



République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



## **Université Amar Thelidji- Laghouat**

**FACULTE: TECHNOLOGIE**  
**DEPARTEMENT : GENIE CIVIL**

### **MEMOIRE DE MASTER**

**Présenté par : BEN SAFIDDENE DAOUIA et DENDANE ZINEB**

**DOMAINE : Sciences et Techniques**

**FILIERE : Hydraulique**

**OPTION : RESSOURCES EN EAU**

### **Thème**

**Effet de l'hétérogénéité sur le comportement hydraulique d'un  
barrage en terre avec drain vertical  
sur une base perméable:  
Etude expérimentale**

#### **Jury de soutenance :**

<b>Nom et Prénom</b>	<b>Grade</b>	<b>qualité</b>
Mr Gueddouda med	MCA	Président
Mr Bouache Mouhamed	MAA	Examineur
Mr Djehiche Abdelkader	MCA	Rapporteur

## SOMMAIRE

<b>INTRODUCTION GENERALE</b>	<b>01</b>
<b>CHAPITRE I : Etude Bibliographique</b>	
I.1 Introduction	03
I.1-Barrages en terre	03
I.1.1 définition des barrages en terre	03
I.1.2 Les type de barrage en terre :	03
I.2-Drainage des barrages en terre:	05
I.2.1- Introduction :	05
I.2.2-Dispositions prises pour le drainage des barrages en terre	05
I.2.2.1-Le rôle du drain	05
I.2.2.2-Les différents types des drains :	06
I.2.3-Les dimensions des drains	06
a) En épaisseur	07
b) En hauteur	08
c) Le diamètre des conduits d'évacuation	08
I.2.4-Les filtres	09
I.2.4.1-Introduction	09
I.2.4.2-Rôle des filtres	09
I.2.4.3-Composition des filtres	10
I.2.4.4-Dimensionnement des filtres	10
I-2-4-5/ Epaisseur du filtre	10
I-2-4-6/Condition des filtres	10
I.3-Ecoulements dans les milieux poreux	11
I.3.1-Introduction	11
I.3.2- Les milieux poreux:	11
I.3.3-caractéristiques des milieux poreux:	11

I.3.3.1-Homogénéité	12
I.3.3.2-Isotropie	12
I.3.3.3-Potentiel hydraulique	12
I.3.3.4-Porosité:	12
I.3.3.5-Perméabilité	13
I.3.3.6-Perméabilité spécifique	13
I.3.3.6-Perméabilité spécifique	13
I.3.3.7-Perméabilité intrinsèque	13
I.3.5.5-les méthodes de détermination de la perméabilité	14
I.3. 5.6-Perméamétrie à charge constante	14
I.3.4-les lois d'écoulements dans les milieux poreux	15
I.3.4.1-Equation de conservation de masse:	15
I.3.4.3-Equation de la conservation d'énergie:	16
I.3.4.4-Loi de Darcy:	16
I.3.4.5-Généralisation de la loi de Darcy	17
I.3.4.6-Limites d'application de la loi de Darcy:	17
I.3.5-Ecoulement à Travers UN barrage en terre	18
III.3.1Détermination du régime d'écoulement	39
I.3.5.1-Phénomène de RENARD:	19
I.3.5.2-RENARD de nature chimique:	19
I.3.5.3-RENARD de nature mécanique	20
I.3.5.9-Propriétés fondamentales des réseaux d'écoulement:	21
a) Equation de Laplace	21
I.3.5.10-Propriétés des réseaux:	21
I.3.5.11-Lignes de courant, Lignes équi charges , Lignes équipotentiels	21
b) Relation entre equi charges et Lignes de courant	25

c) Equipotentielles	26
I.4 -Les méthodes de résolution	27
I.4.1-Introduction	27
I.4.4-Méthodes Analytique:	27
I.4.4.1- Méthode Graphique	27
I.4.2-méthodes expérimentales	30
I.4.2.1- modèle hydraulique	30
I.4.2.2- modèles analogiques	31
I.4.3- Etudes Expérimentales	31
I.6-Conclusion	32

**CHAPITRE II : Matériels et Méthodes**

II.1- Introduction	33
II.2-Modélisation des barrages en terre sur une base perméable	33
II.2.1-Principe :	33
II.2.2-Modèle expérimentale :	34
II.2.3-Description du bassin de perméabilité:	34
II.3-Caractéristiques de l'échantillon utilise :	35
II.3.1-L'analyse granulométrique :	35
II.3.2-Détermination de la perméabilité du matériau utilisé :	40
II.3.2.1-Perméabilité horizontale :	40
A. Perméabilité horizontale de sable moyen :	42
B. Perméabilité horizontale de sable fin :	43
C .Perméabilité horizontale de sable mixte :	44
II.3.2.2-Perméabilité verticale :	45
A. Perméabilité verticale du Sable moyenne	46

B. Perméabilité verticale du Sable fins :	48
C. Perméabilité verticale du Sable mixte :	49
II.4- Conclusion :	50

**CHAPITRE III : Résultats et recommandations**

III-1-.Introduction	51
II. 2-Construction du modèle :	51
II.3. -Le mode opératoire :	51
II.3.1-Mesures et calculs	52
III-3-2-Détermination expérimental du débit d'infiltration du drain	52
II.3.2.1-Modèle 01 (sable moyen pour le corps avec une base fine) :	52
II.3.2.2-Modèle 02 (sable fin pour le corps et pour la base)	53
II.3.3.2-Modèle 03 (drain vertical avec une base fine):	55
III3.3.3-Détermination expérimental du débit d'infiltration dans la base perméable	57
III.4- Comparaison des débits :	60
III.4.1-Comparaison des débits infiltrés par la base et par le drain de chaque modèle	60
III.4.2- Comparaison des débits de la base pour chaque pente	66
III.4-3-Comparaison des débits infiltrés par le drain pour chaque pente	68
III.4-4-/ Comparaison des résultats pour les trois modèles...	70
III.5.-Mesure expérimentale de la charge d'eau devant le drain	70
III.5.1- méthode numériques	73
III.5.1.2- Préparation des données pour le logiciel « A E F I »	73
III.5.2. Mesure du débit d'infiltration par le programme (SEEP)	74
III.6- Conclusion	78
Conclusion générale :	79
bibliographiques	

## Sommaire

---

Annexe 01 :

Annexe 02 :

## ملخص:

للمنذجة الرياضية في مجال السدود , تمت دراسة سد ترابي متجانس بمصرف عمودي على قاعدة نافذة الذي يشابه في الهيئة سد حقيقي ولقد تم استعمال انواع مختلفة من الرمل كما تم تطوير منهجية تجريبية لدراسة تأثير طاقة المياه والمنحدر الامامي على تطوير سلوك السدود .

ولذلك تم اجراء سلسلة من الاختبارات على نموذج مصغر لسد ترابي لدراسة العلاقات المتبادلة بين الطاقة والمنحدر الامامي و التدفق المتسرب داخل الجسم وخلال القاعدة .

**كلمات المفاتيح:** سد ترابي , مصرف عمودي , طبقة نافذة , كمية التدفق.

## Résumé

Pour la modélisation physique dans le domaine des barrages, un barrage en terre homogène sur une base perméable avec un drain vertical, dont le comportement est proche de celui barrages réel, a été étudié. Différents types de sable de dune ont été utilisés.

Une méthodologie expérimentale a été développée permettant de quantifiés les effets de la charge d'eau, la pente du talus amont et le type du sol, sur l'évolution du comportement des barrages en terre suite à l'action de l'infiltration. Une série d'essais sur modèles réduits a été réalisée pour l'étude des corrélations entre la charge d'eau, la pente du talus amont et le débit de fuite à travers le corps du barrage et la base.

**Mot clés :** Barrage en terre, drain vertical, base perméable, débit de fuite.

For the physical modeling in the field of dams, a homogeneous earth dam on a permeable base with a vertical drain, whose behavior is similar to the real dams, was studied. Various types of dune sand were used.

An experimental methodology has been developed for quantifying the effects of the water head, the slope of the upstream and soil type, the evolution of the behavior of earth dams following the action of seepage. A series of scale model tests was performed to study the correlations between the water head, the slope of the upstream and the leakage flow through the dam body and the base.

**Key words:** earth dam, vertical drain, pervious foundation, quantity of discharge.

## LISTE DES TABLEAUX

### Chapitre II : Matériels et Méthodes

Tableau (II.1)	Analyse granulométrie par tamisage du sable moyenne	38
Tableau (II.2)	Analyse granulométrie par tamisage du sable fins	38
Tableau (II.3)	Les mesures de débit pour sable moyen	42
Tableau (II.4)	Les mesures de débit pour sable fins	43
Tableau (II.5)	Les mesures de débit pour sable mixte	45
Tableau (II.6)	Mesures Les de débit pour sable moyen	47
Tableau (II.7)	Les mesures de débit pour sable fins	48
Tableau (II.8)	Les mesures de débit pour sable mixte	49

### Chapitre III : Résultats et recommandations

Tableau(III.1)_	les débits expérimentaux du drain pour le 1 <sup>ère</sup> modèle	52
Tableau(III.2)	les débits expérimentaux du drain pour le 2 <sup>ème</sup> modèle	54
Tableau(III.3)	les débits expérimentaux du drain pour le 3 <sup>ème</sup> modèle	55
Tableau (III.4)	les débits expérimentaux de la base perméable pour le 1 <sup>er</sup> modèle	57
Tableau (III.5)	les débits expérimentaux de la base perméable pour le 2 <sup>ème</sup> modèle	58
Tableau(III.6)	les débits expérimentaux de la base perméable pour le 3 <sup>ème</sup> modèle	59
Tableau(III.7)	les charges mesurées devant le drain pour la base imperméable 1 <sup>er</sup> modèle	70
Tableau (III.8)	les charges mesurées devant le drain pour la base imperméable 2 <sup>ème</sup> modèle	71

Tableau (III.9)	les charges mesurées devant le drain pour la base imperméable 3 <sup>ème</sup> modèle	<b>72</b>
Tableau (III.10)	les résultats obtenus par programme numérique	<b>74</b>
Tableau (III.11)	les résultats obtenus par programme numérique	<b>75</b>
Tableau (III.12)	les résultats obtenus par programme numérique	<b>76</b>

**LISTE DES FIGURES****CHAPITRE I : Etude Bibliographique**

Figure I.1	Barrage en terre homogène	<b>04</b>
Figure I.2	Barrage en terre hétérogène :	<b>04</b>
Figure I.3	Barrage en terre à masque amont	<b>05</b>
Figure I.4	barrage en terre à drain vertical	<b>06</b>
Figure I.5	barrage en terre à tapis drainant	<b>06</b>
Figure I.6	barrage en terre à prisme de drainage.	<b>07</b>
Figure I.7	schéma du dispositif d'évacuation du drain cheminée par secteurs	<b>08</b>
Figure I.8	Schéma de l'appareil de Darcy :	<b>17</b>
Figure I.9	Exemple d'écoulement dans un barrage en terre	<b>19</b>
Figure I.10	Schéma d'une ligne de courant	<b>22</b>
Figure I.11	Aires de l'écoulement plan :	<b>22</b>
Figure I.12	Le débit dans un écoulement plan :	<b>24</b>
Figure I.13	Lignes de courant dans un écoulement rectiligne	<b>25</b>
Figure I.14	Réseaux d'écoulement de barrage perméable sur assise imperméable	<b>28</b>
Figure I.15	Réseaux d'écoulement de barrage perméable sur assise imperméable	<b>29</b>
Figure I.16	Modèle hydraulique	<b>30</b>
<b>Chapitre II : Matériels et Méthodes</b>		
Figure II.1	Schéma de description de bassin de perméabilité	<b>34</b>
Figure II.2	les Piézomètres	<b>35</b>
Figure II.3	bassin de drainage	<b>35</b>
Figure II.4	Série de tamis et agitateur utilisés pour l'analyse granulométrique	<b>36</b>
Figure II.5	Courbe granulométrique	<b>39</b>
Figure II.6	bassin de perméabilité	<b>41</b>
Figure II.7	les valeurs des débits corrigées pour sable moyen	<b>43</b>
Figure II.8	La valeur des débits corrigée pour sable fins :	<b>44</b>
Figure II.9	Les valeurs des débits corrigées pour sable mixte	<b>45</b>
Figure II.10	les valeurs des débits corrigées pour sable moyen	<b>47</b>
Figure II.11	les valeurs des débits corrigées pour sable fin	<b>48</b>
Figure II.12	les valeurs des débits corrigées pour sable mixte	<b>49</b>

Figure II.13	les dimensions du modèle pour les différentes pentes	<b>50</b>
<b>Chapitre III : Résultats et recommandations</b>		
Figure III.1	barrage en terre avec un drain vertical sur une base fins :	<b>52</b>
Figure III.2	variation des débits du drain à chaque pente Mod1	<b>53</b>
Figure III.3	barrage en terre homogène avec un drain vertical sur une base fine	<b>53</b>
Figure III.4	variation des débits de la base à chaque pente Mode 2	<b>54</b>
Figure III.5	barrage en terre avec un drain vertical sur une base fine	<b>55</b>
Figure III.6	variation des débits de la base à chaque pente Mode 3	<b>56</b>
Figure III.7	: variation des débits de la base à chaque pente Mode 1	<b>57</b>
Figure III.8	variation des débits de la base à chaque pente Mode 2	<b>58</b>
Figure III.9	variation des débits de la base à chaque pente Mode 3	<b>59</b>
Figure III.10	Comparaison des débits infiltrés à travers la base et par le drain n=3	<b>60</b>
Figure III.11	: Comparaison des débits infiltrés à travers la base et par le drain n=2.5	<b>60</b>
Figure III.12	Comparaison des débits infiltrés à travers la base et par le drain n=2 :	<b>61</b>
Figure III.13	Comparaison des débits infiltrés à travers la base et par le drain n=1.5	<b>61</b>
Figure III.14	Comparaison des débits infiltrés à travers la base et le drain n=3 :	<b>62</b>
Figure III.15	Comparaison des débits infiltrés à travers la base et par le drain n=2.5	<b>62</b>
Figure III.16	Comparaison des débits infiltrés à travers la base et par le drain n=	<b>63</b>
Figure III.17	Comparaison des débits infiltrés à travers la base et par le drain n=1.5	<b>63</b>
Figure III.18	Comparaison des débits infiltrés à travers la base et par le drain n=3	<b>64</b>
Figure III.19	Comparaison des débits infiltrés à travers la base n=2.5	<b>64</b>
Figure III.20	Comparaison des débits infiltrés à travers la base n=2	<b>65</b>
Figure III.21	Comparaison des débits infiltrés à travers la base n=1.5	<b>65</b>
Figure III.22	Comparaison des débits infiltrés à travers la base n=3	<b>66</b>
Figure III.23	Comparaison des débits infiltrés par le drain n=2.5	<b>66</b>
Figure III.24	Comparaison des débits infiltrés par le drain n=2	<b>67</b>
Figure III.25	Comparaison des débits infiltrés par le drain n=1.5	<b>67</b>
Figure III.26	Comparaison des débits infiltrés par le drain n=3	<b>68</b>
Figure III.27	Comparaison des débits infiltrés par le drain n=2.5	<b>68</b>
Figure III.28	Comparaison des débits infiltrés par le drain n=2	<b>69</b>

Figure III.29	Comparaison des débits infiltrés par le drain $n=1.5$	<b>69</b>
Figure III.30	variation des charges mesurées devant le drain pour la base perméable 1 <sup>er</sup> modele .....	<b>71</b>
Figure III.31	variation des charges mesurées devant le drain pour la base perméable 2 <sup>eme</sup> modele .....	<b>72</b>
Figure III.32	variation des charges mesurées devant le drain pour la base perméable 3 <sup>eme</sup> modele .....	<b>73</b>
Figure III.33	comparaison de débit d'infiltration mesurés et déterminés numériquement pour modèle 01 pour à pente $n=3...$	<b>75</b>
Figure III.34	: comparaison de débit d'infiltration mesurés et déterminés numériquement pour modèle 02 pour à pente $n=3.....$	<b>76</b>
Figure III.35	comparaison de débit d'infiltration mesurés et déterminés numériquement pour modèle 03 pour à pente $n=3$	<b>77</b>

## NOMENCLATURE

### Lettres latins :

b	Largeur de bassin de perméabilité	[L]
C <sub>c</sub>	Coefficient de courbe	
C <sub>u</sub>	Coefficient d'uniformité	
d	Diamètre des grains	[L]
g	L'accélération de la pesanteur	[L/T <sup>2</sup> ]
H <sub>1</sub>	Hauteur d'eau en amont	[L]
H <sub>2</sub>	Hauteur d'eau en aval	[L]
I	Gradient hydraulique	
i	Intensité du courant	[A]
K	La perméabilité intrinsèque	[L <sup>2</sup> ]
K <sub>h</sub>	Coefficient de perméabilité horizontale	[L/T]
K <sub>v</sub>	Coefficient de perméabilité verticale	[L/T]
L	Longueur de l'échantillon	[L]
m	La pente aval du barrage	
n	Porosité de milieu poreux	
P	La pression de l'eau	[N/L <sup>2</sup> ]
Q	Débit de filtration	[L <sup>3</sup> /T]
S	L'emménagement spécifique	[L <sup>-1</sup> ]
S	Section de l'échantillon	[L <sup>2</sup> ]
v	Vitesse de filtration	
V <sub>p</sub>	Volume des pores	[L <sup>3</sup> ]
V <sub>t</sub>	Volume totale	[L <sup>3</sup> ]
V <sub>v</sub>	Volume des vides	[L <sup>3</sup> ]
V <sub>s</sub>	Volume du squelette solide	[L <sup>3</sup> ]
R <sub>e</sub>	Nombre de Reynolds	
h	La charge hydraulique constante pendant l'essai	[L]

### Lettres grecques :

α	Compressibilité verticale du squelette solide de milieu poreux	[LT <sup>2</sup> /Kg]
β	Compressibilité isotherme de l'eau	[LT <sup>2</sup> /Kg]
γ	Poids volumique de l'eau	[N/L <sup>3</sup> ]
γ <sub>t</sub>	Poids spécifique de matériaux	[N/L <sup>3</sup> ]
μ	viscosité dynamique	[N.T/L <sup>2</sup> ]
ν	Viscosité coefficient de l'eau	[L <sup>2</sup> T]
ρ	Masse volumique de matériaux	[Kg/L <sup>3</sup> ]
σ	Contrainte normale	
τ	Résistance au cisaillement	
φ	Angle de frottement	
ψ	La fonction de courant	

## Introduction Générale

Depuis le début du 20<sup>ème</sup> siècle la population mondiale n'a cessé d'augmenter et avec l'amélioration du niveau de vie de l'être humain, la demande en eau pour tous les secteurs confondus est en croissance permanente. Ainsi, le problème de satisfaire cette énorme demande demeure au centre des préoccupations de tous les états du monde. Comme les ressources facilement mobilisables n'arrivent plus à satisfaire cette demande, l'attention a été focalisée sur la création de grandes réserves d'eau par le biais de la construction des barrages.

La technologie de construction de barrage est apparue voici près de 5000 ans dans le croissant fertile et s'est dispersée pour concerner toutes les parties du monde, a permis de construire des millions de barrages de hauteurs variables, mais il est admis que seuls 36000 barrages ont une hauteur dépassent les 15 mètres.

En très grande majorité, les barrages sont destinés au stockage d'eau potable ou industrielle mais aussi pour l'irrigation. Ils sont aussi réalisés pour contrôler les crues ou produire de l'électricité.

La conception d'un barrage est très complexe car peu répétitive et c'est en fonction des conditions du site, des fondations, des matériaux disponibles et du coût de réalisation que le type de barrage est adopté, et il peut être souple ou rigide. La technique de construction des barrages est devenue un art battit sur des méthodes empiriques de plus en plus perfectionnées au fil du temps mais avec parfois des accidents meurtriers et très destructifs.

La technique de construction des digues en terre est de plus en plus privilégiée, même si elle est récente, elle ne cesse d'évoluer, seulement beaucoup de phénomènes restent non élucidés. Des méthodes ou des doctrines, sont peu ou pas du tout étudiées pour faire l'unanimité tant sur le plan économique que sur le plan de stabilité de l'ouvrage. Ainsi, si l'on se réfère aux statistiques des accidents survenus aux barrages à travers le monde, le problème des infiltrations, renards et sous pressions a causé plus de 40% des accidents recensés.

**(BELKACEM MESSAID, 2009)**

Les drains dans les barrages en terre sont des éléments constructifs essentiels et indispensables à la lutte contre les problèmes d'infiltration en rabattant la ligne phréatique au maximum pour maintenir une grande partie de l'ouvrage non saturée, ce qui renforce sa stabilité mécanique. Mais pour jouer convenablement son rôle, un drain, doit avoir des dimensions soigneusement choisies et placé à une position admissible sur le plan technique et acceptable sur le plan économique.

L'objectif du présent travail était en effet d'examiner

L'influence des conditions physiques et hydrauliques (la pente du talus amont, la charge d'eau et l'hétérogénéité du barrage) sur le processus de drainage.

Pour aboutir à ce but, on a adopté la méthodologie suivante :

Dans le premier chapitre, on présente une analyse bibliographique portant sur l'historique de drainage dans les barrages en terre, et les différents types de barrages en terre et de leur organe d'étanchéité, tant dans le massif lui-même que dans ses fondations.

La confection ou la réalisation de modèle de barrage en terre au laboratoire, les différentes expérimentations sont montrés dans le second chapitre.

Le troisième chapitre présente les résultats obtenus, leur interprétation et les différentes recommandations tirées.

Enfin, une conclusion générale, des annexes et une bibliographie qui se rapporte aux différents sujets traités dans ce travail.

## I. Introduction

On appelle barrage en Terre tous les barrages construits avec des matériaux terreux. Cette catégorie de barrages regroupe plusieurs catégories différentes par les types de matériaux utilisés et la méthode employée pour assurer l'étanchéité. Ainsi les matériaux de construction peuvent avoir une granulométrie étendue avec une gamme de grains allant du très fins au grossier.

L'utilisation de matériaux locaux généralement bon marché surtout par une mécanisation presque totale des travaux, à la file du temps imposé le type de barrage en terre comme la solution idéale.

L'utilisation des matériaux locaux généralement bon marché et leurs disponibilités à proximité du site fait que la solution barrage en remblais est intuitivement choisis par rapport aux autres types de barrages considérés rigides et s'adaptent difficilement aux assises non rocheuses.

### I.1-Barrages en Terre

#### I.1.1 Définition des barrages en terre

Le terme "Terre" (*Aspect WFV, 1969*) doit être, pour les ingénieurs, pris dans le sens le plus large du mot et sert à désigner toute sorte de matériaux terreux comprenant non seulement les différents sols définis par le pédologue, mais aussi l'ensemble des matériaux provenant de la désagrégation ou de la décomposition des roches. Les barrages en terre sont des murs de retenue d'eaux suffisamment étanches construits avec la terre et les matériaux du site suivant des mélanges et des proportions bien définies.

Un barrage est dit en terre lorsque le matériau principal de construction est de la terre (sable, sable argileux, argile sableuse,.....etc.)

#### I.1.2 Types du barrage en terre (*Harry, .1962*)

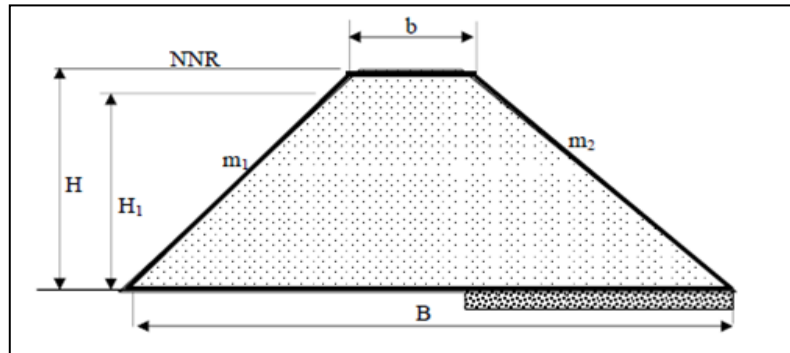
Les barrages en terre présentent notamment l'avantage de pouvoir reposer sur des fondations de médiocre qualité, c'est-à-dire compressibles. Tous les barrages en terre peuvent être considérés comme des barrages-poids, c'est-à-dire qu'ils résistent à la pression de l'eau par leur propre poids. C'est ce qui explique leur section de forme trapézoïdale. On en trouve de trois types

- Le barrage homogène,
- Le barrage à noyau étanche,
- Le barrage à masque d'étanchéité,

##### I.1.2.1- Barrages en terre homogène

Ils sont totalement construits avec un seul matériau qui est le plus souvent argileux remplissant simultanément les deux fonctions d'écran et de masse. Ce matériau doit présenter des caractéristiques permettant de garantir une étanchéité suffisante et une stabilité du remblai.

Fig. I-1

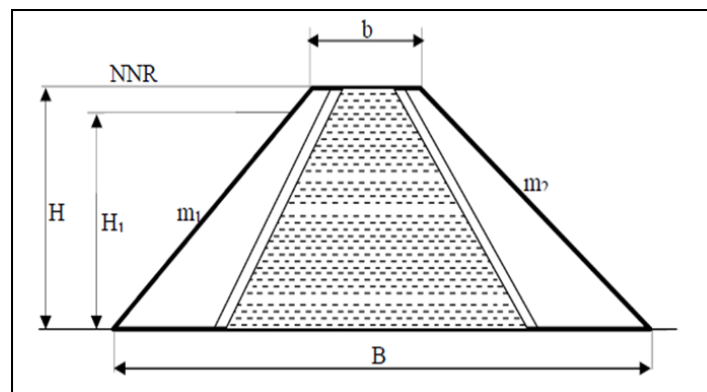


**Fig. I-1** Barrage en terre homogène (*Harry, .1962*)

### I.1.2.2- Barrages en Terre à noyau étanche

Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettent pas d'envisager une digue homogène étanche. Dans ce cas, une solution couramment adoptée consiste à concevoir un massif en plusieurs zones (figure I-2), dont chacune est constituée d'un matériau différent suivant le rôle que doit jouer chaque zone. La fonction d'étanchéité est assurée par un noyau étanche réalisé en matériau argileux qui pourra être placé en amont du barrage ou au centre de celui-ci (*Médard, 2009*)

Notons que le noyau étanche peut être vertical ou incliné et parfois remplacé par un diaphragme en béton au ciment ou bitumineux (*Foster, et al. 2000*)



**Fig. I.2** Barrage en terre hétérogène (*Harry, .1962*)

### I.1.2.3- Barrages en terre à masque amont

Les barrages en terre à masque sont des remblais perméables avec un écran imperméable appelé masque placé sur le parement amont. Fig. I-3.

Le corps du barrage est construit avec un matériau quelconque pour autant qu'il soit peu déformable et pouvant assurer la stabilité au glissement de l'ensemble de l'ouvrage.

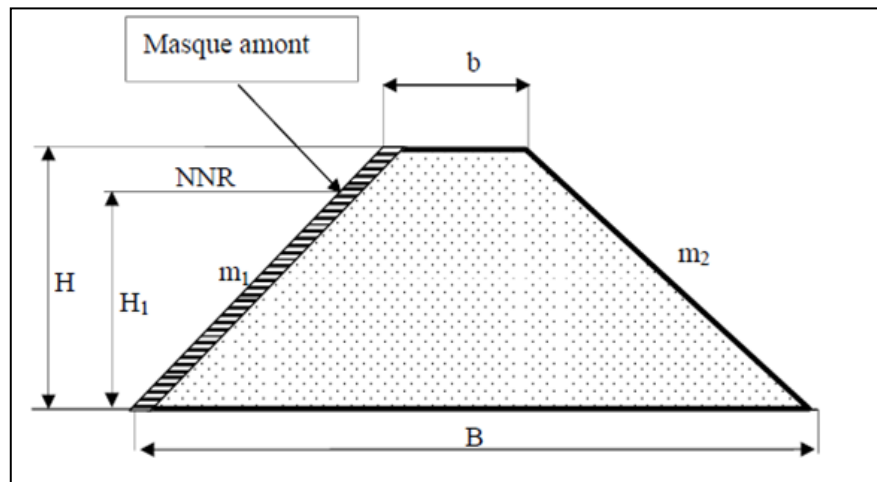


Fig.( I.3)Barrage en terre à masque amont (Harry, .1962)

## I.2-Drainage des barrages en Terre

### I.2.1- Introduction

L'érosion due aux infiltrations est une des causes les plus fréquentes de la rupture des barrages en terre, aussi bien dans la fondation que dans le corps de l'ouvrage. L'importance de la gravité des accidents survenues dans ce type de barrages, par exemple, dans le barrage de « **Dessaba For eBay** » de 16 m en U.S.A où s'est produite une fuite à travers les remblais et avait formé une importante cavité sur le talus amont, ou dans le barrage de « **MatsudaTameile** » de 19.6 m au Japon où s'est produite une fuite dans l'ouvrage ce qui a provoqué un tassement, ou encore dans le barrage de Konaré de 38 m en Inde où sont produites des infiltrations qui l'ont détérioré en 1963 alors que sa date d'achèvement n'était qu'en 1955. Ceci ensemble nous montre l'importance et la nécessité de mener des études et des recherches très poussées afin de pouvoir assurer une certaine sécurité dans la vie de l'ouvrage.

### I.2.2-Dispositions prises pour le drainage des barrages en terre (Lautrin, 2002)

#### I.2.2.1- Rôle du drain

Les drains dans les barrages en terre ont une multitude de fonctions très importantes.

- Contrôler le réseau d'infiltration et les pressions interstitielles et de collecter les débits de fuite jusqu'à un point précis à l'aval où ils peuvent être mesurés ; placé au contact de la fondation (**Comite international des grands barrages, 1994**).

- Intercepter les eaux d'infiltration et les évacuer à l'aval du barrage.
- Abaisser la ligne de saturation et éviter les résurgences sur le talus aval.
- Abaisser la ligne de saturation, pour garder une grande partie du remblai non saturé afin de conserver les caractéristiques géotechniques du matériau utilisé.

### I.2.2.2- Différents types des drains

Ils sont assez variés :

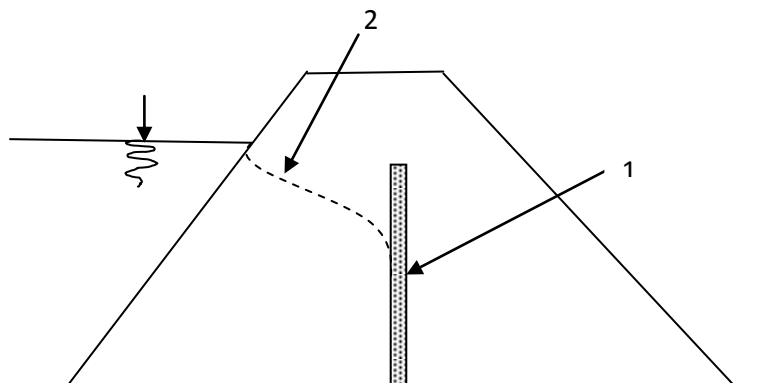
- Drain cheminée
- Tapis drainant
- Prisme de drainage

L'un des dispositifs de rabattement de la nappe qui a été le plus utilisé est le drain cheminée en matériaux granulaires mis en place dans 132 ouvrages (79% des barrages drainés)

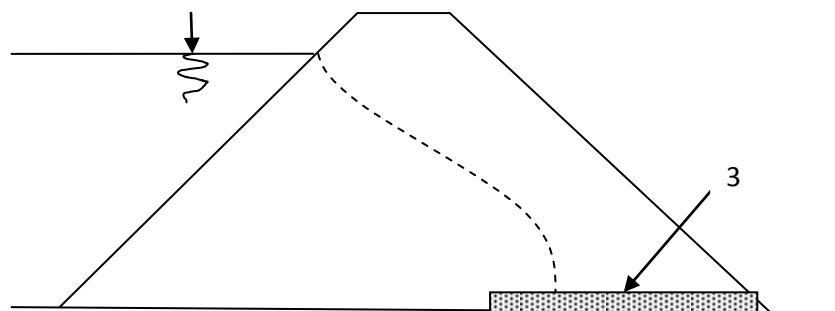
*(Comite internationale des grands barrages, 1994).*

Dans les barrages relativement importants, ce drain cheminée situé dans l'axe du barrage ou à l'aplomb de la crête (coté aval), est arrêté à la cote de retenue normale ou à celle des plus hautes eaux pour intercepter toutes les percolations venant de l'amont. Les infiltrations accumulées à la base de la cheminée drainante sont collectées par un drain en PVC entouré de géotextile qui s'évacue à l'aval du barrage par un réseau en peigne de drains de même type, mis en place dans des tranchées à forte capacité drainante (graves entourées de géotextile).

