

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

**UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU**



**Faculté du Génie de la Construction**  
**Département de Génie Civil**



**THESE DE DOCTORAT EN SCIENCES**

**Spécialité : Génie Civil**

**Présentée par :**

**M<sup>r</sup> TERBOUCHE Farid**

**Thème**

**Détermination des courbes d'écoulement pendant le remplissage et la vidange  
du barrage Taksebt**

**Soutenue publiquement le : 19/10 / 2024**

**devant le jury composé de :**

Mr. DJEMAI Mohammed	Professeur	Université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou (UMMTO)	Président
Mr. GABI Smail	Professeur	Université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou (UMMTO)	Rapporteur
M <sup>me</sup> DJERBAL Lynda	Professeur	Université des Sciences et de la Technologie Houari BOUMEDIENE (USTHB)	Examinatrice
M <sup>me</sup> MEDJNOUN Amal	MCA	Université des Sciences et de la Technologie Houari BOUMEDIENE (USTHB)	Examinatrice
Mr. KENNOUCHE Salim	MCA	Université Akli MOHAND OULHADJ de Bouira (UAMOB)	Examineur
M <sup>me</sup> MEZIANI Faroudja	MCA	Université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou (UMMTO)	Examinatrice

**Année universitaire 2023/2024**

---

## *Remerciements*

Je tiens à remercier tout d'abord « Dieu », le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné le courage, la volonté, la santé, la patience et les moyens de mener à terme ce modeste travail.

Je tiens à exprimer ma sincère reconnaissance et mon profond respect à Mr HAMZA Ali, maître de conférences A à l'université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou, pour ses encouragements, son aide précieuse et sa bienveillance tout au long de mes parcours de magistère et de doctorat.

J'exprime toute ma gratitude à mon directeur de thèse, professeur GABI Smail, de l'université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou, pour la confiance qu'il m'a accordée et l'aide inestimable qui m'a permis de développer mes capacités scientifiques et de réaliser ce travail.

Je présente mes remerciements les plus distingués à Mr. DJEMAI Mohammed, professeur à l'université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou, pour m'avoir honoré de présider le jury de cette thèse de doctorat. Je le remercie également pour l'écoute et l'attention qu'il m'a accordée durant ce travail.

Je souhaite également remercier les membres du jury : Mme DJERBALE Lynda, Professeur à l'université des Sciences et de Technologie Houari BOUMEDIENE, Mme MEDJNOUN Amel, maître de conférences A à l'université des Sciences et de Technologie Houari BOUMEDIENE, Mr. KENNOUCHE Salim, maître de conférences A à l'université Akli Mohand Oulhadj Bouira, Mme MEZIANI Faroudja, maître de conférences A à l'université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou, d'avoir accepté de examiner mon travail de thèse et de l'intérêt qu'ils ont bien voulu manifester à son égard.

Je tiens aussi à remercier le directeur de la DEP de Tizi-Ouzou et mes collègues de travail de m'avoir facilité la tâche de finaliser ma thèse de doctorat. Merci également à l'équipe de l'ANBT du barrage Taksebt, en particulier à la directrice, de m'avoir donné l'accès à la documentation et aux données du barrage.

Je remercie chaleureusement tous les membres du Laboratoire de recherche Géomatériaux, Environnement et Aménagement (L.G.E.A.) de l'UMMTO pour leur aide qu'ils m'ont apporté durant toutes ces années, pour les moments partagés et pour leur gentillesse et leur convivialité. Un grand merci à chacun d'eux.

J'adresse mes chaleureux remerciements à tous mes amis (es) pour l'appui indéfectible qu'ils m'ont témoigné et leur soutien moral tout au long de la thèse, en particulier le professeur KAHIL Amar et le docteur DEGHOUL Lylia de l'université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou.

Cette thèse n'aurait jamais pu voir le jour sans le soutien de ma famille et, en particulier, de mes parents. Je vous remercie pour votre soutien inconditionnel depuis de très nombreuses années, pour tous les sacrifices que vous avez faits pour m'offrir le meilleur. Que le chemin ait été long et dur pour en arriver là, je vous serai éternellement reconnaissant.

Mes reconnaissances vont à mes frères et à mes sœurs pour l'aide, la confiance et le soutien dont ils ont fait preuve tout au long de cette thèse. Ces remerciements ne peuvent s'achever sans remercier ma chère épouse Nora pour son soutien quotidien indéfectible, son aide précieuse, sa patience, ses encouragements et ses enthousiasmes à l'égard de mes travaux comme de la vie en général. Je remercie également ma belle-famille, mes proches et toute personne qui a été bienveillante à mon égard.

---

## *Résumé*

Le barrage de Taksebt a été choisi pour l'étude de cas en utilisant un modèle numérique bidimensionnel par éléments finis dans des conditions d'analyse transitoire. Le logiciel de calcul GeoStudio est utilisé à travers le modèle d'analyse Seep/W. Ce dernier prend en compte l'écoulement à la fois dans la zone saturée et dans la zone non saturée. La formulation de Seep/W permet d'analyser le comportement hydraulique du barrage pour trois cas possibles, à savoir : pendant le remplissage de la retenue, en conditions d'exploitation (barrage en service) et en conditions de vidange rapide. La variation du niveau d'eau dans le réservoir, les propriétés des matériaux et les conditions aux limites sont les variables d'entrée.

L'analyse consiste à étudier la dissipation des pressions d'eau interstitielles, le réseau d'écoulement, le débit de fuite et le coefficient de sécurité, sous l'effet des fluctuations du niveau d'eau dans le réservoir. Les résultats de la simulation numérique en termes de pressions interstitielles sont analysés et comparés aux mesures de l'instrumentation réelles enregistrées par les cellules de pression interstitielle sur une période représentative bien définie allant de 2011 à 2019.

Après analyse, les résultats numériques obtenus du modèle de simulation, à savoir les pressions d'eau interstitielles, sont satisfaisants pour autant qu'elles sont proches de ceux enregistrés par les cellules de pression d'eau interstitielle. La variation des pressions d'eau interstitielles est influencée par la profondeur du niveau d'eau dans le réservoir, en conditions d'exploitation, mais également pendant le remplissage et la vidange de la retenue. De plus, l'intensité et la variation du débit de fuite en aval sont proportionnelles à la profondeur de la cote d'eau dans le réservoir.

**Mots clés :** Barrage en terre (Taksebt), écoulement, infiltration, pression interstitielle, remplissage, vidange, simulation, Seep/W.

---

## *Abstract*

The Taksebt dam was chosen for the case study using a two-dimensional finite element numerical model under transient analysis conditions. The GeoStudio calculation software is used through the Seep/W analysis model. The latter takes into account flow in both the saturated and unsaturated zones. The Seep/W formulation allows the analysis of the dam's hydraulic behavior for three possible cases, namely: during filling of the reservoir, under operating conditions (dam in service) and under rapid drawdown conditions. Water level variation in the reservoir, material properties and boundary conditions are the input variables.

The analysis consists of studying the dissipation of interstitial water pressures, the flow network, the leakage rate and the safety factor, under the effect of water level fluctuations in the reservoir. Numerical simulation results in terms of interstitial pressure are analyzed and compared with real measurements recorded by pore-pressure cells over a well-defined representative period from 2011 to 2019.

After analysis, the numerical results obtained from the simulation model, namely the interstitial water pressures, are satisfactory as long as they are close to those recorded by the pore-pressure cells. The variation in interstitial water pressures is influenced by the depth of the water level in the reservoir, under operating conditions, but also during the filling and the draining of the reservoir. In addition, the intensity and variation of downstream leakage flow are proportional to the depth of the water level in the reservoir.

**Key words:** Earth dam (Taksebt), flow, infiltration, pore pressure, filling, draining, simulation, SEEP/W

## ***Table des matières***

<b>Remerciements .....</b>	<b>ii</b>
<b>Résumé .....</b>	<b>iii</b>
<b>Abstract .....</b>	<b>iv</b>
<b>Table des matières .....</b>	<b>v</b>
<b>Liste des tableaux .....</b>	<b>x</b>
<b>Liste des figures .....</b>	<b>xi</b>
<b>Liste des principaux symboles et leurs dimensions .....</b>	<b>xv</b>
<b>Introduction générale.....</b>	<b>1</b>
<b>Chapitre 1. Ecoulement et infiltration dans un milieu poreux (cas des barrages en terre).....</b>	<b>5</b>
1.1. Introduction .....	6
1.2. Ecoulements dans les milieux poreux .....	6
1.2.1. Loi de Darcy (1856) .....	6
1.2.1.1. Généralisation de la loi de Darcy (1856).....	8
1.2.2. Charge ou potentiel hydraulique.....	9
1.2.3. Equation de continuité .....	9
1.3. Ecoulements dans un milieu non saturé .....	13
1.3.1. Etats de saturation d'un sol.....	13
1.3.2. Formes d'eau présentes dans les sols .....	14
1.3.2.1. L'eau libre .....	14
1.3.2.2. Eau capillaire .....	15
1.3.2.3. Eau adsorbée ou liée .....	15
1.3.3. Succion dans les sols .....	15
1.3.3.1. Succion capillaire .....	16
1.3.3.2. Succion d'adsorption .....	19

1.3.3.3. Succion osmotique.....	19
1.3.3.4. Succion totale .....	19
1.3.4. Méthodes d'imposition de la succion.....	19
1.3.4.1. Méthode osmotique .....	20
1.3.4.2. Méthode par translation d'axe.....	20
1.3.4.3. Méthode des solutions salines .....	21
1.3.5. Méthodes de mesure de la succion .....	22
1.3.5.1. Tensiomètre à eau .....	22
1.3.5.2. Tensiomètre osmotique .....	22
1.3.5.3. Méthode du papier filtre .....	22
1.4. Ecoulement dans les barrages en terre.....	22
1.4.1. Les pressions interstitielles dans les barrages en remblai .....	23
1.4.1.1. Le mécanisme de développement.....	24
1.4.2. Les drains dans les barrages en terre .....	28
1.4.3. Détermination de la ligne de saturation par la méthode de Kozeny (barrage homogène sans drain sur sol imperméable). .....	31
1.4.4. Ligne de saturation pour un barrage homogène avec drain.....	32
1.4.5. Ligne de saturation pour un barrage à noyau sur fondation imperméable	32
1.4.6. Lignes équipotentiellles et lignes de courant.....	33
1.4.7. Calcul de la pression de l'eau dans le corps du barrage .....	34
1.4.8. Calcul du débit de fuite.....	35
1.4.9. Ecoulement dans la zone non saturée .....	36
1.5. Conclusion.....	37
<b>Chapitre 2. Etat de l'art sur les barrages en terre .....</b>	<b>38</b>
2.1. Introduction .....	39
2.2. Revue de la littérature.....	40
2.2.1. Travaux réalisés dans le domaine des écoulements. ....	40

2.2.2. Méthodes et modèles d'analyse dans les barrages en conditions de rabatement et de remplissage .....	42
2.2.3. Littérature sur la surveillance et l'auscultation des barrages.....	51
2.3. Conclusion.....	55
<b>Chapitre 3. Présentation et simulation du barrage Taksebt .....</b>	<b>57</b>
3.1. Introduction .....	58
3.2. Partie I : Présentation du barrage de Taksebt .....	58
3.2.1. Description et objectif de l'aménagement.....	58
3.2.2. Principales caractéristiques du barrage.....	60
3.2.2.1. Caractéristiques hydrologiques .....	60
3.2.2.2. Caractéristiques de la retenue .....	60
3.2.2.3. Caractéristiques de la digue.....	60
3.2.2.4. Vidange de fond .....	61
3.2.2.5. Evacuateur de crues .....	61
3.2.2.6. Voile d'injection.....	62
3.2.3. Choix du profil d'étude .....	62
3.2.4. Propriétés des matériaux.....	62
3.2.5. Étapes de remplissage du barrage de Taksebt .....	66
3.2.5.1. Séquence de mise en eau ou de remplissage du barrage de Taksebt.....	67
3.2.6. Étape de vidange.....	68
3.2.6.1. Capacité d'évacuation de l'ouvrage de vidange de fond du barrage de Taksebt.....	68
3.2.6.2. Vidange normale de la retenue du barrage de Taksebt.....	69
3.2.6.3. Vidange exceptionnelle de la retenue du barrage de Taksebt .	69
3.2.6.4. Fonctionnement combiné évacuateur de crue-vidange de fond .....	70
3.2.6.5. Niveaux d'exploitation .....	70

3.2.6.6. Exploitation courante de la retenue .....	70
3.2.7. Données d'instrumentation enregistrées par les cellules de pression interstitielle CPI du barrage de Taksebt. ....	71
3.3. Partie II : Simulation numérique du barrage de Taksebt.....	73
3.3.1. Description de la simulation .....	73
3.3.2. Conditions initiales et les conditions aux limites .....	74
3.3.3. Phase de remplissage de la retenue.....	76
3.3.4. Phase d'exploitation du barrage (Barrage en service).....	77
3.3.5. Phase de vidange du barrage .....	78
3.3.5.1. Vérification de la stabilité du parement amont.....	79
3.3.6. Conclusion .....	80
<b>Chapitre 4. Résultats et Discussions .....</b>	<b>81</b>
4.1. Introduction .....	82
4.2. Phase de remplissage .....	82
4.2.1. Pression d'eau interstitielle et réseau d'écoulement.....	82
4.3. Phase d'exploitation du barrage .....	86
4.3.1. Pression d'eau interstitielles et réseau d'écoulement dans la digue .....	86
4.3.2. Flux et gradient de sortie en amont du barrage .....	89
4.3.3. Pression d'eau interstitielles et réseau d'écoulement dans le noyau .....	90
4.3.3.1. Comparaison des variations de pression interstitielles de la simulation à celles de l'instrumentation données par les CPI	92
4.3.3.2. Évaluation du débit de fuite.....	95
4.4. Phase de vidange du barrage de Taksebt.....	98
4.4.1. Vidange de la retenue (réservoir) à 16 jours.....	98
4.4.2. Vérification du coefficient de sécurité pendant la vidange rapide du talus amont .....	103
4.5. Conclusions .....	108
<b>Conclusions et perspectives .....</b>	<b>110</b>

<b>Références bibliographiques .....</b>	<b>114</b>
<b>Annexe : Approche théorique du modèle Seep/ W.....</b>	<b>124</b>

---

## *Liste des tableaux*

Tableau 3-1 Caractéristiques physiques, mécaniques et hydrauliques des matériaux utilisés.	64
Tableau 3-2 Mesures réelles de pressions d'eau interstitielles enregistrées par les cpi durant la période 2011 à 2019, du barrage de Taksebt (auscultation).....	71
Tableau 4-1 Valeurs du coefficient de sécurité après la vidange .....	107

## Liste des figures

Figure 1.1. Ecoulement des eaux dans les sols (Reddi, 2003) .....	8
Figure 1.2 Volume Elémentaire Représentatif (VER) .....	10
Figure 1.3 Etats saturés et non saturés du sol (Wroth et Houlsby, 1985). .....	14
Figure 1.4 Phénomène d'ascension capillaire (Pellicer et al. (1995) .....	17
Figure 1.5 Principe d'imposition de la succion par la méthode osmotique (zur.1966).....	20
Figure 1.6 a) Plaque de pression (ou de succion) ; b) L'appareil de Richard.....	21
Figure 1.7 Réseau d'écoulement dans un barrage homogène sur un sol imperméable avec tapis drainant (Danielle. L. (2003)). .....	24
Figure 1.8 Réseau d'écoulement dans un barrage homogène sur un sol imperméable.....	25
Figure 1.9 Réseau d'écoulement dans un barrage homogène sur un sol imperméable avec drain vertical (Danielle. L. (2003)).....	25
Figure 1.10 Réseau d'écoulement dans un barrage homogène avec drain horizontal sur un sol perméable (Source : <a href="http://www.univdocs.com">www.univdocs.com</a> barrages en terre).....	25
Figure 1.11 Représentation schématique de l'écoulement dans un barrage pendant .....	27
Figure 1.12 Réseau d'écoulement dans le cas de terrain d'assise moins perméable .....	28
Figure 1.13 Ligne phréatique dans un remblai homogène isotrope à tapis drainant.....	28
Figure 1.14 Ligne phréatique dans un remblai homogène isotrope avec un tapis .....	29
Figure 1.15 Ligne phréatique dans un remblai homogène à drain vertical. ....	29
Figure 1.16 Ligne phréatique dans un remblai zoné à noyau argileux (Danielle. L. (2003))..	30
Figure 1.17 Schéma du rabattement de la ligne de saturation du remblai pendant la vidange rapide (Danielle. L. (2003)).....	30
Figure 1.18 Ligne de saturation pour un barrage homogène sans drain (Rolley et al., 1977). 31	
Figure 1.19 Ligne de saturation d'un barrage à drain horizontal (Rolley et al., 1977).....	32
Figure 1.20 Ligne de saturation d'un barrage à noyau (Rolley et al., 1977).....	33
Figure 1.21 Réseau d'écoulement.....	33
Figure 1.22 Détermination de la pression interstitielle .....	34
Figure 1.23 Ecoulement non confiné dans un barrage homogène (John, 2004). .....	37

Figure 2.1 Etude expérimentale et numérique d'un barrage en terre a) Schéma expérimental, et b) maillage du modèle numérique (Mohamed N et al., 2019) .....	42
Figure 2.2 Evolution de la hauteur d'eau dans le réservoir du Canelles en Espagne (Pinyol et al., 2012).....	45
Figure 2.3 Pression d'eau interstitielle et valeur du flux juste après le début du rabattement rapide de la retenue (Fattah et al., 2017) .....	46
Figure 2.4 Hydrogramme du réservoir de San Luis (Stark et al., 2017) .....	47
Figure 2.5 Conditions aux limites appliquées au modèle d'infiltration transitoire(Stark & Jafari, 2018).....	48
Figure 2.6 Coupe transversale critique du barrage Boostan (Iran) (Siacara et al., 2020). .....	49
Figure 2.7 Procédure schématique de l'analyse de l'infiltration transitoire et de la fiabilité à l'équilibre limite (Siacara et al., 2020).....	50
Figure 2.8 Comparaison des pressions d'eau interstitielle obtenues à partir d'un piézomètre à celles obtenues par l'analyse numérique (Tarinejad et al., 2021).....	52
Figure 2.9 Position de l'instrument sur le plan et sur la coupe du barrage.....	53
Figure 2.10 Profil et implantation des cellules de pression du barrage de.....	54
Figure 2.11 Vue en plan et implantation des piézomètres (piézomètres droit et gauche) du barrage de Chamboux (France) (Bonelli et al., 2005).....	54
Figure 2.12 Emplacement des cellules de pression interstitielles et du niveau piézométrique des barrages en remblai (Smail, 2007). .....	55
Figure 3.1 Barrage de Taksebt : a) Situation du barrage (Source Google MAPS) ; b) Vue de la digue ; c) Vue de la retenue.....	59
Figure 3.2 Coupe transversale et caractéristiques de la digue du barrage, profil n° 03 (Agence Nationale des Barrages et Transferts). .....	62
Figure 3.3 Variation de la teneur en eau volumique en fonction de la succion capillaire des différents matériaux.....	65
Figure 3.4 Variation de la conductivité en fonction de la succion capillaire des différents matériaux.....	66
Figure 3.5 Courbe de remplissage de la retenue du barrage Taksebt (Agence Nationale des Barrages et Transferts ; Azoug, 2016). .....	67
Figure 3.6 Capacité d'évacuation de l'ouvrage de vidange de fond du barrage de Taksebt (Agence Nationale des Barrages et Transferts).....	69
Figure 3.7 Courbe de la vidange rapide du barrage Taksebt (Agence Nationale des .....	70

---

Figure 3.8 Maillage par éléments finis et conditions aux limites du modèle numérique pour l'analyse des infiltrations (Terbouche et al., 2022) .....	74
Figure 3.9 Fonction (courbe) de remplissage introduite dans les calculs (Seep/W). .....	76
Figure 3.10 Fonction (courbe) de la variation réelle du niveau d'eau dans la retenue en conditions d'exploitation introduite dans les calculs (Seep/W). .....	78
Figure 3.11 Courbe de vidange introduite dans le programme (Seep/W). .....	79
Figure 4.1 Réseau d'écoulement et variation de pression d'eau interstitielle pendant le remplissage de la retenue .....	83
Figure 4.2 Évolution progressive des pressions d'eau interstitielles dans le noyau pendant le remplissage de la retenue. ....	84
Figure 4.3 Réseau d'écoulement et lignes équipotentiels à la fin du remplissage de la retenue. ....	85
Figure 4.4 Pressions d'eau interstitielles et réseau d'écoulement dans le barrage pour différentes cotes d'eau. ....	88
Figure 4.5 Sens d'écoulement vers le côté amont du barrage. ....	88
Figure 4.6 Flux sortant au niveau du nœud 753 côté amont. ....	89
Figure 4.7 Gradient hydraulique x-y en amont du nœud 753. ....	89
Figure 4.8 Variation des pressions d'eau interstitielles en fonction du temps .....	92
Figure 4.9 Comparaison des pressions d'eau interstitielles réelles avec celles de la simulation sous l'effet de la variation du niveau d'eau dans la retenue (Terbouche et al., 2022). ....	95
Figure 4.10 Débit de fuite en aval par mètre de largeur en condition d'exploitation : a) Cote 165 m ; b) Cote 150 m ; c) Cote 134 m. ....	97
Figure 4.11 Variation du débit de fuite en aval en condition d'exploitation. ....	98
Figure 4.12 Vidange rapide de la retenue en 16 jours. ....	100
Figure 4.13 Écoulement pendant la vidange de la retenue vers le parement amont. ....	100
Figure 4.14 Lignes de saturation pendant la vidange rapide à 16 jours. ....	102
Figure 4.15 Évolution des pressions d'eau interstitielles pendant la vidange rapide de 16 jours. ....	103
Figure 4.16 Coefficient de sécurité du talus amont à $t = 0$ . ....	104
Figure 4.17 Coefficient de sécurité du talus amont pendant la vidange rapide à $t = 5$ jours. .	104
Figure 4.18 Coefficient de sécurité du talus amont pendant la vidange rapide à $t = 7$ jours. .	105
Figure 4.19 Coefficient de sécurité du talus amont pendant la vidange rapide à $t = 14$ jours. .	105
Figure 4.20 Variation du coefficient de sécurité du talus amont pendant la vidange rapide à 16 jours (1 cas) .....	106

*Liste des figures*

---

Figure 4.21 Variation du coefficient de sécurité du talus amont pendant la vidange de 30 et de 90 jours (cas 2 et 3) ..... 107

## *Liste des principaux symboles et leurs dimensions*

<b>n</b>	Porosité totale	[—]
<b>V<sub>v</sub></b>	Volume des vides	[L <sup>3</sup> ]
<b>V</b>	Volume total apparent du sol	[L <sup>3</sup> ]
<b>e</b>	Indice des vides	[—]
<b>V<sub>s</sub></b>	Volume du squelette solide	[L <sup>3</sup> ]
<b>n<sub>e</sub></b>	Porosité efficace	[—]
<b>V<sub>g</sub></b>	Volume d'eau libre susceptible d'être drainé par gravité	[L <sup>3</sup> ]
<b>n<sub>d</sub></b>	Porosité de drainage	[—]
<b>n<sub>ret</sub></b>	Capacité de rétention	[—]
<b>θ</b>	Teneur en eau volumique	[—]
<b>θ<sub>sat</sub></b>	Teneur en eau volumique saturée	[—]
<b>θ<sub>r</sub></b>	Teneur en volumique résiduelle	[—]
<b>V<sub>w</sub></b>	Volume d'eau	[L <sup>3</sup> ]
<b>S</b>	Résistance au glissement	[M/T <sup>2</sup> L]
<b>μ</b>	Viscosité dynamique	[M/T L]
<b>d<sub>v</sub></b>	Variation de la vitesse d'écoulement	[L/T]
<b>d<sub>x</sub></b>	Variation de la distance normale à la direction de l'écoulement	[L]
<b>ν</b>	Viscosité cinématique	[L <sup>2</sup> /T]
<b>ρ<sub>w</sub></b>	Masse volumique ou densité de l'eau	[M/L <sup>3</sup> ]
<b>S<sub>r</sub></b>	Degré de saturation	[—]
<b>T</b>	Transmissivité	[L <sup>2</sup> /T]
<b>b</b>	Epaisseur saturée de l'échantillon	[L]
<b>c</b>	Coefficient qui dépend de l'uniformité des grains	[—]
<b>S</b>	Coefficient d'emménagement	[—]
<b>k</b>	Conductivité hydraulique	[L/T]
<b>d<sub>10</sub></b>	Diamètre efficace des grains	[L]
<b>S<sub>0</sub></b>	Surface exposée au fluide par unité de volume du milieu solide	[L <sup>2</sup> ]
<b>C<sub>s</sub></b>	Constante décrivant la forme irrégulière des pores	[—]
<b>ρ</b>	Masse volumique ou densité d'un fluide	[M/L <sup>3</sup> ]
<b>g</b>	Accélération due à la pesanteur	[L/T <sup>2</sup> ]
<b>γ<sub>w</sub></b>	Poids volumique de l'eau	[M/L <sup>2</sup> T <sup>2</sup> ]
<b>q</b>	Débit d'écoulement	[L <sup>3</sup> /T]
<b>Q</b>	Volume d'eau écoulé pendant un temps t	[L <sup>3</sup> ]
<b>A</b>	Section de l'échantillon normale à la direction de l'écoulement	[L <sup>2</sup> ]
<b>i</b>	Gradient de la charge hydraulique totale	[L/L]
<b>Δh</b>	Charge hydraulique	[L]
<b>L</b>	Longueur de l'échantillon	[L]
<b>V<sub>s</sub></b>	Vitesse d'écoulement effective moyenne	[L/T]
<b>A<sub>v</sub></b>	Section transversale de l'échantillon occupée par les vides	[L <sup>2</sup> ]

---

$V_x$	Composante de la vitesse $V$ suivant l'axe des $x$ -----	[L/T]
$V_y$	Composante de la vitesse $V$ suivant l'axe des $y$ -----	[L/T]
$V_z$	Composante de la vitesse $V$ suivant l'axe des $z$ -----	[L/T]
$k_x$	Composante de la perméabilité $k$ dans la direction $x$ -----	[L/T]
$k_y$	Composante de la perméabilité $k$ dans la direction $y$ -----	[L/T]
$k_z$	Composante de la perméabilité $k$ dans la direction $z$ -----	[L/T]
$u_w$	Pression d'eau interstitielle-----	[M/LT <sup>2</sup> ]
$y$	Composante d'élévation-----	[L]
$M$	Masse de fluide-----	[M]
$q_m$	Débit massique-----	[M/T]
$p_F$	Correspond au logarithme décimal du potentiel de succion $h$ -----	[L]
$p_c$	Pression capillaire-----	[M/LT <sup>2</sup> ]
$u_a$	Pression de l'air au-dessus de l'interface-----	[M/LT <sup>2</sup> ]
$h_c$	Hauteur d'ascension capillaire-----	[L]
$r$	Rayon du tube capillaire-----	[L]
$R$	Rayon de curbure-----	[L]
$\Psi$	Potentiel capillaire-----	[L]
$N_h$	Représente le nombre de ligne équipotentielle-----	[-]
$N_c$	Nombre de canaux d'écoulement-----	[-]
$dq$	Débit dans un canal d'écoulement-----	[L <sup>3</sup> /T]
$\Delta h$	Perte de charge entre deux lignes équipotentielles adjacentes-----	[L]
$H$	Hauteur hydraulique totale-----	[L]
$Q$	Flux-----	[L <sup>3</sup> /T]
$\sigma$	Contrainte totale-----	[M/LT <sup>2</sup> ]
$m_w$	Pente de la courbe de stockage-----	[LT <sup>2</sup> /M]
$\tau$	Epaisseur de l'élément-----	[L]
[B]	Matrice de gradient-----	
[C]	Matrice de conductivité hydraulique de l'élément-----	[L/T]
{H}	Vecteur des têtes nodales-----	
<N>	Vecteur de la fonction d'interpolation-----	
[K]	Matrice des caractéristiques de l'élément-----	
[M]	Matrice de masse des éléments-----	[M]
{Q}	Vecteur de flux appliqué à l'élément-----	[L <sup>3</sup> /T]
[j]	Point d'intégration-----	
n	Nombres de points d'intégration-----	
det J <sub>j</sub>	Déterminant de la matrice jacobéenne-----	
CPI	Cellule de pression interstitielle-----	

# *Introduction générale*

Les barrages en terre sont des ouvrages construits à partir de matériaux tels que la terre, le sable, le gravier et les roches concassées. Ils sont parmi les types de barrages les plus courants au monde, représentant environ 70 % du nombre total de barrages. Ils sont généralement moins coûteux à construire que les barrages en béton ou en maçonnerie. Lorsque les barrages en terre sont bien conçus et entretenus, ils peuvent avoir une longue durée de vie.

La compréhension des écoulements dans les barrages en terre est cruciale pour leur conception, leur construction, leur exploitation et leur maintenance en toute sécurité. En effet, l'étude des mouvements d'eau dans les milieux poreux est un problème important pour le géotechnicien, car ces mouvements peuvent modifier au cours du temps la distribution des pressions exercées dans les massifs de sol. La prise en compte du comportement hydraulique des sols est une donnée fondamentale en géotechnique, notamment dans le cas des ouvrages hydrauliques en remblai. En effet, le développement et l'évolution des pressions interstitielles au sein du remblai peuvent engendrer des problèmes de stabilité, notamment lors des phases de remplissage ou de vidange de la retenue (Huang & Jia, 2009).

En parallèle, le degré de saturation d'un sol a une influence non négligeable sur sa cohésion et la stabilité des talus (Masekanya, J. P., 2008). Parmi les principales préoccupations liées aux écoulements dans les barrages en terre, on peut citer :

- L'accumulation d'eau sous le barrage peut générer des pressions hydrauliques importantes susceptibles de soulever le remblai et de provoquer des ruptures.
- Des fuites d'eau à travers le barrage peuvent non seulement entraîner une perte de ressources précieuses, mais également fragiliser la structure du barrage et menacer la sécurité des populations en aval.
- Le niveau d'eau dans le réservoir, les précipitations et la température peuvent influencer le volume et la vitesse d'infiltration de l'eau dans le barrage.

Afin de garantir la sécurité de ces ouvrages, des recherches ont été menées pour améliorer les modèles et les méthodes de prévision des écoulements dans les barrages en terre. Parmi les modèles numériques utilisés, Seep/W ; c'est un programme de simulation couramment employé pour étudier les écoulements souterrains dans les milieux poreux, notamment dans les barrages en terre. Il permet aussi de simuler le comportement hydraulique des barrages en tenant compte de divers facteurs tels que la géométrie du barrage, les propriétés des matériaux du remblai, les conditions hydrauliques et les opérations d'exploitation.

Les propriétés hydrauliques des matériaux du remblai, telles que la perméabilité, la porosité et la courbe de rétention d'eau, peuvent être définies dans Seep/W. Il peut simuler divers scénarios hydrauliques, y compris les conditions de remplissage et de vidange du réservoir, les précipitations et les infiltrations, l'impact des opérations d'exploitation.

Notre étude consiste à étudier le comportement hydraulique du barrage de Taksebt en termes de pression d'eau interstitielle, de débit de fuite et du coefficient de sécurité dans trois cas différents :

- En conditions de remplissage réel du barrage.
  - En condition d'exploitation (sous l'effet des fluctuations du niveau d'eau dans le réservoir)
  - En condition de vidange rapide.
- Premier cas (phase de remplissage)

Nous avons d'abord réalisé la mise en eau du barrage (remplissage réel de la retenue) de manière progressive (par palier), de sorte que la saturation du noyau se fait progressive pour mieux limiter les gradients hydrauliques au sein du noyau. La durée réelle du remplissage est de  $t = 1800$  jours (entre 2002 et 2007).

- Deuxième cas (phase d'exploitation)

Après le remplissage total de la retenue à la cote 165 m, nous avons ensuite analysé le comportement hydraulique du barrage en condition d'exploitation (barrage en service). L'objectif principal de cette phase est d'analyser et d'interpréter le comportement des pressions d'eau interstitielles, le réseau d'écoulement et le débit de fuite sous l'effet de la variation du niveau d'eau dans la retenue. Pour cela, nous avons opté pour l'analyse transitoire en tenant compte des écoulements dans la zone saturée et dans la zone non saturée. À travers cette analyse, le temps  $t$  doit être pris en compte, de sorte que la condition de limite en amont est présumée en fonction de la hauteur d'eau  $H$  dans la retenue par rapport au temps  $t$ . Le niveau du réservoir a subi des hausses et des baisses cycliques selon la pluviométrie annuelle et les besoins en consommation. L'analyse couvre une période avoisinante 8 ans et demi d'exploitation du barrage (allant de 2011 à 2019) en commençant par le  $t_0 = 1800$  jours (temps réel de remplissage), un temps suffisamment long pour le remplissage de la retenue, de sorte que l'influence de l'état initial peut être négligée.

De plus, les résultats de la simulation en termes de pression d'eau interstitielle seront analysés et comparés aux mesures de l'instrumentation obtenues par les cellules de pression interstitielles installées dans le barrage (pendant sa réalisation).

- Troisième cas (phase de vidange rapide)

Enfin, nous avons simulé numériquement la vidange rapide du barrage Taksebt, l'une des étapes les plus importantes lors de la vérification de stabilité du parement amont du barrage.

Jusqu'à présent, le barrage Taksebt n'a pas subi d'événement qui nécessite sa vidange, mais cette analyse est faite pour éviter tout risque d'instabilité du barrage si le cas devrait se présenter.

La présente thèse comporte quatre chapitres qui sont organisés comme suit :

Le **chapitre 1**, aborde la théorie des écoulements en milieux poreux saturés et non saturés et les phénomènes d'écoulement à travers les barrages en terre. La succion, les méthodes d'imposition et de mesure de la succion dans les sols sont définies pour une compréhension adéquate du phénomène d'écoulement à travers les barrages en terre qui font référence à la loi de Darcy et à l'équation générale décrivant les écoulements en milieux poreux.

Le **chapitre 2**, décrit l'état de l'art sur les analyses numériques et la théorie des infiltrations dans les barrages, précisant les travaux de recherche réalisés dans le domaine des écoulements, les méthodes et les modèles d'analyse, de surveillance et d'auscultation dans les barrages en terre en conditions de rabattement et de remplissage. Il est à noter que la majorité des travaux réalisés dans ce domaine s'intéressent à la simulation numérique en régimes permanents et transitoires.

Le **chapitre 3**, présente deux parties : la première partie consacrée à la présentation du barrage de Taksebt, à savoir : les caractéristiques géométriques du profil à étudier, les caractéristiques hydrologiques de la retenue et du bassin versant, la courbe de remplissage, la courbe d'exploitation et de vidange ainsi que les caractéristiques physiques, mécaniques et hydrauliques des matériaux utilisés sont présentées.

La deuxième partie développe la méthode de simulation via le programme de calcul Seep/W du logiciel Géo-studio et son application au barrage de Taksebt compris.

Le **chapitre 4**, Ce chapitre présente les résultats obtenus à partir de la simulation, suivis d'une discussion approfondie et leur signification, les objectifs de l'étude et les hypothèses émises, permettant d'évaluer la pertinence et la validité des conclusions qui en découlent.

À la fin de cette thèse, une conclusion générale est présentée. Elle rassemble les points importants issus de ce travail, mais elle ne constitue pas en aucun cas un point final à cette étude au caractère si complexe. Elle dresse alors des perspectives ouvertes aux travaux futurs.

---

***Chapitre 1. Ecoulement et infiltration dans un milieu poreux (cas des barrages en terre).***

---

## 1.1. Introduction

Les écoulements et les infiltrations dans les barrages en terre peuvent être causés par différents facteurs, tels que la qualité du matériau, les erreurs de construction, les phénomènes naturels (comme les séismes ou les inondations) ou encore les changements climatiques. Il est donc essentiel de comprendre ces phénomènes pour mettre en place des mesures de prévention et de sécurité efficaces.

Les conséquences d'une défaillance d'un barrage en terre peuvent être désastreuses, entraînant des pertes humaines, des dégâts matériels et des impacts environnementaux importants. Il est donc crucial de surveiller et de maintenir ces ouvrages de manière régulière pour prévenir tout problème lié aux écoulements et aux infiltrations.

Dans ce chapitre, nous essayons de rappeler la théorie des écoulements en milieux poreux saturés et non saturés et le phénomène d'écoulement à travers les barrages en terre.

## 1.2. Écoulements dans les milieux poreux

### 1.2.1. Loi de Darcy (1856)

Darcy (1856) est le premier chercheur à étudier le débit d'eau dans des filtres à sable homogène en relation avec les fontaines de la ville de Dijon (France). De ses expériences, Darcy conclut que le débit d'eau ( $q$ ) est proportionnel à la surface de la section transversale ( $A$ ) et proportionnel à la différence d'élévation du niveau d'eau dans les réservoirs d'entrée et de sortie ( $\Delta H$ ) du filtre et inversement proportionnel à la longueur du filtre ( $L$ ). La formule de Darcy est présentée par l'équation (1.1) :

$$\frac{Q}{t} = q = k \frac{\Delta H}{L} A = k \cdot i \cdot A \quad (1.1)$$

Avec :  $q$  est le débit d'écoulement mesuré à la sortie,  $Q$  est le volume d'eau écoulé pendant un le temps ( $t$ ),  $k$  est la conductivité hydraulique,  $A$  est la section de l'échantillon normale à la direction de l'écoulement,  $i$  est le gradient de la charge hydraulique totale qui est donné par l'équation (1.2).

$$i = \frac{\Delta H}{L} = \frac{h_1 - h_2}{L} \quad (1.2)$$

Pour exprimer la vitesse d'écoulement ( $V$ ) l'équation (1.1) peut être écrite sous la forme de l'équation (1.3), où la vitesse d'écoulement est le rapport du débit d'écoulement ( $q$ ) et de la section de l'échantillon normale à la direction de ce dernier ( $A$ ), sous la forme :

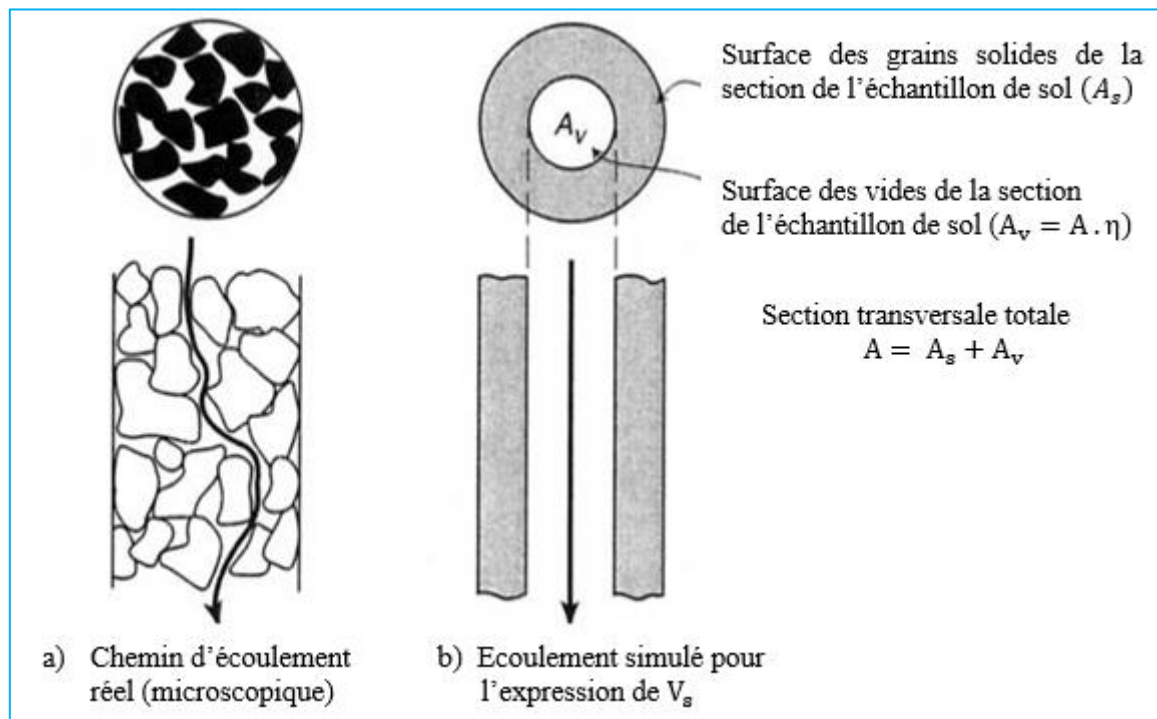
$$V = \frac{q}{A} = k \frac{\Delta h}{L} = k \cdot i \quad (1.3)$$

Dans le contexte de l'hydraulique souterraine, les termes de « coefficient de perméabilité » et de « conductivité hydraulique » sont utilisés comme synonymes.

