

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

Université
Aboubekr Belkaïd
Tlemcen



جامعة
أبو بكر بلقايد

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

Intitulé

**L'ANALYSE DE L'EVOLUTION DE LA PRESSION INTERSTITIELLE
DANS LES BARRAGES EN TERRE ZONES**

Projet fin d'étude pour l'obtention du
diplôme de master en Génie Civil

Option : Géotechnique

Présenté et soutenu par :

Mr. BOUCIF ILYAS & M^{elle}. MEKDAD SARRA

En 2021, devant le jury composé de :

M^{elle}. AYAD FATIMA

Présidente

M^{me}. BENCHOUK ASSIA

Examinatrice

M^{me}. SMAIL NADIA

Encadreur

Mr. ROUISSAT BOUCHRIT

Co-encadreur

Année universitaire : 2020-2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Louange à ALLAH, le miséricordieux, sans Lui rien de tout cela n'aurait pu être

On remercie tout particulièrement Madame **SMAIL Nadia** et Monsieur **ROUISSAT Bouchrit** pour avoir honoré en acceptant de guider ce modeste travail, pour la qualité et la richesse de leurs encadrement exceptionnels, pour leurs conseils, pour leurs écoutes, pour leurs temps si précieux, leurs patiences inconditionnelles tout au long et pour leurs encouragements constants et toujours bienveillants et enfin, ils nous ont toujours guidé à aller loin dans nos réflexions et nos recherches.

Nos vifs remerciements à Monsieur **CHERRAK Hichem**, pour avoir accepté de nous orienter et qui a accepté de répondre à nos questions avec gentillesse.

Nous adressons notre gratitude aux membres de jury d'avoir accepté d'examiner ce travail.

Nous tenons également à remercier tous les enseignants qui ont contribué à notre formation et tous ceux qui nous ont aidé et encouragé de près ou de loin.

RESUME

Dans un barrage en remblai, il importe d'évaluer et de contrôler l'évolution des pressions interstitielles, en particulier dans le noyau des barrages zonés et les fondations. Une analyse des accidents des barrages en remblai, montre que la cause la plus fréquente, soit 38% des accidents, était l'érosion interne ou la formation d'un renard consécutif à l'infiltration.

L'augmentation des pressions interstitielles dans un remblai conduit à la diminution de sa résistance globale au cisaillement, susceptible de provoquer des instabilités et des déformations.

Dans les barrages zonés, l'organe d'étanchéité qui est le noyau central, est encadré par deux matériaux massifs qui sont les recharges et est adjacent aux matériaux filtrants et drainants. En présence de matériaux du noyau dont les granulométries sont susceptibles à l'érosion interne, celle-ci sera initiée où les forces d'écoulement sont plus grandes et les pressions interstitielles plus élevées. Le phénomène de franchissement de noyau est enregistré dans les zones aval d'écoulement. La forme et les dimensions du noyau devraient donc être définies en relation avec les critères généraux de sécurité (développement des pressions interstitielles et des gradients hydrauliques) en relation avec les phénomènes d'érosion et de fracturation hydraulique.

En considérant le cas du barrage zoné de Sikkak, dans la wilaya de Tlemcen, une analyse paramétrée et comparative, basée sur la modélisation numérique, relative aux conditions d'écoulement au niveau du noyau central du barrage a été engagée dans ce mémoire. Cette analyse a été orientée en fonction des dimensions de la base du noyau. Les résultats dégagés ont permis de mettre en évidence l'influence de la base du noyau sur l'évolution des pressions interstitielles, des conditions de franchissement du noyau et des risques d'érosion interne au niveau du pied aval de ce dernier.

Mots clés: Barrage, noyau central, pressions interstitielles, gradients hydrauliques.

ABSTRACT

In an embankment dam, it is important to evaluate and control the evolution of pore pressures, especially in the core of zoned dams and foundations. An analysis of embankment dam accidents shows that the most common cause, 38% of the accidents, was internal erosion or the formation of a foxhole following infiltration.

Increased pore pressures in an embankment lead to a decrease in its overall shear strength, which can cause instabilities and deformations.

In zoned dams, the sealing element, which is the central core, is framed by two massive materials, which are the fills and is adjacent to the filtering and draining materials.

In the presence of core materials whose grain sizes are susceptible to internal erosion, this will be initiated where the flow forces are greater and the pore pressures higher. The core-crossing phenomenon is recorded in the downstream flow areas. The shape and dimensions of the core should therefore be defined in relation to general safety criteria (development of pore pressures and hydraulic gradients) in relation to erosion and hydraulic fracturing phenomena.

Considering the case of the zoned dam of Sikkak, in the wilaya of Tlemcen, a parametric and comparative analysis, based on numerical modeling, relating to the flow conditions at the level of the central core of the dam has been undertaken in this thesis. This analysis was oriented according to the dimensions of the base of the core. The results revealed the influence of the base of the core on the evolution of pore pressures, the conditions of crossing the core and the risks of internal erosion at the downstream foot of the latter.

Key words: Dam, central core, pore pressures, hydraulic gradients

ملخص

في السدود الترابية من المهم تقييم وضبط ضغوط المسام خاصة في قلب السدود التي تحتوي على نواة والاساسات، يظهر تحليل حوادث السدود ان السبب الاكثر شيوعا %38 من الحوادث كان ناجما عن التاكل الداخلي او كما تسمى ظاهرة الثعلب.

تؤدي زيادة ضغوط المسام في السد الى انخفاض المقاومة الكلية للقص مما يؤدي الى عدم الاستقرار وحوادث تشوهات.

في السدود الترابية التي تحتوي على نواة يتم تاثير النواة التي تمثل اللب المركزي بمادتين ترابيتين تعملان على الترشيح والتصريف. في وجود المواد التي تكون النواة و التي احجام حبيباتها معرضة للتاكل الداخلي والذي يبدأ حين تكون قوى التدفق اكبر وضغوط المسام اعلى، يتم تسجيل ظاهرة العبور الاساسي في اتجاه مجرى النهر لذلك يجب تحديد شكل و ابعاد اللب فيما يتعلق بمعايير السلامة العامة من اجل توفير المقاومة اللازمة فيما يتعلق بظاهرة التاكل و التكسير الهيدروليكي.

من خلال دراسة حالة سد سكاك الذي يقع في ولاية تلمسان تم في هذه المذكرة اجراء تحليل مقارن يعتمد على النمذجة الرقمية يتعلق بظروف التدفق على مستوى القلب المركزي للسد، تم توجيه هذا التحليل وفقا لابعاد قاعدة النواة حيث جعلت النتائج من الممكن تسليط الضوء على تاثير قاعدة النواة على تطور ضغوط المسام وظروف عبور النواة ومخاطر التاكل الداخلي على مستوى صفح المصبب الاخير .

الكلمات المفتاحية: السد، اللب المركزي، ضغوط المسام، التدرجات الهيدروليكية.

TABLES DES MATIERES

Introduction générale.....	1
CHAPITRE I : Les infiltrations dans les barrages en terre	4
1 Les infiltrations dans les milieux poreux	5
1.1 Introduction.....	5
1.2 Généralités sur les milieux poreux	5
1.2.1 Définition et morphologie des pores	6
1.2.2 Interconnexions des pores et milieu continu	6
1.2.3 Etude granulométrique du milieu poreux.....	6
1.2.4 Caractéristiques physiques du milieu perméable : les notions d'homogénéité, d'isotropie et d'anisotropie	6
1.2.5 Définition et différents types de porosité.....	7
1.2.5.1 La porosité efficace n_e , coefficient de porosité	7
1.2.5.2 La porosité effective	7
1.2.5.3 La porosité cinématique	7
1.2.5.4 Indice des vides du milieu poreux.....	7
1.2.5.5 Densité - Poids spécifique	8
1.2.6 La conductivité hydraulique ou perméabilité	8
1.3 Etude mécanique de l'écoulement à travers un milieu poreux	9
1.3.1 Loi fondamentale de l'écoulement - Loi de Darcy	9
1.3.2 Dispositif expérimental de DARCY	9
1.3.3 Conditions de validité de la loi de Darcy	10
1.3.4 Généralisation de la loi de DARCY aux écoulements tridimensionnels	11
1.3.5 Equations des écoulements en régime permanent	11
1.4 Etude cinématique des écoulements à potentiel des vitesses et description du mouvement	12
1.4.1 Système de référence.....	12
1.4.1.1 Méthode de Lagrange	12
1.4.1.2 Méthode d'Euler	12
1.4.2 Ligne de courant, surface et tube de courant.....	12
1.4.3 Lignes équipotentielles	13
1.4.4 Débit circulant entre deux lignes de courant.....	13
1.5 Propriétés	14

2 Les infiltrations dans les barrages en terre	15
2.1 Introduction	15
2.2 Les barrages en terre	15
2.2.1 Les barrages en terre homogènes.....	16
2.2.2 Les barrages en terre à noyau étanche	17
2.2.2.1 Barrage à noyau central	17
2.2.2.2 Barrage noyau incliné	18
2.3 Analyse des infiltrations dans les barrages en terre	18
2.3.1 Causes des infiltrations dans les barrages en terre	18
2.3.2 Conséquences des infiltrations	19
2.3.3 Etude des infiltrations	19
2.3.3.1 Méthode numérique.....	20
2.3.3.2 Méthode électrique	20
2.3.3.3 Méthode graphique	20
2.3.3.4 Tracé des équipotentiels et des lignes de courant	22
2.3.3.5 Calcul des pressions interstitielles en un point	22
2.3.3.6 Calcul des débits d'infiltration	23
a) Cas d'une fondation imperméable	23
b) Cas d'une fondation perméable	23
c) Cas d'un barrage à noyau central	23
d) Cas d'un tapis amont.....	25
2.4 Erosion interne	25
2.4.1 La boulangerie	28
2.4.2 L'érosion régressive	29
2.5 Contrôle des infiltrations dans les barrages en terre :	30
3 Analyse de la pression interstitielle	30
3.1 Introduction	30
3.2 Etude de la pression interstitielle.....	31
3.2.1 Comportement du barrage pendant la construction.....	32
3.2.2 Comportement du barrage pendant l'exploitation	35
3.2.3 Comportement de l'ouvrage pendant la vidange rapide.....	36
3.3 L'influence de la pression interstitielle sur la stabilité des barrages	37
Conclusion.....	38

CHAPITRE II : Mécanismes de rupture des barrages liés aux infiltrations	39
1 Introduction.....	40
2 Critères fondamentaux de conception	40
3 Principales causes des ruptures des barrages.....	42
3.1 Causes naturelles	42
3.1.1 Causes techniques.....	42
3.1.2 Causes humaines.....	42
4 Statistiques des accidents	43
5 Mécanismes de dissolution et érosion.....	44
6 Rupture des barrages selon les états critiques	44
7 Mécanismes de rupture du corps du barrage	45
7.1 Perte de résistance	45
7.2 Augmentation des pressions interstitielles	46
7.2.1 Pendant la construction	46
7.2.2 Pendant L'exploitation	46
7.3 Erosion interne	47
7.4 Rupture par érosion externe	48
7.5 Glissement du remblai.....	48
8 Conséquences directes du glissement	49
9 Conséquences indirectes du glissement	49
Conclusion	50
CHAPITRE III : Analyse de l'évolution des pressions interstitielles autour des noyaux de barrages en terre Cas du barrage Sikkak - Wilaya de Tlemcen	51
1 Introduction.....	52
2 Présentation du barrage Sikkak	52
3 Description du corps du barrage	53
4 Géologie et géotechnique	53
5 Présentation du code de calcul servant à l'étude des infiltrations au niveau du barrage ...	54
5.1 SEEP.....	55
5.2 Utilité.....	55
6 Analyse du comportement hydraulique du barrage.....	55
6.1 Discrétisation du barrage.....	55
6.2 Etude des cas de la modélisation	56
6.3 Caractéristiques des matériaux	57

7 Résultats de la modélisation	57
7.1 Evolution des pressions interstitielles	57
7.1.1 Variations globales	57
7.1.2 Variations altimétrique	59
7.1.3 Analyse des résultats.....	63
7.2 Evolution de la charge hydraulique	64
7.2.1 Variations globales	64
7.2.2 Variations en hauteur	66
7.3 Evolution des gradients hydrauliques.....	70
7.3.1 Variations globales	70
7.4 Evolution des débits.....	73
Conclusion générale.....	75
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	77
WEBOGRAPHIE	79

LISTES DES FIGURES

Chapitre 1

Figure I-1 : Viscosité dynamique μ et le coefficient de perméabilité k en fonction de la température (Castnay, 1982).....	9
Figure I-2 : Expérience illustrant la loi de Darcy	10
Figure I-3 : Débit dans un tube de courant	14
Figure I-4 : Barrage en terre homogène.....	17
Figure I-5 : Barrage à noyau central.....	18
Figure I-6 : Barrage à noyau incliné.....	18
Figure I-7 : Ligne de saturation dans un barrage en terre	21
Figure I-8 : Courbe de Casagrande pour la détermination du paramètre α	22
Figure I-9 : Tracé des équipotentiels et des lignes de courant	22
Figure I-10 : Pression interstitielle en un point.....	23
Figure I-11 : Barrage homogène avec fondation perméable.....	23
Figure I-12 : Barrage à noyau central avec fondation perméable	24
Figure I-13 : Phénomène de Boulance	28
Figure I-14 : Erosion régressive. (NGUYRN, 2014)	29
Figure I-15 : Mécanisme d'érosion par conduits. (BLAIS, 2005).....	29
Figure I-16 : Variation de la pression interstitielle en fonction de la contrainte verticale (JOSSEAUME, 1968).....	34
Figure I-17 : Variation de la pression interstitielle en un point d'un barrage en terre pendant sa construction (JOSSEAUME, 1968)	35
Figure I-18 : Conditions aux limites de l'écoulement créé par la vidange rapide. (JOSSEAUME, 1968).....	37

Chapitre 2

Figure II-1 : Ruptures des barrages [C.I.G.B] Cité par (Rouissait. B, 2002)	42
Figure II-2 : Un renard peut survenir dans le corps de l'ouvrage (a) ou dans la fondation (b)	47
Figure II-3 : Schéma représentatif des divers phénomènes initiateurs de l'érosion dans un barrage (adapté de Schuler et Brauns 1996, cité par Blais, 2004).....	48
Figure II-4 : L'instabilité par glissement concerne le parement aval lorsque le réservoir est/ plein (a), et le parement amont au moment d'une vidange rapide (b), lorsque les pressions dans le corps de l'ouvrage ne sont pas dissipées (Bonelli. S, 2001).	49

Chapitre 3

Figure III-1 : Situation géographique du barrage Sikkak.....	53
Figure III-2 : Schéma de la barre menu code de calcul SEEP	54
Figure III-3 : Discrétisation du barrage.....	55
Figure III-4 : Profil servant à la modélisation – cas1.	56
Figure III-5 : Profil servant à la modélisation – cas 2.	56

Figure III-6 : Profil servant à la modélisation – cas3.	56
Figure III-7 : Profil servant à la modélisation – cas4.	57
Figure III-8 : Pressions interstitielles pour cas1	58
Figure III-9 : Pressions interstitielles pour cas2.	58
Figure III-10 : Pressions interstitielles pour cas3.	59
Figure III-11 : Pressions interstitielles pour cas4.	59
Figure III-12 : Evolution des pressions interstitielles selon les plans de référence.....	60
Figure III-13 : Variations en hauteur des pressions interstitielles cas1.....	60
Figure III-14 : Variations en hauteur des pressions interstitielles cas2.	61
Figure III-15 : Variations en hauteur des pressions interstitielles cas3.	61
Figure III-16 : Variations en hauteur des pressions interstitielles cas4.	62
Figure III-17 : Variations des pressions interstitielles dans les quatre cas pour la coupe h=2m.	62
Figure III-18 : Variations des pressions interstitielles dans les quatre cas pour la coupe h=5m	62
Figure III-19 : Variations des pressions interstitielles dans les quatre cas pour la coupe h=7m.	63
Figure III-20 : Variations des pressions interstitielles sur les parements du noyau du barrage.....	63
Figure III-21 : Longueurs des cheminements hydrauliques comparés aux valeurs de la base du barrage.....	64
Figure III-22 : Charge hydraulique pour cas1.	65
Figure III-23 : Charge hydraulique pour cas2.	65
Figure III-24 : Charge hydraulique pour cas3.	66
Figure III-25 : Charge hydraulique pour cas4.	66
Figure III-26 : Variations en hauteur de la charge hydraulique cas1.	67
Figure III-27 : Variations en hauteur de la charge hydraulique cas2.	67
Figure III-28 : Variations en hauteur de la charge hydraulique cas3.	68
Figure III-29 : Variations en hauteur de la charge hydraulique cas4.	68
Figure III-30 : Variations de la charge hydraulique dans les quatre cas pour la coupe h=2m.	69
Figure III-31 : Variations de la charge hydraulique dans les quatre cas pour la coupe h=5m.	69
Figure III-32 : Variations de la charge hydraulique dans les quatre cas pour la coupe h=7m.	69
Figure III-33 : Gradients hydrauliques pour cas1.	70
Figure III-34 : Gradients hydrauliques pour cas2.	71
Figure III-35 : Gradients hydrauliques pour cas3.	71
Figure III-36 : Gradients hydrauliques pour cas4.	71
Figure III-37 : Variations des gradients hydrauliques dans les quatre cas pour la coupe h=2m.	72
Figure III-38 : Variations des gradients hydrauliques dans les quatre cas pour la coupe h=5m.	72
Figure III-39 : Variations des gradients hydrauliques dans les quatre cas pour la coupe h=7m.	72

Figure III-40 : Débits hydrauliques pour cas1.	73
Figure III-41 : Débits hydrauliques pour cas2.	73
Figure III-42 : Débits hydrauliques pour cas3.	74
Figure III-43 : Débits hydrauliques pour cas4.	74

LISTES DES TABLEAUX

Chapitre 1

Tableau I-1 : Valeurs du gradient dépendant de la nature de sol. (LAUTRIN, 2003).....	27
Tableau I-2 : Valeurs du gradient hydraulique critique icr (Robert D. Holtz, 1981)	27

Chapitre 2

Tableau II-1 : Répartition des ruptures de barrages par type (Foster et al, 2000).....	43
---	----

Chapitre 3

Tableau III-1 : Propriétés des matériaux utilisés pour la modélisation.	57
Tableau III-3 : Valeurs des débits hydrauliques	74

LISTES DES ANNOTATIONS

n : porosité.
V_v : volume des vides.
V_t : volume total.
n_e : porosité efficace.
V_e : volume d'eau gravitaire.
C_r : porosité effective.
V_r : volume de rétention.
e : indice des vides.
Y_h : poids volumique humide.
Y_d : poids volumique sec.
Y_{sat} : poids volumique saturé.
Y_w : poids volumique de l'eau.
Y : poids volumique.
Y_i : poids volumique immergée.
Y_s : poids volumique des grains solides.
ρ : masse volumique.
g : gravité.
u : granulométrie.
K : coefficient de perméabilité.
μ : viscosité dynamique de liquide.
i : gradient hydraulique.
v : vitesse d'écoulement.
h : charge hydraulique.
Q : débit.
V : tension électrique.
j : densité de courant.
σ : conductivité électrique.
i : intensité de courant.
L : empattement de la digue.
L_h : cheminement horizontal de l'eau.
L_v : cheminement vertical de l'eau.
K_v : perméabilité à travers le tapis.
e_m : épaisseur moyenne de tapis.
K_t : perméabilité du tapis amont.
K_v : perméabilité de fondation.
c : coefficient dépend de la nature du sol.
i_{critique} : gradient hydraulique critique.
Δu : variation de la pression interstitielle.
C_w : compressibilité du fluide interstitielle.
M_v : compressibilité du squelette solide.
K_T : perméabilité du tapis amont.
K_v : perméabilité de la fondation.
C_w : compressibilité du fluide interstitielle.
M_v : compressibilité du squelette solide à déformation radiale nu

LISTE DES ABREVIATIONS

CFBR: Comité Français des Barrages et des Réservoirs.

OFEG: Office Fédéral des Eaux et de la Géologie suisse.

ESHA: European Small Hydropower Association.

PNUD: Programme des Nations Unis pour le Développement.

Introduction générale

La conception d'un barrage est très complexe car peu répétitive et c'est en fonction des conditions du site, des fondations, des matériaux disponibles et du coût de réalisation que le type de barrage est adopté.

Ainsi, si l'on se réfère aux statistiques des accidents survenus aux barrages à travers le monde, le problème des infiltrations, renards et sous pressions a causé plus de 40% des accidents recensés.

Les barrages à noyau se classent en deux catégories principales. On distingue ceux à noyau central vertical et ceux à noyau incliné, avancé au niveau de la recharge amont. Beaucoup de critères rentrent en jeu pour le choix du type de noyau à concevoir en l'occurrence : perméabilité des recharges, en particulier celle amont, effet de contact entre le noyau et les recharges en relation avec les risques de facturation hydraulique à la base de l'organe d'étanchéité, difficultés et délais de réalisation, distribution des champs de pressions interstitielles en liaison avec les critères d'érosion mécanique, cubatures des remblais du noyau et aspects économiques.

Pour les barrages en terre avec noyau central en matériau meuble cohérent, incliné ou non, les caractéristiques de cette zone peu perméable jouent un rôle important sous plusieurs aspects. Lors de la construction, le matériau change constamment de propriétés, tout d'abord à la suite du compactage même, mais également comme conséquence du changement de l'état de contraintes dû à l'augmentation couche par couche du remblai. Ainsi la résistance au cisaillement, la déformabilité et la perméabilité se développent individuellement en chaque point du noyau au cours de la construction pour arriver à un premier stade particulier pour le jugement de la stabilité, celui de la fin de la construction. Le phénomène d'infiltration dans le corps du barrage et dans les fondations doit être strictement contrôlé, afin de garantir la stabilité de l'ouvrage et de réduire les fuites.

La rupture d'un barrage en remblai peut être causée par l'érosion interne des sols fins constituant le noyau, par l'érosion des sols sous la fondation ou sous les appuis, par des problèmes de stabilité résultant de trop fortes pressions interstitielles, d'écoulement avec des gradients trop élevés ou critiques. Les pressions interstitielles peuvent varier avec le temps, la perméabilité, la charge hydrostatique et les conditions de drainage. Un réseau de lignes de

Introduction générale

courants et d'équipotentiels permet de connaître l'intensité et la répartition des pressions interstitielles. Il faut relever qu'en ce qui concerne la stabilité, les pressions interstitielles peuvent réduire la résistance au cisaillement. L'augmentation des pressions interstitielles dans un remblai conduit à la diminution de sa résistance globale au cisaillement, susceptible de provoquer des instabilités de talus et des déformations.

Toutes ces considérations liées à l'influence des pressions interstitielles sur le comportement des barrages en terre, en particulier au niveau des noyaux de barrages zonés, ont constitué le contexte dans lequel ce mémoire a été élaboré. Un cas de barrage réel a été considéré pour cette analyse, c'est le barrage de Sikkak dans la wilaya de Tlemcen. Cette analyse intègre un paramètre important lié à la géométrie du noyau, en particulier les dimensions de sa base. L'analyse a été orientée avec l'étude des paramètres relatives aux infiltrations dans le noyau du barrage, notamment l'évolution des charges d'eau, des pressions interstitielles et des gradients hydrauliques afin de juger les risques de renard dans la zone critique qui est le pied aval du noyau. L'étude paramétrée est guidée en considérant plusieurs dimensions de la base du noyau variant entre 15 à 30 m. L'évolution des pressions interstitielles, des charges d'eau et des gradients hydrauliques, en particulier dans la zone aval du noyau en contact avec des matériaux plus grossiers (filtres et drains) ont constitué les critères fondamentaux sur lesquels s'est articulé le présent travail.

La contribution bibliographique élaborée a permis la compréhension et la maîtrise de l'ensemble des aspects liés à la thématique du mémoire et qui a ciblé deux volets importants relatifs aux phénomènes des infiltrations et aux mécanismes de dégradations des barrages en terre.

Le recours à la modélisation est souvent une action incontournable pour l'évaluation des paramètres liés au comportement des barrages. Ainsi, et en relation avec les objectifs du mémoire, une série de modélisations numériques guidées par le code de calcul GeoStudio, a été engagée avec une analyse paramétrée et comparative en fonction des variations des largeurs en base du noyau du barrage Sikkak, élément décisif sur le comportement hydraulique et mécanique de cet organe d'étanchéité.

Introduction générale

Sur le plan de la structure du mémoire, et afin d'assurer, à la fois, une cohérence des différentes sections du mémoire et une adéquation avec ses objectifs assainis, la rédaction a suivi, chronologiquement, les chapitres ci-dessous:

- Chapitre 1 : les infiltrations dans les barrages en terre.
- Chapitre 2 : mécanismes de rupture liés aux infiltrations.
- Chapitre 3 : analyse de l'évolution des pressions interstitielles autour des noyaux de barrages en terre cas du barrage Sikkak – Wilaya de Tlemcen.

CHAPITRE I : Les infiltrations dans les barrages en terre

Chapitre I : les infiltrations dans les barrages en terre

1 Les infiltrations dans les milieux poreux

1.1 Introduction

L'étude des écoulements dans les massifs de sol fait partie d'un domaine de recherche très vaste, constitué par l'étude des mouvements des fluides dans les milieux poreux.

Dans le cas d'une application à la mécanique des sols et des roches, le milieu poreux étudié est un massif de sol naturel (diffusion de polluants, infiltration, écoulement et rabattement de nappe, etc.).

L'étude de mouvements d'eau dans les milieux poreux est donc un problème important pour le géotechnicien et l'hydraulicien, car ces mouvements peuvent modifier au cours du temps la distribution des pressions interstitielles exercées dans les massifs de sol, tant de point de vue mécanique (modification de poids des massifs et soulèvement hydrostatique dus aux remontées ou décentes de la surface libre de la nappe) que de point de vue hydraulique (évolution des forces hydrauliques).

La détermination du champ de pressions interstitielles dans les massifs au cours du temps, ainsi a détermination du réseau d'écoulement (lignes équipotentielle et lignes de courant) et par conséquent le débit d'exhaure, est donc une donnée dont il faut tenir compte dans le calcul.

Dans le but d'aboutir à l'étude de l'écoulement à travers un milieu poreux, il convient tout d'abord de présenter les différents paramètres caractérisant ces milieux. C'est pourquoi nous rappellerons ici brièvement les lois et relations qui décrivent les écoulements permanents de l'eau dans le sol saturé.

1.2 Généralités sur les milieux poreux

A côté de la mécanique des milieux continus et lui empruntant de larges extraits, la mécanique des sols tire son originalité de l'aspect granulaire de ses constituants est tel que le concept de continuité peut le plus souvent être conservé : pour donner un ordre de grandeur, un dé à coudre rempli de sable fin contient environ un million de grains. A la structure granulaire de sol est associée une porosité qui correspond au volume libre entre les grains. Ce volume est rempli d'un fluide, liquide ou gaz, eau ou air. A la déformation du squelette est donc liée l'apparition de pression dans le fluide et des mouvements hydrodynamiques se présentent.

Le problème de l'identification des sols consiste à caractériser les matériaux d'une façon suffisamment nette pour qu'on puisse comparer des matériaux différents sur lesquels des constructions analogues ont été placées ou encore pour comparer les états différents d'un même matériau. En dehors de l'identification immédiate (couleur, odeur, état), il existe une série d'essais de laboratoire qui permet d'y parvenir avec précision (Habib,1997).

Chapitre I : les infiltrations dans les barrages en terre

1.2.1 Définition et morphologie des pores

Un milieu poreux est un milieu constitué de granulométrie varié ou les pores interstitiels et les fissures sont interconnectés entre eux.

Les pores sont des vides plus au moins sphériques, de petites dimensions (ordre de grandeur millimétrique), ménagés entre les particules solides ou grains qui ne sont jamais jointifs. Les dimensions des vides sont étroitement liées à celles des grains dont la mesure est plus directement accessible (Castnay ,1982).

1.2.2 Interconnexions des pores et milieu continu

Les pores communiquent entre eux, dans le sens de l'écoulement de l'eau souterraine, permettant le déplacement de la particule d'eau. Celle-ci suit des trajets ou trajectoires plus ou moins compliqués, identifiant les lignes du courant. Cet agencement caractérise la continuité du milieu poreux qui est une des conditions de base pour la validité des lois de l'hydrodynamique souterraine.

1.2.3 Etude granulométrique du milieu poreux

On définit la granulométrie comme étant l'ensemble des techniques de laboratoire, permettant de déterminer les caractéristiques physiques, pétrographiques et géométriques d'un milieu. Un milieu poreux est constitué d'un assemblage de particules solides ou grains.

Leurs caractéristiques géométriques sont : le diamètre et la surface (Castnay ,1982).

L'analyse granulométrique a pour but :

- La mesure des diamètres des grains par des diamètres granulométriques.
- Accéder aux caractéristiques des vides par celles des grains.
- Classer quantitativement les roches meubles.
- Calculer les paramètres granulométriques.

Les particules d'eau en écoulement dans un milieu poreux tel qu'un terrain granuleux naturel suivent des trajectoires tortueuses, elles sont déterminées par la grosseur, la forme et l'arrangement des grains minéraux qui doivent être considérées comme des grandeurs aléatoires.

L'analyse granulométrique d'un sol permet de définir une courbe granulométrique qui a deux caractéristiques : sa position dans le diagramme et sa pente.

1.2.4 Caractéristiques physiques du milieu perméable : les notions d'homogénéité, d'isotropie et d'anisotropie

La notion homogénéité correspond à une hypothèse indispensable, sans laquelle aucune théorie de l'écoulement souterrain ne serait possible.

Il y'a de nombreuses nuances en ce qui concerne l'homogénéité des terrains naturels. Certains sols, comme les sables fins, ont une excellente homogénéité, même à petite échelle alors que pour la plupart des alluvions fluviales, par exemple, l'homogénéité n'existe souvent qu'à partir d'une certaine échelle à cause de l'irrégularité des dépôts et de la gamme étendue des différents éléments (limons, sable, graviers et galets).

Chapitre I : les infiltrations dans les barrages en terre

L'écoulement théorique étant tributaire de l'hypothèse d'homogénéité, et on conçoit aisément que tous ses détails dont l'échelle est plus fine que l'échelle d'homogénéité n'ont pas de significations réelles.

Dire d'un terrain perméable qu'il est homogène équivaut à dire qu'il présente en tout point, dans une direction donnée, la même résistance à un écoulement de filtrations. Si de plus, cette résistance est la même quelle que soit la direction, le terrain est isotrope.

Dans le cas contraire, il est anisotrope. Dans son comportement par rapport à l'écoulement souterrain, un terrain a donc des propriétés géométriques qui se traduisent par les notions d'isotropie et d'anisotropie.

1.2.5 Définition et différents types de porosité

L'un des paramètres les plus importants caractérisant le milieu poreux est la porosité notée n , qui est la partie d'un volume apparent unitaire qui n'est pas occupé par la phase solide (Encyclopédie Universelle, 1996). C'est le rapport volumique des vides d'un corps au volume total.

$$n = \frac{V_v}{V_t} \text{ en } \%$$

1.2.5.1 La porosité efficace n_e , coefficient de porosité

Elle se rapporte à l'eau libérée par drainage gravitaire total d'une roche saturée. C'est le volume de l'eau gravitaire V_e que l'échantillon peut contenir à l'état saturé, puis libéré sous l'effet d'égouttage complet, à son volume total V . Elle dépend essentiellement de l'arrangement de la surface spécifique des grains. Elle est donnée en pourcentage, par la formule :

$$n_e = \frac{V_e}{V_t}$$

1.2.5.2 La porosité effective

Appelée aussi capacité de rétention. C'est le rapport du volume de rétention V_r (eau non goutable par gravité) au volume total apparent V . Elle est donnée en pourcentage, par la formule :

$$C_r = \frac{V_r}{V_t}$$

1.2.5.3 La porosité cinématique

Elle désigne le rapport de l'eau non liée aux grains, l'eau pouvant circuler et le volume total de la roche. Elle n'est pas mesurable pratiquement. Ce concept est proche de la porosité efficace défini comme un rapport de volume (Carlier, 1980).

1.2.5.4 Indice des vides du milieu poreux

En mécanique des sols on utilise fréquemment la notion d'indice des vides (rapport du volume des vides au volume de la matière solide).

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

Chapitre I : les infiltrations dans les barrages en terre

L'indice des vides et la porosité sont naturellement liés puisqu'ils expriment en fait la même propriété du terrain.