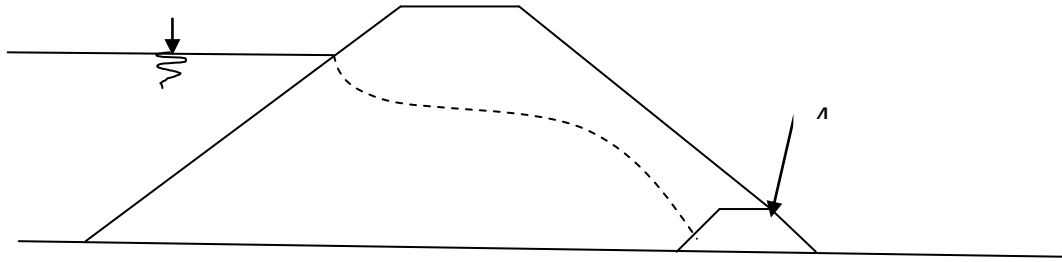
Ce dispositif et sa variante (pas de collecteur interne en PVC dans les tranchées drainantes) intéressent 59% des barrages à drain vertical.



**Figure. (I.4) :** Barrage en terre à drain vertical (*Lutrin., 2002*)



**Figure. (I.5) :** Barrage en terre à tapis drainant (*Lutrin., 2002*)



**Figure. (I.6) :** Barrage en terre à prisme de drainage. (Lutrin., 2002)

- 1- Drain
- 2- Ligne phréatique
- 3- Tapis drainant
- 4- Prisme de drainage

### **I.2.3- Dimensions des drains**

#### **I.2.3.1-Cas du tapis drainant**

Le dimensionnement du tapis drainant est très simple et se résume en une épaisseur moyenne de sable de 0.5m (valeur extrêmes 0.3m à 0.8m) et en une surface drainée comprise entre 1/3 et les 2/3 de la projection du talus aval sur l'horizontale.

#### **I.2.3.2-Cas du drain vertical**

Le dimensionnement du drain cheminé, qui représente à lui seul 79% des systèmes drainants, est beaucoup plus complexe.

##### **a) En épaisseur**

La cheminée drainante a une épaisseur qui varie, pour les barrages de taille inférieure à 13 ou 14m et de faible capacité de stockage ( $H^2\sqrt{V} < 100$ ), le drain a indifféremment une largeur de 0.5m à 0.6m. Le matériel de chantier, en l'occurrence les dimensions courantes des godets de pelle, influencent ce choix beaucoup plus que la taille du barrage.

Pour les barrages de taille supérieure ( $100 < H^2\sqrt{V} < 300$ ) les maître d'œuvre adoptent des épaisseurs supérieures qui sont de l'ordre de 0.8m à 1m maximum.

Les « grands barrages » ( $H^2\sqrt{V} > 300$ ) ont des drains de plus de 1m d'épaisseur ou des drains bidimensionnels dont la largeur est modulée en fonction de la charge d'eau.

**b) En hauteur**

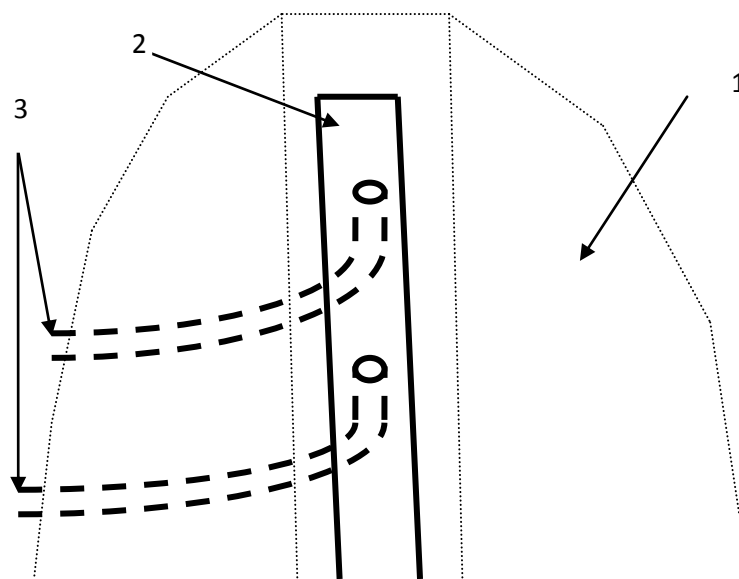
Le drain cheminé a une hauteur variable. L'option du rabattement de la nappe par un drain mis en place jusqu'à la cote de retenue normale RN (ou la cote des plus hautes eaux) est la solution généralement privilégiée. C'est aussi la plus sûre dans la mesure où le drain intercepte ainsi toutes les percolations venues de l'amont. Elle est retenue dans 67.5% des cas. Ceci signifie, a contrario, qu'il y a 32.5% des barrages pour lesquels le drain cheminé a une hauteur inférieure à la charge normale dans la retenue. (Comite internationale des grands barrages, 1994).

**c) Diamètre des conduits d'évacuation**

Les exutoires en peigne du drain vertical sont :

- Des conduits plastiques perforés mis en place en tranchées drainantes ;
- Des conduits plastiques aveugles entourés de matériaux étanches ;

Les dimensions les plus couramment retenues sur les barrages enquêtés sont celles du conduit perforé en  $\text{Ø}50\text{mm}$  ou  $\text{Ø}65\text{mm}$  mis en place dans une tranchée drainante de  $0.5\text{m} \times 0.5\text{m}$  (ou équivalent) et celle du conduit aveugle  $\text{Ø}100\text{mm}$  (exceptionnellement  $\text{Ø}150\text{mm}$ ) mis en place dans une tranchée de même section que ci-dessus remblayée par des argiles.



**Figure. (I.7) :** Schéma du dispositif d'évacuation du drain cheminé par Secteurs (Lutrin., 2002)

- 1- Remblai
- 2- Cheminée drainante
- 3- Drain exutoire

## **I.2.4-Les filtres**

### **I.2.4.1-Introduction**

Sous l'effet de la circulation de l'eau, les particules de sol peuvent migrer vers une zone de sol plus grossier. C'est par exemple ce qui peut se produire entre le remblai d'un barrage et le matériau drainant. Et sous la présence d'une charge hydraulique à l'amont du remblai engendre une infiltration d'eau dans le barrage et ses fondations. Ces infiltrations peuvent être nuisibles à la stabilité tant hydraulique que mécanique de l'ouvrage. Pour y remédier on prévoit un dispositif de drainage souvent associé à des filtres.

### **I.2.4.2-Rôle des filtres**

Les filtres sont de minces couches successives de matériaux perméables dont la grosseur des éléments augmente dans la direction de l'écoulement. Ces filtres doivent assurer une transition entre une couche à granulométrie donnée vers une couche à granulométrie plus grossière. Si un filtre est constitué par plusieurs couches chacune doit jouer le rôle de filtre vis-à-vis de la précédente.

Le rôle des filtres est très important dans le fonctionnement d'un barrage en terre, particulièrement sur la plan de la sécurité de l'ouvrage, ainsi ils peuvent jouer de nombreuses fonctions complémentaires les unes aux autres, parfois les filtres peuvent jouer le rôle de drains surtout dans les petits barrages.

Parmi leurs rôles on peut citer :

- Entreposés entre deux couches à granulométrie différentes, ils évitent que les grains fins de la première couche ne soient entraînés par les eaux d'infiltration à travers les matériaux de gros diamètres.
- Entreposés de part et d'autre d'un noyau d'étanchéité ou sous un écran d'étanchéité, ils jouent le rôle de couches drainantes en évacuant les eaux d'infiltration vers l'aval du barrage.
- Intercalés entre un massif de barrage et sa fondation, si elle est argileuse, contribue grandement à activer sa consolidation grâce à leur rôle drainant qui réduit les pressions internes.

### **I.2.4.3-Composition des filtres**

Les filtres sont constitués de sables et de graviers dont les grains sont insolubles et non altérables en présence de l'eau. Ces dernières années les filtres granulaires sont de plus en plus remplacés par des géotextiles qui sont des produits industriels très économiques et faciles à mettre en œuvre.

Les filtres, pour être efficaces ne doivent pas se colmater ni se dégrader par entraînement de leurs propres grains. Ils doivent jouer le rôle pour lequel ils sont prévus à savoir éviter que les particules fines du matériau de base ne soient entraînés à travers les vides des couches perméables. (*D.lautrin., 2002*)

#### I.2.4.4-Dimensionnement des filtres

Les conditions à respecter dans le choix de la granulométrie des filtres ont été dressées grâce à de nombreux essais effectués par (*Terza hi.*)

Ainsi il est conseillé d'utiliser un matériau avec un coefficient d'uniformité:

$$F_{60}/F_{10} < 2$$

Avec

**F<sub>x</sub>**-Dimensions des grains des filtres tirés de la courbe granulométrique ayant pour ordonnées x%

Si le filtre en terre est remplacé par un drain poreux ou percé de trous, ceux-ci doivent être de dimensions inférieures à :

$$1/2 F_{85}$$

- Les conditions de (*Terzaghi*) suivant la granulométrie du filtre adopté :

$$\text{Granulométrie étroite : } 5 < F_{30}/F_{50} < 10 \quad (\text{I. 1})$$

$$\text{Granulométrie étendue : } F_{15}/B_{85} < 5 \quad \text{et} \quad F_{15}/B_{15} > 5 \quad (\text{I.2})$$

Avec :

**F<sub>x</sub>** - Dimensions des grains du filtre tirées de la courbe granulométrique ayant pour ordonnées x%

**B<sub>x</sub>** - Dimensions des grains du filtre tirées de la courbe granulométrique ayant pour ordonnées x%

#### I.2.4.5-Epaisseur du filtre

L'épaisseur du filtre ne doit pas être inférieure à 25 cm pour tenir compte des tassements qui se produisent dans tout le remblai. Cette épaisseur doit être toujours supérieure ou égale à **50F<sub>15</sub>**

Si la couche filtrante sert à drainer les eaux d'infiltration, sa capacité drainante doit être plus grande que le débit qui traverse le remblai et peut être vérifiée à l'aide de la loi de Darcy

(*Foster et al, 2000*)

#### I.2.4.6-Condition des filtres

Les conditions de filtre ne sont pas faciles à respecter entre ces deux matériaux et l'on interpose, le plus souvent,

Les conditions explicitées ci-après doivent être vérifiées aux deux interfaces : entre matériau fin du remblai et filtre puis entre filtre et drain. Dans chaque cas, **D** désigne la taille des grains du matériau le plus grossier et **d** celle des plus fins.

• Lorsque un matériau fin à granulométrie continue est en contact dans un ouvrage hydraulique avec un matériau uniforme (drain ou filtre), leurs granulométries doivent répondre aux conditions suivantes :

- Condition de non entraînement des fines :  $D_{15} < 5.d_{85}$  ;
- Condition de perméabilité :  $D_{15} > 0,1 \text{ mm}$  ;
- Coefficient d'uniformité des filtres et des drains compris entre 2 et 8.

On impose aussi le plus souvent une condition de propreté pour le matériau constitutif d'un drain, condition qui s'écrit par exemple :  $D_{05} > 0,08 \text{ mm}$ .

• La condition de filtre au contact entre deux matériaux très uniformes

$(D_{60}/D_{10} < 3 \text{ et } d_{60}/d_{10} < 3)$ ,

- Ce qui est le cas entre le filtre et le drain -s'écrit :  $5.d_{50} < D_{50} < 10.d_{50}$ .

• Pour réaliser le drain vertical d'un petit barrage en terre, il est habituel de recreuser plusieurs couches du matériau fin compacté pour y déverser un sable considéré comme drainant et auto filtrant (pas de filtre entre ce sable et le matériau du remblai). On recommande dans ce cas de choisir un sable 0-5 mm vérifiant :  $D_{05} > 0,08 \text{ mm}$  (propreté) et  $D_{15} > 0,1 \text{ mm}$  (perméabilité).

• Enfin, un sol très gradué ( $d_{60}/d_{10} > 16$ ) et à granulométrie discontinue présente des risques d'érosion interne de sa partie fine sous l'effet des circulations d'eau. Le filtre contigu à ce matériau doit donc être déterminé avec le  $d_{85}$  de la partie inférieure de la courbe granulométrique du sol, après le changement de pente (mécanique des sols)

## I.3-Ecoulement dans les milieu poreux

### I.3.1-Introduction

Les écoulements dans les milieux poreux comprennent tous les mouvements des fluides qui s'effectuent dans un massif solide comportant des pores interconnectés. Le massif peut être du type granulaire (cailloux, gravier ; sable limon, argile, etc.) ou du type rocheux fissuré, soit par dissolution (roches karstique) ou par fracturation (roches basaltiques).

### I.3.2- Milieux poreux

Un milieu poreux est constitué par un solide de forme compliquée, englobant des vides appelés 'pores'. Ceux-ci peuvent communiquer entre eux et contenir une ou plusieurs phases fluides susceptibles de s'écouler » (*Foster et al. 2000*)

Ces milieux sont formés de grains cimentés ou non entre eux ils sont parcourus par un réseau très dense des canaux interstitiels.

### I.3.3-Caractéristiques des milieux poreux

Les milieux poreux naturels sont essentiellement les alluvions constituées de matériaux granuleux, ou roches compactes fissurées. Un milieu poreux constitué par du matériel granuleux est caractérisé par divers paramètres :

### I.3.3.1-Homogénéité

Un milieu est homogène lorsqu'il présente, en tous points dans le sens de l'écoulement, des caractéristiques physiques constantes. Dans le cas contraire le milieu est hétérogène. *(C.silvani., 2007)*

### I.3.3.2-Isotropie

Le milieu poreux est dit isotrope, si, quelle que soit la direction considérée, la résistance à l'écoulement, ou toute autre propriété, est la même dans les trois directions. La plupart des milieux poreux naturels sont anisotropes.

### I.3.3.3-Potentiel hydraulique

La variable descriptive des écoulements est le potentiel hydraulique, somme d'un terme de pression et d'un terme gravitaire. Le potentiel est égal à la côte de l'eau dans un piézomètre calculé par rapport à un plan de référence (en général, le substratum de l'aquifère). Il est donné par l'expression suivante :

$$h = z + \frac{p}{\rho g} \quad (\text{I.3})$$

$h$  : Potentiel,

$z$  : Côte de l'eau [m]

$\rho$  : Masse volumique [kg/m<sup>3</sup>].

$g$  : Accélération de pesanteur [m/s<sup>2</sup>].

$p$  : Pression hydraulique [Pa].

### I.3.3.4-Porosité

L'un des paramètres les plus importants caractérisant le milieu poreux est la porosité  $n$ , elle est exprimée comme étant le rapport du volume des pores  $V_p$  au volume total  $V_t$ , elle s'exprime le plus souvent en pourcentage :

$$n = \frac{V_p}{V_t} \quad (\text{I.4})$$

Avec  $V_t = V_v + V_s$

Où  $V_s$  : est le volume du squelette solide.

$V_v$  : Volume des vides

### I.3.3.5-Perméabilité

C'est un paramètre structural essentiel dans le modèle d'écoulement, il varie en fonction des caractéristiques physiques du milieu et celles du fluide. Lorsqu'il s'agit d'un milieu saturé le coefficient de perméabilité s'exprime souvent par cette relation :

$$k = \frac{\rho g}{32 \nu} d^2 \quad (\text{I.5})$$

Où :

$\rho$  : Masse volumique [kg/m<sup>3</sup>].

$g$  : Accélération de pesanteur [m/s<sup>2</sup>].

$d$  : Diamètre des grains [m].

$\nu$  : Viscosité cinématique du fluide [m<sup>2</sup>/s].

### I.3.3.6-Perméabilité spécifique (Post, et al., 1953)

La perméabilité spécifique  $K$  est définie comme étant la résistance des milieux poreux à l'écoulement du liquide et dépend des propriétés des milieux poreux et du liquide.

### I.3.3.7-Perméabilité intrinsèque

C'est le coefficient de perméabilité d'un milieu poreux et est définie comme étant son aptitude à la transmission du liquide

Elle dépend des propriétés des milieux poreux.

La relation suivante relie les deux perméabilités

$$K = \frac{k \rho \cdot g}{\mu} \quad (\text{I.6})$$

Où :

$K$  : perméabilité intrinsèque. [m<sup>2</sup>].

$k$  : Coefficient de perméabilité (perméabilité spécifique) [m/s].

$\rho$  : La masse volumique du liquide. [kg/m<sup>3</sup>].

$g$  : L'accélération de la pesanteur [m/s<sup>2</sup>].

$\mu$  : La viscosité dynamique du liquide. [N.S/m<sup>2</sup>]

### I.3.5.5- Méthodes de détermination de la perméabilité (Tchoumkam L.arm n., 2010)

La perméabilité varie en fonction de la nature et de la composition du sol. Le tableau suivant donne les fourchettes correspondantes à la perméabilité des différents types de sol

**Tableau (I.1) :** Exemple de perméabilité pour différents types de sol

Type de sol	Perméabilité (cm/s)
-gravier	$10^{-3} < k < 10$
-sable	$10^{-3} < k < 10^{-1}$
-limon ou sable argileux	$10^{-5} < k < 10^{-3}$
-argile	$10^{-7} < k < 10^{-5}$

Pour la détermination de la perméabilité « k », plusieurs méthodes existent, parmi lesquelles, on donne celles qui suivent :

### I.3.5.6-Perméamétrie à charge constante

Dans cet essai, on maintient la hauteur d'eau constante et on fait circuler l'eau dans l'échantillon, ensuite on recueille une certaine quantité d'eau pendant un temps connu. La formule de calcul utilisée est déduite de la loi de DARCY.

$$k = \frac{Ql}{hS} \quad (\text{I. 7})$$

Avec :

Q : quantité totale d'eau recueillie durant un intervalle de temps t :  $Q=V/t$

S : section normale à l'écoulement de l'échantillon [ $m^2$ ].

h : la charge hydraulique constante pendant l'essai [m].

### I.3.5.7-Perméamétrie à charge variable

Dans cet essai, on utilise un sol fin, la hauteur d'eau varie en fonction du temps de l'écoulement. L'appareil comprend 4 tubes d'alimentation gradués et dont les diamètres varient de 5mm, pour les sols argileux moins perméables, à 20mm, pour les sols plus perméables, pour que la lecture du niveau d'eau dans le tube soit possible. La formule de calcul utilisé dans ce cas est :

$$k = 2.3 \frac{sL}{S(t_1-t_2)} \log \frac{h_1}{h_2} \quad (\text{I. 8})$$

Avec :

s : section de tube d'alimentation [ $m^2$ ].

**L** : longueur de l'échantillon [m].

**S** : section de l'échantillon [m<sup>2</sup>].

**t** : temps d'intervalle de changement de la hauteur d'eau dans le tube et qui est égale à (t<sub>1</sub>-t<sub>2</sub>) pour des hauteurs variant de (h<sub>2</sub> à h<sub>1</sub>) [s].

**h<sub>1</sub>** : hauteur initiale d'eau dans le tube →t<sub>1</sub>[m].

**h<sub>2</sub>** : hauteur initiale d'eau dans le tube →t<sub>2</sub> [m].

### I.3.4- Lois d'écoulements dans les milieux poreux (*Fontaine. 2008*)

L'équation générale des écoulements en milieux poreux variablement saturés (présence de zones saturées et non saturées en eau) à densité variable, écrite dans un système de coordonnées cartésiennes (x, y, z) à l'échelle macroscopique, est déduite du principe de conservation de masse et de la loi de Darcy.

#### I.3.4.1-Equation de conservation de masse

On considère un volume élémentaire de contrôle de milieux poreux centré dans des coordonnées cartésiennes. On considère l'axe z vertical et dirigé vers le haut. A un certain instant t la masse d'eau dans le volume de contrôle est donnée par :

$$\text{Mass} = \rho \theta \Delta x \Delta y \Delta z \quad (\text{I.9})$$

Avec :

$\theta$  : la teneur en eau effective du milieu poreux en volume d'eau par volume de milieu poreux [m<sup>3</sup>/m<sup>3</sup>],

$\rho$  : la densité de l'eau en [M<sup>3</sup>/L].

Le principe de conservation de masse postule ou implique que la variation de masse stockée dans le milieu poreux est égale à la différence du flux entrant moins le flux sortant et le terme source :

$$\frac{\partial \text{Mass}}{\partial t} = \text{flux entrant} - \text{flux sortant} + \text{terme source}$$

Le signe du terme source est considéré par convention. En général le terme source S est considéré comme positif pour un apport d'eau et négatif pour une extraction d'eau.

En développant le flux en série de Taylor jusqu'au premier ordre dans le second terme de l'équation (I.9) on obtient :

$$-\nabla (\rho \cdot q) \Delta x \Delta y \Delta z + \rho_s Q_s \Delta x \Delta y \Delta z$$

#### I.3.4.2-Equation de conservation de la quantité de mouvement

La loi de comportement à l'échelle macroscopique des écoulements en milieux poreux est la loi de Darcy (1856). Cette loi initialement obtenue sur des expériences 1D dans des colonnes formées de sable, homogènes et isotrope, est généralisée aux écoulements saturés et non saturés (Buckingham 1907) en milieux hétérogènes et anisotropes. Elle exprime la densité de flux q (m/s ou m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/s) à travers le milieu poreux, comme étant proportionnelle au gradient de charge hydraulique H (m).

Cette densité  $q$  est aussi appelée vitesse de filtration. Elle est reliée à la vitesse réelle  $u$  des écoulements par  $q = \theta u$ , où  $\theta$  est la teneur en eau effective du milieu poreux.

La loi de Darcy généralisée non saturée s'écrit :

$$\mathbf{q} = -\mathbf{K}(\mathbf{h}, \mathbf{x})\nabla H$$

### I.3.4.3-Equation de la conservation d'énergie (Ledelieu p., 2003)

L'équation de Bernoulli exprime la loi de conservation d'énergie mécanique qui correspond à la charge hydraulique  $h$  dont la forme générale est donnée comme suit :

$$h = Z + \frac{P}{W} + \frac{v^2}{2g} \quad (\text{I.10})$$

Avec :

$$\frac{v^2}{2g} = \text{l'énergie cinétique.}$$

$Z$  = Altitude par rapporte au plan de référence

$P$  = Pression hydraulique.

$W$  = Poids volumique de l'eau ( $W = \rho \cdot g$ .)

La vitesse de filtration étant généralement faible le terme  $\frac{v^2}{2g}$  est négligeable d'où l'équation (1.10) devient comme suit

$$h = Z + \frac{P}{W} \quad (\text{I.11})$$

### I.3.4.4-Loi de Darcy

L'écoulement de l'eau à travers un milieu poreux est régi par la loi de Darcy établie expérimentalement en 1856. Cette loi est une loi empirique a été établie sous un certain nombre des conditions expérimentales d'écoulement particulières qui limitent le domaine de sa validité.

Les principales hypothèses sur lesquelles est basée la loi de Darcy sont : la matrice solide est homogène, isotrope, stable et non déformable ; le fluide est homogène, isotherme et incompressible ; l'énergie cinétique est négligeable ; le régime d'écoulement est permanent et Laminaire.

Dans ce cas, si on considère un tube cylindrique de section  $S$  rempli d'un matériau poreux (sable) sur une longueur  $L$  dans lequel on fait circuler de l'eau sur une hauteur totale  $\Delta H$  (dispositif à niveau constant). (*Schnebel 1987*)

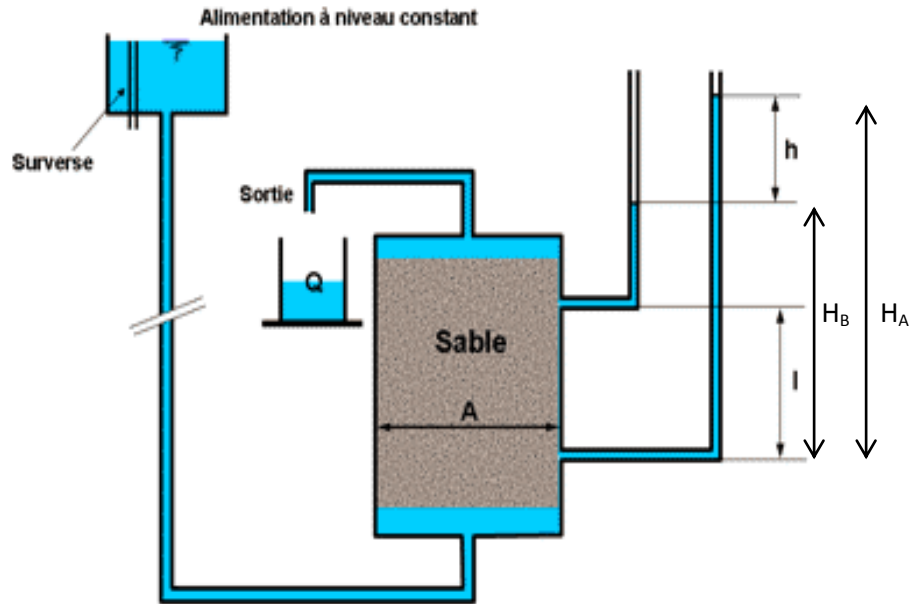
Lorsque le milieu est saturé en eau, on a :

$$Q = k \frac{H_A - H_B}{L} A = k \cdot i \cdot A \quad (\text{I.12})$$

Où,

- $Q$  = débit d'écoulement, mesuré à la sortie ( $\text{m}^3/\text{s}$ )
- $k$  = constante, connue sous le nom de coefficient de perméabilité de Darcy ( $\text{m/s}$ )
- $H_A$  = hauteur séparant le niveau de référence, et le niveau de l'eau à l'entrée de la colonne de la couche filtrante (m)

- $H_B$  = hauteur séparant le niveau de référence, et le niveau de l'eau à la sortie de la colonne de la couche filtrante (m)
- $L$  = longueur de l'échantillon (m)
- $I$  = gradient hydraulique =  $(H_A - H_B)/L$
- $A$  = section de l'échantillon normale à la direction de l'écoulement ( $m^2$ )



**Figure(I.8) :** Schéma de l'appareil de Darcy (*Cassant., 1986*)

- $h/L$  : gradient de charge hydraulique. Si on divise le débit par la section  $A$ , on obtient une vitesse,  $v$  ( $ms^{-1}$ ), dite vitesse de Darcy ou vitesse de filtration correspondant à une vitesse fictive puisqu'elle suppose que toute la surface, y compris la matrice, participe à l'écoulement. La vitesse réelle du courant,  $U$  est égale à la vitesse de Darcy  $v$  divisée par la porosité cinématique  $\phi_e$ .

$$v = \frac{Q}{A} \quad ; \quad U = \frac{v}{\Phi_e} \tag{I.12}$$

**I.3.4.5-Généralisation de la loi de Darcy (*Bureau of réclamation., 1987*)**

La loi de darcy peut être généralisée à un milieu homogène et un écoulement tridimensionnel de la façon suivante :

$$\left. \begin{aligned} V_x &= -k \frac{\partial h}{\partial x} \\ V_y &= -k \frac{\partial h}{\partial y} \\ V_z &= -k \frac{\partial h}{\partial z} \end{aligned} \right\} \tag{I.14}$$

Si de plus le milieu est anisotrope, on peut écrire :

$$\left. \begin{aligned} V_x &= -k_x \frac{\partial h}{\partial x} \\ V_y &= -k_y \frac{\partial h}{\partial y} \\ V_z &= -k_z \frac{\partial h}{\partial z} \end{aligned} \right\} \tag{I.15}$$

Qui s'écrit en notation vectorielle :

$$V = \text{grad}(k.h) \quad (\text{I.16})$$

$k_x, k_y, k_z$  : représentent les composantes de la perméabilité respectivement sur les axes  $x, y$  et  $z$  appelées perméabilités principales.

#### **I.3.4.6-Limites d'application de la loi de Darcy (Fontaine. 2008)**

On a parfois estimé que la loi de Darcy  $V=kJ$  devait être remplacée par une autre de la forme :  $J=aV+bV^2$  ou  $J=aV^m$  avec  $1 < m < 2$ , ce qui revient, en somme à admettre que le régime cesse d'être laminaire, il est donc normale que la validité de la formule de Darcy dépend essentiellement du nombre de Reynolds  $Re$  de l'écoulement considéré.

De nombreuses études expérimentale effectuées sur cette question, il résulte que la loi de Darcy est applicable avec certitude tant que le nombre de Reynolds  $Re = Vd/\nu$

( $V$  : vitesse apparente de filtration) ne dépasse pas l'unité, en réalité la limite est assez imprécise et peut atteindre des valeurs du nombre de Reynolds de l'ordre de 1 à 10, pour des valeurs de  $Re$  supérieure, le régime d'écoulement tend à devenir turbulent.

En définitive, dans la pratique courante de l'ingénieur, la loi de Darcy peut être considérée comme valable au moins en première approximation il ne faut tout fois pas perdre de vue les hypothèses sur les quelles, elle est fondée :

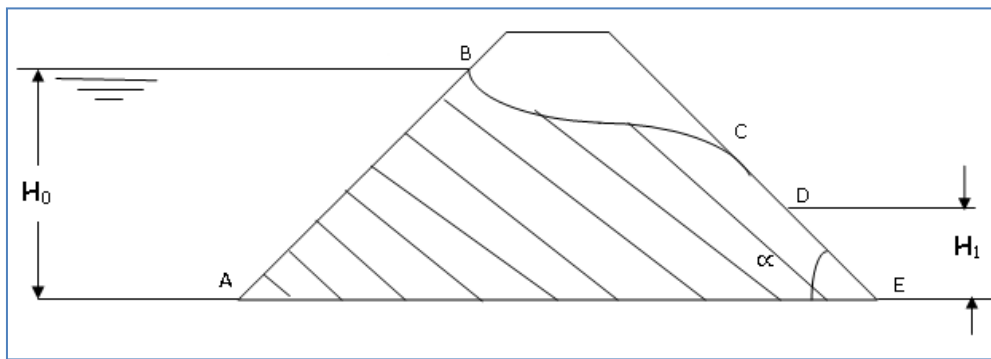
- Lamina rite de l'écoulement
- Uniformité, continuité et isotropie du milieu
- Unicité du fluide

Lorsqu'on s'écart plus ou moins de ces hypothèses, la loi de Darcy cesse d'être valable et on doit adopter selon les cas une loi de la forme :  $J=aV+bV^2$  ou  $J=aV^m$  pour tenir compte de l'apparition de la turbulence.

#### **I.3.5-Ecoulement à Travers UN barrage en terre (Post., Londe. 1953)**

Le phénomène de la détermination du champ de l'écoulement se trouve donc doublé de celui de la détermination de la forme de surface libre qui est une des limites du domaine d'écoulement.

La surface libre est caractérisée par une pression constata (égale à la pression atmosphérique) et une charge hydraulique égale à son élévation par rapport à un plan de référence.



**Fig. (I.9) :** Exemple d'écoulement dans un barrage en terre (Post., Londe. 1953)

Pour arriver à la solution de ce type de problèmes il faut tenir compte des conditions aux limites et qui sont comme suit :

- 1- AB équipotentielle amont ( $h = H_0$ )
- 2- AE ligne de courant ou  $\psi$  est égale à une constante.
- 3- ED équipotentielle aval ( $h = H_1$ )
- 4- DC surface de suintement ( $h = z$ ) ou  $z$  une variable.
- 5- CB surface libre ( $h = z$ , ligne de courant)

La partie hachurée du massif est le domaine d'écoulement ou :

$H_0 =$  la hauteur de l'eau en amont du barrage. [ m]

$H_1 =$  la hauteur de l'eau en aval du barrage et  $\Psi$  la fonction de courant

### I.3.5.1-Phénomène de renard

Les cheminements que l'eau peut créer à travers des matériaux déposés naturellement ou artificiellement lorsqu'elle s'y infiltre sous une certaine pression s'appelle phénomène de « RENARD »

Ce phénomène provoque un arrachage régressif des particules de l'aval du sol vers un milieu extérieur et en progressant vers l'amont, jusqu'à la formation d'un conduit continu.

La granulométrie du sol varie donc avec une augmentation de la perméabilité. Ce phénomène de renard est difficilement détectable et évolue très rapidement, ce qui laisse peu de temps pour agir. Généralement l'apparition du phénomène de renard dans les sols cohésifs est favorisée par des défauts de perméabilité. Il peut être de nature chimique ou mécanique.

### I.3.5.2-Renard de nature chimique

Ce phénomène aura lieu lorsque le milieu poreux renferme des matériaux solubles dans l'eau tels que les gypses ou autres. La dissolution des matières et leur entraînement provoquent des cavités qui engendrent des pertes d'eau inaccessibles en déformant le mur de barrage

### I.3.5.3-RENARD de nature mécanique

Ce phénomène se produira au moment où la pression de courant dépasse une pression critique donnée par la relation :

$$I \gamma_e = \gamma_t \quad (I.17)$$

Dans la quelle :

$I$  : gradient hydraulique

$\gamma_e$  = poids spécifique de l'eau [N/m<sup>3</sup>].

$\gamma_t$  = poids spécifique des matériaux. [N/m<sup>3</sup>].

Et la quelle correspond au gradient hydraulique critique :

$$I = I_C = \frac{\gamma_e}{\gamma_t}$$

Et une vitesse critique  $V_C = I_C \cdot k$  (I. 18)

Ou :

$k$  : étant le coefficient de perméabilité du matériau [m /s].

