

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



Université de Ghardaïa

N°d'ordre :

N° de série:

Faculté des Sciences et Technologie
Département des Sciences et Technologie

Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de

MASTER

Domaine : Sciences et Technologie

Filière : Hydraulique

Spécialité : Hydraulique Urbaine

PAR:

M^r: DAHMANE Abdessamed

THEME:

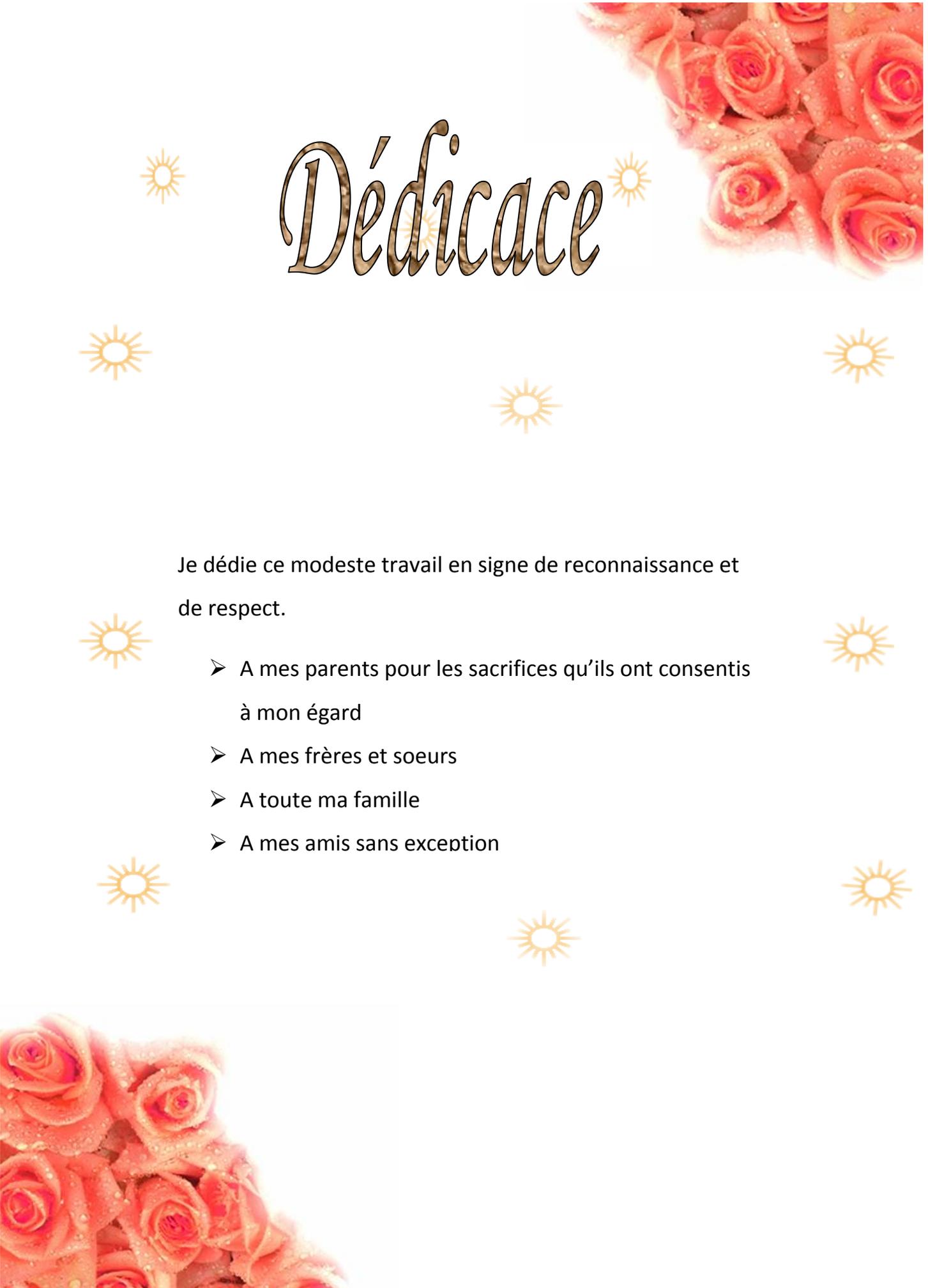
**EFFET DE LA NATURE DU SOL D'UN BARRAGE EN
TERRE AVEC CHEMINEE SUR LE DEBIT
D'INFILTRATION (UTILISATION DU LOGICIEL SEEP/W)**

Soutenu publiquement le: 30/ 05 / 2016

Jury:

M^r: BEN ADDA. L	maître Assistant	Univ. Ghardaïa	Président
M^r: OULED.B. CH	maître Assistant	Univ. Ghardaïa	Examineur
M^r: CHEBIHL. L	maître Assistant	Univ. Ghardaïa	Examineur
M^r: CHOUIREB. M	maître Assistant	Univ. Ghardaïa	Promoteur

ANNEE UNIVERSITAIRE: 2015/2016



Dédicace

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect.

- A mes parents pour les sacrifices qu'ils ont consentis à mon égard
- A mes frères et soeurs
- A toute ma famille
- A mes amis sans exception

Remerciement

Nous remercions DIEU de nous avoir donné le courage d'accomplir ce travail.

A l'issue de ce modeste travail, je tiens à exprimer mes sincères remerciements à :

- * A mon promoteur M^{er} CHOUIREB.M pour ces conseils et ses consultations qui m'ont tout aidé a la réalisation de mon projet.*
- * A tout le corps enseignants et le personnel de **Université de GHARDAÏA** qui ont contribuer de près où de loin a ma formation.*
- * Aux membres de jury qui auront à juger et à apprécier ce travail.*
- * Je tiens aussi à remercier mes amis qui m'ont aidé pendant la réalisation de projet.*

DAHMANE ABDESSAMED

Sommaire	Page
Résumé	
Liste des tableaux	
Liste des figures	
Liste des abréviations	
Introduction générale	1
chapitre I: Les drains dans les barrages en terre	
I-1/ Généralité	4
I-2/ Historique sur le drainage des barrages en terre	4
I-3 /Dispositions prises pour le drainage.....	7
I-3-1/ Rôle des drains.....	7
I-3-2/ Différents types de drainages et leur dimensionnement.....	7
I-3-2-1/Prisme de drainage.....	8
I-3-2-2/Le Drainage de surface.....	9
I-3-2-3/Le Prisme de drainage avec drainage de surface.....	10
I-3-2-4/ Le drain tapis interne.....	10
I-3-2-5/ Prisme de drainage avec drain tapis interne.....	11
I-3-2-6 /Drainage a bande.....	12
I-3-2-7/ Le drain vertical.....	13
I-3-2-8/ Puits filtrants de décompression.....	13
I-4 /Barrages en terre	14
I-4-1/ Introduction.....	14
I-4-2/ Différents types de barrages en terre.....	14
I-4-2-1/Les barrages en terre homogènes.....	14
I-4-2-2 /Barrage à noyau étanche.....	15
I-4-2-3 /Les barrages en terre à masque amont.....	16
I-5/ Conclusion.....	16
chapitre II: Lois d'écoulement dans les milieux poreux	
II-1/ Introduction.....	18
II-2/ Les milieux poreux.....	18
II-3/ caractéristiques des milieux poreux	18

II-3-1/ Homogénéité.....	18
II-3-2/ Isotropie.....	18
II-3-3/ Potentiel hydraulique	18
II-3-4/ Porosité.....	19
II-3-5/ Perméabilité	19
II-3-5-1/ Perméabilité spécifique.....	19
II-3-5-2/ Perméabilité intrinsèque.....	19
II-3-6/ Coefficient d’emménagement	20
II-3-7/ Transmissivité	21
II-4/ les lois d’écoulements dans les milieux poreux	21
II-4-1/ Equation de conservation de masse.....	21
II-4-2/ Equation de conservation de la quantité de mouvement.....	23
II-4-3/ Equation de la conservation d’énergie.....	23
II-5/ Loi de Darcy.....	24
II-5-1/ Généralisation de la loi de Darcy	25
II-5-2/ Limites d’application de la loi de Darcy	26
II-6/ Ecoulement à travers un barrage en terre	27
II-6-1/ Phénomène de RENARD	28
II-6-1-1/ RENARD de nature chimique	28
II-6-1-2/ RENARD de nature mécanique	28
II-7/ Coefficient de perméabilité.....	29
II-7-1/ Les méthodes de détermination de la perméabilité.....	29
II-7-1-1/ Perméamètre à charge constante.....	29
II-7-1-2/ Perméamètre à charge variable	30
II-8/ Le réseau d’écoulement.....	31
II-8-1/ Propriétés fondamentales des réseaux d’écoulement	32
II-8-2/Propriétés des réseaux	33
II-8-3/ Lignes de courant, Lignes équicharges , Lignes équipotentiell.....	33
II-9/ Conclusion.....	34

chapitre III: Les méthodes de résolution

III-1/ Introduction	36
---------------------------	----

III-2/ Modélisation des barrages en terre sur une base fine.....	36
III-2-1/ Principe.....	36
III-2-2/ Modèle expérimentale.....	37
III-2-3/ Description du bassin de perméabilité.....	37
III-3/ Simulation hydraulique a l'aide du logiciel SEEP/W.....	38
III-3-1/ Qu'est-ce que c'est que SEEP/W?.....	38
III-3-2/ À quoi ça sert ?.....	38
III-3-3/ Comment ça marche ?.....	38
III-3-3-1/ Installation.....	38
III-3-3-2/ Ouvrir SEEP/W.....	38
III-3-3-3/ Commencer.....	39
III-4/ Caractéristiques de l'échantillon utilise.....	44
III-4-1/ L'analyse granulométrique	44
a. Description de l'essai.....	44
b. Résultat de l'essai	45
III-4-2/ Détermination de la perméabilité du matériau utilisé	47
III-4-2-1/ Perméabilité horizontale.....	47
A.perméabilité horizontale de sable moyen.....	49
B.perméabilité horizontale de sable fin.....	50
C.perméabilité horizontale de sable mixte.....	51
III-4-2-2/ Perméabilité verticale.....	52
A.perméabilité verticale de sable moyen.....	53
B.perméabilité verticale de sable fin.....	54
C.perméabilité verticale de sable mixte.....	55
III-5/ Conclusion.....	56
chapitre IV: Résultats et recommandations	
IV-1/ Introduction.....	58
IV-2/ Construction du modèle.....	58
IV-3/ Le mode opératoire.....	59
IV-4/ Mesures et calculs au laboratoire.....	61
IV-4-1/ Détermination expérimental du débit d'infiltration du drain.....	61

A.Modèle 01 (sable moyen pour le corps avec une base fine)	61
B.Modèle 02 (sable fin pour le corps et pour la base).....	62
C.Modèle 03(sable mixte pour le corps avec une base fine).....	63
IV-4-2/ Détermination expérimental du débit d'infiltration dans la base fine	63
A.Modèle 01 (sable moyen pour le corps avec une base fine)	63
B.Modèle 02 (sable fin pour le corps et pour la base).....	64
C.Modèle 03(sable mixte pour le corps avec une base fine).....	65
IV-5/ Comparaison des débits du résultats expérimentaux.....	66
IV-5-1/Comparaison des débits infiltrés par la base et par le drain de chaque modèle	66
A.Modèle 01 (sable moyen pour le corps avec une base fine)	66
B.Modèle 02 (sable fin pour le corps et pour la base).....	68
C.Modèle 03(sable mixte pour le corps avec une base fine).....	70
IV-5-2/ Comparaison des débits de la base pour chaque pente.....	72
IV-5-3/ Comparaison des débits par le drain pour chaque pente.....	74
IV-6/ Mesure de débit d'infiltration par programme SEEP/W.....	76
IV-6-1/ Détermination numérique du débit d'infiltration du drain.....	78
A.Modèle 01 (sable moyen pour le corps avec une base fine)	78
B.Modèle 02 (sable fin pour le corps et pour la base).....	79
C.Modèle 03(sable mixte pour le corps avec une base fine).....	79
IV-6-2/ Détermination numérique du débit d'infiltration du base.....	80
A.Modèle 01 (sable moyen pour le corps avec une base fine)	80
B.Modèle 02 (sable fin pour le corps et pour la base).....	81
C.Modèle 03(sable mixte pour le corps avec une base fine).....	82
IV-7/ Comparaison des débits expérimentaux et débits numériques.....	83
IV-7-1/ Comparaison des débits pour le drain	83
A.Modèle 01 (sable moyen pour le corps avec une base fine)	83
B.Modèle 02 (sable fin pour le corps et pour la base).....	85
C.Modèle 03(sable mixte pour le corps avec une base fine).....	87
IV-7-2/ Comparaison des débits de la base fine.....	89
A.Modèle 01 (sable moyen pour le corps avec une base fine)	89
B.Modèle 02 (sable fin pour le corps et pour la base).....	91

<i>C.Modèle 03(sable mixte pour le corps avec une base fine).....</i>	93
IV-8/Conclusion.....	95
Conclusion générale.....	97
Références bibliographiques.....	99
Annexe.....	102

الملخص:

نظرا لأهمية السدود في التنمية الاقتصادية للبلاد، خصصنا هذه الدراسة من أجل إيجاد حلول للمشاكل التي تواجهها السدود الترابية بعد البناء. ومن بين هذه المشاكل تسلل المياه عبر السد مما يتسبب في إنزلاق المنحدر الأمامي وتؤثر على إستقرار الهيكل. وقد تطرقنا في هذه الدراسة إلى نموذج سد ترابي متجانس مع استنزاف عمودي على قاعدة قليلة النفاذية التي أسفرت عن النتائج المخبرية لمعدل التسرب ومقارنتها بنتائج البرنامج الرقمي (seep/w).
الكلمات الرئيسية: تسلل المياه، سد ترابي، المنحدر الأمامي، واستنزاف عمودي، معدل التسرب، البرنامج الرقمي (seep/w).

Résumé :

Vu l'importance des barrages pour le développement économique d'un pays, nous avons consacré cette étude à la recherche de solutions aux problèmes rencontrés dans les barrages en terre après leur construction. la principale difficulté pour les barrages en terre c'est l'infiltration des eaux à travers le barrage ce qui provoque le glissement du talus aval du barrage et compromet la stabilité de l'ouvrage. On a étudié sur un modèle réduit, un barrage en terre homogène avec drain vertical sur une base fin . On a abouti à des résultats laboratoire qui donnent le débit de fuite et comparer avec les calculs par logiciel (seep/w) .

Mots clés : Infiltration, barrage en terre, talus aval, drain vertical, débit de fuite, logiciel (seep/w).

summary :

Given the importance of the dams for economic development of a country, we have dedicated this study to find solutions to problems encountered in the earth dam after construction. the main difficulty for earth dams is the infiltration of water through the dam causing slippage downstream slope of the dam and undermines the stability of the structure. It was studied on a model, a homogeneous earth dam with vertical drain on a base end. Was led to laboratory results that give the leak rate. Finally a comparative study of the numerical results with those calculated by software (seep / w) .

Keywords: Infiltration, earth dam, downstream slope, vertical drain, leak rate, software (seep / w).

Liste des tableaux

chapitre II: Lois d'écoulement dans les milieux poreux	
Tableau (II-1) Valeurs du coefficient de perméabilité des sols	29
chapitre III: Les méthodes de résolution	
Tableau (III-1) Analyse granulométrie par tamisage du sable moyenne	45
Tableau (III-2) Analyse granulométrie par tamisage du sable fins	46
Tableau (III-3) Les mesures de débit pour sable moyen	49
Tableau (III-4) Les mesures de débit pour sable fin	50
Tableau (III-5) Les mesures de débit pour sable mixte	51
Tableau (III-6) Les mesures de débit pour sable moyen.	53
Tableau (III-7) Les mesures de débit pour sable fin	54
Tableau (III-8) Les mesures de débit pour sable mixte	55
chapitre IV: Résultats et recommandations	
Tableau (IV-1) les débits expérimentaux du drain pour le 1 ^{ère} modèle	61
Tableau (IV-2) les débits expérimentaux du drain pour le 2 ^{ème} modèle	62
Tableau (IV-3) les débits expérimentaux du drain pour le 3 ^{ème} modèle	63
Tableau (IV-4) les débits expérimentaux de la base fine pour le 1 ^{ère} modèle	63
Tableau (IV-5) les débits expérimentaux de la base fine pour le 2 ^{ème} modèle	64
Tableau (IV-6) les débits expérimentaux de la base fine pour le 3 ^{ème} modèle	65
Tableau (IV-7) les débits numérique du drain pour le 1 ^{ère} modèle	78
Tableau (IV-8) les débits numérique du drain pour le 2 ^{ème} modèle.	79
Tableau (IV-9) les débits numérique du drain pour le 3 ^{ème} modèle	79
Tableau (IV-10) les débits numérique du base pour le 1 ^{ère} modèle	80
Tableau (IV-11) les débits numérique du base pour le 2 ^{ème} modèle	81
Tableau (IV-12) les débits numérique du base pour le 3 ^{ème} modèle	82
Annexe	
Tableau (A.1) Comparaison des débits du drain et pour la base (n=3)	102
Tableau (A.2) Comparaison des débits du drain et pour la base (n=2.5)	102
Tableau (A.3) Comparaison des débits du drain et pour la base (n=2)	102
Tableau (A.4) Comparaison des débits du drain et pour la base (n=1.5)	102
Tableau (A.5) Comparaison des débits du drain et pour la base (n=3)	103
Tableau (A.6) Comparaison des débits du drain et pour la base (n=2.5)	103
Tableau (A.7) Comparaison des débits du drain et pour la base (n=2)	103
Tableau (A.8) Comparaison des débits du drain et pour la base (n=1.5)	103
Tableau (A.9) Comparaison des débits du drain et pour la base (n=3)	104
Tableau (A.10) Comparaison des débits du drain et pour la base (n=2.5)	104
Tableau (A.11) Comparaison des débits du drain et pour la base (n=2)	104
Tableau (A.12) Comparaison des débits du drain et pour la base (n=1.5)	104

Tableau (A.13) Comparaison des débits de la base pour la pente (n=3)	105
Tableau (A.14) Comparaison des débits de la base pour la pente (n=2.5)	105
Tableau (A.15) Comparaison des débits de la base pour la pente (n=2)	105
Tableau (A.16) Comparaison des débits de la base pour la pente (n=1.5)	105
Tableau (A.17) Comparaison des débits de drain pour la pente (n=3)	106
Tableau (A.18) Comparaison des débits de drain pour la pente (n=2.5)	106
Tableau (A.19) Comparaison des débits de drain pour la pente (n=2)	106
Tableau (A.20) Comparaison des débits de drain pour la pente (n=1.5)	106
Tableau (A.21) Comparaison des débits expérimental et numérique de drain (n=3)	107
Tableau (A.22) Comparaison des débits expérimental et numérique de drain (n=2.5)	107
Tableau (A.23) Comparaison des débits expérimental et numérique de drain (n=2)	107
Tableau (A.24) Comparaison des débits expérimental et numérique de drain (n=1.5)	107
Tableau (A.25) Comparaison des débits expérimental et numérique de drain (n=3)	108
Tableau (A.26) Comparaison des débits expérimental et numérique de drain (n=2.5)	108
Tableau (A.27) Comparaison des débits expérimental et numérique de drain (n=2)	108
Tableau (A.28) Comparaison des débits expérimental et numérique de drain (n=1.5)	108
Tableau (A.29) Comparaison des débits expérimental et numérique de drain (n=3)	109
Tableau (A.30) Comparaison des débits expérimental et numérique de drain (n=2.5)	109
Tableau (A.31) Comparaison des débits expérimental et numérique de drain (n=2)	109
Tableau (A.32) Comparaison des débits expérimental et numérique de drain (n=1.5)	109
Tableau (A.33) Comparaison des débits expérimental et numérique de base (n=3)	110
Tableau (A.34) Comparaison des débits expérimental et numérique de base (n=2.5)	110
Tableau (A.35) Comparaison des débits expérimental et numérique de base (n=2)	110
Tableau (A.36) Comparaison des débits expérimental et numérique de base (n=1.5)	110
Tableau (A.37) Comparaison des débits expérimental et numérique de base (n=3)	111
Tableau (A.38) Comparaison des débits expérimental et numérique de base (n=2.5)	111
Tableau (A.39) Comparaison des débits expérimental et numérique de base (n=2)	111
Tableau (A.40) Comparaison des débits expérimental et numérique de base (n=1.5)	111
Tableau (A.41) Comparaison des débits expérimental et numérique de base (n=3)	112
Tableau (A.42) Comparaison des débits expérimental et numérique de base (n=2.5)	112
Tableau (A.43) Comparaison des débits expérimental et numérique de base (n=2)	112
Tableau (A.44) Comparaison des débits expérimental et numérique de base (n=1.5)	112

Liste des figures

chapitre I: Les drains dans les barrages en terre	
Fig. (I-1) Prisme de drainage	8
Fig. (I -2) Drainage de surface	9
Fig.(I-3) Prisme de drainage avec drainage de surface	10
Fig. (I-4) Le drain tapis interne	11
Fig.(I-5) Prisme de drainage avec drain tapis interne sur fondation imperméables	11
Fig.(I-6) Prisme de drainage avec drain tapis interne sur fondations perméables	12
Fig. (I-7) Drainage à bande	12
Fig. (I-8) Le drain vertical	13
Fig. (I-9) Barrage en terre homogène	14
Fig. (I-10) Barrage à noyau étanche	15
Fig.(I-11) Barrage en terre à masque amont	16
chapitre II: Lois d'écoulement dans les milieux poreux	
Fig. (II-1) Schéma de l'appareil de Darcy	25
Fig. (II-2) Exemple d'écoulement dans un barrage en terre	27
Fig. (II-3) schéma de perméamètre à charge constante	30
Fig. (II-4) schéma de perméamètre à charge variable	31
Fig. (II-5) réseau d'écoulement sous un barrage	32
Fig. (II-6) Schéma d'une ligne de courant	34
chapitre III: Les méthodes de résolution	
Fig. (III-1) Schéma de description de bassin de perméabilité	37
Fig. (III-2) Barre menu de DEFINE	39
Fig. (III-3) Paramètres de convergence	40
Fig. (III-4) Noeuds et éléments	41
Fig. (III-5) Menu de Courbe	43
Fig. (III-6) Série de tamis et agitateur utilisés pour l'analyse granulométrique	44
Fig. (III-7) Courbe granulométrique	46
Fig. (III-8) bassin de perméabilité	48
Fig. (III-9) les valeurs des débits corrigées pour sable moyen	50
Fig. (III-10) valeur des débits corrigée pour sable fins	51
Fig. (III-11) Les valeurs des débits corrigées pour sable mixte	52
Fig. (III-12) les valeurs des débits corrigées pour sable moyen	53
Fig. (III-13) les valeurs des débits corrigées pour sable fin	54
Fig. (III-14) les valeurs des débits corrigées pour sable mixte	55
chapitre IV: Résultats et recommandations	
Fig. (IV-1) barrage en terre avec un drain vertical sur une base fins	58
Fig. (IV-2) Barrage sur une assise perméable a pente (n=3)	59
Fig. (IV-3) Barrage sur une assise perméable a pente (n=2.5)	60
Fig. (IV-4) Barrage sur une assise perméable a pente (n=2)	60

Fig. (IV-5) Barrage sur une assise perméable a pente (n=1.5)	61
Fig. (IV-6) Variation des débits du drain à chaque pente Mod1	62
Fig. (IV-7) Variation des débits du drain à chaque pente Mod 2	62
Fig. (IV-8) Variation des débits du drain à chaque pente Mode 3	63
Fig. (IV-9) Variation des débits de la base à chaque pente Mod 1	64
Fig. (IV-10) Variation des débits de la base à chaque pente Mod 2	64
Fig. (IV-11) Variation des débits de la base à chaque pente Mod 3	65
Fig. (IV-12) Comparaison des débits infiltrés à travers la base et par le drain n=3	66
Fig. (IV-13) Comparaison des débits infiltrés à travers la base et par le drain n=2.5	66
Fig. (IV-14) Comparaison des débits infiltrés à travers la base et par le drain n=2	67
Fig. (IV-15) Comparaison des débits infiltrés à travers la base et par le drain n=1.5	67
Fig. (IV-16) Comparaison des débits infiltrés à travers la base et par le drain n=3	68
Fig. (IV-17) Comparaison des débits infiltrés à travers la base et par le drain n=2.5	68
Fig. (IV-18) Comparaison des débits infiltrés à travers la base et par le drain n=2	69
Fig. (IV-19) Comparaison des débits infiltrés à travers la base et par le drain n=1.5	69
Fig. (IV-20) Comparaison des débits infiltrés à travers la base et par le drain n=3	70
Fig. (IV-21) Comparaison des débits infiltrés à travers la base et par le drain n=2.5	70
Fig. (IV-22) Comparaison des débits infiltrés à travers la base et par le drain n=2	71
Fig. (IV-23) Comparaison des débits infiltrés à travers la base et par le drain n=1.5	71
Fig. (IV-24) Comparaison des débits infiltrés à travers la base n=3	72
Fig. (IV-25) Comparaison des débits infiltrés à travers la base n=2.5	72
Fig. (IV-26) Comparaison des débits infiltrés à travers la base n=2	73
Fig. (IV-27) Comparaison des débits infiltrés à travers la base n=1.5	73
Fig. (IV-28) Comparaison des débits infiltrés par le drain n=3	74
Fig. (IV-29) Comparaison des débits infiltrés par le drain n=2.5	74
Fig. (IV-30) Comparaison des débits infiltrés par le drain n=2	75
Fig. (IV-31) Comparaison des débits infiltrés par le drain n=1.5	75
Fig. (IV-32) Modèle simulations par le logiciel SEEP/W du barrage pour la pente n=3	76
Fig. (IV-33) Modèle simulations par le logiciel SEEP/W du barrage pour la pente n=2.5	76
Fig. (IV-34) Modèle simulations par le logiciel SEEP/W du barrage pour la pente n=2	77
Fig. (IV-35) Modèle simulations par le logiciel SEEP/W du barrage pour la pente n=1.5	77
Fig. (IV-36) Variation des débits numérique du drain à chaque pente Mod1	78
Fig. (IV-37) Variation des débits numérique du drain à chaque pente Mod2	79
Fig. (IV-38) Variation des débits numérique du drain à chaque pente Mod3	80
Fig. (IV-39) Variation des débits numérique du base à chaque pente Mod1	81
Fig. (IV-40) Variation des débits numérique du base à chaque pente Mod2	81
Fig. (IV-41) Variation des débits numérique du base à chaque pente Mod3	82
Fig. (IV-42) Comparaison des débits pour le drain n=3	83
Fig. (IV-43) Comparaison des débits pour le drain n=2.5	83
Fig. (IV-44) Comparaison des débits pour le drain n=2	84
Fig. (IV-45) Comparaison des débits pour le drain n=1.5	84

Fig. (IV-46) Comparaison des débits pour le drain n=3	85
Fig. (IV-47) Comparaison des débits pour le drain n=2.5	85
Fig. (IV-48) Comparaison des débits pour le drain n=2	86
Fig. (IV-49) Comparaison des débits pour le drain n=1.5	86
Fig. (IV-50) Comparaison des débits pour le drain n=3	87
Fig. (IV-51) Comparaison des débits pour le drain n=2.5	87
Fig. (IV-52) Comparaison des débits pour le drain n=2	88
Fig. (IV-53) Comparaison des débits pour le drain n=1.5	88
Fig. (IV-54) Comparaison des débits de la base imperméable n=3	89
Fig. (IV-55) Comparaison des débits de la base imperméable n=2.5	89
Fig. (IV-56) Comparaison des débits de la base imperméable n=2	90
Fig. (IV-57) Comparaison des débits de la base imperméable n=1.5	90
Fig. (IV-58) Comparaison des débits de la base imperméable n=3	91
Fig. (IV-59) Comparaison des débits de la base imperméable n=2.5	91
Fig. (IV-60) Comparaison des débits de la base imperméable n=2	92
Fig. (IV-61) Comparaison des débits de la base imperméable n=1.5	92
Fig. (IV-62) Comparaison des débits de la base imperméable n=3	93
Fig. (IV-63) Comparaison des débits de la base imperméable n=2.5	93
Fig. (IV-64) Comparaison des débits de la base imperméable n=2	94
Fig. (IV-65) Comparaison des débits de la base imperméable n=1.5	94

Liste des abréviations

- b_{ber}** : Largeur de la berme (m).
- b** : Largeur du bassin de perméabilité (m).
- C** : Conductibilité électrique (v).
- C_c** : Coefficient de courbure.
- C_u** : Coefficient d'uniformité.
- d** : diamètre des grains (m).
- E** : Intensité de champ électrique (A).
- g** : L'accélération de la pesanteur (m/s²).
- h** : La charge hydraulique (m).
- 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).
- H₀** : La hauteur de l'eau en amont du barrage (m).
- H₁** : La hauteur de l'eau en aval du barrage (m).
- H₂** : La hauteur de l'eau en aval du barrage (m).
- i** : Gradient hydraulique
- I** : Intensité de courant (A).
- i_c** : Gradient hydraulique critique.
- J** : Equation de gradient hydraulique.
- k** : Coefficient de perméabilité (m/s).
- K** : Perméabilité intrinsèque (m²).
- k_h** : Coefficient de perméabilité horizontale (m/s).
- k_v** : Coefficient de perméabilité verticale (m/s).
- k_x, k_y, k_z** : représentent les composants de la perméabilité principales respectivement sur les axes x, y et z (m/s).
- l** : La distance parcourue par le courant d'eau (m).
- L** : Longueur de l'échantillon (m).
- m** : la pente aval du barrage.
- n** : la pente amont du barrage.
- n** : Porosité du milieu souterrain.
- p** : Pression hydraulique (Pa).
- q** : Vitesse de filtration (m/s).

- Q** : Débit de filtration (m^3/s).
- Q_{exp}** : Débit expérimentale (m^3/s).
- Q_{num}** : Débit obtenue par logiciel (m^3/s).
- R** : Lecture au densimètre (mm).
- S** : Surface d'écoulement (m^2).
- S** : le coefficient d'emmagasinement de la nappe.
- S_s** : l'emmagasinement spécifique (m^{-1}).
- T** : La Transmissivité (m^2/s).
- u** : la vitesse réelle (m/s).
- U** : Potentielle de champs électrique (v).
- V** : Volume d'eau (m^3).
- V_s** : Volume du squelette solide (m^3).
- V_v** : Volume des vides (m^3).
- z** : Altitude par rapport au plan de référence (m).
- α** : Compressibilité verticale du squelette solide de milieu poreux ($m.s^2/kg$).
- β** : Compressibilité isotherme de l'eau ($m.s^2/kg$).
- γ** : Poids spécifique de l'eau (N/m^3).
- γ_t** : Poids spécifique des matériaux (N/m^3).
- θ** : Teneur en eau effective du milieu poreux.
- ν** : Coefficient de viscosité cinématique du fluide (m^2/s).
- μ** : Viscosité dynamique du liquide ($N.s/m^3$).
- ρ** : La masse volumique du liquide (kg/m^3).
- ϕ** : Potentiel hydraulique (m).
- Ψ** : la fonction de courant.
- ∇** : Opérateur laplacien.

Introduction générale

Introduction générale

Depuis le début du 20^{ème} 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. Les barrages en terre peuvent être constitués par des matériaux de caractéristiques très diverses, à la différence des barrages en béton ou même en enrochement dont les matériaux constitutifs restent contenus dans des fourchettes beaucoup plus étroites.

L'infiltration d'eau au travers du corps ou de la fondation des ouvrages en remblai est un problème qui peut devenir préoccupant. Le phénomène de l'infiltration de l'eau est évolutif et il peut mettre en péril la pérennité ou la stabilité de ces ouvrages et par conséquent la sécurité du public. des statistiques basées sur 11192 barrages en remblai à causant ces phénomènes d'érosion interne (Foster M.2000), est engendrée par la fondation des ouvrages en remblai causant ces phénomènes d'érosion interne, est engendrée par la présence de renard, par le mécanisme de suffusion et d'autres mécanismes.

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 (Messaid B. 2009).

L'objectif du présent travail était en effet d'examiner l'influence des conditions physiques et hydrauliques (la pente du talus amont et la charge d'eau) sur le processus de drainage et sur différents type de matériaux.

Pour aboutir à ce but on a adopté la méthodologie suivent :

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

Le second chapitre a été consacré aux lois d'écoulement en milieu poreux, la définition du logiciel utilisé et l'analyse granulométrique et mesure de perméabilité des différents types des sables au laboratoire dans le troisième chapitre.

Le quatrième chapitre présente les résultats expérimentaux et numériques obtenus, leur interprétation et recommandations des différentes comparaisons.

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

Chapitre I

Les drains dans les barrages en terre

I-1/ Généralité

La présence d'une charge hydraulique à l'amont du remblai engendre une infiltration d'eau dans le barrage et ses fondations. Malgré l'attention accordée au dispositif d'étanchéité prévu, 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.

La sécurité des barrages constitue le souci permanent des ingénieurs chargés de leur conception, pour au moins deux raisons :

- Eviter les ruptures catastrophiques, bien sûr,
- Eviter de compromettre l'exploitation de l'ouvrage :

La défaillance ou l'indisponibilité d'un barrage peut affecter des intérêts économiques vitaux et entraîner des dommages sérieux même en l'absence de rupture du barrage. Les statistiques montrent que plus de 75% de ruines de barrages en terre sont causées par une mauvaise conception ou un mauvais fonctionnement des drains .

I-2/ Historique sur le drainage des barrages en terre

Vers 1750, des enrochements drains ont été incorporés aux ouvrages pour la première fois. C'est ainsi que les drains constitués par des pierres façonnées ont été employés pour la stabilisation des parois argileuses inclinées dans les para fouilles, les remblais et les barrages en terre. Plusieurs études sur ce sujet ont été faites par Alexandre Colline vers 1840.

Le colmatage des drains par l'infiltration de fines particules a été la source de grandes difficultés. Au cours du 19^{ème} siècle, de nombreux ingénieurs ont prévu intuitivement l'incorporation des couches de transition présentant une granulométrie échelonnée entre fines et grosses particules. Par exemple, le barrage de Zabeau de 37.5 m en Californie achevé en 1902, a été muni d'un système de drainage très développé avec drain dans la roche et protégé par des couches alternées de pierres concassées et de gravier fin. Les principes de la filtration ont été mis en application vers la fin du deuxième siècle, sur la base de l'expérience acquise dans les installations de filtration et les travaux d'Alain Hazen (Amieur R.2012) .

On considère, par ailleurs, que les premiers essais spécifiques pour l'étude des barrages ont été dirigés par F.P Stearn en 1902, bien que les critères généralisés aient été proposés par Terzaghi en 1902. Alors ce n'est qu'en 1940 que G.E.Bertrane effectua une approche

expérimentale du problème qui, aujourd'hui, est encore à la base des critères de filtrations dans les sols peut cohérent.

Une période suivit, et au cours de laquelle, on a utilisé des filtres à couches multiples et complexes, puis la tendance s'orienta vers des zones de transition de granulométrie plus grossières, dans des conditions compatibles avec le matériel de mise en place habituelle de génie civil.

La première étude analytique rationnelle de l'infiltration a été menée par « Henri Darcy » qui proposa en 1856 ce que l'on connaît aujourd'hui sous la loi de Darcy pour la détermination du taux d'écoulement de l'eau à travers un sable filtrant. En 1888, Forchheimer démontra que la répartition de la pression et la vitesse de l'eau dans les milieux poreux est régit par l'équation de Laplace.

Toutefois, pendant plusieurs décennies, ces principes ne furent l'objet que d'une attention limitée de la part des constructeurs de barrages, et les ruptures dues à l'infiltration continuèrent à se produire. En 1935, E.W.Lane publia une table de valeurs révisées et composées de l'infiltration, pour différents types de sols, sur la base de données provenant d'environ 280 barrages et parmi lesquels 24 s'étaient rompus.

