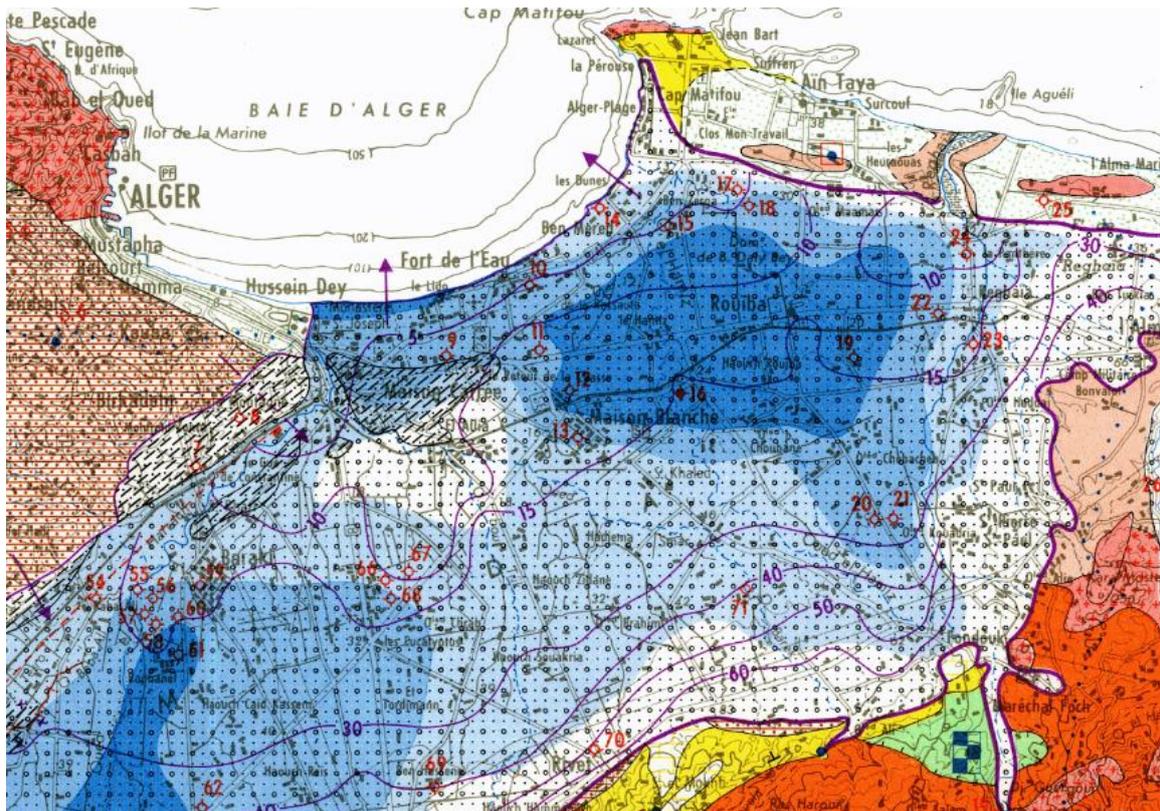


Figure 3.1 : Carte géologique de Mitidja (ANRH).

b) Les formations plus anciennes

Elles sont constituées par :

➤ **Roches éruptives du tertiaire**

Ces roches éruptives sont associées aux roches volcaniques, calcaire, conglomérat. Elles affleurent sur le pourtour Sud-Ouest de la plaine de la Mitidja.

➤ **Roches métamorphiques**

Elles sont constituées de gneiss de schistes et micas schistes. Elles apparaissent sous forme de petits affleurements isolés au Nord (massif d'Alger, cap Matifou).

3.3. Le Pliocène

Le pliocène est représenté par des dépôts du Plaisancien et l'Astien qui sont les plus développés dans la plaine (**Figure 3-2**).

a) Plaisancien

Le bassin de la Mitidja repose pour sa plus grande partie sur une séquence épaisse et uniforme de marnes grises au bleues parfois sableuses, le plus souvent dénommés marnes du plaisancien il s'agit de sédiments types d'eau profondes qui se sont déposés sur une surface d'érosion et dont l'épaisseur varie considérablement par rapport à une moyenne de 200 m.

Le Plaisancien affleure uniquement dans les collines du Sahel au cœur d'un plissement anticlinal, dans la zone de Khemis EL Khechna et Réghaia où il constitue la formation Est du bassin (*Glangeaud, 1952*).

b) Astien

La formation de l'Astien se compose de sédiments marins de hauts-fonds avec une prédominance de calcaires et de grés de couleur jaune et quelques rares unités d'argile. Cette série, dont l'épaisseur moyenne est de 100 à 130 m, se trouve en général à des profondeurs se situant entre 230 et 300 m au-dessous de la surface de la plaine de Mitidja. Des affleurements très importants de dépôts de l'Astien existent sur le côté sud du Sahel et à la périphérie d'Alger ; quelques affleurements isolés sont également visibles au pied des montagnes de l'Atlas (**Figure 3-1**).

3.4. Formation d'El Harrach

La formation d'El Harrach (qui était auparavant connue sous le nom de formation Maison Carrée) constitue une séquence relativement uniforme d'argiles plastiques jaunes ou grises. Localement, ces argiles contiennent quelques cailloutis ainsi que des couches ou des lentilles de graviers allant de 2 à 6 m d'épaisseur. Les argiles sont totalement absentes autour de Rouïba. L'épaisseur moyenne au centre du bassin est de l'ordre de 100 m (**Figure 3-2**).

3.5. Formation de la Mitidja (Quaternaire)

Cette formation se compose principalement de matériaux alluviaux grossiers, à savoir des graviers et des galets et des limons ou argiles en quantités variables. Des variations de granulométries considérables se produisent dans le sens vertical, qui est liées aux sources de matériaux. Les alluvions de cette formation proviennent principalement de l'Atlas dont l'épaisseur moyenne varie entre 100 m à 150 m (**Figure 3-2**).

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 et les sédiments marins leur étant associés (Bennie et Partners 1982).

3.6. Formation de Mazafran et de Halloula

Elles se composent de limon et d'argile limoneuse de couleurs généralement grises jaunâtres ou gris-bleu et contenant parfois un peu de gravier. Elles sont de caractère relativement

uniforme. On trouve ces formations dans la plus grande partie des trains bas de la plaine sur une épaisseur faisant 10 m environs en moyenne (**Figure 3-2**), (*Montouchet, 1952 ; Mutin, 1977*).

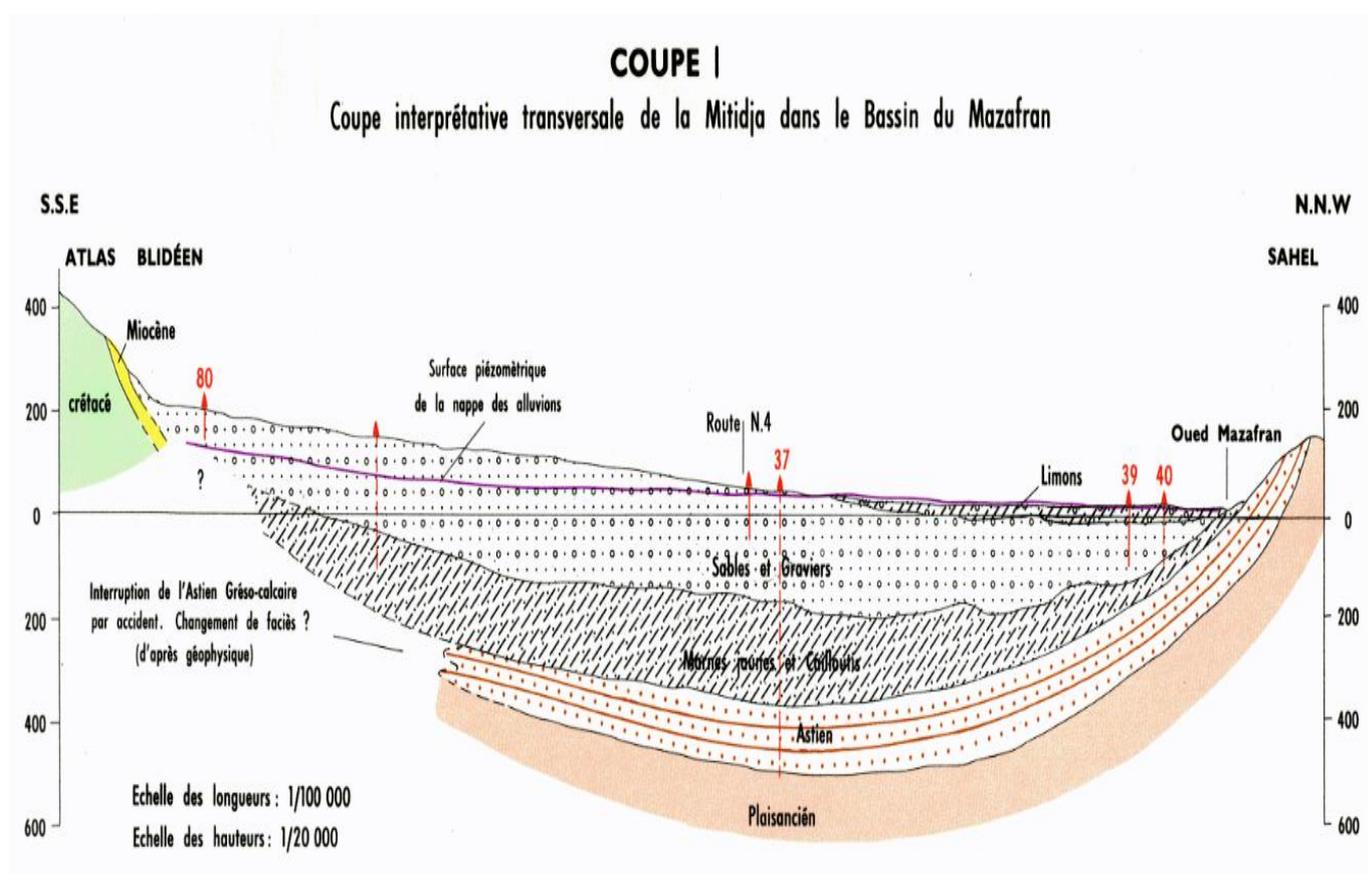


Figure 3.2 : Coupe interprétatif de la Mitidja dans le bassin du Mazafran (*Achie, 1971*)

4. Hydrogéologie de la plaine de Mitidja

4.1. Morphologie et structure des aquifères

La plaine de la Mitidja est un bassin alluvial formé par affaissement et sédimentation active.

Elle comporte deux principaux aquifères, celui de l'Astien et celui de la Mitidja (nappe alluviale), qui reposent sur les marnes du plaisancien formant la limite inférieure imperméable de presque tout le bassin et séparés sur toute la surface du bassin par les marnes de la formation d'El Harrach qui ne compte que des zones très localisées de matériaux perméables.

4.1.1. L'aquifère de l'Astien

Il se trouve en charge sous les marnes jaunes semi-perméables d'El Harrach, sauf dans la partie Est où il est en contact direct avec l'aquifère de la Mitidja.

Les formations Sur lesquelles repose l'aquifère sont celles qui forment ses limites latérales imperméables vers le Nord.

4.1.2. Aquifère de la Mitidja

L'aquifère de la Mitidja contient une nappe libre, sauf dans le bas Mazafran où la nappe est captive sous les limons récents de la formation du Mazafran.

Les limites de l'aquifère Quaternaire sont plus complexes que celles de l'Astien, son substratum se situe au contact des formations marneuses d'El Harrach, sauf à l'Est de la plaine où c'est l'Astien, qui forme cette limite inférieure. Le toit de l'aquifère, d'une manière générale, est formé par la surface du sol, sauf dans le bas Mazafran où l'aquifère est recouvert et rendu captif par les limons de la formation du Mazafran épaisse de 10 à 60 m.

L'aquifère est limité à l'ouest par les marnes d'El Harrach et la mer, sauf en quelques points où il est en contact direct avec l'Astien.

A l'Est de la baie d'Alger, l'aquifère est isolé de la mer par les formations dunaires consolidées du Sahel. La limite Est 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.

La limite Sud de l'aquifère est marquée par les formations de l'Atlas Blidéen. A ce niveau, l'aquifère de la Mitidja est en général en contact direct avec l'aquifère Astien qu'il recouvre, sauf dans la partie Sud-Ouest où l'aquifère recouvre les formations Miocènes.

4.2. Les caractéristique hydrodynamique des aquifère

4.2.1. L'aquifère Astien

Les caractéristiques hydrodynamiques de l'Astien sont mal connues. Les estimations de la transmissivité indiquées par la société *Géohydraulique* (1968-1972), et le bureau d'étude *Bennie & Partners* (1979-1980) varient de 90 à 2000 m²/jour.

Le coefficient d'emmagasinement, estimé à partir des essais de pompage de courte durée (*Bennie & Partners* 1979-80) est compris entre 5.10^6 et 5.10^3 .

4.2.2. L'aquifère de la Mitidja

Il est caractérisé par des perméabilités verticales inférieures aux perméabilités horizontales à cause des grandes variations que connaissent les matériaux dans le plan vertical en un point donné. La direction préférentielle de l'écoulement est par conséquent horizontale. Les eaux s'écoulent en général du sud au Nord. Au centre de la plaine, l'écoulement se fait depuis la bordure de l'Atlas en direction du Nord puis converge vers le bas Mazafran pour s'écouler dans les limons sus-jacents, et vers les oueds.

Dans le bassin d'El Harrach, Hamiz, les écoulements naturels provenant de l'Atlas se dirigent vers les marais de Réghaia, la baie d'Alger et vers les deux aires situées entre Baraki et Dar El Beida.

En général, on observe les perméabilités (Transmissivités) élevées dans les matériaux déposées par les grands oueds, et les perméabilités faibles dans les matériaux provenant du piémont.

Les transmissivité dans la partie Est de la plaine où les deux aquifère son en contact sont importantes.

Elles dépassent $200 \text{ m}^2/\text{jour}$, sauf près des bordures les plus minces de l'aquifère et peuvent atteindre $4000 \text{ m}^2/\text{jour}$ sur de grandes zones. Les coefficients d'emmagasinement sont mal connus du fait de hétérogénéité de l'aquifère à certains endroits.

5. Le mécanisme d'alimentation et d'écoulement des nappes

5.1. L'aquifère Astien

Il est limité à la base et sur les bords par les formations peu perméables (marnes et argiles bleues du Plaisancier), par conséquent les eaux qu'il reçoit sont celles arrivant par le dessus il est principalement alimenté par :

- a) L'infiltration des précipitations sur le Sahel où il est affleurant. Elle est de l'ordre de $25000 \text{ m}^3/\text{jour}$.
- b) Réalimentation due à la nappe de Mitidja sus-jacente. Dans les piémonts de l'Atlas. L'Astien est alimenté par la nappe de Mitidja par drainance à travers les marnes jaunes de la formation d'El Harrach peu épaisse (aux endroits où il y a des passées caillouteuses et absence de marnes).
- c) Fuite des réseaux de distribution en eau potable de la région d'Alger.

5.1.1. Ecoulement de la nappe de l'Astien

Les exutoires de cette nappe sont constitués par :

- a) Les fuites latérales de l'astien le long de la limite sud du sahel, bien qu'il soit limité sur les côtés par des formations peu perméables ; un débit important sort à travers ces limites.
- b) La mise en charge de l'aquifère peut provoquer certaines percolations Verticales privilégiées vers la nappe de la Mitidja à travers les marnes jaunes d'El Harrach (aux endroits de passées caillouteuses dans le bas Mazafran et la basse plaine d'El Harrach).
- c) Prélèvements par pompage: certains puits et forages captant l'aquifère astien soutirent de l'eau de celui-ci. Ils sont situés dans les affleurements qui longent la bordure Sud du Sahel Vers l'Est, on rencontre quelques forages qui prélèvent de l'eau des deux aquifères.

5.2. Aquifère de Mitidja (Quaternaire)

L'aquifère de la Mitidja est en relation hydraulique avec certaines formations saturées, qui s'étendent en dessous ou sur les côtes, ce qui donne lieu aux écoulements suivants:

5.2.1. Les apports

La nappe de Mitidja est alimentée par:

- a) L'infiltration des précipitations tombant dans la plaine; elle a été estimée par **Bennie & Partners** à 21100 m³/jour (1978-1980).
- b) La réalimentation par les oueds: la plaine est traversée par des oueds ayant une interaction sur l'aquifère de l'aquifère. L'infiltration se produit dans les cours d'eau supérieurs de tous les oueds, sauf l'oued Réghaia. La réalimentation moyenne globale résultant des grands oueds durant la période 1970-1971 et 1979-1980 a été estimée à 19700 m³/jour. La part de chacun des oueds dont la réalimentation varie considérablement: Oued Djemaà: 21% du total, Oued Chiffa : 21% et Oued El Harrach: 52% représentant la part la plus importante.
- c) La réalimentation par les écoulements verticaux de l'Astien vers la nappe de Mitidja.
- d) La réalimentation par les écoulements des eaux souterraines de l'Atlas: ces écoulements d'eau souterraine ont été mis en évidence par des analyses chimiques des eaux (**Bennie & Partners**, 1978-1980).
- e) Infiltration des eaux d'irrigation excédentaires: Agrocomplect 1978 a évalué à 68000 m³/jour le débit d'eau d'irrigation qui réalimente la nappe, en supposant que 10% des prélèvements d'eaux souterraines pour l'irrigation s'infiltreront en profondeur.
- f) La réalimentation par distribution en eau potable et par les eaux usées.
- g) La réalimentation par les petits flux à travers les limites de l'aquifère : elle comprend les flux provenant du bassin versant du cours d'eau supérieur de l'oued Réghaia et les petits flux de Halloula et d'El Harrach.

5.2.2. Les exhaures et les Pertes de l'aquifère de Mitidja

Elles sont assurées par:

- a) la fuite souterraine, surtout vers l'Astien: Dans les piémonts de l'Atlas, l'aquifère de la Mitidja alimente l'Astien sous-jacent et cela par drainance à travers les marnes jaunes d'El Harrach.
- b) Fuite vers la baie d'Alger.
- d) Drainage vers les oueds dans leur cours aval.
- e) écoulement dirigé de la nappe de la Mitidja vers les limons de la formation de Mazafran par drainance à travers la couverture semi-perméable.
- f) Les prélèvements dans les puits et forages de la plaine: la presque totalité des prélèvements en eau souterraine provient de l'aquifère de la Mitidja, où plus de 4000 puits et forages assurent l'alimentation en eau potable, industrielle et d'irrigation de toute la région (**Bennie et Partners**, 1982)

6. Bilan entrant et sortant des aquifères

6.1. Bilan d'eau de la nappe de l'astien

Le bilan de la nappe de l'Astien n'est pas parfaitement connu, vu que les prélèvements et la réalimentation ne sont pas bien estimés

Les éléments connus du bilan d'eau de la nappe de l'Astien sont les suivants :

Tableau 3-1 : Bilan d'eau de la nappe de l'Astien

Désignation	Débits entrants		Débit sortants	
	m ³ /jour	Mm ³ /an	m ³ /jour	Mm ³ /an
Echange avec l'aquifère de la Mitidja	35000	12,8	57000	20,8
Débits sortants le long de la limite sud du sahel			41000	15,0
Réalimentation direct par les eaux de pluie	25000	9,1		
Fuite des réseaux de distribution en eau potable d'Alger	37000	13,5		
Total	97000	35,4	98000	35,8

La contribution nette de l'aquifère de l'Astien aux ressources de la plaine de la Mitidja est approximativement de 62000 m³/j (23 Mm³/an). Ce chiffre représente la réalimentation reçue par la nappe, indépendamment de l'aquifère de Mitidja, c'est-à-dire la réalimentation directe par les précipitations et les fuites existant sur les réseaux de distribution.

6.2. Bilan d'eau de la nappe de Mitidja

Dans des conditions climatiques moyennes, la réalimentation de la nappe est inférieure aux débits quittant la nappe. Cette situation existe depuis le commencement des prélèvements par le champ captant de Mazafran 1 à la fin de 1970. Par conséquent, la nappe de la Mitidja n'est pas en équilibre hydraulique et entre 1970 et 1981, les niveaux piézométriques ont baissé de 10m et plus en certains secteurs. L'état d'équilibre était sur le point d'être restauré en 1981 mais va être à nouveau perturbé par le début des prélèvements en 1981 et 1982 des nouveaux champs captant de Blida1 et du Hamiz.

La réalimentation totale pour l'année hydrologique 1979/80 dans des conditions climatiques moyennes était de 900 000 m³/j (328 Mm³/an) ; ce chiffre se décompose de la manière suivante :

Tableau 3-2 : Débits entrants de la nappe de la Mitidja

Désignation	Débits entrants		Pourcentage du total
	m ³ /jour	Mm ³ /an	
Apports souterrains depuis d'autres formations, surtout l'Astien et les formations de l'Atlas	172000	63	19,1
Réalimentation directe par les précipitations tombant sur la plaine	211000	77	23,4
Réalimentation par les oueds	374000	136	41,5
Infiltration des eaux d'irrigation excédentaires	69000	25	7,7
Fuites des réseaux de distribution en eau potable et réalimentation par les eaux usées	59000	22	6,6
Réalimentation depuis les limons de la formation du Mazafran	15000	5	1,7
Total	900000	328	100

Le total débit sortant de la nappe de 1979/1980 était de 916000 m³/jour soit 335 Mm³/an. Ce chiffre se décompose de la manière suivante :

Tableau 3-3 : Débits sortants de la nappe de la Mitidja

Désignation	Débits sortants		Pourcentage du total
	m ³ /jour	Mm ³ /an	
Débits souterrains sortant vers l'Astien et vers la mer	46000	17	5,0
Drainage vers les oueds et vers la nappe des limons de la formation de Mazafran	65000	24	7,1
Eau potable	38800	142	42,4
Eau agricole	345000	126	37,7
Eau industrielle	57000	21	6,2
Autres	15000	5	1,6
Total	916000	335	100

7. Evolution de la piézométrie de la Mitidja Est

Depuis les années 1980, la piézométrie de la zone d'étude a beaucoup évoluée l'augmentation des prélèvements par la mise en exploitation des champs captant (Baraki 1979, Dar El Beida 1980, Hamiz 1980, Rouba et boureah 2001) ainsi que par la présence de nombreux forages agricoles et industriels, licites et illicites, ont entraîné un rabattement de la nappe de l'ordre de 25 mètres en 30 ans (SOGREAH, 2010). Les cartes piézométriques anciennes permettent de préciser ce rabattement à l'échelle de la baie d'Alger.

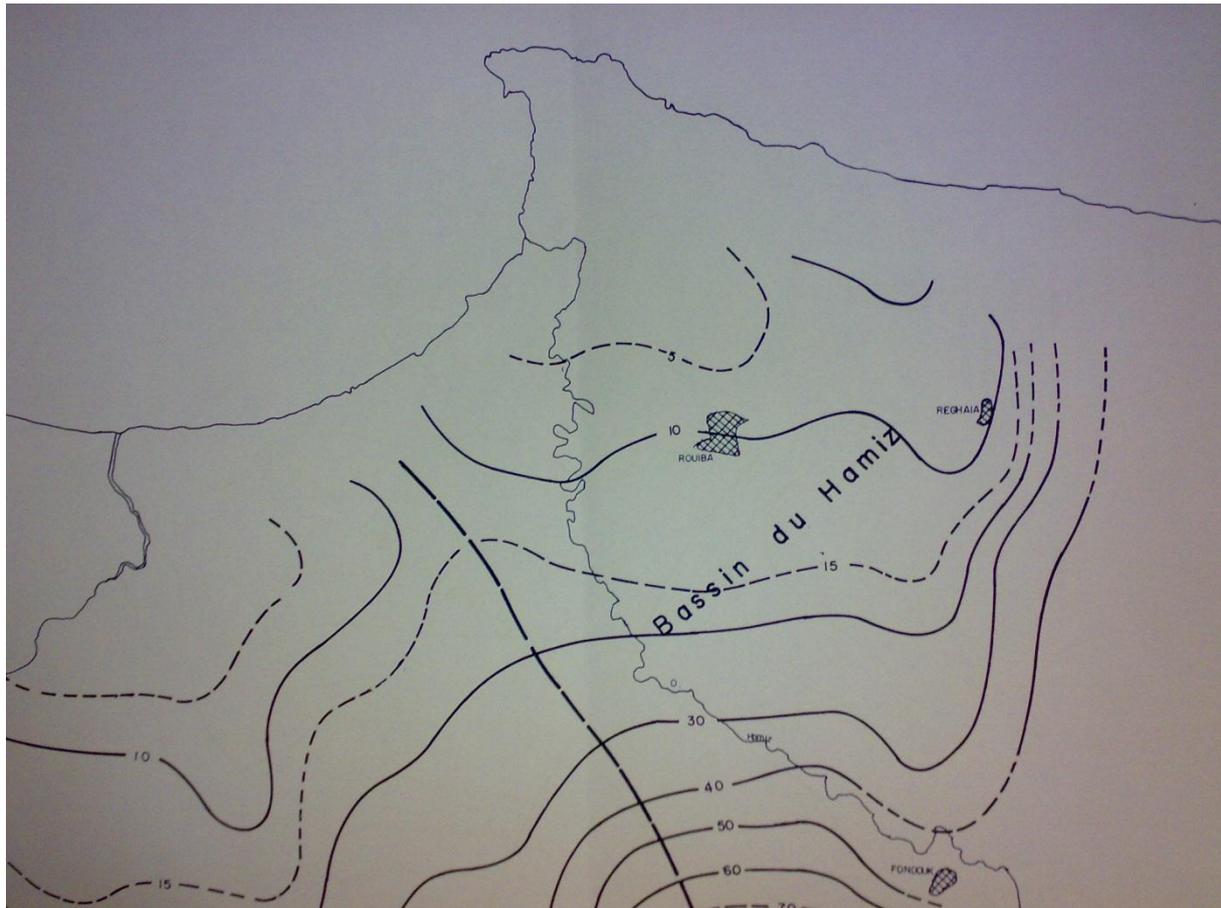


Figure 3.3 : Carte piézométrique de juin et juillet 1981 (*Bennie et Partners*, 1983)

- La carte piézométrique générale de la plaine de Mitidja de 1981 (**Figure 3.5**) montre que les directions d'écoulement se font depuis le continent vers la mer Méditerranée. Les gradients sont faibles au sud de l'aérodrome. Les cotes piézométrique sont de l'ordre de 10 à 5 m dans la baie d'Alger, et donc au-dessus du niveau de la mer.