Sachant que l'écoulement se produit à travers les pores, la vitesse de l'écoulement est appelée généralement vitesse de décharge ou vitesse superficielle. La vraie vitesse d'écoulement ne pourra jamais être déterminée par cette observation expérimentale, à cause de la répartition architecturale complexe des pores dans l'échantillon de sol. Cependant, nous pouvons répartir le volume des grains solides et le volume des vides selon la porosité du sol, comme indiqué dans la (Figure 1.1). Nous pouvons également exprimer la vitesse d'écoulement effective moyenne d'après le terme « seepage velocity » (Reddi, 2003) par l'équation (1.4).

$$V_s = \frac{q}{A_v} = \frac{q/A}{A_v/A} = \frac{V}{n} \quad (1.4)$$

Où  $V_s$  est la vitesse d'écoulement effective moyenne,  $A_v$  est la section transversale de l'échantillon occupée par les vides, et  $n$  est la porosité du sol.



**Figure 1.1.** Ecoulement des eaux dans les sols (Reddi, 2003)

### 1.2.1.1. Généralisation de la loi de Darcy (1856)

L'utilisation pratique de la loi de Darcy, dans l'une de ses formes fondamentales (équations 1.1 ou 1.3), est limitée du fait que les bases expérimentales sur lesquelles repose sa validité sont étroitement restreintes au cas de l'écoulement unidimensionnel, où la direction de la vitesse d'écoulement macroscopique et du gradient hydraulique macroscopique coïncident. Afin de résoudre les problèmes concrets impliquant des écoulements à deux ou à trois dimensions, il est nécessaire de généraliser cette loi fondamentale. Selon l'hypothèse générale, la vitesse d'écoulement et le gradient hydraulique sont considérés comme des vecteurs. Dans les milieux isotropes, cette hypothèse ne pose pas de problème spécifique, mais dans les sols anisotropes, il est également nécessaire de tenir compte des variations du coefficient de perméabilité dans les différentes directions (Bear, 1972).

$$\left. \begin{aligned} V_x &= -k_x \frac{\partial h}{\partial x} \\ V_y &= -k_y \frac{\partial h}{\partial y} \\ V_z &= -k_z \frac{\partial h}{\partial z} \end{aligned} \right\} \quad (1.5)$$

Avec :

$V_x$ ,  $V_y$  et  $V_z$  sont les composantes de la vitesse d'écoulement  $V$ , respectivement dans les directions  $x$ ,  $y$  et  $z$ .

$k_x$ ,  $k_y$  et  $k_z$  sont les composantes de la perméabilité  $k$ , respectivement dans les directions  $x$ ,  $y$  et  $z$ .

Remarque : Le signe moins dans l'équation (1.5) indique que la vitesse d'écoulement est opposée au sens d'accroissement de la charge totale.

### 1.2.2. Charge ou potentiel hydraulique

Dans un environnement soumis à la gravité terrestre ( $g$ ), la charge hydraulique est exprimée par l'équation (1.6) :

$$H = \frac{V^2}{2g} + \frac{\mu_w}{\gamma_w} + z \quad (1.6)$$

Où  $z$  est l'élévation de la particule d'eau au-dessus du substratum,  $\mu_w$  est la pression en cette particule,  $\gamma_w$  est le poids volumique de l'eau avec ( $\gamma_w = \rho_w g$ ),  $\rho_w$  est la masse volumique de l'eau et  $g$  est l'accélération de la pesanteur.

Lorsque le fluide circule dans des milieux poreux, sa vitesse est faible. L'énergie cinétique du fluide ( $\frac{V^2}{2g}$ ) peut être négligée par rapport aux autres formes d'énergie du fluide (équation 1.7).

Le potentiel qui assure l'écoulement dans des milieux poreux aura à la fois une composante de pression et une composante d'élévation (énergie potentielle liée à la force de gravité).

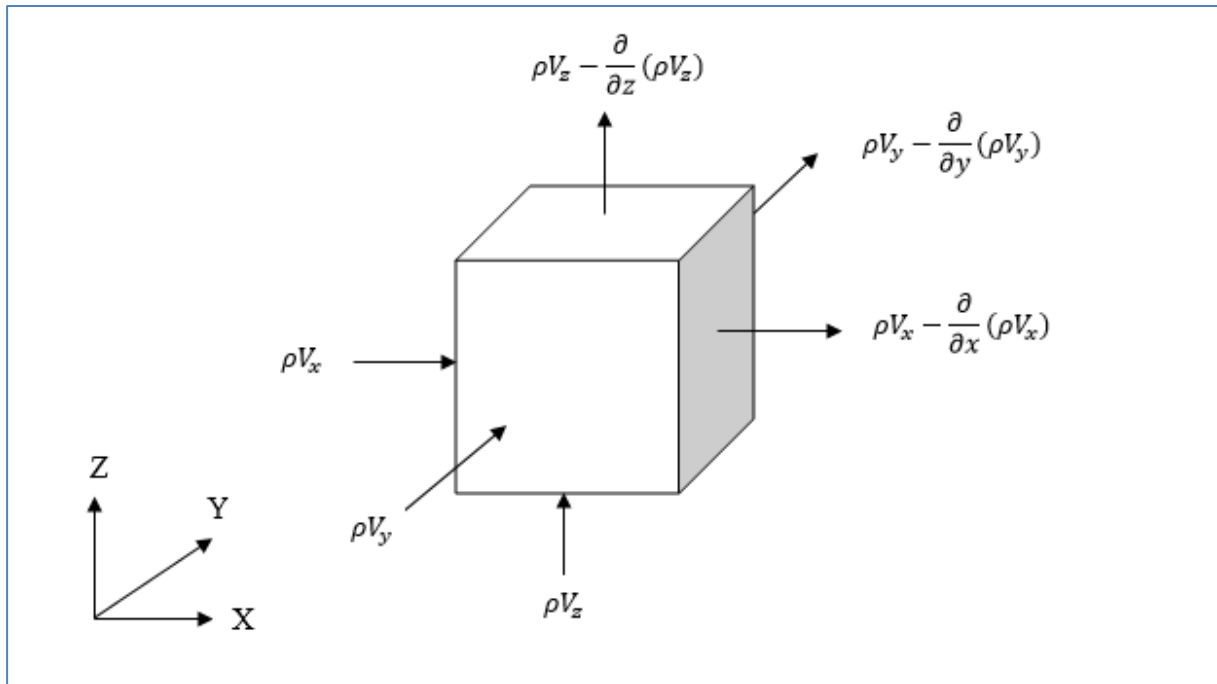
$$H = \frac{\mu_w}{\gamma_w} + z \quad (1.7)$$

Avec :  $H$  est la charge hydraulique,  $\frac{\mu_w}{\gamma_w}$  est la composante (ou charge) de pression et  $z$  c'est la composante d'élévation

### 1.2.3. Equation de continuité

L'équation de continuité régissant les infiltrations bidimensionnelles à travers un sol hétérogène, anisotrope, saturé et non saturé peut être obtenue en satisfaisant la conservation de la masse pour un volume élémentaire représentatif (VER). Dans les milieux poreux, le concept de volume élémentaire représentatif (VER) est abordé. Prenons un VER de dimensions  $dx$ ,  $dy$

et  $dz$ , tel qu'illustré dans la (Figure 1.2), où un écoulement laminaire se produit. Nous pouvons formuler l'équation de continuité en indiquant que la différence entre les débits-masse entrant et sortant par les six faces du VER doit être égale à la variation de la masse du liquide qui occupe ce volume ou qui est stockée dans ce volume.



**Figure 1.2** Volume Élémentaire Représentatif (VER)

Le débit de masse entrant suivant la direction  $x$  est égal à (l'équation (1.8)) :

$$q_m = (\rho V_x) dydz \quad (1.8)$$

Avec :  $\rho$  est la masse volumique du fluide

Le débit de masse sortant suivant la direction  $x$  est égal à (l'équation (1.9)) :

$$q_m = \left[ \rho V_x + \frac{\partial(\rho V_x)}{\partial x} dx \right] dydz \quad (1.9)$$

La différence entre le débit entrant et le débit sortant est égale à (l'équation (1.10)) :

$$\left[ (\rho V_x) dydz - \left[ \rho V_x + \frac{\partial(\rho V_x)}{\partial x} dx \right] dydz \right] = - \frac{\partial(\rho V_x)}{\partial x} dx dydz \quad (1.10)$$

Pareil pour les deux directions  $y$  et  $z$  respectivement équations (1.11) et (1.12) :

$$\left[ (\rho V_y) dx dz - \left[ \rho V_y + \frac{\partial(\rho V_y)}{\partial y} dy \right] dx dz \right] = - \frac{\partial(\rho V_y)}{\partial y} dx dy dz \quad (1.11)$$

$$\left[ (\rho V_z) dx dy - \left[ \rho V_z + \frac{\partial(\rho V_z)}{\partial z} dz \right] dx dy \right] = - \frac{\partial(\rho V_z)}{\partial z} dx dy dz \quad (1.12)$$

Alors, l'équation de continuité est exprimée par l'équation (1.13) :

$$- \frac{\partial(\rho V_x)}{\partial X} dx dy dz - \frac{\partial(\rho V_y)}{\partial Y} dx dy dz - \frac{\partial(\rho V_z)}{\partial Z} dx dy dz = \frac{\partial M}{\partial t} \quad (1.13)$$

Avec M est la masse du fluide occupant l'unité de VER.

Dans notre cas, ce qui nous intéresse, c'est l'écoulement des eaux. La masse M est exprimée par l'équation (1.14) :

$$M = \rho_w V_w = \rho_w \theta V \quad (1.14)$$

Avec :

$\theta$  Est la teneur en eau volumique,  $\rho_w$  est la masse volumique de l'eau,  $V_w$  est le volume d'eau, et V c'est le volume total qui est  $dx dy dz$ .

Finalement, l'équation de continuité est définie par l'équation (1.15) :

$$\frac{\partial(\rho_w V_x)}{\partial X} + \frac{\partial(\rho_w V_y)}{\partial Y} + \frac{\partial(\rho_w V_z)}{\partial Z} = - \frac{\partial(\rho_w \theta)}{\partial t} \quad (1.15)$$

$$\text{Où } \theta = \frac{V_w}{V}, S_r = \frac{V_w}{V_v} \text{ et } n = \frac{V_v}{V}$$

Donc la teneur en eau volumique est présentée sous forme d'équation (1.16) :

$$\theta = n S_r = \frac{e}{1+e} S_r \quad (1.16)$$

Pour les sols complètement saturés  $S_r = 1$ , alors on obtient les équations (1.17) et (1.18) :

$$\frac{\partial(\rho_w V_x)}{\partial X} + \frac{\partial(\rho_w V_y)}{\partial Y} + \frac{\partial(\rho_w V_z)}{\partial Z} = - \frac{\partial(\rho_w n)}{\partial t} \quad (1.17)$$

D'où

$$\frac{\partial(\rho_w V_x)}{\partial X} + \frac{\partial(\rho_w V_y)}{\partial Y} + \frac{\partial(\rho_w V_z)}{\partial Z} = - \left[ \rho \frac{\partial n}{\partial t} + n \frac{\partial \rho}{\partial t} \right] \quad (1.18)$$

En remplaçant (1.16) dans l'équation (1.15), on obtient l'équation (1.19) :

$$\frac{\partial(\rho_w V_x)}{\partial X} + \frac{\partial(\rho_w V_y)}{\partial Y} + \frac{\partial(\rho_w V_z)}{\partial Z} = - \frac{\partial}{\partial t} \left( \frac{\rho_w S_r e}{1+e} \right) \quad (1.19)$$

En insérant l'équation (1.5) qui représente les composantes de la vitesse d'écoulement ( $V$ ) dans l'équation (1.19) et en développant le deuxième terme de celle-ci tout en négligeant la compressibilité de l'eau, on aura alors l'équation (1.20) :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( k_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( k_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( k_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) = + \frac{1}{1+e} \left( e \frac{\partial S_r}{\partial t} + \frac{S_r}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} \right) \quad (1.20)$$

L'équation (1.20) représente l'équation fondamentale des écoulements en milieux poreux. Le côté droit de cette équation contient l'indice des vides ( $e$ ) et le degré de saturation ( $S_r$ ). À partir de ces deux paramètres, on peut définir quatre types d'écoulements possibles, qui sont définis comme suit :

- 1<sup>er</sup> cas : si  $e$  et  $S_r$  sont constants, donc on aura un écoulement permanent ou stationnaire.
- 2<sup>ème</sup> cas : si  $e$  varie et  $S_r$  est constant, on aura un écoulement transitoire non permanent.
- 3<sup>ème</sup> cas : si  $S_r$  varie et  $e$  est constant, on aura un écoulement transitoire non permanent.
- 4<sup>ème</sup> cas : si  $e$  et  $S_r$  varient c'est un écoulement transitoire non permanent. (écoulement complexe).

De plus, le 2<sup>ème</sup> cas décrit la consolidation si  $e$  diminue et le gonflement dans le cas contraire pour des écoulements non drainés. Le 3<sup>ème</sup> cas décrit le drainage si  $S_r$  diminue et l'imbibition si  $S_r$  augmente. Le type 4 décrit les problèmes de consolidation et de gonflement dans le cas des écoulements drainés.

Dans notre travail, on s'intéresse aux écoulements transitoires de type 3.

En régime permanent (1<sup>er</sup> cas), pas de changement de conditions aux limites avec le temps, on a alors l'équation (1.21) et (1.22) :

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \quad (1.21)$$

Et

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( k_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( k_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( k_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) = 0 \quad (1.22)$$

En outre, pour un milieu homogène et isotrope, où  $k_x = k_y = k_z$  ; on aura enfin l'équation tridimensionnelle de Laplace qui est représentée par l'équation (1.23):

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (1.23)$$

Dans le cas d'un écoulement bidimensionnel, on aura l'équation (1.24):

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad (1.24)$$

Cette équation de Laplace peut être considérée maintenant comme une loi mathématique régissant les écoulements stationnaires en milieux poreux. Pour ce faire, elle doit être soumise à des conditions aux limites imposées sur le domaine considéré.

### **1.3. Écoulements dans un milieu non saturé**

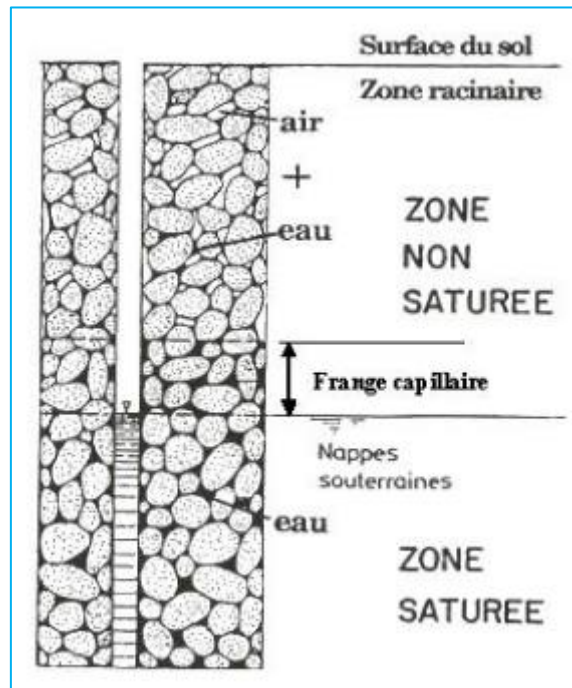
La mécanique des sols s'est d'abord penchée sur le comportement des sols saturés, c'est-à-dire les sols dont tous les pores sont remplis d'eau. Cependant, il est rapidement devenu évident que la compréhension du comportement des sols non saturés, c'est-à-dire des sols contenant à la fois de l'eau et de l'air, était également cruciale pour de nombreuses applications d'ingénierie.

C'est dans ce contexte que la notion de succion a été introduite pour la première fois par le "Road Research Laboratory" au Royaume-Uni. La succion est une mesure de l'énergie potentielle de l'eau dans le sol. Elle est définie comme la différence de pression entre l'eau dans le sol et l'eau libre à la surface (Fredlund et Rahardjo, 1993).

L'introduction de la notion de succion a permis de développer des modèles plus précis du comportement des sols non saturés, ce qui a eu un impact important sur de nombreux domaines d'ingénierie, tels que la construction de routes, la fondation de bâtiments et la gestion des ressources en eau.

#### **1.3.1. Etats de saturation d'un sol**

Dans le domaine de la géotechnique, les sols sont généralement non saturés ou partiellement saturés (Figure 1.3). Ils contiennent à la fois une phase solide, une phase liquide et une phase gazeuse (Wroth et Houlsby, 1985).



**Figure 1.3** Etats saturés et non saturés du sol (Wroth et Houlsby, 1985).

Il existe quatre états de saturation selon Aitchison, (1959) :

- **1<sup>er</sup> cas : Etat saturé**  
Dans ce cas, le sol est saturé en eau et la succion est nulle ;
- **2<sup>ème</sup> cas : Etat partiellement saturé**  
Dans ce cas, le degré de saturation est voisin de 1 et la succion différente de zéro ;
- **3<sup>ème</sup> cas : Etat non saturé**  
Dans cette situation, le degré de saturation est très inférieur à 1 et la succion est non nulle ;
- **4<sup>ème</sup> cas : Sol sec**  
Le degré de saturation en eau est nul et la succion est très importante.

### **1.3.2. Formes d'eau présentes dans les sols**

L'eau dans le sol n'est pas uniforme et elle se présente sous différentes formes, chacune ayant ses propres propriétés. On distingue souvent trois catégories d'eau :

#### **1.3.2.1. L'eau libre**

Elle se trouve principalement dans les espaces entre les agrégats et éventuellement entre les particules. Cette eau est libre de circuler facilement dans ce milieu ; elle s'évapore lorsque le sol est soumis à une température d'environ 105 °C et son écoulement peut se produire par un gradient de charge hydraulique décrit par la loi de Darcy (Richards, 1931).

### **1.3.2.2. Eau capillaire**

On parle de l'eau capillaire dans le cas des sols non saturés. Cette eau est retenue dans les petits pores du sol par les forces de capillarité. Ces forces sont créées par l'attraction entre les molécules d'eau et les surfaces des particules du sol. Son écoulement est produit par un gradient de succion à l'échelle du pore et il est traduit par une loi de Darcy généralisée (Richards, 1931).

### **1.3.2.3. Eau adsorbée ou liée**

L'eau liée, également connue sous le nom d'eau adsorbée, est l'eau qui est retenue par les surfaces des particules du sol grâce à des forces physico-chimiques. Elle se distingue de l'eau libre qui se trouve dans les pores du sol et qui peut s'écouler librement. Lorsque l'eau adsorbée est à proximité de la particule solide, sa densité est supérieure à celle de l'eau libre, avec des caractéristiques similaires à celles d'un solide. Elle présente ensuite des caractéristiques similaires à celles d'un liquide de moins en moins visqueux, pour finalement atteindre les caractéristiques de l'eau normale à la frontière entre l'eau libre et l'eau adsorbée, avec une densité finale équivalente à celle de l'eau libre (Yong et Warkentin, 1966).

### **1.3.3. Succion dans les sols**

Le concept de succion fait référence à une baisse de la pression de l'eau du sol par rapport à la pression atmosphérique. La succion a une plage très étendue, allant de 0 à plusieurs centaines de kPa. Dans la littérature, on trouve que certains auteurs expriment le potentiel de succion en centimètre de colonne d'eau, ce dernier variant entre 1 et  $10^7$  cm. Le pF, potentiel of free energy, a été introduit afin d'éviter l'utilisation de nombres trop grands. Le pF correspond au logarithme décimal du potentiel de succion ( $h_s$ ) exprimé en centimètre de colonne d'eau.

$$pF = \log_{10}h_s \quad (1.25)$$

Avec  $0 \leq pF \leq 7$

$$pF = \begin{cases} 0 & \text{pour } h_s = 10^0 = 1 \text{ cm} \\ 7 & \text{pour } h_s = 10^7 \text{ cm} \end{cases}$$

Selon Aitchison (1965), la succion totale du sol peut être considérée comme la combinaison de deux éléments principaux : la succion matricielle et la succion osmotique. La succion matricielle représente la capacité des éléments du sol à retenir de l'eau. Elle est constituée d'une partie capillaire (succion capillaire) et d'une partie liée aux forces d'adsorption

développées par les particules d'un sol (suction d'adsorption). La suction osmotique d'un sol est en relation avec les sels du sol (Fredlund et Rahardjo, 1993).

### ***1.3.3.1. Suction capillaire***

Lorsqu'un liquide et un gaz sont en contact, l'interface entre les deux phases, appelée ménisque, présente une tension de surface non négligeable. Cette tension, résultant des interactions intermoléculaires à l'interface, joue un rôle crucial dans la détermination de la forme du ménisque. Deux approches principales permettent d'analyser ce phénomène :

- Approche mécaniste traditionnelle : Cette approche s'appuie sur les principes de la mécanique classique pour décrire la forme du ménisque. Elle considère la tension superficielle comme une force agissant tangentiellement à l'interface, analogue à la tension d'une membrane. L'équilibre du ménisque est alors déterminé par la balance entre cette tension superficielle et d'autres forces, telles que la gravité et la pression.

- Approche thermodynamique : Cette approche, plus rigoureuse, se base sur les principes de la thermodynamique pour expliquer la forme du ménisque. Elle considère l'énergie libre du système, qui comprend l'énergie interne, l'énergie potentielle et l'énergie superficielle. La forme du ménisque est alors déterminée par la configuration qui minimise l'énergie libre totale du système.

Pellicer et al. (1995) ont proposé une analyse détaillée de la forme du ménisque en considérant l'énergie superficielle et les contributions entropiques. Cette analyse permet de dériver des équations décrivant la forme du ménisque en fonction de divers paramètres, tels que la tension superficielle, la différence de pression entre les deux phases et les propriétés géométriques de l'interface.

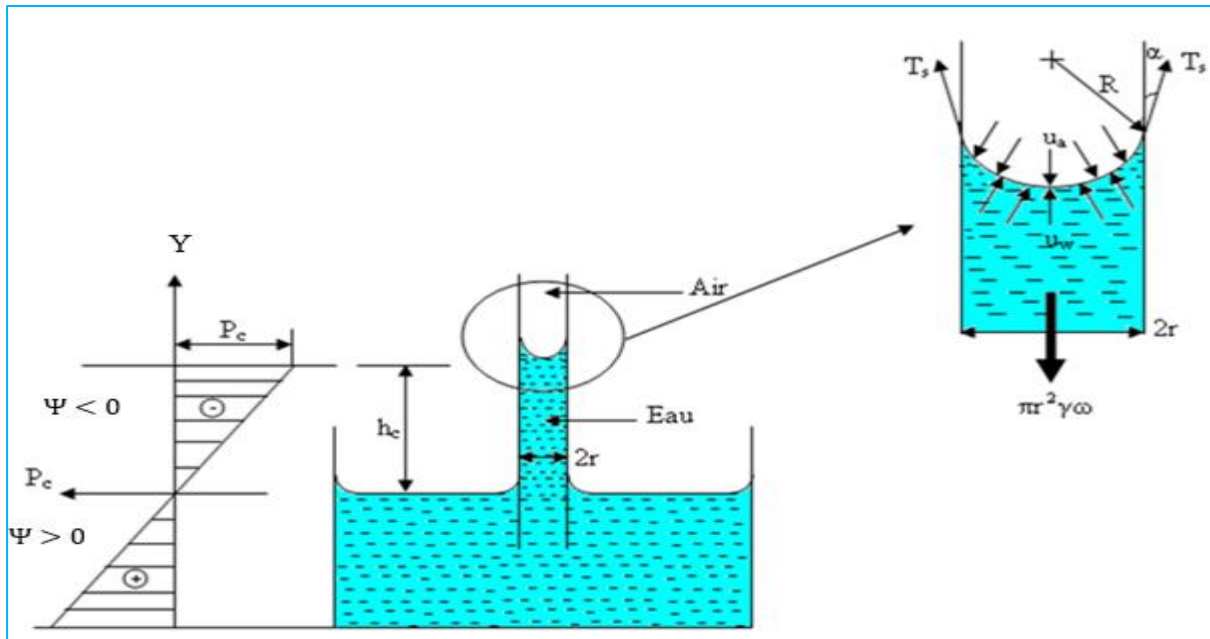
La différence de pression entre la phase gazeuse (air atmosphérique) et la phase liquide (eau) est appelée suction capillaire et elle est exprimée par l'équation (1.26) :

$$p_c = \Delta P = u_a - u_w \quad (1.26)$$

Avec :  $p_c$  est la pression capillaire,  $u_a$  est la pression de l'air au-dessus de l'interface et  $u_w$  est la pression de l'eau en dessous de l'interface.

Il faut savoir qu'une molécule dans le liquide ne reçoit pas les mêmes forces d'interaction entre molécules qu'une molécule à l'interface liquide-gaz. Cette caractéristique permet d'expliquer la

montée des capillaires en raison de l'attraction exercée par les molécules de la paroi solide sur les molécules du liquide. On peut observer ce phénomène en plongeant un tube fin dans un réservoir d'eau. Il est observé que l'eau monte à l'intérieur du tube jusqu'à atteindre une certaine altitude (Figure 1.4).



**Figure 1.4** Phénomène d'ascension capillaire (Pellicer et al. (1995))

A travers l'hypothèse des pores cylindriques, la loi de Laplace prend la forme de l'équation (1.27) qui relie la pression capillaire au rayon du tube capillaire.

$$R = \frac{r}{\cos \alpha} \quad (1.27)$$

Elle montre que plus le tube est petit, plus la pression capillaire est élevée.

$$p_c = \Delta P = u_a - u_w = \frac{2T_s \cos \alpha}{r} \quad (1.28)$$

Avec :  $\alpha$  est l'angle de mouillage,  $r$  est le rayon du tube capillaire et  $T_s$  est la tension de surface.

On peut déduire l'expression de la hauteur d'ascension capillaire  $h_c$  en utilisant l'équation d'équilibre des forces qui exercent une pression sur la colonne d'eau dans le tube, qui est inversement proportionnelle au rayon du tube équations (1.29) et (1.30) :

$$T_s \cos \alpha \cdot 2\pi r = h_c \pi r^2 \cdot \gamma_w \quad (1.29)$$

Donc

$$h_c = \frac{2T_s \cos \alpha}{r\gamma_w} \quad (1.30)$$

En remplaçant  $r$  avec  $R$ , on aura l'équation(1.31)

$$h_c = \frac{2T_s}{R\gamma_w} \quad (1.31)$$

Avec :  $h_c$  est la hauteur d'ascension capillaire,  $\gamma_w$  est le poids volumique de l'eau et  $R$  est le rayon de curbure.

En injectant l'équation (1.30) dans l'équation (1.28) et en suposant que la pression de l'air est atmosphérique ( $u_a = p_{atm} = 0$ ), on aura l'équation (1.32) :

$$h_c = -\frac{u_w}{\gamma_w} \quad (1.32)$$

Le terme  $h_c$  sera noté  $\Psi$ . Il est appelé potentiel capillaire dans le cas des sols non saturés. Il est quivalent à la quantité  $\frac{u_w}{\gamma_w}$  de l'équation (1.7) qui représente la composante (ou charge) de pression dans un milieu saturé.

En résumé, l'expression du potentiel hydraulique ( $h$ ) doit être généralisée quel que soit le milieu considéré (saturé ou non saturé), en le décrivant comme la somme de deux éléments, à savoir (équation (1.33)) : la composante d'élévation  $y$  et la composante (ou potentiel) de pression  $\Psi$  (positive ou négative).

$$h = y + \Psi \quad (1.33)$$

- $\Psi$  est positive dans les milieux saturés et il est égale à  $\frac{u_w}{\gamma_w}$ , appelée charge de pression due à la pression hydrostatique ( $u_w$ )
- $\Psi$  est négative dans un milieu non saturé et il est égale à  $-\frac{u_w}{\gamma_w}$ , appelée potentiel capillaire dû à la pression capillaire ou succion ( $-u_w$ )
- $\Psi$  est égale a zéro juste à la limite entre les zones, c'est-à-dire à la surface de potentiel nul ou surface libre.

### **1.3.3.2. Succion d'adsorption**

Pour les argiles, la succion d'adsorption est déterminante puisque ces particules ont généralement une charge négative et ont par conséquent une propension à adsorber de l'eau sur leur surface. Les forces impliquées peuvent être hydrogène, associées à l'hydratation des cations du sol

### **1.3.3.3. Succion osmotique**

La succion osmotique est influencée ou dépend par l'état de saturation du sol : une augmentation du niveau de saturation entraîne une diminution de la succion osmotique (Edil & Motan, 1984 ; Houston et al., 1994).

### **1.3.3.4. Succion totale**

La succion totale est reliée à l'humidité relative par la loi de Kelvin :

$$\Psi = -\gamma_w \frac{RT}{Mg} \ln \left( \frac{p}{p_0} \right) \quad (1.34)$$

Où :

$\Psi$ : Succion totale (kPa)

$\gamma_w$ : Poids volumique de l'eau

R: Constante des gaze parfaits (8.31432 J.mol<sup>-1</sup>.K<sup>-1</sup>)

T: Température absolue (K)

M: Masse molaire de l'eau (18.016 g.mol<sup>-1</sup>)

g: Accélération de pesanteur (9.81 m. s<sup>-2</sup>)

p: Pression partielle de vapeur (kPa)

p<sub>0</sub>: Pression de vapeur saturante à la température T (kPa)

## **1.3.4. Méthodes d'imposition de la succion**

Dans le domaine des sols non saturés il est important de mesurer, ou à défaut, d'imposer ou de contrôler, la succion pendant un essai. L'objet de cette partie est d'illustrer les différentes techniques de mesure de la succion d'un sol.

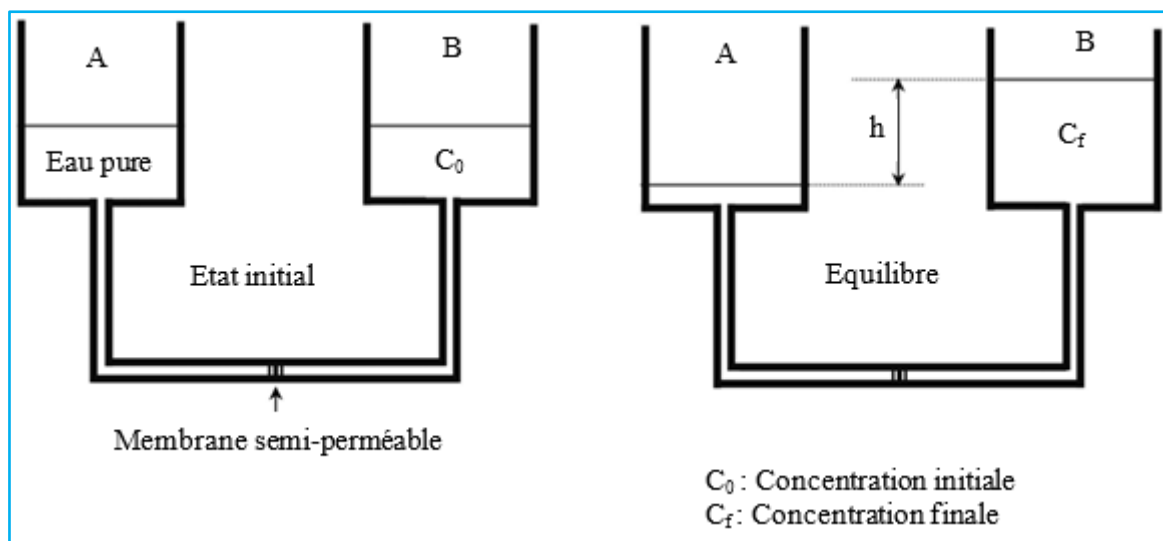
**1.3.4.1. Méthode osmotique**

Cette technique, introduite pour la première fois par Zur en 1966, est une mise en application directe du concept d'osmose. Une membrane semi-perméable empêche le transfert de macromolécules (polyéthylène glycol) entre les deux réservoirs en mettant en contact de l'eau pure et une solution de macromolécules (Figure 1.5). La tendance naturelle est d'assurer l'équilibre des concentrations de part et d'autre de la membrane. Ainsi, le déplacement de l'eau de A vers B provoque une augmentation du niveau de l'eau dans le bac B (création d'une pression hydrostatique). Cette élévation  $h$  vient compenser la pression de diffusion des molécules d'eau. La suction est donnée par :

$$u_a - u_w = \rho_w g h \tag{1.35}$$

Où :

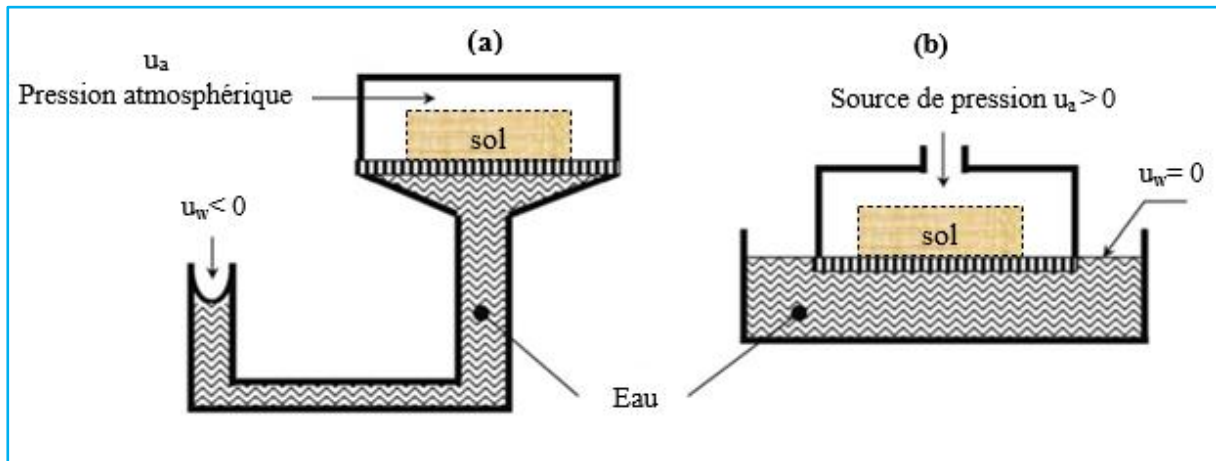
$\rho_w$  : Masse volumique de l'eau ( $\text{g/cm}^3$ )



**Figure 1.5** Principe d'imposition de la suction par la méthode osmotique (zur.1966)

**1.3.4.2. Méthode par translation d'axe**

L'imposition de la suction peut être imposée grâce aux dispositifs qui peuvent ajuster soit la pression d'air, soit celle de l'eau d'un sol. L'application de ce concept a engendré deux catégories d'équipements illustrées dans la (Figure 1.6).



**Figure 1.6** a) Plaque de pression (ou de succion) ; b) L'appareil de Richard

Pour les plaques de tension, la pression de l'eau est baissée et la pression de l'air reste (maintenue) à la pression atmosphérique. Comme illustré dans la (Figure 1.6a), l'eau est soumise à une tension par simple différence de niveau.

L'appareil ou les cellules développées par Richards en 1935 reposent sur le concept d'accroître la pression de l'air en maintenant la pression de l'eau du sol à celle de l'atmosphère (Figure 1.6b). L'échantillon de sol est disposé sur une plaque poreuse dans un réservoir qui exerce une pression d'air tout en conservant la pression de l'eau dans l'échantillon à la pression ambiante. On appelle également cette technique la surpression d'air.

#### **1.3.4.3. Méthode des solutions salines**

Une solution saline a la capacité de conserver une humidité relativement fixe, qui varie en fonction du sel employé et de sa concentration. L'équation 1.26 de la loi de Kelvin établit un lien entre l'humidité et le volume total de succion. La méthode repose sur la mise en place d'une éprouvette de sol et d'une solution saline dans une enceinte fermée. Les succions requises peuvent fluctuer entre quelques MPa et 1 000 MPa. Il est envisageable d'employer :

- Des solutions salines saturées, ce qui nécessite la compréhension de la solubilité du sel ainsi que de l'humidité proportionnelle imposée par ce sel en saturation.
- Des solutions salines non saturées, pour lesquelles il est impératif de connaître le rapport entre la concentration et l'humidité pour le sel.

### **1.3.5. Méthodes de mesure de la succion**

#### ***1.3.5.1. Tensiomètre à eau***

Ce genre de dispositif offre la possibilité d'évaluer la pression négative de l'eau dans le sol. Un manomètre, également appelé capteur de pression, détermine la tension de l'eau dans un réservoir qui est en contact avec le sol via une plaque en céramique. La théorie de ce type d'appareil, initialement décrit par Richards & Gardner (1938), est disponible dans Stannart (1992). L'emploi des tensiomètres demeure restreint du fait de la formation de bulles d'air suite à une succion de 80 kPa (phénomène de cavitation). Ridley & Burland (1993) et Guan & Fredlund (1997) ont réussi à concevoir un tensiomètre capable de fonctionner jusqu'à une succion de 1,25 MPa en diminuant la quantité d'eau dans l'équipement.

#### ***1.3.5.2. Tensiomètre osmotique***

Ce dispositif combine le concept du tensiomètre à eau et celui de la technique osmotique. La solution osmotique est introduite dans le réservoir du tensiomètre osmotique, tandis qu'une membrane semi-perméable remplace la plaque de céramique. Le concept de ce genre de tensiomètre a été exposé par Peck & Rabbidge en 1966, puis par Ridley & Wray (1995). Bocking & Fredlund (1979) ont effectué des ajustements, indiquant une succion matricielle pouvant atteindre un seuil maximal de 1,5 MPa.

#### ***1.3.5.3. Méthode du papier filtre***

Cette technique d'évaluation de la succion se base sur le fait qu'en présence d'un équilibre hydrique, le potentiel de l'eau du sol est identique à celui d'un papier filtre en contact avec le sol. Elle a fait son apparition par Gardner en 1937. Cette technique permet une succion qui se situe entre quelques kPa et plusieurs centaines de MPa.

## **1.4. Écoulement dans les barrages en terre**

Les écoulements et les infiltrations à travers des barrages en terre homogènes et non homogènes comprennent les écoulements dans la zone saturée et dans la zone non saturée. L'écoulement dans la zone non saturée est généralement ignoré dans les barrages en terre, mais il doit être pris en compte afin de calculer la position de la nappe phréatique et de la face d'infiltration qui peuvent se développer soit sur la pente aval du barrage en terre homogène, soit dans la couche filtrante derrière le noyau d'un barrage en terre homogène (Abolfazl et al., 2013). Voir chapitre 2 sur les différentes analyses dans les barrages en terre. Aussi faible que soit la perméabilité du barrage en terre, il y a toujours des infiltrations d'eau.

Ces infiltrations conditionnent la stabilité du barrage. Il faut être capable de les déterminer pour pouvoir les combattre. L'étude des infiltrations consiste essentiellement en la détermination des équipotentiels et des lignes de courant qui permettent ensuite de trouver les éléments suivants :

- **La ligne de saturation du massif du barrage**, qui est en pratique confondue avec la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique de l'eau au sein du massif est nulle. Cette dernière est appelée ligne phréatique et elle représente le niveau de la surface libre dans le corps du barrage, ou plus exactement, elle représente la limite entre la partie non saturée et la partie saturée d'eau du barrage. La bonne connaissance de cette ligne est capitale pour pouvoir effectuer les calculs de stabilité de la digue.

- **La pression de l'eau interstitielle dans le massif**, qui peut être déterminée à partir d'un réseau de lignes équipotentiels. Une augmentation de cette pression peut être dangereuse pour la stabilité. Elle peut être notamment la cause d'apparition du phénomène de renard dans la partie amont du barrage et d'autres types d'instabilités.