$I_C$  : le gradient hydraulique critique

### I.3.5.4- Réseau d'écoulement (*Tchoumkam L.arm., 2010*)

Le tracé du réseau d'infiltration permet d'obtenir une image indiquant la répartition des lignes de cheminement des eaux d'infiltration, ou lignes de courant, et des lignes équipotentiels dans le massif et dans les terrains d'assise du barrage. Le réseau des lignes de courant et des équipotentiels permet de connaître en chaque point du massif la valeur de la charge hydraulique, de la pression interstitielle et du gradient hydraulique.

L'analyse du réseau des lignes de courant et des équipotentiels permet également l'étude des pertes de charge et le débit total d'infiltration que ces écoulements produisent à l'intérieur du massif et dans les fondations.

Le tracé de ce réseau se présente comme étant un problème géométrique qui peut être résolu d'une manière simple par une méthode graphique, dans certains cas particuliers (barrage sur assise homogène et isotrope de profondeur finie ou infinie). Cependant, si les terrains d'assise sont formés d'un matériau homogène et anisotrope, ou plusieurs couches d'inégale perméabilité, et s'ils comportent un tapis filtrant ou un drain prismatique, le tracé des lignes d'écoulement devient plus ou moins difficile. On doit alors avoir recours à d'autres méthodes.

### I.3.5.5-Propriétés fondamentales des réseaux d'écoulement

Un réseau d'écoulement est un dessin (diagramme) montrant le domaine physique d'écoulement avec toutes ses frontières dans le plan (x,y), sur lequel sont superposées les lignes de courant et les équipotentiels ou les équicharges

### I.3.5.6-L'équation de Laplace

Si on introduit la relation de Darcy ; dans la loi de conservation, on établit ainsi l'équation de Laplace :

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad \text{Pour les charges} \quad (\text{I.19a})$$

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} = 0 \quad \text{Pour les potentiels} \quad (\text{I.19.b})$$

### I.3.5.10-Propriétés des réseaux

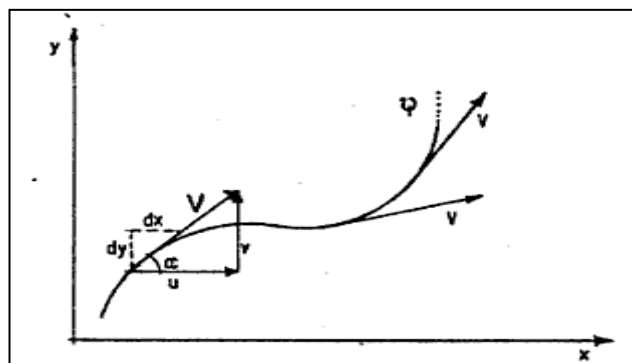
La plupart des écoulements à travers les barrages ainsi que tous ceux que l'on rencontre dans les aménagements hydro agricoles peuvent être considérés comme bidimensionnels, c'est-à-dire que la vitesse d'écoulement et tous les autres paramètres hydrodynamiques sont fonctions seulement de deux coordonnées ; ils sont indépendants de la troisième. Les écoulements bidimensionnels peuvent être étudiés dans un plan de coordonnées  $(x,y)$ , puisque le même schéma se répète suivant l'axe  $z$ . Pour cette raison, les écoulements bidimensionnels sont appelés « écoulements plans »

L'expérience de Darcy offre un cas type d'un écoulement unidimensionnel.

### I.3.5.11-Lignes de courant, Lignes équipotentiels (Harry,.1962)

#### a) Lignes de courant $(\Psi)$

On appelle ligne de courant  $(\Psi)$  une ligne définie par la condition d'être en tous ses points tangente à la vectrice vitesse :



**Fig. (I.10).** Schéma d'une ligne de courant (Harry,. 1962)

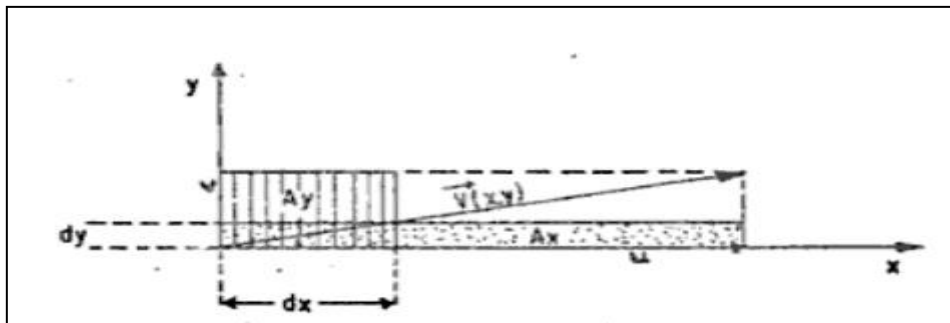
Soit :  $\vec{V}(x,y)$  le vecteur vitesse. D'après la figure (I.10) on a :

$$tg \alpha = \frac{v}{u} = \frac{dy}{dx} \quad (\text{I.20.a})$$

Ce qui donne :

$$Udy - vdx = 0 \quad (\text{I.20.b})$$

Les relations (I.20) (a et b) constituent deux représentations de l'équation de ligne de courant. Du point de vue géométrique, les termes  $u dy$  et  $v dx$  sont des aires indéfinies males qui sont balayées par unité de temps, suivant les deux directions  $x$  et  $y$  respectivement la (figure I.11) montre ces aires  $A_x$  et  $A_y$  et l'on peut démontrer qu'elles sont toujours égales quelque soit la direction du vecteur  $\vec{V}(x, y)$ .



**Fig. (I.11)** Aires de l'écoulement plan (Harry,. 1962)

$A_y = v dx$  quelque soit la direction de  $\vec{V}(x, y)$ , on a toujours  $A_y = A_x$

d'où  $u dy - v dx = 0$

$A_x = u dy$

Dans un champ d'écoulement il y a évidemment une infinité de lignes de courant qui satisfont toute la condition d'être tangente aux vectrices vitesses. Chacune d'elles est fonction de  $x$  et de  $y$  soit :  $\Psi(x, y)$  elles se distinguent les unes des autres par un constant additif pré. Si on considère une seule de ces lignes comme celle qui est tracée sur la (figure I.11) le fait de se distinguer des autres par une simple constante additive permet de dire que la dérivée totale de  $\Psi$  est nulle, c'est-à-dire :

$$d\Psi = \frac{\partial \Psi}{\partial x} dx + \frac{\partial \Psi}{\partial y} dy \quad (\text{I.21})$$

La relation (I. 21) est également une autre forme de l'équation de la ligne de courant. Si on compare les relations (I.21) et (I.20), on s'aperçoit que :

$$u = \frac{\partial \Psi}{\partial y} \quad v = \frac{\partial \Psi}{\partial x} \quad (\text{I.22})$$

Si on insère (I.22) dans (I 21) on peut écrire :

$$d\psi = udy - vdx = 0$$

Ceci veut dire que la fonction  $\Psi$  a la dimension d'une surface par unité de temps ( $m^2/s$ )

Les propriétés les plus importantes des lignes de courants sont :

- La composante de vitesse, normale (perpendiculaire) aux lignes de courant est nulle car définition ces lignes sont en chaque ligne de courant peut être considérée comme une frontière imperméable pour l'écoulement.
- Deux lignes de courant ne se croisent jamais. Elles ne se touchent que si elles ont la même valeur ; dans ce cas ; elles se confondent.
- L'une des propriétés les plus importantes des lignes de courant est celle obtenue en calculant le débit d'eau qui passe entre deux lignes  $\Psi_1$  et  $\Psi_2$  exemple figure(I.11) le débit :

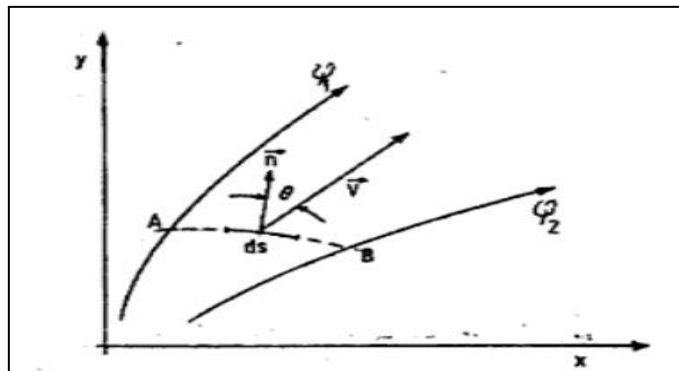
$$q = \int_{AB} \vec{V} \vec{n} ds = \int_{AB} v \cos \theta ds$$

$$q = \int_{AB} -(udy - vdx)$$

$$q = \int_{AB} -d\psi = \psi_1 - \psi_2$$

D'où :  $q = \Psi_1 - \Psi_2$

(I.23)



**Fig. (I.12)** Le débit dans un écoulement plan (Harry, 1962)

Puisque les lignes  $\Psi$  sont des plans dans la direction de  $z$ , le symbole  $q$  représente un débit par unité de longueur ( $z$ ) normale au plan ( $x, y$ ). Il suffit donc multiplier ( $q$ ) par la longueur totale dans la direction de ( $z$ ) pour obtenir le débit total qui passe entre  $\Psi_1$  et  $\Psi_2$ .

La relation (I.23) est d'une importance majeure. Elle traduit de fait que « le débit ( $q$ ) qui est véhiculé entre deux lignes de courant ( $\psi_1$  et  $\psi_2$ ) est constante ». L'interprétation de cette relation peut être poursuivie en disant que :

- Lorsque les lignes de courant convergent, le débit étant constant, les vitesses augmentent. et, inversement, lors que les lignes  $\Psi$  divergent, les vitesses diminuent.

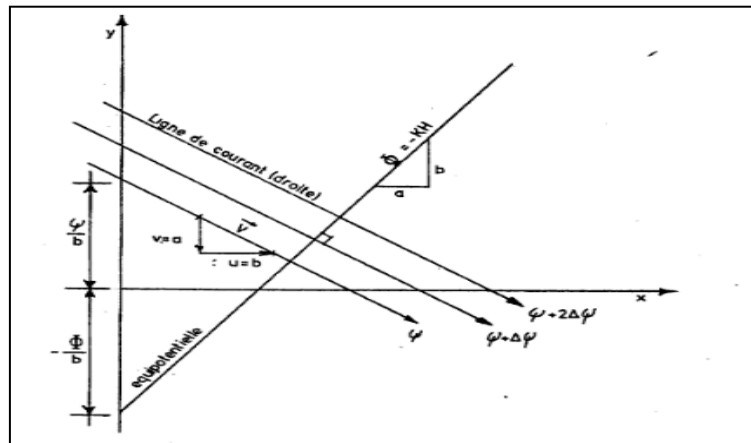
$$\Psi = ax + by \quad (I.24.a)$$

Dans laquelle a et b sont des constantes.

Ecrivons cette relation sous la forme explicite :

$$y = \frac{\Psi}{b} - \frac{a}{b}x \quad (I.24.b)$$

Si on assigne à  $\varphi$  une infinité de valeurs numériques (0, 1, 2, 3.....) on obtient par la relation (I.24.b) une infinité de droites parallèles ayant comme pente  $(-a/b)$  et qui distinguent les unes des autres seulement par l'ordonnée à l'origine qui est  $\Psi/b$  une constante additive. Le tracé de ces lignes (droites dans ce cas) est montré à la figure (I.13) :



**Fig. (I.13)** Lignes de courant dans un écoulement rectiligne. (Harry. 1962)

Dans l'exemple (I.24.a), les vitesses calculées à partir de la relation (I.22) sont :

$$u = \frac{\partial \Psi}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial y} (ax + by) = b$$

$$v = \frac{\partial \Psi}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x} (ax + by) = -a \quad (I.24.c)$$

**b) Relation entre Equicharges et Lignes de courant**

On appelle équicharge la ligne qui relie tous les points du champ d'écoulement ayant la même valeur de charge hydraulique, c'est-à-dire,  $h=cet$ . La loi de Darcy généralisée appliquée aux écoulements bidimensionnels s'écrit sous la forme :

$$u = -k \frac{\partial h}{\partial x}, \quad v = -k \frac{\partial h}{\partial y} \quad (I.25)$$

Si par ailleurs, l'on considère une ligne équicharge  $H=cet$ , la dérivée totale de  $H=cet$  est donc nulle le long de cette ligne, d'où :

$$dH = \frac{\partial h}{\partial x} dx + \frac{\partial h}{\partial y} dy = 0 \quad (I.26)$$

En y introduisant les relations (I.26) on obtient :

$$dh = -\frac{U}{k}dx - \frac{V}{K}dy = 0$$

$$D'où : Udx + Vdy = 0 \quad (I.27.a)$$

$$\text{Et encore : } \frac{dy}{dx} = -\frac{U}{V} = -\frac{1}{tg\alpha} \quad (I.27.b)$$

L'angle  $\alpha$  est montré à la figure (I.11)

Les relations (I.27a) et (I.27.b) sont les équations d'une équicharge.

Comparons maintenant les relations (I.27b) et (I.27.a), on remarque que la pente des équicharges est exactement l'inverse de la pente des lignes de courant :

$$\frac{dy}{dx} = tg\alpha : \text{Pente des lignes de courant et ;}$$

$$\frac{dy}{dx} = -\frac{1}{tg\alpha} ; \text{Pente des lignes équicharges.}$$

Ceci veut dire que dans le plan (x,y) les lignes équicharges et les lignes de courant se recoupent toujours à angle droit ;

Elles forment donc un « réseau orthogonal » ;

La preuve de l'orthogonalité des lignes équicharges et des lignes de courant peut aussi être établie mathématiquement en insérant les relations (I.22) dans (I.20). On obtient alors les équations de (Cauchy-Riemann) :

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \Psi}{\partial x} &= k \frac{\partial h}{\partial y} = -V \\ \frac{\partial \Psi}{\partial y} &= k \frac{\partial h}{\partial x} = U \end{aligned} \right\} \quad (I.28)$$

Les relations (I.28) constituent la condition suffisante pour que les lignes  $\Psi$  et  $h$  se coupent à angle droit en formant un réseau orthogonal.

Note importante : Les  $\Psi$  et les  $h$  sont interchangeable

Le vecteur vitesse qui est tangent aux lignes de courant  $\Psi = cte$  doit être obligatoirement perpendiculaire aux lignes équicharges définies par  $h = Cte$ .

Rappelons ici que la charge  $h$  est égale à :

$$h = \frac{P}{\delta\omega} + Z \quad c'est \text{ la hauteur piézométrique dont la dimension est une longueur [m]}$$

### c) Equipotentiels

Dans le cas particulier d'un milieu homogène et isotrope, le coefficient de perméabilité  $k$  est constant en tout point et dans toutes les directions. On peut alors écrire les relations (I.25) sous la forme :

$$U = \frac{\partial(-kh)}{\partial x} \quad \text{Et} \quad V = \frac{\partial(-kh)}{\partial y} \quad (\text{I.29.a})$$

$$\text{En posant : } \phi = -kh \quad (\text{I.29.b})$$

Notons que  $\phi$  a une dimension de surface par unité de temps comme les  $\Psi$  on obtient :

$$U = \frac{\partial\phi}{\partial x} \quad \text{Et} \quad V = \frac{\partial\phi}{\partial y} \quad (\text{I.29.c})$$

La notation vectorielle devient :

$$\vec{V} = -k \overrightarrow{grad} \quad h = \overrightarrow{grad} \phi \quad (\text{I.29.d})$$

Les relations (I.29c et I.29.d) montrent que les vitesses dérivent de cette fonction  $\phi$ , la quelle fonction est appelée « potentiel ». Le mouvement est dit « à potentiel de vitesses »

Dans un champ d'écoulement, le lieu des points où  $h = \text{constante}$  est appelé : « la ligne équicharge », tandis que le lieu des points où  $\phi = -kh = \text{cte}$  est appelée « ligne équipotentielle ». A toute ligne équicharge ( $h = \text{cte}$ ) correspondante « iso facto » une ligne équipotentielle ( $\phi = \text{cte}$ ) ayant exactement les mêmes propriétés géométriques dans le plan (x, y), c'est-à-dire :

- Les lignes  $\phi$  sont perpendiculaires aux vecteur vitesses et aux lignes  $\Psi$
- Les lignes  $\phi$  et  $\varphi$  forment un réseau orthogonal et sont interchangeables.
- Les lignes  $\phi = \text{cte}$  et  $h = \text{cte}$  sont parallèles, la différence ne se situe que sur l'échelle de graduation.

## I.4- Les methodes de resolution

### I.4.1-Introduction

Les problèmes pratiques d'infiltration doivent être résolus dans le cadre de la conception et l'exploitation des ouvrages hydrauliques (barrages, canaux, puits, etc.) nécessitent une connaissance des principaux paramètres hydrauliques du mouvement de l'eau.

Ces paramètres sont en développement dans les milieux poreux en raison des différences entre deux points ou sections. Les paramètres hydrauliques les plus importants sont la quantité d'eau transportée, ainsi que les valeurs de pression et la vitesse de développement à différents points à l'intérieur du domaine. Théoriquement, la solution complète de divers problèmes d'infiltration nécessite le calcul des paramètres hydrauliques à chaque point du domaine d'écoulement.

Les équations générales qui régissent d'infiltration constante dans les milieux poreux utilisé pour la détermination des paramètres hydrauliques de l'infiltration peut être décrit par l'équation de Laplace. , (*Tchoumkam L.arm., 2010*)

En principe, quatre méthodes existent pour résoudre les problèmes de débit d'infiltration.

#### 1 - Méthodes Analytique

2 - Méthode graphique (Flux net)

3 - Méthodes expérimentales

4 - Méthodes numériques

Cependant, lorsque plus d'une méthode peut être appliquée, le choix de la plus appropriée dépend de la disponibilité des experts et dans le temps et les coûts nécessaire pour parvenir à une solution.

#### **I.4.1.2-Méthode analytique**

Les problèmes les plus simples peuvent presque toujours se résoudre mathématiquement, la méthode est sûre et rapide.

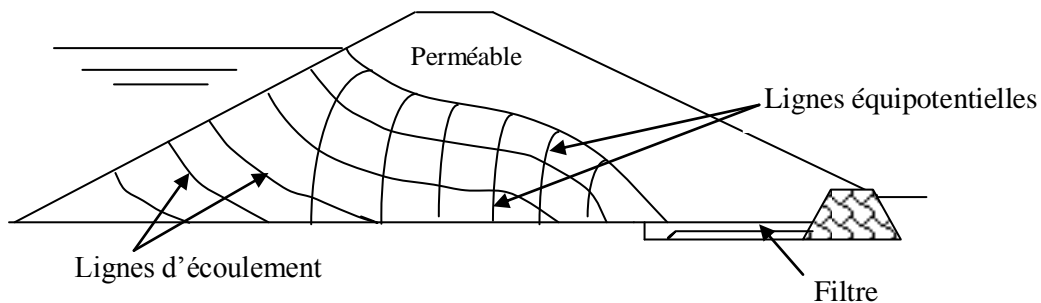
Dans le cas simple, la théorie mathématique donne des tracés des courbes équipotentielles et d'écoulement qui permettront de ne pas commettre des erreurs grossières.

La méthode analytique utilise des transformations conformes pour résoudre les problèmes d'infiltration. La grande utilité pratique de ces transformations réside dans le fait qu'elles permettent de trouver la solution en partant des solutions déjà connues.

#### **I.4.1.3-Méthode graphique**

La méthode la plus simple, pour déterminer les lignes d'écoulement dans le massif ou dans les terrains d'assise, est la méthode graphique. Bien qu'imprécise, elle est, pour un avant-projet, largement suffisante et parfois suffisante pour un projet. Avant d'entreprendre le tracé des lignes d'infiltration par l'une des méthodes ci-dessus décrites, le projeteur fera en général appel à la méthode graphique.

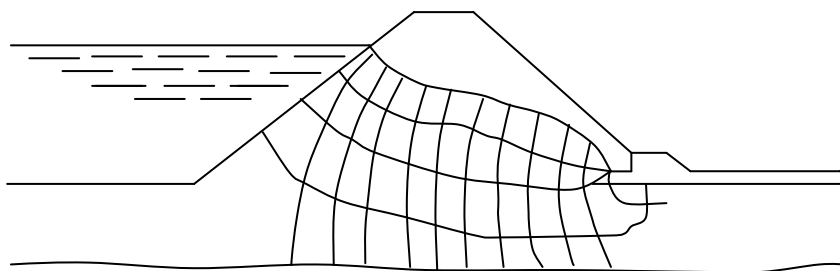
La solution graphique du problème d'infiltration se ramène à étant connues. Si le massif est perméable et s'il repose sur une assise imperméable, la ligne de saturation et la ligne de contact assise massif seront deux lignes d'écoulement limites du système. En outre, si le massif comporte un tapis filtrant au voisinage de son pied aval (fig. (I.12)), la ligne équipotentielle au contact du filtre est une ligne à pression atmosphérique ; cette manière de procéder n'est pas rigoureuse mais l'on peut, sans risque de commettre de grandes erreurs, consentir cette approximation.



**Figure. (I.14): Réseaux d'écoulement de barrage perméable sur assise imperméable**

Lorsque le massif et les terrains d'assise sont de mêmes perméabilités (fig. (I.13)), la ligne de saturation et le fond imperméable de la couche de fondation seront encore des lignes d'écoulement.

Ce n'est qu'après une longue observation de réseaux de lignes d'écoulement et d'équipotentielles et une longue pratique que l'on peut arriver à tracer rapidement et relativement correctement les lignes d'écoulement.



**Figure(I.15): Réseaux d'écoulement de barrage perméable sur assise perméable**

Si les matériaux sont homogènes mais anisotropes, il suffit de tracer le réseau des lignes orthogonales sur un dessin pour lequel on aura multiplié les dimensions horizontales par  $\sqrt{k_v/k_h}$  ( $k_v$  et  $k_h$  étant respectivement les perméabilités dans les sens vertical et horizontal).

Enfin, si l'écoulement de l'eau se fait au travers de couches, une sorte de réfraction qui amène les lignes d'écoulement à se resserrer lorsqu'elles entrent dans un matériau moins perméable.

Si le réseau d'écoulement était formé de « carrés » dans le matériau A de perméabilité  $k_1$  ce même réseau se transforme en « rectangles » dans le matériau B de perméabilité  $k_2$  et subit une certaine réfraction angulaire.

$$PQ = \frac{a_1}{\sin \alpha} = \frac{b_1}{\sin \beta}$$

$$RS = \frac{a_2}{\cos \alpha} = \frac{b_2}{\cos \beta}$$

Et par suite :

$$\frac{b_1}{b_2} = \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \beta}$$

## I.4.2-Méthodes expérimentales

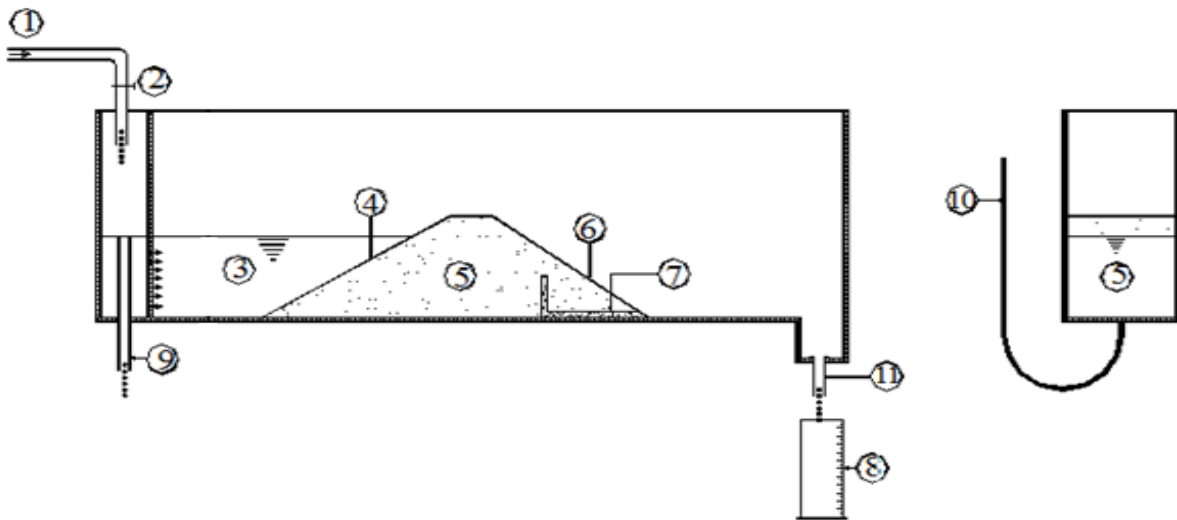
### I.4.2.1- Modèle hydraulique

Cette méthode consiste à réaliser des modèles hydrauliques réduits au laboratoire et d'en faire les expériences d'écoulement. Le plus souvent, le modèle est formé d'un sable qui doit être très propre et perméable.

Il est équipé de piézomètre pour la mesure de pressions interstitielles. Ces modèles comportent des parois, ce qui permet de visualiser les lignes de courant en injectant dans l'écoulement un certain liquide coloré.

L'un des buts principaux dans cette méthode consiste à vérifier tout d'abord que le modèle reproduit convenablement les phénomènes naturels que l'on veut étudier, puis à rechercher les modifications à apporter au modèle pour simuler le problème à résoudre.

La méthode des modèles hydrauliques est beaucoup moins rapide et plus coûteuse que celle de l'analogie



**Fig. (I.16) : Modèle hydraulique**

1- un tube d'alimentation	5- sable	9- tube de débordement
2- une vanne	6-partie aval	10- piézomètres
3- réservoir d'alimentation	7- tapis filtre	11-trou de passage
4- partie amont	8- tube gradué	

### I.4.2.2- Modèles analogiques

L'idée de base est d'établir une analogie entre les écoulements souterrains et des phénomènes physiques ayant même expression mathématique et plus facile à mesurer. On distingue :

- Analogie de Hélé-Shaw
- Analogie électro hydrodynamique

### I.4.3- Etudes Expérimentales

Parmi les études réalisées au laboratoire de Génie civil université Ammar Thleidi Laghouat sur le plan expérimental, rapportées au sujet de l'infiltration à travers les barrages en terre avec un drain vertical, citons :

#### **Amieur r., (2012)**

Elle a étudié sur un modèle réduit un barrage en terre homogène avec drain vertical sur une base perméable, elle a étudié l'effet de la longueur du tapis drainant sur le débit de fuite, elle a aboutis à des relations semi-empiriques qui donnent le débit de fuite en fonction de la charge d'eau, la pente du talus amont et la longueur du tapis.

#### **Dahane.f et Hasani.i (2013)**

Dans cette étude elles ont examiné l'influence de la profondeur de la base perméable et de la pente du talus amont sur le processus de drainage dans un modèle réduit d'un barrage en terre homogène avec drain vertical sur une base perméable, une étude comparative des résultats expérimentaux avec ceux calculés par un logiciel a été réalisée.

Ils ont montré qu'il y a une dépendance entre le débit d'infiltration, la position de la surface libre, la profondeur la base perméable, la charge d'eau et de la pente du talus amont.

## I.5 -Conclusion

Dans ce chapitre on a cité une notion générale des barrages en terre tel que :

Les différents types de barrages en terre ; Les différents systèmes de drainage dans les barrages en terre, dont les filtres et les drains sont des organes indispensables pour le bon fonctionnement des barrages en terre mais leur efficacité est étroitement liée à leur dimensionnement et au choix de leur emplacement.

Les lois d'écoulement dans les milieux poreux et on constate que tous les problèmes d'infiltration dans les milieux poreux homogènes, isotropes et saturés, satisfaisant aux conditions de l'écoulement de Darcy peuvent être complètement étudiés à partir de l'équation de Laplace.

Les différentes méthodes de résolution parmi lesquelles la méthode expérimentale est largement utilisée pour examiner l'influence des différents paramètres (pente, charge d'eau, profondeur,...) sur les débits de fuite.

Nous avons choisi un modèle expérimental pour étudier l'écoulement dans un plan de barrage à drain vertical, Où on mesure le débit de fuite à travers le corps et la base du barrage et aussi déterminer la position de la surface libre, tout en constatant l'influence de la nature du sol et de la pente amont sur le débit de fuite.

## II.1-Introduction

La méthode des essais sur modèles réduits, utilisée dans un grand nombre de techniques (aéronautique, électricité, résistance des matériaux, hydraulique, etc.), consiste essentiellement à expérimenter, non pas sur un objet (site, ouvrage ou machine) en vrais grandeurs (appelé prototype) mais sur un modèle géométriquement semblable, à échelle aussi faible que possible.

En hydraulique, les modèles représentent en général soit des sites naturels (cours d'eau, portion de rivage maritime), soit des machines (turbines et pompes). L'expérimentation consiste à vérifier tout d'abord que le modèle reproduit convenablement les phénomènes naturels que l'on veut étudier, puis à rechercher les modifications à apporter au modèle pour remplir certaines conditions fixées à l'avance.

Ce chapitre est consacré à la présentation des dispositifs expérimentaux utilisés, des matériaux étudiés, et de la présentation des résultats.

Au cours de ce travail de thèse, une modélisation expérimentale de l'écoulement à travers les barrages en terre sur une assise perméable a été initiée. L'objectif est le développement d'un modèle physique simple permettant d'étudier et caractériser les problèmes d'écoulement à travers les barrages en terre avec un drain vertical. Le but est de définir les mécanismes qui contrôlent le débit de fuite, le réseau d'écoulement et le niveau d'eau dans les drains.

Le dispositif expérimental employé pour étudier ces mécanismes est constitué d'un milieu poreux (sable et gravier) et d'un bassin de perméabilité

## II.2-Modélisation des barrages en terre sur une base perméable

### II.2.1-Principe

Il s'agit d'étudier l'écoulement plan dans un barrage en terre et mesurer ainsi le débit de fuite à travers le corps du barrage et aussi déterminer la position de la surface libre, tout en constatant l'influence de la pente sur le débit de fuite et le niveau d'eau dans le drain.

On a construit un modèle réduit ; c'est un barrage en terre homogène avec un drain vertical sur une base perméable. On a pour cela utilisé du sable en tant que milieu perméable pour le corps du barrage, du sable fins pour la fondation et le drain. Des piquages piézométriques disposés sur les deux cotés du bassin permettent de connaître les valeurs réelles de la charge d'eau le long de la trajectoire d'écoulement et mettent en évidence la répartition de la charge d'eau dans les écoulements d'infiltration.

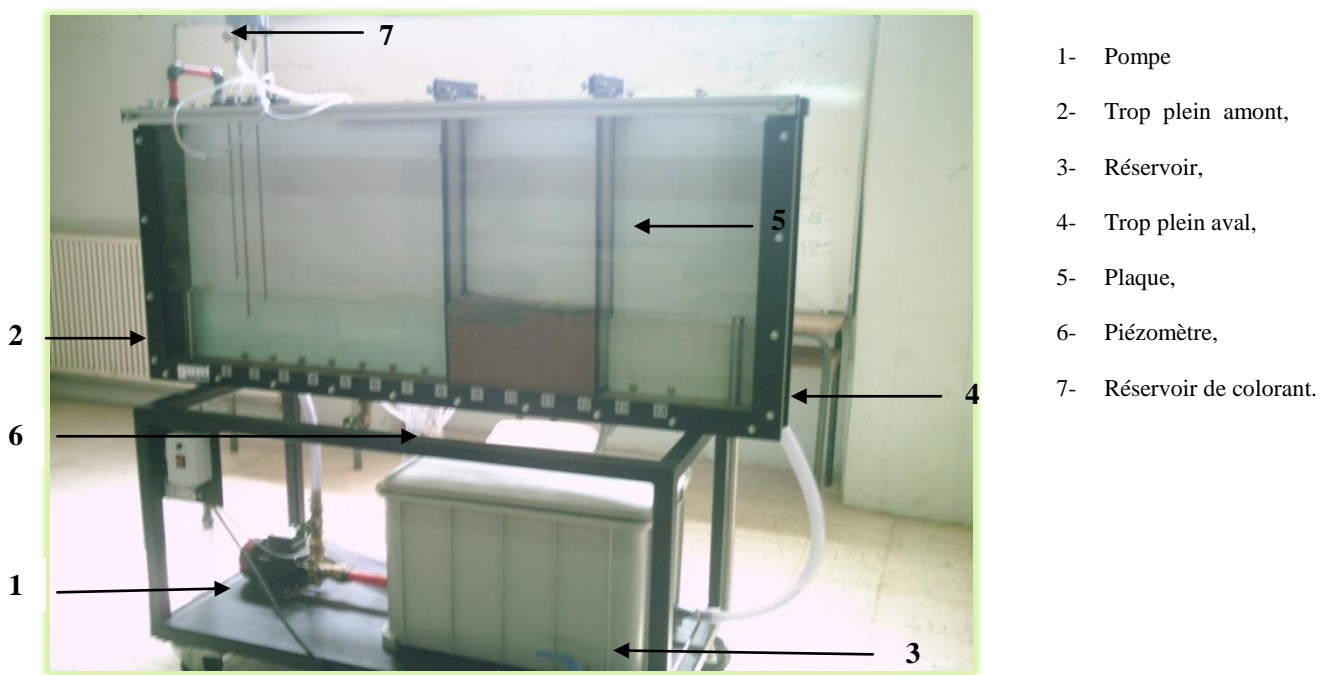
### II.2.2-Modèle expérimentale

Le modèle physique pour l'étude de l'infiltration à travers les barrages en terre a été entièrement conçu et réalisé au laboratoire du département de Génie Civil de Laghouat et composé de :

- Un bassin de perméabilité formé de deux parois verticales en plexiglas parallèle
- Une source d'eau permettant l'alimentation du dispositif d'une façon permanente ;
- Des tubes de piézomètres pour la mesure des pressions le long du bassin ;
- Des trop-pleins pour l'évacuation des eaux et le maintien d'un niveau d'eau désiré ;
- Des plaques métalliques pour maintenir la forme du drainage ;
- D'un modèle du barrage fait en sable moyenne est sable fin est sable mixte sur une base Perméable.