Le principe consiste à inclure le trajet de l'infiltration dans le corps de l'ouvrage, en se basant sur l'observation des effets des structures de l'émergence de l'infiltration sur les parois inclinées des barrages. Ces barrages ont été exploités jusqu'aux 30 pour la sélection des pentes et pour le calcul du drainage, ou M.E. Harr a publié les progrès réalisés dans la connaissance de l'infiltration à travers le sol avec une liste de référence qui met en lumière la contribution considérable apportée par les chercheurs russes dans cette branche de génie civil.

Richardson en 1908, et Forchheimer 1918, ont mis au point des méthodes graphiques pour l'étude des diagrammes d'écoulement qui se prêtent à la résolution de l'équation de Laplace, dans les problèmes pratique d'infiltration sous et à travers les barrages (Marcel F., 1977).

En 1918, toujours, Pavlovsky fut la première à préparer la méthode d'analogie électrique pour la simulation du processus d'infiltration. La méthode du diagramme d'écoulement reçut les nouveaux développements dus à A. Cassagrande.

En 1937, l'approche de cette méthode d'infiltration fut abandonnée, en temps aux critères de calcul proprement dit. Mais elle constitue encore aujourd'hui, un guide utile pour une étude préliminaire (Post G., Londe P. 1953).

En 1946, Southwell introduisit la méthode de l'analyse numérique par relaxation applicable à la résolution de l'équation de Laplace.

Dans les dernières années, les programmes de calculs électroniques ont permis la résolution des diagrammes d'infiltration dans des conditions aussi stationnaire que transitoire. Cependant, dans la majorité des cas, le tracé manuel graphique des diagrammes d'infiltration est encore, largement employé aujourd'hui.

Après l'établissement des principes et des méthodes d'analyses des infiltrations et des critères de filtration, de rapide progrès furent accompli dans la conception des mesures par le contrôle des infiltrations. Au début du siècle, il fut reconnu enfin que théoriquement que le barrage en terre doit comporter un noyau imperméable relativement étroit, appuyé de chaque côté par des massifs assurant un drainage relativement libre.

Dans certains barrages, tels que ceux de North Hartland, aux Etat Unis et l'Uska en Grande-Bretagne, des drains horizontaux ont été incorporés au massif imperméable de chaque côté du noyau central, afin d'accélérer la dissipation des pressions interstitielles de construction.

On note que dans le barrage de Gold Spings dans le Colorado en U.S.A, rompu en 1912 suite à des infiltrations entre les couches compactées, des drains verticaux ou inclinés désignés sous le nom de drains en cheminée ont été insérés pour intercepter efficacement les infiltrations horizontales. La combinaison des drains inclinés avec des drains horizontaux a été appliquée pour la première fois au barrage de Tionesta en 1941.

La fissuration du noyau à la suite de tassements différentiels, en particulier au voisinage d'appuis latéraux à fortes pentes, à posé des problèmes d'érosion par infiltration dans un certain nombre de barrage. Il en a été de même à la suite de tassements, due à la saturation des noyaux, dont les matériaux avaient été mis en place dans un état trop sec.

Il est à noter que Cassagrande a attiré l'attention sur ce problème en 1950 et J.L. Sherard a procédé en 1953 à des études qui ont mis en évidence la gamme des types de sols ou la fissuration est plus probable. En 1963, G.A. Léonard et G. Nerain ont poussé les recherches

plus loin. C'est ainsi que l'érosion résultante de la fissuration, peut être empêchée par l'inclusion de couches filtrantes à auto régénération et drains cheminées.

A titre de précautions supplémentaires, de nombreux barrages sont prévus avec courbure à l'amont

De telle sorte que la compression du noyau lors du tassement tente de fermer les fissures dues à ce tassement. Et jusqu'à nos jours, les progrès techniques n'ont pas cessé d'avancer dans la recherche de conception d'ouvrages pouvant mieux s'adapter aux courants de filtration qui les traversent sans pour autant risquer de les endommager.

I-3 /Dispositions prises pour le drainage

Le drain est un organe fortement perméable incorporé dans le barrage en terre. Il est généralement constitué de graviers et d'enrochements avec des caractéristiques de non altération au contact de l'eau et résistant aux grandes compressions. Il est admis que la présence de drain dans les barrages en terre est indispensable pour leur stabilité. Parfois le drain classique est remplacé par des tuyaux poreux ou perforés en matière souple ou rigide.

On utilise également de plus en plus des géotextiles pour assurer le drainage des petits barrages (Messaid B. 2009).

I-3-1/ Rôle des drains

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 ou ils peuvent être mesurés ; placé au contact de la fondation,

- 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.

- La présence du drain dans un barrage en terre sert à minimiser le débit de fuite sur l'ouvrage.

- Il sert aussi à décompresser la fondation et donc à minimiser les pressions interstitielles.

- La présence du drain permet d'activer la consolidation du remblai (Messaid B. 2009, Vincent F. 2008, Volkov V. 1986).

I-3-2/ Différents types de drainages et leur dimensionnement

On rencontre plusieurs types de drainages qui diffèrent les uns des autres par leur formes constructives, leur emplacement dans le barrage et le rôle pour lequel ils ont été prévus.

I-3-2-1/Prisme de drainage

Il est prévu lorsqu'il y a une présence d'eau à l'aval du barrage avec une variation du niveau, mais il nécessite pour sa construction un volume d'enrochement important ce qui rend son choix fonction de la disponibilité à proximité du site de l'ouvrage de zones d'emprunts où les enrochements sont disponibles en quantité suffisante et qualité acceptable. Fig. (I-1).

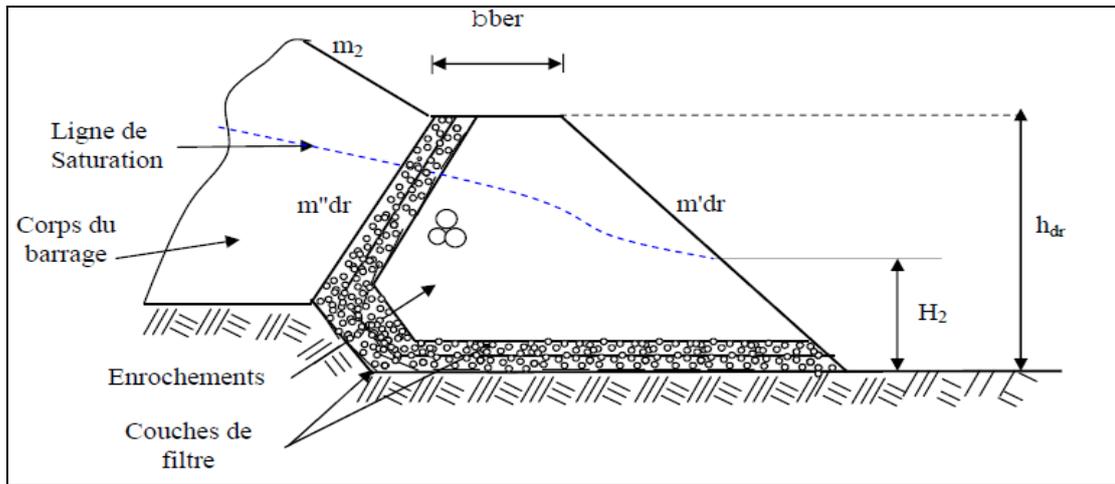


Fig. (I-1) Prisme de drainage

Légende :

bber : largeur de la berme

hdr : hauteur du prisme de drainage.

m'dr et m''dr : pente des talus aval et amont du prisme de drainage

m₂ : pente du talus aval du barrage.

H₂ : hauteur d'eau à l'aval du barrage.

Le dimensionnement du prisme de drainage se fait de la manière suivante:

- La largeur de la berme (bber) est généralement fixée en fonction des engins utilisés pour sa réalisation.

$$b \text{ ber} \geq 3.00 \text{ mètres (I.1)}$$

Pour les petits barrages cette largeur peut être plus petite pour des raisons Economiques.

$$b \text{ ber} = 0.50 \text{ à } 2.00 \text{ mètres (I.2)}$$

- La hauteur du prisme de drainage (h_{dr}) est fixée si le niveau d'eau à l'aval est connu avec précision.

$$h_{dr} = H_2 + (0,50 \text{ à } 1,00 \text{ mètre}) \text{ (I.3)}$$

Dans le cas où la présence de l'eau à l'aval est peu probable, nous pouvons fixer la hauteur du prisme de drainage selon l'expression suivante :

$$h_{dr} = (0,150 \text{ à } 0,18) \cdot H \text{ (I.4)}$$

Avec.

H : Hauteur totale du barrage

- La pente du talus aval du prisme de drainage est fonction des caractéristiques des enrochements et donc de leur stabilité au glissement et aux effets des vagues. Elle est généralement fixée comme suite :

$$m'_{dr} = (1.00 \text{ à } 1.50) \cdot m_2 \text{ (I. 5)}$$

m_2 : Pente amont du barrage.

- La pente du talus amont

Elle est étroitement liée à la ligne de saturation et donc à la stabilité du remblai, mais elle joue aussi un rôle très important dans la quantification du débit d'infiltration.

Habituellement elle est fixée comme suite :

$$m''_{dr} = (1.25 \text{ à } 2.00) \cdot m_2 \text{ (I. 6)}$$

m_2 : Pente amont du barrage.

I-3-2-2/Le Drainage de surface

Ce type de drainage, est employé dans la construction de petites retenues collinaires. Il présente l'avantage de ne pas exiger de grandes quantités d'enrochement pour sa construction et d'être facilement réparable en cas d'avaries. Il présente l'inconvénient de ne pas influencer la ligne de saturation qui peut débaucher sur le talus aval du barrage (Messaid B. 2009) . Fig. (I-2).

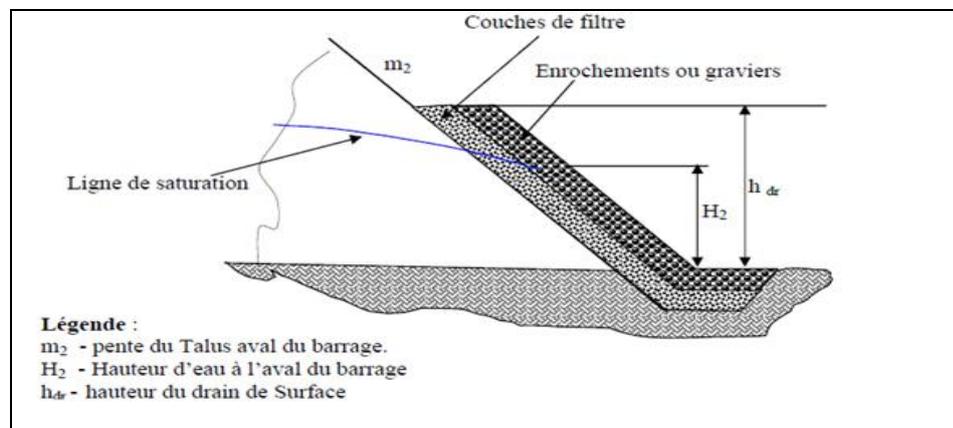


Fig.(I -2) Drainage de surface

Le dimensionnement du drainage de surface se fait de la manière suivante (Messaid B. 2009) :

- la hauteur (h_{dr}) du drainage de surface est souvent fixée en fonction de la hauteur d'eau à l'aval. Cette hauteur est choisie de la même manière que pour le prisme de drainage y compris lorsqu'il n'y a pas d'eau à l'aval.

L'épaisseur du drainage de surface est dimensionnée pour évacuer le débit d'infiltration sans débordement et il doit être vérifié pour ne pas être altéré par l'action des vagues.

I-3-2-3/Le Prisme de drainage avec drainage de surface

C'est une variante qui associe les deux variantes précédentes. Il est employé dans les cas où l'étude hydrologique fait ressortir la possibilité d'une élévation exceptionnelle du niveau d'eau à l'aval et qui risque de dépasser la crête du prisme de drainage ,Fig.(I-3).

La partie constituée par le prisme est dimensionnée de la même façon que pour le prisme seul. De même pour la partie, drainage de surface mais en prenant en considération la hauteur maximale du niveau aval.

$$h_{dr} = H_{2,max} + (0.50 \text{ à } 1.00 \text{ mètre}) \quad (\text{I. 7})$$

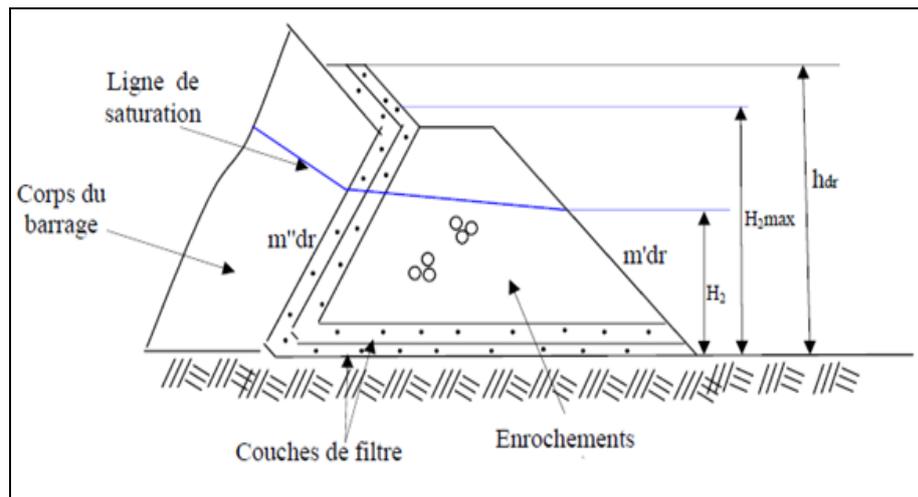


Fig.(I-3) Prisme de drainage avec drainage de surface

Avec :

$H_{2,max}$: hauteur d'eau aval exceptionnelle

I-3-2-4/ Le drain tapis interne

Pour intercepter les infiltrations dans le massif d'un barrage en terre on dispose habituellement dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec les fondations, un drain tapis filtrant destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif et au contact de celui-ci avec les fondations (Volkov V. 1986). Fig.(I-4).

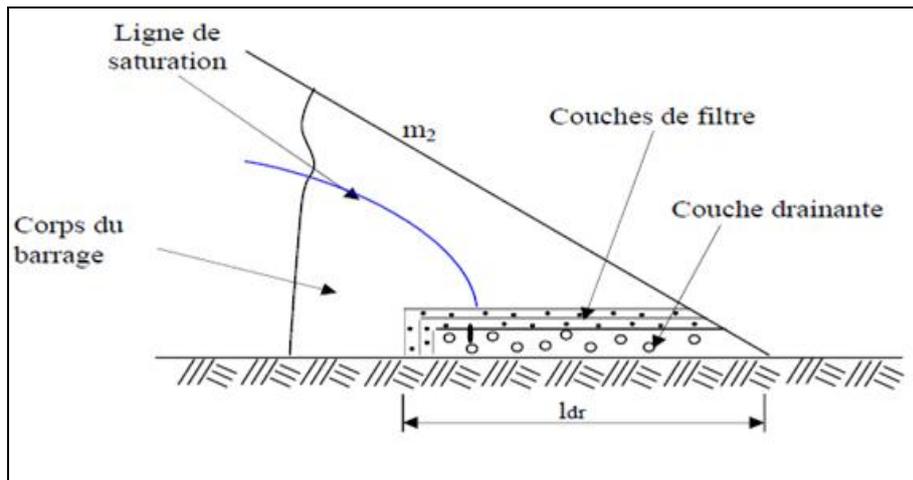


Fig. (I-4) Le drain tapis interne

- L'épaisseur du drain tapis interne est choisie pour pouvoir évacuer le débit d'infiltration à travers le massif et sa fondation sans débordement.
- La longueur du drain tapis interne est habituellement prise égale à $(\frac{1}{4} \text{ à } \frac{1}{3})$ De l'emprise du barrage.

Cette longueur fera l'objet d'une étude détaillée avec élaboration d'un programme de calcul et proposition d'une méthode simple pour sa détermination

I-3-2-5/ Prisme de drainage avec drain tapis interne

Le plus souvent et pour des raisons de sécurité de l'ouvrage, on associe les deux variantes du prisme de drainage et du tapis interne. Ainsi le prisme de drainage est prolongé à l'intérieur du massif par un drain tapis interne .on rencontre deux variantes suivant que les fondations sont perméables ou non . Fig. (I-5)et(I-6).

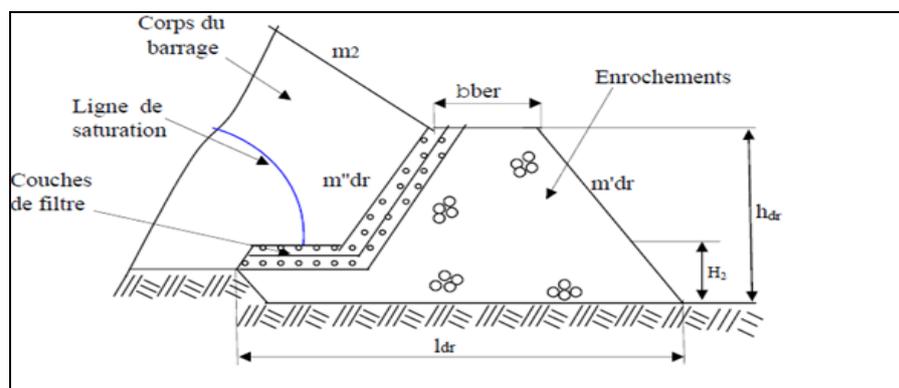


Fig.(I-5) Prisme de drainage avec drain tapis interne sur fondation imperméables

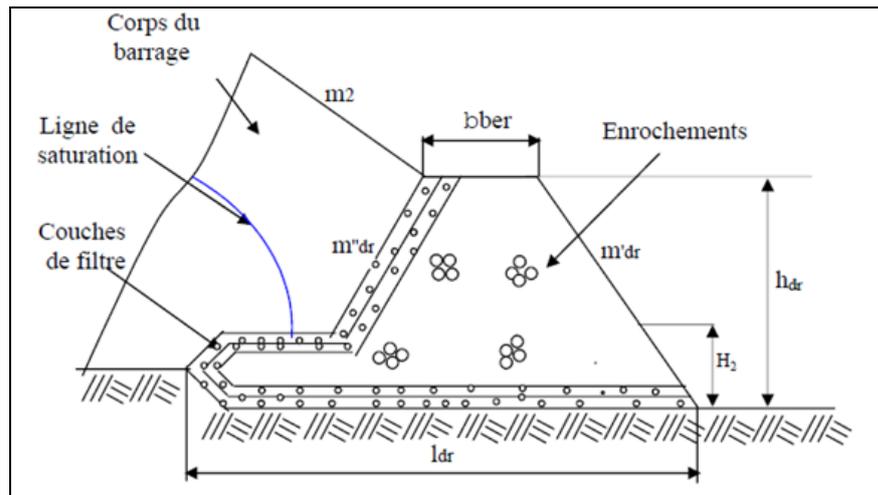


Fig.(I-6) Prisme de drainage avec drain tapis interne sur fondations perméables

Le dimensionnement d'un tel drainage se fait de la même manière que pour le prisme et drain tapis interne séparément.

I-3-2-6 / Drainage a bande

C'est une variante du drain tapis interne mais la bande drainante n'est pas continue sur sa partie aval. Celle-ci est remplacée par des bandes discontinues .Fig.(I-7).

Ce type de drainage est prévu quand la quantité des enrochements et graviers n'est pas suffisante et que la fondation est imperméable. La bande drainante peut être remplacée par des drains tuyaux.

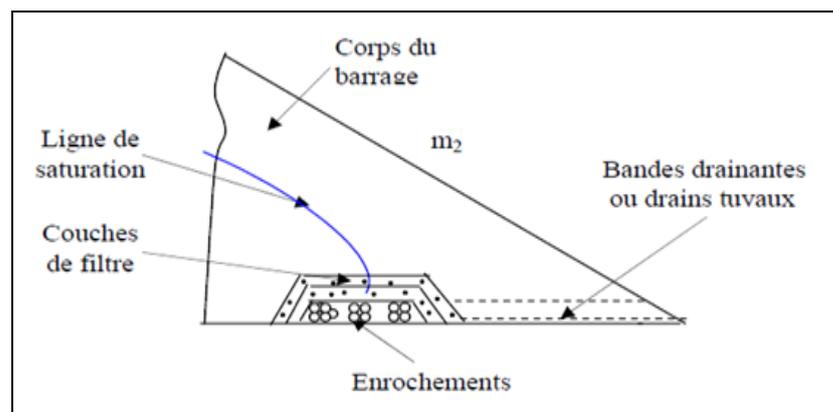


Fig. (I-7) Drainage à bande

Le dimensionnement de ce type de drainage se fait de la même façon que pour un drain tapis interne.

I-3-2-7/ Le drain vertical

Le drain vertical placé au centre de la digue constitue une solution plus efficace pour intercepter les eaux d'infiltration. Un tel drain est constitué d'un rideau d'une largeur minimale de 1m en matériau grossier dont la granularité est choisie de manière à ce que les conditions de filtre sont respectées. Fig.(I-8).

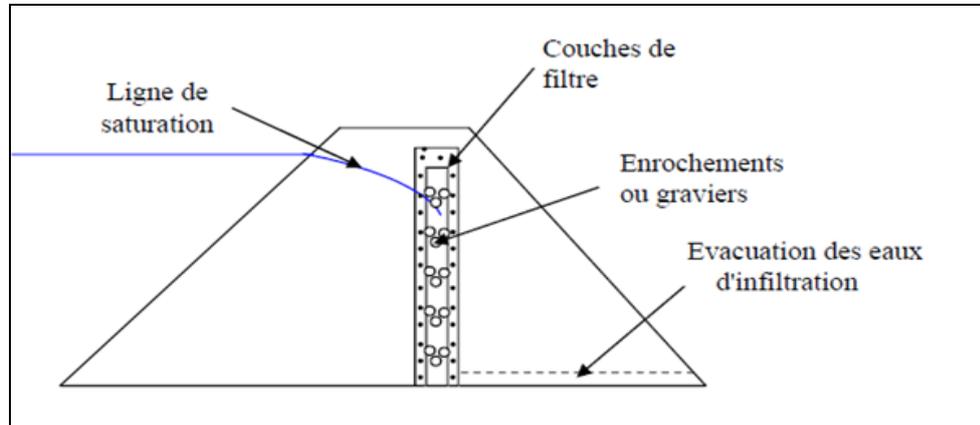


Fig. (I-8) Le drain vertical

I-3-2-8/ Puits filtrants de décompression

Des puits filtrants de décompression peuvent être nécessaires pour assurer le drainage des fondations et éliminer les sous pressions dans la zone du talus aval du barrage, lorsque les fondations sont relativement perméables mais hétérogènes. Ce cas est fréquent, les dépôts alluvionnaires étant souvent formés de lentilles ou de couches alternées d'argile, de limons, de sables, de graviers (Messaid B. 2009).

Les puits remblayés en matériau filtrant analogue à ceux d'un drain vertical débouchent dans un drain tapis sous le talus aval du barrage et à l'aval de celui-ci.

I-4 /Barrages en terre

I-4-1/ Introduction

Les barrages en terre peuvent être constitués par des matériaux de caractéristiques divers, à la différence des barrages en béton ou même en enrochement dont les matériaux constitutifs restent contenus dans des fourchettes beaucoup plus étroites. Tout ingénieur étudiant et projetant un barrage doit adopter la solution la plus économique résolvant le problème posé.

Une solution, et parfois même la seule solution, est la construction de la digue à partir de matériaux se trouvant dans le site du barrage projeté. D'une manière générale si l'on dispose sur place et en quantité suffisante de matériaux terreux permettant d'obtenir après compactage des conditions d'étanchéité et de stabilité satisfaisantes. Ainsi le type de barrage le plus facile à réaliser est le barrage homogène (Messaid B. 2009).

Les ouvrages en terre ont atteint de nos jours d'énormes proportions. Le plus imposant d'entre eux est le barrage d' Oroville au U.S.A de 235 m de hauteur qui a nécessité la mise en place de 61 millions de m³ de matériaux. Le plus volumineux ouvrage du monde est le barrage de New Cornella Tailigsau U.S.A qui atteint 209,5 millions de m³ pour 30 m de hauteur (Messaid B. 2009).

I-4-2/ Différents types de barrages en terre

Il existe trois schémas principaux de structure de barrage en terre (Burr B. 1904) :

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

I-4-2-1/Les barrages en terre homogènes

Est le plus facile à réaliser ; il constitué d'un massif en terre compactée imperméable, muni d'un dispositif de drain dans sa partie aval et d'une protection mécanique contre l'effet du batillage dans sa partie amont (Ledelieu P. 2003). Fig. (I-9)

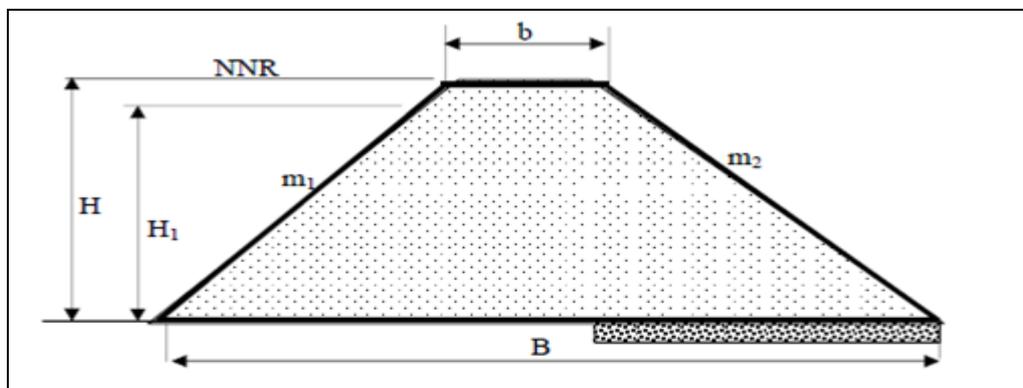


Fig. (I-9)Barrage en terre homogène

I-4-2-2 /Barrage à noyau étanche

Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place couleurs 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, dont chacune est constituée d'un matériau différent, suivant le rôle que doit jouer chaque zone. Fig.(I-10).

Le noyau étanche est maintenu par une ou plusieurs zones constituées de matériaux plus grossiers et relativement perméables, qui assureront la stabilité mécanique de l'ouvrage (Jean M..1996, Burr B. 1904).

Lorsqu'il ya discontinuité importante dans la granularité des matériaux des différentes zones en contact, il y a lieu d'interposer une couche filtrante de transition entre zones. Le noyau étanche en terre peut être remplacé par un écran interne de la paroi moulée.

Le noyau interne a le gros avantage d'être peut sensible aux agressions extérieures. C'est, on outre une solution rustique, à la longue durée de vie, en général relativement peu couteuse il présente l'inconvénient d'être difficilement réparable en cas de fuit.

L'étanchéité du barrage doit être éventuellement prolongée dans ses fondations soit par ancrage du noyau, soit en réalisant au- dessous du noyau une coupure étanche telle que paroi moulée, rideau d'injection.

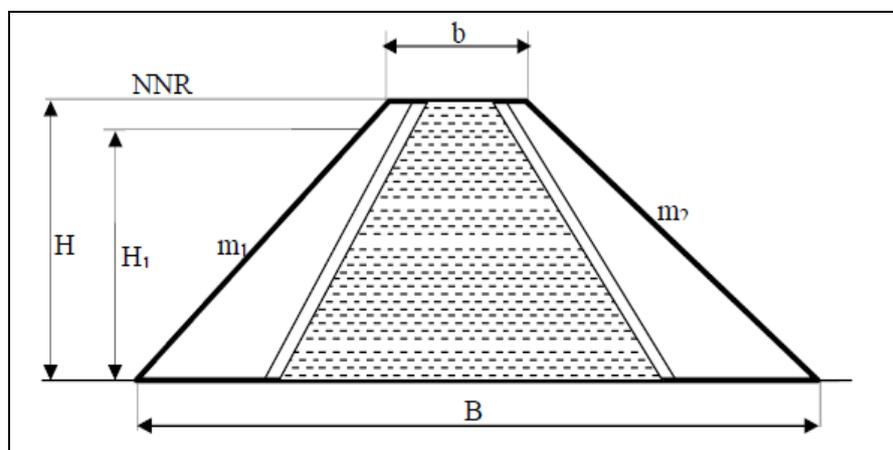


Fig. (I-10) Barrage à noyau étanche

I-4-2-3 /Les barrages en terre à masque amont

Le masque amont est une paroi étanche plaquée sur le talus amont du barrage. Il existe de nombreuses natures de masque étanche telles que le béton de ciment ou bitumineux, chapes préfabriquées, membranes étanches etc. Fig. (I-11).

Le masque amont repose en général sur une couche d'éléments fins drainants et peut nécessiter suivant sa nature, une couche de protection (Burr B. 1904).

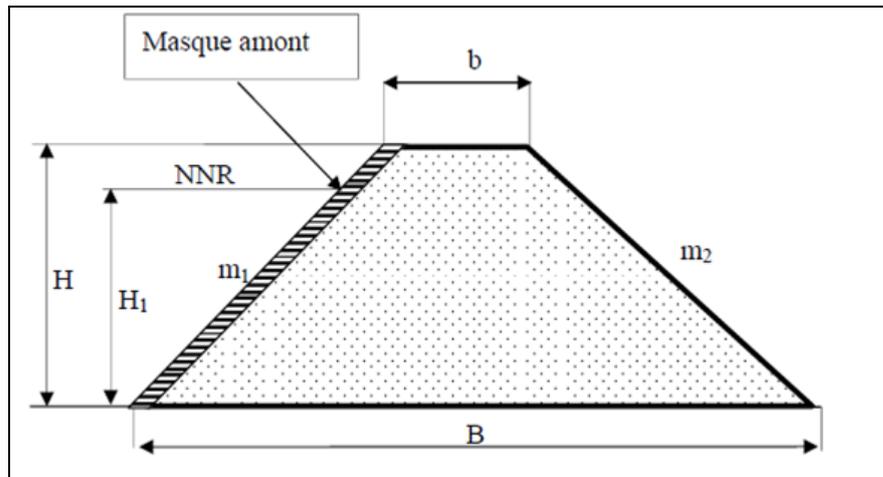


Fig.(I-11)Barrage en terre à masque amont

I-5/ Conclusion

On peut dire que 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.

Certains types de drains ont des dimensions imposées par les conditions locales propres à chaque ouvrage tel que épaisseur de la zone imperméable sous le barrage, la hauteur du niveau aval ou encore le rôle du drain.

On a aussi dans ce chapitre tout différents types de barrages en terre, il importe des souligner l'extrême diversité de leur forme, du type de dispositif d'étanchéité adopté.

On a également relevé les statistiques de accidents survenus aux barrages et qui ont été parmi les causes majeures qui ont laissés certains pays réticents sur le choix des barrages en terre.

Chapitre II

Lois d'écoulement dans les milieux poreux

II-1/ Introduction

L'écoulement dans des médias poreux est un phénomène très complexe et car tels ne peuvent pas être décrits comme traversent des pipes ou des conduits. Elles comprennent tous les mouvements des fluides qui s'effectuent dans un massif solide comportant des pores interconnectés. la massif peut être du type granulaire (cailloux, gravier, sable limon, argile, etc).

L'objectif de ce chapitre est introduire les différentes analyses et couplages phénoménologiques lies aux divers domaines d'études des milieux poreux.

II-2/ Les milieux poreux

Un milieu poreux est un solide contenant les espaces vides (pores), reliés ou non, dispersé dans lui d'une façon régulière ou aléatoire. Ces soi-disant pores peuvent contenir une série de fluides tels que l'air, l'eau, le pétrole etc. Si les pores représentent une certaine partie du volume en bloc, on peut former un réseau complexe qui peut porter des fluides. Seulement ces milieux perméables et poreux sont pris en compte en ce volume.

II-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 :

II-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 (Castany, 1982; Verruijt, 1982).

II-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 (Castany, 1982; Bear et al, 1987).

II-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 (Guyonnet, 2001) :

$$\phi = z + \frac{p}{\rho g} \quad (\text{II.1})$$

II-3-4/ Porosité

L'un des paramètres les plus importants caractérisant le milieu poreux est la porosité, elle est exprimée comme étant le rapport du volume des pores au volume total (Bear et al, 1987) :

$$n = \frac{V_p}{V_t} \quad (\text{II.2})$$

avec $V_t = V_v + V_s$, Où V_s : est le volume du squelette solide.

V_v : volume des vides.

II-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 (Musy, 1974):

$$k = \frac{\rho g}{32 \nu} d^2 \quad (\text{II.3})$$

Où :

ρ : Masse volumique [kg/m^3].

g : Accélération de pesanteur [m/s^2].

d : diamètre des grains [m].

ν : Coefficient de viscosité cinématique du fluide [m^2/s].

II-3-5-1/ Perméabilité spécifique

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.

II-3-5-2/ Perméabilité intrinsèque

Le coefficient de perméabilité d'un milieu poreux 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 :

$$K = \frac{k \rho \cdot g}{\mu} \quad (\text{II.4})$$

Où :

K : perméabilité intrinsèque.

k : coefficient de perméabilité (perméabilité spécifique)

ρ : La masse volumique du liquide.

g : l'accélération de la pesanteur

μ : La viscosité dynamique du liquide.

II-3-6/ Coefficient d'emmagasinement

La notion d'emmagasinement revêt un intérêt particulier dans l'étude des écoulements souterrains, elle indique la capacité d'un sol à emmagasiner ou de libérer un certain volume d'eau.

En milieu d'écoulement à surface libre, il est prouvé que le coefficient d'emmagasinement est égal à la porosité efficace du milieu.

Le coefficient d'emmagasinement de la nappe S (sans dimensions), est défini comme étant le volume d'eau libéré par une colonne verticale correspondant à une diminution unitaire de la hauteur piézométrique moyenne.

Une autre notion généralement utilisée est l'emmagasinement spécifique S_s de dimension $[L^{-1}]$, qui correspond à une valeur normée de l'emmagasinement par unité de profondeur de l'aquifère (b).

$$S = S_s \cdot b \quad (\text{II.5})$$

S : est donné d'après (Humbert, 1984) par :

$$S = \rho g(\alpha + n\beta)b \quad (\text{II.6})$$

Où :

n : Porosité du milieu souterrain;

ρ : Masse volumique de l'eau $[ML^{-3}]$.

g : Accélération de la pesanteur [LT^{-2}].

α : Compressibilité verticale du squelette solide de milieu poreux [$M^{-1}LT^2$].

β : Compressibilité isotherme de l'eau [$M^{-1}LT^2$].

L'ordre de grandeur du coefficient d'emmagasinement pour les aquifères (Lohman, 1972) est :

- Ecoulement en charge $10^{-5} < S_s < 10^{-3}$

- Ecoulement à surface libre $0.003 < S_s < 0.3$

II-3-7/ Transmissivité

Dans une nappe aquifère d'épaisseur b et de largeur L , le débit écoulé, suivant la loi de Darcy, est (Verruijt, 1982 ; Bear et al, 1987):

$$Q_d = kbLi \quad (\text{II.7})$$

La Transmissivité T , est le produit $K.b$:

$$T = k.b \quad (\text{II.8})$$

La Transmissivité T s'exprime en (m^2/s) ou en ($m^2/jour$).

II-4/ les lois d'écoulements dans les milieux poreux

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.