On a :

$$n = \frac{e}{1+e} \quad , \quad e = \frac{n}{1-n}$$

1.2.5.5 Densité - Poids volumique

L'usage international a donné naissance à une terminologie peu correcte de ces termes. D'une façon générale en Statique on étudie des forces, donc des poids et des poids volumiques. En mécanique des sols on utilise cependant le terme densité dans les expressions suivantes, d'ailleurs faciles à comprendre, et avec les notations et les significations indiquées ci-après (Habib, 1997) :

- Poids volumique humide : Y_h (poids de l'unité de volume de sol, eau comprise) ;
- Poids volumique sec : Y_d (poids de l'unité de volume de sol, eau non comprise) ;
- Poids volumique des grains solides : Y_s (poids de l'unité de volume d'un grain solide) ;
- Poids volumique immergée : Y_i (poids de l'unité de volume d'un sol soumis à la poussée d'Archimède) ;
- Poids volumique du liquide : Y (poids volumique du liquide interstitiel).

1.2.6 La conductivité hydraulique ou perméabilité

La perméabilité est l'aptitude d'un milieu à se laisser traverser par l'eau, sous l'effet d'un gradient hydraulique. Elle exprime la résistance du milieu à l'écoulement du fluide (eau) qui le traverse. La perméabilité k dépend avant tout de la dimension des interstices (Castnay, 1982 & Cassant, 1993). Ce sont donc la dimension et la distribution des grains du milieu poreux qui joueront un rôle primordial sur la valeur de k .

- Si la granulométrie est uniforme : $u = \frac{d_{60}}{d_{10}} < 10$ les grains ont presque le même diamètre.
- Si la granulométrie est étendue, $u > 10$, ce sont les éléments fins qui déterminent la perméabilité.

D'autres grandeurs influencent sur la valeur de k , mais de manière moins importante ; ce sont la porosité et la température.

La perméabilité est mesurée par deux paramètres, à savoir :

- Le coefficient de perméabilité.
- La perméabilité intrinsèque.

Le coefficient de perméabilité :

Le coefficient de perméabilité peut être donné par l'expression suivante :

$$K = N \cdot d_{10}^2 \cdot \frac{Y}{\mu}$$

Cette expression englobe les caractéristiques du milieu et du liquide. Elle comporte deux couples de résistances à l'écoulement correspondant à deux groupes de facteurs :

Chapitre I : les infiltrations dans les barrages en terre

- Les caractéristiques du milieu fluide en mouvement ou coefficient du fluide avec deux facteurs principaux à savoir :
 - La viscosité dynamique du liquide μ , qui exprime la résistance du liquide à l'écoulement.
 - Le poids volumique $\gamma = \rho \cdot g$
- Les caractéristiques du milieu, avec $N \cdot d_{10}^2$, exprimant la perméabilité intrinsèque. Le facteur principal est la viscosité dynamique. Elle décroît rapidement avec l'augmentation de la température. Le coefficient de perméabilité, fonction inverse, croît avec la température (figure I.1).

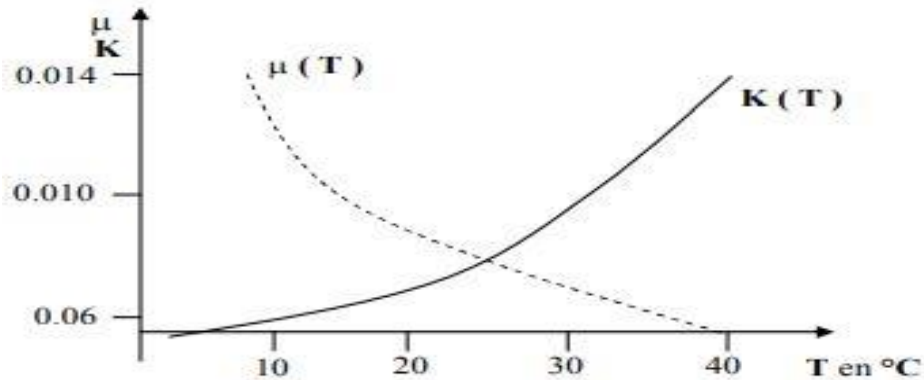


Figure I-1 : Viscosité dynamique μ et le coefficient de perméabilité k en fonction de la température (Castnay, 1982).

On note que, la perméabilité d'un sol est liée à la dimension des pores, c'est-à-dire à la granulométrie du sol et à l'état de serrage des grains. Pour les sols grossiers comme les sables, une approximation rapide est donnée par la formule (non homogène) de HAZEN :

$$K \text{ (cm/s)} = 100 D_{10}^2 \text{ (cm)}$$

Où D_{10} représente le diamètre de grain tel que 10 % des éléments du sol, en poids, lui soit inférieur. Le coefficient K varie énormément d'un sol à l'autre. A titre d'exemple, K peut être compris entre 10^{-2} et 10^{-6} m/s pour les sables, entre 10^{-7} et 10^{-9} m/s pour les limons, entre 10^{-9} et 10^{-12} m/s pour les argiles, entre 10^{-9} et 10^{-16} m/s pour les roches.

1.3 Etude mécanique de l'écoulement à travers un milieu poreux

1.3.1 Loi fondamentale de l'écoulement - Loi de Darcy

L'écoulement des eaux à travers un milieu poreux est considéré comme le déplacement de particules d'eau, le long de trajectoires appelées lignes de flux ou lignes de courant. La base fondamentale du calcul de quantité d'eau souterraine ou débit traversant un milieu poreux, par l'hydrodynamique souterraine, est la loi expérimentale de Darcy (Darcy, 1856), que nous présenterons dans cette partie. Nous allons établir les équations régissant le mouvement de l'eau à travers un milieu poreux.

1.3.2 Dispositif expérimental de DARCY

Considérons un tube cylindrique rempli de sol à travers lequel de l'eau pénètre sous pression par une extrémité pour ressortir par l'autre, des tubes, appelés piézomètres, permettant la mesure de la pression de l'eau interstitielle en différents points (Figure I-2) ; on constate que les niveaux d'eau dans les piézomètres sont alignés sur une droite et cela quelle que soit la pression d'alimentation :

Chapitre I : les infiltrations dans les barrages en terre

Les pertes de charge sont proportionnelles aux épaisseurs de terre traversée. Ceci est dû à ce que la circulation dans le sol s'effectue en régime laminaire (Habib, 1997).

Soit h la perte de charge exprimée en hauteur d'eau et s le trajet parcouru. On appelle gradient hydraulique le rapport $i = h/s$ et la vitesse de percolation V est proportionnelle à i . Cette relation très importante est connue sous le nom de loi de Darcy, elle s'écrit :

$$v = k * i$$

Où K est une constante liée à la nature du sol et appelée coefficient de perméabilité.

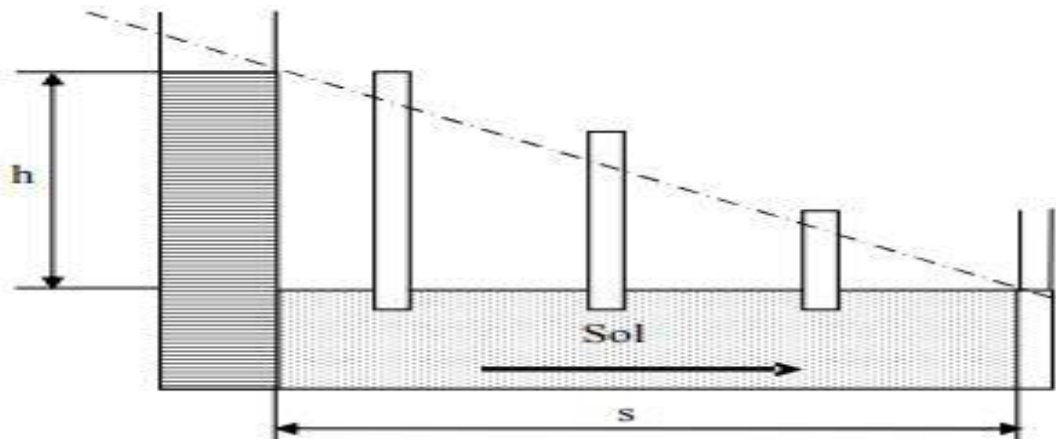


Figure I-2 : Expérience illustrant la loi de Darcy

A chaque nouveau débit constant on constate une perte de charge proportionnelle au débit. Dans la loi de Darcy v est la vitesse de l'eau à l'extérieur du sol. C'est-à-dire que le débit Q en un temps Δt dans un tube de section S est :

$$Q = Ki.S.\Delta T$$

Dans le sol, la vitesse moyenne est v/n , l'eau ne circulant que dans la porosité. La vitesse réelle de l'eau est un peu plus grande encore et présente un peu de dispersion, car les cheminements capillaires ne sont ni rectilignes (tortuosité) ni tous égaux.

Remarque

Dans les écoulements souterrains, la charge hydraulique $h = (V^2/2.g) + (U/Y_w) + z$ peut être assimilée à la hauteur piézométrique $h = \frac{U}{Y_w} + z$, le terme d'énergie $V^2/2.g$ étant toujours négligeable.

1.3.3 Conditions de validité de la loi de Darcy

La loi de Darcy établie par des expériences de laboratoire répondant à des conditions très strictes. Quatre conditions doivent être respectées (Castnay, 1982) : continuité, isotropie, homogénéité du milieu, et écoulement laminaire. Ce dernier est caractérisé par des lignes de flux continues rectilignes, et occupant entre elles la même position relative. Les vitesses, constantes et parallèles, sont inférieures à la vitesse critique, au-delà de laquelle l'écoulement devient turbulent. En outre, (Shneebeli, 1956) a montré que pour de très fortes vitesses la relation entre les débits et les pertes de charge n'est plus linéaire. Cette déviation intervient pour des nombres de Reynolds voisins de l'unité rarement atteints en pratique, De même, la loi de DARCY n'est plus applicable pour les sols très peu perméables (argiles) (Harr, 1962) a suggéré dans ce cas l'existence d'un gradient initial en deçà duquel il n'y a pas d'écoulement.

Chapitre I : les infiltrations dans les barrages en terre

1.3.4 Généralisation de la loi de DARCY aux écoulements tridimensionnels

La loi de Darcy, établie sur des dispositifs particuliers, a été vérifiée expérimentalement en laboratoire, dans toutes les conditions possibles, c'est-à-dire :

- Toutes les directions d'écoulement.
- Tous liquides de différents poids volumiques et viscosités dynamiques.
- Tous milieux poreux continus de toutes granulométries.

La généralisation de la loi de Darcy consiste à admettre que celle-ci est valable en tous points du terrain, et dans toutes les directions. On aura le long des trois axes de coordonnées Ox, Oy et Oz, le système :

$$\begin{cases} u = -k \frac{d\varphi}{dx} \\ v = -k \frac{d\varphi}{dy} \\ w = -k \frac{d\varphi}{dz} \end{cases}$$

Qu'on peut l'écrire sous la forme vectorielle :

$$\vec{V} = \overrightarrow{\text{grad}} \varphi$$

Avec :

K : tenseur de perméabilité.

(u,v,w) : composantes de la vitesse V.

Le tenseur de perméabilité s'écrit sous la forme d'une matrice symétrique :

$$[K] = \begin{bmatrix} \alpha_{xx} & 0 & 0 \\ 0 & \alpha_{yy} & 0 \\ 0 & 0 & \alpha_{zz} \end{bmatrix}$$

La connaissance de φ et de ses vitesses, permet de déterminer en chaque point au facteur K près, les composantes de la vitesse V de filtration. Un tel écoulement est défini par le potentiel hydraulique :

$$\varphi = Z + \frac{P}{\rho g}$$

Dans le cas d'un écoulement plan, les équations restent valables, toutes fois leurs nombres se réduisent à deux.

1.3.5 Equations des écoulements en régime permanent

Elle exprime que le fluide est continu, c'est-à-dire qu'il ne peut y avoir dans aucune partie du fluide, ni apport extérieur, ni prélèvement de matière. Donc la masse se conserve au cours de l'écoulement (M.H. Harr & M. Carlier).

Pour un liquide incompressible (à densité constante), l'équation de continuité est obtenue en exprimant la constante du poids du liquide, à chaque instant, au point de passage x, y, z, dans l'élément de volume parallélépipédique de dimensions dx, dy, dz donc :

$$\frac{du}{dx} + \frac{dv}{dy} + \frac{dw}{dz} = 0$$

Chapitre I : les infiltrations dans les barrages en terre

En notation vectorielle, l'équation de continuité s'écrit :

$$\operatorname{div} \vec{U} = 0$$

Avec x, y, z directions principales de la perméabilité.

C'est l'équation de continuité d'un écoulement permanent tridimensionnel où :

u, v et w : sont des composantes de la vitesse V au point considéré. Pour le cas d'un écoulement plan, la composante w est nulle, donc l'équation devient :

$$\frac{du}{dx} + \frac{dv}{dy} = 0$$

C'est l'équation de continuité pour un écoulement permanent plan.

1.4 Etude cinématique des écoulements à potentiel des vitesses et description du mouvement

La cinématique des écoulements, est l'étude du mouvement des liquides sans tenir compte des forces qui lui donnent naissance.

1.4.1 Système de référence

Pour étudier le mouvement d'un fluide quelconque, on peut employer deux méthodes.

(Carlier, 1980) :

1.4.1.1 Méthode de Lagrange

Elle consiste à individualiser une particule déterminée, et à la suivre dans ses mouvements. On exprime donc les coordonnées d'un point M de la masse fluide, en fonction du temps, et de la position initiale du point considéré.

$$M \begin{cases} X = f(X_0, Y_0, Z_0, t) \\ Y = \lambda(X_0, Y_0, Z_0, t) \\ Z = \sigma(X_0, Y_0, Z_0, t) \end{cases}$$

X, Y, Z sont les variables de Lagrange.

1.4.1.2 Méthode d'Euler

Elle consiste à considérer un point fixe de l'espace et à étudier, en fonction du temps, ce qui se passe en ce point. On déterminera donc, en fonction du temps, la vitesse des particules fluides qui viennent successivement passer par ce point. La vitesse V est déterminée par ses trois composantes u, v, w sur trois axes ox, oy, oz . On disposera donc des trois équations suivantes :

$$V \begin{cases} u = f(x, y, z, t) \\ v = \lambda(x, y, z, t) \\ w = \sigma(x, y, z, t) \end{cases}$$

Où : u, v et w sont des variables d'Euler.

1.4.2 Ligne de courant, surface et tube de courant

Les deux systèmes, de Lagrange, et d'Euler, permettent de définir, dans la masse en mouvement, plusieurs types de lignes :

1. Le système d'Euler définit à chaque instant t , une vectrice vitesse en un point, et un champ de vitesse dans la masse fluide. Les courbes tangentes en chacun de leurs points à la vitesse v

Chapitre I : les infiltrations dans les barrages en terre

constituant les lignes de courant, qui sont exprimées par les équations différentielles, en exprimant que la vectrice vitesse $V(u, v)$ est tangente à la ligne de courant, soit :

$$\frac{v}{u} = \frac{dy}{dx}$$

D'où :

On appelle surface de courant, la surface constituée par l'infinité des lignes de courant qui s'appuient à un instant donné sur une courbe donnée C .

Lorsque la courbe C est fermée, la surface devient un tube de courant, le fluide situé à l'intérieur du tube constituant, lui-même, un filet de courant.

2. Le système de Lagrange permet de définir, pour une particule déterminée, une courbe qui représente les positions successives de cette particule aux différents instants. C'est la trajectoire de la particule.

L'équation de la trajectoire s'obtient en éliminant t entre les trois équations donnant les coordonnées de la particule.

1.4.3 Lignes équipotentielles

Nous avons vu auparavant, qu'il existe une fonction potentielle $\phi(x, y, z)$ des vitesses. C'est-à-dire qu'au point (x, y, z) , les composantes de la vitesse sont des dérivées partielles de cette fonction (Varlet, 1966) :

$$u = \frac{d\phi}{dx} \quad \text{Et} \quad v = \frac{d\phi}{dy} \quad \text{et} \quad w = \frac{d\phi}{dz}$$

Ou sous forme vectorielle :

$$\vec{V} = \overrightarrow{\text{grad}}\phi$$

Les lignes équipotentielles sont telles que la fonction ϕ conserve la même valeur en tous points de chacune d'elle, leur équation est donc :

$$\phi(x, y, z) = \text{constante}$$

La comparaison des équations, montre que la vitesse en un point est dirigée suivant la normale à la ligne équipotentielle par ce point.

1.4.4 Débit circulant entre deux lignes de courant

Considérons un tube de courant compris entre deux plans (xoy) (Figure I.3), distant d'une longueur égale à l'unité, et délimité par deux lignes de courant (Varlet, 1966) :

$$\Psi(x, y) = \Psi_1 \quad \text{et} \quad \Psi(x, y) = \Psi_2$$



Figure I-3 : Débit dans un tube de courant

Chapitre I : les infiltrations dans les barrages en terre

Le débit élémentaire qui passe par ce tube est :

$$Dq = u \cdot dy = \frac{\partial \Psi}{\partial y} dy$$

Le débit total de la tranche d'écoulement considéré comprise entre les deux lignes de courant Ψ_1 et Ψ_2 est :

$$q = \int_{y_2}^{y_1} \frac{\partial \Psi}{\partial y} dy = \Psi_2 - \Psi_1$$

1.5 Propriétés

D'après l'équation de continuité pour un liquide incompressible, on peut écrire (Varlet, 1966) :

$$\overrightarrow{\text{div}} \mathbf{v} = 0$$

Qui peut être écrite sous la forme :

$$\overrightarrow{\text{div}} \mathbf{v} = \text{div}(\text{grad} \varphi)$$

D'où :

$$\Delta \varphi = 0$$

De la fonction de courant on peut écrire :

$$\begin{cases} u = \frac{\partial \Psi}{\partial y} \\ v = -\frac{\partial \Psi}{\partial x} \\ w = -\frac{\partial \Psi}{\partial z} \end{cases}$$

D'où :

$$\frac{\partial^2 \Psi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Psi}{\partial y^2} = -\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y}$$

Et en introduisant la fonction φ (potentiel des vitesses) on peut aussi écrire :

$$\begin{cases} u = \frac{\partial \varphi}{\partial x} \\ v = \frac{\partial \varphi}{\partial y} \\ w = \frac{\partial \varphi}{\partial z} \end{cases}$$

Donc :

$$\frac{\partial^2 \Psi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Psi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \Psi}{\partial z^2} = 0$$

Chapitre I : les infiltrations dans les barrages en terre

Qu'on peut l'écrire encore :

$$\Delta\Psi=0$$

Il en résulte donc, que la fonction de courant et la fonction du potentiel des vitesses sont des fonctions harmoniques.

$$\Delta\varphi = \frac{\partial^2\varphi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2\varphi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2\varphi}{\partial z^2} = 0$$
$$\Delta\Psi = \frac{\partial^2\Psi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2\Psi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2\Psi}{\partial z^2} = 0$$

En résumé, un écoulement plan à potentiel de vitesses est caractérisé par deux réseaux de courbes, à savoir :

- 1- Les lignes de courant dont la fonction de courant Ψ reste constante.
- 2- Les lignes équipotentielles dont le potentiel ϕ reste constant. Les fonctions Ψ et ϕ sont des fonctions harmoniques. Ce double réseau a la propriété d'être orthogonal pour un milieu isotrope puisque :

$$\begin{cases} \frac{\partial\varphi}{\partial x} = u = \frac{\partial\Psi}{\partial y} \\ \frac{\partial\varphi}{\partial y} = v = -\frac{\partial\Psi}{\partial x} \end{cases}$$

2 Les infiltrations dans les barrages en terre

2.1 Introduction

Les barrages en terre sont construits en travers des rivières et des vallées pour retenir l'eau à des fins de protection contre les inondations, de stockage de l'eau, de détournement de l'eau vers des canaux en altitude, de production d'énergie, etc. Les infiltrations à travers les barrages en terre posent deux problèmes fondamentaux. Le premier concerne l'estimation de la quantité d'écoulement d'infiltration qui est souvent une question économique importante pour les barrages de stockage. Le second concerne la stabilité de la digue du barrage contre les gradients excessifs qui peuvent entraîner les particules de sol le long de la surface d'infiltration, sur la pente aval de la digue du barrage, ce qui peut menacer sa stabilité. Les barrages en terre peuvent être construits sur des fondations imperméables ou perméables, selon la nature de la formation géologique du site. Dans les deux cas, le barrage doit être protégé contre les effets dangereux des infiltrations qui le traversent.

Des méthodes de contrôle des infiltrations peuvent être utilisées pour réduire les infiltrations à travers le barrage ; ces méthodes comprennent des coupures de fondation, des zones imperméables, des zones de transition, des matériaux et des couvertures de drainage, des couvertures imperméables en amont, une zone de contact adéquate avec le noyau et des puits de secours (Magdy, 2016).

2.2 Les barrages en terre

Les barrages en remblai (digues) sont constitués essentiellement de matériaux granulaires naturels meubles prélevés à proximité immédiate de l'ouvrage. On distingue deux catégories de barrages en remblai :

Chapitre I : les infiltrations dans les barrages en terre

- Les barrages en terre, réalisés essentiellement à partir de sol naturels meubles prélevés dans des zones d'emprunt ;
- Les barrages en enrochements, dont la majeure partie est constituée de matériau de carrière concassé.

Comme pour les autres types de barrages, les barrages en remblai doivent répondre à deux fonctions essentielles : la fonction statique, qui consiste à transmettre à la fondation la poussée de l'eau retenue à l'amont et la fonction de coupure étanche.

Les sols meubles des barrages en terre peuvent, selon leurs caractéristiques géotechniques, être suffisamment imperméables pour suffire aux deux fonctions (Anton et Henri, 2011).

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

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

Les barrages en terre compactés peuvent être divisés en trois principaux types : les ouvrages en terre homogènes, ceux à noyaux étanches et ceux à masques amont.

2.2.1 Les barrages en terre homogènes

Ils sont totalement construits avec un seul matériau qui est le plus souvent argileux remplissant simultanément les deux fonctions d'écran et de masse. Ce matériau doit présenter des caractéristiques permettant de garantir une étanchéité suffisante et une stabilité du remblai. Leur simplicité a permis de développer une technique de réalisation bien maîtrisée tout en assurant une grande sécurité, néanmoins ce type de barrage est surtout adopté pour la réalisation de retenue collinaire et de petits barrages.

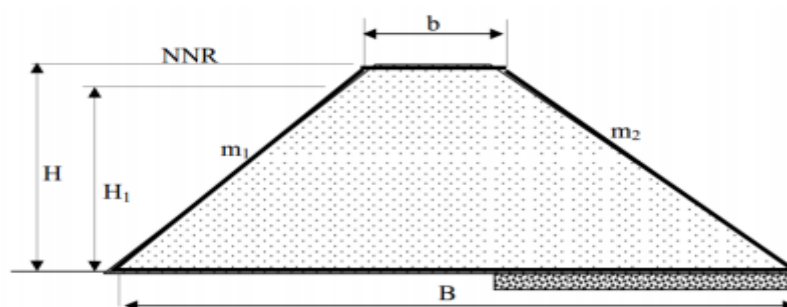


Figure I- 4 : Barrage en terre homogène

Lorsque la perméabilité du sol d'emprunt principal est trop importante, la solution consiste à concevoir un barrage en remblai zoné, c'est-à-dire constitué de plusieurs matériaux repartis par zones dans le corps du barrage. Les matériaux de carrière avec lesquels sont constitués les barrages en enrochements sont toujours perméables. Ces enrochements sont donc toujours associés à un autre élément assurant la fonction d'étanchéité (Patrick, 2003).

Chapitre I : les infiltrations dans les barrages en terre

2.2.2 Les barrages en terre à noyau étanche

Dans le cas où la quantité des matériaux imperméables disponibles sur site est insuffisante pour réaliser tout le corps du barrage, on opte le plus souvent pour un ouvrage à zones avec un noyau en argile assurant l'étanchéité.

Ce type de barrages présente toutefois l'inconvénient d'une mise en œuvre plus compliquée et onéreuse surtout si la vallée est étroite et où le travail mécanisé devient plus compliqué. Un autre inconvénient, est la nécessité de séparer par des filtres de transition les différentes zones.

Par contre, pour les ouvrages importants, les matériaux grossiers de recharges sont plus résistants que les matériaux argileux, on peut donc construire des talus plus raides et on contrôle mieux les écoulements dans le corps du barrage. Notons que le noyau étanche peut être vertical ou incliné et parfois remplacé par un diaphragme en béton au ciment ou bitumineux (Messaid, 2009).

2.2.2.1 Barrage à noyau central

Le barrage à noyau est composé d'un noyau central, constitué d'un matériau imperméable, et de recharges, c'est-à-dire une couche supérieure qui recouvre les flancs du noyau (Anton et Henri, 2011).

La stabilité du massif sera assurée par des zones perméables appelées recharges. Ces recharges peuvent être au nombre variables et disposées différemment d'un barrage à un autre en fonction de la nature du matériau et des conditions spécifiques à chaque barrage (Messaid, 2009).

Les recharges peuvent être constituées d'enrochements ou d'alluvions. Elles permettent d'assurer la stabilité du barrage, alors que le noyau central assure son étanchéité (Patrick, 2003).

Il est plus stable qu'un barrage homogène, grâce aux recharges, les barrages à noyaux permettent de construire des talus plus raides.

De plus le risque d'écoulement dans le corps du barrage est plus limité grâce à ces enrochements (Anton et Henri, 2011).

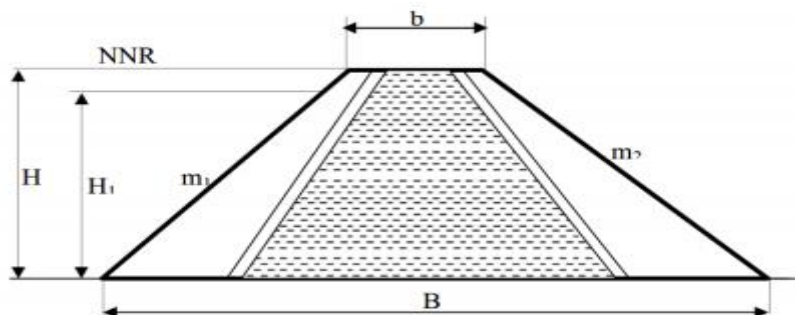


Figure I-5 : Barrage à noyau central

Chapitre I : les infiltrations dans les barrages en terre

2.2.2.2 Barrage noyau incliné

L'élément étanche ou très peu perméable, comme par un noyau en limon argileux peut dans certains cas être déplacé vers l'amont jusqu'à l'élimination complète du corps amont. On obtient la solution d'une digue à noyau incliné.

Plus le noyau est incliné plus la pente du parement amont est conditionnée par les propriétés mécaniques du matériau du noyau.

Les surfaces potentielles de glissement traversent le noyau et la pente du parement amont est donc plus douce pour garantir la stabilité. La masse du corps d'appuis aval augmente également ce qui représente un certain à tout pour le barrage (Patrick, 2003).

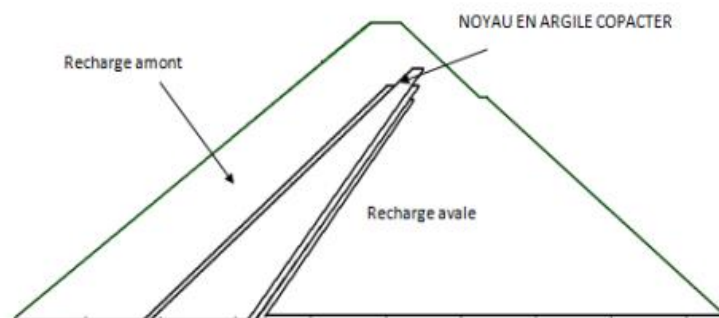


Figure I-6 : Barrage à noyau incliné

2.3 Analyse des infiltrations dans les barrages en terre

Après l'étude de dimensionnement qui permet de définir le profil général du barrage, on procède à l'étude des infiltrations dans le massif et sa fondation. Ces infiltrations dues à la charge hydraulique créée par le réservoir, ont une influence primordiale sur la stabilité de l'ouvrage. Un pourcentage élevé des accidents recensés des barrages en remblai est relié au phénomène de l'érosion interne suite aux infiltrations.

L'infiltration à travers le corps d'un barrage en terre cause une perte d'eau dans la retenue et un risque d'instabilité dans la digue. L'étude de ce phénomène a pour buts de déterminer :

- Ligne de saturation.
- Les pressions interstitielles.
- Débit de fuite.

2.3.1 Causes des infiltrations dans les barrages en terre

De nombreux facteurs ont été étudiés pour déterminer la cause des infiltrations dans les barrages. Ils comprennent : les escarpements ouverts, les joints dans les roches, les roches non consolidées dans la fondation, le sol mal compacté, les trous de rats, le creusement de drains, les arbres aux racines profondes, les fissures, l'action du gel, les fissures de retrait dans le sol environnemental, arbres déracinés, tremblements de terre, pression de soulèvement excessive, eaux souterraines piégées et drainage structurel insuffisant (Greager et al. 2002; FERM, 2006; Flores-Berrones et al. 2011; Lukman et al 2011; Omofunmi et al. 2017).

Chapitre I : les infiltrations dans les barrages en terre

Le suintement est propre à tous les barrages en terre car l'eau percole lentement à travers les barrages et les fondations. Si les forces d'infiltration sont suffisamment importantes, elles peuvent conduire à l'érosion du sol, ce qui peut affaiblir le sol et finalement entraîner des glissements de terrain. Le suintement peut entraîner une défaillance environnementale s'il n'est pas correctement surveillé (Auvinet et al 2010).

Selon Auvinet et al. (2010) et Omofunmi et al. (2017), les autres signes reconnaissables de suintement sont les suivants :

- Variation saisonnière de la température à l'intérieur du barrage.
- Diminution rapide du niveau d'eau en dessous du niveau attendu dans le cadre d'une utilisation normale.
- Partie accumulée de l'eau dans les zones autour du site du barrage.
- Taux de croissance réduit de la végétation autour du barrage par rapport à d'autres endroits éloignés.
- Changement de couleur de la végétation avec une croissance déformée.

2.3.2 Conséquences des infiltrations

Les infiltrations dans les barrages en terre sont dangereuses, ils finissent par produire une érosion interne du barrage ou des fondations, peuvent avoir des origines très diverses :

- Fissuration due à des tassements différentiels.
- Fuites à travers la fondation, au contact avec le noyau
- Fissuration horizontale due à des transferts de charge du noyau sur les massifs amont et aval et à un claquage ou fracturation hydraulique des zones peu comprimées
- Entraînements de fines à la suite d'élongation et de rupture de tuyaux enterrés collecteurs de puits filtrants
- Tassements différentiels près d'une faille, d'une fondation compressible particulièrement érodable.

2.3.3 Etude des infiltrations

Quel que soit la perméabilité d'un barrage en terre, il y a toujours infiltration d'eau qui est due à la charge d'eau amont.

L'étude des infiltrations consiste en la réalisation des quatre étapes suivantes :

1. Détermination de la ligne de saturation ou ligne phréatique, qui est confondue avec la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique est nulle.
2. Tracé du réseau des lignes équipotentielles, c'est à dire des lignes reliant les points d'égal potentiel hydraulique au sein du corps du barrage et de ses fondations. Ce réseau nous permet de connaître la valeur de la pression interstitielle en chaque point du champ de filtration.
3. Tracé des lignes de courant, qui représentent la trajectoire de l'écoulement de l'eau à travers le corps du barrage. Ces lignes nous permettent de calculer le débit de fuite.
4. Estimation des débits de fuites (Smail, 2010).

Chapitre I : les infiltrations dans les barrages en terre

2.3.3.1 Méthode numérique

Elle permet de donner la position de la ligne de saturation, de calculer les valeurs du potentiel hydraulique en différents points et d'évaluer le débit de fuite

Objectif : résolution de l'équation : $\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0$

2.3.3.2 Méthode électrique

Elle est basée sur l'analogie existante entre l'écoulement de l'eau à travers un sol et celui de l'électricité à travers les plaques métalliques.

Hydraulique	Electrique
Loi de darcy : $v = -k \text{ grad } h$	Loi d'ohms $j = -\sigma \text{ grad } (V)$
$\Delta h = 0$	$\Delta V = 0$
$Q = \int \int V \cdot ds$	$I = \int \int j \cdot ds$
Charge Hydraulique h	Tension électrique V
Vitesse de filtration V	Densité de courant j
Perméabilité K	Conductivité électrique σ
Débit Q	Intensité de courant I

2.3.3.3 Méthode graphique

C'est la méthode la plus simple, elle donne des résultats très approchés. Elle est basée sur le fait que le réseau des équipotentielles et des lignes de courant forme des carrés curvilignes.