### II.2.3-Description du bassin de perméabilité

Le bassin de perméabilité est un bassin en plexiglas de 150cm de longueur, 60cm de hauteur et 10cm de largeur. Une paroi latérale de ce bassin est transparente pour permettre de tracer les lignes d'écoulement et les lignes équipotentiels. De l'autre côté il y a 14 piézomètres le long du bassin. Ce bassin est disposé sur une embase mobile elle contient une source d'alimentations continue en eau, ainsi un système d'évacuation. Des tuyaux de trop-plein réglables règlent les niveaux d'eau amont et aval de la structure étudiée.



**Fig. (II.1)** Schéma de description de bassin de perméabilité.

Ces modèles comportent d'une part, de 20 piézomètres le long du bassin (voir figure II. 2) pour bien suivre l'écoulement, et d'autre part un petit bassin pour mesurer le débit de drain (voir figure II.3)

La figure suivante représente les piézomètres fixés dans un plexiglas



**Figure II.2: les Piézomètres**

La figure suivante représente le bassin de drainage



**Figure II.3 : bassin de drainage**

### II.3-Caractéristiques de l'échantillon utilisé

Nous avons trois échantillons qu'on l'utilise pour la construction des modèles qui sont constitué de sable moyen de (rivière), sable fin de (dune) et sable mixte de (50% sable moyen est 50% sable fin) pour le corps de barrage et un sable fin pour la fondation avec un drain verticale.

Pour mener bien l'étude de l'écoulement à travers le milieu poreux, il est indispensable de déterminer les caractéristiques physiques du matériau utilisé tels que :

- Etude granulométrique.
- Etude de perméabilité.

#### II.3.1-Analyse granulométrique

L'analyse granulométrique a pour but de déterminer les proportions de grains de différentes tailles dans le sol.

##### a. Principe de l'essai :

L'essai consiste à classer les différents grains constituant l'échantillon en utilisant une série des tamis, emboîtées les unes sur les autres, dont les dimensions des ouvertures sont décroissantes du haut vers le bas. Le matériau étudié est placé en partie supérieur des tamis et le classement des grains s'obtient par vibration de la colonne de tamis. Les grains, ainsi isolés, peuvent être pesés pour déterminer la proportion de chacun d'entre eux dans l'échantillon considéré. Les résultats de l'analyse sont représentés graphiquement sur un échelle logarithmique.

##### b. Description de l'essai :

Le matériau séché, de masse  $M$ , est versé sur une série de tamis choisis de telle manière que la progression des ouvertures soit croissante du bas de la colonne vers le haut. On considère que le tamisage est terminé lorsque les refus ne varient pas de plus de 1% entre deux séquences de variations de la tamiseuse.

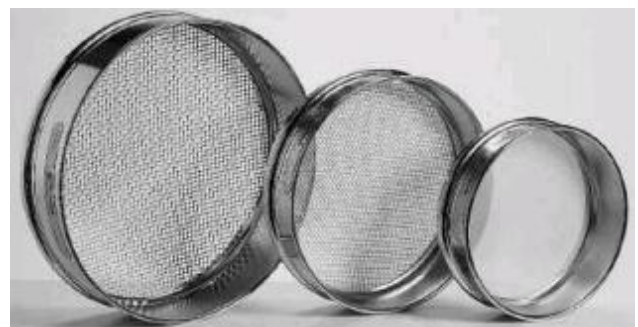


Figure II. 4: Série de tamis et agitateur utilisés pour l'analyse granulométrique

**c. Résultat de l'essai**

Peser le refus du tamis ayant la plus grande maille  $R_1$  la masse de ce refus.

- Poursuivre la même opération avec tous les tamis de la colonne pour obtenir les masses des différents refus cumulés  $R_n$

- Les masses des différents refus cumulés  $R_n$  sont rapportées à la masse totale de l'échantillon  $M = 3000$  g.

- Les pourcentages de refus cumulés ainsi obtenus, sont inscrits sur la feuille d'essai. Le pourcentage des tamisât cumulés sera déduit.

Le résultat de l'analyse granulométrique est représenté dans le tableau suivant :

Une des premières étapes de la caractérisation d'un sol consiste à évaluer sa composition à partir de sa courbe granulométrique ; il s'agit d'un graphique qui indique, pour une dimension donnée  $D$  d'un grain (portée en abscisse), le pourcentage en poids des grains de dimension inférieure (tamisât, passant) ou supérieure (refus) à  $D$ .

La courbe est tracée en coordonnées semi-logarithmiques, de façon à donner une représentation plus précise des particules fines

On obtient les données nécessaires au tracé de cette courbe grâce à l'analyse granulométrique ; elle est obtenue : On appelle coefficient d'uniformité (ou de HAZEN) le rapport  $D_{60}/D_{10}$ .

- Un sol tel que  $D_{60}/D_{10} < 3$  est dit à granulométrie uniforme ;
- Un sol tel que  $D_{60}/D_{10} > 3$  est dit à granulométrie étalée

On fait l'analyse granulométrique pour le sable moyen et le sable fin et les résultats sont portés dans les tableaux suivants :

- pour la fraction de sol dont les grains sont  $> 80 \mu\text{m}$  : par tamisage sur une série de tamis de maille décroissante ;

**Tableau (II.1)** Analyse granulométrie par tamisage du sable moyenne.

Tamis (mm)	Poids refus partiels(g)	Poids refus cumulé (g)	Poids refus cumulé (%)	Tamisât (%)
<b>1.6</b>	3.2	3,20	0,107	99,893
<b>1</b>	4.4	7,60	0,255	99,745
<b>0.8</b>	9.5	17,10	0,573	99,427
<b>0.63</b>	78.5	95,60	3,206	96,794
<b>0.5</b>	111.2	206,80	6,935	93,065
<b>0.315</b>	886.2	1093,00	36,656	63,344
<b>0.25</b>	703	1796,00	60,232	39,768
<b>0.0125</b>	1123.5	2919,50	97,911	2,089
<b>0.00100</b>	27.4	2946,90	98,830	1,170
<b>0.0080</b>	17.7	2964,60	99,423	0,577
<b>0.0040</b>	17.2	2981,80	99,999	0,001

On a :

$$S = R_n + P = 17.2 + 2981.5 = 2998.7g$$

$$\text{La perte} = (M - S) / M * 100 = (3000 - 2998.7) / 3000 * 100 = 0.04 \% \leq 2 \%$$

Les résultats obtenus pour l'analyse granulométrique du sable fin sont mentionnés dans le tableau suivant :

**Tableau (II.2)** Analyse granulométrie par tamisage du sable fins.

Tamis (mm)	Poids refus partiels(g)	Poids refus cumulé (g)	Poids refus cumulé (%)	Tamisât (%)
<b>1.6</b>	1,2	1,2	0,038	99,962
<b>1</b>	3,2	4,4	0,138	99,862
<b>0.8</b>	6,3	10,7	0,336	99,664
<b>0.63</b>	42,2	52,9	1,659	98,341
<b>0.5</b>	65.7	118.6	3.958	96.048
<b>0.315</b>	578.5	697.1	23.26	76.74
<b>0.25</b>	661.6	1358.7	45.35	54.65
<b>0.16</b>	1165	2523.7	84.24	15.76
<b>0.0125</b>	281.6	2805.3	93.64	6.36
<b>0.0100</b>	83,4	2888,7	96.42	3.58
<b>0.008</b>	57.1	2945.8	98.33	1.67
<b>0.004</b>	18,8	2964.5	99.998	1.04

On a :

$$S = R_n + P = 18.8 + 2964.5 = 2983.4g$$

$$\text{La perte} = (M - S) / M * 100 = (3000 - 2983.4) / 3000 * 100 = 0.50\% \leq 2\%$$

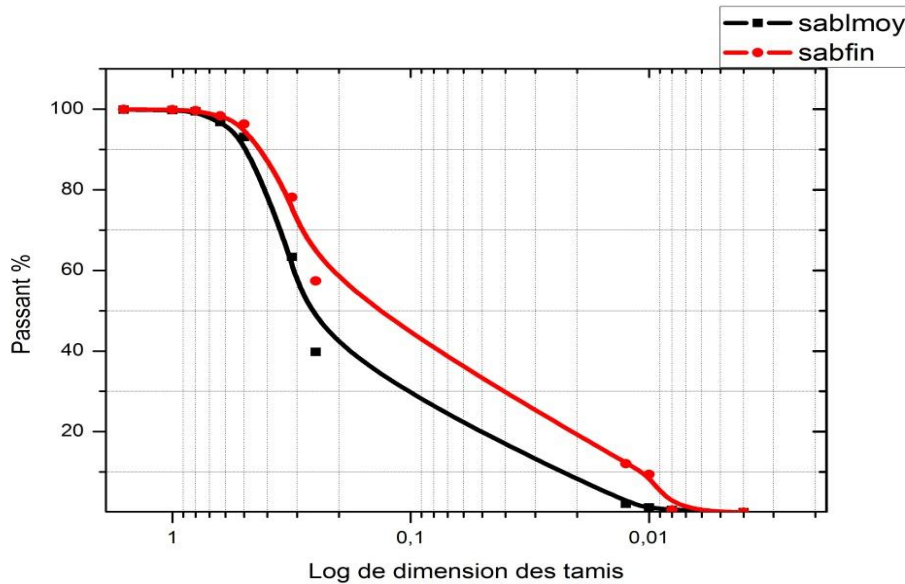


Fig. (II.5) Courbe granulométrique

On détermine en particulier pour chaque type de matériau

- les dimensions  $D_N$  pour N fixé (N en pour cent désigne la dimension des grains) ;
- le facteur d'uniformité de Hazen  $C_U = D_{60}/D_{10}$  ;
- le facteur de courbure :  $C_C = (D_{30})^2/(D_{10}.D_{60})$  ;
- $d_{10}$  : diamètre efficace.

- pour le sable fin, les coefficients d'uniformité et de courbure sont respectivement :

$$D_{60} = 0.22 ;$$

$$D_{30} = 0.04 ;$$

$$D_{10} = 0.01 ;$$

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0.22}{0.01} = 22 > 2 \text{ granulométrie étalée ;}$$

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} * D_{60}} = \frac{(0.04)^2}{(0.22) * (0.01)} = 0.72 < 1 \text{ graduée continuité mal répartie.}$$

- pour le sable moyen, les coefficients d'uniformité et de courbure sont respectivement :

$$D_{60} = 0.30 ;$$

$$D_{30} = 0.12 ;$$

$$D_{10} = 0,025 ;$$

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0,3}{0,025} = 12 > 2 \text{ granulométrie est étalée.}$$

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} * D_{60}} = \frac{(0,12)^2}{(0,025) * (0,3)} = 1,92 > 1 \text{ bien graduée continuité bien répartie.}$$

### II.3.2-Détermination de la perméabilité du matériau utilisé

Pour déterminer la perméabilité des matériaux utilisés au laboratoire, nous avons utilisée un Perméamètre à charge constante et un bassin de perméabilité.

Le principe de la mesure consiste à relier le débit Q traversant un échantillon de sol saturé (écoulement uniforme à) la charge H sous laquelle se produit l'écoulement.

#### II.3.2.1-Perméabilité horizontale

Pour déterminer la perméabilité horizontale on procède de la manière suivante Figure (II.6) :  
On applique de la loi de D upuit:

$$Q = k_h \frac{(H_1^2 - H_2^2)b}{2l} \quad (\text{II.1})$$

De la relation (II.1), on obtient :

$$k_h = \frac{2 Q l}{(H_1^2 - H_2^2)b} \quad (\text{II.2})$$

D'où :

Q : représente le débit qui traverse l'échantillon (m<sup>3</sup>/s) ;

k<sub>h</sub> : coefficient de perméabilité horizontale (m/s) ;

H<sub>1</sub> : la hauteur de l'eau à l'amont (m) ;

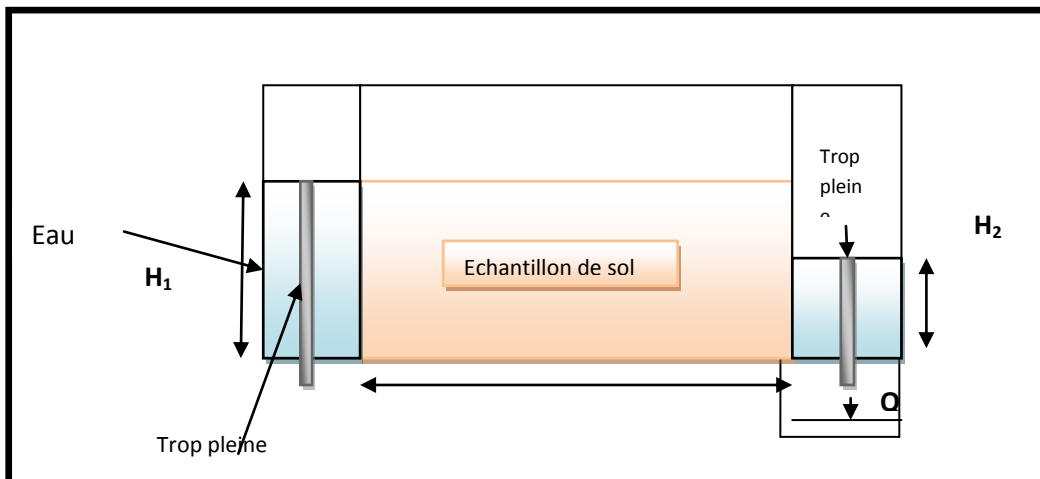
H<sub>2</sub> : la hauteur de l'eau à l'aval (m) ;

b : la largeur du bassin de perméabilité (m) ;

L : la distance parcouru par le courant d'eau (m) ;



(a) : Vue général (bassin de perméabilité)



(b) : Vue détaillée.

**Fig. (II.6) :** bassin de perméabilité.

Pour obtenir la valeur de perméabilité, il faut garder la même condition thermique. C'est pour cela qu'il faut faire une correction de chaque débit d'infiltration à une température constante  $T=20^{\circ}\text{C}$ .

On utilise la relation qui relie le coefficient de perméabilité à l'inverse du coefficient de viscosité :  $\mathbf{k} = \frac{\mathbf{K}g}{\vartheta}$  (II.3)

Sachant que le débit est proportionnel au coefficient de la perméabilité, donc le débit à  $T=20^{\circ}\text{C}$  est donné par [41] :

$$\frac{Q_{20}}{Q_t} = \frac{\vartheta_t}{\vartheta_{20}} \quad (\text{II.4})$$

$$Q_{20} = Q_t \frac{\vartheta_t}{\vartheta_{20}} \quad (\text{II.5})$$

Ou :

$\mathbf{k}$  : Coefficient de perméabilité (m/s) ;

$\mathbf{K}$  : Coefficient de perméabilité intrinsèque ( $\text{m}^2$ ) ;

$\vartheta$  : viscosité cinématique (stokes) ;

$g$  : accélération de pesanteur ( $\text{m/s}^2$ ) ;

$Q$  : débit d'infiltration ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) ;

La viscosité cinématique est donnée par la relation suivante:

$$\vartheta = \frac{0.0178}{(1+0.337T+0.000221T^2)} \quad (\text{II.6})$$

**A. perméabilité horizontale de sable moyen**

On pose à l'intérieur du bassin le premier échantillon entre deux plaques perforées pour déterminer la perméabilité dont la hauteur du sable est  $H_1=40\text{cm}$  et la longueur  $L=40\text{cm}$  et on varie la charge aval et pour chaque essai on répète plusieurs fois, les résultats obtenus sont représentés dans le tableau (II.3) et le graphe (II.7) :

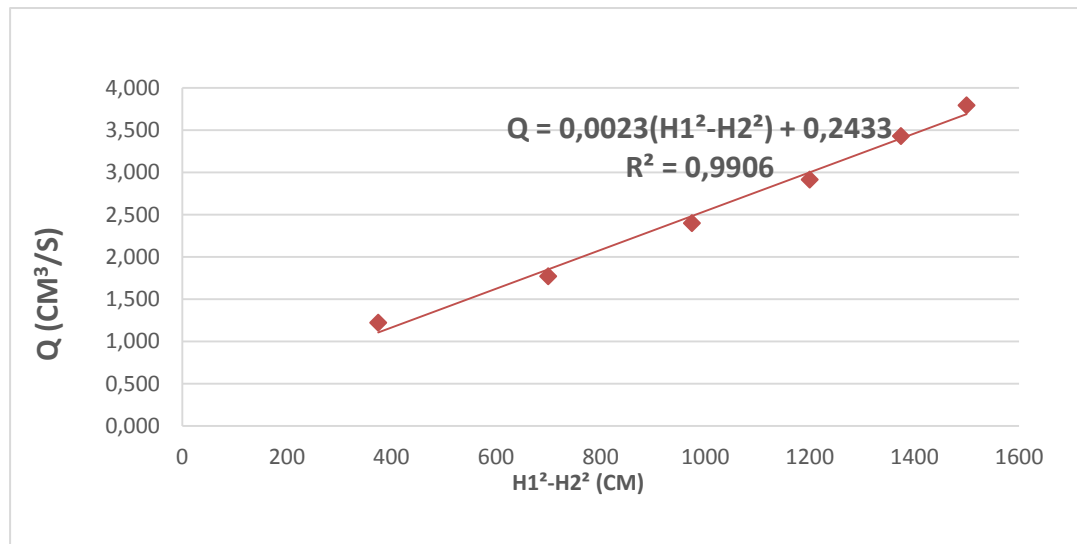
**Tableau (II.3) :** Les mesures de débit pour sable moyen.

H (cm)	h(cm)	t (s)	V (cm <sup>3</sup> )	T (c°)	Q (cm <sup>3</sup> /s)	Q moy (cm <sup>3</sup> /s)	Q 20 (cm <sup>3</sup> /s)
40	10	120	506,3	21	4,219	3,960	3,792
		240	930,9		3,879		
		360	1361,5		3,782		
	15	120	461,2	21	3,843	3,582	3,431
		240	838,5		3,494		
		360	1227,4		3,409		
	20	120	396,1	21	3,301	3,044	2,915
		240	714		2,975		
		360	1028		2,856		
	25	120	333,8	21	2,782	2,505	2,399
		240	581,7		2,424		
		360	831,4		2,309		
	30	120	257,2	21	2,143	1,849	1,771
		240	422		1,758		
		360	592,5		1,646		
	35	120	194,6	21	1,622	1,274	1,220
		240	294,7		1,228		
		360	349,9		0,972		

D'après l'équation ((II.1) on détermine la perméabilité :

$$Q=A(H_1^2 - H_2^2) \quad \text{Telque } A=\frac{K_h b}{2L} \quad (A \text{ est la tangente}).$$

On trace la courbe  $Q_{20} (H_1^2 - H_2^2)$  et déduit la tangente pour remplacer dans l'équation (II.2).



**Fig. (II.7)** les valeurs des débits corrigées pour sable moyen.

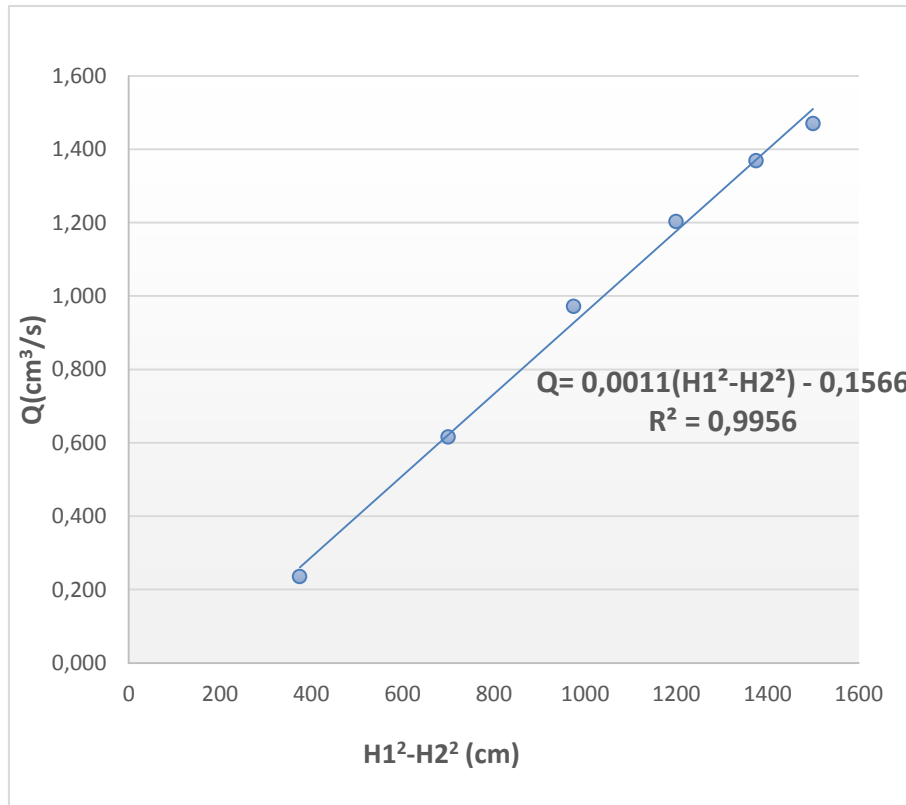
Dou:  $k_h = 0,015$  (cm/s).

**B. Perméabilité horizontale de sable fin**

On pose à l’intérieur du bassin le premier échantillon entre deux plaques perforées pour déterminer la perméabilité dont la hauteur du sable est  $H_1=40$ cm et la longueur  $L=40$ cm et on varis la charge avale et pour chaque essai on répète plusieurs fois, les résultats obtenus sont représentés dans le tableau (II.4) et le graphe (II.8) :

**Tableau (II.4)** : Les mesures de débit pour sable fins.

H (cm)	h(cm)	t (s)	V (cm3)	T (c°)	Q (cm3/s)	Q moy (cm3/s)	Q 20 (cm3/s)
40	10	120	186	21	1,550	1,535	1,470
		240	368		1,533		
		360	548		1,522		
	15	120	174	21	1,450	1,430	1,369
		240	344		1,433		
		360	506		1,406		
	20	120	145	21	1,208	1,256	1,203
		240	308		1,283		
		360	460		1,278		
	25	120	122	21	1,017	1,015	0,972
		240	244		1,017		
		360	364		1,011		
	30	120	78	21	0,650	0,644	0,616
		240	154		0,642		
		360	230		0,639		
35	120	32	21	0,267	0,246	0,236	
	240	60		0,250			
	360	80		0,222			



**Fig. (II.8)-** valeur des débits corrigée pour sable fins.

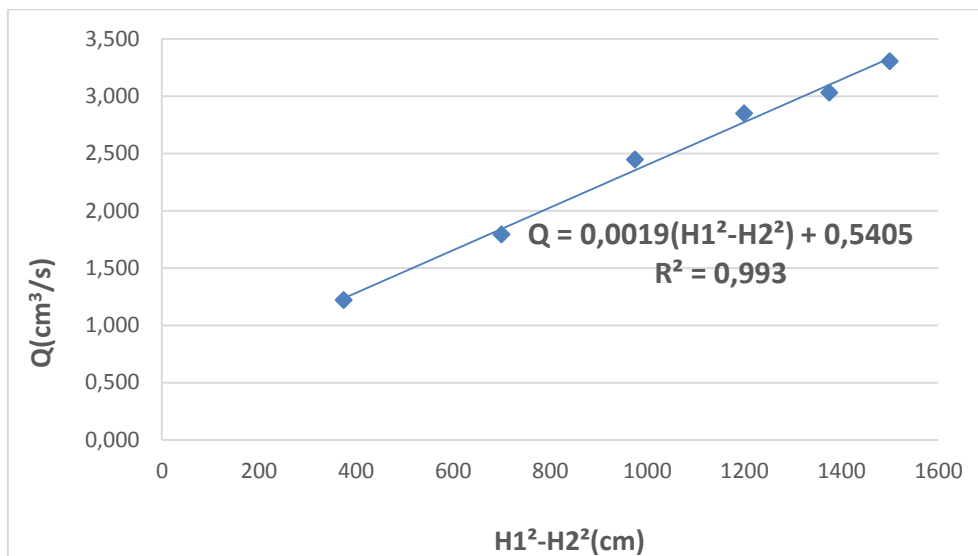
Le traçage de la courbe  $Q_{20}(H_1^2 - H_2^2)$  a donné le résultat  $k_h = 0,0072$  (cm/s).

### C. Perméabilité horizontale de sable mixte

On pose à l'intérieur du bassin première échantillon entre deux plaques perforées pour déterminer perméabilité tel que la hauteur du sable est  $H_1 = 40\text{cm}$  et la longueur  $L = 40\text{cm}$  et on varier la charge aval et pour chaque essai on répète plusieurs fois, L'expérience a donné ce qui suit :

**Tableau (II.5) :** Les mesures de débit pour sable mixte.

H (cm)	h(cm)	t (s)	V (cm3)	T (c°)	Q (cm3/s)	Q moy (cm3/s)	Q <sub>20</sub> (cm3/s)
40	10	120	450,00	21	3,750	3,450	3,304
		240	803,00		3,346		
		360	1171,00		3,253		
	15	120	448,00	21	3,733	3,163	3,029
		240	700,00		2,917		
		360	1022,00		2,839		
	20	120	360,00	21	3,000	2,972	2,846
		240	740,00		3,083		
		360	1020,00		2,833		
	25	120	300,00	21	2,500	2,553	2,445
		240	675,00		2,813		
		360	845,00		2,347		
	30	120	225,00	21	1,875	1,870	1,791
		240	450,00		1,875		
		360	670,00		1,861		
	35	120	194,60	21	1,622	1,274	1,220
		240	294,60		1,228		
		360	349,90		0,972		



**Fig. (II.9)** Les valeurs des débits corrigées pour sable mixte .

Le traçage de la courbe :  $Q_{20}(H^2_1 - H^2_2)$  a donné le résultat  $k_h = 0.0125 \text{ cm/s}$ .

### II.3.2.2-Perméabilité verticale

Nous déterminons la perméabilité de chacune des 2 sections du milieu poreux, ensuite nous déterminons la perméabilité moyenne du milieu poreux. Les essais sont menés dans le cadre d'un écoulement en régime permanent.

Le principe de la mesure consiste à relier le débit  $q$  traversant un échantillon de sol saturé (écoulement uniforme) à la charge  $h$  sous la quelles se produit l'écoulement suivant l'ordre de grandeur de la perméabilité du sol étudié on sera mené à travailler sous charge constante.

Le coefficient de perméabilité, appelé perméabilité dans la suite, est calculé à partir de la loi de Darcy exprimant la proportionnalité entre le gradient hydraulique  $\Delta h/L$  et le débit  $Q$  d'un fluide incompressible visqueux traversant un milieu poreux homogène

$$\frac{Q}{S} = \frac{k\Delta h}{L} \quad (\text{II.7})$$

$$k = \frac{1}{\frac{\Delta h}{L}} \cdot \frac{Q}{S} \quad (\text{II.8})$$

Où  $Q$ : est le débit volumique ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) ;

$h/L$  : le gradient hydraulique ;

$L$ : la longueur de l'échantillon (m) ;

#### A. Perméabilité verticale du Sable moyenne

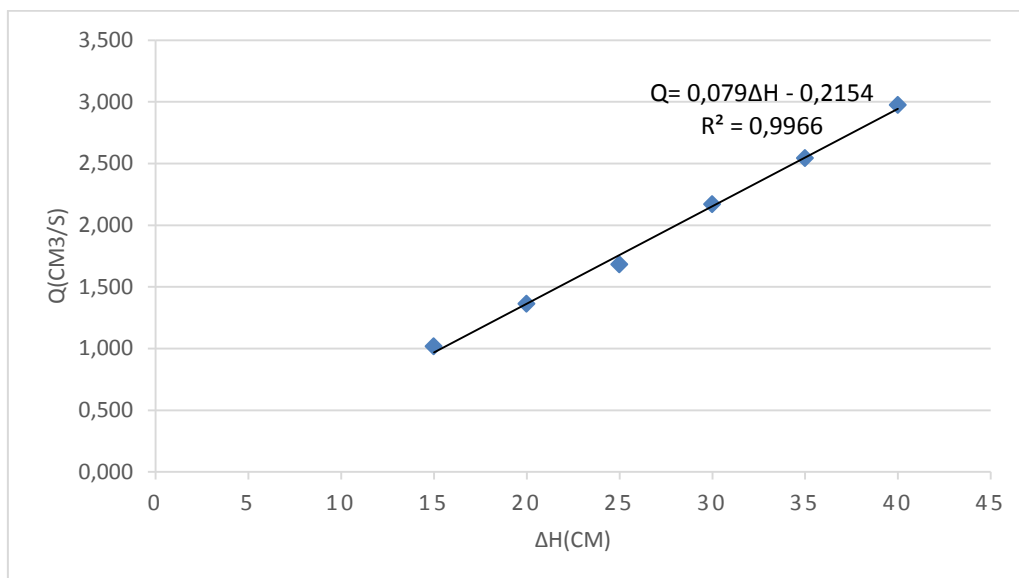
Pour déterminer la perméabilité verticale du sable moyen on utilise le bassin de perméabilité à charge constante, l'expérience a donné ce qui suit :

Sachant que  $S = 150 \text{ cm}^2$  ;

$L = 15 \text{ cm}$  ;

**Tableau (II.6) :** Les mesures de débit pour sable moyen.

H (cm)	t (s)	V (cm <sup>3</sup> )	T (c°)	Q (cm <sup>3</sup> /s)	Q moy (cm <sup>3</sup> /s)	Q 20 (cm <sup>3</sup> /s)
15	60	142,00	30	2,367	2,366	1,638
	120	283,50		2,363		
	240	568,50		2,369		
20	60	184,00	30	3,067	3,090	2,139
	120	376,20		3,135		
	240	736,50		3,069		
25	60	200,00	31	3,333	3,337	2,241
	120	401,20		3,343		
	240	800,30		3,335		
30	60	250,00	31	4,167	4,192	2,815
	120	501,10		4,176		
	240	1016,30		4,235		
35	60	280,00	32	4,667	4,670	3,044
	120	561,20		4,677		
	240	1120,30		4,668		
40	60	300,00	32	5,000	4,948	3,225
	120	602,00		5,017		
	240	1158,50		4,827		



**Fig. (II.10)** les valeurs des débits corrigées pour sable moyen.

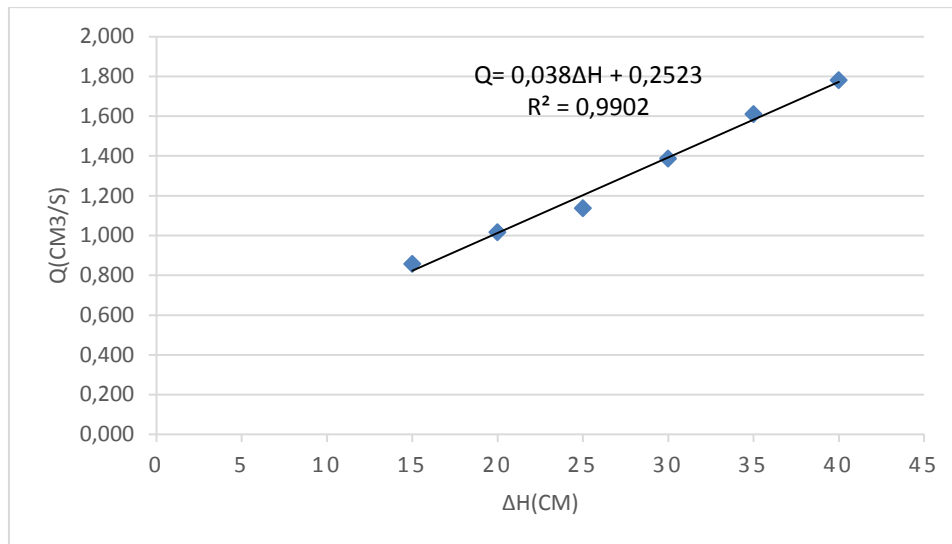
Le traçage de la courbe :  $Q_{20}(\Delta H)$  a donné le résultat:  $kv = 0.079$  cm/s.