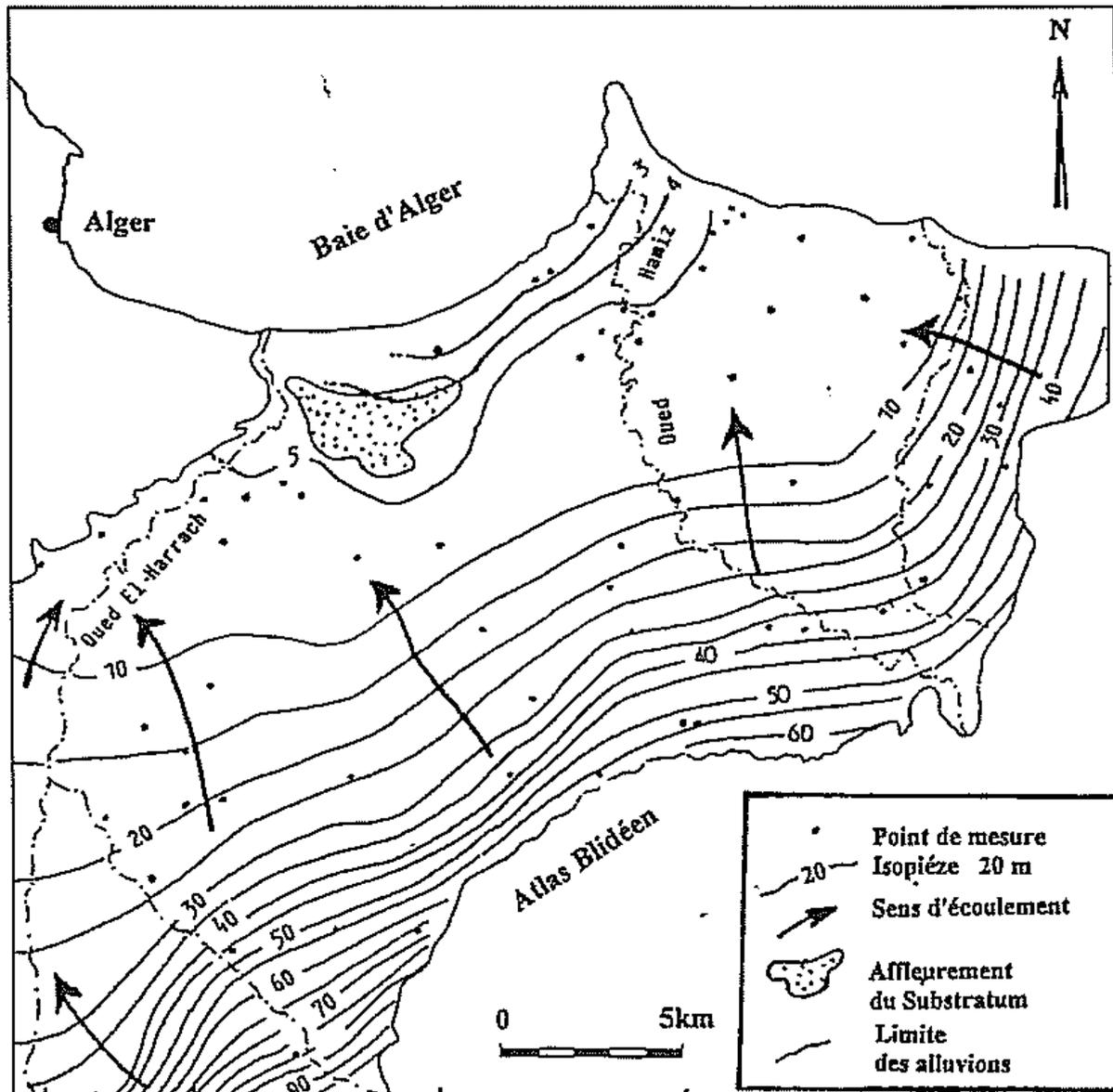


Figure 3.4 : Carte piézométrique d'octobre novembre 1991 (*Benziada, 1994*).

- La carte piézométrique de 1991 (**Figure 3-4**) montre déjà une baisse du niveau piézométrique par rapport à la situation de 1981. On observe de forts gradients au sud de l'aéroport dû aux écoulements provenant de l'Atlas Blidéen. Sur la baie d'Alger, les cotes piézométriques sont comprises entre 3 et 5 m au-dessus du niveau de la mer (*SOGREAH, 2010*).

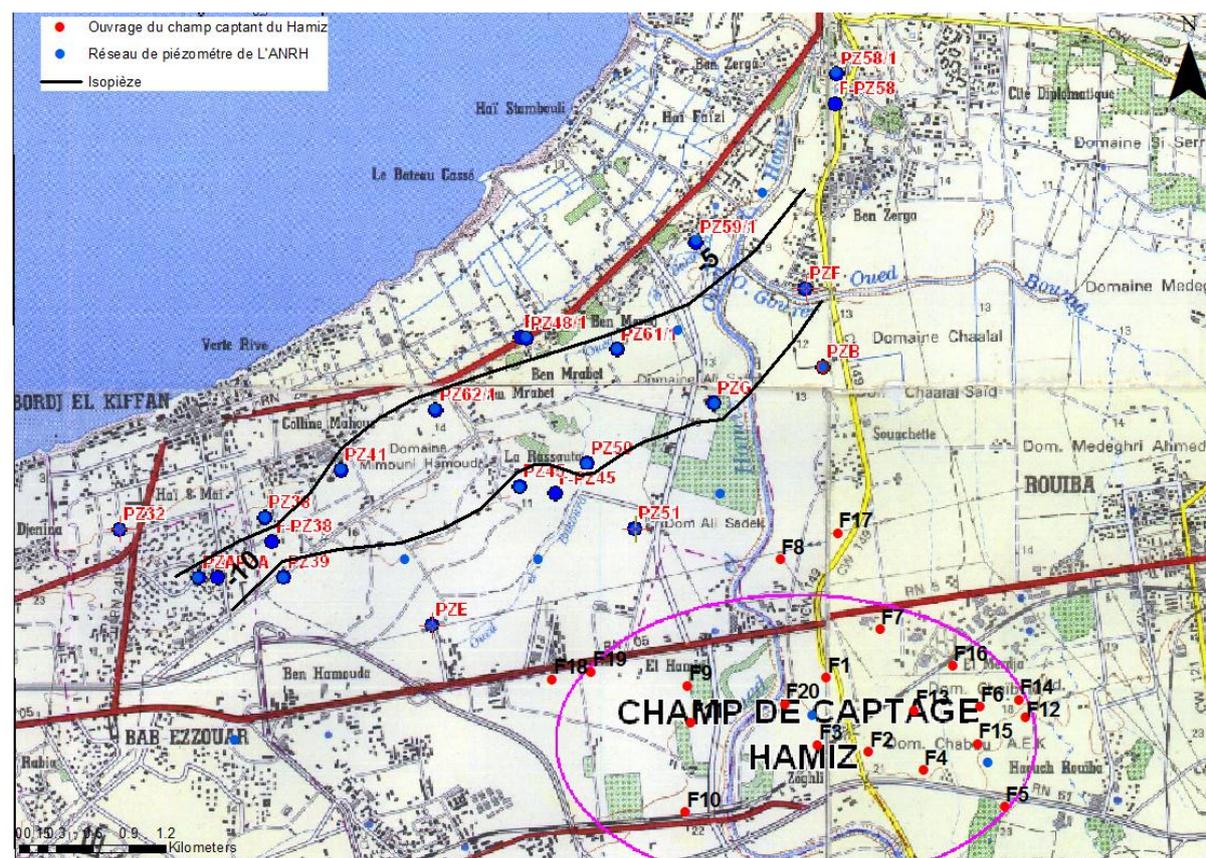


Figure 3.5 : Carte piézométrique de janvier 2010 réalisé avec Arcgis 9.3 d'après (Source *SOGREAH*, 2010).

- La carte (**Figure 3-5**) montre que la piézométrie dans le secteur est à plusieurs mètres sous le niveau de la mer favorisant le phénomène d'intrusion marine (le sens d'écoulement est inversé de la mer vers la nappe).

8. Evolution de la position du biseau salé de la Mitidja Est

La carte d'isovaleurs de conductivité de 1982 (**Figure 3-6**) a été tracée selon les observations de J. Mania et montre la situation normale avant la mise en exploitation du champ captant du Hamiz. Les courbes présentent un front de salinité faible, globalement parallèle à la cote (*SOGREAH*, 2010).

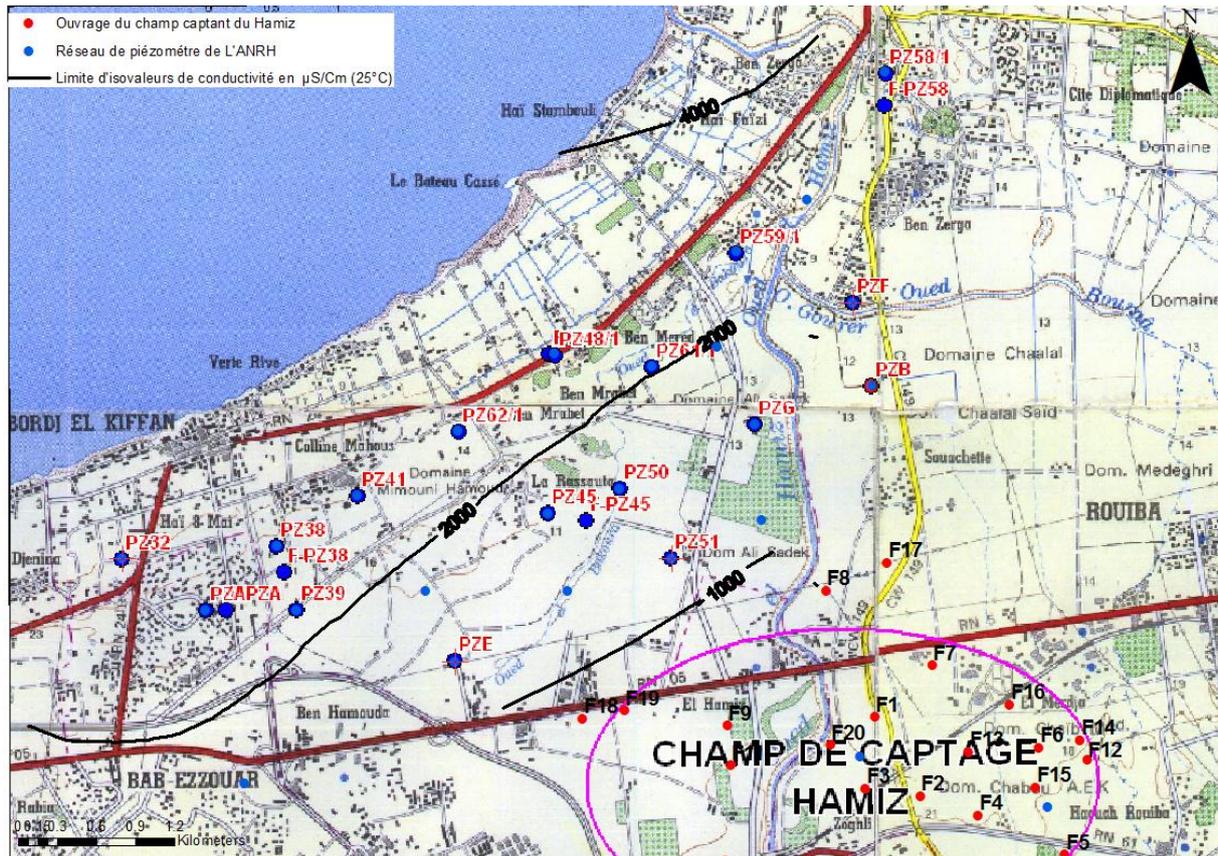


Figure 3.6 : Carte d'isovaleurs de conductivité des eaux souterraines de 1982 (Source *Mania*, 1985)

- La carte d'isovaleurs de conductivité de de octobre 2005 (**Figure 3-7**) montre une avancée du front salé depuis la cote à partir de Bateau Cassé. Les valeurs sont élevées et on constate que toute la bordure côtière est envahie. Le biseau salé se limite à plus de 2 km de la cote et l'iso-conductivité 1200 $\mu\text{S}/\text{Cm}$ s'arrête à la limite du champ captant du Hamiz (*SOGREAH*, 2010).

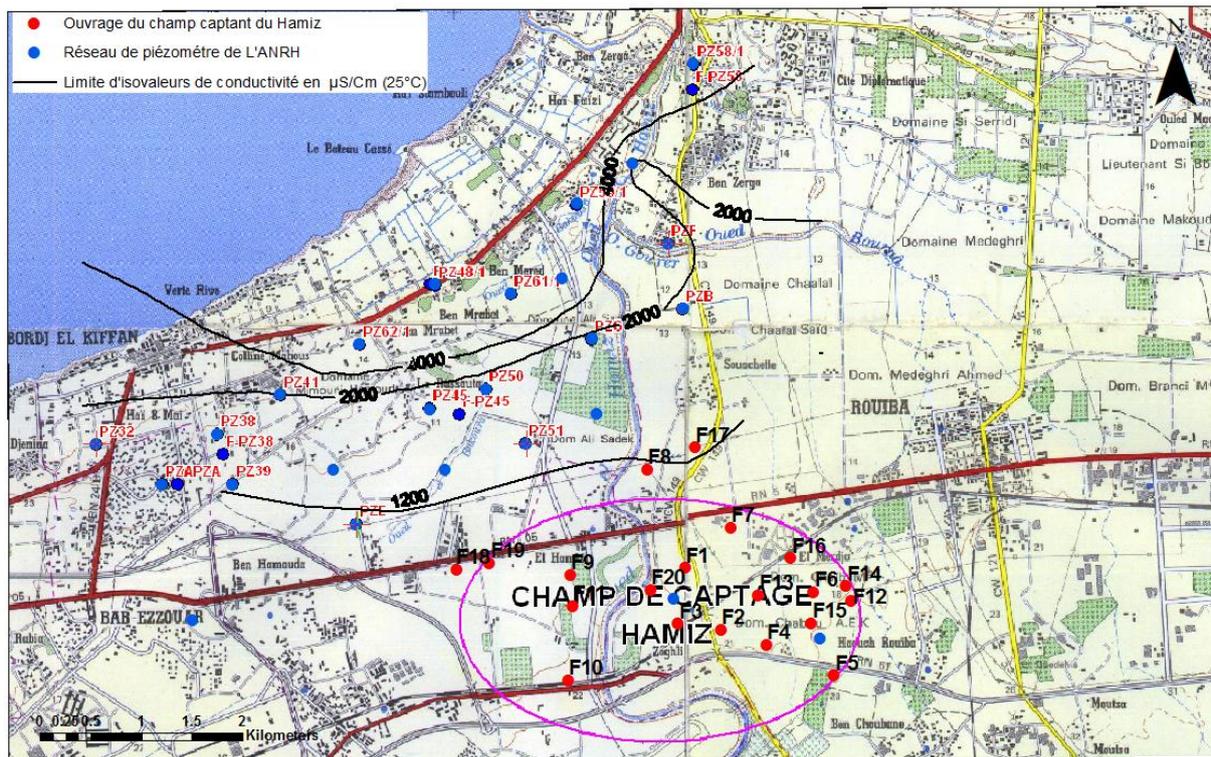


Figure 3.7 : Carte d'isovaleurs de conductivité des eaux souterraines en octobre 2005 (Source *SOGREAH*, 2010).

- En 2007 (**Figure 3-8**) le front salé provient globalement du secteur du Bateau Cassé et semble avoir avancé. En effet, la limite de 2000 $\mu\text{S}/\text{Cm}$ se trouve désormais au-delà des piézomètres PZ C et PZ 51, ce qui n'était pas le cas en 2005. De plus, on constate que la limite des 1200 $\mu\text{S}/\text{Cm}$ atteint désormais le champ captant du Hamiz au niveau du forage F17.

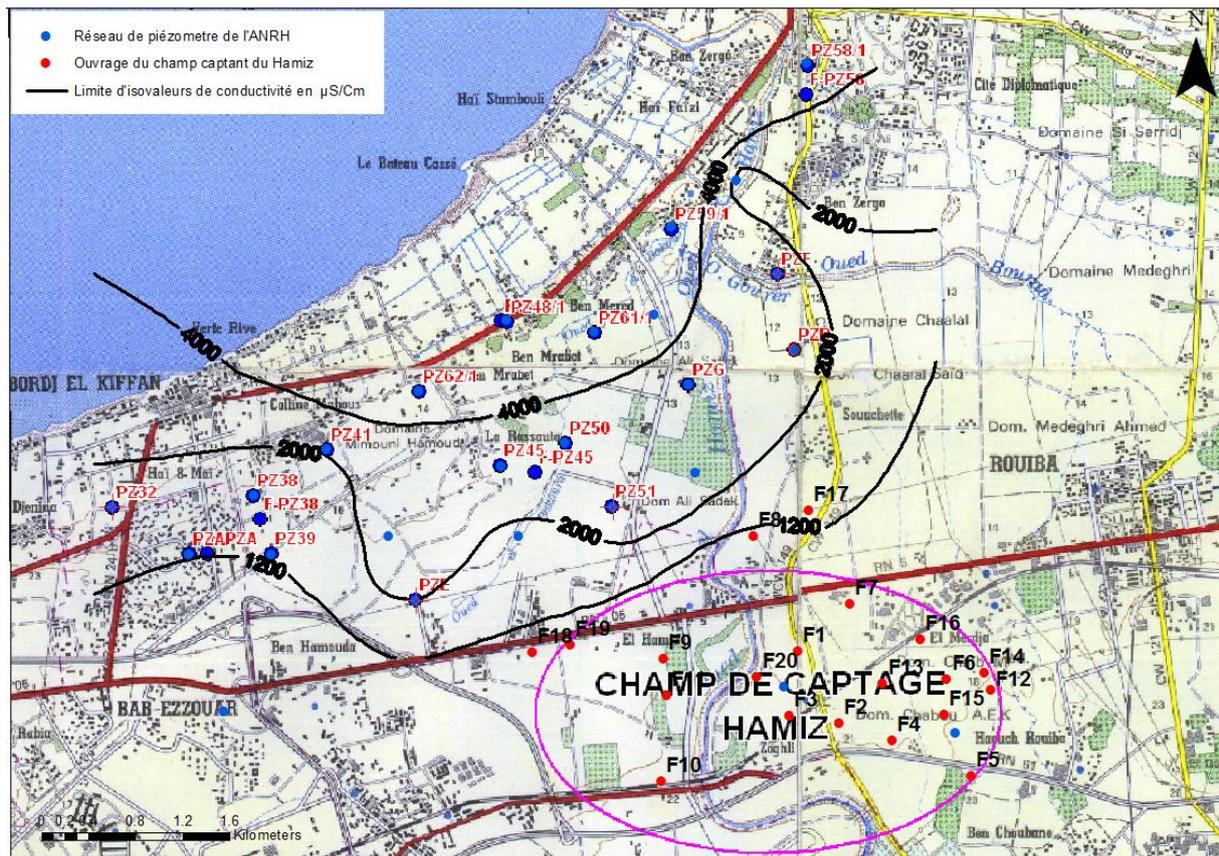


Figure 3.8: Carte d'isovaleurs de conductivité des eaux souterraines en septembre 2007 (Source *SOGREAH*, 2010).

- La carte des conductivités de 2009 (**Figure 3-9**) révèle que le biseau salé se situerait à environ 4 km des côtes du champ captant du Hamiz. Les forages F8 et F17 du champ captant du Hamiz sont déjà atteints par l'intrusion marine.

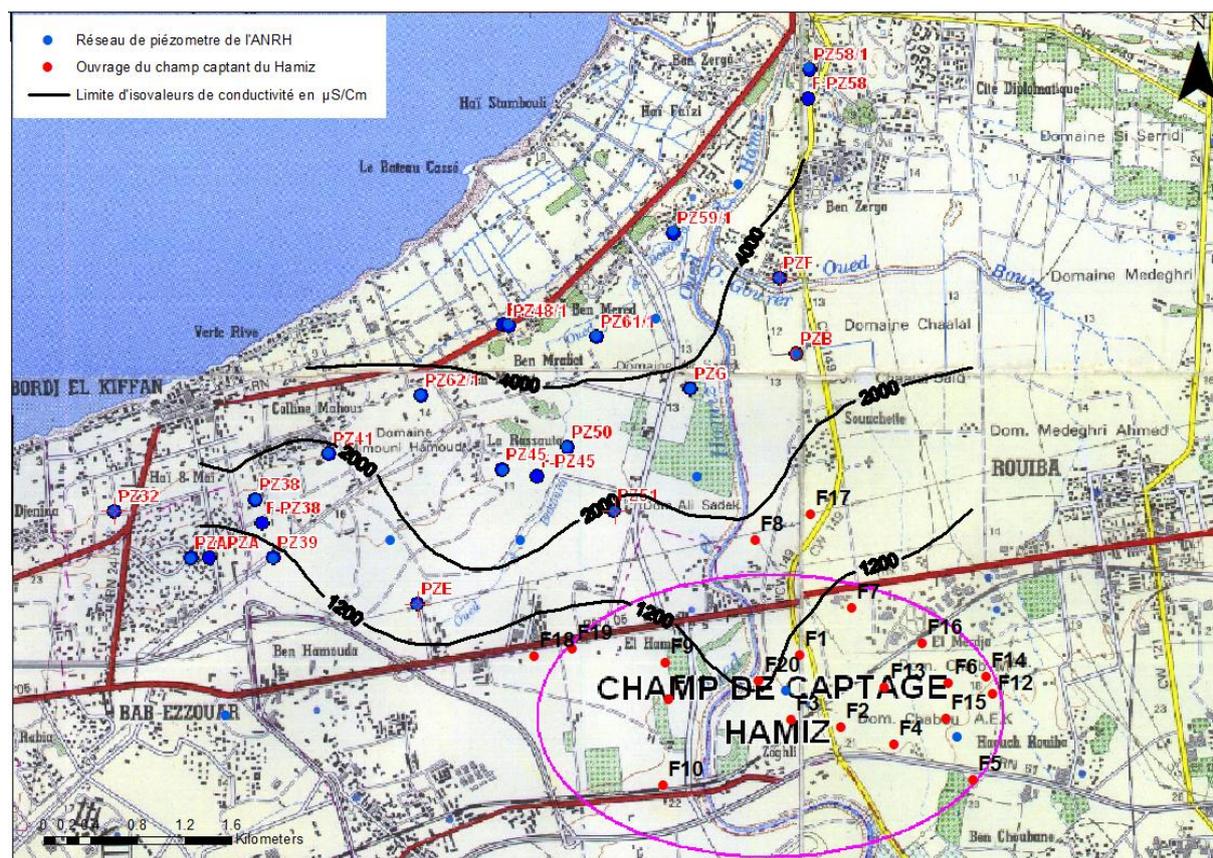


Figure 3.9 : Carte d'isovaleurs de conductivité des eaux souterraines en novembre et décembre 2009 (Source *SOGREAH*, 2010).

(Les coordonnées des piézomètres et des forages d'AEP sont données respectivement dans les Annexe C et D).

Conclusion

La plaine de la Mitidja comporte deux grands réservoirs d'eau l'Astien et la Mitidja (nappe alluviale) qui sont en contact direct dans la zone orientale et elle est traversée par plusieurs oueds qui participent avec les précipitations à la recharge de la nappe, Les marnes Plaisanciennes forment le substratum imperméable de la majeure partie du bassin de la Mitidja Orientale.

En examinant la piézométrie et les cartes d'isovaleurs de conductivité, on voit clairement que la région d'étude est affectée par le phénomène de l'intrusion marine.

Chapitre IV : Modélisation des systèmes aquifères et problème du biseau salé

Chapitre 4

Modélisation des systèmes aquifères - Problème du biseau salé

Introduction

En milieu poreux, et plus particulièrement en hydrogéologie, l'intérêt pour la problématique écoulements dans ces milieux a subi dans les 20 dernières années une véritable explosion du fait des préoccupations croissantes des populations et des gouvernements en matière de gestion des ressources énergétiques, des ressources en eau et des pollutions environnementales [*Simmons*, 2005].

En effet, parmi les nombreuses applications aux eaux souterraines [les revues de littérature de *Simmons et al.*, 2001, *Diersch & Kolditz*, 2002 et *Simmons*, 2005], on retiendra : la migration des panaches de contaminants denses non miscibles (DNAPL) dans les nappes ; les sites d'enfouissement de déchets hautement radioactifs; le transport en zone non saturée ; les systèmes géothermaux et l'énergie géothermique; la paléo-hydrogéologie, la diagénèse et les transports de masse et de chaleur dans les bassins sédimentaires; les processus sous les lacs salés, sebkhas, etc.; les effets gravitaires dans les essais de traçage et enfin, en ce qui concerne plus spécifiquement les aquifères côtiers, l'interface eau douce – eau salée, les lentilles d'eau douce ou saumâtre, l'intrusion marine, les cônes de remontée saline sous les forages et la décharge sous-marine (SGD).

Comme tout système hydrogéologique, les aquifères côtiers peuvent être caractérisés par les méthodes d'investigation classiquement employées pour l'étude des eaux souterraines. Les études piézométriques renseignent sur les sens d'écoulement, les essais de pompage sur les propriétés hydrodynamiques (transmissivité et emmagasinement) et les essais de traçage sur les paramètres hydrodispersifs (porosité cinématique et dispersivités). Toutefois ces techniques ne donnent de bons résultats que si on les applique dans les parties de l'aquifère à eau douce. Dès lors que l'on se rapproche de la zone de transition eau douce-eau salée, ces outils atteignent leurs limites et leur interprétation classique peut entraîner d'importants biais si l'on ne corrige pas les données en fonction des effets de densité, de viscosité, etc., liés à la concentration en sel [*Bear*, 1979, *Reilly & Goodman*, 1985].

1. Notions de base

Dans ce qui suit sera présenté quelques notions de base qui interviennent dans la modélisation des écoulements souterrains à part les caractéristiques des milieux poreux qui ont été présenté dans la partie généralités.

1.1. Définition d'un modèle

Un modèle représente simplement la réalité afin de décrire le comportement des milieux naturels. Cela peut aller du modèle conceptuel au modèle numérique en passant par les modèles géologiques, hydrogéologiques, mathématiques et physiques. C'est un outil de base utilisé quotidiennement par les hydrogéologues et les ingénieurs. Le modèle conceptuel est l'étape initiale et fondamentale dans toute démarche de modélisation, est basé sur les modèles géologiques et hydrodynamiques, et contient les éléments suivants :

- Définition de la structure et de la géométrie du domaine d'écoulement ;
- Détermination des caractéristiques hydrodynamiques des différents niveaux aquifères;
- Définition des conditions de recharge et de vidange par intégration des données hydrologiques et météorologiques (conditions aux limites, termes source,...).

De manière générale, les modèles sont utilisés en hydrogéologie dans les cas suivants :

- Décrire et comprendre les systèmes hydrogéologiques naturels ;
- Gérer des ressources en eau souterraine et prévoir leur évolution ;
- Concevoir et évaluer l'impact d'ouvrages souterrains (tels que des puits de captage, des tunnels, des sites de stockage de déchets,...) ;
- Estimer les risques de contamination et tester l'efficacité de méthodes de dépollution de sites contaminés.