II-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 :

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

Avec : θ : la teneur en eau effective du milieu poreux en volume d'eau par

volume de milieu poreux [L^3/L^3],

ρ : la densité de l'eau en [M^3/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 :

$$\frac{\partial Mass}{\partial t} = \text{flux entrant} - \text{flux sortant} + \text{terme source} \quad (\text{II.10})$$

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 (II.9) on obtient :

$$-\nabla(\rho \cdot q)\Delta x\Delta y\Delta z + \rho_s Q_s \Delta x\Delta y\Delta z \quad (\text{II.11})$$

Pour dériver le terme de droite de l'équation (II.10), on considère la matrice solide comme rigide et immobile mais faiblement déformable dans la direction verticale, z. On considère aussi que la densité varie en fonction de la pression et de la concentration en soluté. On néglige la variation de la densité en fonction de la température. Ainsi on obtient :

$$\frac{\partial Mass}{\partial t} = \rho \left[\frac{\theta \partial p}{\partial t} + \frac{\theta \partial \rho \partial p}{\rho \partial p \partial t} + \frac{\theta \partial \rho \partial C}{\rho \partial C \partial t} + \frac{\theta \partial \Delta z \partial p}{\Delta z \partial p \partial t} \right] \Delta x \Delta y \Delta z \quad (\text{II.12})$$

p : la pression de l'eau en [F/L²]

C : est la fraction massique du soluté.

On définit α le coefficient de compressibilité élastique du milieu poreux en [L²/F], et β le coefficient de compressibilité élastique de l'eau [L²/F].

$$\alpha = \frac{1}{\Delta z} \frac{\partial \Delta z}{\partial p} \quad (\text{II.13})$$

$$\beta = \frac{1}{\rho} \frac{\partial \rho}{\partial p} \quad (\text{II.14})$$

En remplaçant (II.13) et (II.14) dans (II.12) on obtient :

$$\frac{\partial Mass}{\partial t} = \rho \left[\theta(1 + \alpha + \beta) \frac{\partial p}{\partial t} + \frac{\theta \partial \rho \partial C}{\rho \partial C \partial t} \right] \Delta x \Delta y \Delta z \quad (\text{II.15})$$

Enfin en regroupant le terme de droite et de gauche, on obtient l'équation de conservation de masse :

$$\left[\theta(1 + \alpha + \beta) \frac{\partial p}{\partial t} + \frac{\theta \partial \rho \partial C}{\rho \partial C \partial t} \right] = -\frac{1}{\rho} \nabla(\rho \cdot q) + \frac{\rho_s}{\rho} Q_s \quad (\text{II.16})$$

En introduisant la notion de charge hydraulique l'équation (II.16) devient :

$$\frac{\partial}{\partial t} [M(h, x) + C_m + \theta(h, x)] = -\frac{1}{\rho} \nabla(\rho \cdot q) + Q_s \quad (\text{II.17})$$

Où :

M : est le terme de stockage élastique (m^3/m^3) qui traduit la compressibilité de l'eau et de la matrice solide. Il peut être négligé dans les zones insaturées ($M=0$ si $h < 0$), et proportionnel à la pression dans les zones saturées ($M=S_s h$ si $h > 0$, où S_s est la storativité spécifique, en m^{-1}).

Dans la pratique de la modélisation hydrologique, $M = 0$, excepté dans un milieu totalement saturé (cas des nappes confinées). Il peut cependant ne pas être négligeable dans les milieux argileux.

$$C_m = \frac{\theta}{\rho} \cdot \frac{\partial \rho}{\partial C} C$$

C_m : est le terme qui exprime la variation de la densité en fonction de la fraction massique du soluté. $C=0$ dans le cas où la modélisation ne fait pas intervenir un transport de soluté à forte concentration.

II-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 $\text{m}^3/\text{m}^2/\text{s}$) 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 θ est la teneur en eau effective du milieu poreux.

La loi de Darcy généralisée non saturée s'écrit :

$$q = -K(h, x) \nabla H \quad (\text{II.18})$$

II-4-3/ Equation de la conservation d'énergie

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 :

$$h = z + \frac{p}{w} + \frac{v^2}{2.g} \quad (\text{II.19})$$

avec :

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

Z=altitude par rapporte au plan de référence

P=Pression hydraulique.

W=Poids volumique de l'eau (W=ρ.g)

La vitesse de filtration étant généralement faible le terme $\frac{v^2}{2.g}$ est négligeable d'où l'équation (II.19) devient comme suit:

$$h = z + \frac{p}{w} \quad (\text{II.20})$$

II-5/ Loi de Darcy

En 1856, Darcy observa expérimentalement et déduisit une relation exprimant le débit total **Q** transitant au travers de la colonne comme le produit de la section **S**, du rapport de la différence de charge totale **ΔH** existant entre ses extrémités à sa longueur **L** et d'un coefficient de proportionnalité **K** (Ait saadi. L. 2005)

$$Q = S.K.\frac{\Delta H}{L} = S.K.\frac{H_A - H_B}{L} = S.K.i \quad (\text{II.21})$$

Où,

Q = débit d'écoulement, mesuré à la sortie (L³/T)

K = constante, connue sous le nom de coefficient de perméabilité de Darcy (L/T)

H_A= hauteur séparant le niveau de référence, et le niveau de l'eau à l'entrée de la colonne de la couche filtrante (L)

H_B= hauteur séparant le niveau de référence, et le niveau de l'eau à la sortie de la colonne de la couche filtrante (L)

L = longueur de l'échantillon (L)

I = gradient hydraulique = (H_A-H_B)/l

S = section de l'échantillon normale à la direction de l'écoulement (L²)

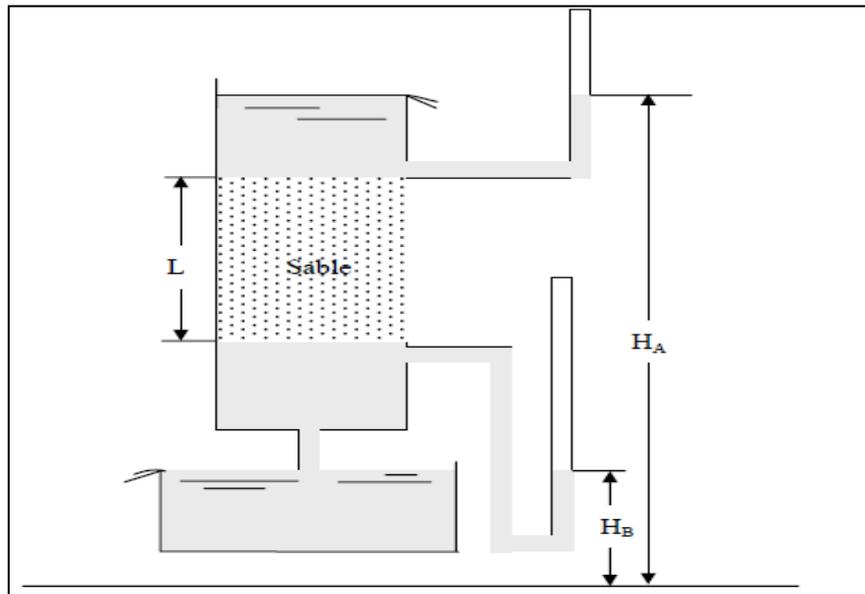


Fig. (II-1) Schéma de l'appareil de Darcy

$\Delta h/L$: gradient de charge hydraulique. Si on divise le débit par la section S , on obtient une vitesse, v ($m.s^{-1}$), 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 ϕ_e (Tonino N. 1965).

$$v = \frac{Q}{S} \quad ; \quad U = \frac{v}{\phi_e} \quad (\text{II.22})$$

II-5-1/ Généralisation de la loi de Darcy

un milieu homogène et isotrope (Georges S. 1987) :

$$\vec{v} = -K. \overrightarrow{\text{grad}} h \quad (\text{II.23})$$

le vecteur gradient et le vecteur vitesse sont colinéaires.

En terrain homogène mais anisotrope, les vecteurs gradient et vitesse ne sont plus colinéaires et on définit un tenseur de perméabilité:

$$\bar{K} = \begin{vmatrix} K_{XX} & 0 & 0 \\ 0 & K_{YY} & 0 \\ 0 & 0 & K_{ZZ} \end{vmatrix} \quad (\text{II.24})$$

et la loi de Darcy s'explique ainsi :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = -k_x \frac{\delta h}{\delta x} \\ V_y = -k_y \frac{\delta h}{\delta y} \\ V_z = -k_z \frac{\delta h}{\delta z} \end{array} \right. \quad (\text{II.25})$$

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

II-5-2/ Limites d'application de la loi de Darcy

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 dépende 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 est exprimé :

$$Re = Vd/\vartheta \quad (\text{II.26})$$

(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 4 à 5, pour des valeurs de Re supérieure, le régime d'écoulement tend à devenir turbulent(Ait saadi. L. 2005).

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 :

- Laminarité 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.

II-6/ Écoulement à travers un barrage en terre

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 constante (égale à la pression atmosphérique) et une charge hydraulique égale à son élévation par rapport à un plan de référence

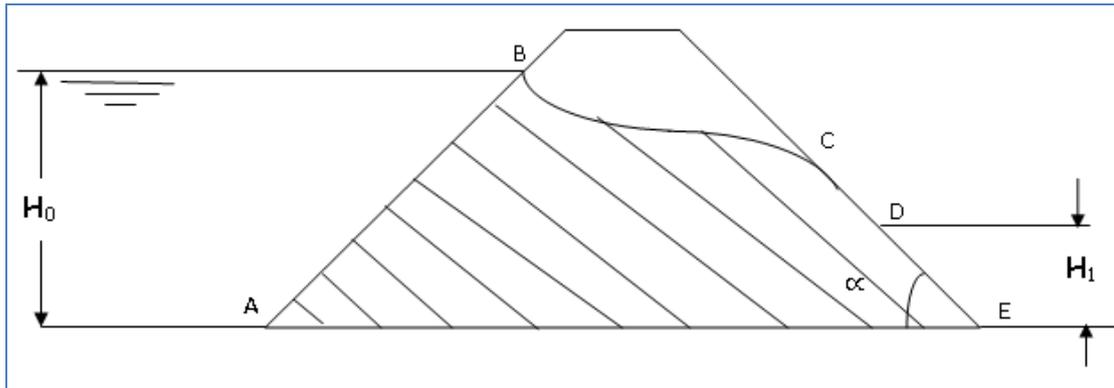


Fig. (II-2) Exemple d'écoulement dans un barrage en terre

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 ψ 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.

H_1 = la hauteur de l'eau en aval du barrage et ψ la fonction de courant

II-6-1/ 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.

II-6-1-1/ 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.

II-6-1-2/ RENARD de nature mécanique

Ce phénomène se produira au moment où la pression de courant dépasse une pression critique donnée par la relation (DJEHICHE A., 1993):

$$I \gamma_e = \gamma_t \quad (\text{II.27})$$

Dans laquelle :

I : gradient hydraulique

γ_e : poids spécifique de l'eau

γ_t : poids spécifique des matériaux.

Et laquelle correspond au gradient hydraulique critique :

$$I = I_C = \frac{\gamma_e}{\gamma_t} \quad (\text{II. 28})$$

Et une vitesse critique: $V_C = I_C \cdot K \quad (\text{II. 29})$

Ou :

K : étant le coefficient de perméabilité du matériau

I_C : le gradient hydraulique critique

II-7/ Coefficient de perméabilité

Le coefficient K de la loi de Darcy, appelé « coefficient de perméabilité », a la dimension d'une vitesse car le gradient hydraulique I est sans dimension (rapport de deux longueurs) et la vitesse d'écoulement de l'eau a elle-même la dimension d'une vitesse. Ce coefficient peut être déterminé par les méthodes suivant :

II-7-1/ Les méthodes de détermination de la perméabilité

Les sols naturels sédimentaires, provenant du transport et du dépôt des produits d'altération des roches, se présentent en général

Tableau (II-1) : Valeurs du coefficient de perméabilité des sols (Jacques L. 2005)

Type de sol	Perméabilité (m/s)
-gravier	$10^{-3} \leq k \leq 1$
-sable	$10^{-6} \leq k \leq 10^{-3}$
-limon ou sable argileux	$10^{-9} \leq k \leq 10^{-6}$
-argile	$10^{-11} \leq k \leq 10^{-9}$

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

II-7-1-1/ Perméamètre à charge constante

l'échantillon prélevé est ramené aux dimensions requises pour l'appareil de mesure. Il est ensuite mis à saturer, puis l'éprouvette est traversée par un fluide de telle façon que la charge au sommet de l'échantillon soit constante.

La détermination de la perméabilité se fait à partir de la mesure du débit d'écoulement Q et du gradient hydraulique $\frac{h}{L}$:

$$K = \frac{Q}{S} \cdot \frac{L}{h} \quad (\text{II. 30})$$

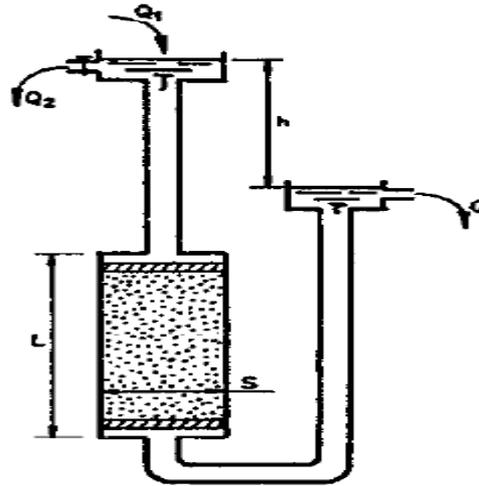


Fig. (II-3) schéma de perméamètre à charge constante

Avec :

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

S : section normale à l'écoulement de l'échantillon

h : la charge hydraulique constante pendant l'essai

L : longueur de l'échantillon

II-7-1-2/ Perméamètre 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 :

$$K = 2.3 \frac{sL}{S(t_1 - t_2)} \cdot \ln \frac{h_1}{h_2} \quad (\text{II.31})$$

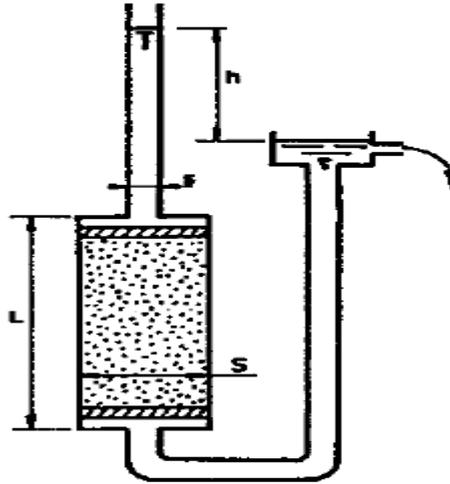


Fig. (II-4) schéma de perméamètre à charge variable

Avec :

s : section de tube d'alimentation

L : longueur de l'échantillon

S : section de l'échantillon

t : temps d'intervalle de changement de la hauteur d'eau dans le tube et qui est égale à $(t_1 - t_2)$ pour des hauteurs variant de $(h_2$ à $h_1)$

h_1 : hauteur initiale d'eau dans le tube $\rightarrow t_1$

h_2 : hauteur initiale d'eau dans le tube $\rightarrow t_2$

II-8/ Le réseau d'écoulement

Il s'agit de l'étude de l'infiltration de l'eau dans le sol. Lorsque l'écoulement permanent se fait dans un milieu isotrope (la perméabilité est même dans toutes les directions), le problème est régi par l'équation :

$$\Delta\varphi = 0 \quad (\text{II.32})$$

Où φ est dit potentiel d'écoulement et représente la charge hydraulique. Ce problème peut être résolu graphiquement par l'établissement d'un réseau d'écoulement composé de lignes de courant et de lignes équipotentielles Fig. (II-5).

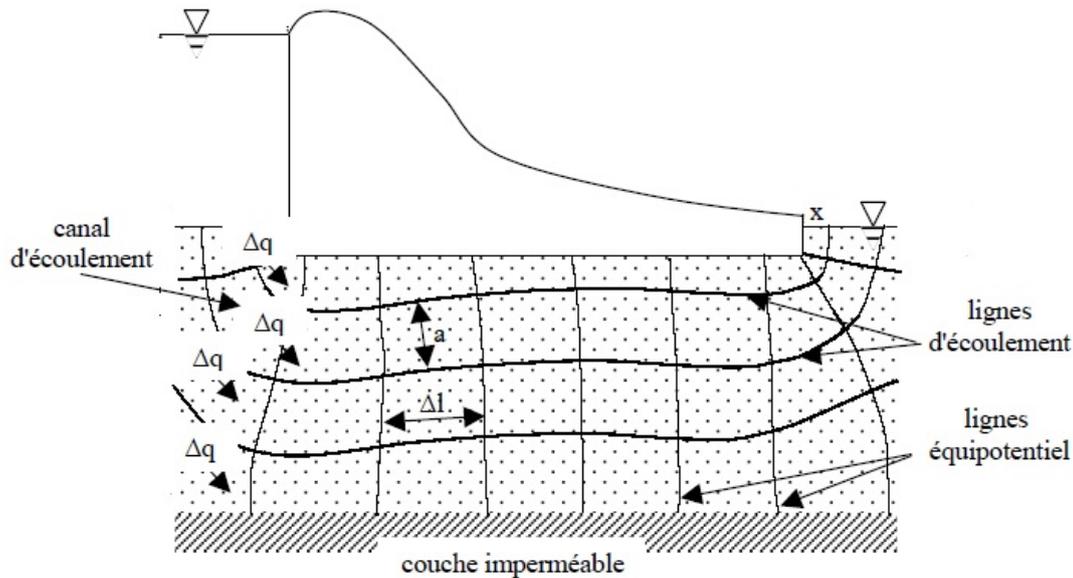


Fig. (II-5) réseau d'écoulement sous un barrage

Le réseau se dessine de façon à obtenir des mailles de tailles différentes mais de forme carrée.

Dans un réseau d'écoulement, le gradient hydraulique peut être calculé par différence finie :

$$I = (\varphi_2 - \varphi_1)/dl \quad (\text{II.33})$$

II-8-1/ 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

❖ Equation de Laplace

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

$$\frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial y^2} = 0 \quad \text{pour les charges} \quad (\text{II.34.a})$$

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} = 0 \quad \text{pour les potentielles} \quad (\text{II.34.b})$$

On démontre également que les fonctions ϕ satisfont l'équation de Laplace quand on admet la condition d'irrotationnalité de l'écoulement dont l'expression est :

$$\frac{\partial U}{\partial y} - \frac{\partial V}{\partial x} = 0, \text{ écoulement irrotationnel} \quad (\text{II.35})$$

Il est important de remarquer que les relations (II.33.a) et (II.33.b) tout comme Laplacien de φ sont indépendants des caractéristiques physiques du milieu filtrant et du fluide. Cela veut dire que leurs solutions sont purement géométrique. En d'autres termes, sous les mêmes conditions aux limites, Le réseau d'écoulement est toujours le même quelque soit la nature du milieu poreux (sable, silt, argile, éponge, gravier, etc....) et du fluide qui y circule (eau, huile, etc...)

Il existe plusieurs procédés permettant de résoudre l'équation de la place : méthode analytiques, méthodes numériques, méthodes graphiques et les méthodes expérimentales qui sont soit analogiques, soit par similitude (ou modèles réduits)

Lorsque les frontières (ou lignes de contour) du milieu poreux sont complexes, les solutions analytiques de l'équation de Laplace deviennent souvent difficiles à établir. Dans ces cas on recourt alors aux autres méthodes de résolution graphique, numériques et expérimentales. Ces dernières méthodes procèdent généralement par la construction du réseau d'écoulement à partir duquel l'on peut évaluer tous les autres paramètres : potentiel, fonction de courant, débit charge, pression, vitesse d'écoulement etc.

II-8-2/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 .

II-8-3/ Lignes de courant, Lignes équipotentes , Lignes équipotentielles

❖ Lignes de courant

Une ligne de courant est une ligne qui est tangente au vecteur vitesse de l'écoulement. Mathématiquement cela veut dire que :

$$V_x dy - V_y dx = 0, \text{ ou } \frac{dx}{V_x} = \frac{dy}{V_y} \quad (\text{II.36})$$

Nous pouvons déduire les composantes du vecteur vitesse V_x, V_y de l'équation de Darcy, ces dernières dérivent du gradient du potentiel, la représentation des lignes de courant revient à représenter le vecteur vitesse en chaque point du maillage.

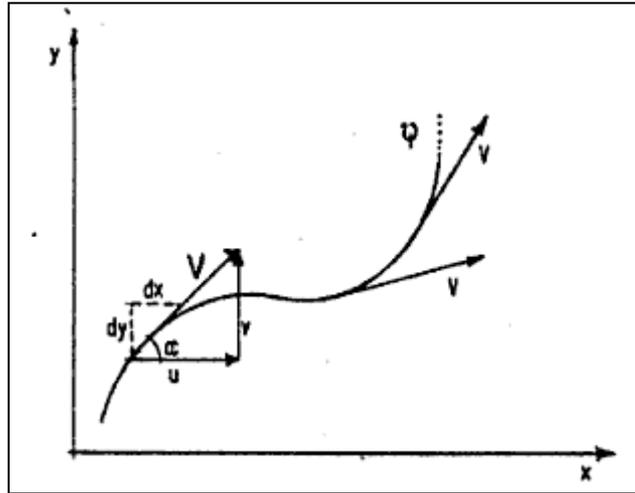


Fig. (II-6) Schéma d'une ligne de courant

❖ Lignes équipotentielles

La vitesse dérive d'un potentiel, donc il existe une fonction $\varphi(x,y)$ tel que :

$$\begin{cases} V_x = k_{xx} \frac{\partial \varphi}{\partial x} \\ V_y = k_{yy} \frac{\partial \varphi}{\partial y} \end{cases} \quad (\text{II.37})$$

Les lignes équipotentielles correspondantes auront pour équation $\varphi(x,y) = \text{constante}$.

A partir de l'équation de l'écoulement, nous pourrions avoir en chaque point du maillage le potentiel hydraulique, ce qui nous permet de représenter les lignes équipotentielles dans tout le domaine étudié. Ces lignes équipotentielles sont orthogonales aux lignes de courant, ou bien autrement dit le vecteur vitesse en tout point du maillage est normal aux lignes d'égal potentiel, puisque toutes les deux vérifient l'équation de Laplace.

II-9/ Conclusion

Grâce à l'étude de milieu poreux nous montre que lui-même des caractéristiques qui le distinguent des autres milieux (homogènes, isotropes et saturés), satisfaisant aux conditions de l'écoulement de Darcy peuvent être complètement étudiés à partir de l'équation de Laplace, qui est par conséquent très générale pour ces genres d'écoulement.

Chapitre III

Les méthodes de résolution

III-1/ Introduction

La méthode des essais sur modèles réduits, utilisée dans un grand nombre des sciences 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, une modélisation expérimentale de l'écoulement à travers les barrages en terre sur une assise fine 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. Les résultats expérimentaux obtenus lors des essais réalisés ainsi que leur interprétation et validation par un modèle numérique seront présentés par la suite.

III-2/ Modélisation des barrages en terre sur une base fine

III-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 fine. 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.

III-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.

III-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 équipotentielles. 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.

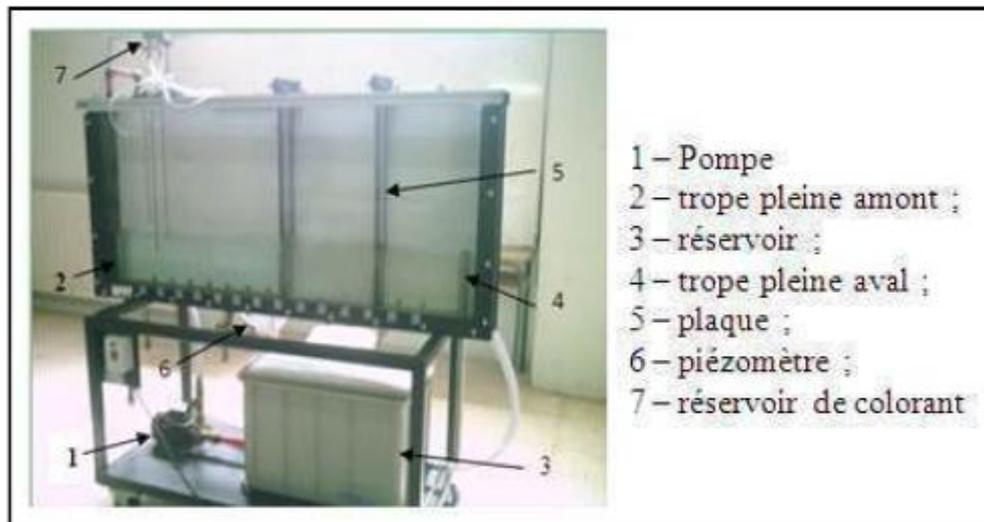


Fig. (III-1) Schéma de description de bassin de perméabilité.

III-3/ Simulation hydraulique a l'aide du logiciel SEEP/W

III-3-1/ Qu'est-ce que c'est que SEEP/W?

SEEP/W est un logiciel commercialisé par Geo-slope International utilisé pour la modélisation par éléments finis des écoulements de fluides et les pressions interstitielles dans les milieux poreux (sols, bétons, rock, etc.).

III-3-2/ À quoi ça sert ?

SEEP/W peut être utilisé pour des projets de géotechnique, municipaux, hydrogéologiques, miniers, etc.

On s'en sert pour, par exemple, modéliser les écoulements à travers les barrages, dans les routes, à travers les sites d'enfouissement, autour des rivières, etc.

III-3-3/ Comment ça marche ?

SEEP/W fonctionne grâce à des éléments finis. Les éléments finis, malgré un background mathématique complexe, sont relativement faciles à utiliser, puisque tout fonctionne en interface graphique. Vous dessinez en 2D une section ou un plan que vous désirez modéliser (grâce à un maillage), vous entrez les paramètres des matériaux, vous indiquez les conditions que vous désirez imposer au modèle (un débit ou des charges de pression) et le tour est joué. Évidemment, il y a quelques subtilités à considérer lorsque le problème se complexifie, mais les problèmes complexes sortent du cadre du présent cours.

III-3-3-1/ Installation

Vous pouvez télécharger SEEP/W à partir du site web de Geo-Slope : www.geo-slope.com. Pointez download dans le menu en haut à gauche, puis cliquez sur GeoStudio 2004. Geo-Slope n'offre plus ses logiciels de façon totalement indépendante ; vous devez donc télécharger tout le GeoStudio – c'est-à-dire SLOPE/W, SEEP/W, SIGMA/W, QUAKE/W, TEMP/W, CTRAN/W et VADOSE/W – pour obtenir SEEP/W. Je vous conseille de télécharger la version Installer (67 Mo). Installez GeoStudio 2004 comme n'importe quel logiciel sur Windows en cliquant sur le package geostudio.

III-3-3-2/ Ouvrir SEEP/W

Pour ouvrir le logiciel, cliquez sur GeoStudio dans la liste de programmes du menu démarrer ou cliquez sur GeoStudio.exe dans

C:\Program Files\GeoStudio2004\Bin\GeoStudio.exe. GeoStudio s'ouvre sur une page dont l'interface est similaire à une page web. Pour pouvoir avoir accès aux logiciels, vous devez soit acheter une licence ou utiliser la version estudiantine (gratuite). À moins que vous ne décidiez d'acheter le logiciel ou de programmer un logiciel libre, vous devrez utiliser la

version estudiantine. En bas à gauche, vous trouverez un menu déroulant intitulé *Licensing*. Changez *Full license* pour *Student license*. Vous avez maintenant accès à SEEP/W dans la section *Select an analysis*. Pour ouvrir SEEP/W, cliquez sur *Create a SEEP/W analysis* ou cliquez sur *Create a new project* puis sur SEEP/W.

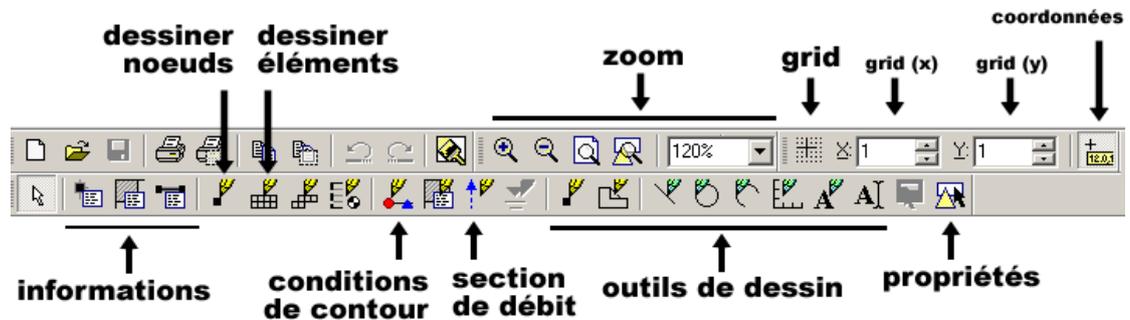


Fig. (III-2) Barre menu de DEFINE

III-3-3-3/ Commencer

Le menu de Fig. (III-2) apparaît. Notez les noms que j'ai donné aux boutons ; j'y ferai référence tout au long de ce document. Vous devez suivre les menus de SEEP/W un par un. Un exemple d'analyse est effectué en même temps que les explications. Ce que vous devez faire pour l'exemple se situe entre des doubles crochets.

A- Set : Ajuster la plage de travail. Il s'agit d'abord de donner l'étendu de la plage et son échelle

- **Page** : Entrez la largeur et la hauteur de la feuille.
- **Scale** : Entrez l'échelle. Idéalement, entrez la même échelle en horizontal et en vertical (après cette étape, vérifiez si votre échelle est correcte en cliquant sur le bouton grid, qui fait apparaître le *grid* et actionne l'option *snap to point*).
- **Axes** : Vous n'êtes pas obligés de dessiner des axes, mais ça peut aider à repérer les points pour le dessin et pour l'analyse. Notez que vous pouvez suivre les coordonnées de votre curseur en temps réel grâce à l'étiquette attachée à au pointeur de souris (si le bouton coordonnées est activé) ou en regardant le tableau en bas à droite.

B- KeyIn : Entrée des paramètres de convergence et des propriétés des sols

➤ Analysis settings

Entrez le nom de votre projet dans l'onglet *Project ID*. L'onglet *Type* sert à indiquer si votre problème sera analysé en régime transitoire (dépendamment du temps, vous indiquez alors les paramètres temporels dans l'onglet *Time*) ou en régime permanent (système à l'équilibre). La version estudiantine ne permet que les analyses en permanent. Dans l'onglet *Control*, vous

indiquez le sens de la gravité. C'est l'onglet *Convergence* qui nous intéresse le plus Fig. (III-3). Il s'agit d'ajuster les paramètres de convergence. Ces paramètres dépendent des gradients de pression, du maillage et des propriétés des sols. Bien qu'il existe des méthodes complexes pour optimiser ces paramètres, je crois que savoir les ajuster s'apprend avec l'expérience, car ça dépend de la précision recherché, de la vitesse de calcul de l'ordinateur, de la patience de l'utilisateur, etc. En gros, voici ce que signifient chaque paramètre de convergence.

1. Max of iterations : Nombre maximal d'itération pour les calculs. Plus il y en a, plus le calcul est long, mais plus la solution peut être précise.

2. Tolerance : Différence entre deux itérations successives après laquelle la simulation se termine. Plus la tolérance est petite, plus le calcul est long, mais plus la solution peut être précise.

3. Maximum change : Changement maximum entre les itérations. Plus il est petit, plus le calcul est long, mais plus la solution peut être précise.

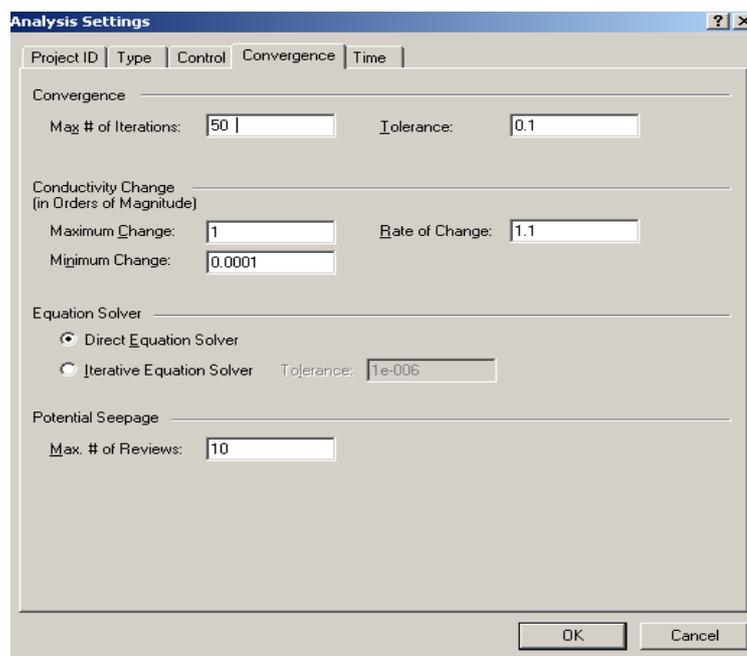


Fig. (III-3) Paramètres de convergence

4. Minimum change : Changement minimum entre les itérations. Plus il est petit, plus le calcul est long, mais plus la solution peut être précise. Le changement minimum doit être environ de deux ordres de grandeur plus petit que la tolérance pour permettre la convergence.

5. Rate of Change : Taux de changement entre chaque itération. Il est toujours supérieur à 1, mais plus il est petit, plus le calcul est long, mais plus la solution peut être précise.

➤ Hydraulic Functions

Entrez les fonctions de conductivité hydraulique et les courbes de rétention d'eau. Il doit y avoir cohérence avec les unités préalablement entrées. Il s'agit de pression, alors les succions entrées sont négatives. Entrez entre 20 et 30 points. Vous pouvez faire un copier-coller à partir d'un chiffrier électronique (Excel ou autre). Plus les fonctions sont abruptes (dans le cas des sables et des graviers), plus la convergence est difficile : vous devrez serrer le maillage et ajuster les paramètres de convergence en conséquence. SEEP/W permet d'estimer la courbe de rétention d'eau à partir d'une courbe granulométrique. SEEP/W permet aussi d'estimer la fonction de conductivité hydraulique à partir de la courbe de rétention d'eau (version complète seulement).

➤ Material properties

Entrez le numéro du matériau, les numéros de fonctions auxquelles il se réfère et sa couleur pour le dessin du maillage. Voilà ! Vos paramètres sont entrés. Vous pouvez maintenant dessiner votre maillage.

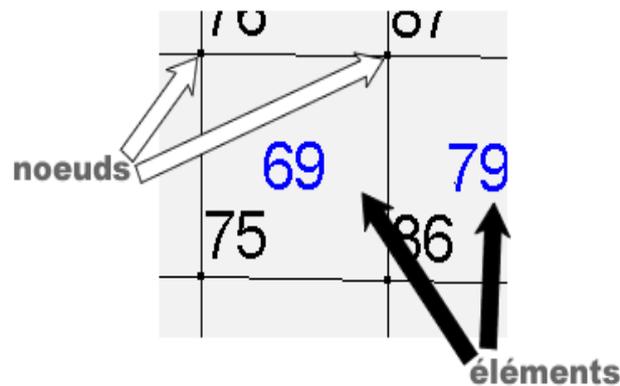


Fig. (III-4) Nœuds et éléments

C- Maillage

Un maillage est fait d'éléments attachés par des nœuds Fig. (III-4). Faites apparaître le grid si ce n'est déjà fait (en appuyant sur le bouton grid). Je vous conseille de dessiner les lignes guides de votre plan ou section avant de dessiner le maillage. Vous utiliser alors les boutons outils de dessin comme vous les utilisez dans MSWord.

Une fois vos lignes guides dessinées, vous allez tracer votre maillage par-dessus en sélectionnant *Draw ; regions* dans le menu en haut et en cliquant sur chaque coin du dessin. Vous pouvez aussi dessiner élément par élément en cliquant sur le bouton *dessiner éléments*. Je vous conseille la première option, ça ira pas mal plus vite. Vous avez le choix de subdiviser

vosre maillage en plusieurs région. Lorsque la région est refermée, une fenêtre apparaît. Les onglets sont *Material, Mesh, Edges, Elements* et *Openings*.