**B. Perméabilité verticale du Sable fins**

Le niveau de l'eau dans le réservoir étant maintenu constant, on a, en prenant le plan de référence au niveau de sortie de l'eau, les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau (II.7) :** Les mesures de débit pour sable fin.

h(cm)	t (s)	V (cm <sup>3</sup> )	T (c°)	Q (cm <sup>3</sup> /s)	Q moy (cm <sup>3</sup> /s)	Q 20 (cm <sup>3</sup> /s)
15	60	74,00	30	1,233	1,237	0,856
	120	149,50		1,246		
	240	295,30		1,230		
20	60	88,00	30	1,467	1,467	1,016
	120	175,50		1,463		
	240	353,30		1,472		
25	60	102,00	31	1,700	1,693	1,137
	120	201,00		1,675		
	240	409,00		1,704		
30	60	124,00	31	2,067	2,063	1,385
	120	246,00		2,050		
	240	497,50		2,073		
35	60	148,00	32	2,467	2,468	1,609
	120	295,90		2,466		
	240	593,40		2,473		
40	60	164,00	32	2,733	2,731	1,780
	120	326,00		2,717		
	240	658,20		2,743		



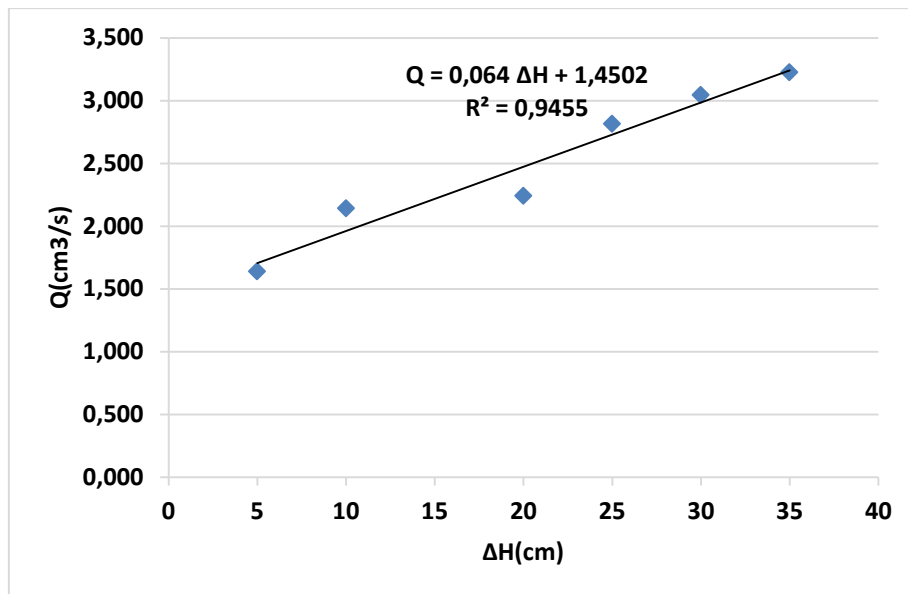
. **Fig. (II.11)** les valeurs des débits corrigées pour sable fin.

Le traçage de la courbe :  $Q_{20}(\Delta H)$  a donné le résultat :  $k_v = 0.038$  cm/s.

**C. Perméabilité verticale du Sable mixte**

**Tableau (II.8) :** Les mesures de débit pour sable mixte.

h(cm)	t (s)	V (cm <sup>3</sup> )	T (c°)	Q (cm <sup>3</sup> /s)	Q moy (cm <sup>3</sup> /s)	Q <sup>20</sup> (cm <sup>3</sup> /s)
15	60	88,00	30	1,467	1,467	1,015
	120	176,90		1,474		
	240	350,20		1,459		
20	60	118,00	30	1,967	1,966	1,361
	120	235,30		1,961		
	240	473,20		1,972		
25	60	150,00	31	2,500	2,504	1,681
	120	302,30		2,519		
	240	598,50		2,494		
30	60	194,00	31	3,233	3,230	2,169
	120	387,00		3,225		
	240	775,50		3,231		
35	60	234,00	32	3,900	3,902	2,544
	120	469,20		3,910		
	240	935,30		3,897		
40	60	274,00	32	4,567	4,562	2,974
	120	547,20		4,560		
	240	1094,30		4,560		



**Fig. (II.12)** les valeurs des débits corrigés pour sable mixte.

Le traçage de la courbe :  $Q_{20}(\Delta H)$  a donné le résultat:  $k_v = 0.064(\text{cm/s.})$

### II.3.3-Construction du modèle :

Notre projet consiste à étudier l'infiltration à travers les barrages en terre pour cela il a fallu construire trois modèles au laboratoire, ces modèles réduits sont des barrages en terre avec drain vertical sur une base perméable dont :

**Modèle N°1** : sable moyen pour le corps du barrage et du sable fins pour la base perméable.

**Modèle N°2** : sable fins pour le corps du barrage et pour la base.

**Modèle N°3** : sable mixte (50% sable fin +50% sable moyen) mixte Le modèle réduit est réalisé dans le bassin de perméabilité, qui contient 11 piézomètres tout en long du bassin.

La figure suivante présente les dimensions du modèle proposé.

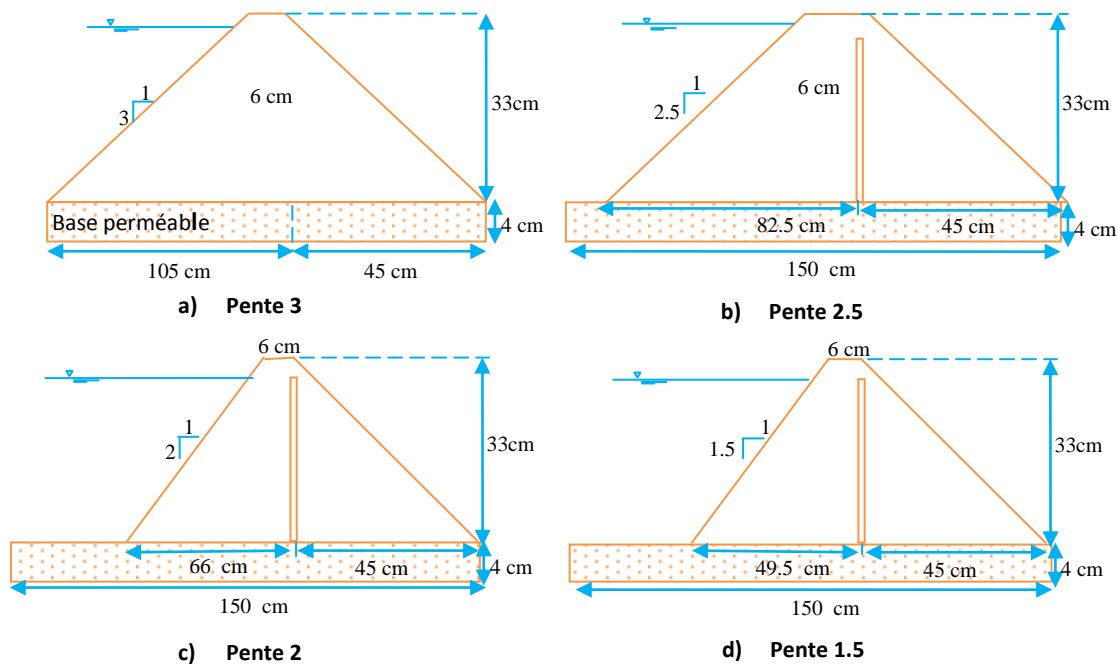


Figure (II.13) : Les dimensions du modèle pour les différentes pentes

### **II.3.3.1-Le mode opératoire :**

L'expérience au laboratoire consiste à suivre les étapes suivantes :

- on fixe le niveau de l'eau à l'amont à des coté choisis à l'avance, par exemple 20cm, 31, 22, 23,26, 28, 29,30, et 31 pour plusieurs pente ; 3, 2.5, 2, 1.5.
- pour chaque hauteur et chaque pente, on mesure les pressions dans les tubes piézométriques ainsi que le volume d'eau collecté par le drain et la base.
- On mesure les pressions au niveau de la base du barrage, par des piézomètres fixés dans le dispositif lui-même.
- Chaque expérience est répétée plusieurs fois pour plus de précision.
- Pour les autres modèles nous avons varié le type de sable et les mêmes étapes précédentes sont.

### **II.4- Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons présenté la description des matériaux utilisés, le matériel Expérimental, les méthodes d'analyse et les protocoles expérimentaux ; la méthode de mesure de Perméabilité. Nous avons exposé le principe physique du bassin de perméabilité et son application pour la détermination de la perméabilité horizontale, et verticale et les variations des débits à travers les barrages en terre ainsi que les résultats obtenus des débits d'infiltration.

L'exploitation et l'interprétation des résultats sont présentées dans le chapitre suivant.

### III-1-Introduction

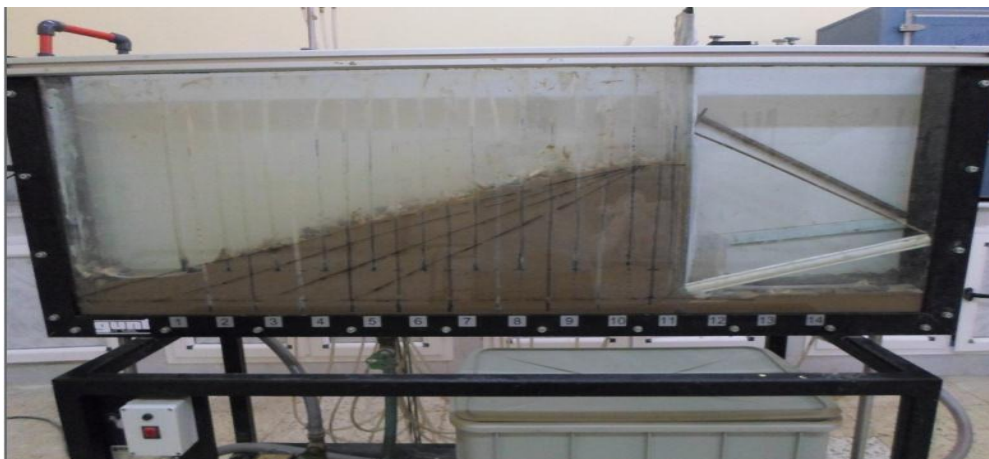
Le présent travail a pour objet d'analyser l'écoulement à travers un mur de barrage en terre en prenant en compte l'influence des différents paramètres hydrauliques des éléments constituant la digue et sa fondation. Les résultats obtenus sont présentés sous formes de graphes et tableaux après avoir fait varier dans une grande étendue les paramètres hydrauliques et physiques dans le but de dimensionner des petits barrages en terre homogène et hétérogène avec des drains verticaux.

Une comparaison entre les résultats des essais et la méthode numérique exprimant l'écoulement à travers les barrages en terre homogène est effectuée. Cette comparaison vise à valider le protocole expérimental utilisé pour calculer le débit d'infiltration à travers le drain

#### III.2.1. -Mesures et calculs

#### III.2.2-Modèle 01

Le premier modèle fig. (III.1) est un modèle réduit d'un barrage en terre (sable moyen) sur une base perméable (sable fin) constituée d'un drain vertical.



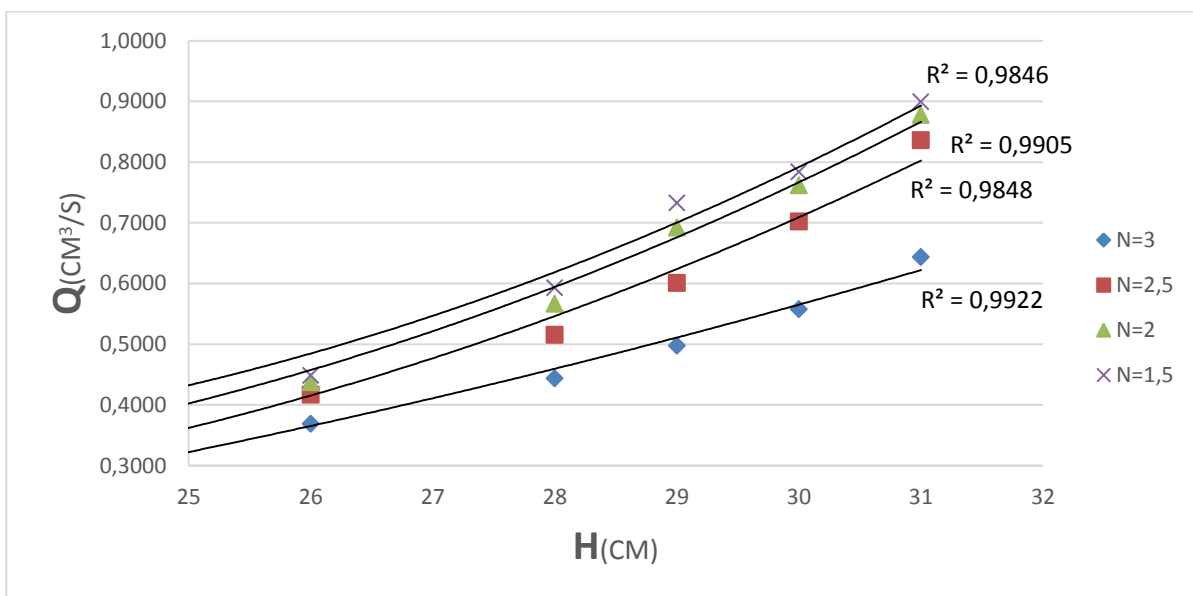
**Fig.(III-1)-:** barrage en terre avec un drain vertical sur une base fins.

#### III-2-3-Détermination expérimentale du débit d'infiltration du drain

D'après l'expérience effectuée au laboratoire de l'hydraulique, quelques hauteurs ont été choisies pour déterminer les débits d'infiltration, les résultats sont portés dans les tableaux ci-dessous :

**Tableau (III.1) :** les débits expérimentaux du drain pour le 1<sup>ère</sup> modèle.

H (cm)	Q (cm <sup>3</sup> /s)			
	N=3	N=2,5	N=2	N=1,5
20	0,1377	0,1903	0,2428	0,2956
22	0,2124	0,2556	0,2956	0,3493
23	0,2690	0,3248	0,3595	0,3964
26	0,3686	0,4167	0,4372	0,4483
28	0,4438	0,5153	0,5663	0,5931
29	0,4974	0,6009	0,6920	0,7326
30	0,5574	0,7023	0,7619	0,7839
31	0,6433	0,8361	0,8775	0,8993



**Fig.( III.2)-:** variation des débits du drain à chaque pente Mod1.

### III.2.4-Modèle 02

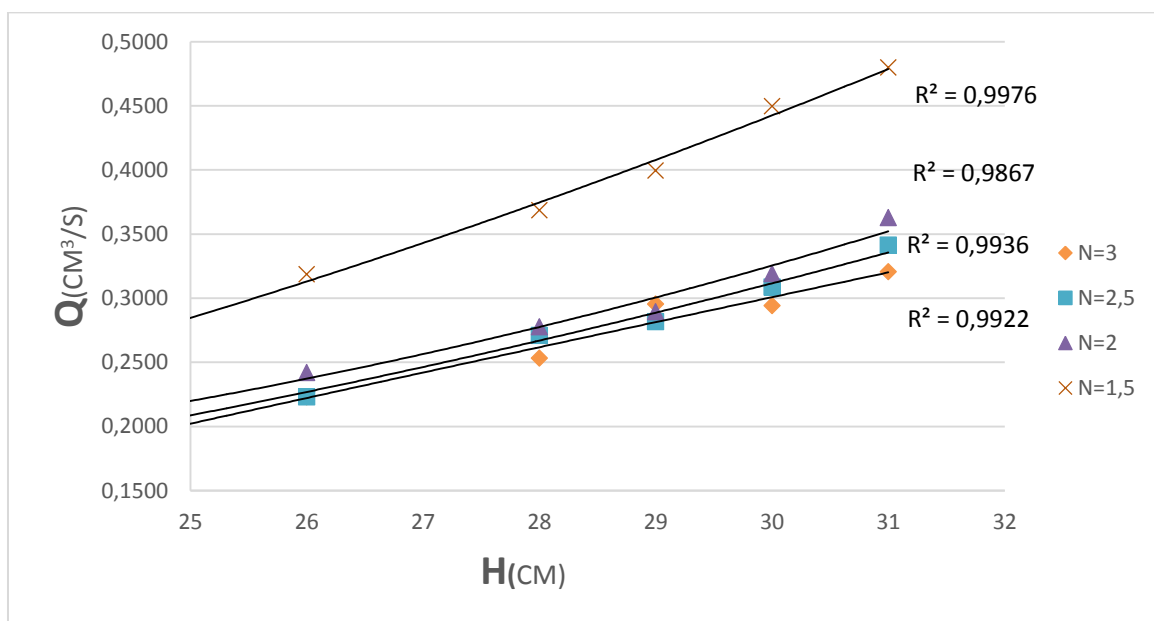
Le deuxième modèle fig. (III.3) est un modèle réduit d'un barrage en terre (sable fin) Sur une base perméable (sable fin) constituée d'un drain vertical.



**Fig. (III-3)- :** barrage en terre homogène avec un drain vertical sur une base fine

**Tableau (III.3):** les débits expérimentaux du drain pour le 2<sup>ème</sup> modèle.

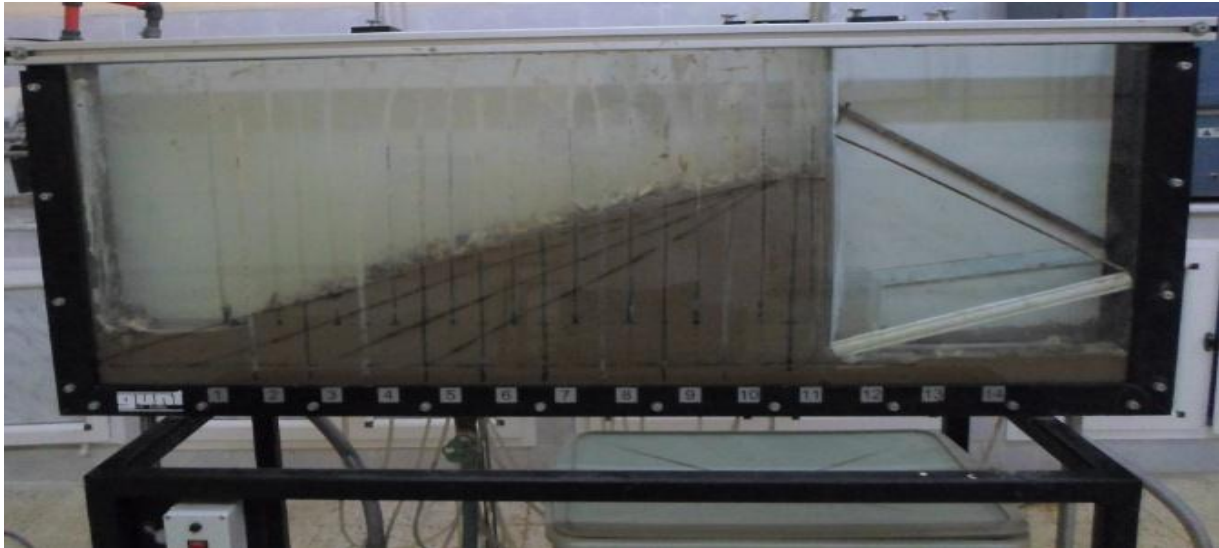
H (cm)	Q(cm <sup>3</sup> /s)			
	N=3	N=2,5	N=2	N=1,5
20	0,0989	0,1325	0,1604	0,1651
22	0,1465	0,1570	0,1711	0,2050
23	0,1579	0,1861	0,2018	0,2373
26	0,2228	0,2229	0,2419	0,3186
28	0,2531	0,2709	0,2777	0,3686
29	0,2954	0,2817	0,2894	0,3996
30	0,2942	0,3086	0,3192	0,4496
31	0,3206	0,3413	0,3628	0,4798



**Fig. (III.4) :** variation des débits du drain à chaque pente Mode 2.

**III.2.5-Modèle 03**

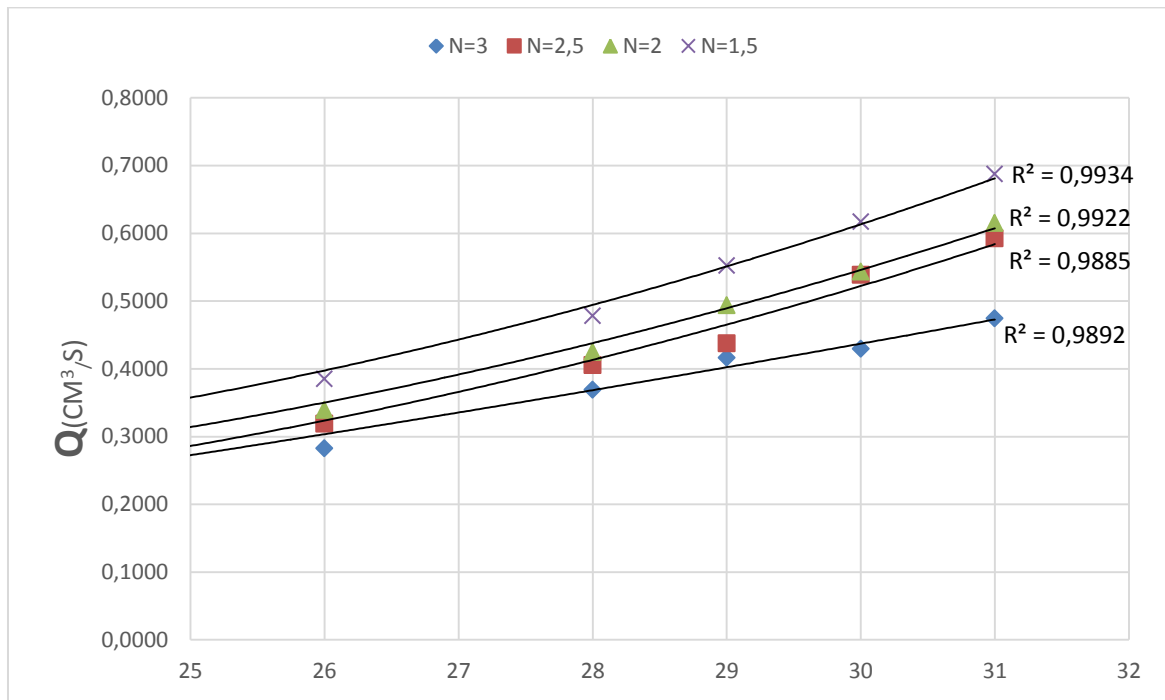
Le troisième modèle fig. (III.5) est un modèle réduit d'un barrage en terre (sable mixte) sur une base perméable (sable fin) constituée d'un drain vertical.



**Fig.(III-5) :** barrage en terre avec un drain vertical sur une base fins

**Tableau (III.4):** les débits expérimentaux du drain pour le 3<sup>ème</sup> modèle.

H (cm)	Q (cm <sup>3</sup> /s)			
	n=3	n=2,5	n=2	n=1,5
20	0,1264	0,1575	0,2001	0,2271
22	0,1813	0,2083	0,2318	0,2761
23	0,2351	0,2492	0,2847	0,3189
26	0,2824	0,3187	0,3393	0,3852
28	0,3688	0,4055	0,4249	0,4782
29	0,4161	0,4375	0,4936	0,5524
30	0,4297	0,5387	0,5432	0,6169
31	0,4745	0,5925	0,6153	0,6874



**Fig.( III.6-)** : variation des débits du drain à chaque pente Mode 3.

**Commentaire :**

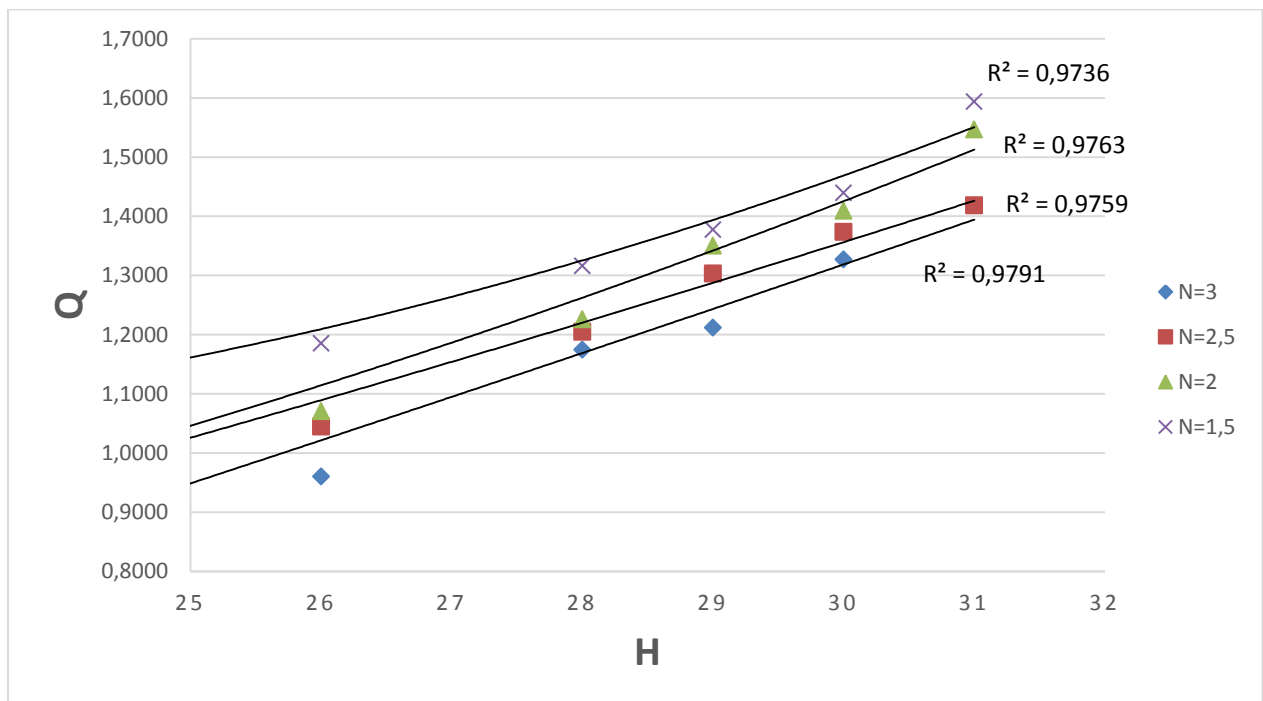
Pour les trois modèles on remarque que le débit drainé par le drain augmente avec la diminution de la pente et l’augmentation des charges amont. Cela s’explique par le fait que la section du sol devant le drain est diminuée (la pente amont diminuée) donc le gradient hydraulique augmente avec l’augmentation de la pente, le débit de fuite augmente.

**III. 3.3-Détermination expérimental du débit d’infiltration à travers la base perméable**

Les résultats expérimentaux des débits de base de chaque pente sont rapportés dans le tableau suivant :

**Tableau (III-5-):** les débits expérimentaux de la base perméable pour le 1<sup>er</sup> modèle.

H (cm)	Q (cm <sup>3</sup> /s)			
	n=3	n=2,5	n=2	n=1,5
20	0,5506	0,7213	0,7192	0,9938
22	0,7615	0,8025	0,8794	1,0751
23	0,8758	0,9861	1,0011	1,1387
26	0,9605	1,0449	1,0706	1,1851
28	1,1744	1,2045	1,2256	1,3162
29	1,2116	1,3031	1,3505	1,3775
30	1,3268	1,3737	1,4091	1,4396
31	1,4181	1,4183	1,5466	1,5933

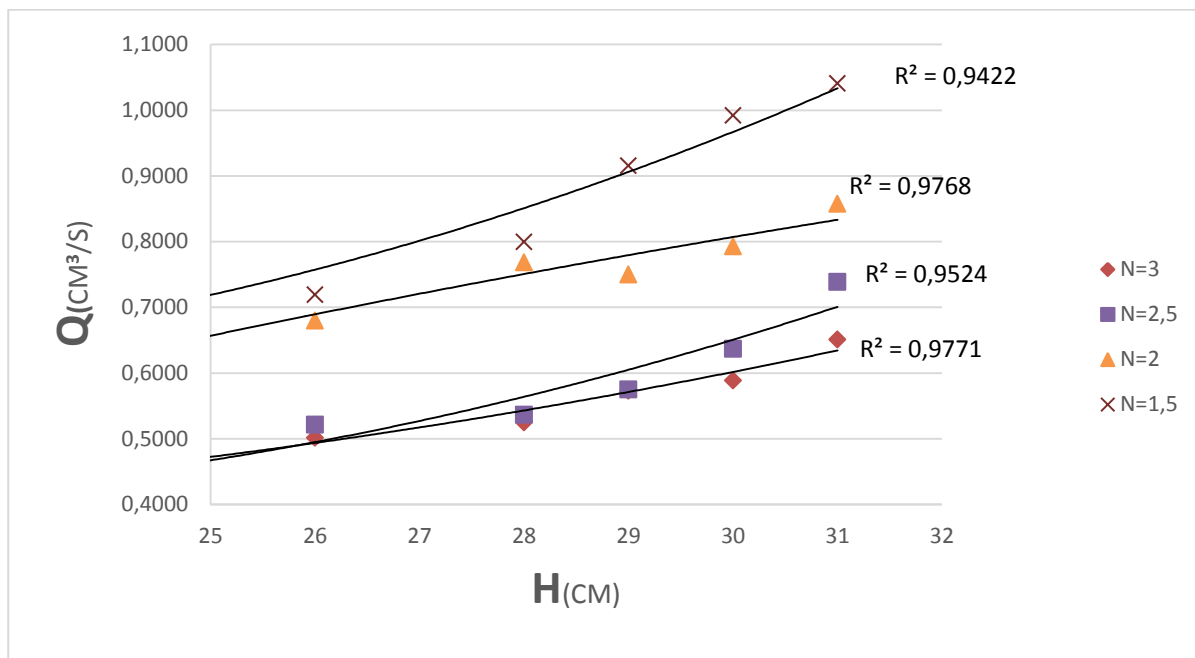


**Fig. (III.7.) :** variation des débits de la base à chaque pente Mode 1.

**Tableau (III.6.):** les débits expérimentaux de la base perméable pour le 2<sup>ème</sup> modèle.

H (cm)	Q (cm <sup>3</sup> /s)			
	n=3	n=2,5	n=2	n=1,5
20	0,3953	0,3763	0,4657	0,5699
22	0,4159	0,4284	0,5474	0,6670
23	0,4554	0,4355	0,6146	0,7191
26	0,5011	0,5211	0,6797	0,7191
28	0,5247	0,5365	0,7680	0,7992
29	0,5729	0,5748	0,7497	0,9152
30	0,5884	0,6365	0,7924	0,9917
31	0,6509	0,7384	0,8573	1,0403

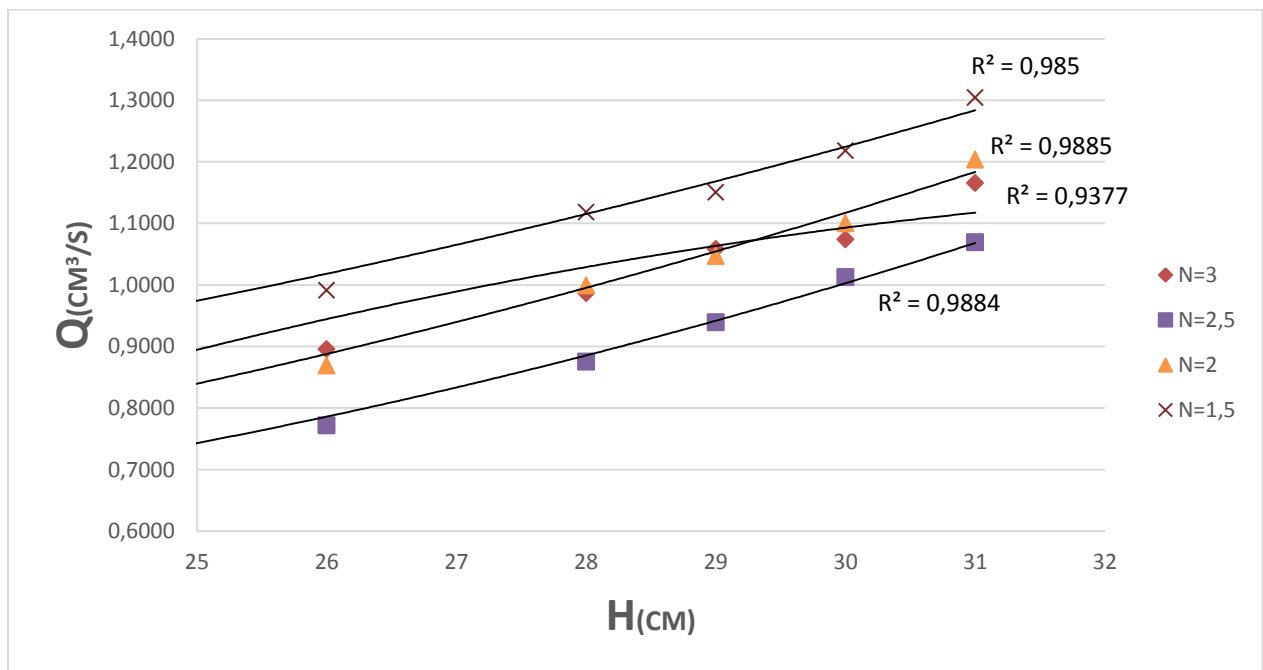
Les résultats obtenus sont traduits graphiquement dans la figure suivant :

**Fig.( III.8.) :** variation des débits de la base à chaque pente Mode 2

**Tableau (III.7.):** les débits expérimentaux de la base perméable pour le 3<sup>ème</sup> modèle.

H(cm)	Q (cm <sup>3</sup> /s)			
	n=3	n=2,5	n=2	n=1,5
20	0,5083	0,5911	0,6431	0,7765
22	0,7592	0,6201	0,7032	0,8774
23	0,8606	0,7120	0,7962	0,9287
26	0,8955	0,7717	0,8691	0,9914
28	0,9868	0,8752	0,9992	1,1183
29	1,0583	0,9393	1,0470	1,1506
30	1,0741	1,0124	1,1000	1,2181
31	1,1657	1,0691	1,2037	1,3042

Les résultats obtenus sont traduits graphiquement dans la figure suivant :



**Fig. (III.9.) :** variation des débits de la base à chaque pente Mode 3

**Commentaire**

D’après les graphes précédents on constate que

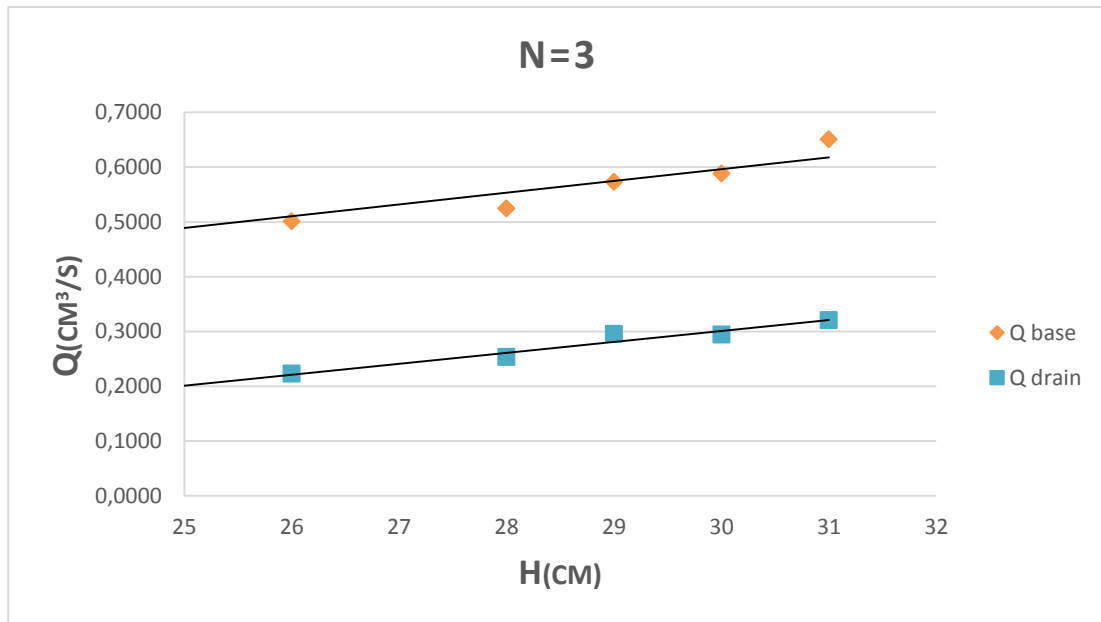
- Le débit drainé par la base augmente avec la diminution de la pente et l’augmentation des charges amont. Cela s’explique par le fait que la section soumise à l’action d’eau est augmentée (la pente amont diminuée) le débit de fuite augmente.

