



**MEMOIRE DE MAGISTER EN GENIE CIVIL**

Spécialité : **Géotechnique et Environnement**

Présenté à

**L'UNIVERSITÉ ABOUBEKR BELKAID**

par

**Madame BELAIDI-SERGHINE Khedidja**

**CONTRIBUTION A L'ETUDE THEORIQUE ET NUMERIQUE DES  
MECANISMES DE TRANSFERT DANS LES SOLS SATURES.**

Laboratoire : Evaluation et Management de Risques (EMR, RisAM)

Soutenue le 25 Mai 2013 devant le jury composé de :

PR. BOUMECHERA N.	Professeur (UABT)	Président
PR. BOUANANI A.	Professeur (UABT)	Examineur
DR. DJEDID A.	Maitre de Conférences (UABT)	Examineur
DR. ZADJAOUI A.	Maitre de Conférences (UABT)	Encadreur
M. BENNACER L.	Maître Assistant Classe A	Encadreur

## SOMMAIRE

Avant propos

Résumé, Abstract

Liste des figures, Liste des tableaux, Liste des photos

INTRODUCTION GENERALE.....1

CHAPITRE 1. PROCESSUS D'INFILTRATION : ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE....5

1.1 Introduction.....5

1.2 Aperçu général sur le processus d'infiltration.....6

1.3 Potentiel de l'eau dans le sol.....12

1.4 Succion et relation entre les paramètres hydrodynamiques.....17

1.5 Techniques de Mesure de la conductivité hydraulique.....31

1.6 Différentes méthodes de mesure de la teneur en eau des sols.....51

1.7 Conclusion.....61

CHAPITRE 2. ÉTUDE PHYSIQUE DES ÉCOULEMENTS DANS LES MILIEUX  
POREUX NON SATURÉS.....63

2.1 Introduction.....63

2.2 Équations générales des transferts.....64

2.3 Écoulement isotherme de l'eau pure dans un sol non saturé: approche  
monophasique.....65

2.4 Cas particuliers d'une infiltration.....69

2.5 Formulation analytique du processus d'infiltration.....78

CHAPITRE 3. ÉTUDES EXPERIMENTALES DU TRANSFERT D'EAU DANS UN SOL NON SATURÉS.....	87
3.1 Introduction et but de l'étude.....	87
3.2 Caractéristiques du matériau utilisé.....	89
3.3 Procédure expérimentale et dispositif de l'essai d'infiltration.....	91
3.4 Résultats d'essais : Analyses et Interprétations.....	95
3.5 Interprétation des résultats à l'aide du modèle de Philip.....	114
3.6 Conclusions.....	122
CHAPITRE 4. ÉTUDE DES PROFILS DE TENEURS EN EAU ET DE SUCCION AU COURS D'UNE INFILTRATION VERTICALE.....	124
4.1 Introduction.....	124
4.2 Procédure expérimentale et dispositif de mesure.....	125
4.3 Procédure de mesure et validation de la méthode.....	127
4.4 Détermination des profils hydriques et de succion en régime transitoire.....	127
4.5 Étude de l'influence de la teneur en eau initiale.....	131
4.6 Étude de l'influence de la charge hydraulique $h_0$ .....	139
4.7 Conclusion.....	148
CHAPITRE 5. ÉTUDE DES MÉTHODES D'INTERPRÉTATION DES ESSAIS D'INFILTRATION IN SITU.....	149
5.1 Introduction.....	149
5.2 Types d'essais d'infiltration.....	150
5.3 Mise en œuvre des essais d'infiltration en place.....	171
5.4 Exploitation des mesures d'infiltration.....	181
5.5 Application et interprétation des essais d'infiltration en place.....	182
CHAPITRE 6. ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE DES DÉFORMATIONS INDUITES PAR LA SÉCHERESSE DANS LES SOLS FINS.....	190
6.1 Introduction.....	190
6.2 Définition de la sécheresse.....	201
6.3 Minéralogie des argiles et interaction eau-argile.....	208
6.4 L'aléa sécheresse et ses effets sur les bâtiments.....	217

CHAPITRE 7. ÉVALUATION DE LA GRAVITE DES SÉCHERESSES GEOTECHNIQUES.....	272
7.1. Introduction.....	272
7.2. Les facteurs de dommages exceptionnels.....	273
7.3. Stratégie et réflexion sur l'évaluation de la sécheresse en géotechnique.....	277
7.4. Applications.....	281
7.5. Analyse détaillée de l'indice de sécheresse.....	288
7.6. Conclusion.....	296
7.7. La sécheresse des régions arides.....	296
CONCLUSION GENERALE.....	310
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	316

## **AVANT-PROPOS**

Cette thèse repose sur l'implication de nombreuses personnes que je souhaite remercier très sincèrement.

En premier lieu, je remercie Abdelmalek Bekkouche Professeur à l'Université Aboubekr Belkaid de Tlemcen d'avoir bien voulu accepter de diriger cette thèse malgré ses nombreuses obligations. Son point de vue critique et son soutien ont constitué des ressources prépondérantes pour mener ce projet à terme. Je tiens à le remercier encore une autre fois pour ces qualités humaines et pour la confiance qu'il m'accordée et l'appui qu'il a témoigné à mon travail. Qu'il veuille bien accepter ma sincère reconnaissance et le témoignage de ma profonde gratitude.

Par ailleurs, j'ai été accueilli au sein de la division Mécanique des Sols, des Roches et Géologie de l'Ingénieur du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC), où j'ai trouvé une forme de liberté, une atmosphère et un soutien qui ont apporté un cadre propice à la réalisation de ce travail. À ce titre, je voudrais adresser mes sincères remerciements à Jean Pierre Magnan Professeur à l'ENPC et Directeur Technique Géotechnique au LCPC surtout par la richesse des suggestions et réflexions qu'il a bien voulu partager avec moi. C'est tout un état d'esprit que mes remerciements ne suffiront pas à récompenser. J'espère avoir l'occasion d'en faire plus.

J'exprime mes vifs remerciements à Monsieur Fouad Ghomari, Maître de Conférences à l'Université Aboubekr Belkaid de Tlemcen, qui ma fait le double honneur de rapporter cette thèse et de présider le jury.

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements et ma profonde reconnaissance à Monsieur Ramdane Bahar, Professeur à l'Université de Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou, Madame Anne Pantet Maître de Conférences Ecole Supérieure d'Ingénieurs de Poitiers – HydrASA et Monsieur Philippe Reiffsteck Docteur

(HDR), Directeur de recherche au Laboratoire central des ponts et chaussées. Chef de la section «Comportement des sols et des ouvrages géotechniques » qui ont eu la gentillesse d'accepter la charge d'être les rapporteurs et examinateurs de cette thèse.

J'adresse aussi un clin d'œil amical à mes collègues et aux étudiants de la faculté des sciences de l'ingénieur dont je partage le quotidien avec grand plaisir.

J'adresse aussi mes sincères remerciements à Valery Ferber chargé de recherches au laboratoire régional des ponts et chaussées de Nantes, Yu Jun Cui, directeur de recherches au Centre d'Enseignement et de Recherche en Mécanique des Sols (CERMES), Philippe Reiffsteck Chef de la section Comportement des Sols et des Ouvrages Géotechniques au LCPC, qui m'ont apporté des regards variés et très enrichissants.

De nombreuses autres personnes doivent être associées à ce travail pour leur implication ponctuelle. Ceci s'adresse tout d'abord aux Parisiens Momo et sa grande famille et Rachid et sa petite famille qui m'ont permis d'effectuer un séjour plus que agréable à Paris. Je pense en particulier à Driss de Riyadh pour sa générosité et son humour.... Mounir Derfouf, Bouhmidi Zoheir, Mekkaoui Abdelghani, Ghanane Boumediene, Bechlagham Rokia, Benhamadi Fatima et Bettioui Amine Lotfi ont contribué très agréablement par leur projet de fin d'études à faire avancer un travail expérimental parfois fastidieux.

Aucun mot ne peut leur exprimer mon profond amour, ma reconnaissance et mon témoignage sincère pour tous les sacrifices qu'ils n'ont cessé de me prodiguer pour parfaire mon éducation, Merci Maman, Merci Papa.

Merci à ma famille et ma belle famille qui ont toujours été pour moi d'un grand soutien moral. Merci surtout pour la prière.

Enfin, j'ai une pensée toute particulière et une très profonde gratitude pour mon épouse et pour Yahia et Soundouss, qui ont accompagné tout au long de ce travail un époux ou un père parfois un peu « ailleurs »...

## RÉSUMÉ/MOTS CLÉS

Cette thèse étudie le transfert hydrique dans les sols non saturés et analyse, sur la base des travaux antérieurs et en cours, l'effet de la sécheresse sur les constructions.

Le mémoire comporte une synthèse bibliographique portant :

- sur les généralités relatives aux transferts hydriques isothermes dans un milieu poreux à degré de saturations variable, sur les approches disponibles pour décrire ce phénomène qui est ramené physiquement à un processus décrit par une équation aux dérivées partielles de type parabolique, fortement non linéaire,
- sur des solutions analytiques des écoulements à partir d'un puits à charge constante et à partir d'une source circulaire en surface à pression constante négative ou nulle,
- sur l'analyse et la compréhension du système « mouvement de terrain différentiel consécutif à la sécheresse et à la réhydratation des sols argileux » et
- sur les techniques proposées pour amortir la gravité de sinistre induit par la sécheresse.

Le programme d'essais en laboratoire a permis de déterminer la conductivité hydraulique, suivre la cinétique d'infiltration verticale dans une colonne de sol initialement non saturée et analyser de manière rigoureuse l'effet des conditions aux limites et des conditions initiales sur le phénomène.

Pour suivre ce transfert en temps réel et en continu, un dispositif de mesure expérimental est mis au point. Il permet d'utiliser la méthode des profils

instantanés avec mesure de succion à l'aide des papiers filtres. Les résultats ont montré que sur les échantillons compactés, l'augmentation de la teneur en eau initiale influence significativement l'évolution du profil de succion au cours de l'infiltration. Toutefois, elle réduit la vitesse d'infiltration ainsi que l'avancement du front d'humidification. Par ailleurs l'augmentation de la charge hydraulique entraîne une augmentation de la profondeur de la zone d'humidification, mais elle n'influe pas la vitesse d'infiltration.

L'étude expérimentale a permis de calculer le coefficient de perméabilité à saturation à partir de la connaissance du front d'humidification  $z_f$ .

Lors des essais réalisés en place à l'aide d'infiltromètre à simple anneau, pour différentes charges hydrauliques positives appliquées à la surface du sol, la conductivité hydraulique ainsi que le potentiel d'écoulement matriciel ont été évalués selon différentes méthodes d'analyse des données d'infiltration.

La thèse apporte, de plus, une contribution importante en matière d'évaluation de la gravité de la sécheresse sur les constructions. Cette partie vise principalement la qualification de la sévérité des sécheresses, afin de pouvoir décider de leur caractère catastrophique (anormal, exceptionnel) et de mettre en œuvre le mécanisme d'indemnisation des dégâts dus à ces sécheresses par le système national d'indemnisation des catastrophes naturelles en France.

Nous avons analysé les enregistrements de huit stations météorologiques, mis à notre disposition par Météo-France de 1950 à 2005. L'apport majeur de ce travail est la proposition d'un outil de classement des sécheresses dans une échelle de gravité significative du point de vue de la géotechnique.

Ce mémoire s'achève par la vérification de l'hypothèse principale de travail qui est : une longue période de sécheresse est le principal facteur de déclenchement de ces mouvements. Les diagrammes ombrothermiques de Bagnouls et Gausson pour des stations en région aride (période moyenne d'enregistrement de 20 ans) montrent l'intérêt des discussions en cours sur l'amplitude, la vitesse et la localisation de gonflements et les moyens d'éviter l'humidification du sol. En conclusion, l'approche proposée, est l'identification des différentes séquences sèches existantes dans les séries à partir de l'accumulation des anomalies pluviométriques décennale.

**Mots clés** : Succion, conductivité hydraulique, non saturé, infiltration, sécheresse, événement exceptionnel, retrait-gonflement, atmosphère, climat aride et tempérée.



## LISTE DES FIGURES

### Chapitre 1

Figure 1.1: Processus d'infiltration dans le sol (Vadose/w, 2002).

Figure 1.2: Evolution générale du régime d'infiltration et de l'infiltration cumulative au cours du temps (Musy et Soutter, 1991).

Figure 1.3: Schéma typique du profil hydrique au cours de l'infiltration (Musy et Soutter, 1991).

Figure 1.4 : Profils de charge hydraulique et profils de teneur en eau au cours de l'infiltration dans un sol submergé en surface (Hillel, 1988)

Figure 1.5 : Influence de la masse volumique sèche initiale sur l'évolution des profils hydriques au cours d'une infiltration sur une colonne horizontale de silt de Columbia (Vachaud, 1968).

Figure 1.6 : Influence de la teneur en eau volumique initiale  $\theta_i$  sur l'infiltration cumulée et la vitesse d'infiltration (Philip, 1957e; 1969).

Figure 1.7 : Influence de la charge d'eau appliquée en surface ( $h$  en cm d'eau) sur l'infiltration cumulée et la vitesse d'infiltration (Philip, 1957f; 1969).

Figure 1.8 : Influence du confinement sur l'infiltration cumulée et la vitesse d'infiltration pour une infiltration sous charge positive dans une colonne verticale de sable (Vauclin, 1984).

Figure 1.9 : Influence de la gravité sur l'infiltration cumulée et la vitesse d'infiltration (Musy et Soutter, 1991).

Figure 1.10: Schéma du tensiomètre miniature (Ridley et Burland, 1993).

Figure 1.11 : Schéma du tensiomètre osmotique (Backing et Fredlund, 1979).

Figure 1.12: Schéma du psychromètre (Fredlund et Rahardjo, 1993) et cycle de mesure psychrométrique.

Figure 1.13: Méthode du papier filtre : (a) schéma du principe (b) courbes d'étalonnage papier Whatman n°42.

Figure 1.14: Allure des relations entre la conductivité hydraulique et la succion de deux sols (Vadose/w, 2002)

Figure 1.15: Courbe de rétention d'un sol argileux (illustration de phénomène d'hystérésis) (Delage et al., 2000).

Figure 1.16: Courbes de séchage de différents sols (Delage et al., 2000).

Figure 1.17 : Dispositif de mesure de la conductivité hydraulique en régime permanent (Klute, 1965).

Figure 1.18 : Système triaxial : méthode à surpression d'air (Cazaux ; 1998).

Figure 1.19 : Evolution du volume d'eau drainée pour une argile (Gardner, 1956).

Figure 1.20 : Détermination des paramètres nécessaires pour le calcul de la conductivité hydraulique d'une argile (Kunze et Kirkham, 1962 ; cité par Vicol, 1999).

Figure 1.21 : Courbe théorique et points expérimentaux (Peck et Rabbidge.1966).

Figure 1.22 : Schéma d'un oedomètre à solution osmotique (Delage et al., 1992).

Figure 1.23: Mesure de la perméabilité à l'eau (Vicol, 1999).

Figure 1.24 : Appareil de mesure de la conductivité hydraulique utilisant la méthode des profils instantanés (Hamilton et al., 1981).

Figure 1.25 : Profils de teneur en eau (a) et Profils de succion (b) durant un essai à écoulement en régime transitoire (Hamilton et al., 1981).

Figure 1.26 : Relation entre la conductivité hydraulique et la succion (Hamilton et al., 1981).

Figure 1.27 : Schéma d'une sonde neutronique (Sayad, 2003).

Figure 1.28 : La relation  $\theta=f(\epsilon)$  (Gaidi et Alimi, 2000)

Figure 1.29 : Schéma de circuit électrique.

Figure 1.30 : Schéma de circuit électrique modifié.

Figure 1.31 : Sonde bi-tige (Sayad, 2003).

Figure 1.32 : Schéma d'une sonde capacitive (modèle SDEC).

Figure 1.33: Schéma détaillé d'une sonde capacitive.

Figure 1.34 : Schéma du dispositif expérimental (Mermoud, 1978).

Figure 1.35 : Schéma du dispositif de mesure (Mermoud, 1978).

## Chapitre 2

Figure 2.1 : Distance au front de mouillage en fonction de  $t_{1/2}$  pour différentes valeurs de  $\theta$  dans une colonne de silt de Colombia, (Vachaud, 1968).

Figure 2.2 : Evolution de la relation  $\lambda(\theta)$  (Vachaud, 1968).

Figure 2.3 : Détermination graphique de la diffusivité hydraulique, méthode de Matano, (Amraoui, 1996).

Figure 2.4 : Evolution des fonctions  $f_1$ ,  $f_2$ ,  $f_3$  et  $f_4$  en fonction de la teneur en eau (Philip, 1969).

Figure 2.5 : Profils hydriques calculés à partir des fonction de la série de Philip (Haverkamp et al., 1977).

Figure 2.6 : Profil d'humidité à l'infini pour une infiltration unidimensionnelle. (a) solution en série. (b) solution asymptotique. (Philip, 1969).

Figure 2.7 : Schématisation du processus de l'infiltration selon Green et Ampt (Musy, Soutter, 1991).

## Chapitre 3

Figure 3.1 : Courbe granulométrique de l'argile de Chétouane.

Figure 3.2 : Courbe de rétention (chemin d'humidification).

Figure 3.3 : Schéma de principe du dispositif expérimental.

Figure 3.4 : Courbes d'infiltration verticale pour la série I1 ( $w_i = 6,8\%$  ;  $G_d = 1,4$ ) Influence de la charge hydraulique.

Figure 3.5 : Courbes d'infiltration verticale pour la série I2 ( $w_i = 8,0\%$  ;  $G_d = 1,4$ ) Influence de la charge hydraulique.

Figure 3.6 : Courbes d'infiltration verticale pour la série I3 ( $w_i = 11,6\%$  ;  $G_d = 1,4$ ) Influence de la charge hydraulique.

Figure 3.7 : Courbes d'infiltration verticale pour la série I4 ( $w_i = 15,5\%$  ;  $G_d = 1,4$ ) Influence de la charge hydraulique.

Figure 3.8 : Courbes d'infiltration verticale pour la série I5 ( $w_i = 8,2\%$  ;  $G_d = 1,4$ ) Influence de la charge hydraulique.

Figure 3.9 : Schéma de calcul des vitesses  $v_i$  et  $v_0$  à partir de la courbe d'infiltration.

Figure 3.10 : Evolution du logarithme de la vitesse  $v_0$  en fonction de la charge hydraulique  $h_0$  pour les séries I1, I2, I3 et I4.

Figure 3.11 : Evolution du logarithme de la vitesse  $v_i$  en fonction de la charge hydraulique  $h_0$  pour les séries I1, I2, I3 et I4.

Figure 3.12 : Variation de rapport  $v_{0(h_0=0)}/k_{sm}$  en fonction de degré de saturation initiale  $S_{ri}$ .

Figure 3.13 : Courbes d'infiltration verticale pour  $h_0 = 0$  cm influence de la teneur en eau initiale.

Figure 3.14 : Courbes d'infiltration verticale pour  $h_0 = 10$  cm influence de la teneur en eau initiale.

Figure 3.15 : Courbes d'infiltration verticale pour  $h_0 = 40$  cm influence de la teneur en eau initiale.

Figure 3.16 : Courbes d'infiltration verticale pour  $h_0 = 80$  cm influence de la teneur en eau initiale.

Figure 3.17 : Courbes d'infiltration verticale pour  $h_0 = 100$  cm influence de la teneur en eau initiale.

Figure 3.18 : Courbes d'infiltration verticale pour  $h_0 = 160$  cm influence de la teneur en eau initiale.

Figure 3.19 : Courbes d'infiltration verticale pour ( $w_i = 8,0\%$  et  $h_0 = 100$  cm) influence de la densité sèche.

Figure 3.20 : Evolution du logarithme de la vitesse d'entrée  $v_i$  en fonction de la teneur en eau initiale pour différentes charges appliquées.

Figure 3.21 : Evolution du logarithme de la vitesse d'entrée  $v_0$  en fonction de la teneur en eau initiale pour différentes charges appliquées.

Figure 3.22 : Evolution du logarithme des vitesses  $v_i$  et  $v_0$  en fonction de la densité sèche pour  $w_i = 8\%$  et  $h_0 = 100$  cm.

Figure 3.23. Influence de la densité sèche  $G_d$  et de la teneur en eau initiale  $w_i$  sur la vitesse en régime permanent pour  $h_0 = 100$  cm d'eau.

Figure 3.24 : Courbes d'infiltration verticale influence de la teneur en eau initiale.

Figure 3.25 : Ajustement à l'aide du modèle de Philip pour la série I1.

Figure 3.26 : Ajustement à l'aide du modèle de Philip pour la série I2.

Figure 3.27. Ajustement à l'aide du modèle de Philip pour la série I3.

Figure 3.28 : Ajustement à l'aide du modèle de Philip pour la série I4.

Figure 3.29 : Ajustement à l'aide du modèle de Philip pour la série I5.

Figure 3.30 : Ajustement à l'aide du modèle de Philip pour la série I6.

Figure 3.31 : Comparaison des courbes d'infiltration recalculées pour la série I4

Figure 3.32 : Variation de la sorptivité  $S$  avec la charge hydraulique (I1, I2 et I4).

Figure 3.33 : Variation de paramètre  $A$  avec la charge hydraulique (I1, I2 et I4).

Figure 3.34 : Variation de la sorptivité  $S$  en fonction de la teneur en eau initiale.

Figure 3.35 : Variation de paramètre  $A$  en fonction de la teneur en eau initiale.

## Chapitre 4

Figure 4.1 : Schéma du dispositif expérimental.

Figure 4.2 : Distribution de succion pendant l'infiltration à différentes profondeurs de l'éprouvette (Essai I<sub>120</sub>).

Figure 4.3 : Distribution des teneurs en eau volumique dans l'éprouvette de sol pendant l'infiltration (Essai I<sub>120</sub>)

Figure 4.4 : Evolution d'une succion donnée dans l'éprouvette (Essai I<sub>120</sub>).

Figure 4.5 : Profils de succion obtenus pour différents temps d'infiltration.

Figure 4.6 : Profils d'humidité obtenus pour différents temps d'infiltration.

Figure 4.7 : Evolution d'une teneur en eau donnée dans l'éprouvette au cours de l'infiltration.

Figure 4.8 : Influence de la teneur en eau initiale du sol sur l'infiltration cumulée.(Essais  $I_1$  et  $I_2$ ).

Figure 4.9 : Influence de la teneur en eau initiale du sol sur la vitesse d'infiltration (Essais  $I_1$  et  $I_2$ ).

Figure 4.10.a: Influence de la teneur en eau initiale sur l'évolution au cours de l'infiltration de la succion à différentes profondeurs (Essais  $I_1$ ).

Figure 4.10.b: Influence de la teneur en eau initiale sur l'évolution au cours de l'infiltration de la succion à différentes profondeurs (Essais  $I_2$ ).

Figure 4.11 : Influence de la teneur en eau initiale sur l'évolution d'une teneur en eau donnée dans la colonne (Essais  $I_1$  et  $I_2$ )

Figure 4.12 : Influence de la teneur en eau initiale sur les profils de succion au cours de l'infiltration (Essais  $I_1$  et  $I_2$ ).

Figure 4.13 : Influence de la teneur en eau initiale sur les profils hydriques au cours de l'infiltration (Essais  $I_1$  et  $I_2$ ).

Figure 4.14 : Influence de la teneur en eau initiale sur l'évolution du gradient de succion dans la colonne du sol pour deux temps d'infiltration différents (Essais  $I_1$  et  $I_2$ ) (mise en évidence de la position du front d'infiltration).

Figure 4.15 : Influence de la teneur en eau initiale sur l'évolution du front d'infiltration (Essais  $I_1$  et  $I_2$ ).

Figure 4.16 : Influence de la teneur en eau initiale sur l'évolution de la vitesse d'avancement du front d'infiltration (Essais  $I_1$  et  $I_2$ ).

Figure 4.17 : Evolution des profils hydriques lors des essais  $I_{50}$ ,  $I_{100}$  et  $I_{150}$ , influence de la charge hydraulique  $h_0$ .

Figure 4.18 : Evolution des profils de succion lors des essais  $I_{50}$ ,  $I_{100}$  et  $I_{150}$ , influence de la charge hydraulique  $h_0$ .

Figure 4.19 : Identification du front d'humidification.

Figure 4.20 : Procédure de détermination de la profondeur du front d'humidification à partir du profil hydrique à un instant donné (cas pour l'infiltration à  $h_0 = 100$  cm d'eau).

Figure 4.21 : Influence de la charge hydraulique sur l'évolution de la profondeur du front d'humidification.

Figure 4.22 : Influence de la charge hydraulique sur la vitesse d'avancement de la profondeur du front.

Figure 4.23 : Evolution de la profondeur du front d'humidification en fonction de  $t^{1/2}$ .

Figure 4.24 : Influence de la charge hydraulique sur l'infiltration.

Figure 4.25 : Evolution des vitesses d'infiltration au cours du temps.

Figure 4.26 : Représentation en échelle logarithmique de l'évolution de l'infiltration en fonction du temps.

## Chapitre 5

Figure 5.1: Schéma de principe d'infiltration à partir d'un puits.

Figure 5.2: Représentation des vitesses d'écoulement dans un puits.

Figure 5.3: Zone saturée et non saturée à partir d'un puits.

Figure 5.4: Infiltration à partir d'une source radiale (Velly, 2000).

Figure 5.5: Relation  $k(h)$  (Velly, 2000).

Figure 5.6: Approche par morceaux de la relation  $\ln q = f(h)$ .

Figure 5.7: Obtention de  $\alpha$  et  $k_s$  à partir de  $\ln q = f(h)$ .

Figure 5.8: Ajustement linéaire par morceaux de la deuxième approche de la méthode de Reynolds et Elrick, (1991).

Figure 5.9: Vase de Mariotte.

Figure 5.10 : Représentation schématique du perméamètre de Guelph pour une utilisation en perméamètre de puits à charge constante

Figure 5.11 : Méthode Müntz-Laine.

Figure 5.12: Méthode du double anneau. (a) l'infiltromètre à double anneau (b) coupe schématique de l'instrument en fonctionnement.

Figure 5.13: Description générale du dispositif du perméamètre à disque.

Figure 5.14 : Schéma du principe (infiltromètre à simple anneau ouvert).

Figure 5. 15 : Schéma du principe (infiltromètre à double anneau fermé).

Figure 5.16 : Evolution du volume d'eau infiltré dans le sol

Figure 5.17 : Evolution de l'infiltration cumulée en fonction du temps pour les différentes charges hydrauliques appliquées

Figure 5.18 : Evolution du débit en fonction du temps

Figure 5.19 : Evolution du débit en fonction du temps [0, 80mn].

Figure 5. 20 : Evolution du débit en fonction du temps [80, 500mn].

Figure 5.21 : Abaque du facteur  $C'$  obtenu par dérivations numériques (Velly, 2000)

Figure 5.22 : Variation de la conductivité en fonction de la charge d'eau

Figure 5.23 : Variation de potentiel matriciel en fonction de charge d'eau.

## Chapitre 6

Figure 6.1 : Modèle hydrologique (Magnan, 2006).

Figure 6.2 : Modèle géotechnique (Magnan, 2006).

Figure 6.3 : (a) Couches tétraédriques ; (b) Couches octaédriques typiques des argiles lamellaires ; (c) Plan des tétraédres ; (d) Feuillet chargé (Eslinger et Peaver, 1988).

Figure 6.4 : Schéma structural d'une monophyllite à 2 couches T-O, la kaolinite (Vié, 2001).

Figure 6.5 : Schéma structural d'une monophyllite à 3 couches T-O-T, la montmorillonite (Vié, 2001).

Figure 6.6. Photo au Microscope Electronique à Balayage (MEB) des argiles. (Reiffsteck, 1999 et Ferber, 2005)

Figure 6.7 : Adsorption à l'équilibre, (a) Kaolinite, (b) Vermiculite (Reiffsteck, 1999)

Figure 6.8 : Distribution des ions autour de la particule d'argile. Schéma des couches (Reiffsteck, 1999).

Figure 6.9. Échange ionique (Schroeder, 2002, cité par Mantho, 2005).

Figure 6.10. Interaction eau- argile, (d'après Mitchell, 1993, cité par Mantho, 2005).

Figure 6.11 : Déstructuration d'un sol à cause du gonflement des argiles (La Nature, 1981).

Figure 6.12 : Pluviométrie de l'année de novembre 1988 à octobre 1989 (Blondeau, 1992).

Figure 6.13 : Comparaison de la pluie efficace de l'année 1988-1989 avec la moyenne de référence (Blondeau, 1992).

Figure 6.14 : Carte des demandes de reconnaissance de catastrophe naturelle pour la sécheresse de 2003 (Extrait du Journal « Le Monde » du 29 janvier 2005).

Figure 6.15 : Écart des températures estivales moyennes (juin, juillet, août) par rapport à la moyenne de 1961–1990 (en °C) en Europe. (Météo-Suisse, 2004).

Figure 6.16 : Distribution des températures mesurées en été en Suisse de 1864 à 2003. La courbe représente la distribution de Gauss correspondante. (Schär et al., 2004).

Figure 6.17 : Répartition géographique des 305 fiches reçues. (Blondeau, 1992).

Figure 6.18 : Répartition géographique des 356 cas recensés. (Blondeau, 1992).

Figure 6.19 : Nombre d'arrêtés de reconnaissance de l'état de catastrophe naturelle sécheresse par commune (Source MEDD extraction du 01/02/2006).

Figure 6.20 : Variation de la pression de gonflement avec la teneur en eau. Argile plastique à Paris 13<sup>ème</sup>. Projet METEOR (Vandangeon, 1992).

Figure 6.21 : Fissures de retrait consécutives à la dessiccation d'un sol argileux. (Source : BRGM – Jocelyn Bouchut, cité par Vincent, 2006).

Figure 6.22 : Mécanisme de fonctionnement du phénomène de retrait-gonflement des sols argileux. (Source: BRGM – Michel Villey, cité par Vincent, 2006).

Figure 6.23 : Effet des variations de la teneur en eau sur les variations de volume de deux sols argileux reconstitués en laboratoire. Les essais d'assèchement (retrait) (Magnan, 2005, d'après Briaud et Zhang, 2004).

Figure 6.24 : Variations de la teneur en eau dans l'argile verte à Montreuil d'août 1988 à août 1992 (Magnan, 2005).

Figure 6.25 : Évolution au cours du temps des tassements observés à différentes profondeurs dans un massif d'argile glaciaire compacte (Magnan, 2005).

Figure 6.26 : Causes et effets du retrait/gonflement des sols argileux (inspiré de Meisina, 1998 a).

Figure 6.27 : Modification de l'état de contrainte dans le terrain - exemple : construction d'un remblai (Bigot et Zerhouni, 2000).

Figure 6.28 : Effet de l'abaissement du niveau de la nappe (Bigot et Zerhouni, 2000).

Figure 6.29. Effet hydrique : dessiccation de surface (Bigot et Zerhouni, 2000).

Figure 6.30. Importance relative (en %) de l'évapotranspiration (ET) par rapport à la précipitation (P) à différentes échelles spatiales. (Musy, 2002).

Figure 6.31 : Représentation schématique du chemin de l'eau à travers la plante. (Musy, 2002)

Figure 6.32 : Besoin en eau des cultures ETM et évapotranspiration de référence  $ET_0$  (Musy, 2002).

Figure 6.33 : Station météo (Musy, 2002).

Figure 6.34 : Profil de la pression interstitielle à proximité d'un arbre (Reiffsteck, 1999).

Figure 6.35 : Désordres partiels dus à l'action localisée d'un arbre, (source CEBTP 1991, Cui et Delage, 2003).

Figure 6.36 : Fissure spectaculaire induite par des conditions idéales (terrain argileux, maison individuelle et peuplier) (Vandangeon, 1992).

Figure 6.37 : Tassement avant et soulèvement après l'abattage des arbres (Richards et al., 1983, traduit par Cui et Delage, 2003).

Figure 6.38 : Variation de la pression interstitielle lors de la coupe d'un arbre (Reiffsteck, 1999).

Figure 6.39 : Distance minimale entre les bâtiments et les arbres (Blondeau, 1992).

Figure 6.40 : Trois effets types du tassement ou du soulèvement d'un appui (Magnan, 2005)

Figure 6.41 : Quelques exemples types de désordres créés par le tassement du sol sous une partie de maison (on parle de désordres quand les dégâts touchent la structure du bâtiment) (Magnan, 2005)

Figure 6.42 : Exemple d'affaissement de l'angle d'une maison (Origine: PPT AQC).

Figure 6.43 : Exemple de fissures dans la façade d'une maison (Origine: PPT AQC).

Figure 6.44 : Exemple d'affaissement de l'angle d'une maison (Origine: PPT AQC).

Figure 6.45 : Exemple de rotation du poteau d'angle d'une maison individuelle (Origine: PPT AQC).

Figure 6.46 : Pavillon fondé sur les marnes infragypseuses à Sarcelles (Seine-St-Denis) (Cliché SIMECSOL, Vandangeon, 1992).

Figure 6.47 : La fissure de l'année 1985 a été colmatée et on a repris en sous-œuvre le pavillon partiellement au moyen de puits trop courts. En 1989 une nouvelle fissure, parallèle à la précédente, est apparue. Pavillon situé à Montgeron (Essonne) et fondé sur les argiles vertes (Cliché SIMECSOL, Vandangeon, 1992).



Figure 6.48 : Principales mesures préventives préconisées pour construire sur un sol sujet au phénomène de retrait-gonflement (BRGM. Vincent, 2006).

## Chapitre 7

Figure 7.1 : La cause des mouvements des fondations est la diminution de la teneur en eau dans la zone du sol qui reçoit la charge transmise par les fondations

Figure 7.2 : Effet du tassement des fondations sur les déformations et la fissuration d'une maison

Figure 7.3 : Relation entre la teneur en eau du sol et son indice des vides

Figure 7.4 : Modèle descriptif de l'évolution de la sécheresse et de la réhumidification

Figure 7.5. Influence de la température sur l'indice de sécheresse

Figure 7.6. Évolution au cours du temps des tassements observés à différentes profondeurs dans un massif d'argile glaciaire compacte

Figure 7.8. Analyse des pluies enregistrées à Carpentras de 1964 à 2005

Figure 7.7 : Analyse des pluies enregistrées à La Rochelle de 1950 à 2005

Figure 7.9 : Courbes de variations des températures minimale, maximale et moyenne et des précipitations journalières à Melun en 2003

Figure 7.10 : Courbes de variations des températures minimale, maximale et moyenne et des précipitations journalières à Melun en 2002

Figure 7.11 : Courbes de variations des températures minimale, maximale et moyenne et des précipitations journalières à Melun en 2004

Figure 7.12 : Indices de sécheresse calculés sur les données de la station de Météo France à Carpentras

Figure 7.13 : Moyennes mensuelles des précipitations, évapotranspiration potentielle et évapotranspiration réelle (simulée pour une pelouse) à Mormoiron entre 1964 et 2005 (Vincent et al., 2007)

Figure 7.14 : Moyennes mensuelles des précipitations, évapotranspiration potentielle et évapotranspiration réelle (simulée pour un pommier) à Mormoiron entre 1964 et 2005 (Vincent et al., 2007).

Figure 7.15 : Moyennes mensuelles des précipitations, évapotranspiration potentielle et évapotranspiration réelle (simulée pour un olivier) à Mormoiron entre 1964 et 2005 (Vincent et al., 2007).