- **Le débit de fuite dû aux infiltrations**, qui peut être obtenu à partir du réseau de lignes de courant, perpendiculaires aux équipotentiels (Figure 1.8 et Figure 1.18). Ces lignes de courant représentent théoriquement la trajectoire de l'eau à travers le barrage. Si ce débit est trop important, le barrage ne remplit plus sa fonction convenablement. Il faut alors redimensionner les parties imperméables du corps de la digue. La connaissance des débits permet aussi de dimensionner les systèmes drainants du barrage.

L'étude des écoulements dans les digues s'appuie sur les théories de l'écoulement dans les milieux poreux qui font référence à la loi de Darcy. De très nombreuses études théoriques et des méthodes de calcul analogique permettent de déterminer la ligne de saturation dans le matériau.

#### **1.4.1. Les pressions interstitielles dans les barrages en remblai**

Les pressions interstitielles existent normalement dans un remblai ou une fondation traversée par une nappe. Il y a un problème pathologique si les pressions hydrostatiques ne sont plus maîtrisées comme prévu au projet lors de la conception, ou si l'ouvrage n'est pas drainé.

### 1.4.1.1. Le mécanisme de développement

À la mise en eau du réservoir, un nouveau système de pression s'installe dans le barrage en se substituant aux pressions interstitielles de construction qui se dissipent peu à peu. En fin de remplissage de la retenue, ou quelque temps après, l'écoulement permanent est totalement établi dans le remblai. Il exerce sur les grains de sol une pression hydrostatique (poussée d'Archimède) à laquelle s'ajoute une force dirigée dans le sens de l'écoulement. Les pressions hydrostatiques internes sont alors indépendantes des contraintes mécaniques appliquées et ne dépendent plus que de la hauteur de la nappe dans le remblai.

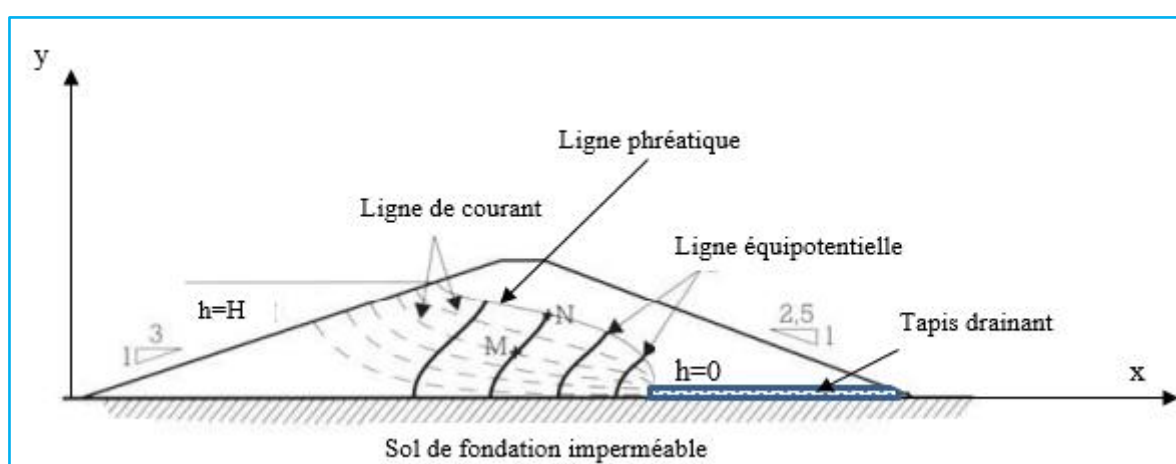
Si l'on prend l'exemple du barrage homogène en exploitation dans lequel le régime d'écoulement amont-aval est établi, le domaine des pressions interstitielles positives se situe au-dessous de la ligne phréatique (Figure 1.7 et Figure 1.8).

La (Figure 1.7) donne la représentation schématique du réseau d'écoulement normal dans un barrage homogène isotrope à drain horizontal reposant sur une fondation imperméable.

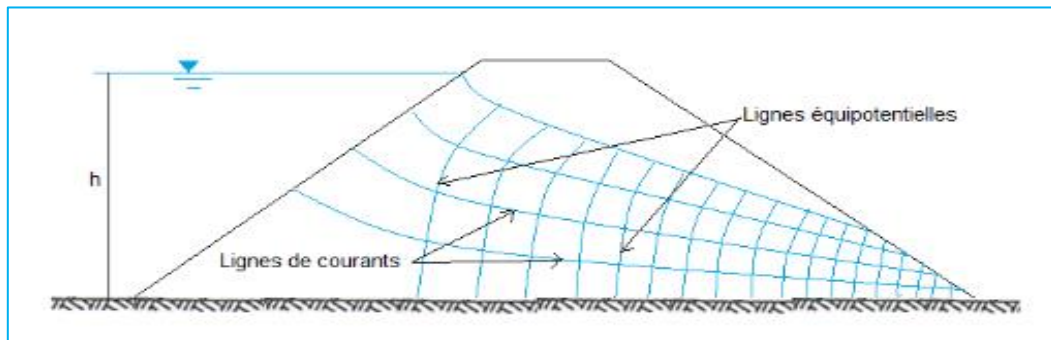
La (Figure 1.8) illustre un exemple sur un réseau d'écoulement dans un barrage homogène sur un sol imperméable sans drain.

La (Figure 1.9) représente le réseau d'écoulement normal dans un barrage à drain vertical.

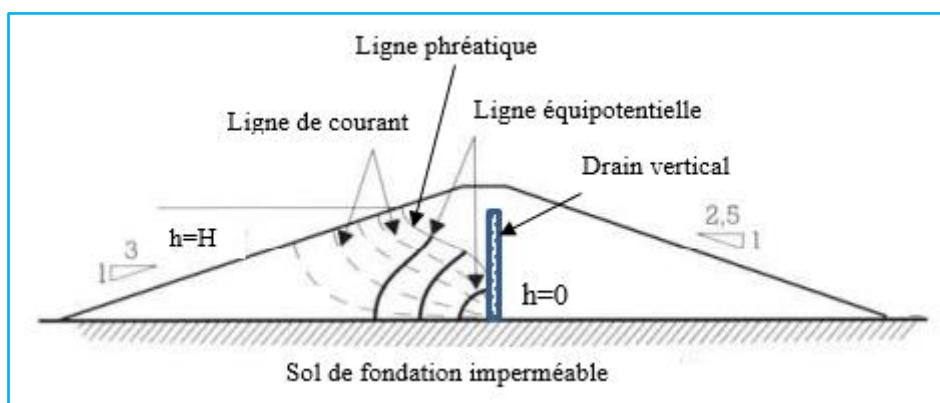
En tous les points de cette zone, les pressions peuvent être mesurées directement par des capteurs ou des piézomètres, ou calculées à partir du tracé des équipotentiels et des lignes de courant.



**Figure 1.7** Réseau d'écoulement dans un barrage homogène sur un sol imperméable avec tapis drainant (Danielle. L. (2003)).

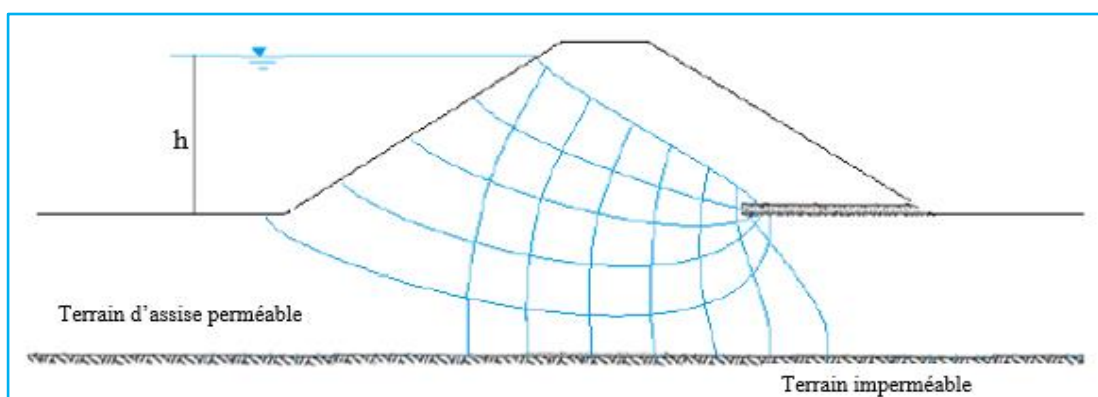


**Figure 1.8** Réseau d'écoulement dans un barrage homogène sur un sol imperméable  
(Source : [www.univdocs.com](http://www.univdocs.com) barrages en terre).



**Figure 1.9** Réseau d'écoulement dans un barrage homogène sur un sol imperméable avec drain vertical (Danielle. L. (2003)).

Si les terrains d'assise présentent une perméabilité sur un degré précis, similaire à celle du massif du barrage, la ligne de saturation et la ligne qui restreint la partie inférieure de la couche perméable représentent des frontières du système en question (Figure 1.10).



**Figure 1.10** Réseau d'écoulement dans un barrage homogène avec drain horizontal sur un sol perméable (Source : [www.univdocs.com](http://www.univdocs.com) barrages en terre).

Sur ces figures, le talus amont est l'équipotentielle de charge  $h = H$ . Le drain représente l'équipotentielle de charge  $h = 0$ .

Alors la charge hydrostatique ou (potentiel hydraulique)  $h$  au point M est donnée par la formule (1.36) cité déjà précédemment à la formule (1.33).

$$h_M = \frac{u_M}{\gamma_w} + y_M \quad (1.36)$$

Avec :

$y_M$  : Cote de point M par rapport à un plan de référence.

$u_M$  : Pression interstitielle au point M.

$\gamma_w$  : Densité de l'eau.

Cette charge hydraulique, qui peut être matérialisée par la hauteur d'eau dans un piézomètre, correspond à la hauteur d'eau dans la retenue moins la perte de charge provoquée par la résistance des grains à l'écoulement.

La pression interstitielle en un point dépend de la situation de ce point par rapport à la surface de la nappe. Au point M situé sur l'équipotentielle de charge hydraulique, la pression interstitielle est donnée par :

$$u_M = \gamma_w(y_N - y_M) \quad (1.37)$$

Où :

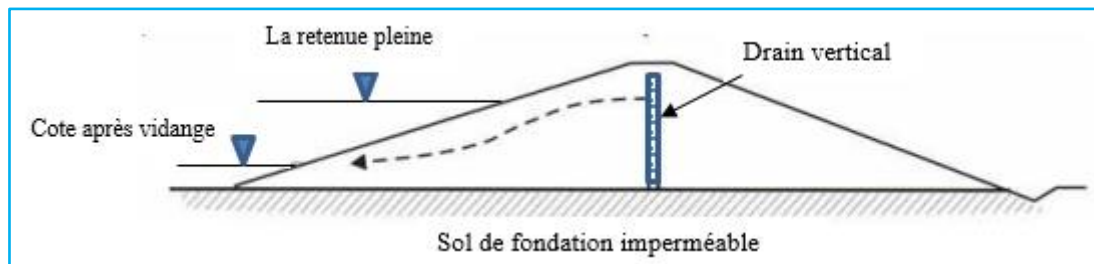
$(y_N - y_M)$  est la différence de cote entre les points M et N

Au point d'émergence N de l'équipotentielle passant par le point M la pression interstitielle est nulle et la ligne phréatique représente la ligne de pression nulle. Au-dessus, le sol est humide et ne développe aucune pression.

Cependant, pour un ouvrage hydraulique comme les barrages en terre, le réseau d'écoulement (lignes équipotentielles et lignes de courant) est influencé par la hauteur d'eau à l'amont, la position du drain, les variations du rapport de perméabilité remblai-fondation... Il subit, par ailleurs, des variations dans le temps en relation avec le remplissage ou la vidange de retenue.

Les figures (1.7 ; 1.8 et 1.9) illustrent la position de la ligne phréatique d'équilibre dans un remblai en terre homogène lorsque la retenue est pleine. Les écoulements vers l'aval contribuent à maintenir la stabilité du talus amont, contrairement à la vidange rapide, Les écoulements

changent de sens et se reflètent vers le talus amont. La (Figure 1.11) illustre que le processus de reflux se résulte en un décalage, relié généralement à une perméabilité des sols trop faible pour que la ligne de saturation du remblai diminue simultanément au marnage dans la retenue. Le retard, qui se manifeste par un niveau d'eau dans le remblai supérieur à la cote d'eau dans la retenue, est lié au coefficient de perméabilité du sol.



**Figure 1.11** Représentation schématique de l'écoulement dans un barrage pendant la vidange rapide (Danielle. L. (2003)).

Les pressions interstitielles dans un barrage en terre changent considérablement lors du remplissage ou de la vidange du réservoir. Ces fluctuations doivent être prises en considération dans les calculs de stabilité pour trois cas possibles dans la vie des barrages en terre afin d'encadrer les pressions extrêmes :

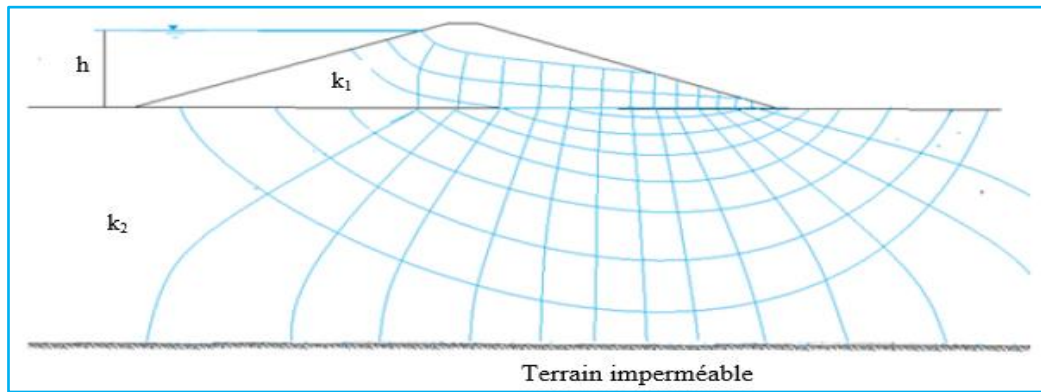
- La fin de construction ou comportement à court terme.
- Remplissage total du réservoir (estimation défavorable pour le talus aval).
- Pendant la vidange rapide (estimation négative pour le talus amont).

Les pressions interstitielles ne peuvent pas compromettre la stabilité d'un barrage construit conformément aux normes de l'art, à moins que les hauteurs piézométriques échappent aux hypothèses de calcul et soient élevées (Danielle. L. (2003)).

Trois raisons peuvent en découler :

- Un drain insuffisamment dimensionné et, à plus forte raison, l'absence de drain.
- Une anisotropie de perméabilité du remblai marquée.
- Une perte d'efficacité du drainage.

Dans le cas où le courant traverse des couches présentant diverses perméabilités, les lignes de courant se résistent au contact entre la surface de séparation des deux strates. Lorsqu'elles pénètrent dans un matériau plus perméable ou se détachent dans un matériau moins perméable, elles se resserrent (Figure 1.12).



**Figure 1.12** Réseau d'écoulement dans le cas de terrain d'assise moins perméable

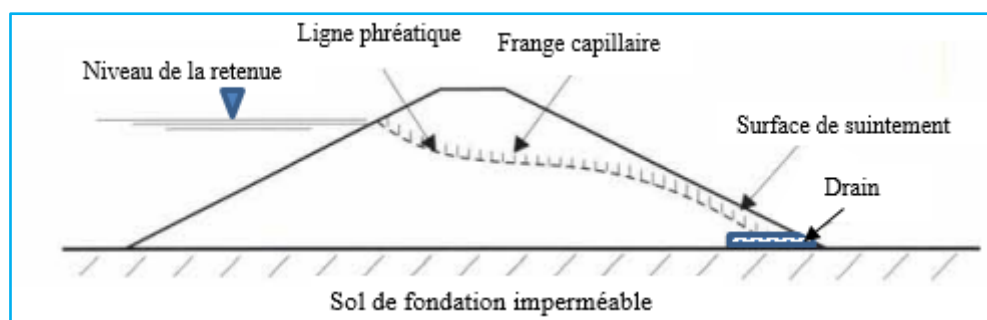
(Source : [www.univdocs.com](http://www.univdocs.com) barrages en terre).

### 1.4.2. Les drains dans les barrages en terre

Les drains dans les barrages en terre sont conçus pour récolter ou canaliser les eaux de percolation provenant du remblai vers un ou plusieurs points spécifiques dans l'aval où l'on peut mesurer le débit de fuite, tout en réduisant les pressions interstitielles au sein du massif afin d'augmenter la sécurité de l'ouvrage. Il s'agit d'un aspect fondamental du rôle du drain.

Quand le drain est installé sous le talus aval sous forme de tapis, il diminue les pressions interstitielles entre le talus et la fondation, du moins tant qu'il n'est pas colmaté et se trouve à la pression atmosphérique.

La (Figure 1.13) illustre que, dans le cas d'un remblai isotrope homogène présentant une largeur de drain réduite (moins de 1/3 de la projection horizontale du talus aval), la ligne phréatique et sa frange capillaire tangentent presque le talus aval.



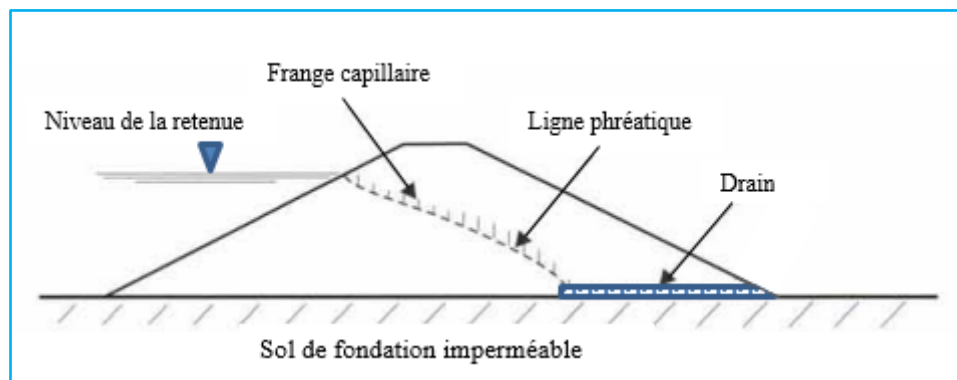
**Figure 1.13** Ligne phréatique dans un remblai homogène isotrope à tapis drainant

(Danielle. L. (2003)).

Dans un remblai homogène, il est recommandé d'avoir une largeur de tapis qui correspond entre la moitié et les 2/3 de la projection horizontale du talus aval sur l'horizontale, comme la

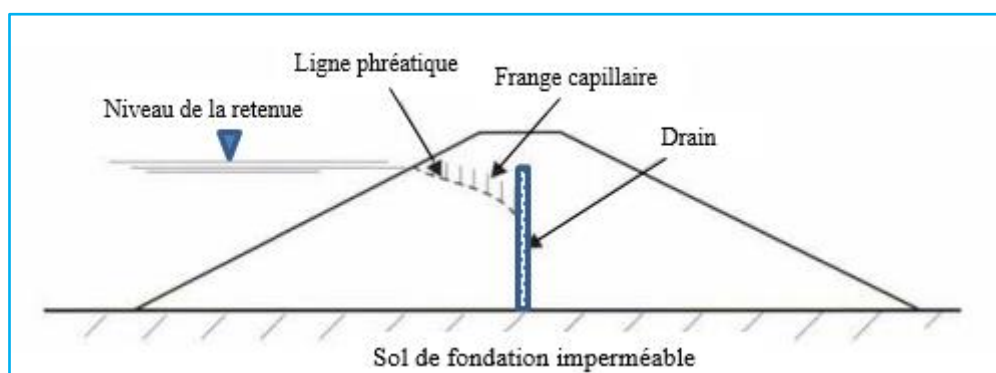
montre le (Figure 1.14) où le réseau d'écoulement se déplace vers l'amont, ce qui contribue à renforcer la stabilité du talus aval (Danielle. L. (2003)).

Ce système de drain a un autre avantage, où il active le drainage de la fondation du barrage en cours de réalisation et réduit les pressions interstitielles dans le remblai, ce qui est crucial lorsqu'on dispose d'une fondation perméable ou semi-perméable.



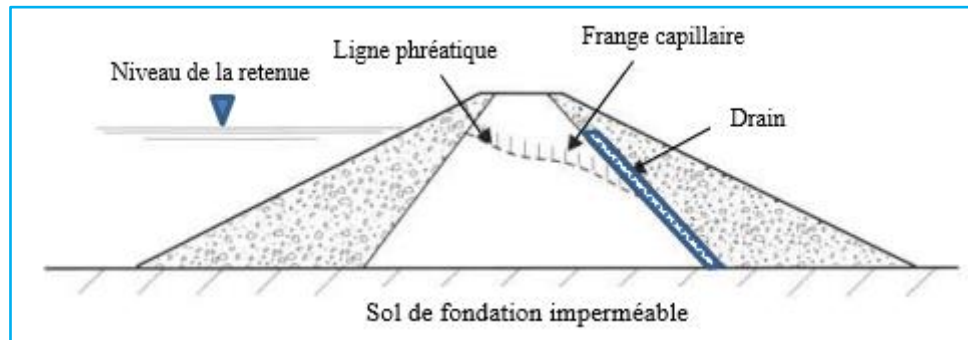
**Figure 1.14** Ligne phréatique dans un remblai homogène isotrope avec un tapis drainant (Danielle. L. (2003)).

Dans le cas d'un drain cheminé positionné au milieu du barrage jusqu'au niveau d'eau normal (ou à des plus hautes eaux), les pertes de charge se concentrent davantage efficacement dans la moitié amont du barrage (Figure 1.15). La hauteur de l'eau en aval est inexistante, ce qui favorise la stabilité du talus et suggère une inclinaison plus raide. Cependant, dans ce cas, la fondation n'est plus drainée.



**Figure 1.15** Ligne phréatique dans un remblai homogène à drain vertical. (Danielle. L. (2003)).

Lorsqu'il s'agit d'un remblai zoné au noyau argileux et des recharges perméables en amont et en aval, les pertes de charge se concentrent dans le noyau (Figure 1.16).

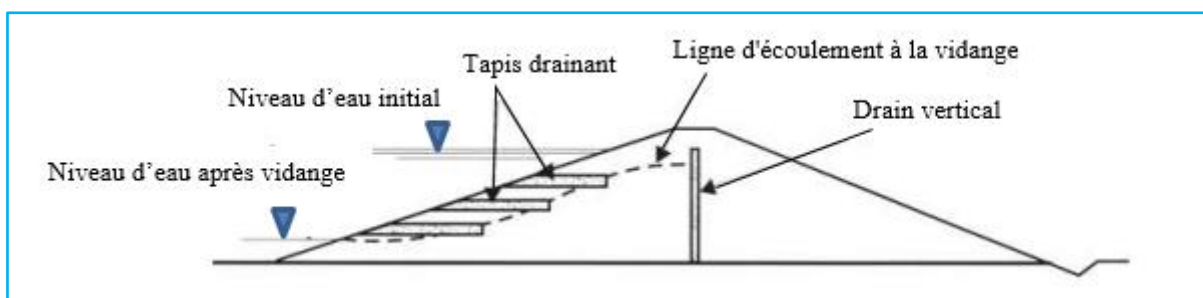


**Figure 1.16** Ligne phréatique dans un remblai zoné à noyau argileux (Danielle. L. (2003)).

Il est donc nécessaire de bien choisir le type de drain qui présente les meilleures performances. Pour que le drain ait toute son efficacité, que les écoulements à travers le barrage restent bien canalisés (à la destination souhaitée).

Il est également possible d'augmenter la dimension du remblai en fonction de sa structure (pentes faibles) ou de drainer spécifiquement le talus amont par des drains horizontaux, conçus pour rabattre la nappe dans le remblai lors d'une vidange rapide. Si leur conductivité hydraulique dépasse largement celle du remblai, comme c'est le cas pour les drains de graviers recouverts de géotextile, ils se révèlent efficaces. Ce système est destiné aux barrages de grande envergure.

La (Figure 1.17) illustre un schéma du rabattement de la ligne de saturation dans le remblai pendant la vidange rapide.



**Figure 1.17** Schéma du rabattement de la ligne de saturation du remblai pendant la vidange rapide (Danielle. L. (2003)).

### 1.4.3. Détermination de la ligne de saturation par la méthode de Kozeny (barrage homogène sans drain sur sol imperméable).

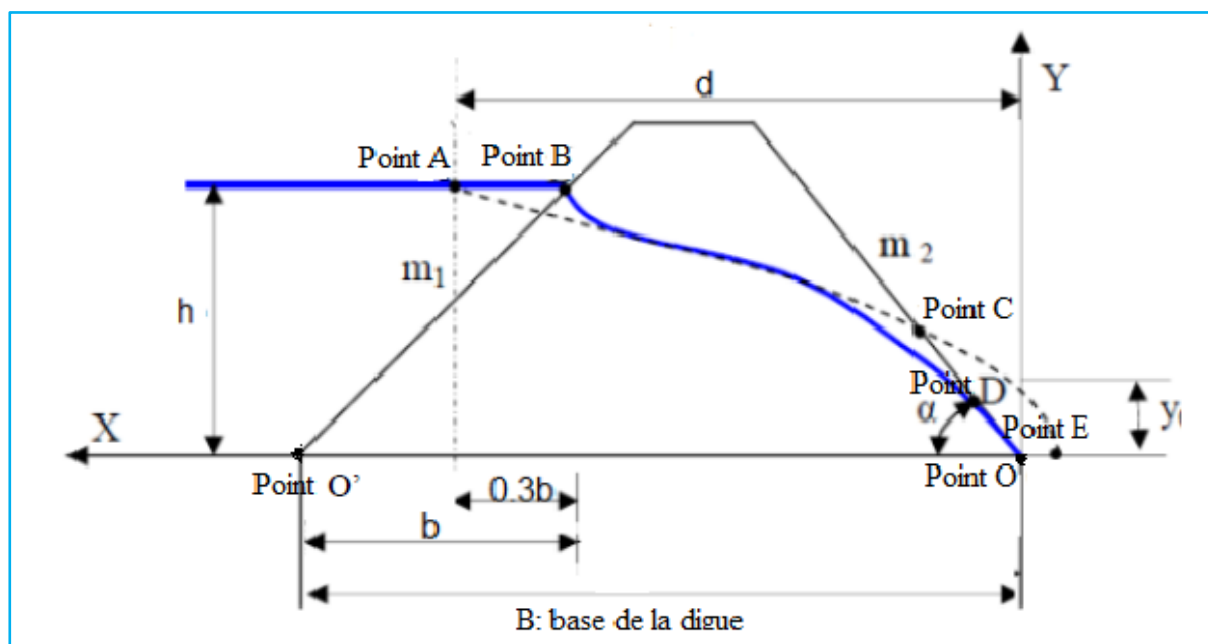
Kozeny a montré que, dans un barrage en terre homogène non drainé, la ligne de saturation peut être assimilée dans sa partie médiane à une parabole d'axe horizontal dont le foyer « O » est situé au pied du parement aval du barrage (Figure 1.18). L'équation de cette parabole est donnée par les équations (1.38) et (1.39) :

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0 \quad (1.38)$$

Avec :

$$y_0 = \sqrt{(h^2 + d^2)} - d \quad (1.39)$$

Où : h est la hauteur du niveau d'eau en amont, d est la distance horizontale entre le point (A) et l'axe verticale (y).



**Figure 1.18** Ligne de saturation pour un barrage homogène sans drain (Rolley et al., 1977).

Cette ligne de saturation doit être corrigée au droit du parement amont et aval du barrage.

Avec : B est le point d'intersection entre la pente amont et la hauteur du niveau d'eau dans le réservoir (h), b est la distance qui correspond à la projection horizontale de O'B. Le point A est situé à la surface de la cote de la retenue à une distance de 0,3b du point B. Le foyer de la parabole de Kozeny se situe au pied aval du barrage au point O. Donc, connaissant la hauteur h et en appliquant l'équation (1.38), on peut tracer la courbe de de Kozeny.

Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de Kozeny, on procède à une correction sur le parement amont et au pied du parement aval.

- **Concernant la correction du parement amont** : on raccorde la ligne de saturation au point B du plan d'eau amont par une courbe normale au parement amont en B et tangente à la parabole.

- **Concernant la correction du parement aval** : on fait aboutir la ligne de saturation en un point D tel que (équation 1.40)

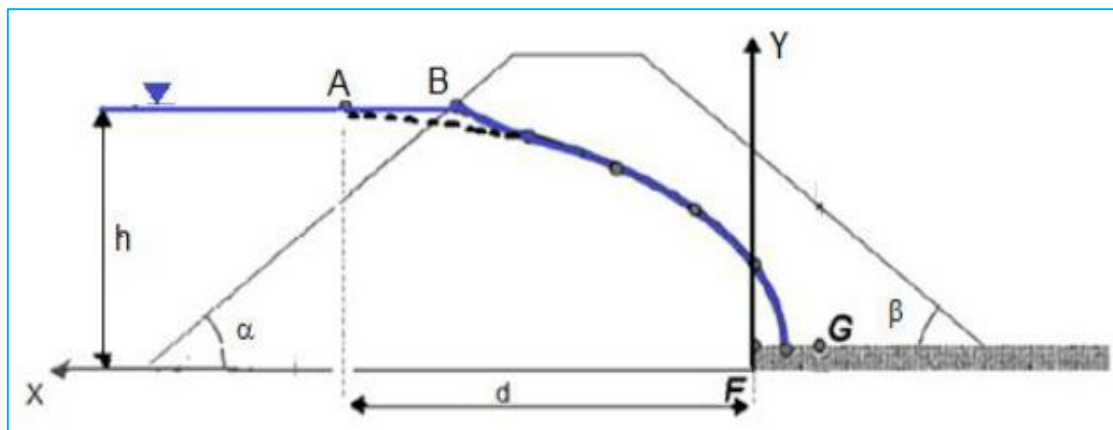
$$OD \approx \frac{2}{3} OC \quad (1.40)$$

On peut aussi calculer le point D en utilisant l'équation (1.41).

$$OD = \sqrt{h^2 + d^2} - \sqrt{d^2 - h^2 \cot^2 \alpha} \quad (1.41)$$

#### 1.4.4. Ligne de saturation pour un barrage homogène avec drain

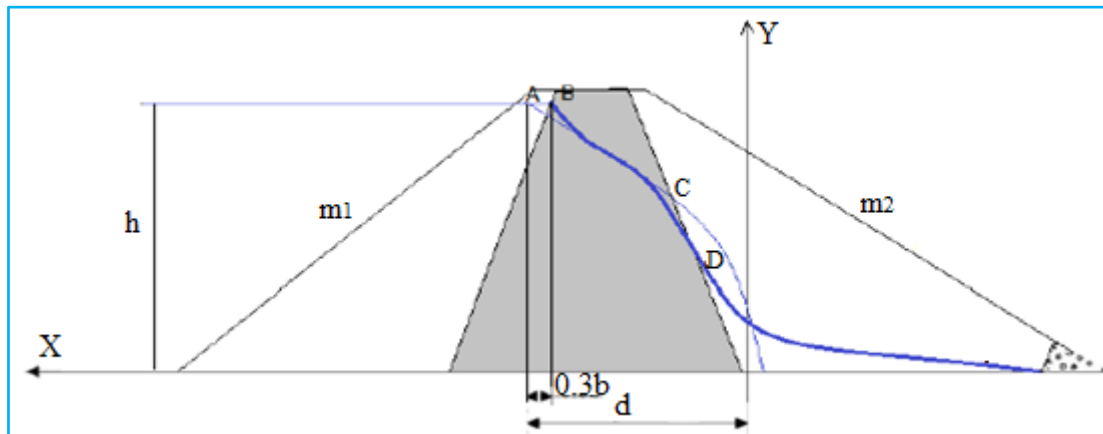
Les barrages en terre sont généralement équipés d'un drain pour rabattre la ligne de saturation à l'intérieur de la digue (Figure 1.19).



**Figure 1.19** Ligne de saturation d'un barrage à drain horizontal (Rolley et al., 1977).

#### 1.4.5. Ligne de saturation pour un barrage à noyau sur fondation imperméable

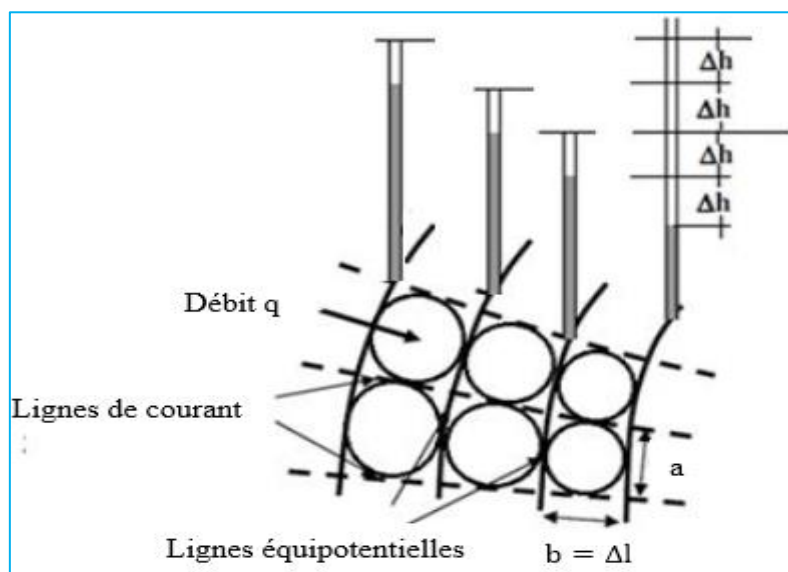
Selon Rolley et al. (1977), lors de la construction d'une digue à noyau imperméable épaulée par des zones de recharges perméables (Figure 1.20), la ligne de saturation est déterminée de la même manière que précédemment (paragraphe 1.4.3).



**Figure 1.20** Ligne de saturation d'un barrage à noyau (Rolley et al., 1977)

#### 1.4.6. Lignes équipotentiellles et lignes de courant

Un réseau d'écoulement représente visuellement un champ d'écoulement (solution de l'équation de Laplace). À partir d'un champ d'écoulement, on peut mesurer la charge hydraulique, la vitesse et les forces d'écoulement ou les débits percolant dans une section spécifique (Figure 1.21).



**Figure 1.21** Réseau d'écoulement

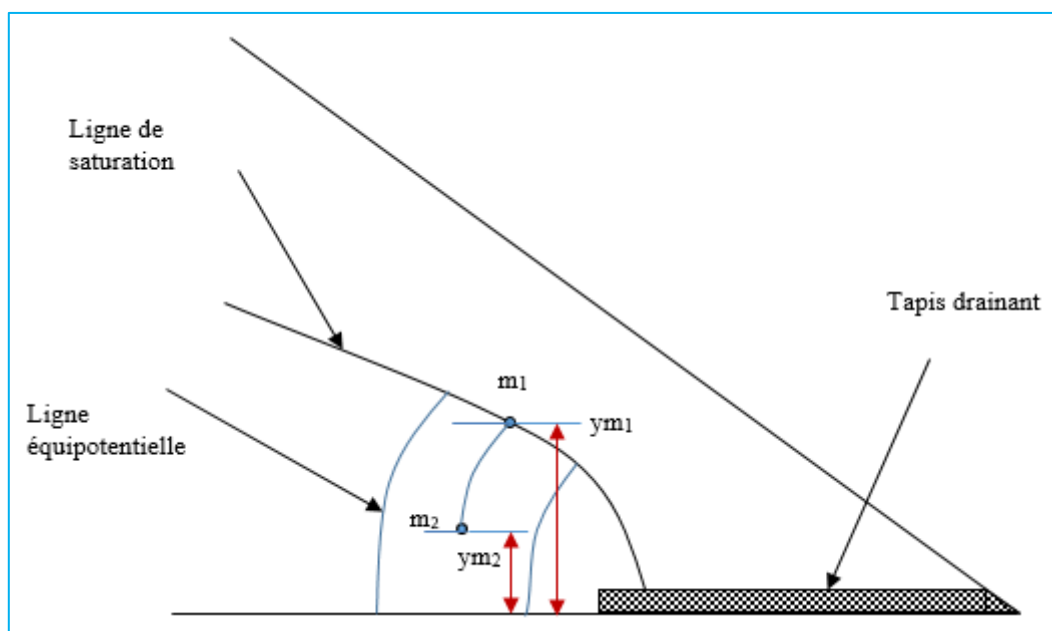
La (Figure 1.21) illustre un réseau d'écoulement constitué d'une série de lignes de courant et de lignes équipotentiellles qui répondent aux critères présentés ci-dessous :

- Les voies d'écoulement des particules d'eau sont appelées lignes d'écoulement.

- Une ligne équipotentielle est une ligne reliant les points ayant la même charge hydraulique.
- Les lignes d'écoulement et les lignes équipotentiellles sont orthogonales les unes aux autres.
- Le débit ( $q$ ) entre deux lignes d'écoulement adjacentes est constant.
- La vitesse d'écoulement est normale aux lignes équipotentiellles.
- La différence de hauteur manométrique entre deux lignes équipotentiellles est la perte de charge  $\Delta h$ .
- Une ligne d'écoulement ne peut pas croiser une autre ligne d'écoulement.
- Une ligne équipotentielle ne peut pas croiser une autre ligne équipotentielle.

#### 1.4.7. Calcul de la pression de l'eau dans le corps du barrage

Lorsqu'on possède un réseau d'équipotentiellles, la pression de l'eau en chaque point peut être déterminée (Figure 1.22).



**Figure 1.22** Détermination de la pression interstitielle

Selon la Figure 1.22, la charge hydraulique  $h_{m_2}$  au point  $m_2$  en utilisant l'équation (1.33) est égale à l'équation (1.42) :

$$h_{m_2} = \frac{u_{m_2}}{\gamma_w} + y_{m_2} \quad (1.42)$$

Avec :

$u_{m_2}$  et  $y_{m_2}$  sont respectivement la pression de l'eau et de la cote du point  $m_2$  par rapport à un plan de référence fixé.

D'où :

$$u_{m_2} = (h_{m_2} - y_{m_2})\gamma_w \quad (1.43)$$

De même :

$$u_{m_1} = (h_{m_1} - y_{m_1})\gamma_w \quad (1.44)$$

Et comme le point  $m_1$  est sur la ligne de saturation, alors :

$$u_{m_1} = 0 \Rightarrow h_{m_1} = h_{m_2} = y_{m_1} \quad (1.45)$$

Donc, la pression au point  $m_2$  se calcule avec l'équation (1.46) :

$$u_{m_2} = (y_{m_1} - y_{m_2})\gamma_w \quad (1.46)$$

#### 1.4.8. Calcul du débit de fuite

Le débit de fuite d'un réseau d'écoulement bien connu peut être évalué en utilisant la loi de Darcy (1856). Prenons un exemple maille du réseau d'écoulement ayant une dimension  $a * b$  par unité de largeur. À partir de la (Figure 1.21), on a :  $a$  est la distance entre deux lignes de courants et  $b$  la distance entre deux lignes équipotentiels.

La perte de charge  $\Delta h$  entre deux lignes équipotentiels adjacentes est donnée par l'équation (1.47) :

$$\Delta h = \frac{h}{N_h} \quad (1.47)$$

Avec :  $N_h$  représente le nombre de lignes équipotentiels

Le gradient hydraulique ( $i$ ) donnée par les équations (1.48) et (1.49) :

$$i = \frac{\Delta h}{\Delta L} = \frac{\Delta h}{b} \quad (1.48)$$

D'où

$$i = \frac{h}{bN_h} \quad (1.49)$$

- D'après la loi de darcy, le débit (q) est donnée par l'équation (1.50) :

$$q = k \cdot i \cdot A = k \frac{h}{bN_h} \cdot A \quad (1.50)$$

- Le débit total Par unité de largeur (Q) est donnée par l'équation (1.51) :

$$Q = k \frac{h}{bN_h} a \cdot N_c \quad (1.51)$$

Avec :  $N_c$  est le nombre de canaux d'écoulement, q est le débit dans un canal d'écoulement (entre deux lignes de courant adjacentes).

Généralement, le réseau d'écoulement est tracé avec  $a=b$  alors on aura l'équation (1.52):

$$Q = k \cdot h \frac{N_c}{N_h} \quad (1.52)$$

- Pour une digue de largeur L, le débit de fuite totale est exprimé par l'équation (1.53) :

$$Q = k \cdot h \frac{N_c}{N_h} L \quad (1.53)$$

Il existe d'autres approches qui prennent en considération l'angle  $\alpha$  que fait le talus aval avec l'horizontale et qui reposent également sur la loi de Darcy pour calculer le débit de résurgence.