Tracé de la ligne de saturation:

D'après Kozeny, dans un barrage en terre homogène sans drain, la ligne de saturation peut être assimilée dans sa partie médiane à une parabole d'axe horizontal dont le foyer est situé au pied du parement aval. L'équation de cette parabole s'écrit :

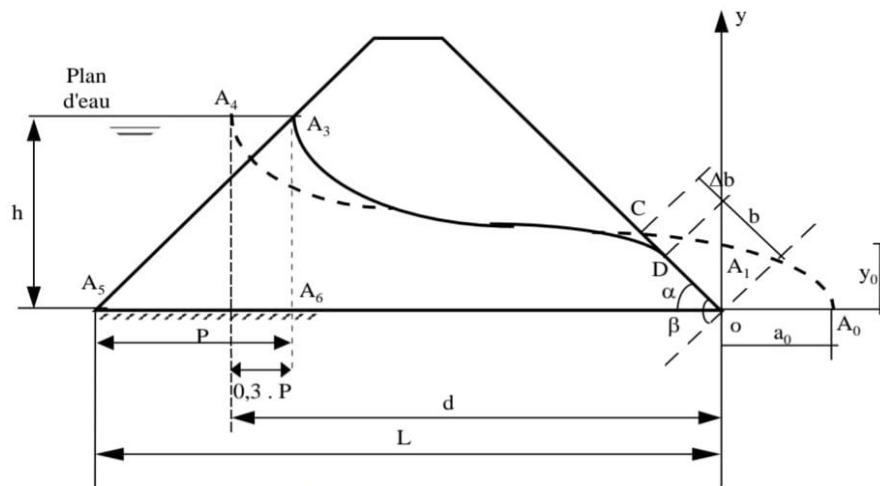


Figure I-7 : Ligne de saturation dans un barrage en terre

$$Y^2 - y_0^2 - 2 * x * y_0 = 0$$

$$\text{Avec : } y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \quad \text{et } d = L - 0,7 * P$$

Chapitre I : les infiltrations dans les barrages en terre

Casagrande a montré, en supposant que l'infiltration dans le corps de la digue se comporte comme un écoulement plan permanent et obéissant à la loi de Darcy d'un fluide incompressible, que le rapport des segments A4A3 et A5A6 est de 3/10.

L : L'empattement de la digue

P : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont.

A1 : (0, y0) A0 : (a0 = y0 / 2, 0)

Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de Kozeny, on raccorde celle-ci au point A3 du plan d'eau amont par une courbe normale au parement amont en A3 et tangente à la parabole. En aval, on fait aboutir la ligne de saturation en un point D situé au 2/3 de OC, théoriquement tel que $\frac{DC}{OD} = \frac{3}{8} \cdot \cos \frac{\alpha}{2}$

B est déterminé à l'aide du diagramme et du tableau de Casagrande. Ce dernier donne la variation de b en fonction de l'angle α , angle que fait le parement aval avec l'horizontale.

- $\alpha=30^\circ$ $b=\sqrt{h^2 + d^2}-\sqrt{d^2 + h^2 \cot^2 \alpha}$
- $30^\circ \leq \alpha < 60^\circ$ $b=\frac{1}{2} \frac{h^2}{d \sin^2 \alpha}$
- $60^\circ \leq \alpha < 180^\circ$ $b=c_\alpha \frac{y_0}{1-\cos \alpha} = y_0 \frac{1-a}{1-\cos \alpha}$

Avec $a=\frac{\Delta b}{b+\Delta b}$

α°	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170	180
c(α)	0.680	0.700	0.720	0.747	0.770	0.795	0.822	0.850	0.877	0.907	0.935	0.965	1.00

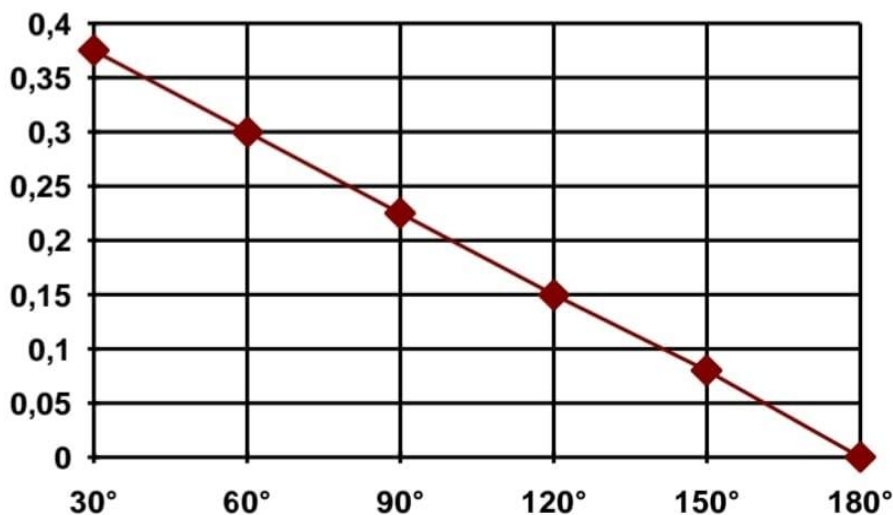


Figure I-8 : Courbe de Casagrande pour la détermination du paramètre α

Chapitre I : les infiltrations dans les barrages en terre

2.3.3.4 Tracé des équipotentiels et des lignes de courant

Ce tracé peut être obtenu graphiquement en faisant appel aux propriétés géométriques du réseau quadratique et aux conditions aux limites qui sont :

- Le parement amont est une ligne équipotentielle.
- La ligne de saturation ainsi que le contact avec la fondation imperméable sont des lignes de courant.

On construit un certain nombre de cote décroissant le long de la ligne phréatique. A partir de ces points, on trace les lignes équipotentiels orthogonales à la ligne de saturation et à la fondation imperméable

Le tracé par cette méthode (méthode graphique) est très délicat, la qualité du résultat dépend énormément de l'habileté et la patience du dessinateur.

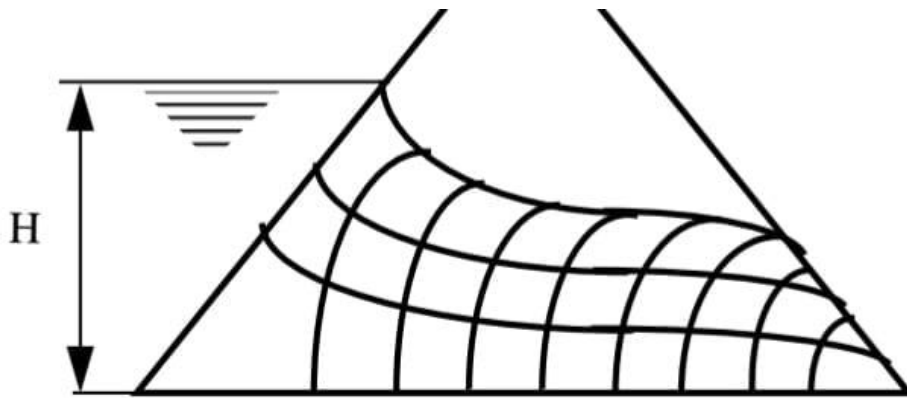


Figure I-9 : Tracé des équipotentiels et des lignes de courant

2.3.3.5 Calcul des pressions interstitielles en un point

En disposant d'un réseau d'équipotentiels, on peut déduire facilement la valeur de la pression interstitielle en un point quelconque du massif ou de l'assise perméable, ceci en utilisant la relation de Bernoulli : Dans le cas de la figure, la valeur de la pression interstitielle en mettre au point (1) est donnée par :

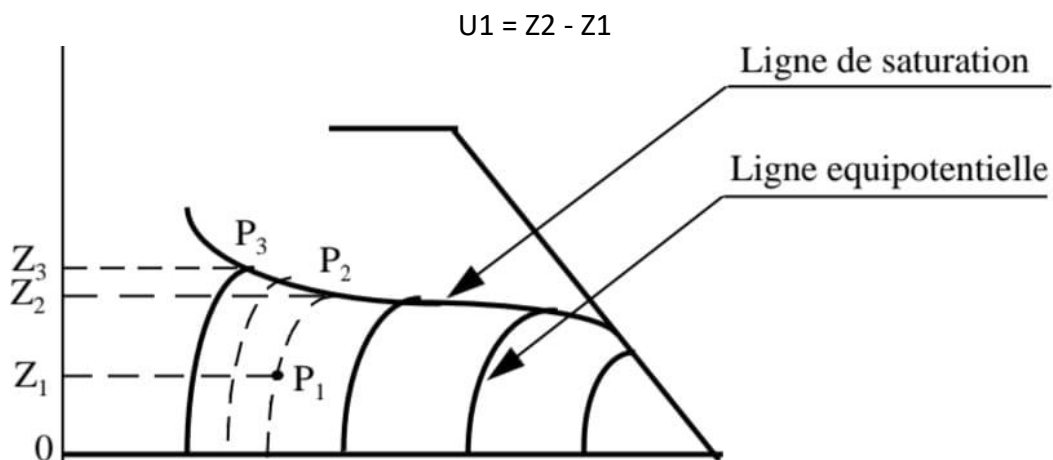


Figure I-10 : Pression interstitielle en un point

2.3.3.6 Calcul des débits d'infiltration

a) Cas d'une fondation imperméable

Dans ce cas, l'infiltration de l'eau ne s'effectue qu'à travers le corps de la digue du barrage. Si N_f est le nombre total de tubes de courant et si N_d est le nombre de carreaux entre les équipotentielles extrêmes, alors le débit d'infiltration Q par unité de largeur est :

$$Q = K \cdot H \frac{N_f}{N_d} \quad \text{milieu isotrope}$$

$$Q = \sqrt{K_h * K_v} * H * \frac{N_f}{N_d} \quad \text{milieu anisotrope}$$

b) Cas d'une fondation perméable

On admet que la longueur moyenne de la ligne de courant est celle de la ligne de contact du massif imperméable avec la fondation plus perméable. En se reportant à la figure, Le débit de fuite par unité de largeur de fondation perméable est :

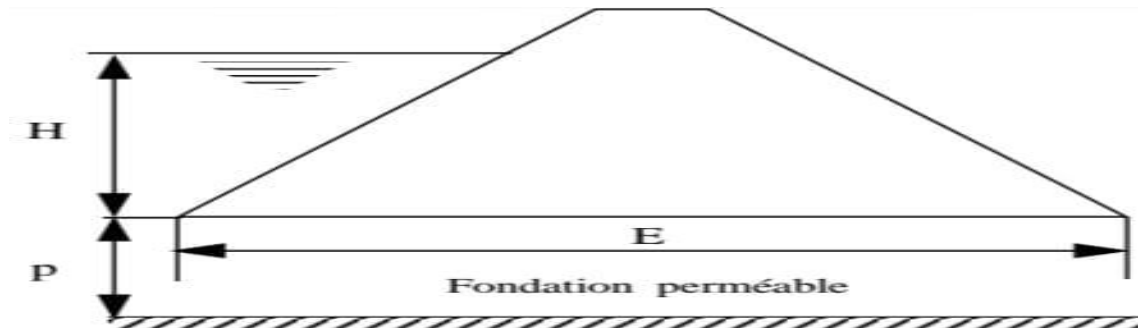


Figure I-11 : Barrage homogène avec fondation perméable

$$Q = P * K * \frac{H}{E}$$

P : profondeur de la fondation perméable.

K : perméabilité de la fondation perméable.

E : empattement de la digue.

c) Cas d'un barrage à noyau central

Pour un barrage muni d'un noyau central, l'expression ci-dessus reste valable, il suffit de prendre E comme étant l'empatement du noyau.

Dans le cas où le noyau imperméable est ancré dans l'assise perméable sur une profondeur F , le débit d'infiltration à travers l'assise est alors donné par :

Chapitre I : les infiltrations dans les barrages en terre

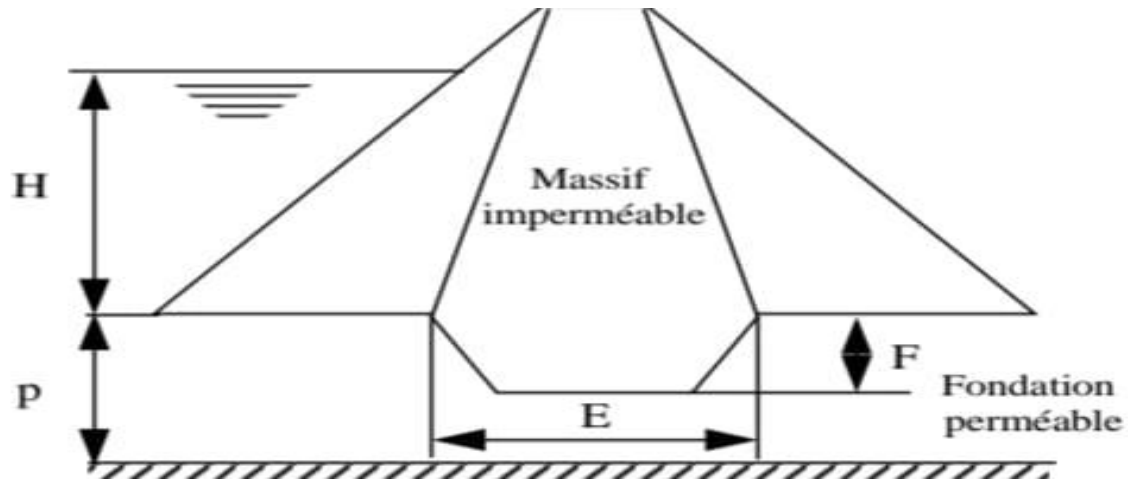


Figure I-12 : Barrage à noyau central avec fondation perméable

$$Q = \frac{1}{2} \cdot K \cdot H \cdot \log \frac{\frac{2P}{2F} \cdot \sqrt{1 + 4 \cdot \frac{P^2}{E^2}}}{\frac{2F}{E} \cdot \sqrt{1 + 4 \cdot \frac{F^2}{E^2}}}$$

La largeur moyenne de la ligne de courant est : $L = E + 2 \cdot F$

Le débit par unité de largeur est : $q = (P - F) \cdot K \cdot \frac{H}{E + 2 \cdot F}$

Longueur du contour hydraulique :

Les accidents survenus aux différents barrages, ont montré que pour se prémunir contre les renards, il est nécessaire d'adopter des rapports L/h très supérieur à un

$$L = \sum \left(\frac{Lh}{3} \right) + \sum Lv \quad i = \frac{h}{L}$$

Lh : le cheminement horizontal de l'eau

Lv : représente le cheminement vertical de l'eau

Infiltrations dans les fondations du barrage :

$$Q = K \cdot h \cdot \frac{H(h - h')}{B + 2h'}$$

Q : débit de fuite à travers la formation perméable des fondations par unité de largeur

K : Perméabilité de la formation perméable

H : hauteur d'eau à la côte CRN

h : Profondeur de la formation perméable des fondations

h' : Profondeur de la clé d'ancrage

B : Longueur du contour horizontal (base du barrage)

Chapitre I : les infiltrations dans les barrages en terre

d) Cas d'un tapis amont

$$Q_{\text{tapis}} = \frac{Kv.H.X}{2.e_m}$$

Q : débit de fuite à travers le tapis amont

Kv : Perméabilité du tapis

H : hauteur d'eau à la côte CRN

X : Longueur du tapis amont

e_m : épaisseur moyenne du tapis

$$e = \frac{Kt}{Kf} \cdot \frac{X}{H} \cdot y$$

e : épaisseur du tapis

KT : Perméabilité du tapis amont

KV : Perméabilité de la fondation

X : Longueur du tapis amont

h : Profondeur de la formation perméable des fondations

Y : Abscisse du tapis à partir du pied amont du barrage

Action sur les longueurs horizontales tapis et / ou pré radier :

$$L = \sum \left(\frac{Lh+X}{3} \right) + \sum Lv$$

Action sur les longueurs verticales para fouille et / ou radier :

$$L = \sum \left(\frac{Lh}{3} \right) + \sum (Lv + 2h')$$

2.4 Erosion interne

L'érosion interne résulte du détachement et du transport de matière sous l'effet d'un écoulement d'eau, dans le corps d'un barrage ou dans la fondation. Lorsque le transport est un charriage concentré dans un conduit, c'est un renard. Lorsque le transport est diffus à travers la matrice solide et ne concerne que les fines en suspension, c'est une suffusion (Bonelli, 2001).

Ces deux notions fondamentales dans le processus d'érosion interne sont le gradient hydraulique et la vitesse critique de percolation. Elles interviennent à tous les stades d'arrachement des grains ou de transports. Le gradient hydraulique est représenté par :

$$i = \frac{H}{L}$$

Chapitre I : les infiltrations dans les barrages en terre

Avec :

H : la charge hydraulique.

L : la longueur de percolation.

La vitesse de percolation est représentée par :

$$V = k * i$$

Avec :

K : le coefficient de perméabilité de sol.

i : gradient hydraulique.

Lorsqu'il y a un arrachement de particules dans le sol, la vitesse de percolation est nécessairement une « une vitesse critique » pour le milieu traversé par l'écoulement. Elle peut être atteinte par une augmentation de k ou une augmentation de i.

Ces gradients élevés peuvent avoir trois origines :

- Une erreur de conception de barrage ;
- Des négligences de chantier ;
- Une cause accidentelle.

On admettra aisément qu'il est difficile de connaître dans le détail les variations de la perméabilité au sein d'un remblai ou d'une fondation, comme il est difficile d'estimer les pertes de charges le long de filets liquides autrement que d'une manière globale entre l'amont du barrage et un exutoire connu (drain, recharge, pies aval, puits, etc....).

Le gradient hydraulique global est, finalement, le seul paramètre aisément quantifiable. C'est aussi un paramètre modulable. Si on admet que H est une valeur définie au projet (hauteur d'eau), la valeur de i dépend de L c'est-à-dire de la longueur de percolation sur laquelle on peut agir. C'est ce que l'on fait en s'appuyant sur la règle empirique de Lane pour se préserver d'un phénomène d'érosion interne de fondation (Lautrin, 2003).

Lane a démontré, par l'étude du comportement de 280 barrages en béton sur des alluvions diverses, qu'il existait une longueur critique de percolation en fonction de la nature des sols, donnée par la relation suivante :

$$C = \frac{(\sum Lv + \frac{1}{3}Lh)}{H}$$

Avec :

$\sum Lv$: somme des distances verticales le long du para fouille.

Chapitre I : les infiltrations dans les barrages en terre

Lh : distance horizontale parcourue par l'eau sous l'ouvrage (le coefficient 1/3 tient compte du fait que la perméabilité horizontale est supérieure à la perméabilité verticale dans les sols alluvionnaires).

H : charge hydrostatique totale.

C : coefficient dépendant de la nature de sol.

Tableau I-1 : Valeurs du gradient dépendant de la nature de sol (Lautrin, 2003).

Nature de sol	C (valeur max)
Sable très fin ou silt	8,5
Sable fin	7
Sable moyen	6
Sable grossier	5
Gravier fin	4
Gravier moyen	3,5
Gravier grossier et pierres	3
Galets, pierres et gravier	2,5
Argiles	2
Argiles raides	1,8

L'application de cette relation, bien qu'elle ne soit pas exactement extractible à la fondation d'un barrage en terre déformable (la règle de Lane est par contre directement applicable aux percolations sous un évacuateur de crues de surface ou le long d'une canalisation), donne un ordre de grandeur de la longueur de percolation susceptible de protéger la fondation d'un barrage du phénomène d'érosion interne et on applique couramment (Lautrin, 2003).

Ceci revient à définir un gradient hydraulique critique : Selon l'équation $i = \frac{H}{L}$, le quotient de la charge H par la longueur d'échantillon L correspond au gradient hydraulique i. la valeur de i pour des conditions de bouillonnement s'appelle le gradient hydraulique critique $i_{critique}$ (Robert, 1981) :

$$i_{critique} = \frac{p_s - p_w}{(1+e)p_w} = \frac{1}{1+e} \left(\frac{p_s}{p_w} - 1 \right)$$

Tableau I-2 : Valeurs du gradient hydraulique critique $i_{critique}$ (Robert, 1981).

Indice des vides	Compacité approximative	gradient hydraulique critique $i_{critique}$
0,5	dense	1,12
0,75	moyenne	0,96
1,1	Lâche	0,84

Dans la pratique, chaque fois que le gradient calculé entre l'origine d'un écoulement et un exutoire connu, ou possible, ne sera pas inférieur au gradient critique (on notera que le gradient hydraulique critique peut être très inférieur à 1) correspondant aux matériaux concernés par l'écoulement, on modifiera la structure du barrage en allongeant les percolations autant que faire se peut, ou bien on bloquera par les filtres toute possibilité d'entraînement des fines par l'élément liquide, ou bien encore on s'opposera à toute

Chapitre I : les infiltrations dans les barrages en terre

percolation par la mise en place d'écrans pour protéger l'ouvrage, ou une partie de l'ouvrage, de l'érosion interne.

Les mêmes précautions devront être prises pour un grand ou un petit barrage. Il ne faut pas croire, en effet, qu'un petit barrage soumis à une faible charge est moins vulnérable qu'un grand sur ce point. Les gradients hydrauliques sont du même ordre de grandeur dans les deux cas et les précautions techniques doivent être les mêmes (Lautrin, 2003).

2.4.1 La boullance

La boullance ou l'annulation de la contrainte par le gradient hydraulique est l'état d'un volume de sol dans lequel les grains flottent dans une phase liquide continue sous l'action d'une pression d'eau qui annule la contrainte effective de sol. Ce phénomène se produit de temps en temps à l'aval de l'ouvrage ou juste au pied du talus.

En général, ce phénomène se produit lorsque le gradient hydraulique issu d'un écoulement d'eau est vertical ascendant et produit une force supérieure au poids déjaugé des particules (Nguyn, 2014).

$$i \geq i_{\text{critique}} = \frac{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w}{\gamma_w}$$

Avec :

γ_{sat} : poids volumique saturé de sol.

γ_w : poids volumique d'eau.

i : gradient hydraulique

i_{critique} : gradient hydraulique critique.

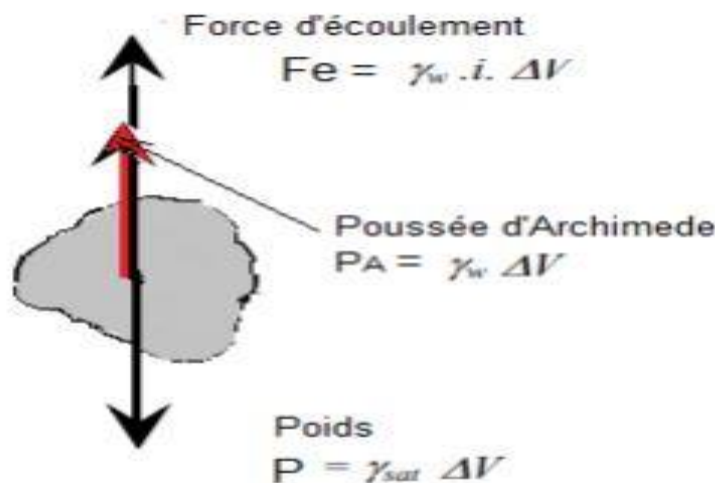


Figure I-13 : Phénomène de Boullance

2.4.2 L'érosion régressive

L'érosion régressive est le phénomène d'arrachement des particules de sol une à une par la pression de l'eau. Ce phénomène se produit en un point à l'aval et se propage ensuite vers l'amont. Lorsque ce processus apparaît, il se forme un renard hydraulique à l'intérieur de l'ouvrage (Nguyn, 2014).

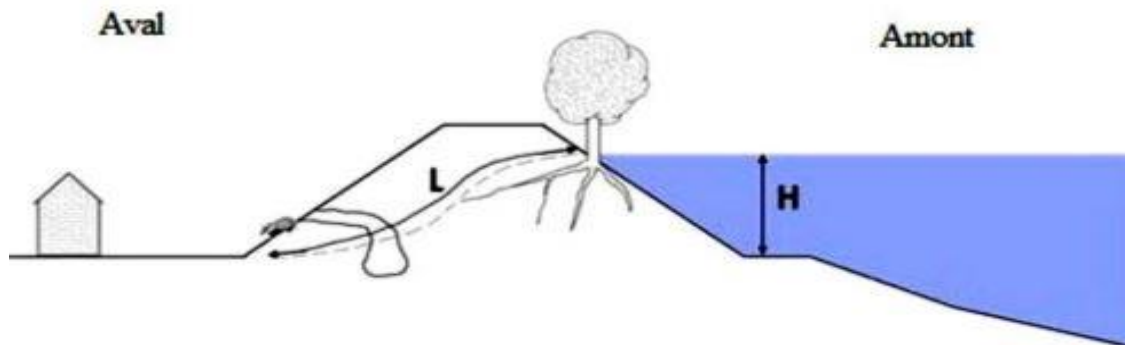


Figure I-14 :Erosion régressive (Nguyn, 2014).

Il existe deux types d'érosion régressive :

- Le déchaussement, ce type d'érosion concerne les remblais. En pied de pente, les forces liées à l'écoulement résurgent provoquent la déstabilisation de matériaux qui forment le squelette du sol. Ces matériaux sont progressivement évacués par l'écoulement, ce qui déstabilise le remblai, dont le glissement fournit de nouveaux matériaux qui sont à leur tour entraînés. Le processus perdure par augmentation des gradients hydrauliques (diminution du chemin hydraulique) et/ou affaiblissement du remblai (augmentation de sa pente avale).
- L'érosion régressive par conduit, un ou plusieurs conduits se développent depuis l'aval et progressent par érosion des matériaux qui forment l'extrémité amont du chenal (Romain, 2007).

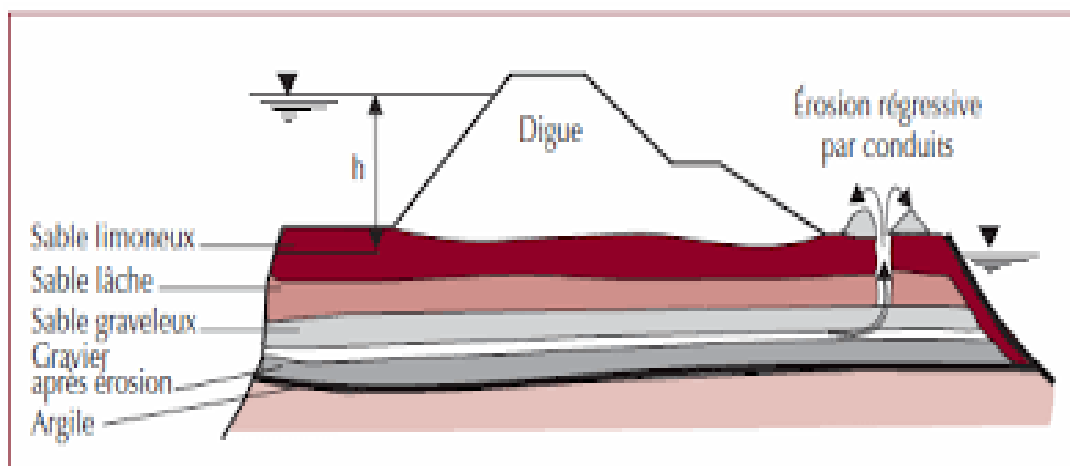


Figure I-15 : Mécanisme d'érosion par conduits (Blais, 2005).

2.5 Contrôle des infiltrations dans les barrages en terre :

La nécessité de contrôler les infiltrations dépend de la quantité, du contenu et de l'emplacement des infiltrations. La réduction de la quantité d'infiltration qui se produit après la construction est difficile et coûteuse. Elle n'est généralement pas tentée à moins que le suintement n'ait fait baisser le niveau du bassin ou ne mette en danger le barrage ou les structures annexes. Les méthodes typiques utilisées pour contrôler la quantité de suintement sont l'injection de coulis ou l'installation d'une couverture en amont. Parmi ces méthodes, l'injection de coulis est probablement la moins efficace et s'applique surtout aux zones de fuite dans le substratum rocheux, les culées et les fondations. Ces méthodes doivent être conçues et construites sous la supervision d'un ingénieur professionnel expérimenté en matière de barrages.

Il est extrêmement important de contrôler le contenu de l'infiltration ou d'empêcher l'infiltration d'enlever des particules de sol. La pratique moderne de conception incorpore ce contrôle dans la conception du barrage par l'utilisation de coupures, de filtres internes et de dispositions de drainage adéquates. Le contrôle aux points de sortie des infiltrations peut être réalisé après la construction par l'installation de drains de pied, de puits de secours ou de filtres inversés.

Des trous d'évacuation et des drains de secours peuvent être installés pour réduire la pression de l'eau ou drainer les infiltrations derrière ou sous les structures en béton. Ces systèmes doivent être conçus pour empêcher la migration des particules du sol tout en permettant aux infiltrations de s'écouler librement. Le propriétaire doit faire appel à un ingénieur professionnel pour concevoir les drains de pied, les puits de secours, les filtres inversés, les trous d'évacuation ou les trous de secours, et la surveillance régulière de ces dispositifs est essentielle. (["Owners Guidance Manual for the Inspection and Maintenance of Dams in NYS"](#))

3 Analyse de la pression interstitielle

3.1 Introduction

L'ingénierie des barrages en terre est de plus en plus privilégiée, même récemment en tant que processus évolutif, où seul un nombre limité de phénomènes influencent le comportement.

Une telle construction pose de nombreux problèmes complexes et délicats auxquels sont confrontés les géo-ingénieurs et la mécanique des sols. Ces problèmes sont liés en partie à la filtration au sein du corps de l'ouvrage, qui entraîne des difficultés à assurer la stabilité des remblais, soumis en plus, dans le cas de barrage, aux effets du remplissage du réservoir. Les répercussions de l'écoulement dans le corps de digue, sur la stabilité globale de l'ouvrage posent, en particulier, un problème de conception des talus sur sols, qui se traduit par des tassements et des déformations importantes. Ils doivent être pris en compte dans l'étude de la pression interstitielle, pendant la construction et la mise en service pour assurer en tout

Chapitre I : les infiltrations dans les barrages en terre

temps une revanche en crête suffisante et garantir la sécurité contre le risque de glissement et d'érosion.

3.2 Etude de la pression interstitielle

L'eau contenue dans le sol se trouve sous différentes formes :

- L'eau de constitution, qui entre dans la composition chimique des grains ;
- L'eau liée ou adsorbée est la fine pellicule d'eau qui est « collée » aux grains par des phénomènes électriques.
- L'eau interstitielle : eau capillaire et eau libre. L'eau interstitielle se présente sous forme d'eau libre lorsque le sol est saturé et baigne dans une nappe phréatique (Rouissat, 2014).

L'eau liée est maintenue à la surface des grains par des forces d'attraction moléculaire (le dipôle H₂O s'oriente perpendiculairement à la surface du grain). Ces forces diminuent rapidement et on admet qu'elles sont négligeables à partir d'une distance de 0.4 μ. L'eau liée à une très forte densité : Elle peut contenir de nombreux ions. Elle ne transmet pas les pressions hydrostatiques et ne se déplace pas sous l'effet de la gravité. Elle est également caractérisée par une viscosité très élevée qui est à l'origine de certains comportements des sols argileux : fluage, compression secondaire, etc. L'eau libre est suffisamment éloignée des particules solides pour n'être soumise qu'à l'action de la gravité. On peut y rattacher l'eau capillaire. Celle-ci n'existe qu'en présence d'une phase gazeuse, puis qu'elle provient de la tension qui se développe à l'interface air-eau. Elle s'élève au-dessus de la surface d'une nappe libre, pour former la frange capillaire. Elle est soumise à l'action de la gravité et elle transmet les pressions (Rat et Josseume).

Cette eau est soumise aux lois des écoulements hydrauliques.

L'eau interstitielle est sous forme d'eau capillaire au-dessus de la nappe. L'eau capillaire est en équilibre, d'une part entre les forces de gravité et d'autre part les forces de tension qui se développent à l'interface eau/air.

Les eaux libre et capillaire sont situées dans les pores et interstices du sol. La pression interstitielle est la pression existante dans l'eau interstitielle, en un point quelconque du massif de sol. Elle est positive dans l'eau libre et négative dans l'eau capillaire. Ce qui est, toujours et dans tous les cas, essentiel de connaître est le niveau de la nappe phréatique dans le sol. En effet les pressions qui en résultent génèrent des forces immédiatement applicables sans marge de tolérance pour les ouvrages (Rouissat, 2014).

Ces pressions interstitielles peuvent varier avec le temps par nombreux facteurs tel que la perméabilité, la charge hydrostatique et les conditions de drainage.

Les dégâts causés par cette variation notamment l'augmentation sont très graves (peut causer la rupture d'un barrage), donc nous sommes appelés à analyser cette variation durant la réalisation aussi pendant l'exploitation du barrage.