Figure 7.16 : Comparaison des indices calculés sur les données de Carpentras

Figure 7.17 : Histogramme des valeurs annuelles de l'indice de sécheresse à Carpentras

Figure 7.18 : Pluies cumulées de l'année 1964 à Carpentras et indices calculés pour diverses périodes de l'année

Figure 7.19 : Pluies cumulées de l'année 1965 à Carpentras et indices calculés pour diverses périodes de l'année

Figure 7.20 : Pluies cumulées et températures moyennes à Carpentras et indices calculés pour diverses périodes de l'année

Figure 7.21 : Carte géographique de la région de Tlemcen. Situation de la zone d'étude Sidi Djilali.

Figure 7.22 : Diagrammes ombrothermiques de Bagnouls et Gausсен de la région de Sidi Djilali (1913-1938).

Figure 7.23 : Diagrammes ombrothermiques de Bagnouls et Gausсен de la région de Sidi Djilali (1970-1997).

Figure 7.24: Diagramme ombrothermique de Bagnouls et Gausсен. Béni-saf période ancienne de 1913 à 19938.

Figure 7.25: Diagramme ombrothermique de Bagnouls et Gausсен. Béni-saf période récente de 1980 à 2004.

Figure 7.26: Diagrammes ombrothermiques de Bagnouls et Gausсен Ghazaouet.

Figure 7.27: Diagrammes ombrothermiques de Bagnouls et Gausсен Remchi.

Figure 7.28: Diagrammes ombrothermiques de Bagnouls et Gausсен Ain Fezza.

Figure 7.29: Diagrammes ombrothermiques de Bagnouls et Gausсен Sebdou.

Figure 7.30: Diagrammes ombrothermiques de Bagnouls et Gausсен Maghnia.

# LISTE DES TABLEAUX

## Chapitre 1

Tableau 1.1: Dispositifs de mesure de la succion.

Tableau 1.2 : Quelques expressions empiriques de la conductivité hydraulique

## Chapitre 3

Tableau 3.1: Caractéristiques physiques de l'argile de Chétouane.

Tableau 3.2: Conditions initiales et aux limites des séries d'essais.

Tableau 3.3 : Vitesses d'infiltration calculées et coefficients de perméabilité mesurés pour les séries d'essais I1, I2, I3 et I4.

Tableau 3.4: Valeurs des coefficients d'ajustement  $\alpha$  et  $\beta$  de l'expression  $v = \alpha \exp(\beta h_0)$ .

Tableau 3.5: Comparaison entre le coefficient de perméabilité moyen et la vitesse d'infiltration en régime permanent pour une charge hydraulique imposée nulle.

Tableau 3.6: Vitesses  $v_i$  et  $v_o$  calculées pour différentes charges hydrauliques imposées à différentes teneur en eau initiales.

Tableau 3.7: Vitesses  $v_i$  et  $v_o$  calculées pour la série I6 ( $w_i = 8,0\%$  et  $h_0 = 100$  cm).

Tableau 3.8: Valeur des coefficients d'ajustement  $\alpha'$  et  $\beta'$  de l'expression  $v = \alpha' \exp(\beta' \omega_i)$  dans l'intervalle des teneurs en eau utilisée.

Tableau 3.9 : Comparaison des valeurs de A calculées aux coefficients de perméabilité mesurés pour les séries I1, I2, I3 et I4.

## Chapitre 4

Tableau 4.1 : Conditions de l'essai de contrôle.

Tableau 4.2 : Conditions initiales et finales.

Tableau 4.3 : Conditions initiales et aux limites appliquées aux essais I<sub>50</sub>, I<sub>100</sub> et I<sub>150</sub>.

Tableau 4.4 : Conditions finales des essais I<sub>50</sub>, I<sub>100</sub> et I<sub>150</sub>.

Tableau 4.5 : Valeur des droites de régression de  $z_f$  en fonction de la racine carrée du temps.

## Chapitre 5

Tableau 5.1: Estimation de  $\alpha^*$  fondée sur la granulométrie et la texture (Velly, 2000).

Tableau 5.2: Température en fonction de la viscosité dynamique de l'eau.

Tableau 5.3 : Principales caractéristiques physiques.

Tableau 5.4 : Dénomination des sols fins calcaires (Magnan, 1998).

Tableau 5.5 : Récapitulatif des résultats obtenus par l'analyse de Glover.

Tableau 5.6 : Valeurs de  $C'$  déduites de l'abaque.

Tableau 5.7 : Récapitulatif des résultats obtenus par résolution simultanée.

Tableau 5.8 : Récapitulatif des résultats obtenus par l'analyse de Laplace.

Tableau 5.9 :  $k_{sat}$  en fonction de  $H$  et de  $\alpha^*$ .

Tableau 5.10 :  $\phi_m$  en fonction de  $H$  et de  $\alpha^*$ .

Tableau 5.11 : Récapitulatif des résultats obtenus par l'analyse de Gardner.

Tableau 5.12 : Coefficients de perméabilité à la saturation obtenus par différentes méthodes d'analyse de données d'infiltromètre à simple anneau ouvert.

Tableau 5.13: Potentiels matriciels obtenus par différentes méthodes d'analyse de données d'infiltromètre à simple anneau ouvert.

## Chapitre 6

Tableau 6.1 : Surface spécifique et CEC de quelques minéraux argileux (Morel, 1996 cité par Mantho, 2005).

Tableau 6.2 : Formules de calcul de l'ETP.

Tableau 6.3 : Succions dans un petit arbre (Maesland et al., 1998 cité par Cui et Delage, 2003).

Tableau 6.4: Conditions d'apparition de mouvements du sol et estimation de leur amplitude (Bigot et Zerhouni, 2000).

## Chapitre 7

Tableau 7.1 : Précipitations mensuelles et annuelles sur Carpentras entre 1964 et 2005. Les valeurs sont exprimées en millimètres de pluie (Rapport RGCU)

# LISTE DES PHOTOS

Photo 1.1: Testeur de câble Tektronix 1502C (Gaidi, 2002).

Photo 5.1 : Dispositif de mesure d'infiltration (infiltromètre à simple anneau ouvert).

Photo 7.1: Illustration de dégâts structuraux occasionnés par le gonflement du sol à In-aménas (Algérie) Kebaili, 2005.

Photo 7.2: Décollement de la dalle d'escalier et cisaillement dans le mûr Ex-ITE Tlemcen (Algérie). Photo prise par Aissa Mamoune le 30/04/2001.

## AVANT-PROPOS

Ce travail ne pourrait être présenté sans remercier au préalable, ou simplement saluer, les personnes qui m'ont aidées et soutenues, et celles qui m'ont permis d'arriver jusqu'ici.

En premier lieu, je remercie Monsieur BENNACER Lyacine, Maître assistant classe A à l'Université Ahmed DRAYA –ADRAR- d'avoir bien voulu accepter de diriger ce mémoire de Magister malgré ses nombreuses obligations à l'étranger. Son point de vue critique et son soutien ont constitué des ressources prépondérantes pour mener ce projet à terme. Je tiens à le remercier encore une autre fois pour ces qualités humaines et pour la confiance qu'il m'a accordée et l'appui qu'il a témoigné à mon travail. Qu'il veuille bien accepter ma sincère reconnaissance et le témoignage de ma profonde gratitude.

Je tiens à remercier également mon encadreur Monsieur ZADJAOUI Abdeldjalil Maître de Conférences à l'Université Aboubekr Belkaid de Tlemcen, qui m'a soutenu au cours de mes travaux de recherche, et qui n'a pas hésité à faire confiance à moi, malgré toutes les difficultés supplémentaires inhérentes. J'ai eu l'honneur d'avoir comme encadreur. Je lui suis très reconnaissante d'avoir partagé avec moi sa grande expérience.

J'exprime mes vifs remerciements au Professeur BOUMECHERA Nadir, Professeur à l'Université Aboubekr Belkaid de Tlemcen, qui m'a fait le double honneur de rapporter Ce mémoire et de présider le jury.

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements et ma profonde reconnaissance à Monsieur BOUANANI Abderazek, Professeur à l'Université Aboubekr Belkaid de Tlemcen et Monsieur DJEDID Abdelkader, Maître de Conférences à l'Université Aboubekr Belkaid de Tlemcen qui ont eu la gentillesse d'accepter la charge d'être les rapporteurs et examinateurs de ce travail d'initiation à la recherche.

Mes remerciements vont aussi à mes parents, Fatiha et Bennamer, sans qui je n'aurais sans doute pas pu débiter ma carrière de chercheur. J'ai une pensée particulière pour mon père Rahimahou Allah Hamza, qui est partie bien tôt et qui a laissé un vide inexprimable dans notre cœur. Tu me manques pãe...

Je n'ai bien sûr pas suffisamment de mots dans mon vocabulaire pour dire à mon mari, Boumediene, à quel point je le remercie pour son soutien quotidien et pour toute la force qu'il me donne sans laquelle je ne pourrais pas développer mes travaux de recherche. Je le remercie aussi pour la confiance et la patience dont elle fait preuve depuis tant d'années. Merci !

Un très grand merci aussi à mes enfants Abdelillah, et Bilal, avec qui je ne passe pas autant de temps que je voudrais. Vous avoir avec moi me soutient dans mes activités de recherche et me permet de résister à la pression que subissent les chercheurs. Je sais même que vous m'enviez puisque pour vous, je passe mes journées devant l'ordinateur. Merci mes gausses! Et sans oublier toutes mes sœurs et mes frères, mon oncle Ghouti et sa femme Amina.

Je tiens à remercier également mes responsables de l'université d'ADRAR en particulier le directeur M. ABASSI A. et le vice recteur M. BAHAMAOUI A. qui m'ont donné plus de temps pour faire ce travail de recherche en parallèle avec ma fonction et à qui je dédie affectueusement ce document.

Je n'oublie pas les personnes qui travaillent dans l'université de Tlemcen de l'université d'ADRAR, qui m'ont aidé dans tous les temps ; et que je remercie vivement.

Je remercie aussi en vrac et dans le désordre, en espérant ne pas en oublier trop, les personnes avec qui je travaille, mes camarades, mes amies, mes copines, et ma grande famille: merci à tous pour ces bons prières !

**Résumé** – Un modèle mathématique de transport de particules en suspension dans un milieu poreux saturé, a été développé pour prédire l'évolution de la concentration spatio-temporelle de l'effluent dans une colonne de laboratoire. Une équation de transport convection-dispersion avec un terme de dépôt de premier ordre a été résolue numériquement à l'aide de la méthode semi-discrète. Les résultats obtenus ont bien mis en évidence l'influence de la vitesse d'écoulement, de la concentration des particules injectées et la porosité du milieu. La comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux révèle la robustesse du modèle élaboré.

# Table des Matières

## Introduction Générale

### **PARTIE I : BASES THEORIQUES ET BIBLIOGRAPHIE**

#### **CHAPITRE I : ECOULEMENT ET TRANSPORT DE MASSE MILIEU POREUX**

1.1. INTRODUCTION .....	1
1.2. NOTIONS CONCERNANT LE MILIEU POREUX .....	1
1.2.1. Définition d'un milieu poreux .....	1
1.2.2. Milieu poreux saturé .....	2
1.2.3. Isotropie et anisotropie .....	2
1.2.4. Homogénéité et hétérogénéité .....	3
1.3. GRANDEURS PHYSIQUES .....	3
1.3.1. La porosité .....	3
1.3.2. La perméabilité .....	4
1.3.3. Le coefficient d'emménagement .....	4
1.3.4. La Charge hydraulique .....	5
1.4. ECOULEMENT EN MILIEU POREUX SATURE .....	5
1.4.1. Loi de Darcy .....	5
1.4.2. Vitesse de Darcy et vitesse de pore .....	7
1.4.3. Domaine de validité de la loi de Darcy .....	7
1.5. PARTICULES EN SUSPENSION .....	8
1.6. CONCLUSION .....	10

#### **CHAPITRE II : MECANISME DE MOBILISATION ET DE CAPTURE DES PARTICULES EN SUSPENSION**

2.1. INTRODUCTION .....	11
2.2. FORCES EN PRESENCE .....	12
2.2.1. Forces hydrodynamiques et mécaniques .....	12
2.2.1.1. Force hydrodynamique (traînée) .....	12
2.2.1.2. Force de gravité .....	13
2.2.1.3. Force d'inertie .....	13
2.2.2. Forces physico-chimiques .....	14
2.2.2.1. Les forces de Van der Waals .....	14
2.2.2.2. Les forces électrostatiques .....	14
2.2.2.3. Les forces dues aux mouvements browniens .....	15
2.3. Mécanismes de capture .....	15
2.3.1. Blocage mécanique .....	16
2.3.2. Blocage d'une particule dans un volume mort .....	17
2.3.3. Interception d'une particule sur un collecteur .....	17

## Table des Matières

2.3.4. Interception d'une particule par sédimentation .....	17
2.3.5. Diffusion brownienne .....	18
2.3.6. Déposition due aux forces électrostatiques .....	18
2.3.7. Constriction .....	18
2. 4. Sites de rétention .....	18
2.5. Modification des propriétés hydrodynamiques due au dépôt des particules .....	19
2.6. DOMAINE D'APPLICATION .....	20
2.6.1. Transport facilité des contaminants .....	20
2.6.2. Erosion interne .....	22
2.6.3. Colmatage .....	24
2.6.4. Filtration .....	26
2.6.4.1. Filtration moyenne .....	26
2.6.4.2. Filtration à écoulement transverse .....	26
2.6.4.3. Filtration avec formation de cake .....	26
2.6.4.4. Filtration en profondeur .....	26
2.7. CONCLUSION .....	27

## **PARTIE II: MODELISATION ET RESULTATS**

### **CHAPTRE III: MODELISATION ET APPROCHE NUMERIQUE**

3.1. INTRODUCTION .....	30
3.2. PRINCIPAUX MECANISME DE TRANSPORT .....	30
3.2.1. Convection .....	30
3.2.2. Diffusion moléculaire .....	31
3.2.3. Dispersion cinématique .....	31
3.2.4. Dispersion hydrodynamique .....	32
3.2.5. Paramètre de la dispersion .....	33
3.2.6. Relation advection / dispersion .....	34
3.3. CONVECTION-DISPERSION .....	36
3.3.1. Equation de convection-dispersion .....	36
3.3.2. Equation de transport des particules .....	37
3.3.3. Cinétique de dépôt .....	38
3.4. SOLUTION ANALYTIQUE .....	38
3.5. APPROCHE NUMERIQUE .....	39
3.5.1. Méthode des différences finis .....	40
3.5.1.1. Discrétisation du domaine d'étude et Approximation par les différences finis (semi-discrètes) .....	40
3.5.1.2. Schéma explicite centré .....	41
3.6. CONCLUSION .....	43



# Table des Matières

## **CHAPITRE IV: INTERPRETATION DES RESULTATS**

4.1. INTRODUCTION .....	45
4.2. INTERPRETATION DES RESULTATS ET DISCUSSION .....	45
4.2.1. Profil de concentration .....	45
4.2.2. Paramètres influençant la cinétique de transport.....	47
4.2.2.1. Influence de la vitesse d'écoulement .....	47
4.2.2.2. Effet de type de traceur .....	49
4.2.2.3. Influence de la concentration des particules en suspension .....	51
4.2.2.4. Effet du milieu poreux .....	53
4.2.2.5. Comparaison avec les résultats expérimentaux .....	54
4.3. Calage des courbes numériques .....	60
4.4. CONCLUSION .....	63
<b>Conclusion Générale .....</b>	<b>64</b>
<b>Références bibliographiques .....</b>	<b>65</b>
<b>Annexes .....</b>	<b>69</b>

## Liste de tableaux

Tableau 4.1 : Valeurs des concentrations relatives maximales en fonction des vitesses de Darcy pour chaque type de traceur .....	48
Tableau 4.2 : Tableau récapitulatif des valeurs des concentrations relatives maximales à partir des vitesses de Darcy pour les différents paramètres (effet de concentration et du milieu poreux) .....	53
Tableau 4.3 : Valeurs des temps d'atteindre les concentrations relatives maximales à partir des vitesses de Darcy pour les différents paramètres (effet de concentration et du milieu poreux) .....	53

## Liste des figures

Figure 1.1: Microphotographies de milieux poreux .....	2
Figure 1.2: Répartition de la taille des particules dans les eaux naturels ( Mc Carty, 1989). .....	9
Figure 2.1: Représentation schématique des forces d'interaction entre une particule soumise à un écoulement (Ochi, 1994) .....	13
Figure 2.2: Les principaux mécanismes de capture de particules. (a) blocage mécanique, (b) transport vers la surface d'un collecteur cylindrique ( Yao et al. 1971) dans (McDowell-Boyer 1986) .....	15
Figure 2.3: Différentes configurations de blocage et seuils associés du rapport ( $d_p/d_g$ ) ( Herzig et al., 1970) .....	16
Figure 2.4: Blocage d'une particule dans un volume mort (Tien (1989)) .....	17
Figure 2.5: Différents types de sites de rétention (Herzig,1970) .....	19
Figure 2.6: Transport des colloïdes vers la zone vadose (Mc Carthy et Zachara1989) ....	21
Figure 2.7: Présentation schématique de transport de particules facilité des contaminants dans les milieux poreux (Kretzschmar, 1999) .....	22
Figure 2.8: Figure montre le transport facilité de polluants dans un aquifer .....	22
Figure 2.9: Rupture d'un barrage expérimental en terre (Höeg et al, 2004 Bendahmane2005) .....	24
Figure 2.10 : Rupture par érosion interne le long de la conduite de vidange à SAIT- GERVAIS D'Auvergne le 15 janvier 2001 (poly-de-Dome) photo CEMAGREF Aix-en – provence .....	24
Figure 2.11: Un schéma présente le principe de colmatage .....	24
Figure 2.12: Un schéma montre la production pétrolière .....	25
Figure 2.13: Différents procédés de filtration .....	27
Figure 3.1: Facteurs influençant la dispersion longitudinale à l'échelle du pore (Fetter, 1994) .....	32
Figure 3.2: Répartition des différents régimes d'un déplacement miscible (Pfannkuch, 1963) .....	35
Figure 3.3: Effet du processus de convection-dispersion sur le comportement d'un panache (Besnard, 2003) .....	36
Figure 3.4: Discrétisation du domaine d'étude .....	41
Figure 3.5: Schéma représentant le principe des méthodes numériques .....	41

Figure 3.6: Organigramme simplifié de résolution numérique.....	43
Figure 4.1: Profil de concentration (Courbes de la concentration le long du tube pour différents temps - même concentration à vitesses différentes) .....	46
Figure 4.2: Evolution de la concentration relative ( $C/C_0$ ) en fonction du volume de pore-Influence de la vitesse de Darcy sur la restitution ((a) pour les particules en Suspension, (b) pour le traceur dissous). .....	48
Figure 4.3: Evolution de la concentration relative ( $C/C_0$ ) en fonction de temps des deux traceurs pour les trois vitesses : (a) particules en suspension, (b) traceur dissous .....	49
Figure 4.4: Comparaison des courbes de restitution obtenues par traçage avec le traceur dissous par rapport à celles obtenues avec les particules en suspension pour les différentes vitesses. ....	51
Figure 4.5: Effet de la concentration injectée sur la restitution des particules .....	52
Figure 4.6: Evolution de la concentration relative en fonction du volume pore. (Variation des vitesses de Darcy pour les cinq milieux poreux: effet de porosité).....	54
Figure 4.7: Comparaison du comportement de transport des particules en fonction de la vitesse de Darcy (entre l'expérimental et numérique).....	57
Figure 4.8: Comparaison du comportement de transport du traceur dissous en fonction de la vitesse de Darcy (entre l'expérimental et numérique) .....	59
Figure 4.9: Les courbes de restitutions expérimentales des particules en suspension.....	59
Figure 4.10: Calage des courbes numériques .....	63

## LISTE DES PRINCIPAUX SYMBOLES ET NOTATIONS

- $g$  : Accélération de la pesanteur [ $L.T^{-2}$ ],
- $K_{dep}$  : Coefficient de la cinétique de dépôt [ $T^{-1}$ ],
- $S$  : Coefficient d'emménagement [ $L$ ],
- $S_S$  : Coefficient d'emménagement spécifique [ $L$ ],
- $D$  : Coefficient de diffusion brownienne [ $L^2/T$ ],
- $D_0$  : Coefficient de diffusion moléculaire (utilisé aussi  $D^*$ ) [ $L^2.T^{-1}$ ],
- $D_{mp}$  : Coefficient de diffusion moléculaire dans le milieu poreux [ $L^2.T^{-1}$ ],
- $D_L$  : Coefficient de dispersion hydrodynamique longitudinale [ $L^2.T^{-1}$ ],
- $D_T$  : Coefficient de dispersion hydrodynamique transversale [ $L^2.T^{-1}$ ],
- $D'_L$  : Coefficient de dispersion longitudinale [ $L$ ],
- $D'_T$  : Coefficient de dispersion transversale [ $L$ ],
- $D'$  : Coefficient de la dispersion cinématique [ $L$ ],
- $K$  : Coefficient de perméabilité [ $LT^{-1}$ ],
- $K_r$  : Coefficient de relargage des particules [ $T^{-1}$ ],
- $C$  : Concentration [ $M.L^{-3}$ ],
- $C_f$  : Concentration finale [ $M.L^{-3}$ ],
- $C_0$  : Concentration initiale [ $M.L^{-3}$ ],
- $K_B$  : Constante de Boltzman,
- $H$  : Constante de Hamaker [ $J$ ],
- $\varepsilon$  : Constante diélectrique [-],
- $Q$  : Débit d'écoulement [ $L^3.T^{-1}$ ],
- $S_r$  : Degré de saturation [%][ $-$ ],
- $d_p$  : Diamètre de la particule [ $L$ ],
- $dg$  : Diamètre des grains [ $L$ ],
- $d_{50}$  : Diamètre moyen des grains [ $L$ ],
- $\alpha_L$  : Dispersivité longitudinale [ $L$ ],
- $\alpha_T$  : Dispersivité transversale [ $L$ ],
- $x$  : Distance de transport [ $L$ ],
- $\delta$  : Distance entre les deux surfaces de sphères (particule-surface solide du milieu poreux) [ $L$ ],

$K_D^{-1}$  : Epaisseur de la double couche [L],  
 $R$  : Erreur de consistance [-],  
 $\varepsilon_i$  : Erreur de consistance d'un schéma numérique [-],  
 $\delta(t)$  Fonction de Dirac en temps [T<sup>-1</sup>],  
 $F_I$  : Force d'inertie [N],  
 $F_G$  : Force de gravité [N],  
 $F_{dc}$  : Force de la double couche [N],  
 $F_H$  : Force hydrodynamique [N],  
 $F_{vdw}$  : Forces d'attraction de Van der Waals [N],  
 $i$  : Gradient hydraulique [L. L<sup>-1</sup>],  
 $r_g$  : Longueur caractéristique du collecteur [L],  
 $l$  : Longueur de l'écoulement [L],  
 $L$  : Longueur de matériau [L],  
 $M$  : Masse [M],  
 $m_p$  : Masse de la particule [M],  
 $m$  : Masse du traceur injectée [M],  
 $\rho_d$  : Masse volumique de la matrice solide [M.L<sup>-3</sup>],  
 $\rho_w$  : Masse volumique de l'eau [M. L<sup>-3</sup>],  
 $\rho_p$  : Masse volumique de la particule [M. L<sup>-3</sup>],  
 $\rho$  : Masse volumique du fluide [M. L<sup>-3</sup>],  
 $Pe$  : Nombre de pecllet [-],  
 $Pe_d$  : Nombre de pecllet de diffusion [-],  
 $Re$  : Nombre de Reynolds [-],  
 $N_{ST}$  : Nombre de Stokes [-],  
 $\bar{L}$  : Opérateur discrétisé en temps et en espace en différences finie[-],  
 $\Delta x$  : Pas de discrétisation en espace [L],  
 $k$  : Perméabilité intrinsèque [L<sup>2</sup>],  
 $\Delta h$  : Perte de charge [L],  
 $\omega_c$  : Porosité cinématique [-],  
 $\omega$  : Porosité totale [-],  
 $\phi$  : Potentiel de l'eau [M.L<sup>-1</sup>.T<sup>-2</sup>],  
 $\zeta_p$  : Potentiel zêta de la particule[-],  
 $\zeta_m$  : Potentiel zêta du collecteur [-],

- $r_p$  : Rayon de la particule [L],  
 $S$  : Section de l'échantillon normale (de la colonne) [L<sup>2</sup>],  
 $T$  : température [° K],  
 $t$  : temps [T],  
 $t_c$  : temps de transfert par convection pure [T],  
 $t_r$  : Temps moyen de résidence [T],  
 $\overline{\overline{D}}$  : Tenseur de dispersion,  
 $\overline{\overline{K}}$  : Tenseur de perméabilité [-],  
 $\nu$  : Viscosité cinématique du fluide [L<sup>2</sup>.T<sup>-1</sup>],  
 $\mu$  : Viscosité dynamique de fluide [M.L<sup>-1</sup>.T<sup>-1</sup>],  
 $U$  : Vitesse d'écoulement du fluide (de Darcy) [L.T<sup>-1</sup>],  
 $U_s$  : Vitesse de sédimentation [L.T<sup>-1</sup>],  
 $u_x$  : Vitesse du fluide au centre de la particule [L.T<sup>-1</sup>],  
 $u$  : Vitesse effective [L.T<sup>-1</sup>],  
 $u$  : Vitesse interstitielle moyenne au centre de la particule [L.T<sup>-1</sup>],  
 $V_{inj}$  : volume de la solution du traceur injectée [L<sup>3</sup>],  
 $V_s$  : Volume des grains solides [L<sup>3</sup>],  
 $V_p$  : Volume des pores [L<sup>3</sup>],  
 $V_v$  : Volume des vides [L<sup>3</sup>],  
 $V_{vm}$  : volume des vides occupé par un fluide mobile [L<sup>3</sup>],  
 $V_t$  : Volume total [L<sup>3</sup>],

## INTRODUCTION GENERALE

Les matières en suspension jouent un rôle déterminant dans la contamination des sols et des aquifères et représentent ainsi une menace pour l'environnement et la santé humaine. Elles peuvent jouer le rôle de véhicule de polluants si elles sont transportées facilement dans l'écoulement ou au contraire devenir un frein à cette migration dans le cas de dépôt dans le milieu poreux. Le transport de particules en milieu poreux concerne différentes applications. On peut citer par exemple l'industrie pétrolière et les problématiques de colmatage des réservoirs, l'érosion interne des ouvrages hydrauliques en terre etc.

Depuis les années 70, le transport et le dépôt des particules colloïdales ont été largement étudiés à cause de leur abondance dans les sous-sols et leur propriété physique (grande surface spécifique) qui leur confère une forte capacité d'adsorption et une faible vitesse de sédimentation. Les études dédiées au transport des particules en suspension sont très peu nombreuses.

Beaucoup de travail reste à faire dans le domaine du transport de particules solides en général et particules en suspension en particulier, étant donné le peu d'études existants sur les mécanismes de leurs transports et dépôt. Cette étude est particulièrement focalisée sur le transport et dépôt de particules en suspension dans un milieu poreux granulaire saturé, fortement perméable, en une simulation de ce phénomène. Les différents facteurs pris en considération sont :

- 1) la vitesse d'écoulement (tout en restant dans le domaine de validité de la loi de Darcy),
- 2) la concentration,
- 3) la structure du milieu poreux.

Compte tenu de la nature et de la taille des particules utilisées, les processus de rétention des particules au cours du transport sont principalement mécaniques et liés :

- (i) à la variation des pressions exercées sur les particules,
- (ii) au rapport de taille entre les pores du milieu et les particules transportées et,
- (iii) au comportement hydrodynamique des particules (morphologie et vitesse de chute par exemple).



La modélisation théorique envisagée dans le cadre de cette étude, a pour but de simuler de façon simple et rapide, et avec une précision acceptable, le transport et dépôt des particules en suspension se déroulant au sein d'un milieu poreux saturé et s'articule autour de deux parties:

La première partie concerne l'étude bibliographique. On s'intéresse, en premier lieu, dans le chapitre 1, aux rappels des principales grandeurs physiques caractérisant un milieu poreux, les théories d'écoulement d'eau, ainsi que la nature des particules en suspension.

Le deuxième chapitre est consacré à la théorie de transport et aux mécanismes intervenant dans la migration des matières en suspension à travers le milieu poreux. La fin de ce chapitre est consacrée à une synthèse de l'ensemble des domaines d'applications qui intéressent ce sujet.

La deuxième partie comporte deux chapitres. Le troisième chapitre traite la modélisation et la résolution numérique des équations régissant le transport des particules en suspension à l'aide de la méthode des lignes.

Le quatrième chapitre, sera consacré aux résultats et discussions. Nous insisterons notamment sur l'influence des paramètres susceptibles de modifier la cinétique du processus de transport et de dépôt. Pour chaque vitesse d'écoulement, les résultats des simulations seront comparés aux résultats expérimentaux disponibles dans la littérature.

Nous terminerons ce travail par une conclusion générale sur les résultats obtenus et les perspectives qui en découlent.

*Partie I*

***BASES THEORIQUES ET BIBLIOGRAPHIE***

## ECOULEMENT ET TRANSPORT DE MASSE EN MILIEU POREUX

### 1.1. INTRODUCTION

Nous nous proposons dans ce premier chapitre de donner des notions concernant le milieu poreux et de présenter quelques approches permettant de décrire les grandeurs physiques régissant les phénomènes de transfert dans les milieux poreux. Une description phénoménologique des particules en suspension fait l'objet de ce chapitre.

### 1.2. NOTIONS CONCERNANT LE MILIEU POREUX

#### 1.2.1. Définition d'un milieu poreux

Un milieu poreux est un squelette ou « matrice poreuse », à l'intérieur duquel s'écoule un (ou plusieurs) fluide(s) (gaz ou liquide) en une (ou plusieurs) phase(s). Dans le cas des applications de mécanique des sols et des roches, le milieu poreux étudié peut être un massif de sol naturel (diffusion de polluants, infiltration, écoulement et rabattement de nappe), un massif autour d'un ouvrage (fondation, tunnel, rideau de palplanches, paroi moulée, etc.) ou d'un sol d'apport (digues et barrages en terre, remblai, etc.).

Un milieu poreux peut se présenter sous plusieurs formes :

- Non consolidés : sables, grains, coton,...
- Consolidé formé de grains ou de fibres cimentées entre eux (roches, briques, bétons...)
- Saturé : contenant une seule phase fluide
- Non saturé : contenant plusieurs phases fluides

Le sol est un mélange des trois éléments (figure 1.1) ;

- Des grains solides (squelette du sol).
- De l'eau.
- De l'air (ou de gaz).

Lorsque l'eau remplit tous les vides (pas d'air), on dit que le sol est saturé et le degré de saturation  $S_r = 100 \%$ .

Dans le cas contraire, le sol est non saturé et  $S_r < 100 \%$ .

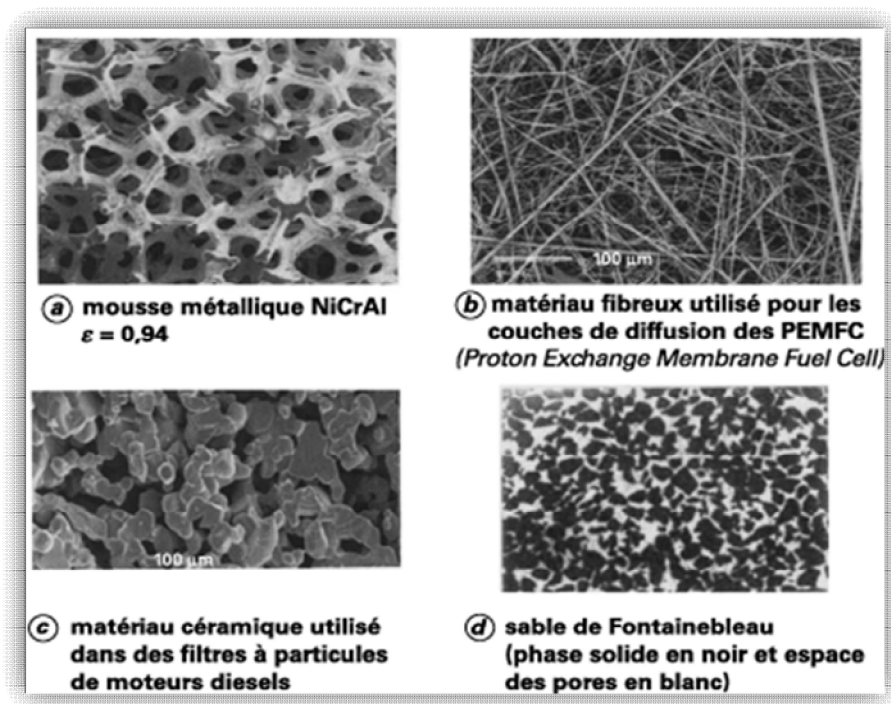


Figure 1.1 : Microphotographies des milieux poreux

### 1.2.2. Milieu poreux saturé

Un milieu poreux saturé où la phase gazeuse est totalement absente, l'eau sature complètement le milieu et occupe tous les pores. D'où l'ajout d'une petite quantité d'eau même minime peut modifier de façon drastique les propriétés électriques du milieu poreux. Ce sont principalement le type d'eau contenu dans les pores des sols et le degré de saturation qui contrôle l'influence du réseau poreux sur les propriétés électriques du milieu [Bezzar, 2009].

### 1.2.3. Isotropie et anisotropie

Un milieu est dit isotrope lorsque ses caractéristiques sont constantes dans les trois directions de l'espace. Dans le cas contraire, il est anisotrope.

### 1.2.4. Homogénéité et hétérogénéité

Un milieu poreux est qualifié d'homogène s'il présente, en tous points dans un même sens des caractéristiques constantes. Dans le cas contraire, le milieu est hétérogène.

Un milieu homogène peut être isotrope ou anisotrope, un milieu hétérogène est toujours anisotrope.

## 1.3. GRANDEURS PHYSIQUES

### 1.3.1. La porosité

La porosité totale,  $\omega$ , correspond au volume total occupé par les vides divisé par le volume totale du milieu poreux :

$$\omega = \frac{V_v}{V_t} = \frac{V_t - V_s}{V_t} \quad (1.1)$$

$V_t$  : Volume total(ou apparent),

$V_v$  : Volume des vides (ou volume des pores) entre les grains solides,

$V_s$  : Volume des grains solide.

On distingue deux grands ensembles de porosité: la porosité de fractures correspondant aux fissures, fractures et diaclases dans les roches, et la porosité d'interstice qui correspond aux vides subsistant autour de particules minérales solides. Les porosités dépendent essentiellement de, la forme des grains (sphériques, allongée, angulaires), la distribution des tailles et de l'intensité de la cimentation de la roche.

Pour un milieu poreux saturé, on définit aussi **une porosité cinématique** ou effective notée  $\omega_c$ . Cette porosité est liée à la circulation du fluide dans le milieu et non au pourcentage du volume occupé par la phase liquide. L'existence de pores non connectés ou de phénomènes d'adhésion de l'eau à la phase solide ont un effet limitatif sur l'écoulement du fluide et sont responsables d'une porosité cinématique (effective) inférieure à la porosité totale.

$$\omega_c = \frac{V_{vm}}{V_t} \quad (1.2)$$

$V_{vm}$  : volume des vides occupé par un fluide mobile

$V_t$  : volume total

En général  $\omega_c$  varie entre 0.25 et 0.45 en fonction du milieu poreux.