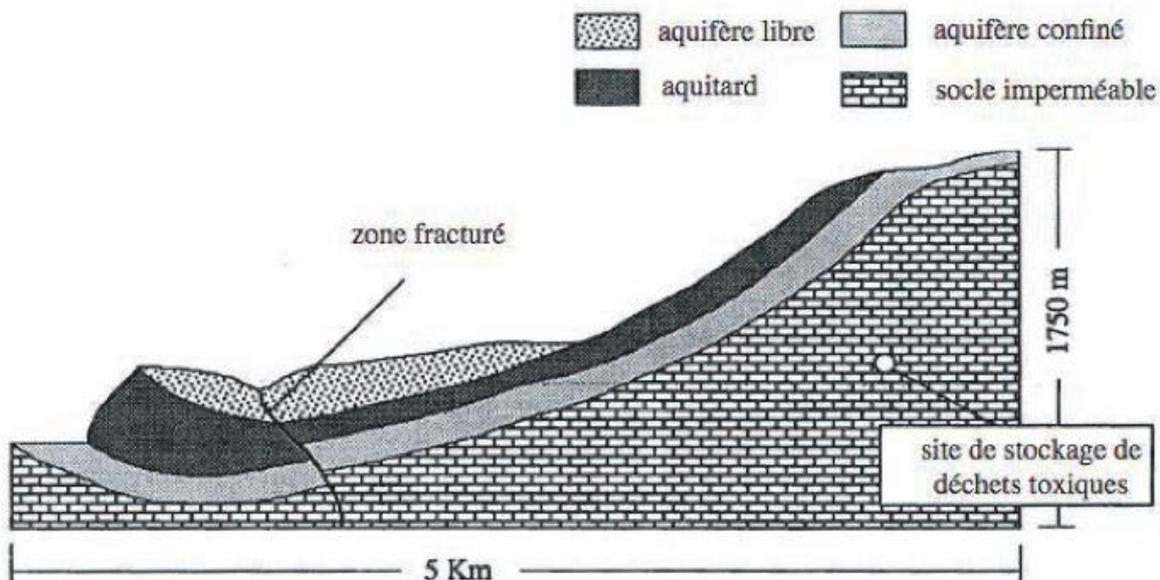


Figure 4.1 : Exemple de modèle géologique et hydrogéologique utilisé pour élaborer un modèle conceptuel (Cornaton, 2007).

1.2. Modèles mathématiques

Les modèles mathématiques en hydrogéologie consistent en une ou plusieurs équations différentielles dérivées de la physique, laquelle décrit des processus dynamiques tels que l'écoulement de l'eau, la diffusion de chaleur, le transport d'une substance dissoute par advection, dispersion et diffusion, la déformation mécanique, etc. Le problème technique majeur consiste à résoudre l'équation différentielle en définissant des conditions initiales et des conditions aux limites. Ces dernières décrivent les influences externes qui conditionnent les processus, telles que les infiltrations par les précipitations, les infiltrations/exfiltrations par les zones en contact avec des eaux de surface, l'évapotranspiration, le flux géothermique, les sources de pollution, les contraintes mécaniques, etc.

1.3. Modèles numériques

L'approche numérique est utilisée dans le cas général pour lequel la géométrie du domaine, son hétérogénéité paramétrique, les conditions aux limites et/ou le processus simulé lui-même rendent l'intégration exacte, ou la détermination d'une solution analytique, impossible. Les méthodes numériques les plus employées sont la méthode des différences finies (FDM) et la méthode des éléments finis (FEM). Un modèle numérique associe une discrétisation du système réel en *éléments* géométriques (triangles, quadrangles, briques, prismes, tétraèdres,...) à une discrétisation des équations différentielles (**Figure 4.2**). L'assemblage de tous ces éléments discrets (intégration de la contribution de chacun des éléments sur le domaine) donne lieu à un système algébrique d'équations linéaires (système matriciel) dont la résolution nécessite l'inversion de matrices dont la taille dépend du nombre d'éléments utilisés dans le modèle (nombre de nœuds). Il s'agit ici d'une limitation majeure des techniques numériques du fait de leur dépendance aux ressources informatiques disponibles (vitesse du processeur, mémoire vive disponible). A l'opposé des méthodes analytiques, les modèles numériques nécessitent en général beaucoup plus de temps pour être mis en place et utilisés.

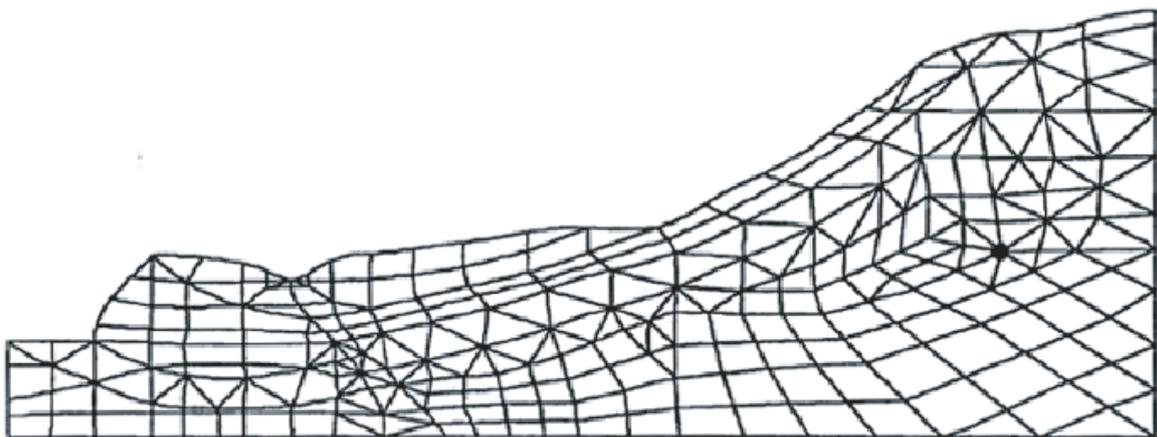


Figure 4.2 : Exemple de modèle numérique en éléments finis. Discretisation de la géométrie (*Cornaton, 2007*).

La solution d'un modèle numérique fournit la distribution spatiale et temporelle de la charge hydraulique $H(x, y, z, t)$, de la concentration $C(x, y, z, t)$ d'un contaminant, etc (**Figure 4.3**).

Elle permet également d'effectuer une estimation des composantes des bilans hydrologiques et massiques (flux de recharge, quantité d'eau stockée dans les différentes couches, flux massiques,...), ou bien de quantifier d'autres grandeurs (variables) d'intérêt telles que les temps de transit ou les taux/temps de renouvellement des eaux souterraines.

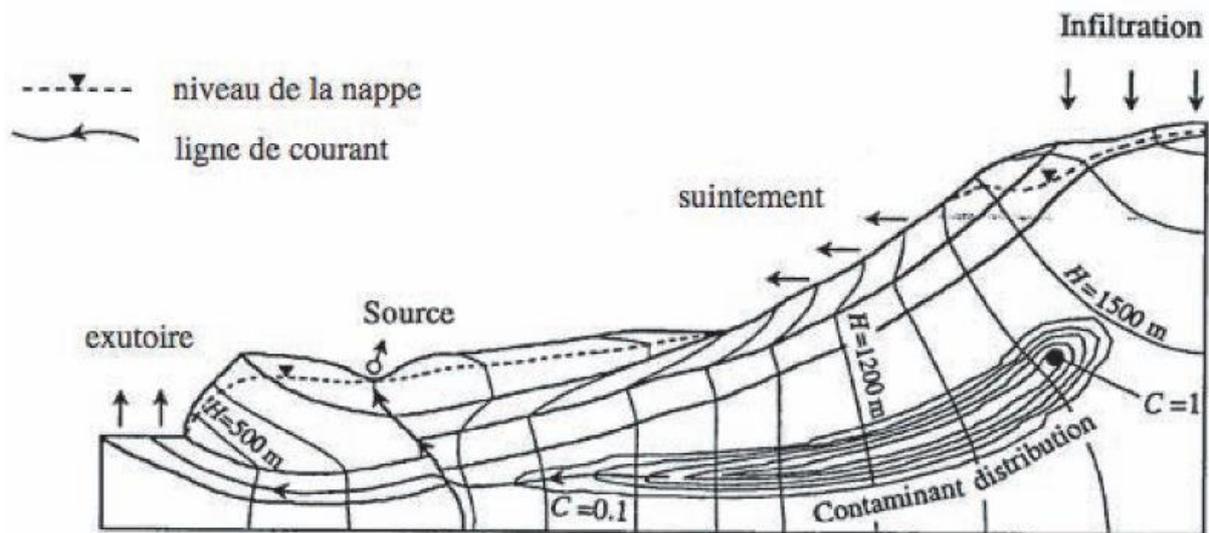


Figure 4.3 : Exemple de résultat d'un calcul numérique (*Cornaton, 2007*).

1.4. Volume Élémentaire Représentatif (VER)

Un volume élémentaire est un volume où on peut déduire les propriétés caractéristiques moyennes (tel que la porosité, perméabilité dans le cas d'un milieu poreux).

En réalité un milieu poreux est constitué de grains solides et vides pour lesquelles il n'est pas possible d'attribuer des notions comme la porosité et la perméabilité qu'à partir d'une échelle supérieure de plusieurs ordres de grandeur à l'échelle des pores. Le choix du VER doit donc répondre aux critères suivants (*Marsily, 1994*) :

- Le VER doit contenir un grand nombre de pores afin d'avoir une moyenne globale significative ;
- Pour que les variations des propriétés d'un domaine au domaine voisin puissent être approchées par des fonctions continues pour pouvoir introduire l'analyse infinitésimale, sans introduire d'erreur décelable par les instruments de mesure à l'échelle macroscopique, le VER doit être suffisamment petit.

D'après les critères ci-dessus, un VER dépend non seulement de la structure du milieu poreux, mais aussi des phénomènes physiques étudiés. Un VER doit être assez grand pour représenter la structure du milieu poreux, mais aussi petit pour que les variations des propriétés, parfois non linéaires (teneur en eau), soient continues. Une telle définition appliquée à l'hydrogéologie, est sûrement subjective car l'hétérogénéité existe à toutes les

échelles d'un milieu poreux naturel, et plusieurs hypothèses de modélisation existent pour chaque problème.

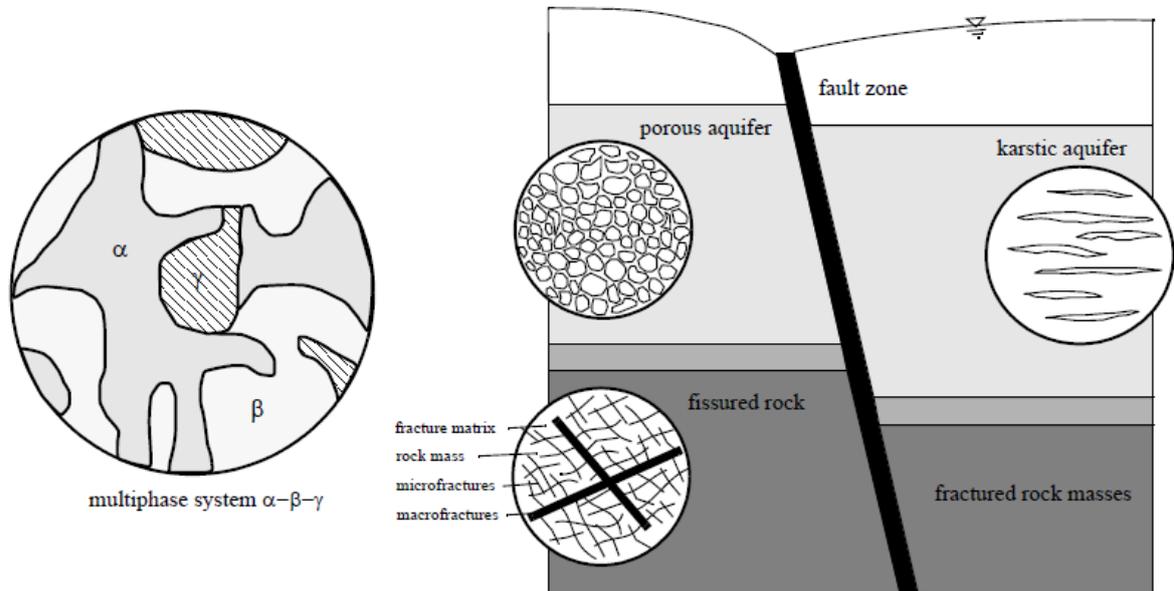


Figure 4.4 : Représentation d'un volume élémentaire représentatif dans un système hydrogéologique (*Diersch-Kolditz et Zielke*).

1.5. Notion de charge hydraulique

En générale en hydrogéologie, on remplace la pression par la charge hydraulique équivalente. Bien que plus appropriée pour la modélisation de l'écoulement de l'eau dans des systèmes à densité constante, elle est appliquée aussi aux systèmes à densité variable et les systèmes multiphasiques.

$$H = h + g_b x$$

H : Charge hydraulique totale ; h: Potentiel de pression $-\infty < h = \frac{(P_{\text{eau}} - P_{\text{air}})}{\rho g} < +\infty$ (zone

saturée $h > 0$; zone non saturée $h < 0$ et $g_B = -\frac{g}{|g|}$, «g» Étant le vecteur gravité.

L'interface entre la zone saturée et la zone non saturée à l'échelle macroscopique se situe à en $h = 0$ (i.e. $p = p_{\text{atm}}$) terme de pression.

2. Ecoulement en milieu poreux

Le développement des équations d'écoulement en milieux poreux variablement saturés à densité variable, écrites à l'échelle macroscopique dans un système de coordonnées cartésiennes (x, y, z) se base sur la loi de conservation de masse et la loi de *Darcy* (cas des milieux saturés compressible ou non, et cas des milieux non saturés).

Les équations développées sont locales dans le sens où elles s'appliquent ponctuellement en tout point de l'espace (partout où le milieu et les variables d'état sont continus).

Donc on va formuler d'abord le principe de conservation de masse ou encore (pour un fluide faiblement compressible tel que l'eau) la conservation du volume fluide ; puis la loi de *Darcy* qui donne la relation entre flux et gradient de pression.

2.1. Loi de conservation de la masse

Le milieu poreux étant généralement insaturé, et la quantité à conserver étant la masse, la masse du fluide s'écrit pour tout volume de contrôle Ω :

$$M(t) = \int \rho \omega dv(x) \quad (4-1)$$

ρ : Masse volumique ; ω : La teneur en eau ; dv : Élément de volume.

L'équation globale de conservation de masse sans termes sources massiques est :

$$\frac{dM}{dt} = 0 \quad (4-2)$$

où, $\frac{d}{dt}$ représente la dérivée matérielle, en suivant le mouvement du fluide.

En insérant l'intégrale (4-1) dans l'équation (4-2) on obtient :

$$\frac{dM}{dt} = \int \frac{\partial(\rho\omega)}{\partial t} dv(x) - \int \rho\omega(\mathbf{V} \cdot \mathbf{n}(x)) d\sigma(x) = 0 \quad (4-3)$$

$\mathbf{V}(x,t)$: Champ de vitesse du fluide ; $\mathbf{n}(x)$: La normale extérieure en tout point de la frontière du domaine considéré ; $\sigma(x)$: Élément de surface en tout point frontière du volume ;

$\int \frac{\partial(\rho\omega)}{\partial t} dv(x)$: Cette intégrale représente la variation locale instantanée de masse dans le

volume Ω – variation de masse eulérienne ne tenant pas compte du mouvement éventuel du fluide même si le volume de contrôle est mobile ;

$\int \rho\omega(\mathbf{V} \cdot \mathbf{n}(x)) d\sigma(x)$: Cette intégrale représente la variation de masse due au flux de masse net à travers la surface frontière (différence entre ce qui entre et ce qui sort).

L'intégrale de surface frontière ($\int \rho\omega(\mathbf{V} \cdot \mathbf{n}(x)) d\sigma(x)$) peut être exprimé en une intégrale de volume dans le domaine Ω par la formule de Green, dite « flux-divergence » :

$$\int \rho\omega(\mathbf{V} \cdot \mathbf{n}(x)) d\sigma(x) = \int \text{div}(\rho\omega\mathbf{V}(x,t)) dv(x) \quad (4-4)$$

En insérant l'intégral (4-4) dans l'équation (4-3), on aura :

$$\int \left\{ \frac{\partial(\rho\omega)}{\partial t} + \text{div}(\rho\omega\mathbf{V}(x,t)) \right\} dv(x) = 0 \quad (4-5)$$

Cette intégrale de volume est nulle $\forall t$ fixé, et ceci pour tout volume Ω_0 , et aussi, pour tout volume matériel $\Omega(t)$ obtenu à partir d'un volume initial $\Omega(t_0)$ donné.

On peut tendre Ω vers un volume infinitésimal, par exemple si Ω est un parallélépipède : $\Omega \rightarrow dx dy dz$. On en déduit finalement :

$$\left\{ \frac{\partial(\rho\omega)}{\partial t} + \text{div}(\rho \omega V(x, t)) \right\} = 0, \quad \forall x, \forall t \quad (4-6)$$

Or la vitesse interstitielle V dans un milieu poreux est liée à la densité de flux q (dite vitesse de **Darcy** ou vitesse de filtration) via la teneur en eau (cas insaturé) ou la porosité (cas saturé) :

$$q = \omega V \text{ (Cas non saturé).}$$

$$q = m V \text{ (Cas saturé : } m = \omega \text{)} \Rightarrow \left\{ \frac{\partial(\rho\omega)}{\partial t} + \text{div}(\rho q) \right\} = 0, \quad \forall x, \forall t \quad (4-7)$$

2.2. La loi de Darcy (équation de conservation de la quantité de mouvement)

Cette équation exprime la densité de flux q (m/s ou $m^3/m^2/s$) à travers le milieu poreux, comme étant proportionnelle au gradient de charge hydraulique H (m).

Cette densité q est aussi appelée vitesse de filtration. Elle est reliée à la vitesse réelle u des écoulements par :

$$q = \omega u$$

où, ω est la teneur en eau effective du milieu poreux (m^3/m^3).

Pour les applications hydrogéologiques en zone saturée, la loi de **Darcy** s'écrit :

$$q = -K \text{grad}(H), \forall x, \forall t \quad (4-8)$$

Où $K = \begin{vmatrix} K_{xx} & 0 & 0 \\ 0 & K_{yy} & 0 \\ 0 & 0 & K_{zz} \end{vmatrix}$ est le tenseur des conductivités hydrauliques (m/s) dans le repère

principal d'anisotropie (Ox, Oy, Oz) ; $H = h + g_B x$: est la charge hydraulique totale(m).

Pour les écoulements souterrains non saturés ou partiellement saturés, on doit considérer plus généralement la loi de Darcy en zone non saturée (ce qui n'exclut pas non plus la possibilité d'une saturation locale du milieu) :

$$q = -K \text{grad}(h + z), \forall x, \forall t \quad (4-9)$$

où, $H = h + z$: est la charge hydraulique et h la pression exprimée en hauteur d'eau équivalente, l'axe vertical z étant orienté vers le ciel.

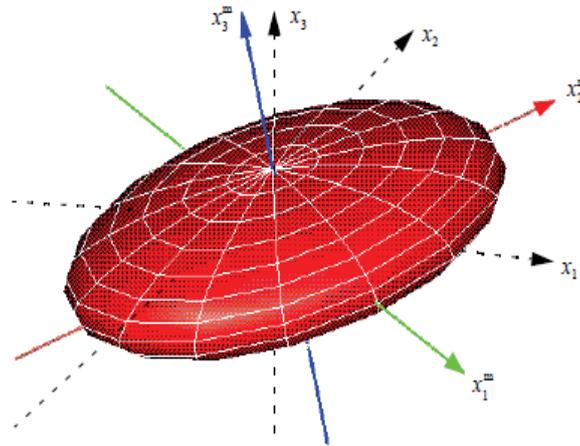


Figure 4.5 : Définition de la conductivité anisotropie (3D) (FEFLOW manuel).

3. Combinaison loi de Darcy-conservation de masse → équation de pression

En insérant la loi de *Darcy* (4-9) dans la loi de conservation de masse (4-7), on obtient une équation d'écoulement régissant la pression h ou la charge $H = h + z$ (selon le cas). Dans le cas le plus général (non saturé) l'équation régissant la pression h est de la forme

$$\frac{\partial \rho \omega(h)}{\partial t} = \text{div} [\rho K(h) \text{grad} (h + z)], \forall x, \forall t \quad (4-10)$$

Si cette équation est résolue pour « h », la loi de *Darcy* correspondante permet alors de calculer le flux $q(x, t)$ connaissant le champ de pression $h(x, t)$.

Cependant il reste à expliciter le terme de variation de masse $\partial \rho \omega / \partial t$ qui est une dérivée temporelle de la masse fluide en une position x fixée. Pour cela, il faut un modèle explicitant la compressibilité (ou non) des quantités (ρ, ω) ou (ρ, m) .

3.1. Modèle de variation de masse ou de volume d'eau : Milieu non saturé

Les compressibilités de l'eau et du milieu poreux sont négligeables en milieu non saturé. Ce qui implique : $\rho = \text{constante}$, m ne dépend pas de la pression.

L'équation d'écoulement s'écrit alors :

$$\frac{\partial \omega(h)}{\partial t} = \text{div} [K(h) \text{grad} (h + z)], \forall x, \forall t \quad (4-11)$$

3.2. Modèle de variation de masse ou de volume d'eau : Milieu saturé

Pour un milieu saturé, $\omega = m$ On peut négliger (ou non) les compressibilités de (ρ, m) selon le cas.

Par exemple, dans la zone saturée d'un aquifère non confiné (nappe libre) peu profonde, on néglige en général la compressibilité. On suppose donc que : $\frac{\partial \rho \omega(h)}{\partial t} = 0$

D'où l'équation simple qui décrit une situation locale :

$$0 = \text{div} (K \text{grad} (H)), \quad \forall x, \forall t \quad (4-12)$$

4. Modélisation des écoulements à densité variable

La densité intervient comme variable dans les équations d'écoulement en milieux poreux. Or cette variable dépend de plusieurs autres variables tels que la température (T), la pression (p), et la concentration (Ci) des différents constituants du fluide.

$$\rho = f(C_i, p, T)$$

Cette interdépendance lorsqu'elle ne peut pas être négligée, nous mène à considérer le couplage à densité variable.

L'un des problèmes majeur en hydrogéologie sujet à l'écoulement à densité variable est l'intrusion saline. En fait l'intrusion de l'eau de mer dans les aquifères d'eau douce est un phénomène naturel qui se produit dans les zones côtières. Dans une configuration classique d'intrusion saline l'eau douce glisse sur l'eau salée plus lourde dont la densité est supérieure à 1022 kg/m³. L'eau salée forme ainsi un biseau dans l'aquifère d'eau douce. A ce phénomène vient s'ajouter l'effet du pompage dans les aquifères côtiers. Dans cette configuration une zone salée de forme conique ce forme au niveau du puits (*Diersch et al.* 1984, *Diersch et Nillert*, 1990, *Reilly et Goodman* 1987 et *Holzbecher* 1995).

Deux familles de modèles dont chacune intègres plusieurs variantes sont utilisées pour la modélisation des écoulements à densité variable appliquée à l'intrusion saline :

La première repose sur les équations couplées du transport et d'écoulement des fluides miscibles.

Parmi les travaux de recherche qui ont utilisé cette méthode on peut citer : *Segol et al.* 1975, *Huyakorn et al.* 1987, *Frind* 1982, *Voss* (1984,1999), *Voss et Souza* (1987), *Putti et Paniconi* (1995), *Diersch* (1988), *Kolditz et al.* (1998). Cette méthode a vu un fort développement avec l'augmentation de la performance et de la capacité des calculateurs depuis une 20 année. *Diersh et Kolditz* (2002) présentent un état de l'art de cette méthode.

La seconde considère deux fluides non-miscibles avec une interface abrupte les séparant.

Plusieurs formulations existent pour cette approche. Certaines sont basées sur les modèles de suivis d'interface. D'autres ressemblent aux écoulements multiphasiques en milieux poreux. Dans le cas où la zone salée est quasi statique, l'hypothèse de *Badon-Ghyben* (1888) et de *Herzberg* (1901) est appliquée. Nous utiliserons cette approche pour développer notre modèle 3D d'intrusion saline. Les deux approches seront présentées dans les deux sections suivantes.

4.1. Approche interface abrupte (sans diffusion)

L'approche « interface abrupte », consiste à supposer que l'eau de mer et l'eau douce ne se mélange pas (non miscibilité), et à chercher la position d'équilibre hydrostatique d'un « coin salé » d'eau de mer qui se glisse sous l'eau douce de la nappe phréatique, cette dernière s'écoulant vers la mer au-dessus du coin salé.

Quelle que soit la géométrie et les conditions aux limites du problème, on veut connaître en régime permanent les profils $h(x, y)$ et $H(x, y)$ caractérisant, respectivement, la surface libre de la nappe d'eau douce (lentille d'eau douce « h » au-dessus du niveau de la mer) et la profondeur de l'interface eau douce / eau salée (H) par rapport au niveau de la mer, ainsi que le flux d'eau douce (Q) s'écoulant vers la mer.

On suppose qu'il existe un plancher imperméable plan et horizontal, commun aux nappes souterraines d'eau douce et d'eau salée. Si ce plancher est relativement peu profond, la nappe salée peut être interceptée par le plancher à une certaine distance L ou L_s de la côte. Cette distance est la longueur de pénétration du coin salé vers l'intérieur.

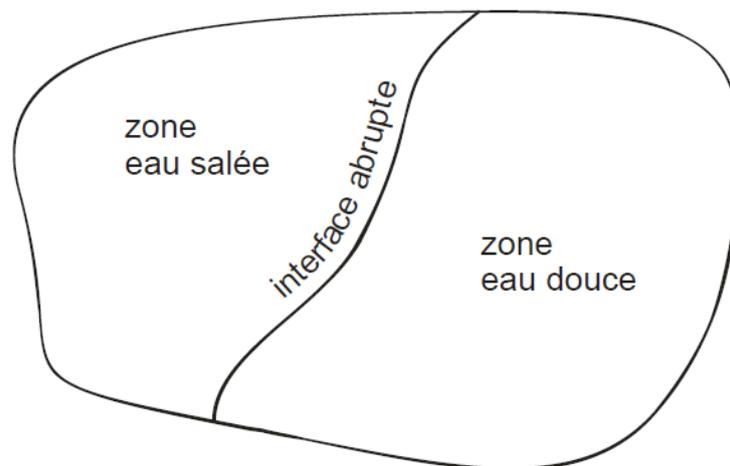


Figure 4.6: Représentation du domaine dans l'hypothèse d'une interface abrupte (Al Bitar, 2007).

4.1.1. Hypothèses générales (approche de Ghyben-Herzberg)

Ces hypothèses ont été initialement proposées par **Badon-Ghyben** (1888), puis ensuite par **Herzberg** (1901), permet de simplifier le traitement du problème d'intrusion saline dans le cadre de l'approche interface abrupte :

- régime permanent.
- aquifère homogène.
- Substratum imperméable plan et horizontal.
- Pas de superstratum (la nappe d'eau douce est à surface libre).
- Vitesses quasi-horizontales dans l'eau douce : vitesses verticales négligées, i.e., champ de pression verticalement hydrostatique (approximation de Dupuit-Boussinesq).
- Nappe d'eau salée quasi-statique : pas de débit d'eau salée vers l'intérieur des terres.
- Interface abrupte entre eau douce et eau de mer : on néglige la diffusion de sel.
- Le coin salé (biseau salé) forme une zone continue et connexe à la mer.