- **Materials** : choisissez le matériau dont est constituée la région.
- **Mesh** : vous avez le choix entre :
 - **No mesh** : la région est un seul élément.
 - **Unstructured** : la région se divise en multiples triangles.
 - **Structured** : la région se divise en multiples quadrilatères.
- **Opening** : (désactivé dans la version estudiantine) permet de modéliser des conduites (trous ronds dans le maillage).
- **Edges** : choisir le nombre d'élément de chaque bordure (procédure semi-automatique : vous choisissez le nombre d'éléments d'une bordure et les autres bordures s'ajustent).
- **Elements** : (désactivé dans la version estudiantine) propriétés des éléments, permet de changer l'ordre d'intégration (?) et l'épaisseur des éléments (pour les simulations 3D).
- **Openings** : (désactivé dans la version estudiantine) propriétés des trous.

Plus votre maillage est fin, plus le calcul sera long. Un maillage fin est nécessaire dans les zones où l'on envisage de forts changements de pression. Pour les matériaux à fonctions abruptes (sols grossiers), les changements de pression peuvent être drastiques. De plus, les matériaux grossiers, étant donné leurs fonctions abruptes, un petit changement de pression peut entraîner un grand changement de teneur en eau ou de conductivité hydraulique. Pensez à raffiner le maillage pour les sables et les graviers. Cliquez sur **OK** une fois le maillage ajusté.

Le bouton conditions de contour, comme son nom le dit, vous sert à définir les conditions de contour.

Vous pouvez imposer des débits, des charges ou un gradient hydraulique unitaire. Sélectionnez le type de débit ou de charge, puis cliquez sur les nœuds sur lesquels vous désirez que la condition s'applique. Vous pouvez sélectionner une région de nœuds en gardant enfoncé le bouton de gauche de la souris, ou bien une série de nœuds alignés en gardant enfoncée la touche *Shift*.

Vous pouvez ajouter des sections de débit grâce au bouton section de débit (une section de débit ne doit pas passer directement sur des nœuds ; s'il le faut, déplacez là de quelques millimètres). Il s'agit simplement d'une section à travers laquelle SEEP/W calculera la quantité d'eau qui est passée. Vous pouvez en tout temps ajuster votre maillage, supprimer des nœuds et des éléments, les déplacer, etc., en utilisant les fonctions du bouton propriétés.

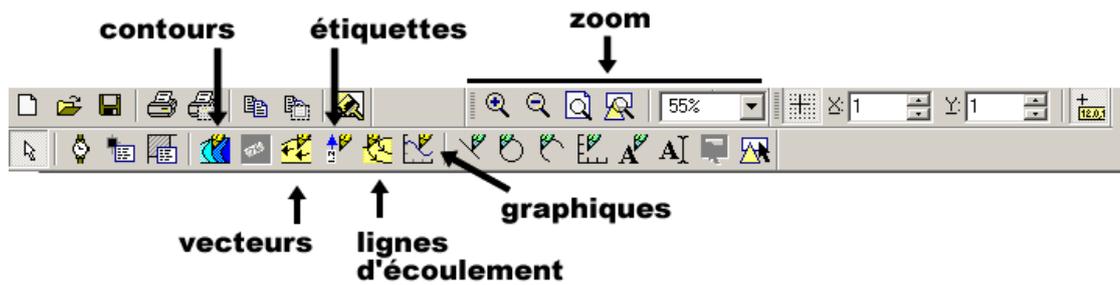


Fig. (III-5) Menu de Courbe

Une fois que tout est à votre goût, il faut vérifier le maillage en cliquant sur le crochet dans le menu à gauche, ce qui permet à SEEP/W de voir si tout est correct et SEEP/W redonne les bons numéros aux nœuds et éléments. Pour résoudre le problème, cliquez sur le bouton *SOLVE* sous le crochet dans le menu à gauche pour résoudre le problème. Appuyez sur *Start* pour commencer la simulation. Vous pouvez observer le déroulement de la simulation et l'état de la convergence en appuyant sur *Graph*.

Une fois la simulation terminée, vous pouvez visualiser les résultats. Le bouton *CONTOUR* dans le menu à gauche, sous le bouton *SOLVE*, vous permet de voir les contours par gradients de couleur des pressions, débits, gradients, etc. La figure montre le menu de l'option *CONTOUR*.

Le bouton vecteurs fait apparaître des flèches qui indiquent le mouvement de l'eau et sa vitesse relative. Le bouton étiquettes permet d'afficher une étiquette montrant la valeur de vos sections de débit. Le bouton lignes d'écoulement affiche les lignes d'écoulement lorsque vous cliquez sur le dessin. Le bouton contours permet de tracer des lignes de contours de pression, débit, vitesse, gradient, etc. Finalement, le bouton graphiques permet de tracer des courbes de pression, débit, vitesse, gradient, etc.

III-4/ Caractéristiques de l'échantillon utilise

Nous avons trois échantillons qu'on l'utilise pour la construction des modèles qui sont constitué de sable moyen, sable fin et sable mixte 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.

III-4-1/ L'analyse granulométrique

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 :

a. 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.

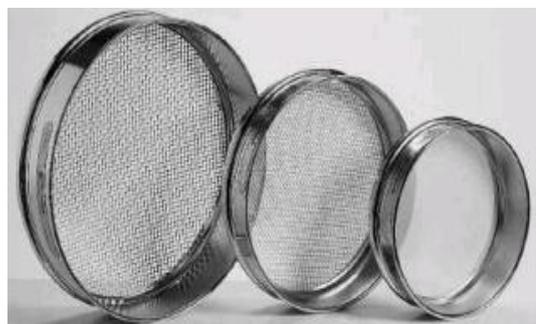


Fig. (III-6)Série de tamis et agitateur utilisés pour l'analyse granulométrique

b. 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 .

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

Les analyses granulométrique ont été faite pour le sable moyen et le sable fin et les résultats sont portés dans les tableaux suivants :

Tableau (III-1) Analyse granulométrie par tamisage du sable moyenne.

Tamis (mm)	Poids refus partiels(g)	Poids refus cumulé (g)	Poids refus cumulé (%)	Tamisât (%)
1.6	3.2	3,20	0,106	99,89
1	4.4	7,60	0,25	99,75
0.8	9.5	17,10	0,57	99,43
0.63	78.5	95,60	3,18	96,82
0.5	111.2	206,80	6,89	93,11
0.315	886.2	1093,00	36,43	63,57
0.25	703	1796,00	59,86	40,14
0.0125	1123.5	2919,50	97,31	2,69
0.0100	27.4	2946,90	98,23	1,77
0.0080	17.7	2964,60	98,82	1,18
0.0040	17.2	2981,80	99.39	0,61

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 (III-2) Analyse granulométrie par tamisage du sable fins.

Tamis (mm)	Poids refus partiels(g)	Poids refus cumulé (g)	Poids refus cumulé (%)	Tamisât (%)
1.6	1,2	1,2	0,04	99,96
1	3,2	4,4	0,14	99,86
0.8	6,3	10,7	0,35	99,65
0.63	42,2	52,9	1,76	98,24
0.5	65,7	118,6	3,95	96,05
0.315	578,5	697,1	23,23	76,77
0.25	661,6	1358,7	45,29	54,71
0.16	1165	2523,7	84,12	15,88
0.0125	281,6	2805,3	93,51	6,49
0.0100	83,4	2888,7	96,29	3,71
0.008	57,1	2945,8	98,19	1,81
0.004	18,8	2964,5	98,81	1,19

On a :

$$S = R_n + P = 18,8 + 2964,5 = 2983,4\text{g}$$

$$\text{La perte} = (M - S) / M * 100 = (3000 - 2983,4) / 3000 * 100 = 0,50\% \leq 2\%$$

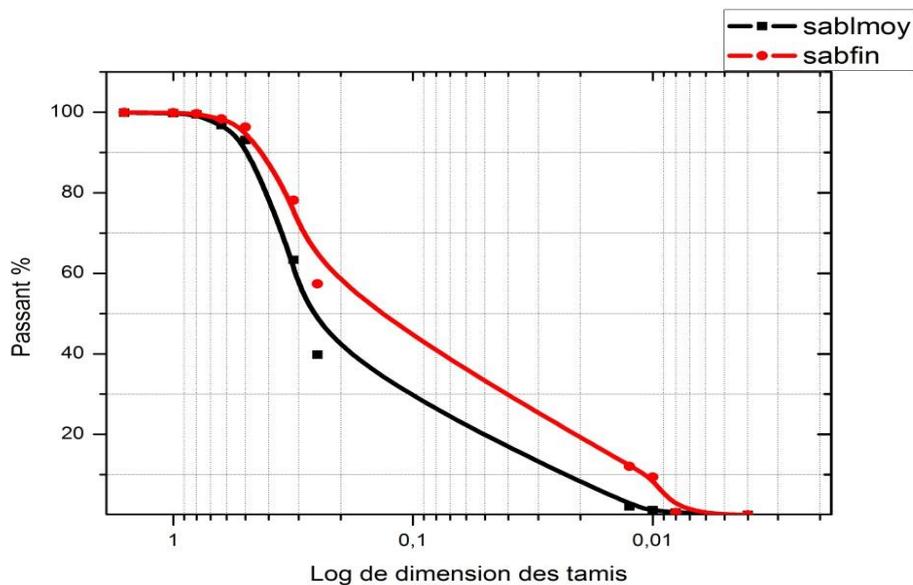


Fig. (III-7) Courbe granulométrique dessiner par Excel

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 :

$$D_{60} = 0,28 ;$$

$$D_{30} = 0,18 ;$$

$$D_{10} = 0,05 ;$$

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0,28}{0,05} = 5,6 > 2 \text{ granulométrie étalée ;}$$

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} * D_{60}} = \frac{(0,18)^2}{(0,28) * (0,05)} = 2,31 > 1 \text{ bien graduée continuité bien répartie.}$$

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

$$D_{60} = 0,30 ;$$

$$D_{30} = 0,12 ;$$

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

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

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

III-4-2/ Détermination de la perméabilité du matériau utilisé

Pour déterminer la perméabilité des matériaux utilisés au laboratoire, il a été utilisé 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.

III-4-2-1/ Perméabilité horizontale

Pour déterminer la perméabilité horizontale on procède de la manière suivante Fig. (III-8) :

On applique de la loi de Dupuit:

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

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

$$k_h = \frac{2Ql}{(H_1^2 - H_2^2)b} \quad (\text{III.2})$$

D'où :

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

k_h : coefficient de perméabilité horizontale (m/s) ;

H_1 : la hauteur de l'eau à l'amont (m) ;

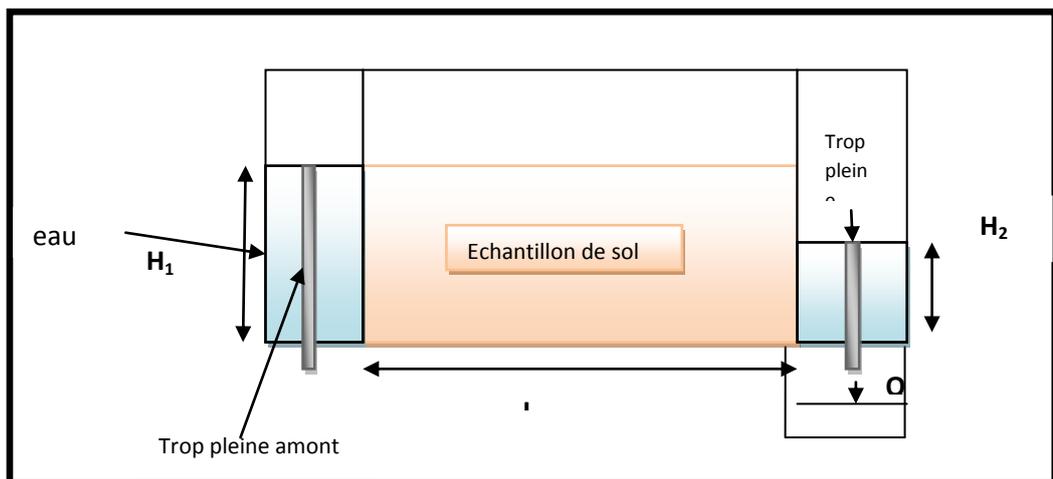
H_2 : la hauteur de l'eau à l'aval (m) ;

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

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



(a): Vue général



(b) : Vue détaillée

Fig. (III-8) 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 : $\mathbf{k} = \frac{\mathbf{K}_g}{\vartheta}$ (III.3)

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

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

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

- Ou :
- K** : Coefficient de perméabilité (m/s) ;
 - k** : Coefficient de perméabilité intrinsèque (m²) ;
 - ϑ** : Coefficient de viscosité cinématique (stokes) ;
 - g** : accélération de pesanteur (m/s²) ;
 - Q** : débit d'infiltration (m³/s) ;

La viscosité cinématique est donnée par la relation suivante:

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

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 H₁=40cm et la longueur L=40cm et on varie la charge aval et pour chaque essai on répète plusieurs fois, les résultats obtenus sont représentés dans le tableau (III-3) et le graphe (III-9) :

Tableau (III-3) Les mesures de débit pour sable moyen

H (cm)	h(cm)	t (s)	V (cm ³)	T (c°)	Q (cm ³ /s)	Q moy (cm ³ /s)	Q ²⁰ (cm ³ /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 (III.1) on détermine la perméabilité :

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

On trace la courbe Q₂₀ (H₁² - H₂²) et déduit la tangente pour remplacer dans l'équation (III.2).

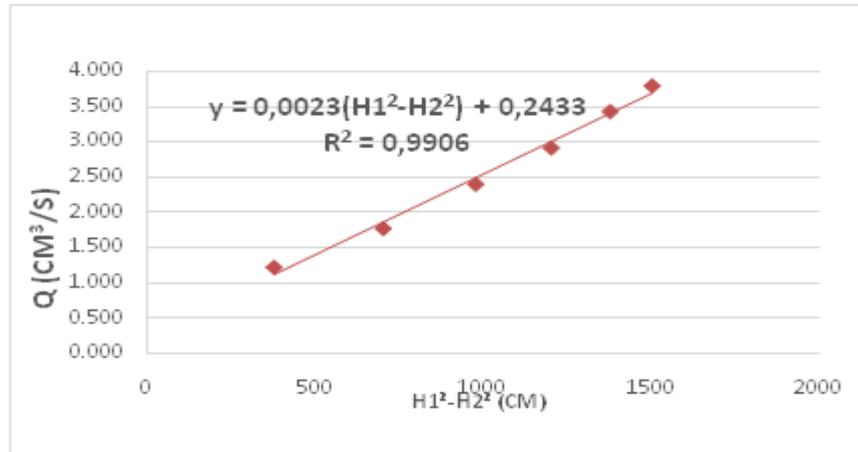


Fig. (III-9) les valeurs des débits corrigées pour sable moyen

Dou: $K_h = 0,015 \text{ cm/s}$.

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 $H_1 = 40 \text{ cm}$ 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 (III.4) et le graphe (III-10) :

Tableau (III-4) : Les mesures de débit pour sable fin

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			

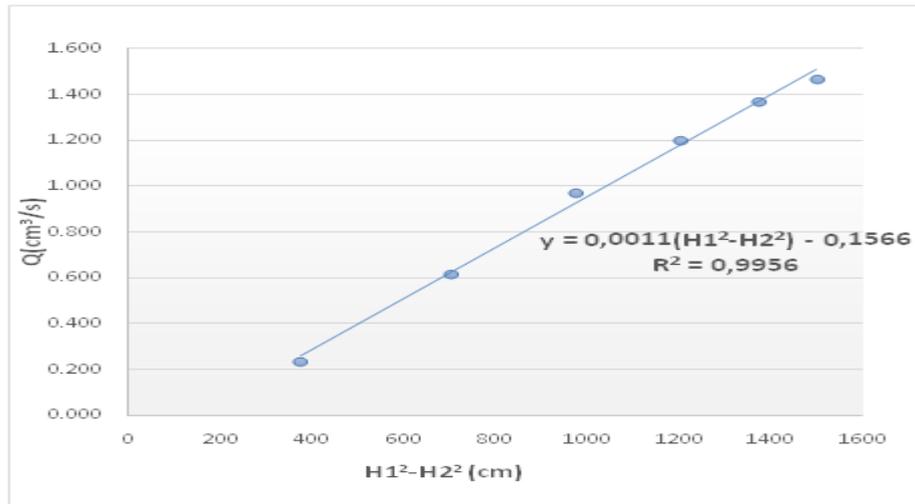


Fig. (III-10) valeur des débits corrigée pour sable fins

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

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 (III-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 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		

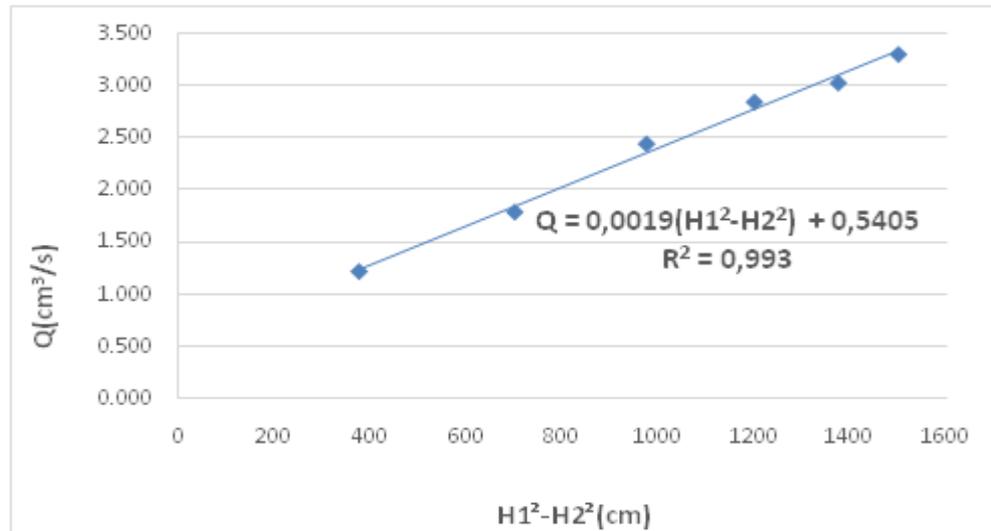


Fig. (III-11) Les valeurs des débits corrigées pour sable mixte

Le traçage de la courbe : $Q_{20}(H_1^2 - H_2^2)$ a donné le résultat: $K_h = 0.0125$ cm/s.

III-4-2-2/ 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 de 1D s'écrivant:

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

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

Où Q : est le débit volumique (m^3/s) ;

h/L : le gradient hydraulique ;

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

A. perméabilité verticale de sable moyen

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 (III-6) : Les mesures de débit pour sable moyen.

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		

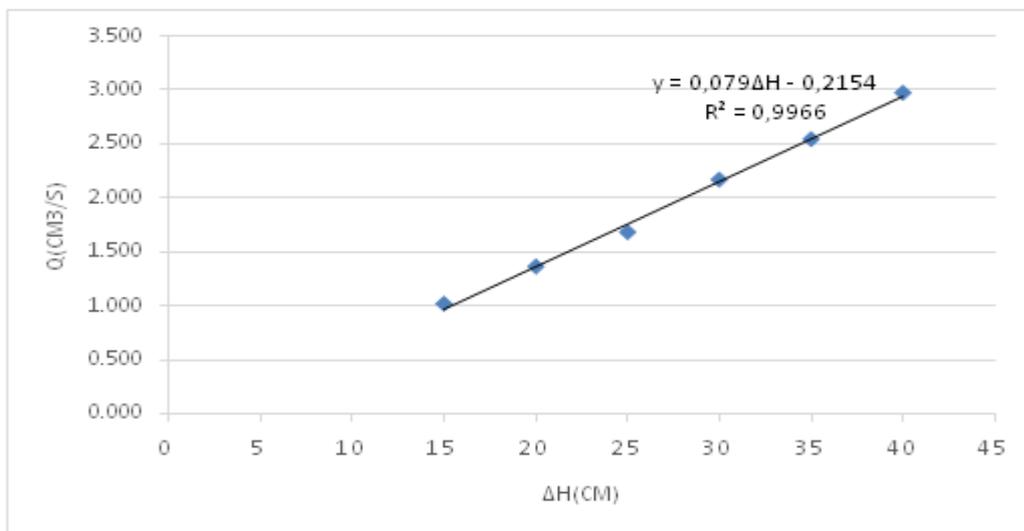


Fig. (III-12) les valeurs des débits corrigées pour sable moyen.

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

B. perméabilité verticale de sable fin

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 (III-7)** : Les mesures de débit pour sable fin.

h(cm)	t (s)	V (cm ³)	T (c°)	Q (cm ³ /s)	Q moy (cm ³ /s)	Q 20 (cm ³ /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		

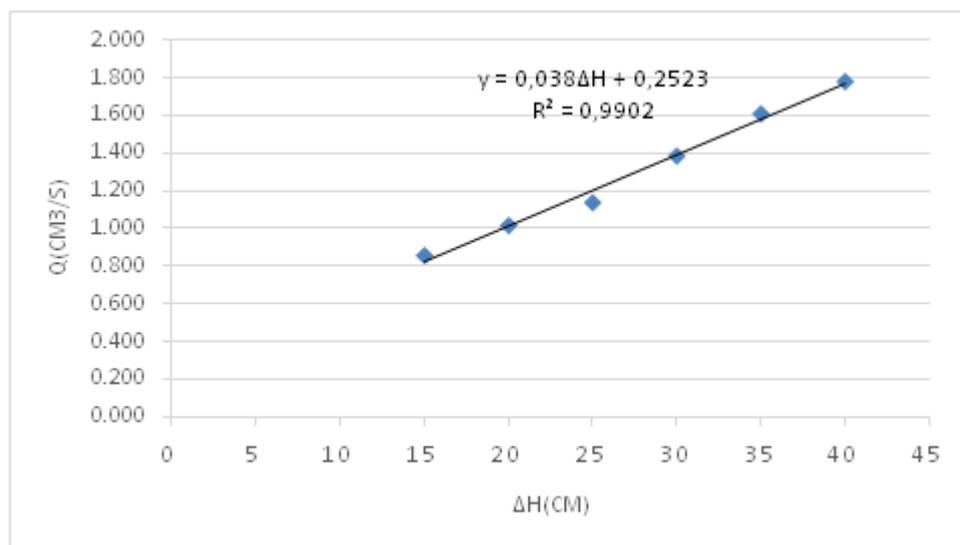


Fig. (III-13) les valeurs des débits corrigés pour sable fin.

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

C. perméabilité verticale de sable mixte

Tableau (III-8) : Les mesures de débit pour sable mixte.

h(cm)	t (s)	V (cm ³)	T (c°)	Q (cm ³ /s)	Q moy (cm ³ /s)	Q ²⁰ (cm ³ /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		

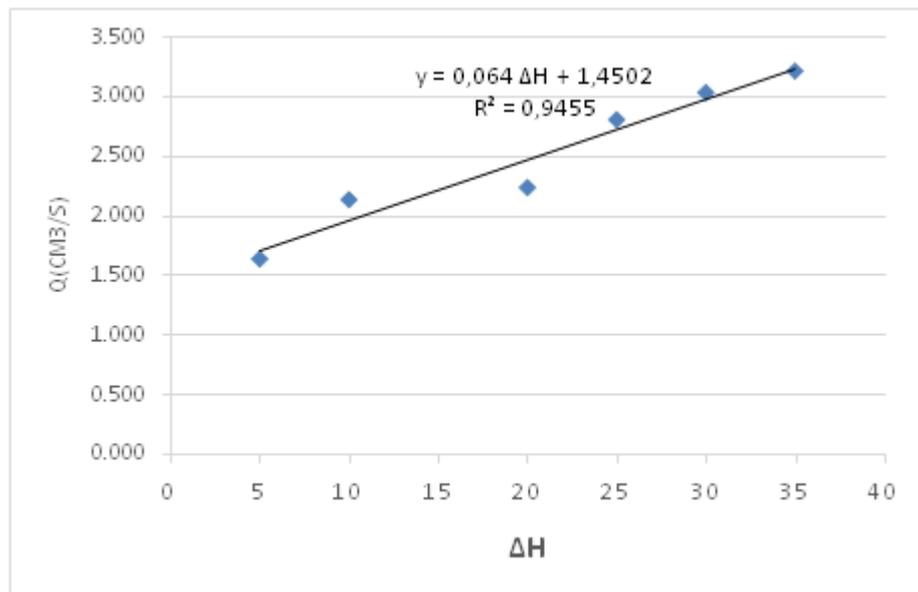


Fig. (III-14) les valeurs des débits corrigés pour sable mixte.

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

III-5/ Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté la description des matériaux utilisés, le matériel Expérimental et la simulation hydraulique a l'aide du logiciel SEEP/W, 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.

Chapitre IV

Résultats et recommandations

IV-1/ Introduction

Le présent travail a pour objet l'analyse de 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 des 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.

L'évolution importante connue, ces dernières années dans le domaine des écoulements à travers les milieux poreux, a permis de résoudre efficacement le problème des infiltrations au dessus ou bien à travers un mur de barrage.

IV-2/ 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 pour le corps du barrage et du sable fins pour la base.

Le modèle réduit est réalisé dans le bassin de perméabilité, qui contient 11 piézomètres tout en long du bassin.

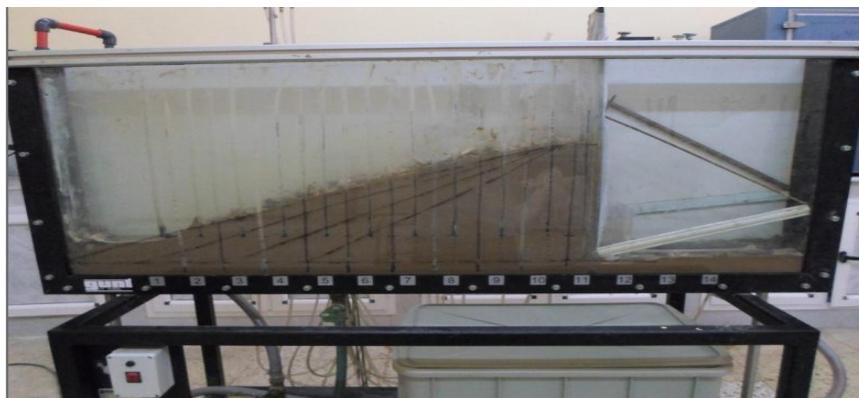


Fig. (IV-1) barrage en terre avec un drain vertical sur une base fine.

IV-3/ 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 26, 28, 29,30, et 31 pour plusieurs pente ; 3, 2.5, 2, 1.5.
- On mesure les pressions au niveau de la base du barrage, par des piézomètres fixés dans le dispositif lui-même.
- On mesure le débit de fuite, dans le barrage en terre avec du drain vertical, est dans la base.
- Chaque expérience est répétée plusieurs fois pour plus de précision.
- Pour l'autre modèle nous avons varié la nature de sable du drain vertical et faire les mêmes étapes précédentes.

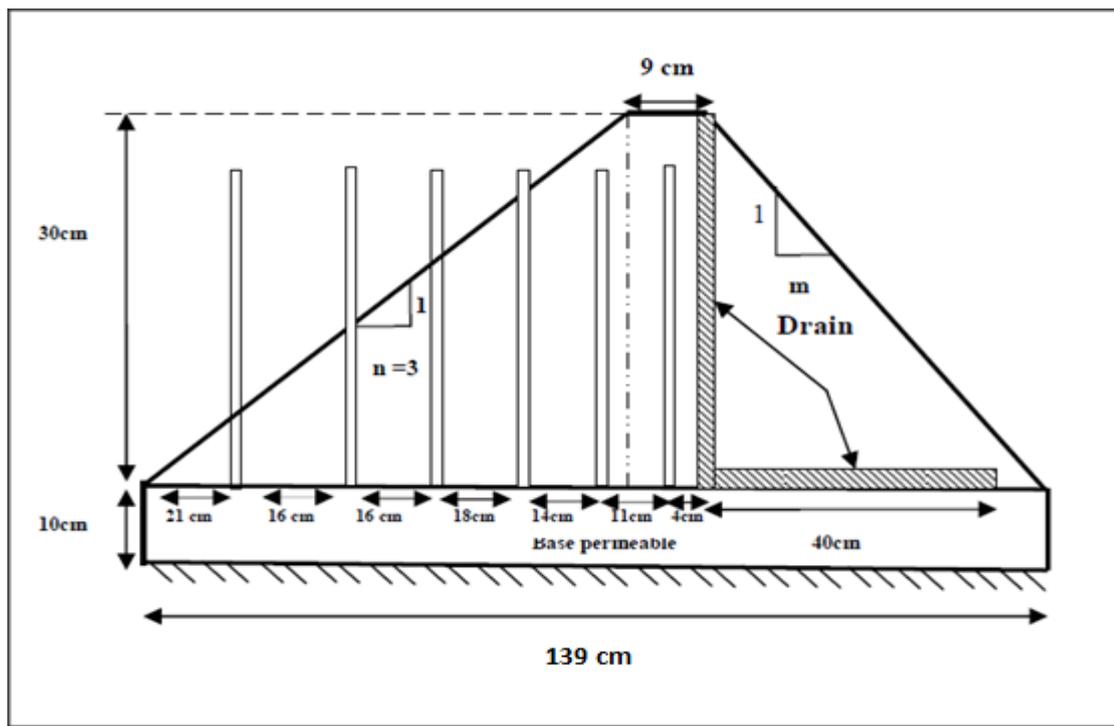


Fig. (IV-2) Barrage sur une assise perméable a pente (n=3).

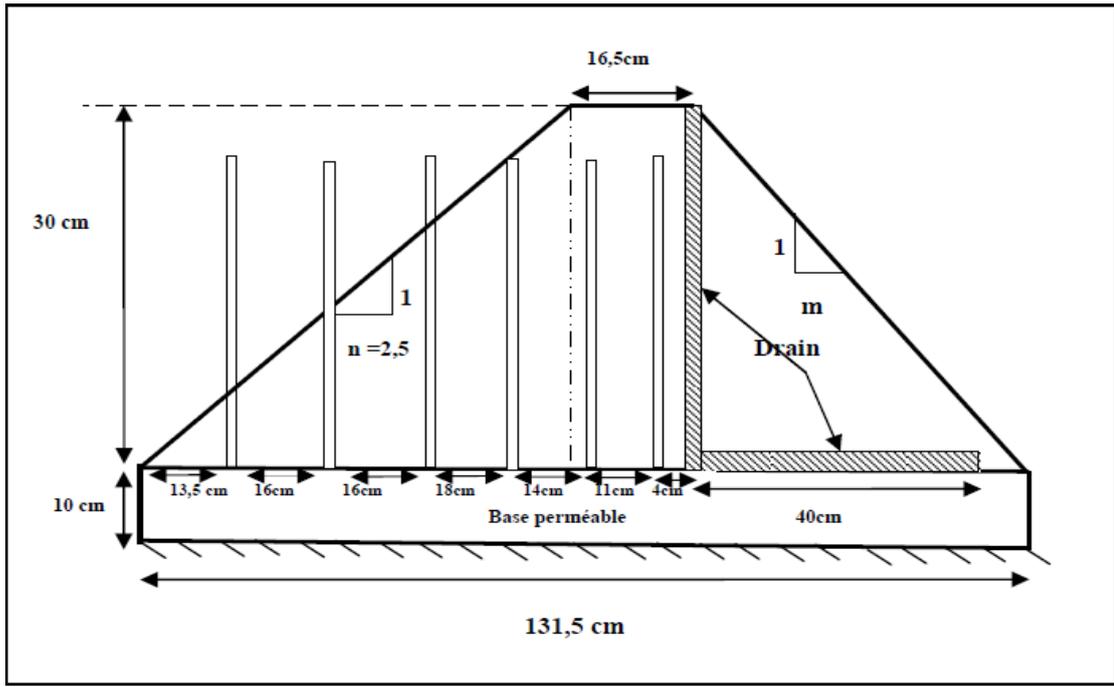


Fig. (IV-3) Barrage sur une assise perméable a pente (n=2.5).

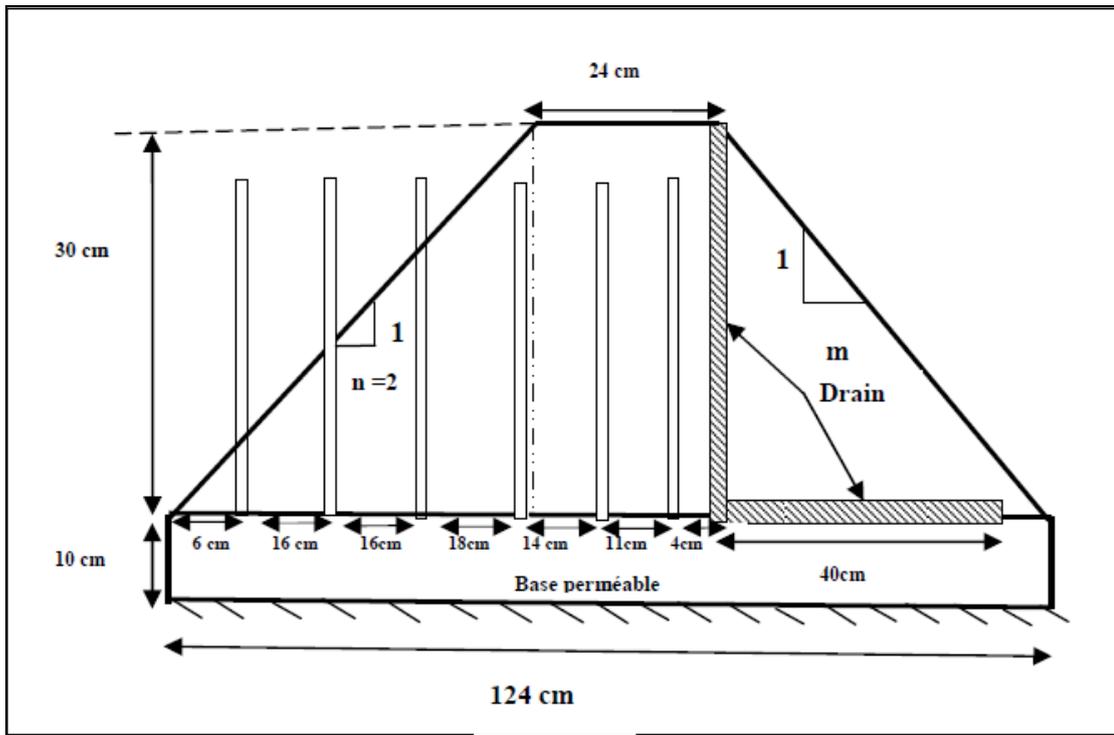


Fig. (IV-4) Barrage sur une assise perméable a pente (n=2).

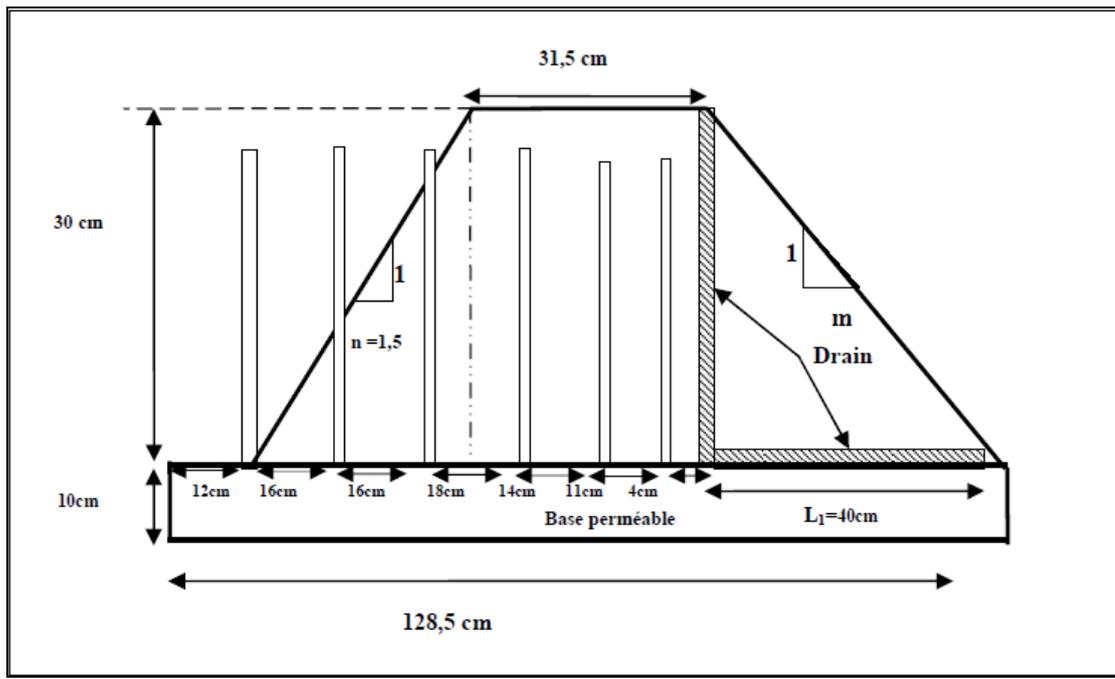


Fig. (IV-5) Barrage sur une assise perméable a pente (n=1.5).