### 1.3.2. La perméabilité

La perméabilité est le coefficient de proportionnalité  $K$  entre la vitesse de décharge et le gradient hydraulique et à la dimension d'une vitesse (on l'exprime souvent en cm/s). La perméabilité est l'aptitude d'un milieu poreux à transmettre de l'eau ou d'autres fluides sous l'effet d'un gradient hydraulique. Le coefficient de perméabilité tel qu'on l'utilise généralement dépend non seulement des propriétés du matériau poreux (de la granulométrie du sol, de sa nature et de sa structure) mais aussi du fluide (viscosité). Il est communément admis que la perméabilité augmente avec la taille des grains.

La perméabilité est mesurée par deux paramètres :

- Le coefficient de perméabilité.
- La perméabilité intrinsèque.

\* **Le coefficient de perméabilité** : noté  $K$ , est définie par la loi de Darcy. C'est le volume d'eau gravitaire en  $m^3$  traversant en une unité de temps (une seconde), sous l'effet d'une unité de gradient hydraulique, une unité de section en  $m^2$  orthogonale à la direction de l'écoulement. Il a la dimension d'une vitesse et s'exprime en m/s.

\* **La perméabilité intrinsèque** : ( la perméabilité géométrique), noté  $k$ , est le volume de liquide en  $m^3$  d'unité de viscosité cinématique traversant en une unité de temps (en seconde), sous l'effet d'une unité de gradient hydraulique, une unité de section (en  $m^2$ ) orthogonale à la direction d'écoulement. Elle s'exprime en  $m^2$  ou en Darcy.

### 1.3.3. Le coefficient d'emménagement

Le coefficient d'emménagement, noté  $S$ , sans dimension, est le rapport du volume d'eau libéré (déstocké) ou emmagasiné, par unité de surface de l'aquifère en  $m^2$  à la variation de la charge hydraulique,  $\Delta h$ , correspondante.

\* **Le coefficient d'emmagasinement spécifique:** noté  $S_s$  exprimé en unité de volume d'eau libéré ou emmagasiné par unité de volume de l'aquifère en  $m^3$  sous l'action d'une variation unitaire de la charge hydraulique,  $\Delta h$ .

On peut dire comme le signal [Castany, 1998], que dans l'aquifère à nappe libre, le coefficient d'emmagasinement est égal, en pratique, à la porosité efficace.

### 1.3.4. La Charge hydraulique

La charge hydraulique représente l'énergie de l'eau du milieu poreux. La relation entre le potentiel total de l'eau du milieu poreux et la charge totale H est donnée par :

$$H = \frac{\phi}{\rho_w \cdot g} \quad (1.4)$$

$\phi$  : Potentiel de l'eau,

$\rho_w$  : masse volumique de l'eau,

$g$  : la pesanteur.

## 1.4. ECOULEMENT EN MILIEU POREUX SATURE

La complexité de la structure des sols fait que l'étude de l'écoulement de l'eau dans un volume de sol ne peut se faire à l'échelle des pores. La difficulté de décrire les chemins d'écoulement, influencés par la variabilité des dimensions et des formes des pores microscopiques, a conduit à introduire la notion du volume élémentaire représentatif. Il s'agit d'un volume de sol suffisamment réduit pour que l'écoulement y soit considéré comme étant régulièrement réparti. Ainsi, il a été possible de proposer une loi décrivant ce processus de manière satisfaisante.

### 1.4.1. Loi de Darcy

Proposée initialement pour les milieux poreux saturés, elle est valable pour les écoulements laminaires, c'est-à-dire lorsqu'il y a une proportionnalité entre le flux et le gradient de charge hydraulique, hypothèse valable pour la quasi totalité des sols selon [Hillel, 1988 cité par Adel abdallah, 1999].

- **Expérience de Darcy**

Darcy (1856) a proposé, pour décrire les écoulements unidimensionnels, la relation suivante:

$$\frac{Q}{S} = K \frac{H_1 - H_2}{l} \quad (1.5)$$

On constate que le débit  $Q$  par unité d'aire est proportionnel à  $(H_1 - H_2)$  et inversement proportionnel à la longueur  $l$  de l'écoulement, cette relation reste valide tant que  $\frac{H_1 - H_2}{l}$  reste limitée. C'est cette expérience qui a permis à Darcy de proposer sa loi :

$$v = -Ki \quad (1.6)$$

Avec

$v$  : Vitesse de décharge (c'est le débit traversant une section unité) ;

$i$  : Gradient hydraulique dans le sens de l'écoulement [ $L \cdot T^{-1}$ ] ;

$K$  : Coefficient de perméabilité de Darcy du sol qui a la dimension d'une vitesse. Il caractérise à la fois le sol et le liquide filtrant, appelé aussi conductivité hydraulique [ $LT^{-1}$ ]

$Q$  : Débit d'écoulement, mesuré à la sorti [ $L^3 \cdot T^{-1}$ ] ;

$(H_1 - H_2)$  : Perte de charge de l'écoulement [ $L$ ] ;

$l$  : longueur de l'écoulement;

$S$  : Section de l'échantillon normale à la direction de l'échantillon

Le coefficient de perméabilité  $K$  dépend de la perméabilité intrinsèque du milieu et de la viscosité dynamique du fluide traversant le milieu poreux. Il est donné par la relation suivante :

$$K = \frac{k \rho \cdot g}{\mu} \quad (1.7)$$

$k$  : la perméabilité intrinsèque [ $L^2$ ]

$\rho$  : la masse volumique du fluide [ $M \cdot L^{-3}$ ]

$g$  : l'accélération de la pesanteur [ $L \cdot T^{-2}$ ]

$\mu$  : La viscosité dynamique de fluide [ $M \cdot L^{-1} \cdot T^{-1}$ ]

La conductivité hydraulique  $K$  est le paramètre qui permet de quantifier la faisabilité de l'écoulement d'un fluide dans un milieu. Ce paramètre est fonction des caractéristiques du milieu, mais aussi de la viscosité et de la masse volumique du fluide qui y circule.

**La conductivité hydraulique saturée** est une caractéristique à la fois du sol et du liquide et dépend aussi bien de la dimension, de la forme et de l'interconnexion des pores du sol, que de la masse volumique et de la viscosité du fluide [Adel abdallah, 1999].



Pour un milieu poreux anisotrope, la conductivité hydraulique est représentée par un tenseur à neuf éléments [Bear, 1979]

$$\underline{\underline{K}} = \begin{pmatrix} K_{xx} & K_{xy} & K_{xz} \\ K_{yx} & K_{yy} & K_{yz} \\ K_{zx} & K_{zy} & K_{zz} \end{pmatrix}$$

Dans le cas d'un milieu anisotrope avec les axes principaux d'anisotropie parallèles aux axes du système de coordonnées, le tenseur est diagonal. Généralement les valeurs de K sont comprises entre  $10^{-9}$  et  $10^{-2}$  m/s [Bear, 1979].

#### 1.4.2. Vitesse de Darcy et vitesse de pore

La vitesse moyenne  $u$  du fluide participant à l'écoulement est appelée vitesse effective ou encore vitesse moyenne de pore. Elle diffère fondamentalement de la vitesse apparente de Darcy  $U$  qui est une vitesse fictive ramenée à la section  $\Delta S$ , et conduisant au même débit. Entre ces deux vitesses, existe la relation :

$$u(\omega_c \Delta S) = U \Delta S = Q \quad (1.8)$$

où  $Q$  est le débit transitant par le tube de courant, d'où :

$$u = \frac{U}{\omega_c} \quad (1.9)$$

$U$  : vitesse de Darcy

$\omega_c$  : porosité cinématique

$u$  : vitesse effective

#### 1.4.3. Domaine de validité de la loi de Darcy

On s'est aperçu rapidement que la loi de Darcy n'était plus valable dans le domaine des vitesses élevées. Quand on augmente la perte de charge dans un perméamètre jusqu'à des valeurs relativement élevées, on constate une déviation par rapport à la loi de Darcy (le débit croît rapidement). Cette déviation se manifeste d'autant plus vite que la granulométrie du sol devient plus grossière.

De même, la loi de Darcy n'est plus applicable pour les sols très peu perméables (argiles). (Harr ; 1962) a suggéré dans ce cas l'existence d'un gradient initial en dessous duquel il n'y a pas d'écoulement.

La loi de Darcy n'est valable que dans les conditions suivantes :

- Milieu homogène isotrope ;
- Ecoulement en régime laminaire ;
- Ecoulement permanent.

Le nombre de Reynolds en milieu poreux est défini par :

$$\text{Re} = \frac{U_{d50}}{\nu} \quad (1.10)$$

Avec :

$d_{50}$  : le diamètre moyen des grains

$\nu$  : la viscosité cinématique du fluide.

De nombreuses études ont montré que la loi de Darcy est applicable tant que le nombre de Reynolds ( $Re$ ) ne dépasse pas une certaine limite (entre 1 et 10) où la vitesse d'écoulement influe directement sur ce nombre [Bear, 1979] et [Marsily, 1981].

## 1.5. PARTICULES EN SUSPENSION

Les particules en suspension sont d'une manière générale les fines particules solides non dissoutes. La présence de matières non dissoutes dans l'eau engendre ce qu'on appelle la turbidité. Ces matières peuvent être des émulsions, des colloïdes ou des particules en suspension.

Les origines des particules en suspension sont nombreuses et diverses. Elles sont généralement le produit de l'érosion mécanique des sols et des lits fluviaux. Elles peuvent provenir aussi de la dislocation de la matrice poreuse due à des changements de pH ou de potentiel redox ou à tout changement physicochimique du milieu. La fragmentation de la roche mère sous l'effet d'actions érosives internes, dues par exemple à des pompages, peut constituer une source de particules dans le milieu poreux [Rousseau, 2003].

Ces particules élémentaires peuvent être classées selon leur composition aussi en particules minérales ou en particules organiques. La quantification de ces particules se fait par une mesure optique utilisant de nombreux systèmes. Afin de contrôler l'éventuelle fixation des matières en

suspension au sein du milieu poreux, il est nécessaire de mesurer la concentration massique en particules. Les particules peuvent avoir des tailles allant d'une fraction de millimètre jusqu'à quelques nanomètres. La gamme de tailles de particules typiques est présentée sur la figure 1.2 avec quelques indications associées.

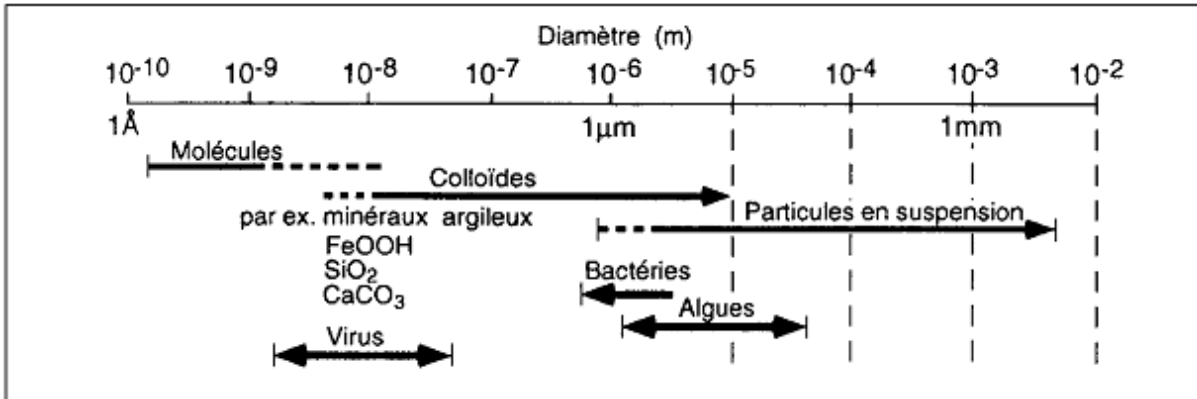


Figure 1.2 : Répartition de la taille des particules dans les eaux naturelles (Mc Carty, 1989).

Les tailles limites qui déterminent si une particule est particule en suspension ou particule colloïdale sont graduelles selon les auteurs et néanmoins arbitraires. Cependant la définition la plus courante des particules colloïdales situe leur taille entre 1 nm et 1 µm. Cette limite plutôt arbitraire, peut être largement justifiée (Elimelech et al.1995) par les éléments suivants :

- le plus souvent les particules sont observées à l'aide d'un microscope optique et il est très difficile de distinguer les particules plus petites (inférieures à 0,5 µm) que la longueur d'onde de la lumière ordinaire. Ainsi les particules colloïdales, comme définies ci-dessus, sont largement invisibles sous microscope optique, alors que les *particules en suspension* sont facilement observables.
- la vitesse de sédimentation dépend du diamètre au carré de la particule, et les particules inférieures à 1µm tendent à se décanter très lentement. Ainsi les particules colloïdales restent longtemps à l'état dispersé, alors que les *particules en suspension* se déposent très rapidement sous l'effet de la gravité.
- La surface spécifique des particules (surface par unité de masse ou de volume) est inversement proportionnelle à la taille des particules. Les processus qui se développent en surface, notamment l'adsorption, deviennent plus significatifs pour les petites particules, et 1 µm est la taille au dessous de laquelle les effets de surface commencent à prédominer.
- Certaines interactions entre particules, souvent connues sous le nom d'interactions colloïdales ou forces de surface, sont proportionnelles à la taille de la particule. Les forces

externes telles que celles qui surviennent sous les effets gravitationnels et hydrodynamiques dépendent plus fortement de la dimension de la particule. Par exemple, la force d'attraction gravitationnelle est proportionnelle à la masse de la particule et donc à sa dimension au cube. Les forces hydrodynamiques, qui résultent de l'écoulement, dépendent de la dimension de la particule au carré. Il s'ensuit que, plus la taille de la particule est petite, plus l'interaction colloïdale devient relativement significative par rapport aux forces externes. Encore, la limite  $1\mu\text{m}$  est le diamètre commode.

La mobilisation des particules dans les sous sols est due aux perturbations physico-chimiques telles que l'augmentation du pH de l'eau. et de sa salinité [Grolimund, 2001] ou l'augmentation de la vitesse d'écoulement par un pompage par exemple [Gruesbeck, 1982]. Dans l'alimentation artificielle des aquifères et la prospection pétrolière, il est possible que l'injection rapide de l'eau produise un cisaillement hydrodynamique qui mobilise les particules se trouvant à côté des puits [Ryan, 1996]. Cet effet peut être un souci dans beaucoup d'essais sur le terrain dans le transport de particules, car les injections rapides pour un essai peuvent mobiliser les particules naturellement immobiles ou les particules injectés et attachés dans les essais précédents.

## 1.6. CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons défini les grandeurs physiques intervenant dans les phénomènes de transport de masse dans les milieux poreux, les théories d'écoulement d'eau et la théorie de transport de solutés, ainsi la nature des particules en suspension. Le chapitre suivant est consacré à la modélisation du phénomène de transport des particules en suspension dans un milieu poreux saturé, Dans la suite la résolution du système d'équation du transport par une approche numérique sera exposée.

## Chapitre 2

### MECANISME DE MOBILISATION ET DE CAPTURE DES

### PARTICULES EN SUSPENSION

#### 2.1. INTRODUCTION

Les mécanismes de transport de colloïdes dans un milieu poreux ont été largement étudiés. Le transport de particules dans les formations géologiques superficielles n'a suscité l'attention que depuis quelques années. Comprendre le transfert des particules en suspension dans un milieu poreux a une grande implication sur la réduction du risque de contamination des ressources hydriques. Le transport de particules en suspension joue un rôle important dans des domaines aussi divers que l'industrie (filtration, chromatographie, traitement de l'eau), les sciences de la terre, le génie civil (hydrogéologie, environnement, érosion interne) etc.

La mobilité des particules dans le sol peut d'une part favoriser, voire accélérer, la propagation des polluants vers les nappes souterraines [Ryan, 1996]. D'autre part, elle peut mener à l'instabilité et même à la rupture d'ouvrages hydrauliques. L'érosion interne est encore aujourd'hui un mode de rupture des barrages ou de leurs fondations.

Le transport et le dépôt des particules en suspension dans un milieu poreux dépendent de mécanismes liés à l'environnement physico-chimique mais aussi à la taille et la nature des particules. Lorsque la dimension des particules dépasse 10  $\mu\text{m}$ , les effets physico-chimiques deviennent négligeables par rapport aux effets hydromécaniques [Gohr, 1999 cité par Benamer et al., 2005]. Plusieurs restrictions peuvent s'imposer au transport des particules en suspension:

L'obstruction des pores par des particules de dimension plus grande, la filtration, le dépôt dans le milieu poreux lorsque les forces de gravité deviennent dominantes. La migration des matières organiques et dissoutes est régie par la convection, la dispersion et les échanges physico-chimiques avec le milieu.

Deux phénomènes, autres que la convection et la dispersion, sont importants dans l'étude du transport des particules : dépôt et détachement des particules au cours du transport.

## 2.2. FORCES EN PRESENCE

Le procédé de filtration de suspensions dans un milieu poreux est un phénomène complexe à cause des divers mécanismes mis en jeu et des forces agissant sur les particules. L'importance relative de ces forces dépend de la taille caractéristique des particules à filtrer, les actions de certaines forces peuvent être négligées. Pour des particules dont le diamètre est supérieur à 10  $\mu\text{m}$ , l'influence des forces hydrodynamiques est prédominante sur celle des forces physico-chimiques (filtration mécanique). Pour les particules plus petites que 1  $\mu\text{m}$ , ce sont les forces physico-chimiques qui l'emportent sur les forces hydrodynamiques (filtration physico-chimique). [Elimelech et al, 1990].

L'étude de ces mécanismes divise en donne deux groupes des forces suivant la situation à considérer [Herzig, 1970] :

- ✓ les forces hydrodynamiques et mécaniques
- ✓ les forces physico-chimiques.

### 2.2.1. Forces hydrodynamiques et mécaniques

Dans le cas de la filtration hydrodynamique et mécanique, les forces à prendre en compte sont les suivantes :

#### 2.2.1.1. Force hydrodynamique (traînée)

L'expression de la force hydrodynamique  $F_H$  qui s'applique sur une particule dans le cas d'un fluide newtonien et d'un écoulement laminaire qui agit sur une particule sphérique sur un plan a été calculée par [Goldman et al.1967], et s'écrit sous la forme suivante :

$$F_H = 32(\mu u_x r_p) \quad (2.1)$$

Où  $\mu$  est la viscosité dynamique du fluide

$u_x$  : La vitesse du fluide au centre de la particule

$r_p$ : Le rayon de la particule

Les forces qui interviennent dans l'équilibre des moments sur la particule attachée à la surface d'un pore sont [Ryan et al, 1996]: la force d'adhérence  $F_A$  normale à la surface, la force de traînée (frottement)  $F_D$  tangente à la surface et dirigée dans le sens de l'écoulement et la force de soulèvement  $F_L$  normale à la surface (Figure 2.1).

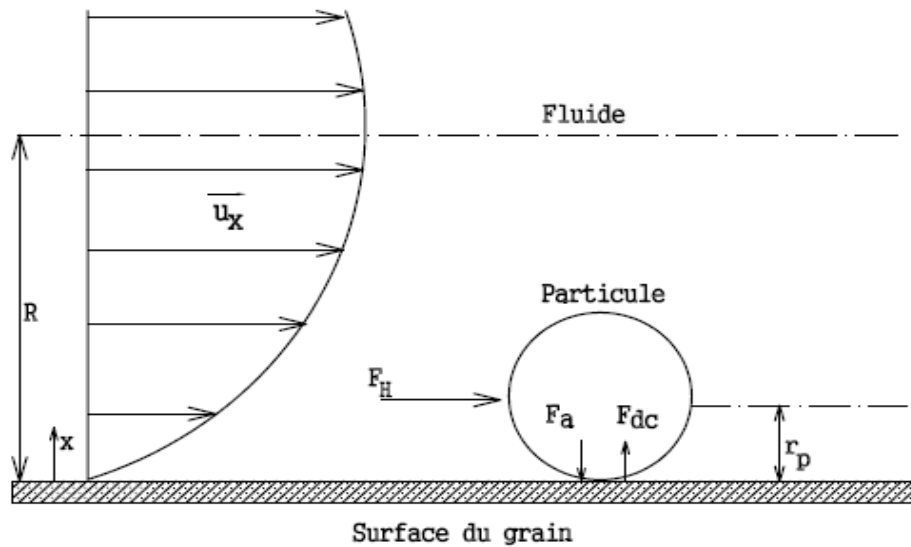


Figure 2.1 : Représentation schématique des forces d'interaction entre une panache soumise à un écoulement [Ochi, 1994].

### 2.2.1.2. Force de gravité

Les particules peuvent avoir une densité différente de celle du fluide. Dans ce cas, elles sont alors soumises à la sédimentation par l'action de la force de gravité.

La sédimentation peut être négligeable pour les particules peu denses et de petites tailles.

Le phénomène de sédimentation joue un rôle très important pour les particules de diamètres supérieures à  $25\mu\text{m}$  [Herzig, 1970]. La force de gravité  $F_G$  proportionnelle à la taille de la particule et à la différence de densité entre la particule et le fluide, s'écrit :

$$F_G = \frac{4}{3} \cdot \pi \cdot r_p^3 \cdot (\rho_p - \rho) \cdot g \quad (2.2)$$

Où  $g$  est l'accélération gravitationnelle,

$\rho_p$  et  $\rho$  Sont respectivement la masse volumique de la particule et la masse volumique du fluide.

### 2.2.1.3. Force d'inertie

Les particules ne peuvent pas suivre les lignes de courant à cause de leur inertie et elles dérivent et peuvent entrer directement en collision avec les grains pour être déposées.

L'expression de la force d'inertie  $F_I$  est approchée par la relation :

$$F_I = \frac{4}{3} \cdot \pi \cdot r_p^3 \cdot \rho_p \cdot \frac{du}{dt} \quad (2.3)$$

Ce type de mécanisme de dépôt lié à l'inertie des particules est régi par le nombre de Stokes

$$N_{ST} = \frac{m \cdot u_i}{6 \cdot \pi \cdot \mu \cdot r_p \cdot r_g} \quad (2.4)$$

Où  $r_g$ : Représente la longueur caractéristique du collecteur.

$m$  : La masse de la particule.

$u_i$  : La vitesse interstitielle moyenne au centre de la particule..

## 2.2.2. Forces physico-chimiques

### 2.2.2.1. Les forces de Van der Waals

Les forces d'attraction de Van der Waals, qui agissent entre deux particules ou entre la particule et la surface poreuse sont des forces d'interaction à courtes distances, de l'ordre de quelques centaines d'Angströms. La force d'attraction entre une particule et la surface poreuse [Spielman et Cukor, 1973], est donnée par l'équation suivante :

$$F_{vdw} = -\frac{H \cdot r_p}{6 \cdot \delta^2} \quad (2.5)$$

Où  $r_p$  : le rayon de la particule,

$H$  : la constante de Hamaker (elle est liée aux propriétés d'interaction entre les deux surfaces de sphères. sphères, de l'ordre de  $(10^{-19}$  à  $10^{-20})$  J pour toutes les phases condensées).

$\delta$  : la distance entre les deux surfaces de sphères (particule – surface solide du milieu poreux).

### 2.2.2.2. Les forces électrostatiques

Ces forces existent entre les particules et le milieu quand ils sont chargés (c'est l'interaction entre eux). Ces forces dépendent fortement de la force ionique de la solution. [Spielman et Cukor, 1973] donnent une approximation de la force de la double couche lorsque le collecteur est grand par rapport à la taille de la particule :

$$F_{dc} = \frac{\varepsilon \cdot r_p \cdot e^{-K_D} \cdot \delta \cdot \xi_m \cdot \xi_p}{2(1 + e^{-K_D} \cdot \delta)} \quad (2.6)$$

où  $F_{dc}$  : la force de la double couche

$\varepsilon$  : la constante diélectrique.

$\xi_m$  et  $\xi_p$  Sont le potentiel zêta de la particule et du collecteur respectivement,



L'épaisseur de la double couche, notée  $K_D^{-1}$ , s'écrit pour l'eau à 20°C comme suit :

$$K_D^{-1} = 3.10^{-8} \cdot 1^{\frac{1}{2}} \quad (2.7)$$

### 2.2.2.3. Les forces dues aux mouvements browniens

Les particules de taille inférieure au micron, pour lesquelles le nombre de Péclet de diffusion  $N_{Pe}$  est suffisamment faible sont soumises à la diffusion brownienne qui superpose à leur mouvement orienté vers l'écoulement un mouvement d'agitation thermique. Ces particules sont dites browniennes.

Pour les plus grosses particules, ces effets sont négligeables par rapport aux effets hydrodynamiques qui sont donc dominants.

## 2.3. MECANISME DE CAPTURE

Après la mobilisation des particules solides dans le milieu poreux sous l'un des effets discutés précédemment, elles seront transportées par le fluide et se déposent une autre fois plus loin dans le milieu poreux. Plusieurs mécanismes de dépôt dépendant de la nature des particules en suspension (forme et taille), des propriétés du fluide, ainsi que de la porosité du milieu (taille des pores, interconnexion entre pores) peuvent intervenir. La figure 2.2 englobe les mécanismes les plus importants qui interviennent dans le dépôt des particules.

On distingue six mécanismes de capture de particules dans un milieu granulaire [Herzig, 1970]. Ceux-ci vont être détaillés dans les paragraphes qui suivent.

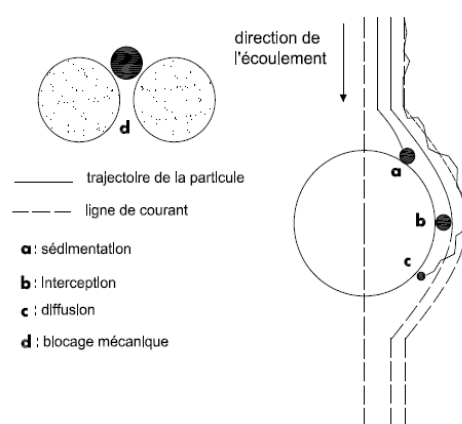


Figure 2.2 : Les principaux mécanismes de capture de particules. (a) blocage mécanique, (b) transport vers la surface d'un collecteur cylindrique (Yao et al., 1971 cité par McDowell, 1986).

### 2.3.1. Blocage mécanique

Le blocage mécanique se produit quand la taille des particules en suspension dans le fluide est plus grande que celle des pores. Le rapport  $d_p/d_g$  (diamètre des particules divisé par le diamètre des grains du milieu poreux). Ce phénomène se produit quand la taille des particules en suspension est plus grande que celle des pores figure 2.3. Le blocage mécanique (nommé aussi 'mechanical straining' dans la littérature anglo-saxonne) dépend du rapport ( $d_p/d_g$ ) entre le diamètre caractéristique des grains du milieu  $d_g$  et le diamètre des particules en suspension  $d_p$

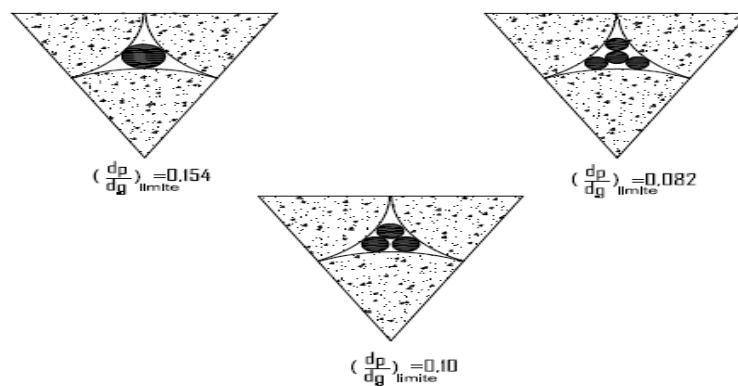


Figure 2.3 : Différentes configurations de blocage et seuils associés du rapport ( $d_p/d_g$ ) (Herzig et al., 1970).

La contribution du blocage mécanique à la rétention des particules durant leur transport dans les milieux poreux a reçu une attention relativement limitée. [Sakthivadivel 1969, cité par Mc Dowel, 1986] souligne que le blocage sous l'effet de la taille est le mécanisme le plus dominant pour un rapport  $d_g/d_p \leq 10$ . Dans ce cas toutes les particules restent bloquées pour former un cake externe. Pour  $d_g/d_p > 20$ , ce mécanisme peut être négligé et la réduction de la perméabilité reste limitée à de faibles valeurs. En se basant sur des considérations purement géométriques, [Herzig, 1970] ont trouvé que pour des constriction triangulaires formées par les trois tangentes de grains sphériques, il existe un diamètre limite au dessus duquel aucune particule ne peut pénétrer dans le milieu poreux. Cette limite est  $d_g/d_p = 6,5$ . Pour un blocage avec trois ou quatre particules, la limite est égale à 10 et 12,2 respectivement. Le blocage dans une telle constriction n'est pas nécessairement le résultat de l'arrivée simultanée de particules, mais peut se produire par une capture successive de particules dans les crevasses.

Des expériences plus récentes associant des milieux poreux bien calibrés ont donné un rigoureux rapport de  $d_{50}/d_p > 200$ , où le blocage mécanique est négligeable [Tufenkji, 2004].

L'importance du blocage mécanique peut être directement évaluée en comparant la taille des pores par rapport à la taille des particules. Les résultats des expériences récentes sur des micromodèles montrent que seules les particules de diamètre inférieur à 1,5 fois le diamètre des pores ne sont pas bloquées [Sirivithayapakorn et al., 2003]. [Maroudas et Eisenklam, 1964] insistent non seulement sur l'effet de taille des particules mais aussi sur leur forme. Ils remarquent expérimentalement que les particules angulaires engendrent un dépôt et une chute plus importante que dans le cas de particules sphériques.

### 2.3.2. Blocage d'une particule dans un volume mort

Il s'agit d'un type de capture qui concerne les particules de diamètre supérieur à 1 mm. Loin d'un obstacle, les trajectoires des particules sont confondues avec les lignes de courant. Près d'un obstacle, les lignes de courant changent de direction pour le contourner. A cause de leur inertie, les trajectoires des particules deviennent des lignes de courant, ces particules pouvant alors être interceptées par un collecteur puis se bloquer dans un volume mort (figure 2.4).

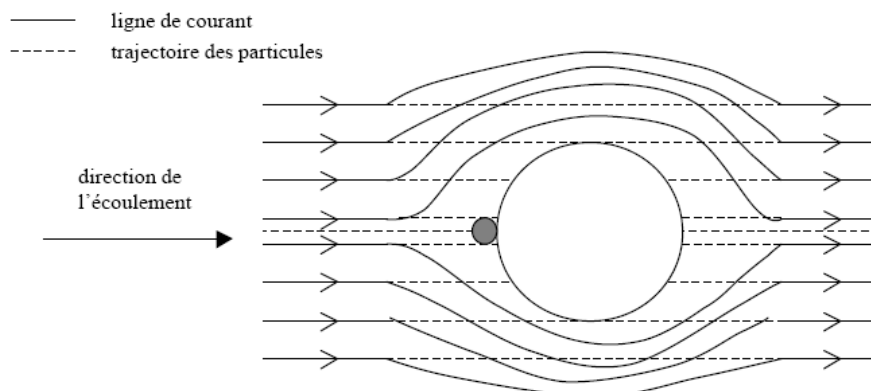


Figure 2.4 : Blocage d'une particule dans un volume mort [ Tien 1989].

### 2.3.3. Interception d'une particule sur un collecteur

Du fait de sa taille, une particule peut rencontrer un grain de la matrice appelée «collecteur » même si elle suit les lignes de courant qui contournent le collecteur (Figure 2.2)

### 2.3.4. Interception d'une particule par sédimentation

Lorsque la densité d'une particule est différente de celle du fluide, celle-ci va être déviée des lignes de courant dans le sens de la force de gravité.

La vitesse de sédimentation qui prend en compte la différence des densités  $\rho_p$  et  $\rho_f$ , la viscosité  $\mu$ , et le diamètre de la particule  $d_p$  est exprimé par la loi de Stokes.

$$U_s = \frac{g}{18\mu}(\rho_p - \rho_f)d_p^2 \quad (2.8)$$

En comparant l'importance de la sédimentation par rapport à la convection ( $U_s/U$ ), [Herzig, 1970] montre que la sédimentation n'est négligeable que pour les petites particules de taille inférieure ou égale au micron ( $1\mu\text{m}$ ) et ce, quelle que soit leur densité.

### 2.3.5. Diffusion brownienne

La diffusion brownienne peut emmener les particules à des sites de rétention qui ne sont pas desservis par l'écoulement [Herzig, 1970]. Cette diffusion peut aussi entraîner la capture des particules en mouvement dans d'autres sites desservis par l'écoulement. Le coefficient de diffusion peut être donné par la formule suivante :

$$D = \frac{K_B T}{3\pi\mu_a p} \quad (2.9)$$

D : le coefficient de diffusion brownienne ( $L^2/T$ ),

$K_B$  : la constante de Boltzman

T : la température ( $^\circ\text{K}$ ).

### 2.3.6. Déposition due aux forces électrostatiques

Parfois, le filtre et les particules sont chargés électriquement. Ces charges peuvent influencer sur la rétention des particules en suspension.

### 2.3.7. Constriction

Ce type de capture concerne les particules de taille inférieure à la taille de certains pores. Ces particules peuvent être captées car leurs tailles ne leur permettent pas de passer à travers certains pores.

## 2.4. SITES DE RETENTION

Il existe différents types de sites de rétention des particules en milieu poreux. Ces sites peuvent être associés aux différents modes de capture.

On distingue quatre types de sites de rétention :

- Les sites de surface : la particule est retenue sur la surface du grain du milieu poreux.
- Les sites de crevasse : la particule est coincée entre deux surfaces convexes de deux grains.
- Les sites de constriction : la particule ne peut pas pénétrer dans un pore de taille inférieure à sa propre taille.
- Les sites de caverne : la particule est retenue dans une poche formée de plusieurs grains.

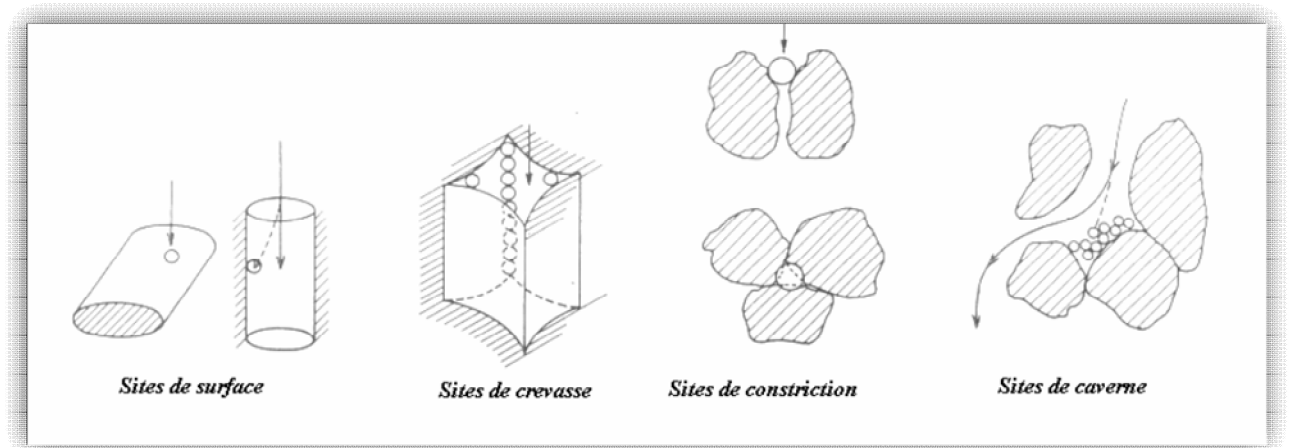


Figure 2.5 : Différents types de sites de rétention (Herzig, 1970).