**III.4- Comparaison des débits**

**III.4.1-Comparaison des débits infiltrés par la base et par le drain de chaque modèle**

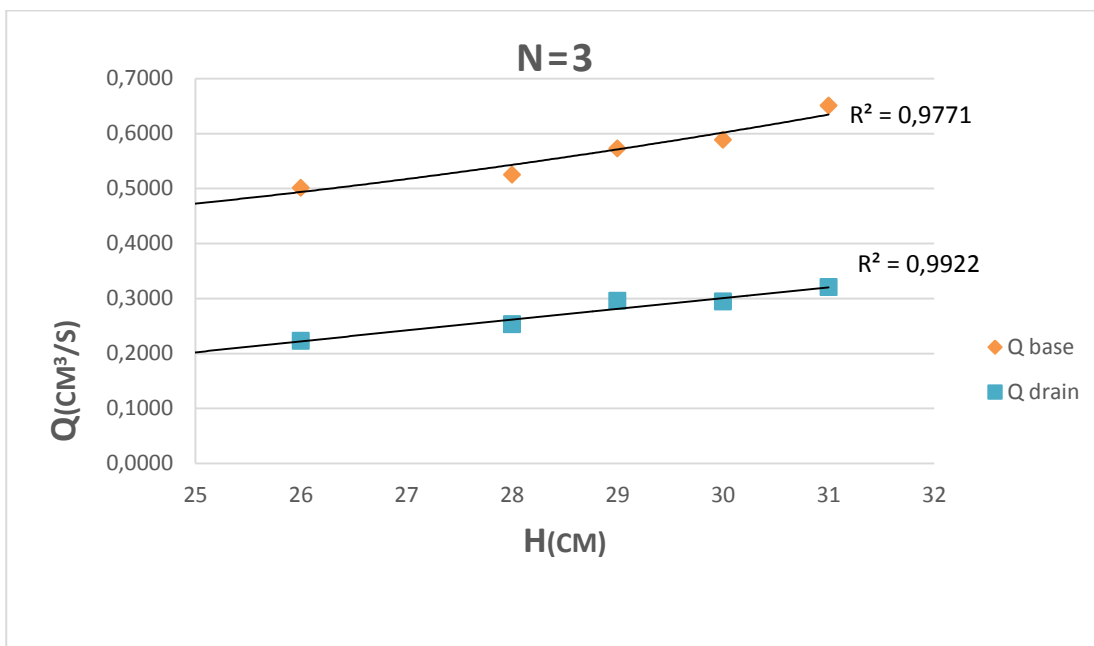
Pour chaque pente, on compare le débit collecté par le drain et par la base. Les graphes suivants représentent la comparaison entre les débits (pour les pentes  $n=2.5, 2, 1.5$  voir annexe)

• **Modèle 1**



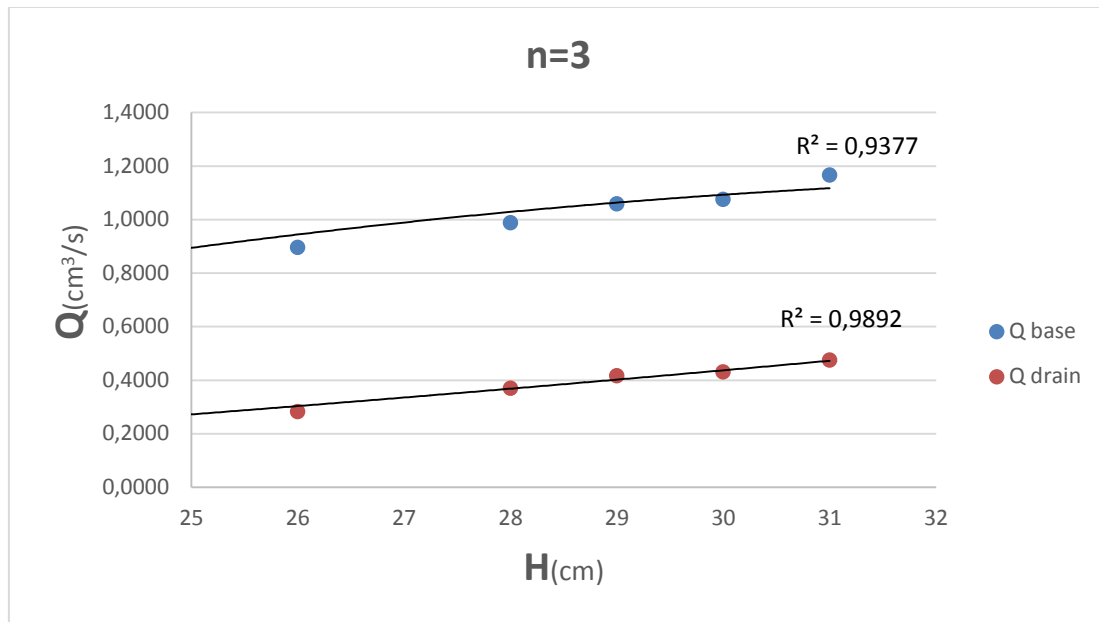
**Fig. (III.10.) :** Comparaison des débits infiltrés à travers la base et par le drain  $n=3$ .

• **Modèle 2**



**Fig. (III.11.) :** Comparaison des débits infiltrés à travers la base et par le drain  $n=3$

• **Modèle 3**



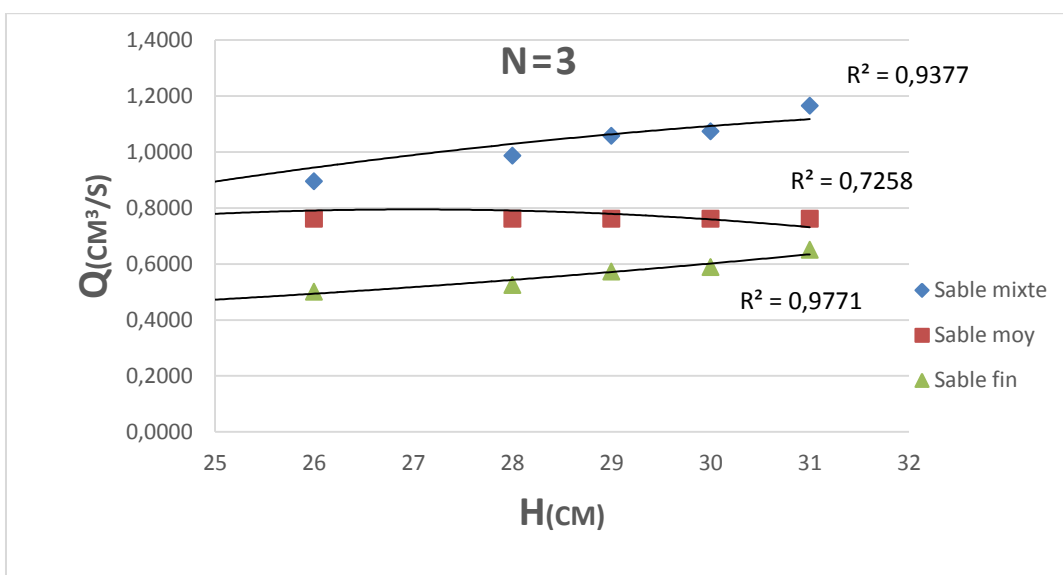
**Fig. (III. 12.)** : Comparaison des débits infiltrés à travers la base et par le drain **n=3**

**Commentaire :**

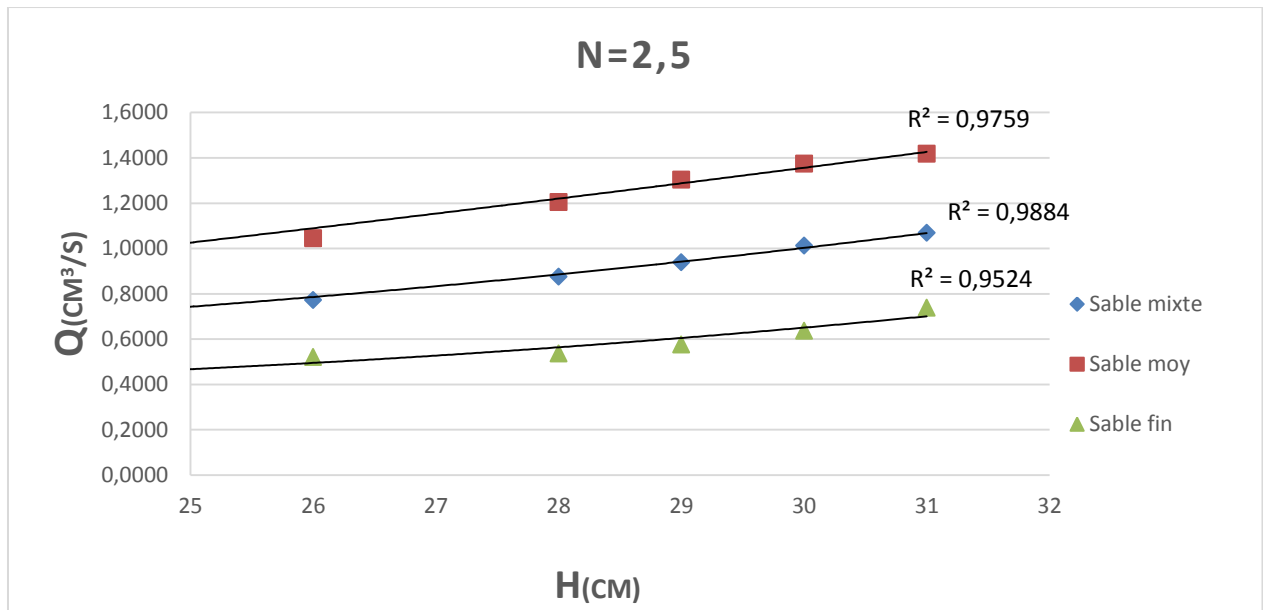
- On note que le débit infiltré à travers la base est plus grand par rapport à celle collecté par le drain. C'est-à-dire que cette différence entre les débits, elle dépend de la dimension de la base (profondeur de la base) d'une part et d'autre part dû à la perméabilité de la base, c'est-à-dire quand le coefficient de perméabilité augmente la perte d'eau à travers la base augmente.

**III.4.2- Comparaison des débits de la base pour chaque pente**

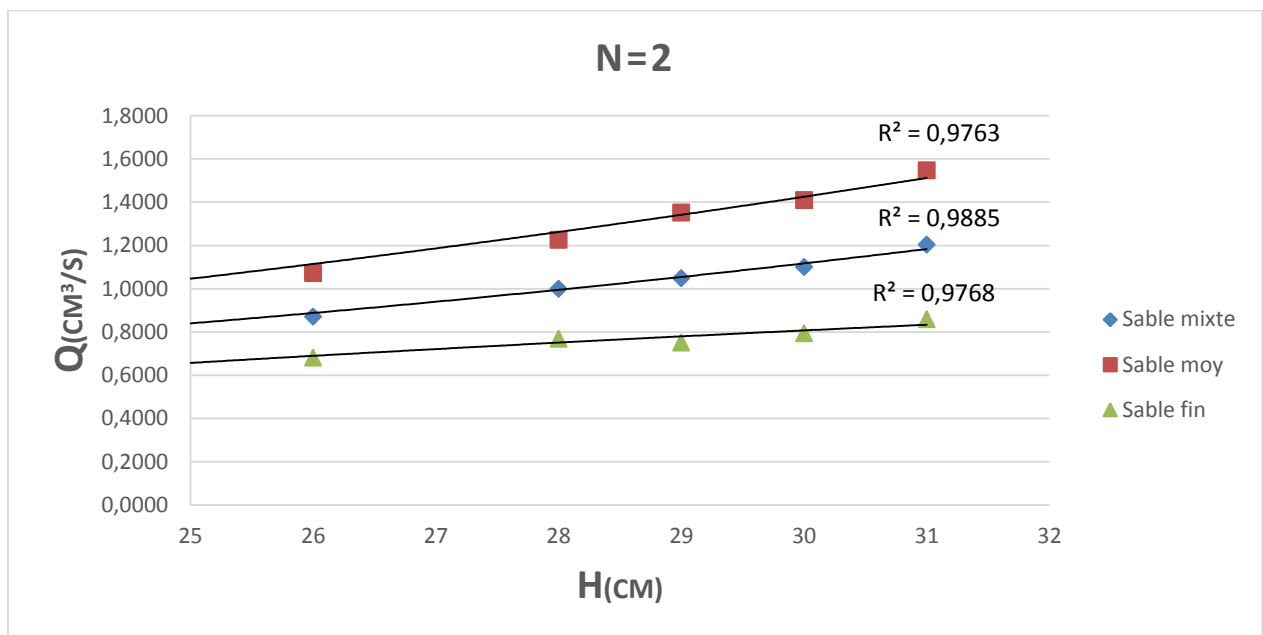
La comparaison entre les débits infiltrés à travers la base pour les trois modèles est représentée dans les figures suivantes (les tableaux de comparaison des débits sont trouvés à l'annexe 01):



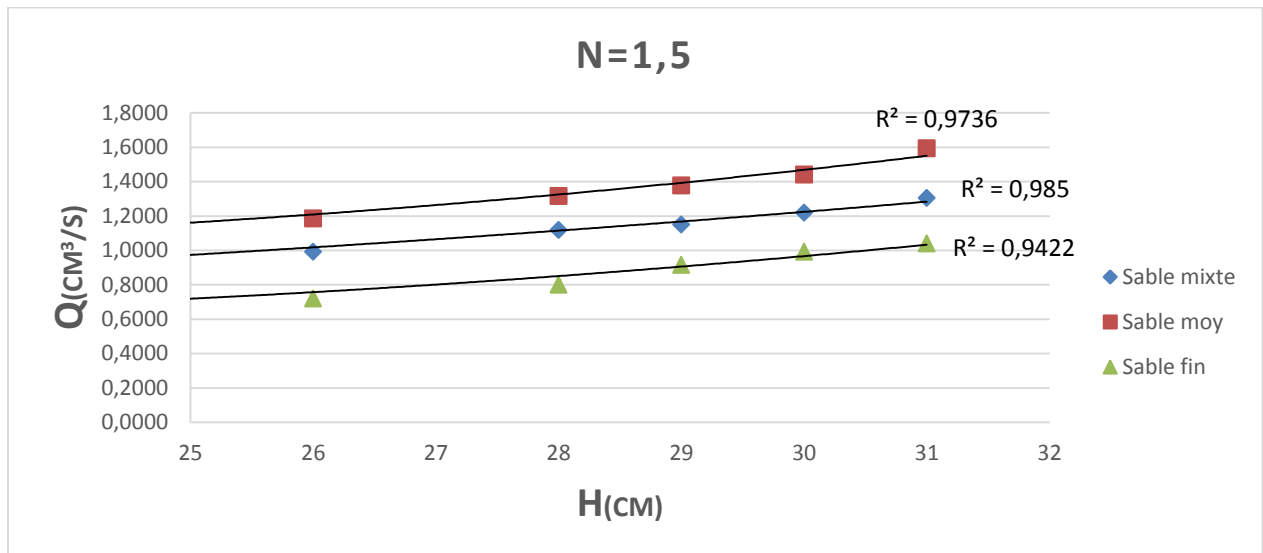
**Fig.(III.13.)** : Comparaison des débits infiltrés à travers la base **n=3**.



**Fig.(III.14.)** : Comparaison des débits infiltrés à travers la base **n=2.5**.



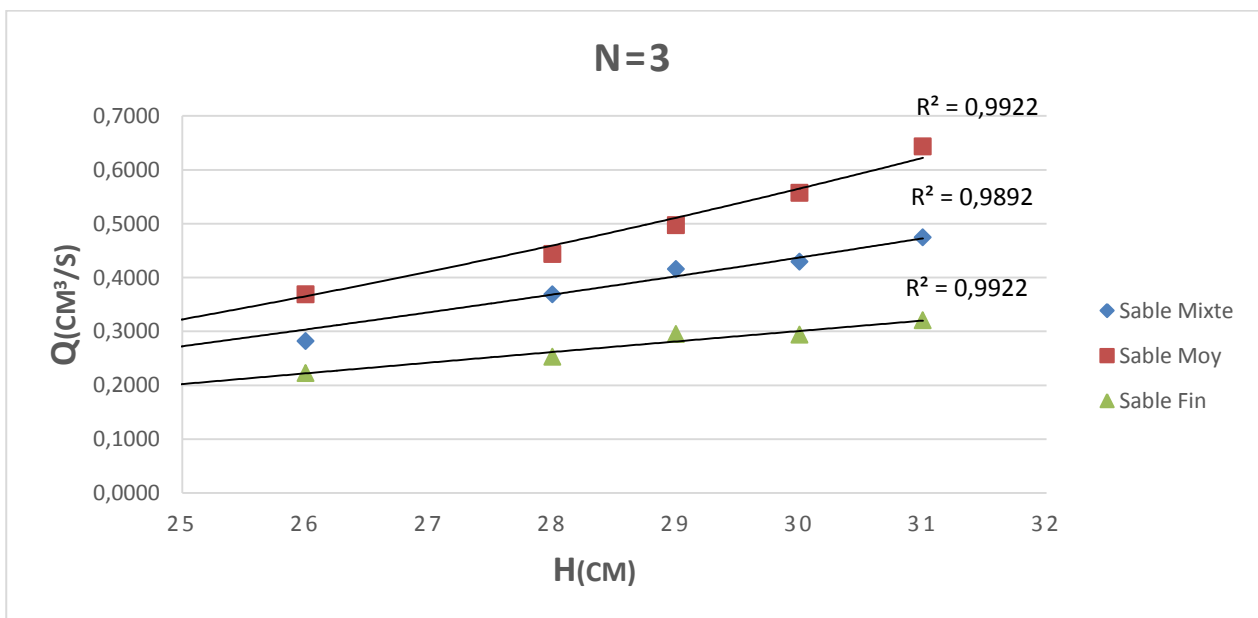
**Fig.(III.15.)** : Comparaison des débits infiltrés à travers la base **n=2**.



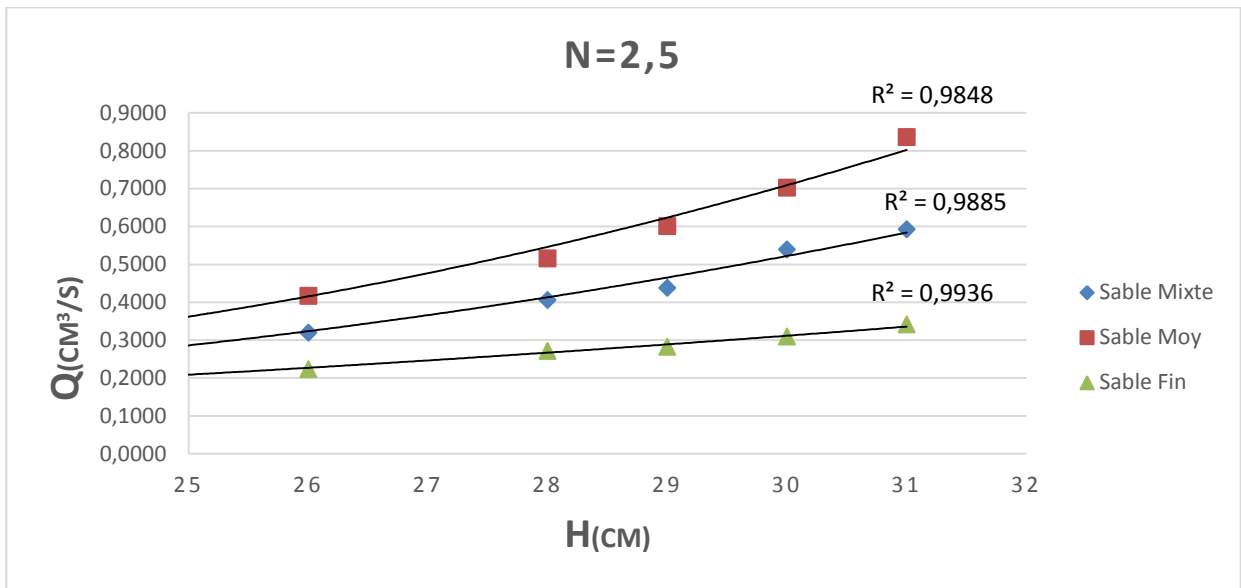
**Fig.(III.16.)** : Comparaison des débits infiltrés à travers la base **n=1.5**.

**III.4-3-Comparaison des débits infiltrés par le drain pour chaque pente**

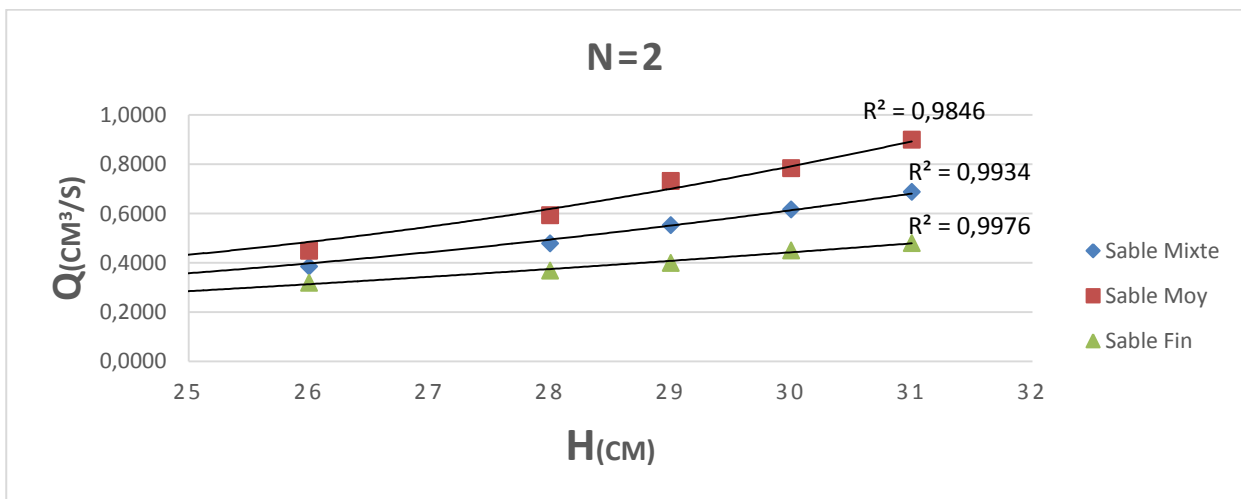
Les graphes suivants représentent la comparaison entre les débits drainés pour les trois modèles, les tableaux de comparaison des débits sont trouvés à l’annexe 01.



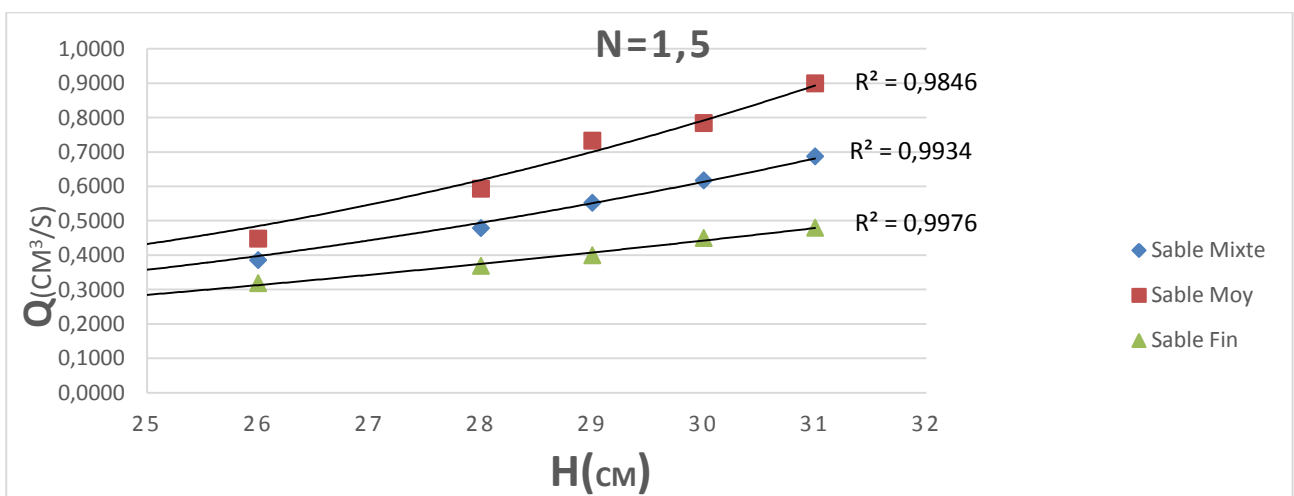
**Fig.(III.17)** : Comparaison des débits infiltrés par le drain **n=3**.



**Fig.(III.18.):** Comparaison des débits infiltrés par le drain **n=2.5**.



**Fig. (III.19.) :** Comparaison des débits infiltrés par le drain **n=2**.



**Fig. (III.20p.) :** Comparaison des débits infiltrés par le drain **n=1.5**

### Commentaire

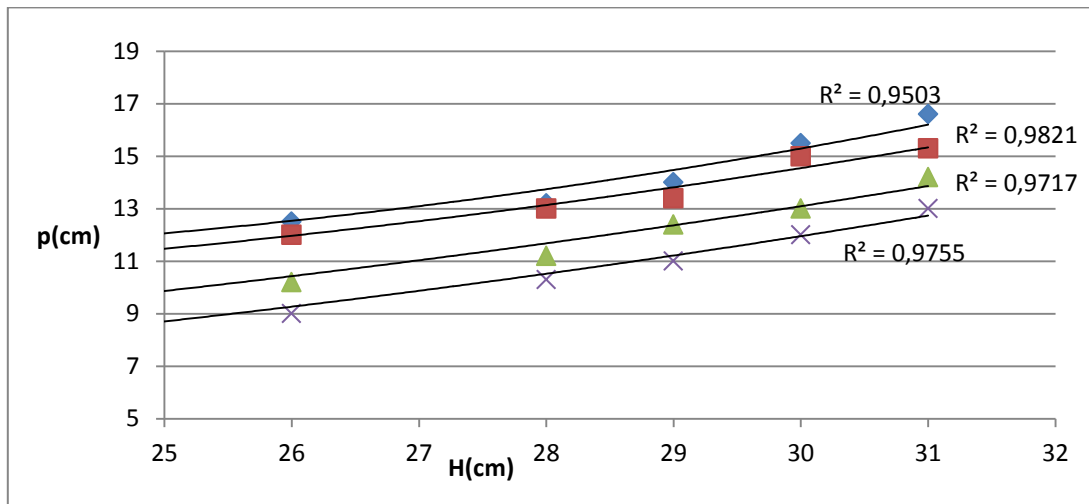
- Là on remarque que le débit dépend du type de sol, c'est-à-dire que le débit augmente avec l'augmentation de coefficient de perméabilité du corps du barrage, le coefficient de perméabilité de la base est constant pour tous les modèles.
- Le débit pour un sable moyen est presque égal à deux fois le débit pour le sable fin, et comme le rapport de coefficient de perméabilité est égal à deux ( $\frac{k_{nmoy}}{k_{hfin}} = \frac{0,015}{0,0072} = 2,08$ ), Ce comportement est en accord avec la théorie de Darcy.
- Nous avons constaté pour les différents types de sol, que le plus faible débit de base est supérieur au plus grand débit drainé par le drain pour chaque pente, ceci est dû à la dimension de la base (profondeur de la base) d'une part et d'autre part dû au coefficient de la perméabilité de la base.