- ❖ Dans le cas où  $\alpha < 30^\circ$

$$Q = k \cdot b \cdot \sin^2 \alpha \quad (1.54)$$

Avec :

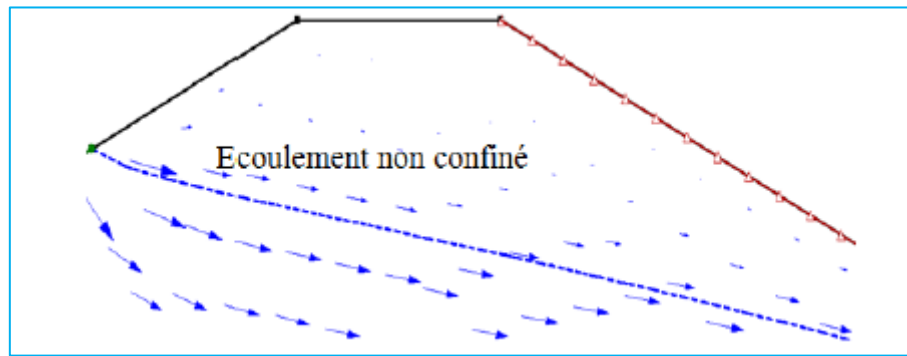
$$b = OD = \sqrt{h^2 + d^2} - \sqrt{d^2 - h^2 \cot^2 \alpha} \quad (1.55)$$

- ❖ Si  $30^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$

$$Q = ky_0 \quad (1.56)$$

#### 1.4.9. Écoulement dans la zone non saturée

La surface phréatique n'est pas une limite d'écoulement, mais simplement une ligne de pression nulle. L'écoulement dans la zone capillaire au-dessus de la nappe phréatique (écoulement non confiné) est une composante réelle et significative du débit total. Cette partie de l'écoulement non confiné est illustrée par les vecteurs d'écoulement au-dessus de la surface phréatique représentés sur la (Figure 1.23). L'intensité de ces vecteurs diminue au fur et à mesure qu'on s'éloigne de cette surface vers la crête du barrage.



**Figure 1.23** Écoulement non confiné dans un barrage homogène (John, 2004).

## 1.5. Conclusion

Les écoulements en milieu poreux, notamment dans le contexte des barrages en terre, est une problématique complexe qui nécessite une compréhension approfondie des mécanismes de transfert d'eau dans les sols poreux. Dans ce chapitre, nous avons présenté les équations décrivant les écoulements en milieu poreux saturé et non saturé et les phénomènes d'écoulement à travers les barrages en terre.

En effet, les barrages en terre, en particulier, jouent un rôle crucial dans la gestion des ressources hydriques et la prévention des inondations, mais ils sont également sujets à des risques de défaillance liés à l'écoulement de l'eau dans le sol.

Enfin, la maîtrise des écoulements en milieu poreux comme dans les barrages en terre est essentielle pour garantir la sécurité et la durabilité des barrages en terre, et contribue ainsi à la gestion efficace des ressources hydriques et à la protection des communautés exposées aux risques d'inondation.

---

***Chapitre 2. Etat de l'art sur les barrages en  
terre***

---

## 2.1. Introduction

Depuis plusieurs décennies, de nombreux travaux de recherche ont été menés pour améliorer la conception, la construction et la surveillance de ces ouvrages.

Dans les années 1960 et 1970, des études pionnières ont été menées pour définir les principes fondamentaux de la mécanique des sols et de la théorie de la stabilisation des talus. Les recherches menées par des scientifiques tels que Vachaud, Thony et Freeze ont permis de comprendre les mécanismes de ruine des barrages en terre et de développer des méthodes de calcul pour évaluer leur stabilité.

Dans les années 1980 et 1990, l'avènement de la modélisation numérique et de la simulation informatique a permis d'approfondir la compréhension des phénomènes mécaniques et hydrologiques qui influent sur le comportement des barrages en terre. Des études de cas ont été menées pour évaluer l'effet de différents paramètres tels que la géométrie de l'ouvrage, les propriétés des sols, la charge hydrologique et les conditions climatiques sur la sécurité et la performance des barrages.

Plus récemment, la recherche s'est orientée vers l'amélioration de la durabilité et de la résilience des barrages en terre, en prenant en compte les effets du changement climatique, de l'augmentation des événements extrêmes et de la dégradation des sols. Des travaux de recherche portent également sur l'utilisation de matériaux et de techniques innovantes pour améliorer la sécurité et la durabilité des barrages, tels que l'utilisation de géosynthétiques, de matériaux de drainage améliorés et de systèmes de surveillance en temps réel.

Enfin, les recherches actuelles portent sur l'optimisation de la conception et de la construction des barrages en terre en intégrant des objectifs de développement durable, tels que la minimisation des impacts environnementaux et la maximisation de la production d'énergie renouvelable. Les travaux de recherche menés dans ce domaine contribuent à améliorer la sécurité, la fiabilité et la durabilité des barrages en terre, ce qui permet d'envisager un avenir plus sûr et plus durable pour les générations à venir.

Dans ce chapitre, nous décrivons les travaux de recherche réalisés dans le domaine des écoulements et les modèles d'analyse du comportement hydraulique des barrages en terre.

## 2.2. Revue de la littérature

### 2.2.1. Travaux réalisés dans le domaine des écoulements.

Le problème général de l'écoulement des nappes à surface libre ne peut être traité valablement que si l'on considère la continuité des transferts entre la zone saturée et la zone non saturée. La zone saturée est en effet artificiellement limitée à sa partie supérieure par sa surface libre : Cette surface est continuellement soumise à des fluctuations de niveau provenant soit de pertes de masse par évaporation, soit de gains de masse par recharge à partir de la surface du sol ou par réalimentation à l'intérieur de la nappe et par le transfert destiné à l'alimentation en eau potable (AEP) et aux besoins de l'industrie. La détermination de la position de la surface libre sera donc régie par des conditions aux limites données au niveau de la base de la nappe, mais aussi à la surface du sol, ces dernières fixant les valeurs des débits d'évaporation – ou de réalimentation – entre la surface de nappe et la surface du sol. On conçoit dès lors qu'il est indispensable de tenir compte des transferts massifs d'eau dans la zone dite « non saturée », s'étendant entre la surface de la nappe et la surface du sol (Vachaud & Thony, 1969).

Pour simuler les écoulements en milieu poreux avec surface libre, Freeze (1971) a montré la nécessité de prendre en compte la zone non saturée. Il cite en effet que, même en régime permanent, la ligne de saturation n'est pas une ligne de courant, alors que cette hypothèse est nécessaire dans les modèles qui ne considèrent que la zone saturée. Il en résulte une différence notable sur la position de la surface libre. Selon Freeze, cette différence est la plus importante dans les barrages de petite taille, dans les barrages à noyau et dans les barrages homogènes avec drain aval.

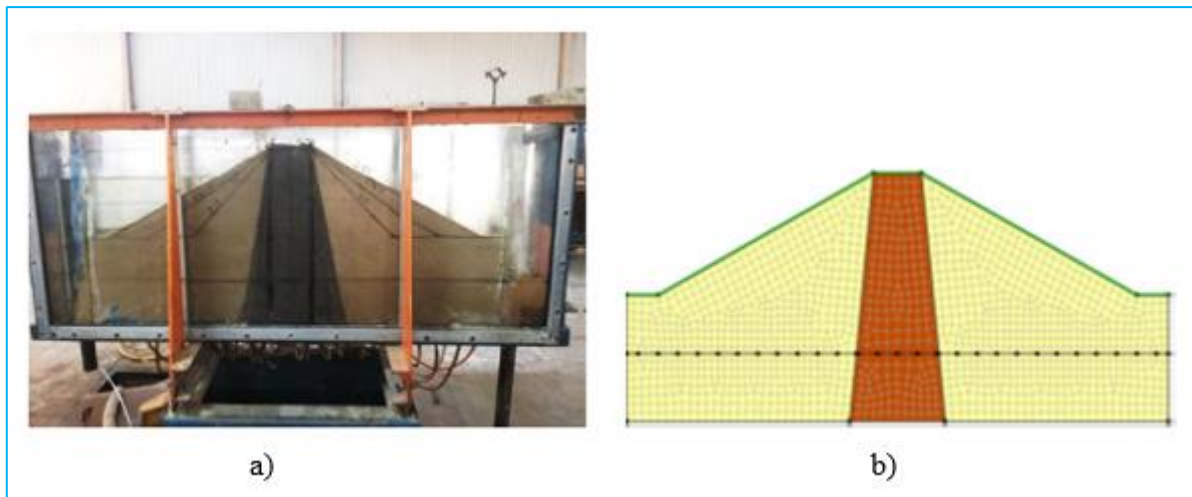
Une méthode par éléments finis a été développée par Li et Desai (1983) pour une analyse contrainte-déformation des barrages, une analyse des infiltrations, incluant une surface libre transitoire et permanente, ainsi qu'une combinaison des deux méthodes. Le comportement du sol est modélisé à l'aide de lois basées sur l'élasticité linéaire, l'élasticité non linéaire et la plasticité. Le maillage d'éléments finis reste invariant pendant les infiltrations et les itérations transitoires. Une corrélation satisfaisante a été obtenue avec les solutions analytiques et les observations sur le terrain pour plusieurs problèmes. Il peut s'avérer bénéfique et adapté pour l'étude des contraintes non linéaires, des infiltrations et de la stabilité des barrages.

Giglou et Zeraatparvar (2012) ont étudié les facteurs physiques et géométriques des barrages en terre tels que la perméabilité, les pentes amont et aval du barrage pour étudier les problèmes d'infiltrations dans les zones saturées-insaturées. Divers barrages en terre

homogènes avec des hauteurs différentes (5, 10, 20, 30, 40 et 50 m) ont été analysés numériquement à l'aide d'un programme bidimensionnel par éléments finis. Les cas étudiés comprenaient les barrages en terre homogènes destinés à retenir les eaux usées municipales ou industrielles. Des solutions ont été trouvées pour résoudre numériquement les problèmes liés à la prise en compte de la saturation et à l'effet de serre.

Fattah et al. (2014) ont utilisé la M.E.F afin de résoudre les équations gouvernant l'écoulement à travers les barrages en terre. Une étude de cas adoptée sur le barrage d'Al-Adhaim (en Irak) qui est un barrage en terre zoné de 3,1 km de long. Le barrage dans sa conception originale a été analysé en adoptant le modèle Seep/W du logiciel GéoStudio (2012). Des éléments à huit nœuds ont été utilisés pour modéliser le barrage et ses fondations. Par la suite, plusieurs scénarios ont été réalisés pour étudier la régulation du débit dans le barrage par le biais de l'étude de l'effet de différents paramètres, dont la conductivité hydraulique des matériaux. Selon Fattah et al., la présence d'un noyau argileux a un impact significatif sur la réduction du gradient de sortie, ce qui peut augmenter de l'ordre de 300 % sans le noyau. Ils précisent que le facteur de sécurité peut être critique lorsque le niveau d'eau dans le réservoir atteint 143,5 m.

Des études expérimentales et numériques ont été menées par Mohamed N et al. (2019). Ils ont examiné les infiltrations qui traversent le corps d'un barrage en terre, avec ou sans noyau argileux (Figure 2.1). Plusieurs modèles ont été analysés à l'aide du logiciel GeoStudio (2012). Le calcul de l'infiltration et de la stabilité a été effectué par Seep/W et Slop/W, respectivement. Les résultats numériques ont été vérifiés à l'aide de données expérimentales provenant d'un modèle d'infiltration et de perméabilité. Les auteurs ont étudié l'effet de plusieurs paramètres sur l'infiltration (la perméabilité, la largeur et l'épaisseur à la base du noyau). De plus, ont étudié la pression de l'eau interstitielle, le gradient de sortie et la stabilité des pentes en amont et en aval du barrage. Ils ont conclu qu'en augmentant les pentes latérales, une baisse notable de la ligne d'infiltration est observée avec l'augmentation de la stabilité de la pente en aval.



**Figure 2.1** Etude expérimentale et numérique d'un barrage en terre a) Schéma expérimental, et b) maillage du modèle numérique (Mohamed N et al., 2019)

Shivhare et Venkatesh (2023) ont proposé une étude approfondie sur l'utilisation de GeoStudio (Seep/W) pour simuler le problème des infiltrations, les écoulements des eaux souterraines et la variation des pressions des eaux interstitielles dans les barrages en terre.

Yadav et al. (2024) ont appliqué les outils numériques pour analyser les infiltrations à travers les barrages en terre. Ils ont utilisé différents logiciels tels que Seep/W, Ansys, Hydrus, Plaxis, Modflow, Svflux et Feflow. Un aperçu des équations directrices, des avantages et des limites de ces modèles est brièvement donné. Une analyse comparative est ensuite réalisée pour un barrage en terre en utilisant les résultats de simulation de Seep/W et Feflow. Il a été constaté que les résultats obtenus avec Feflow sont légèrement précis. Par conséquent, une étude détaillée des infiltrations est finalement menée pour le barrage d'Ambawali (Haryana en Inde), à l'aide de Feflow. Ils ont conclu que les résultats trouvés peuvent être utilisés par les ingénieurs de terrain pour sélectionner les modèles appropriés en fonction du corps du barrage et de ses conditions environnantes afin de gérer efficacement le flux d'infiltration.

### 2.2.2. Méthodes et modèles d'analyse dans les barrages en conditions de rabattement et de remplissage

Humbert (1984) a présenté les limites des modèles d'écoulement en milieux poreux avec surface libre qui ne prennent pas en compte la zone non saturée et les difficultés liées à la nécessité de déformation du maillage sous la surface libre. Trois ans après, Lam et al., (1987) ont proposé un modèle à deux dimensions en éléments finis pour simuler l'infiltration transitoire des systèmes complexes d'écoulement d'eau souterraine. Le système du sol complet est traité

comme un milieu continu englobant l'écoulement dans les zones saturées et non saturées. La formulation par éléments finis est appliquée à travers un modèle informatique appelé TRASEE. Le modèle peut être utilisé pour une multitude de problèmes qui impliquent des conditions aux limites et des géométries complexes avec des niveaux d'hétérogénéité et d'anisotropie arbitraires. Les résultats indiquent que la quantité d'écoulement d'eau dans la zone non saturée peut être substantielle et que la ligne phréatique n'est pas une ligne d'écoulement.

Lane et Griffiths (2000) ont cherché à explorer l'utilisation de la méthode des éléments finis (MEF) dans des conditions potentiellement critiques de rabattement rapide et partiel, afin de développer une approche basée sur des graphiques pour l'exploitation et la sécurité des structures. Les cas de la submersion partielle et de vidange rapide pour les talus partiellement submergés ont été identifiés à l'aide de la méthode des éléments finis. Les techniques d'analyse classiques ne peuvent pas prendre en compte toutes les conditions critiques envisageables ni représenter correctement les pentes hétérogènes et les configurations de chargement complexes. De cette façon, la méthode des éléments finis permet de réaliser une série d'analyses plus étendue que celle qui peut être traitée par les méthodes classiques.

Bonelli et Royet (2001) ont présenté un modèle permettant d'analyser le retard des mesures de pression interstitielle. La méthode repose sur la loi de Darcy et sur l'équation d'infiltration de Richard. La méthode nécessite l'emploi d'un système dynamique linéaire qui prend en considération la contribution des facteurs non liés au vieillissement, tels que le niveau du réservoir, les événements pluvieux et les fluctuations de la pression interstitielle. Grâce au modèle à réponse retardée, les résultats obtenus montrent une amélioration par rapport à ceux obtenus précédemment. Les méthodes existantes concernant les effets des précipitations ont été plus satisfaisantes, de même les résultats obtenus concernant les effets du niveau d'eau ont été satisfaisants. Le modèle à réponse retardée peut donc être utilisé pour effectuer des analyses des données obtenues à l'aide d'instruments placés à l'intérieur de la structure des barrages où le chemin de drainage peut être déterminé et les précipitations ont des effets négligeables.

Bonelli (2004) a décrit un modèle qui permet d'analyser le retard des mesures de pression interstitielle. Ce modèle repose sur une description approximative de la réponse impulsionnelle de l'ouvrage qui permet de reconstituer les fluctuations mesurées qui sont causées par le niveau de la retenue et par la pluie. Une fois l'analyse théorique terminée, le modèle est confronté à des solutions précises d'un problème de diffusion linéaire, puis appliqué à l'analyse de quelques mesures d'auscultation de trois barrages.

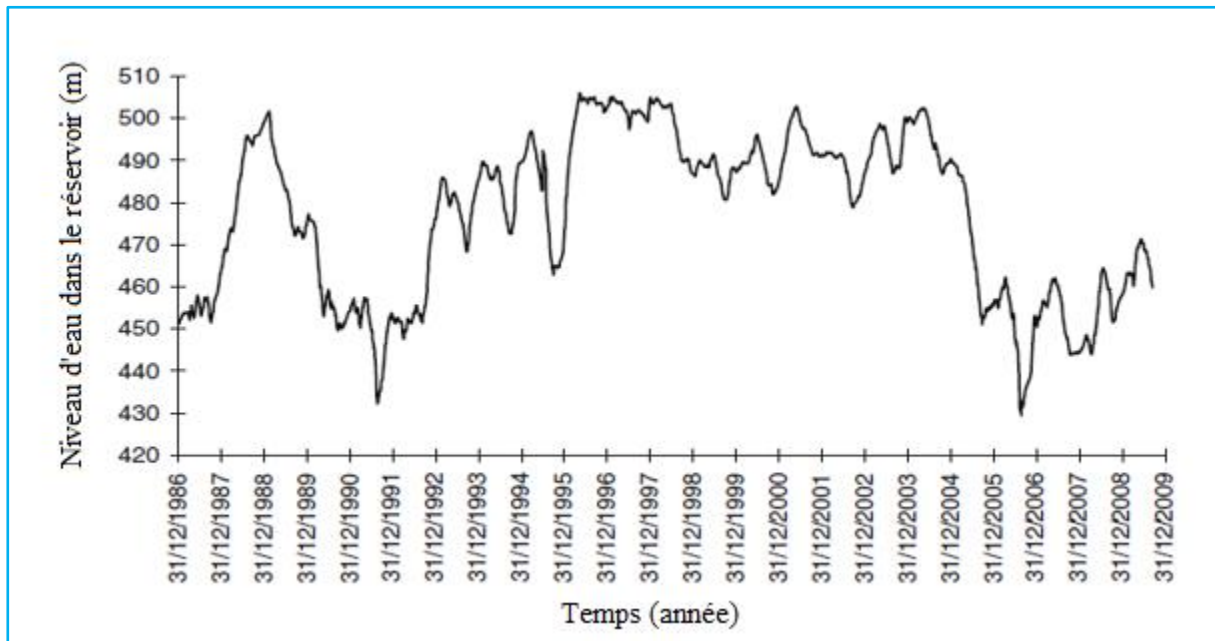
Une année après, Bonelli et al. (2005) ont présenté une méthode basée sur une analyse experte des mesures : les auteurs ont souligné la nécessité de disposer de mesures d'auscultation pour évaluer la sécurité d'un barrage.

Zomorodian & Abodollahzadeh (2010) ont examiné l'effet des drains horizontaux sur la pente amont des barrages en terre en condition de vidange rapide. Les auteurs ont utilisé le logiciel GéoStudio en utilisant les programmes Seep/W et Slope/W, dans le but d'analyser le débit d'infiltration sortant, le facteur de sécurité et l'évolution de la pression d'eau interstitielle. Zomorodian et Abodollahzadeh ont conclu que le débit d'infiltration augmente en raison de l'existence de drains horizontaux sur la pente amont. En d'autres termes, le débit sortant en cas de présence de drains est bien plus important que dans le cas où il n'y a pas de drain en amont. De plus, les drains jouent un rôle important dans l'expulsion des écoulements et ils sont capables de drainer le talus amont et de faire tendre les lignes équipotentiels jusqu'à devenir horizontales. Ainsi, les auteurs ont constaté que pendant la vidange de 0,25 et 0,50 m/j, le facteur de sécurité est supérieur au facteur de sécurité minimum admissible  $F_s = 1,20$  et qu'il n'est pas nécessaire d'avoir un drain dans la pente amont.

Murray et al. (2011) ont comparé l'analyse de l'abaissement rapide de Duncan (1990) à une analyse combinée des infiltrations transitoires et de la stabilité des pentes. L'objectif de l'étude consistait à préparer des scénarios selon lesquels la procédure de Duncan produit des résultats similaires à ceux d'une analyse plus rigoureuse. La méthode d'équilibre limite a été adoptée pour l'analyse de la stabilité des pentes en tenant compte des pressions d'eau interstitielles dans les zones saturées et non saturées. L'étude de quelques coupes transversales typiques a été également prise en considération pour déterminer l'effet potentiel de la géométrie.

Pinyol et al. (2012) ont réalisé des investigations géologiques et géotechniques pour définir le mouvement ou l'instabilité qui s'est manifestée après une réduction considérable du niveau du réservoir Cannelle (Espagne). Le rabattement a eu lieu au cours de l'été 2006 après plusieurs années de niveaux d'eau élevés (Figure 2.2). La vitesse de rabattement atteint des valeurs comprises entre 0,5 et 1,2 m/jour. La surface de glissement a été établie à partir de l'analyse détaillée de carottes continues récupérées lors de sondages profonds et à partir des informations fournies par les inclinomètres. Des enregistrements piézométriques profonds ont également donné des informations précieuses sur la pression de l'eau interstitielle à proximité de la surface de rupture. Ces données ont permis de valider le modèle de calcul couplé écoulement-déformation, qui prend en compte les changements de niveau d'eau survenus 4 ans

avant la rupture ainsi que la pluviométrie moyenne. L'analyse indique que la raison la plus probable de l'instabilité est le rabattement rapide qui a eu lieu au cours de l'été 2006.



**Figure 2.2** Evolution de la hauteur d'eau dans le réservoir du Canelles en Espagne (Pinyol et al., 2012)

Abolfazl et al. (2013) ont analysé numériquement avec la méthode des éléments finis bidimensionnels les différentes digues en terre homogènes de hauteur variable : 5, 10, 20, 30, 40 et 50 m. Les auteurs ont présenté une méthode simplifiée pour évaluer le taux d'infiltration à travers un barrage en terre homogène avec un drainage vertical, en prenant en compte l'écoulement dans les zones saturées et non saturées dans des conditions stationnaires.

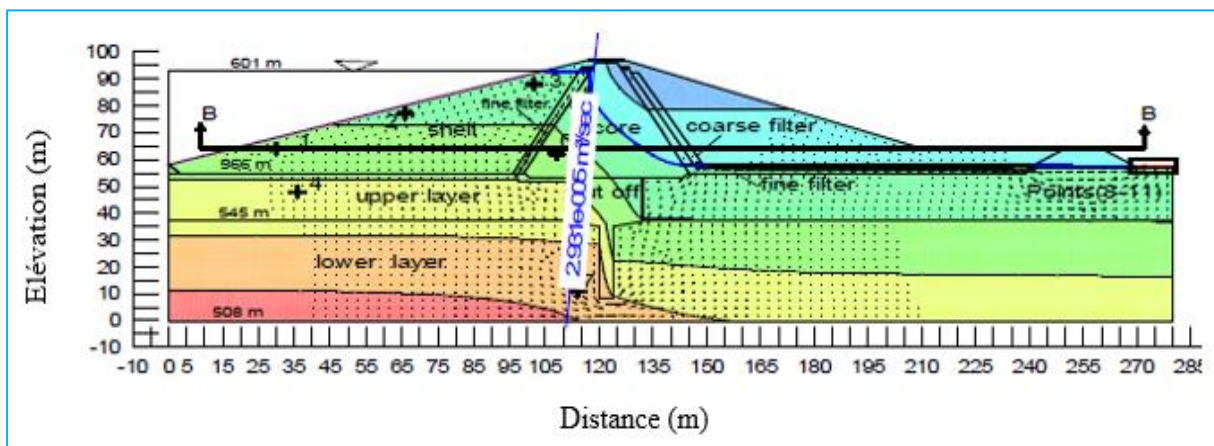
Pham et al. (2013) ont présenté une analyse de stabilité sur le barrage de Yashigou en Chine. Les auteurs ont déterminé le facteur de sécurité de ce barrage sous différentes situations : barrage sans niveau d'eau, barrage avec niveau d'eau à l'état stable et lors du rabattement du niveau d'eau. Ils ont utilisé la méthode d'analyse des contraintes par éléments finis pour comparer avec la méthode Morgenstern-Price (Morgenstern & Price, 1965).

Fattah et al. (2015) ont travaillé sur les infiltrations dans le corps d'un barrage en remblai. Les modèles Seep/W et Slop/W du logiciel GeoStudio (2012) ont été utilisés. Les auteurs ont mis comme données d'entrée : les niveaux d'eau en amont et en aval, les propriétés des matériaux et les conditions aux limites du barrage. Le débit d'eau et les pressions d'eau interstitielles étaient les résultats recherchés. Le réservoir de Dau Tieng, situé dans la province

de Tay Ninh dans le sud du Vietnam, a été analysé comme une étude de cas. L'abaissement rapide est simulé à l'aide du mode de construction par étapes. Ils ont conclu que le facteur de sécurité diminue légèrement au cours de la courte période suivant le début de la descente rapide de la cote d'eau dans le réservoir, ensuite il augmente.

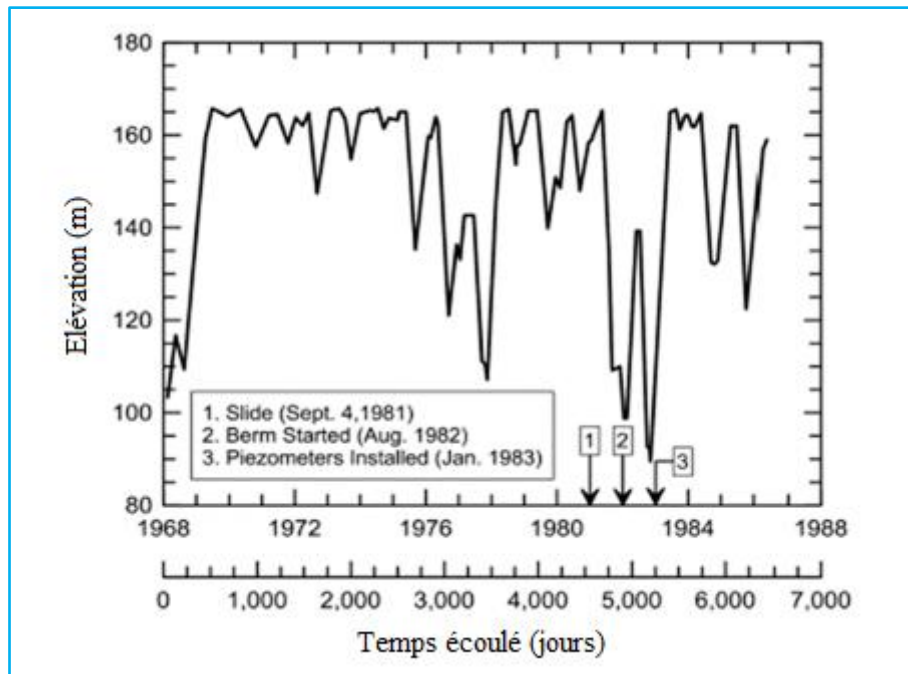
Alonso et Pinyol (2016) ont calculé les distributions de la pression interstitielle de l'eau dans la pente du barrage en conditions de la vidange rapide. Ils ont étudié deux cas réels pour analyser l'effet du rabattement rapide. Le premier cas concerne le barrage de Glen Shira en Écosse. Le barrage était principalement constitué de moraines bien graduées et non plastiques. Le talus amont a été recouvert d'un filtre en enrochement pour augmenter la stabilité du talus. Un mince mur en béton armé a également été utilisé au centre du barrage. Le deuxième cas simulé est celui de la rupture de la pente du barrage de Canelles en Espagne après la vidange rapide du réservoir. L'effet des précipitations a également été pris en considération. Les résultats ont montré qu'une analyse couplée écoulement-déformation est nécessaire pour les sols saturés et non saturés afin d'analyser la répartition de la pression interstitielle de l'eau au sein de la pente ou de la digue.

Fattah et al. (2017) ont étudié le barrage d'Al-Wand en Irak (Figure 2.3) pour analyser la période initiale de vidange du réservoir et les périodes d'urgence. Ils ont constaté que lorsque le réservoir est rapidement vidé et que l'eau est tirée vers le bas, il y a une dissipation lente de la pression de l'eau interstitielle due au drainage : c'est l'effet élastique dû à la suppression de la hauteur d'eau totale ou partielle.



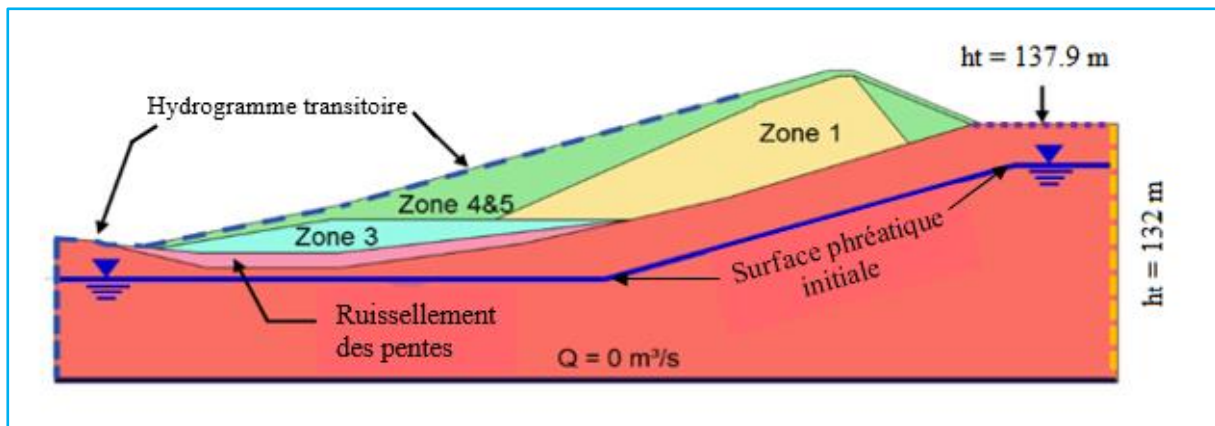
**Figure 2.3** Pression d'eau interstitielle et valeur du flux juste après le début du rabattement rapide de la retenue (Fattah et al., 2017)

Stark et al. (2017) ont utilisé un modèle d'infiltration calibré aux piézomètres existant dans le barrage San Luis (Californie) pour illustrer l'influence du rabattement rapide sur le versant amont. Pour l'analyse des infiltrations dans la zone non saturée et transitoire, les auteurs ont utilisé deux logiciels, à savoir Seep/W et Slide, pour déterminer la migration de la surface phréatique à différents niveaux du réservoir (Figure 2.4) et ils ont évalué l'influence des propriétés de la zone non saturée sur la dissipation de la pression interstitielle pendant le rabattement. Ils ont montré que les analyses d'infiltrations non saturées et transitoires peuvent être utilisées pour estimer les pressions d'eau interstitielles pendant le rabattement, dans diverses analyses de stabilité et localiser la progression de la nappe phréatique à travers le noyau à grains fins.



**Figure 2.4** Hydrogramme du réservoir de San Luis (Stark et al., 2017)

Une année après, Stark et Jafari (2018) ont utilisé la méthode des éléments finis pour étudier les raisons qui ont provoqué la rupture de la pente en amont du barrage de San Luis lors d'un phénomène de rabattement (Figure 2.5). Le programme 2D Seep/W est utilisé dans cette analyse des infiltrations afin de présenter les changements dans la ligne phréatique sous différents niveaux d'eau et d'étudier l'effet des propriétés non saturées sur la dissipation de la pression interstitielle de l'eau lors du rabattement.



**Figure 2.5** Conditions aux limites appliquées au modèle d'infiltration transitoire (Stark & Jafari, 2018).

Guo et al. (2018) ont présenté un modèle analytique appelé « Retarded Effect » pour étudier les pressions d'eau interstitielles à l'intérieur des remblais de barrage. Ce modèle est capable de prendre en compte les effets retardés entre les variations du niveau d'eau du réservoir et le dispositif de surveillance à l'intérieur des barrages homogènes, en raison de la diffusivité hydraulique.

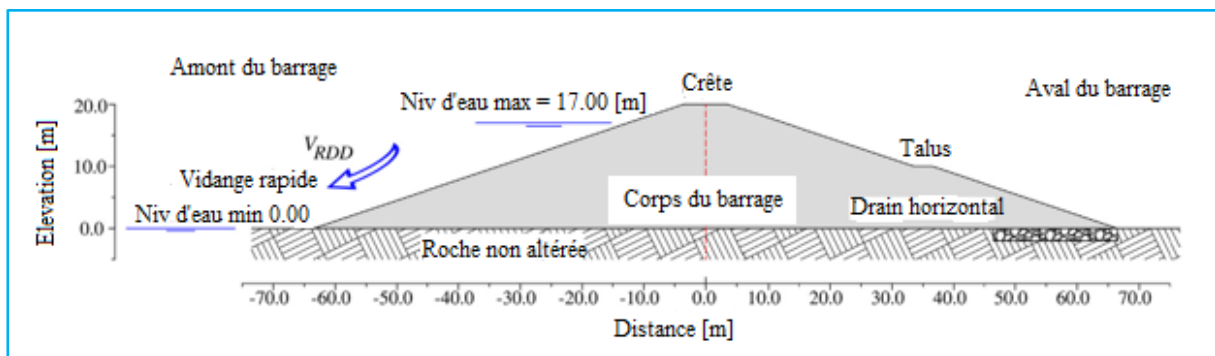
Mouyeaux et al. (2019) ont fait une analyse probabiliste de la pression d'eau interstitielle en utilisant des données de terrain pour représenter la perméabilité avec un champ aléatoire. Ce dernier est introduit dans un modèle basé sur la méthode des éléments finis (MEF). L'influence de la variabilité spatiale de la perméabilité sur la pression d'eau interstitielle est ensuite étudiée à l'aide de simulations de Monte Carlo (MCS).

Beiranvand et Komasi (2019) ont utilisé les logiciels GeoStudio et Plaxis pour évaluer les pressions d'eau interstitielles dans le corps du barrage en terre d'Eyvashan (Iran) lors de changements du niveau d'eau du réservoir pendant le premier assèchement. Ils ont comparé les résultats de l'instrumentation dans le corps du barrage à ceux de l'analyse numérique.

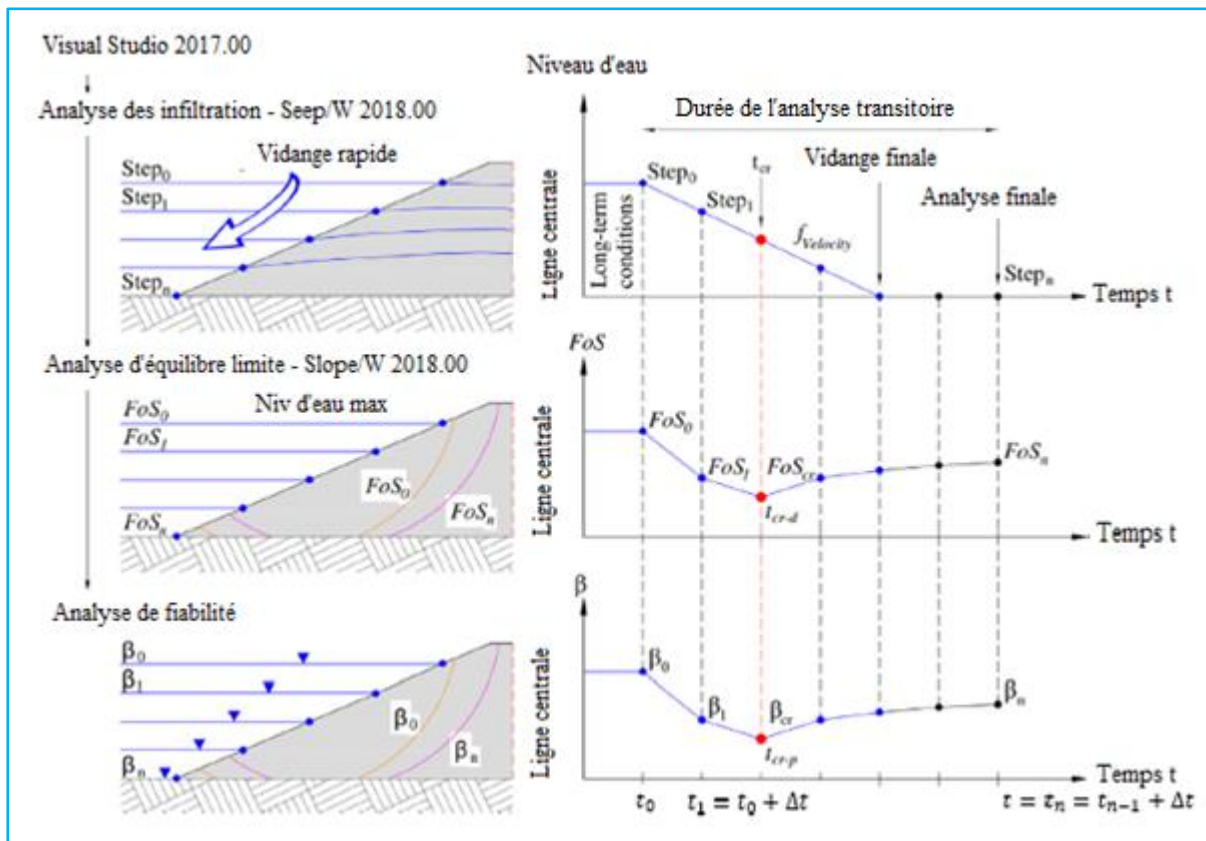
Alfatlawi et al. (2020) ont employé une approche numérique utilisant la méthode des éléments finis (MEF) afin d'étudier les infiltrations et la stabilité des pentes d'un barrage en terre typique. Le programme Seep/W du logiciel GeoStudio 2012 a été utilisé pour effectuer des analyses d'infiltration en régime permanent et transitoire sur le barrage Khassa Chai en Irak. Dans cette étude, divers scénarios de rabattement des niveaux d'eau ont été pris en considération pendant l'évacuation avec des hauteurs d'eau variables en fonction du temps dans l'analyse transitoire. Les résultats ont révélé que la stabilité de la pente pendant le rabattement est fortement influencée par la vitesse de dissipation de la pression de l'eau interstitielle.

Seyed-Kolbadi et al. (2020) ont examiné la stabilité du barrage en terre de Boostan (province du Golestan, Iran) en étudiant sa performance à long terme. Pour mesurer la réponse du barrage, plusieurs endroits sensibles ont été instrumentés. Ce processus comprend la mesure de la pression d'eau interstitielle, du niveau d'eau et des contraintes à l'aide de dispositifs de contrôle tels que des piézomètres ordinaires et de Casagrande et des cellules de pression totale. Les données enregistrées montrent que la pression interstitielle est en bon accord avec la condition de conception initiale (stable). Les piézomètres installés montrent que le drainage est efficace et que la nappe phréatique dans le corps est adéquate.

Siacara et al. (2020) ont combiné l'analyse des infiltrations avec l'analyse de l'équilibre limite pour étudier la sécurité d'un barrage en terre dans le temps et pendant l'abaissement du niveau de la retenue du barrage (Figure 2.6) et (Figure 2.7). L'étude numérique a été utilisée en couplant directement les logiciels déterministes Seep/W et Slope/W avec le logiciel de fiabilité StRANd. Les analyses ont montré que la conductivité hydraulique saturée ( $k_s$ ), l'angle de frottement ( $\phi'$ ) et la cohésion ( $c'$ ) sont les paramètres aléatoires qui jouent un rôle majeur dans les probabilités de rupture. Dans les analyses probabilistes et déterministes, les temps et les surfaces de glissement critiques sont considérablement différents en raison de l'effet cumulatif de la conductivité hydraulique saturée.



**Figure 2.6** Coupe transversale critique du barrage Boostan (Iran) (Siacara et al., 2020).



**Figure 2.7** Procédure schématique de l'analyse de l'infiltration transitoire et de la fiabilité à l'équilibre limite (Siacara et al., 2020).