IV-4/ Mesures et calculs au laboratoire

IV-4-1/ Détermination expérimental du débit d'infiltration du drain

D'après l'expérience effectuée au laboratoire de l'hydraulique de l'université de Laghouat, quelques hauteurs ont été choisies pour déterminer les débits d'infiltration pour trois modèles, les résultats sont portés dans les tableaux ci-dessous et les graphes qui dessiner par Excel :

A. Modèle 01 (sable moyen pour le corps avec une base fine)

Tableau (IV-1) les débits expérimentaux du drain pour le 1^{ère} modèle

H (cm)	Q(cm ³ /s)			
	N=3	N=2,5	N=2	N=1,5
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

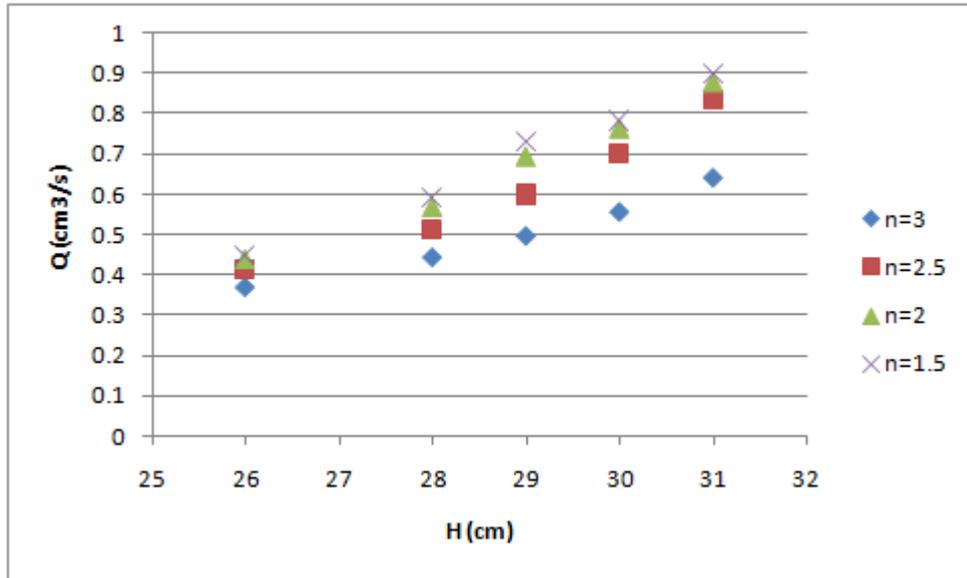


Fig. (IV-6) Variation des débits du drain à chaque pente Mod1.

B. Modèle 02 (sable fin pour le corps et pour la base)

Tableau (IV-2) les débits expérimentaux du drain pour le 2^{ème} modèle.

H (cm)	Q(cm ³ /s)			
	N=3	N=2,5	N=2	N=1,5
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

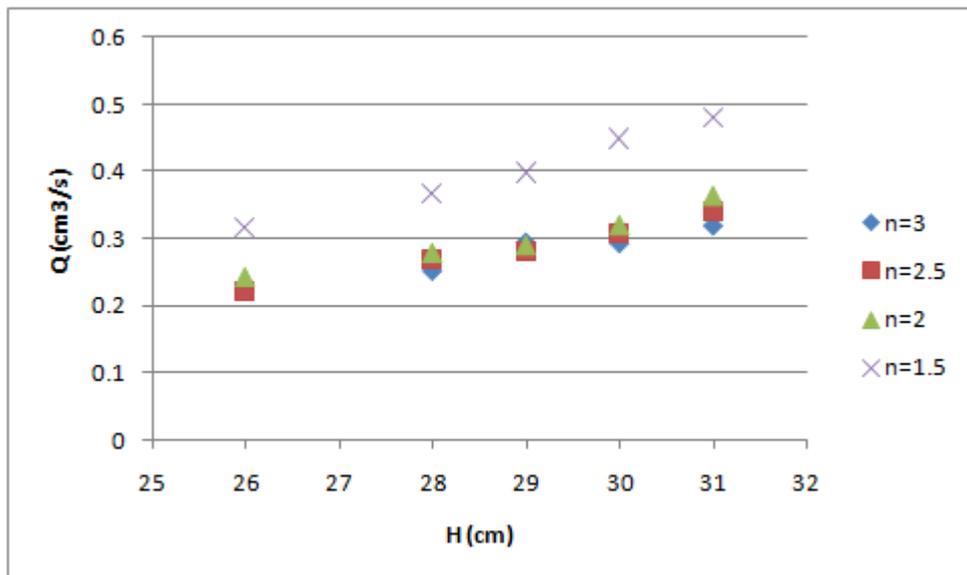


Fig. (IV-7) Variation des débits du drain à chaque pente Mod 2.

C. Modèle 03(sable mixte pour le corps avec une base fine)

Tableau (IV-3) les débits expérimentaux du drain pour le 3^{ème} modèle.

H(cm)	Q (cm ³ /s)			
	n=3	n=2,5	n=2	n=1,5
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

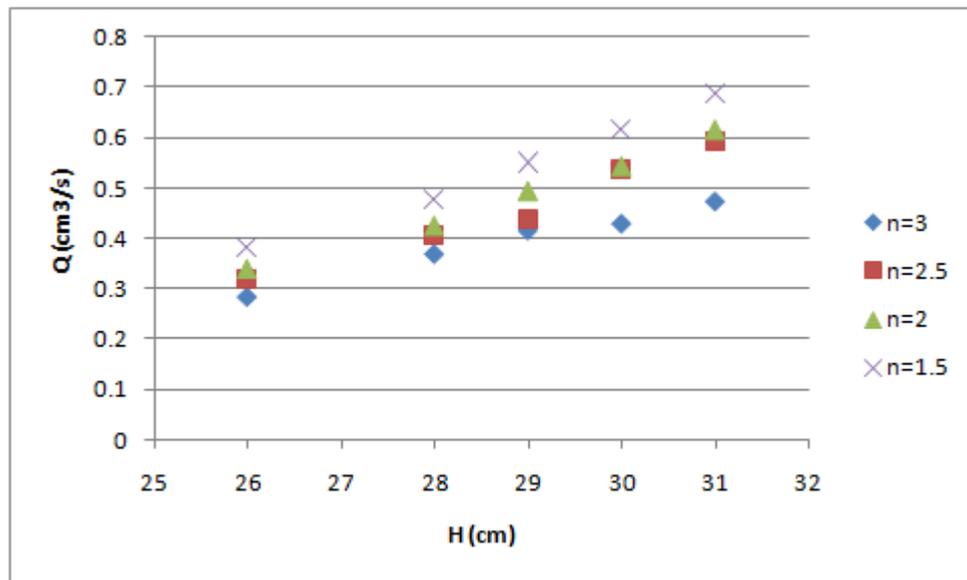


Fig. (IV-8) Variation des débits du drain à chaque pente Mode 3.

IV-4-2/ Détermination expérimental du débit d'infiltration dans la base fine

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

A. Modèle 01 (sable moyen pour le corps avec une base fine)

Tableau (IV-4) les débits expérimentaux de la base fine pour le 1^{ère} modèle.

H (cm)	Q (cm ³ /s)			
	n=3	n=2,5	n=2	n=1,5
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

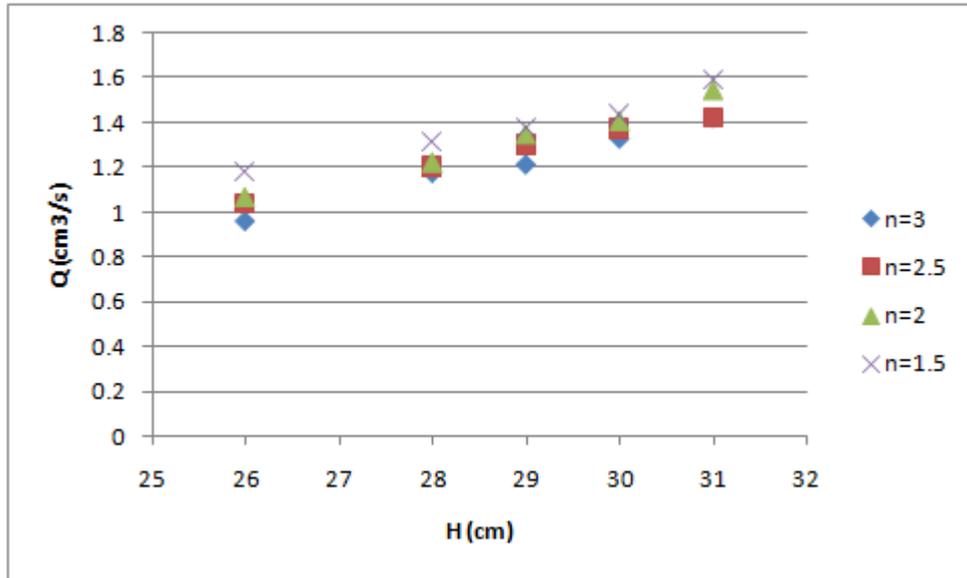


Fig. (IV-9) Variation des débits de la base à chaque pente Mod 1.

B. Modèle 02 (sable fin pour le corps et pour la base)

Tableau (IV-5) les débits expérimentaux de la base fine pour le 2^{ème} modèle.

H (cm)	Q (cm ³ /s)			
	n=3	n=2,5	n=2	n=1,5
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

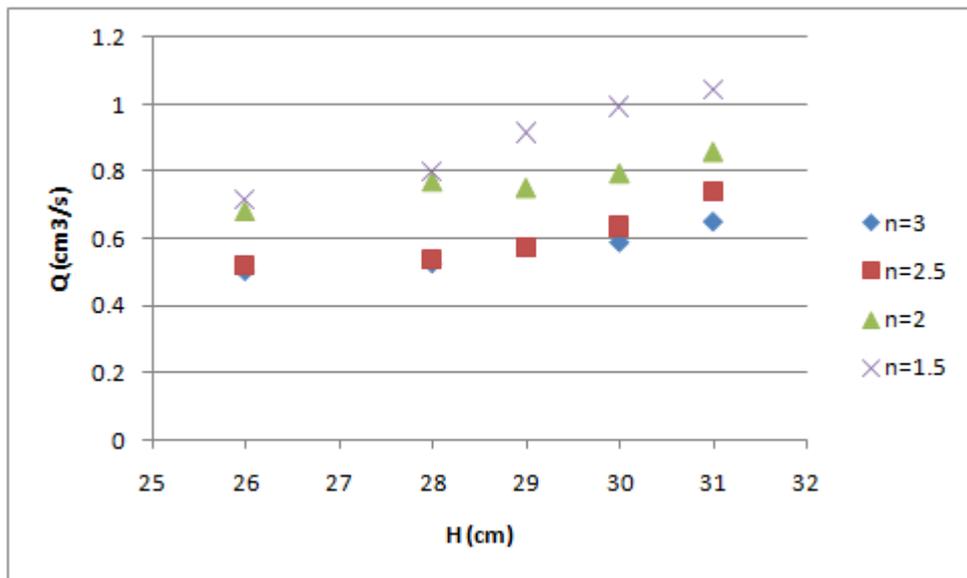


Fig. (IV-10) Variation des débits de la base à chaque pente Mod 2.

C. Modèle 03(sable mixte pour le corps avec une base fine)

Tableau (IV-6) les débits expérimentaux de la base fine pour le 3^{ème} modèle.

H (cm)	Q(cm ³ /s)			
	n=3	n=2,5	n=2	n=1,5
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

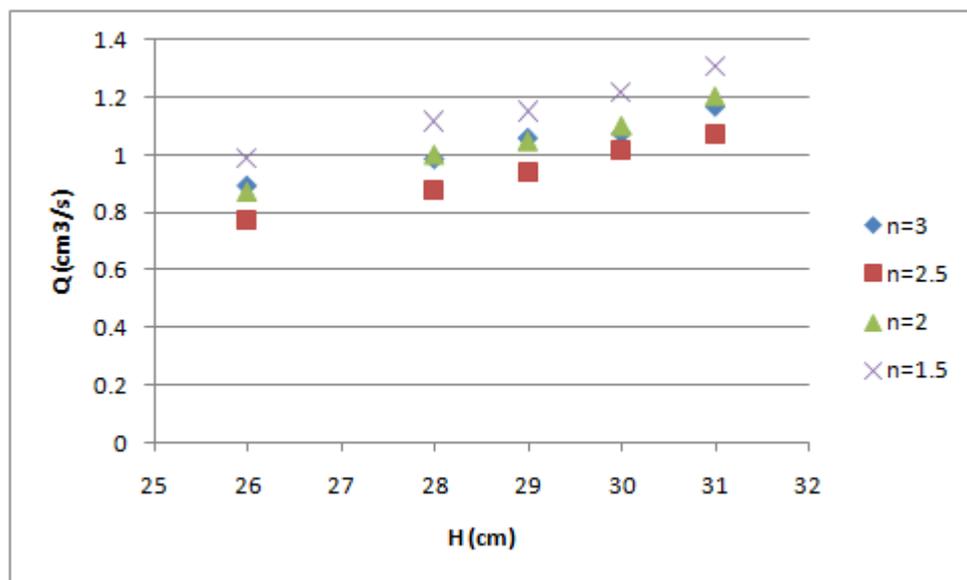


Fig. (IV-11) Variation des débits de la base à chaque pente Mod 3.

❖ **Commentaire**

après les graphes précédents on constate que

- Le débit qui a traversé la base et le drain augmente avec la diminution de la pente du talus amont.
- Le débit qui a traversé la base et le drain augmente avec l'augmentation des charges amont.
- L'écart entre les débits pour le 1^{er} modèle est plus grand que le 3^{ème} modèle.
- Les débits pour le 2^{ème} modèle est plus bas pour les deux modèles.

IV-5/ Comparaison des débits du résultats expérimentaux

IV-5-1/ Comparaison des débits infiltrés par la base et par le drain de chaque modèle

Les graphes suivants représentent la comparaison entre les débits de drain et débits de base, les tableaux de comparaison des débits sont trouvés à l'annexe.

A. Modèle 01 (sable moyen pour le corps avec une base fine)

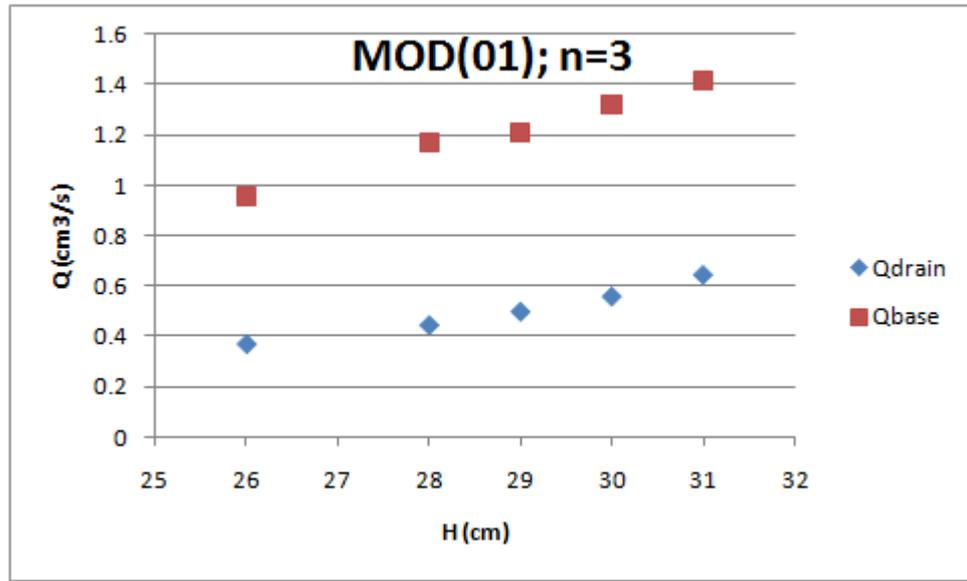


Fig. (IV-12) Comparaison des débits infiltrés à travers la base et par le drain **n=3**.

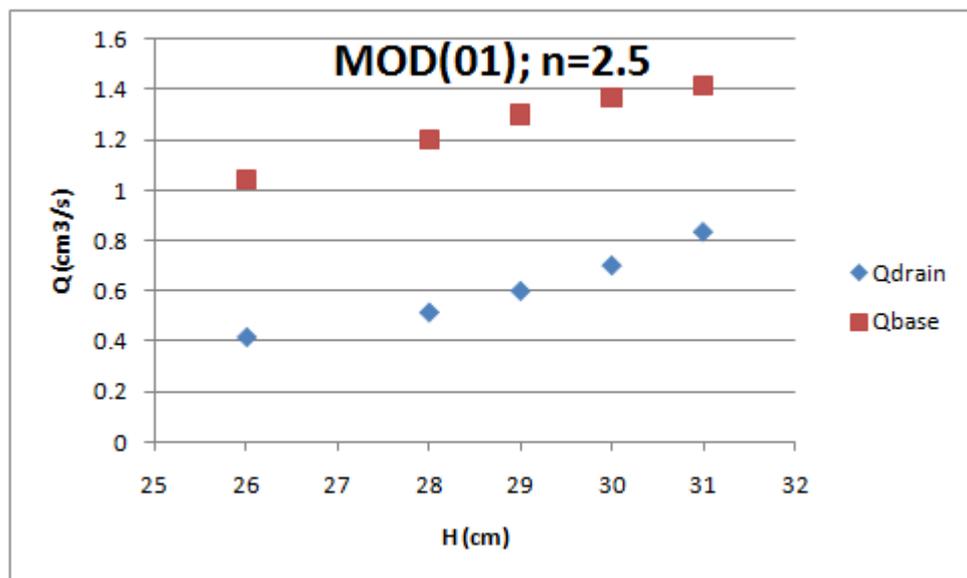


Fig. (IV-13) Comparaison des débits infiltrés à travers la base et par le drain **n=2.5**.

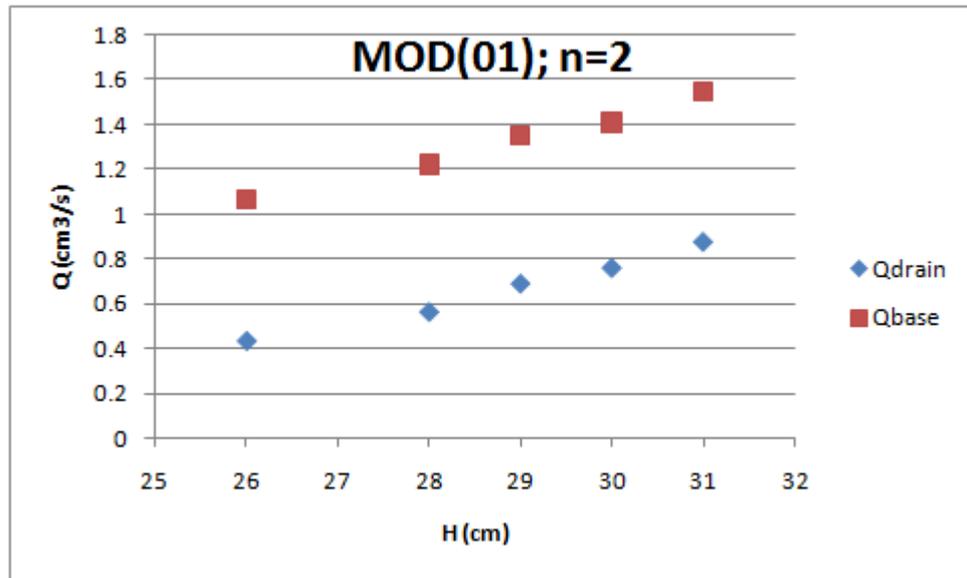


Fig. (IV-14) Comparaison des débits infiltrés à travers la base et par le drain n=2.

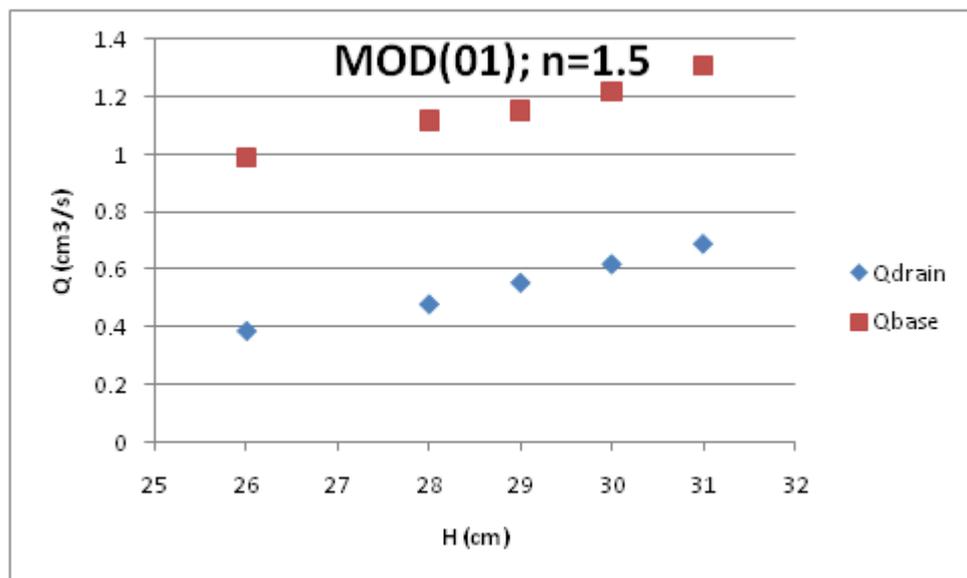


Fig. (IV-15) Comparaison des débits infiltrés à travers la base et par le drain n=1.5.

B. Modèle 02(sable fin pour le corps et pour la base)

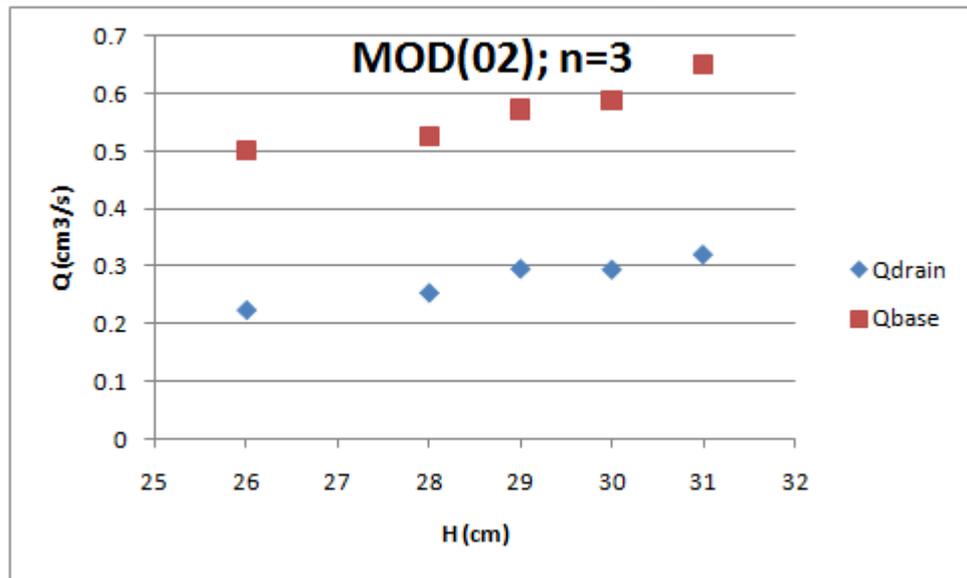


Fig. (IV-16) Comparaison des débits infiltrés à travers la base et par le drain **n=3**.

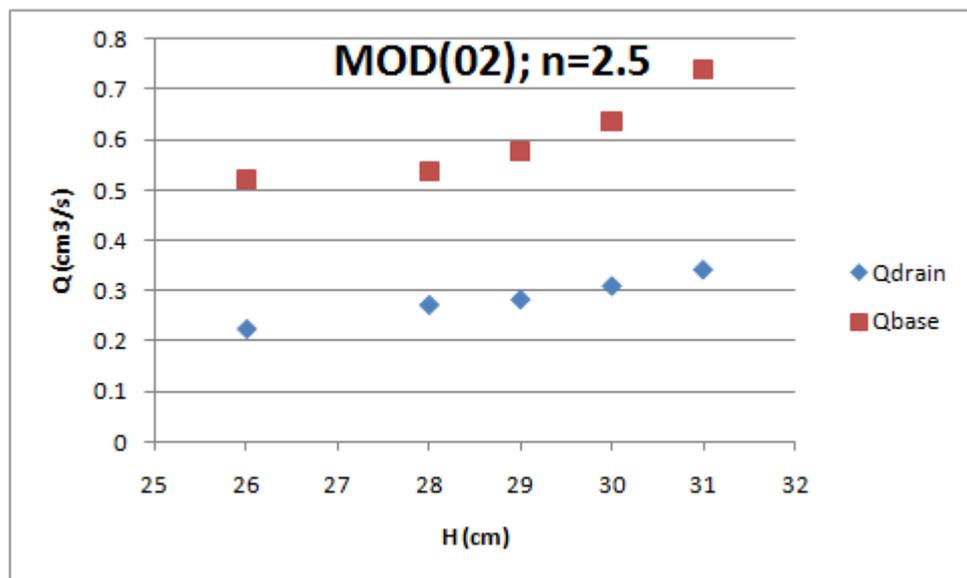


Fig. (IV-17) Comparaison des débits infiltrés à travers la base et par le drain **n=2.5**.

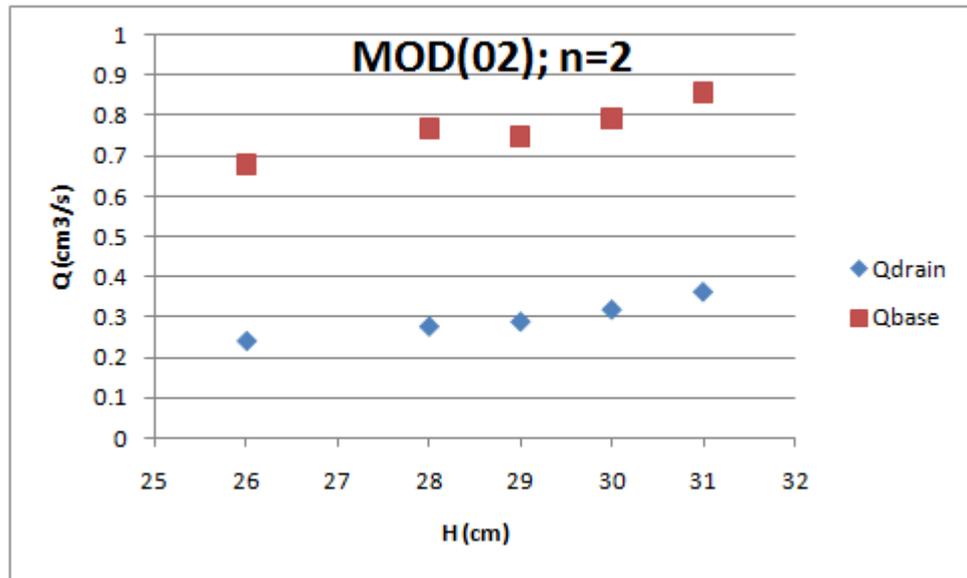


Fig. (IV-18) Comparaison des débits infiltrés à travers la base et par le drain $n=2$.

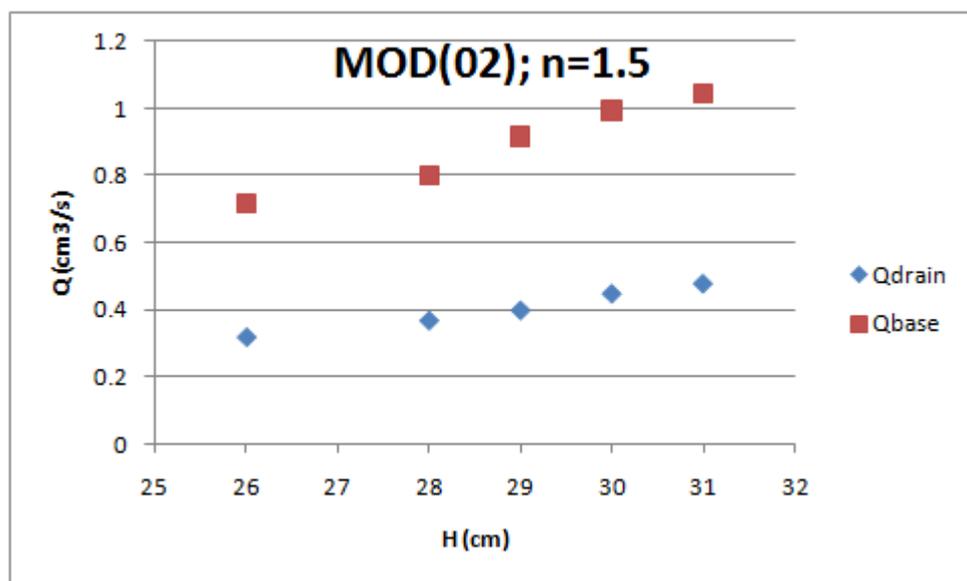


Fig. (IV-19) Comparaison des débits infiltrés à travers la base et par le drain $n=1.5$.

C. Modèle 03 (sable mixte pour le corps avec une base fine)

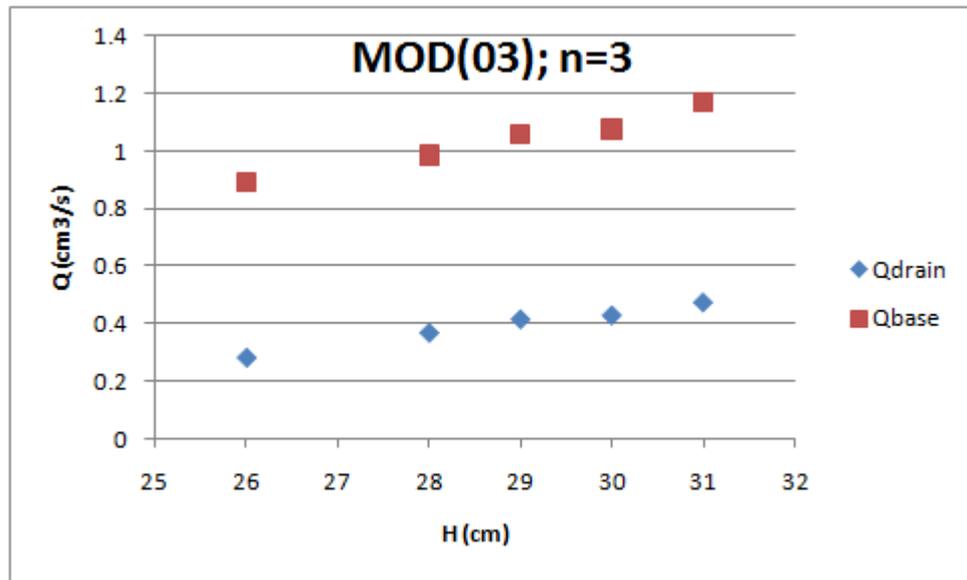


Fig. (IV-20) Comparaison des débits infiltrés à travers la base et par le drain n=3.

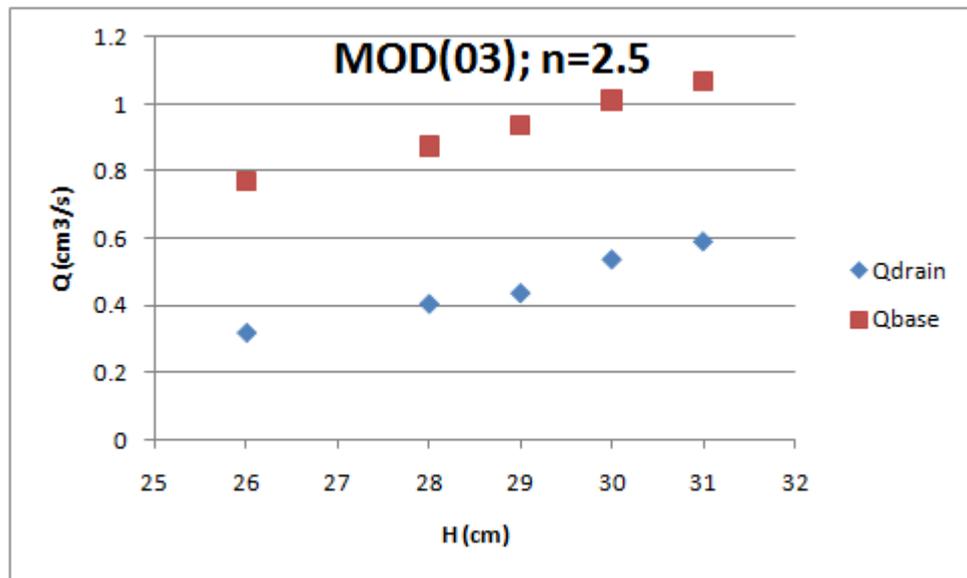


Fig. (IV-21) Comparaison des débits infiltrés à travers la base et par le drain n=2.5.

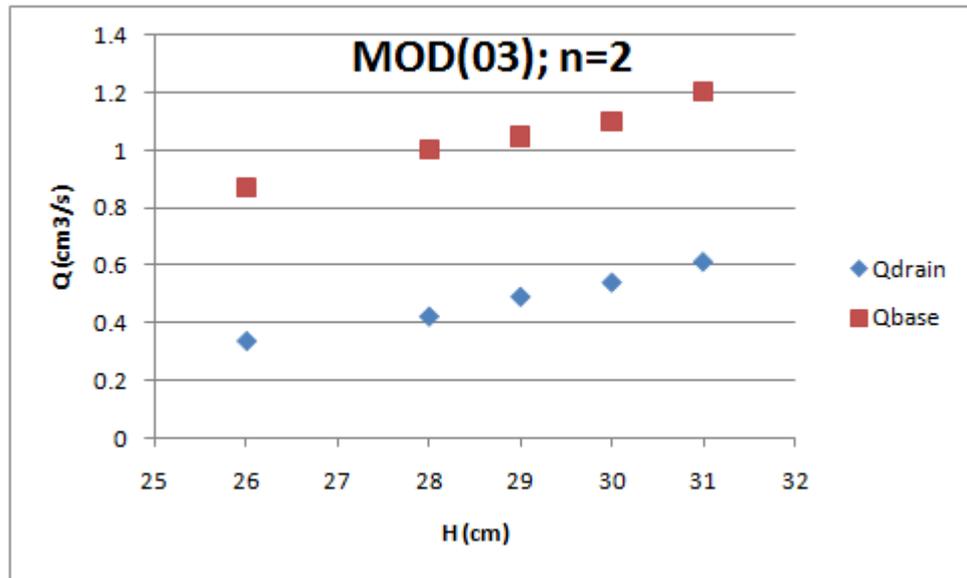


Fig. (IV-22) Comparaison des débits infiltrés à travers la base et par le drain $n=2$.