4.1.2. Définitions/Nomenclature

ρ_D : Masse volumique de l'eau douce [kg/m^3].

ρ_s : Masse volumique de l'eau salée [kg/m^3].

$\varepsilon = (\rho_s - \rho_D)/\rho_D$: Contraste de densité entre eau douce et eau salée.

K : Conductivité hydraulique du massif poreux [m/s].

T : Transmissivité hydraulique de la nappe d'eau douce [m^2/s].

q : Densité de flux de l'eau douce vers la mer (verticalement intégrée) en [m^2/s], ou encore, de façon équivalente, débit spécifique en [$m^3/s/m\grave{e}tre\ de\ cote$].

I : Taux de recharge nette de la nappe d'eau douce en [m/s] ou [mm/an] (précipitation, irrigation etc...).

$h(x, y)$: Hauteur de la surface libre d'eau douce par rapport à la mer [m].

$H(x, y)$: Profondeur de l'interface par rapport à la mer [m].

P_0 : Profondeur du plancher imperméable s'il existe.

$\delta x, \delta z$: Taille horizontale et verticale de la face de sortie de l'eau douce vers la mer (on les néglige dans une première approche, i.e., on prend δx et $\delta z \rightarrow 0$).

4.1.3. Equation de Ghyben-Herzberg

Avec une configuration comme celle de la figure ci-dessous le principe de *Ghyben-Herzberg* permet d'obtenir une relation entre « h » et « H » :

$$\rho_d g (h + H) = \rho_s g H \quad (4-13)$$

Cette relation est obtenue en imposant la relation de continuité de pression de part et d'autre de l'interface douce/salée, et en appliquant les hypothèses quasi-hydrostatiques précédentes dans les deux nappes (douce et salée). On suppose aussi que la pression atmosphérique est constante.

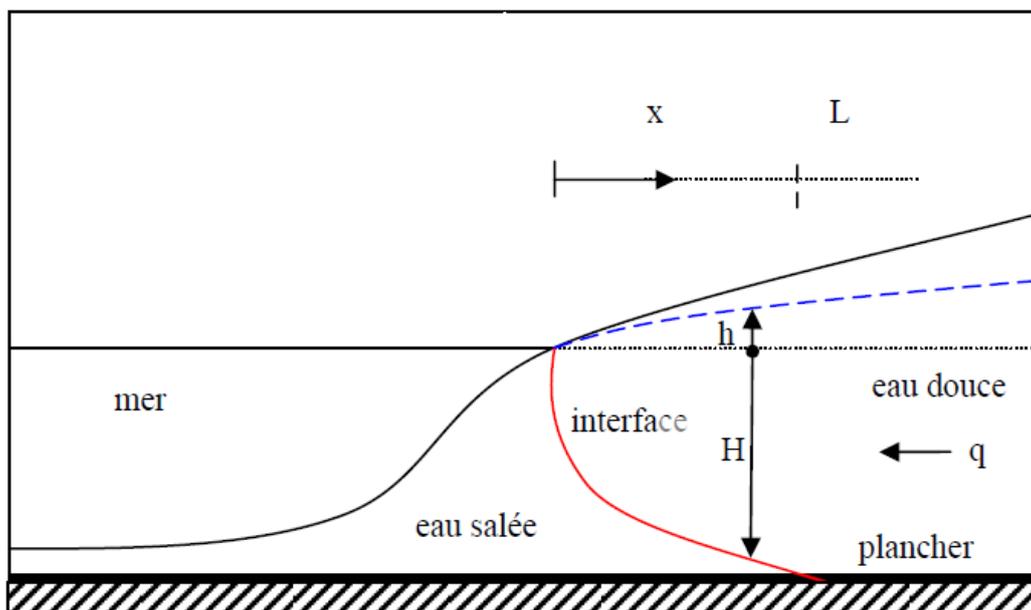


Figure 4.7 : Aquifère côtier soumis à l'intrusion saline (*Al Bitar*, 2007).

On en déduit la relation entre la profondeur de l'eau salée (H) et l'épaisseur de la lentille douce (h) :

$$H = \frac{h}{\varepsilon}$$

4.1.4. Equation de flux (Boussinesq)

L'écoulement quasi-horizontal de la nappe d'eau douce est régi par l'équation de **Boussinesq** qui s'obtient en appliquant la loi de **Darcy** et la loi de conservation de la masse à un volume unitaire.

$$\begin{cases} \frac{\partial}{\partial x} \left(T \frac{\partial h}{\partial x} \right) = 0 \\ T = K(H + h) \end{cases} \quad (4-14)$$

En intégrant la première équation différentielle et en l'égalisant à la recharge I , on obtient l'équation de **Boussinesq** :

$$I = K(H + h) \frac{\partial h}{\partial x} \quad (4-15)$$

4.1.5. Position de l'interface

On peut obtenir dans ce cadre une solution analytique au positionnement du coin salé. Pour cela, on substitue à H dans l'équation de **Boussinesq**, sa valeur donnée par l'équation de Ghyben-Herzberg. Il vient après intégration du résultat, en tenant compte du fait que la recharge I est interdépendante de x et en utilisant la condition limite $h = 0$ en $x = 0$:

$$h(x) = \sqrt{\frac{2I}{K} \frac{\varepsilon}{1 + \varepsilon} x} \quad (4-16)$$

$$H(x) = \sqrt{\frac{2I}{K} \frac{1}{\varepsilon(1 + \varepsilon)} x} \quad (4-17)$$

$$L = \frac{K}{2I} \varepsilon(1 + \varepsilon) H_0^2 \quad (4-18)$$

En amont du coin salé c'est-à-dire lorsque $x \in]L, X_0]$, les relations précédentes ne sont pas applicables puisque la relation de **Ghyben-Herzberg** n'est plus valide. L'équation d'écoulement s'obtient dans ce cas par intégration de l'équation de Boussinesq. En utilisant la condition limite $h(L) = \varepsilon H_0$, on obtient :

$$h(x) = H_0 \sqrt{(1 + \varepsilon)^2 + \frac{2I}{KH_0^2} (x - L)} - H_0 \quad (4-20)$$

On peut intégrer à cette analyse l'existence de prélèvement Y . Ceux-ci, stationnaires, vont venir en réduction de la recharge naturelle. La recharge nette s'élève à $I - Y > 0$ et la position de l'interface est déterminée par un nouvel équilibre hydrostatique. Des prélèvements élevés ont alors pour effet de diminuer la surface libre $h(x)$ et de déplacer l'interface vers le haut, $H(x)$ diminue, et vers l'amont, L diminue. A l'équilibre hydrostatique, des prélèvements plus élevés ne sont possibles qu'au prix d'une diminution du stock d'eau douce et de l'accroissement de l'intensité de l'intrusion saline.

4.2. Approches avec zone de mélange (problème de Henry)

Même si l'approximation de *Ghyben Hersberg* a été considérée dans plusieurs modèles de calcul de la position de l'interface eau douce-eau de mer pour différentes conditions aux limites, elle reste pourtant grossière et insuffisante pour l'estimation du véritable problème du biseau salé. En effet, les mouvements de l'eau de mer sur la frange côtière sont plus complexes et non négligeables. De plus, l'eau de mer et l'eau douce ne sont en aucun cas des fluides non miscibles (*Bouhlila*, 1999).

4.2.1. Equation de transport en milieu poreux

L'approche consiste à coupler l'équation d'écoulement et de transport à l'aide d'une équation d'état qui relie la densité du soluté à la concentration du soluté dans la solution. Les modèles mathématiques du transport de sels dans les milieux poreux sont basés sur les travaux de *Henry* (1959) et *Bear* (1972, 1979).

Henry proposa en 1964 de résoudre le problème de l'intrusion marine en tenant compte du fait que la zone de mélange qui se forme est plus ou moins étendue en considérant les trois phénomènes suivants (*Mermoud*, 2007):

- **L'advection** est le mécanisme de déplacement du soluté par le fluide;
- **La diffusion** exprime le flux du soluté d'une région de forte concentration à une région de faible concentration due au mouvement Brownien des ions et molécules. En condition permanente et en cas de faible gradient de concentration, ce phénomène est décrit par la loi linéaire de Fick ;
- **La dispersion** est le mécanisme de diffusion du panache de concentration, dans la direction et à travers l'écoulement due à l'hétérogénéité présente à toutes les échelles. La dispersion conduit à une uniformisation du front de concentration.

L'équation de conservation de masse de soluté est donnée par :

$$\frac{\partial \rho \omega C}{\partial t} = -\nabla_j j_{adv} - \nabla_j j_{diff} + \rho Q_s C_s \quad (4-21)$$

où, j_{adv} : flux advectif ; j_{diff} : flux diffusif résultant de la diffusion moléculaire et la dispersion ; c_s : concentration des termes sources et Q_s : flux des termes sources.

L'introduction des lois phénoménologiques dans l'équation de conservation de masse de soluté donne l'équation suivante :

$$\frac{\partial \rho \omega C}{\partial t} = -\nabla \rho m V C - \nabla (\rho m D \nabla C) + \rho Q_s C_s \quad (4-22)$$

où, V : vecteur de vitesse effective et D : le tenseur de dispersion.

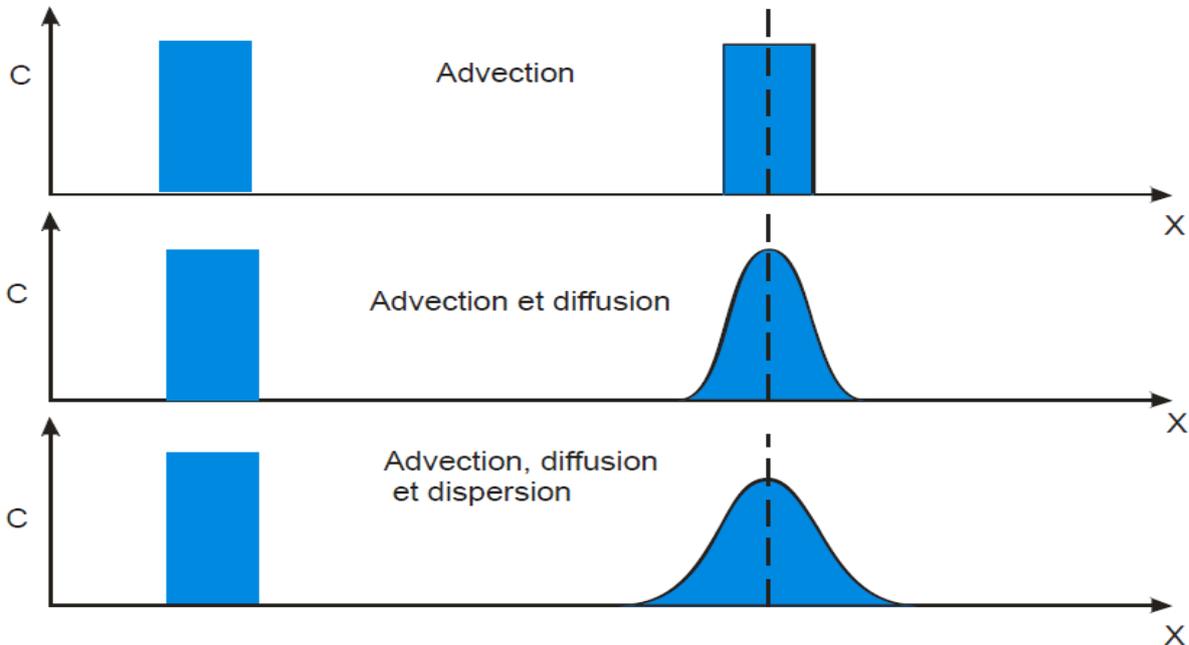


Figure 4.8 : Représentation 1D des différents processus intervenant en transport (*Al Bitar, 2007*).

En développant cette équation, on obtient :

$$\omega \rho \left(\frac{\partial C}{\partial t} \right) + C \left(\frac{\partial \omega \rho}{\partial t} \right) = -\omega \nabla (\rho m V) - \rho m V \nabla C + \nabla (\rho m D \nabla C) + \rho Q_s C_s \quad (4-23)$$

On multiplie l'équation de conservation de masse de l'écoulement par C :

$$C \frac{\partial \rho \omega}{\partial t} = C \nabla (\rho q) + C \rho_s Q_s \quad (4-24)$$

Enfin, on soustrait l'équation (4-24) de l'équation (4-23) :

$$\omega \rho \left(\frac{\partial C}{\partial t} \right) = -\rho m V \nabla C + \nabla (\rho m D \nabla C) + \rho Q (C_s - C) \quad (4-25)$$

Les coefficients de dispersion du tenseur de diffusion sont obtenus par une des méthodes suivantes :

Model géométrique (*Taylor et Aris*), méthode stochastique de changement d'échelle et modèle statistique (*Bear 1961, Scheiddegger 1961*).

4.2.2. Couplage de l'équation d'écoulement et de transport

Le couplage se fait à l'aide d'une équation d'état qui relie la densité à la concentration et une équation constitutive qui relie la viscosité à la concentration.

- **Equation d'état**

Les équations d'état sont les relations entre les variables d'état d'un système à l'équilibre thermodynamique. La densité est exprimée en fonction de la concentration (à température constante). **Henry** (1964), **Frind** (1982), **Huyakorn et al.**(1987) et **Voss et Souza** (1987) donnent la densité ρ en fonction linéaire d'une densité de référence ρ_0 et de la concentration c :

$$\rho = \rho_0 (1 + \varepsilon c) \quad (4-26)$$

Où, ρ_0 : La densité de l'eau douce ; $\varepsilon = (\rho_s - \rho_0)/\rho_0$: contraste de densité ; ρ_s : densité à concentration maximale ; $C = \frac{c}{c_{\max}}$: concentration normalisée.

En prenant en compte l'équation d'état linéaire $\rho(C)$ de l'équation (4-17) et en l'insérant dans l'équation d'écoulement, on obtient :

$$\omega S_p \left(\frac{\partial p}{\partial t} \right) + \frac{\omega}{\rho} \frac{\partial \rho}{\partial C} \frac{\partial C}{\partial t} + \frac{\partial \omega}{\partial t} = -\frac{1}{\rho} \nabla \cdot (\rho q) + \frac{\rho_s}{\rho} Q_s \quad (4-27)$$

Avec, $S_p = \frac{S_s}{\rho_f g}$

En introduisant la loi de **Darcy** :

$$\omega S_p \left(\frac{\partial p}{\partial t} \right) + \omega \frac{\rho_s}{\rho} \frac{\varepsilon}{C_{\max}} \frac{\partial C}{\partial t} + \frac{\partial \omega}{\partial t} = \frac{1}{\rho} \nabla \cdot [\rho K (\nabla p - \rho g)] + \frac{\rho_s}{\rho} Q_s \quad (4-28)$$

En considérant la charge hydraulique de l'eau douce comme variable d'état, on obtient enfin :

$$\omega S_p \left(\frac{\partial h_f}{\partial t} \right) + \omega \frac{\rho_0}{\rho} \frac{\varepsilon}{C_{\max}} \frac{\partial C}{\partial t} + \frac{\partial \omega (h_f)}{\partial t} = \frac{1}{\rho} \nabla \cdot \left[\rho^2 K \left(\nabla h_f + \frac{\rho - \rho_f}{\rho_f} \right) \right] + \frac{\rho_s}{\rho} Q_s \quad (4-29)$$

- **Conditions aux limites**

Les trois conditions aux limites classiques appliquées sont les suivantes :

- Condition de **Dirichlet** : spécification d'une concentration à la frontière $c = f(c, t)$; cette condition est appliquée par exemple à la frontière avec la mer, pour un problème d'intrusion saline.
- Condition de **Neumann** : spécification du flux normal de soluté à la frontière : $(\rho D \nabla n = f(x, t))$

- Condition de *Cauchy* : cette condition est équivalente à spécifier un flux de soluté « limité » par une condition de concentration : $(\rho D \nabla c - \rho q c) \mathbf{n} = f(\mathbf{x}, t)$

5. Méthode de résolution numérique

A cause de l'interdépendance et la non linéarité des équations de transport et d'écoulement couplé, la résolution numérique se retrouve face à un vrai challenge.

Dans l'équation de transport, la difficulté majeure est le calcul du terme de dispersion. Afin de faciliter le calcul, *Essink* (2001) traite séparément l'opérateur d'advection et celui de dispersion, avec des méthodes numériques adaptées à chacun. Il utilise pour l'opérateur d'advection une méthode lagrangienne (méthode des caractéristiques) tandis qu'il utilise pour l'opérateur de diffusion une méthode eulérienne (différences finies). L'utilisation des méthodes des caractéristiques permet de diminuer les oscillations numériques et la dispersion numérique.

Paniconi et Putti (1995) montrent que l'importance du couplage et le degré de non-linéarité dans l'équation du transport décroît dans le même sens que le contraste de densité ou lorsque la dispersion devient dominante.

Dans l'équation d'écoulement, pour accélérer le calcul numérique, plusieurs approximations sont utilisées pour la résolution du système d'équations d'écoulement et de transport. La première consiste à considérer que la variation spatiale de la densité est plus faible par rapport à la variation temporelle (*Bear* 1972), ce qui donne l'approximation :

$$\nabla(\rho q) \approx \rho \nabla q$$

La deuxième est l'approximation d'*Oberbeck–Boussinesq*, qui consiste à négliger la variation de la densité dans l'équilibre de masse ; avec cette approximation, seul le flux de *Darcy* dépend de la variation de densité.

Younes (2003) a fait une étude comparative de ces deux approximations et de la solution complète en utilisant des problèmes tests classiques. Il conclut que la première approximation donne le meilleur compromis entre exactitude de la solution et temps de calcul (40% de moins que la solution complète).

Même si chaque approche a ses avantages et ses inconvénients, il y a très peu de problèmes hydrogéologiques pour lesquels l'une est clairement meilleure que l'autre. En général, les méthodes en différences finies sont conceptuellement et mathématiquement plus simples, et plus facilement programmables sur les ordinateurs. Elles sont typiquement saisies sous forme de maillages rectangulaires relativement simples, ce qui facilite également la tâche de saisie des données. Les méthodes en éléments finis nécessitent généralement un recours à des approches mathématiques plus sophistiquées, mais elles peuvent être, pour certains problèmes, numériquement plus précises que les méthodes standards en différence finies. L'avantage majeur de cette méthode réside dans la flexibilité du maillage, qui permet une approximation spatiale fine des limites irrégulières de l'aquifère et (ou) lorsqu'on les étudie, des paramètres au sein de l'aquifère. Cependant, la construction et la spécification d'un jeu de

données d'entrée est beaucoup plus difficile dans le cas d'un maillage irrégulier en éléments finis que pour le maillage rectangulaire régulier avec les différences finies.

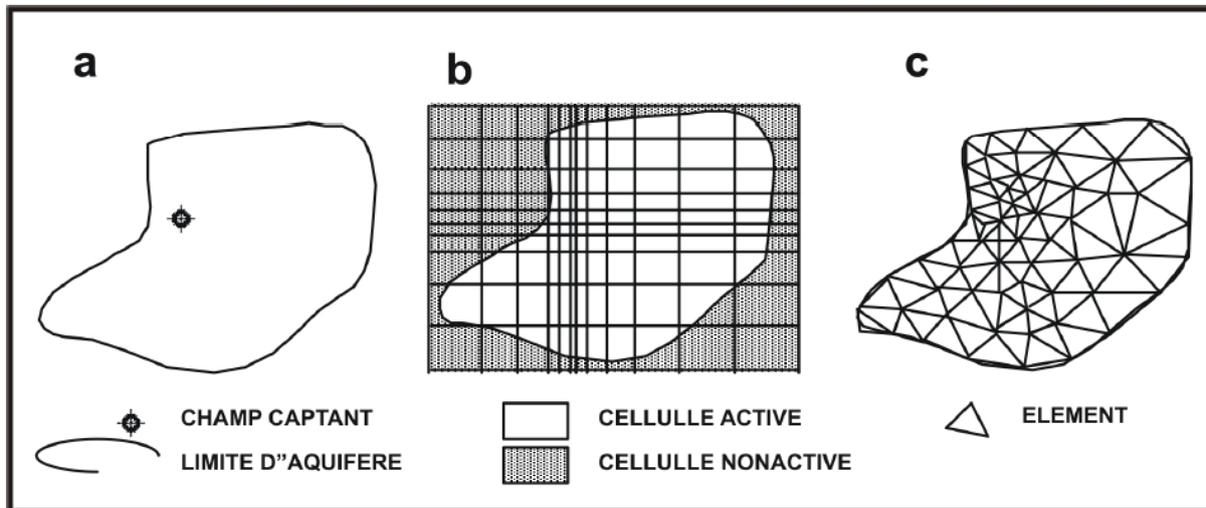


Figure 4.9 : Application hypothétique d'un maillage en différences finies et éléments finis au cas d'un aquifère à contours irréguliers (*Konikow*, 1996).

5.1. Méthodes des éléments finis pour la résolution numérique des équations de l'écoulement souterrain

La méthode des éléments finis (MEF) est une technique d'analyse numérique pour obtenir des solutions approximatives à un ensemble varié de problèmes de physique et d'ingénierie. A l'origine la méthode était appliquée en mécanique structurale mais elle est maintenant utilisée dans tous les domaines de la mécanique continue. *Huebner* (1975) décrit quatre approches différentes qui permettent la mise en œuvre de la méthode des éléments finis dans un problème, il s'agit : de l'approche directe, de l'approche variationnelle, de l'approche des résidus, et de l'approche à partir du bilan énergétique (*Huebner* 1975). Dans les problèmes hydrogéologiques, on utilise fréquemment la méthode des résidus ou l'approche variationnelle.

La méthode des éléments finis (MEF) utilise le concept des "approximations par discrétisation spatiale". Le domaine du problème, qui correspond à l'étendue de l'aquifère à modéliser, est divisé en un ensemble d'éléments ou parties. En théorie les éléments peuvent être de formes et de tailles variables. La plupart des programmes informatiques MEF utilisent une forme d'élément, en général il s'agit d'éléments triangulaires ou quadrilatéraux. Dans le modèle hydrogéologique MODFE (*Torak* 1993; *Cooley* 1992), on utilise des éléments triangulaires, dans le modèle SUTRA, on utilise des éléments quadrilatéraux (*Voss* 1984), alors que dans le modèle FEFLOW, il s'agit des deux (c'est-à-dire on peut utiliser les éléments triangulaires ou quadrilatéraux). Les valeurs ponctuelles des variables dépendantes (par exemple, la charge, la pression, ou la concentration) sont calculées au niveau de nœuds, qui sont les coins ou sommets des éléments, et une équation simple est utilisée pour représenter la valeur de la variable dépendante à l'intérieur de l'élément. Cette équation simple est appelée fonction de base et chaque nœud faisant parti d'un élément a une fonction de base associée. Les fonctions

de base les plus simples qui sont le plus souvent utilisées sont des fonctions linéaires. La solution de l'équation différentielle pour l'écoulement ou le transport est approchée par un ensemble d'éléments pour lesquels la variable dépendante varie uniquement linéairement au sein de l'élément, mais l'ensemble total des éléments approche la distribution complexe de la charge ou de la concentration. *Huyakorn et Pinder* (1983), *Huebner* (1975), *Zienkiewicz* (1971), *Wang et Anderson* (1982), et *Cooley* (1992) fournissent des explications plus complètes sur cette méthode.

6. Les étapes de la modélisation

La structure complète d'une modélisation est présentée dans la figure ci-dessous. Concrètement dans la pratique courante des hydrogéologues, seules les trois dernières sont considérées, à savoir, la modélisation d'un cas réel, la calibration du modèle et finalement l'utilisation de ce dernier pour faire des prédictions (phase de simulation). La phase de calibration est de loin la phase qui demande le plus d'investissement.

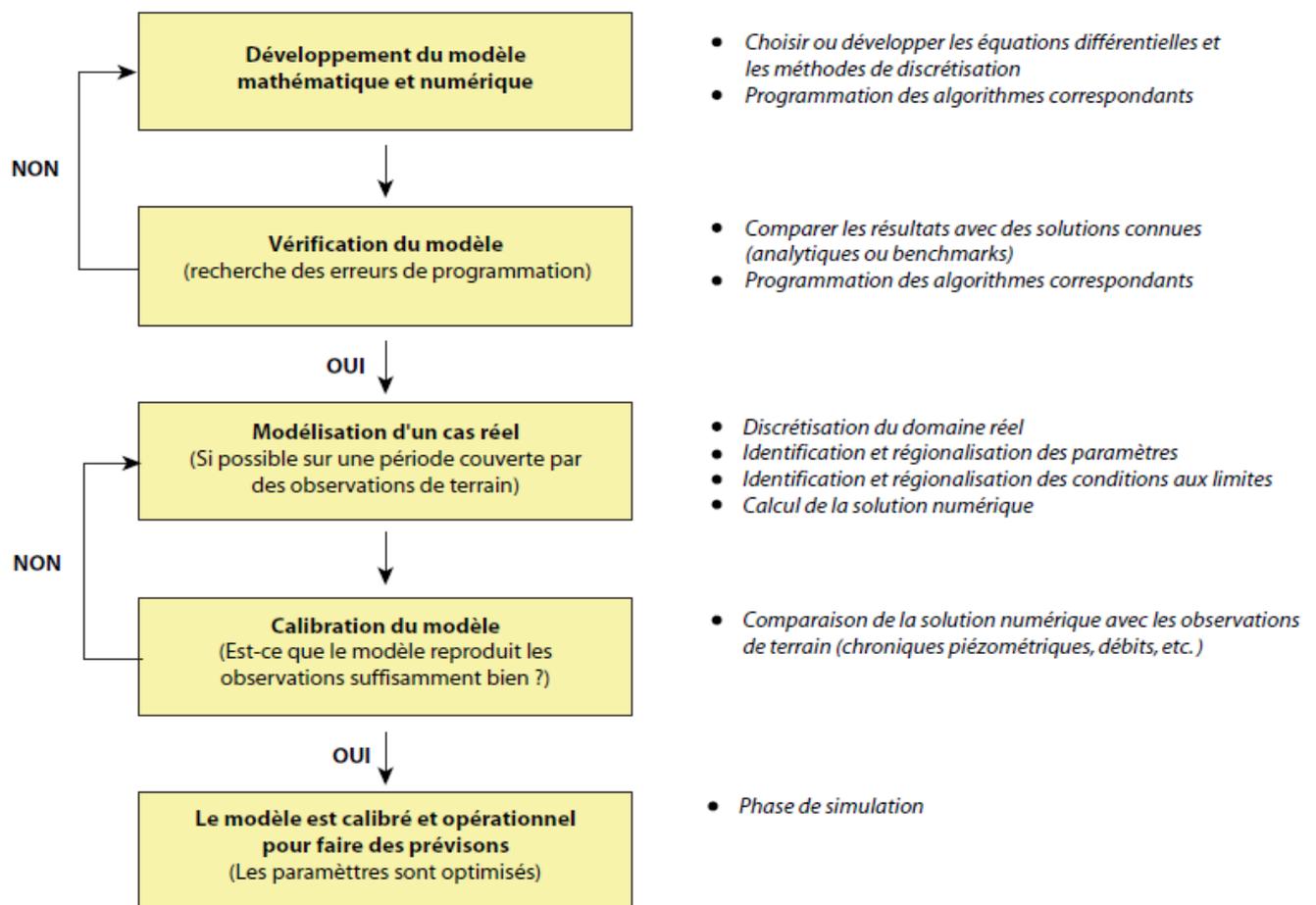


Figure 4.10 : Procédure usuelle pour rendre un modèle opérationnel (*Cornaton, 2007*).