Al-Hadidi et Hashim (2021) ont analysé les infiltrations de barrage en terre Kongele (Irak) dans diverses conditions à l'aide du modèle Seep/W du logiciel GeoStudio 2018. Le barrage a été analysé dans sa conception réelle. Plusieurs analyses ont été effectuées, notamment lorsque le réservoir était vide, le niveau d'eau normal et le niveau d'eau maximal. Les résultats d'analyse ont montré que le barrage est en sécurité.

Komasi et Beiranvand (2021) ont utilisé le programme Seep/W du logiciel GeoStudio (2012) pour étudier les infiltrations dans le barrage en terre d'Eyvshvan (Iran). Le modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb est considéré dans cette étude. Les auteurs ont analysé la stabilité du barrage après une baisse rapide du niveau de la retenue, due à la libération de l'eau du réservoir du barrage vers les terres agricoles en aval lors du passage en « crise de sécheresse ». Les résultats donnés par les instruments de mesures de pression d'eau interstitielle ont été comparés aux résultats de l'analyse numérique et ils ont montré un très bon accord des résultats.

### 2.2.3. Littérature sur la surveillance et l'auscultation des barrages

Dans un projet de construction de barrage, le choix des instruments et l'analyse de la stabilité peuvent se résumer en quatre phases générales : planification, construction, drainage initial et exploitation. Dans chacune des phases, les paramètres de contrôle tels que les fuites, le déplacement et la pression de l'eau sont mesurés, évalués et contrôlés en fonction des variations du niveau d'eau lors de l'exploitation du barrage.

La vidange ou l'augmentation rapide du niveau d'eau dans le réservoir peut entraîner des problèmes dangereux tels que des inondations, des dommages aux infrastructures environnantes, voire des risques pour la sécurité des personnes vivant à proximité. Par conséquent, la surveillance d'un barrage doit être sous contrôle continu (Masoumi et al., 2014 ; Seyed-Kolbadi et al., 2020 ; Laghouchi, 2021). Il convient de noter que le comportement des barrages après des événements graves tels qu'un tremblement de terre ou une inondation doit être étudié individuellement pour chaque barrage.

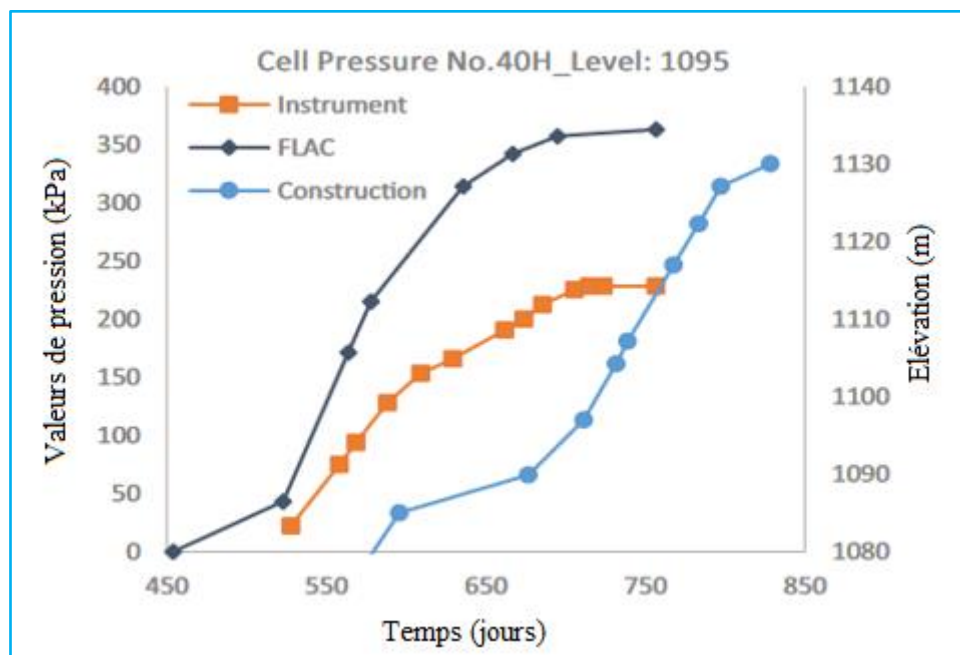
De nombreux chercheurs ont formulé des recommandations sur l'auscultation, la surveillance et l'analyse des barrages (digues) en terre : (Robertson, 1983 ; Seyed-Kolbadi et al., 2020, etc.). L'instrumentation est utilisée pour un large spectre de mesures afin d'identifier les variations des grandeurs physiques et mécaniques mises en œuvre dans le domaine de l'ingénierie géotechnique et des projets de construction (Lindsey et al., 1986). Les variations de grandeurs telles que le déplacement et la pression de l'eau sont mesurées à l'aide des instruments de surveillance (Currier et Fenn, 1987 ; O'Neil, 1989). L'emplacement de ces instruments à des endroits sensibles de la structure du barrage, ainsi que l'utilisation d'appareils de mesure appropriés et l'enregistrement des données en ligne conduisent à une évaluation complète de la sécurité du barrage (Bartholomew et al., 1987). La défaillance structurelle des barrages en remblai (en terre ou en enrochements) peut causer des dommages irréparables aux installations en aval. La performance du barrage doit être évaluée sous différents aspects comportementaux pendant la période de surveillance (par exemple, pressions interstitielles de l'eau, tensions, déplacements et autres paramètres de contrôle). Les résultats de ces évaluations et leurs interprétations correspondantes doivent être régulièrement rapportés de manière appropriée. De plus, une attention particulière doit être prise en cas d'urgence (Seyed-Kolbadi et al., 2020).

Gikas et Sakellariou (2008) ont étudié le comportement de tassement à long terme du barrage de Mornos (Grèce) sur la base d'une analyse par éléments finis. Les auteurs ont modélisé numériquement le comportement structurel du barrage et ont présenté son évolution

dans le temps. Les résultats de cette analyse ont été ensuite comparés aux enregistrements des instruments installés sur le barrage.

Zhu et al. (2011) ont proposé une méthode de surveillance des infiltrations et des tassements dans les barrages en terre en utilisant une détection entièrement distribuée le long de fibres optiques. Le système de surveillance proposé offre également au propriétaire la stratégie d'inspection et d'entretien des barrages en terre.

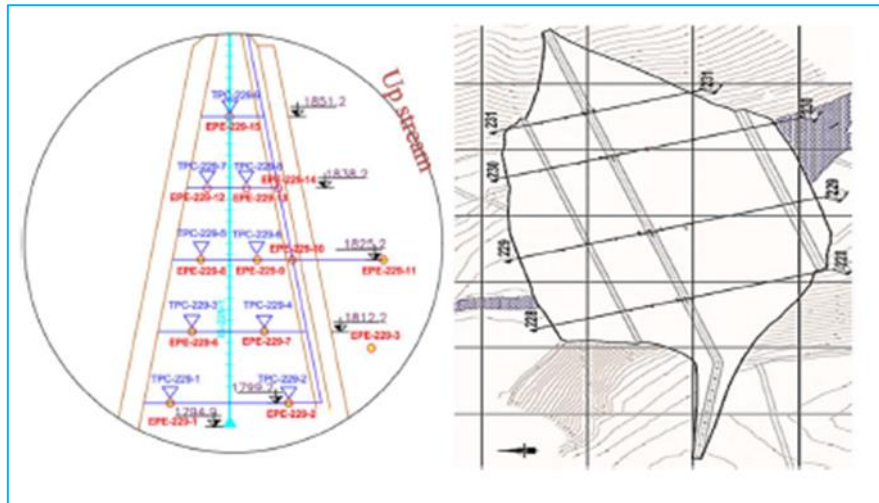
Tarinejad et al. (2021) ont examiné le comportement de la déformation et de la variation des contraintes du barrage en terre pendant la construction et lors du premier remplissage. Par la suite, ils ont comparé les résultats obtenus avec les données expérimentales (Figure 2.8). De plus, la fracture hydraulique a été étudiée lors du premier remplissage et pendant l'exploitation. Le barrage en terre de Sabalan situé dans la province d'Ardabil (nord-ouest de l'Iran) a été choisi comme étude de cas. Une analyse numérique a été réalisée en utilisant la méthode des différences finies bidimensionnelles (MDF) du logiciel FLAC.



**Figure 2.8** Comparaison des pressions d'eau interstitielle obtenues à partir d'un piézomètre à celles obtenues par l'analyse numérique (Tarinejad et al., 2021).

Beiranvand et Komasi (2021) ont étudié le taux d'infiltration et la pression de l'eau interstitielle du barrage en terre d'Eyvashan (Iran) à travers une analyse numérique (Figure 2.9). Les résultats obtenus sont comparés à des résultats instrumentaux. Ils ont constaté un bon

accord entre les résultats des données observées et les résultats obtenus, ce qui indique le bon comportement du barrage en termes de pression d'eau interstitielle.

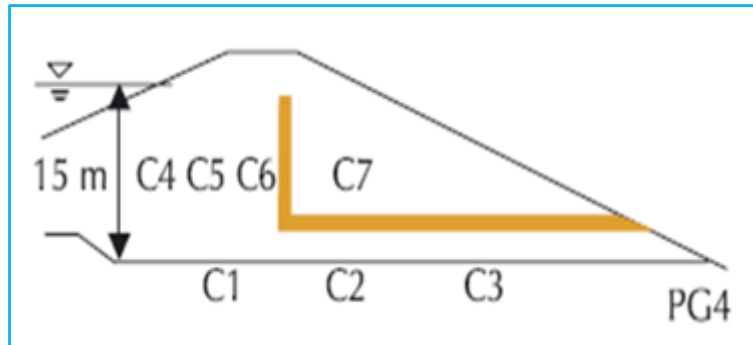


**Figure 2.9** Position de l'instrument sur le plan et sur la coupe du barrage en terre d'Eyvashan (Beiranvand & Komasi, 2021)

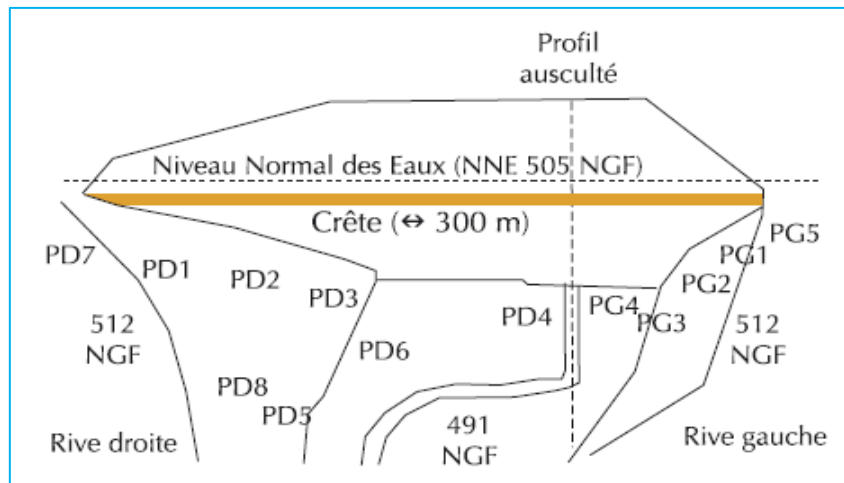
Le barrage en terre de Benínar, au sud-est de l'Espagne, a connu des problèmes d'infiltration depuis sa construction en 1985. Malgré l'installation de divers systèmes de surveillance, les données collectées sont rares et inadéquates pour la durée de vie du barrage. Marchamalo-Sacristán et al. (2023) dans leur recherche ont utilisé un système radar interférométrique multitemporel à synthèse d'ouverture (MT-InSAR). Ils ont modélisé ce barrage pour valider les résultats issus de la surveillance, ouvrant la voie à des systèmes de surveillance intégrés améliorés. Ils ont conclu que MT-InSAR est un système de surveillance fiable en termes de pression, surpassant les systèmes précédemment installés. MT-InSAR a permis la surveillance quasi continue de ce barrage depuis 1992. Les résultats trouvés sont cohérents avec la consolidation théoriquement modélisée du barrage due à la construction, ce qui confirme que le tassement était plus intense dans les premiers stades de la construction du barrage et diminuait avec le temps. MT-InSAR a également été utilisé pour intégrer la surveillance du bassin du barrage, y compris les pentes critiques, les carrières et les infrastructures telles que les routes, les pistes et les déversoirs. À la fin, ils ont montré que MT-InSAR et la modélisation des barrages sont des éléments importants pour les systèmes de surveillance intégrés des barrages en remblai.

Dans les barrages en terre, plusieurs profils sont utilisés afin d'évaluer la saturation du corps du barrage, c'est-à-dire le degré d'humidité ou de remplissage par l'eau. De plus, le dispositif comprend un ou plusieurs points de mesure de débits, dont le rôle est de détecter

l'apparition et l'évolution de zones de fuite. La fondation, les appuis, les rives et la plateforme aval doivent également être auscultés. La (Figure 2.10) présente un exemple d'auscultation du corps d'un barrage en amont du drain cheminé et de l'interface base/fondation par des cellules à corde vibrante. La (Figure 2.11) montre un dispositif de piézomètres auscultant les abords du barrage de Chamboux (France) (Bonelli et al., 2005).

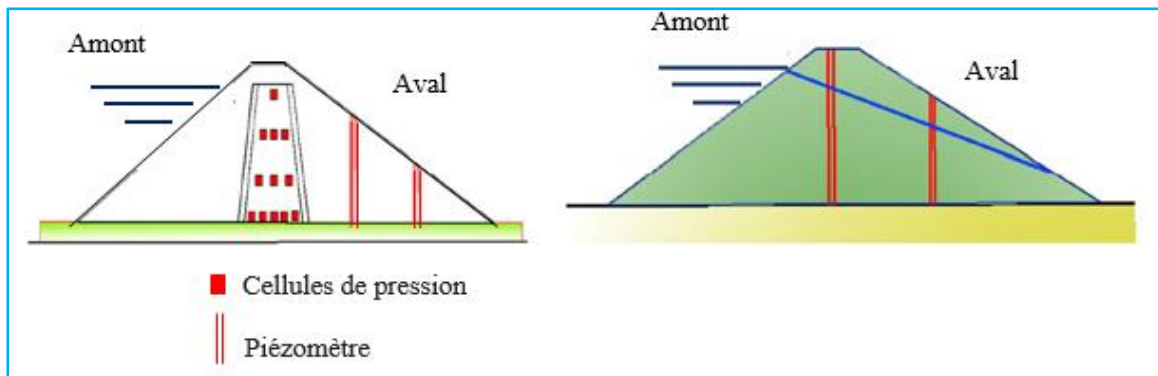


**Figure 2.10** Profil et implantation des cellules de pression du barrage de Chamboux (France) (Bonelli et al., 2005).



**Figure 2.11** Vue en plan et implantation des piézomètres (piézomètres droit et gauche) du barrage de Chamboux (France) (Bonelli et al., 2005).

La (Figure 2.12) illustre un exemple sur l'emplacement des cellules de pression interstitielles dans un profil de la digue en terre.



**Figure 2.12** Emplacement des cellules de pression interstitielles et du niveau piézométrique des barrages en remblai (Smail, 2007).

### 2.3. Conclusion

La modélisation et la simulation des barrages en terre ont atteint un niveau de sophistication élevé. Les recherches menées dans ce domaine ont abouti au développement de modèles et de méthodes de simulation avancés, capables de prendre en compte les complexités géotechniques et hydrauliques associées à ces structures.

Les modèles numériques tels que les éléments finis, les différences finies et les méthodes de particules ont démontré leur efficacité pour simuler le comportement des barrages en terre soumis à différents types de chargement, tels que les charges hydrauliques. La simulation numérique a également permis d'évaluer les performances des barrages en terre sous différentes conditions de fonctionnement, telles que le remplissage, la vidange. Les résultats obtenus ont mis en évidence l'importance de prendre en compte les effets de la saturation et de la désaturation du sol.

Cependant, malgré les progrès significatifs accomplis, il existe encore des défis à relever pour améliorer la précision et la fiabilité des modèles et des simulations. Il est notamment nécessaire de mieux comprendre les comportements complexes des sols non saturés et saturés, ainsi que les phénomènes d'interactions entre le sol et l'eau.

En outre, la validation des modèles et des simulations par des expérimentations et des études de cas réels est essentielle pour garantir la fiabilité des résultats obtenus. La prise en compte des incertitudes et des erreurs dans les modèles et les simulations est également cruciale pour évaluer les risques et les coûts associés aux barrages en terre.

Enfin, l'amélioration de la modélisation et de la simulation des barrages en terre devrait contribuer à une meilleure gestion des risques et des coûts associés à ces structures, ainsi qu'à une augmentation de la sécurité et de la durée de vie des barrages.

---

***Chapitre 3. Présentation et simulation du  
barrage Taksebt***

---

### 3.1. Introduction

L'implantation du barrage a résulté de l'analyse des diverses conditions, notamment topographiques, géologiques et géotechniques. L'ouvrage est destiné à l'alimentation en eau potable (AEP) et industrielle de la région de Tizi-Ouzou, et assure également un transfert de l'eau vers la région d'Alger.

Dans ce chapitre, en partie une, nous allons présenter les principales caractéristiques du barrage Taksebt et son aménagement. En partie deux, nous essayons d'expliquer la méthode de la simulation du barrage en utilisant un modèle numérique bidimensionnel par éléments finis dans des conditions transitoires. Le logiciel de calcul GeoStudio est utilisé à travers le modèle d'analyse Seep/W (Geo-Slope International Ltd., 2012 ; John, 2004). Ce dernier prend en compte l'écoulement dans la zone saturée et dans la zone non saturée.

L'analyse consiste à étudier le comportement hydraulique du barrage :

- En conditions de remplissage
- En condition d'exploitation
- En conditions de vidange.

La variation du niveau d'eau dans le réservoir, les propriétés des matériaux et les conditions aux limites sont les données d'entrée, les pressions d'eau interstitielles, le réseau d'écoulement, le débit de fuite et le coefficient de sécurité seront les données de sorties.

### 3.2. Partie I : Présentation du barrage de Taksebt

#### 3.2.1. Description et objectif de l'aménagement

Le barrage de Taksebt est un barrage de type remblai à noyau argileux, sur la rivière de Takhoukht et son prolongement, l'oued Aissi, au niveau des communes d'Irdjen et Beni Aïssi, dans la wilaya de Tizi-Ouzou (Figure 3.1). Sa réalisation a débuté en 1994 et a été mise en eau au début de l'année 2002, soit 8 ans après le début des travaux.



a)



b)



c)

**Figure 3.1** Barrage de Taksebt : a) Situation du barrage (Source Google MAPS) ; b) Vue de la digue ; c) Vue de la retenue

Le barrage a un double objectif :

- Assurer la couverture en eau potable et en eau industrielle de la région de Tizi-Ouzou.
- Assurer un transfert vers Boumerdès et Alger.

### 3.2.2. Principales caractéristiques du barrage

#### 3.2.2.1. Caractéristiques hydrologiques

- Superficie du bassin versant : 448 km<sup>2</sup>.
- Longueur du Thalweg principal : 39 km.
- Altitude moyenne : 655 m.
- Pluviométrie moyenne annuelle : 600 mm
- Apport moyen annuel : 60 millions de m<sup>3</sup>
- Apport solide annuel : 265.000 tonnes/an.
- Crue des travaux (T = 20 ans) : débit Q = 1.25 m<sup>3</sup>/s ; volume = 45 millions de m<sup>3</sup>.
- Crue centennale (T = 100 ans) : débit Q = 1.850 m<sup>3</sup>/s ; volume = 72 millions de m<sup>3</sup>.
- Crue de projet (T = 1.000 ans) : débit Q = 2.450 m<sup>3</sup>/s ; volume = 100,5 millions de m<sup>3</sup>.
- Crue dix-millénaire (T = 10.000 ans) : débit Q = 3.200 m<sup>3</sup>/s ; volume = 138 millions de m<sup>3</sup>.

Avec T : est la période de retour.

#### 3.2.2.2. Caractéristiques de la retenue

- Capacité brute (niveau 165 m) : 175 millions de m<sup>3</sup>.
- Capacité utile : 164 millions de m<sup>3</sup>.
- Volume annuel régularisable : 152 millions de m<sup>3</sup> (variation entre 134 et 172 millions de m<sup>3</sup>).
- Cote de retenue normale : 165 m.
- Cote de retenue minimum : 110 m.
- Cote de retenue maximum : 169,62 m.
- La tranche normale d'exploitation de la retenue sera comprise entre les cotes 110 et 165m. (niveau du seuil libre du déversoir de crue) ; cela représente environ 164 millions de m<sup>3</sup>.

#### 3.2.2.3. Caractéristiques de la digue

- Type : remblais en alluvions compactées et noyau en argile.
- Niveau de la crête : 171,50 m.
- Hauteur au-dessus du fond de la vallée : 76 m.
- Hauteur au-dessus des fondations : 94 m.
- Largeur de la crête : 8.60 m.
- Longueur de la crête : 515 m.
- Largeur à la base : 464 m.

- Pente talus amont et aval : 2.7/1.
- Risberme amont (crête Batardeau) : niveau 116,50 m.
- Risberme aval : niveau 146.00 ; 125.00 et 104.00.
- Nature des fondations : alluvions/schistes

#### **3.2.2.4. Vidange de fond**

- Capacité : 210 m<sup>3</sup>/sec sous le niv. 165.00
- Longueur totale : 547.50 m
- Pente : 0.3 %
  - a) Entonnement amont et faux plafond
    - Longueur 40 m
    - Hauteur : 4.70 m
    - Largeur : 4.80 m
  - b) Pertuis de vidange blindé : transition amont plus vanne de garde plus vanne segment plus transition aval
    - Longueur 43.50 m
    - Vanne de garde : 3.17 \*2.11 m
    - Vanne segment : 3.15\*2.11 m
  - c) Galerie de vidange
    - Longueur : 464 m
    - Section : Ø 7.00 m

#### **3.2.2.5. Evacuateur de crues**

- Capacité 2.500 m<sup>3</sup>/sec
- Plate-forme d'approche niv. 158
- Seuil déversant : niveau 165.00 et longueur : 110 m

L'évacuateur de crue du barrage comprend un évacuateur principal constitué d'un seuil libre rectiligne de 110 m de longueur, calé à la cote 105.

Pour la crue de projet dont le débit de pointe est de 2.450 m<sup>3</sup>/sec, le débit à évacuer compte tenu du laminage dans la retenue est de 2.000 m<sup>3</sup>/sec. En fait, la capacité de l'évacuateur à ce niveau est de 2.200 m<sup>3</sup>/sec.

En effet, l'évacuateur a été conçu pour évacuer  $2.200 \text{ m}^3/\text{sec}$  sous le niveau PHE 169.62 et ce sans l'aide de la vidange ( $\varnothing 210 \text{ m}^3/\text{sec}$ ) au cas fort improbable où la crue millénale se produirait alors que la retenue est déjà pleine.

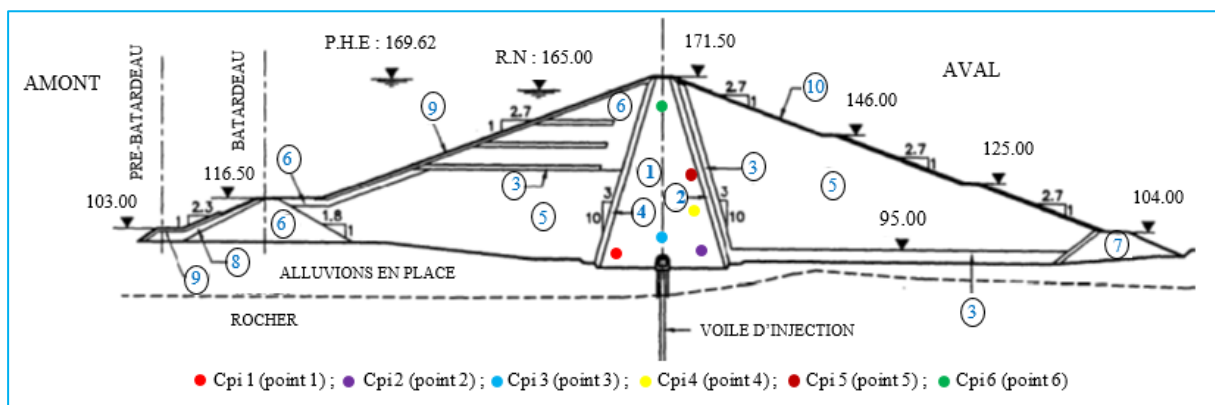
Quoi qu'il en soit, les essais sur modèle réduit ont démontré que les ouvrages pouvaient évacuer une crue de  $3.200 \text{ m}^3/\text{sec}$  sans provoquer un débordement sur la digue. À ce moment, la revanche est de 0.70 m (Agence Nationale des Barrages et Transferts).

### 3.2.2.6. Voile d'injection

- Profondeur maximum : 60 m
- Longueur totale injectée : 95.00 m

### 3.2.3. Choix du profil d'étude

Dans ce travail de thèse, le choix du profil est porté sur le profil le plus critique de la digue, c'est-à-dire celui qui affiche la hauteur la plus importante du barrage, soit 171.50 m. Une coupe transversale de la digue est présentée sur la (Figure 3.2).



**Figure 3.2** Coupe transversale et caractéristiques de la digue du barrage, profil n° 03 (Agence Nationale des Barrages et Transferts).

Avec :

Cpi1, Cpi2, Cpi3, Cpi4, Cpi5 et Cpi6 représentent l'emplacement des cellules de pression d'eau interstitielle.

### 3.2.4. Propriétés des matériaux

La digue est essentiellement constituée de plusieurs matériaux mis en place par couches successives de 0,3 m d'épaisseur.

Les remblais de la digue du barrage sont constitués de :

Zone ① noyau central étanche en argile

Zone ② filtre aval situé à la face aval du noyau. Il joue un rôle.

D'un filtre vis-à-vis des particules fines du noyau et du drain, de façon à provoquer le rabattement de la surface piézométrique.

Zone ③ c'est un drain, on le retrouve de la recharge amont aux niveaux 130, 140 et 150 (épaisseur 2 m). Ces derniers sont en contact à l'amont avec le rip-rap en enrochements et arrêtés à 10 m à l'amont du filtre amont du noyau. Le même matériau est aussi utilisé pour le tapis drainant de 2 m d'épaisseur entre les niveaux 93.50 et 95.50 sous la recharge aval de la digue.

Zone ④ zone de transition amont entre les alluvions.

Zone ⑤ recharges en alluvions, sur le coté amont jusqu'au niveau 130 m et sur coté aval jusqu'à la crête.

Zone ⑥ recharge amont en alluvions sélectionnée au-dessus du niveau 130 pour la digue. On retrouve le même matériau dans le massif du batardeau principal, bande de 3 m d'épaisseur sous la protection du parement amont entre les niveaux 113 et la crête du barrage. C'est un élément de stabilité.

Zone ⑦ enrochements de stabilisation du pied aval de la digue.

Zone ⑧ pré-batardeau en colluvions argileuses (crête au niveau 103) et le parement amont étanche du batardeau principal.

Zone ⑨ protection du parement amont : pour le batardeau sous le niveau 110 : alluvions compactées, pour le batardeau entre les niveaux 110 et 116.50: couche d'enrochements d'épaisseur 0.50 m, pour la digue : couche d'enrochements de 1.50m d'épaisseur.

Zone ⑩ protection du parement aval : sous le niveau 146 : 1m d'épaisseur, au-dessus du niveau 146 : 0.50 m d'épaisseur.

Les matériaux utilisés lors de la construction du barrage de Taksebt sont soigneusement choisis à travers des essais de laboratoire (granulométrie, Proctor, cisaillement a la boite et triaxial, essai de perméabilité et consolidation ...) afin de répondre à une bonne rétention d'eau et garantir une bonne stabilité.

Les caractéristiques physiques, mécaniques et hydrauliques des matériaux utilisés sont résumées dans le (Tableau 3-1) et dans la (Figure 3.3) et (Figure 3.4) (Agence Nationale des Barrages et Transferts).

Tableau 3-1 Caractéristiques physiques, mécaniques et hydrauliques des matériaux utilisés

Matériaux	$\gamma_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$C'$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\varphi'$ (°)	$E$ (MPa)	$\nu$	$k_{sat}$ (m/s)	$\theta_{sat}$	$\theta_r$	$m_w$ (m <sup>2</sup> /kN)	$k_y/k_x$
<b>1-Protection amont-aval</b>	20.6	22.50	00.00	40.00	190.00	0.23	10 <sup>-3</sup>	0.33	0.033	8.5*10 <sup>-6</sup>	01.00
<b>2-Pres batardeau</b>	21.00	22.00	05.00	20.00	30.00	0.30	10 <sup>-6</sup>	0.40	0.04	4.0*10 <sup>-5</sup>	01.00
<b>3-Recharge amont</b>	21.00	22.10	00.00	30.00	90.00	0.30	10 <sup>-5</sup>	0.35	0.035	1.3*10 <sup>-5</sup>	01.00
<b>4-Recharge aval</b>	20.40	21.50	00.00	28.00	90.00	0.23	10 <sup>-5</sup>	0.35	0.035	1.8*10 <sup>-5</sup>	01.00
<b>5--Transition amont filtre aval</b>	19.30	21.20	00.00	32.00	120.00	0.25	10 <sup>-5</sup>	0.35	0.035	1.3*10 <sup>-5</sup>	01.00
<b>6-Noyau argileux</b>	18.60	19.70	100.00	15.00	15.00	0.30	10 <sup>-8</sup>	0.40	0.04	8.0*10 <sup>-5</sup>	01.00
<b>7- Drain</b>	19.60	21.80	00.00	35.00	120.00	0.23	10 <sup>-3</sup>	0.33	0.033	1.4*10 <sup>-5</sup>	01.00
<b>8-Fondation alluvionnaire</b>	20.40	21.50	00.00	28.00	30.00	0.23	10 <sup>-5</sup>	0.35	0.035	5.4*10 <sup>-5</sup>	01.00
<b>9- Rocher</b>	21.30	21.80	20.00	28.00	200.00	0.30	10 <sup>-8</sup>	0.30	0.03	6.0*10 <sup>-6</sup>	01.00

Avec :

$\gamma_h$  Poids volumique humide.

$\gamma_{sat}$  Poids volumique saturé.

$C'$  Cohésion effective effectif.

$\varphi'$  Angle de frottement.

$E$  Module de Young.

$\nu$  Coefficient de poisson.

$k_{sat}$  Conductivité hydraulique saturée.

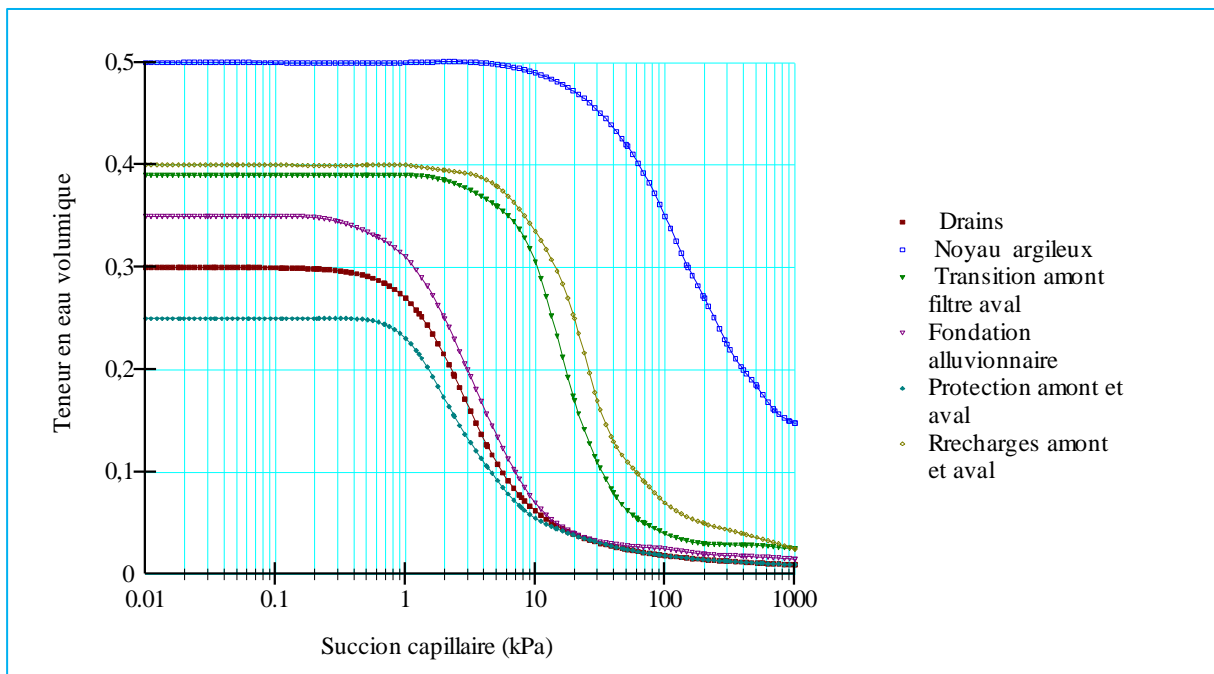
$\theta_{sat}$  Teneur en eau volumique saturée.

$\theta_r$  Teneur en eau volumique résiduelle.

$m_w$  Pente de la courbe de stockage.

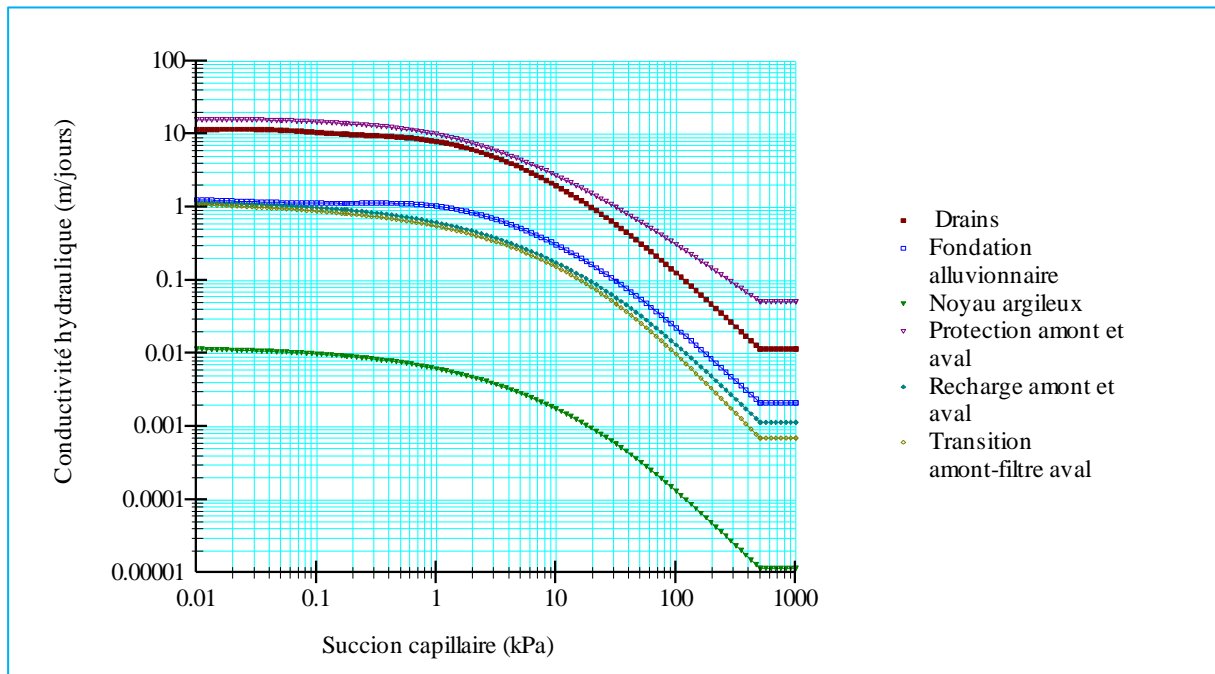
$k_x$  et  $k_y$  Composantes de la perméabilité  $k$ , respectivement dans les directions  $x$ ,  $y$ .

La (Figure 3.3) illustre la variation de la teneur en eau volumique par rapport à la succion capillaire des différents matériaux utilisés pour la digue du barrage.



**Figure 3.3** Variation de la teneur en eau volumique en fonction de la succion capillaire des différents matériaux.

La (Figure 3.4) présente la variation de la conductivité par rapport à la succion capillaire des différents matériaux utilisés pour la digue du barrage.



**Figure 3.4** Variation de la conductivité en fonction de la succion capillaire des différents matériaux

Dans notre travail, on s'intéresse au comportement hydraulique du barrage de Taksebt pendant le remplissage, l'exploitation et la vidange rapide.

### 3.2.5. Étapes de remplissage du barrage de Taksebt

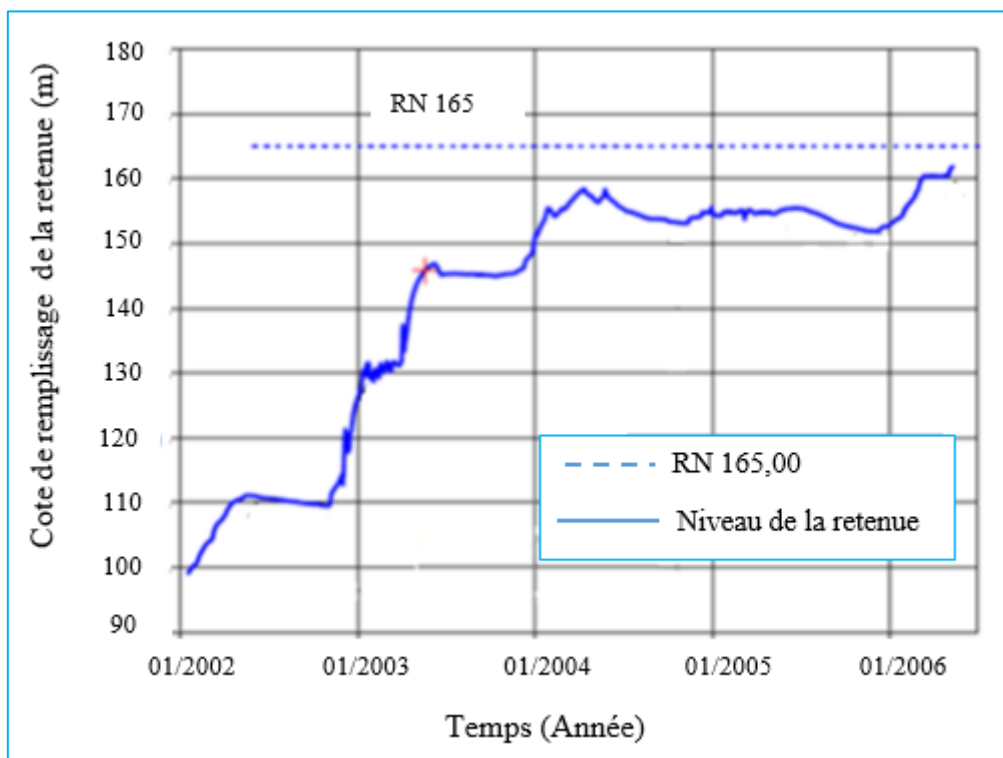
Le premier remplissage de la retenue débute lors de la fermeture définitive de la vidange de fond et il dure jusqu'à ce que le niveau d'eau ait atteint la cote de retenue normale : celle-ci correspond au seuil de l'évacuateur de crue. Cette opération constitue une phase essentielle et pratique dans la vie du barrage. Elle sert d'épreuve, car elle permet de vérifier le bon comportement de l'ouvrage et de déceler d'éventuelles anomalies. Il est à signaler l'importance de la mise en eau de manière progressive, de sorte que la saturation du noyau soit progressive. Au cas où une importante crue devrait se produire, il faudrait réaliser des lâches de manière à respecter au mieux les paliers prévus (Agence Nationale des Barrages et Transferts).