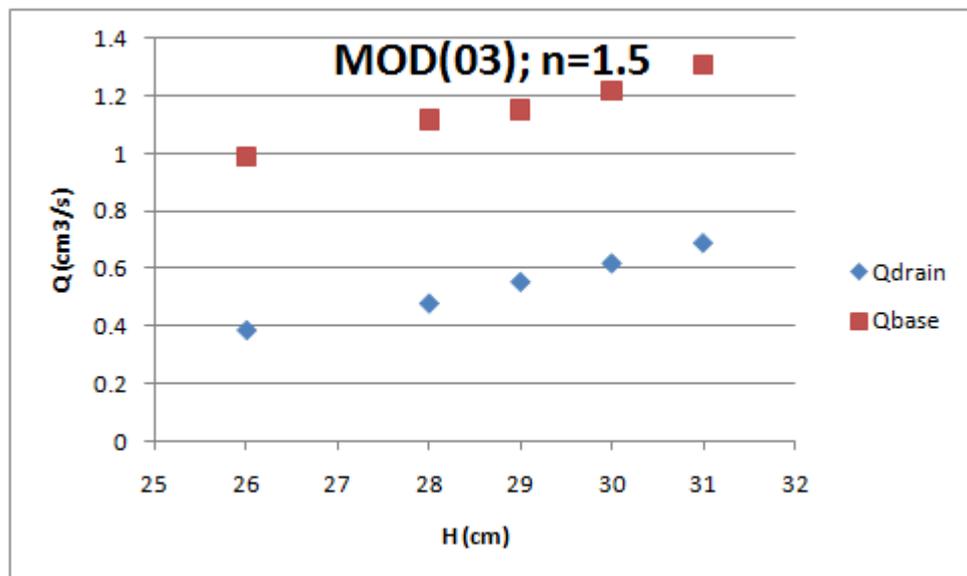


Fig. (IV-23) Comparaison des débits infiltrés à travers la base et par le drain $n=1.5$.

❖ **Commentaire :**

- D'après les graphes précédents on remarque que le débit d'infiltration augmente avec l'augmentation de pente, et l'augmentation des charges d'eau amont ;
- On constate que le débit infiltré à travers la base est plus grand par rapport à celui collecté par le drain.

IV-5-2/ Comparaison des débits de la base pour chaque pente

La comparaison entre les débits infiltrés à travers la base pour les trois modèles est représenté dans les figures suivantes, les tableaux de comparaison des débits sont trouvés à l'annexe.

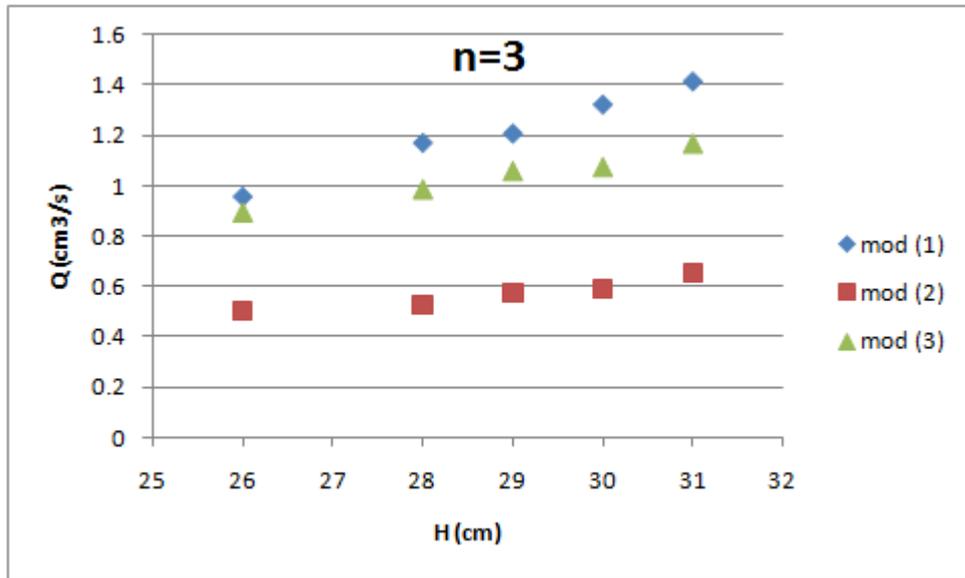


Fig. (IV-24) Comparaison des débits infiltrés à travers la base **n=3**.

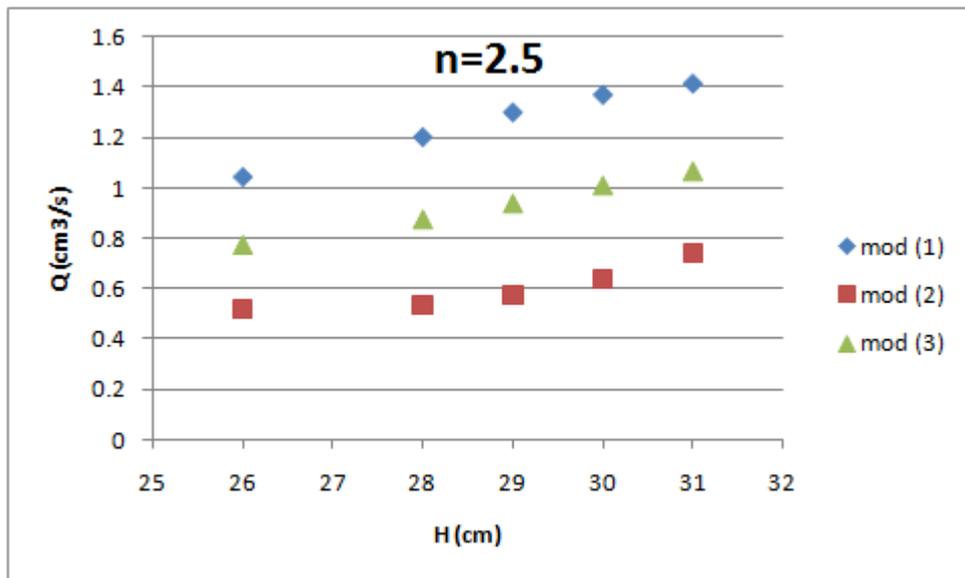


Fig. (IV-25) Comparaison des débits infiltrés à travers la base **n=2.5**.

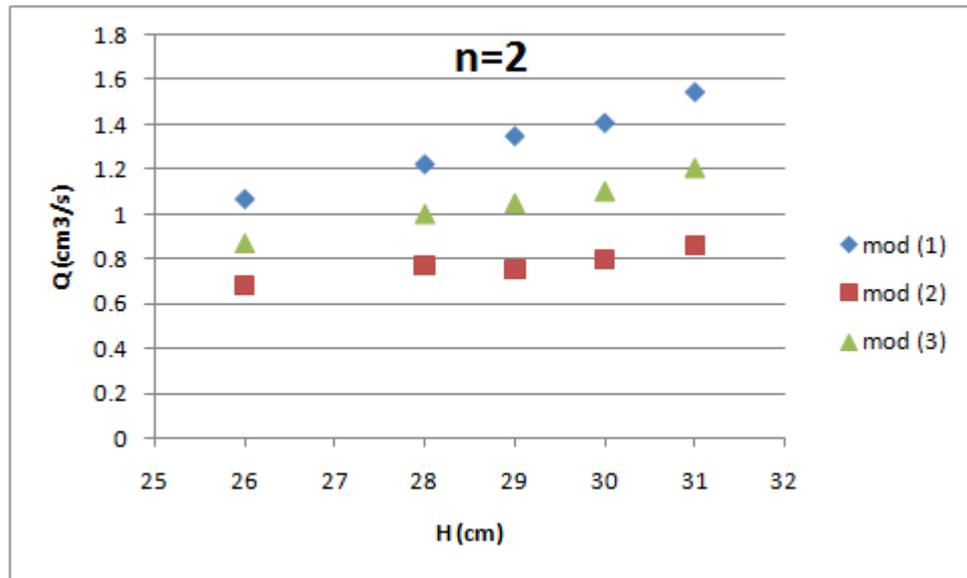


Fig. (IV-26) Comparaison des débits infiltrés à travers la base $n=2$.

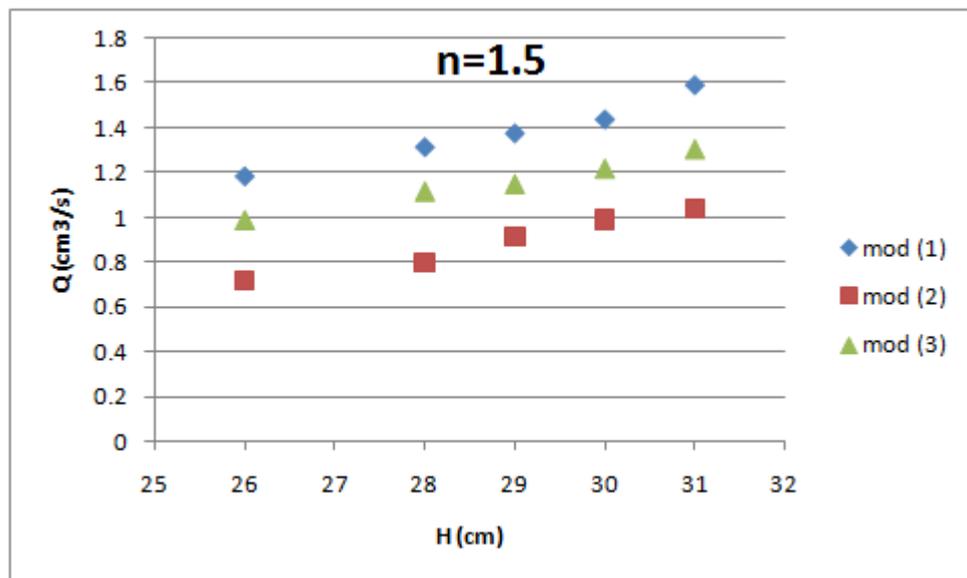


Fig. (IV-27) Comparaison des débits infiltrés à travers la base $n=1.5$.

IV-5-3/ Comparaison des débits 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.

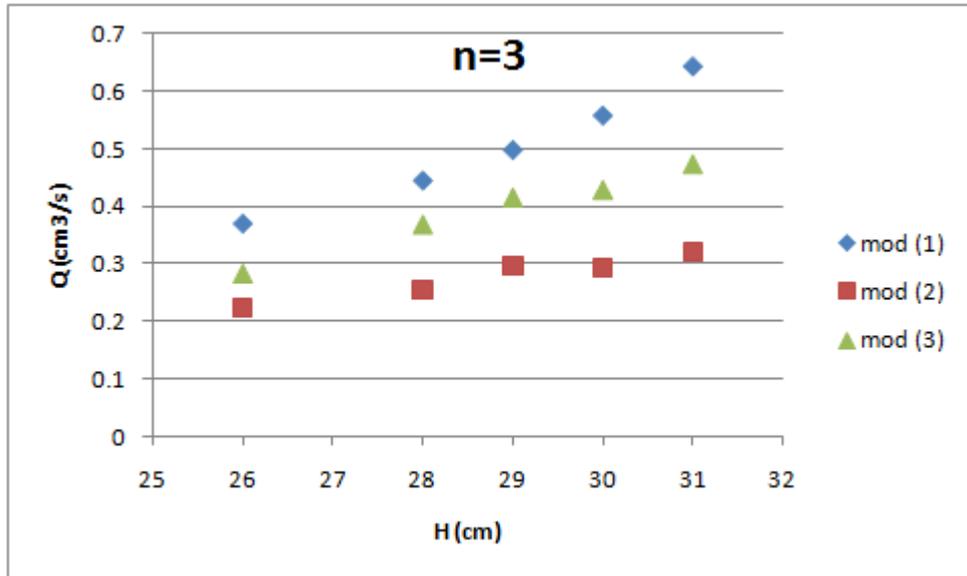


Fig. (IV-28) Comparaison des débits infiltrés par le drain **n=3**.

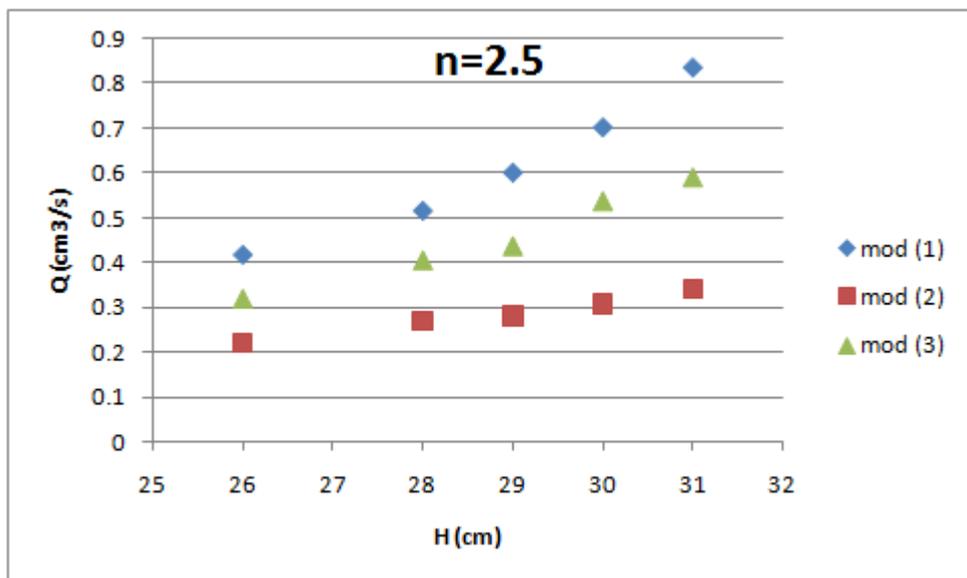


Fig. (IV-29) Comparaison des débits infiltrés par le drain **n=2.5**.

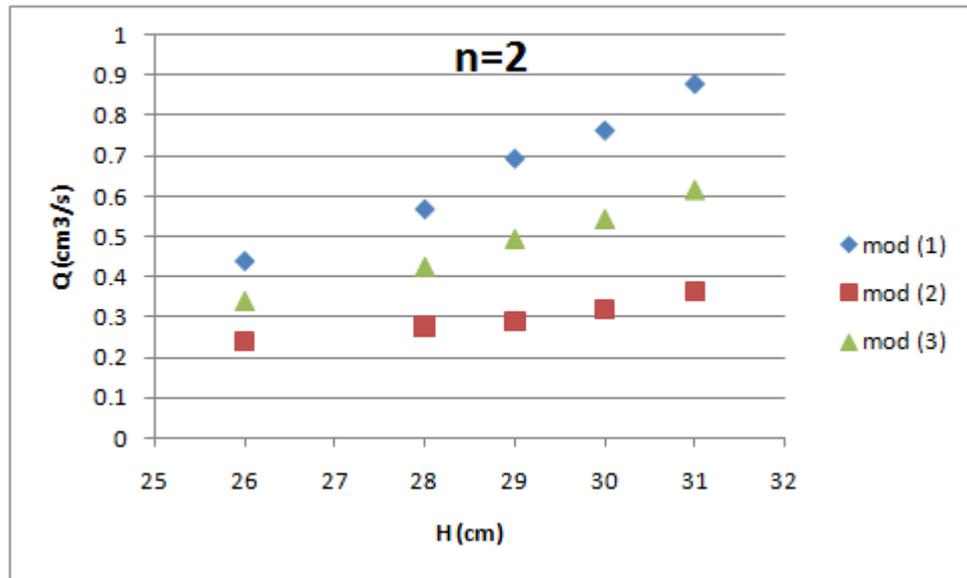


Fig. (IV-30) Comparaison des débits infiltrés par le drain $n=2$.

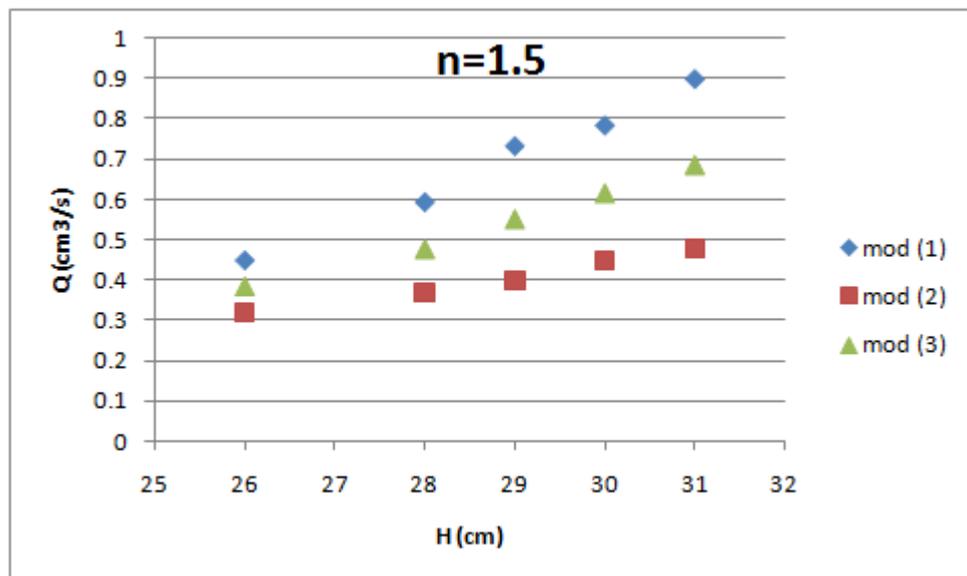


Fig. (IV-31) Comparaison des débits infiltrés par le drain $n=1.5$.

❖ Commentaire

- Le débit de la base augmente avec l'augmentation de la charge amont .
- Le débit de drain augmente avec l'augmentation de la charge amont .
- On remarque que le débit de l'infiltration dans le drain perméable est faible par rapporte la base à cause de sa perméabilité est plus grand que la base .
- on remarque que le débit d'infiltration pour le 1^{ere} modèle est plus grand par rapport le 3^{eme} modèle et le 3^{eme} modèle est le plus bas.

IV-6/Mesure de débit d'infiltration par programme SEEP/W

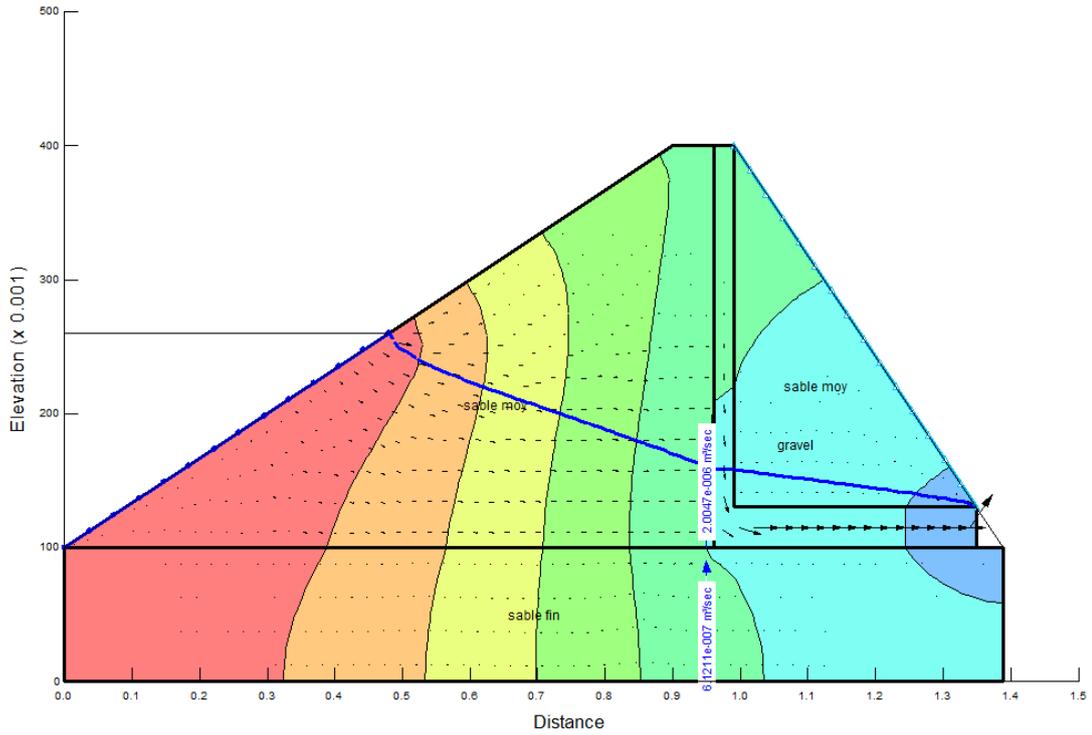


Fig. (IV-32)Modèle simulations par le logiciel SEEP/W du barrage pour la pente n=3

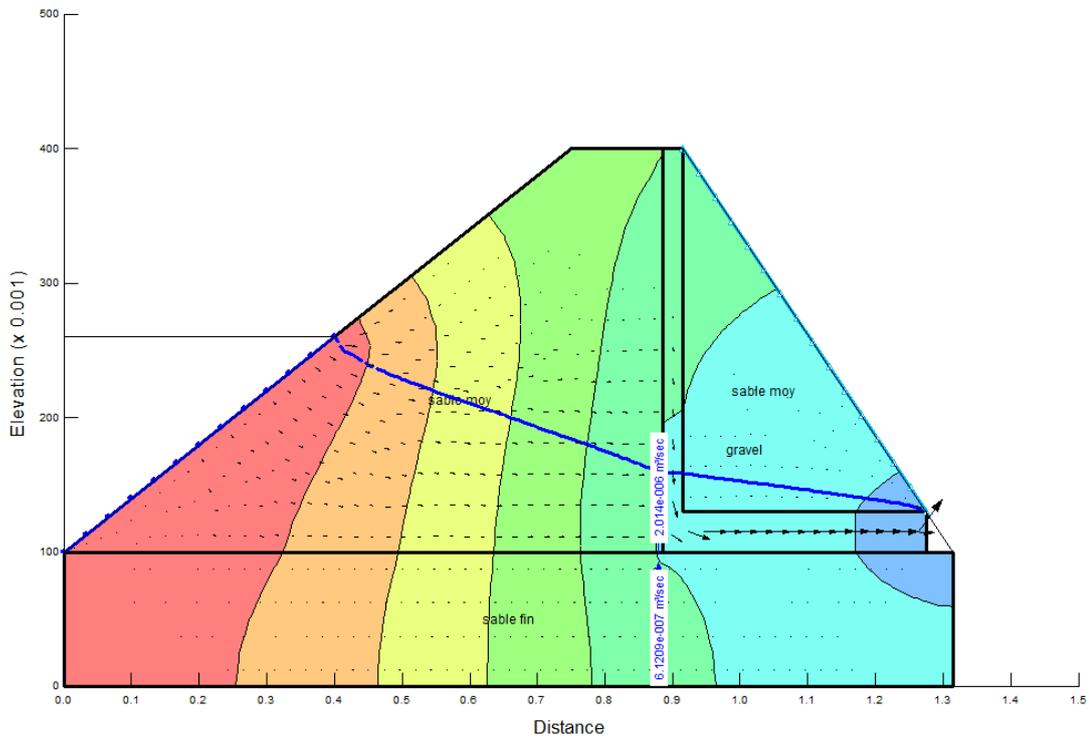


Fig.

(IV-33)Modèle simulations par le logiciel SEEP/W du barrage pour la pente n=2.5

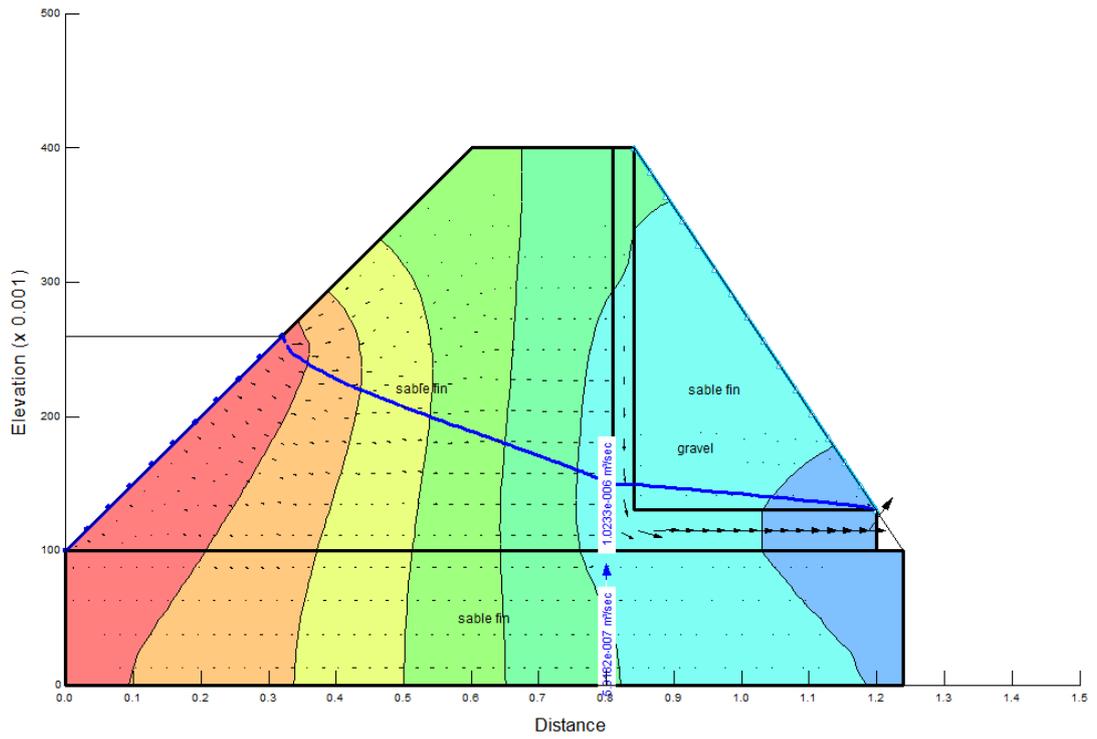


Fig. (IV-34) Modèle simulations par le logiciel SEEP/W du barrage pour la pente $n=2$

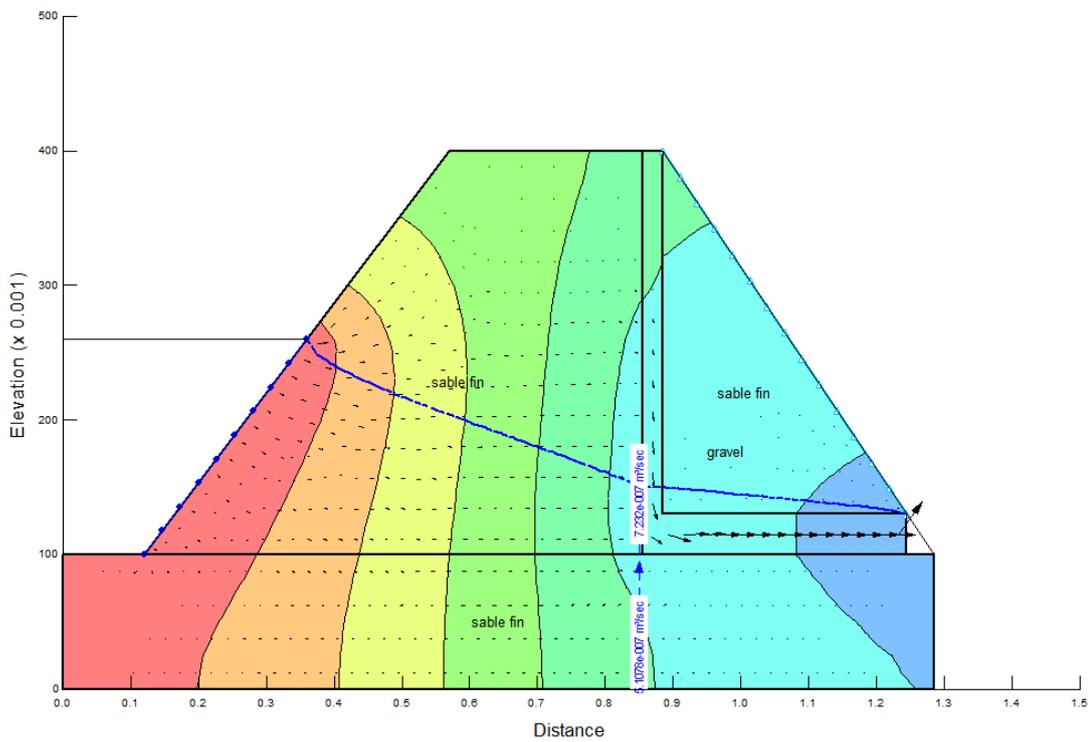


Fig. (IV-35) Modèle simulations par le logiciel SEEP/W du barrage pour la pente $n=1.5$

IV-6-1/ Détermination numérique du débit d'infiltration du drain

Les tableaux et les graphes suivants représentent les débits numériques du drain.

A. Modèle 01 (sable moyen pour le corps avec une base fine)

Tableau (IV-7) les débits numérique du drain pour le 1^{ère} modèle.

H (cm)	Q (cm ³ /s)			
	n=3	n=2.5	n=2	n=1.5
26	2.004	2.014	2.03	1.395
28	2.375	1.601	3.109	2.389
29	2.549	2.535	3.339	2.545
30	3.606	1.823	3.557	2.696
31	2.867	2.847	2.834	2.842

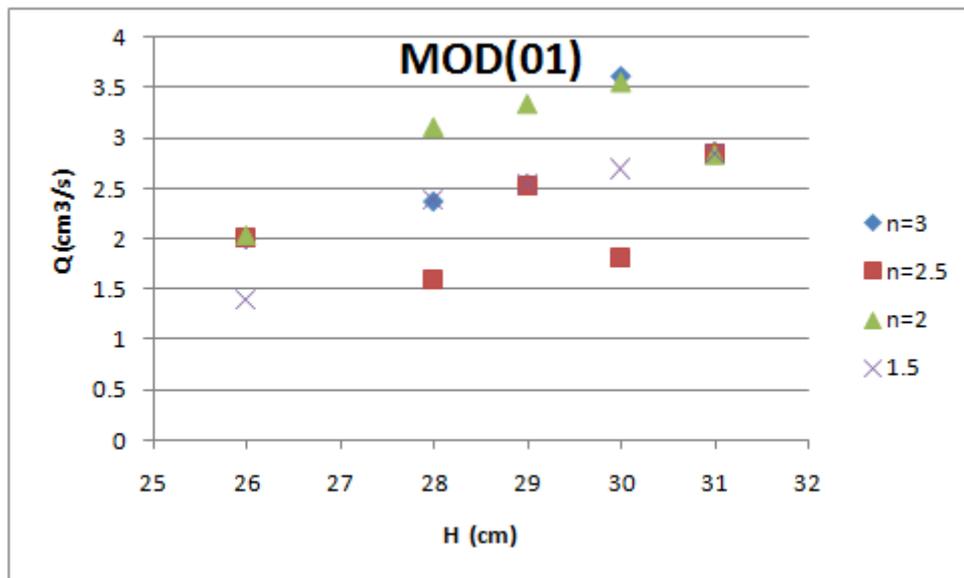


Fig. (IV-36) Variation des débits numérique du drain à chaque pente Mod1.

B. Modèle 02 (sable fin pour le corps et pour la base)

Tableau (IV-8) les débits numérique du drain pour le 2^{ème} modèle.

H (cm)	Q (cm ³ /s)			
	n=3	n=2.5	n=2	n=1.5
26	1.007	0.7	1.023	0.723
28	1.22	0.836	1.218	0.848
29	0.902	0.898	2.082	1.33
30	1.426	1.414	1.407	1.42
31	1.521	1.506	1.497	1.508

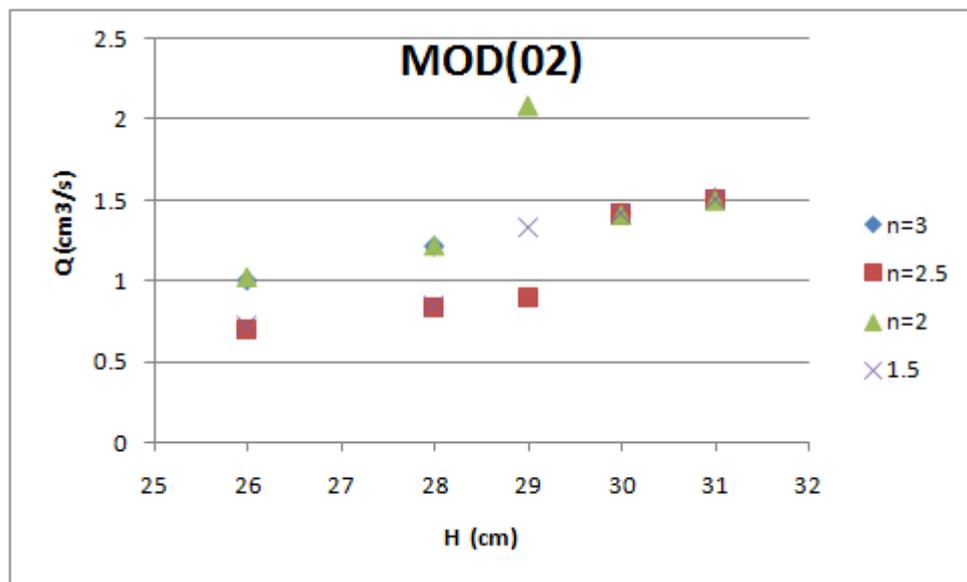


Fig. (IV-37) Variation des débits numérique du drain à chaque pente Mod2.

C. Modèle 03 (sable mixte pour le corps avec une base fine)

Tableau (IV-9) les débits numérique du drain pour le 3^{ème} modèle.

H (cm)	Q (cm ³ /s)			
	n=3	n=2.5	n=2	n=1.5
26	1.72	2.223	2.245	1.203
28	2.05	2.044	2.673	2.066
29	2.203	2.191	2.878	2.894
30	1.581	2.33	2.322	1.513
31	2.481	1.664	2.453	2.461

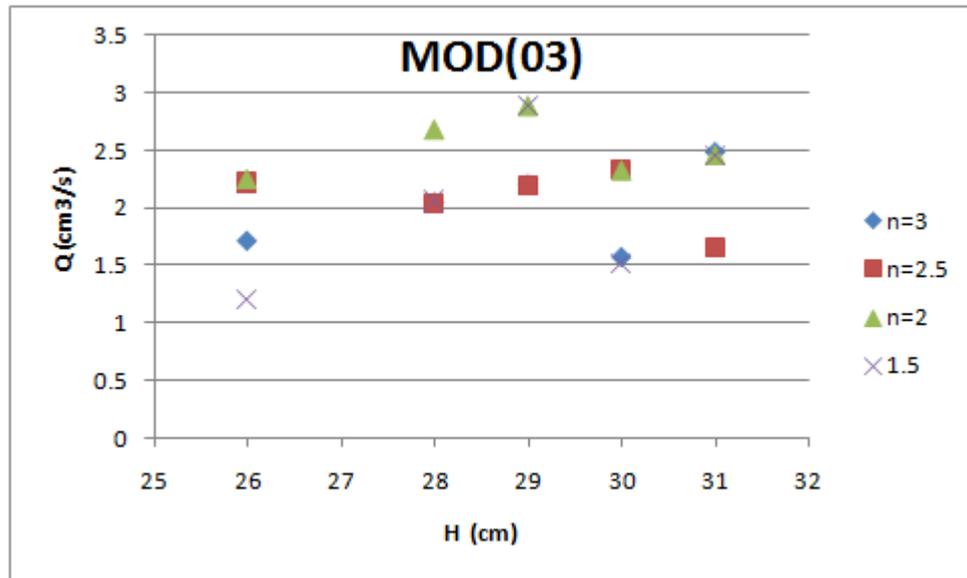


Fig. (IV-38) Variation des débits numérique du drain à chaque pente Mod3.