## 2. 5. MODIFICATION DES PROPRIETES HYDRODYNAMIQUES DUE AU DEPOT DES PARTICULES

Le dépôt et/ou l'arrachement de particules peuvent modifier la structure du sol et donc induire des modifications dans ses propriétés hydrodynamiques (conductivité hydraulique, porosité cinématique ou effective). La mobilisation des particules fines attachées aux surfaces des grains crée une augmentation de l'espace poral du milieu, ce qui peut engendrer une augmentation de sa perméabilité. Cependant, ces particules peuvent se redéposer en aval du milieu poreux par les différents mécanismes de capture, et produire le colmatage des pores et ainsi réduire la perméabilité du milieu. De nombreuses études relatives à l'impact de la chute de perméabilité près de sites de pompage pétrolier ont été réalisées [Gruesbeck et al, 1982; Moghadasi et al, 2004a et 2004b]. La chute de perméabilité est due principalement au transport et au dépôt des particules fines mobilisées [Gruesbeck et al, 1982] et à l'effet de filtration du milieu poreux. [Abadzic et al, 2001] ont montré l'existence d'un débit d'écoulement critique au-delà duquel les particules sont arrachées puis redéposées dans le milieu gréseux provoquant une chute de la perméabilité. L'augmentation de la salinité du

fluide injecté, fait que le débit d'écoulement critique pour arracher les particules est grand et le déclin de la perméabilité est moindre. Cependant, la diminution de la salinité du fluide produit une diminution de la perméabilité indépendamment du débit. La diminution de perméabilité est importante parce que toutes les particules sont libérées en même temps. La redéposition des particules se produit simultanément sous les mécanismes de colmatage et la perméabilité diminue progressivement comme un processus séquentiel.

## 2.6. DOMAINE D'APPLICATION

Le transport de masse en général et des particules solides en particulier dans les milieux poreux intéresse beaucoup de champs d'application. Ces derniers peuvent se trouver dans l'industrie pour ce qui concerne les diverses techniques de séparation et de filtration (chromatographie, ultrafiltration, traitement des eaux,...) ou dans le génie pétrolier et gazier. Le transport de particules concerne aussi les domaines de la "science de la terre" où les particules solides jouent un rôle, notamment l'hydrogéologie et le génie environnemental (propagation des contaminants tels que les métaux lourds, éléments radioactifs,...).

### 2.6.1. Transport facilité des contaminants

La mobilité des particules dans le sol peut favoriser et accélérer la propagation des polluants vers les nappes souterraines. L'importance du rôle des particules colloïdales dans les problèmes de migration de contaminants dans les eaux souterraines a été mise en évidence par [Mc Carthy, 1989] où ils ont montré que les particules dans la phase solide peuvent être mobiles et donc agir augmentant de ce fait le transport des contaminants fortement absorbés. On peut citer l'exemple d'un produit pétrolier qui est contreusement déversé à la surface du sol, il s'infiltré d'abord en traversant la zone non saturé pour atteindre ensuite la zone saturée, affectant ainsi la qualité de la nappe phréatique.

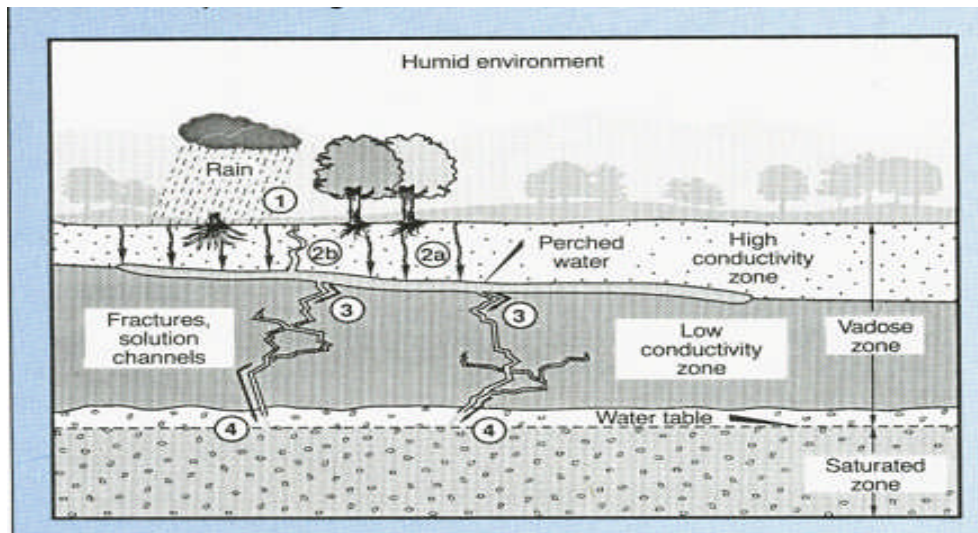


Figure 2.6 : Transport des colloïdes vers la zone vadose (Mc Carthy et Zachara, 1989)

Plusieurs études expérimentales ont suggéré que les colloïdes peuvent influencer le transport des contaminants dans les sols. Des études sur des colonnes de laboratoire ont démontré le co-transport des contaminants adsorbés aux particules colloïdales, alors que les études sur le terrain ont montré l'association des contaminants avec des particules dans les eaux souterraines. Utilisant des colonnes de sol homogène, [Grolimund, 1996] ont démontré que les suspensions de colloïdes mobilisés in situ est un moyen du transport rapide de Plomb. Dans une autre étude, les expériences sur des colonnes de sol non remanié ont montré que la présence des colloïdes permettait d'augmenter de 2 à 18% le transport d'atrazine, selon la nature et la mobilité des colloïdes [Seta et Karathanasis, 1997].

De plus, il a été démontré que les colloïdes mobilisés in situ pouvaient faciliter le transport du prochloraz [De Jonge, 1998] dans les colonnes de sols non remanié. Au vu de ces quelques investigations présentées ci-dessus, il est évident que les particules fines facilitent le transport des contaminants à forte adsorption dans les sous sols. La figure 2.7 schématise la répartition des contaminants dans les différentes phases constituantes d'un milieu poreux et leur transport par les particules colloïdales.

[Dupont et al, 2001], lors de leur étude des particules en suspension dans la seine (aval), ont montré que des biofilms bactériens se développent à la surface des particules minérales en suspension en constituant des composés organominérales susceptibles d'être remises en suspension sous forme de floccs, compactes (microfloccs) ou de grandes tailles (macrofloccs).

Les particules contaminantes qui existent dans le milieu poreux proviennent, essentiellement, soit d'une migration des particules de la zone non saturée vers la zone saturée soit des rivières à travers les interfaces rivières - nappes. Il est très important de noter, à cet égard, que les phénomènes de transport de contaminants dans les eaux souterraines doivent être approchés

par la résolution d'un système de trois phases : la phase aqueuse, la matrice solide et les particules.

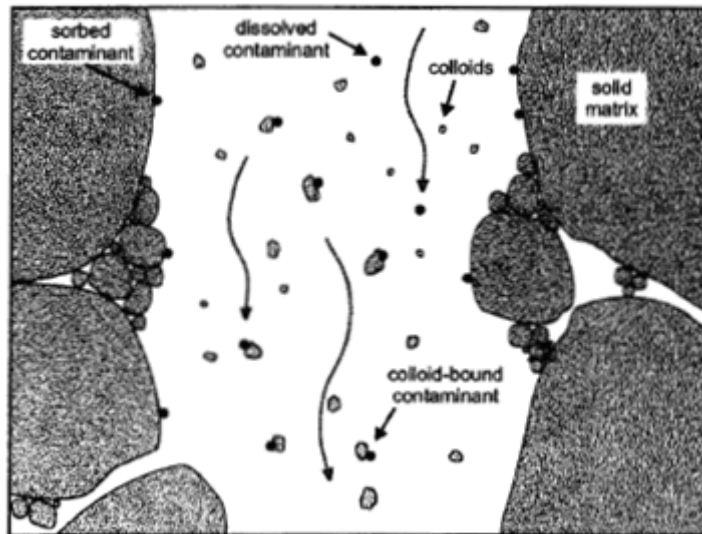


Figure 2.7 : Présentation schématique de transport de particules facilité des contaminants dans les milieux poreux. [Kretzschmar, 1999].

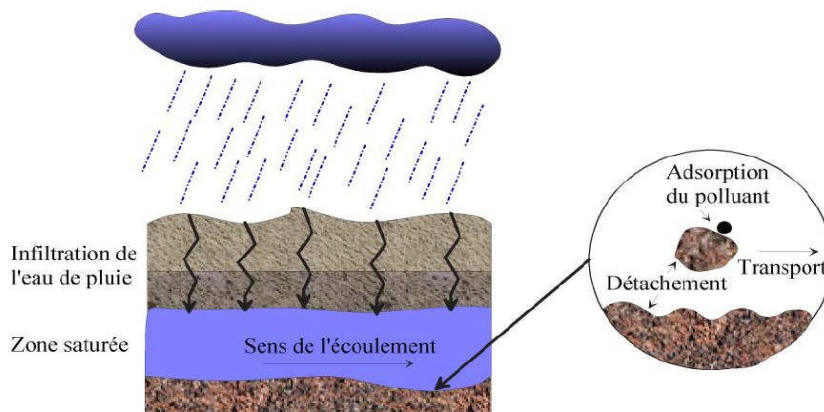


Figure 1: Transport facilité de polluants dans un aquifère

Figure 2.8 : figure montre le transport facilité de polluants dans un aquifère

### 2.6.2 Erosion interne

L'érosion interne est un mode de rupture des barrages dangereux et mal connu qui peut mener à l'instabilité et même à la rupture des ouvrages hydrauliques en terre. L'érosion interne est l'entraînement vers l'aval des particules constitutives du remblai ou de la fondation sous l'action d'un écoulement provenant de la retenus ou de la nappe. Par « érosion interne », nous comprenons classiquement une combinaison de deux phénomènes principaux, le



*détachement* et le *transport* de particules de matériau constituant le milieu poreux, du fait de l'écoulement [Benamer 2005]. Par opposition à l'érosion de surface, l'érosion interne se développe dans la masse même du milieu saturé.

[Foster et al, 2000 dans Bendahmane et al., 2004] précisent que sur les 11 192 barrages en terre observés, 136 d'entre eux ont subi des accidents dont 46 % par érosion interne. L'érosion interne est donc un mécanisme majeur responsable des instabilités constatées in situ. Suivant la nature de l'arrachement et du transport, 8 cas différents sont à distinguer : l'entraînement (ou le charriage), l'érosion régressive, le débouillage, la bouillie, la dissolution, la défloculation, le renard et la suffusion.

[Massei, 2002] a travaillé sur les aquifères karstiques. Il a montré que, lors des crues majeures, l'érosion des sols alluviaux au niveau du plateau provoque l'occurrence d'une turbidité importante et par la suite, l'eau turbide passe à travers les réseaux karstiques en générant des dépôts au niveau de l'interface karst / alluvions.

Prenons l'exemple des sols granulaires où le détachement des particules se fait une à une. Ce processus est appelé «érosion régressive». Il est initié dans la zone aval du remblai, sous l'effet du fluide percolant à travers le matériau. La zone de désordre ainsi formée (où se produit une discontinuité de gradient hydraulique) se déplace petit à petit vers la zone précédente. Ainsi, le processus se poursuit en progression vers l'amont. [Van Zyl et Harr , 1981] précisent que ce phénomène se termine par l'apparition de petites cavités qui progressent dans le sens inverse de l'écoulement. La fissuration de la conduite d'évacuation d'une digue est l'une des causes qui génère l'érosion régressive.

La perméabilité du matériau peut être considérablement modifiée ce qui peut provoquer une perte d'étanchéité ou des surpressions interstitielles. Les mécanismes responsables de l'érosion interne sont complexes et dépendent de plusieurs paramètres qui peuvent être couplés. En comparant l'érosion de surface (Pinhole test) et l'érosion interne dans un sol reconstitué (70% sable d'Ottawa et 30% de Kaolinite) [Reddi et al, 2000] ont conclu que les particules érodées s'accompagnent de dépôt en aval à cause du colmatage des pores du milieu. Cette redistribution des particules provoque une surpression localisée en aval de l'écoulement et peut engendrer un glissement de sol par suffusion.

Des essais en vraie grandeur ont été réalisés par [Höeg, 2004] sur des barrages en terre pouvant atteindre 6m de hauteur. Différents types de barrages ont été construits (figure 9.a) puis volontairement fragilisés pour déclencher l'érosion interne, par réalisation de défauts constructifs ou par création de chemins préférentiels constitués de sable. La (figure 9.b) montre

la phase brutale de rupture de l'ouvrage par renard (Höeg, 2004 d'après Bendahmane, 2005).

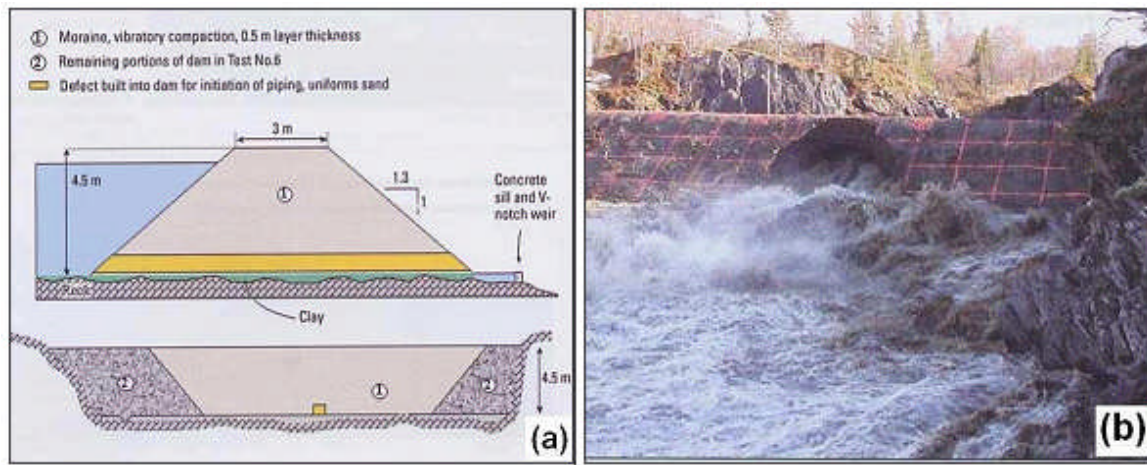


Figure 2.9 : Rupture d'un barrage expérimental en terre (Höeg et al, 2004, d'après Bendahmane, 2005)



Figure 2.10 : Rupture par érosion interne le long de la conduite de vidange à SAIT-GERVAIS D'Auvergne le 15 janvier 2001 (poly-de-Dome) photo CEMAGREF Aix-en – provence

### 2.6.3 Colmatage

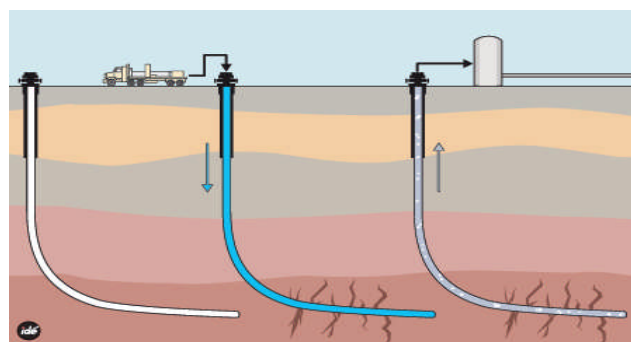


Figure 2.11: Un schéma présente le principe de colmatage.

L'injection d'eau est l'une des techniques les plus utilisées qui permettent soit d'augmenter le taux de récupération des hydrocarbures et/ou de prolonger l'exploitation des gisements matures. Cependant, il a été observé que la présence de particules fines dans l'eau s'écoulant dans le milieu poreux engendre le colmatage des puits de récupération [Moghadasi, 2004a et 2004b]. Les particules solides trouvées dans les injections peuvent être inférieures à  $1 \mu\text{m}$  formant des solutions colloïdales ou des suspensions avec les particules de tailles supérieures. Pour accroître les ressources en eau souterraines, l'alimentation artificielle des nappes est apparue comme la technique la plus utilisée, qu'il s'agisse de restaurer les nappes surexploitées, ou qu'on imagine de stocker de l'eau dans le sous-sol lors des saisons favorables pour l'utiliser ensuite aux périodes de pénurie. Dans le cas d'alimentation par forages, après quelques années d'exploitation, il a été observé le colmatage de ces derniers [Bize et al, 1972]. Au cours de leur fonctionnement, les bassins d'infiltration ont tendance à être colmatés par les matières en suspension qui sont piégées dans les premiers centimètres du sol [Dechesne, 2002] pouvant atteindre une dizaine de centimètres plus tard (l'épaisseur colmatée excède rarement les 30 centimètres).

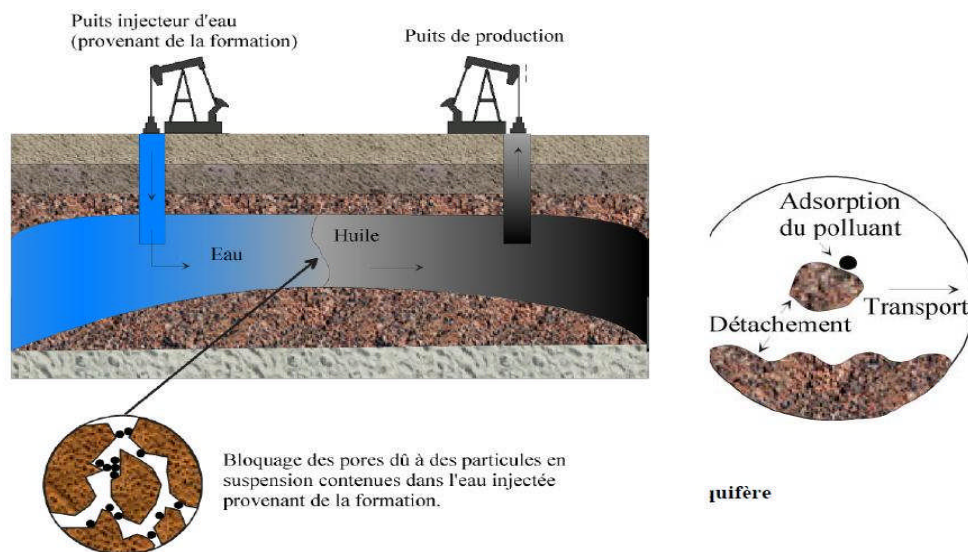


Figure 2.12 : Montre la production pétrolière

L'efficacité des forages d'alimentation en eau potable est conditionnée par la perméabilité de leurs parois internes où le phénomène de colmatage se produit par la mobilisation de fines particules durant le pompage [Detay, 1993].

Dans tous les ouvrages cités ci-dessus, le colmatage est toujours associé à la chute de perméabilité du milieu poreux.

## 2.6.4 Filtration

La filtration de suspensions de particules à travers un filtre composé par un milieu granulaire est un procédé qui permet de retenir les particules présentes dans un fluide.

L'efficacité du procédé dépend de plusieurs paramètres: le filtre (la porosité, le diamètre des pores, la taille et la forme des grains), les particules présentes dans la suspension (la concentration, la taille, la forme et la densité), les caractéristiques du fluide d'écoulement (la viscosité et la densité) et les caractéristiques de l'écoulement (le débit et le nombre de Reynolds). Il existe quatre types de filtration qui seront détaillés dans les paragraphes qui suivent.

### 2.6.4.1 Filtration moyenne

Il s'agit d'un procédé qui permet de filtrer des particules de dimensions supérieures à une taille donnée (figure 2.13). Dans ce procédé, les pores sont plus petits que les particules de la suspension à filtrer, ce qui conduit à une obturation rapide du filtre. Pour les particules de dimensions supérieures à 50  $\mu\text{m}$ , le filtre est utilisé comme tamis. Pour les petites particules, on utilise des membranes à tailles de pores bien déterminées.

Cette méthode de filtration conduit à une obturation rapide du filtre ce qui nécessite des arrêts réguliers du processus de filtration pour nettoyer le filtre.

### 2.6.4.2 Filtration à écoulement transverse

Pour ce procédé, la direction de l'écoulement de la suspension est parallèle à la surface du milieu filtrant (figure 2.13). Le taux de cisaillement induit par l'écoulement est choisi de façon à éviter le dépôt de particules dans les pores du filtre. Ce fait assure la continuité du procédé de filtration. La continuité du procédé permet d'éviter l'arrêt du processus de filtration dans le but de nettoyer le filtre lorsque celui-ci est colmaté.

### 2.6.4.3 Filtration avec formation de cake

Ce type de filtration est utilisé pour les suspensions fortement concentrées. Ce procédé comporte deux étapes : d'abord les particules solides s'accumulent sur la surface poreuse, puis il y a filtration à travers le paquet de particules solides (figure 2.13). Dans ce cas le dépôt de particules est important et le filtre est colmaté rapidement.

### 2.6.4.4 Filtration en profondeur

La filtration en profondeur est un procédé généralement utilisé pour clarifier des

suspensions diluées, de concentration inférieure à 0,5 g/l, constituées de particules de dimensions inférieures à 30  $\mu\text{m}$  (figure 2.13). L'application la plus courante concerne le traitement des eaux.

Les particules en suspension de tailles inférieures à la taille des pores pénètrent dans le milieu poreux et y circulent. Certaines de ces particules se déposent à différentes profondeurs du milieu filtrant d'où le nom de filtration en profondeur.

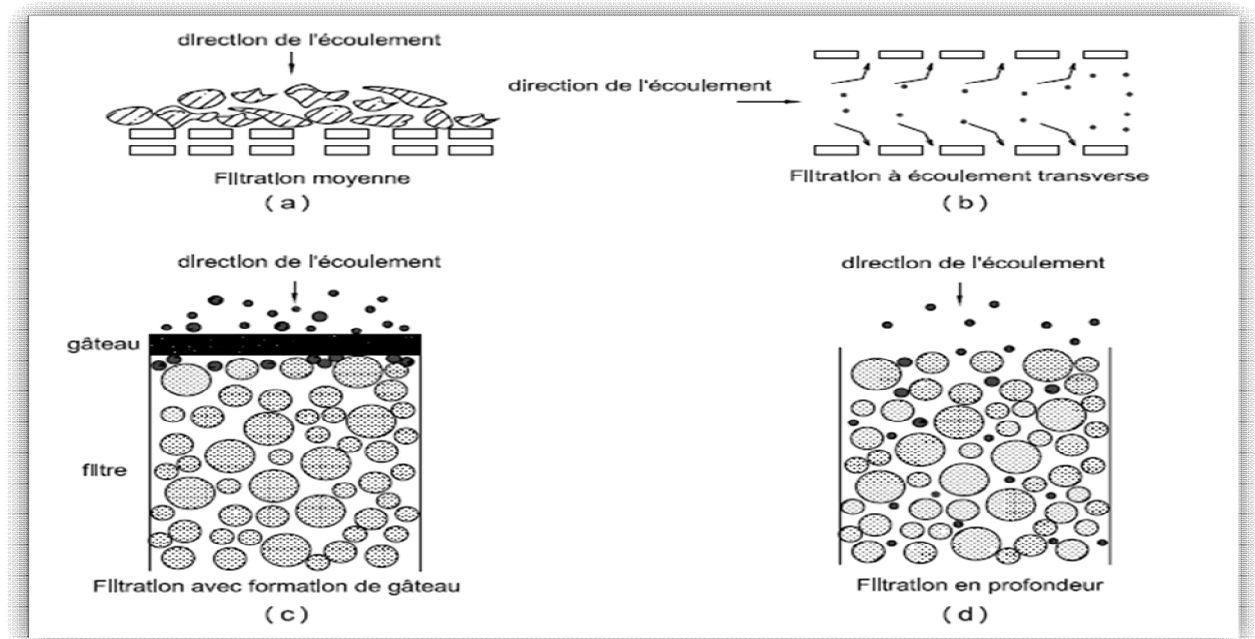


Figure 2.13 : Différents procédés de filtration.

## 2.7 CONCLUSION

La discussion du rôle que les particules solides jouent dans les milieux poreux, présentée ci-dessus (transport facilité des contaminants, érosion interne et colmatage et la filtration), montre qu'elles vont influencer sur la perméabilité de l'interface et ensuite, une fois introduites dans le sol, elles pourront soit se comporter comme des vecteurs de pollution soit comme des freins par leur dépôt cette constatation est confirmée par l'ensemble des chercheurs dans ce domaine.

Les chapitres suivants montrent l'apport de cette conclusion théorique dans la compréhension du phénomène selon une étude numérique.

*Partie II*

***MODELISATION ET RESULTATS***

## Chapitre 3

## MODELISATION ET APPROCHE NUMERIQUE

## 3.1. INTRODUCTION

Pour modéliser un phénomène, il est nécessaire de le formaliser au préalable. C'est ce que nous ferons, dans ce chapitre, à propos du transfert des particules dans un milieu poreux.

Nous commencerons par présenter les mécanismes élémentaires de ce mode de transfert de matière en milieu poreux. Nous définirons et illustrerons la convection, la diffusion moléculaire et la dispersion cinématique. Nous nous intéresserons en outre à la cinétique de dépôt. Cette partie aboutira à l'établissement d'une équation généralisée de la convection-dispersion puis à l'équation de transport qui est l'équation de convection-dispersion avec une cinétique de dépôt du premier ordre.

Nous proposons en suite une solution approchée à l'échelle macroscopique de l'équation de transport de masse dite convection-dispersion dans un milieu poreux saturé.

## 3.2. PRINCIPAUX MECANISME DE TRANSPORT

Le transport de masse dans un milieu poreux ou fissuré résulte de la combinaison de trois mécanismes principaux :

- la convection, qui est l'entraînement à la vitesse moyenne du fluide,
- la diffusion moléculaire engendrée par les gradients de concentration,
- la dispersion cinématique engendrée par l'hétérogénéité de vecteur vitesse réelle de l'écoulement dans le poreux, par rapport à la vitesse convective moyenne.

L'ensemble de ces mécanismes sont examinés dans la suite de cette partie.

## 3.2.1. Convection

La convection représente l'entraînement des éléments en solution dans le mouvement du fluide qui se déplace. L'équation de transport par convection pure dans un milieu monodimensionnel est la suivante :

$$\frac{\partial C}{\partial t} = -u \frac{\partial C}{\partial x} \quad (3.1)$$

Le soluté est transporté par l'écoulement de l'eau à la vitesse  $u$  définie par la loi de Darcy.

Seule la porosité cinématique participe au mouvement qui est égale à  $\omega_c = U/u$ .

### 3.2.2. Diffusion moléculaire

C'est un phénomène physique lié à l'agitation moléculaire. Sous l'influence de l'agitation moléculaire (mouvement Brownien), les particules de soluté migrant des zones de fortes concentrations vers les zones de faibles concentrations (dans un hypothétique cas où le fluide serait au repos). Elle a pour effet d'homogénéiser les concentrations du système.

Son influence ne devient importante que dans les cas d'écoulements lents ( $< 10^{-7} \text{cm.h}^{-1}$ )

On peut exprimer la diffusion moléculaire selon la loi de Fick

$$\frac{\partial C}{\partial t} = \vec{\nabla} \cdot (D_0 \vec{\nabla} C) \quad (3.2)$$

où  $D_0$  est le coefficient de diffusion moléculaire [ $\text{L}^2 \cdot \text{T}^{-1}$ ],

$C$  est la concentration [ $\text{M} \cdot \text{L}^{-3}$ ].

Avec ( $L$  : est une longueur, et  $t$  : est le temps, et  $M$  : la masse

Dans un milieu poreux, la diffusion agit dans l'ensemble de la phase liquide (eau liée et eau libre). Le coefficient de diffusion dans un milieu poreux,  $D_{mp}$ , est ainsi inférieur à  $D_0$ . Le rapport  $D_{mp} / D_0$  est appelé tortuosité et varie entre 0.1 et 0.7 [**Marsily, 1986**].

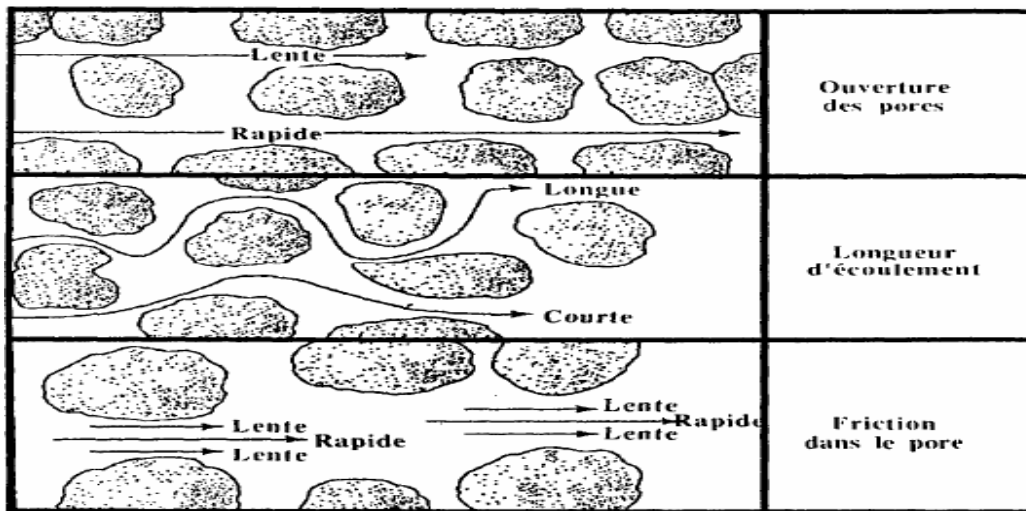
### 3.2.3. Dispersion cinématique

Contrairement à la diffusion moléculaire qui se produit même si le fluide est au repos (immobile), la dispersion cinématique se produit du fait de la variation des vitesses du fluide en magnitude et en direction au sein du milieu poreux.

Il se manifeste dans toutes les directions, mais principalement dans le sens de l'écoulement. Le milieu poreux lui-même est l'un des paramètres globaux qui influencent le système dispersif. La figure 3.1 résume les principaux facteurs entraînant une dispersion du soluté à l'échelle du pore.

- Le profil des vitesses à l'intérieur d'un pore est parabolique.
- Il existe des fluctuations des lignes de courant par rapport à la direction principale de l'écoulement.
- Les dimensions des pores et de leurs ouvertures étant variables, les vitesses d'écoulement le sont aussi.





**Figure 3.1.** Facteurs influençant la dispersion longitudinale à l'échelle du pore [Fetter, 1994]

La formule mathématique de la dispersion cinématique proposée par [Bear, 1972] consiste à adopter une loi de transfert par dispersion analogue à la loi de Fick :

$$\text{Flux dispersif} = - \overline{\overline{D'}} \text{grad } C \tag{3.3}$$

Pour un milieu isotrope, le coefficient de dispersion  $\overline{\overline{D'}}$  est diagonal dans les directions principales de l'écoulement, il s'exprime sous une forme tensorielle, symétrique et de second ordre :

$$\overline{\overline{D'}} = \begin{vmatrix} D'_L & 0 & 0 \\ 0 & D'_T & 0 \\ 0 & 0 & D'_T \end{vmatrix}$$

Ses directions principales sont la direction du vecteur vitesse d'écoulement, les deux autres directions sont perpendiculaires à la première et entre elles.

$D'_L$  étant le coefficient de dispersion longitudinale (dans le sens de l'écoulement).

$D'_T$  Le coefficient de dispersion transversale (dans les deux directions orthogonales à la vitesse).

### 3.2.4. Dispersion hydrodynamique

La dispersion hydrodynamique est le phénomène par lequel une substance migre dans un milieu poreux. Cette migration est provoquée, d'une part, par la diffusion moléculaire et, d'autre part, par la dispersion cinématique (dans la pratique ces deux phénomènes ne peuvent pas être dissociés). C'est pourquoi elles sont généralement décrites par une équation unique, loi de diffusion de Fick, avec un coefficient de dispersion commun  $D$  appelé coefficient de

dispersion hydrodynamique regroupant le coefficient de diffusion moléculaire  $D^*$  et le coefficient de la dispersion cinématique  $D'$ :

$$D_L = D'_L + D^* \quad (3.4)$$

$$D_T = D'_T + D^*$$

Où  $D_L$  et  $D_T$  sont les coefficients de dispersion hydrodynamique longitudinale et transversale (appelé aussi coefficient de dispersion apparente ou global).

Où  $D_L = \alpha_L \cdot u^m$  avec  $m$  varie de 1.07 à 1.1

L'étalement du pic au sein d'un tube de courant est causé par la dispersion longitudinale. Les échanges latéraux entre filets liquides voisins sont dus à la dispersion transversale (plus particulièrement sous l'effet de la tortuosité, et quelquefois, en cas de faible vitesse, de la diffusion moléculaire). La variation de la concentration dans le temps et l'espace due uniquement à la dispersion hydrodynamique dans un milieu poreux s'écrit alors:

$$\left( \frac{\partial C}{\partial t} \right) = \text{div}(\overrightarrow{D \text{ grad} C}) \quad (3.5)$$

La dispersion hydrodynamique est fonction de la nature du sol et des caractéristiques du transport de soluté.

### 3.2.5. Paramètre de la dispersion

L'analyse précédente des mécanismes permet de mettre en évidence un certain nombre de paramètres respectivement liés au milieu poreux, au fluide et au type de l'écoulement, dont l'influence sera grande sur la dispersion.

- Paramètres liés au milieu poreux

Il s'agit:

- du diamètre moyen des grains,
- de la distribution granulométrique,
- de la surface spécifique des grains,
- de la masse volumique sèche.

Ces paramètres contrôlent en effet la dimension des pores, donc le volume offert à l'écoulement et la tortuosité imposé aux particules.

- Paramètres liés au fluide

Il s'agit:

- du gradient de masse volumique du fluide dû à des concentrations différentes de soluté,
- du gradient de viscosité, dû également à la variation de concentration entre deux points,

– du coefficient de diffusion moléculaire défini dans fluide (c'est-à-dire en l'absence de milieu poreux).

Paramètres liés à l'écoulement

Il s'agit de la vitesse moyenne  $V_p$  dans les pores, qui détermine le régime de déplacement miscible des solutés.

### 3.2.6. Relation advection/ dispersion

Le nombre de Peclet  $Pe$  est un nombre adimensionnel, qui permet de contrôler l'intensité relative de l'advection par rapport à la diffusion.

$Pe = \text{Transport par advection} / \text{Transport par dispersion}$

Si  $Pe$  est grand c'est l'advection qui domine, si  $Pe$  est petit c'est la diffusion.

On définit un nombre de Peclet de diffusion -défini par [Pfanckuch, 1963] par la relation:

$$Pe_d = \frac{ud_g}{D_0} \quad (3.6)$$

Avec  $d_g$  : diamètre des grains.