3.2.1 Comportement du barrage pendant la construction

La construction ne pose pas de réelles difficultés lorsque les matériaux constitutifs sont perméables. En revanche, elle est certainement la phase la plus critique des barrages en argile. En effet, l'argile doit avoir une teneur en eau suffisante pour être plastique et assurer l'étanchéité. Mais comme l'argile est très compressible, elle reportera les contraintes de la construction sur son eau interstitielle, qui montera en pression sous la charge du remblai : Mondély en 1981, Mirgenbach en 1982 et Carsington en 1984. Dans les cas les plus extrêmes, la pression interstitielle atteint le poids des terres, annule la contrainte effective et crée une fracturation hydraulique sur une section horizontale (CFBR, 2010).

Pour les zones de faible perméabilité, l'évolution des pressions interstitielles doit être surveillée en cours de réalisation. L'augmentation trop rapide des contraintes (due à la montée de l'ouvrage) provoque une augmentation des surpressions interstitielles qui n'ont pas eu le temps de s'évacuer. Ceci traduit le frottement des matériaux et donc la stabilité de l'ouvrage (Al-Homoud et Tanah, 2001).

Il est alors nécessaire de réaliser une étude de contraintes effectives, afin de déterminer l'apparition et l'évolution des pressions interstitielles en fonction des étapes de la construction des essais triaxiaux avec mesures de la pression interstitielle reproduisant le chemin des contraintes permettant de mener à bien ce type d'étude.

L'analyse en contraintes effectives permet également de définir des critères d'alerte afin de ralentir ou d'arrêter temporairement la montée de la digue, si les pressions interstitielles mesurées réellement deviennent trop élevées et mettent au péril la stabilité de l'ouvrage. Le suivi des travaux à l'aide d'une instrumentation adaptée est indispensable car le développement des pressions interstitielles est à l'origine d'un certain nombre de ruptures intervenues en cours de construction (Philpponnat et Hubert, 1998).

Pour les barrages en remblai, on doit procéder à la mesure continue des valeurs des pressions interstitielles sur les cellules installées dans le remblai eu fur et à mesure de sa montée. Les résultats sont comparés aux valeurs déterminées lors du projet, et les paramètres ajustés aux résultats trouvés. Si des écarts importants sont détectés par rapport au modèle initial, ils sont aussitôt analysés, ce qui peut conduire soit à réviser ce modèle, soit, si le risque est confirmé, à prendre les précautions qui s'imposent sur le chantier (réduction de la teneur en eau, diminution de la cadence de mise en place des terres, modification du traitement des surfaces de reprise en fonction des conditions météorologiques, ...) (Khanh, 2010).

Pendant la période construction, la stabilité d'un barrage en terre peut être compromise :

- Lorsque la capacité portante, du sol de fondation est insuffisante, c'est-à-dire lorsqu'il comporte une (ou plusieurs) couche argileuse peu ou moyennement consistante. Le temps de consolidation d'une telle couche sous le poids du corps de digue est très supérieure à la durée de la construction. On se trouve donc sensiblement dans les conditions d'un chargement non drainé et la résistance au cisaillement mobilisée dans l'argile et sa cohésion non drainée C_u . Si l'argile est peu consolidée C_u ne peut équilibrer les efforts de cisaillement transmis par une digue de hauteur moyenne. Si la couche

Chapitre I : les infiltrations dans les barrages en terre

argileuse est peu épaisse et se situe à faible profondeur, on a intérêt à l'enlever. Dans le cas contraire on est amené à prendre une ou plusieurs des mesures suivantes :

- Construction du corps de digue en plusieurs étapes,
- Accélération de la consolidation des sols argileux au moyen des drains de sable verticaux,
- Adoucissement des pentes des talus.
- Lorsque des pressions interstitielles excessives se développent dans le corps de digue, c'est-à-dire lorsque celui-ci est constitué en grande partie de sol fin argileux de teneur en eau élevée et suffisamment imperméables pour qu'aucun drainage ne se produise pendant la construction (Josseaume, 1968).

Lorsqu'une couche de sol fin argileux vient d'être compactée (généralement à l'énergie Proctor normal), elle n'est pas saturée et contient un certain volume d'air. La pression interstitielle y est donc négative. Pendant la construction du corps de digue, le sol se comprime sous le poids des couches supérieures. Son volume des vides décroît et l'air interstitielle se dissout dans l'eau. Le degré de saturation augmente et peut, le cas échéant, devenir égale à l'unité. La diminution du volume des vides se traduit par une augmentation de la pression interstitielle d'autant plus importante que la compressibilité du fluide interstitiel est faible par rapport à la compressibilité du squelette solide (Josseaume, 1968).

Par exemple, la variation Δu de pression interstitielle, consécutive à une variation $\Delta\sigma_1$ de la contrainte totale verticale lorsque le sol ne subit aucune déformation latérale, a pour expression :

$$\Delta u = \frac{1}{1+n C_w/m_v} \Delta\sigma_1$$

C_w : étant la compressibilité du fluide interstitiel

m_v : étant la compressibilité du squelette solide à déformation radiale nulle.

n : la porosité du sol.

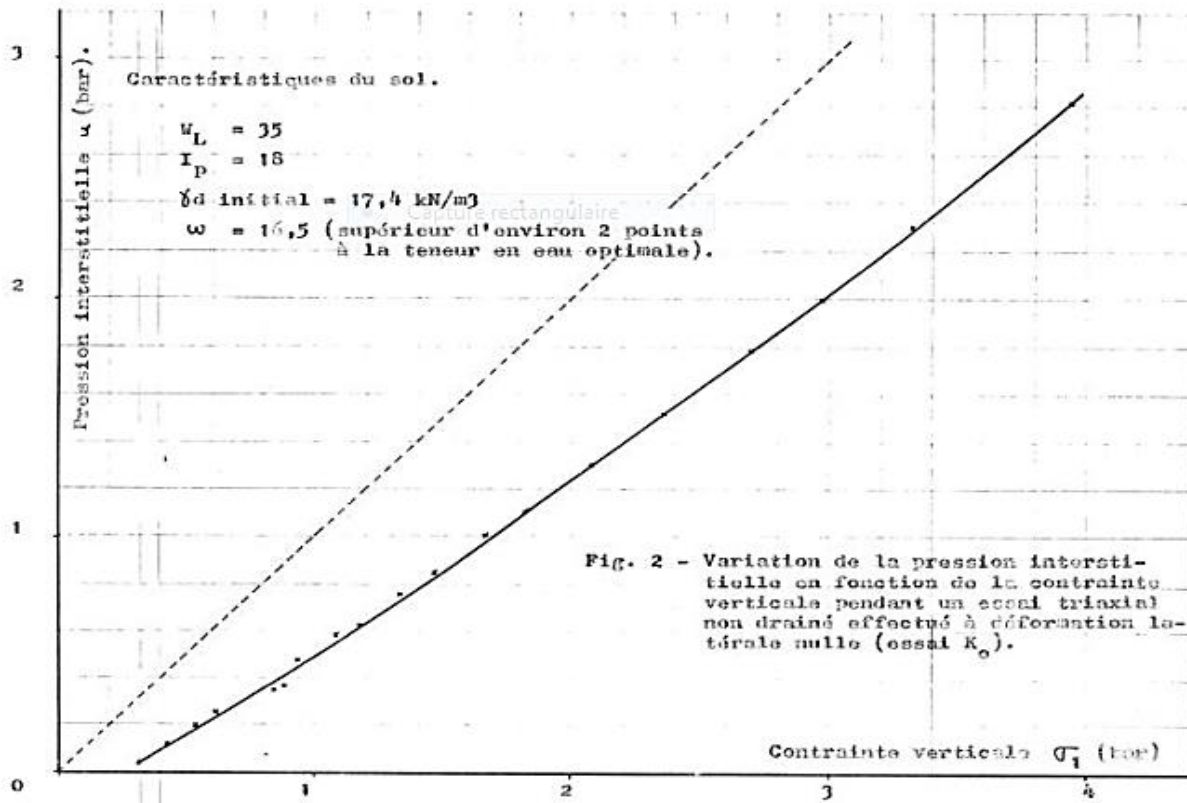


Figure I-16 : Variation de la pression interstitielle en fonction de la contrainte verticale (Josseaume, 1968).

Il s'ensuit que la pression interstitielle se dissipe partiellement pendant la construction. Cependant dans le cas d'un barrage d'une certaine hauteur construit à partir de matériaux argileux relativement humide, cette dissipation est généralement insuffisante pour assurer sa stabilité. A moins d'adoucir fortement la pente des talus ou de diminuer la teneur en eau du matériau (ce qui n'est généralement pas possible en climat humide), on est alors amené à construire le corps de digue en plusieurs étapes. La pression interstitielle pendant la construction varie comme indiquer sur la figure suivante (Josseaume, 1968).

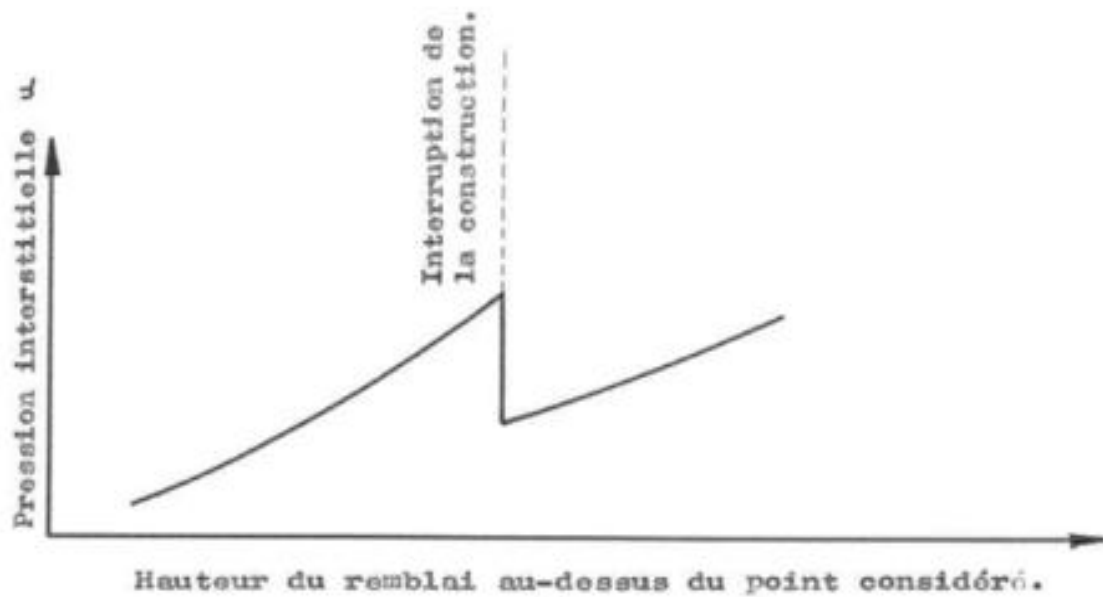


Figure I-17 : Variation de la pression interstitielle en un point d'un barrage en terre pendant sa construction (Josseaume, 1968)

3.2.2 Comportement du barrage pendant l'exploitation

Les pressions interstitielles peuvent varier avec le temps, la perméabilité, la charge hydrostatique et les conditions de drainage. Un réseau de ligne de courant et d'équipotentiels permet de connaître l'intensité et la répartition des pressions interstitielles. Il faut relever qu'en ce qui concerne la stabilité, les pressions interstitielles peuvent réduire la résistance au cisaillement (OFEG, 2002).

L'augmentation des pressions interstitielles dans un remblai conduit à la diminution de sa résistance globale au cisaillement, susceptible de provoquer des instabilités de remblai ou dans le noyau, pouvant provenir de trois mécanismes :

- Des tassements différentiels dans la fondation ou dans le remblai,
- Une dessiccation prolongée du noyau d'argile, liée à un niveau de retenu maintenu bas pendant une période prolongée et provoquant des fissures de retrait,
- Une dégradation du remblai ou du noyau par des mécanismes chimiques.

D'autres scénarios particuliers, liés à des défaillances d'équipement du barrage, peuvent conduire à l'augmentation des pressions interstitielles.

- Le colmatage ou le contournement (par le haut, le bas ou les rives) du dispositif du drainage du remblai ou de la fondation,
- La défaillance du système d'étanchéité, dégradation du masque amont ou du noyau central (Peyras, 2002).

Chapitre I : les infiltrations dans les barrages en terre

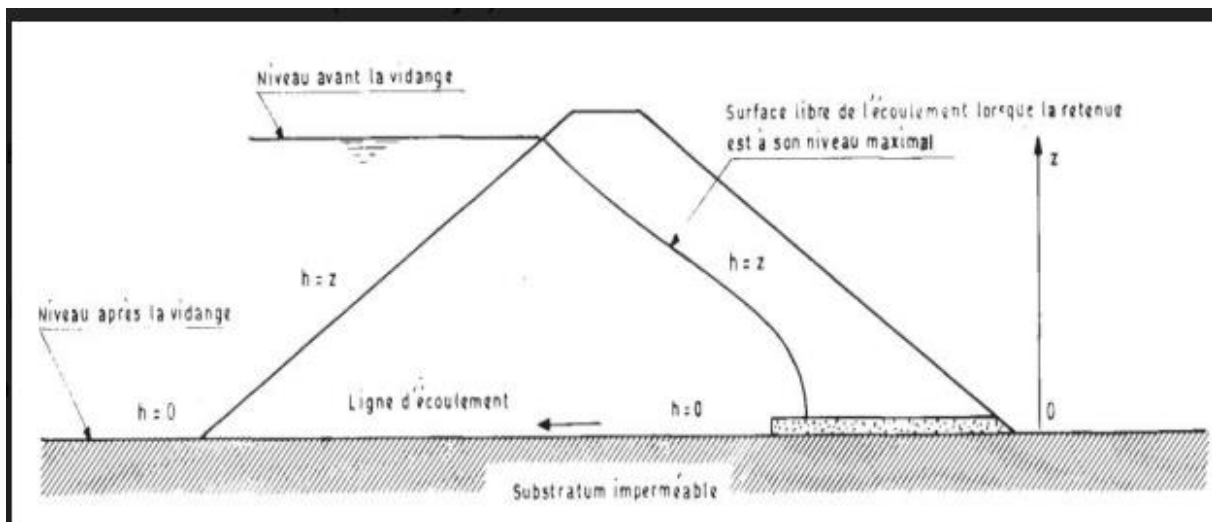
Lors du remplissage de la retenue, un écoulement permanent s'établit plus ou moins rapidement à travers l'ouvrage et sa fondation. Une fois le régime permanent établi, on se trouve dans les conditions normales d'exploitation qui déterminent pour une large part les caractéristiques de l'ouvrage. Celles-ci doivent être telles que non seulement la stabilité soit assurée avec un coefficient de sécurité minimal de 1.5, mais également que le débit de fuite reste inférieur à une valeur admissible.

Lorsque le régime permanent s'est établi, les pressions interstitielles dans le corps de digue et sa fondation sont totalement indépendantes des contraintes existant dans le sol. L'étude de la stabilité ne peut, dans ces conditions, être faite qu'à partir des contraintes effectives. Il est alors nécessaire de connaître les paramètres de cisaillement inter granulaire c' et ϕ' et la distribution interstitielle dans l'ouvrage (Josseaume, 1968).

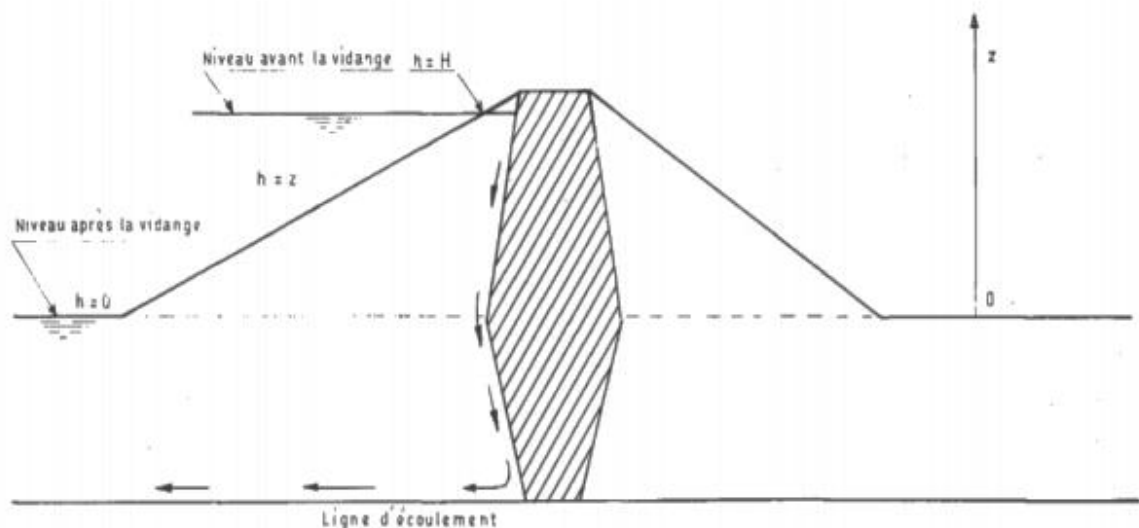
3.2.3 Comportement de l'ouvrage pendant la vidange rapide

La perméabilité des sols constituant un barrage en terre est généralement trop faible pour la surface de l'eau dans l'ouvrage s'abaisse de façon sensible lorsque l'on vide rapidement la retenue. La vidange rapide peut alors être considérée comme instantanée et c'est dans cette hypothèse que l'on se place pour étudier la stabilité du talus amont.

Comme on l'a vu précédemment, lorsque la retenue est pleine, les forces d'écoulement à travers l'ouvrage tendent à stabiliser le talus aval. La vidange rapide, en inversant le sens d'écoulement dans la partie amont de l'ouvrage, crée des forces hydrauliques dirigées vers l'intérieur de la retenue. Ces forces sont suffisamment intenses pour entraîner une réduction importante du coefficient de sécurité du talus amont. Inversement la vidange rapide améliore la stabilité du talus aval ou est sans effet sur elle.



A) barrage homogène fondé sur sol imperméable.



B) barrage à noyau fondé sur un sol de même perméabilité que les recharges. Le noyau est constitué d'une argile relativement compressible et peu perméable

Figure I-18 : Conditions aux limites de l'écoulement créé par la vidange rapide (Josseaume, 1968).

On étudie généralement la stabilité du talus amont pendant la vidange rapide à partir des contraintes effectives. Les paramètres de cisaillement pris en compte dans le calcul sont les paramètres de cisaillement inter granulaire du sol saturé. La distribution de la pression interstitielle dans le corps de digue dépend de la déformabilité des matériaux qui le constituent.

3.3 L'influence de la pression interstitielle sur la stabilité des barrages

La rupture d'un barrage en remblai peut être causée par l'érosion interne des sols fins constituant le noyau, par l'érosion des sols sous la fondation ou sous les appuis, par des problèmes de stabilité résultant de trop fortes pressions interstitielles, d'écoulements avec des gradients trop élevés ou critiques et par le débordement de l'eau au-dessus de la crête du barrage ou de son évacuateur de crues. Ces conditions physiques qui peuvent mener à la rupture d'un barrage en remblai ont été présentées et priorisées selon leur relative importance par (Andersan et al, 2001).

Conclusion

Dans le domaine du génie civil, les barrages ont toujours été considérés comme des ouvrages d'art spécifiques. Les raisons se trouvant, d'une part dans le caractère unique de chaque barrage et dans la complexité des comportements et des mécanismes mis en jeu d'autre part. la rupture d'un barrage en remblai peut être causée par l'érosion interne des sols fins constituant le noyau, par l'érosion des sols sous la fondation ou sous les appuis, par des problèmes de stabilité résultant de trop élevés ou critiques. La caractérisation des matériaux constituant le corps du barrage et ses fondations, les conditions d'écoulement dans ces zones ainsi que les dispositions conceptuelles sont souvent conjugués pour prétendre assurer la sécurité des barrages en terre avec des critères acceptables économiquement et techniquement.

CHAPITRE II : Mécanismes de rupture des barrages liés aux infiltrations

1 Introduction

La commission internationale des Grand Barrages (CIGB) formule la définition de la rupture comme suit : Rupture ou mouvement d'une partie du barrage ou de sa fondation, tel que l'ouvrage ne puisse retenir l'eau. En général, le résultat sera une lâchée d'un volume d'eau important, entraînant des risques pour les personnes ou les biens à l'aval. Le phénomène de rupture dépend du type de barrage. Elle peut être progressive, par érosion régressive, pour les barrages en remblais. Quant aux barrages en béton, un renversement ou un glissement d'un ou de plusieurs plots peut survenir de manière plus brusque ; toutefois, il existe des signes précurseurs. Les ruptures peuvent avoir pour origine des problèmes liés au projet (vice de conception et de construction, insuffisance des études et des contrôles de l'exécution), des difficultés techniques (dommage majeur dans le corps du barrage, défaut de stabilité du barrage et de sa fondation, défaillance des organes de décharges), des causes naturelles (crue, séisme, glissement de terrain dans la retenue d'eau), et des conditions particulières d'exploitation (surveillance et entretien insuffisant) (Auton et Henri, 2011).

2 Critères fondamentaux de conception

Les barrages en remblai comptent parmi les ouvrages de génie civil les plus anciens. On retrouve des traces d'ouvrages vieux de plus de 2 000 ans notamment en Asie.

Actuellement, ce type d'ouvrage représente un important pourcentage des barrages construits dans le monde. Son évolution a fortement été dépendante de l'expérience acquise, du perfectionnement des moyens de mise en œuvre des matériaux, ainsi que du développement de la mécanique des sols et des moyens d'analyse.

Actuellement, le plus haut barrage en remblai construit est celui de Turek (300 m) situé à Tadjikistan (Schlass et Pougatsch, 2011).

Les barrages en remblai sont des ouvrages souples, construits les plus souvent sur des sols meubles, mais qui peuvent l'être également sur des fondations rocheuses (Degoutte, 1997).

La stabilité propre du barrage est assurée par le poids du massif en terre. En général, ces barrages présentent des répartitions de charge qui les rendent compatibles avec les supports médiocres. Par ailleurs, leur souplesse permet une adaptation aux déformations et tassements des supports. Par contre, les volumes de terre en œuvre deviennent rapidement très importants (Fell et al, 1992).

A l'échelle mondiale, les barrages en remblai sont les plus courants, en partie en raison de leurs caractéristiques :

- Adaptation à un large éventail de conditions de fondation,
- Utilisation de matériaux naturels, qui peuvent souvent être trouvés au niveau local, limitant les besoins de longs transports,
- Processus de construction pouvant être continu et hautement mécanisé,
- Conception extrêmement flexible quant aux choix de matériaux de remplissage.

Les inconvénients des barrages en remblai sont dus au fait qu'ils sont sensibles au déversement et aux fuites, ainsi qu'à l'érosion dans le corps du barrage et de sa fondation. Le

Chapitre II : Mécanismes de rupture des barrages liés aux infiltrations

taux de défaillance des barrages en remblai est supérieur à celui débarrages en béton (ESHA, 2005).

On distingue trois grands types de barrages en remblai :

- Type1 : les barrages homogènes en terre, constitués de matériaux étanches,
- Type2 : les barrages à zones avec massif amont ou noyau central assurant l'étanchéité,
- Type3 : les barrages en matériaux perméables munis d'un dispositif d'étanchéité artificielle (CFGB, 1997a).

Les barrages en remblai sont équipés de déversoirs dimensionnés pour des crues rares, entre milléniales et déca-milléniales si la sécurité publique est en jeu. Ils disposent de drains destinés à maîtriser les inévitables écoulements internes de l'eau. Ces drains peuvent se colmater par érosion interne, et sont eux-mêmes protégés par des filtres. La conception et la réalisation des drains et des filtres doivent être particulièrement soignées. Signalons en particulier qu'un défaut très localisé dans un filtre suffit à mettre en péril tout l'ouvrage.

La conception de ces organes essentiels pour la sécurité est délicate, et la surveillance du chantier nécessite une forte expérience (Christian, 2008).

Tout barrage, qu'il soit en terre ou en enrochement, doit offrir, les meilleures garanties de sécurité et de stabilité, aussi bien lors de la construction que pendant l'usage utile de la retenue. A cette fin, il faut que les critères de sécurité suivants soient dûment pris en compte tant au cours de l'étude qu'au cours de la réalisation :

- Le corps du barrage doit être pourvu de dispositifs d'évacuation des crues correctement dimensionnés, de façon à éviter des débordements incontrôlables,
- Les pentes des talus du remblai doivent être stables tant au cours de la Construction qu'au cours de l'exploitation en conditions extrêmes (vidange rapide, etc.),
- Le barrage ne doit pas transmettre aux fondations des efforts excessifs,
- Le phénomène d'infiltration dans le corps du barrage et dans les fondations doit être strictement contrôlé, afin de garantir la stabilité de l'ouvrage et de réduire les fuites,
- Le mouvement des vagues pouvant survenir dans la retenue ne doit donner lieu à aucun débordement ni aucune érosion du parement,
- La réalisation d'un barrage dans une zone sujette aux séismes nécessite une étude de stabilité préalable qui tienne compte de ce phénomène (PNUD, 1987).

La stabilité de la digue doit être vérifiée à différents stades de son histoire :

- Pendant sa construction et en fin de construction,
- Lorsque l'eau dans la retenue est à son niveau maximum et qu'un écoulement permanent s'est établi à travers l'ouvrage, c'est-à-dire dans les conditions normales d'exploitation,

Lorsque l'on abaisse rapidement le niveau de l'eau dans la retenue (vidange rapide (Josseaume, 1968).

3 Principales causes des ruptures des barrages

3.1 Causes naturelles

La rupture d'un barrage en remblai peut être causée par l'érosion interne des sols fins constituant le noyau, par l'érosion des sols sous la fondation ou sous les appuis, par des problèmes de stabilité résultant de trop fortes pressions interstitielles, d'écoulement avec des gradients trop élevés ou critiques. Une des causes moins communes de rupture est l'augmentation importante des pressions interstitielles pendant un tremblement de terre, ce qui peut provoquer une liquéfaction des sols refondation au même des sols composant le corps des barrages en remblai. La présence de failles tectoniques actives dans la région où est situé le barrage peut-être une source de déformations trop importantes du barrage et de sa fondation et peut, par conséquent, provoquer une instabilité de la structure (CFGB, 2004).

3.1.1 Causes techniques

Peuvent entraîner la rupture d'un ouvrage. Il peut s'agir d'un défaut de fonctionnement des vannes permettant l'évacuation des crues ou bien d'un vice de conception, de construction ou de matériaux. Le type de barrage, les matériaux utilisés, la nature des fondations ainsi que l'âge de l'ouvrage vont avoir une influence sur l'apparition de ces problèmes. Cependant, l'évolution des techniques de construction rend les barrages modernes beaucoup plus sûrs (Alp'Géorisques et Graphies, 2004).

3.1.2 Causes humaines

Peuvent enfin être à l'origine d'accidents : Études préalables pas assez approfondies, contrôle d'exécution insuffisant, erreurs d'exploitation, défaut de surveillance et d'entretien ou encore actes de malveillance, sabotage, attentat, guerre (les barrages sont néanmoins protégés par la convention de Genève) (Alp'Géorisques et Graphies 2004).

Les figures ci-après illustrent, selon les statistiques du comité international des Grands barrages, les pourcentages de ruptures en fonction des types de barrages et en fonction des causes principales.

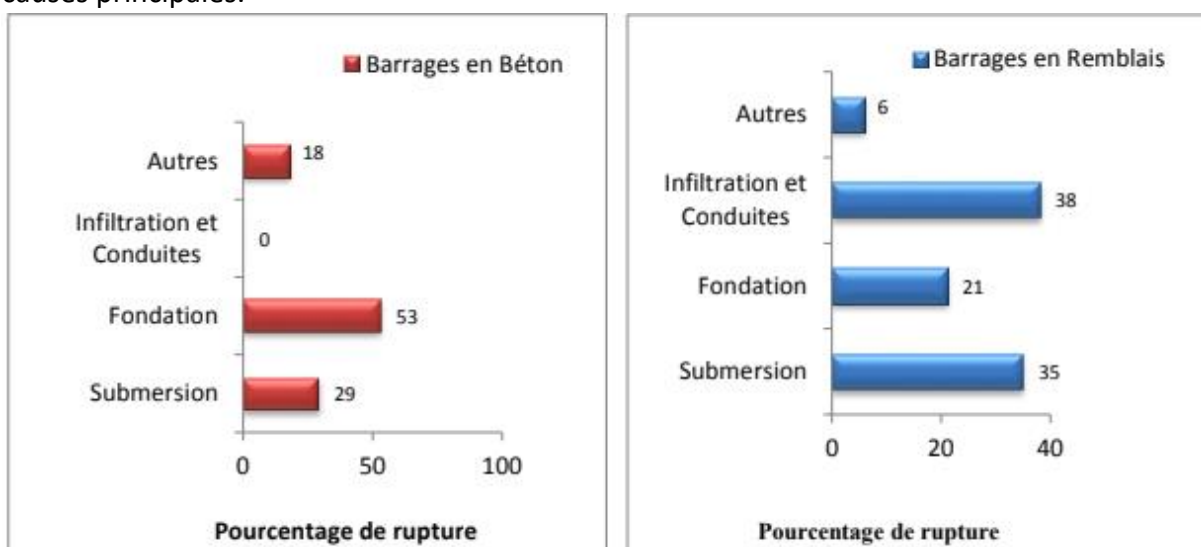


Figure II-1 : Ruptures des barrages [C.I.G.B] Cité par (Rouissait, 2002).

Chapitre II : Mécanismes de rupture des barrages liés aux infiltrations

4 Statistiques des accidents

La sécurité d'un barrage en terre ne dépend que fort peu de la résistance au glissement. La statistique de Middle brooks a établi, sur 200 barrages en terre ayant subis des désordres assez graves pour entraîner leur mise hors service, que 15% des cas seulement correspondaient à une instabilité de talus, c'est-à-dire relevaient d'un coefficient de sécurité aux glissements insuffisant.

Les autres cas, représentant la quasi-totalité des accidents, ne se calculent pas :

- Déversement (submersion) 30%.
- Infiltration et renard (érosion interne) 25%.
- Conduites sous remblai : 13%
- Revêtements et vagues : 5%
- Divers : 7%
- Inconnu : 5%

La première ligne de cette énumération (submersion) relève du dimensionnement de l'évacuateur, du choix du déversoir (déversoir libre ou vanné), des dispositifs de manœuvre et des consignes d'exploitation.

La ligne suivante (érosion interne, et les moyens de s'en protéger) relève de la subtile alchimie d'une conception sûre et d'une architecture.

Lecture interne élaborée dans un barrage en terre (Gogues et al, 2002a).

Il est possible d'avoir une idée précise de l'importance relative de chaque mode de rupture, en se référant aux statistiques de rupture des grands barrages (Foster et al, 2000).

Tableau II-1 : Répartition des ruptures de barrages par type (Foster et al, 2000).

Mode de rupture des Barrages	Erosion externe	Erosion interne	Liquéfaction et poinçonnement)
% de ruptures dans le monde	48%	46%	6%

En France, Cemagref a réalisé une étude sur 220 barrages de 12 à 85 m de hauteur (entre 1995 et 1996), il s'agissait d'analyser les ouvrages intéressant la sécurité publique. Les mécanismes de dégradation, en pourcentage, sont résumés ci-dessous (Royet, 1995) :

- 35% : Fissuration des remblais
- 19% : Ravinement des remblais
- 64% : Effets de batillage

Chapitre II : Mécanismes de rupture des barrages liés aux infiltrations

- 09% : Tassements excessifs des remblais
- 27% : Percolation incontrôlées
- 8% : Glissement des talus

En outre, Les accidents graves survenus entre 1960 et 1995 sur les barrages en remblai étudiés donnent les chiffres ci-après :

- 1% de ruptures par tassement différentiel,
- 8% de ruptures par glissement des talus dont 2% ont été très graves,
- 2% de ruptures par érosion interne (Royet ,1995).

5 Mécanismes de dissolution et érosion

Le mécanisme de dissolution et érosion des fondations d'un barrage met en jeu, à l'origine, des réactions chimiques entre les composants de la fondation et les eaux d'infiltration. Ces attaques chimiques se traduisent par la dissolution de la masse rocheuse elle-même, des matériaux de remplissage des discontinuités et des joints ou des rideaux d'injection et des coulis de traitement de sol. Ensuite, la circulation d'eau au sein de la fondation conduit au transport des particules dissoutes qui peut provoquer l'érosion des matériaux et leur entraînement vers l'aval (Peyras, 2001). La réaction de dissolution est principalement influencée par les caractéristiques chimiques des eaux d'infiltration provenant de la retenue. A ce titre, des eaux pures ou très faiblement minéralisées, telles qu'on les rencontre dans les retenues en zone de montagne, sont particulièrement agressives. Egalement, les caractéristiques de la fondation (type roche, qualité des coulis d'injection, etc.) déterminent sa capacité à résister aux réactions chimiques produites par les eaux d'infiltration.