6.1. Mesure du degré de compréhension du fonctionnement du système hydrogéologique

L'étude du milieu conduit à la connaissance :

- D'un certain nombre de processus actifs dans la zone étudiés ;

- Eventuellement la formalisation mathématique de ces processus ;
- Des paramètres caractérisant le milieu.

La combinaison de ces informations constitue un modèle conceptuel. Si ce modèle peut être traduit en un algorithme de calcul, il est possible de simuler la réalité de terrain et de mesurer l'écart entre la simulation et la réalité.

La comparaison entre ces résultats de calculs et la réalité permet donc de mesurer le degré de compréhension (de façon plus réaliste, il convient de dire le degré d'ignorance). Du fonctionnement du système hydrogéologique.

C'est alors que le modèle est utile car il permet d'accéder aux écarts et d'étudier la structure des écarts et éventuellement d'en déterminer l'origine. Cette démarche est très utile pour la recherche car elle peut aiguiller le chercheur sur la recherche de processus (en général plus discrets que ceux qui ont été pris en compte au départ) actifs sur le milieu étudié. Pour cela, il convient d'étudier par exemple la corrélation entre les écarts entre résultats du modèle et réalité terrain d'une part et tout paramètre d'autre part.

Cette démarche permet de progresser dans la connaissance du fonctionnement du système étudié. Une fois le nouveau mécanisme mis en évidence, formalisé et paramétré, on l'introduit dans la nouvelle version du modèle et on peut mesurer son importance par le gain d'adéquation entre simulation et réalité terrain.

6.2. Apprentissage et compréhension de notions en hydrogéologie

L'utilisation de modèles facilite et accélère la compréhension de certaines notions abstraites de la discipline scientifique.

L'étude de cas, la réponse à la modification de paramètres permet de mieux cerner le rôle de ceux-ci, d'acquérir les ordres de grandeur.

6.3. Pratique de la modélisation

6.3.1. Calage et validation : deux étapes nécessairement distinctes

Lorsque le modèle est fonctionnel, il faut le renseigner avec des données (caractéristiques du milieu par exemple) et des conditions initiales. Souvent certaines de ces informations ne sont pas disponibles, il faut les estimer. C'est l'opération de calage. A partir des données de terrain, on recherche les valeurs du paramètre inconnu qui permettent la meilleure adéquation entre les résultats de calculs et les données de terrain. On utilise pour cela un jeu de données de terrain qui ne peut pas servir ultérieurement à la validation du modèle.

Une fois le modèle « calé », on va l'utiliser avec les paramètres issus du calage, à un autre jeu de données expérimentales qui concerne une autre situation. La comparaison entre modèle et réalité terrain permet alors de valider ou non le modèle.

6.3.2. Etude de sensibilité des paramètres (influence des paramètres)

Avant toute utilisation de modèle, il convient de réaliser une étude sensibilité du modèle aux différents paramètres. Cette démarche concerne plus le système étudié que l'outil lui-même.

L'intérêt d'une telle pratique est multiple.

- Il permet tout d'abord de connaître la précision nécessaire pour l'introduction de chaque paramètre.
- Il permet aussi de distinguer les processus qui vont influencer fortement les résultats de ceux qui auront une incidence faible.

6.3.3. Vérifications préalables à l'utilisation du modèle

Avant toute utilisation du modèle, il convient de vérifier autant que faire ce peut, le bon fonctionnement. Des problèmes de fonctionnement peuvent être dus à :

- Certains paramètres ou données initiales totalement incorrectes (trop différents des conditions réelles de terrain) qui provoquent une incohérence.
- Des mauvais choix quant à la discrétisation du temps ou de l'espace.
- Des options mal choisies (notamment les valeurs de Δt) pour les ruptures de situation
- Passage de régime permanent à régime transitoire
- Passage d'une situation transitoire à une autre situation transitoire très différente sans adapter les options d'incrément de temps par exemple.

6.4. Régime permanent et régime transitoire. Intérêt des deux types de simulation

6.4.1. Régime permanent

On initialise les données par certaines valeurs probables ou connues à partir des mesures, puis on simule l'évolution du système. Quelles que soient les données de départ, le système évolue rapidement au départ puis de plus en plus lentement vers une situation stable. C'est le régime permanent. La sauvegarde des paramètres obtenus peuvent servir de point de départ à une nouvelle simulation du régime permanent. Le régime permanent peut être utilisé pour calculer les temps de transferts de polluants lors d'un accident de pollution de nappe, avec des conditions les plus pessimistes, c'est-à-dire de flux rapides liés à un pompage continu.

Pour la modélisation d'un système d'écoulement en régime permanent, la procédure de modélisation peut être subdivisée en 9 étapes indispensables :

- Création d'une géométrie de base ;
- Génération d'un maillage en éléments finis ;
- Définition du type de problème ;
- Définition des conditions aux limites ;
- Définition des paramètres d'écoulement ;
- Définition des points d'observation ;
- Lancement de la simulation ;
- Visualisation des résultats ;
- Calcul de flux et bilan hydrologiques.

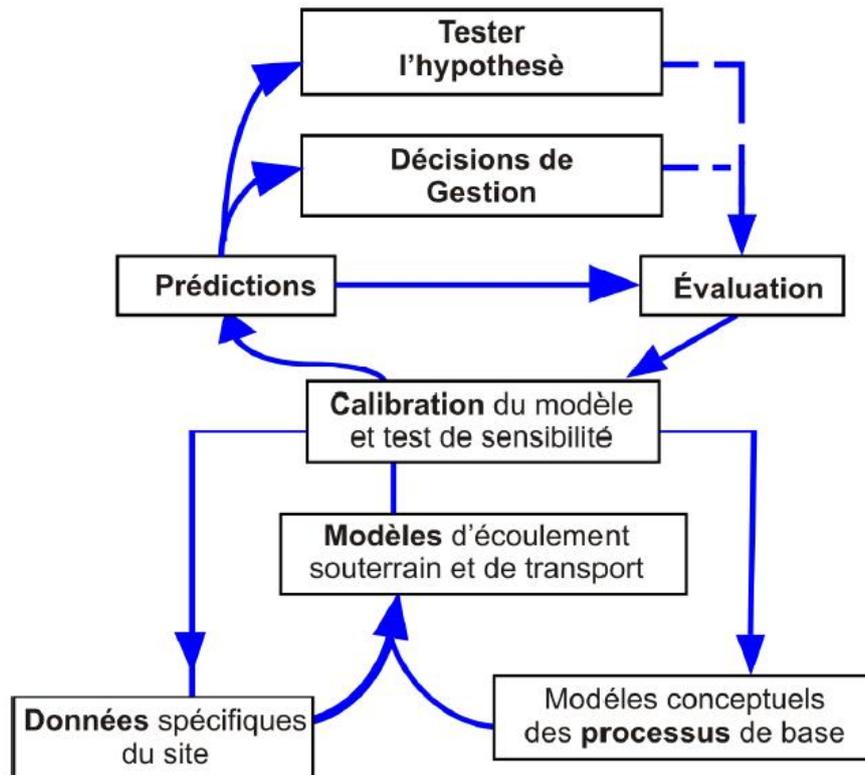


Figure 4.11 : Utilisation et rôle des modèles dans la résolution des problèmes hydrogéologiques (Konikow, 1996).

6.4.2. Régime transitoire

- On induit une perturbation par rapport au régime permanent et on étudie grâce au modèle la vitesse d'établissement d'un nouvel équilibre dynamique, c'est-à-dire le temps nécessaire à l'établissement d'un nouveau régime permanent.
- Ce type de simulation permet de mesurer, l'inertie ou la réactivité du système hydrogéologique.
- Pour les systèmes peu réactifs, les paramètres hydrogéologiques comme la piézométrie, la transmissivité, ne réagissent que très lentement aux aléas climatiques par exemple ou bien à des changements dans le rythme d'exploitation de la nappe. Dans ce cas, après avoir démontré ces propriétés par une modélisation utilisant des pas de temps assez petits, il sera possible d'effectuer des calculs plus simples à partir de paramètres globaux (annuels) du climat par exemple. Cette démarche ne sera pas possible pour des systèmes plus réactifs.
- Généralement, il existe une différence notable entre l'inertie du système pour l'établissement d'un régime permanent en termes de flux d'eau et une inertie nettement plus marquée pour l'établissement d'un régime hydro-salin

7. Discussions sur les approches de modélisation

Les critères de convergence des modèles de transport en termes de taille de nœuds font qu'ils sont inadaptés pour des simulations détaillées à l'échelle régionale. Johannsen et al. (2002) montrent que, pour obtenir une convergence au sens des grilles numériques, en simulations à densité variable, il faut avoir une très haute résolution, de plus de 18 millions de nœuds pour un cas test 3D de 20×20×20 cm.

7.1. Classification des modèles hydrogéologiques

Il est difficile d'établir une classification unique des modèles hydrogéologiques. Les critères sont multiples et les combinaisons entre les options de chaque critère sont nombreuses. Ensuite une classification doit répondre à des objectifs prédéfinis dans le cahier de charge du projet de recherche ou d'ingénierie. Dans le tableau (4.1) on présente une sélection de critères de classifications utilisées dans les projets de modélisation des écoulements densitaires et des projets de couplage surface/souterrain. Le tableau (4.2) est un exemple de tableau de classification. Ce tableau est celui du projet de recherche SALTRANS. Dans l'Annexe A, on présente une sélection de codes numériques adaptés à la modélisation à densité variable (FEFLOW, SUTRA, etc.) et des modèles adaptés aux écoulements couplés surface/souterrain.

Tableau 4-1 : Sélection de critères de classification des modèles hydrogéologiques.

Critères	Options			
Equations d'écoulement	Saturé	Non-saturé		
Formulation	Charge capillaire: h	Pression: h		
Direct/Inverse	Simulation directe	Problème inverse, optimisation		
Dimension	Profil vertical 1D	Section vertical 2D	2D plan	3D
Hétérogénéité	Quasi-analytique homogène		Hétérogène	
Couplage surfacique	Couplage fort		Couplage faible	
Couplage densitaires	Advection-diffusion		Interface abrupte	
Discretisation spatial	Eléments finis	Différences finies	Volumes finis	Eléments analytique
Transfert de chaleur	Isotherme		Equations de Fourier couplées	
Composantes Chimiques	Pas de composantes	Une composante	Multi-composante	
Solveurs	Direct		Itératif	

Tableau 4-2 : Exemple de classification des modèles hydrogéologique

Code	AD	EF	S/U	NC	NF	CV	HT	DIM	SD
CODEBRIGHT	*	p	S/U	3C				2_3	FE
D3F	*	p	S/U	1C		*		2_3	FV
FEFLOW	*	h	S/U	1C	*	(*)	*	2_3	FE
HYDRUS-2D	*	h	S/U	MC			*	2	FE
MOCDENSE	*	p	S	2C				2	AE
MOCDENS3D	*	h	S	1C				2_3	AE
PSE2D	*	p	S	1C				2	AE
RETRASO	*	p	S/U	MC			*	2	FE
ROCKFLOW	*	p	S/U	1C			*	2_3	FE
SALTFLOW	*	h	S	1C				2_3	FE
SEAWAT	*	h	S	MC				2_3	FD/AE
SUTRA/SUTRA3D	*	h/p	S/U	1C		*	*	2_3	FE
TRANSDENSE	*	h	S/U	1C		*		2_3	FE

AD – Advection-Dispersion model.

EF – Equation Formulation in terms of h = head, p = pressure.

S/U – Saturated/Unsaturated.

NC – Number of Components, MC = Multicomponent.

NF – Non-Fickian dispersion.

CV – Consistent Velocity approximation.

HT – Heat Transport.

DIM – Dimensions.

SD – Spatial Discretization, FE = Finite Element, FD = Finite Difference, FV = Finite Volume,

AE = Analytical Element.

Conclusion

En fait, l'objectif de ce chapitre était double. Il s'agissait tout d'abord de dégager les caractéristiques importantes des modèles mathématiques traitants les écoulements en milieux poreux et l'intrusion marine. Le deuxième objectif était de comparer les approches suivies par

les hydrogéologues afin de déterminer dans quelle mesure une certaine compatibilité pouvait être envisagée dans notre étude en utilisant le modèle FEFLOW.

La prise en compte de la dynamique doit se faire après avoir résolu l'arbitrage suivant. Soit on se limite à une étude du problème à l'équilibre stationnaire où la position de l'interface peut être analytiquement obtenue à partir des lois de la mécanique des fluides, soit on tenant compte de l'écoulement en régime transitoire et le transport de soluté.

Chapitre V : Modélisation numérique de la nappe de Hamiz

Chapitre 5

Modélisation numérique de la nappe de Hamiz

Introduction

Dans le présent chapitre nous allons développer un modèle numérique via l'outil de modélisation FEFLOW pour mettre en évidence le phénomène de l'intrusion saline dans la nappe phréatique de la région de Hamiz. Du fait de la présence de ce phénomène marqué, phénomène qui fait l'objet d'un suivi spécifique par l'agence nationale des ressources hydriques (ANRH) et la SEEAL, il est apparu essentiel d'étudier en amont les conséquences de toutes les modalités de prélèvement effectives ou envisagées, tous usages confondus sur ces secteurs.

Cette analyse des incidences porte principalement sur l'évolution de la piézométrie au voisinage de l'ensemble des ouvrages exploitant. Le choix de suivre que la piézométrie s'impose vu le manque des données concernant le transfert du sel, mais il nous apparaît que c'est suffisant pour reconnaître l'intrusion marine.

L'exploitation de la nappe permet de satisfaire les besoins d'alimentation en eau potable (AEP), industriel et d'irrigation. Les données (mesurées ou simulées) ont été comparées à des valeurs de piézométrie de référence correspondantes à l'année 1982 ou le régime permanent est établi.

Une fois le modèle calibré est construit, nous lancerons plusieurs simulations en intervenant sur la quantité d'eau exploitée par les forages. En revanche, la validation ne sera pas faite à cause du manque d'informations sur les forages (répartition régionale et débits soutirés).

1. Présentation de l'outil FEFLOW

FEFLOW de l'abréviation de « Finite Element subsurface Flow » est un modèle aux éléments finis développé par la compagnie allemande WASY. Pour la simulation en 2D ou en 3D, des aquifères confinés ou libres, densité du fluide couplé ou linéaire, dans un régime permanent ou transitoire, il permet aussi de simuler les flux et les débits massique, la chaleur ou complètement les processus de transport couplé thermohaline dans les eaux souterraines.

1.1. Avantages et limites

La manipulation et la résolution numérique par l'outil FEFLOW des problèmes d'écoulement et de transport couplés lui confèrent plusieurs avantages dont on peut citer :

- Le domaine est décomposé en un ensemble d'éléments des formations géologiques simples ou complexes;
- La possibilité de coupler les données SIG à celles de FEFLOW;
- L'introduction de tous types de paramètres d'écoulement et/ou de transport;

- La visualisation en couleurs et à haute résolution pour des résultats en deux ou trois dimensions ;
- Les possibilités d'exploitation des résultats sous différents formats.

Cependant, FEFLOW présente quelques inconvénients. En effet :

- Quelques instabilités de l'interface utilisateur peuvent être rencontrées;
- La génération d'un grand maillage (grand nombre d'éléments) engendre des figures pour les champs de vitesse inexploitable.

2. Procédure à suivre lors de résolution du problème d'écoulement par l'outil FEFLOW

Afin de résoudre le problème d'écoulement par le modèle FEFLOW pour le cas d'une nappe phréatique qui était dans un état d'équilibre hydraulique avant les fluctuations en régime transitoire, il est nécessaire de traiter le problème en deux régimes distincts dont la solution de l'une constitue une condition initiale de l'autre.

2.1. Création du domaine d'étude et génération d'un maillage

Les premières étapes avant de traiter les données relatives à l'aquifère, sont la création de la géométrie du domaine d'étude et la génération d'un maillage par la méthode des éléments finis de Galerkin. Le domaine d'étude est subdivisé en éléments finis totalisant n nœuds. Les variables principales étant la charge hydraulique h et la concentration normalisée c' , la méthode de calcul fournit des valeurs approchées de ces variables en chaque point du domaine et à chaque instant t : $h(x,y,t)$; $c'(x,y,t)$.

Les éléments à deux dimensions utilisés en écoulement et transport dans les milieux poreux sont les éléments triangulaires et quadrilatéraux.

2.2. Conditions initiales et aux limites en régime permanent

Dans le but d'établir un état d'équilibre hydraulique de la nappe avant le développement important de son exploitation, la résolution du problème se réduit à celui d'un écoulement saturé qui propose une solution en hauteur hydraulique d'eau douce pour le domaine qui n'est pas influencée par les transports des sels marins.

Pour une modélisation en trois dimensions (3D) du problème d'écoulement en régime permanent dans un sol saturé, nous supposons que :

- Le niveau piézométrique est initialement supposé nul dans tout le domaine ainsi qu'au niveau de la mer (condition de type de *Dirichlet* sur la charge hydraulique)
- Des conditions de type de *Neumann* sur les flux d'entrée de l'aquifère sont définis pour les percolations dues aux infiltrations des précipitations et les écoulements de l'eau dans la nappe.

2.3. Conditions initiales et aux limites en régime transitoire

Après que le calage en régime permanent soit établi, nous résolvons le problème d'écoulement saturé en régime transitoire à partir de la date du début d'exploitation (1982) de la nappe. Pour cela, nous considérons que :

- Les conditions initiales concernant l'écoulement sont les sorties du modèle en régime permanent. Pour le transport, nous imposons une concentration normalisée nulle à l'intérieur du domaine d'étude.
- Les volumes d'eaux des exploitations sont imposés comme des flux de sortie du domaine dont une partie constitue des volumes d'irrigation (des flux d'entrée à la surface latérale de la nappe).

3. Construction du modèle hydrogéologique de la nappe de Hamiz via l'outil FEFLOW

Rappelons que l'objectif est d'obtenir un outil permettant de simuler l'écoulement souterrain du système aquifère de la région de Hamiz.

La première étape dans la conception et l'application d'un modèle est de définir la nature du problème et l'objectif du modèle. Bien que cela paraisse évident, c'est une première étape importante qui est parfois oubliée pour un passage trop rapide à l'action. Cette étape est étroitement associée à l'élaboration d'un modèle conceptuel, qui est là encore une étape préliminaire à l'élaboration d'un modèle de simulation. Lors de l'élaboration du modèle conceptuel, l'analyste doit évaluer quels processus sont significatifs dans le système étudié pour le problème considéré. Certains processus pourront être considérés comme importants à une certaine échelle de temps et d'espace, alors qu'ils seront négligeables et hors de propos à d'autres échelles. Les étapes de construction du modèle

3.1.1. Délimitation de la zone d'étude

L'extension de la zone à modéliser est basée sur des critères géologiques et sur la connaissance du bassin versant hydrologique du secteur. Les limites du modèle sont illustrées sur la **Figure 5.1**.

- Au Nord-ouest, la mère Méditerranée
- Au Nord-Est, à la limite géologique avec l'aquifère du petit sahel correspondant globalement à la cote piézométrique 10 m de la piézométrie de référence (piézométrie de juillet 1981 réalisée par *Bennie & Partners*) ;
- Au sud à la cote piézométrique 30 m de la piézométrie de référence correspondant globalement à la limite nord de l'Atlas Blidéen ;
- A l'Ouest, oued El Harrach.

La délimitation de la zone d'étude se fait à l'aide du logiciel (ArcGis), après avoir fait le géo-référencement des cartes à intégrer dans le modèle (**Figure 5.1**).



Figure 5.1 : Extension du polygone de modélisation réalisé avec Arcgis 9.3

3.1.2. Discretisation spatiale et génération de maillage

Pour minimiser diverses sources d'erreurs numériques, le modèle doit être conçu en utilisant un maillage et un pas de temps les plus fins possible, compte tenu des capacités de mémoire et de temps de calculs des ordinateurs. Dans la mesure du possible, le maillage doit être ajusté sur les formations géologiques et la direction moyenne de l'écoulement. Les limites du maillage doivent elles aussi coïncider, autant que possible, avec les limites hydrologiques et géologiques naturelles du système considéré. Lorsque cela n'est pas possible, il faudra imposer une condition aux limites appropriée en bordure du maillage afin de prendre en compte l'incidence de la poursuite du système au-delà du maillage. Ceci peut classiquement être effectué en utilisant la condition aux limites « écoulement extérieur fonction » de la charge (troisième type). Ces limites doivent également être placées aussi loin que possible de la zone intéressante et des zones de perturbations affectant le système, afin de minimiser les impacts dus aux erreurs conceptuelles associées à ces conditions aux limites artificielles.

Des fichiers donnant certaines caractéristiques de la zone telles que les limites d'affleurement, les positions des forages et les points d'observation ou encore le trait de côte ont été générés au préalable afin que ces derniers soient pris en compte lors de la création du maillage. Ainsi, les limites des mailles correspondront avec la présence de ces objets. Cette démarche permet d'optimiser le maillage du modèle, permettant à celui-ci d'être beaucoup plus fonctionnel pendant le travail de modélisation.

Notre maillage comprend 1620 éléments de type triangulaire dans lesquelles le logiciel effectue les calculs. Chaque élément correspond à une superficie d'environ 26 hectares (**Figure 5.2**).

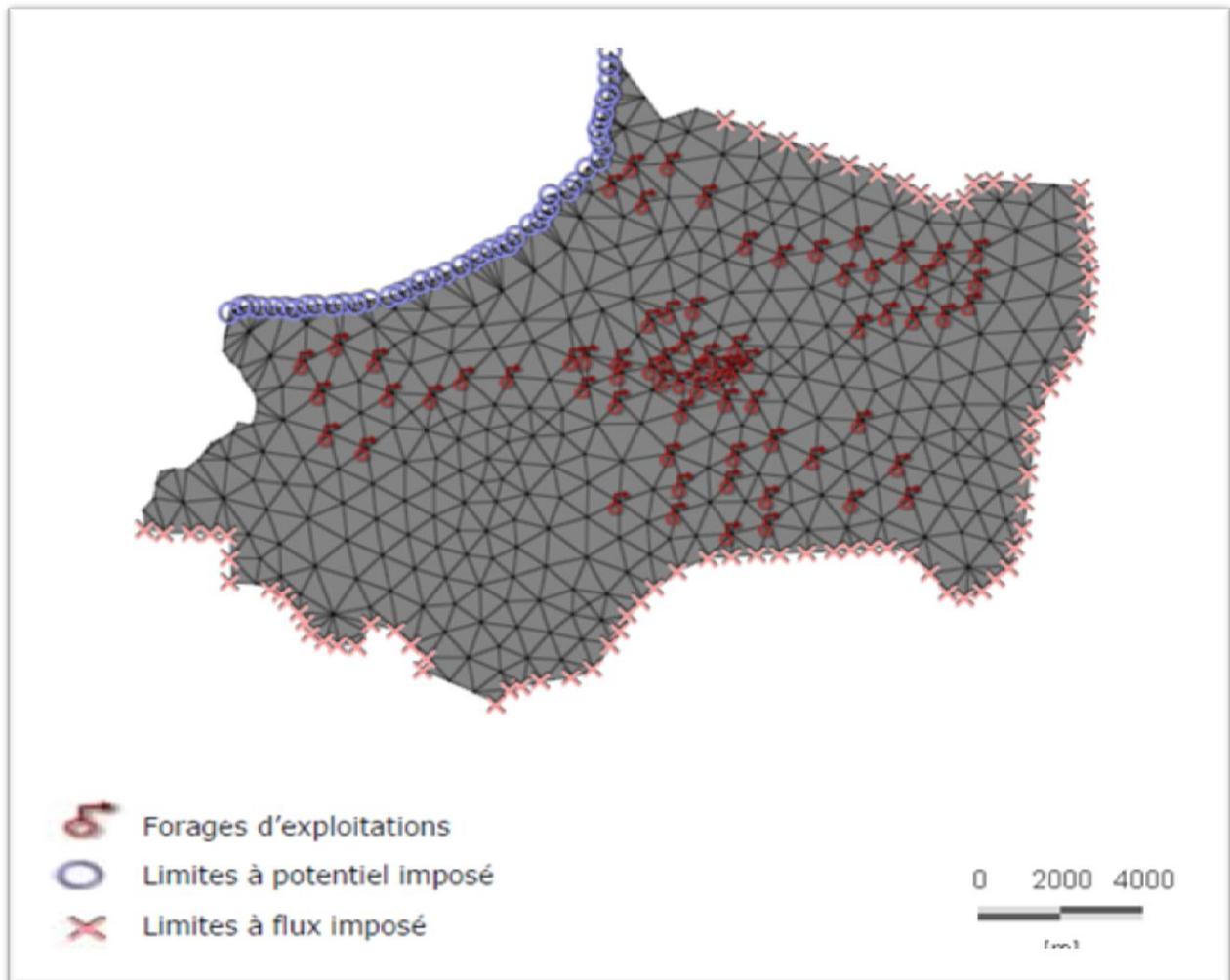


Figure 5.2 : Représentation de maillage et des différents types de limites du modèle.

3.1.3. Couches et géométrie du modèle

La plaine alluviale de la Mitidja est constituée par la formation quaternaire de la Mitidja, qui représente la principale ressource souterraine, et la formation de l'Astien, dans le secteur de l'étude, les deux formations perméables sont en contact direct et par conséquent le nombre de couches a été fixé à 2. La géométrie des couches est basée sur la différenciation lithologique des formations géologiques présentes au sein de la Plaine (**Figure 5.3**).

Après avoir créé le maillage du modèle, la construction d'un modèle de la nappe de Hamiz en 3D consiste à représenter la géométrie des principales structures observées sur le terrain. Le modèle doit alors permettre d'établir une représentation simplifiée des formations géologiques présentes d'un point de vue géométrique mais également sur la nature des unités stratigraphiques.

La méthode utilisée pour la construction de la géométrie du modèle consiste à fournir au logiciel FEFLOW® un semi de points pour le toit et le mur de chaque couche. Une méthode d'interpolation sera alors choisie afin de permettre la restitution des principales structures géologiques (**Figure 5.3**).