### 3.2.5.1. Séquence de mise en eau ou de remplissage du barrage de Taksebt

La saturation du massif constituant l'étanchéité de la digue doit se faire de manière progressive afin de limiter, en particulier, les gradients hydrauliques au sein du noyau. De ce fait, il est indispensable de réaliser le remplissage de la retenue en ne dépassant pas les vitesses maximales de montée présentées dans le plan ci-dessous :

- Jusqu'à la cote 130 m  $\Rightarrow$  0,75 m/j, soit 5,25 m/sem. Suivi d'un palier de stabilisation de 30 jours.
- De la cote 130 m à la cote 145 m  $\Rightarrow$  0,50 m/j, soit 3,5 m/sem. Suivi d'un palier de stabilisation de 30 jours.
- De la cote 145 à la cote 155  $\Rightarrow$  0,30 m/j, soit 2,10 m/sem. Suivi d'un palier de repos de 30 jours.
- Au-dessus de la cote 155  $\Rightarrow$  0,10 m/j, soit 0,70 m/sem.

La (Figure 3.5) représente la courbe de remplissage de la retenue du barrage de Taksebt.



**Figure 3.5** Courbe de remplissage de la retenue du barrage Taksebt (Agence Nationale des Barrages et Transferts ; Azoug, 2016).

### 3.2.6. Étape de vidange

La vidange rapide de la retenue du barrage est l'une des situations les plus critiques pour le talus amont.

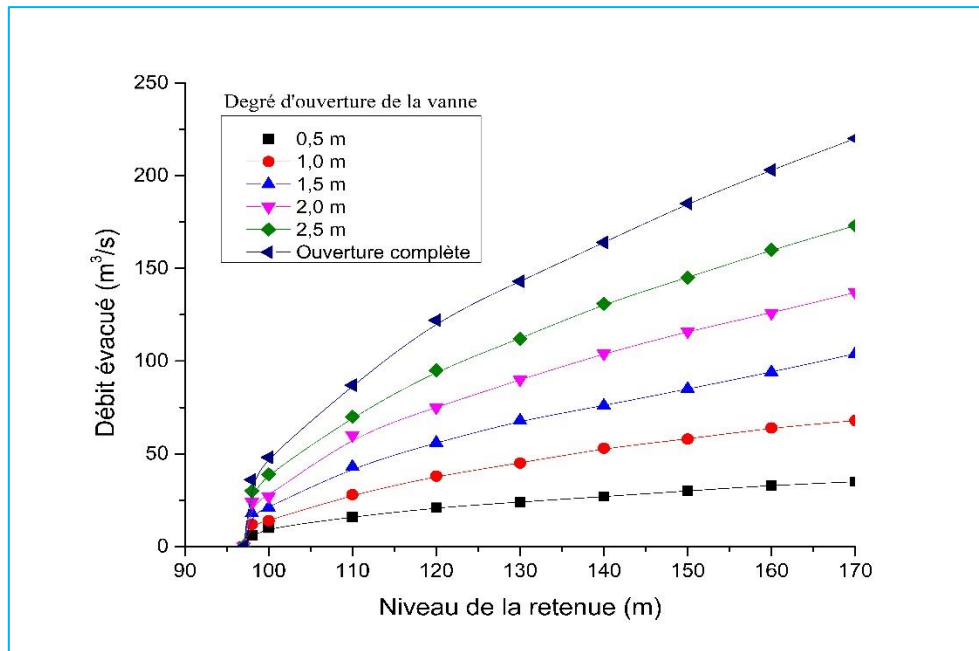
Plusieurs ruptures ont été observées dans le passé, exemple du barrage Pilarcitos au sud de San Francisco (États-Unis), le barrage Walter Boudin en Alabama, etc. La rupture de l'ouvrage en condition de la vidange rapide de la retenue a des conséquences moins graves qu'une rupture lorsque l'ouvrage est en condition d'exploitation (barrage en service). On adopte généralement un coefficient de sécurité minimal inférieur à  $F_s = 1,5$  (Berilgen, 2007).

#### 3.2.6.1. Capacité d'évacuation de l'ouvrage de vidange de fond du barrage de Taksebt.

La capacité d'ouverture de la galerie de vidange de fond est de  $210 \text{ m}^3/\text{sec}$  (soit  $18\,144\,000 \text{ m}^3/\text{jour}$ ) pour le niveau de retenue normal de 165 m avec la vanne-segment de réglage totalement ouverte (Figure 3.6). À l'ouverture partielle de cette vanne, le débit est sensiblement proportionnel à la hauteur de l'ouverture.

En cas d'extrême urgence, les ouvrages d'évacuation et de la vidange de fond du barrage de Taksebt ont été conçus de manière à baisser le niveau de retenue à partir de la cote de retenue normale (165 m) jusqu'au niveau 110 m en 11 jours, et à effectuer une vidange complète jusqu'au niveau 00 m en une quinzaine de jours.

Cependant, il convient de tenir compte des restrictions à la vitesse de descente du plan d'eau qui ne devrait pas dépasser, sauf cas exceptionnel,  $2 \text{ m/jour}$  afin de limiter les désordres susceptibles d'apparaître sur le parement amont (Agence Nationale des Barrages et Transferts).



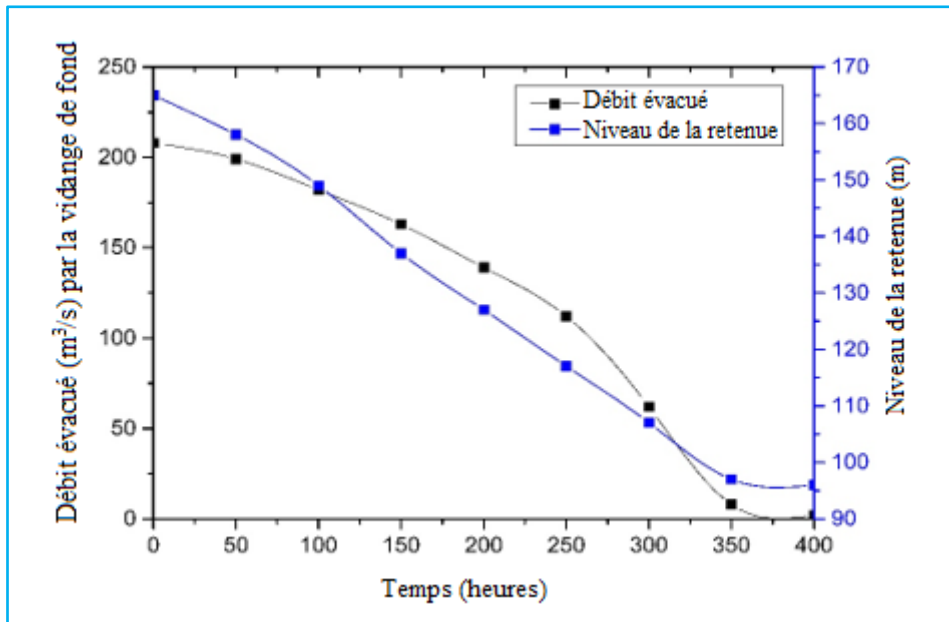
**Figure 3.6** Capacité d'évacuation de l'ouvrage de vidange de fond du barrage de Taksebt (Agence Nationale des Barrages et Transferts).

### 3.2.6.2. Vidange normale de la retenue du barrage de Taksebt

Il est possible qu'en plus de la baisse du niveau d'eau causée par les prélèvements des conduites de prise d'eau, un abaissement plus rapide du plan d'eau soit volontairement décidé. Cela peut être réalisé en ouvrant la vanne-segment de la vidange de fond. Dans ce cas, la vitesse de descente du niveau d'eau sera contrôlée et limitée autant que possible à 0,50 mètre par jour. L'ouverture de la vanne sera déterminée en conséquence selon le niveau du plan d'eau dans la retenue (Agence Nationale des Barrages et Transferts).

### 3.2.6.3. Vidange exceptionnelle de la retenue du barrage de Taksebt

En cas de nécessité absolue et sur ordre de la direction centrale de maintenance et de contrôle et d'exploitation des barrages à l'Agence Nationale des Barrages et Transfert (ANBT) à Alger, une vidange rapide exceptionnelle du réservoir peut être décidée. Cela pourrait être le cas, par exemple, si des dommages importants ont été détectés dans la digue suite à un séisme majeur. Dans ce cas, la vidange de la retenue pourrait se faire en une dizaine de jours grâce à l'ouverture complète de la vanne de contrôle de la vidange de fond. La vitesse de descente du niveau sera  $\approx 5$  m le premier jour, en suite elle va augmenter du fait du rétrécissement du bassin. Il faut noter qu'une telle vitesse de vidange doit être considérée comme tout à fait exceptionnelle et ne se justifie que si les conditions l'exigent de manière impérative (Figure 3.7).



**Figure 3.7** Courbe de la vidange rapide du barrage Taksebt (Agence Nationale des Barrages et Transferts).

#### 3.2.6.4. Fonctionnement combiné évacuateur de crue-vidange de fond

En période de crue, la combinaison de l'évacuateur de crue et de la vidange de fond présente un double avantage :

- Limitation de la montée du plan d'eau.
- Évacuation des sédiments.

C'est surtout la fonction évacuation des sédiments qui est intéressante. Car, compte tenu de l'importance des débits de crue, la capacité de vidange ne représente qu'environ 10 % du débit évacué en cas de crue.

#### 3.2.6.5. Niveaux d'exploitation

La tranche normale d'exploitation de la retenue sera comprise entre les cotes 110 et 165, niveau du seuil libre du déversoir de crue ; cela représente environ 164 millions de m<sup>3</sup>.

#### 3.2.6.6. Exploitation courante de la retenue

En cas d'exploitation courante, c'est-à-dire en dehors des périodes de crues, les variations du plan d'eau dépendent uniquement de la quantité d'eau utilisée pour l'alimentation des deux conduites Ø 800 ou restituée à l'Oued Aissi, compte tenu des correctifs liés aux apports et à l'évaporation.

Le débit restitué est modulé en fonction de la demande à l'aval et en fonction du volume accumulé dans le réservoir, selon le programme adapté au fur et à mesure de la demande. Le maximum annuel de la demande se place de juin à septembre.

En conséquence, le niveau de la retenue varie selon un rythme annuel passant par un minimum en octobre et un maximum en avril ou mai (Agence Nationale des Barrages et Transferts).

### 3.2.7. Données d'instrumentation enregistrées par les cellules de pression interstitielle CPI du barrage de Taksebt.

Dans notre étude (pour la phase d'exploitation), L'analyse couvre avoisinant 8 ans et demi d'étude allant de 2011 à 2019, ce qui correspond au moins à un cycle de vidange-remplissage partiel vu les hausses et les baisses du niveau d'eau dans le réservoir en condition d'exploitation. Sur le terrain, les pressions d'eau interstitielles sont mesurées ou enregistrées à l'aide des cellules de pression interstitielle (cpi) installées à différents endroits (Figure 3.2). Nous avons choisi les cellules (cpi1, cpi3, cpi2, cpi4, cpi5 et cpi6) où les mesures étaient régulières, pas d'anomalie ni dans les enregistrements ni dans les cellules. Ces résultats sont présentés et résumés dans le Tableau 3-2

**Tableau 3-2** Mesures réelles de pressions interstitielles enregistrées par les cpi durant la période 2011 à 2019, du barrage de Taksebt (auscultation).

Dates	Pressions interstitielles réelles (kN/m <sup>2</sup> )					
	Cpi1	Cpi3	Cpi2	Cpi4	Cpi5	Cpi6
<b>03/2011</b>	613.12	305.33	73.50	55.47	-74.02	-32.13
<b>06/2011</b>	649.21	316.01	74.70	56.70	-72.70	-29.00
<b>09/2011</b>	636.36	309.09	75.80	54.61	-70.14	-34.50
<b>12/2011</b>	604.54	300.13	74.20	51.12	-75.01	-35.01
<b>03/2012</b>	612.66	304.16	74.98	53.41	-78.06	-26.33
<b>06/2012</b>	649.71	314.45	78.18	60.76	-65.11	-20.41
<b>09/2012</b>	629.02	303.56	78.89	55.56	-64.32	-23.22
<b>12/2012</b>	597.10	293.19	77.60	53.12	-77.88	-30.01
<b>03/2013</b>	592.21	289.23	76.52	57.63	-80.04	-34.50
<b>06/2013</b>	648.30	310.31	78.03	58.23	-69.53	-25.03

<b>09/2013</b>	638.40	305.43	78.91	57.55	-67.16	-16.01
<b>12/2013</b>	596.64	296.56	70.65	54.16	-80.42	-25.00
<b>03/2014</b>	603.09	300.98	69.80	55.01	-85.32	-34.09
<b>06/2014</b>	689.11	320.66	70.80	59.02	-70.12	-15.71
<b>09/2014</b>	614.15	301.45	69.19	57.23	-71.22	-20.14
<b>12/2014</b>	570.55	280.06	67.88	54.56	-90.12	-32.12
<b>03/2015</b>	624.89	299.18	68.08	58.65	-87.89	-35.98
<b>06/2015</b>	643.70	307.74	70.80	61.03	-70.45	-25.41
<b>09/2015</b>	609.78	290.17	69.95	57.23	-70.20	-29.50
<b>12/2015</b>	565.10	276.22	65.45	52.56	-74.03	-32.37
<b>03/2016</b>	537.04	268.09	61.55	48.12	-91.12	-40.51
<b>06/2016</b>	602.11	290.14	62.92	50.01	-94.97	-45.00
<b>09/2016</b>	501.91	271.18	62.77	48.60	-98.01	-46.08
<b>12/2016</b>	540.07	285.61	58.88	45.22	-98.10	-47.33
<b>03/2017</b>	529.55	257.34	57.88	46.23	-104.89	-48.11
<b>06/2017</b>	550.62	270.42	58.01	47.30	-108.95	-50.10
<b>09/2017</b>	500.41	252.23	52.80	44.23	-112.11	-52.88
<b>12/2017</b>	480.45	200.12	50.02	38.07	-114.08	-65.20
<b>03/2018</b>	550.11	250.62	48.80	37.09	-120.01	-69.50
<b>06/2018</b>	570.84	268.54	53.78	48.80	-105.13	-70.00.
<b>09/2018</b>	620.12	304.21	60.46	48.71	-102.78	-75.45
<b>12/2018</b>	580.43	267.13	61.01	47.15	-90.12	-78.33
<b>03/2019</b>	620.33	310.09	63.80	52.55	-85.01	-80.02
<b>06/2019</b>	660.51	330.88	67.30	56.32	-78.02	-36.00

### 3.3. Partie II : Simulation numérique du barrage de Taksebt

Les principes généraux de la simulation sont :

- Choix du modèle : dans notre cas, on a opté pour le programme de calcul Seep/W.
- Approche théorique : voir annexe (loi de Darcy, équation différentielle partielle de l'écoulement d'eau équation différentielle partielle) de l'écoulement d'eau et intégration numérique).
- Choix du profil.
- Propriétés des matériaux.
- Conditions initiales et conditions aux limites.

#### 3.3.1. Description de la simulation

La simulation est basée sur les données géométriques réelles du barrage de Taksebt. Dans cette étude, nous avons opté pour le profil le plus critique de la digue qui est situé au milieu de la digue où la hauteur du barrage est à la valeur maximale de 171,50 m. Les points 1 jusqu'à 6 mentionnés sur la (Figure 3.2) et (Figure 3.8) représentent réellement l'emplacement de quelques cellules de pression d'eau interstitielles installées pendant la construction du barrage.

La (Figure 3.8) présente également la géométrie du modèle physique du profil (section transversale) simulée par le logiciel GéoStudio 2012 via le code de calcul Seep/W (Geo-Slope International Ltd., 2012). Pour cette simulation, nous avons discrétisé l'ensemble du domaine en un maillage mixte d'éléments finis avec 13222 nœuds et 12927 éléments quadrilatéral et triangulaire de taille égale à 2 m. Les propriétés des matériaux, les conditions aux limites et la variation du niveau d'eau dans le réservoir sont les variables d'entrée. Les pressions d'eau interstitielles, le réseau d'écoulement, le débit de fuite et le coefficient de sécurité seront les résultats de sortie, pour trois cas d'analyses du comportement hydraulique du barrage à savoir :  
Premier cas : remplissage de la retenue.

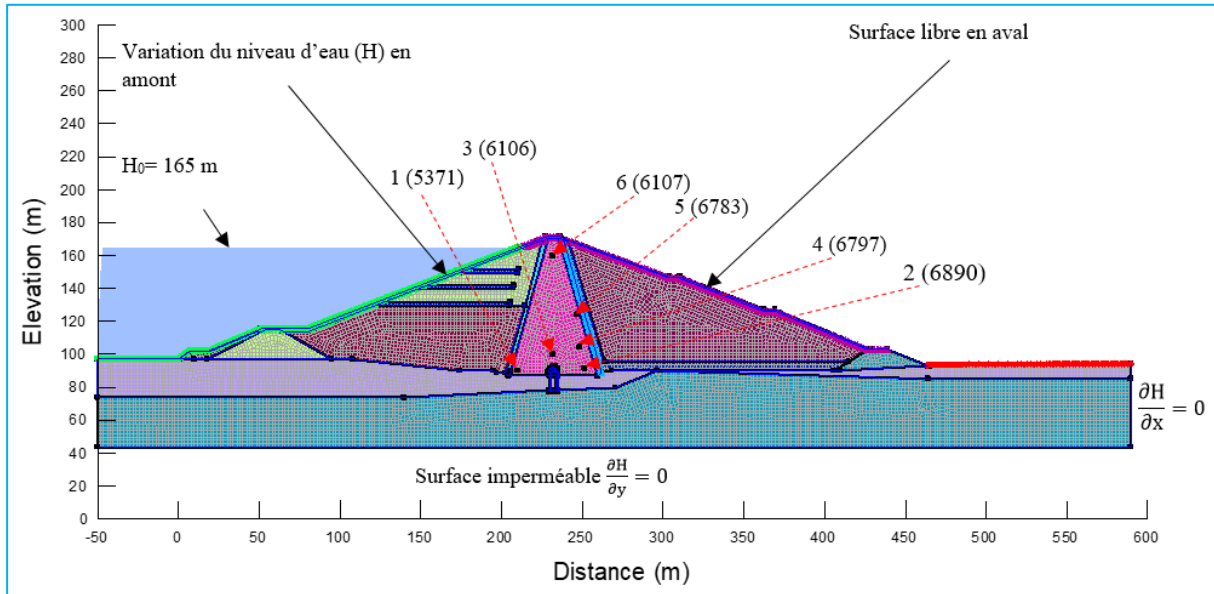
Deuxième cas : pendant l'exploitation du barrage (barrage en service).

Troisième cas : phase de vidange rapide.

Dans cette analyse, le temps (t) est pris en compte, de sorte que la condition limite amont est supposée être une fonction de la hauteur d'eau (H) dans le réservoir en fonction du temps (t). La durée de la simulation est de 1800 jours pour le cas de remplissage et de 3060 jours pour la phase d'exploitation. L'incrément de temps (t) est fixé à 90 jours, le nombre d'étapes est de 34 et les données sont sauvegardées à chaque étape supplémentaire. Entre chaque étape, la variation de la hauteur d'eau est variable en fonction des conditions de remplissage et

d'exploitation. Les données relatives au niveau d'eau pendant l'exploitation couvrent une période de plusieurs années, allant de 2011 à 2019.

Le niveau du réservoir a subi des hausses et des baisses cycliques. L'analyse couvre une période avoisinante 8 ans et demi de fonctionnement du barrage, soit 3060 jours à partir du temps initial  $t_0 = 1800$  jours, ce qui est suffisamment long pour le remplissage du réservoir et, par conséquent, l'influence de l'état initial est négligée.



**Figure 3.8** Maillage par éléments finis et conditions aux limites du modèle numérique pour l'analyse des infiltrations (Terbouche et al., 2022)

Les points 1, 2, 3, 4, 5 et 6 représentent l'emplacement des cellules de pression d'eau interstitielle. Ils correspondent respectivement aux nœuds : 5371 (210 ; 90.24) ; 6890 (253.4 ; 90.64) ; 6106 (232 ; 100.12) ; 6797 (250.7 ; 99.93) ; 6783 (250.03 ; 119.25) et 6107 (232 ; 159.82).

### 3.3.2. Conditions initiales et les conditions aux limites

Dans cette étude, nous allons prendre en considération l'état permanent comme état initial une fois que le barrage est rempli à  $H = 165$  m. Cependant, dans une analyse transitoire, les conditions aux limites peuvent être des fonctions par rapport au temps. La fonction de limite de la hauteur d'eau par rapport au temps s'avère particulièrement utile dans le cadre de la simulation du comportement hydraulique des barrages lors des opérations de remplissage et de vidange. En imposant le niveau d'eau dans le réservoir comme condition aux limites, cette fonction permet de simuler ou modéliser plusieurs phénomènes importants.

Cette approche reflète fidèlement les conditions réelles de remplissage et de vidange du barrage, où le niveau d'eau change progressivement en fonction du temps.

Dans notre simulation :

- la hauteur de remplissage et de vidange en fonction du temps est appliquée sur le côté amont. Par contre le coté amont est libre au niveau de la digue.

Les conditions aux limites de l'équation (3.1) sont :

$$H = \frac{u_w}{\gamma_w} + y \quad (3.1)$$

Avec : H est la charge hydraulique,  $u_w$  est la pression de l'eau interstitielle,  $\gamma_w$  est le poids volumique unitaire de l'eau et y est l'élévation.

1. La hauteur d'eau en amont est :

- a)  $H=H_0$  état initial ( $H_0 = 0$  à l'état initial de la phase de remplissage,  $H_0 = 165$  m à l'état initial de la phase d'exploitation et de vidange rapide).
- b) Fonction de remplissage de la retenue (État transitoire).
- c) Fonction de remplissage et de vidange partielle (État transitoire).
- d) Fonction de vidange (État transitoire).

2. Le flux entrant et le flux sortant sur la frontière doivent satisfaire l'expression (3.2) :

$$k_x \frac{\partial H}{\partial x} l_x + k_y \frac{\partial H}{\partial y} l_y + q = 0 \quad (3.2)$$

Où  $l_x$ ,  $l_y$  respectivement, le cosinus normal de la surface limite, q est l'entrée ou la sortie du flux à la surface limite de l'unité.

3. À la limite imperméable, le débit est nul. On en déduit que le gradient hydraulique selon la direction perpendiculaire est nul et que le vecteur vitesse d'écoulement est parallèle à cette surface (cas de la fondation imperméable). Il devrait y avoir :  $\frac{\partial H}{\partial n} = 0$  où n est la normale à la frontière.

4. À la surface libre d'écoulement : aucun débit ne la traverse, la pression d'eau interstitielle est égale à la pression atmosphérique  $u_w = 0$  et  $H = y$ .

Dans cette simulation, notre objectif principal est l'analyse du comportement hydraulique du barrage Taksebt dans les conditions suivantes :

- Pendant le remplissage de la retenue du barrage.
- Pendant l'exploitation du barrage (fluctuation du niveau d'eau dans la retenue vu la perturbation hydrique).
- Pendant la vidange rapide.

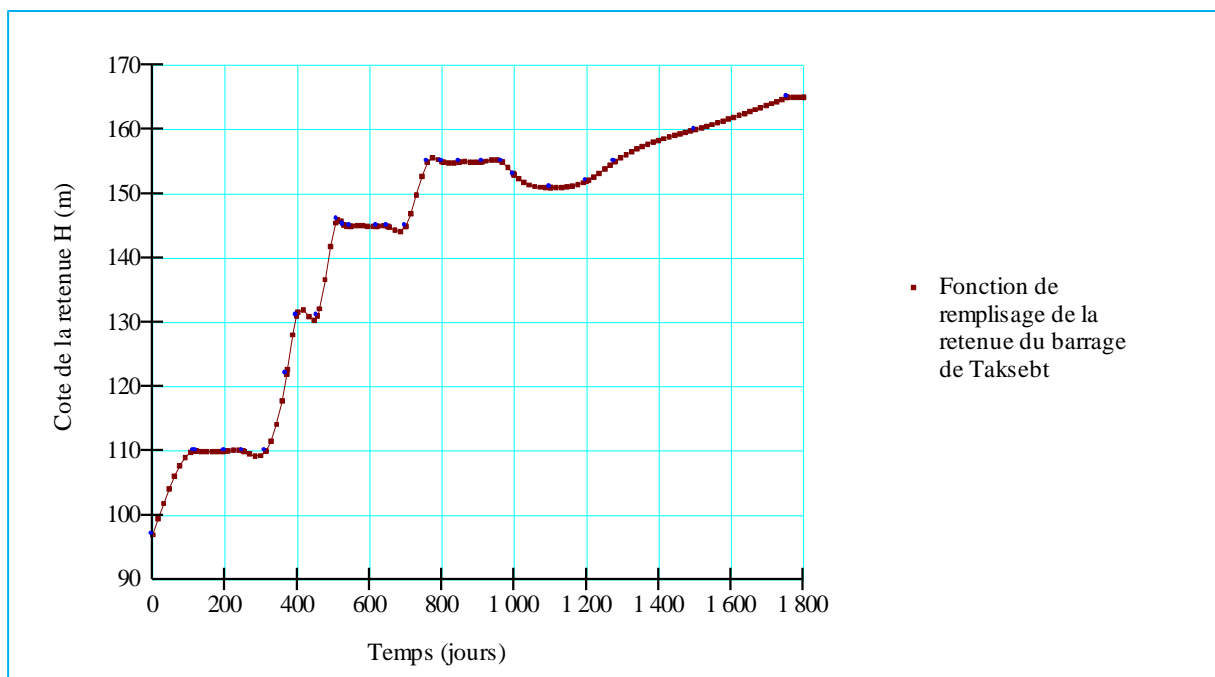
### 3.3.3. Phase de remplissage de la retenue

Cette opération constitue une phase essentielle et particulière de la vie des barrages en terre. Elle permet de vérifier le bon comportement de l'ouvrage et de déceler d'éventuelles anomalies. Il est important de réaliser cette mise en eau de manière progressive, de sorte que la saturation du noyau soit progressive pour limiter les gradients hydrauliques.

Le logiciel de calcul GeoStudio version 2012 est utilisé dans cette étude via le modèle de calcul Seep/W avec l'analyse transitoire. Ce dernier prend en compte l'écoulement à la fois dans la zone saturée et dans la zone non saturée. La (Figure 3.9) présente réellement la courbe de remplissage de la retenue du barrage Taksebt introduite dans la simulation. Le remplissage de la retenue a atteint la cote normale (165 m) en 5 ans (2002-2007).

Afin d'étudier le comportement hydraulique du barrage en termes des pressions d'eau interstitielles et du réseau d'écoulement en condition d'exploitation, il est important de réaliser cette mise en eau de manière progressive.

- La durée de remplissage est de  $t = 1800$  jours.
- Le remplissage progressif (par palier) garantit des conditions de contrainte et de déformation contrôlées, minimise la perturbation du sol, favorise des modèles d'écoulement représentatifs et simule des conditions de terrain réalistes.



**Figure 3.9** Fonction (courbe) de remplissage introduite dans les calculs (Seep/W).

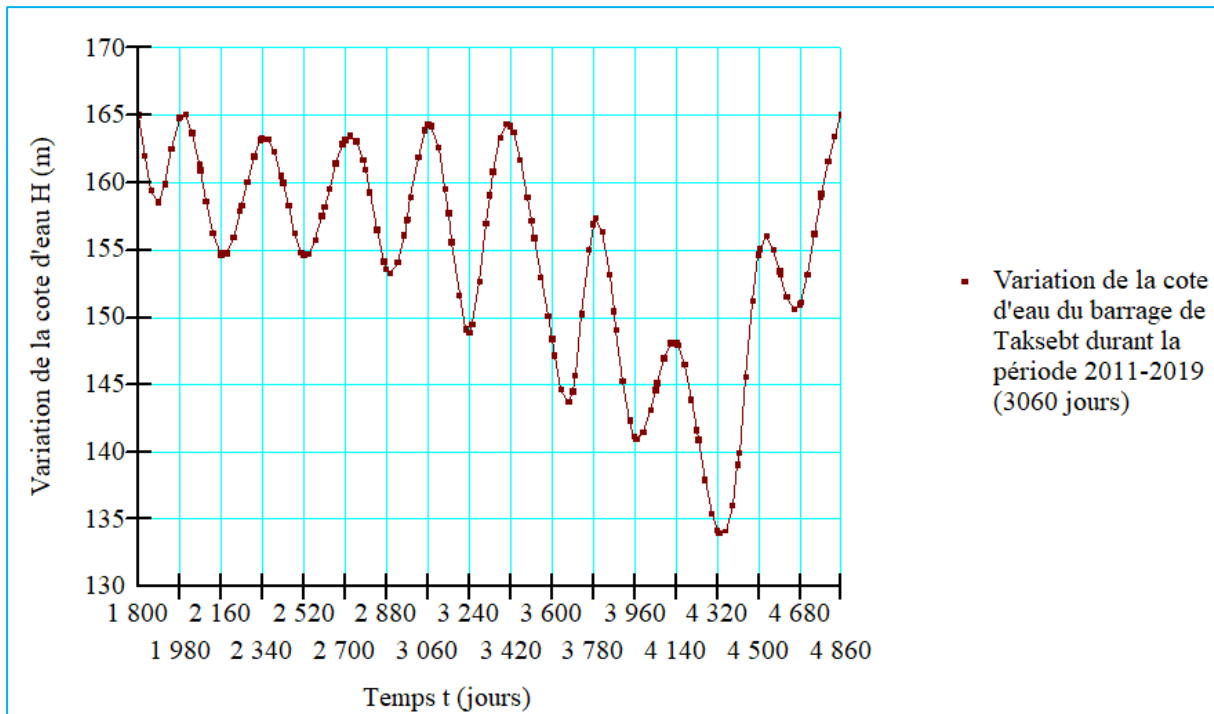
### 3.3.4. Phase d'exploitation du barrage (Barrage en service)

Après le remplissage total de la retenue à la cote 165 m, le barrage est soumis à l'exploitation. Pour l'étude de cette phase, le logiciel de calcul GeoStudio (2012) est utilisé à travers le modèle d'analyse Seep/W. Ce dernier prend en compte l'écoulement à la fois dans la zone saturée et dans la zone non saturée. L'analyse consiste à étudier sous l'effet des fluctuations du niveau d'eau dans le réservoir en conditions d'exploitation :

- La dissipation des pressions d'eau interstitielles.
- Le débit de fuite.
- Le réseau d'écoulement.

Les résultats numériques de la simulation en termes de pression interstitielle sont analysés et comparés aux données réelles de l'instrumentation enregistrées par les cellules de pression interstitielle (voir tableau 3-2).

Dans la simulation, le temps (t) doit être pris en compte, de sorte que la condition limite en amont est présumée une fonction de la hauteur d'eau dans la retenue (H) par rapport au temps (t) (Figure 3.10). La taille initiale de l'incrément de temps est réglée sur 90 jours. Le nombre d'étapes est de 34. Les données sont sauvegardées à chaque étape. Pour chaque pas de temps (étape), la hauteur (H) varie suivant la courbe de variation du niveau d'eau dans la retenue. Les données sur les niveaux d'eau couvrent une période avoisinante 8 ans et demi allant de 2011 à 2019 (c-à-d. 3060 jours à partir de  $t_0 = 1800$  jours qui correspond à la fin de remplissage et au début de l'exploitation du barrage, ce temps de remplissage est suffisamment long pour que l'influence de l'état initial soit négligée). Le niveau du réservoir a subi des hausses et des baisses cycliques.



**Figure 3.10** Fonction (courbe) de la variation réelle du niveau d'eau dans la retenue en conditions d'exploitation introduite dans les calculs (Seep/W).

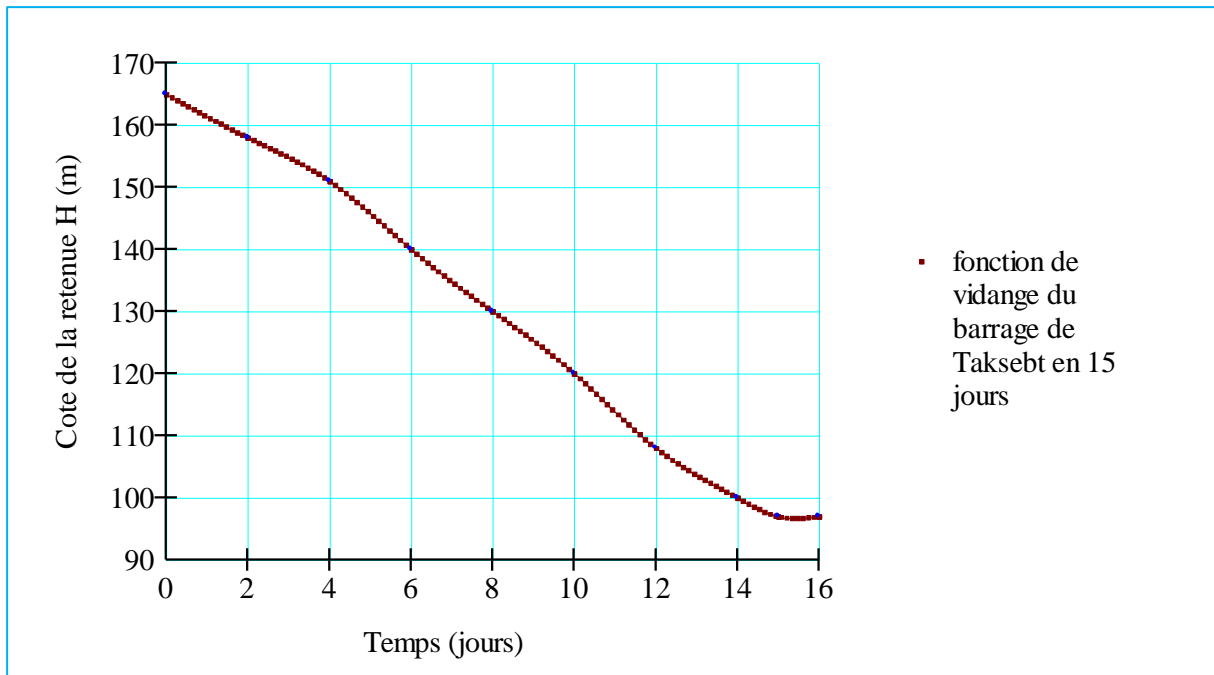
### 3.3.5. Phase de vidange du barrage

La simulation de la vidange d'un barrage est l'une des étapes les plus importantes pour la vérification de la stabilité du parement amont du barrage.

La vidange d'une retenue ou de réservoir par la vanne de fond intervient en cas d'inspection, d'entretien ou de réparation des organes habituellement enoyés (submergés) du barrage (parement amont, dispositif de prise d'eau, dispositif de vidange de fond, etc.) ou bien pour évacuer les sédiments accumulés au fond de la retenue (curage à la pelle hydraulique). Au jour d'aujourd'hui, le barrage de Taksebt n'a pas subi d'événement qui nécessite sa vidange, mais cette simulation est faite dans le cas probable pour éviter tout risque d'instabilité du barrage si le cas devrait se présenter.

Dans la conception du barrage de Taksebt, les vannes ont été dimensionnées de manière à permettre une vidange suffisamment rapide de la retenue tout en maintenant un écoulement libre dans le tronçon aval de la galerie.

La (Figure 3.11) présente la courbe de vidange introduite dans le programme de calcul Seep/W.



**Figure 3.11** Courbe de vidange introduite dans le programme (Seep/W).

### 3.3.5.1. Vérification de la stabilité du parement amont

Le facteur de sécurité est défini comme un facteur par lequel la résistance au cisaillement du sol doit être réduite pour amener la masse de sol dans un état d'équilibre limite le long d'une surface de glissement sélectionnée. Le modèle de calcul Slope/W, 2012 Utilise la théorie de l'équilibre limite des forces et des moments pour calculer le facteur de sécurité contre la défaillance.

En général, la pente du barrage est divisée en zones de sol non saturé et saturé, séparées par la ligne phréatique. La pression négative de l'eau interstitielle se développe au-dessus de la ligne phréatique par rapport à la pression de l'air. La résistance au cisaillement du sol dans l'état non saturé du sol est exprimée par la forme modifiée de Mohr-Coulomb. L'équation de la résistance au cisaillement du sol est bien présentée dans le Manuel du programme de calcul Slope/W, 2012.

L'étude du comportement hydraulique du barrage en condition de vidange est essentielle pour analyser la stabilité hydromécanique du parement amont.

Les résultats obtenus par l'analyse d'infiltration transitoire à travers le programme Seep/W sont utilisés et introduits dans le programme Slope/W pour effectuer les analyses de stabilité mécanique. Nous avons utilisé la méthode d'équilibre limite pour calculer les coefficients de sécurité dans le cas de la vidange rapide de la retenue.

**3.3.6. Conclusion**

La simulation par un logiciel est une méthode puissante qui permet de reproduire et d'analyser des systèmes complexes, comme l'analyse du comportement hydraulique des barrages en terre en conditions de remplissage, en condition d'exploitation et en conditions de vidange en tenant compte de divers facteurs critiques, tels que la géométrie du barrage, les propriétés des matériaux, les conditions de sollicitations et l'interaction entre le barrage et son environnement.

Grâce à la simulation, les utilisateurs peuvent explorer, comprendre et optimiser les comportements de systèmes réels sans avoir à les mettre en œuvre physiquement, ce qui permet d'économiser temps, argent et ressources.

---

## ***Chapitre 4. Résultats et Discussions***

---

## 4.1. Introduction

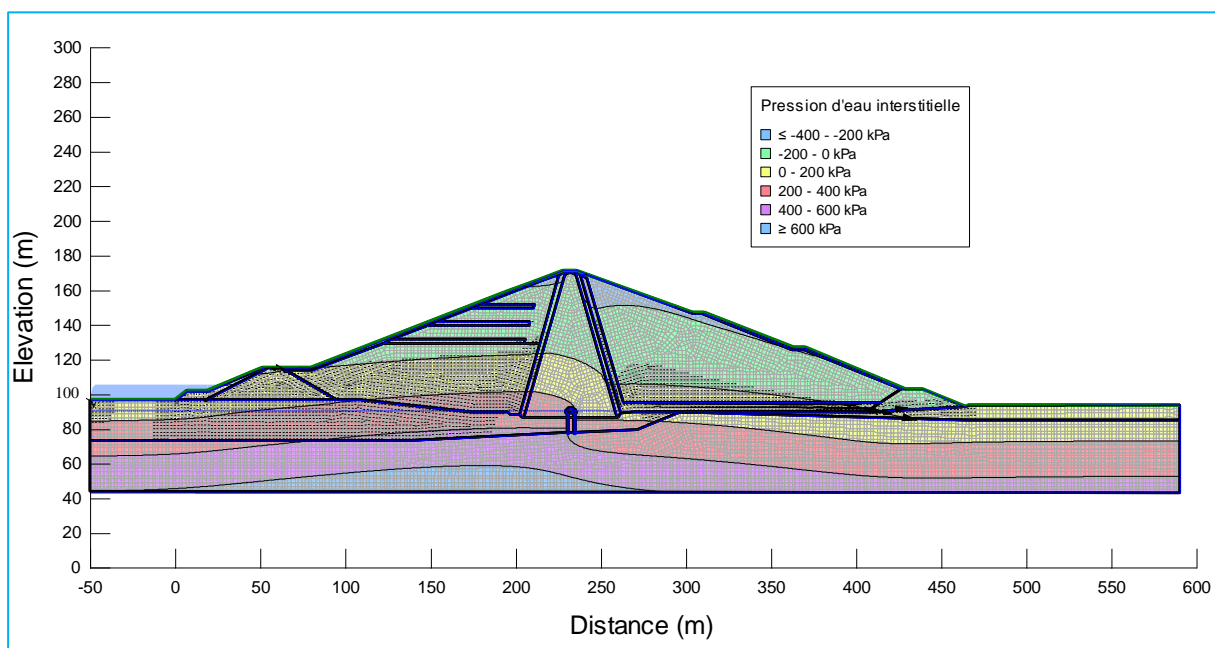
Le chapitre précédent a présenté le cas d'étude du barrage ainsi que la méthode et l'outil utilisés pour la simulation et l'analyse du comportement hydraulique du barrage en conditions de remplissage, en conditions d'exploitation et en conditions de vidange. Cette partie ou ce chapitre présente les résultats obtenus à partir de la simulation, suivis d'une discussion approfondie et leur signification, les objectifs de l'étude et les hypothèses émises, permettant d'évaluer la pertinence et la validité des conclusions qui en découlent. Cette discussion permettra de mettre en avant les apports de cette recherche, mais également de souligner les limites et les perspectives pour des études futures.