La dissolution et l'érosion des matériaux entraînent une diminution de l'étanchéité de la fondation (c'est-à-dire augmentation de la perméabilité), et par conséquent, une Augmentation des infiltrations et des pressions interstitielles. Par ailleurs, l'altération et la perte des matériaux par dissolution et érosion diminuent la résistance mécanique des fondations, pouvant conduire à leur déformation, puis celle du barrage.

Le processus de dissolution peut être détecté et suivi par l'analyse de l'évolution de la teneur en sels dissous dans les eaux de fuite et par la comparaison avec les concentrations naturelles des eaux de la retenue. La mise en place de dispositif de décantation à l'exutoire des réseaux de drainage permet de détecter la présence de Particules solides entraînées et de rendre compte du processus d'érosion. Enfin, le mécanisme de dissolution et érosion des fondations se manifeste par une Augmentation des débits de fuites et de la piézométrie (Peyras, 2002). Les karsts, vides ou remplis de matériaux meubles, constituent des défis particuliers qu'il faut savoir pressentir et détecter à temps. Les matériaux solubles aussi (gypse)(CFGB, 1997).

6 Rupture des barrages selon les états critiques

Toutes les investigations faites sur les incidents de barrages ont permis d'identifier un certain nombre d'état critique, qui malgré leurs diversités, peuvent être regroupés en famille dont la dépendance est plus ou moins faible. Ces principales familles sont :

Chapitre II : Mécanismes de rupture des barrages liés aux infiltrations

La stabilité :(Déformation, Résistance, Renversement et glissement) : Cet état critique regroupe toutes les causes pouvant remettre en cause la stabilité globale ou mécanique interne des ouvrages.

La durabilité :(Provoquée par les eaux d'infiltration) : C'est la famille d'état critiques qui regroupe toutes les causes liées aux eaux d'infiltration. Ce sont essentiellement les fuites exagérées, les surpressions interstitielles qui peuvent aboutir sur l'état critique de stabilité et enfin les problèmes liés à l'érosion régressive interne (mécanique ou chimique) et de surface.

La fonction : (Principalement la submersion) : C'est la famille d'état critique qui regroupe Les problèmes liés au dépassement des crues (de chantier ou de projet) ou à un mauvais fonctionnement des organes d'évacuations. Les différentes études statistiques, par état critique, faites sur les incidents de barrage [Malletet Pacquant (1951), Middlerooks (1953), Post et Lond (1954), C.I.G.B (1974), Biarez etMontel (1983), Lebreton (1983) et Doré (1986)] ont montré que globalement la cause la plusfréquente après la submersion (un peu plus de 30% des cas) est l'état critique d'érosion régressive (un peu moins de 30% des cas) (Benchlaghem, 2006).

7 Mécanismes de rupture du corps du barrage

7.1 Perte de résistance

La perte de résistance du matériau du remblai est un phénomène qui entraîne la Diminution de la résistance au cisaillement du remblai, pouvant provoquer des instabilités de talus et des déformations et pouvant conduire à la rupture par glissement. Trois principaux scénarios sont à l'origine de ce phénomène :

- Le compactage insuffisant des matériaux lors de la phase de construction, cela peut se produire notamment lorsque les matériaux ont été compactés du côté sec de l'optimum d'humidité et avec une énergie de compactage insuffisante pour assurer une réduction suffisante des vides. La mise en eau conduit alors à un effondrement du matériau. Si le sol est de façon uniforme insuffisamment compacté, on constate un tassement général des parties saturées du remblai lors de la mise en eau, a contrario, si les défauts de compactage sont localisés, on observe des tassements différentiels pouvant produire une fracturation du remblai,

- Certains sols ont, à sec, une forte résistance au cisaillement procurée par une cohésion élevée qui peut diminuer sensiblement dès lors qu'ils sont humides où saturés (Sol fins, argiles). Plusieurs mécanismes peuvent produire des conditions de saturation élevée : un compactage insuffisant, une nappe de versant au contact du remblai, un régime pluviométrique défavorable ou une défaillance du dispositif de drainage ou d'étanchéité,

- Les pertes de résistances peuvent être causées par une modification de l'état de contraintes. A ce titre, les cycles de dessiccation et d'imbibition des matériaux, comme les argiles plastiques des noyaux étanches, peuvent produire des Fracturations.

La surélévation d'un remblai peut déformer les matériaux en place au-delà de leur résistance maximum, pouvant conduire à une fissuration du remblai (Peyrac, 2002).

7.2 Augmentation des pressions interstitielles

7.2.1 Pendant la construction

La construction ne pose pas de réelles difficultés lorsque les matériaux constitutifs

Sont perméables. En revanche, elle est certainement l'époque la plus critique des barrages en argile. En effet, l'argile doit avoir une teneur en eau moyenne à forte pour assurer la plasticité nécessaire à l'étanchéité. Mais comme l'argile est très compressible, elle reportera les contraintes de la construction sur son eau interstitielle, qui montera en pression sous la charge du remblai. Cette génération de pression a entraîné plusieurs ruptures de remblai : Mondély en 1981, Mirgenbach en 1982 et Carsington en 1984. Dans les cas les plus extrêmes, la pression interstitielle atteint le poids des terres, annule la contrainte effective et crée une fracturation hydraulique sur une section horizontale (CFBR, 2010).

Pour les zones de faible perméabilité, l'évolution des pressions interstitielles doit être surveillée en cours de réalisation. L'augmentation trop rapide des contraintes (due à la montée de l'ouvrage) provoque une augmentation des surpressions interstitielles qui n'ont pas eu le temps de s'évacuer. Ceci réduit le frottement des matériaux et donc la stabilité de l'ouvrage (Al-Homoud et Tanash, 2001).

Il est alors nécessaire de réaliser une étude en contraintes effectives, afin de déterminer l'apparition et l'évolution des pressions interstitielles en fonction des étapes de la construction. Des essais triaxiaux avec mesures de la pression interstitielle reproduisant le chemin des contraintes permettent de mener à bien ce type d'étude. L'analyse en contraintes effectives permet également de définir des critères d'alerte afin de ralentir ou d'arrêter temporairement la montée de la digue, si les pressions interstitielles mesurées réellement deviennent trop élevées et mettent en péril la stabilité de l'ouvrage. Le suivi des travaux à l'aide d'une instrumentation adaptée est indispensable car le développement des pressions interstitielles est à l'origine d'un certain nombre de ruptures intervenues en cours de construction (Philippon et Hubert, 1998).

Pour les barrages en remblai, on doit procéder à la mesure continue des valeurs des pressions interstitielles sur les cellules installées dans le remblai au fur et à mesure de sa montée. Les résultats sont comparés aux valeurs déterminées lors du projet, et les paramètres ajustés aux résultats trouvés. Si des écarts importants sont détectés par rapport au modèle initial, ils sont aussitôt analysés, ce qui peut conduire soit à réviser ce modèle, soit, si le risque est confirmé, à prendre les précautions qui s'imposent sur le chantier (réduction de la teneur en eau, diminution de la cadence de mise en place des terres, modification du traitement des surfaces de reprise en fonction des conditions météorologiques, ...) (Khan, 2010).

7.2.2 Pendant L'exploitation

Les pressions interstitielles peuvent varier avec le temps, la perméabilité, la charge Hydrostatique et les conditions de drainage. Un réseau de lignes de courants et D'équipotentiels permet de connaître l'intensité et la répartition des pressions Interstitielles. Il faut relever qu'en ce qui concerne la stabilité, les pressions interstitielles

Chapitre II : Mécanismes de rupture des barrages liés aux infiltrations

peuvent réduire la résistance au cisaillement (Oken, 2002a). L'augmentation des pressions interstitielles dans un remblai conduit à la diminution de sa résistance globale au cisaillement, susceptible de provoquer des instabilités de Talus et des déformations. Elle est généralement liée à l'ouverture de fissures dans le Remblai ou dans le noyau, pouvant provenir de trois mécanismes :

- Des tassements différentiels dans la fondation ou dans le remblai,
- Une dessiccation prolongée du noyau d'argile, liée à un niveau de retenue

Maintenu bas pendant une période prolongée et provoquant des fissures de retrait,

- Une dégradation du remblai ou du noyau par des mécanismes chimiques. D'autres scénarios particuliers, liés à des défaillances d'équipements du barrage, peuvent conduire à l'augmentation des pressions interstitielles.
- Le colmatage ou le contournement (par le haut, le bas ou les rives) du Dispositif de drainage du remblai ou de la fondation,
- La défaillance du système d'étanchéité, dégradation du masque amont ou du Noyau central (Peyrac, 2002).

7.3 Erosion interne

L'érosion interne résulte du détachement et du transport de matière sous l'effet d'un écoulement d'eau, dans le corps d'un barrage ou dans la fondation. Lorsque le transport est un charriage concentré dans un conduit, c'est un renard. Lorsque le transport est diffus à travers la matrice solide et ne concerne que les fines en suspension, c'est une suffusion. Ce phénomène local est difficile à reproduire en laboratoire, ou à observer in situ (CIGB, 1990 ; CFGB, 1997).

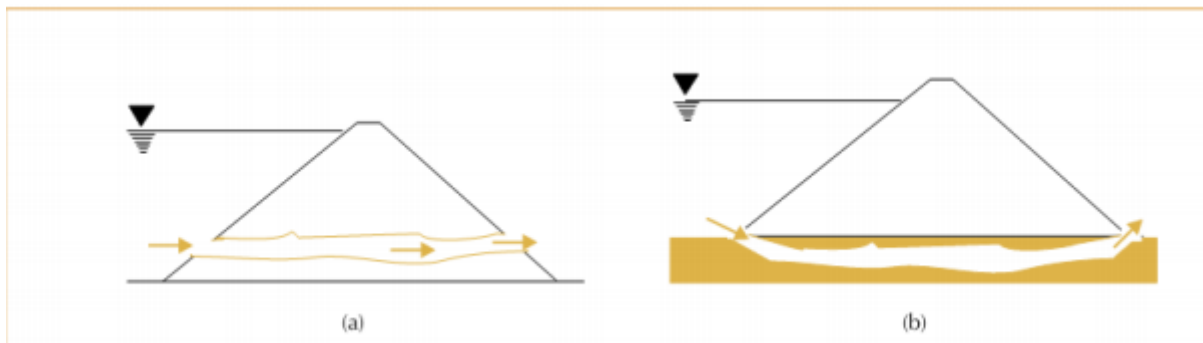


Figure II-2 : Un renard peut survenir dans le corps de l'ouvrage (a) ou dans la fondation (b)

Autrement les diverses conditions de déclenchement de l'érosion interne peuvent se combiner entre elles dans un incident et être difficilement distinguées. Mais elles ne sont pas suffisantes pour entraîner la rupture, il faut aussi que les conditions du transport des particules soient assurées, pour que l'érosion soit entretenue (Pham, Tuan Long 2008).

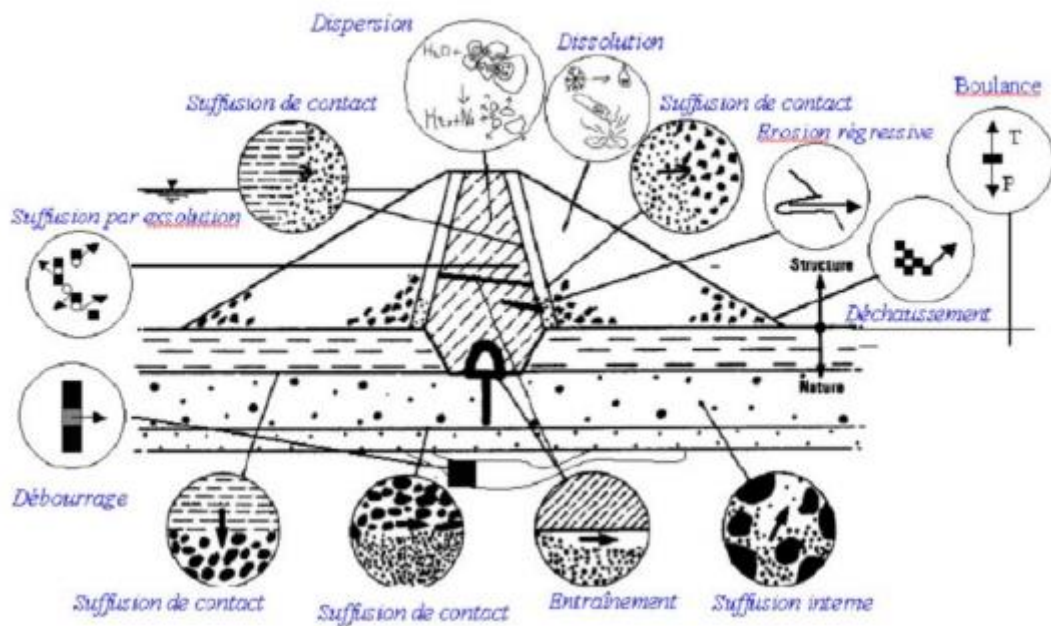


Figure II-3 : Schéma représentatif des divers phénomènes initiateurs de l'érosion dans un barrage (adapté de Schuler et Brauns 1996, cité par Blais, 2004)

7.4 Rupture par érosion externe

L'érosion externe est engendrée par des circulations d'eau, même peu importantes, sur la crête Des barrages. Le mécanisme d'érosion s'amorce à partir du bord aval de la Crête et progresse jusqu'à ce qu'une brèche soit ouverte. Le phénomène peut durer quelques minutes à quelques heures selon la taille des matériaux, leur cohésion, le revêtement de la crête, la hauteur Del 'eau qui s'écoule au-dessus du barrage.

7.5 Glissement du remblai

L'étude de la stabilité d'un barrage en remblai est fondamentale dans la mesure où Elle doit aboutir, pour l'essentiel, à la définition de la géométrie de l'ouvrage (pente des talus, en particulier) et des principes du drainage à appliquer : deux paramètres Qui conditionnent, bien sûr, le volume et la nature des matériaux à mettre en œuvre Et, donc, le prix de revient final de l'aménagement (Durand et al, 1999).

Le glissement par instabilité désigne le détachement et le déplacement le long d'une pente d'un massif de sol ou de matériaux rocheux sous action des forces de gravité. L'eau est un facteur-clé du glissement du talus d'un barrage ou d'une digue. Ce phénomène peut survenir lorsque la résistance est médiocre (cohésion, angle de frottement interne), ou diminuée par la saturation du matériau initialement mal compacté ou compacté à une teneur en eau trop faible. Il peut également intervenir lorsque la pression interstitielle est trop élevée, à la suite d'une construction trop rapide, d'une vidange trop rapide, ou d'une déficience du drainage.

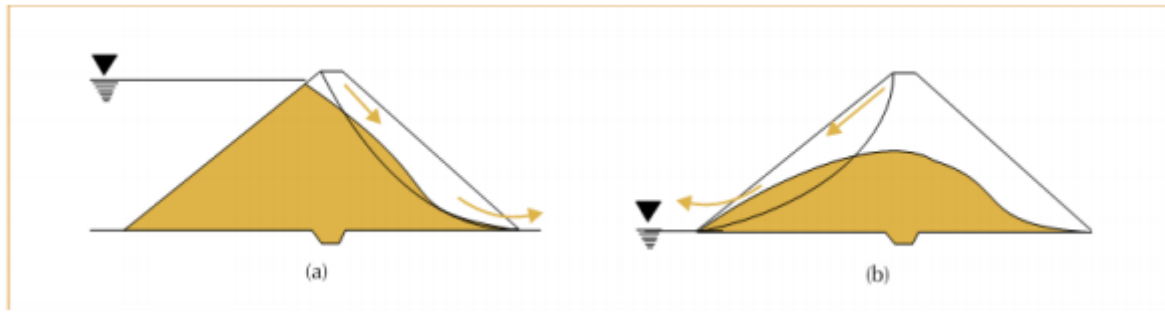


Figure II-4 : L'instabilité par glissement concerne le parement aval lorsque le réservoir est/ plein (a), et le parement amont au moment d'une vidange rapide (b), lorsque les pressions dans le corps de l'ouvrage ne sont pas dissipées (Bonelli, 2001).

La stabilité des talus des barrages en remblai est en général vérifiée en fin de construction, à niveau normal du réservoir et après une vidange rapide. Les glissements par instabilité n'intéressent pas que les talus des barrages, mais aussi les fondations, ainsi que les versants de la retenue, exemple historique du barrage De vont, Italie en 1963 (Bonelli, 2001).

Les principales situations pour lesquelles il convient de vérifier la stabilité sont les suivantes :

- Stabilité en fin de construction,
- Stabilité en cours de fonctionnement, retenue pleine, régime permanent, talus aval,
- Vidange rapide, talus amont (Philipponnat et Hubert, 1998).

Pour les barrages en remblai, les calculs de stabilité se font par différentes méthodes. Un facteur qui influence beaucoup la stabilité est la pression interstitielle. Les calculs les plus fiables sont ceux qui sont faits avec les contraintes effectives (Khanh, 2010).

8 Conséquences directes du glissement

Dans le scénario le plus grave, le glissement peut entraîner la vidange accidentelle de la retenue si un cercle émanant du talus aval recoupe le talus amont à un niveau inférieur à celui de la cote du plan d'eau ou si un renard se développe après un glissement. Qu'il soit brutal ou progressif, le mouvement peut provoquer des dégâts irréversibles sur des ouvrages attenants au barrage :

- Déformation ou rupture des dispositifs internes de drainage,
- Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau,
- Dégâts éventuels à l'évacuateur de crues s'il est sur le remblai,
- Obstruction du fossé aval et /à la destruction de bâtiments annexes par le front du glissement.

9 Conséquences indirectes du glissement

D'une façon ou d'une autre, l'occurrence du phénomène se traduit par la réduction, à caractère plus ou moins local, de la largeur du remblai –réduction qui est susceptible d'affecter le comportement hydraulique ultérieur de l'ouvrage (interception et remontée de la ligne de saturation par exemple). Un glissement mineur peut engendrer, à terme, d'autres glissements aux conséquences plus graves. Enfin, on imagine facilement de multiples

Chapitre II : Mécanismes de rupture des barrages liés aux infiltrations

conséquences indirectes engendrées par la ruine ou la rupture d'ouvrages annexes dans ou à proximité du barrage (CFGb, 1997b).

Conclusion

L'analyse des ruptures des barrages est très utile pour déceler les causes initiatrices des différents phénomènes pouvant affectés la sécurité des ouvrages. Elle permet également d'entrer des renseignements et d'orienter les projets futurs.

Les mécanismes responsables de ces désordres sont complexes car ils mettent en jeu de nombreux phénomènes indépendants dont l'étude est interdisciplinaire car elle se situe à la Frontière hydraulique – géotechnique.

Les évolutions dans le comportement des barrages sont en général lentes. Certaines peuvent s'avérer potentiellement rapides, notamment lors de la phase cruciale de première mise en eau.

Le contrôle de la sécurité consiste à détecter et à maîtriser les mécanismes de dégradation pouvant entraîner la rupture de l'ouvrage si aucune action n'est entreprise (maintenance, confortement, vidange d'urgence ...etc.).

**CHAPITRE III : Analyse de l'évolution des
pressions interstitielles autour des
noyaux de barrages en terre**

**Cas du barrage Sikkak - Wilaya de
Tlemcen**

Chapitre III : Analyse de l'évolution des pressions interstitielles autour des noyaux de barrages en terre Cas du barrage Sikkak - Wilaya de Tlemcen

1 Introduction

Quel que soit la perméabilité d'un barrage en terre, il y a toujours infiltration dans son massif. Il n'existe pas d'étanchéité parfaite pour ce type d'ouvrage. La maîtrise des écoulements doit être recherchée de telle manière que les paramètres liés aux infiltrations restent en dessous des paramètres critiques (débit, pressions interstitielles, gradients hydrauliques...et).

Pour les barrages à noyaux centraux, et sous l'effet des différentes sollicitations notamment celles transmises par les recharges, les déformations du noyau ne doivent pas être excessives, particulièrement à sa base où l'effet de la poussée de l'eau est maximal pouvant engendrer des états de fracturation hydraulique. Les déformations du noyau ne dépendent pas seulement des caractéristiques de ses matériaux mais également des critères généraux liés à la conception globale du barrage : dimensions de la base du noyau, sa configuration (vertical ou incliné avancé à l'amont), rigidité des recharges, les conditions d'écoulement d'eau notamment en terme d'évolution des pressions interstitielles ainsi que le nombre et types de transitions.

Le recours à la modélisation est souvent une action incontournable pour l'évaluation des paramètres liés au comportement des ouvrages. Ces sous cet angle que le travail cible l'analyse de l'évolution des pressions interstitielles au sein des noyaux de barrages en terre avec comme cas d'étude le barrage de Sikkak dans la wilaya de Tlemcen. Cette analyse intègre un paramètre important lié à la géométrie du noyau, en particulier les dimensions de sa base. Les investigations sont menées avec analyse des paramètres relatives aux infiltrations dans le noyau du barrage, notamment l'évolution des charges d'eau, des pressions interstitielles et des gradients hydrauliques afin de juger les risques de renard dans la zone critique qui est le pied aval du noyau. Une étude paramétrée est guidée en considérant plusieurs dimensions de la base du noyau variant entre 15 à 30 m.

2 Présentation du barrage Sikkak

Le barrage d'Aïn Youcef est situé sur l'oued de SIKKAK, à la hauteur de «Gadet Boukaden », à environ de 1 km du village d'Aïn Youcef et à 20 km au nord de la ville Tlemcen. Le site de barrage est accessible à partir des chemins de wilaya CW38 et CW 71. Le bassin versant de l'Oued SIKKAK, à la hauteur du barrage, occupe une superficie de 326 Km². Sa partie supérieure, d'une superficie de 85 km², est exploitée par le barrage de Meffrouche, le bassin net en correspondance du site du barrage d'Aïn Youcef est de 241km².

Chapitre III : Analyse de l'évolution des pressions interstitielles autour des noyaux de barrages en terre Cas du barrage Sikkak - Wilaya de Tlemcen

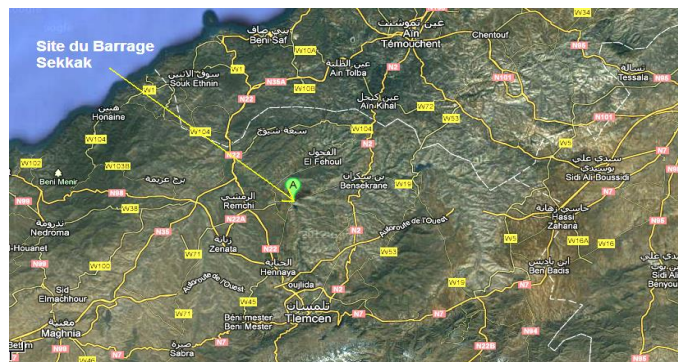


Figure III-1 : Situation géographique du barrage Sikkak.

3 Description du corps du barrage :

Le barrage de Sikkak a une hauteur maximale de 52,3m au-dessus de sa fondation. C'est un ouvrage en terre, zonée, constituée d'un noyau en argile. Ce dernier est protégé contre l'érosion interne à l'aide d'une couche de filtre et d'une couche de matériau de transition. Il est encadré par des recharges en amont et en aval qui sont réalisées en alluvion et grès. Sa fondation est constituée par les grès.

- La longueur en crête du barrage est de 497m,
- La largeur en crête du barrage est de 10m,
- Cote d'exploitation normale : 218 NGA,
- Cote de la retenue : 223.60 NGA,

4 Géologie et géotechnique

Le site de barrage et la cuvette se trouve dans le bassin sédimentaire de la moyenne de Tafna. Ce bassin est constitué de dépôt de Miocène inférieur et du domaine atlastique. Sa partie supérieure se termine par une couche d'alluvions plio-quaternaires, cachée par des encroûtements carbonatés plus récents.

Le bassin de la moyenne Tafna, en ce qui concerne le plateau de Hennaya, est colmaté par des terrains grésio-pélique de faciès littoral et de mer peu profonde. Il a ressenti des phases terminales de la tectogenèse compressive atlastique attestée par une structure à plis amples. Les sols de surface constitués d'alluvions et de colluvions argileuses confèrent à la cuvette du barrage une bonne capacité de rétention d'eau. Les affleurements de grès dans le voisinage immédiat des ouvrages peuvent constituer des chemins préférentiels de percolation.

Le site du barrage se caractérise par la présence de quatre unités ou faciès de roches sédimentaires. Les excavations réalisées aux emplacements de l'évacuateur de crues et de galerie de dérivation, ainsi que les forages exécutés lors des travaux de reconnaissance, des plots d'essai pour les injections et du rideau d'injections ont permis de préciser certains aspects de cette stratigraphie. Les formations rencontrées sont les suivantes :

- **Série pélico- gréseuse supérieure** : Elle a une épaisseur qui varie de 0 à 25 m.

Chapitre III : Analyse de l'évolution des pressions interstitielles autour des noyaux de barrages en terre Cas du barrage Sikkak - Wilaya de Tlemcen

- **Les grés** : le grés est la roche la plus résistante rencontrée sur le site. Il se présente sous la forme de bancs dont l'épaisseur moyenne est de 28 à 30 m environ.

- **La pélite bleu** : Il s'agit d'une couche d'épaisseur variant entre 6 et 7 m constituée de pélite et de pélite marneuses d'une couleur bleu sombre.

- **Série pélito- gréseuse inférieure** : Cette formation se retrouve en dessous de la couche de pélite bleu. Il s'agit d'une succession de couche de pélite plus ou moins marneuse et de couche de grés. L'épaisseur des couches de pélites varie de quelques centimètres à 0.4 m

5 Présentation du code de calcul servant à l'étude des infiltrations au niveau du barrage

GeoStudio est un programme conçu pour résoudre les analyses géotechniques et géologiques. Le logiciel a une capacité analytique rigoureuse, une intégration de produit sophistiquée et une large application à divers problèmes de géotechnique et géologique. Il permet de :

- Combiner les analyses dans un seul projet intégré,
- Dessiner directement la géométrie ou importer des fichiers CAO,
- Résoudre plusieurs analyses simultanément,
- Interpréter les résultats avec visualisation et graphiques,

Géostudio est assisté d'un ensemble de sous-programme on cite:

- **SLOPE/W**: Permet de calculer un coefficient de sécurité d'un talus naturel ou artificiel par les méthodes d'analyses classique.

- **SEEP/W**: Destiner aux calculs des infiltrations des eaux par la méthode des éléments finis.

- **SIGMA/W**: Permet d'analyser les problèmes de déformation et des contraintes par la méthode des éléments finis.

- **QUAKE/W**: Traite le comportement d'un terrain sous l'effet d'un séisme par la méthode des éléments finis.

- **TEMP/W**: Analyse les problèmes géothermiques du sol (par la méthode des éléments finis.

La figure III.2 illustre toutes les fonctions du menu du logiciel

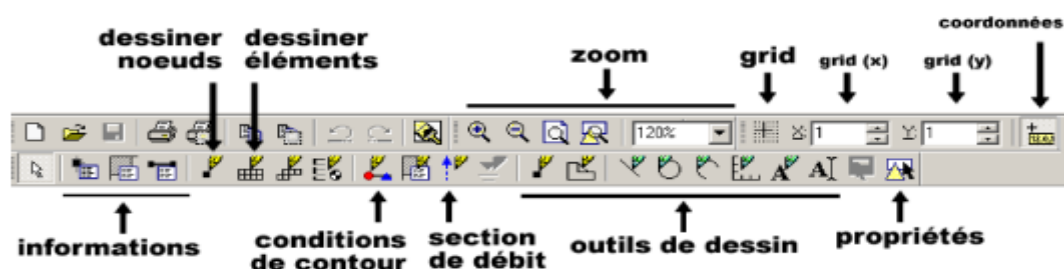


Figure III-2 : Schéma de la barre menu code de calcul SEEP.

Chapitre III : Analyse de l'évolution des pressions interstitielles autour des noyaux de barrages en terre Cas du barrage Sikkak - Wilaya de Tlemcen

5.1 SEEP

SEEP / W est un programme largement utilisé dans les modélisations numériques. Il simule le régime des eaux souterraines en utilisant une géométrie matérielle utilisant les conditions aux limites et les propriétés des matériaux comme entrées. SEEP / W a la capacité de modéliser à la fois l'état d'équilibre et les conditions des eaux souterraines transitoires.

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.

5.2 Utilité

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. La première étape consiste à dessiner en 2D une section ou un plan que nous souhaitons modéliser (grâce à un maillage), puis entrer les paramètres des matériaux, et indiquer les conditions que nous désirons imposer au Conceptualisation et conception d'un système de petit barrage en remblais 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.

6 Analyse du comportement hydraulique du barrage

Cette analyse est engagée en considérant le profil type du barrage avec l'ensemble des matériaux constituant le corps du barrage ainsi que la variation de la base du noyau de 15 à 30 m.

6.1 Discrétisation du barrage

La discrétisation du profil géométrique du barrage a été opérée, en coordonnées selon un plan X, Y, pour chaque matériau constituant le corps du barrage à savoir :

- Recharges du barrage : Tout venant d'oued sableux
- Noyau : Argile
- Filtres : Sable
- Drain de transition : gravier

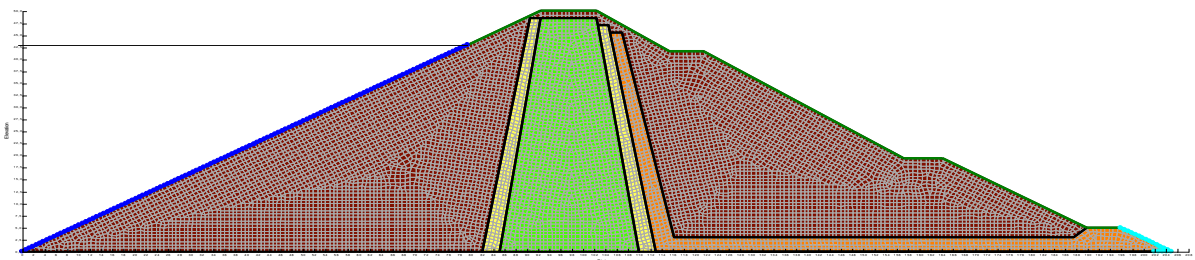


Figure III-3 : Discrétisation du modèle géométrique du barrage.

Chapitre III : Analyse de l'évolution des pressions interstitielles autour des noyaux de barrages en terre Cas du barrage Sikkak - Wilaya de Tlemcen

6.2 Etude des cas de la modélisation

Dans l'objectif d'analyser l'influence de la variation de l'épaisseur de la base du noyau central vertical de sa configuration par rapport aux charges du barrage sur les paramètres liés aux écoulements, plusieurs cas de modélisation ont été considérés en l'occurrence:

- Cas1 : barrage à noyau central vertical avec l'épaisseur de la base égale à 15m.
- Cas2 : barrage à noyau central vertical avec l'épaisseur de la base égale à 20m.
- Cas3 : barrage à noyau central vertical avec l'épaisseur de la base égale à 25m.
- Cas4 : barrage à noyau central vertical avec l'épaisseur de la base égale à 30m.

Les figures III.4 à III.7 illustrent les profils géométriques du barrage ayant servis à la modélisation pour différent cas d'épaisseur du noyau central vertical.

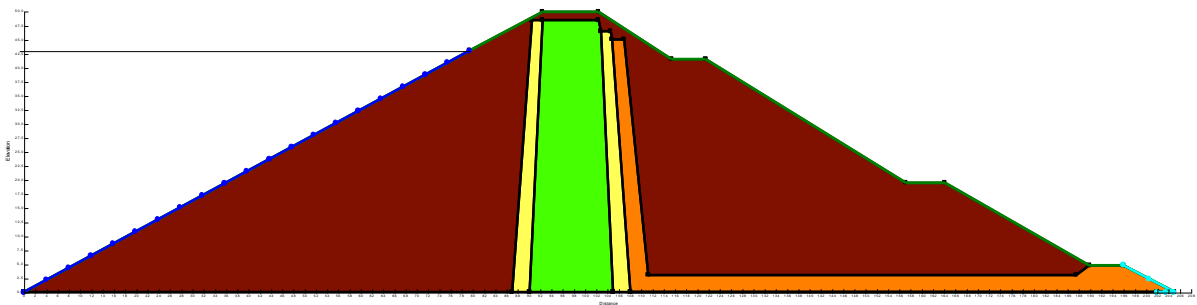


Figure III-4 : Profil servant à la modélisation – cas1.