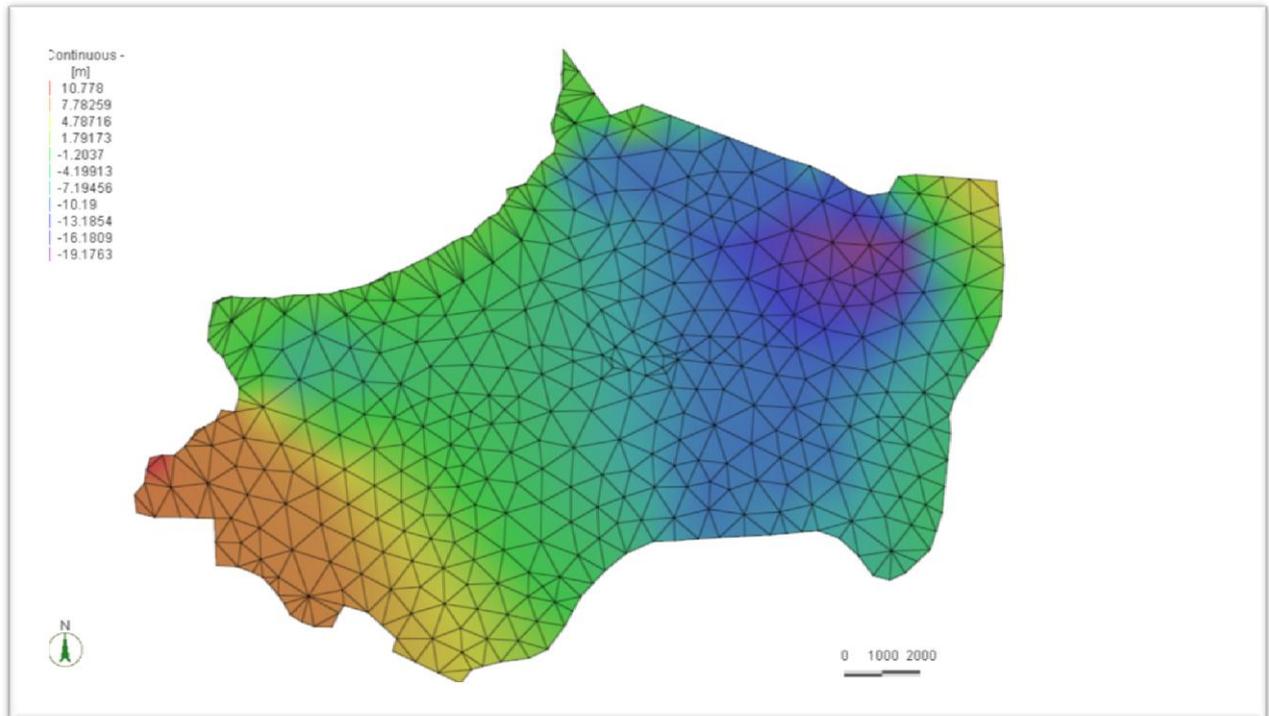


Figure 5.3 : Toit de la couche 1 correspondant à la topographie de la zone d'étude (FEFLOW®)

La topographie du toit et du mur de la couche 2 sont consultable en annexe A

Enfin, la figure présentée ci-dessous permet d'observer la structure générale du modèle de la nappe de Hamiz en 3D.

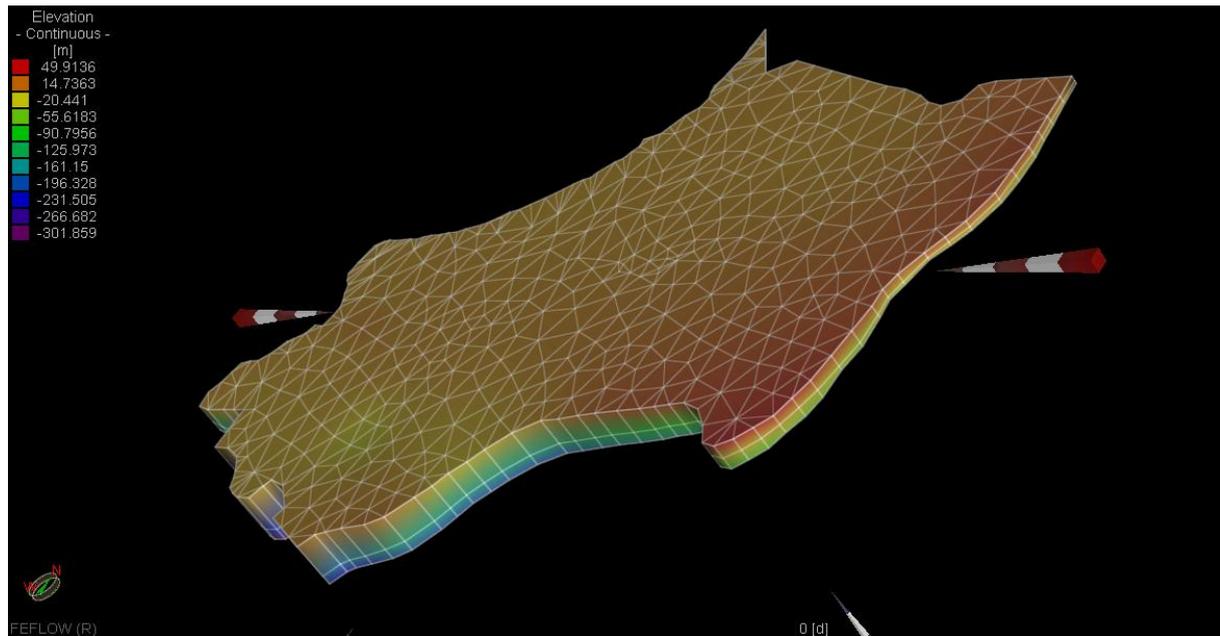


Figure 5.4 : Vue en coupe du modèle géométrique 3D (réalisée avec FEFLOW viewer 6.0)

3.2. Intégration des paramètres hydrodynamiques et l'implémentation des conditions aux limites du modèle

Une fois la géométrie du modèle est totalement finalisée, l'étape suivante consiste à implémenter des conditions limites et l'ensemble des paramètres hydrodynamiques afin de pouvoir passer à la phase de calage en régime permanent. Les conditions aux limites et les paramètres hydrodynamiques ne sont pas figés. Ces derniers seront amenés à être modifié pendant le calage du modèle.

3.2.1. Conditions aux limites

Mathématiquement, les conditions aux limites comprennent la géométrie des frontières et les valeurs des variables dépendantes ou de leurs dérivées aux limites. En termes physiques, pour les applications des modèles hydrogéologiques, les conditions aux limites sont généralement de trois types:

- valeurs imposées (charge ou concentration),
- Flux imposés (équivalent à un gradient imposé de charge ou de concentration)
- Flux à valeur dépendante (ou condition aux limites mixte, dans laquelle l'écoulement à travers la frontière est lié à la fois à la valeur et à sa dérivée) (*Mercer et Faust*, 1981).

Les conditions aux limites implémentées jusqu'à présent au modèle hydrodynamique régionale sont sous la forme de potentiels imposés (conditions de *Dirichlet*). D'une valeur nulle, ces derniers ont été placés au nord du modèle, au niveau du trait de côte afin de représenter le niveau marin et des flux imposés (condition de *Newman*) placés au sud sur toutes les couches géologiques de la même manière et avec la même valeur ($1,8 \cdot 10^{-4}$ m/jour).

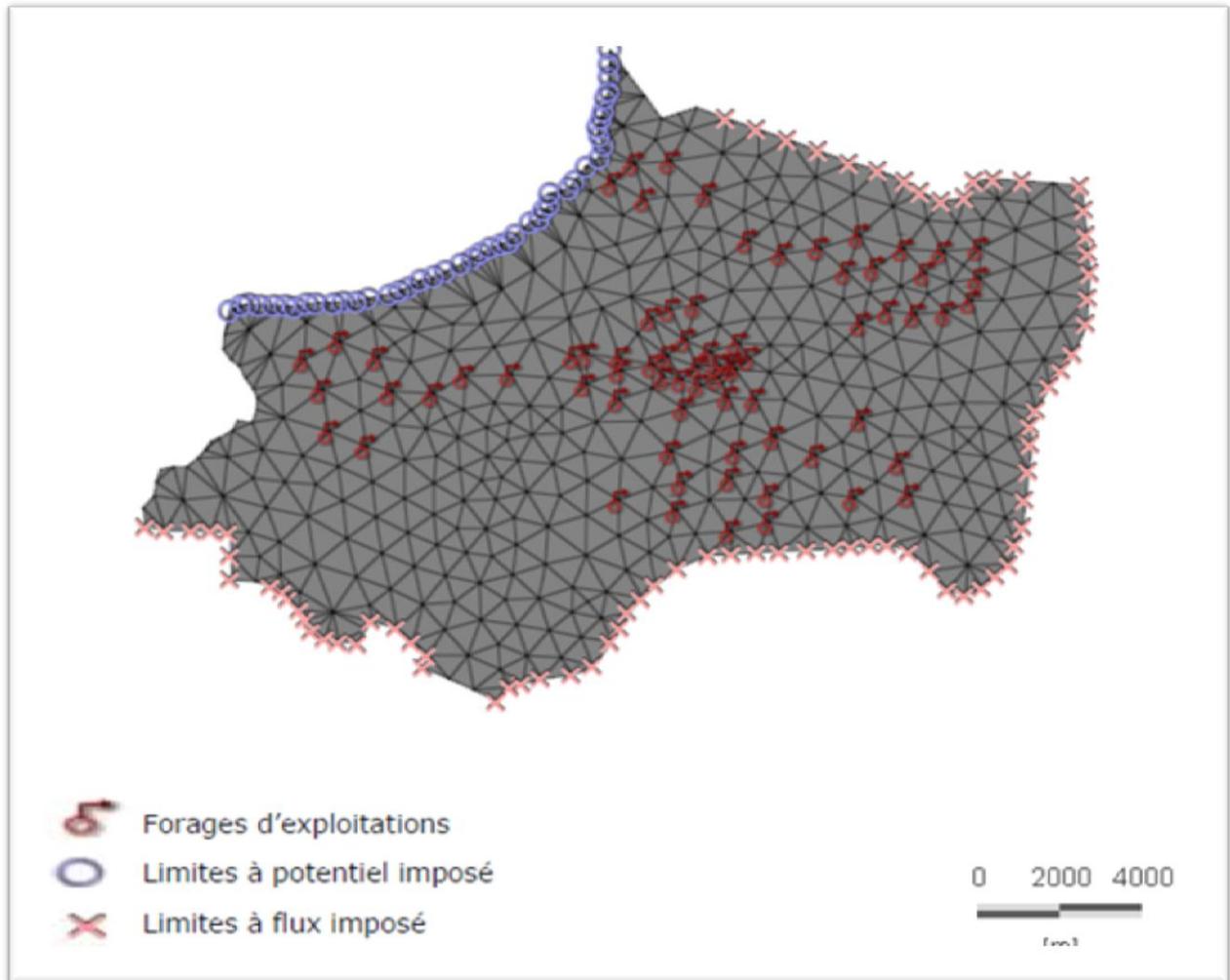


Figure 5.5 : Représentation de maillage et des différentes conditions aux limites du modèle.

Une fois les conditions initiales mises en place, une première simulation a été effectuée avec des paramètres hydrodynamiques homogènes et une valeur de recharge fictive afin de valider la géométrie et de vérifier que le modèle converge correctement.

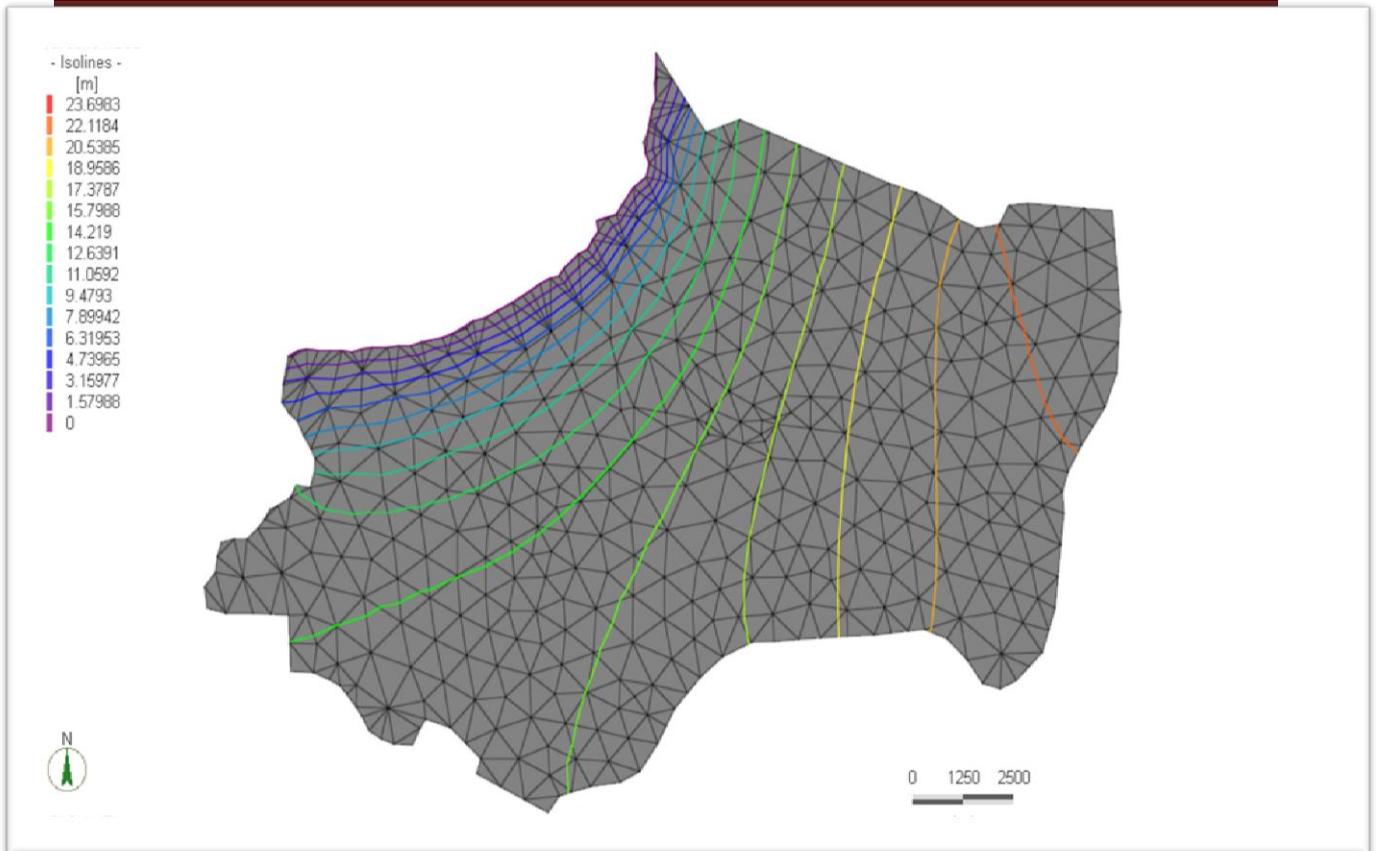


Figure 5.6 : représentation des isopièzes du modèle avec des paramètres hydrodynamiques homogènes

La figure ci-dessus présente la piézométrie du modèle après une première simulation en régime permanent avec des paramètres homogènes. Le système semble fonctionner correctement et la géométrie peut donc être validée sur le plan hydrodynamique.

3.2.2. Paramètres hydrodynamiques

Les paramètres hydrodynamiques introduits dans le modèle correspondent aux paramètres directement liés à la nature des formations géologiques composant la plaine de la Mitidja-Est.

a) **Transmissivité – perméabilité**

Pour intégrer la répartition de la transmissivités dans le modèle on s'est basée sur la carte (Binnie et Atkins, 1983) et sur les mesures ponctuelles recueillies dans les études complémentaires et postérieures. La perméabilité moyenne de l'aquifère dans le secteur est de l'ordre de 10^{-7} à 10^{-3} m/s.

Les valeurs de la perméabilité ont été attribuées pour chaque couche en fonction de la géologie rencontrée.

Lors du calage la répartition spatiale de la perméabilité sera adaptée de telle façon à avoir une piézométrie proche de celle de 1982 (**Figure 5.7**).

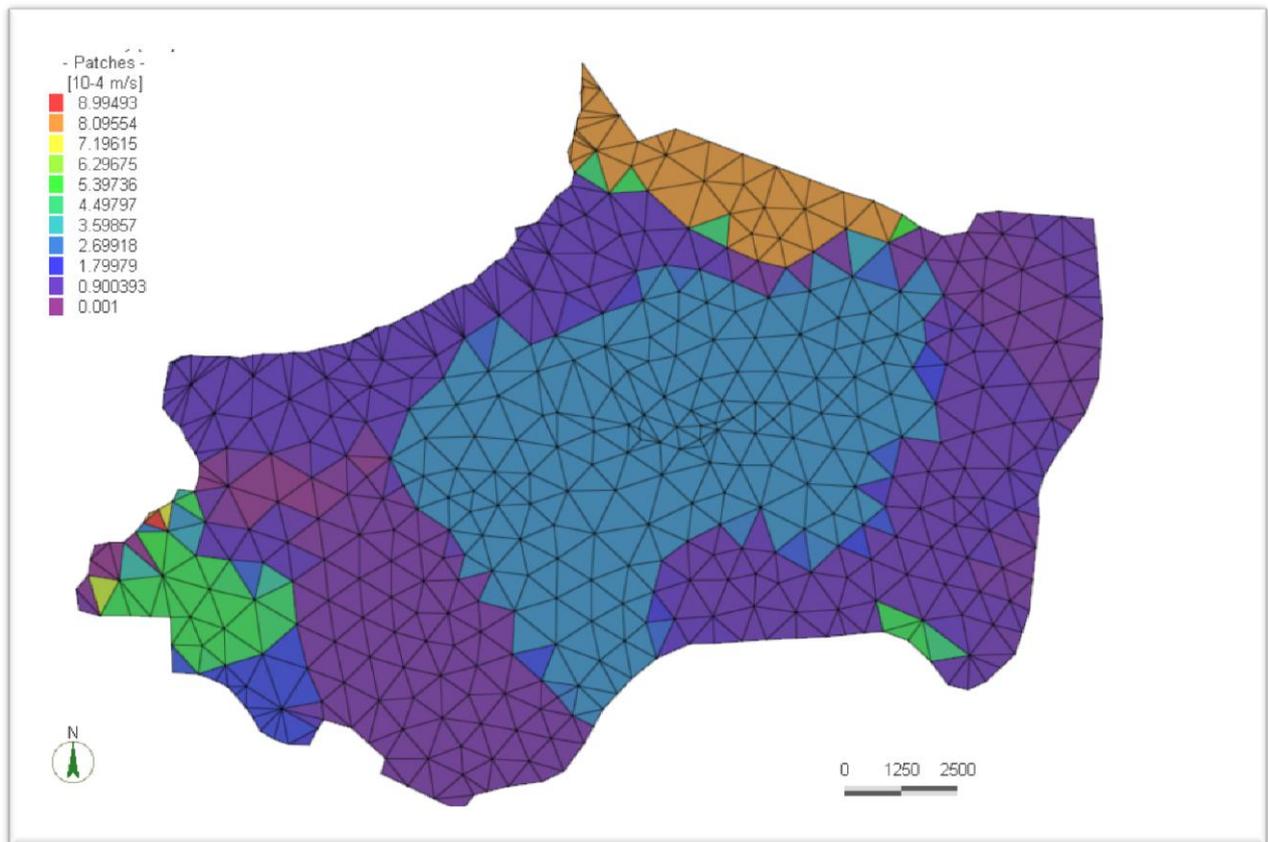


Figure 5.7 : Champs de perméabilité de la couche 1

La perméabilité de la couche sous-jacente est consultable en annexe B.

b) Coefficient d'emménagement

D'après *Mania* (1985), l'emménagement est de l'ordre de 3 à 10% dans le bassin El Harrach- Hamiz, caractéristiques d'une nappe libre. Ces valeurs seront ajustées lors du calibrage du modèle.

4. Modélisation des écoulements souterrains en régime permanent

Une incertitude sur les paramètres, conduit logiquement à un manque de confiance dans les interprétations et prédictions issues d'une modélisation, à moins qu'il puisse être démontré que le modèle constitue une représentation suffisamment fiable du système réel. Pour démontrer qu'un modèle de simulation hydrogéologique déterministe est réaliste, on compare généralement les réponses de l'aquifère observées sur le terrain (comme des variations de niveaux d'eau s'il s'agit d'un problème d'écoulement ou des variations de concentrations s'il s'agit d'un problème de transport) aux valeurs correspondantes calculées par le modèle. L'objectif de cette opération de calibration est de minimiser les différences entre les données observées et les valeurs calculées. Généralement on considère que le modèle est calé quand il reproduit des données historiques avec un degré de précision acceptable. Le niveau

d'acceptabilité est, bien entendu, déterminé de façon subjective. Bien qu'une correspondance faible soit un signe évident d'erreurs, une bonne correspondance ne montre pas à elle seule la validité ou la pertinence du modèle (*Konikow et Bredehoeft*, 1992).

4.1. Méthode de calage du modèle en régime permanent

Les modèles de simulation hydrogéologiques déterministes impliquent des exigences importantes en matière de données. Pour déterminer la distribution des paramètres dans le cas d'un problème pratique, cela demanderait des tests sur le terrain tellement onéreux, que c'est rarement réalisable aussi bien économiquement que techniquement. En fait, le modèle représente un essai de résolution d'un large assortiment d'identités remarquables, comportant plus d'inconnues que d'équations. Il est fondamentalement impossible d'obtenir une solution unique à un tel problème.

Cette étape qui nous a demandé le plus d'investissement, consiste à ajuster le schéma conceptuel en fonction des résultats des niveaux piézométriques obtenus par les premières modélisations. Des résultats de calage satisfaisants ont été obtenus après plusieurs essais. La principale difficulté a résidé dans l'adaptation des données d'entrées.

Dans l'ensemble les valeurs de perméabilités initiales ont été légèrement modifiées pour avoir des courbures des isopièzes proche de celle de 1982, la porosité moyenne de l'ensemble des couches géologique a dû être augmentée de 18% à 20%.

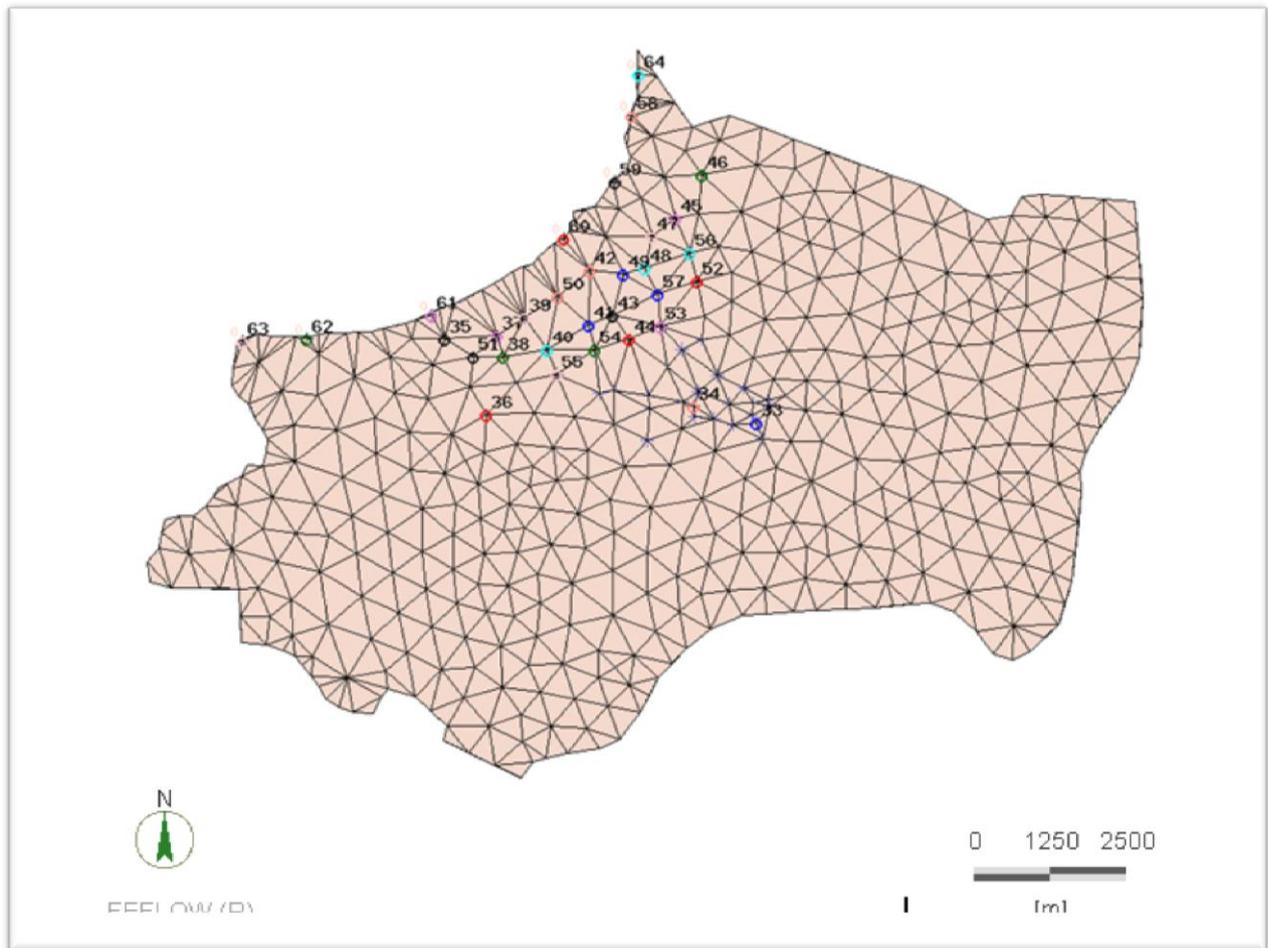


Figure 5.8: Répartition des points d'observation fictifs dans la région (les coordonnées des points sont données dans l'annexe C).

4.1.1. Simulation en régime permanent

Des simulations permettent de reproduire l'équilibre hydraulique de la nappe qui ne soit pas influencé par les apports de l'eau de mer dus au pompage. Pour cela, il est impératif de tester les différents paramètres de l'aquifère jusqu'à arriver à des résultats de calculs des niveaux piézométriques qui se rapprochent à ceux enregistrés pour l'année 1982. Deux groupes de simulation ont été principalement retenus avant de valider le résultat final pour un problème d'écoulement saturé en régime permanent.

- a) Première série de simulation**
 - **Hypothèses**

Pour un premier essai de simulation, nous nous sommes appuyés sur quelques données bibliographiques.

Rappelons que l'aquifère est formé de deux formations géologiques dont la supérieure qui est les alluvions d'épaisseur variant entre 150 et 230 m (**Bennie et Partner** 1983) et la formation inférieure qui est l'Astien. L'alimentation de la nappe se fait par infiltration des eaux de la pluie sur la surface transversale de la couche aquifère. A ce premier stade, l'infiltration des

eaux de la pluie a été considérée et estimée à 50% de la pluviométrie journalière moyenne qui est de 4.10^{-4} m/jour, les recharges latérales d'eaux douces à l'amont de l'aquifère sont estimées d'après le bilan hydrologique de 1982 à $1,8 \cdot 10^{-4}$ m/jour.

Les résultats de la simulation de l'équilibre hydraulique sont schématisés dans la (**Figure 5.9**).