❖ **Commentaire :**

- Pour les trois modèles on remarque que le débit qui passe par le drain irrégulier avec la variation de la pente et l'augmentation des charges amont.
- l'écart entre les débits pour le 1^{er} modèle est plus grand que le 3^{ème} modèle, le 2^{ème} modèle est plus bas.

IV-6-2/ Détermination numérique du débit d'infiltration du base

Les tableaux et les graphes suivants représentent les débits numériques du base.

A. Modèle 01 (sable moyen pour le corps avec une base fine)

Tableau (IV-10) les débits numérique du base pour le 1^{ère} modèle.

H (cm)	Q (cm ³ /s)			
	n=3	n=2.5	n=2	n=1.5
26	0.612	0.612	0.616	0.526
28	0.726	0.722	0.724	0.733
29	0.783	0.777	0.777	0.785
30	0.839	0.831	0.83	0.837
31	0.894	0.884	0.882	0.889

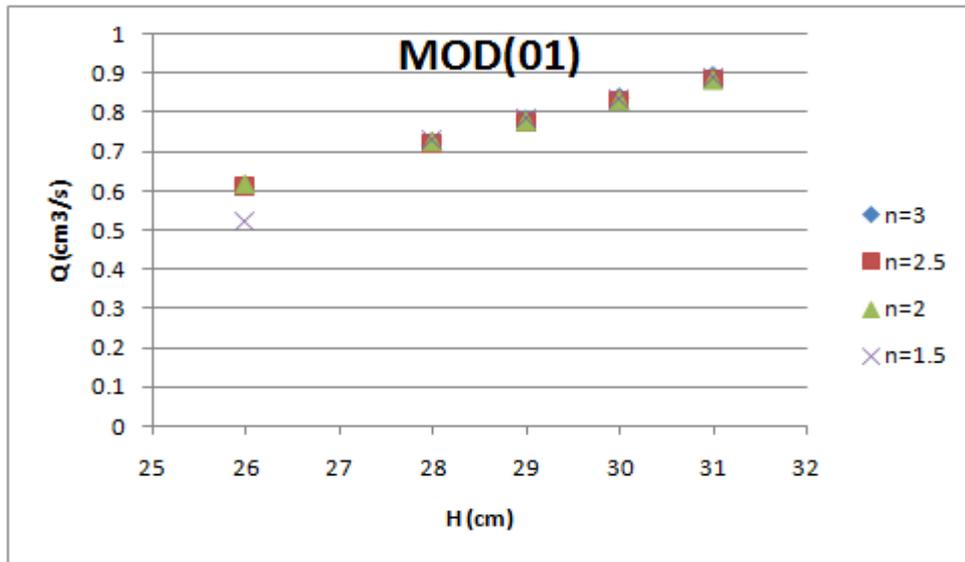


Fig. (IV-39) Variation des débits numérique du base à chaque pente Mod1.

B. Modèle 02 (sable fin pour le corps et pour la base)

Tableau (IV-11) les débits numérique du base pour le 2^{ème} modèle.

H (cm)	Q (cm3/s)			
	n=3	n=2.5	n=2	n=1.5
26	0.586	0.586	0.591	0.51
28	0.7	0.696	0.698	0.712
29	0.755	0.75	0.75	0.764
30	0.811	0.804	0.803	0.816
31	0.865	0.857	0.855	0.868

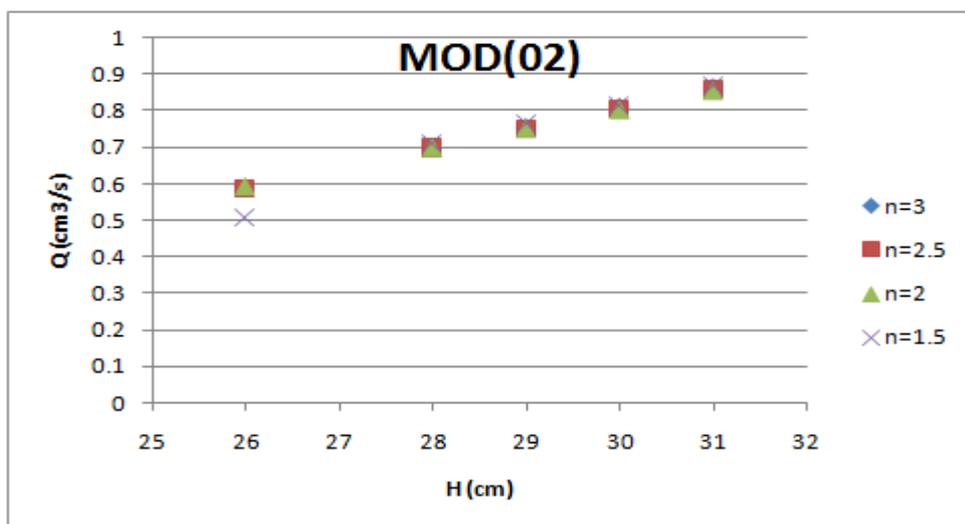


Fig. (IV-40) Variation des débits numérique du base à chaque pente Mod2.

C. Modèle 03 (sable mixte pour le corps avec une base fine)

Tableau (IV-12) les débits numérique du base pour le 3^{ème} modèle.

H (cm)	Q (cm ³ /s)			
	n=3	n=2.5	n=2	n=1.5
26	0.61	0.61	0.615	0.527
28	0.725	0.721	0.723	0.733
29	0.782	0.776	0.776	0.785
30	0.837	0.83	0.829	0.837
31	0.892	0.883	0.881	0.889

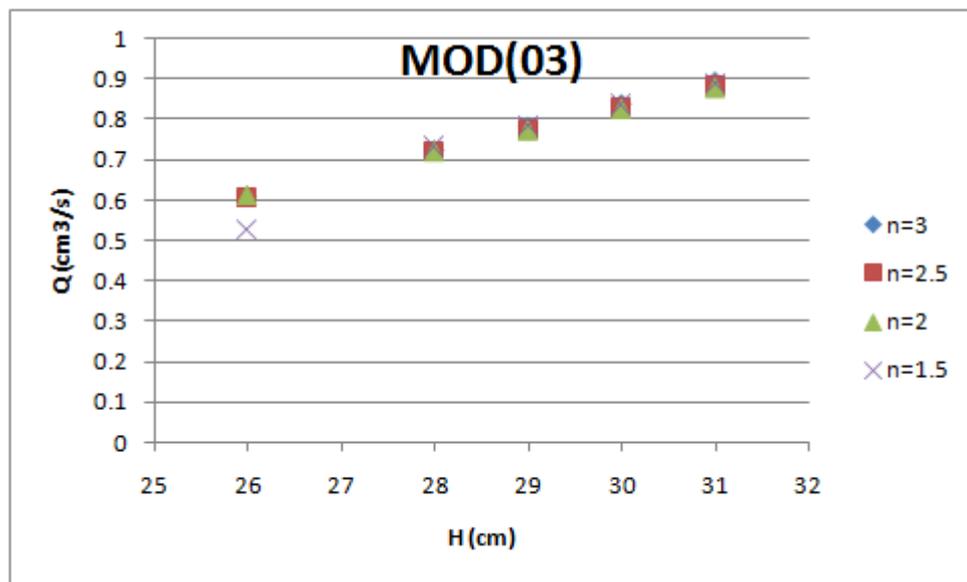


Fig. (IV-41) Variation des débits numérique du base à chaque pente Mod3.

❖ **Commentaire**

après les graphes précédents on constate que

- Le débit qui a traversé la base est constante avec la variation de la pente .
- L'écart entre les débits pour les trois modèles est constante .
- Le débit qui a traversé la base pour chaque pente est augmenté si la charge d'eau augmentant.
- le débit de base est variée entre (0.6 et 0.9 cm³/s).

IV-7/Comparaison des débits expérimentaux et débits numériques

IV-7-1/ Comparaison des débits pour le drain

Les graphes suivants représentent la comparaison entre les débits de drain expérimentaux et numériques, les tableaux de comparaison des débits sont trouvés à l'annexe.

A. Modèle 01 (sable moyen pour le corps avec une base fine)

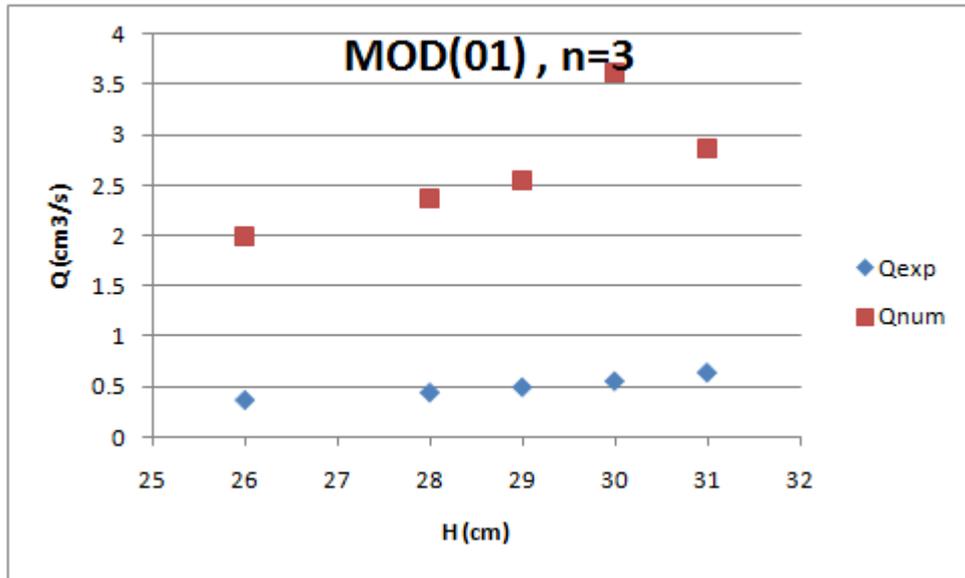


Fig. (IV-42) Comparaison des débits pour le drain n=3.

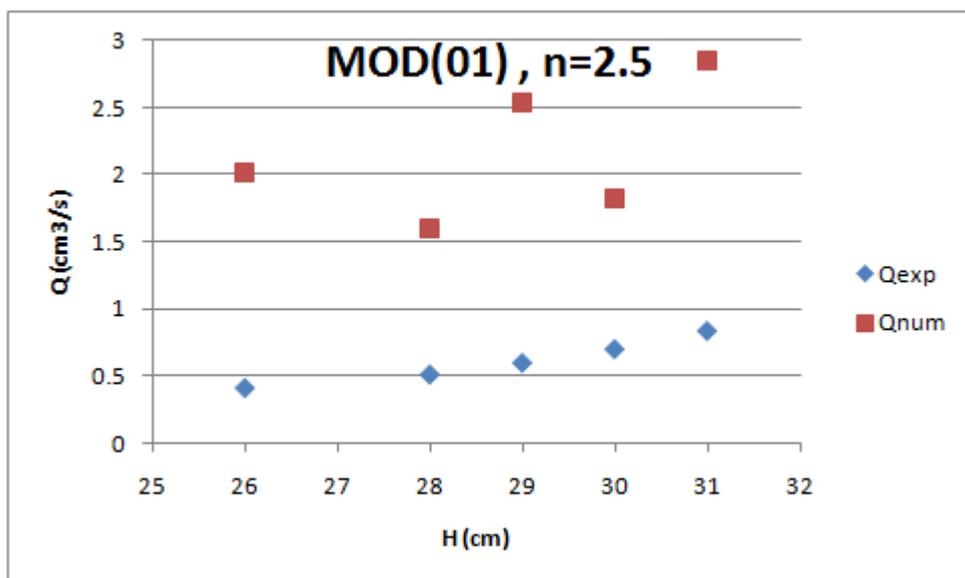


Fig. (IV-43) Comparaison des débits pour le drain n=2.5.

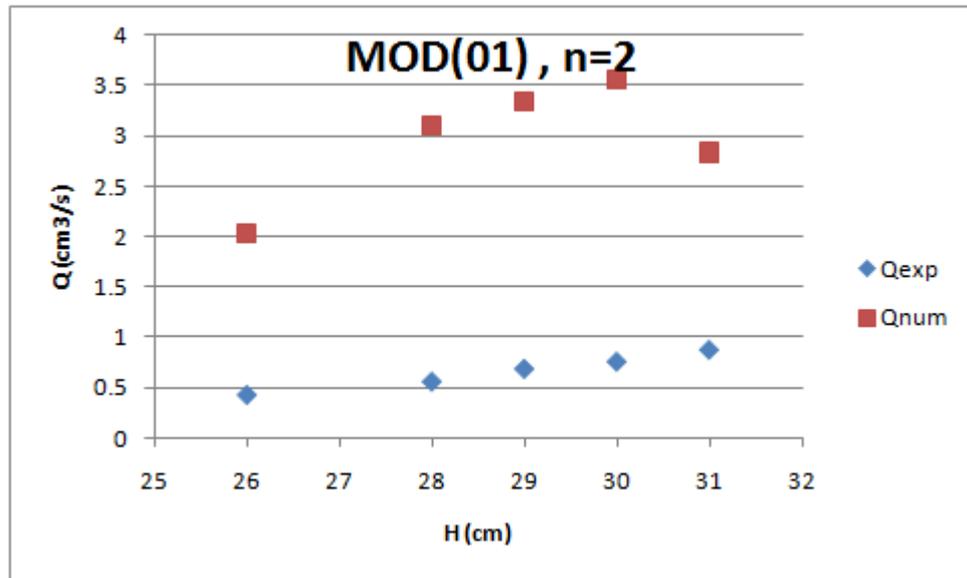


Fig. (IV-44) Comparaison des débits pour le drain n=2.

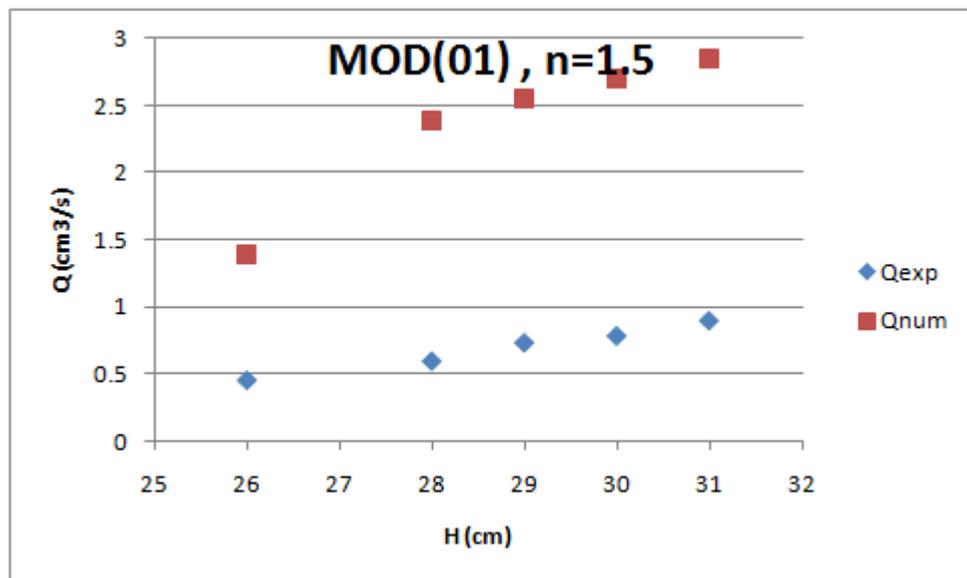


Fig. (IV-45) Comparaison des débits pour le drain n=1.5.

B. Modèle 02 (sable fin pour le corps et pour la base)

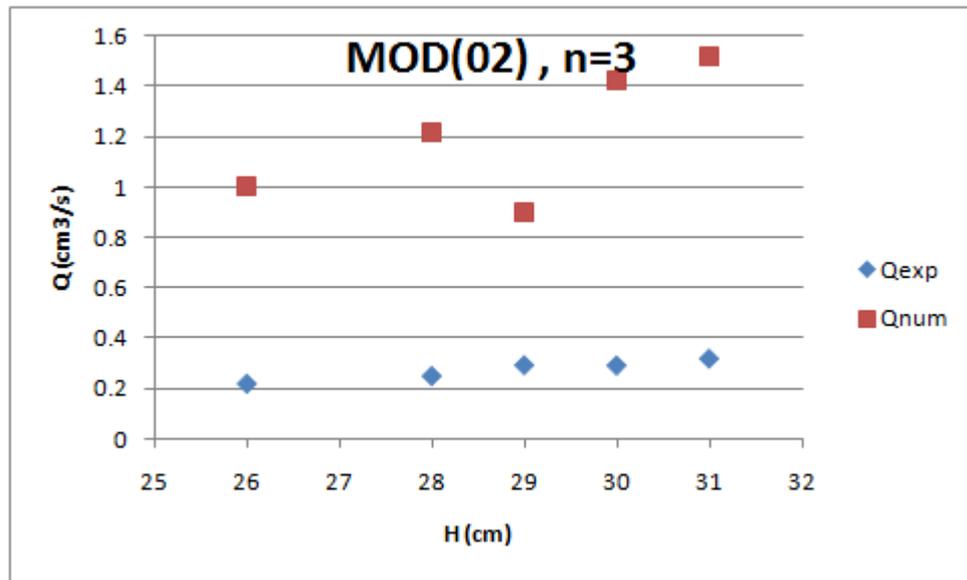


Fig. (IV-46) Comparaison des débits pour le drain **n=3**.

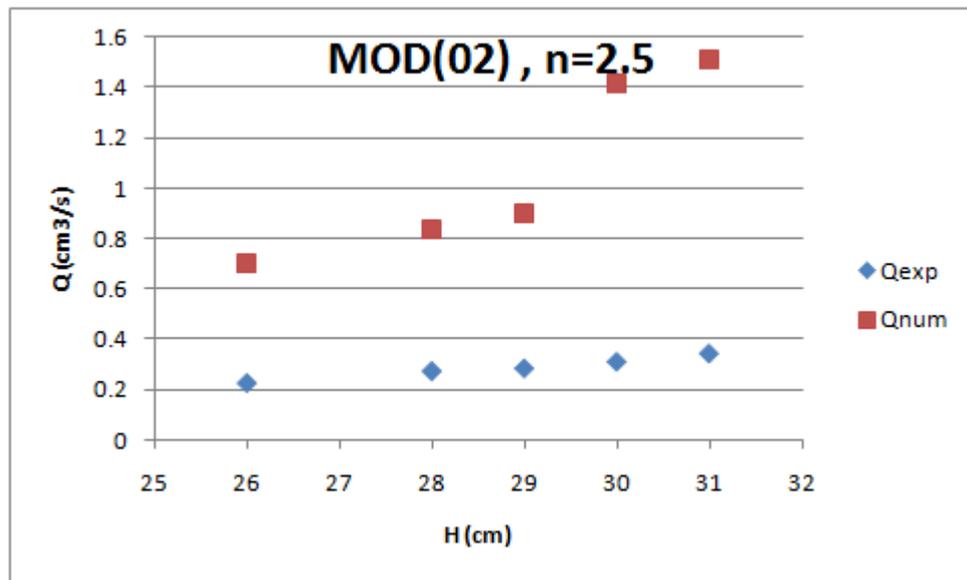


Fig. (IV-47) Comparaison des débits pour le drain **n=2.5**.

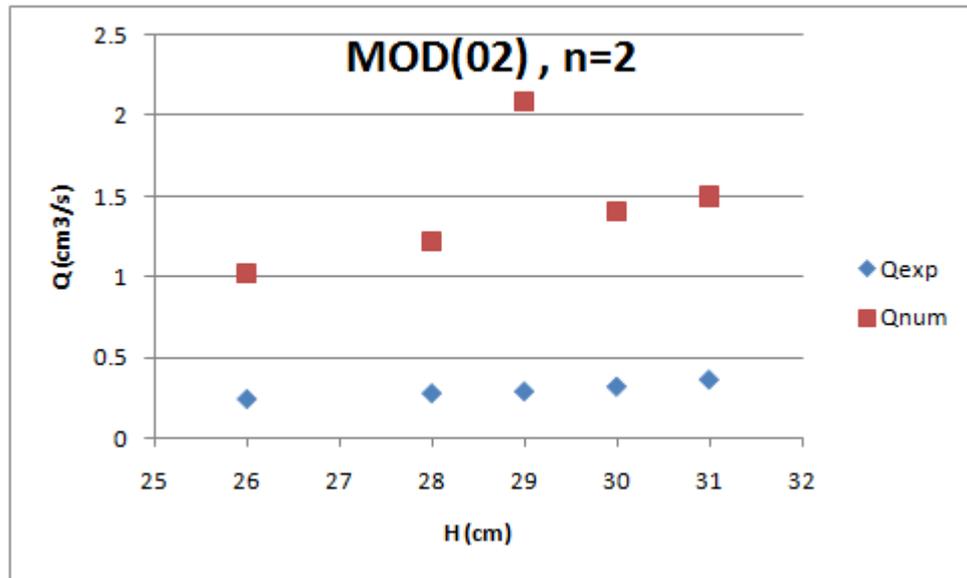


Fig. (IV-48) Comparaison des débits pour le drain n=2.

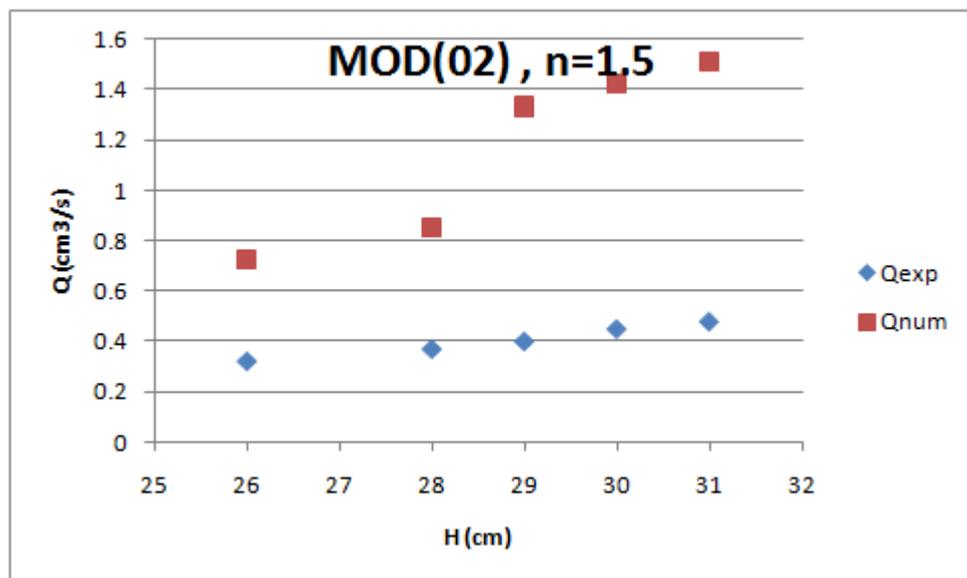


Fig. (IV-49) Comparaison des débits pour le drain n=1.5.

C. Modèle 03 (sable mixte pour le corps avec une base fine)

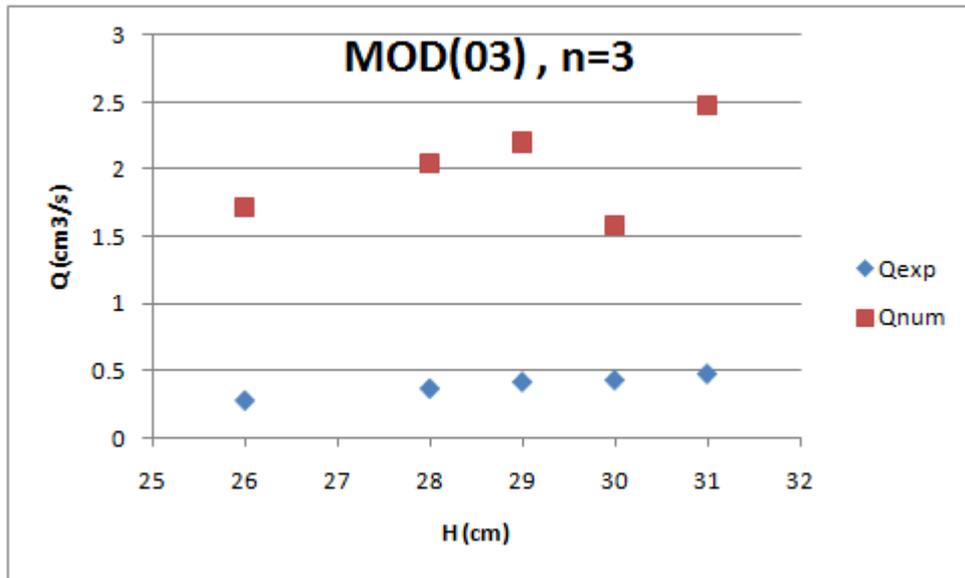


Fig. (IV-50) Comparaison des débits pour le drain n=3.

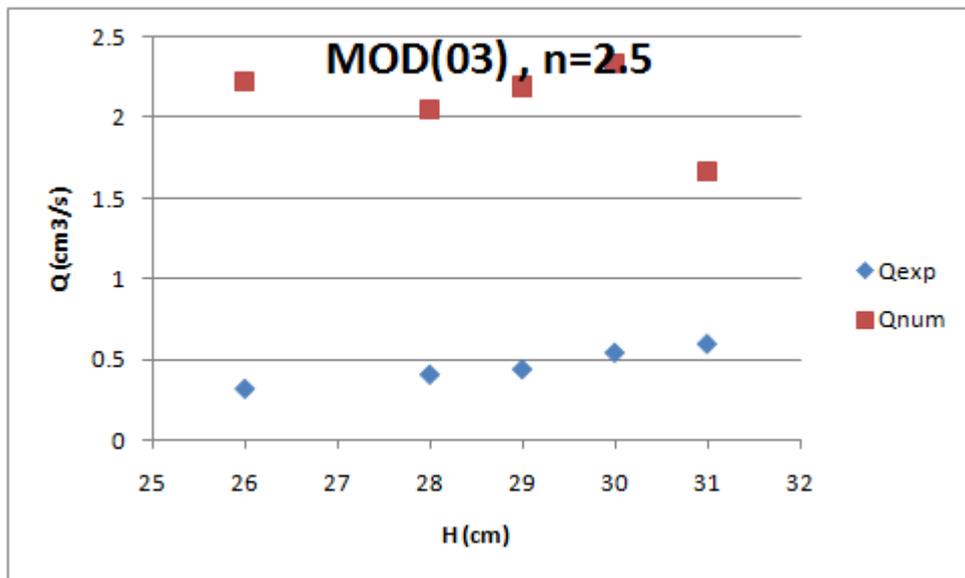


Fig. (IV-51) Comparaison des débits pour le drain n=2.5.

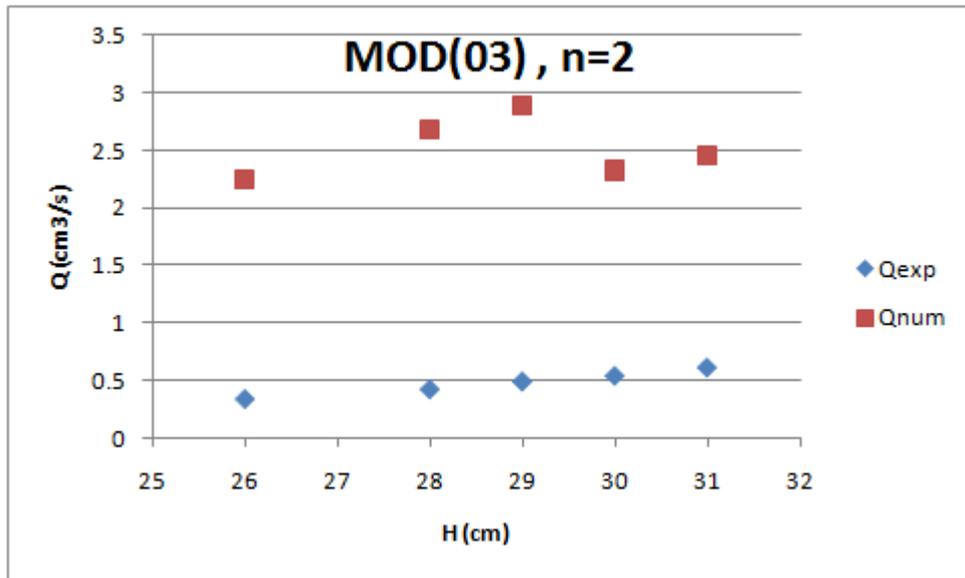


Fig. (IV-52) Comparaison des débits pour le drain n=2.

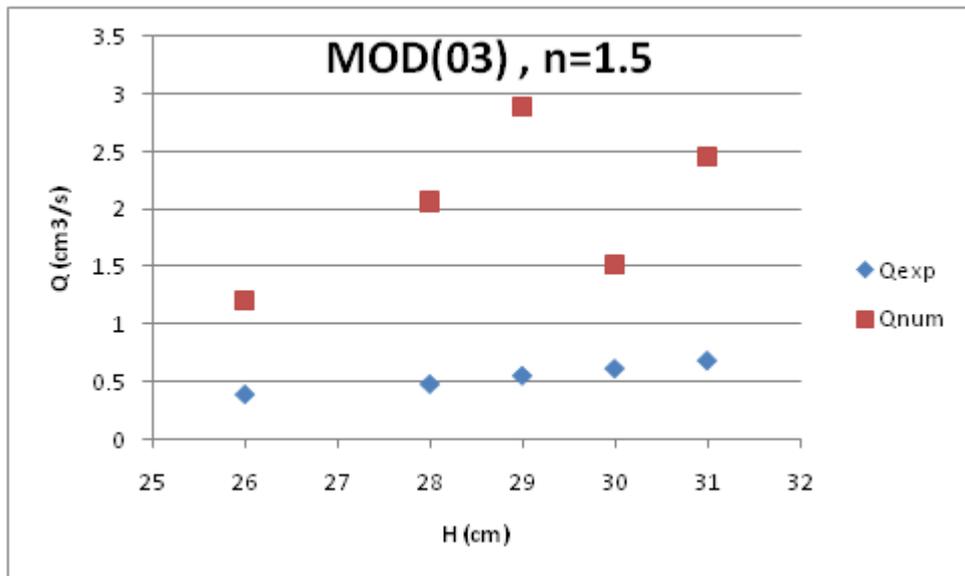


Fig. (IV-53) Comparaison des débits pour le drain n=1.5.

❖ Commentaire

- Le débit de drain numérique est le plus grand que le débit de drain expérimentale pour chaque pente et tout les modèles .
- Généralement le débit de drain numérique est augmenté si que la charge d'eau est augmenté a part quelque point de la charge d'eau en amont.
- Le variation de débit ($\Delta Q = Q_{\text{num}} - Q_{\text{exp}}$) est supérieur ou égale à $0.9 \text{ cm}^3/\text{s}$.

IV-7-2/ Comparaison des débits de la base fine

Les graphes suivants représentent la comparaison entre les débits de la base expérimentaux et numériques, les tableaux de comparaison des débits sont trouvés à l'annexe.

A. Modèle 01 (sable moyen pour le corps avec une base fine)

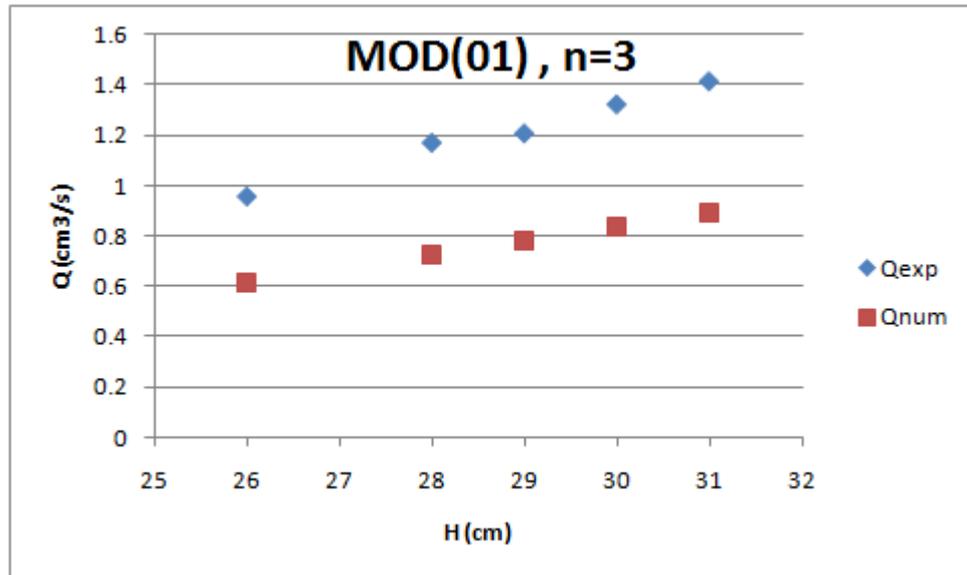


Fig. (IV-54) Comparaison des débits de la base fine n=3.

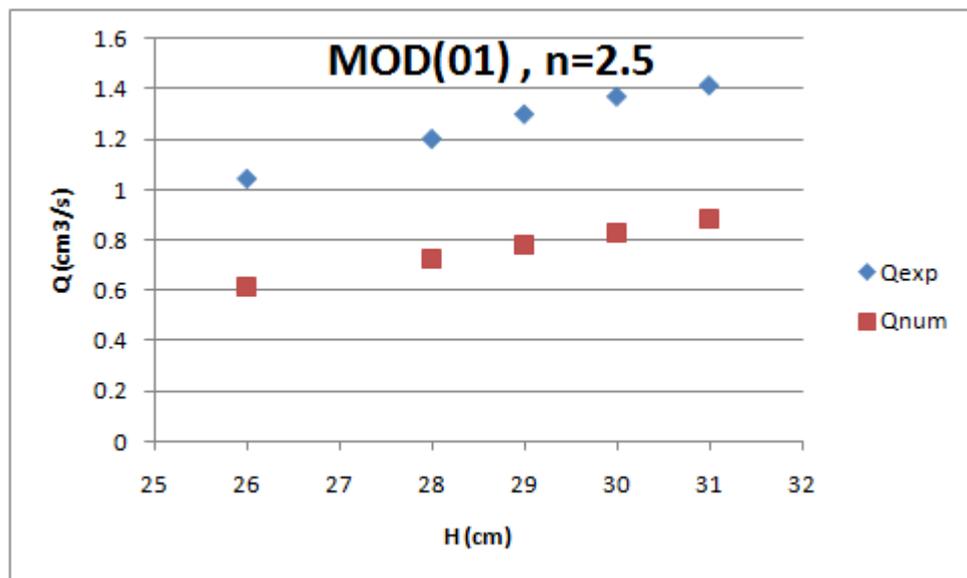


Fig. (IV-55) Comparaison des débits de la base fine n=2.5.

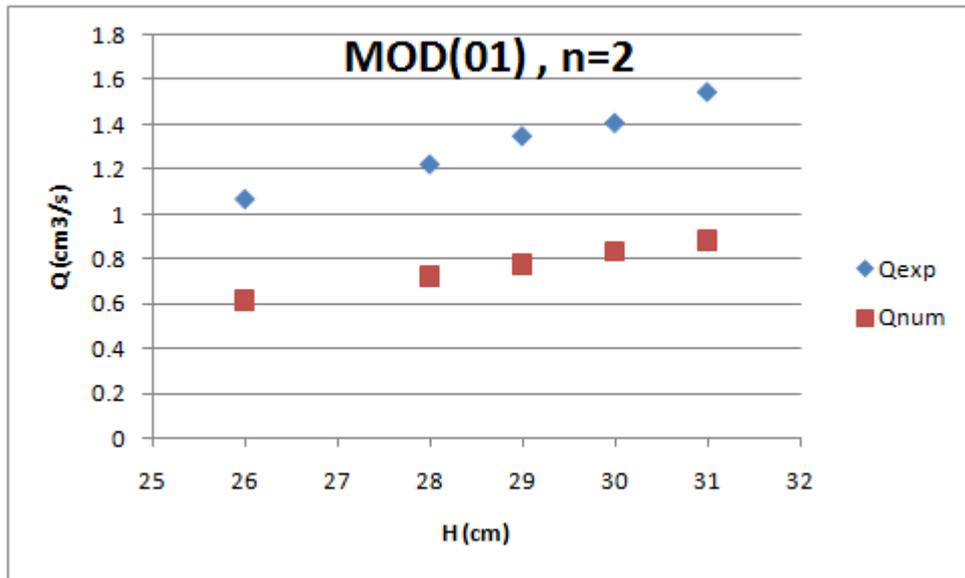


Fig. (IV-56) Comparaison des débits de la base fine n=2.