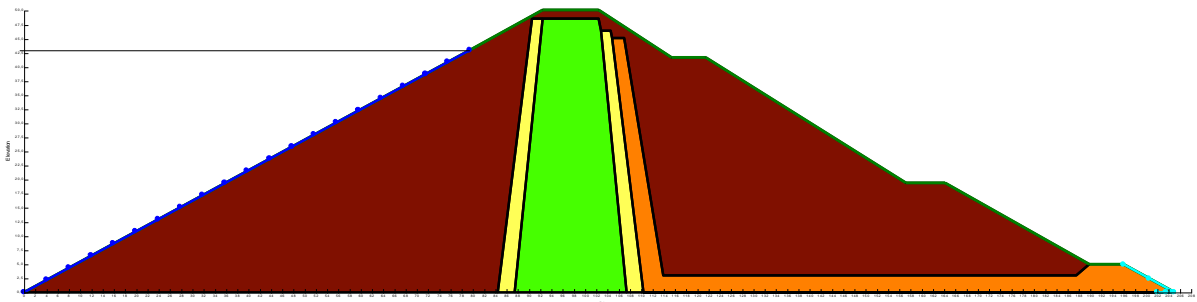


Figure III-5 : Profil servant à la modélisation – cas 2.

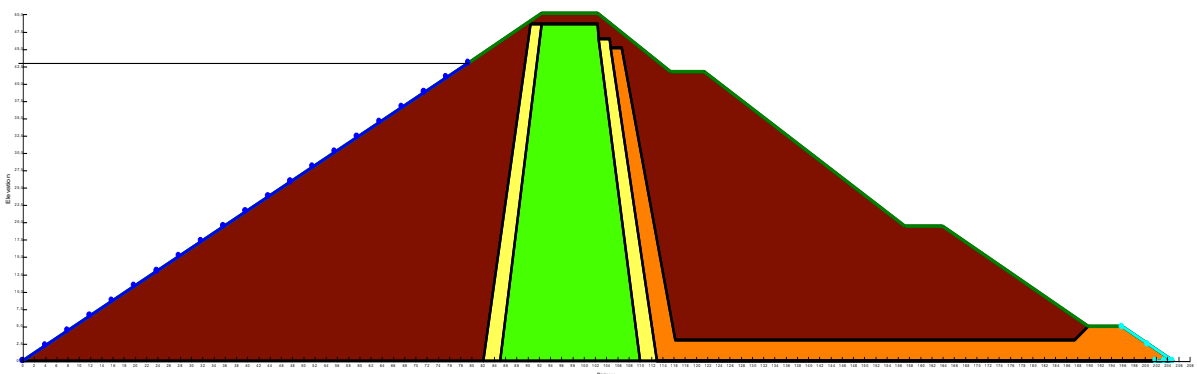


Figure III-6 : Profil servant à la modélisation – cas3.

Chapitre III : Analyse de l'évolution des pressions interstitielles autour des noyaux de barrages en terre Cas du barrage Sikkak - Wilaya de Tlemcen

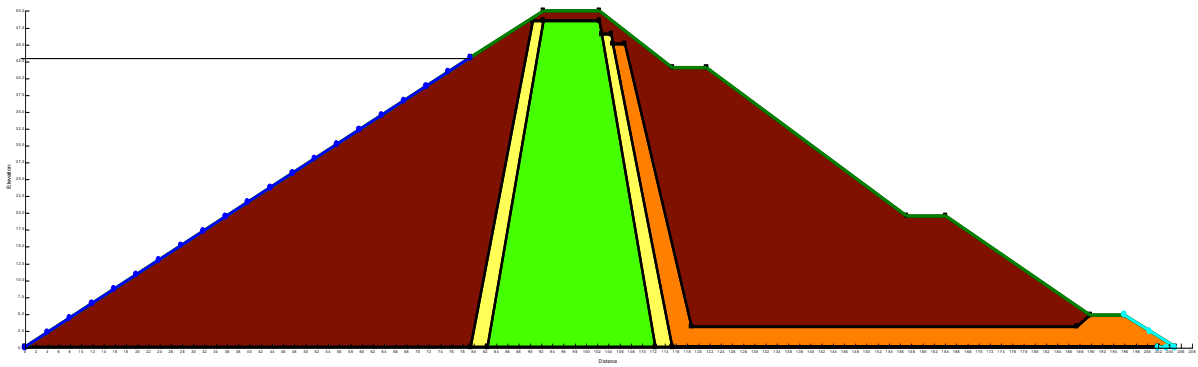


Figure III-7 : Profil servant à la modélisation – cas4.

6.3 Caractéristiques des matériaux

Tableau III-1 : Propriétés des matériaux utilisés pour la modélisation.

Matériaux du barrage	Matériaux	Ks à saturation (m/s)	Teneur en eau résiduelle	Teneur en eau à saturation
Recharge	Sable	10^{-5}	0,045	0,43
Noyau	Argile	10^{-9}	0,068	0,38
Filtre	Sable	10^{-5}	0,045	0,43
Drain	Gravier	10^{-2}	0,045	0,43

7 Résultats de la modélisation

L'augmentation de l'épaisseur de la base du noyau sera orientée en fonction de l'évolution des pressions interstitielles, charges hydrauliques, gradients hydrauliques et débits de fuite.

7.1 Evolution des pressions interstitielles

7.1.1 Variations globales

L'évolution des pressions interstitielles a été analysée pour la variation de l'épaisseur de la base du noyau.

Chapitre III : Analyse de l'évolution des pressions interstitielles autour des noyaux de barrages en terre Cas du barrage Sikkak - Wilaya de Tlemcen

Les figures de III.8 à III.11 donnent les champs de variation des pressions interstitielles dans le corps du barrage pour les quatre cas.

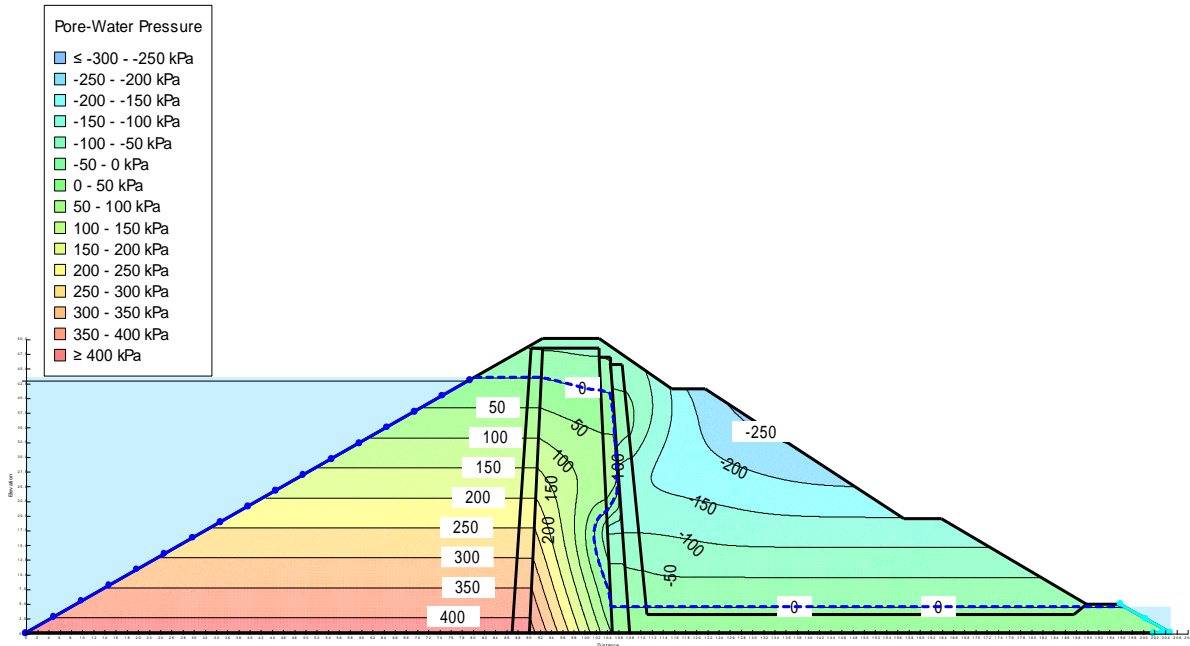


Figure III-8 : Pressions interstitielles pour cas 1 - B = 15 m.

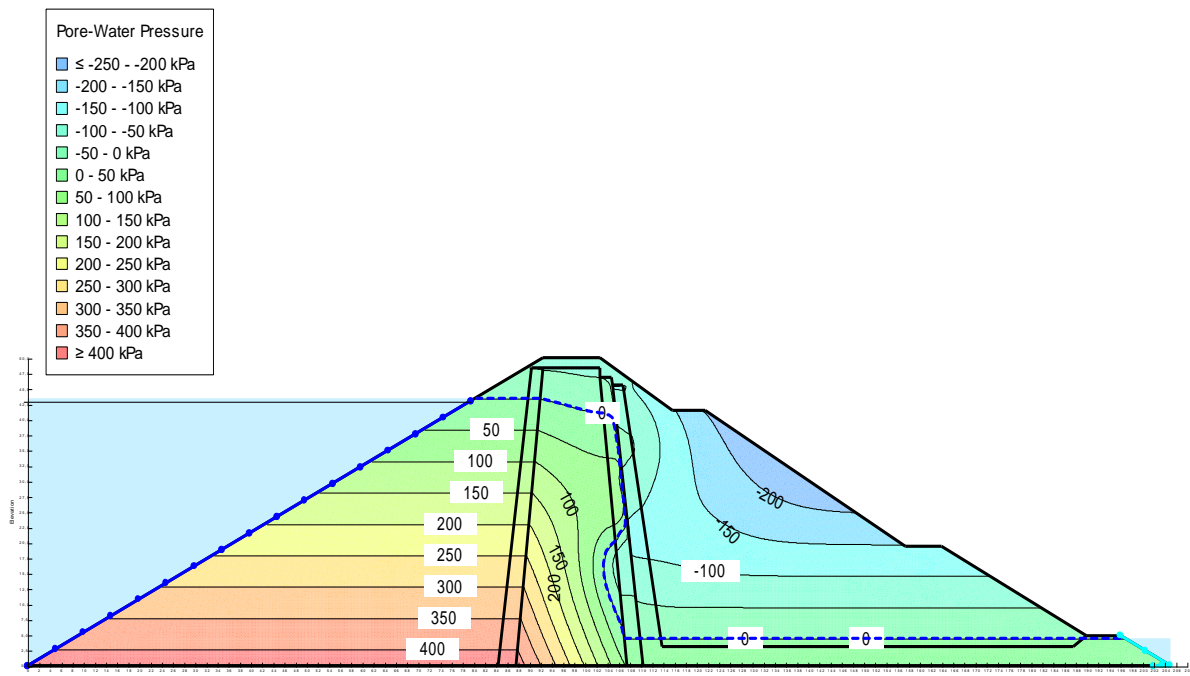


Figure III-9 : Pressions interstitielles pour cas 2 - B = 20 m.

Chapitre III : Analyse de l'évolution des pressions interstitielles autour des noyaux de barrages en terre Cas du barrage Sikkak - Wilaya de Tlemcen

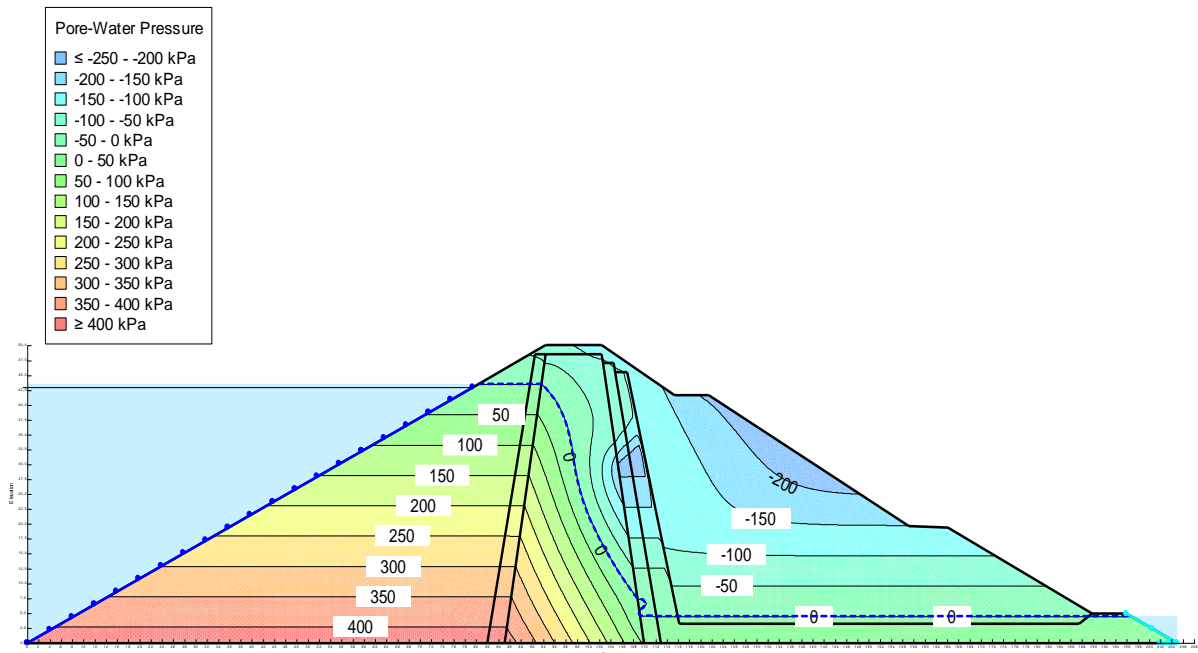


Figure III-10 : Pressions interstitielles pour cas 3 - B = 25 m.

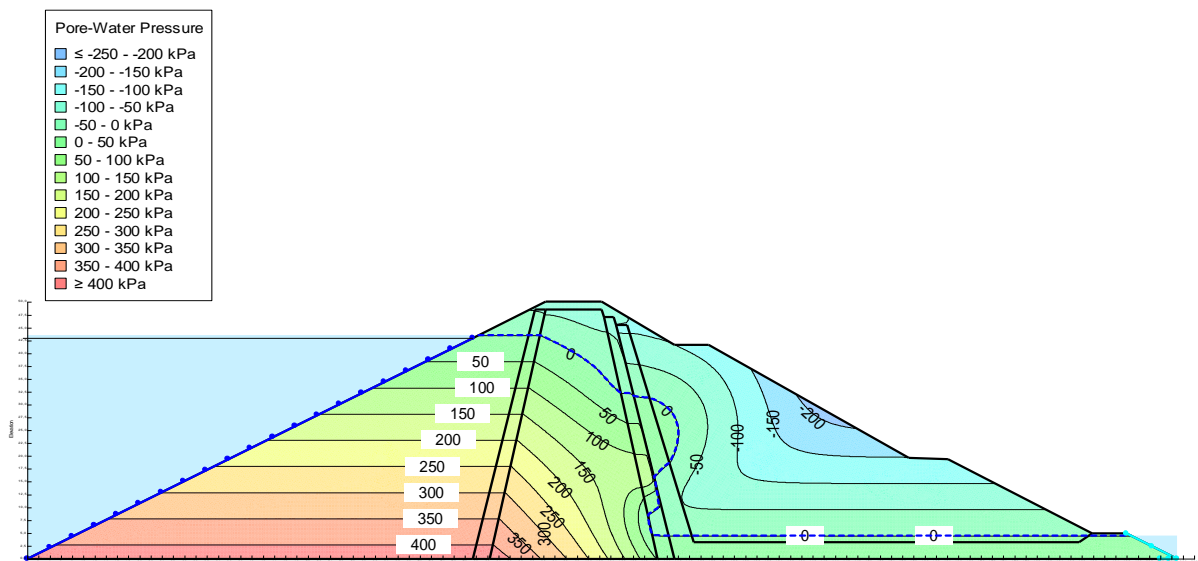


Figure III-11 : Pressions interstitielles pour cas4 - B = 30 m.

7.1.2 Variations altimétrique

Les figures de III.12 à III.15 schématisent les champs de variation des pressions interstitielles en fonction des trois coupes de références horizontaux dans les quatre cas.

Coupe 1 : H=2m à partir de la base du barrage

Coupe 2 : H=5m à partir de la base du barrage

Coupe 3 : H=7m à partir de la base du barrage

Chapitre III : Analyse de l'évolution des pressions interstitielles autour des noyaux de barrages en terre Cas du barrage Sikkak - Wilaya de Tlemcen

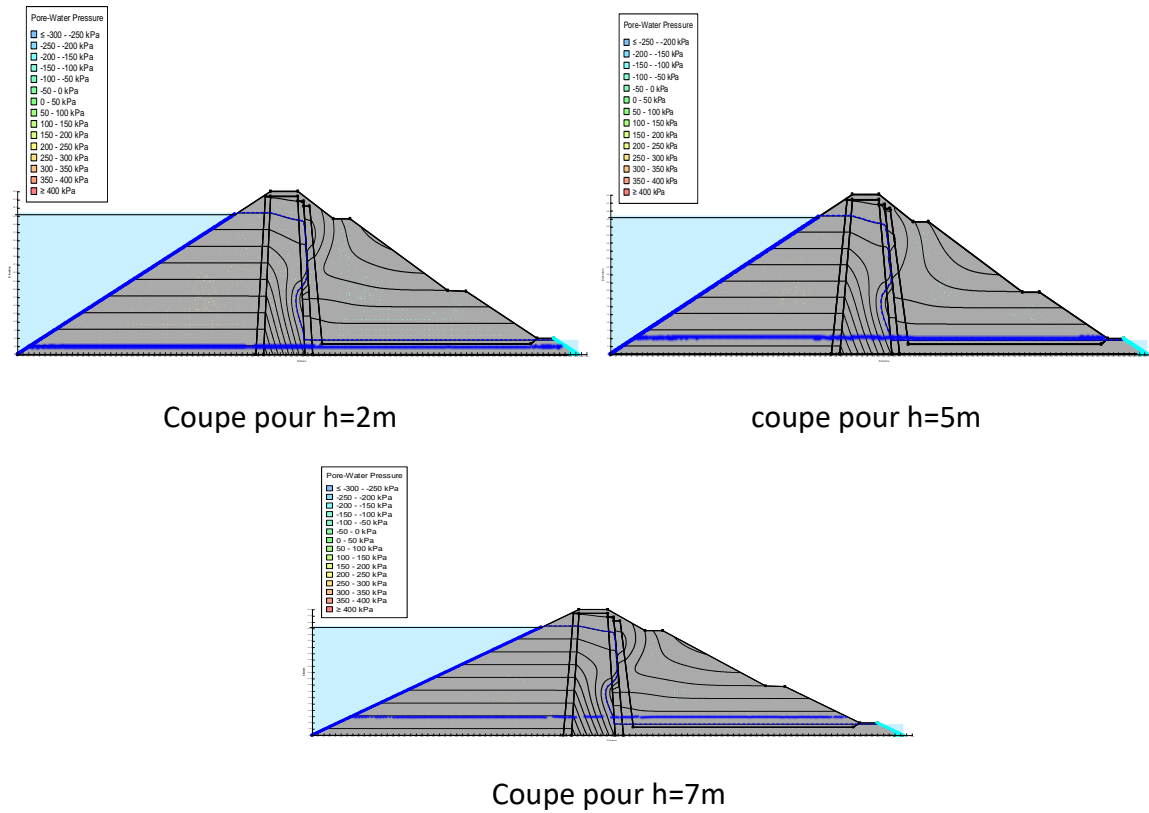


Figure III-12 : Evolution des pressions interstitielles selon les plans de référence.

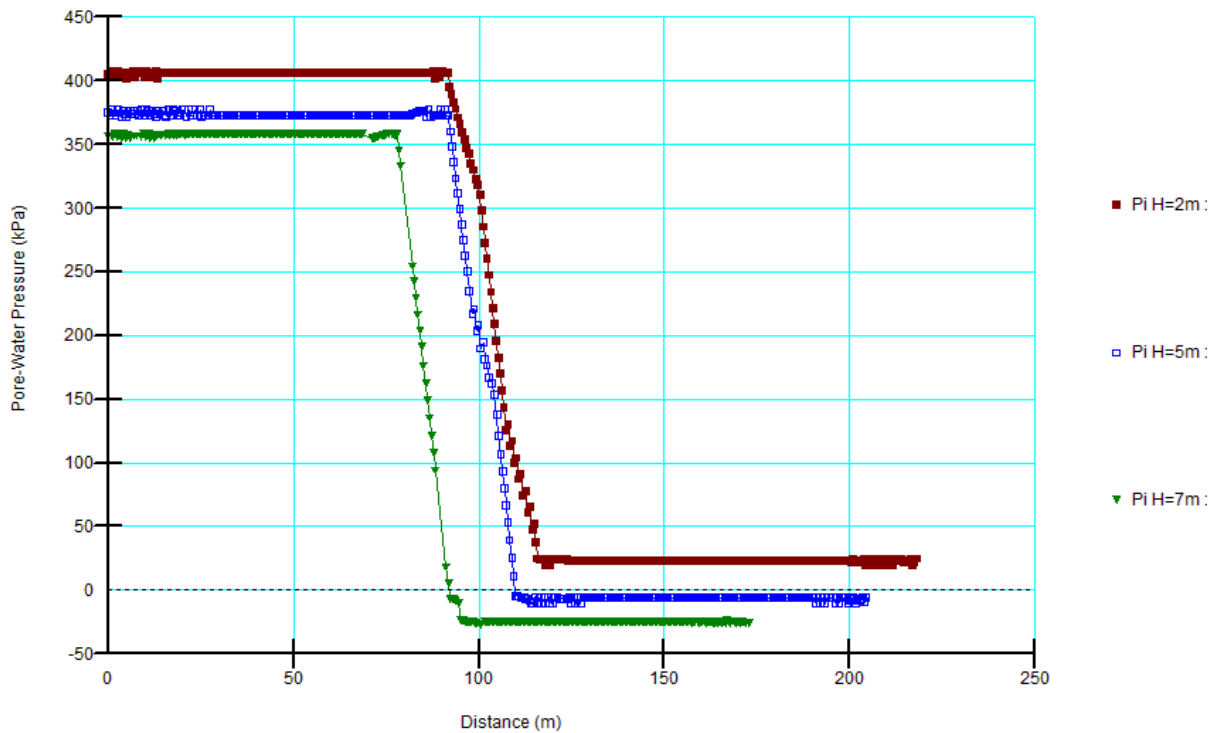


Figure III-13 : Variations en hauteur des pressions interstitielles - cas 1.

Chapitre III : Analyse de l'évolution des pressions interstitielles autour des noyaux de barrages en terre Cas du barrage Sikkak - Wilaya de Tlemcen

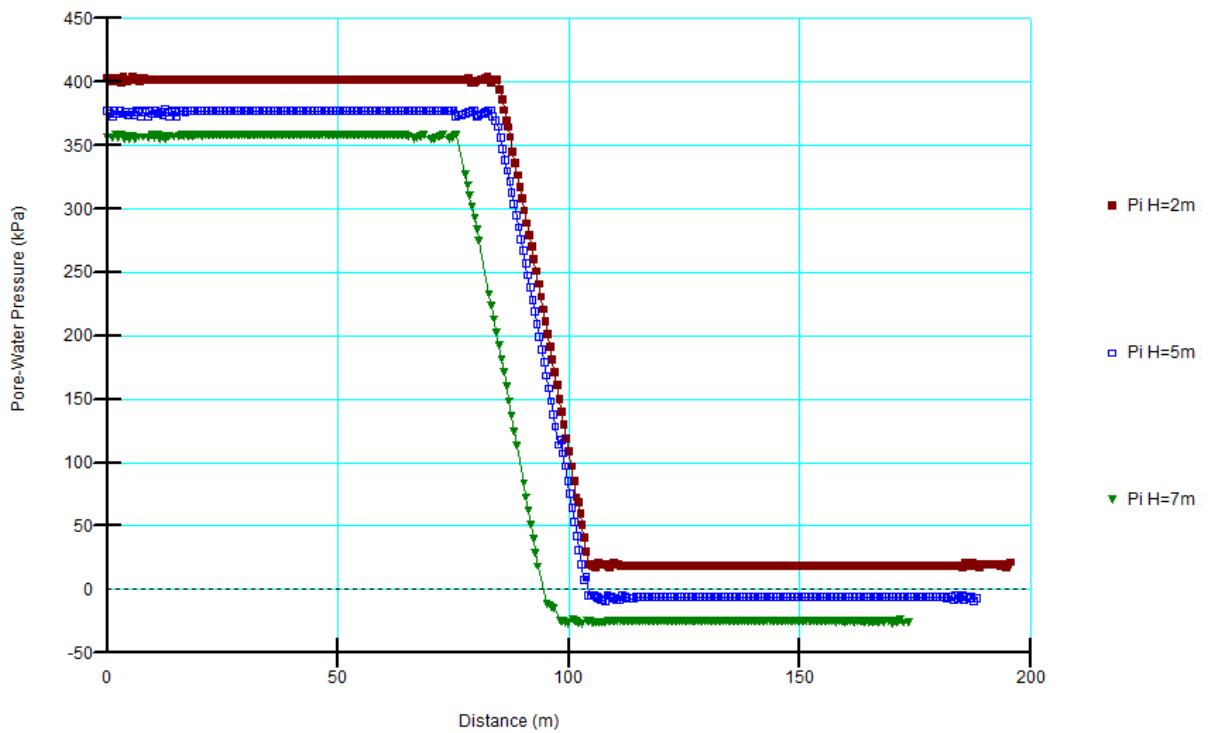


Figure III-14 : Variations en hauteur des pressions interstitielles - cas 2.

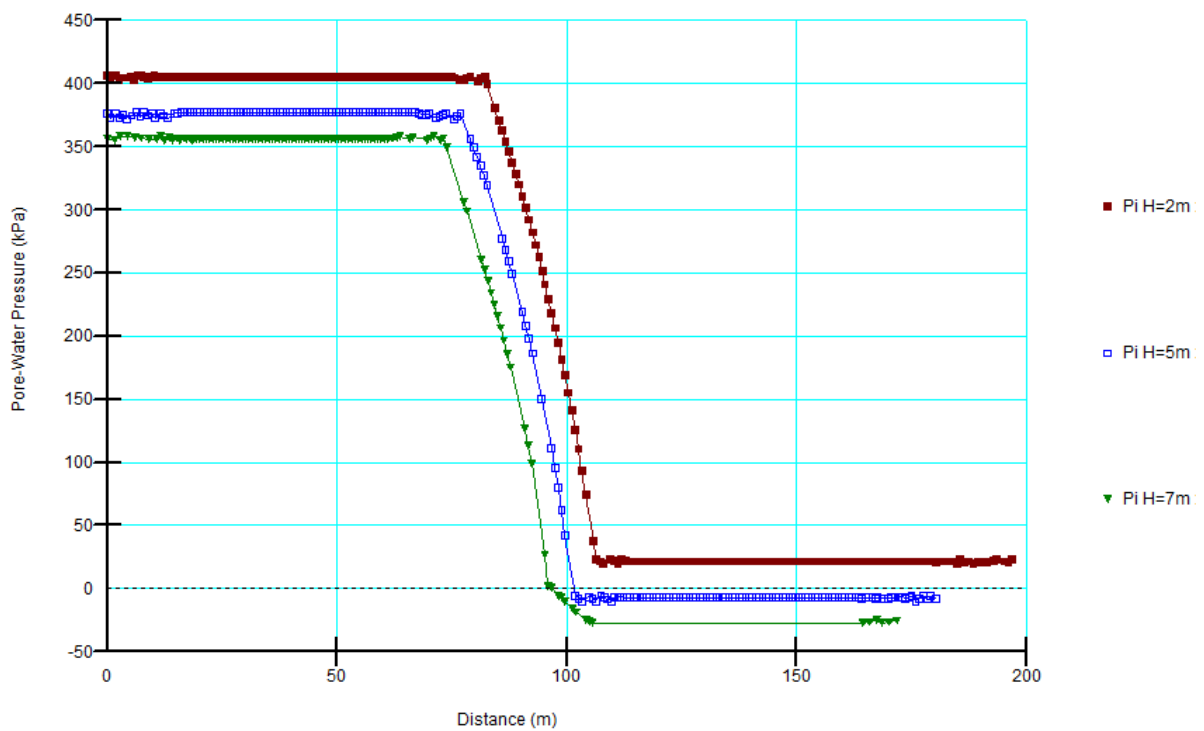


Figure III-15 : Variations en hauteur des pressions interstitielles - cas 3.

Chapitre III : Analyse de l'évolution des pressions interstitielles autour des noyaux de barrages en terre Cas du barrage Sikkak - Wilaya de Tlemcen

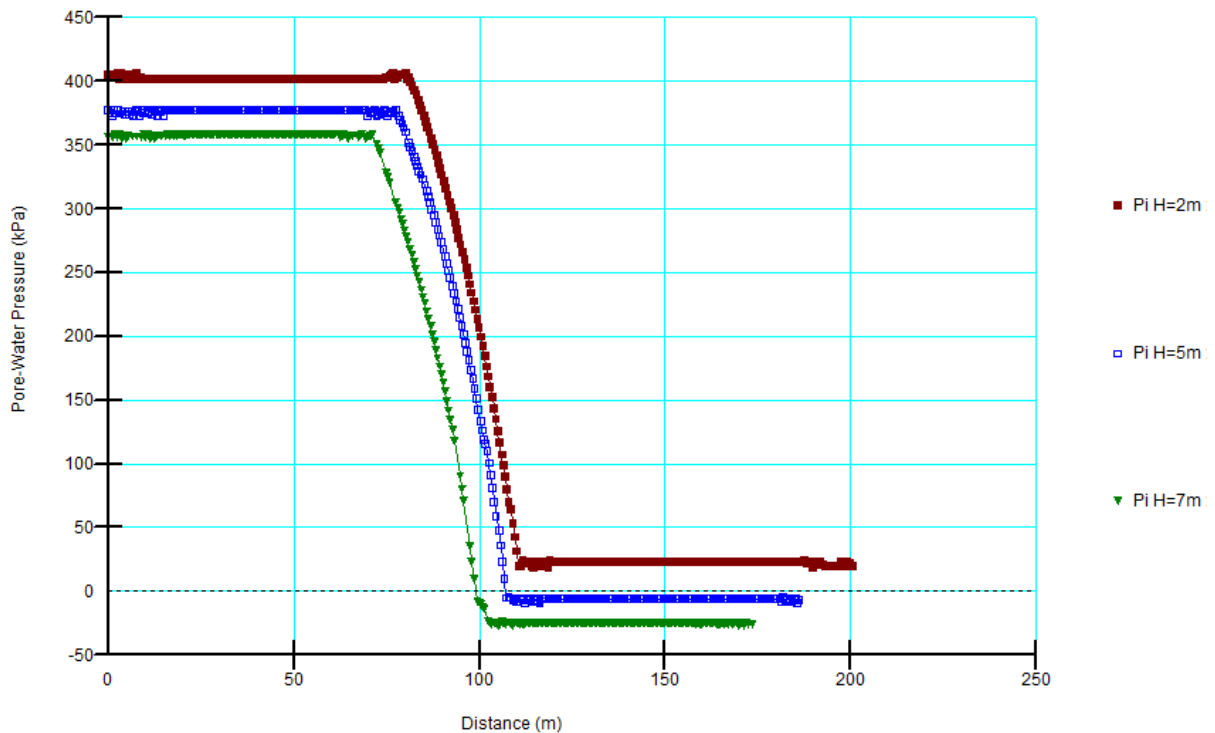


Figure III-16 : Variations en hauteur des pressions interstitielles - cas 4.

Les figures de III.17 à III.19 montrent les courbes de la variation des pressions interstitielles pour chaque coupe dans les quatre cas de variation des largeurs en base du noyau.

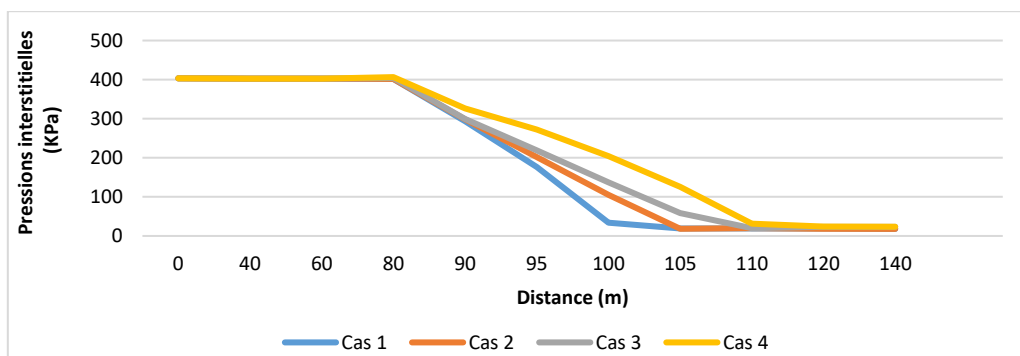


Figure III-17 : Variations des pressions interstitielles - coupe h=2m.