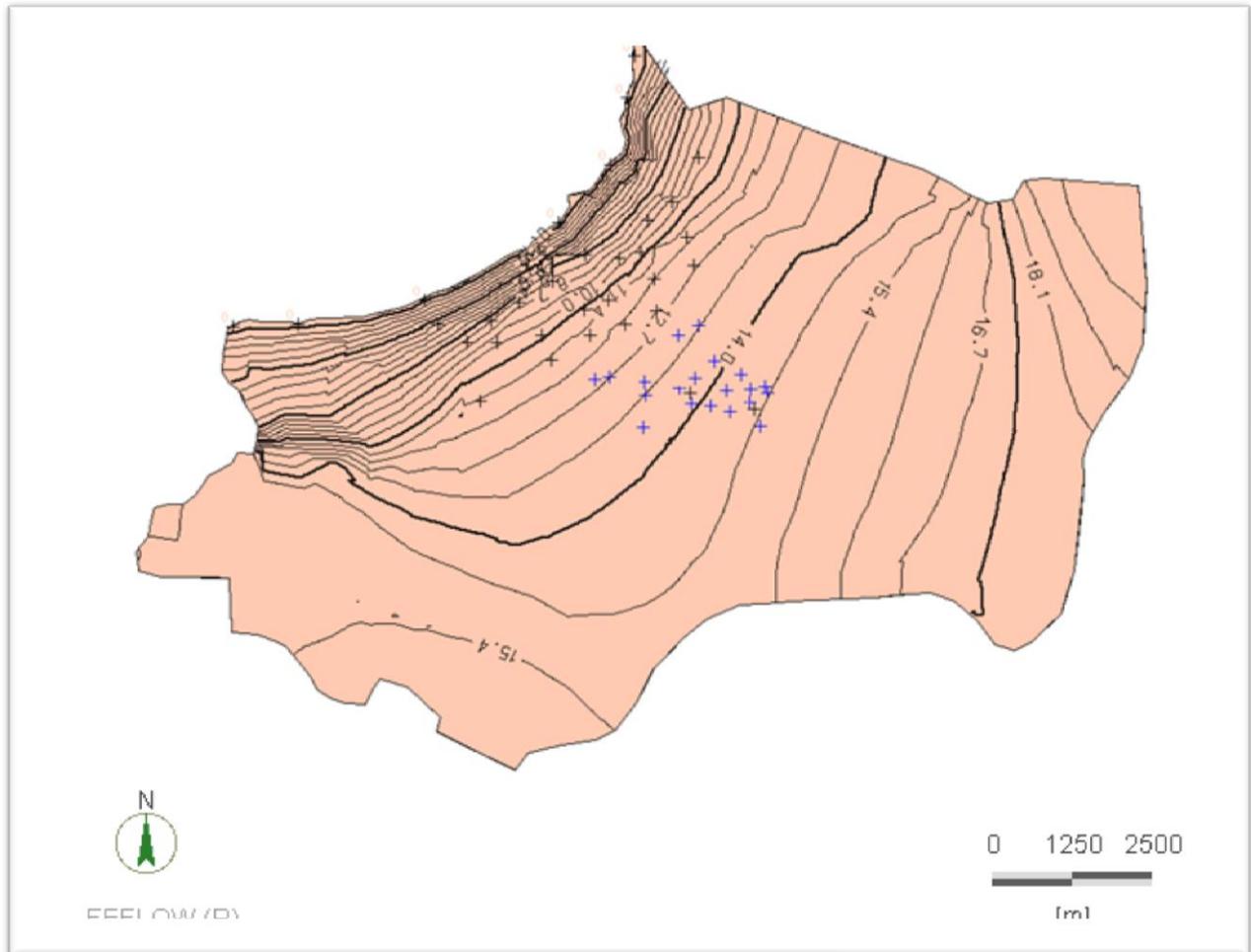


Figure 5.9: Niveaux piézométriques simulés dans la nappe après la première simulation.

➤ **Résultat et interprétation**

D'après les résultats illustrés dans la **Figure (5.9)** les ordres de grandeur des niveaux piézométriques simulés ne sont pas en accord avec les niveaux réels. La précision n'est pas très bonne avec des niveaux simulés inférieur à la réalité mais les tendances et les sens d'écoulement sont globalement bien représentés, cette première simulation de l'écoulement a donné, par rapport aux niveaux d'eau de l'année 1982, des valeurs de piézométries très basses à cause du débit de recharge qui n'est pas assez grand.

b) Deuxième série de simulation

➤ **Hypothèses**

Afin de remédier aux variations lentes des recharges d'eau douce dans la nappe, nous avons augmenté les apports d'eau par mètre transversalement de la valeur initialement prise (2.10^{-4} m/jour) pour la pluie jusqu'à une valeur assez satisfaisante au niveau des résultats de calculs

de ($4 \cdot 10^{-4}$ m/jour). Pour les infiltrations latérales, nous avons gardé la même valeur que la première série des tests ($1,8 \cdot 10^{-4}$ m/jour), ainsi que la conductivité hydraulique qui a été augmenté dans les zones où on devra avoir des isopièzes avec des valeurs de charge hydraulique plus importantes.

➤ **Résultat et interprétations**

Les derniers essais de calage et d'ajustement des conditions aux limites du domaine à sol saturé en régime permanent ont aboutis aux résultats de la (**Figure 5.9**) qui illustre les réponses piézométriques de calage en permanent, nous constatons que l'augmentation des volumes d'eaux douces transitant dans la nappe a entraîné une amélioration des résultats. Ainsi, nous pouvons observer une nette augmentation des charges hydrauliques au niveau amont de la nappe.

En comparant les niveaux piézométriques déduits de la carte de 1982 et ceux obtenus lors du calage du modèle tels que représentés dans la (**Figure 5.10**), nous sommes parvenus à un accord entre les valeurs observées à cette date et les valeurs calculées. Les hauteurs piézométriques simulées par le modèle dans la région où se trouve nos points d'observations fictifs concordent légèrement avec celles enregistrées en 1982 (**Figure 5.11**).

Malgré les ajustements des paramètres hydrauliques, ceci n'a pas conduit vers une amélioration des résultats et vers des niveaux piézométriques parfaitement concordant avec ceux de 1982. La raison qui peut expliquer cela est que nous n'avons pas considéré les conditions aux limites au niveau des oueds. En effet, ces points sont considérés comme des points de suintement.

Faute d'informations et de données disponibles sur les apports et les paramètres hydrogéologique, nous avons choisi de calibrer le régime permanent avec ces résultats obtenus qui serviront comme conditions initiales au régime transitoire.

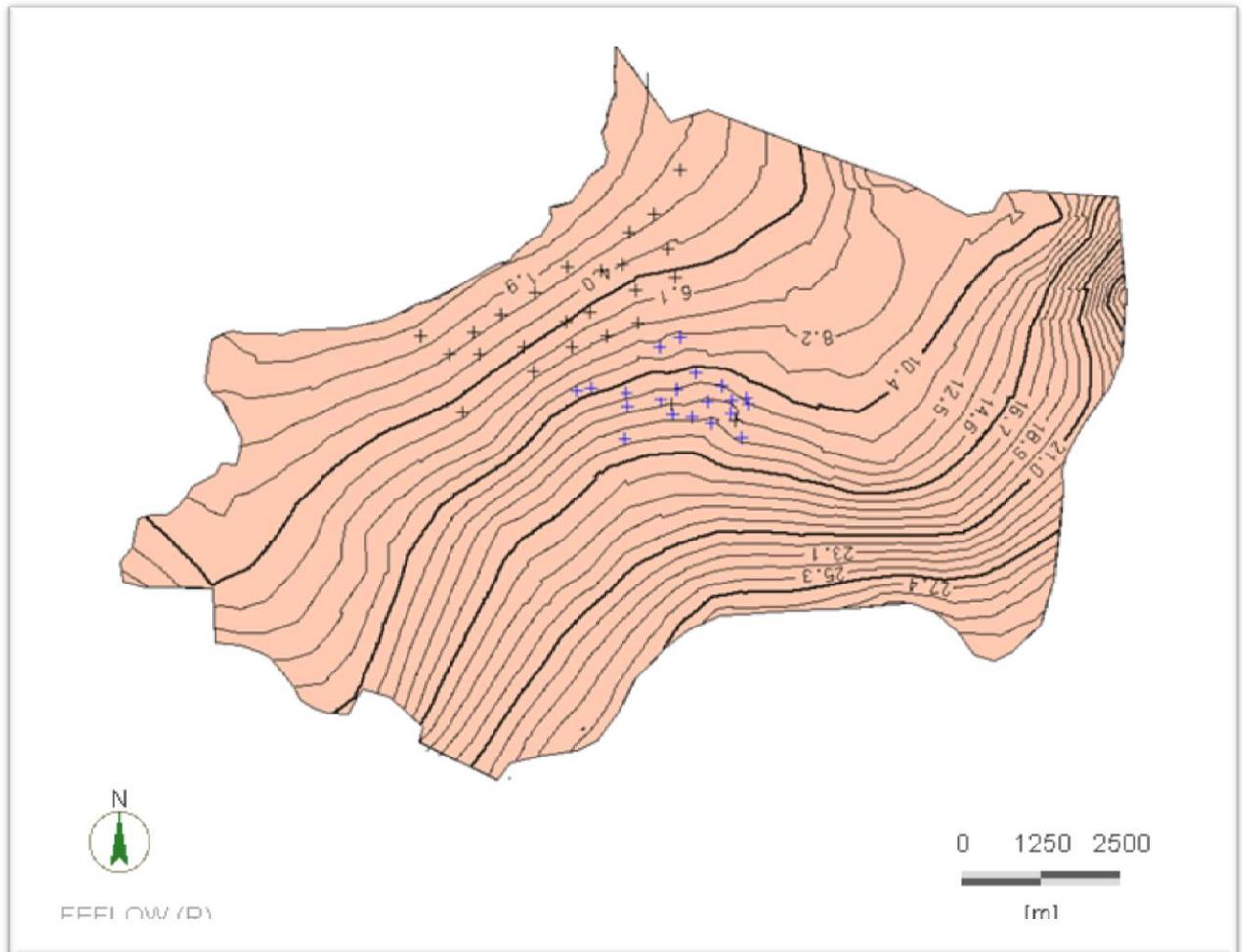


Figure 5.10 : Répartition des courbes isopièzes simulées pour l'année de référence 1982.

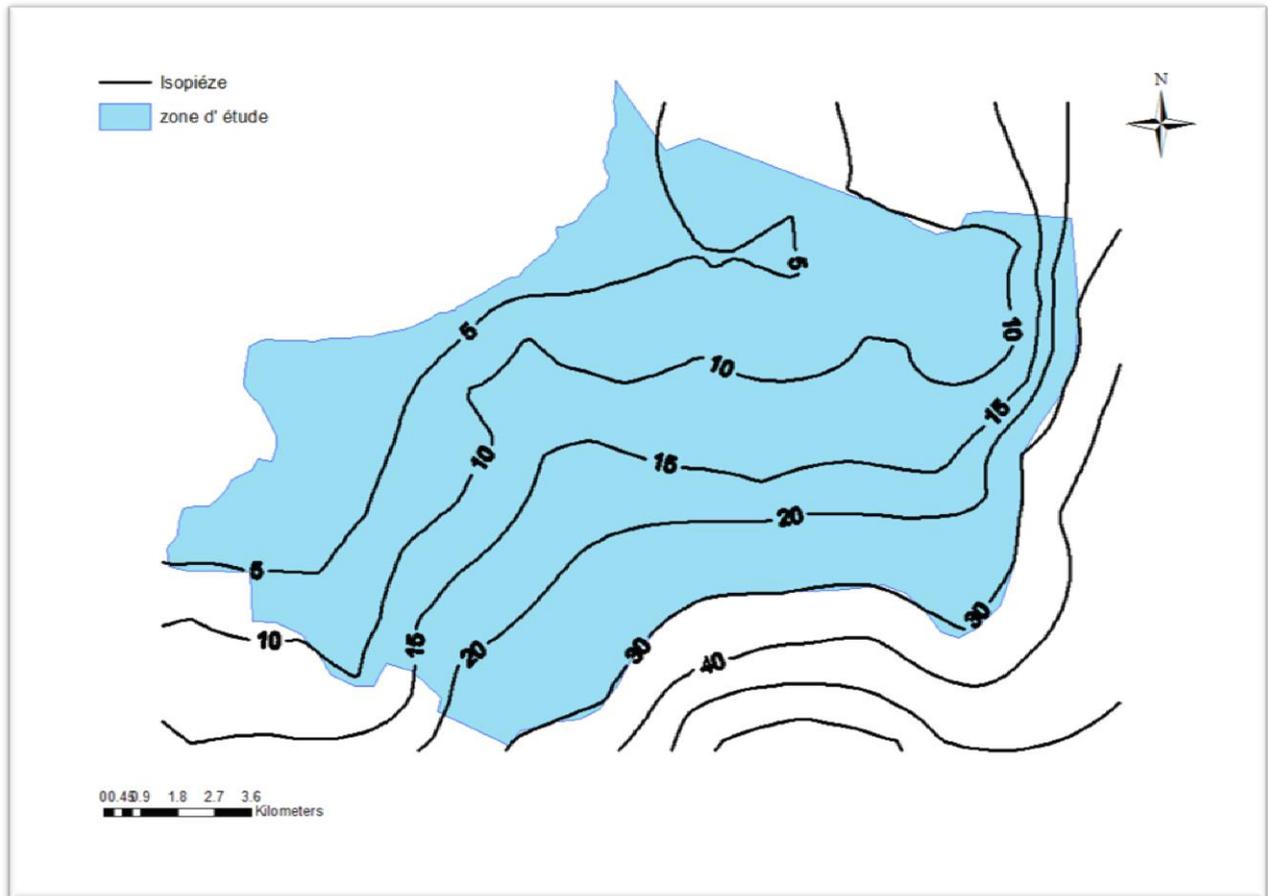


Figure 5.11 : Carte piézométrique de l'année 1982 réalisée avec ArcGis et Surfer.

4.2. Simulations en régime transitoire

Sous les effets du pompage accéléré, l'équilibre hydraulique précédemment établi en régime permanent jusqu'à l'année 1982 a été perturbé : des dépressions piézométriques ont été enregistrés dès lors.

Les tests de simulation sont menés suivant le bilan hydrique établi en régime permanent qui constitue une condition initiale pour les différents scénarios en transitoire. Le but étant d'évaluer l'influence des prélèvements sur les niveaux piézométriques dans la nappe et la génération de dépressions qui favorisent l'intrusion des eaux de mer.

- a) **Première série de simulation**
 - **Hypothèse**

Comme nous l'avons cité auparavant, pour la modélisation du problème dans notre région d'étude la distribution des valeurs calculées en régime permanent est considérée comme condition initiale pour effectuer les simulations en régime transitoire.

Les exploitations par les puits sont reportées comme étant linéaires de $0 \text{ m}^3/\text{an}$ en 1982 à $28.10^6 \text{ m}^3/\text{an}$ en 2010 (SEEAL). Cependant, on a considéré que les valeurs des débits soutirés sont constantes vue le manque d'information sur l'historique de l'évolution de la consommation. En tenant compte du fait que le rabattement de la nappe enregistré de l'année

1982 jusqu'à 2010 était localisé au niveau des ouvrages d'exploitation particulièrement ceux d'exploitation destinés aux besoins agricoles. Nous avons choisi de commencer nos calculs avec des débits moyens de pompage répartis sur 70 puits de telles façons à couvrir les champs captant les plus dense pour avoir une répartition la plus proche possible de la réalité. Une telle démarche s'impose vu le manque d'information sur les forages et aussi nous sommes limités par le nombre de nœuds générés précédemment (les forages s'intègrent au modèle que sur les nœuds) (**Figure 5.12**).

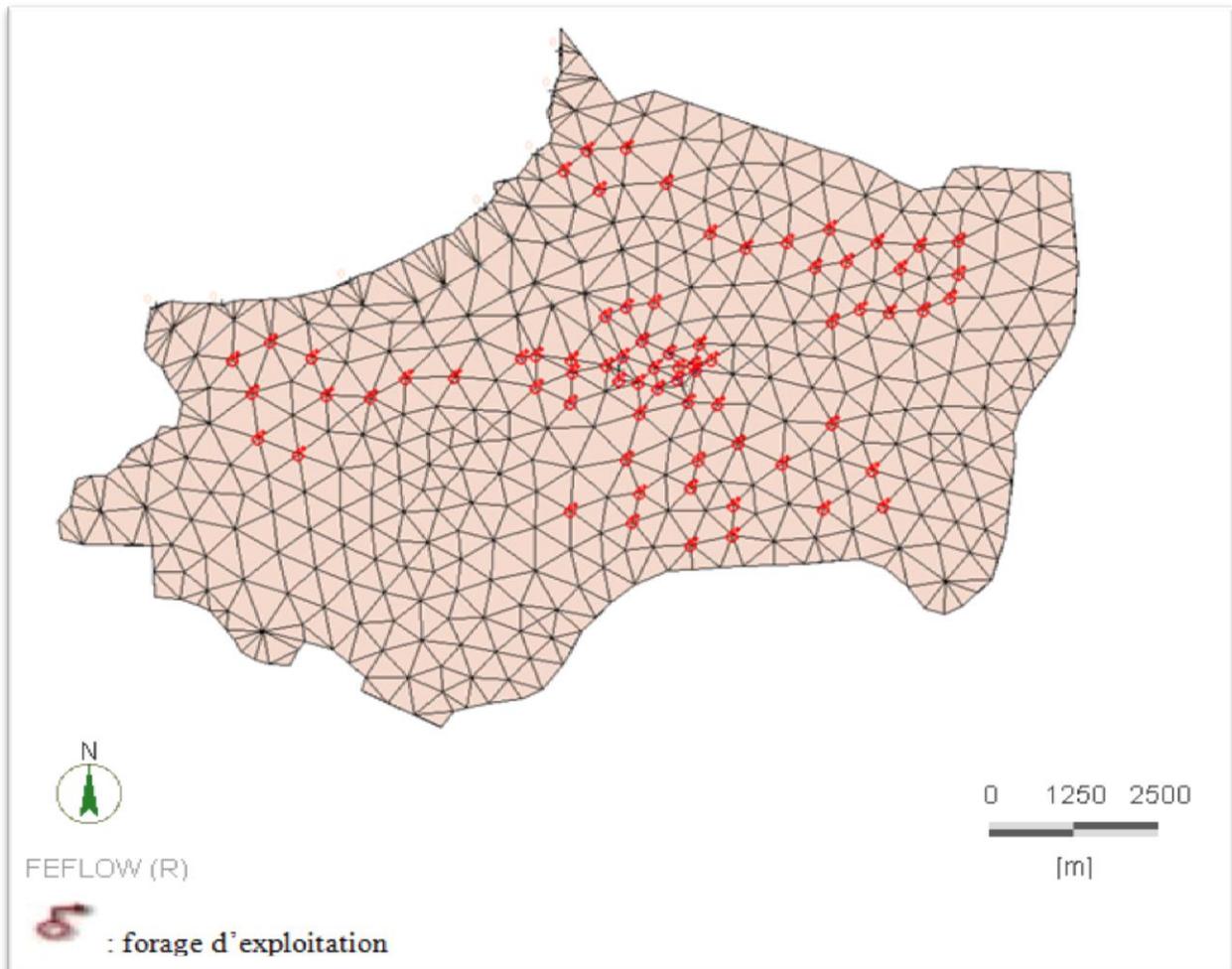


Figure 5.12 : Le champ captant de Hamiz (les coordonnées des forages d'AEP sont données dans l'Annexe D)

➤ Résultats et interprétations

D'après la (**Figure 5.13**) qui illustre les réponses piézométriques du modèle pour les volumes de pompage initialement imposés, nous constatons que les dépressions piézométriques sont importantes et que les pompages destinés à l'alimentation en eau potable sont assez faibles et n'ont pas contribué à un rabattement remarquable des charges hydrauliques par rapport aux valeurs initiales. Par contre, dans les champs captant agricoles les rabattements sont nettement importants et conduisent à des dépressions qui créent un potentiel hydrodynamique important, cause l'infiltration des eaux salines dans l'aquifère côtier.

➤ **Résultat et interprétations**

On remarque suite à la réduction des pompages de 50% que le régime d'abaissement de la nappe diminue par rapport à la première simulation c'est-à-dire les pentes de la variation des hauteurs piézométrique s'adoucies (**Figure 5.14**).



Figure 5.14 : Evolution de la piézométrie au cours de la simulation (2010-2015).

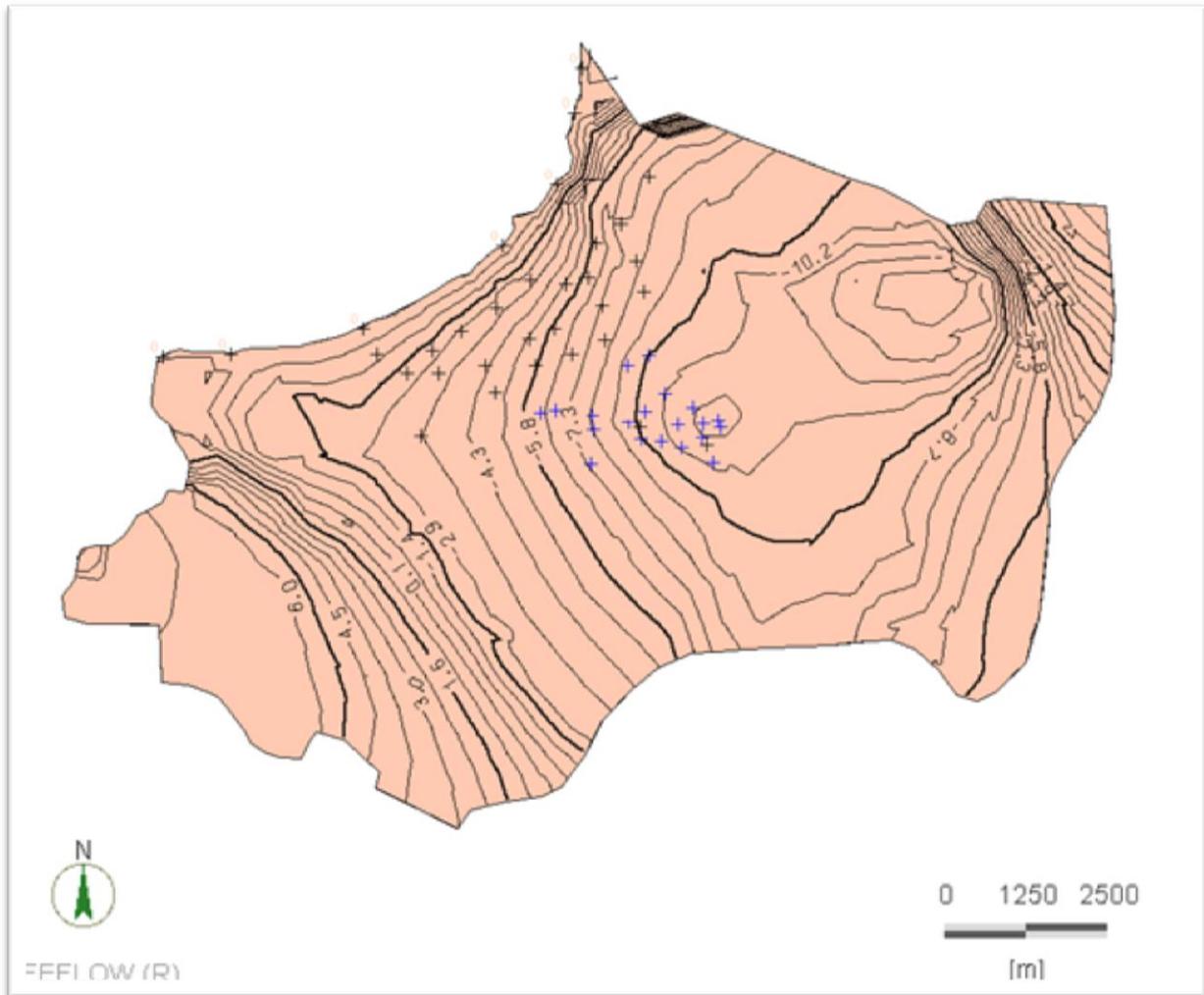


Figure 5.15 : Etat de la piézométrie simulée pour l'année 2015.

Dans la deuxième partie de la simulation la nappe se recharge après un arrêt de pompage de 75% de la valeur initial (2010) donc on déduit que les recharge naturelle sont plus importantes que les prélèvements.

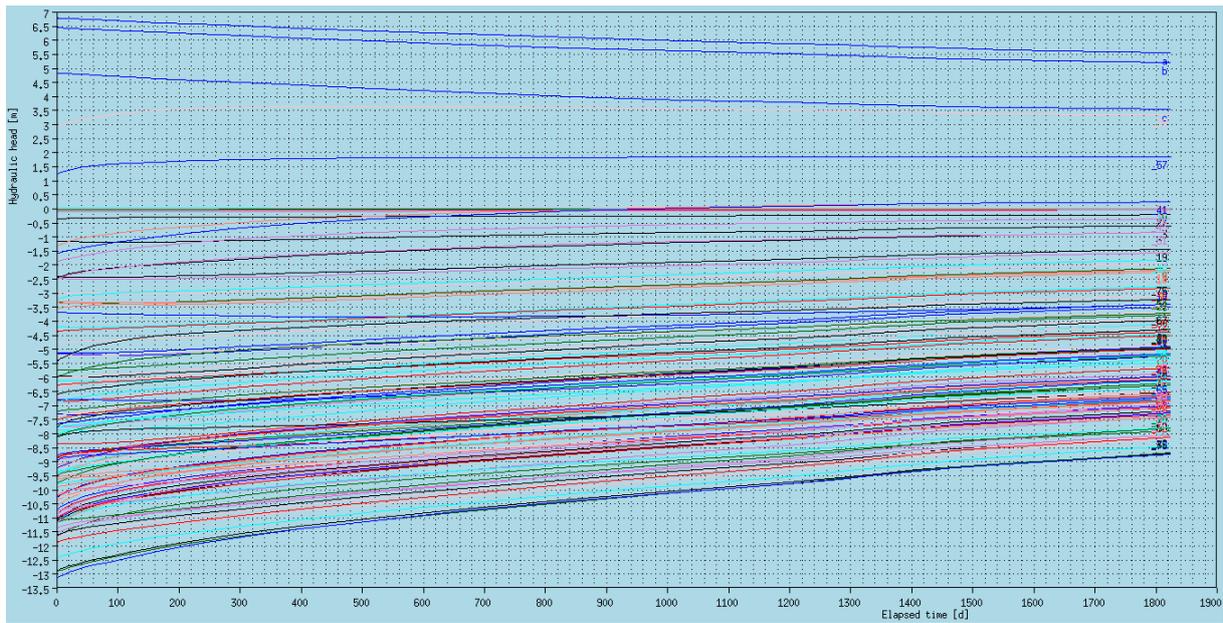


Figure 5.16: Evolution de la piézométrie au cours de la simulation (2015-2020).