$D_0$  : coefficient de diffusion moléculaire

$U$  : vitesse de pore.

Le Peclet dynamique est défini par :

$$Pe = \frac{uL}{D_L} \quad (3.7)$$

Avec  $L$  la longueur caractéristique du transport (longueur de la colonne) et  $u$  la vitesse moyenne convective.

Le nombre de Peclet de diffusion définit cinq régimes d'écoulement qui correspondent à des répartitions variables entre les rôles joués par la diffusion moléculaire et la dispersion cinématique.

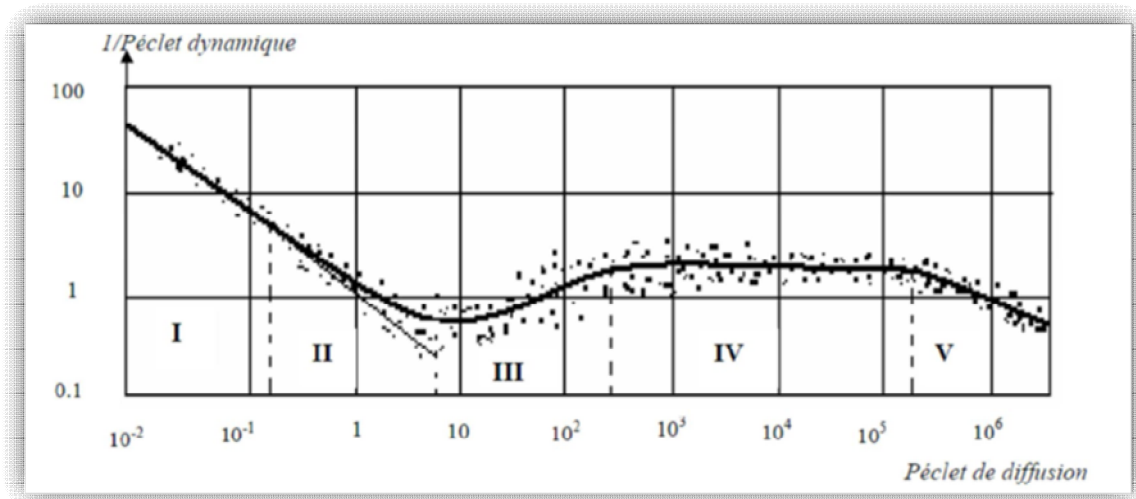


Figure 3.2 : Répartition des différents régimes d'un déplacement miscible [Pfannkuch, 1963]

De la figure 3.2 cinq régimes de mélange qui correspondent à des répartitions variables entre les rôles joués par la diffusion moléculaire et la dispersion cinématique sont définis :

Régime I : *diffusion moléculaire pure*. Dans ce domaine le coefficient de dispersion cinématique est égal à celui de la diffusion moléculaire en milieu poreux. On a alors :

$$D = D^* = \frac{1}{\tau} D_0 \quad (3.8)$$

Régime II : *superposition* où la diffusion moléculaire et la dispersion cinématique sont de même ordre de grandeur. Pour ce régime on a :

$$\frac{D}{D_0} = \frac{2}{3} + \frac{1}{15} \frac{ud_g^2}{D_0} \quad (3.9)$$

Régime III : *dispersion cinématique prédominante*. La relation est alors :

$$\frac{D}{D_0} = \alpha \left( \frac{ud_g}{D_0} \right)^m \quad m \text{ en général égal à } 1,2 \quad (3.10)$$

Régime IV : *dispersion cinématique pure*. L'effet de la diffusion moléculaire devient négligeable. La relation est la suivante :

$$\frac{D}{D_0} = \beta \frac{ud_g}{D_0} \quad (3.11)$$

Régime V : *zone hors du domaine de validité de la loi de Darcy*.

Dans le régime IV étendu au régime III, on admet que la relation entre le coefficient de dispersion hydrodynamique et la vitesse d'écoulement est linéaire.

$$D_L = \alpha_L u \quad (3.12a)$$

$$\text{et } D_T = \alpha_T u \quad (3.12b)$$

où  $\alpha_L$  et  $\alpha_T$  ont la dimension de la longueur, représentent la dispersivité, respectivement longitudinale et transversale. La dispersivité, comme la conductivité hydraulique est une propriété caractéristique du milieu poreux

### 3.3. CONVECTION-DISPERSION

Le vocable « hydrodispersif » désigne la représentation de l'ensemble des phénomènes convection et dispersion. Tout se passe comme si le traceur injecté ponctuellement était entraîné autour d'un point se déplaçant à la vitesse  $u$  et diffusait de part et d'autre de ce point.

#### 3.3.1. Equation de convection-dispersion

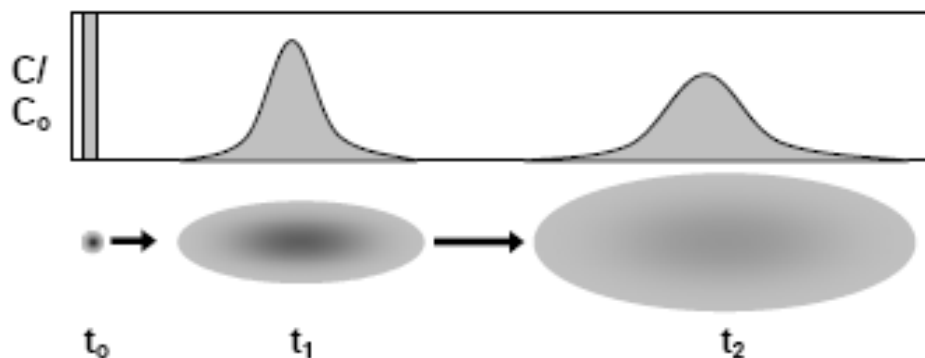
Dans un milieu poreux saturé, homogène, isotrope et dans lequel la loi de Darcy reste valide, le transport de soluté en monodimensionnel est donné par l'équation aux dérivées partielles suivante :

$$\frac{\partial C}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left( D_L \frac{\partial C}{\partial x} \right) - \frac{\partial}{\partial x} (u C) \quad (3.13)$$

$C$  : concentration en solution de l'espèce considérée

$u$  : vitesse porale moyenne du fluide

Cette équation est la base du traitement du transport. Elle est appelée équation de convection-dispersion, la figure 3.3 représente l'effet du processus de convection-dispersion sur le transport d'un panache en deux dimensions. Le centre de masse du panache se déplace à la vitesse du fluide par convection et le panache s'étale au cours du temps par dispersion.



**Figure 3.3 :** Effet du processus de convection-dispersion sur le comportement d'un panache [Besnard, 2003].

### 3.3.2. Equation de transport des particules

Le transport particulaire à travers les milieux poreux granulaires et sous les conditions d'écoulement saturé et uniforme peut être décrit par l'équation de convection dispersion en monodimensionnel incluant un terme qui prend en compte le dépôt et le relargage [Tufenkji, 2005a] :

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D_L \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - u \frac{\partial C}{\partial x} - \frac{\rho}{\omega_0} \frac{\partial S}{\partial t} \quad (3.14)$$

et le terme source s'écrit :

$$\frac{\rho}{\omega_0} \frac{\partial S}{\partial t} = K_{\text{dep}} C - \frac{\rho}{\omega_0} K_r S \quad (3.15)$$

Ces équations décrivent l'évolution de la concentration (masse ou nombre) des particules dans la suspension  $C(x, t)$  [ $M.L^{-3}$ ] et la quantité (masse ou nombre) des particules déposées par unité de masse du milieu poreux  $S(x, t)$  [ $M.M^{-3}$ ] en fonction de la distance de transport  $x$  [ $L$ ] et du temps  $t$  [ $T$ ].

Ici,  $D_L$  : est le coefficient de dispersion hydrodynamique longitudinal des particules [ $L^2.T^{-1}$ ],

$u$  : la vitesse moyenne de pore des particules [ $L.T^{-1}$ ],

$\rho$  : la densité apparente de la matrice solide [ $M.L^{-3}$ ],

$\omega_0$  : la porosité [ $L^3.L^{-3}$ ],

et  $K_{\text{dep}}$  et  $K_r$  : la cinétique de dépôt et de relargage des particules [ $T^{-1}$ ], respectivement.

Les cinétiques de dépôt ou de relargage initiales des particules sont supposées suivre une loi de cinétique de premier ordre. Ce type d'équation a été utilisé par plusieurs chercheurs pour décrire à l'échelle de laboratoire (en colonne) le transport de colloïdes et bactéries [McCaulou et al, 1994].

La cinétique de relargage des particules est très faible sous certaines conditions chimiques. Le terme de relargage peut alors être négligé de l'équation (3.15) qui sera réduite comme suit [Kretzschmar, 1997]:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D_L \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - u \frac{\partial C}{\partial x} - K_{\text{dep}} C \quad (3.16)$$

Cette équation est dite l'équation de convection-dispersion avec **une cinétique de dépôt du premier ordre** pour le transport des particules, dans un milieu poreux homogène avec un écoulement monodimensionnel uniforme.

### 3.3.3. Cinétique de dépôt

La formulation la plus simple est celle utilisée entre autre par [Kretzschmar et al, 1997]:

$$K_{dep} = -\frac{1}{t_r} \ln\left(\frac{C_f}{C_0}\right) \quad (3.17)$$

$K_{dep}$  paramètre cinétique de dépôt est un coefficient permettant d'évaluer le taux de dépôt des particules.

$t_r$  : Temps moyen de résidence [T],

$\frac{C_f}{C_0}$  : Concentration réduite atteinte au plateau des courbes de restitution.

Le temps de résidence moyen  $t_c$  peut être calculé directement d'après la formule suivante:

$$t_c = \frac{V_p}{Q} = \frac{L \times S \times \omega_c}{Q} \quad (3.18)$$

avec:

L: Longueur de matériau [L],

S: Section de la colonne [L<sup>2</sup>],

$\omega_c$  : Porosité cinétique,

Q: Débit d'écoulement, [L<sup>3</sup>.T<sup>-1</sup>]

$V_p$  : Volume des pores [L<sup>3</sup>]

La relation entre la cinétique de dépôt et la vitesse d'écoulement, est décrite par une loi de puissance

$$K_{dep} = \beta U^n \quad (3.19)$$

Dans les travaux expérimentaux de Kretzschmar1997, l'exposant n est de 0,31 pour les colloïdes de latex carbonyle et 0,18 pour des colloïdes d'hématites. [Grolimund et al, 1998] trouvent quand à eux une valeur de 0,60 dans un milieu à double-porosité. [Massei et al, 2002] proposent une puissance de 0,7 pour les particules de limon avec un mode à 25 µm et une colonne de gravier de 120 cm de longueur.

## 3.4 SOLUTION ANALYTIQUE

Dans un milieu où le bruit de fond du traceur est nul, les conditions initiales et aux limites s'écrivent par :

$$\left. \begin{aligned} C(t=0, x) &= 0 \\ C(t, x=0) &= m/Q \cdot \delta(t) \\ C(t, x=\infty) &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (3.20)$$

où  $\delta(t)$  est une fonction de type de Dirac en temps [ $T^{-1}$ ];

$Q$  le débit d'écoulement [ $L^3T^{-1}$ ];

$m$  la masse du traceur injectée [ $M$ ] qui est calculée par :  $m=C_0V_{inj}$

$C_0$  étant la concentration et  $V_{inj}$  le volume de la solution du traceur injectée. La dernière condition aux limites ( $C(t, x=\infty)=0$ ), valable pour un milieu semi-infini.

Dans ce cas, le débit est maintenu constant et la variation de la perméabilité le long de la colonne n'est pas observée durant la manipulation. Il existe une solution analytique à l'équation (3.16) pour une injection en continu ( $C(t, x=0)=C_0$ ), qui s'écrit est par [Wang , 2000] :

$$C(t, x) = \frac{C_0}{2} \left\{ \exp\left(\frac{ux(1-\beta)}{2D_L}\right) \operatorname{erfc}\left(\frac{x-u\beta t}{\sqrt{4D_L t}}\right) + \exp\left(-\frac{ux(1+\beta)}{2D_L}\right) \operatorname{erfc}\left(\frac{(x+u\beta t)}{4D_L t}\right) \right\} \quad (3.21)$$

$$\text{d'où} \quad \beta = \sqrt{1 + \frac{4D_L K_{dep}}{u^2}} \quad (3.22)$$

La solution analytique des équations (3.16) avec les conditions initiales et aux limites (3.20), est donnée par [Wang, 2000] :

$$C(t, x) = \frac{mx}{Q\sqrt{4\pi D_L t^3}} \exp(-K_{dep}t) \exp\left(-\frac{(x-ut)^2}{4D_L t}\right) \quad (3.23)$$

Pour une distance  $L$  fixée entre le point d'injection et le point d'observation et en définissant  $P_e = uL/D_L = L/\alpha_L$  comme le nombre de Péclet et  $t_c = L/u$  comme le temps de transfert par convection pure, l'équation (3.23) s'écrit :

$$C(t) = \frac{m}{Q} \sqrt{\frac{P_e t_c}{4\pi t^3}} \exp(-K_{dep}t) \exp\left(-\frac{P_e}{4t_c} \frac{(t_c - t)^2}{t}\right) \quad (3.24)$$

### 3.5 APPROCHE NUMERIQUE :

Le modèle considéré dans ce travail est sous la forme d'une équation aux dérivées partielles. La résolution numérique est très souvent nécessaire, faute de l'existence de solutions analytiques. Avant de résoudre numériquement ce problème associé cette équation,



il est nécessaire de s'assurer que le problème est bien posé, et guide ensuite le choix de la méthode numérique à appliquer.

Les méthodes les plus standards que nous allons utiliser sont largement présentes dans les logiciels de calcul comme Maple, Matlab.....

### 3.5.1 Méthode des différences finis

Pour la résolution de l'équation (3.16), nous adoptons un schéma aux différences finies semi-discrète centré. L'approche semi-discrète consiste à ne discrétiser que les dérivées spatiales et conserver la dérivée temporelle continue sous forme analytique.

Une telle approche est aussi appelée méthode des lignes ou approche aux équations différentielles ordinaires, car elle convertit l'équation en question en un système d'équations différentielles ordinaires.

#### 3.5.1.1 Discrétisation du domaine d'étude et approximation par les différences finis (semi-discrètes).

Le domaine d'étude est divisé en mailles de cotés ( $\Delta x$ ). La longueur est divisées ainsi en  $j$  segment, tel que  $j$  soit un nombre entier.

On écrira donc les termes de second ordre sous la forme suivante :

$$\frac{\partial^2 C}{\partial x^2} = \frac{C_{i-1} - 2C_i + C_{i+1}}{\Delta x^2}$$

Et le terme de premier ordre devient :

$$\frac{\partial C}{\partial x} = \frac{C_i - C_{i-1}}{2\Delta x}$$

$i=1$  à  $j$

Le pas est donné par:

$$\Delta x = \frac{L}{j}$$

La valeur approchée de la variable obtenue par la résolution en un point donné de domaine est désignée par:  $C_i$

L'indice est relatif à l'abscisse  $C_e$  qui permet d'écrire:

$$C_i = C(x_i)$$

Ou :  $x_i = i \Delta x$

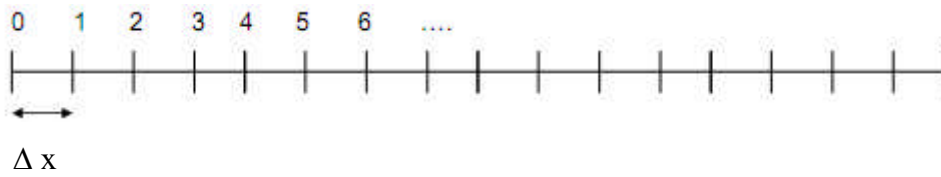


Figure 3.4. Discrétisation du domaine d'étude.

Donc on résout le problème sur un seul paramètre qui est ( $\Delta x$ ).

Plus la grille est **fine** ( $\Delta x$  est petit) plus la résolution est proche de la solution **exacte**

On obtient, après discrétisation, un système d'équations différentielles ordinaires suivant:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D_L \frac{C_{i-1} - 2C_i + C_{i+1}}{\Delta x^2} - u \frac{C_{i+1} - C_i}{2\Delta x} - K_{dep} C_i$$

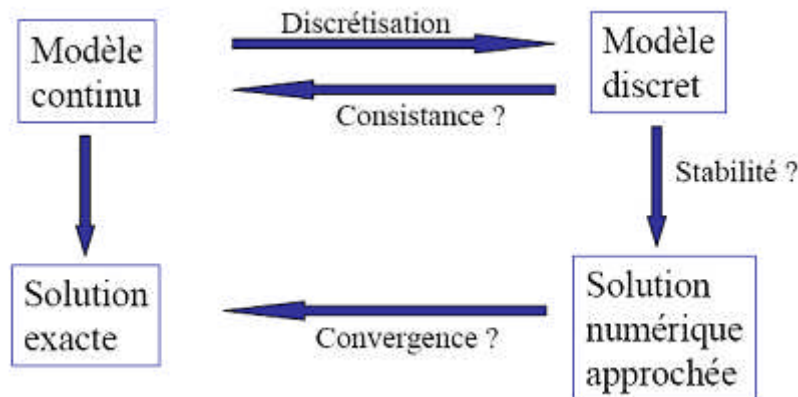


Figure 3.5. Schéma représentant le principe des méthodes numériques

### 3.5.1.2. Schéma explicite centré

Nous approchons l'opérateur continu par l'opérateur discrétisé en espace.

$$\frac{\partial C_i}{\partial t} = D_L \frac{c_{i-1} - 2c_i + c_{i+1}}{\Delta x^2} - u \frac{c_{i+1} - c_i}{2\Delta x} - K_{dep} C_i$$

Ce schéma est totalement explicite, connaissant la solution approchée à l'étape  $i$  on déduit la solution approchée à l'étape  $i+1$  par la relation :

$$C_{i+1} \left[ \frac{D_L}{\Delta x^2} - \frac{u}{2\Delta x} \right] + C_i \left[ 1 - K_{dep} - \frac{2D_L}{\Delta x^2} \right] + C_{i-1} \left[ \frac{D_L}{\Delta x^2} + \frac{u}{2\Delta x} \right] = \frac{\partial C_i}{\partial t}$$

➤ **Erreur de consistance**

- ❖ **La consistance :** Un schéma numérique est dit consistant avec une équation aux dérivées partielles si l'erreur de troncature  $R$  tend vers zéro lorsque les pas de discrétisation tendent vers zéro.
- ❖ **Erreur de troncature :** Il s'agit de l'erreur systématique qui est introduite chaque fois qu'on approche un opérateur continue par un opérateur discret.

L'erreur de consistance (troncature) est donnée par:

$$(R)_i = -D_L \left( \left( \frac{c_{i-1} - 2c_i + c_{i+1}}{\Delta x^2} \right) - \left( \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \right)_i \right) + u \left( \left( \frac{c_{i+1} - c_{i-1}}{2\Delta x} \right) - \left( \frac{\partial C}{\partial x} \right)_i \right)$$

Après un simple développement de Taylor à l'ordre 2 on obtient :

$$(R)_i = -D_L \frac{h^2}{12} \frac{\partial^4 C}{\partial x^4}(\zeta_i) + u \frac{h^2}{6} \frac{\partial^3 C}{\partial x^3}(\zeta_i) \quad (3.30)$$

Avec

$$\zeta_i \in ]x_{i-1} - x_{i+1}[$$

Nous en déduisant alors qu'il existe une constante positive  $\alpha$  telle que pour l'indice

$$i \in 1, \dots, I$$

On ait :

$$\|R_i\| \leq \alpha h^2 \quad \text{Avec } h = \Delta x$$

La constante  $\alpha$  est définie par:

$$\alpha = -\frac{D_L}{12} \sup_{(\zeta_i) \in V} \left[ \frac{\partial^4 C}{\partial x^4}(\zeta_i) \right] + \frac{u}{6} \sup_{(\zeta_i) \in V} \left[ \frac{\partial^3 C}{\partial x^3}(\zeta_i) \right]$$

$$V = ]x_i - h, x_i + h[$$

La résolution de ce dernier avec la méthode de Rung-kutta d'ordre 4 et 5 sous Maple donne la concentration spatio-temporelle de l'effluent le long de la colonne.

Le programme de calcul mis au point pour traiter le problème de transport comporte les principales phases suivantes :

- ✓ Introduction des données: le débit d'écoulement, les conditions initiales, caractéristiques de la colonne, paramètre de calcul (valeur des incréments ( le pas )).
- ✓ Résolution du système.
- ✓ Calcul de l'erreur.
- ✓ Impression des résultats.

Un organigramme très simplifié est donné à la figure (3.6).

Les résultats de calcul sont donnés sous forme numérique traduisant la concentration à la sortie de la colonne.

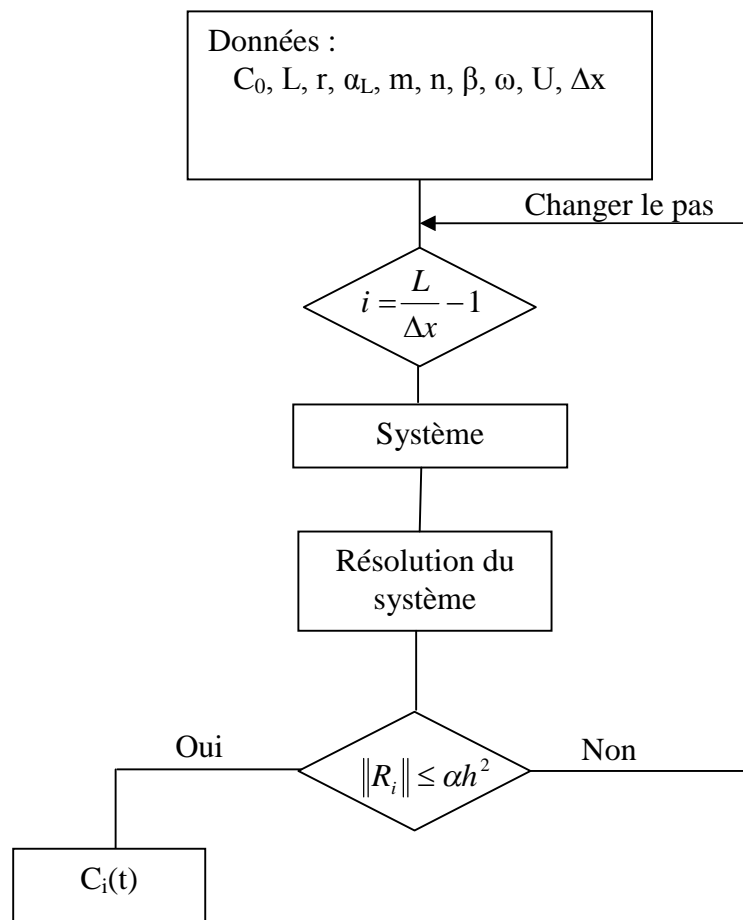


Figure 3.6. Organigramme simplifié de résolution numérique du problème

### 3.6. Conclusion

Le transfert des particules en suspension dans un milieu poreux est régi par la convection, la dispersion et le dépôt. Le rapport de la convection à la dispersion est donné par le nombre de Péclet (Pe). La dispersion est caractérisée par le coefficient de dispersivité longitudinale  $\alpha_L$ . Ce terme est une simplification de la dispersion hydrodynamique incluant

les processus de dispersion mécanique et de diffusion moléculaire. Dans notre cas, la convection est prédominante par rapport à la dispersion, et la diffusion moléculaire est négligeable. La dispersivité est habituellement utilisée pour caractériser le comportement dispersif d'un soluté dans un milieu poreux.

Nous avons élaboré un modèle numérique basé sur la méthode des différences finies pour résoudre notre équation de transport des particules dans milieu poreux saturé.

La dispersion dans ce modèle est due essentiellement à la variation des vitesses d'écoulement dans le milieu poreux à l'échelle microscopique.

Dans le chapitre suivant, nous présenterons les différents résultats de simulations numériques obtenues à partir de la méthode numérique utilisée.

## Chapitre 4

### INTERPRETATION DES RESULTATS

#### 4.1. INTRODUCTION

Pour valoriser notre étude sur le comportement de transport des particules en suspension dans un milieu poreux et après avoir exécuté le programme (maple), on représente dans cette partie les différents résultats obtenus et leurs analyses.

On étudie l'influence de certains paramètres hydrodynamiques ensuite une confrontation avec les résultats expérimentaux [Ahfir, 2006], cette étude comporte l'effet des paramètres suivants:

- ❖ Etude de l'influence de la vitesse.
- ❖ Effet de type de traceur (particules en suspension, traceur dissous).
- ❖ Effet du milieu (la porosité).
- ❖ Effet de la concentration

#### 4.2. INTERPRETATION DES RESULTATS ET DISCUSSION

##### 4.2.1 Profil de concentration :

Les profils de concentration exprimant à chaque instant  $t$  la concentration le long de la colonne dépendent fortement des conditions adoptées à l'entrée du modèle physique. La condition de concentration  $C_0$  peut conduire à une surestimation des résultats par rapport à la condition de vitesse. La figure 4.1 présente les variations temporelles des profils de concentration et montre que le dépôt est très important à l'entrée de la colonne puis il diminue avec la profondeur de pénétration. Pour des vitesses très faibles, les particules se déposent préférentiellement sur les deux premiers cm du milieu. Elles pénètrent plus profondément dans le milieu lorsque la vitesse augmente.

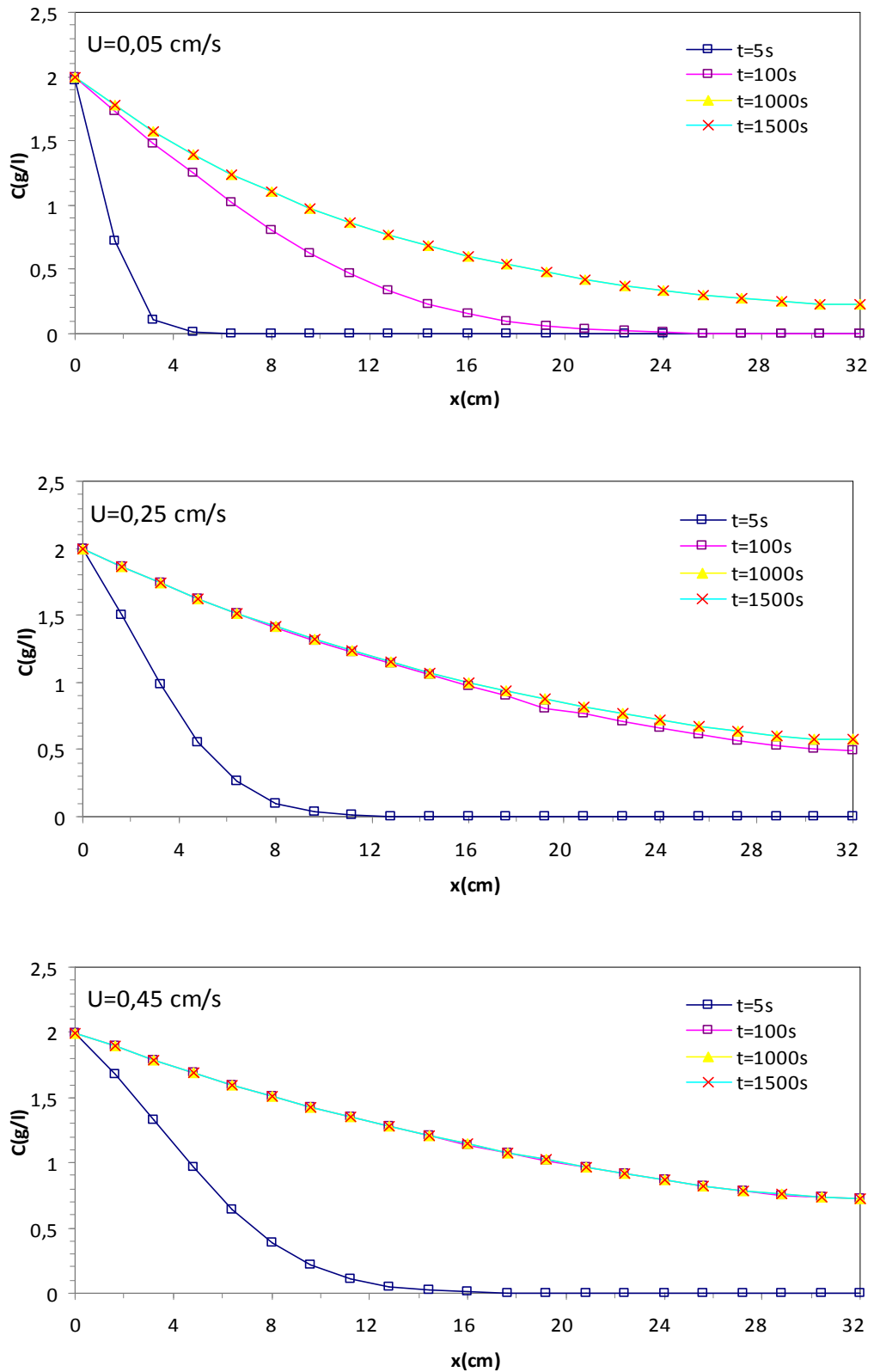


Figure 4.1: Profil de concentration (Courbes de la concentration le long du tube pour différents temps - même concentration à vitesses différentes)

## 4.2.2. Paramètres influençant la cinétique de transport:

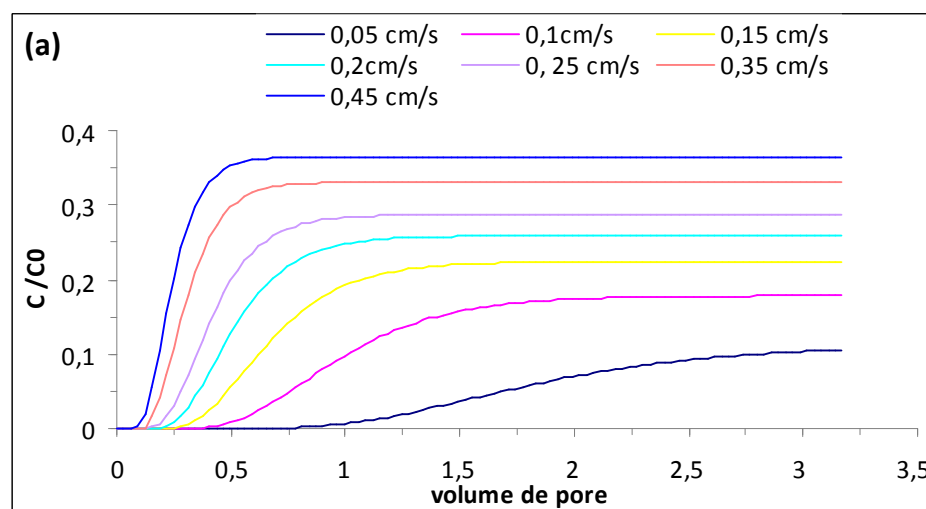
### 4.2.2.1 Influence de la vitesse d'écoulement:

La vitesse d'écoulement est un paramètre hydrodynamique important dans le transport et le dépôt des particules. La simulation porte sur l'influence de la vitesse d'écoulement pour une concentration initiale constante ( $C_0=2$  g/l) et un même milieu poreux ( $\omega =0.4$ ).

On présente les résultats de simulation de traçage par le traceur dissous conservatif et le traceur des particules solides.

La figure 4.2(a) et (b) présente les simulations des courbes de restitution avec les particules en suspension et le traceur dissous réalisés en fonction du volume des pores pour une plage des vitesses de Darcy entre 0.05 et 0.45 cm/s, d'après ces courbes on constate que la concentration augmente avec l'augmentation de la vitesse (tableau 4.1), ce qui permet de considérer que la vitesse de Darcy a un effet important sur la répartition de la concentration.

En plus en comparant les sept courbes sur le même graphe, on observe que le temps pour atteindre le palier (la valeur constante et de stabilisation du régime) est d'autant plus important que la vitesse est faible (même remarque avec les résultats expérimentaux figure 4.9), une vitesse forte nécessite un temps faible pour atteindre la concentration maximale (tableau 4.3).





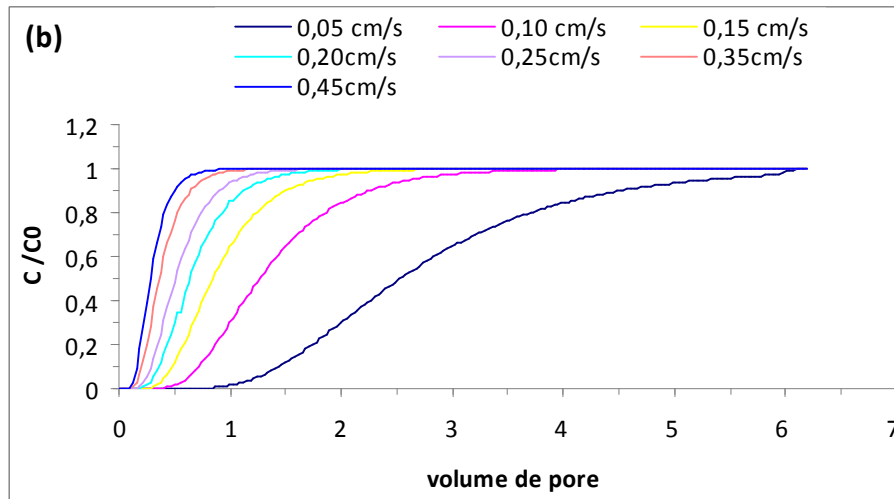


Figure 4.2 : Evolution de la concentration relative ( $C/C_0$ ) en fonction du volume de pore Influence de la vitesse de Darcy sur la restitution ((a) pour les particules en Suspension, (b) pour le traceur dissous).

- La concentration maximale ne varie pratiquement pas quelque soit la vitesse d'écoulement, c'est-à-dire que la concentration maximale du traceur conservatif reste constant et a une valeur autour de 100% (tableau 4.1) ce la veut dire que toute ce qui a entré a totalement sortie (a était récupérée, y a pas de solution retenue).