#### III.4.4-Mesure expérimentale de la charge d'eau devant le drain

D'après les piézomètres qui sont incorporés dans les deux modèles intéressés seulement pour le piézomètre qui est devant le drain vertical, les résultats de ces mesures de chaque modèle sont présentés les tableaux ci-dessous :

**Tableau (III.8):** les charges mesurées devant le drain pour la base imperméable **1<sup>er</sup> modele**

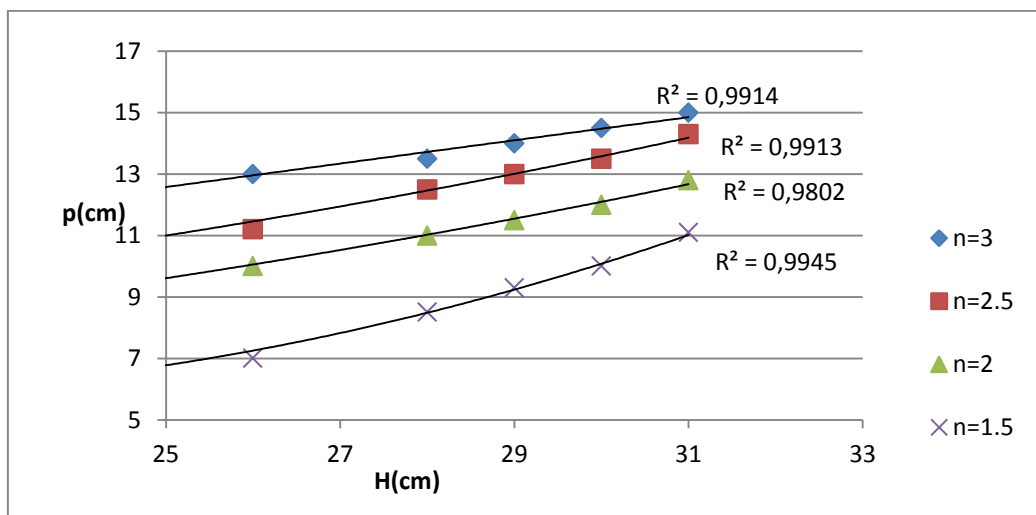
	<b>n=3</b>	<b>n=2,5</b>	<b>n=2</b>	<b>n=1,5</b>
H(cm)	p(cm)	p(cm)	p(cm)	p(cm)
20	10,5	9,8	7,3	6,3
22	11	10,2	8,5	7,2
23	12	11	9,6	8,5
26	12,5	12	10,2	9
28	13,2	13	11,2	10,3
29	14	13,4	12,4	11
30	15,5	15	13	12
31	16,6	15,3	14,2	13



**Fig. (III.21.) :** variation des charges mesurées devant le drain pour la base imperméable

1<sup>er</sup> modele

**Modèle 02**



**Fig. (III.22) :** variation des charges mesurées devant le drain pour la base imperméable

2<sup>em</sup> modele

**Tableau (III.9):** les charges mesurées devant le drain pour la base imperméable 2<sup>em</sup> modèle

	<b>n=3</b>	<b>n=2,5</b>	<b>n=2</b>	<b>n=1,5</b>
H(cm)	P(cm)	p(cm)	p(cm)	p(cm)
20	10,5	9	7,8	5,6
22	11,5	9,8	8	6
23	12	10,5	9,3	6,3
26	13	11,2	10	7
28	13,5	12,5	11	8,5
29	14	13	11,5	9,3
30	14,5	13,5	12	10
31	15	14,3	12,8	11,1

Modèle 03

Tableau (III.10): les charges mesurées devant le drain pour la base imperméable 3<sup>eme</sup> modèle

	n=3	n=2,5	n=2	n=1,5
H(cm)	P(cm)	P(cm)	P(cm)	P(cm)
20	10	9	8	6,7
22	11	9,5	8,3	7
23	11,5	10	9	8
26	12	11	9,5	9
28	12,5	11,5	11	10
29	13,5	12	11,2	10,3
30	14	13	12	11
31	15,3	14,7	13	12,3

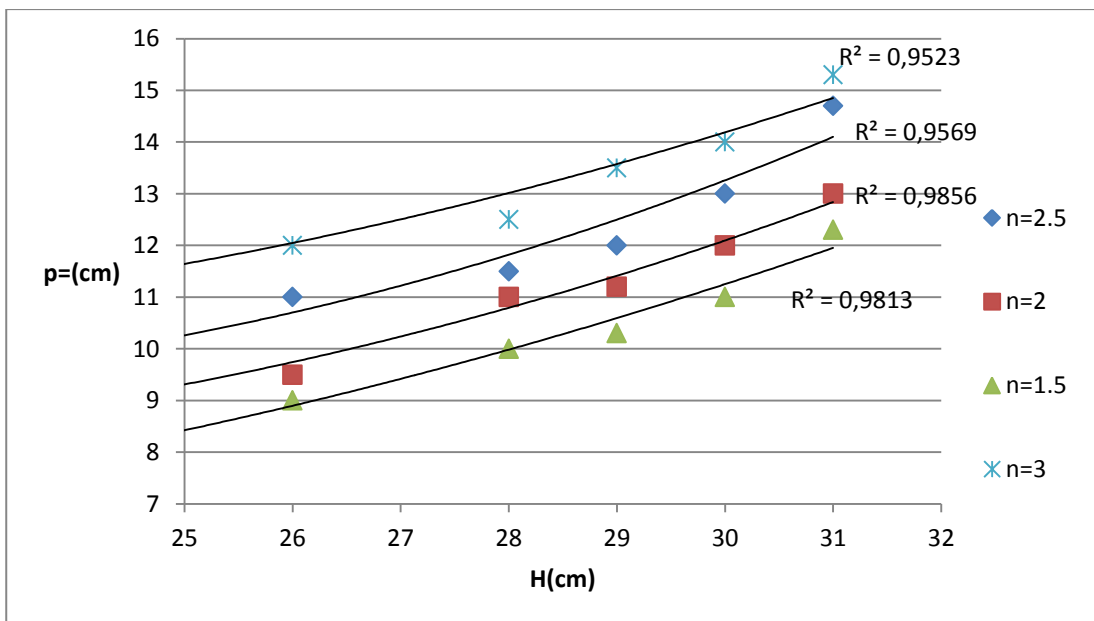


Fig. (III.23) : variation des charges mesurées devant le drain pour la base imperméable 3<sup>em</sup> modele

## Commentaire

D'après les graphes précédents on remarque que la charge d'eau devant le drain augmente avec l'augmentation des charges d'eau amont, ceci du à l'augmentation du gradient hydraulique.

### III.5-Mesure de débit d'infiltration par programme SEEP

Le logiciel « SEEP » utilisé ici est basé sur la méthode des éléments finis (MEF), qui consiste à représenter l'ouvrage en petits éléments de tailles finies. Dans la présente étude, le logiciel utilisé est SEEP (*Duncan, 1970*) ce logiciel permet de résoudre des problèmes d'écoulement à travers un milieu poreux saturé. Il a été choisi en raison de sa disponibilité.

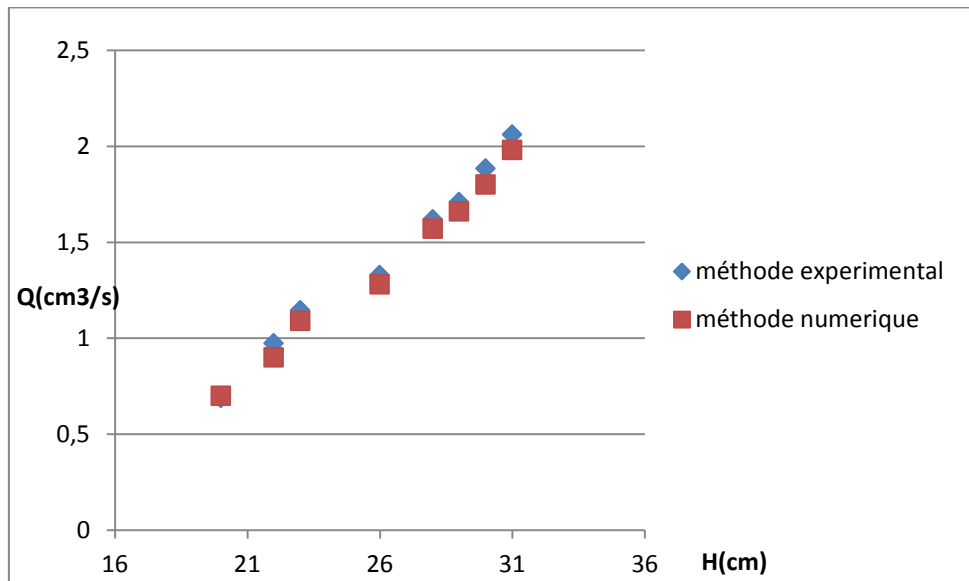
Les données nécessaires pour l'analyse de la filtration par le biais du logiciel « SEEP » se présente dans un fichier appelé fichier de données sous forme de groupe de données.

Les tableaux et les graphes suivants illustrent les valeurs du débit expérimentales et les débits obtenus par logiciel « SEEP » pour les trois modèles

#### Modèle 01

**Tableau (III.11):** le résultat obtenus par programme **SEEP**

	n=3	n=3
	Q(cm3/s)	Q(cm3/s)
<b>H(cm)</b>	<b>méthode expérimental</b>	<b>méthode numérique</b>
20	0,6883	0,7
22	0,9739	0,9
23	1,1448	1,09
26	1,3291	1,28
28	1,6182	1,57
29	1,709	1,66
30	1,8842	1,8
31	2,0614	1,98

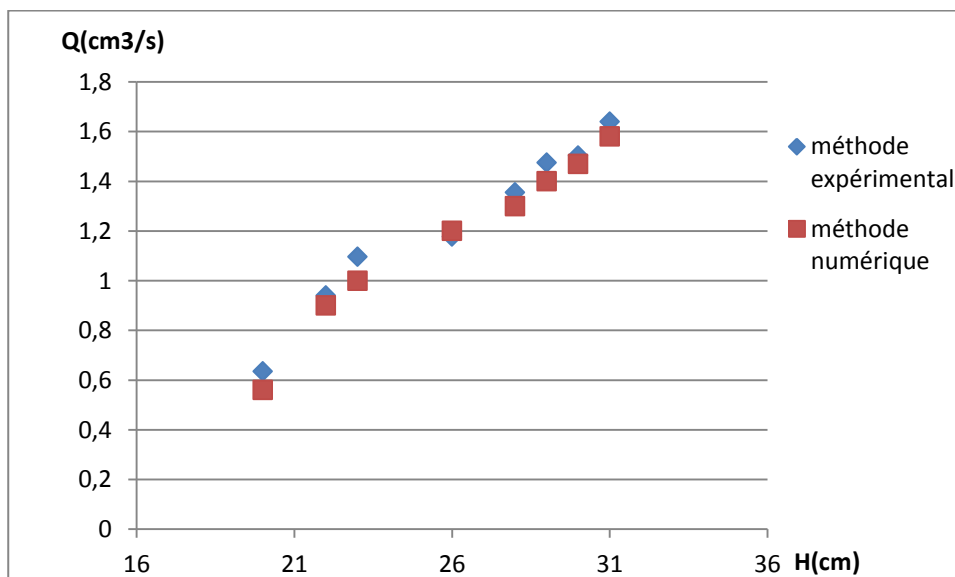


**Fig. (III.24) :** comparaison de débit d'infiltration pour modèle 01 pour à pente  $n=3$

Modèle 02

**Tableau (III.12):** le résultat obtenus par programme **SEEP**

	n=3	n=3
	Q(cm <sup>3</sup> /s)	Q(cm <sup>3</sup> /s)
H(cm)	méthode expérimental	méthode numérique
20	0,4942	0,46
22	0,5624	0,54
23	0,6133	0,59
26	0,724	0,7
28	0,7778	0,788
29	0,8683	0,9
30	0,8838	0,92
31	0,9451	0,98



**Fig. (III.25) :** comparaison de débit d'infiltration pour modèle 02 pour à pente n=3

Modèle 03

Tableau (III.13): les charges mesurées devant le drain pour la base imperméable 1<sup>er</sup> modèle

	n=3	n=3
	Q(cm3/s)	Q(cm3/s)
H(cm)	méthode expérimental	méthode numérique
20	0,6347	0,56
22	0,9405	0,9
23	1,0957	1
26	1,1779	1,2
28	1,3556	1,3
29	1,4744	1,4
30	1,5038	1,47
31	1,6402	1,58

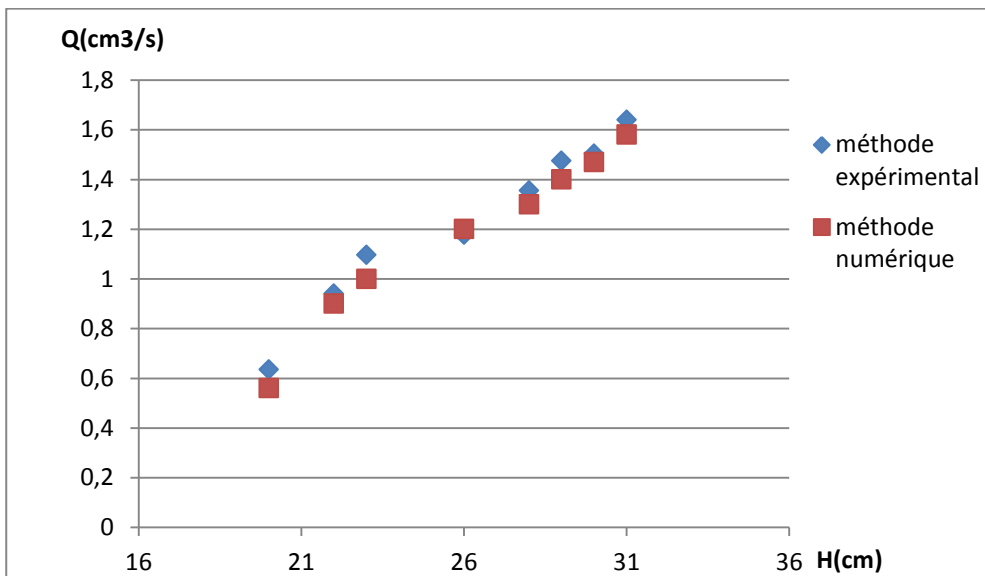


Fig.(III.26) : variation des charges mesurées devant le drain pour la base imperméable 3<sup>em</sup> modele

### III.6-Conclusion

Après l'examen des différents travaux on peut dégager des résultats suivants :

Le travail présenté dans ce mémoire a pour objet d'enquêter sur l'effet de les débits infiltrés à travers le corps du barrage montrent que le débit d'infiltration change avec le changement de la pente amont du barrage et avec le changement des charges d'eau amont.

D'après ces résultats obtenus on peut conclure que la formule empirique pour un drain vertical avec une base de peser = 4 cm et la relation empirique pour un drain vertical avec une base fine, donne des résultats presque égale aux résultats expérimentales et numériques.

La disparité de coefficient de la perméabilité dans la relation empirique donne des résultats fiables aux variations du coefficient de perméabilité des matériaux de barrage.

Donc on peu dire que les eaux drainées par une base fine (barrages en terre homogène) sont très faibles par rapport aux eaux drainées par un drain vertical de barrage en terre trogne.

# CONCLUSION

---

## Conclusions et perspectives

Dans cette étude, nous nous sommes intéressés à l'écoulement à travers un barrage en terre sur une base perméable avec cheminée de drainage. Notre objectif était en effet d'examiner l'influence des conditions de type de sol et de la pente du talus amont sur le processus de drainage.

Le dispositif expérimental employé pour étudier ces mécanismes est constitué d'un milieu poreux. On a construit un modèle réduit ; c'est un barrage en terre homogène avec un drain vertical sur une base perméable. On a pour cela utilisé trois types de sable en tant que milieu perméable pour le corps du barrage et la fondation. A l'aide d'un perméamètre nous avons pu déterminer la perméabilité des matériaux utilisés au laboratoire.

Dans un premier temps, nous avons constaté que la courbe de saturation est bien rabattue à l'intérieur du barrage. Ce fait permet de postuler que nous avons bien choisi les dimensions des drains.

En second lieu, à partir du changement de la pente et de la charge d'eau en amont nous avons mesuré le débit de fuite. A travers une analyse des résultats obtenus grâce aux mesures de débit de fuite à travers la base et le corps du barrage, on a pu constater une bonne cohérence entre les résultats obtenus et la théorie de Darcy.

Les principaux résultats présentés dans ce travail peuvent se résumer de la manière suivante :

- D'après les résultats obtenus on remarque, qu'avec l'augmentation de la pente amont, le débit du drain et le débit de la base diminue.
- On conclut qu'il y a une dépendance entre le débit d'infiltration, le type de sol, la charge d'eau et de la pente du talus amont.

Plusieurs limitations ont été soulignées au cours des essais en laboratoire :

- Le temps de préparation et la durée de chaque essai permettaient de réaliser huit expériences complètes par jour. Cela souligne la limitation à l'exécution d'un nombre majeur d'essais et à étudier plus de variables décrivant la digue et son comportement hydraulique.
- La présence de bulles d'air dans l'ensemble des piézomètres nous permet de fixer des tubes dans un plexiglas et l'incorporé dans le corps du barrage pour observer l'eau monter et de lire le niveau maximum atteint à l'aide d'une règle.
- Manque d'un réservoir d'eau désaéré dans le montage expérimental de perméabilité vertical qui permet d'éliminer les bulles d'air et donner des résultats plus fiables

Signalons enfin, en guise de perspectives, que pour cerner les phénomènes étudiés dans ce travail dans leur totalité, il serait intéressant d'étudier d'autres paramètres qui jouent un rôle important surtout en milieu naturel comme :

- ✓ L'effet du rapport taille des tapis/profondeur de la base perméable.
- ✓ L'effet de l'augmentation de débit de fuite sur la stabilité du barrage.
- ✓ L'effet de la profondeur de la base dans le cas d'écoulement en régime non permanent.
- ✓ Etudier d'autre type de drain.

## REFERENCE BIBLIOGRAPHIE

- **ABD EL RAZEK M., 1995**-Height of the Trapezoidal Toe Filter in Earth Dams-, Journal of Al-Azhar Engineering Forth, International Conference.
- **AIT SAADI LOTFI., 2005** - Méthodologie de contrôle de l'homogénéité et de la perméabilité des barrières argileuses -, Thèse doctorat, université de Lyon,
- **AMIEUR R., DEDOUCHE S., 2009** – Etude expérimentale d'un barrage en terre avec cheminée filtrante sous l'action de l'infiltration-, projet de fin d'étude d'ingénieur, université Laghouat.
- **BRAJA M. DAS. ,2007**- Advanced Soil Mechanics-Third edition, Taylor & Francis.
- **BUREAU OF RECLMATION., 1987**- Design of small dams- a water resources technical publication, third edition.
- **BURR BASSELL, M. AM. SOC. C. E., 1904**- Earthdams –the engineering news publishing company.
- **COMITE INTERNATIONALE DES GRANDS BARRAGES., 1994**- Barrages en remblai, Filtres et drains granulaires, Synthèse et recommandations, Bulletin 95.
- **CARLIER, M.,1975**- Hydraulique générale et appliquée -. Edition Eyrolles.
- **CASAGRANDE A., 1937**-Seepage through Dams-, Journal of the New England Water Works Assoc., Vol. 51.
- **CLAIRE SILVANI., 2007**- Une modélisation discrète du comportement mécanique des enrochements - thèse de doctorat, l'université de Provence Aix-Marseille.
- **DANIELLE LAUTRIN., 2002**- Vieillessement et réhabilitation des petits barrages en terre -,Edition cemagref.
- **DJEHICHE A., 1993**- Infiltration des eaux à travers les barrages en terre avec drain vertical »thèse de magistère, université Oran.
- **FOSTER M, FELL R ET SPANNAGLE M., 2000** - The statistics of embankment dam failures and accidents, Canadian Geotechnical Journal, vol. 37.
- **SCHNEEB LI GEORGES., 1987**- Hydraulique souterraine -, Edition Eyrolles, France.
- **DEGOUTTE GERARD., 2009** - Aide-mémoire de mécanique des sols-Cemagref–engref.
- **HUG, M., 1975**-Mécanique des fluides appliqués-, Edition Eyrolles.
- **BEAR JACOB., 1972**-Dynamics of Fluids in Porous Media-, New York: Elsevier.
- **LERAU JACQUES., 2005** - Géotechnique -, institut national des sciences appliquées de Toulouse
- **JEAN M., PAUL R., PATRICE M.1996**-Technique des petits barrages en Afrique Sahélienne et Equatoriale-Cemagref, Paris.
- **KHALAF ALLAH S., 2005**- Seepage through Earthdams with Filters-, M. Sc thesis, Dept. Of Irrigation and Hydraulics Eng. Mansoura university , Egypt.

- **KETTAB A., 2005**-Simulation numérique de transport d'un polluant chimiquement inerte dans un milieu poreux - thèses de magistère, Ecole Nationale Polytechnique d'Alger.
- **LABORATOIRE CENTRALE DES PENTES ET CHAUSSEES, 1987**- Analyse granulométrique par sédimentométrie - méthode d'essai n18.
- **LEDELIEU P., 2003**, - Les barrages conception et Maintenance - Edition Université de Lyon,
- **LENCASTRE, A., 1997**-Manuel d'hydraulique générale – Edition Eyrolles.
- **TCHOUMKAM ARMELLE NZUMOTCHA LINDA., 2010**- Détection de fuite dans les barrages en remblai par la méthode de polarisation spontanée et par tomographie électrique : cas de la jonction de deux barrages en remblai, thèse de maîtrisées sciences appliquées, université de Montréal.
- **MARCEL F., 1977**-Ecoulement dans les milieux poreux-, Note de cours, Université de Laval.
- **MARLE C., 1967**- Ecoulements monophasiques en milieu poreux -revue de L'institut français du pétrole et annales des combustibles liquides, Vol. XXII n°10.
- **MAURICE CASSAN, 1986**-Aide-mémoire d'hydraulique souterraine -, l'école nationale des Ponts et Chaussées, (ENPC) - 2ème Édition, France.
- **BELKACEM MESSAID, 2009**-Etude de la position efficace des drains dans les barrages enterrés -, thèse doctorat en science, université Batna.
- **METREVELIV**- Hydrogéologie et phénomène de transport -, office des publications universitaires, Ben Aknoun, Alger.
- **POST G., LONDE P., 1953** - Les barrages en terre compactés -, Gauthier- Villars, Paris.
- **ROBERT R. SHAW., 2005**-Earthdams and reservoirs TR-60 -united states department of agriculture, Conservation Engineering Division.
- **VOLKOV, V., 1986**-Ouvrages hydrauliques-. Guide de Thèse, ENSH, Blida, Algérie,
- **Duncan, J. M., 1970. SEEP**, A computer for seepage with a free surface or confined steady flow. University of California, Berkeley, California.
- 
-

## Perméabilité horizontale :

Tableau ( A-01 ) : les mesures de débit pour perméabilité horizontale 1<sup>er</sup> modelé

H (cm)	h(cm)	t (s)	V (cm3)	T (c°)	Q (cm3/s)	Q moy (cm3/s)	Q 20 (cm3/s)
40	10	120	186	21	1,550	1,535	1,470
		240	368		1,533		
		360	548		1,522		
	15	120	174	21	1,450	1,430	1,369
		240	344		1,433		
		360	506		1,406		
	20	120	145	21	1,208	1,256	1,203
		240	308		1,283		
		360	460		1,278		
	25	120	122	21	1,017	1,015	0,972
		240	244		1,017		
		360	364		1,011		
	30	120	78	21	0,650	0,644	0,616
		240	154		0,642		
		360	230		0,639		
	35	120	32	21	0,267	0,246	0,236
		240	60		0,250		
		360	80		0,222		

## Perméabilité horizontale :

Tableau ( A-02 ) : les mesures de débit pour perméabilité horizontale 2<sup>ème</sup> modelé

H (cm)	h(cm)	t (s)	V (cm3)	T (c°)	Q (cm3/s)	Q moy (cm3/s)	U t (stocks)	U20 (stocks)	Q 20 (cm3/s)
40	10	120	506,3	21	4,219	3,960	0,00218	0,00227	3,792
		240	930,9		3,879				
		360	1361,5		3,782				
	15	120	461,2	21	3,843	3,582	0,00218	0,00227	3,431
		240	838,5		3,494				
		360	1227,4		3,409				
	20	120	396,1	21	3,301	3,044	0,00218	0,00227	2,915
		240	714		2,975				
		360	1028		2,856				
	25	120	333,8	21	2,782	2,505	0,00218	0,00227	2,399
		240	581,7		2,424				
		360	831,4		2,309				
	30	120	257,2	21	2,143	1,849	0,00218	0,00227	1,771
		240	422		1,758				
		360	592,5		1,646				
	35	120	194,6	21	1,622	1,274	0,00218	0,00227	1,220
		240	294,7		1,228				
		360	349,9		0,972				

## Perméabilité horizontale :

Tableau ( A-03 ) : les mesures de débit pour perméabilité horizontale 3<sup>ème</sup> modelé

H (cm)	h(cm)	t (s)	V (cm3)	T (c°)	Q (cm3/s)	Q moy (cm3/s)	Q 20 (cm3/s)
40	10	120	450,00	21	3,750	3,450	3,304
		240	803,00		3,346		
		360	1171,00		3,253		
	15	120	448,00	21	3,733	3,163	3,029
		240	700,00		2,917		
		360	1022,00		2,839		
	20	120	360,00	21	3,000	2,972	2,846
		240	740,00		3,083		
		360	1020,00		2,833		
	25	120	300,00	21	2,500	2,553	2,445
		240	675,00		2,813		
		360	845,00		2,347		
	30	120	225,00	21	1,875	1,870	1,791
		240	450,00		1,875		
		360	670,00		1,861		
	35	120	194,60	21	1,622	1,274	1,220
		240	294,60		1,228		
		360	349,90		0,972		

**Perméabilité vertical:**Tableau ( A-04 ) : les mesures de débit pour perméabilité vertical 1<sup>er</sup> modelé

h(cm)	t (s)	V (cm3)	T (c°)	Q (cm3/s)	Q moy (cm3/s)	Q 20 (cm3/s)
15	60	74,00	30	1,233	1,237	0,856
	120	149,50		1,246		
	240	295,30		1,230		
20	60	88,00	30	1,467	1,467	1,016
	120	175,50		1,463		
	240	353,30		1,472		
25	60	102,00	31	1,700	1,693	1,137
	120	201,00		1,675		
	240	409,00		1,704		
30	60	124,00	31	2,067	2,063	1,385
	120	246,00		2,050		
	240	497,50		2,073		
35	60	148,00	32	2,467	2,468	1,609
	120	295,90		2,466		
	240	593,40		2,473		
40	60	164,00	32	2,733	2,731	1,780
	120	326,00		2,717		
	240	658,20		2,743		

**Perméabilité vertical :**Tableau ( A-05 ) : les mesures de débit pour perméabilité vertical 2<sup>ème</sup> modelé

h(cm)	t (s)	V (cm3)	T (c°)	Q (cm3/s)	Q moy (cm3/s)	Q 20 (cm3/s)
15	60	142,00	30	2,367	2,366	1,638
	120	283,50		2,363		
	240	568,50		2,369		
20	60	184,00	30	3,067	3,090	2,139
	120	376,20		3,135		
	240	736,50		3,069		
25	60	200,00	31	3,333	3,337	2,241
	120	401,20		3,343		
	240	800,30		3,335		
30	60	250,00	31	4,167	4,192	2,815
	120	501,10		4,176		
	240	1016,30		4,235		
35	60	280,00	32	4,667	4,670	3,044
	120	561,20		4,677		
	240	1120,30		4,668		
40	60	300,00	32	5,000	4,948	3,225
	120	602,00		5,017		
	240	1158,50		4,827		

**Perméabilité vertical :**Tableau ( A-06 ) : les mesures de débit pour perméabilité vertical 3<sup>ème</sup> modelé

h(cm)	t (s)	V (cm3)	T (c°)	Q (cm3/s)	Q moy (cm3/s)	Q 20 (cm3/s)
15	60	88,00	30	1,467	1,467	1,015
	120	176,90		1,474		
	240	350,20		1,459		
20	60	118,00	30	1,967	1,966	1,361
	120	235,30		1,961		
	240	473,20		1,972		
25	60	150,00	31	2,500	2,504	1,681
	120	302,30		2,519		
	240	598,50		2,494		
30	60	194,00	31	3,233	3,230	2,169
	120	387,00		3,225		
	240	775,50		3,231		
35	60	234,00	32	3,900	3,902	2,544
	120	469,20		3,910		
	240	935,30		3,897		
40	60	274,00	32	4,567	4,562	2,974
	120	547,20		4,560		
	240	1094,30		4,560		

## Correction des débits infiltrés à travers la base

Tableau ( A-19 ) : correction des débits de base pour modèle 01 à pente n=3

h(cm)	t (s)	V (cm3)	T (c°)	Q (cm3/s)	Qmoy (cm3/s)	U t (stocks)	U20 (stocks)	Q 20 (cm3/s)	Δ Q	Δ Q20
20	60	27,50	24	0,458	0,465	0,0019	0,0023	0,3953	0,0010	0,0213
	120	56,00		0,467						
	240	113,00		0,471						
22	60	30,00	24	0,500	0,490	0,0019	0,0023	0,4159	0,0011	0,0224
	120	58,50		0,488						
	240	115,50		0,481						
23	60	32,50	24	0,542	0,536	0,0019	0,0023	0,4554	0,0011	0,0245
	120	64,50		0,538						
	240	127,00		0,529						
26	60	41,50	28	0,692	0,679	0,0017	0,0023	0,5011	0,0012	0,0308
	120	81,50		0,679						
	240	160,00		0,667						
28	60	43,00	28	0,717	0,711	0,0017	0,0023	0,5247	0,0012	0,0322
	120	85,00		0,708						
	240	170,00		0,708						
29	60	49,00	28	0,817	0,776	0,0017	0,0023	0,5729	0,0013	0,0351
	120	90,50		0,754						
	240	182,00		0,758						
30	60	52,00	30	0,867	0,850	0,0016	0,0023	0,5884	0,0013	0,0383
	120	100,00		0,833						
	240	204,00		0,850						
31	60	57,00	30	0,950	0,940	0,0016	0,0023	0,6509	0,0014	0,0423
	120	112,00		0,933						
	240	225,00		0,938						

Tableau ( A-20 ) : correction des débits de base pour modèle 01 à pente n=2.5

h(cm)	t (s)	V (cm3)	T (c°)	Q (cm3/s)	Qmoy (cm3/s)	U t (stocks)	U20 (stocks)	Q 20 (cm3/s)	Δ Q	Δ Q20
20	60	30,00	26	0,500	0,476	0,0018	0,0023	0,3763	0,0011	0,0218
	120	55,50		0,463						
	240	112,00		0,467						
22	60	33,00	26	0,550	0,542	0,0018	0,0023	0,4284	0,0011	0,0247
	120	65,00		0,542						
	240	128,50		0,535						
23	60	33,50	26	0,558	0,551	0,0018	0,0023	0,4355	0,0011	0,0251
	120	65,50		0,546						
	240	132,00		0,550						
26	60	42,50	28	0,708	0,706	0,0017	0,0023	0,5211	0,0012	0,0320
	120	84,50		0,704						
	240	169,50		0,706						
28	60	44,00	28	0,733	0,727	0,0017	0,0023	0,5365	0,0012	0,0329
	120	87,50		0,729						
	240	172,50		0,719						
29	60	50,00	30	0,833	0,830	0,0016	0,0023	0,5748	0,0013	0,0374
	120	99,50		0,829						
	240	198,90		0,829						
30	60	56,00	30	0,933	0,919	0,0016	0,0023	0,6365	0,0014	0,0414
	120	110,00		0,917						
	240	218,00		0,908						
31	60	62,00	30	1,033	1,067	0,0016	0,0023	0,7384	0,0015	0,0479
	120	120,00		1,000						
	240	280,00		1,167						

Tableau ( A-21 ) : correction des débits de base pour modèle 01 à pente n=2

h(cm)	t (s)	V (cm3)	T (c°)	Q (cm3/s)	Qmoy (cm3/s)	U t (stocks)	U20 (stocks)	Q 20 (cm3/s)	Δ Q	Δ Q20
20	60	35,00	26	0,583	0,590	0,0018	0,0023	0,4657	0,0011	0,0268
	120	71,12		0,593						
	240	142,30		0,593						
22	60	40,00	26	0,667	0,693	0,0018	0,0023	0,5474	0,0012	0,0314
	120	80,27		0,669						
	240	178,50		0,744						
23	60	45,00	26	0,750	0,778	0,0018	0,0023	0,6146	0,0013	0,0352
	120	90,12		0,751						
	240	200,00		0,833						
26	60	55,00	28	0,917	0,921	0,0017	0,0023	0,6797	0,0014	0,0415
	120	111,00		0,925						
	240	221,23		0,922						
28	60	62,30	28	1,038	1,041	0,0017	0,0023	0,7680	0,0015	0,0468
	120	125,03		1,042						
	240	250,12		1,042						
29	60	65,00	30	1,083	1,083	0,0016	0,0023	0,7497	0,0015	0,0487
	120	130,11		1,084						
	240	259,60		1,082						
30	60	68,00	30	1,133	1,145	0,0016	0,0023	0,7924	0,0015	0,0514
	120	138,12		1,151						
	240	275,90		1,150						
31	60	75,00	30	1,250	1,238	0,0016	0,0023	0,8573	0,0016	0,0556
	120	145,90		1,216						
	240	299,88		1,250						

Tableau ( A-22 ) : correction des débits de base pour modèle 01 à pente n=1.5

h(cm)	t (s)	V (cm3)	T (c°)	Q (cm3/s)	Qmoy (cm3/s)	U t (stocks)	U20 (stocks)	Q 20 (cm3/s)	Δ Q	Δ Q20
20	60	43,00	26	0,717	0,722	0,0018	0,0023	0,5699	0,0012	0,0327
	120	87,50		0,729						
	240	172,50		0,719						
22	60	51,00	26	0,850	0,844	0,0018	0,0023	0,6670	0,0013	0,0382
	120	100,50		0,838						
	240	203,00		0,846						
23	60	55,00	26	0,917	0,910	0,0018	0,0023	0,7191	0,0014	0,0411
	120	108,00		0,900						
	240	219,50		0,915						
26	60	65,00	28	1,083	1,083	0,0017	0,0023	0,7992	0,0015	0,0487
	120	130,01		1,083						
	240	259,80		1,083						
28	60	75,00	28	1,250	1,240	0,0017	0,0023	0,9152	0,0016	0,0557
	120	145,90		1,216						
	240	301,20		1,255						
29	60	80,00	30	1,333	1,329	0,0016	0,0023	0,9198	0,0017	0,0596
	120	158,59		1,322						
	240	319,56		1,332						
30	60	86,00	30	1,433	1,433	0,0016	0,0023	0,9917	0,0017	0,0642
	120	172,00		1,433						
	240	343,52		1,431						
31	60	90,00	30	1,500	1,503	0,0016	0,0023	1,0403	0,0018	0,0673
	120	182,00		1,517						
	240	358,00		1,492						