Avec ce régime d'exploitation on remarque d'après les valeurs de la piézométrie que le sens d'écoulement est toujours de la mer vers la nappe favorisant l'intrusion de l'eau saline.

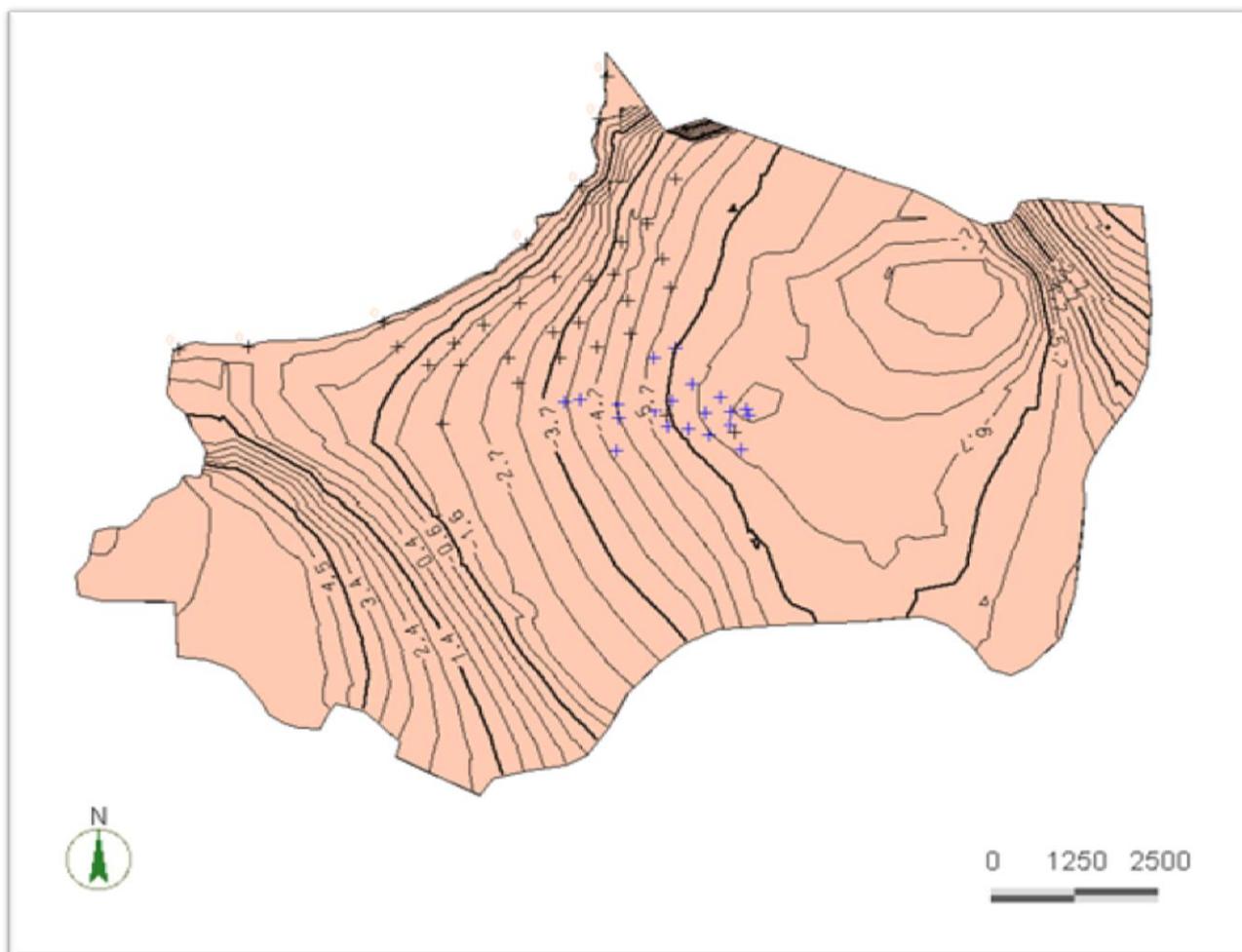
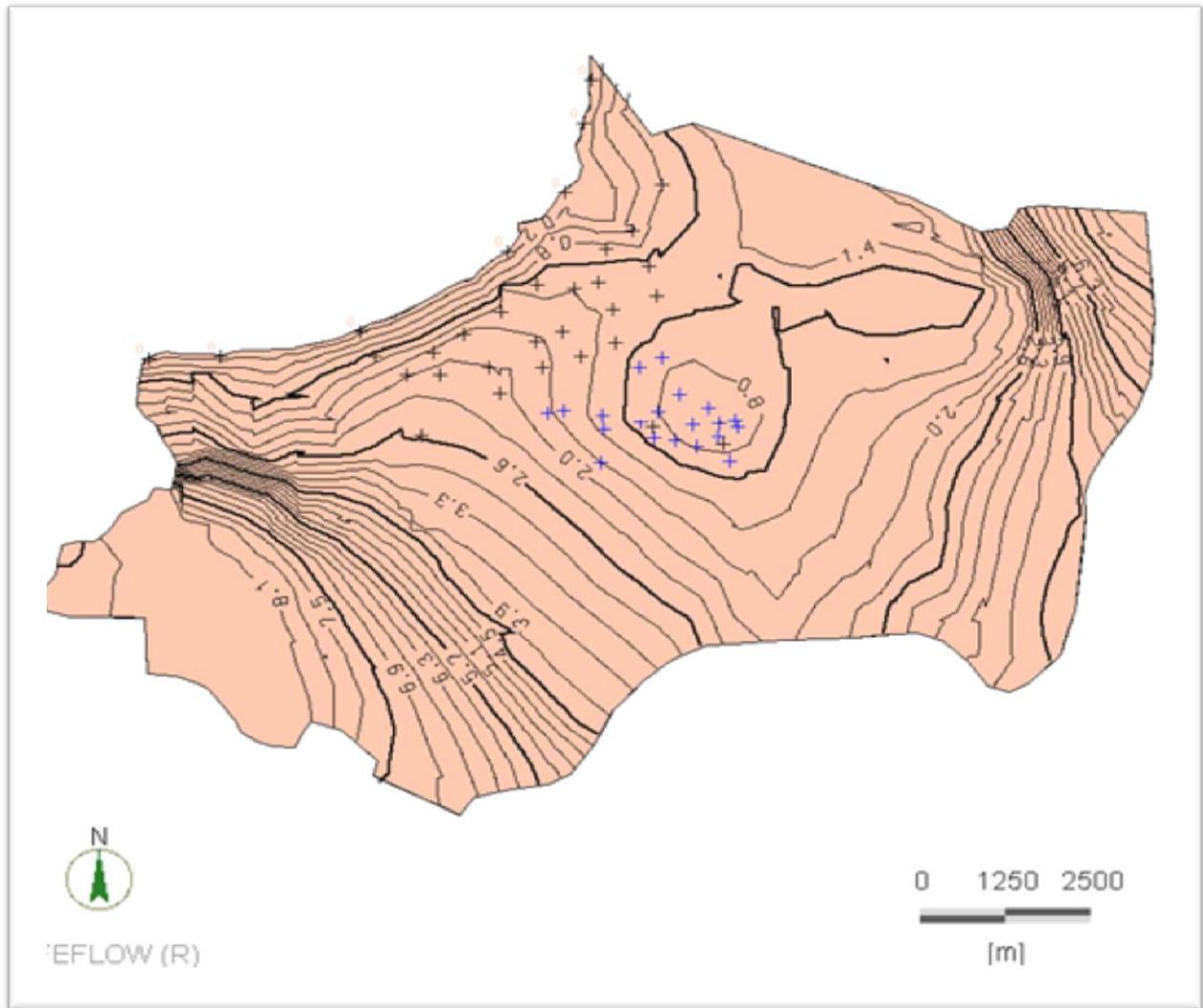


Figure 5.17: Etat de la piézométrie simulée pour l'année 2020

On a estimé qu'en 2060 avec le dernier scénario de baisse de prélèvement que le niveau global de la nappe remonte au-dessus du niveau de mer ce qui favorise un écoulement de la nappe vers la mer et n'en pas l'inverse.



Conclusion générale et recommandations

Pour clore le présent mémoire de fin d'études, il est primordial de mettre l'accent sur les apports de ce projet qui ont permis, par des méthodes numériques et d'autres analytiques, d'étudier le problème de la salinisation de la nappe phréatique dans la région de Hamiz.

Le modèle de la nappe de Hamiz soumise à l'intrusion saline est bâti sur une représentation mathématique de l'aquifère dans un espace à trois dimensions, représentation dérivée des lois fondamentales de la mécanique des fluides. Il intègre le flux d'écoulement de fluide et l'évaluation des niveaux piézométriques. Le complexe alluvionnaire de Hamiz est constitué de deux aquifères (Astien et quaternaire) en contact direct. La géométrie de ces derniers a été illustrée et une carte piézométrique réalisée pour cette région servant de base à la modélisation.

Le modèle réalisé par l'outil FEFLOW simule d'une manière acceptable le comportement du système aquifère de la région d'étude. Bien que le bilan discuté précédemment montre qu'une augmentation générale des prélèvements ne soit pas souhaitable avec la supposition que le régime de la recharge naturelle reste constant. L'insuffisance des ressources peut être atténuée par une alimentation artificielle de la nappe éventuellement en utilisant les eaux stockées dans des ouvrages de rétention proches de la région.

Dans le cadre pratique il est préférable d'augmenter le nombre d'essais de pompage surtout dans les aquifères profonds tels que l'Astien afin d'élargir la Bank des données concernant les caractéristiques hydrodynamiques de ces derniers dont les paramètres hydrauliques sont pratiquement inconnus.

Il est naturel que les personnes qui utilisent des modèles hydrogéologiques, ainsi que celles qui prennent des décisions basées sur les résultats de ces modèles, veuillent avoir la certitude que le modèle est valide. Le modèle présenté dans cette étude n'a pu être validé à cause d'un manque d'information sur les prélèvements et leurs évolutions spatio-temporelles ainsi, la modélisation des écoulements de transport couplés n'a pas été faite pour suivre l'évolution du biseau salé et déterminer l'interface eau douce eau salé avec plus de précision.

Donc cette étude représente une base pour toute modélisation conceptuelle qui a nécessité l'utilisation d'autre logiciel tel que l'ArcGis pour la conception cartographique et géométrique et la modélisation numérique en régime permanent qui sert comme une condition initial pour la simulation en régime transitoire tout cela en se basant sur l'évolution piézométrique qui nous a apparue suffisante dans un premier temps.

Cette thèse nécessite un travail complémentaire comportant un élargissement de la base de données pour pouvoir valider le modèle, une étude hydrochimique pour ajouter un autre paramètre de reconnaissance de l'intrusion saline pour une meilleure précision.

Bibliographie

- Al Bitar, A., [2007]**, « Modélisation des écoulements en milieu poreux hétérogènes 2D / 3D, avec couplage surface / souterrain et densitaires ». Thèse de Doctorat de l'Institut National Polytechnique de Toulouse ; École doctorale : Sciences de l'Univers, Espace, Environnement, Spécialité : Modélisation en hydrologie et hydrogéologie ; 151pages.
- ANRH, Rapport de séminaire, [2011]**, « Eaux souterraines : vulnérabilité de la nappe de la Mitidja à la pollution ».
- Bear, J., [1972]**, «Dynamics of fluids in Porous Media», American Elsevier Publishing Company, Inc., New York, 764pages.
- Bear, J., [1979]**, «Hydraulics of groundwater, McGraw-Hill», New York, 567pages.
- Bear, J., Cheng, A., Sorek, S., Herrera, I. & Ouazar, D. (Eds), [1999]**, «Seawater intrusion in coastal aquifers: concept, methods and practices», Kluwer Academic Publishers, 625 pages.
- Bennie & Partners, [1983]**, « Schéma d'aménagement des ressources en eau dans la région d'Alger », ANRH, Alger.
- Benziada, M., [1994]**, Etude hydrogéologique et hydrologique de la plaine de la Mitidja Est (application d'un modèle mathématique « ASM » au bassin côtier Algérois, Thèse présentée à l'Université de France-Comité.
- Castany, G., [1967]**, « Traité pratique des eaux souterraines ». Edition Dunod Paris ; professeur de géologie appliquée à l'école nationale du génie rural, chargé de cours à la faculté des sciences de paris, 661pages.
- Cheng, A.H.D. & Ouazar, D., [1999]**, «Analytical solutions, in Seawater intrusion in coastal aquifers», Bear, J., Cheng, A.H.D., Sorek, S., Ouazar, D. & Herrera, I., Kluwer Publishers, Dordrecht.
- Cooper, H.H. Jr., Kohout, F.A., Henry, H.R. & Glover, R.E. (Eds), US Geological Survey Water Supply Paper, 84pages.**
- Custodio, E., [2005]**, «Coastal aquifers as important natural hydrogeological structures, in Groundwater and human development» , Bocanegra E.M., Hernández M.A., Usunoff E, (Eds), 274pages.
- Custodio, E. & Bruggeman , G.A., [1987]**, «Saltwater problems in coastal aquifers, Studies and Reports in Hydrology, UNESCO», Paris, 596pages.
- Custodio, E. & Llamas, M.R., [1983]**, «Relaciones agua dulce-agua salada en regiones costeras Hidrología subterránea», Ediciones Omega, Barcelona, 2 vol., 235page.

- Géohydraulique, [1968-1972]**, « Etude hydrogéologique quantitative de la plaine de la Mitidja », Rapport n°= 1 à 5, ANRH, Alger.
- Glangeaud, L., [1932]**, « Etude géologique de la région littorale de la province d'Alger ». Edition Bordeaux imprimerie de l'université ; 150pages.
- Glover, R.E., [1959]**, «The pattern of freshwater flow in a coastal aquifer», Journal of Geophysical Research.
- Henry, H.R., [1964]**, «Effects of dispersion on salt encroachment in coastal aquifers».
- Henry, J.L. [1972]**, «Etude sur modèle mathématique du système aquifère de la presqu'île du Cap-Vert», Rapport final, GEOHYDRAULIQUE / OMS, 114pages.
- HILLEL, D., [1980]**, «Fundamentals of Soil Physics», Academic Press, London, 401 p.
- Jean-Christophe Comte [2008]**, « Apport de la tomographie électrique à la modélisation des écoulements densitaires dans les aquifères côtiers », Thèse de Doctorat – Université d'Avignon / Hydriad.198pages
- Kaid Rassou, K., [2009]**, « Etude des interactions entre les eaux souterraines et les eaux de surface dans le bassin côtier d'Oualidia»
- Larabi, A. & de Smedt, F. [1997]**, «Numerical solution of 3-D groundwater flow involving free boundaries by a fixed finite element method», Journal of Hydrology.
- Mania, J., S. Imerzoukene., J.M. Braillon., [1985]**, pollution saline de la nappe à l'Est d'Alger. Pollution saline de la nappe côtière à l'est d'Alger. Revue hydrogéologique n°= 3.
- Montouchet, M., [1952]**, « l'assainissement de la Mitidja » ; 22pages.
- Morsli, B., [2007]**, Article, « Etude de l'intrusion marine et de ses répercussions sur la dégradation des sols (cas des zones côtières d'Alger Est) » ; 6pages.
- Naji, A., Cheng, A.H.D. & Ouazar, D., [1999]**, «BEM solution of stochastic seawater intrusion problems», Engineering Analysis with Boundary Elements.
- Oude Essink, G.H.P., [2001]**, «Improving fresh groundwater supply, problems and solutions», Ocean & Coastal Management.
- Reilly, T.E. & Goodman, A.S., [1987]**, «Analysis of saltwater upconing beneath a pumping well», Journal of Hydrology.
- Rivoirard, R, [1952]**, « Aperçu sur l'hydrogéologie Algérienne » ; 12pages.
- SOGREAH, [2010]**, « lutte contre l'intrusion marine en baie d'Alger », Rapport Final ; 104 pages.
- Todd, D.K., [1959]**, «Groundwater hydrology», John Wiley, New York, 361pages.

Van Dam, J.C., (Ed.) [1997], «Seawater intrusion in coastal aquifers: guidelines for study, monitoring and control», FAO Water Reports, 11, Roma, 152pages.

Voss, C.I. & Souza, W.R., [1984], «AQUIFE-SALT: A finite element model for aquifer containing a seawater interface», Water-Resources Investigations Report 84-4369, U.S. Geological Survey, 37pages.

Voss, C.I., [1984], «SUTRA: A finite element simulation for saturated-unsaturated, fluid-density dependent ground-water flow with energy transport or chemically reactive single-species solute transport», Water-Resources Investigations Report 84-4369, U.S. Geological Survey, 409pages.

Wiest, R.J.M., [1965], «Geohydrology», John Wiley, New York, 366pages.

Sites internet:

www.enseeiht.fr/travaux

www.sciencedirect.com/science/article

Annexe A

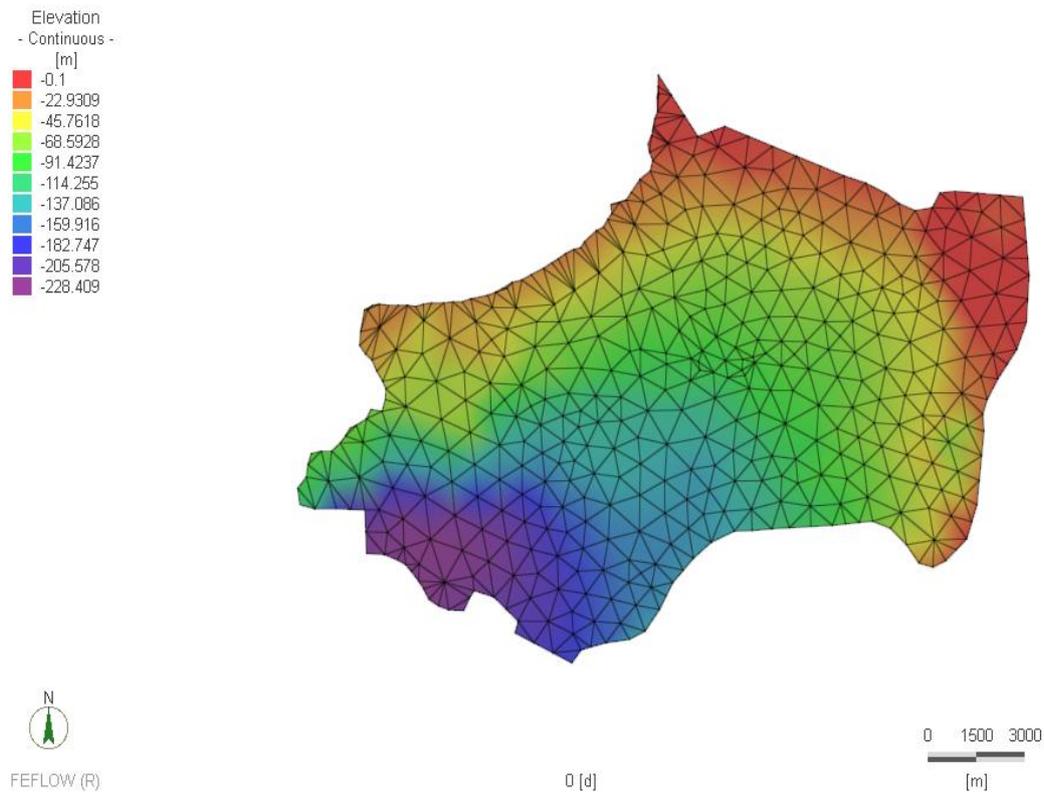


Figure A-1 : Toit de la couche 2 correspondant à la topographie de la zone d'étude

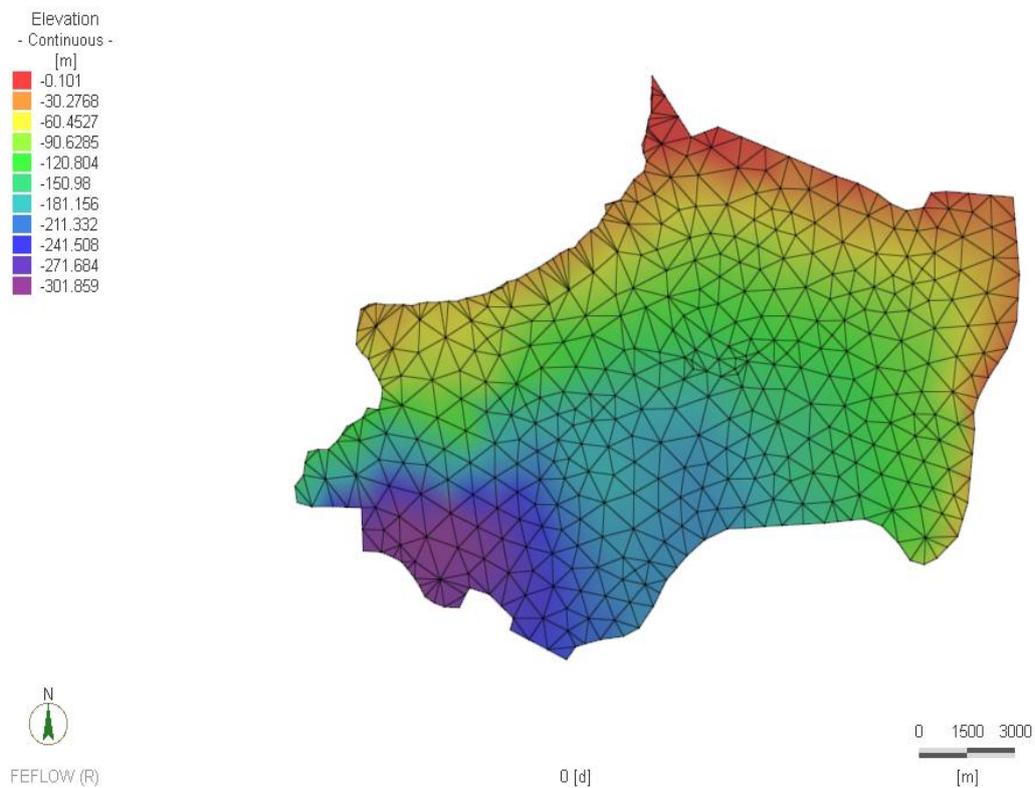


Figure A-2 : Mure de la couche 2 correspondant à la topographie de la zone d'étude

Annexe B

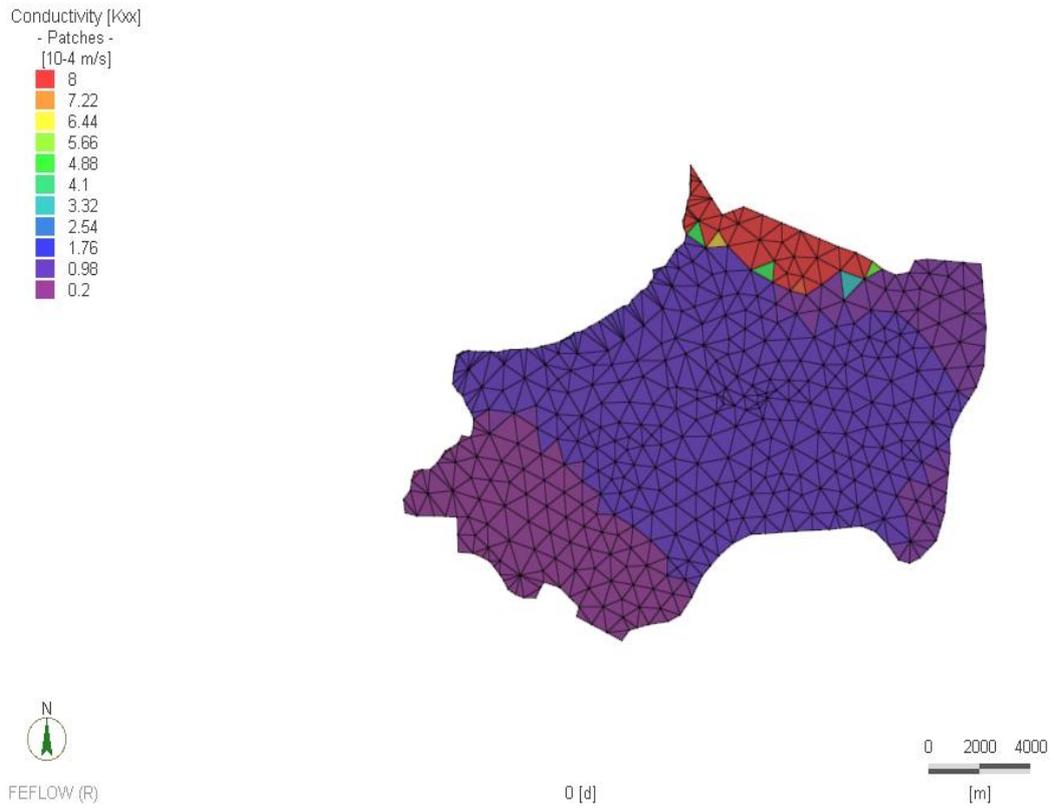


Figure : Champs de perméabilité de la couche 2

Annexe C

Tableau : les coordonnées du réseau de piézomètre de l'ANRH

Ouvrage	X_Lamb_Nord_Alg	Y_Lamb_Nord_Alg
PZ 1H	550 708.00	380 317.00
PZ 1H	549 257.00	380 712.00
PZ 32	543 550.00	382 250.00
PZ 36	544 500.00	380 500.00
PZ 38	544 750.00	382 350.00
PZ 39	544 900.00	381 850.00
PZ 41	545 375.00	382 750.00
PZ 42	545 900.00	382 000.00
PZ 45	546 850.00	382 600.00
PZ 48	546 900.00	383 850.00
PZ 50	547 400.00	382 800.00
PZ 51	547 800.00	382 250.00
PZ 54	548 850.00	385 050.00
PZ 58	549 450.00	386 050.00
PZ 59	548 300.00	384 650.00
PZ 60	548 150.00	383 900.00
PZ 61	547 650.00	383 750.00
PZ 62	546 150.00	383 250.00
PZ A	544 200.00	381 850.00
PZ B	549 350.00	383 600.00
PZ C	548 500.00	382 550.00
PZ D	547 000.00	382 000.00
PZ E	546 125.00	381 450.00
PZ F	549 200.00	384 250.00
PZ G	548 450.00	383 300.00

Annexe D

Tableau : Les coordonnées des forages du champ captant Hamiz

Ouvrage	X_Lamb_Nord_Alger	Y_Lamb_Nord_Alger
F 1	549 376.00	381 018.00
F 2	549 726.00	380 404.00
F 3	549 304.00	380 463.00
F 4	550 174.00	380 252.00
F 5	550 846.00	379 948.00
F 6	550 642.00	380 779.00
F 7	549 820.00	381 421.00
F 8	548 998.00	382 002.00
F 9	548 235.00	380 950.00
F 10	548 216.00	379 902.00
F 11	548 261.00	380 642.00
F 12	551 015.00	380 688.00
F 13	550 097.00	380 745.00
F 14	550 960.00	380 837.00
F 15	550 619.00	380 470.00
F 16	550 417.00	381 116.00
F 17	549 468.00	382 220.00
F 18	547 118.00	381 005.00
F 19	547 440.00	381 069.00
F 20	549 030.00	380 800.00