Vitesses (cm/s)		0.05	0.10	0.15	0.20	0.35	0.45
$C/C_0$	PES	0.1125	0.1783	0.2238	0.2586	0.3307	0.3642
	TD	1	1	1	1	1	1

Tableau 4.1 : Valeurs des concentrations relatives maximales en fonction des vitesses de Darcy pour chaque type de traceur

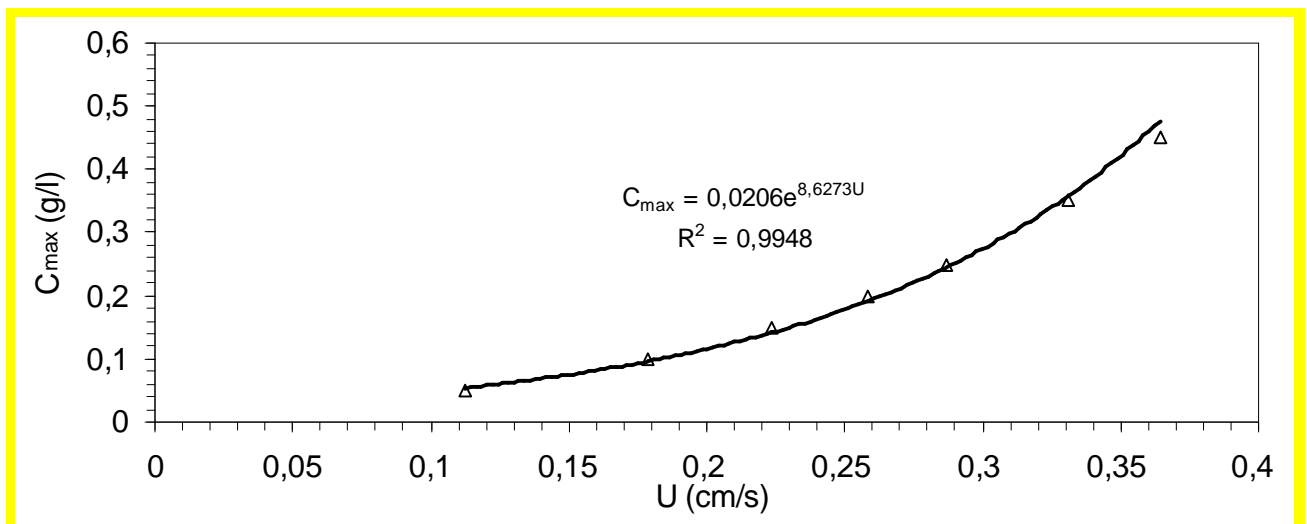


Figure 4. : Corrélation vitesse et concentration relative maximale

De la figure on peut conclure que si  $U=0$ ,  $C_{max}=0$ , par contre suivant la relation exponentielle  $C_{max}$  n'égale Pas à 0.

#### 4.2.2.2 Effet de type de traceur

Pour étudier l'effet du type de traceur sur le comportement général du transport des particules en suspension, nous avons effectué une comparaison entre les courbes de restitution des particules en suspension et celles du traceur dissous obtenus après simulation, pour une gamme de vitesses variant de 0,05 cm/s jusqu'à une valeur de 0,45 cm/s dans un même milieu poreux ( $\omega = 0.4$ ) et même concentration initiale ( $C_0 = 2$  g/l). ces courbes sont reportées sur la figure 4.3 ci-dessous.

De la figure 4.3, on peut dire pour les différents traçages simulés, il est observé la présence d'une zone transitoire qui correspond au temps de transit moyen des particules ; cette phase est suivie d'une zone de transport stationnaire caractérisée par un palier qui correspond à la concentration maximale constante, donc un régime permanent, même remarque pour le traceur dissous. La concentration relative étant proportionnelle à  $t$ .

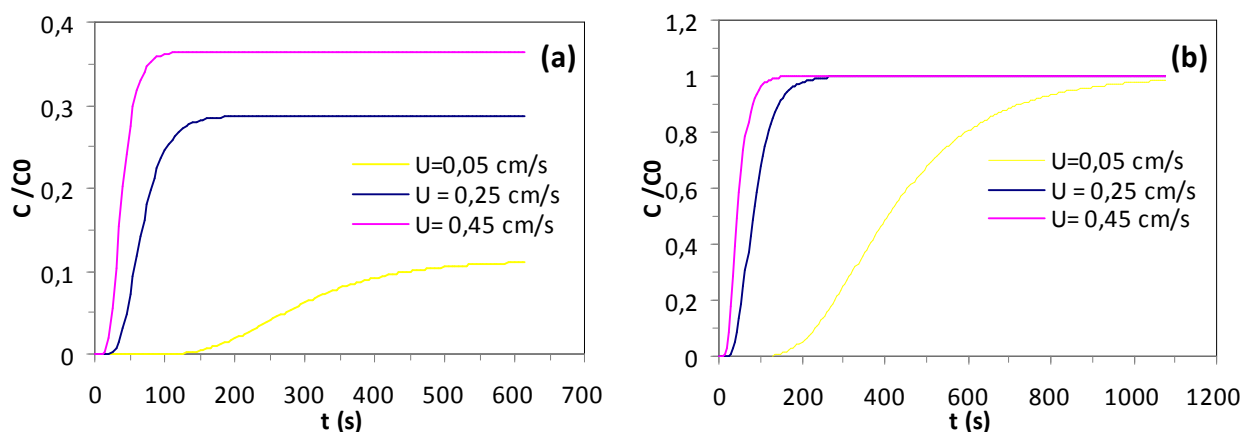


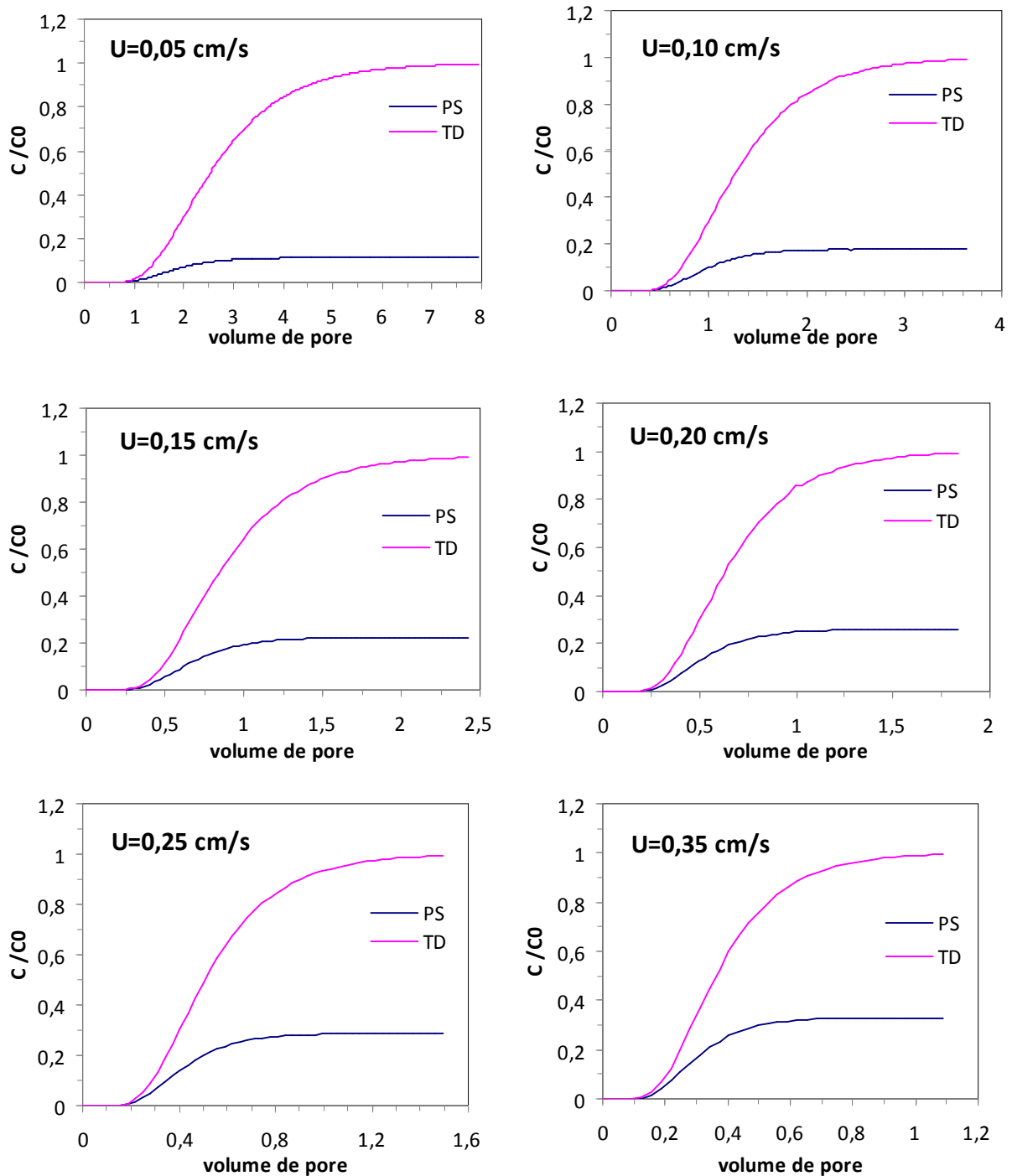
Figure 4.3: Evolution de la concentration relative ( $C/C_0$ ) en fonction de temps des deux traceur pour les trois vitesses : (a) particules en suspension, (b) traceur dissous

La figure 4.3 (a) présente les courbes de restitutions dans le cas de particules en suspension dans le milieu poreux. On peut observer que le temps d'arrivée des particules en suspension au point finale est moins marqué par rapport au traceur dissous quelque soit la vitesse d'écoulement, et donc les particules en suspension sont plus rapide que le traceur dissous

La figure 4.3 (b) montre les courbes de restitution du traceur dissous. Ces courbes présentent la concentration relative en fonction du volume de pore.

La Comparaison aussi du comportement de transport entre (PES) et le (TD) est présentée sur la figure 4.4. Les simulations des courbes sont présentées par ordre croissant de la vitesse. On observe d'abord que la concentration obtenue par le traceur conservatif est souvent supérieure à celle

obtenue avec les particules en suspension quelque soit la vitesse (tableau 4.1). Ou la concentration initiale  $C_0$  et la porosité  $\omega$  sont deux paramètres fixés, la différence entre (TD) et (PES) ne peuvent provenir que des valeurs de concentration en fonction de temps, cette différence est donc liée au temps de transfert des deux traceurs (conservatif et particulaire) où les particules en suspension sont transportées en un temps plus court que celui du traceur dissous (c'est-à-dire que PES sortent avant le TD). montre l'influence du type de traceur sur les mécanismes de transport et de dépôt.



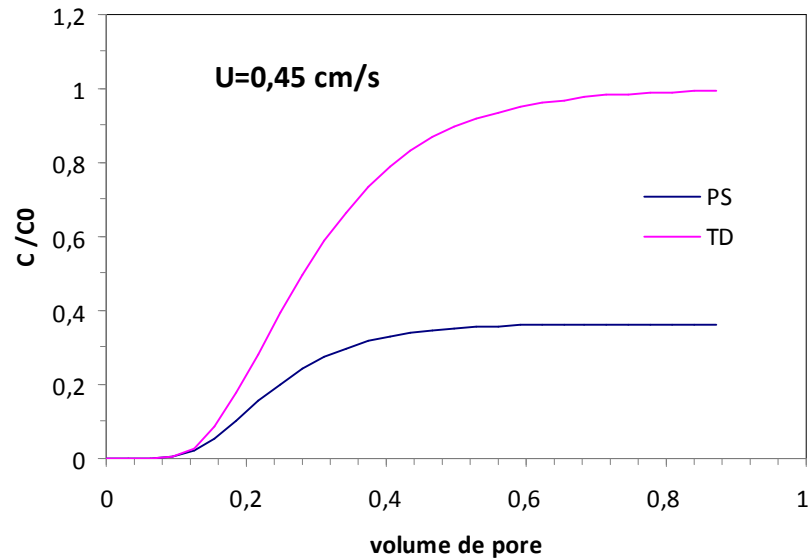


Figure 4.4 : Comparaison des courbes de restitution obtenues par traçage avec le traceur dissous par rapport à celles obtenues avec les particules en suspension pour les différentes vitesses.

#### 4.2.2.3 Influence de la concentration des particules en suspension:

Afin d'étudier la variation de la concentration des particules en suspension sur le phénomène de transport et dépôt, la simulation est portée sur des suspensions en particules avec des concentrations qui varient de 0.5g/l jusqu'à 3g/l avec une porosité de 0.4 et vitesses darcienne de 0.05cm/s e, 0.25cm/s et 0.45 cm/s.

La figure 4.5 présente les courbe de restitution pour les quatres concentrations à une même vitesse et de milieu poreux de même porosité, on observe que l'allure de la courbe des particules à faible concentration initiale inférieure à celle des particules de grande concentration initiale(tableau 4.3), et que le temps d'atteindre la concentration maximale (le plateau) est important pour des concentrations initiales élevées, et plus la vitesse est élevé plus le temps(de cette concentration maximale) est faible (tableau 4.3). Ces résultats montrent l'influence de la concentration sur les mécanismes de transport et de dépôt.

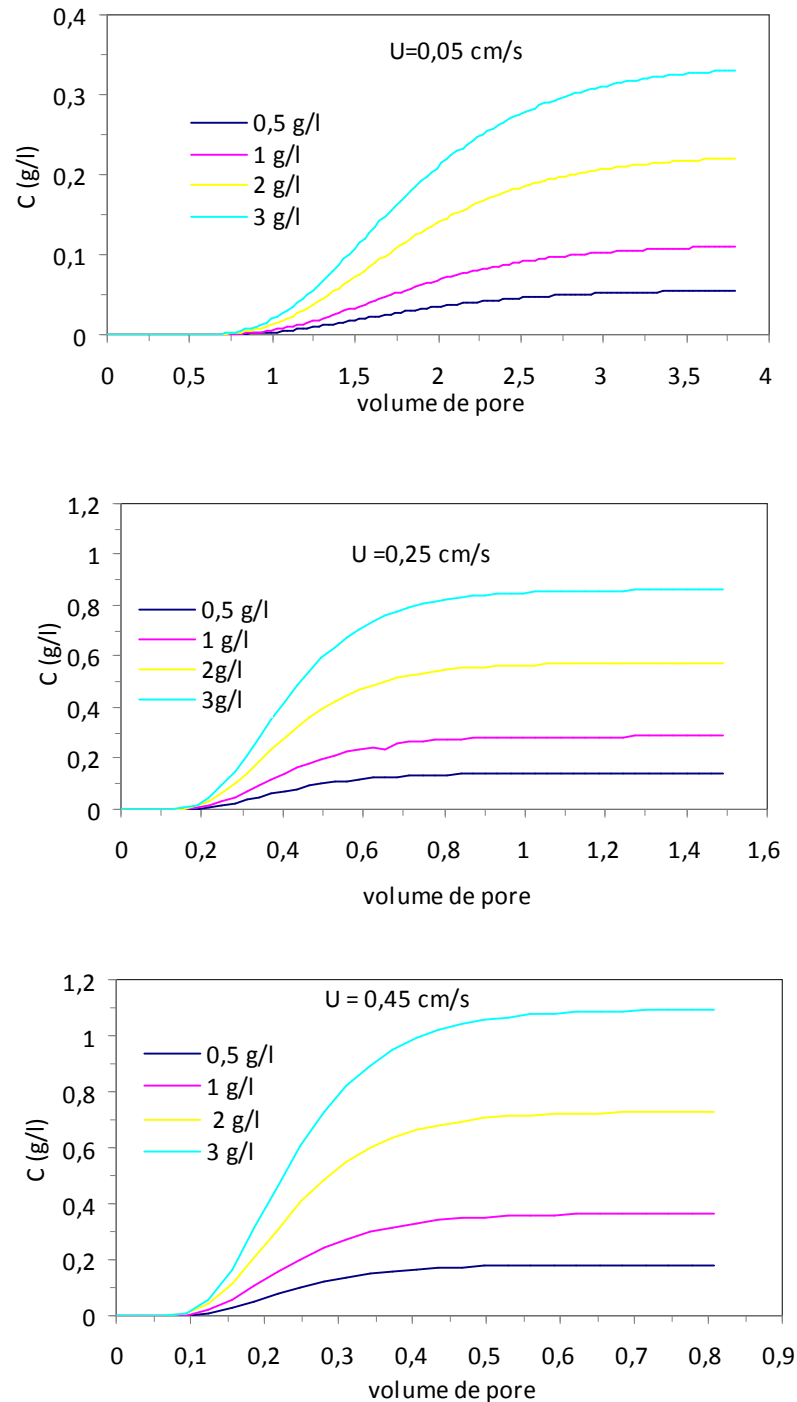


Figure 4.5 : Effet de la concentration injectée sur la restitution des particules

Sur le tableau 4.2 sont présentées les valeurs des concentrations relatives maximales en fonction des vitesses de Darcy pour les différents paramètres (effet de concentration et du milieu poreux), même cas pour le tableau 4.3 et au lieu de présenter les concentrations, on a présenté le temps en fonction des vitesses de Darcy pour les différents paramètres.

Cependant ; du tableau 4.2 on peut dire que pour les différentes simulations, les valeurs montrent que la concentration augmente avec la vitesse, et que le temps pour atteindre la concentration

maximale (le palier) est important pour la plus faible vitesse et même pour l'inverse comme le montre le tableau 4.3.

	Concentrations initiales ( $C_0$ )g/l				Porosités ( $\omega$ )				
	0.5	1	2	3	0.2	0.3	0.4	0.6	0.8
0.05cm/s	0,0563	0,1125	0,2250	0,3376	0,3027	0,1810	0,1125	0,0473	0,0216
0.25cm/s	0,1434	0,2868	0,5736	0,8605	0,5162	0,3818	0,2868	0,1681	0,1026
0.45cm/s	0,1821	0,3642	0,7284	1,0926	0,5887	0,4606	0,3642	0,2339	0,1547

Tableau 4.2 : Tableau récapitulatif des valeurs des concentrations relatives maximales à partir des vitesses de Darcy pour les différents paramètres (effet de concentration et du milieu poreux)

	Concentrations initiales ( $C_0$ )g/l				Porosités ( $\omega$ )				
	0.5	1	2	3	0.2	0.3	0.4	0.6	0.8
0.05cm/s	920	925	920	980	640	770	920	995	1020
0.25cm/s	260	260	260	295	190	215	260	355	380
0.45cm/s	185	185	185	185	95	145	185	210	220

Tableau 4.3 : Valeurs des temps d'atteindre les concentrations relatives maximales à partir des vitesses de Darcy pour les différents paramètres (effet de concentration et du milieu poreux)

#### 4.2.2.4 Effet du milieu poreux

La figure 4.6 présente la variation des concentrations en fonction de volume de pore pour les cinq milieux étudiés pour la même concentration initiale  $C_0 = 2$  g/l. Pour toutes les vitesses testées, on constate que les grandes évolutions de concentration sont obtenus pour de très faibles porosité cela souligne l'importance de ce paramètre. Ce résultat obtenu pour les particules en suspension utilisées et dans les différents milieux poreux montre l'influence de la nature du milieu poreux sur les mécanismes de transport et de dépôt.

Du tableau 4.2 on remarque que plus la vitesse augmente plus la concentration relative maximale est importante, et plus la vitesse diminue plus le temps de restitution est élevé indiqué sur (tableau 4.3) (c'est la même remarque pour l'effet de concentration), cela est logique si non évident avec la description phénoménologique de cette problématique.

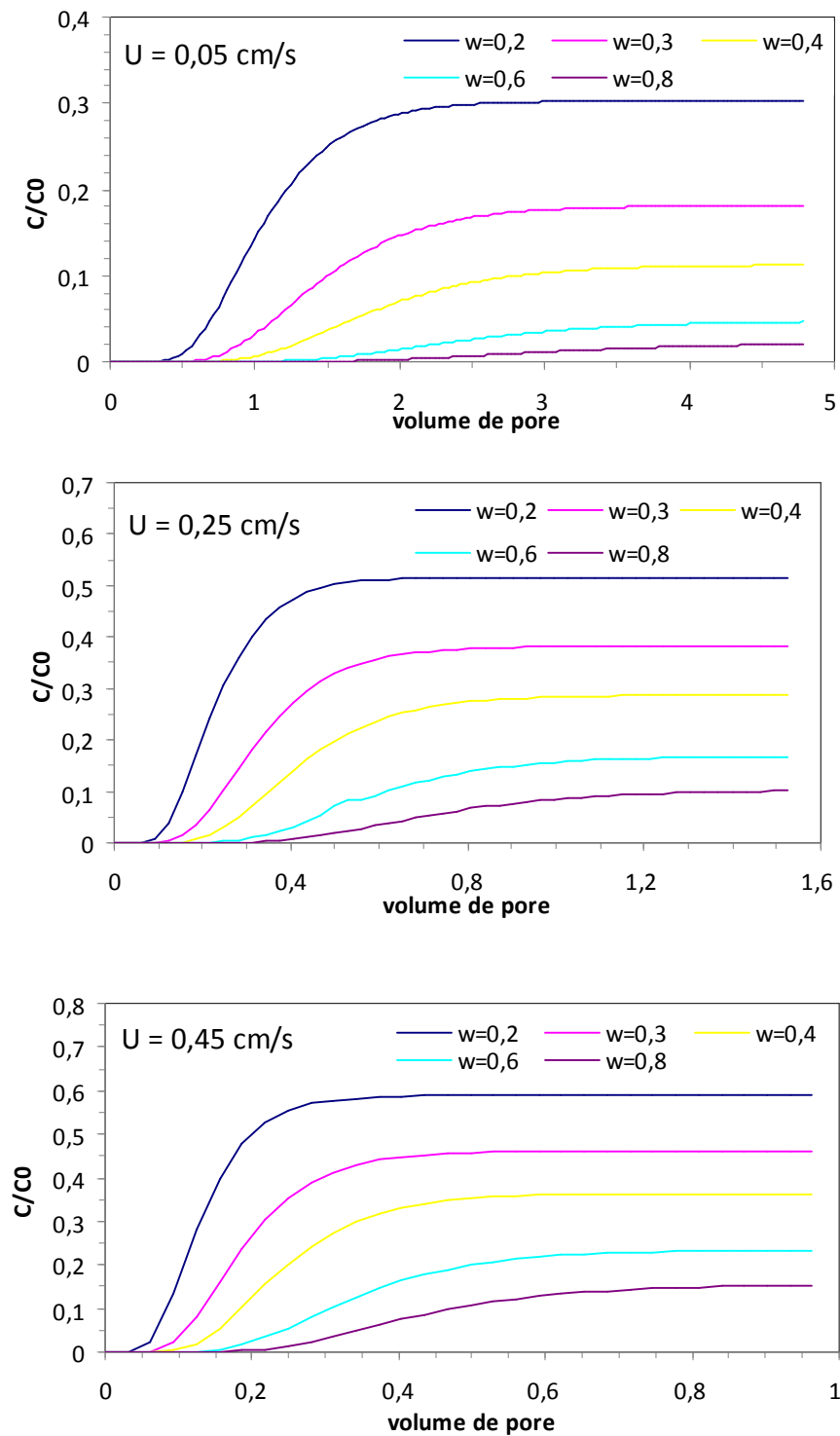
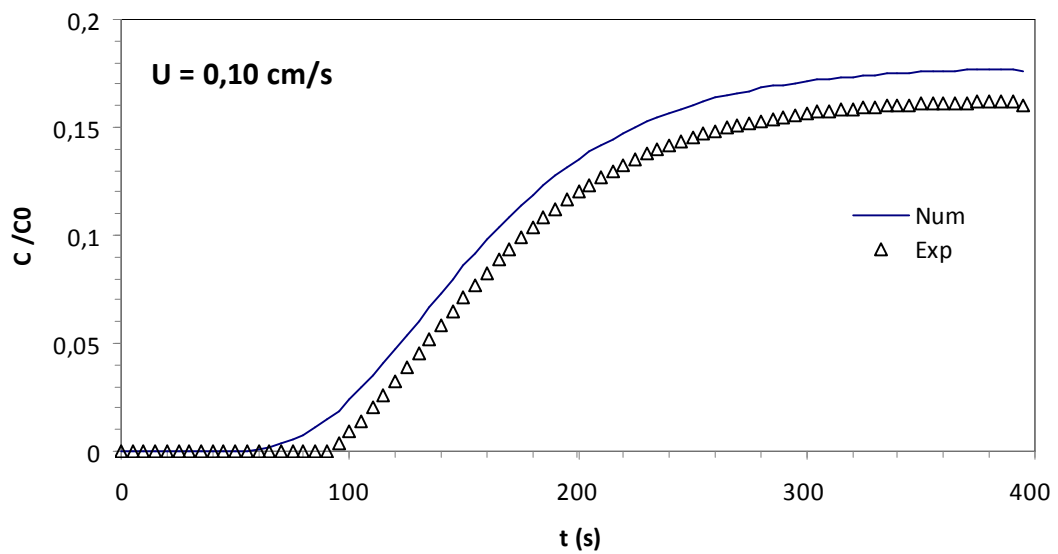
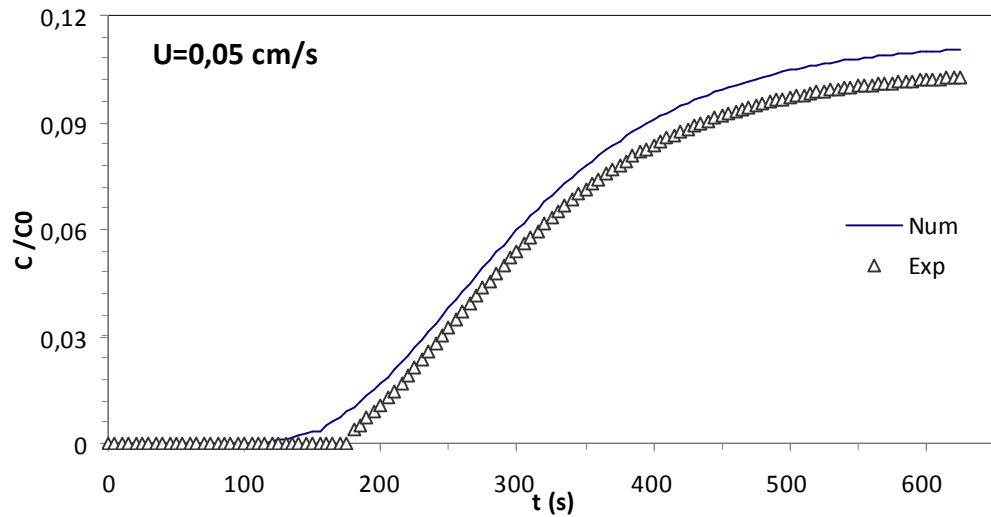


Figure 4.6 : Evolution de la concentration relative en fonction du volume pore. (Variation des vitesses de Darcy pour les cinq milieux poreux: effet de porosité)

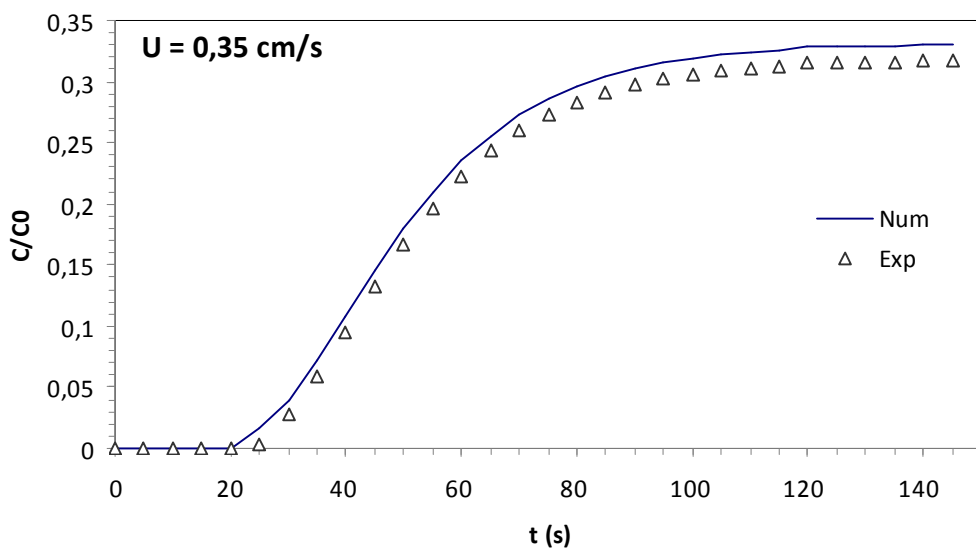
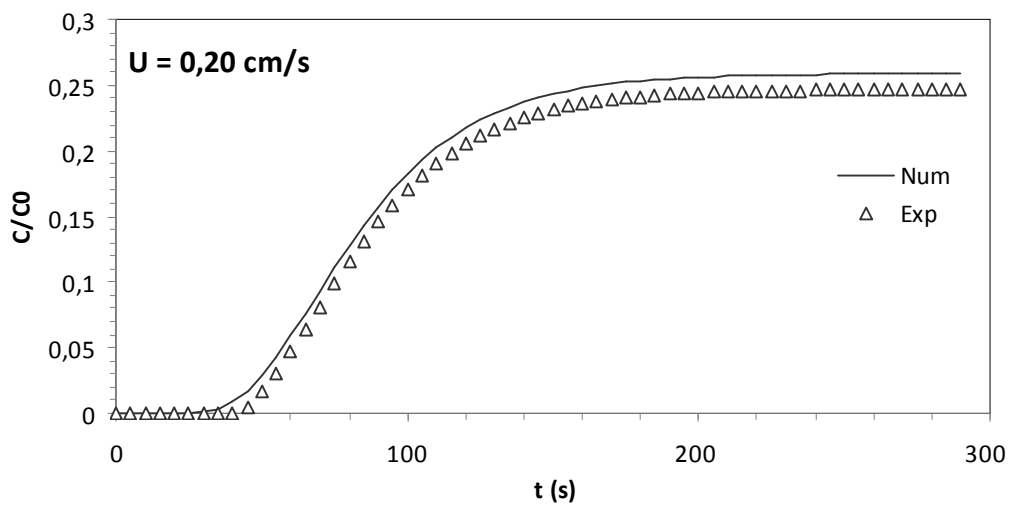
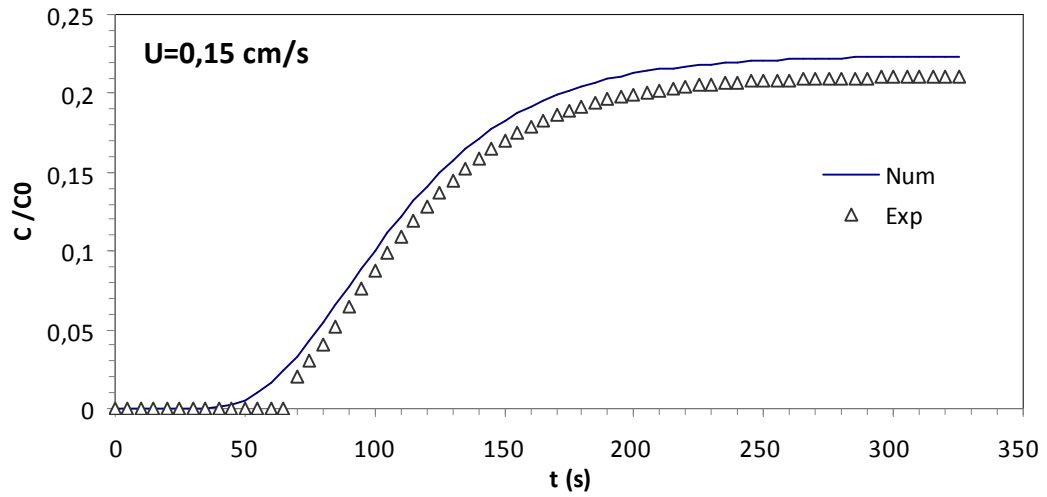
#### 4.2.2.5 Comparaison avec les résultats expérimentaux :

La vérification des schémas numériques a été complétée par une comparaison entre les résultats de la modélisation et les résultats d'essais en laboratoire trouvés dans la littérature.