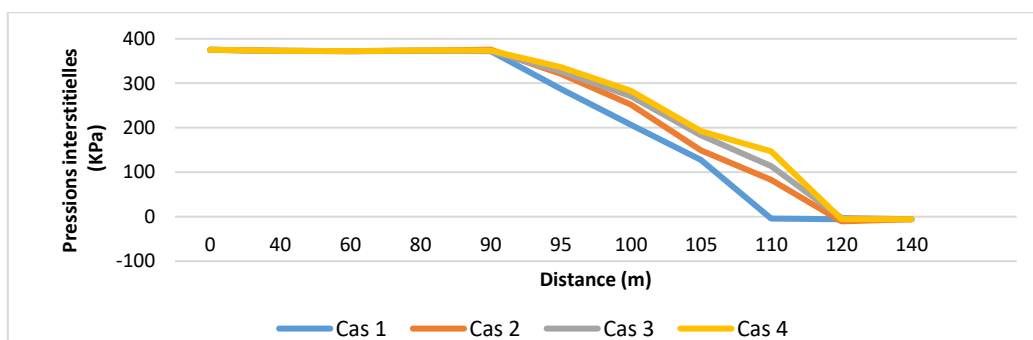


Figure III-18 : variations des pressions interstitielles - coupe h=5m.

Chapitre III : Analyse de l'évolution des pressions interstitielles autour des noyaux de barrages en terre Cas du barrage Sikkak - Wilaya de Tlemcen

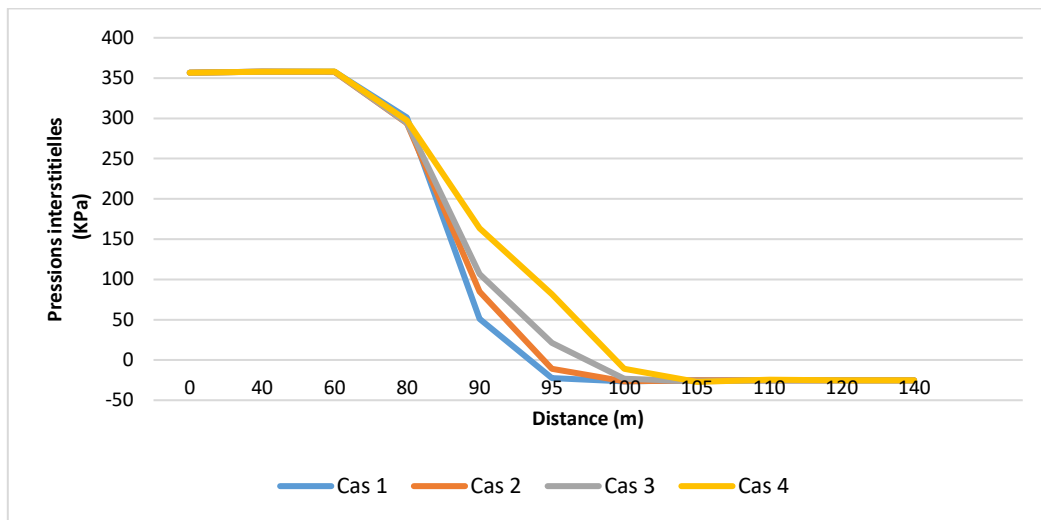


Figure III-19 : variations des pressions interstitielles - coupe h= 7m.

7.1.3 Analyse des résultats

Nous nous intéressons au plan de référence situé à 2 m de hauteur à partir de la base du barrage. La figure III.20 donne les gradients de pressions interstitielles à l'intérieur du noyau (face amont et aval) pour les différentes bases du noyau.

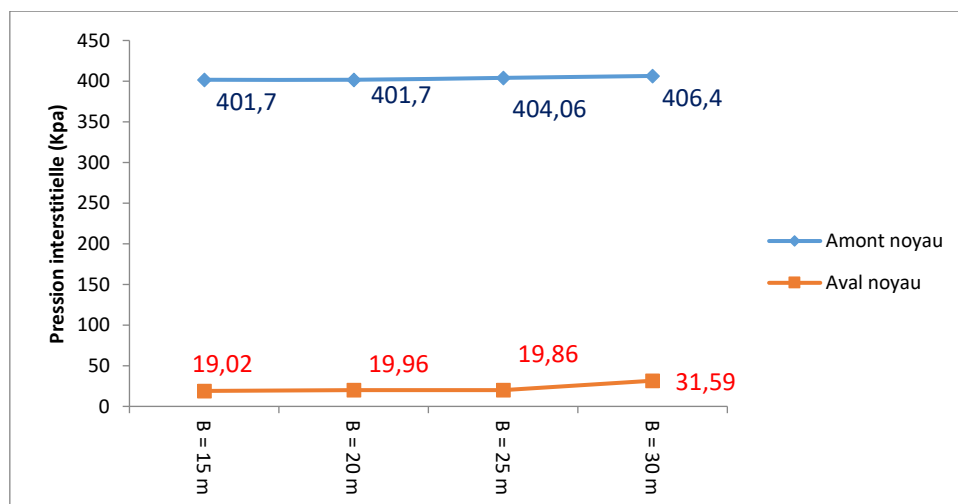


Figure III-20 : Variations des pressions interstitielles sur les parements du noyau du barrage

Chapitre III : Analyse de l'évolution des pressions interstitielles autour des noyaux de barrages en terre Cas du barrage Sikkak - Wilaya de Tlemcen

Aussi, la figure III.21 dresse une comparaison entre les longueurs des cheminements des écoulements et les dimensions des bases du noyau du barrage. Cette figure est dressée pour les trois plans de référence PR2, PR5 et PR7 situés respectivement à 2, 5 et 7 m à partir de la base du barrage.

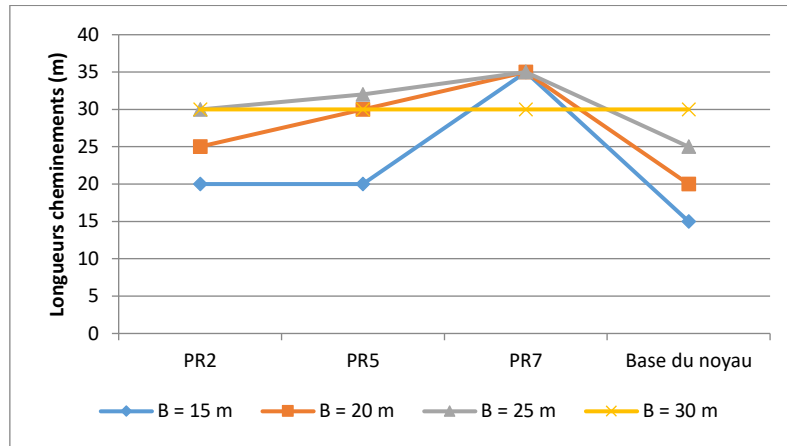


Figure III-21 : Longueurs des cheminements hydrauliques comparés aux valeurs de la base du barrage.

- La dissipation de la pression interstitielle pour les trois cas de valeurs de la base du noyau $B = 15$ m, $B = 20$ m et $B = 25$ m sont de l'ordre de 95% sauf pour le cas de la base $B = 30$ m où le gradient de pressions interstitielles est de l'ordre de 92%.
- Toutes les longueurs des cheminements d'écoulement dépassent les largeurs du noyau à différents plans de référence sauf pour le cas d'une base $B = 30$ m où l'égalité est enregistrée. Cet écart est proportionnel à l'élévation des plans de référence.
- Ainsi dans le phénomène de l'érosion régressive, ce sont les forces d'écoulement de l'eau qui entraînent les particules. Elle est donc généralement initiée à l'endroit où les forces d'écoulement sont concentrées comme c'est le cas à la base du noyau et à la sortie de l'eau au pied aval. Qualitativement, et en référence aux figures III.8 à III.11, nous constatons que la concentration du réseau d'écoulement à la base du noyau est inversement proportionnelle à l'augmentation de ses largeurs en base.

7.2 Evolution de la charge hydraulique

7.2.1 Variations globales

L'évolution de la charge hydraulique a été analysée pour la variation de l'épaisseur de base du noyau.

Les figures de III.22 à III.25 donnent pour chaque cas de modélisation les résultats en relation avec les variations globales de la charge hydraulique.

Chapitre III : Analyse de l'évolution des pressions interstitielles autour des noyaux de barrages en terre Cas du barrage Sikkak - Wilaya de Tlemcen

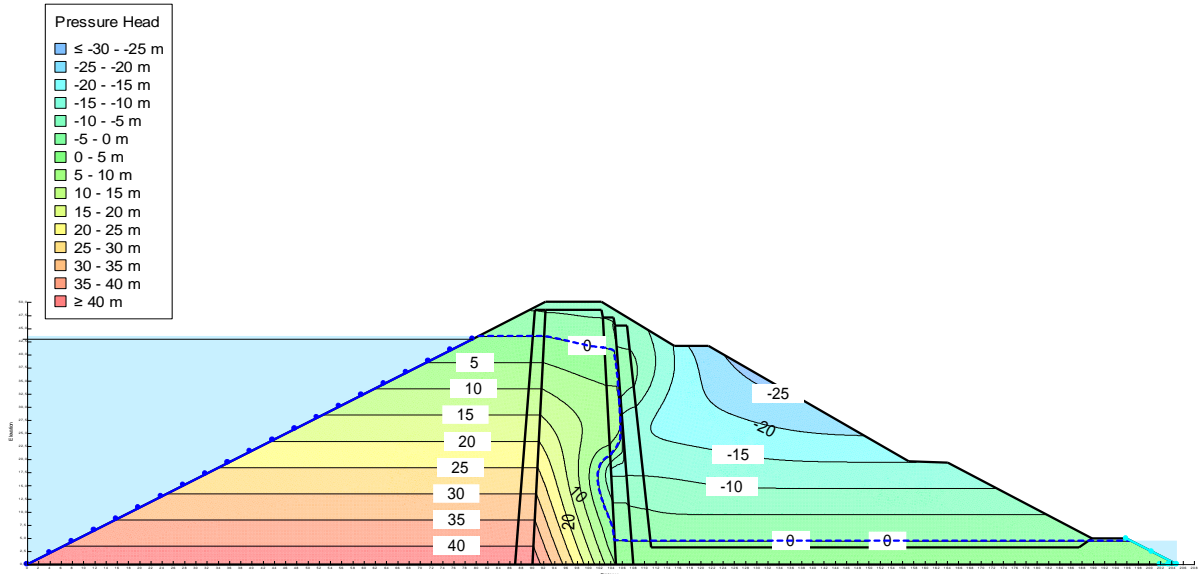


Figure III-22 : Charge hydraulique - Cas 1.

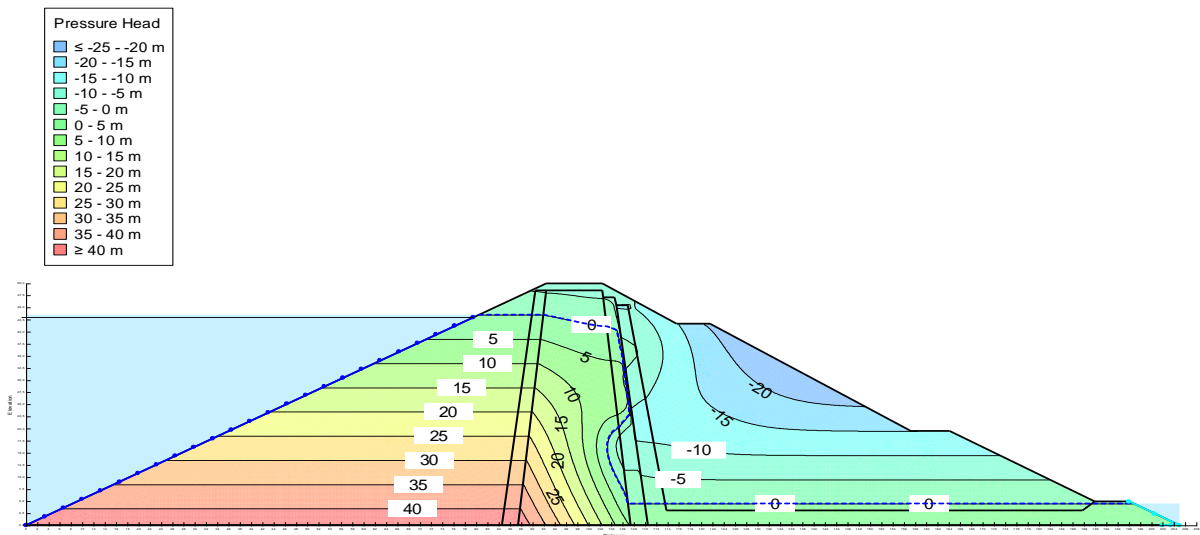


Figure III-23 : Charge hydraulique - cas 2.

Chapitre III : Analyse de l'évolution des pressions interstitielles autour des noyaux de barrages en terre Cas du barrage Sikkak - Wilaya de Tlemcen

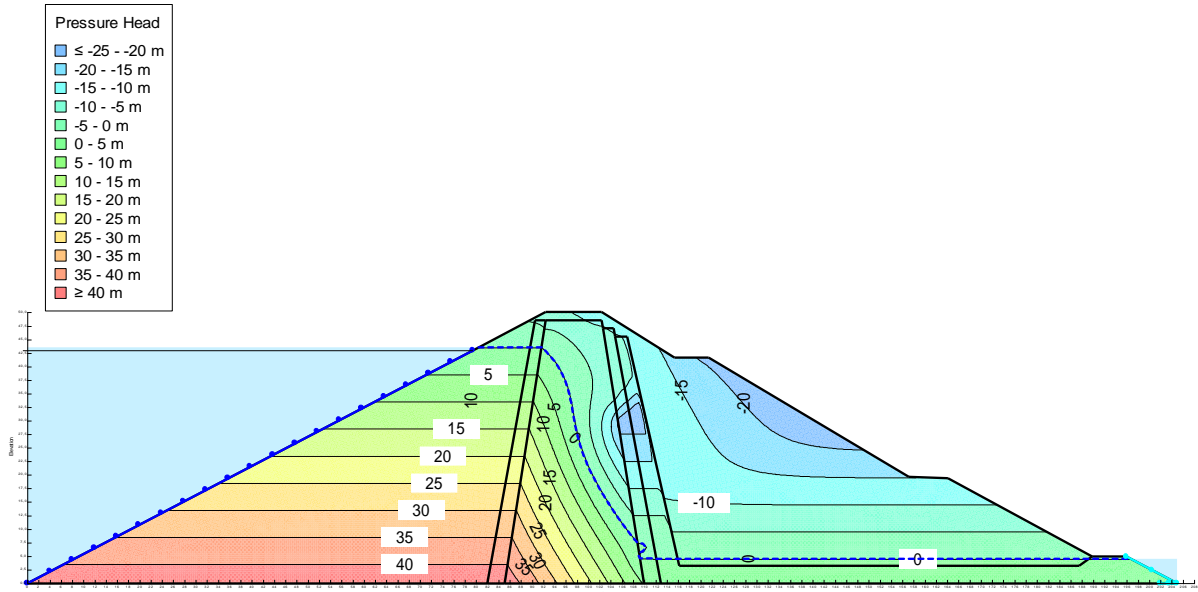


Figure III-24 : Charge hydraulique - cas 3.

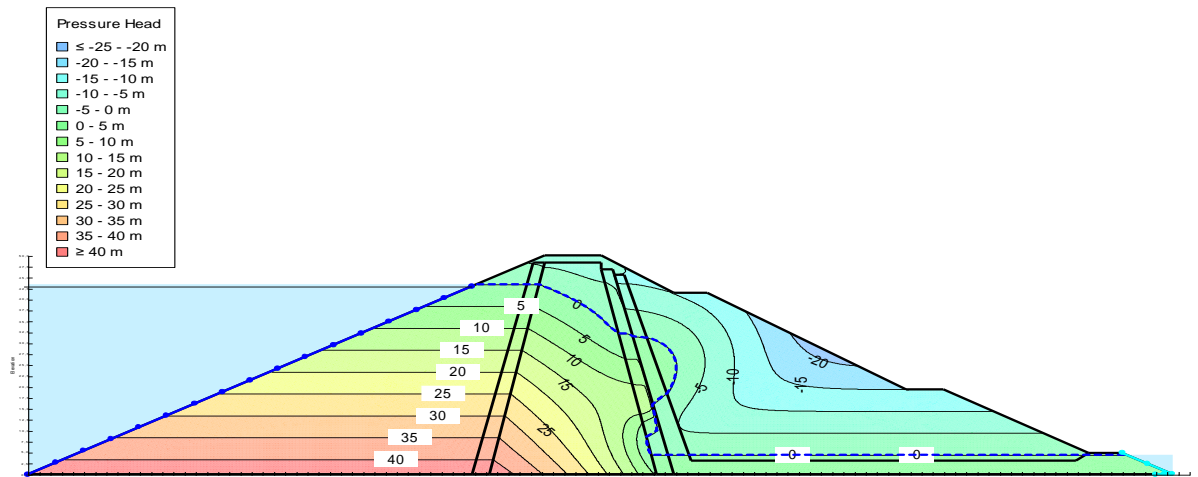


Figure III-25 : Charge hydraulique - cas 4.

7.2.2 Variations en hauteur

Afin d'analyser les variations en hauteur de la charge hydraulique, trois coupes horizontales ont été définies et représentent les plans de référence servant à l'analyse:

Plan 1 : situé à H=2m de la base du barrage

Plan 1 : situé à H=5m de la base du barrage

Plan 1 : situé à H=7m de la base du barrage

Les figures de III.26 à III.29 illustrent les variations des charges de pressions interstitielles respectivement pour les trois coupes dans les quatre cas.

Chapitre III : Analyse de l'évolution des pressions interstitielles autour des noyaux de barrages en terre Cas du barrage Sikkak - Wilaya de Tlemcen

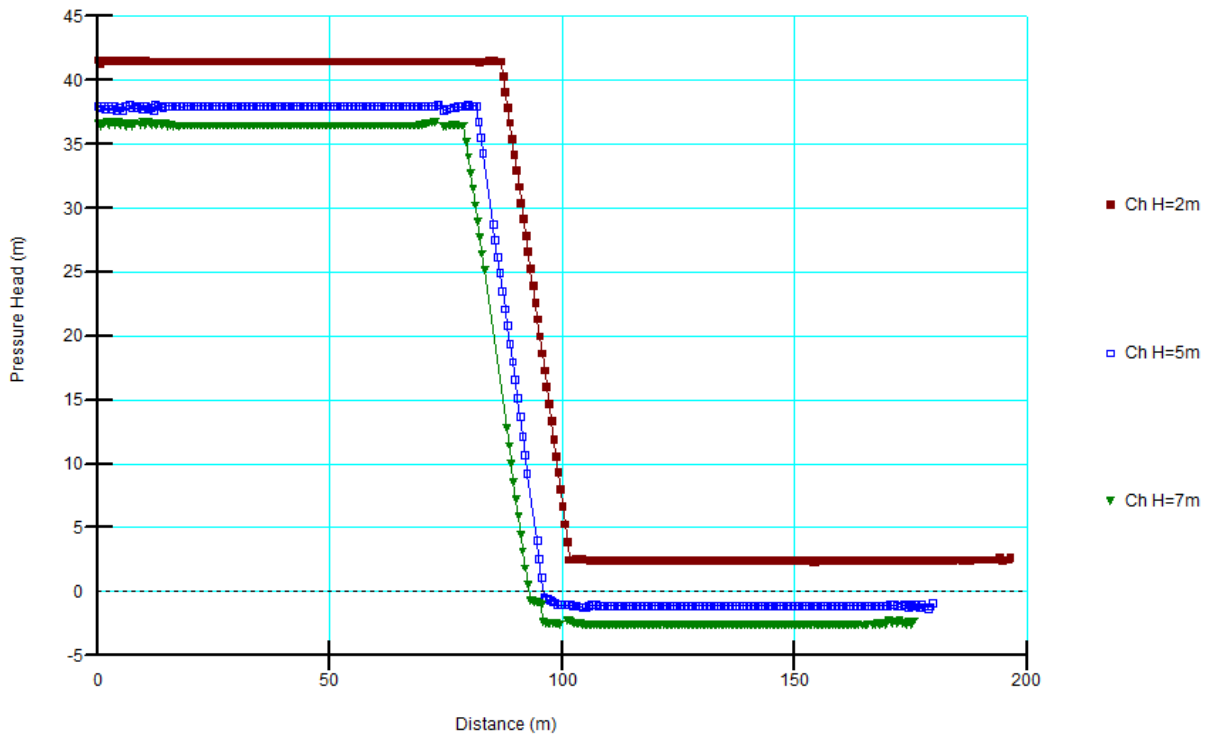


Figure III-26 : Variations en hauteur de la charge hydraulique - cas 1.

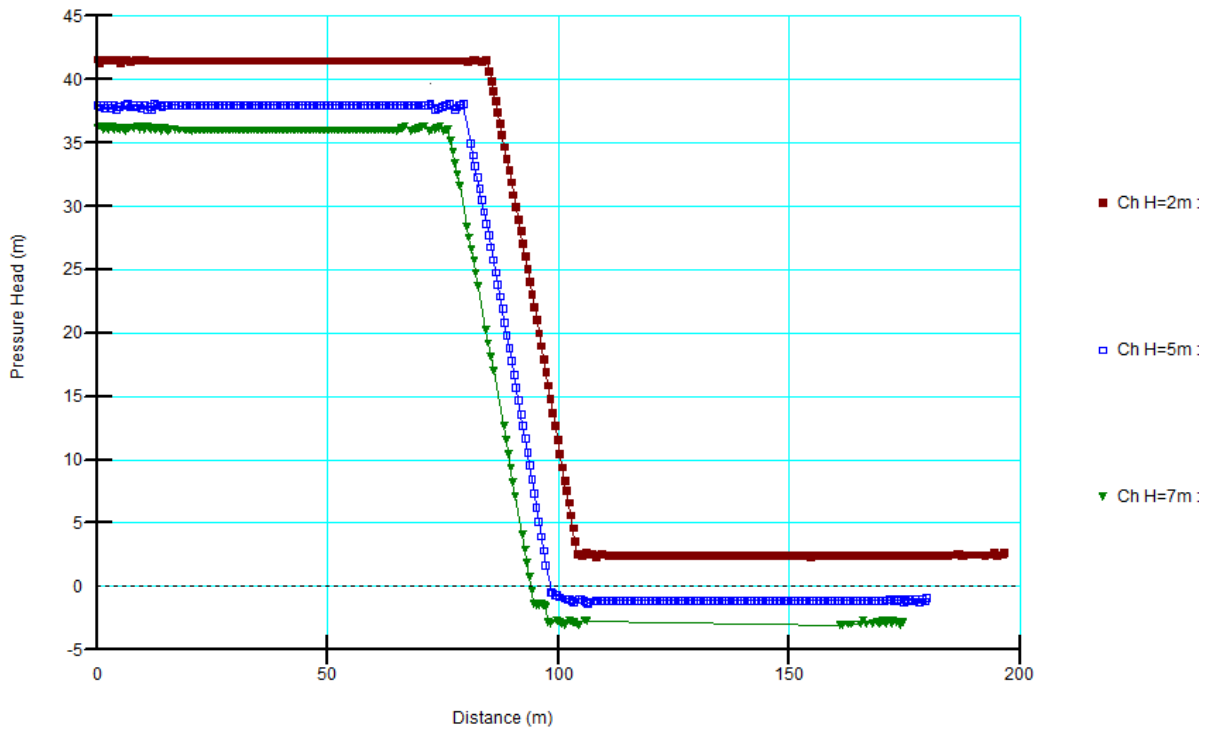


Figure III-27 : Variations en hauteur de la charge hydraulique - cas 2.

Chapitre III : Analyse de l'évolution des pressions interstitielles autour des noyaux de barrages en terre Cas du barrage Sikkak - Wilaya de Tlemcen

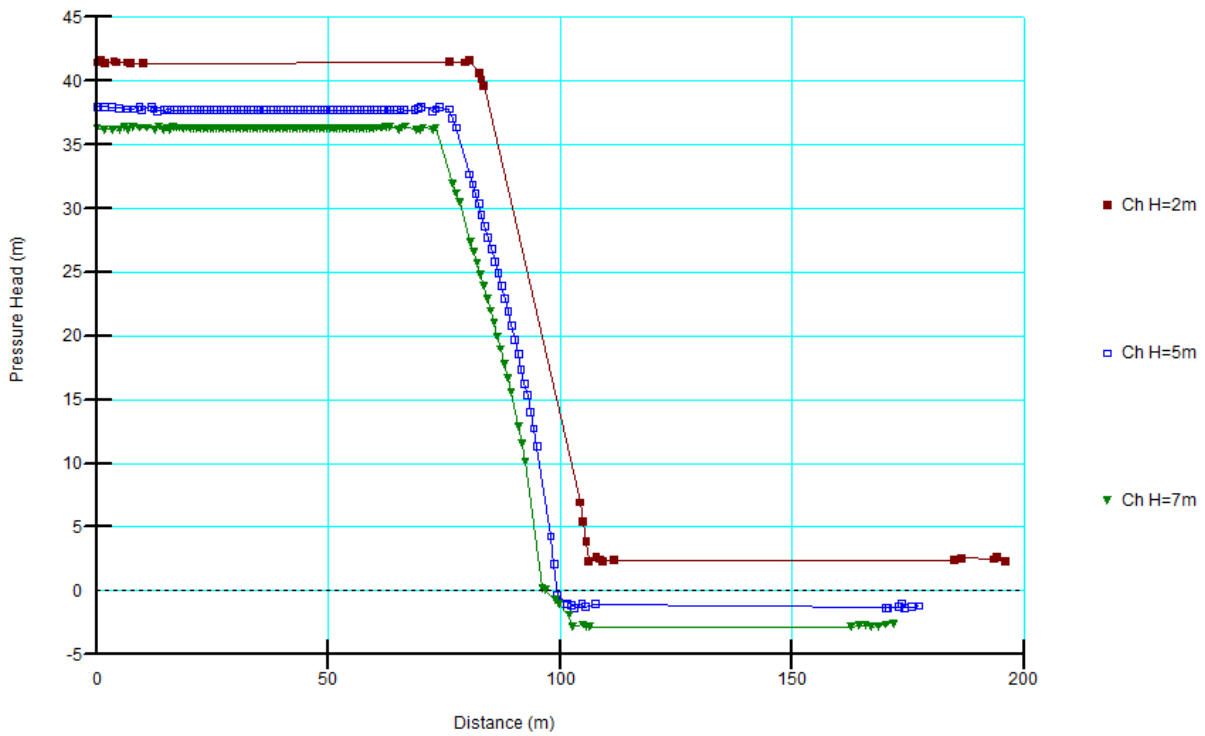


Figure III-28 : Variations en hauteur de la charge hydraulique - cas 3.

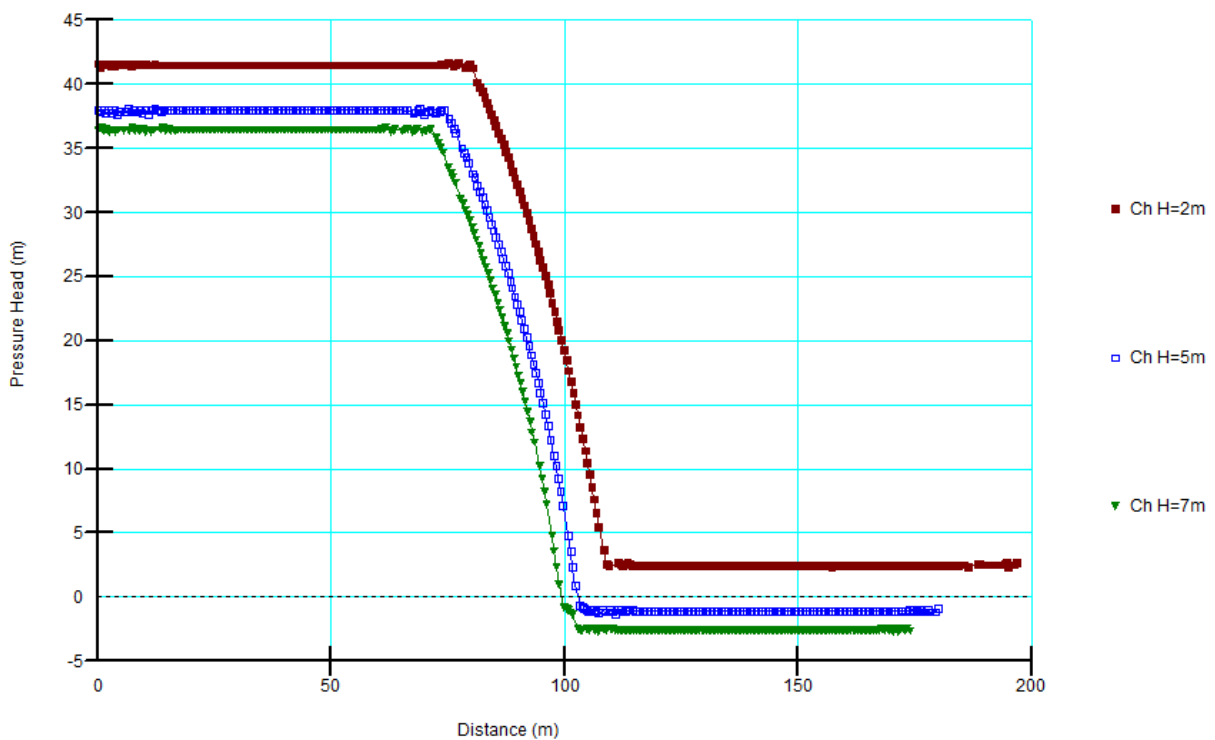


Figure III-29 : Variations en hauteur de la charge hydraulique - cas 4.

Les figures de III.30 à III.32 montrent les courbes de la variation de la charge hydraulique pour chaque coupe dans les quatre cas.

Chapitre III : Analyse de l'évolution des pressions interstitielles autour des noyaux de barrages en terre Cas du barrage Sikkak - Wilaya de Tlemcen

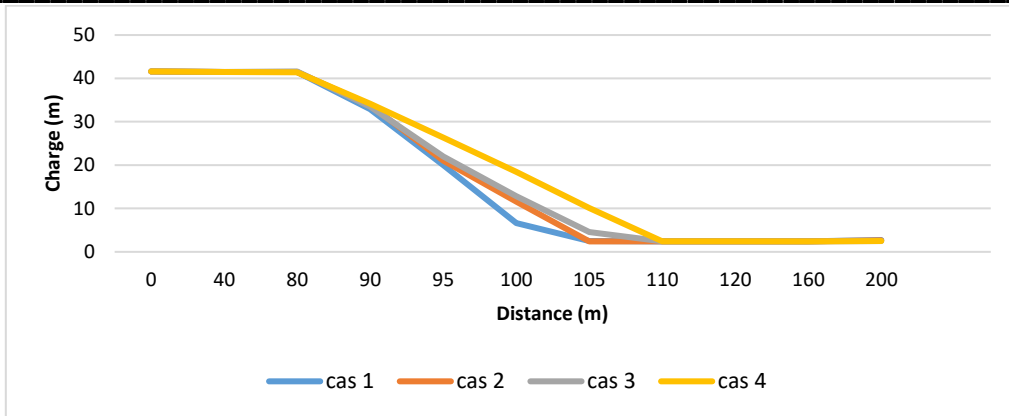


Figure III-30 : Variations de la charge hydraulique - coupe h=2m.

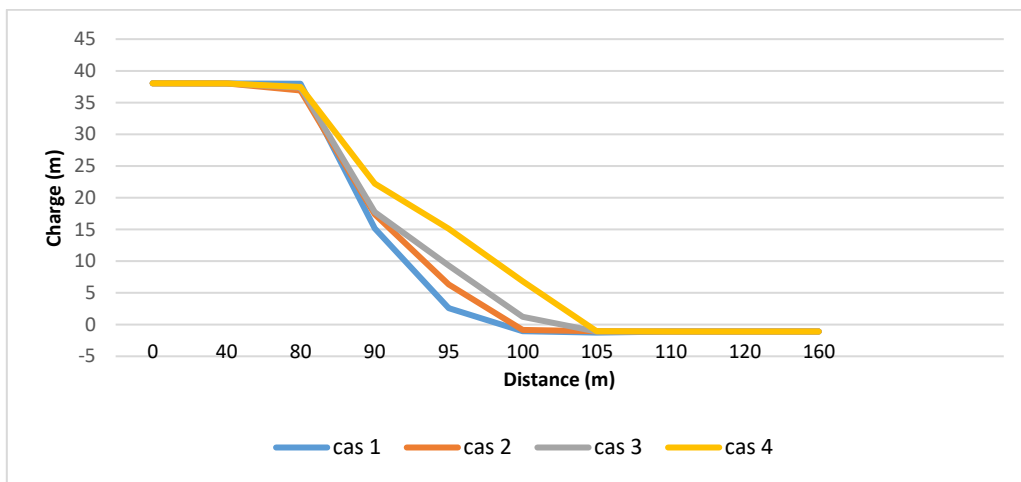


Figure III-31 : variations de la charge hydraulique - coupe h=5m.