## 4.2. Phase de remplissage

Durant le remplissage total de la retenue, les résultats obtenus de l'analyse du comportement hydraulique du barrage reflètent la nature des matériaux de remblai, noyau (faible perméabilité) et recharge (perméabilité élevée).

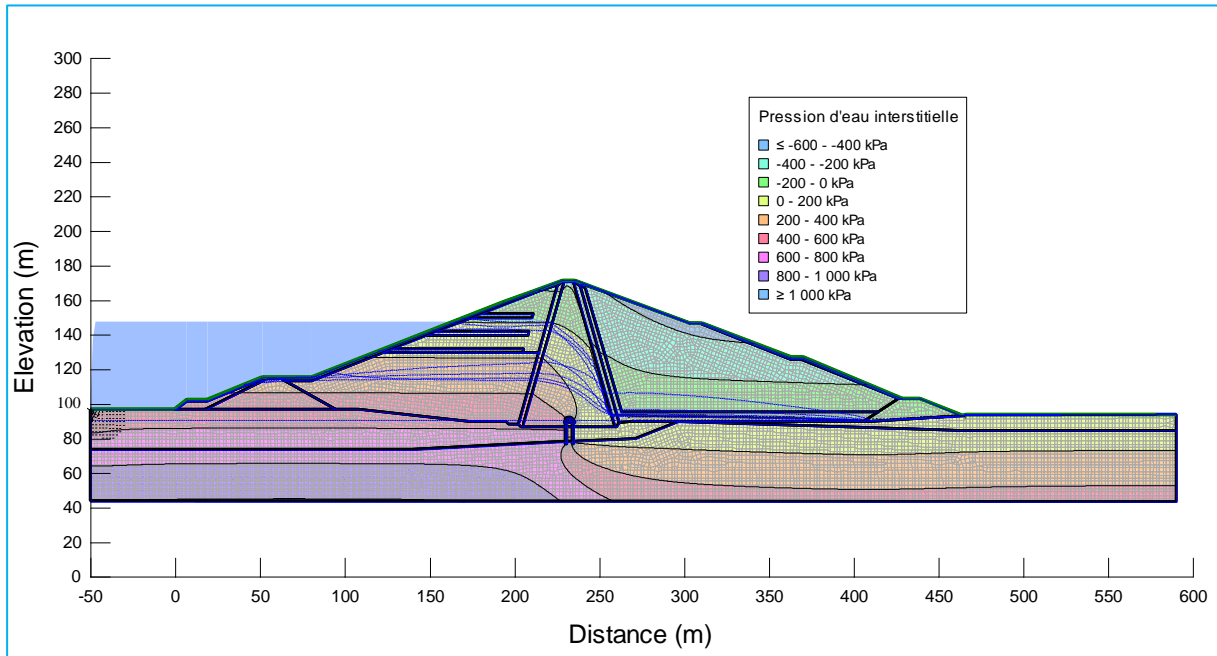
### 4.2.1. Pression d'eau interstitielle et réseau d'écoulement

Les variations de pression d'eau interstitielle dans le corps du barrage sont présentées dans la Figure 4.1 (a, b et c). Ce remplissage est effectué de manière progressive afin que la saturation du noyau soit également progressive et limiter les gradients hydrauliques.

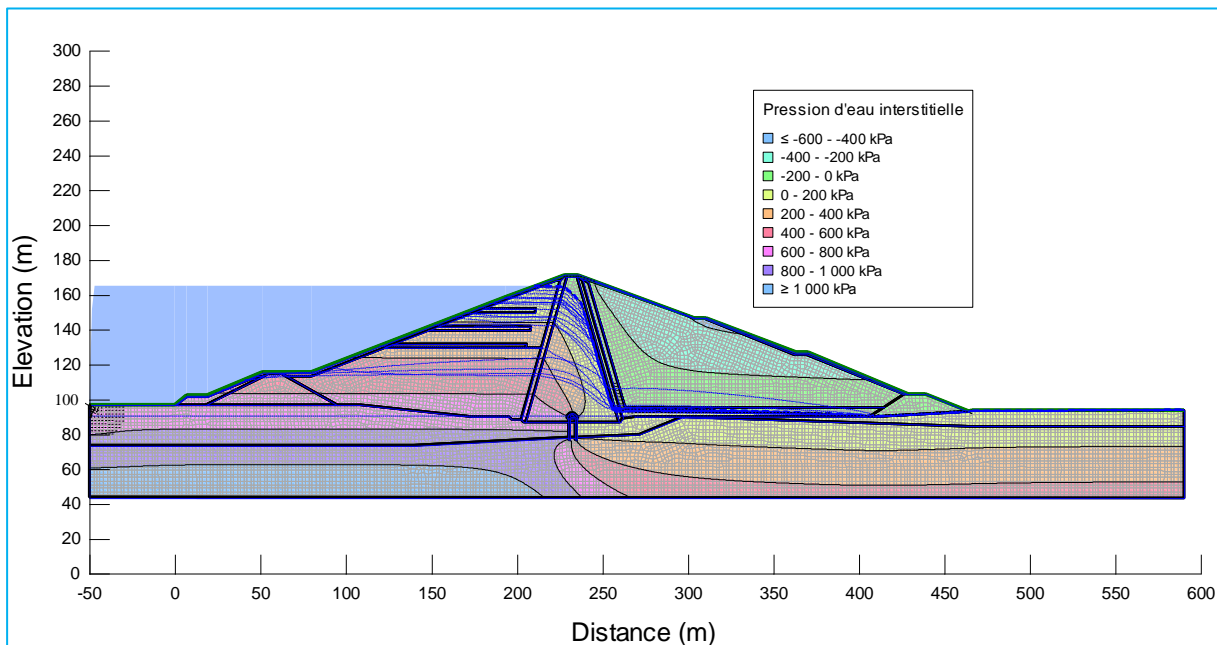


a) Cote 105 m à 90 jours.

Au début du remplissage, nous remarquons que les pressions d'eau interstitielles sont négatives au niveau de la digue. Au fur et à mesure du remplissage de la retenue, il y a une évolution progressive de la ligne de saturation.



b) Cote 147m à 1080 jours (2,96 ans).

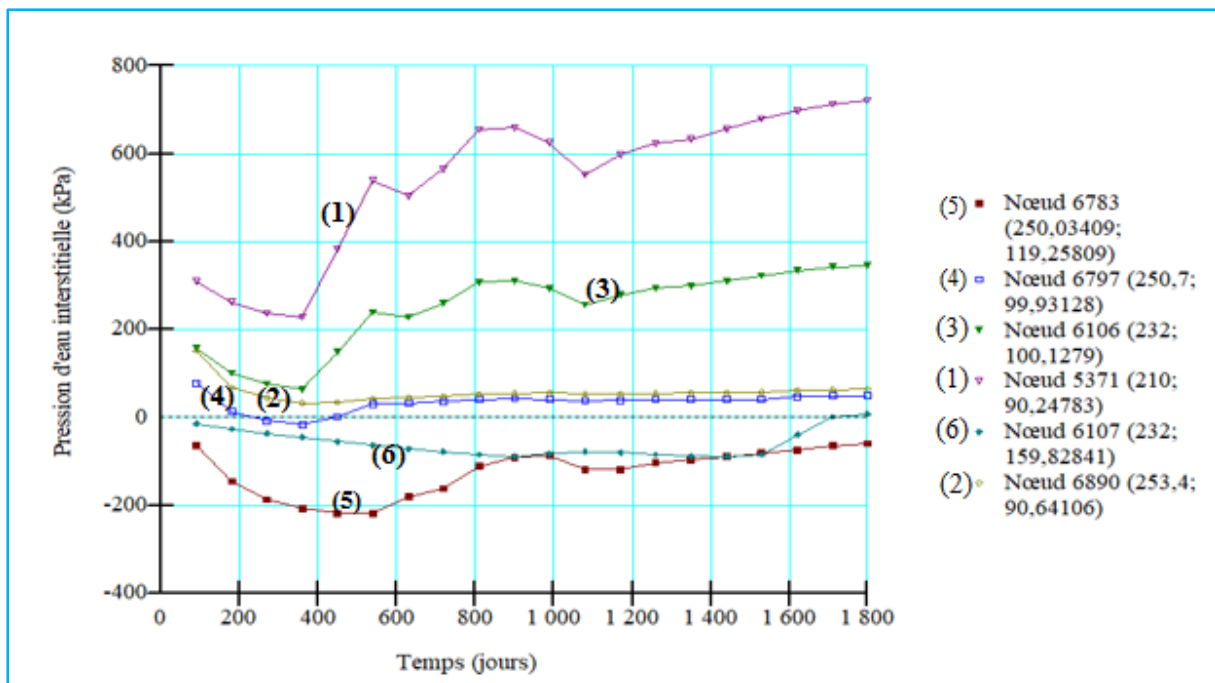


c) Cote 165 m à 1800 jours ≈ (4,93 ans).

**Figure 4.1** Réseau d'écoulement et variation de pression d'eau interstitielle pendant le remplissage de la retenue.

Comme on doit s'attendre, certains points dans le noyau sont affectés par une pression interstitielle négative (suction). La pression d'eau interstitielle est positive dans la zone saturée, négative dans la zone non saturée et elle s'annule au niveau de la surface de saturation. D'après la (Figure 4.2) nous constatons que :

- Durant la première année de remplissage, une diminution générale de la pression d'eau interstitielle est observée sur tous les points de surveillance.
- À partir de la deuxième année, à mesure que le barrage se déforme sous le poids de l'eau, la répartition des contraintes au sein du noyau peut changer et affecte les pressions interstitielles dans différentes zones.

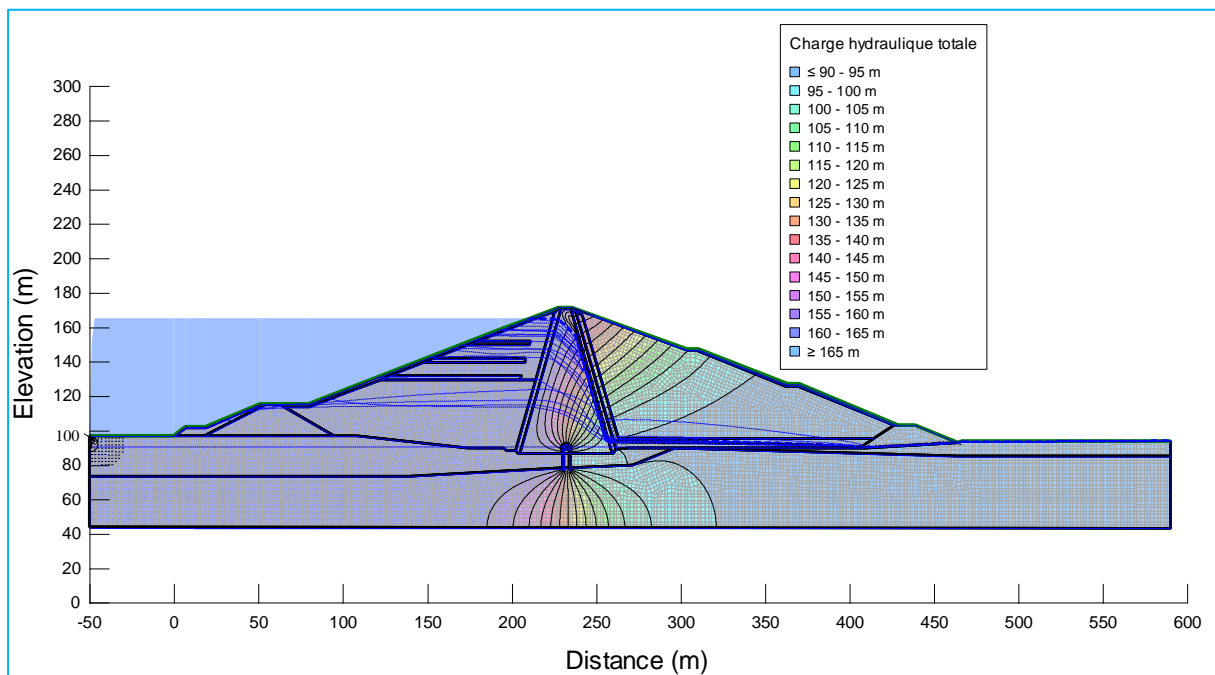


**Figure 4.2** Évolution progressive des pressions d'eau interstitielles dans le noyau pendant le remplissage de la retenue.

Les deux points 1 et 3 qui correspondent respectivement aux nœuds 5371 et 6106 présentent une corrélation positive entre la pression de l'eau interstitielle et le taux de remplissage, avec des augmentations de pression significatives (210 kPa à 700 kPa pour le nœud 5371 et 90 kPa à 350 kPa pour le nœud 6106). Cela suggère que ces zones sont plus sensibles aux changements de contraintes induits par le remplissage. Contrairement aux deux points 2 et 4 qui correspondent respectivement aux nœuds 6890 et 6797, ils présentent des pressions d'eau interstitielles relativement stables, indiquant une influence minimale du processus de

remplissage. Enfin, les points 5 et 6 qui correspondent respectivement aux nœuds 6783 et 6107 subissent des pressions d'eau interstitielles négatives (aspiration), qui s'intensifient lors du remplissage. Cela implique que ces zones restent insaturées.

La (Figure 4.3) montre le réseau d'écoulement pendant le remplissage de la retenue. La saturation du noyau est progressive et certains points dans le barrage sont affectés par une pression négative (suction). Les variations des lignes de saturation sont directement proportionnelles au taux de remplissage du réservoir. Lorsque le taux de remplissage augmente, les lignes de saturation ont tendance à augmenter. À mesure que les lignes de saturation s'approchent du noyau du barrage, où la perméabilité est nettement plus faible, elles commencent à s'incurver vers le bas et à descendre vers le drain en aval (à cette situation, les lignes de saturation se rapprochent de la courbe connue de Kozeny sous forme de parabole et confirment aussi le bon fonctionnement des drains).



**Figure 4.3** Réseau d'écoulement et lignes équipotentielles à la fin du remplissage de la retenue.

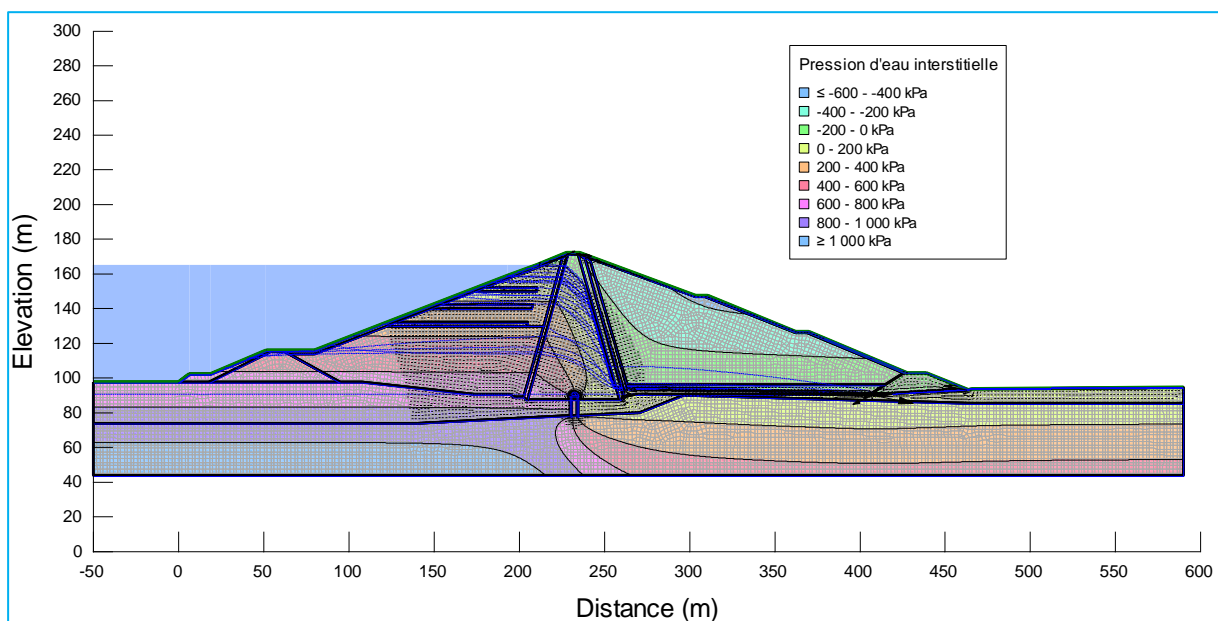
En effet, la faible perméabilité du noyau restreint l'écoulement de l'eau, ce qui entraîne son accumulation et pousse les lignes de saturation vers le bas. Plus le réseau d'écoulement s'éloigne de l'aval, plus le débit de fuite qui traverse le noyau est faible.

### 4.3. Phase d'exploitation du barrage

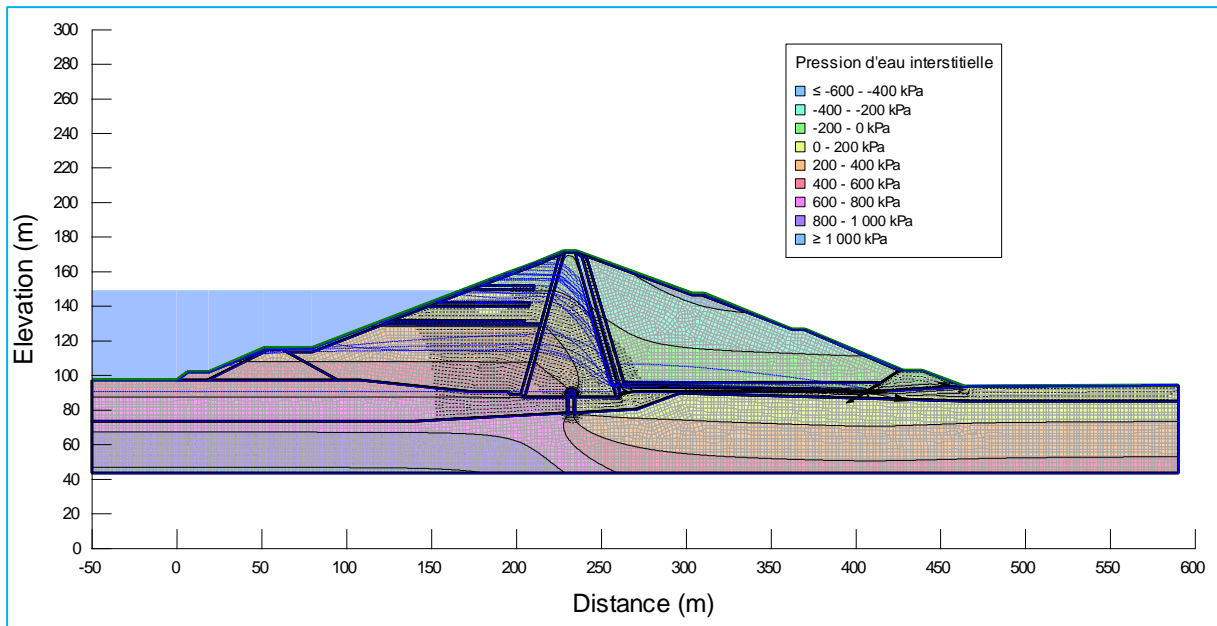
L'analyse des écoulements et des infiltrations transitoires en tenant compte du facteur temps (t) et du facteur de la variation du niveau d'eau dans le réservoir permet de déterminer la variation de la surface libre, qui est une surface instable, la variation des pressions d'eau interstitielles et le débit de fuite. Les résultats de la simulation en termes de pression d'eau interstitielle dans le noyau sont analysés et comparés à ceux de l'instrumentation donnés par les cellules de pressions interstitielles CPI (voir tableau 3-2).

#### 4.3.1. Pression d'eau interstitielles et réseau d'écoulement dans la digue

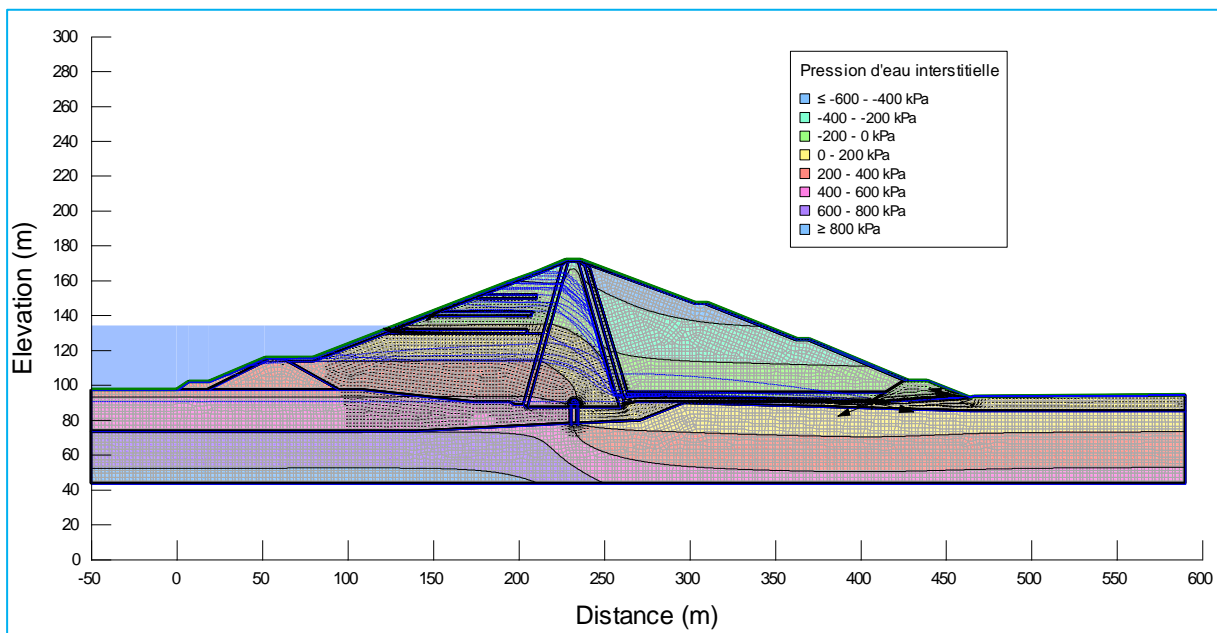
Les contours des pressions d'eau interstitielles et les isolignes dans le barrage sont illustrés dans la Figure 4.4 (a, b, c et d), respectivement pour les cotes d'eau 164.93 m ; 149 m ; 134 m et 165 m. Après analyse, nous remarquons que les pressions varient de - 600 kPa à 1000 kPa en fonction du temps (t) et de la cote d'eau dans le réservoir. Lorsque l'on traverse le noyau, les isolignes sont glissées vers le bas pour atteindre le drain aval. Cela s'explique par le faible coefficient de perméabilité du noyau, tandis que celui de la recharge (parement) est élevé.



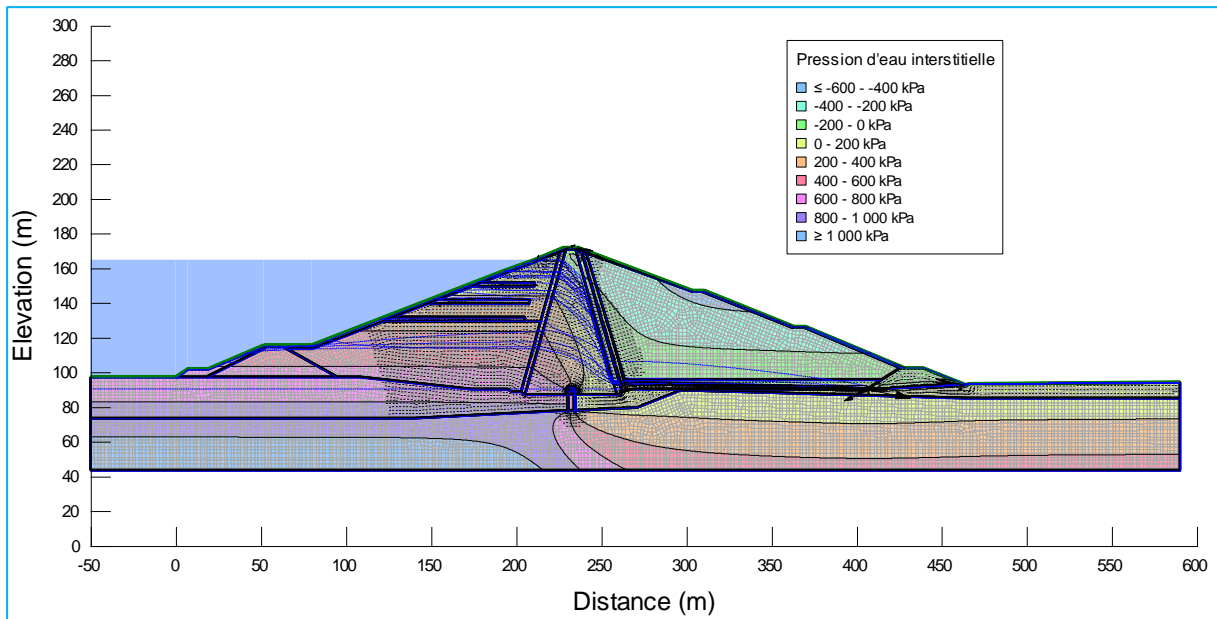
a) Pour la cote d'eau 164,93 m à 1980 jours (juin 2011).



b) Pour la cote d'eau 149 m à 3240 jours (fin 2014).



c) Pour la cote d'eau 134 m à 4320 jours (fin 2017).

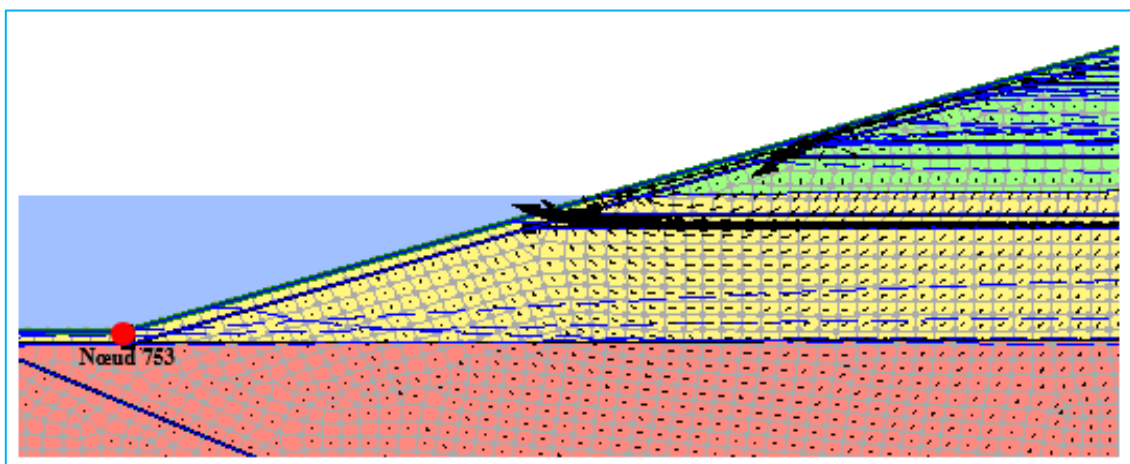


d) Pour la cote d'eau 165 à 4860 jours (juin 2019).

**Figure 4.4** Pressions d'eau interstitielles et réseau d'écoulement dans le barrage pour différentes cotes d'eau.

La retenue quasi pleine du réservoir agissant de façon stabilisatrice sur le talus amont augmente sa résistance au glissement. Les sols dans le barrage ont tendance à se déplacer vers la pente aval, comme le montrent la (Figure 4.4a) et (Figure 4.4d).

Lorsque le niveau d'eau commence à se baisser, le sens d'écoulement se dirige vers le côté amont suite au décalage de la ligne de saturation et de la cote d'eau dans la retenue (Figure 4.4c, Figure 4.4b et Figure 4.5).



**Figure 4.5** Sens d'écoulement vers le côté amont du barrage.

### 4.3.2. Flux et gradient de sortie en amont du barrage

La (Figure 4.6) et la (Figure 4.7) présentent respectivement le flux et le gradient de sortie en amont du barrage en condition d'exploitation de la retenue. La zone saturée provoque un flux d'eau d'intensité réduite qui s'écoule du barrage depuis la face amont.

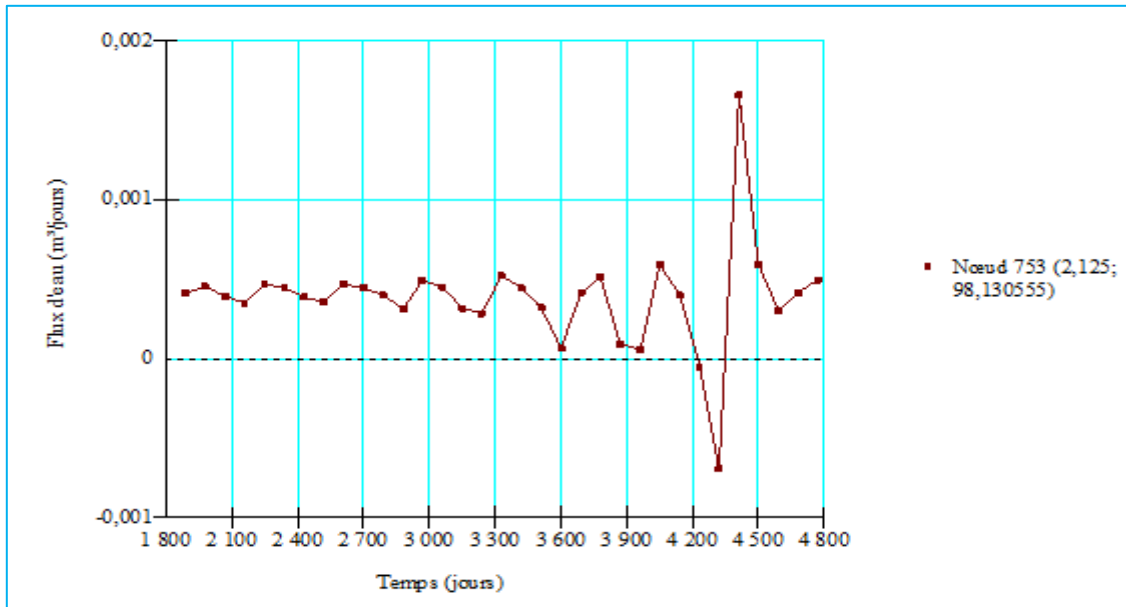


Figure 4.6 Flux sortant au niveau du nœud 753 côté amont.

Le gradient hydraulique confirme l'intensité faible du flux qui s'écoule sur la face amont, suite à la diminution progressive de la retenue en condition d'exploitation.

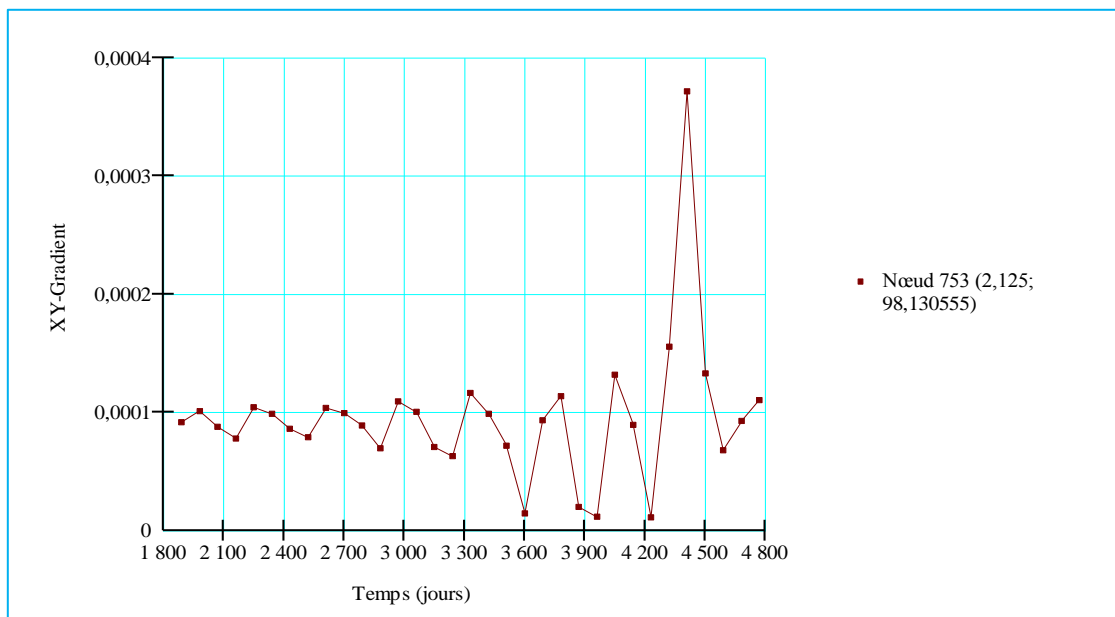
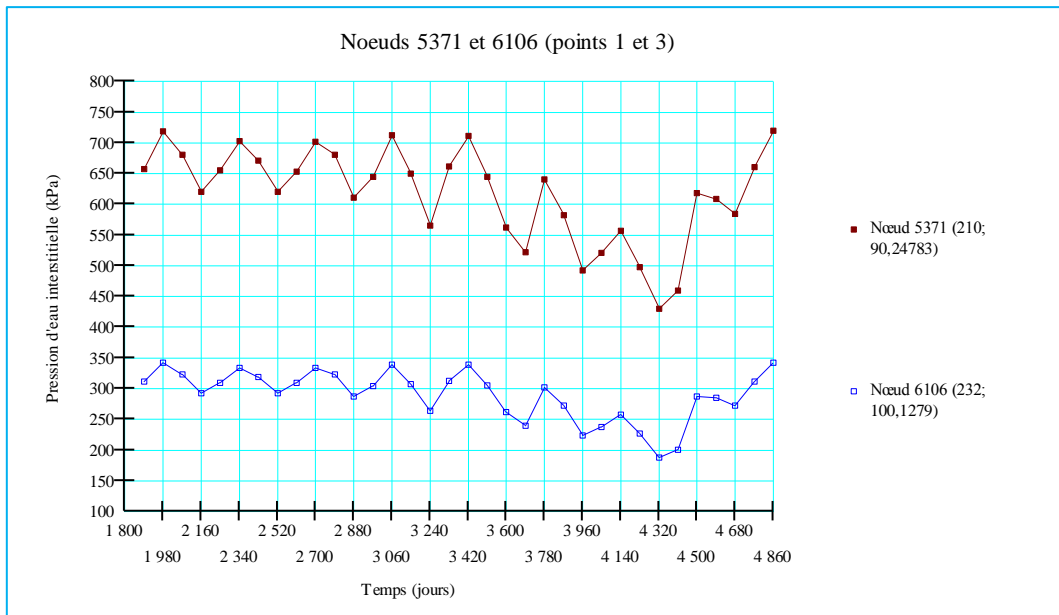


Figure 4.7 Gradient hydraulique x-y en amont du nœud 753.

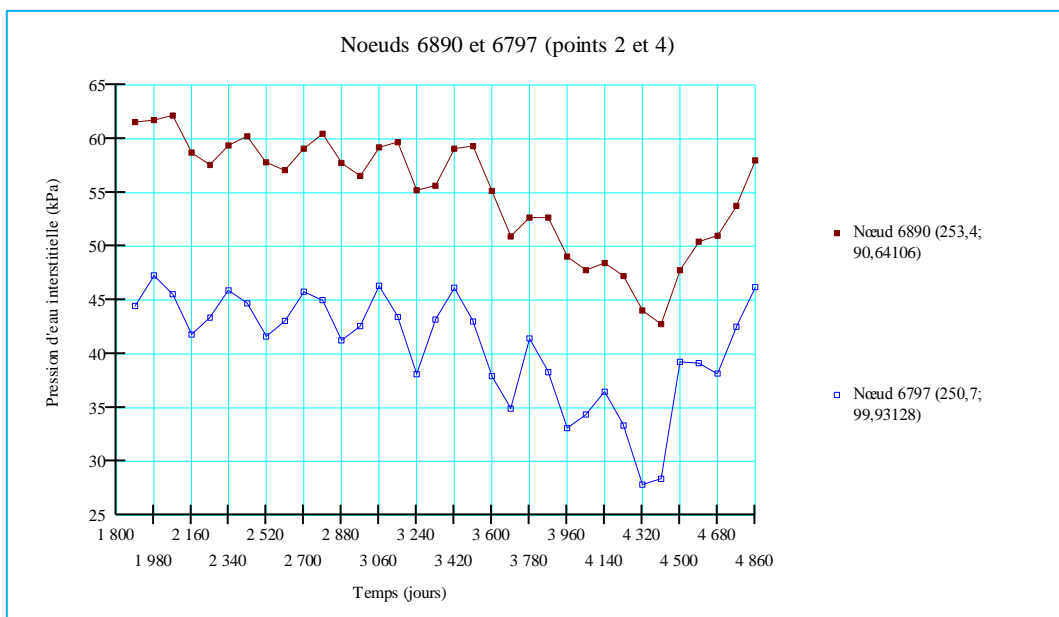
### 4.3.3. Pression d'eau interstitielles et réseau d'écoulement dans le noyau

La figure 4.8 (a, b et c) illustre la variation de la pression d'eau interstitielle en condition d'exploitation du barrage, sous l'effet des fluctuations de la cote d'eau dans la retenue. À travers les points 1, 2, 3, 4, 5 et 6 spécifiés dans la (Figure 3.8), correspondent respectivement aux nœuds : 5371, 6890, 6106, 6797, 6783 et 6107. Nous constatons que :

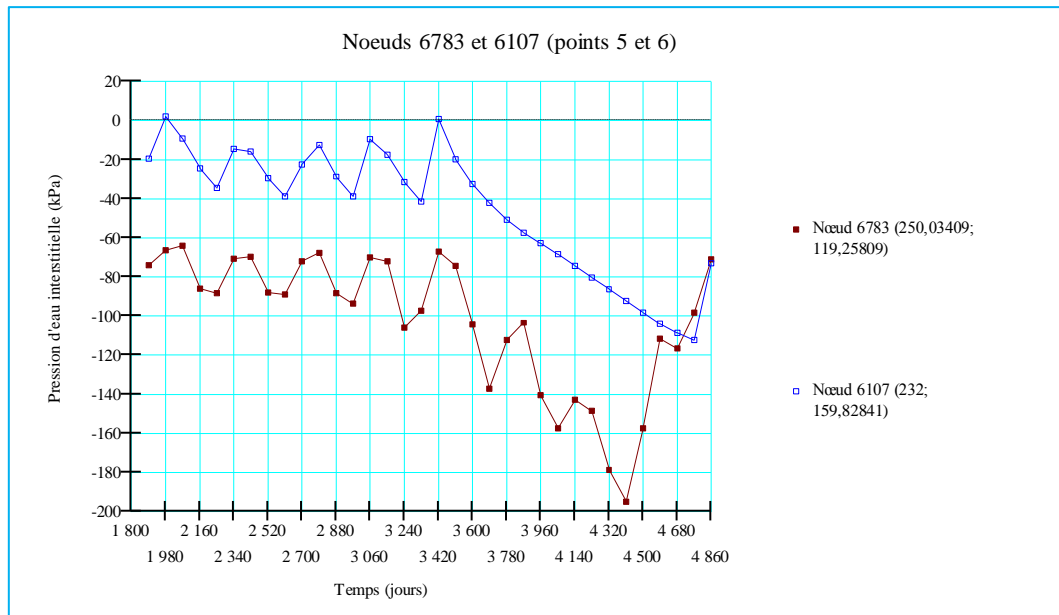
- Le comportement et l'intensité de la pression d'eau interstitielle diffèrent d'un point à un autre dans la digue du barrage.
- L'intensité de pression d'eau interstitielle est plus élevée à la base du noyau et moins importante à la crête.
- Lorsque le niveau d'eau diminue dans le réservoir et s'abaisse progressivement, la pression de l'eau interstitielle et la ligne de saturation dans le noyau diminuent, c'est-à-dire qu'il y a une dissipation progressive de la pression de l'eau interstitielle, et vice versa.
- Une baisse lente du niveau d'eau dans la retenue donne plus de temps à la pression de l'eau interstitielle dans la zone saturée pour se dissiper.
- Les pressions d'eau interstitielles enregistrées au niveau des nœuds 5371, 6890, 6106 et 6797 (correspondent respectivement aux cellules cpi1, cpi3, cpi2 et cpi4) sont positives Figure 4.8 (a et b), contrairement aux nœuds 6783 et 6107 (correspondent respectivement aux cellules de pression d'eau interstitielles cpi5 et cpi6), qui sont affectés par une pression interstitielle négative (suction) pendant le processus de dissipation, ce qui indique que le niveau d'eau (la surface libre) devient inférieur ou au-dessous de ces points, comme sur la Figure 4.8c (points 5 et 6).
- La variation du potentiel de pression sur une colonne verticale du domaine d'écoulement doit être linéaire, en passant d'une valeur positive dans la zone saturée à une valeur négative dans la zone non saturée et en s'annulant au niveau de la surface libre (surface de saturation).



a)



b)



c)

**Figure 4.8** Variation des pressions d'eau interstitielles en fonction du temps

a) Points 1 et 3 ; b) Points 2 et 4 ; c) Points 5 et 6.