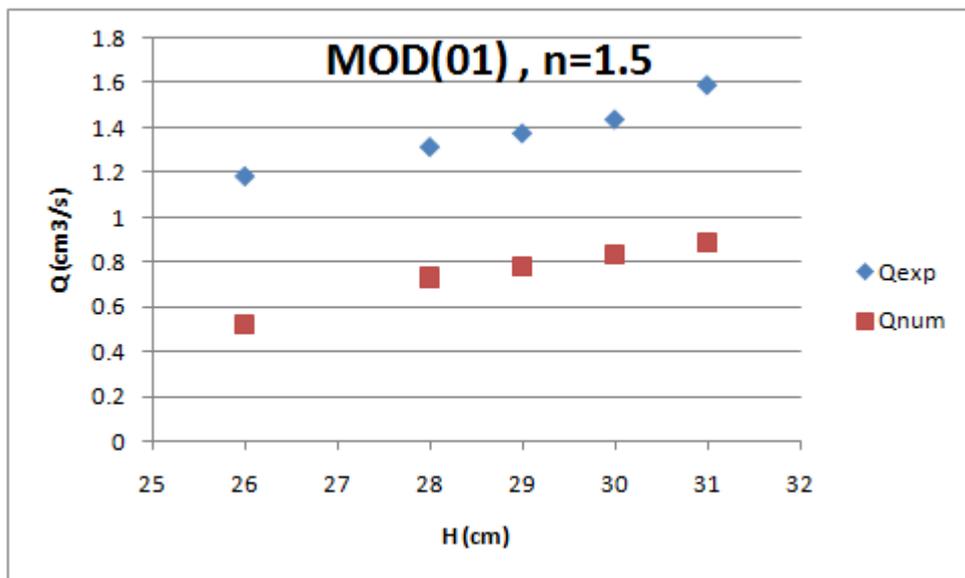


Fig. (IV-57) Comparaison des débits de la base fine n=1.5.

B. Modèle 02 (sable fin pour le corps et pour la base)

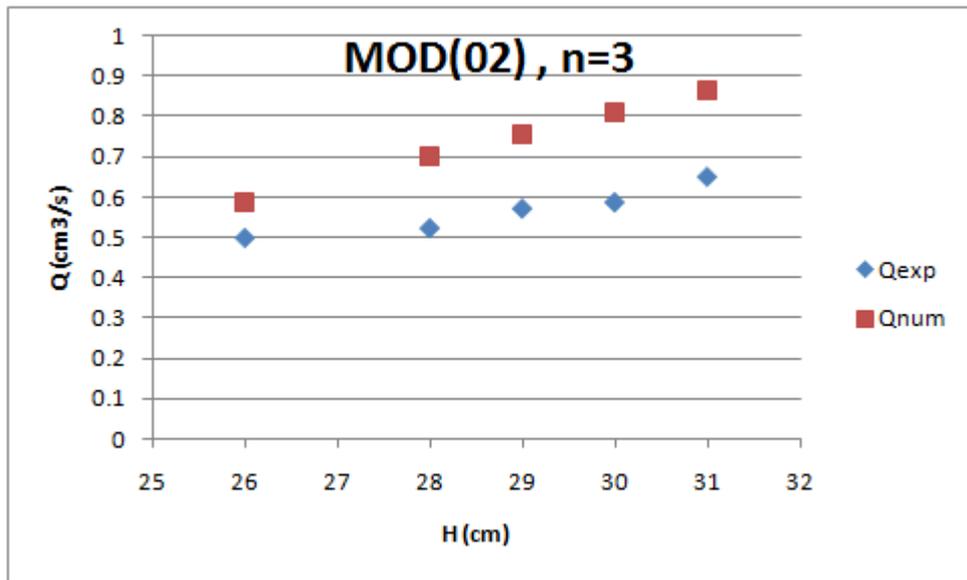


Fig. (IV-58) Comparaison des débits de la base fine **n=3**.

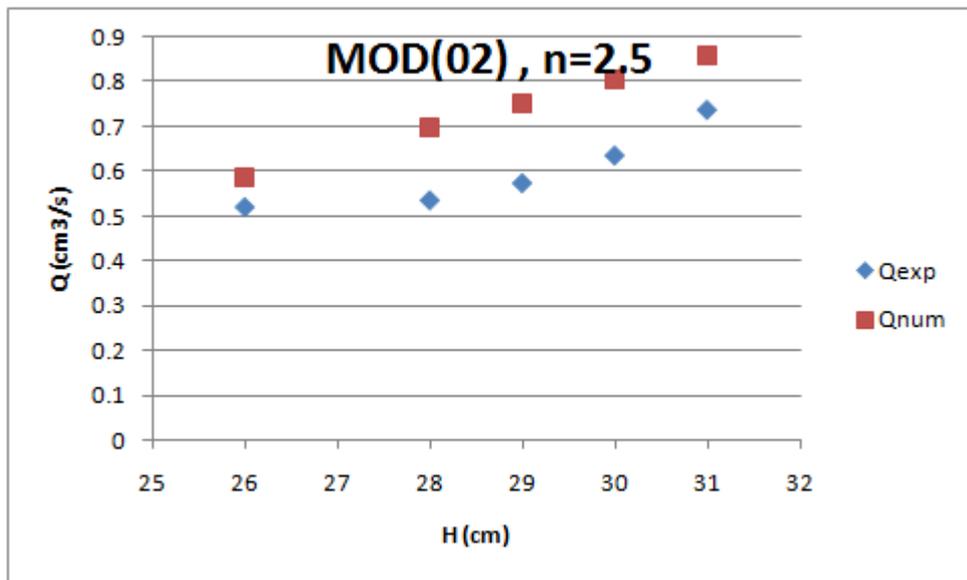


Fig. (IV-59) Comparaison des débits de la base fine **n=2.5**.

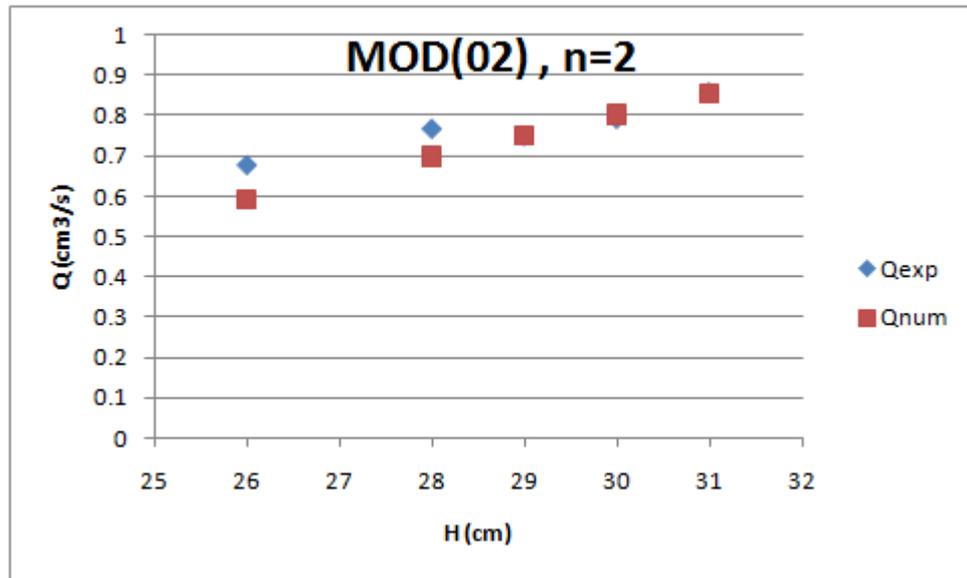


Fig. (IV-60) Comparaison des débits de la base fine n=2.

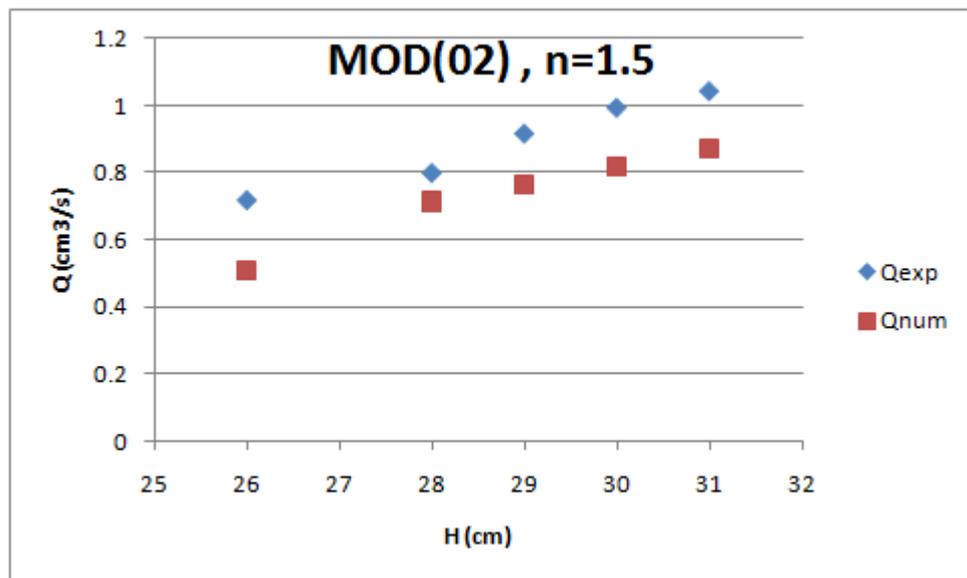


Fig. (IV-61) Comparaison des débits de la base fine n=1.5.

C. Modèle 03 (sable mixte pour le corps avec une base fine)

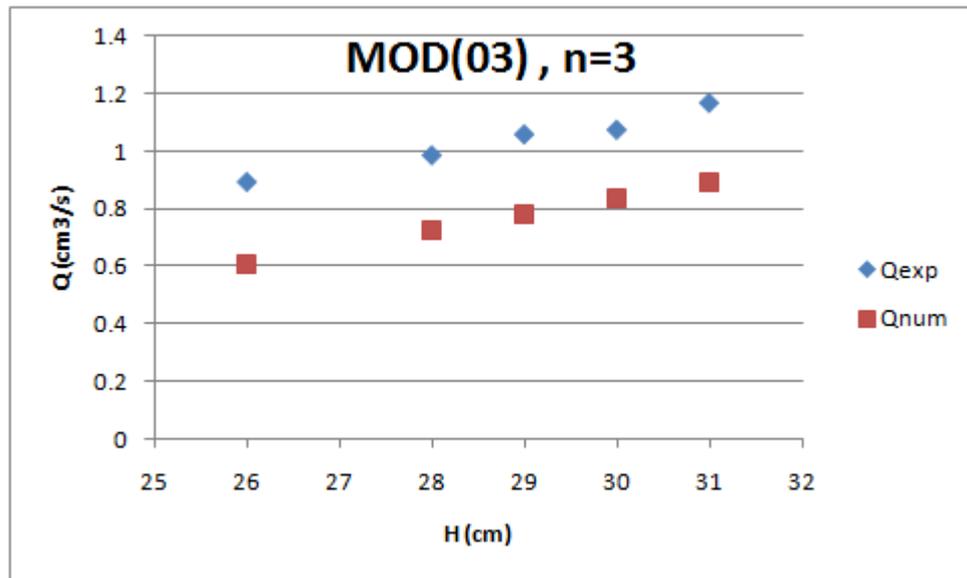


Fig. (IV-62) Comparaison des débits de la base fine $n=3$.

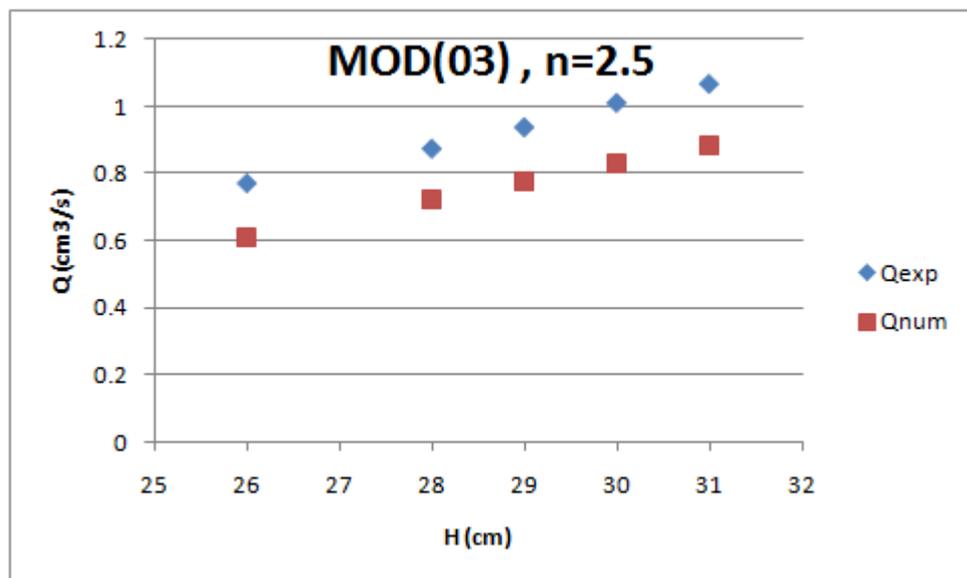


Fig. (IV-63) Comparaison des débits de la base fine $n=2.5$.

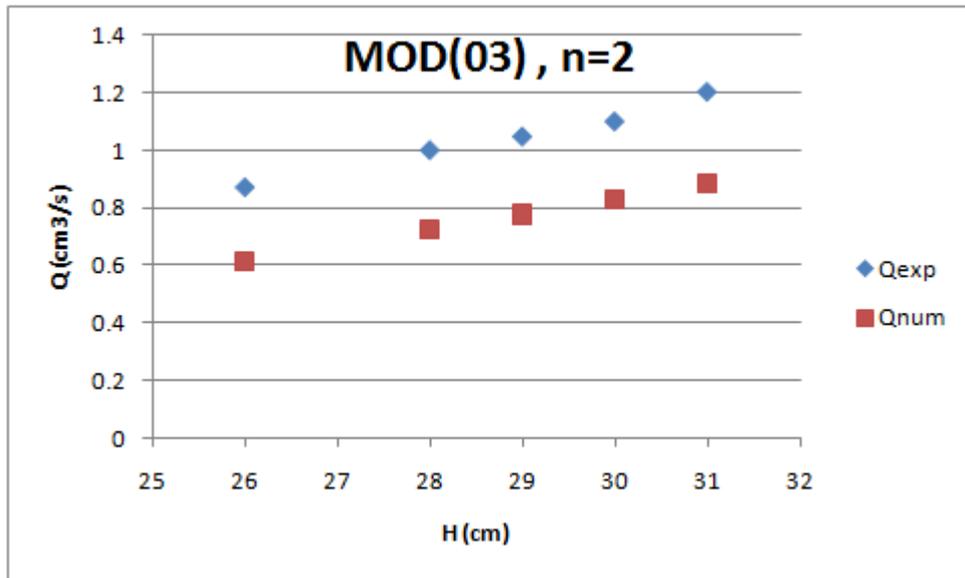


Fig. (IV-64) Comparaison des débits de la base fine $n=2$.

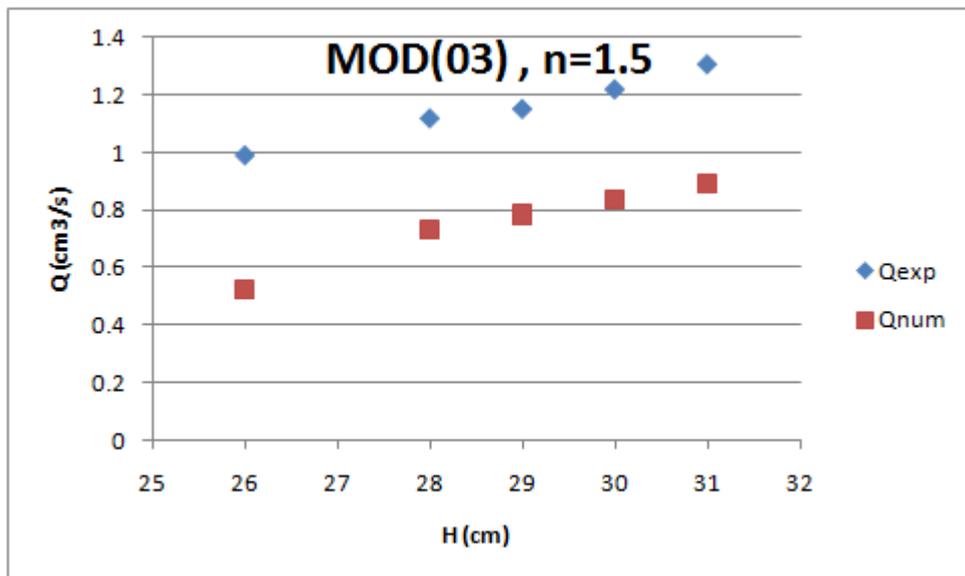


Fig. (IV-65) Comparaison des débits de la base fine $n=1.5$.

❖ Commentaire

- Le débit de base expérimentale est le plus grand que le débit de base numérique pour chaque pente et tout les modèles .
- Le variation de débit ($\Delta Q = Q_{\text{exp}} - Q_{\text{num}}$) est augmentent si la pente du talus amont diminuée mais le contraire pour le 2^{ème} modèle.

IV-9/Conclusion

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

Le travail présenté dans ce chapitre a pour objet d'enquêter sur l'effet des débits infiltrés à travers le corps et la base du barrage les résultats obtenus 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.

Dans la comparaison des résultats expérimentaux nous avons trouvé le débit de base plus grand par rapport le débit de drain pour les trois modèles et le contraire pour les résultats numériques nous avons trouvé le débit de drain le plus grand par rapport le débit base.

La comparaison des résultats montrent une petite différence entre les valeurs numériques et expérimentales et sa due erreurs de manipulation aux moments des essais, par exemple :

- les fuites d'infiltration de l'eau qui commencent à partir de le corps du barrage et se termine par la base qui ce permet à l'augmentation du débit de celui-ci.
- Une mauvaise positionnement des matériaux (sable fin, sable moyenne, sable mixte, graver) dans les modèles de barrage en laboratoire.

Conclusion générale

Conclusion générale

Dans cette étude, nous nous sommes intéressés à l'écoulement à travers un modèle réduit de barrage en terre sur une base fine avec cheminée de drainage. Notre objectif était en effet d'examiner l'influence des conditions des matériaux du corps 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 ; un barrage en terre avec un drain vertical sur une base fine. On a pour cela utilisé différents types de sables pour le corps du barrage, du sable fin pour la fondation et de gravier pour le drain. À l'aide d'un perméamètre nous avons pu déterminer la perméabilité des matériaux utilisés au laboratoire.

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. À travers une analyse des résultats obtenus grâce aux mesures de débit de fuite à travers la base et le corps du barrage et celles obtenus par logiciel « SEEP », on a pu constater une cohérence entre les résultats obtenus dans certains modèles et une légère différence dans d'autres due à plusieurs facteurs qu'il fallait les vérifier pour plus de précision.

L'originalité de cette étude réside dans l'obtention des résultats expérimentaux et numériques qui nous permet de prévoir les débits d'infiltration à travers les barrages en terre sur une base fine pour des conditions bien déterminées d'une part, et d'autre part la relation entre les matériaux de barrage (sable moyen, sable fin, sable mixte), la pente du talus amont et la charge d'eau.

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 type des sables du corps et sable fin dans la base par rapport d'autre part, de mettre en évidence le caractère d'hétérogénéité du milieu naturel.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- AIT SAADI L** , 2005 - Méthodologie de contrôle de l'homogénéité et de la perméabilité des barrières argileuses -, Thèse doctorat, université de Lyon,
- AMIEUR R** ,2012-Etude expérimentale d'un barrage en terre avec cheminée filtrante sous l'action de l'infiltration sur une base perméable- thèse magister en hydraulique, université laghouat.
- BEAR J**, 1987- Mathematical and Numerical Modelling of Groundwater Flow and Pollution. Book published by Reidel Book Co., Netherlands, 414 pp.
- BOUCHRIH A** ,2005-Simulation numérique du transport d'un polluant chimiquement inerte dans un milieu poreux saturé- thèse magister en hydraulique, école nationale polytechnique alger.
- BURR BASSELL, M. AM. SOC. C. E**, 1904- Earth dams –the engineering news publishing company.
- CASTANY G**, 1982- Principes et méthodes de l'hydrogéologie. Dunod université. Bordas.
- 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.
- GEORGES S** , 1987- Hydraulique souterraine -, Edition Eyrolles, France.
- GUYONNET D**, 2001-Un modèle analytique pour estimer l'impact de sources de pollution sur les eaux souterraines. Guide d'utilisation. Rapport BRGM RP-51039- FR.
- HUMBERT P**,1984- Application de la méthode de éléments finis aux écoulements en milieux poreux, Bulletin de liaison labo. Ponts et chaussées, N°132 , pp21-37.
- JACQUES LERAU**, 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.

LEDELIEU P, 2003 - Les barrages conception et Maintenance - Edition Université de Lyon.

MARCEL F, 1977-Ecoulement dans les milieux poreux-, Note de cours, Université de Laval.

MESSAID B, 2009-Etude de la position efficace des drains dans les barrages en terre -, thèse doctorat en science, université Batna.

MUSY A. 1974- Contribution à l'étude par simulation des écoulements souterrains en milieux poreux, thèse de doctorat, Ecole polytechnique fédérale de lausanne (Suisse).

POST G., LONDE P, 1953 - Les barrages en terre compactés -, Gauthier- Villars, Paris.

TONINO N, 1965- Ecoulement dans les milieux poreux-première cours national post-graduate sur l'irrigation le drainage et la gestion des ressources hydriques.

VERRUIJT A. 1982- theory of groundwater flow.E.M. WILSON.

VINCENT FONTAINE, 2008-Quelques méthodes numériques robustes pour les modèles de transfert diffusif en milieu poreux- thèse doctorat, Université de La Réunion.

VOLKOV V, 1986-Ouvrages hydrauliques-. Guide de Thèse, ENSH, Blida, Algérie,

Annexe

I/ Comparaison des débits du résultats expérimentaux

I-1/ Comparaison des débits infiltrés par la base et par le drain de chaque modèle

❖ Modèle 01

Tableau (A.1) Comparaison des débits du drain et pour la base (n=3).

mod(01);n=3		
H	Q drain	Q base
26	0.3686	0.9605
28	0.4438	1.1744
29	0.4974	1.2116
30	0.5574	1.3268
31	0.6433	1.4181

Tableau (A.2) Comparaison des débits du drain et pour la base (n=2.5).

mod(01);n=2.5		
H	Q drain	Q base
26	0.4167	1.0449
28	0.5153	1.2045
29	0.6009	1.3031
30	0.7023	1.3737
31	0.8361	1.4183

Tableau (A.3) Comparaison des débits du drain et pour la base (n=2).

mod(01);n=2		
H	Q drain	Q base
26	0.4372	1.0706
28	0.5663	1.2256
29	0.692	1.3505
30	0.7619	1.4091
31	0.8775	1.5466

Tableau (A.4) Comparaison des débits du drain et pour la base (n=1.5).

mod(01);n=1.5		
H	Q drain	Q base
26	0.4483	1.1851
28	0.5931	1.3162
29	0.7326	1.3775
30	0.7839	1.4396
31	0.8993	1.593

❖ **Modèle 02****Tableau (A.5)** Comparaison des débits du drain et pour la base (n=3).

	mod(02);n=3	
H	Q drain	Q base
26	0.2228	0.5011
28	0.2531	0.5247
29	0.2954	0.5729
30	0.2942	0.5884
31	0.3206	0.6509

Tableau (A.6) Comparaison des débits du drain et pour la base (n=2.5).

	mod(02);n=2.5	
H	Q drain	Q base
26	0.2229	0.5211
28	0.2709	0.5365
29	0.2817	0.5748
30	0.3086	0.6365
31	0.3413	0.7384

Tableau (A.7) Comparaison des débits du drain et pour la base (n=2).

	mod(02);n=2	
H	Q drain	Q base
26	0.2419	0.6797
28	0.2777	0.768
29	0.2894	0.7497
30	0.3192	0.7924
31	0.3628	0.8573

Tableau (A.8) Comparaison des débits du drain et pour la base (n=1.5).

	mod(02);n=1.5	
H	Q drain	Q base
26	0.3186	0.7191
28	0.3686	0.7992
29	0.3996	0.9152
30	0.4496	0.9917
31	0.4798	1.0403

❖ **Modèle 03****Tableau (A.9)** Comparaison des débits du drain et pour la base (n=3).

	mod(03);n=3	
H	Q drain	Q base
26	0.2824	0.8955
28	0.3688	0.9868
29	0.4161	1.0583
30	0.4297	1.0741
31	0.4745	1.1657

Tableau (A.10) Comparaison des débits du drain et pour la base (n=2.5).

	mod(03);n=2.5	
H	Q drain	Q base
26	0.3187	0.7717
28	0.4055	0.8752
29	0.4375	0.9393
30	0.5387	1.0124
31	0.5925	1.0691

Tableau (A.11) Comparaison des débits du drain et pour la base (n=2).

	mod(03);n=2	
H	Q drain	Q base
26	0.3393	0.8691
28	0.4249	0.9992
29	0.4936	1.047
30	0.5432	1.1
31	0.6153	1.2037

Tableau (A.12) Comparaison des débits du drain et pour la base (n=1.5).

	mod(03);n=1.5	
H	Q drain	Q base
26	0.3852	0.9914
28	0.4782	1.1183
29	0.5524	1.1506
30	0.6169	1.2181
31	0.6874	1.3042

I-2/ Comparaison des débits de la base pour chaque pente**Tableau (A.13)** Comparaison des débits de la base pour la pente (n=3).

	n=3		
H	mod01	mod02	mod03
26	0.9605	0.5011	0.8955
28	1.1744	0.5247	0.9868
29	1.2116	0.5729	1.0583
30	1.3268	0.5884	1.0741
31	1.4181	0.6509	1.1657

Tableau (A.14) Comparaison des débits de la base pour la pente (n=2.5).

	n=2.5		
H	mod01	mod02	mod03
26	1.0449	0.5211	0.7717
28	1.2045	0.5365	0.8752
29	1.3031	0.5748	0.9393
30	1.3737	0.6365	1.0124
31	1.4183	0.7384	1.0691

Tableau (A.15) Comparaison des débits de la base pour la pente (n=2).

	n=2		
H	mod01	mod02	mod03
26	1.0706	0.6797	0.8691
28	1.2256	0.768	0.9992
29	1.3505	0.7497	1.047
30	1.4091	0.7924	1.1
31	1.5466	0.8573	1.2037

Tableau (A.16) Comparaison des débits de la base pour la pente (n=1.5).

	n=1.5		
H	mod01	mod02	mod03
26	1.1851	0.7191	0.9914
28	1.3162	0.7992	1.1183
29	1.3775	0.9152	1.1506
30	1.4396	0.9917	1.2181
31	1.5933	1.0403	1.3042

I-3/ Comparaison des débits de drain pour chaque pente**Tableau (A.17)** Comparaison des débits de drain pour la pente (n=3).

	n=3		
H	mod01	mod02	mod03
26	0.3686	0.2228	0.2824
28	0.4438	0.2531	0.3688
29	0.4974	0.2954	0.4161
30	0.5574	0.2942	0.4297
31	0.6433	0.3206	0.4745

Tableau (A.18) Comparaison des débits de drain pour la pente (n=2.5).

	n=2.5		
H	mod01	mod02	mod03
26	0.4167	0.2229	0.3187
28	0.5153	0.2709	0.4055
29	0.6009	0.2817	0.4375
30	0.7023	0.3086	0.5387
31	0.8361	0.3413	0.5925

Tableau (A.19) Comparaison des débits de drain pour la pente (n=2).

	n=2		
H	mod01	mod02	mod03
26	0.4372	0.2419	0.3393
28	0.5663	0.2777	0.4249
29	0.692	0.2894	0.4936
30	0.7619	0.3192	0.5432
31	0.8775	0.3628	0.6153

Tableau (A.20) Comparaison des débits de drain pour la pente (n=1.5).

	n=1.5		
H	mod01	mod02	mod03
26	0.4483	0.3186	0.3852
28	0.5931	0.3686	0.4782
29	0.7326	0.3996	0.5524
30	0.7839	0.4496	0.6169
31	0.8993	0.4798	0.6874

II/ Comparaison des débits expérimentaux et débits numériques

II-1/ Comparaison des débits pour le drain

❖ Modèle 01

Tableau (A.21) Comparaison des débits expérimental et numérique de drain (n=3)

	mod(01);n=3	
H	Q_{exp}	Q_{ném}
26	0.3686	2.004
28	0.4438	2.375
29	0.4974	2.549
30	0.5574	3.606
31	0.6433	2.867

Tableau (A.22) Comparaison des débits expérimental et numérique de drain (n=2.5)

	mod(01);n=2.5	
H	Q_{exp}	Q_{ném}
26	0.4167	2.014
28	0.5153	1.601
29	0.6009	2.535
30	0.7023	1.823
31	0.8361	2.847

Tableau (A.23) Comparaison des débits expérimental et numérique de drain (n=2)

	mod(01);n=2	
H	Q_{exp}	Q_{ném}
26	0.4372	2.03
28	0.5663	3.109
29	0.692	3.339
30	0.7619	3.557
31	0.8775	2.834

Tableau (A.24) Comparaison des débits expérimental et numérique de drain (n=1.5)

	mod(01);n=1.5	
H	Q_{exp}	Q_{ném}
26	0.4483	1.395
28	0.5931	2.389
29	0.7326	2.545
30	0.7839	2.696
31	0.8993	2.842

❖ **Modèle 02****Tableau (A.25)** Comparaison des débits expérimental et numérique de drain (n=3)

mod(02);n=3		
H	Q_{exp}	Q_{ném}
26	0.2228	1.007
28	0.2531	1.22
29	0.2954	0.902
30	0.2942	1.426
31	0.3206	1.521

Tableau (A.26) Comparaison des débits expérimental et numérique de drain (n=2.5)

mod(02);n=2.5		
H	Q_{exp}	Q_{ném}
26	0.2229	0.7
28	0.2709	0.836
29	0.2817	0.898
30	0.3086	1.414
31	0.3413	1.506

Tableau (A.27) Comparaison des débits expérimental et numérique de drain (n=2)

mod(02);n=2		
H	Q_{exp}	Q_{ném}
26	0.2419	1.023
28	0.2777	1.218
29	0.2894	2.082
30	0.3192	1.407
31	0.3628	1.497

Tableau (A.28) Comparaison des débits expérimental et numérique de drain (n=1.5)

mod(02);n=1.5		
H	Q_{exp}	Q_{ném}
26	0.3186	0.723
28	0.3686	0.848
29	0.3996	1.33
30	0.4496	1.42
31	0.4798	1.508

❖ **Modèle 03****Tableau (A.29)** Comparaison des débits expérimental et numérique de drain (n=3)

mod(03);n=3		
H	Q_{exp}	Q_{ném}
26	0.2824	1.72
28	0.3688	2.05
29	0.4161	2.203
30	0.4297	1.581
31	0.4745	2.481

Tableau (A.30) Comparaison des débits expérimental et numérique de drain (n=2.5)

mod(03);n=2.5		
H	Q_{exp}	Q_{ném}
26	0.3187	2.223
28	0.4055	2.044
29	0.4375	2.191
30	0.5387	2.33
31	0.5925	1.664

Tableau (A.31) Comparaison des débits expérimental et numérique de drain (n=2)

mod(03);n=2		
H	Q_{exp}	Q_{ném}
26	0.3393	2.245
28	0.4249	2.673
29	0.4936	2.878
30	0.5432	2.322
31	0.6153	2.453

Tableau (A.32) Comparaison des débits expérimental et numérique de drain (n=1.5)

mod(03);n=1.5		
H	Q_{exp}	Q_{ném}
26	0.3852	1.203
28	0.4782	2.066
29	0.5524	2.894
30	0.6169	1.513
31	0.6874	2.461

II-2/ Comparaison des débits pour la base

❖ Modèle 01

Tableau (A.33) Comparaison des débits expérimental et numérique de base (n=3)

	mod(01);n=3	
H	Qexp	Qném
26	0.9605	0.612
28	1.1744	0.726
29	1.2116	0.783
30	1.3268	0.839
31	1.4181	0.894

Tableau (A.34) Comparaison des débits expérimental et numérique de base (n=2.5)

	mod(01);n=2.5	
H	Qexp	Qném
26	1.0449	0.612
28	1.2045	0.722
29	1.3031	0.777
30	1.3737	0.831
31	1.4183	0.884

Tableau (A.35) Comparaison des débits expérimental et numérique de base (n=2)

	mod(01);n=2	
H	Qexp	Qném
26	1.0706	0.616
28	1.2256	0.724
29	1.3505	0.777
30	1.4091	0.83
31	1.5466	0.882

Tableau (A.36) Comparaison des débits expérimental et numérique de base (n=1.5)

	mod(01);n=1.5	
H	Qexp	Qném
26	1.1851	0.526
28	1.3162	0.733
29	1.3775	0.785
30	1.4396	0.837
31	1.5933	0.889

❖ **Modèle 02****Tableau (A.37)** Comparaison des débits expérimental et numérique de base (n=3)

	mod(02);n=3	
H	Qexp	Qném
26	0.5011	0.586
28	0.5247	0.7
29	0.5729	0.755
30	0.5884	0.811
31	0.6509	0.865

Tableau (A.38) Comparaison des débits expérimental et numérique de base (n=2.5)

	mod(02);n=2.5	
H	Qexp	Qném
26	0.5211	0.586
28	0.5365	0.696
29	0.5748	0.75
30	0.6365	0.804
31	0.7384	0.857

Tableau (A.39) Comparaison des débits expérimental et numérique de base (n=2)

	mod(02);n=2	
H	Qexp	Qném
26	0.6797	0.591
28	0.768	0.698
29	0.7497	0.75
30	0.7924	0.803
31	0.8573	0.855

Tableau (A.40) Comparaison des débits expérimental et numérique de base (n=1.5)

	mod(02);n=1.5	
H	Qexp	Qném
26	0.7191	0.51
28	0.7992	0.712
29	0.9152	0.764
30	0.9917	0.816
31	1.0403	0.868

❖ **Modèle 03****Tableau (A.41)** Comparaison des débits expérimental et numérique de base (n=3)

mod(03);n=3		
H	Qexp	Qném
26	0.8955	0.61
28	0.9868	0.725
29	1.0583	0.782
30	1.0741	0.837
31	1.1657	0.892

Tableau (A.42) Comparaison des débits expérimental et numérique de base (n=2.5)

mod(03);n=2.5		
H	Qexp	Qném
26	0.7717	0.61
28	0.8752	0.721
29	0.9393	0.776
30	1.0124	0.83
31	1.0691	0.883

Tableau (A.43) Comparaison des débits expérimental et numérique de base (n=2)

mod(03);n=2		
H	Qexp	Qném
26	0.8691	0.615
28	0.9992	0.723
29	1.047	0.776
30	1.1	0.829
31	1.2037	0.881

Tableau (A.44) Comparaison des débits expérimental et numérique de base (n=1.5)

mod(03);n=1.5		
H	Qexp	Qném
26	0.9914	0.527
28	1.1183	0.733
29	1.1506	0.785
30	1.2181	0.837
31	1.3042	0.889