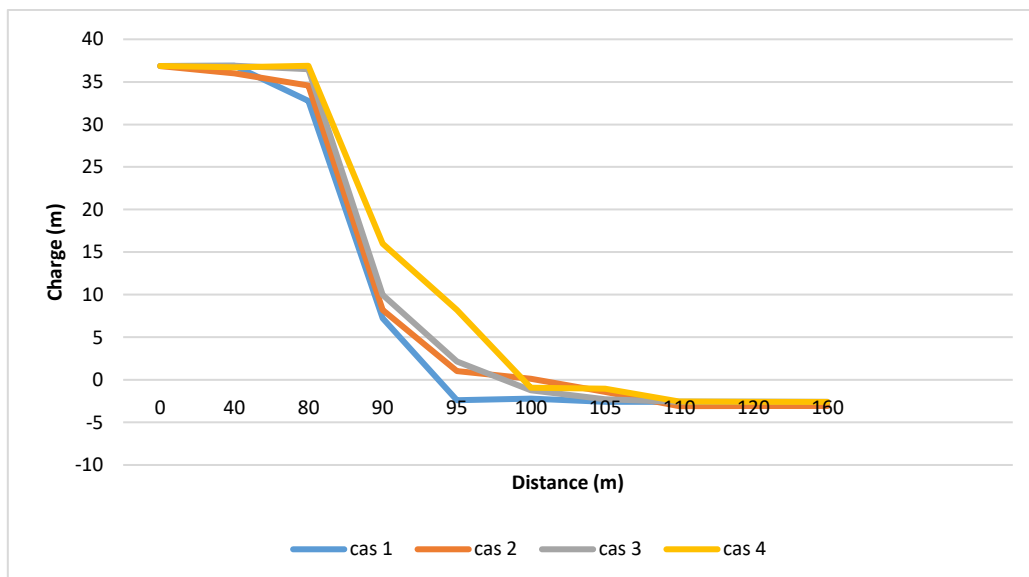


Figure III-32 : variations de la charge hydraulique - coupe h=7m.

Afin de juger l'influence des dimensions du noyau central sur les variations des charges hydrauliques et des longueurs des cheminements, il a été dressé la figure 33 qui donne, pour

Chapitre III : Analyse de l'évolution des pressions interstitielles autour des noyaux de barrages en terre Cas du barrage Sikkak - Wilaya de Tlemcen

chaque cas de modélisation, les variations des charges à l'amont et à l'aval du noyau ainsi que les longueurs des cheminements parcourus à l'intérieur du noyau. L'intérêt est porté sur le plan de référence situé à 2 m de la base du barrage.

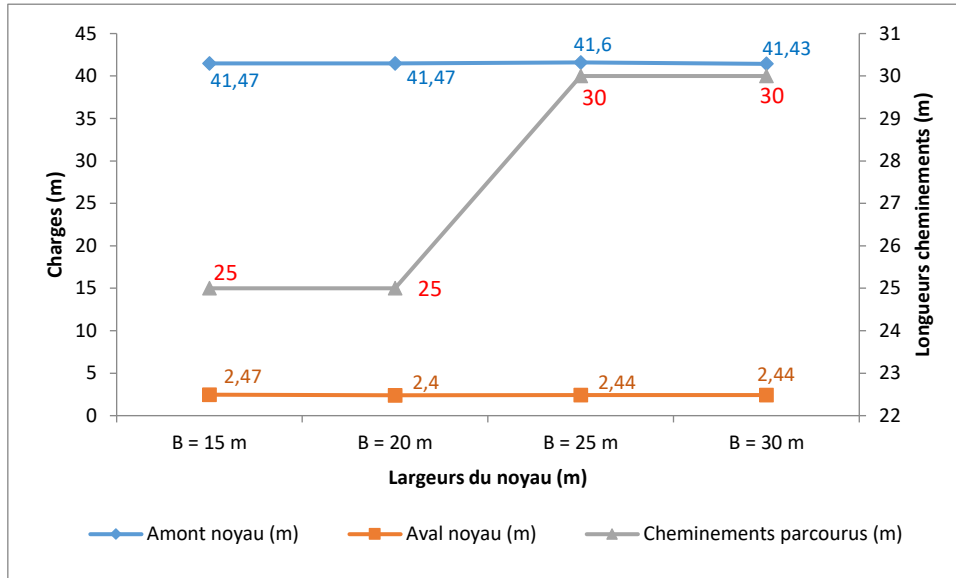


Figure III-32 : variations de la charge hydraulique - coupe h=7m.

Pour des pertes de charges similaires, de l'ordre de 39 m, les longueurs des cheminements d'écoulement dépassent les largeurs en base du noyau, sauf pour le cas 4 où un équilibre s'établit entre cette longueur et la dimension du noyau.

7.3 Evolution des gradients hydrauliques

7.3.1 Variations globales

L'évolution des gradients hydrauliques a été analysée pour la variation de l'épaisseur de base du noyau.

Les figures de III.33 à III.36 donnent pour chaque cas de modélisation les résultats en relation avec les variations globales des gradients hydrauliques.

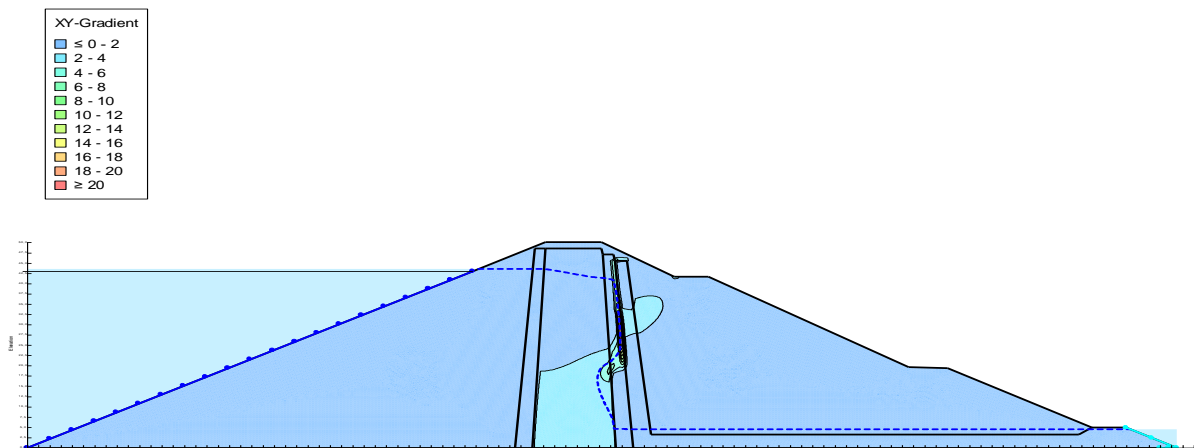


Figure III-33 : Gradients hydrauliques - cas 1.

Chapitre III : Analyse de l'évolution des pressions interstitielles autour des noyaux de barrages en terre Cas du barrage Sikkak - Wilaya de Tlemcen

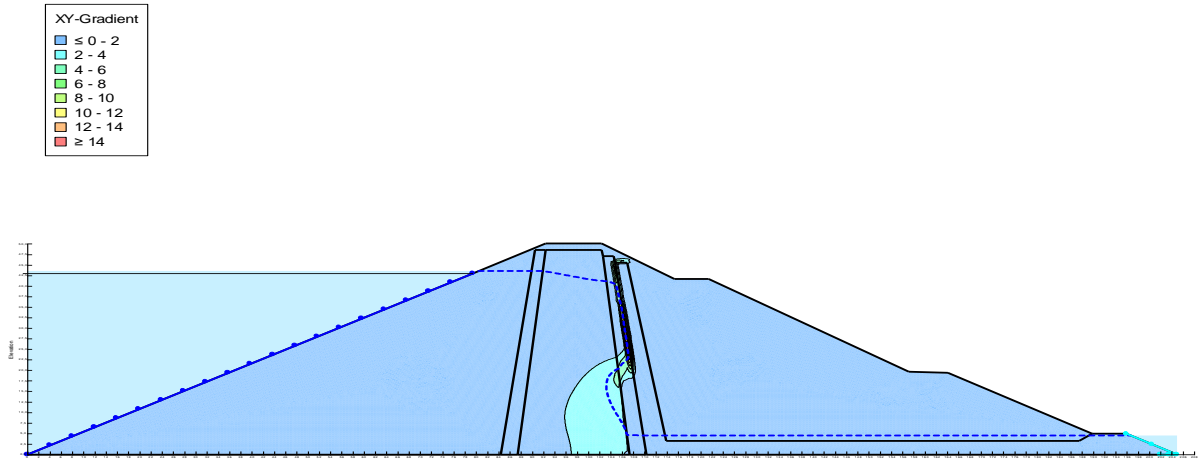


Figure III-34 : Gradients hydrauliques - cas 2.

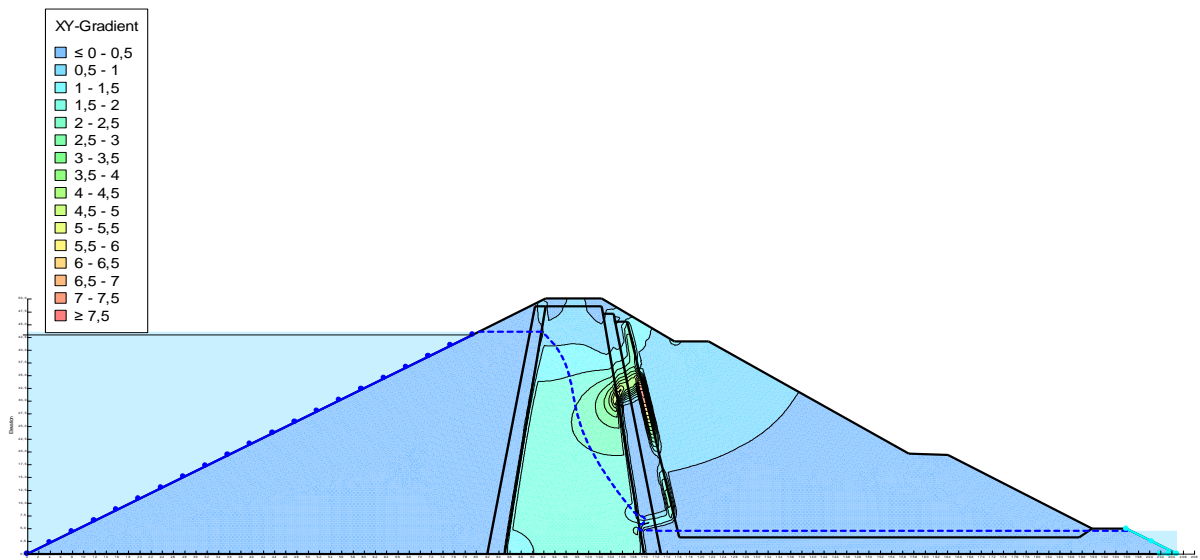


Figure III-35 : Gradients hydrauliques - cas 3.

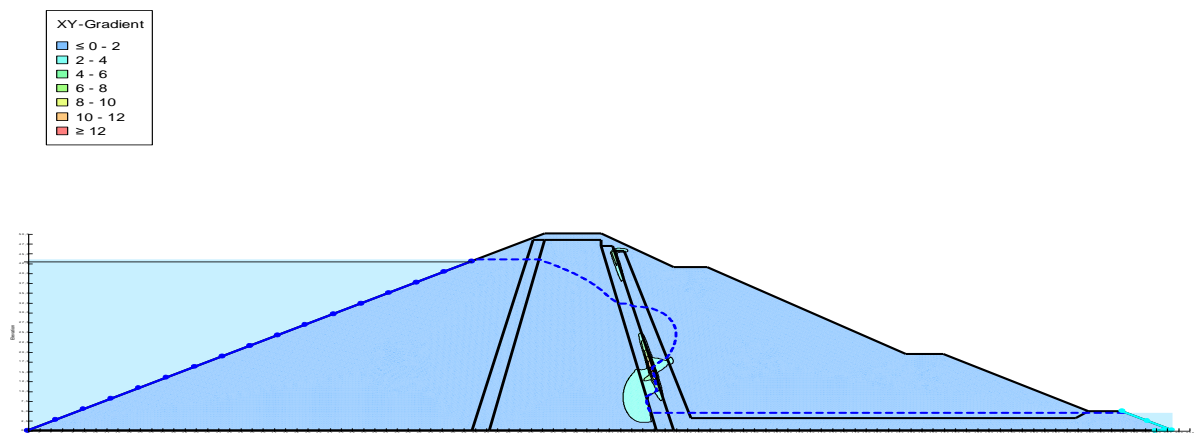


Figure III-36 : Gradients hydrauliques - cas 4.

Chapitre III : Analyse de l'évolution des pressions interstitielles autour des noyaux de barrages en terre Cas du barrage Sikkak - Wilaya de Tlemcen

7.3.2 Evolution des gradients hydrauliques

Les figures de III.37 à III.39 illustrent les variations des gradients hydrauliques respectivement pour les trois coupes dans les quatre cas.

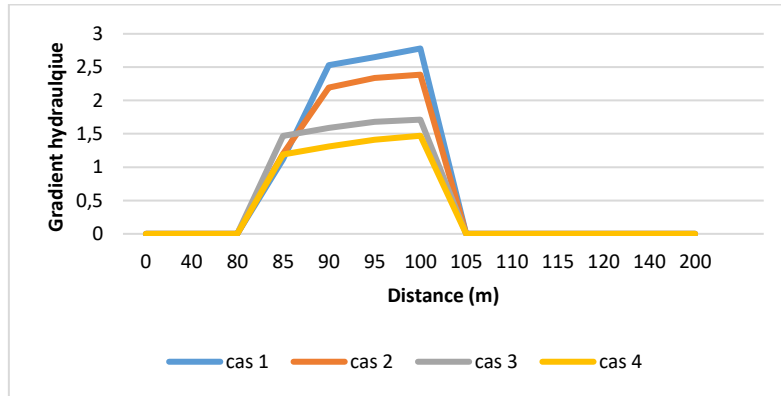


Figure III-37 : Variations des gradients hydrauliques - coupe h=2m.

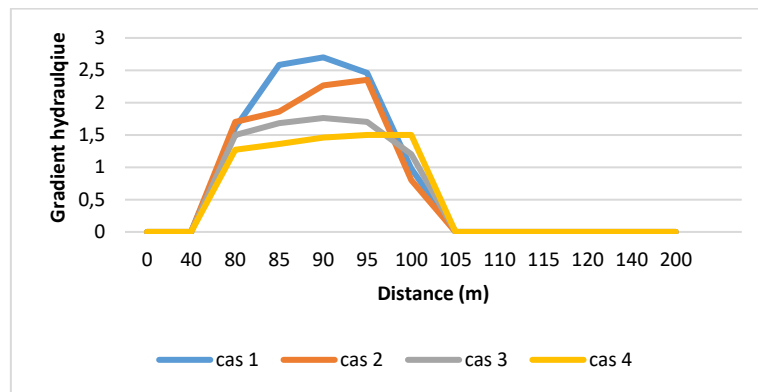


Figure III-38 : Variations des gradients hydrauliques - coupe h=5m.

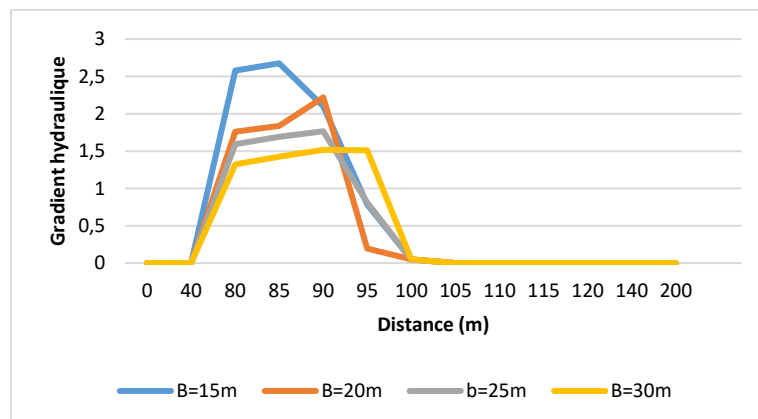


Figure III-39 : Variations des gradients hydrauliques - coupe h=7m.

L'hypothèse principale est qu'en présence de sols dont les granulométries sont susceptibles à l'érosion interne, celle-ci sera initiée où les forces d'écoulement sont plus grandes.

Chapitre III : Analyse de l'évolution des pressions interstitielles autour des noyaux de barrages en terre Cas du barrage Sikkak - Wilaya de Tlemcen

Considérant le phénomène de franchissement de noyau, ces forces d'écoulement devraient être plus grandes au point de sortie de l'eau du côté aval du noyau.

L'analyse des gradients hydrauliques au pied aval du noyau témoigne des dépassements par rapport aux gradients critiques du matériau du noyau du barrage constitué d'argile. Afin de pallier à cette insuffisance mécanique, un élargissement du noyau à sa base est impératif ou sa substitution par un noyau incliné avancé à l'amont. Tenant compte des variations des charges hydrauliques, une largeur du noyau de 40 m environ, débouche sur un gradient hydraulique d'environ 0.4 à 0.5.

7.4 Evolution des débits

Les figures de III.40 à III.43 donnent pour chaque cas de modélisation les résultats en relation avec les variations globales des débits de fuite.

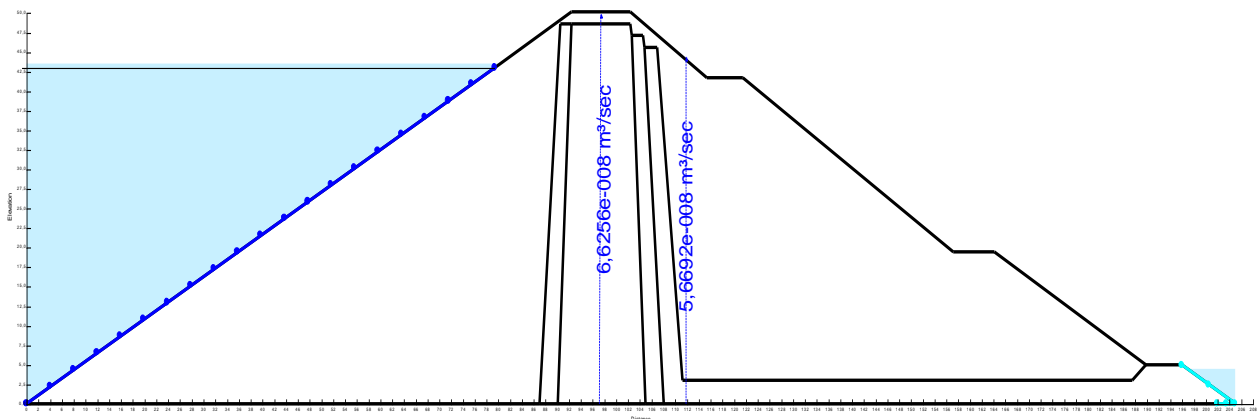


Figure III-40 : Débits hydrauliques - cas 1.

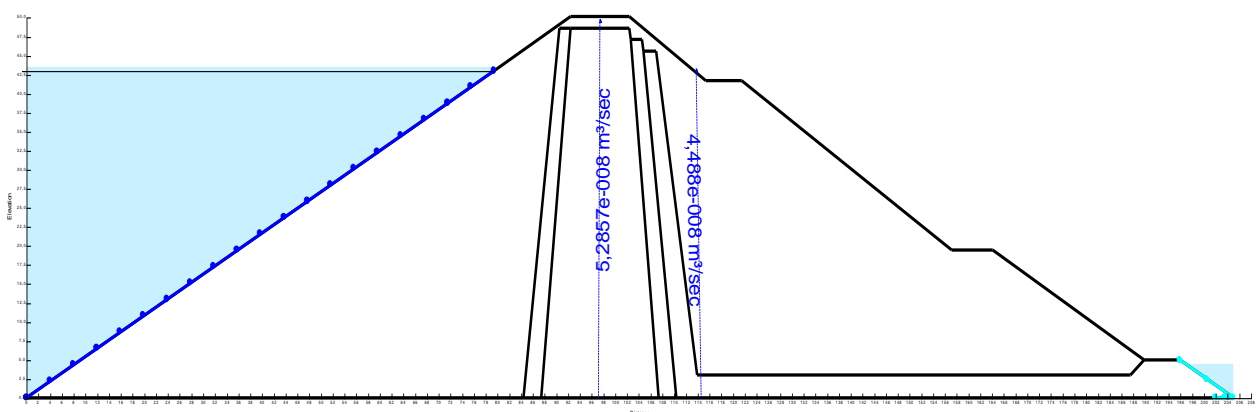


Figure III-41 : Débits hydrauliques - cas 2.

Chapitre III : Analyse de l'évolution des pressions interstitielles autour des noyaux de barrages en terre Cas du barrage Sikkak - Wilaya de Tlemcen

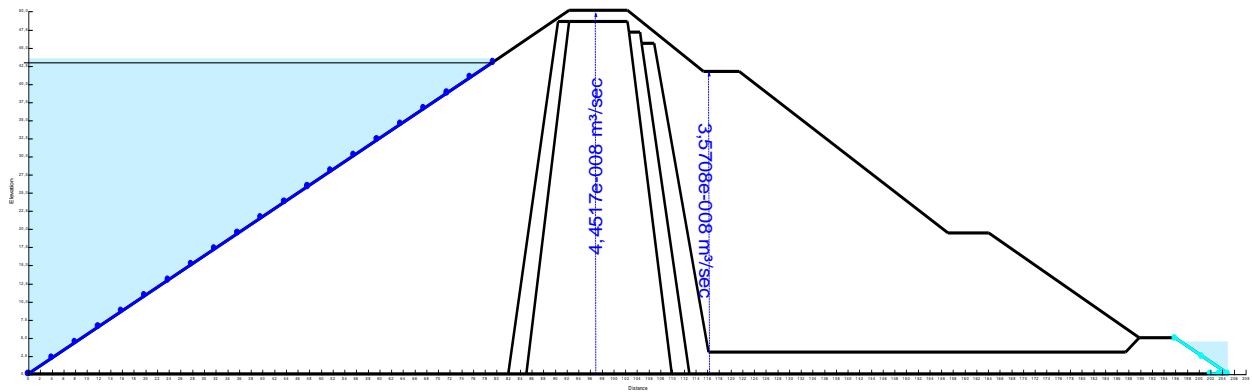


Figure III-42 : Débits hydrauliques - cas 3.

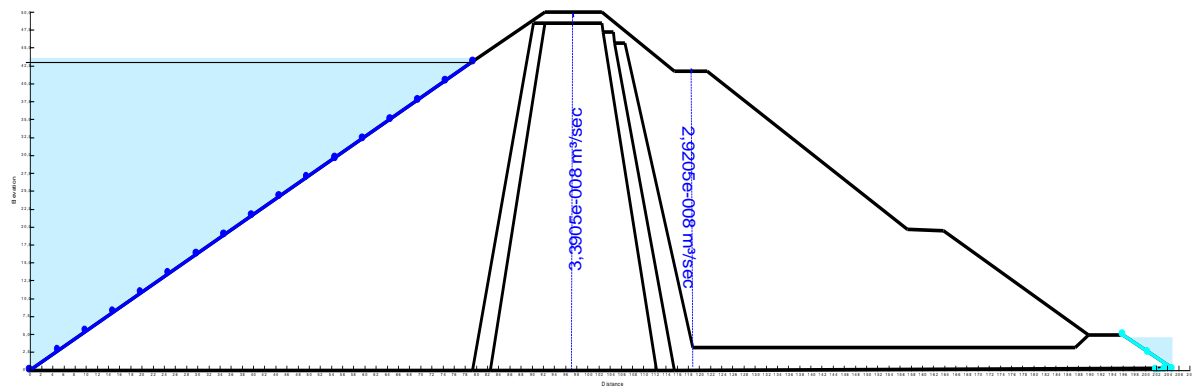


Figure III-43 : Débits hydrauliques - cas 4.

Le tableau III.3 récapitule les variations des débits de fuite à travers le noyau du barrage pour différentes largeurs en base. Ce débit sont obtenus sur deux plans verticaux situés respectivement au centre et à l'aval du noyau.

Tableau III-3 : Valeurs des débits hydrauliques

	Plan 1	Plan 2
Cas 1	$6,6256 \cdot 10^{-8}$	$5,669 \cdot 10^{-8}$
Cas 2	$5,2857 \cdot 10^{-8}$	$4,4880 \cdot 10^{-8}$
Cas 3	$4,4517 \cdot 10^{-8}$	$3,5708 \cdot 10^{-8}$
Cas 4	$3,3905 \cdot 10^{-8}$	$2,9205 \cdot 10^{-8}$

CONCLUSION GENERALE

Toute conception d'un barrage en terre vise à satisfaire les conditions de stabilité et d'étanchéité. Les conditions de stabilité dépendent fortement de deux aspects essentiels, le contrôle des pressions interstitielles et le contrôle d'écoulement d'eau à l'intérieur du remblai. Cet écoulement risque de provoquer des érosions internes induisant par conséquent la ruine de l'ouvrage.

Les barrages zonés, conçus en cas d'insuffisance quantitative des matériaux étanches, sont des conceptions souvent adoptés. Toutefois, la présence de plusieurs matériaux adjacents les uns aux autres, constituant le profil du barrage (recharges, noyau, drains et filtres), de caractéristiques différentes peut engendrer des comportements hydrauliques et mécaniques portant préjudice à la sécurité globale de l'ouvrage.

Il est évident que les conditions d'écoulement, notamment l'évolution des pressions interstitielles ont rôle important à jouer dans le développement des mécanismes d'infiltrations et d'érosion éventuels.

Pour les barrages à noyau central, les conditions liées au franchissement de l'organe d'étanchéité, de pressions interstitielles élevées et de gradients hydrauliques d'écoulement provoquant un entrainement des grains, sont étroitement liées à la géométrie du noyau et particulièrement les dimensions de sa base.

L'analyse numérique paramétrée et comparative engagée dans le présent mémoire a été menée en étudiant l'évolution des pressions interstitielles, des charges d'eau et des gradients hydrauliques pour des largeurs variables du noyau central du barrage zoné de Sikkak.

Les principales conclusions à synthétiser à travers l'analyse peuvent être résumées en ce qui suit:

- Les conditions de franchissement du noyau central en relation avec les longueurs des cheminements d'écoulement ont été enregistrées pour les faibles valeurs de la base du noyau, soit $10 < B < 25$. Une largeur de la base du noyau $B = 30$ m élimine ces conditions. Les situations enregistrées à la base du noyau sont similaires à celle des niveaux supérieurs.

Conclusion générale

- La concentration du réseau d'écoulement à la base du noyau est inversement proportionnelle à l'augmentation de ses largeurs en base.
- En matière de charges hydrauliques similaires, les longueurs des cheminements d'écoulement sont proportionnelles aux dimensions du noyau avec des franchissements enregistrés à l'exception de la largeur du noyau $B = 30$ m où un équilibre s'établit entre cette longueur et la dimension du noyau.
- L'analyse des gradients hydrauliques au pied aval du noyau témoigne des dépassements par rapport aux gradients critiques du matériau du noyau du barrage constitué d'argile. Afin de pallier à cette insuffisance mécanique, un élargissement du noyau à sa base est impératif ou sa substitution par un noyau incliné avancé à l'amont. Tenant compte des variations des charges hydrauliques, une largeur du noyau de 40 m environ, débouche sur un gradient hydraulique d'environ 0.4 à 0.5.

En guise de perspectives, l'analyse pourra être poursuivie avec l'intégration d'autres paramètres d'influence à savoir :

- Caractéristiques des matériaux des recharges,
- Intercalation de transitions entre le noyau et les recharges du barrage,
- Position du noyau et sa configuration verticale ou inclinée

Références bibliographiques

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Anton J.S et Henril P.2011.les barrages ; du projet à la mise en service.
- Al-homoud A. S et Tanach N.2001.Monotoring and analysis of settlement and stability of embankment dam constructed in stages of soft ground. Bull. Eng Geol, 59: 259.284 p. Springer- Verlag.
- Andersen G. R., Chouinard, L. E., Hover, W.H., COX, C.W.2001. Risk indexing tool to assist in prioritizing improvements to embankment dam inventories. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 127(4): 325-334 p.
- Amara N et Dib G.2020.Contribution à la conception des barrages en zones sahariennes Cas du barrage de LAOUINA - wilaya de Béchar.
- Bonelli S.2001.Ouvrages hydrauliques en remblai : un regard transversal sur l'action de l'eau. s.l. : Ingénierie - E A T. pp. 49-58. Hal-00464550.
- Bouhlali M.2006. Les risques associe aux barrages. Mémoire de Magister. Universite Abou Bekr Belkaid, Tlemcen.
- Benschlaghem R.2006.Erosion régressive interne des sols fins », Mémoire Magister, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen.
- Boutchich I et chenouf M.2019.Conceptualisation et conception d'un système de petit barrage en remblai.
- Chapitre I (écoulement dans les milieux poreux) PDF université de Biskra.
- Cherif S et bouhassane M.2013.Etude comparative des barrages à noyau central.
- CFBR. 2010.Comité français des barrages et réservoirs. Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages et des digues en remblais. Groupe de travail <<justification des barrages et des digues en remblais>>.
- C.I.G.B.2003.Bultin d'information » comité internationale des grands barrages.
- Fandi W.2011.caractérisation des écoulements dans un bassin versant de sikkak (N_W Algérie) thèse de magister, Univ.Tlemcen pp.253p.
- Josseume H.1968.Etude des facteurs intervenant dans les mesures de pression interstitielle, Bulletin Liaison Routiers Ponts et Chaussées n°30.
- Koyode O.T et al 2018.Monitoring of seepage around dams using geophysical methods: a brief review.
- Khanh H.T 2010.Utilization of numerical models for design and exploitation of dams, L'utilisation des modèles numériques dans la conception et l'exploitation des barrages.
- Laouedj S.2013.Analyse des déformations des barrages a noyau central.
- Lehabab ep Boukezzi Z. Polycopié Les barrages en remblai de terre. Université des sciences et de la technologie d'Oran Mohamed Boudiaf.
- Lautrin D. Vieillissement et réhabilitation des petits barrages en terre". pp. 180-181. Vol. 241. 2-85362-597-4.

Références bibliographiques

- Magdy M.2016.control of seepage through earth dams based on previous foundation using toe drainage systems.
- Messaid B.2009.étude de la position efficace des drains dans les barrages en terres, thèse doctorat de l'université colonel Hadj-Lakhdar Batna.
- Massiera M.2008.Analyse des déformations de grands barrages en remblai pendant le remplissage et l'opération du réservoir. Faculté d'ingénierie. Université de Moncton.
- Nguyen V.N. 2014.Caractérisation de l'érosion des sols par le Jet Erosion Test. Paris: Ecole Centrale Paris. NNT: 2014ECAP0043
- OFEG. 2002.Office fédérale des eaux et de la géologie suisse. Sécurité des ouvrages d'accumulation, Documentation de base relative à la sécurité structurale. Version 1.
- Patrick L.2003.les barrages conception et maintenance 256p.
- Philipponnat G et Hubert B.1998. Fondations et ouvrages en terre. Editions Eyrolles.
- Peyras L.2002.Diagnostic et analyse de risques liés au vieillissement des barrages, développement de méthodes d'aide à l'expertise. Thèse de doctorat, spécialité génie civil, Université Blaise Pascal, Clermont 2. 199 p.
- Pham T.2008.Erosion et dispersion des sols argileux par un fluide. Laboratoire Central des ponts et chaussées.
- Rouissat B.2002.Analyse systémique appliquée aux aménagements hydrauliques.
- Romain R.2007. "modélisation de l'érosion interne dans les barrages en remblai". Strasbourg.
- Raja A et Bounaghla S.2015.Analyse de la variation de la pression interstitielle durant la réalisation des barrages en remblais et pendant leur exploitation.
- Rat M et Josseume H : Rappel des notions fondamentales, Département des sols, Laboratoire Central.
- Smail N.2010. Cours mécanique des sols.
- Smail N.2014. Suivi du comportement des barrages étude de cas. Thèse de doctorat et science en génie civil, spécialité, géotechnique et mécanique des sols, université Abou-bekr Belkaid Tlemcen.
- Séfrou W et Tabet Aouel Z.2016.Analyse des infiltrations dans les fondations des barrages en terre par conjugaison injection – Tapis amont.

Webographie

WEBOGRAPHIE

(["Owners Guidance Manual for the Inspection and Maintenance of Dams in NYS"](#))