Les figures 4.7, 4.8 présentent les courbes de restitutions numériques et expérimentales des particules en suspension et du traceur dissous pour les différentes vitesses et en conditions suivantes  $C_0 = 2 \text{ g/l}$ ,  $\omega=0.4$







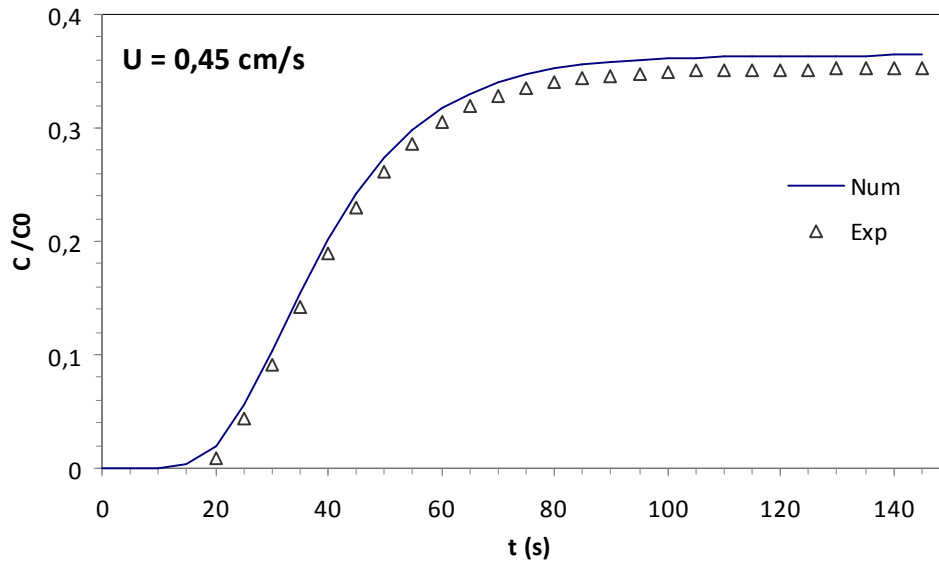
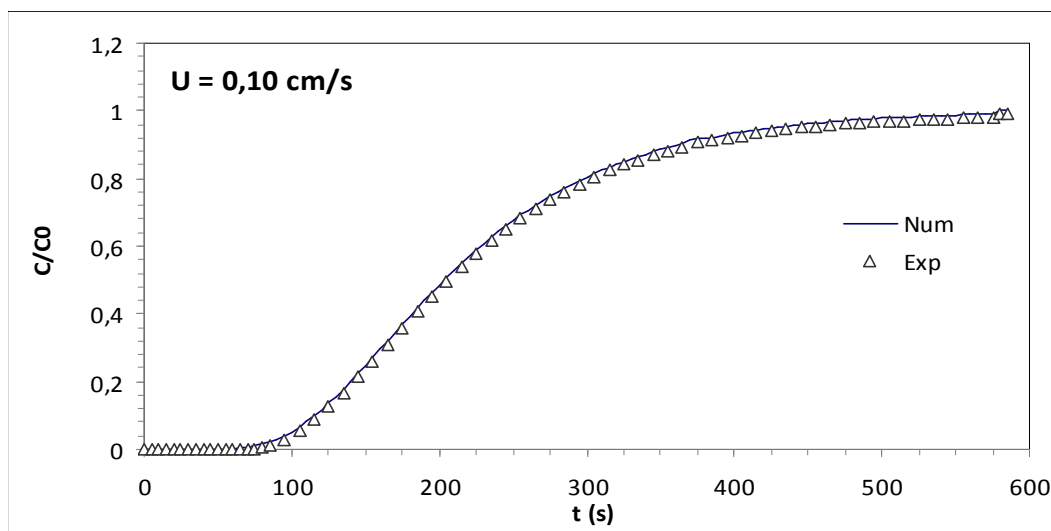
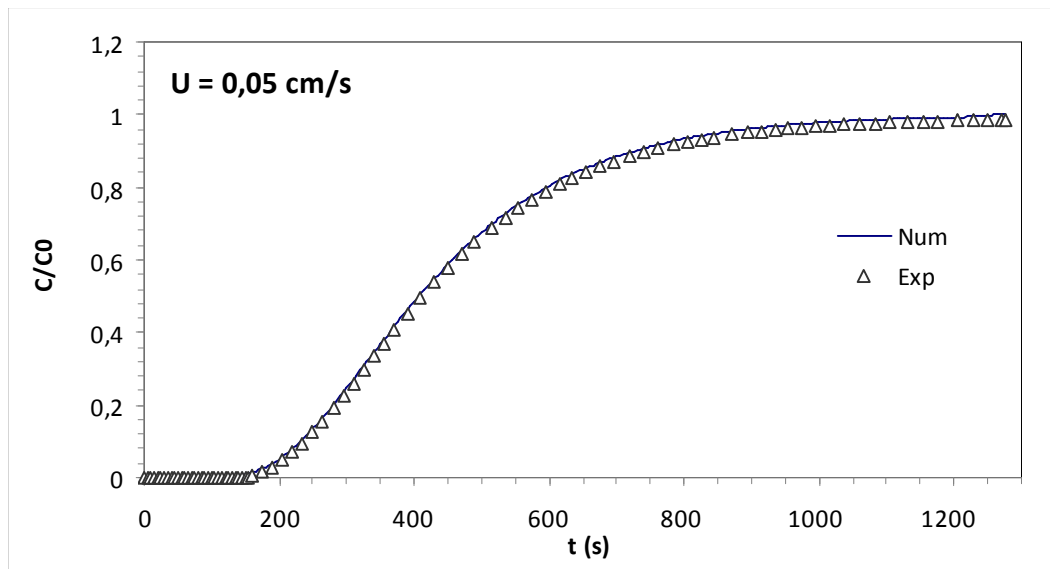
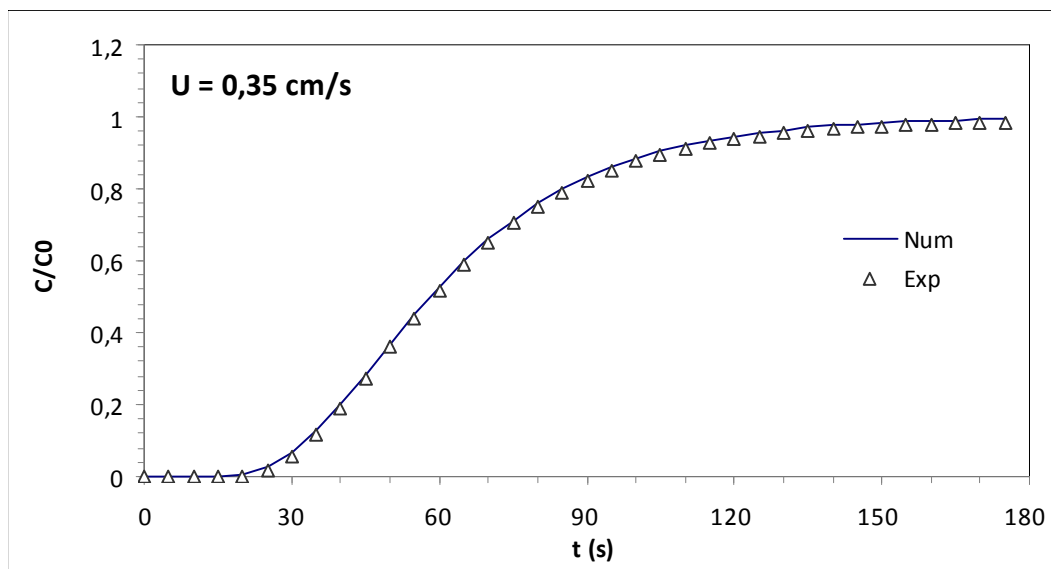
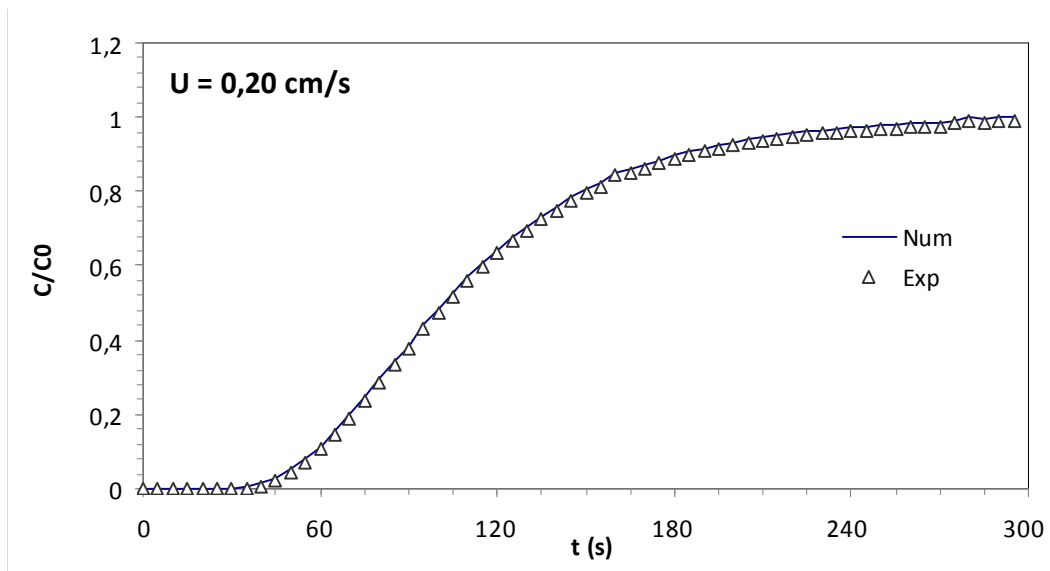
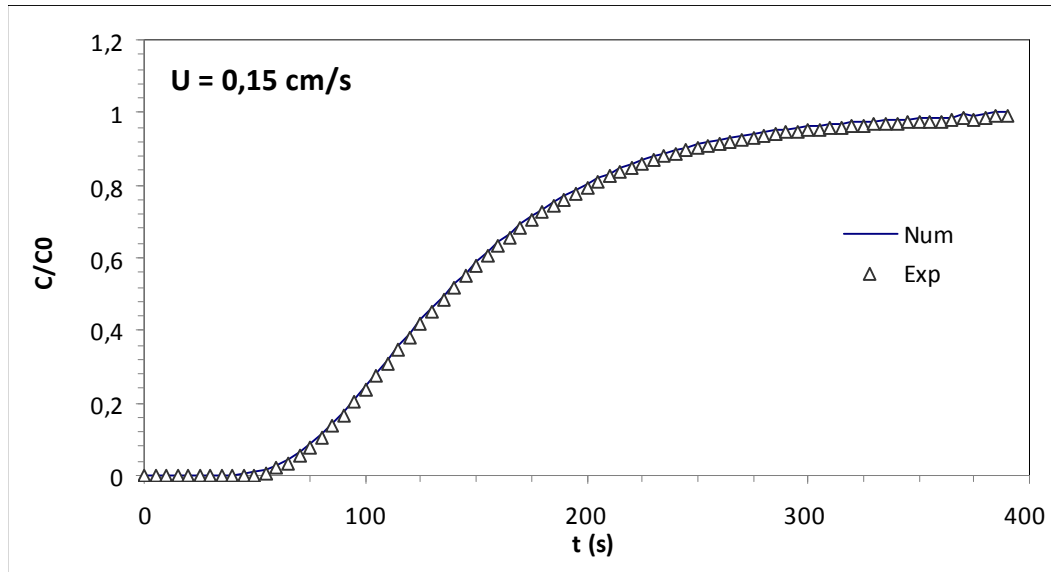


Figure 4.7: Comparaison du comportement de transport des particules en fonction de la vitesse de Darcy (entre l'expérimental et numérique)





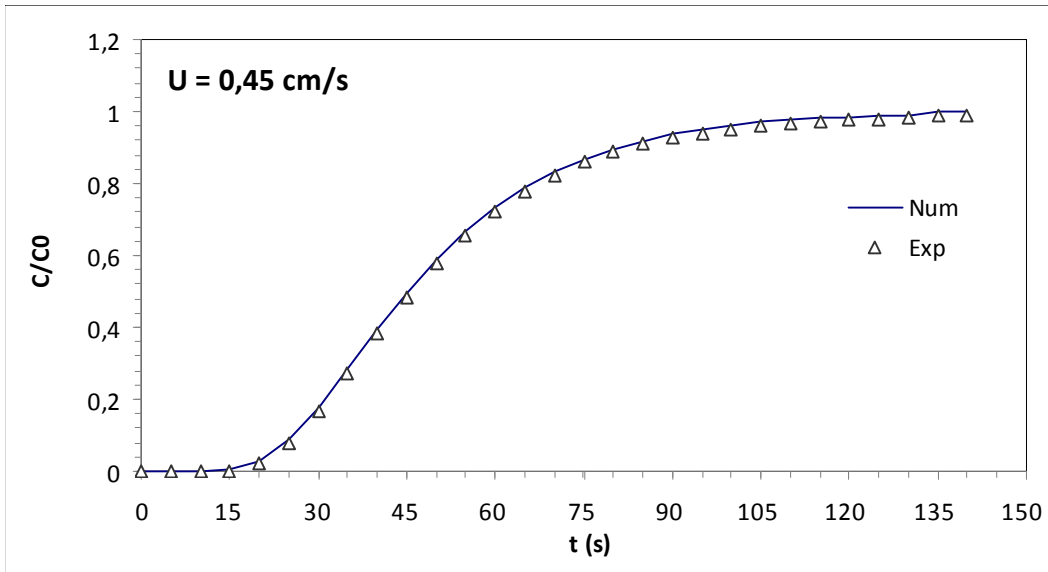


Figure 4.8: Comparaison du comportement de transport du traceur dissous en fonction de la vitesse de Darcy (entre l’expérimental et numérique)

On constate que les résultats du modèle sont excellents dans le cas du traceur dissous.

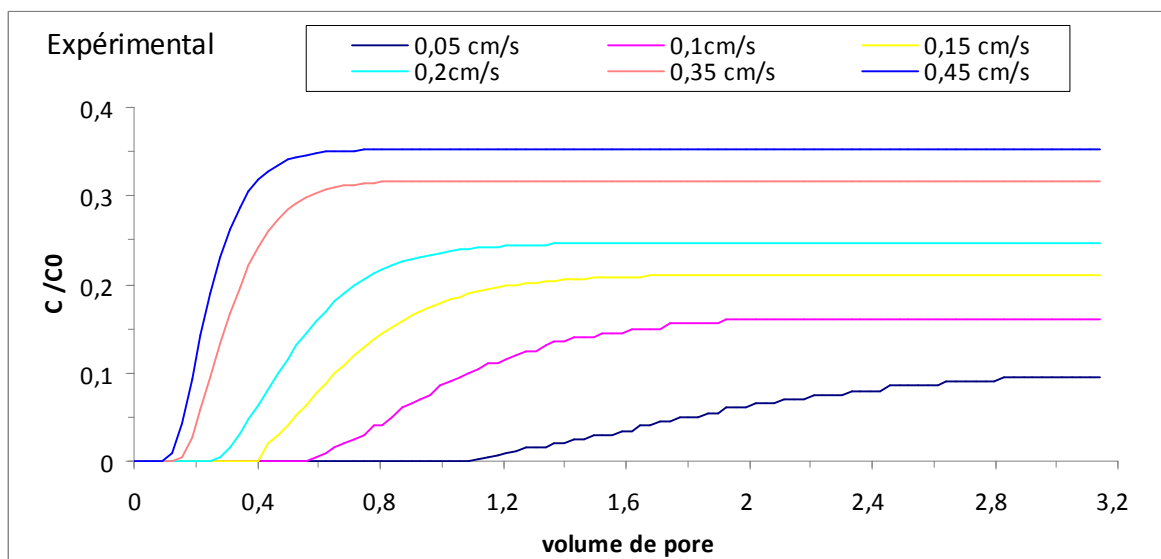


Figure 4.9 : Les courbes restitutions expérimentales des particules en suspension.

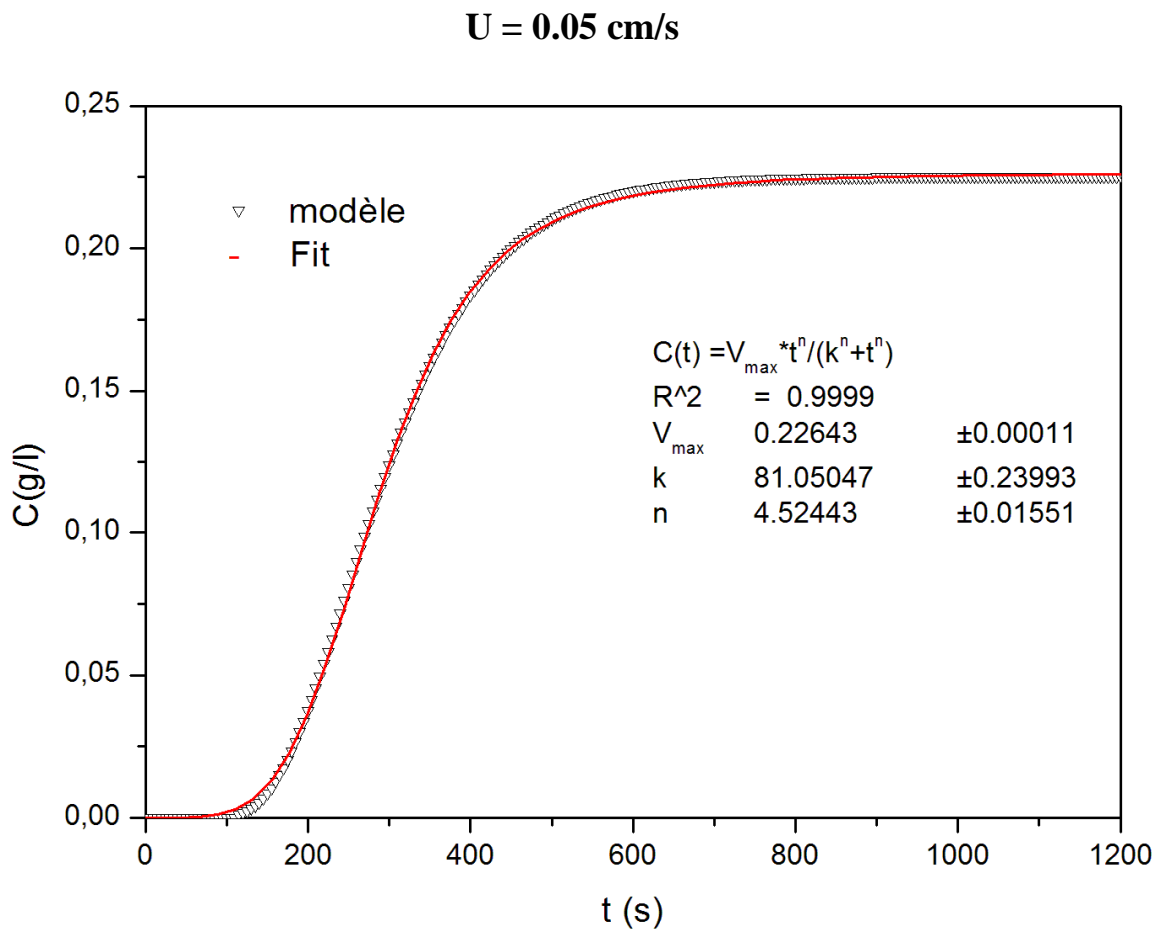
• **CALCUL D’ERREUR**

Vitesses (cm/s)	0.05	0.10	0.15	0.20	0.35	0.45
Erreur (%)	0.8	1	1.3	1.2	1.3	1.2

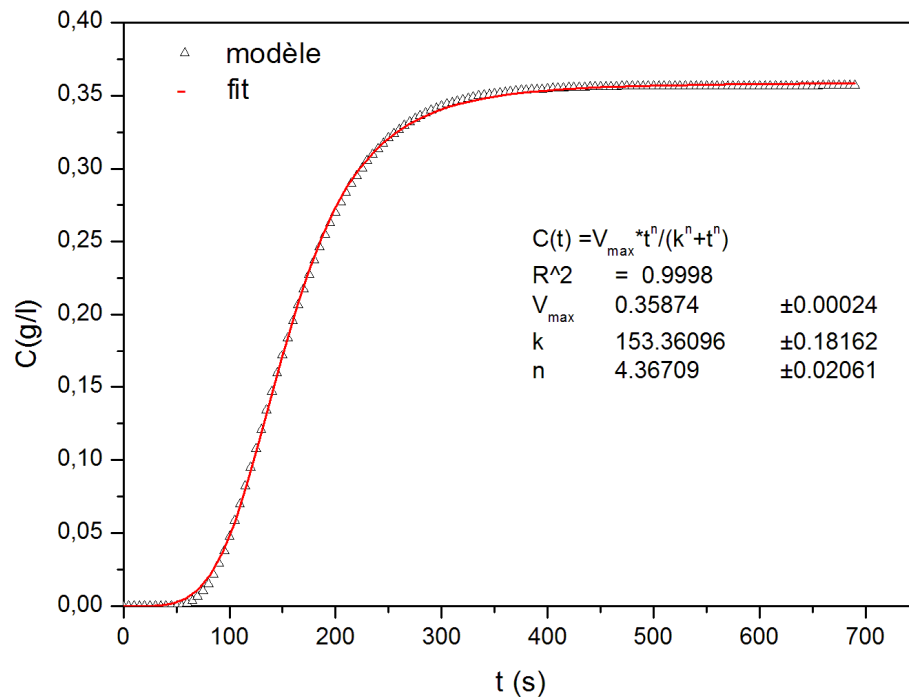
### 4.3 CALAGE DES COURBES NUMERIQUES

Le calage des courbes de simulation numérique, suggère que la relation donnée par l'équation (4.1) est la forme la plus appropriée.

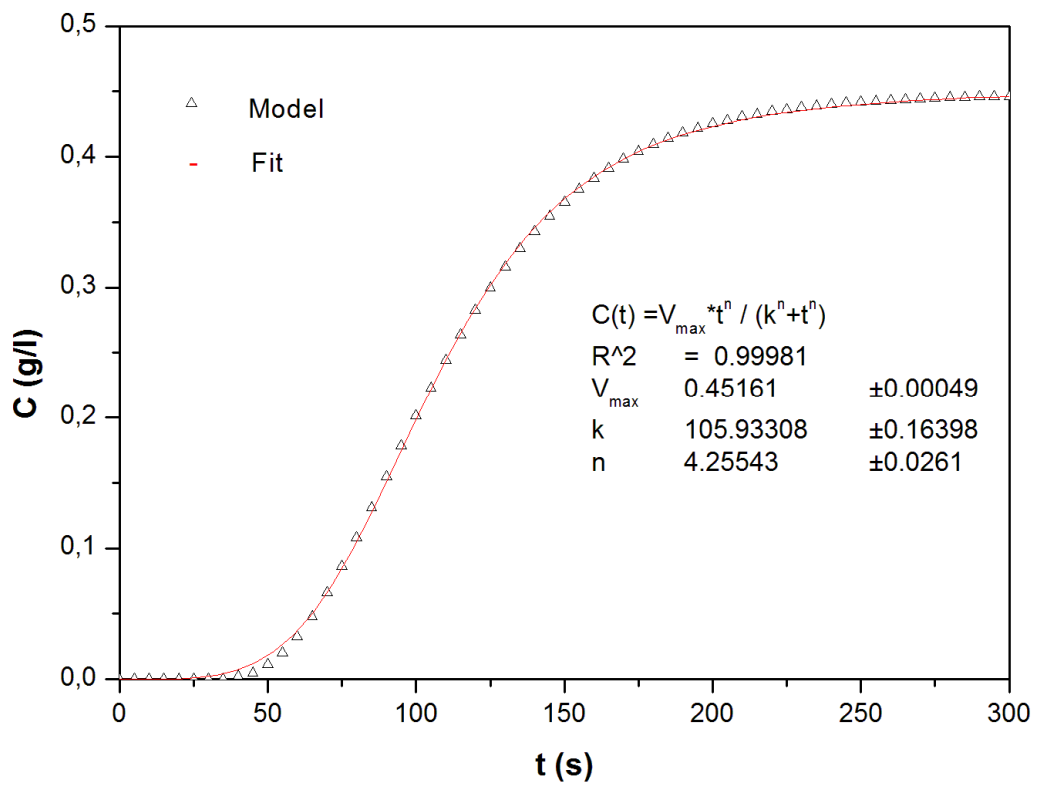
$$C(t) = V_{\max} \frac{t^n}{k^n + t^n} \quad (4.1)$$



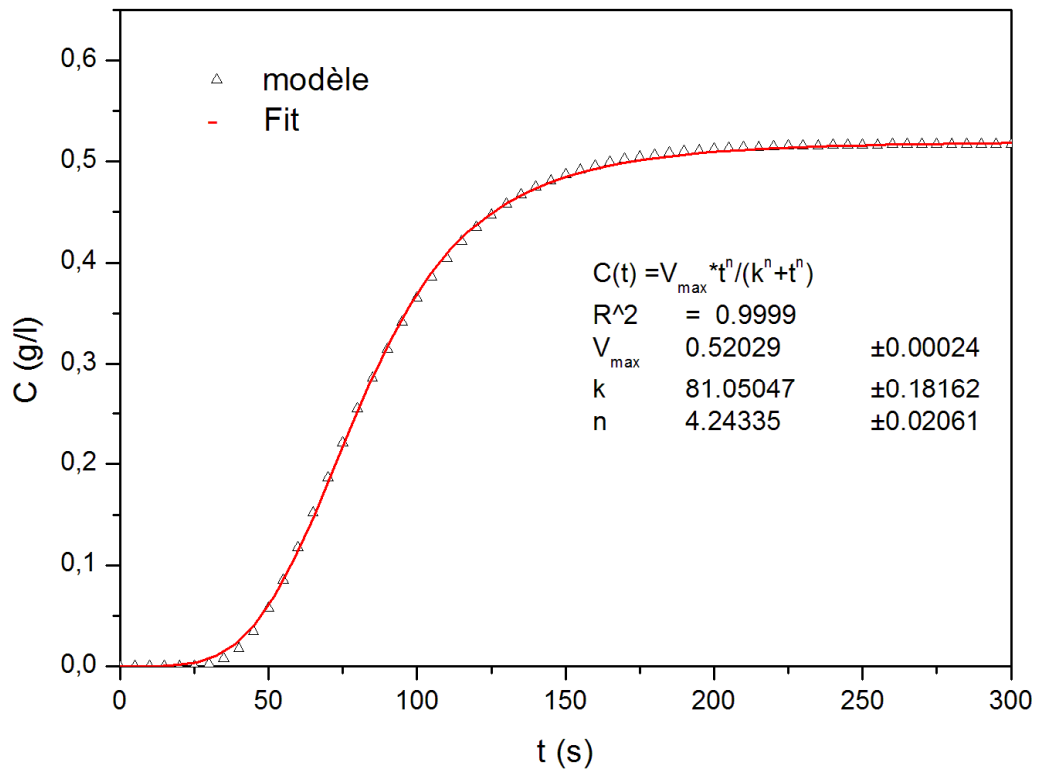
**U = 0.10 cm/s**



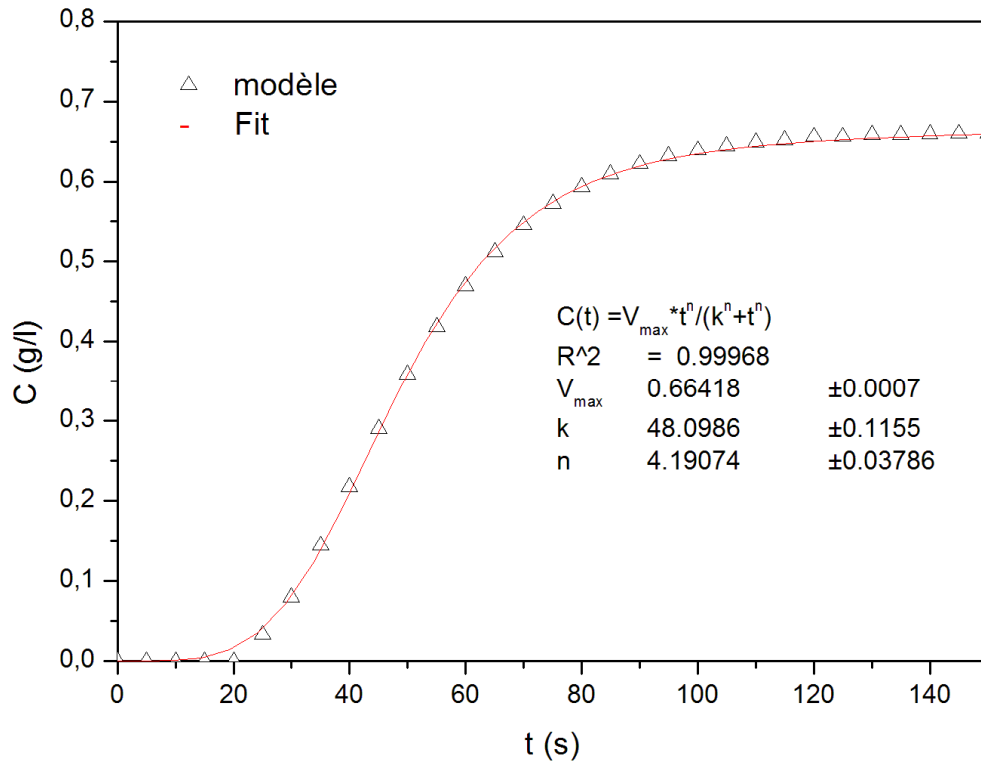
**U = 0.15 cm/s**



**U=0.20 cm/s**



**U=0.35 cm/s**



**U=0.45 cm/s**

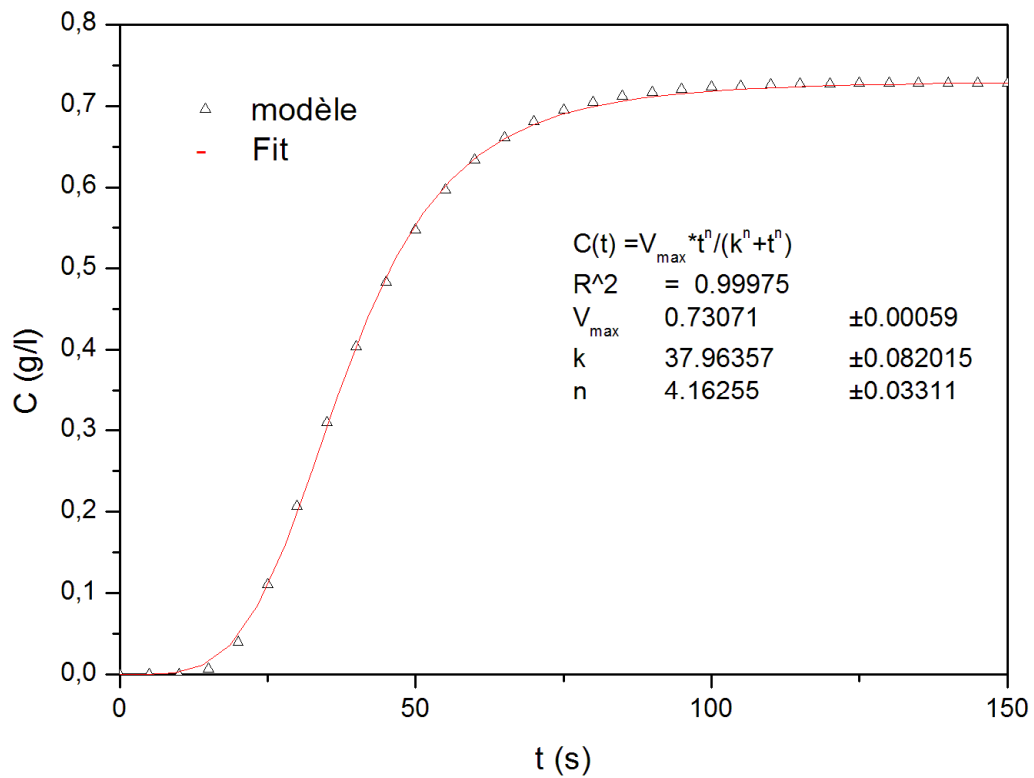


Figure 4.10 : Calage des courbes numériques.

#### 4.4 CONCLUSION

Les résultats de simulation présentés dans ce chapitre montrent que le transport et le dépôt des particules en suspension en milieux poreux saturé sont contrôlés par plusieurs facteurs qu'on peut résumer comme suit :

- 1- La vitesse d'écoulement,
- 2- Le type de traceur,
- 3- La concentration des particules transportées,
- 4- La porosité du milieu poreux.

Il a été vu que d'une façon générale les résultats fournis par le modèle sont précis. Ainsi, les considérations qui précèdent suggèrent que le schéma de discrétisation retenu donne d'excellents résultats parfaitement conformes à ceux obtenus expérimentalement.



## CONCLUSIONS GENERALES ET PERSPECTIVES

L'objectif de ce travail était de développer un modèle mathématique 1D capable de simuler le transport de masse dans des milieux poreux saturés en colonne de laboratoire. Dans ce travail, nous avons présenté tout d'abord une revue bibliographique sur l'état des connaissances actuelles concernant le transport de masse qui joue un rôle primordial dans les problèmes liés à la pollution du sol et de l'érosion interne des ouvrages hydrauliques en terre. La démarche générale de la modélisation a consisté à exprimer le bilan de masse dans un volume élémentaire du milieu poreux à l'échelle macroscopique pour obtenir l'équation général de transport dite convection-dispersion avec un terme de dépôt de premier ordre. La résolution de cette équation en utilisant la méthode des lignes (semi-discrète) prend en compte la vitesse d'écoulement, la porosité du milieu poreux, et de la concentration de la solution particulière initiale injectée. Les résultats trouvés expriment la concentration spatio-temporelle de l'effluent le long du milieu poreux saturé. La comparaison entre les résultats expérimentaux et les calculs théoriques révèlent d'une part la robustesse du modèle, et l'importance des paramètres étudiés d'autre part. Il a été constaté de manière générale une très bonne cohérence entre l'expérimentation et le modèle développé dans cette étude.

Les résultats obtenus nous ont permis de tirer les conclusions suivantes:

- ✓ Les concentrations finales obtenues dépendent considérablement des paramètres étudiés : vitesse d'écoulement, porosité du milieu poreux, concentration initiale injectée.
- ✓ Les résultats de simulation pour un traceur dissous (TD) corroborent parfaitement les résultats expérimentaux.

Plusieurs perspectives peuvent être entreprises dans la continuité de ce travail. Les résultats acceptables obtenus nous permettront de dire qu'il serait souhaitable d'étendre la modélisation à d'autres mécanismes tels que le straining et le relargage des particules.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

**Abadzic, S. D. and J. N. Ryan. 2001.** Particle Release and Permeability Reduction in a Natural Zeolite (Clinoptilolite) and Sand Porous Medium. *Environ. Sci. Technol.* 3, 4502-4508.

**Adel abdallah.1999.** Modélisation de la filtration dans les sols fins compactés : Intégration des écoulements préférentiels dans les macropores.

**Ahfir, N-D., HQ. Wang, A. Benamar, A. Alem, N. Massei, J-P. Dupont. 2006.** Transport and deposition of suspended particles in saturated porous media: hydrodynamic effect. *Hydrogeology Journal*, DOI 10.1007/s10040-006-0131-3.

**Bear, J. 1972.** Dynamics of fluids in porous media. *Dover publications, INC. New York*

**Bear J.,1979.** Hydraulics of groundwater. McGraw-Hill, New York, N.Y. Donnan, W.W. (1946)

. Model tests of a tile-spacing formula. *Proc. Soil Science society of America*, 11:131-136.

**Benamar, A., HQ. Wang, N-D. Ahfir, A. Alem, N. Massei, J-P. Dupont. 2005.** Effets de la vitesse d'écoulement sur le transport et la cinétique de dépôt de particules en suspension en milieu poreux saturé. *C. R. Geoscience*, 337, 497-504.

**Benamar, abdallah Alem A, Naser Ahfir, HQ. Wang. 2005.** Contribution du transport de particules en suspension à l'érosion interne des sols-migration de particules en milieu poreux. *AUGC 2006*.

**Bendahmane, F., D., Marot, A., Alexis, P. Thomas. 2004.** Étude expérimentale de l'évolution par érosion interne des matériaux d'ouvrage hydraulique en terre. *XXIIèmes Rencontres Universitaires de Génie Civil – Ville & Génie Civil, Marne-la-Vallée les 3 & 4 juin, Paris*.

**Bendahmane.F, 2005.** Influence des interactions mécaniques eau-sol sur l'érosion interne. Thèse de doctorat. Ecole Centrale de Nantes en France.

**Besnard, K. 2003.** Modélisation du transport réactif dans les milieux poreux hétérogènes. Application aux processus d'adsorption cinétique non linéaire. *Thèse de doctorat, Université de Rennes 1*.

**Bezzar.A. 2009.** Etude de la diffusion et de l'adsorption de contaminants dans les sols fins : application aux sites de décharges de la région de Tlemcen. Thèse de doctorat en génie civil. Université Abou bekr Belakaid. Tlemcen.

**Bize J., L. Bourguet, J. Lemoine. 1972.** Alimentation artificielle des nappes souterraines. *Paris Masson*.

**Bradford, S. A., M. Bettahar. 2006.** Concentration dependent transport of colloids in saturated porous media. *Journal of Contaminant Hydrology*, 82, 99-117.

**Castany Gilbert. 1998.** Hydrogéologie. Principes et methods. *DUNOD, Paris, ISBN 2 10 004171 1*.

**Compère, F., G. Porel, F. Delay. 2001.** Transport and retention of clay particles in saturated porous media. Influence of ionic strength and pore velocity. *Journal of Contaminant Hydrology*, Vol. 49, 1-21.

**Darcy, H. 1865.** Librairie des corps impériaux des Ponts et Chaussées et des Mines, Fontaine Publiques de la Ville de Dijon.

**De Jonge, L.W., C.Kjaergaard and P. Moldrup, 2004.** Colloids and Colloid-Facilitated Transport of Contaminants in Soils : An Introduction : Vadose zone Journal, vol 3 :321-325. .

**Dechesne, M 2002.** Connaissance et modélisation du fonctionnement des bassins d'infiltration d'eaux de ruissellement urbain pour l'évaluation des performances techniques et environnementales sur le long terme. Thèse de Doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon,

**de Marsily G. 1986.** Quantitative hydrogeology. Groundwater hydrology for engineers. *Academic Press, INC, New York.*

**Detay, M. 1993.** Le forage d'eau: Réalisation, entretien, réhabilitation. Édition *Masson*

**Dupont J.P., Guézennec L., LafiteR., LeHir P., Patrick, Lesueur, 2001.** Matériaux fins, cheminement, des particules en suspension, Programme Seine-Aval Ifremer.

**Elimelech, M., C.R., O'Mella. 1990.** Kinetics of deposition of colloidal particles in porous media", *Enviro.Sci. Technol*, 1528-1536.

**Elimelech, M., J. Gregory, X. Jia, and R. A. Williams. 1995.** Particle Deposition and Aggregation: Measurement, Modeling, and Simulation, *Butterworth-Heinemann, Oxford.*

**Fetter, C.W. 1994.** Applied hydrogeology. Englewood-cliffs: Prentice Hall

**Foster, M., R. Fell, M. Spannagle. 2000.** The statistics of embankment dam failures and accidents. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 37, p.1000-1024.

**Goldman, A., R. Cox, and H. Brenner. 1967.** Slow viscous motion of a sphere parallel to a plane wall. *Chem. Eng. Sci.* 22, 637-651.

**Grolimund D., M. Elimelech, M. Borcovec. 2001.** Aggregation and deposition kinetics of mobile colloidal particles in natural porous media. *Colloids and Surfaces A : Physicochem. Eng. Aspects* 191, 179 – 188.