## Correction des débits d'infiltration du drain

Tableau ( A-07 ) : correction des débits pour le drain de modèle 01 à pente n=3

h(cm)	t (s)	V (cm3)	T (c°)	Q (cm3/s)	Qmoy (cm3/s)	U t (stocks)	U20 (stocks)	Q 20 (cm3/s)	Δ Q	Δ Q20
20	60	8,000	24	0,133	0,1164	0,0019	0,0023	0,0989	0,0008	0,01605
	120	12,000		0,100						
	240	27,800		0,116						
22	60	10,000	24	0,167	0,1725	0,0019	0,0023	0,1465	0,0008	0,02347
	120	21,100		0,176						
	240	42,000		0,175						
23	60	12,000	24	0,200	0,1858	0,0019	0,0023	0,1579	0,0009	0,02526
	120	22,400		0,187						
	240	41,000		0,171						
26	60	18,000	28	0,300	0,3021	0,0017	0,0023	0,2229	0,0009	0,04055
	120	38,500		0,321						
	240	68,500		0,285						
28	60	20,000	28	0,333	0,3431	0,0017	0,0023	0,2531	0,0010	0,04597
	120	42,500		0,354						
	240	82,000		0,342						
29	60	24,000	28	0,400	0,4003	0,0017	0,0023	0,2954	0,0010	0,05355
	120	49,300		0,411						
	240	93,600		0,390						
30	60	26,000	30	0,433	0,4250	0,0016	0,0023	0,2942	0,0010	0,05678
	120	50,000		0,417						
	240	102,000		0,425						
31	60	28,000	30	0,467	0,4632	0,0016	0,0023	0,3206	0,0010	0,06184
	120	55,500		0,463						
	240	110,500		0,460						

Tableau ( A-08 ) : correction des débits pour le drain de modèle 01 à pente n=2.5

h(cm)	t (s)	V (cm3)	T (c°)	Q (cm3/s)	Qmoy (cm3/s)	U t (stocks)	U20 (stocks)	Q 20 (cm3/s)	Δ Q	Δ Q20
20	60	10,00	26	0,167	0,1678	0,0018	0,0023	0,1325	0,0009	0,02281
	120	22,70		0,189						
	240	35,40		0,148						
22	60	12,00	26	0,200	0,1988	0,0018	0,0023	0,1570	0,0009	0,02692
	120	26,70		0,223						
	240	41,70		0,174						
23	60	14,00	26	0,233	0,2356	0,0018	0,0023	0,1861	0,0009	0,03180
	120	31,90		0,266						
	240	49,80		0,208						
26	60	18,00	28	0,300	0,3021	0,0017	0,0023	0,2229	0,0009	0,04055
	120	38,50		0,321						
	240	68,50		0,285						
28	60	24,00	28	0,400	0,3671	0,0017	0,0023	0,2709	0,0010	0,04919
	120	48,10		0,401						
	240	72,10		0,300						
29	60	26,00	30	0,433	0,4069	0,0016	0,0023	0,2817	0,0010	0,05441
	120	52,00		0,433						
	240	85,00		0,354						
30	60	28,00	30	0,467	0,4458	0,0016	0,0023	0,3086	0,0011	0,05957
	120	60,00		0,500						
	240	89,00		0,371						
31	60	30,00	30	0,500	0,4931	0,0016	0,0023	0,3413	0,0011	0,06579
	120	58,50		0,488						
	240	118,00		0,492						

Tableau ( A-09 ) : correction des débits pour le drain de modèle 01 à pente n=2

h(cm)	t (s)	V (cm3)	T (c°)	Q (cm3/s)	Qmoy (cm3/s)	U t (stocks)	U20 (stocks)	Q 20 (cm3/s)	Δ Q	Δ Q20
20	60	11,80	26	0,197	0,2031	0,0018	0,0023	0,1604	0,0009	0,02746
	120	24,50		0,204						
	240	50,00		0,208						
22	60	13,00	26	0,217	0,2167	0,0018	0,0023	0,1711	0,0009	0,02927
	120	26,00		0,217						
	240	52,00		0,217						
23	60	16,00	26	0,267	0,2556	0,0018	0,0023	0,2018	0,0009	0,03443
	120	30,00		0,250						
	240	60,00		0,250						
26	60	20,00	28	0,333	0,3278	0,0017	0,0023	0,2419	0,0010	0,04395
	120	39,00		0,325						
	240	78,00		0,325						
28	60	23,00	28	0,383	0,3764	0,0017	0,0023	0,2777	0,0010	0,05039
	120	45,00		0,375						
	240	89,00		0,371						
29	60	25,50	30	0,425	0,4181	0,0016	0,0023	0,2894	0,0010	0,05586
	120	49,50		0,413						
	240	100,00		0,417						
30	60	28,00	30	0,467	0,4611	0,0016	0,0023	0,3192	0,0010	0,06156
	120	55,00		0,458						
	240	110,00		0,458						
31	60	31,50	30	0,525	0,5241	0,0016	0,0023	0,3628	0,0011	0,06991
	120	62,52		0,521						
	240	126,33		0,526						

Tableau ( A-10 ) : correction des débits pour le drain de modèle 01 à pente n=1.5

h(cm)	t (s)	V (cm <sup>3</sup> )	T (c°)	Q (cm <sup>3</sup> /s)	Qmoy (cm <sup>3</sup> /s)	U t (stocks)	U20 (stocks)	Q 20 (cm <sup>3</sup> /s)	Δ Q	Δ Q20
20	60	12,00	26	0,200	0,2090	0,0018	0,0023	0,1651	0,0008	0,02825
	120	25,00		0,208						
	240	52,50		0,219						
22	60	15,50	26	0,258	0,2596	0,0018	0,0023	0,2050	0,0009	0,03496
	120	31,20		0,260						
	240	62,50		0,260						
23	60	18,00	26	0,300	0,3005	0,0018	0,0023	0,2373	0,0009	0,04038
	120	36,12		0,301						
	240	72,11		0,300						
26	60	26,00	28	0,433	0,4318	0,0017	0,0023	0,3186	0,0010	0,05773
	120	51,50		0,429						
	240	103,91		0,433						
28	60	30,00	28	0,500	0,4995	0,0017	0,0023	0,3686	0,0011	0,06670
	120	59,82		0,499						
	240	120,01		0,500						
29	60	33,00	30	0,550	0,5772	0,0016	0,0023	0,3996	0,0011	0,07692
	120	65,90		0,549						
	240	151,80		0,633						
30	60	39,00	30	0,650	0,6495	0,0016	0,0023	0,4496	0,0012	0,08651
	120	77,91		0,649						
	240	155,80		0,649						
31	60	41,50	30	0,692	0,6931	0,0016	0,0023	0,4798	0,0012	0,09228
	120	83,00		0,692						
	240	167,00		0,696						

## Correction des débits infiltrés à travers la base

Tableau ( A-23) : correction des débits de base pour modèle 02 à pente n=3

t (s)	V (cm <sup>3</sup> )	T (c°)	Q (cm <sup>3</sup> /s)	Qmoy (cm <sup>3</sup> /s)	U t (stocks)	U20 (stocks)	Q 20 (cm <sup>3</sup> /s)	Δ Q	Δ Q20
60	45,00	28	0,750	0,746	0,0017	0,0023	0,5506	0,0012	0,0337
120	88,90		0,741						
240	179,50		0,748						
60	66,00	30	1,100	1,100	0,0016	0,0023	0,7615	0,0015	0,0494
120	134,00		1,117						
240	260,00		1,083						
60	77,50	30	1,292	1,265	0,0016	0,0023	0,8758	0,0016	0,0568
120	145,50		1,213						
240	309,90		1,291						
60	83,50	30	1,392	1,388	0,0016	0,0023	0,9605	0,0017	0,0622
120	165,00		1,375						
240	335,00		1,396						
60	95,50	28	1,592	1,592	0,0017	0,0023	1,1744	0,0019	0,0714
120	191,20		1,593						
240	381,56		1,590						
60	105,00	30	1,750	1,750	0,0016	0,0023	1,2116	0,0020	0,0783
120	210,10		1,751						
240	419,95		1,750						
60	115,00	30	1,917	1,917	0,0016	0,0023	1,3268	0,0021	0,0857
120	230,10		1,918						
240	459,80		1,916						
60	123,00	30	2,050	2,049	0,0016	0,0023	1,4181	0,0022	0,0916
120	245,50		2,046						
240	492,00		2,050						

Tableau ( A-24 ) : correction des débits de base pour modèle 02 à pente n=2.5

h(cm)	t (s)	V (cm <sup>3</sup> )	T (c°)	Q (cm <sup>3</sup> /s)	Qmoy (cm <sup>3</sup> /s)	U t (stocks)	U20 (stocks)	Q 20 (cm <sup>3</sup> /s)	Δ Q	Δ Q20
20	60	55,00	26	0,917	0,913	0,0018	0,0023	0,7213	0,0014	0,0412
	120	108,82		0,907						
	240	219,90		0,916						
22	60	61,00	26	1,017	1,016	0,0018	0,0023	0,8025	0,0014	0,0458
	120	121,50		1,013						
	240	244,50		1,019						
23	60	75,00	26	1,250	1,249	0,0018	0,0023	0,9861	0,0016	0,0562
	120	149,71		1,248						
	240	299,50		1,248						
26	60	85,00	28	1,417	1,416	0,0017	0,0023	1,0449	0,0017	0,0636
	120	169,90		1,416						
	240	339,80		1,416						
28	60	98,00	28	1,633	1,632	0,0017	0,0023	1,2045	0,0019	0,0732
	120	195,61		1,630						
	240	392,10		1,634						
29	60	113,00	30	1,883	1,883	0,0016	0,0023	1,3031	0,0021	0,0842
	120	225,60		1,880						
	240	452,22		1,884						
30	60	119,00	30	1,983	1,985	0,0016	0,0023	1,3737	0,0021	0,0888
	120	238,20		1,985						
	240	476,44		1,985						
31	60	123,00	30	2,050	2,049	0,0016	0,0023	1,4183	0,0022	0,0916
	120	245,60		2,047						
	240	492,00		2,050						

Tableau ( A-25 ) : correction des débits de base pour modèle 02 à pente n=2

h(cm)	t (s)	V (cm3)	T (c°)	Q (cm3/s)	Qmoy (cm3/s)	U t (stocks)	U20 (stocks)	Q 20 (cm3/s)	Δ Q	Δ Q20
20	60	63,00	26	1,050	0,911	0,0018	0,0023	0,7192	0,0015	0,0412
	120	126,02		1,050						
	240	151,60		0,632						
22	60	66,80	26	1,113	1,113	0,0018	0,0023	0,8794	0,0015	0,0502
	120	133,62		1,114						
	240	267,22		1,113						
23	60	76,00	26	1,267	1,267	0,0018	0,0023	1,0011	0,0016	0,0570
	120	152,11		1,268						
	240	304,32		1,268						
26	60	87,00	28	1,450	1,451	0,0017	0,0023	1,0706	0,0018	0,0651
	120	174,41		1,453						
	240	347,80		1,449						
28	60	100,00	28	1,667	1,661	0,0017	0,0023	1,2256	0,0019	0,0745
	120	198,00		1,650						
	240	399,90		1,666						
29	60	117,00	30	1,950	1,951	0,0016	0,0023	1,3505	0,0021	0,0873
	120	234,20		1,952						
	240	468,23		1,951						
30	60	122,50	30	2,042	2,036	0,0016	0,0023	1,4091	0,0022	0,0910
	120	244,00		2,033						
	240	487,60		2,032						
31	60	134,00	30	2,233	2,234	0,0016	0,0023	1,5466	0,0023	0,0999
	120	268,20		2,235						
	240	536,20		2,234						

Tableau ( A-26 ) : correction des débits de base pour modèle 02 à pente n=1.5

h(cm)	t (s)	V (cm <sup>3</sup> )	T (c°)	Q (cm <sup>3</sup> /s)	Qmoy (cm <sup>3</sup> /s)	U t (stocks)	U20 (stocks)	Q 20 (cm <sup>3</sup> /s)	Δ Q	Δ Q20
20	60	75,50	26	1,258	1,258	0,0018	0,0023	0,9938	0,0016	0,0566
	120	151,02		1,259						
	240	301,92		1,258						
22	60	81,50	26	1,358	1,361	0,0018	0,0023	1,0751	0,0017	0,0612
	120	163,52		1,363						
	240	327,00		1,363						
23	60	86,50	26	1,442	1,442	0,0018	0,0023	1,1387	0,0017	0,0648
	120	172,88		1,441						
	240	346,21		1,443						
26	60	96,30	28	1,605	1,606	0,0017	0,0023	1,1851	0,0019	0,0720
	120	193,00		1,608						
	240	385,20		1,605						
28	60	107,00	28	1,783	1,784	0,0017	0,0023	1,3162	0,0020	0,0799
	120	214,00		1,783						
	240	428,33		1,785						
29	60	119,51	30	1,992	1,990	0,0016	0,0023	1,3775	0,0021	0,0890
	120	238,19		1,985						
	240	478,36		1,993						
30	60	125,00	30	2,083	2,080	0,0016	0,0023	1,4396	0,0022	0,0930
	120	249,56		2,080						
	240	498,20		2,076						
31	60	138,00	30	2,300	2,302	0,0016	0,0023	1,5933	0,0024	0,1029
	120	276,50		2,304						
	240	552,23		2,301						

## Correction des débits d'infiltration du drain

Tableau ( A-11) : correction des débits pour le drain de modèle 02 à pente n=3

h(cm)	t (s)	V (cm <sup>3</sup> )	T (c°)	Q (cm <sup>3</sup> /s)	Qmoy (cm <sup>3</sup> /s)	U t (stocks)	U20 (stocks)	Q 20 (cm <sup>3</sup> /s)	Δ Q	Δ Q20
20	60	9,67	24	0,161	0,1620	0,0019	0,0023	0,1377	0,0008	0,02208
	120	19,50		0,163						
	240	38,99		0,162						
22	60	15,00	24	0,250	0,2500	0,0019	0,0023	0,2124	0,0009	0,03374
	120	30,10		0,251						
	240	59,80		0,249						
23	60	19,00	24	0,317	0,3167	0,0019	0,0023	0,2690	0,0009	0,04258
	120	38,00		0,317						
	240	76,00		0,317						
26	60	30,00	28	0,500	0,4996	0,0017	0,0023	0,3686	0,0011	0,06670
	120	59,80		0,498						
	240	120,10		0,500						
28	60	36,13	28	0,602	0,6015	0,0017	0,0023	0,4438	0,0011	0,08021
	120	72,13		0,601						
	240	144,30		0,601						
29	60	40,00	28	0,667	0,6740	0,0017	0,0023	0,4974	0,0012	0,08981
	120	81,50		0,679						
	240	162,30		0,676						
30	60	46,90	30	0,782	0,8053	0,0016	0,0023	0,5574	0,0013	0,10713
	120	97,99		0,817						
	240	196,20		0,818						
31	60	55,00	30	0,917	0,9293	0,0016	0,0023	0,6433	0,0014	0,12357
	120	112,80		0,940						
	240	223,53		0,931						

Tableau ( A-12) : correction des débits pour le drain de modèle 02 à pente n=2.5

h(cm)	t (s)	V (cm <sup>3</sup> )	T (c°)	Q (cm <sup>3</sup> /s)	Qmoy (cm <sup>3</sup> /s)	U t (stocks)	U20 (stocks)	Q 20 (cm <sup>3</sup> /s)	Δ Q	Δ Q20
20	60	14,5	26	0,242	0,2409	0,0018	0,0023	0,1903	0,0009	0,03249
	120	28,92		0,241						
	240	57,62		0,240						
22	60	19,5	26	0,325	0,3236	0,0018	0,0023	0,2556	0,0009	0,04344
	120	38,5		0,321						
	240	78		0,325						
23	60	24,63	26	0,411	0,4112	0,0018	0,0023	0,3248	0,0010	0,05504
	120	49,26		0,411						
	240	99		0,413						
26	60	33,83	28	0,564	0,5647	0,0017	0,0023	0,4167	0,0011	0,07533
	120	68		0,567						
	240	135,25		0,564						
28	60	42	28	0,700	0,6983	0,0017	0,0023	0,5153	0,0012	0,09303
	120	83,5		0,696						
	240	167,77		0,699						
29	60	50	30	0,833	0,8681	0,0016	0,0023	0,6009	0,0013	0,11544
	120	100,01		0,833						
	240	225		0,938						
30	60	65,33	30	1,089	1,0146	0,0016	0,0023	0,7023	0,0014	0,13486
	120	103,6		0,863						
	240	262		1,092						
31	60	72,5	30	1,208	1,2078	0,0016	0,0023	0,8361	0,0016	0,16045
	120	144,91		1,208						
	240	289,8		1,208						

Tableau ( A-13) : correction des débits pour le drain de modèle 02 à pente n=2

h(cm)	t (s)	V (cm <sup>3</sup> )	T (c°)	Q (cm <sup>3</sup> /s)	Qmoy (cm <sup>3</sup> /s)	U t (stocks)	U20 (stocks)	Q 20 (cm <sup>3</sup> /s)	Δ Q	Δ Q20
20	60	18,50	26	0,308	0,3074	0,0018	0,0023	0,2428	0,0009	0,04130
	120	36,71		0,306						
	240	73,92		0,308						
22	60	22,50	26	0,375	0,3742	0,0018	0,0023	0,2956	0,0010	0,05014
	120	44,20		0,368						
	240	91,02		0,379						
23	60	27,30	26	0,455	0,4551	0,0018	0,0023	0,3595	0,0010	0,06087
	120	54,62		0,455						
	240	109,23		0,455						
26	60	35,51	28	0,592	0,5925	0,0017	0,0023	0,4372	0,0011	0,07901
	120	71,12		0,593						
	240	142,31		0,593						
28	60	46,00	28	0,767	0,7675	0,0017	0,0023	0,5663	0,0013	0,10219
	120	92,32		0,769						
	240	183,95		0,766						
29	60	60,00	30	1,000	0,9997	0,0016	0,0023	0,6920	0,0014	0,13288
	120	120,10		1,001						
	240	239,56		0,998						
30	60	66,00	30	1,100	1,1006	0,0016	0,0023	0,7619	0,0015	0,14625
	120	132,11		1,101						
	240	264,21		1,101						
31	60	76,00	30	1,267	1,2677	0,0016	0,0023	0,8775	0,0016	0,16838
	120	152,31		1,269						
	240	304,12		1,267						

Tableau ( A-14) : correction des débits pour le drain de modèle 02 à pente n=1.5

h(cm)	t (s)	V (cm3)	T (c°)	Q (cm3/s)	Qmoy (cm3/s)	U t (stocks)	U20 (stocks)	Q 20 (cm3/s)	Δ Q	Δ Q20
20	60	22,500	26	0,375	0,3743	0,0018	0,0023	0,2956	0,0010	0,05016
	120	44,900		0,374						
	240	89,670		0,374						
22	60	26,500	26	0,442	0,4423	0,0018	0,0023	0,3493	0,0010	0,05917
	120	53,020		0,442						
	240	106,410		0,443						
23	60	30,500	26	0,508	0,5019	0,0018	0,0023	0,3964	0,0011	0,06706
	120	59,620		0,497						
	240	120,100		0,500						
26	60	36,500	28	0,608	0,6075	0,0017	0,0023	0,4483	0,0011	0,08100
	120	72,660		0,606						
	240	146,100		0,609						
28	60	48,000	28	0,800	0,8038	0,0017	0,0023	0,5931	0,0013	0,10701
	120	97,120		0,809						
	240	192,530		0,802						
29	60	63,000	30	1,050	1,0583	0,0016	0,0023	0,7326	0,0015	0,14064
	120	129,920		1,083						
	240	250,100		1,042						
30	60	68,000	30	1,133	1,1324	0,0016	0,0023	0,7839	0,0015	0,15046
	120	135,600		1,130						
	240	272,100		1,134						
31	60	78,000	30	1,300	1,2992	0,0016	0,0023	0,8993	0,0016	0,17255
	120	155,64		1,297						
	240	312,12		1,301						

## Correction des débits infiltrés à travers la base

Tableau ( A-27 ) : correction des débits de base pour modèle 03 à pente n=3

h(cm)	t (s)	V (cm <sup>3</sup> )	T (c°)	Q (cm <sup>3</sup> /s)	Qmoy (cm <sup>3</sup> /s)	U t (stocks)	U20 (stocks)	Q 20 (cm <sup>3</sup> /s)	Δ Q	Δ Q20
20	60	35,80	24	0,597	0,598	0,0019	0,0023	0,5083	0,0011	0,0273
	120	72,00		0,600						
	240	143,65		0,599						
22	60	53,60	24	0,893	0,894	0,0019	0,0023	0,7592	0,0014	0,0405
	120	107,32		0,894						
	240	214,44		0,894						
23	60	60,60	24	1,010	1,013	0,0019	0,0023	0,8606	0,0014	0,0458
	120	122,00		1,017						
	240	243,00		1,013						
26	60	72,60	28	1,210	1,214	0,0017	0,0023	0,8955	0,0016	0,0545
	120	146,00		1,217						
	240	291,40		1,214						
28	60	80,00	28	1,333	1,337	0,0017	0,0023	0,9868	0,0017	0,0600
	120	162,00		1,350						
	240	318,90		1,329						
29	60	86,00	28	1,433	1,434	0,0017	0,0023	1,0583	0,0017	0,0644
	120	172,52		1,438						
	240	343,61		1,432						
30	60	93,00	30	1,550	1,552	0,0016	0,0023	1,0741	0,0018	0,0695
	120	186,43		1,554						
	240	372,33		1,551						
31	60	101,00	30	1,683	1,684	0,0016	0,0023	1,1657	0,0019	0,0754
	120	201,99		1,683						
	240	404,52		1,686						

Tableau ( A-28 ) : correction des débits de base pour modèle 03 à pente n=2.5

h(cm)	t (s)	V (cm3)	T (c°)	Q (cm3/s)	Qmoy (cm3/s)	U t (stocks)	U20 (stocks)	Q 20 (cm3/s)	Δ Q	Δ Q20
20	60	45,00	26	0,750	0,748	0,0018	0,0023	0,5911	0,0012	0,0339
	120	88,90		0,741						
	240	181,00		0,754						
22	60	47,00	26	0,783	0,785	0,0018	0,0023	0,6201	0,0013	0,0355
	120	95,00		0,792						
	240	187,30		0,780						
23	60	54,25	26	0,904	0,901	0,0018	0,0023	0,7120	0,0014	0,0407
	120	107,50		0,896						
	240	217,00		0,904						
26	60	63,75	28	1,063	1,046	0,0017	0,0023	0,7717	0,0015	0,0471
	120	121,50		1,013						
	240	255,00		1,063						
28	60	71,00	28	1,183	1,186	0,0017	0,0023	0,8752	0,0016	0,0533
	120	143,00		1,192						
	240	284,00		1,183						
29	60	81,50	30	1,358	1,357	0,0016	0,0023	0,9393	0,0017	0,0608
	120	162,50		1,354						
	240	326,00		1,358						
30	60	87,50	30	1,458	1,463	0,0016	0,0023	1,0124	0,0018	0,0655
	120	176,00		1,467						
	240	351,00		1,463						
31	60	92,50	30	1,542	1,544	0,0016	0,0023	1,0691	0,0018	0,0692
	120	185,00		1,542						
	240	372,00		1,550						

Tableau ( A-29 ) : correction des débits de base pour modèle 03 à pente n=2

h(cm)	t (s)	V (cm <sup>3</sup> )	T (c°)	Q (cm <sup>3</sup> /s)	Qmoy (cm <sup>3</sup> /s)	U t (stocks)	U20 (stocks)	Q 20 (cm <sup>3</sup> /s)	Δ Q	Δ Q20
20	60	49,00	26	0,817	0,814	0,0018	0,0023	0,6431	0,0013	0,0368
	120	97,60		0,813						
	240	195,00		0,813						
22	60	53,40	26	0,890	0,890	0,0018	0,0023	0,7032	0,0014	0,0402
	120	107,20		0,893						
	240	213,00		0,888						
23	60	60,50	26	1,008	1,008	0,0018	0,0023	0,7962	0,0014	0,0455
	120	120,90		1,008						
	240	242,00		1,008						
26	60	71,00	28	1,183	1,178	0,0017	0,0023	0,8691	0,0016	0,0529
	120	140,00		1,167						
	240	284,00		1,183						
28	60	81,25	28	1,354	1,354	0,0017	0,0023	0,9992	0,0017	0,0608
	120	163,00		1,358						
	240	324,00		1,350						
29	60	91,00	30	1,517	1,513	0,0016	0,0023	1,0470	0,0018	0,0678
	120	181,00		1,508						
	240	363,00		1,513						
30	60	95,25	30	1,588	1,589	0,0016	0,0023	1,1000	0,0018	0,0712
	120	191,00		1,592						
	240	381,10		1,588						
31	60	104,50	30	1,742	1,739	0,0016	0,0023	1,2037	0,0020	0,0778
	120	208,00		1,733						
	240	418,00		1,742						

Tableau ( A-30 ) : correction des débits de base pour modèle 03 à pente n=1.5

h(cm)	t (s)	V (cm <sup>3</sup> )	T (c°)	Q (cm <sup>3</sup> /s)	Qmoy (cm <sup>3</sup> /s)	U t (stocks)	U20 (stocks)	Q 20 (cm <sup>3</sup> /s)	Δ Q	Δ Q20
20	60	59,20	26	0,987	0,983	0,0018	0,0023	0,7765	0,0014	0,0444
	120	117,50		0,979						
	240	236,00		0,983						
22	60	66,20	26	1,103	1,111	0,0018	0,0023	0,8774	0,0015	0,0500
	120	135,00		1,125						
	240	265,00		1,104						
23	60	70,70	26	1,178	1,176	0,0018	0,0023	0,9287	0,0016	0,0529
	120	140,40		1,170						
	240	283,00		1,179						
26	60	80,60	28	1,343	1,344	0,0017	0,0023	0,9914	0,0017	0,0603
	120	161,00		1,342						
	240	323,00		1,346						
28	60	91,00	28	1,517	1,516	0,0017	0,0023	1,1183	0,0018	0,0680
	120	181,60		1,513						
	240	364,00		1,517						
29	60	99,70	30	1,662	1,662	0,0016	0,0023	1,1506	0,0019	0,0744
	120	200,00		1,667						
	240	398,00		1,658						
30	60	105,50	30	1,758	1,760	0,0016	0,0023	1,2181	0,0020	0,0788
	120	211,00		1,758						
	240	423,00		1,763						
31	60	114,00	30	1,900	1,884	0,0016	0,0023	1,3042	0,0021	0,0843
	120	227,80		1,898						
	240	444,90		1,854						

## Correction des débits d'infiltration du drain

Tableau ( A-15) : correction des débits pour le drain de modèle 03à pente n=3

h(cm)	t (s)	V (cm <sup>3</sup> )	T (c°)	Q (cm <sup>3</sup> /s)	Qmoy (cm <sup>3</sup> /s)	U t (stocks)	U20 (stocks)	Q 20 (cm <sup>3</sup> /s)	Δ Q	Δ Q20
20	60	9,00	24	0,150	0,1488	0,0019	0,0023	0,1264	0,0008	0,02032
	120	17,50		0,146						
	240	36,10		0,150						
22	60	12,80	24	0,213	0,2134	0,0019	0,0023	0,1813	0,0009	0,02890
	120	25,63		0,214						
	240	51,22		0,213						
23	60	16,50	24	0,275	0,2767	0,0019	0,0023	0,2351	0,0009	0,03728
	120	33,66		0,281						
	240	65,90		0,275						
26	60	23,00	28	0,383	0,3827	0,0017	0,0023	0,2824	0,0010	0,05122
	120	45,65		0,380						
	240	92,22		0,384						
28	60	30,00	28	0,500	0,4998	0,0017	0,0023	0,3688	0,0011	0,06673
	120	59,80		0,498						
	240	120,22		0,501						
29	60	33,80	28	0,563	0,5639	0,0017	0,0023	0,4161	0,0011	0,07523
	120	67,61		0,563						
	240	135,62		0,565						
30	60	37,16	30	0,619	0,6207	0,0016	0,0023	0,4297	0,0012	0,08269
	120	75,00		0,625						
	240	148,25		0,618						
31	60	41,00	30	0,683	0,6854	0,0016	0,0023	0,4745	0,0012	0,09127
	120	83,00		0,692						
	240	163,50		0,681						

Tableau ( A-16) : correction des débits pour le drain de modèle 03à pente n=2.5

h(cm)	t (s)	V (cm3)	T (c°)	Q (cm3/s)	Qmoy (cm3/s)	U t (stocks)	U20 (stocks)	Q 20 (cm3/s)	Δ Q	Δ Q20
20	60	45,00	26	0,750	0,748	0,0018	0,0023	0,5911	0,0012	0,0339
	120	88,90		0,741						
	240	181,00		0,754						
22	60	47,00	26	0,783	0,785	0,0018	0,0023	0,6201	0,0013	0,0355
	120	95,00		0,792						
	240	187,30		0,780						
23	60	54,25	26	0,904	0,901	0,0018	0,0023	0,7120	0,0014	0,0407
	120	107,50		0,896						
	240	217,00		0,904						
26	60	63,75	28	1,063	1,046	0,0017	0,0023	0,7717	0,0015	0,0471
	120	121,50		1,013						
	240	255,00		1,063						
28	60	71,00	28	1,183	1,186	0,0017	0,0023	0,8752	0,0016	0,0533
	120	143,00		1,192						
	240	284,00		1,183						
29	60	81,50	30	1,358	1,357	0,0016	0,0023	0,9393	0,0017	0,0608
	120	162,50		1,354						
	240	326,00		1,358						
30	60	87,50	30	1,458	1,463	0,0016	0,0023	1,0124	0,0018	0,0655
	120	176,00		1,467						
	240	351,00		1,463						
31	60	92,50	30	1,542	1,544	0,0016	0,0023	1,0691	0,0018	0,0692
	120	185,00		1,542						
	240	372,00		1,550						

Tableau ( A-17) : correction des débits pour le drain de modèle 03à pente n=2

h(cm)	t (s)	V (cm <sup>3</sup> )	T (c°)	Q (cm <sup>3</sup> /s)	Qmoy (cm <sup>3</sup> /s)	U t (stocks)	U20 (stocks)	Q 20 (cm <sup>3</sup> /s)	Δ Q	Δ Q20
20	60	15,20	26	0,253	0,2533	0,0018	0,0023	0,2001	0,0009	0,03413
	120	29,90		0,249						
	240	61,80		0,258						
22	60	17,70	26	0,295	0,2935	0,0018	0,0023	0,2318	0,0009	0,03945
	120	34,80		0,290						
	240	70,90		0,295						
23	60	21,60	26	0,360	0,3604	0,0018	0,0023	0,2847	0,0010	0,04832
	120	44,00		0,367						
	240	85,10		0,355						
26	60	27,70	28	0,462	0,4599	0,0017	0,0023	0,3393	0,0010	0,06144
	120	55,00		0,458						
	240	110,30		0,460						
28	60	34,50	28	0,575	0,5758	0,0017	0,0023	0,4249	0,0011	0,07680
	120	69,23		0,577						
	240	138,12		0,576						
29	60	42,70	30	0,712	0,7130	0,0016	0,0023	0,4936	0,0012	0,09492
	120	86,22		0,719						
	240	170,11		0,709						
30	60	47,00	30	0,783	0,7847	0,0016	0,0023	0,5432	0,0013	0,10442
	120	95,00		0,792						
	240	187,00		0,779						
31	60	53,50	30	0,892	0,8889	0,0016	0,0023	0,6153	0,0013	0,11821
	120	106,00		0,883						
	240	214,00		0,892						

Tableau ( A-18) : correction des débits pour le drain de modèle 03à pente n=1.5

h(cm)	t (s)	V (cm <sup>3</sup> )	T (c°)	Q (cm <sup>3</sup> /s)	Qmoy (cm <sup>3</sup> /s)	U t (stocks)	U20 (stocks)	Q 20 (cm <sup>3</sup> /s)	Δ Q	Δ Q20
20	60	17,25	26	0,288	0,2875	0,0018	0,0023	0,2271	0,0009	0,03866
	120	35,00		0,292						
	240	68,00		0,283						
22	60	21,00	26	0,350	0,3496	0,0018	0,0023	0,2761	0,0010	0,04689
	120	41,25		0,344						
	240	85,22		0,355						
23	60	24,25	26	0,404	0,4037	0,0018	0,0023	0,3189	0,0010	0,05406
	120	48,33		0,403						
	240	97,00		0,404						
26	60	31,20	28	0,520	0,5221	0,0017	0,0023	0,3852	0,0011	0,06969
	120	63,00		0,525						
	240	125,10		0,521						
28	60	39,00	28	0,650	0,6481	0,0017	0,0023	0,4782	0,0012	0,08638
	120	77,60		0,647						
	240	155,44		0,648						
29	60	48,00	30	0,800	0,7981	0,0016	0,0023	0,5524	0,0013	0,10618
	120	95,00		0,792						
	240	192,60		0,803						
30	60	53,50	30	0,892	0,8911	0,0016	0,0023	0,6169	0,0013	0,11851
	120	106,30		0,886						
	240	215,00		0,896						
31	60	59,70	30	0,995	0,9931	0,0016	0,0023	0,6874	0,0014	0,13201
	120	118,60		0,988						
	240	239,00		0,996						