**Grolimund D., M. Borkovec, K. Barmettler, H. Sticher. 1996.** Colloid-Facilitated Transport of Strongly Sorbing Contaminants in Natural Porous Media: A Laboratory Column Study. *Environ. Sci. Technol.*, 30, 3118-3123.

**Grolimund, D., M. Elimelech, M. Borcovec, K. Barmettler, R. H. Kretzschmar, Sticher. 1998.** Transport of in situ mobilized colloidal particles in packed soil columns. *Environ. Sci. Technol.* 32, 3562 – 3569.

**Gruesbeck, C. and R. E. Collins. 1982.** Entrainment and deposition of fine particles in porous media. *Society of Petroleum Engineers Journal*: 847-856.

- Harr M.F., (1962)**, *Groundwater and seepage*. Mc Graw Hill, New York, 315 pages
- Herzig, J. P., D. M. Leclerc, P. Le Goff. 1970.** Flow of suspension through porous media, Application to deep bed filtration. *Industrial and Engineering Chemistry* 62, 8–35.
- Kretzschmar, R., Borkovec, M., Grolimund, D., M. Elimelech. 1999.** Mobile Subsurface Colloids and their Role in Contaminant Transport (Review Paper), *Advances in Agronomy*, Vol. 66, 121-194
- Kretzschmar, R., K. Barmettler, D. Grolimund, Y.D. Yan, M. Borkovec, H, Sticher. 1997.** Experimental determination of colloid deposition rates and collision efficiencies in natural porous media. *Water resour. Res.* 33, 1129 – 1137.
- Maroudas, A., P. Eisenklam. 1964.** Clarification of suspensions. A study of particle deposition in granular media. Part I: Some observations on particle deposition. *Chem. Eng. Sci.*, vol. 20, p. 867-873.
- Massei, N., M. Lacroix, HQ. Wang, and J-P. Dupont. 2002.** Transport of particulate material and dissolved tracer in a highly permeable porous medium: comparison of the transfer parameters. *Journal of Contaminant Hydrology*, 57, 21– 39
- McCarthy, J.F., and J.M. Zachara. 1989.** Subsurface transport of contaminants. *Environ. Sci. Technol.* 23 : 496-502.
- McCaulou, D.R., R.C. Bales, J.F. McCarthy. 1994.** Use of short-pulse experiments to study bacterial transport through porous media. *J. Contamin. Hydrol.* 15, 1-14.
- McDowell-Boyer, L.M., J.R. Hunt, N.Sitar. 1986.** Particle transport through porous media. *Water Resources Research* 22, No. 13, 1901 –1921.
- Moghadasi, J., H. Müller-Steinhagen, M. Jamialahmadi and A. Sharif. 2004a.** Theoretical and experimental study of particle movement and deposition in porous media during water injection. *Journal of Petroleum Science and Engineering*, 43, 163-181
- Moghadasi, J., H. Müller-Steinhagen, M.: Jamialahmadi and A. Sharif. 2004b.** Model study on the kinetics of oil field formation damage due to salt precipitation from injection. *Journal of Petroleum Science and Engineering*, 43, 201-217
- Ochi, J. 1994.** Etude et modélisation de la chute de perméabilité en relation avec l'injection de fluides dans les réservoirs argilo-gréseux. *Thèse de doctorat, Université de Paris XI Orsay.*
- Pfannkuch H.O. 1963.** Contribution à l'étude des déplacements de fluides miscibles dans un milieu poreux. *Rev Inst Fr Pétrol* 18: 215–270
- Reddi, L. N., I.M. Lee, and M.V.S. Bonala. 2000.** Comparison of Internal and Surface Erosion using Flow Pump Tests on a Sand-Kaolinite Mixture. *ASTM Geotechnical Testing Journal*, Vol. 23, No. 1, pp. 116-122.

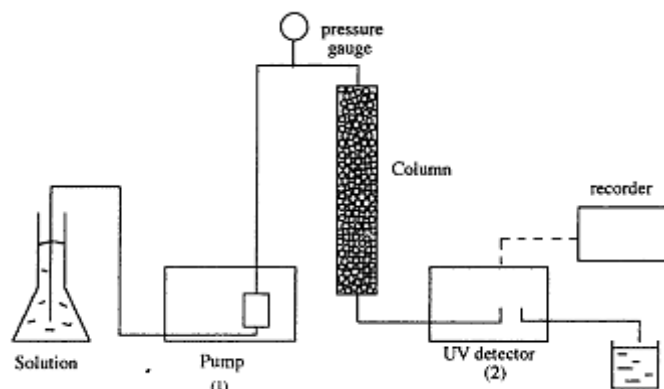
- Rodier, E., J. Dodds. 1995.** An experimental study of the transport and capture of colloids in a porous medium subjected to step increases in concentration. *Colloids and Surfaces A: Physicochemical and Engineering Aspects*, 105, 221-231
- Rousseau M., 2003.** Transport préférentiel des particules dans un sol non saturé: de l'expérimentation en colonne lysimétrique à l'élaboration d'un modèle à base physique. Thèse de doctorat, Institut national polytechnique Grenoble, p.272.
- Ryan, J.N., M. Elimelech. 1996.** Colloid Mobilization and Transport in Groundwater. *Colloids and Surfaces A*, Vol. 107, 1-56.
- Seta, A.K., and A.D. Karathanasis. 1997.** Atrazine adsorption by soil colloids and co-transport through subsurface environments. *Soil Sci. Soc. Am. J.* 61:612–617.
- Srivithayapakorn S., A.A. Keller. 2003.** Transport of colloids in saturated porous media: A pore scale observation of the size exclusion effect and colloid acceleration, *Water Resources Research*, 39(4): 1109.
- Spielman, L., P.M. Cukor, 1973.** Deposition of non-Brownian particles under colloidal forces. *J. Coll. Int. Sci.* 1, 43-51.
- Tien, C. 1989.** Granular filtration of aerosols and hydrosols. *Butterworths, Boston.*
- Tufenkji, N., M. Elimelech. 2004.** Correlation Equation for Predicting Single-Collector Efficiency in Physicochemical Filtration in Saturated Porous Media”, *Environmental Science and Technology*, Volume 38, January 2004, pages 529-536.
- Tufenkji, N.2005.** Colloid and microbe migration in granular environments: Adiscussion of modeling methods, Department of Chemical Engineering, McGill University, Montreal, pages 119-142.
- Van Zyl, D., M.E. Harr. 1981.** Seepage erosion analyses of structures. *Proc. 10-th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Vo. 1, 503-509.*
- Wang, HQ., M. Lacroix, N. Massei, J-P. Dupont. 2000.** Transport des particules en milieu poreux : détermination des paramètres hydrodispersifs et du coefficient de dépôt. *C. R. Acad. Sci. Paris, Sciences de la Terre et des planètes*, 331, 97–104
- Yao, K.M. ; Habibian, M.T. & O'Melia, C. R. 1971.** Water and waste water filtration : concepts and applications. *Environmental Science and technology.* 5, 1105-1112.

# **ANNEXE**

## Expériences sur colonnes de laboratoire

Les expériences sur colonnes concernant le transport, la rétention ou le relargage de particules en milieux poreux se sont multipliées. De nombreux types de particules (colloïdes, micro-organismes, particules en suspension) ont été utilisés dans différents milieux poreux et dans des conditions hydrodynamiques et physico-chimiques différentes.

D’où l’étude du transport en laboratoire se fait généralement sur des colonnes de petites dimensions placées en position verticale où l’écoulement de l’influent est ascensionnel [Kretzschmar, 1997 ; Rodier, 1995]( figure1).



**Figure 1** : Dispositif expérimental vertical ( **Rodier et Dodds, 1995**)

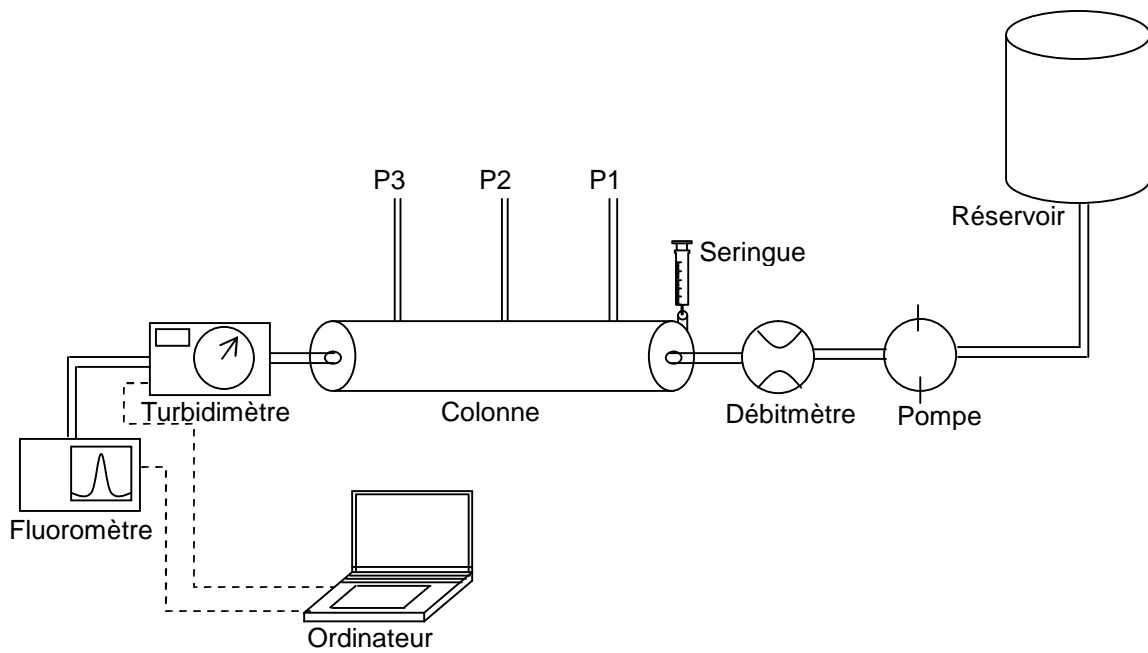
La position horizontale de la colonne a été adoptée par [Porel 1988] pour que le modèle soit représentatif du site expérimental et pour s’affranchir des effets de gravité sur l’écoulement. Les colonnes testées sont positionnées horizontalement pour simuler une nappe captive et pour éviter un tassement inégal le long de la colonne pendant les essais de traçage (**figure 2**)

Le dispositif expérimental se compose d’ un réservoir d’eau pour alimenter la colonne, d’une pompe péristaltique permettant d’avoir un débit constant pendant chaque essai, un débitmètre numérique pour mesurer le débit d’alimentation, d’une seringue pour réaliser des injections, d’une colonne en plexiglas et à la sortie de cette colonne un système de détection connecté à un PC. La colonne est de ...cm de diamètre intérieur et de 320mm de longueur. Trois piézomètres équipent la colonne pour contrôler la variation de charge hydraulique.

Le système de détection est composé d’un turbidimètre qui permet de mesurer la turbidité des suspensions de particules et d’une centrale d’acquisition. La restitution du traceur dissous est enregistrée par un fluoremètre.

Les injections se réalisent rapidement à l’aide d’une seringue, la quantité de la solution injectée est faible par rapport au volume total des pores. La réalisation d’un étalonnage du

turbidimètre permet de convertir la turbidité en concentration en matières en suspension, afin d'estimer le taux de restitution des particules en sortie de la colonne par intégration de la chronique.

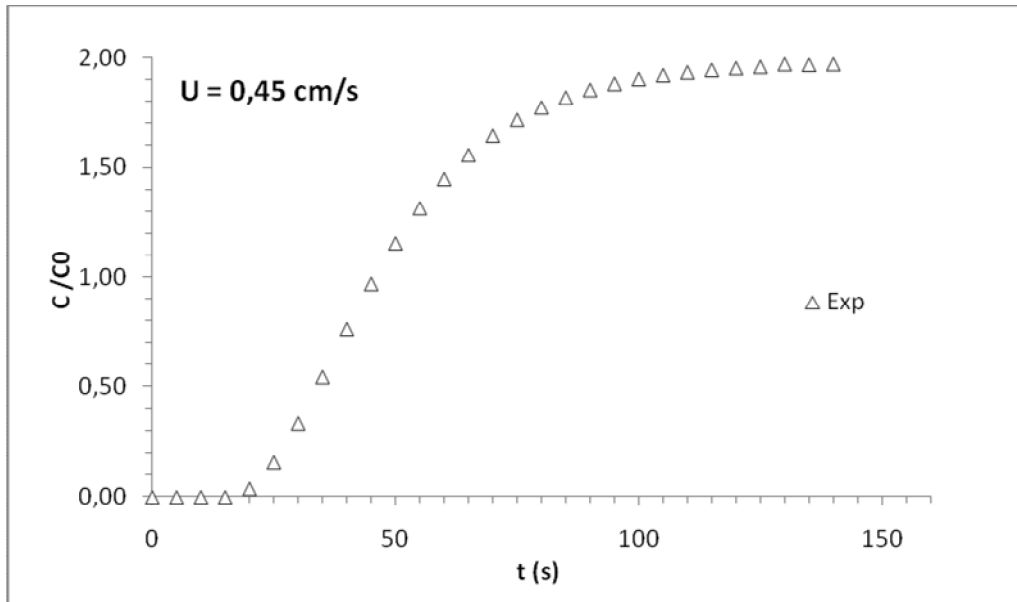


**Figure 2:** Dispositif expérimental équipé de 3 piézomètres ( **Ahfir et al, 2006**)

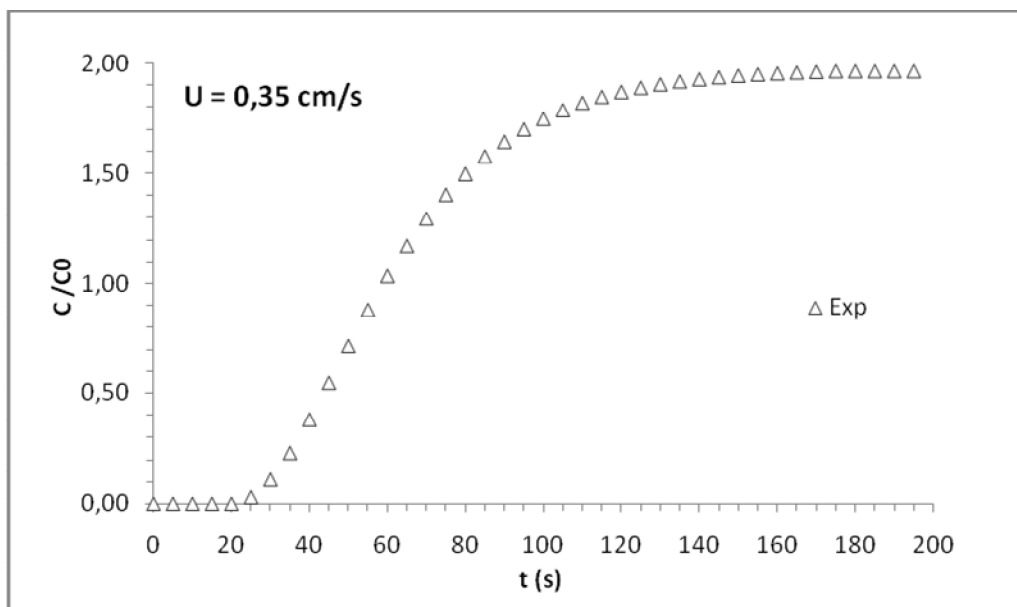
## Résultats expérimentaux

### I/Résultats pour le traceur dissous

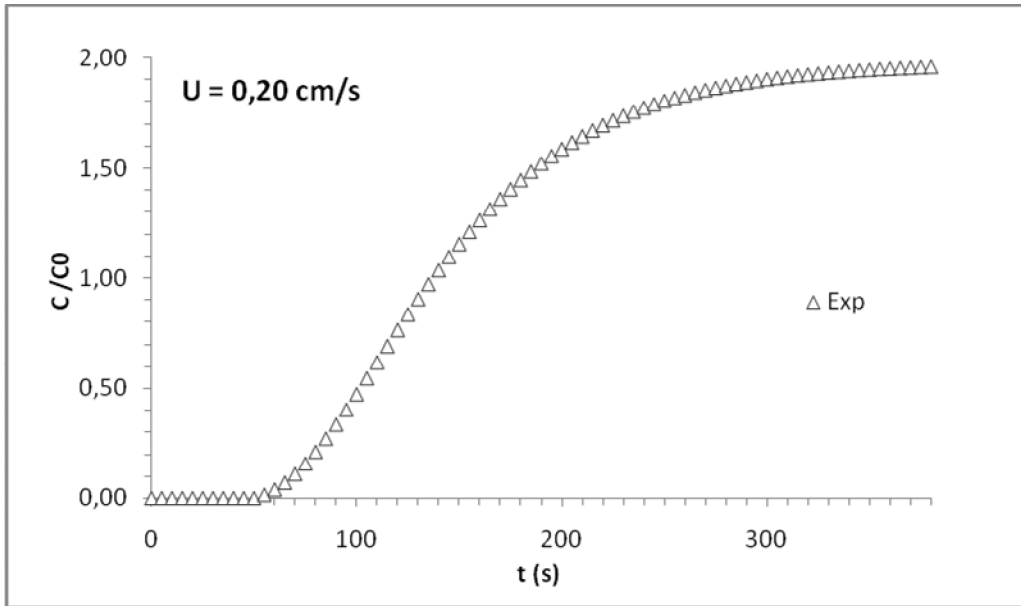




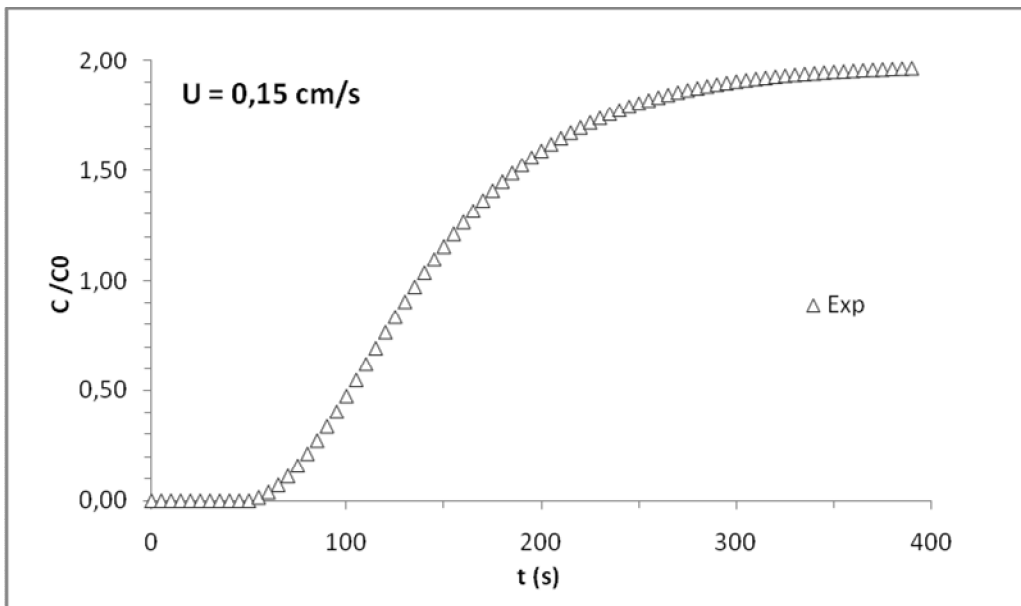
**Figure3 : Concentration relative en fonction du temps pour U=0.45 cm/s**



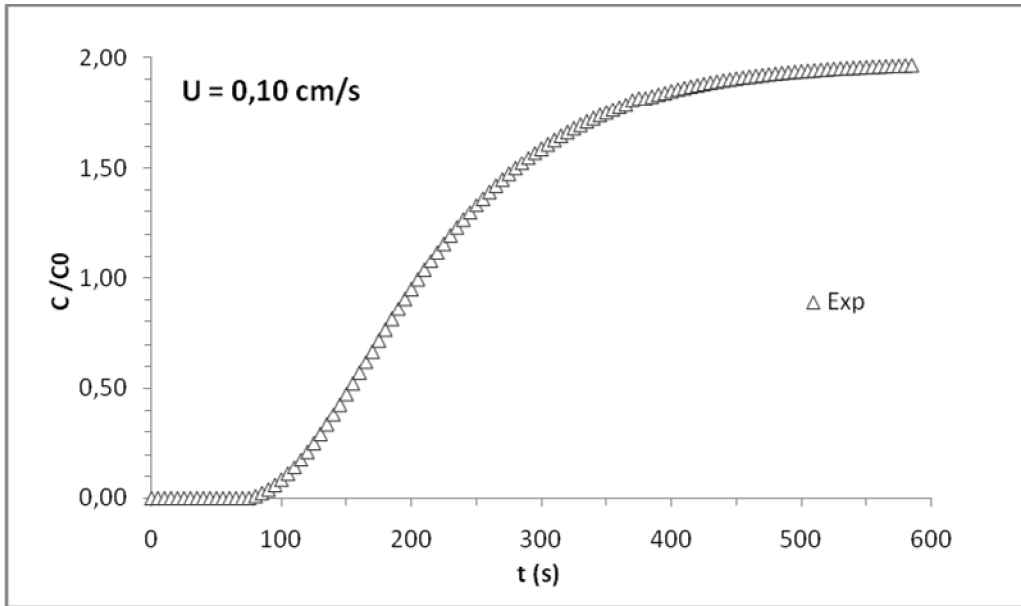
**Figure4 : Concentration relative en fonction du temps pour U=0.35 cm/s**



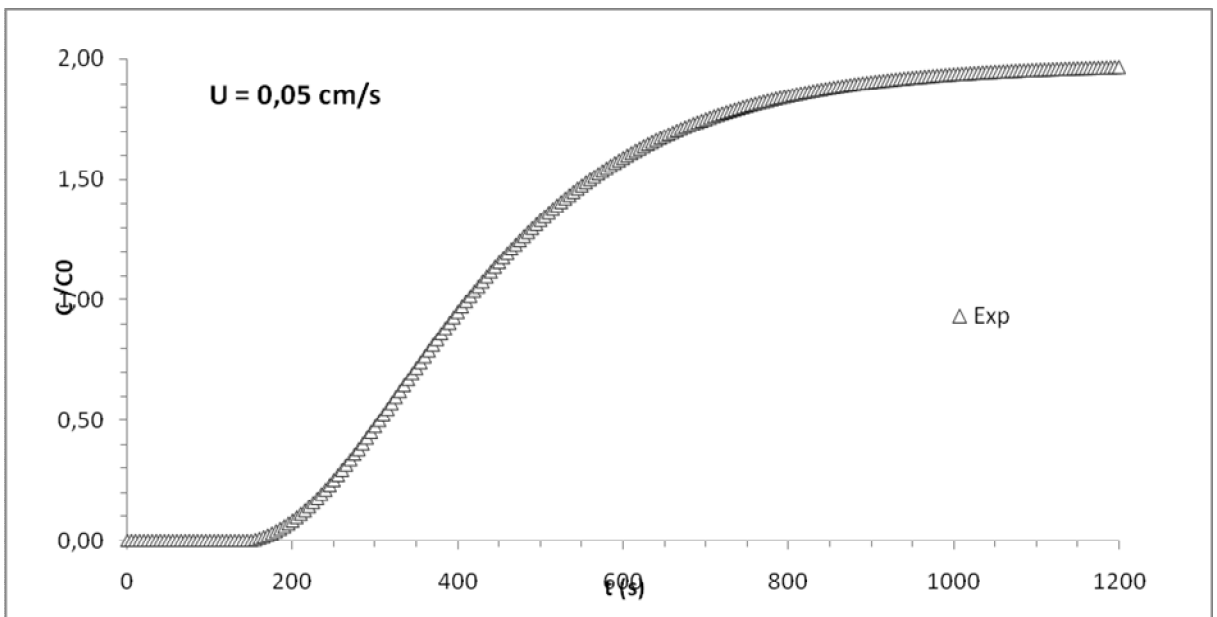
**Figure5 : Concentration relative en fonction du temps pour U=0.20 cm/s**



**Figure6 : Concentration relative en fonction du temps pour U=0.15 cm/s**



**Figure7 : Concentration relative en fonction du temps pour  $U=0.10$  cm/s**



**Figure8 : Concentration relative en fonction du temps pour  $U=0.05$  cm/s**

## II/Résultats pour les particules en suspension

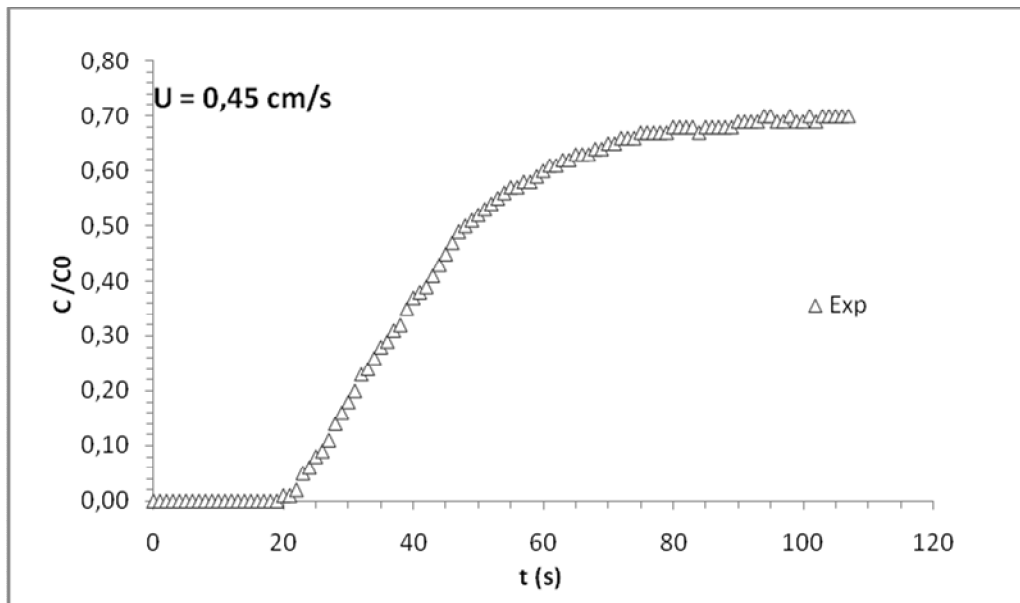


Figure9 : Concentration relative en fonction du temps pour  $U=0.45 \text{ cm/s}$

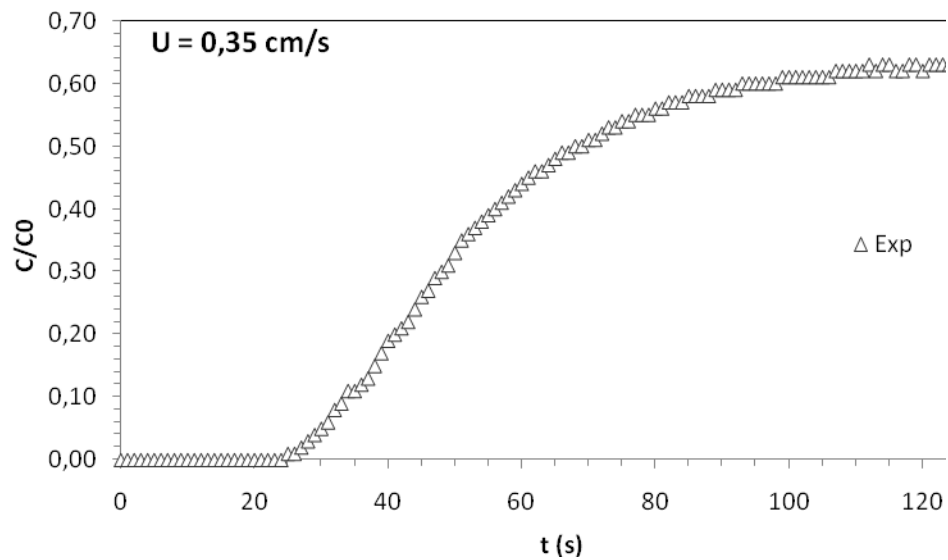


Figure10 : Concentration relative en fonction du temps pour  $U=0.35 \text{ cm/s}$

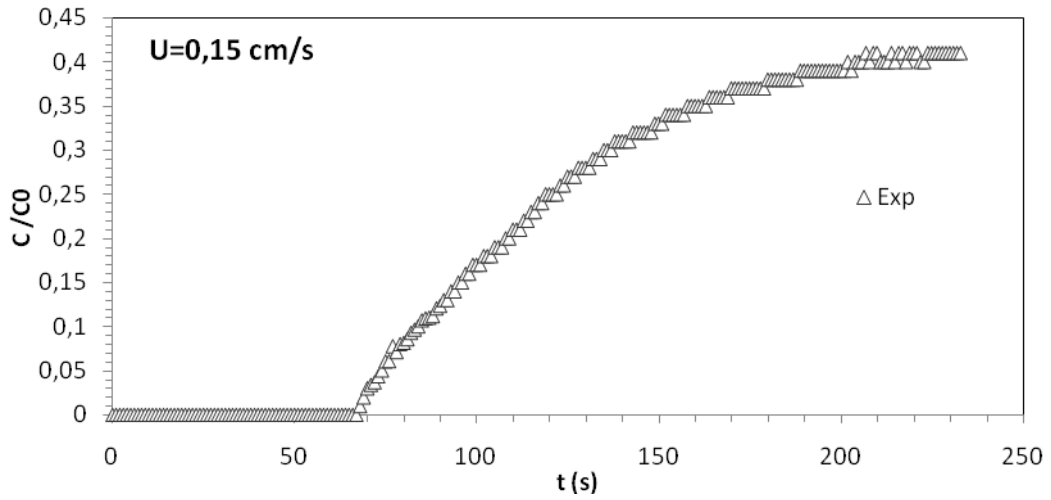


Figure11 : Concentration relative en fonction du temps pour U=0.20 cm/s

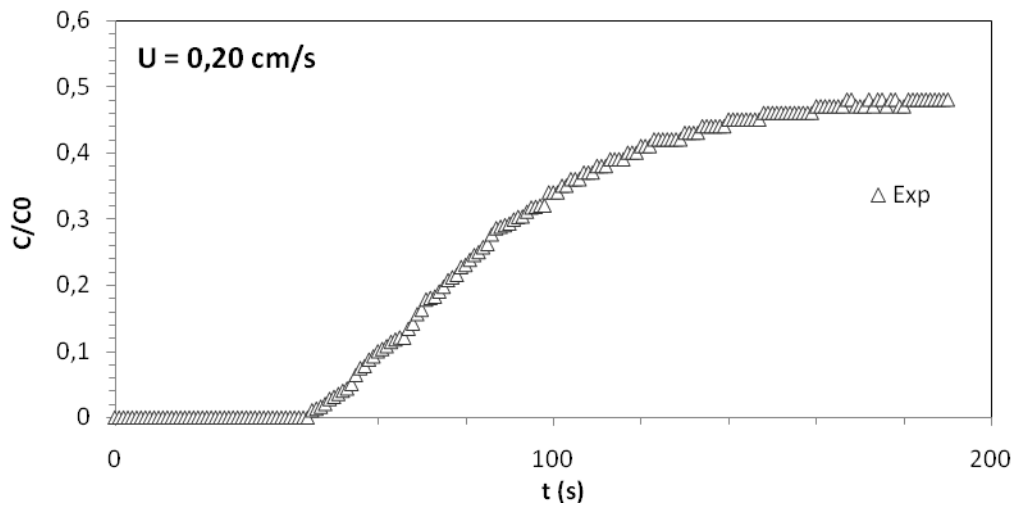
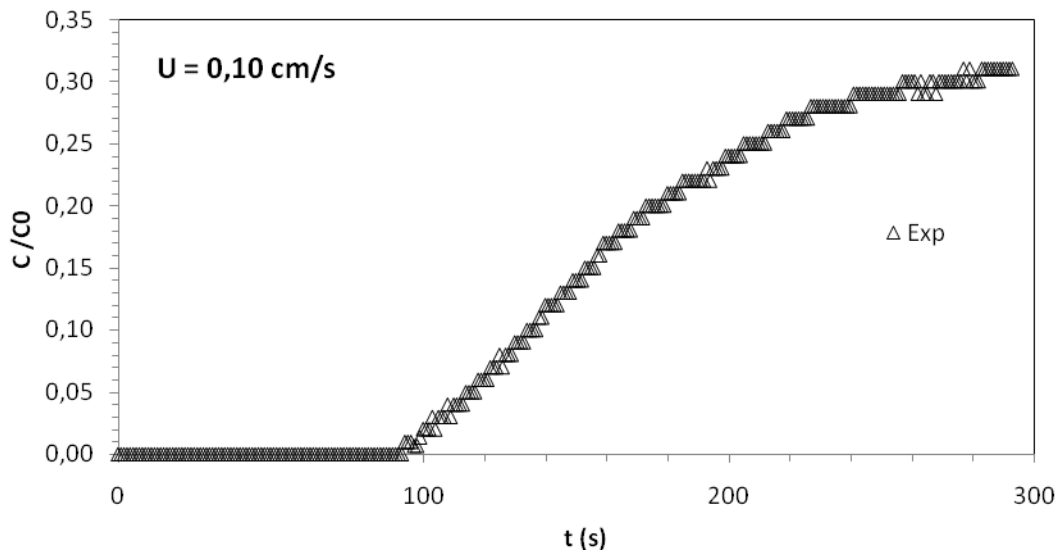
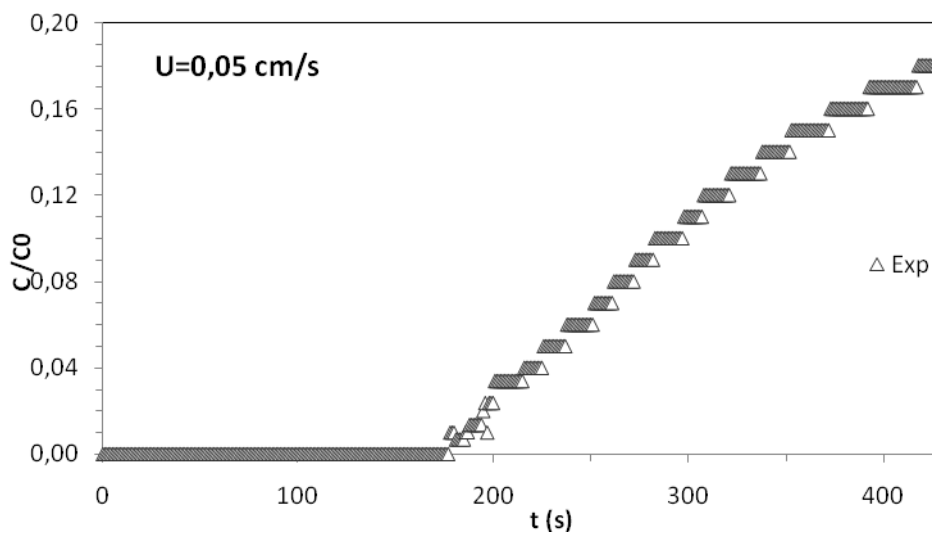


Figure12 : Concentration relative en fonction du temps pour U=0.15 cm/s



**Figure13 : Concentration relative en fonction du temps pour U=0.10 cm/s**



**Figure14 : Concentration relative en fonction du temps pour U=0.05 cm/s**