#### 4.3.3.1. Comparaison des variations de pression interstitielles de la simulation à celles de l'instrumentation données par les CPI

Afin de valider les résultats de pression d'eau interstitielle obtenus par la simulation numérique avec le modèle Seep/W présentés à la (Figure 4.8), on va les comparer aux mesures réelles de l'instrumentation illustrées dans le tableau 3-2.

La (Figure 4.9) présente la comparaison ou superposition des pressions d'eau interstitielles obtenues par la simulation, via le modèle de calcul Seep/W et celles de l'instrumentation, mesurées par les cellules de pression interstitielles en fonction de la variation de la hauteur d'eau dans la retenue durant la période d'analyse allant de 03/2011 à 06/2019.

– Lorsque le niveau d'eau diminue dans le réservoir et baisse progressivement (condition d'exploitation), la pression de l'eau interstitielle et la ligne de saturation dans le noyau diminuent, c'est-à-dire qu'il y a une dissipation progressive de la pression de l'eau interstitielle, et vice versa. De plus, les pressions d'eau interstitielles augmentent à partir du mois de janvier jusqu'à la fin du mois de mai et diminuent à partir du mois de juin jusqu'au mois de décembre. Nous constatons que les variations des pressions d'eau interstitielles sont proportionnelles à la variation de la cote d'eau dans le barrage, à l'exception du point 6 situé en haut du noyau (Figure 4.9f).

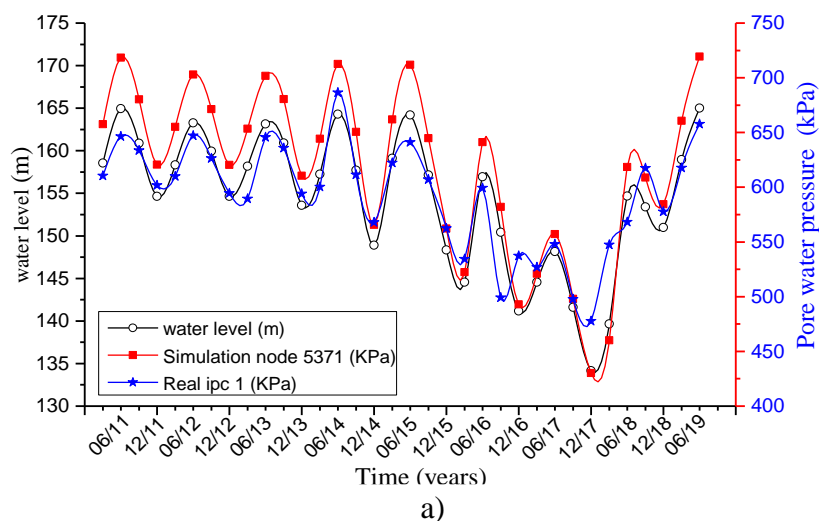
– Une baisse lente du niveau d'eau dans le réservoir donne plus de temps à la pression de l'eau interstitielle dans la zone saturée pour se dissiper. Contrairement à une baisse rapide, la ligne de saturation du remblai ne s'abaisse pas de la même façon que l'abaissement du niveau d'eau dans la retenue.

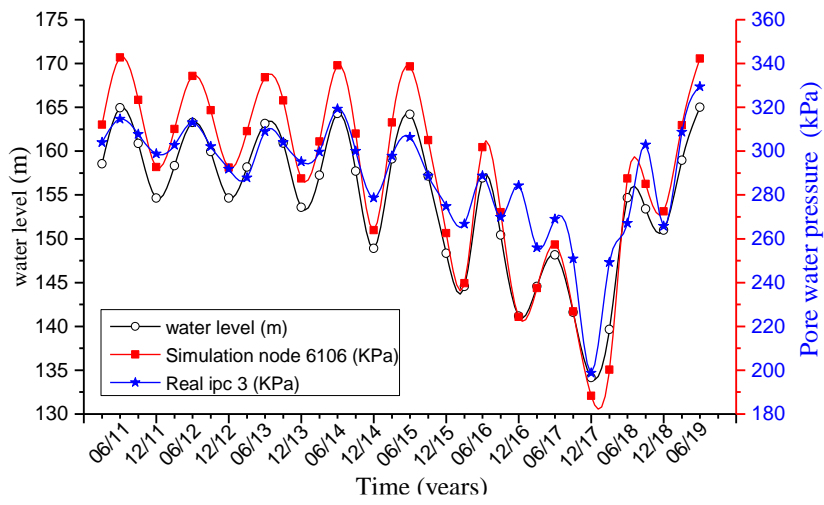
Fattah et Hassan (2017) ont conclu que lorsque le réservoir est rapidement vidé et que l'eau est tirée vers le bas, les pressions d'eau interstitielles dans le corps du barrage diminuent. Il y a une lente dissipation de la pression de l'eau interstitielle due au drainage et à l'effet élastique causé par la suppression de la hauteur d'eau totale ou partielle lors d'un rabattement rapide.

On peut conclure que les résultats obtenus par le modèle numérique en termes de pression d'eau interstitielle sont satisfaisants du fait qu'ils sont proches des résultats réels durant la variation de la cote d'eau en condition d'exploitation.

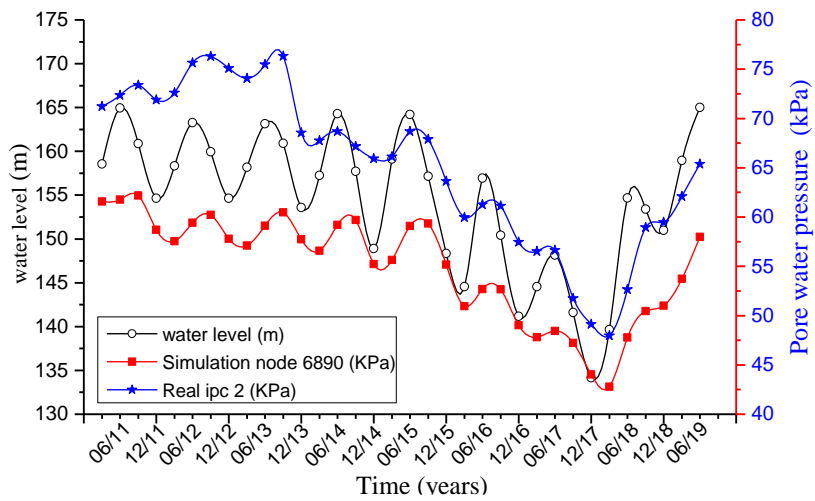
Dans la Figure 4.9 (a et b), les pressions d'eau interstitielles obtenues dans la simulation sont légèrement supérieures à celles obtenues par les mesures d'instrumentation, à l'exception qu'en fin 2016 et à la fin 2017, nous avons remarqué le contraire : ça, c'est dû peut-être à la perturbation de la saison hydrique où le niveau d'eau est plus bas.

Dans la Figure 4.9 (c et d), les pressions d'eau interstitielles obtenues dans la simulation sont inférieures à celles obtenues dans les mesures réelles au moins jusqu'à 2016, ensuite ça change.

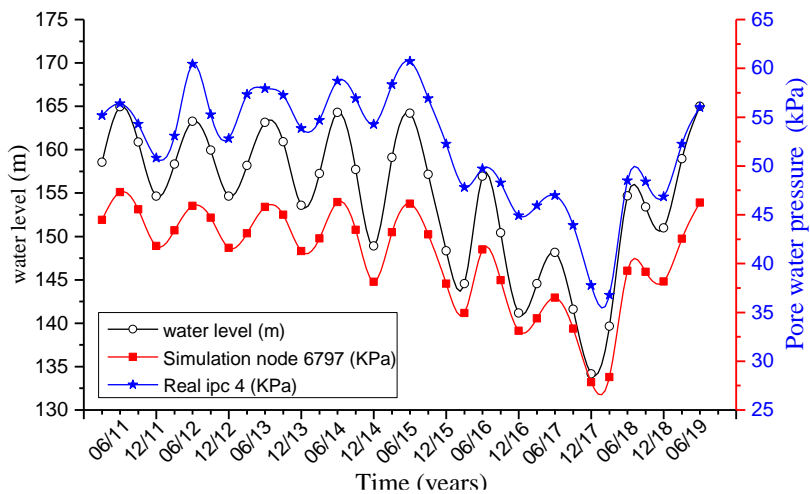




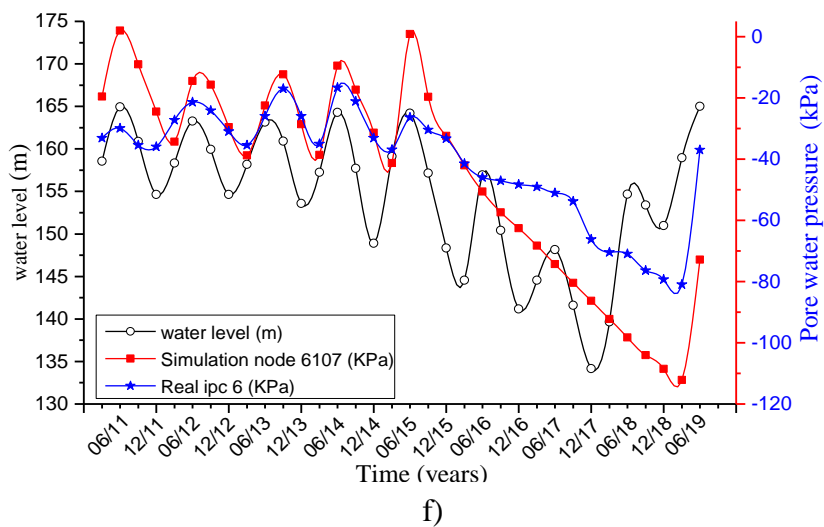
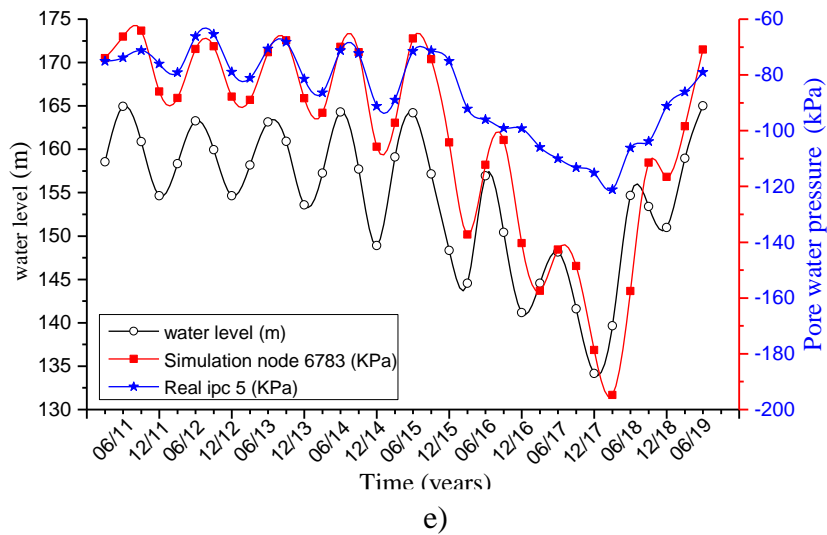
b)



c)



d)



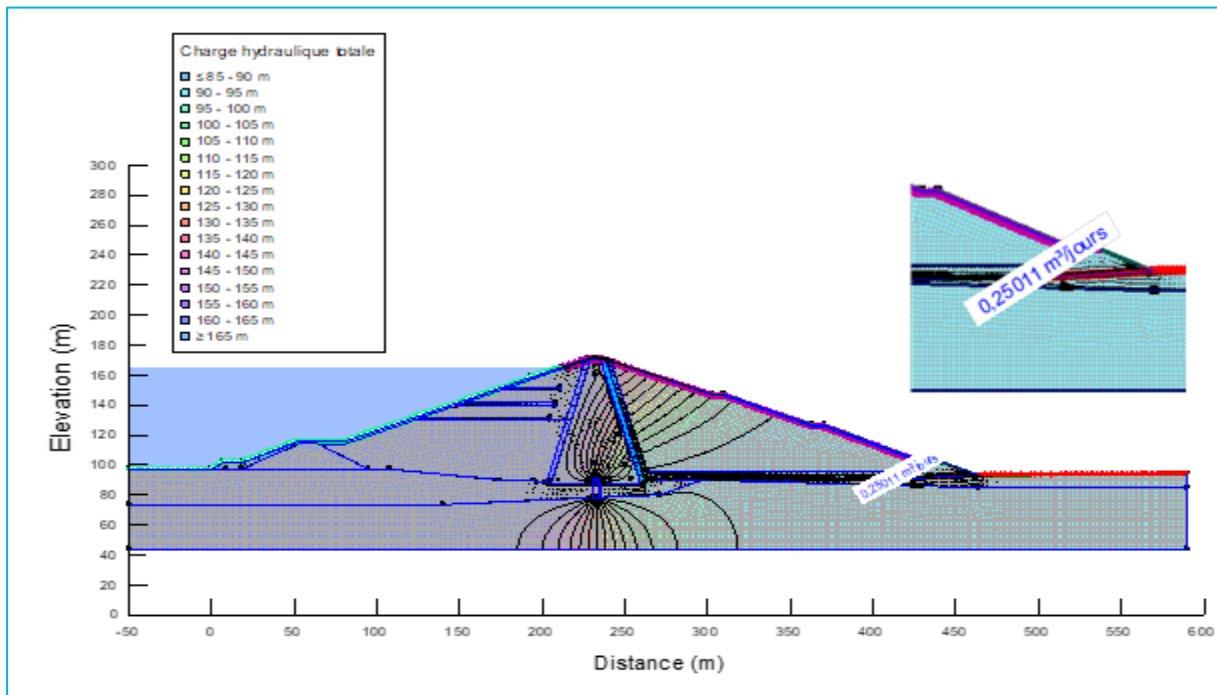
**Figure 4.9** Comparaison des pressions d’eau interstitielles réelles avec celles de la simulation sous l’effet de la variation du niveau d’eau dans la retenue (Terbouche et al., 2022).

#### 4.3.3.2. Évaluation du débit de fuite

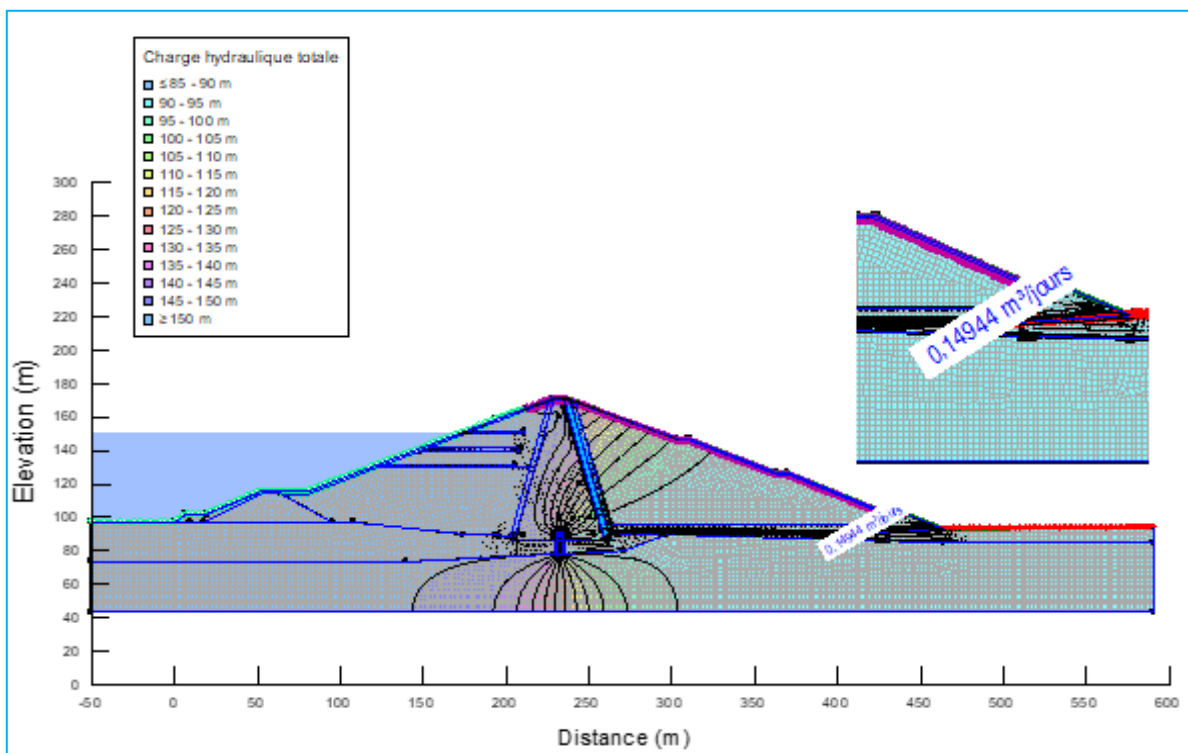
La Figure 4.10 (a, b et c) illustre les débits de fuite sortant en aval respectivement à la cote 165 m, 150 m et 134 m du barrage en condition d’exploitation. L’impermeabilité de la fondation draine tout le flux d’eau vers le drain en aval. Lorsque le sol de fondation est imperméable, la pression d’infiltration est augmentée et un écoulement concentré se développe entre le noyau et le filtre en aval. Les débits par mètre de largeur enregistrés en fonction de la cote d’eau dans la retenue sont présentés ci-dessous.

- A la cote 165 m  $\Rightarrow$  débit de fuite  $q = 0.250 \text{ m}^3/\text{j}$ .
- A la cote 150 m  $\Rightarrow$  débit de fuite  $q = 0.149 \text{ m}^3/\text{j}$ .
- A la cote 134 m  $\Rightarrow$  débit de fuite  $q = 0.118 \text{ m}^3/\text{j}$ .

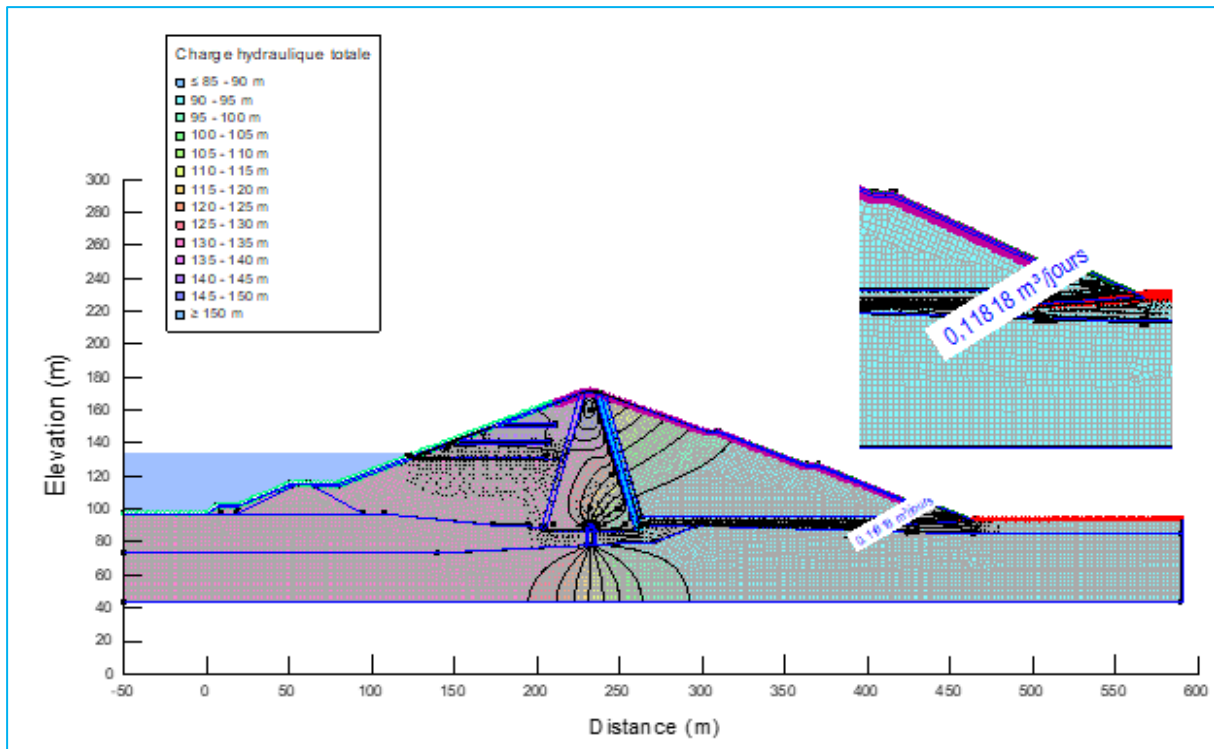
Le débit de fuite est la quantité d'eau qui parvient à sortir en traversant le barrage à travers le côté aval. Cette zone est la zone où se regroupent tous les écoulements.



a) A la cote d'eau 165 m.



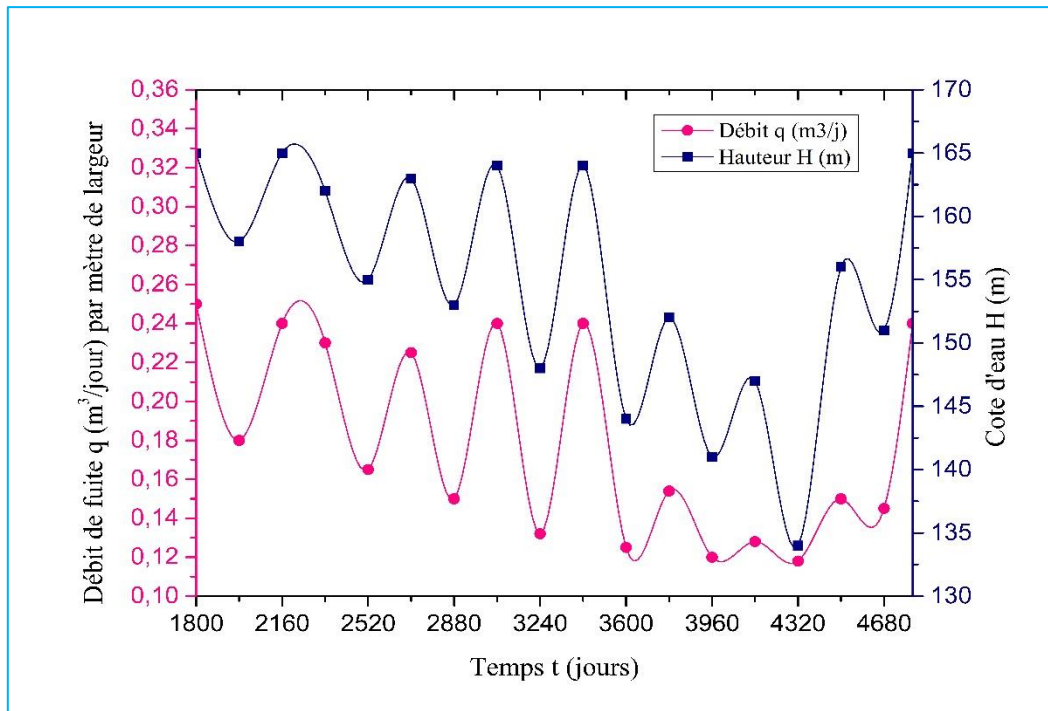
b) A la cote d'eau 150 m.



c) A la cote d'eau 134 m.

**Figure 4.10** Débit de fuite en aval par mètre de largeur en condition d'exploitation : a) Cote 165 m ; b) Cote 150 m ; c) Cote 134 m.

Selon la courbe de débit présentée à la (Figure 4.11), nous remarquons que le débit sortant est proportionnel à la profondeur du niveau d'eau dans le réservoir. Plus le barrage est plein, plus le débit sortant est élevé. À partir de cette analyse, nous concluons que les drains fonctionnent correctement et que le comportement du barrage ne présente aucune inquiétude vis-à-vis du débit sortant.



**Figure 4.11** Variation du débit de fuite en aval en condition d'exploitation.

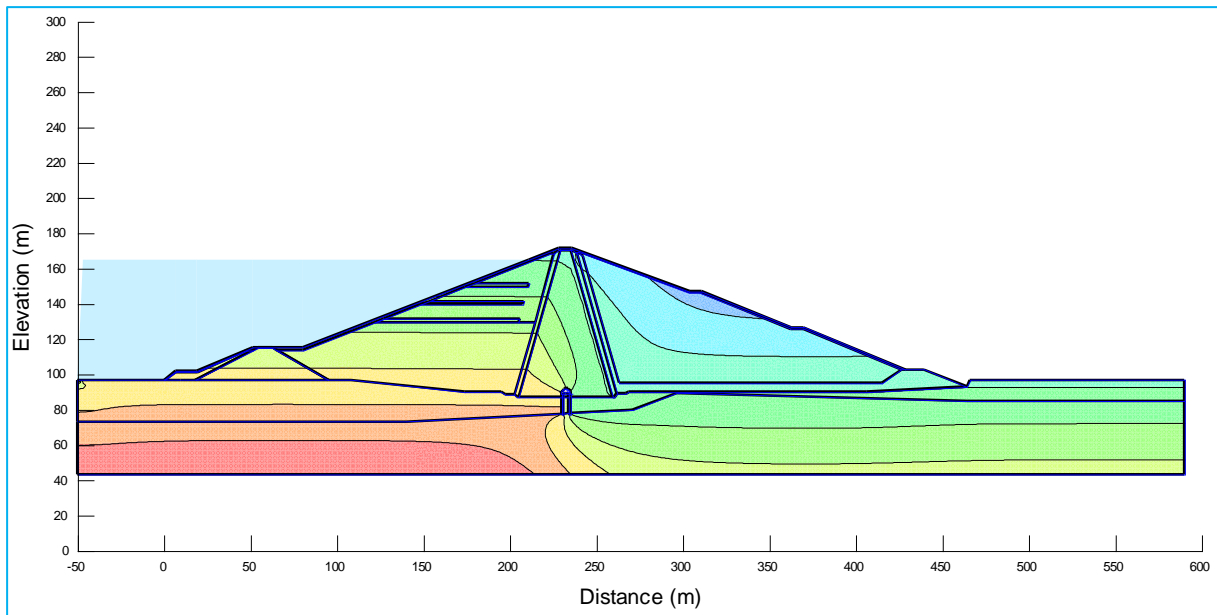
#### 4.4. Phase de vidange du barrage de Taksebt

Au jour d'aujourd'hui, le barrage de Taksebt n'a pas subi d'événement qui nécessite sa vidange, mais cette simulation est faite dans le cas probable pour éviter tout risque d'instabilité du barrage si le cas devrait se présenter.

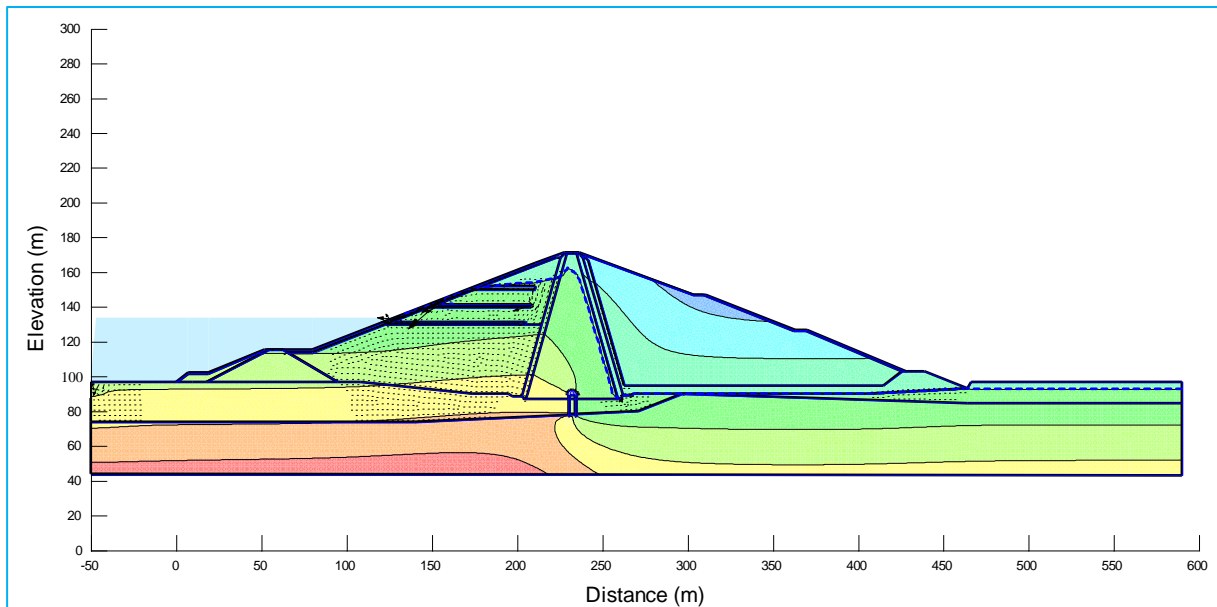
##### 4.4.1. Vidange de la retenue (réservoir) à 16 jours

La (Figure 4.12) montre la vidange de la retenue respectivement à  $t = 0$  ;  $t = 7,5$  jours et  $t = 15$  jours pendant la vidange rapide.

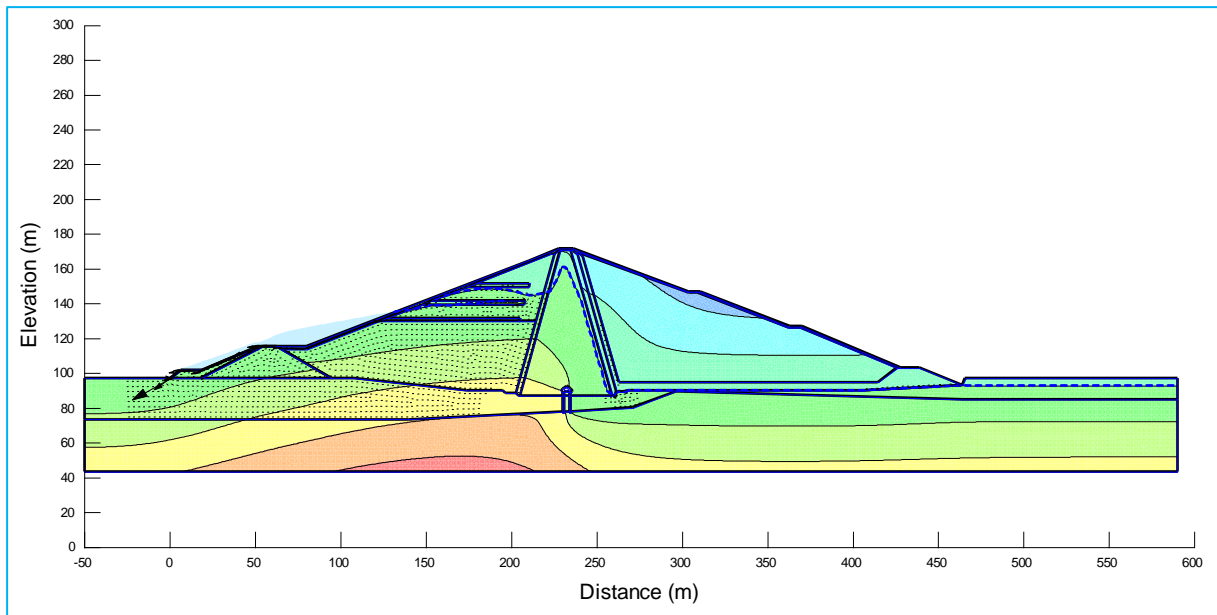
Dans les conditions de rabattement rapide, le flux d'eau commence à nouveau à sortir de la digue par le versant amont. La (Figure 4.12b) montre l'évolution de la charge totale et de la direction de l'écoulement après que le niveau d'eau a été abaissé de moitié à un rythme de 4 m/j. Comme le montre la figure, l'amplitude maximale du flux d'eau est concentrée au milieu de la pente et diminuée progressivement vers le point le plus bas, c'est-à-dire le pied de la digue. L'ampleur de l'infiltration sur le versant augmente avec le processus de rabattement jusqu'à atteindre une valeur maximale lorsque le rabattement est terminé. Ensuite, elle diminue avec le temps en raison de la dissipation de la pression interstitielle excédentaire.



a) Retenue pleine à  $t = 0$ .



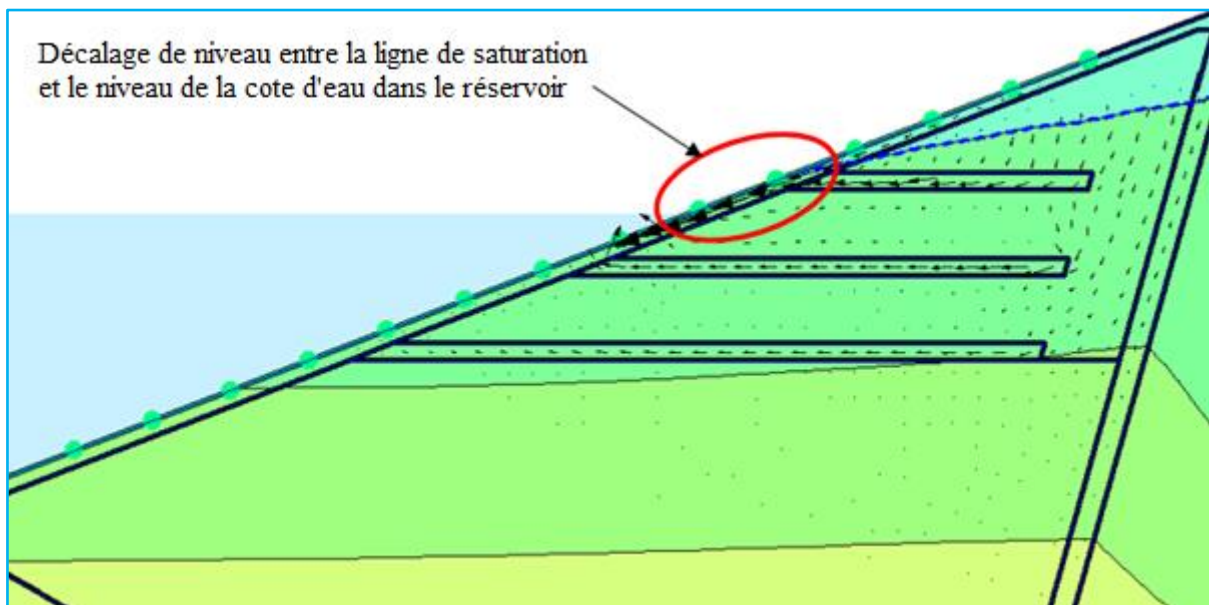
b) Vidange en cours à  $t=7,5$  jours.



b) Vidange complète à  $t=16$  jours.

**Figure 4.12** Vidange rapide de la retenue en 16 jours.

Au cours de la vidange, nous remarquons qu'il y a un écoulement dirigé vers le sens de la retenue (Figure 4.13). Le rabattement de la ligne de saturation est très faible devant l'abaissement du niveau d'eau dans le réservoir.



**Figure 4.13** Ecoulement pendant la vidange de la retenue vers le parement amont.

En outre, nous constatons l'importance des vecteurs de vitesse d'écoulement dans les drains horizontaux, ce qui fait apparaître la stabilité du parement amont pendant la vidange rapide.

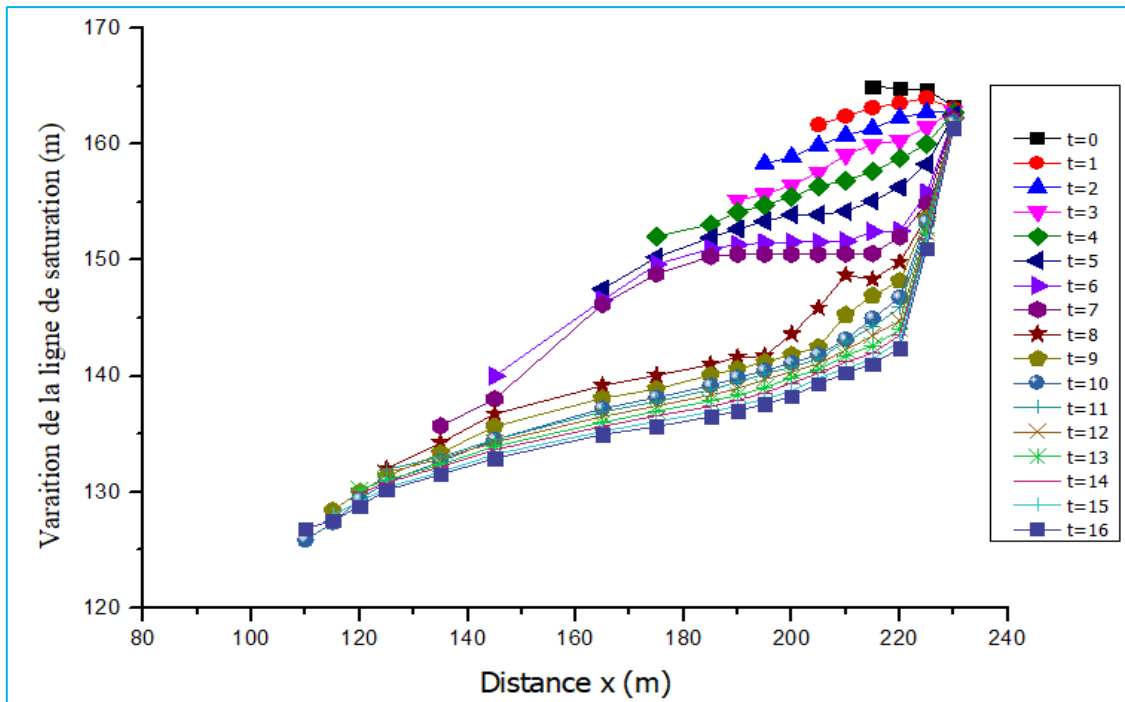
La (Figure 4.14) montre le rabattement de la ligne de saturation qui suit lentement l'abaissement rapide du niveau de l'eau dans le réservoir en fonction du temps de vidange.

Nous remarquons que le rabattement de cette surface (ligne de saturation) continue même après la vidange totale du réservoir à 16 jours, en raison de la dissipation des pressions de l'eau interstitielle dans le corps de la digue.

De plus, la perméabilité des sols constituant le barrage (noyau) est trop faible pour que la ligne de saturation dans l'ouvrage s'abaisse de façon sensible lorsqu'on vide rapidement la retenue. En outre, lorsqu'un rabattement soudain se produit, la pression de l'eau agissant sur la pente amont est supprimée au-dessus du niveau de rabattement, tandis que la ligne de saturation reste plus élevée dans le corps du barrage. Comme le drainage n'est pas aussi rapide que le rabattement, cela signifie que les forces de résistance sont réduites et qu'un décalage de niveau d'eau se crée entre le remblai et la retenue. De plus, avec ce décalage de niveau d'eau, l'écoulement change de sens et va refluer vers le talus amont.

Quand le sol est peu perméable, la surface phréatique dans le barrage s'abaisse beaucoup plus lentement que la surface de l'eau dans le barrage, ce qui empêche la dissipation rapide des pressions et réduit la stabilité du talus amont.

En vidange rapide, le coefficient de perméabilité des matériaux constituant le barrage et la vitesse de descente de la cote d'eau influent sur la position de la ligne de saturation et le débit sortant. Si la perméabilité est forte, les pressions d'eau interstitielles se dissipent rapidement, le débit de vidange est élevé et, par conséquent, le temps de vidange est court, car le niveau de la nappe baisse rapidement. Contrairement, lorsque la perméabilité est faible, les pressions d'eau interstitielles se dissipent lentement, le débit de vidange est moins élevé.

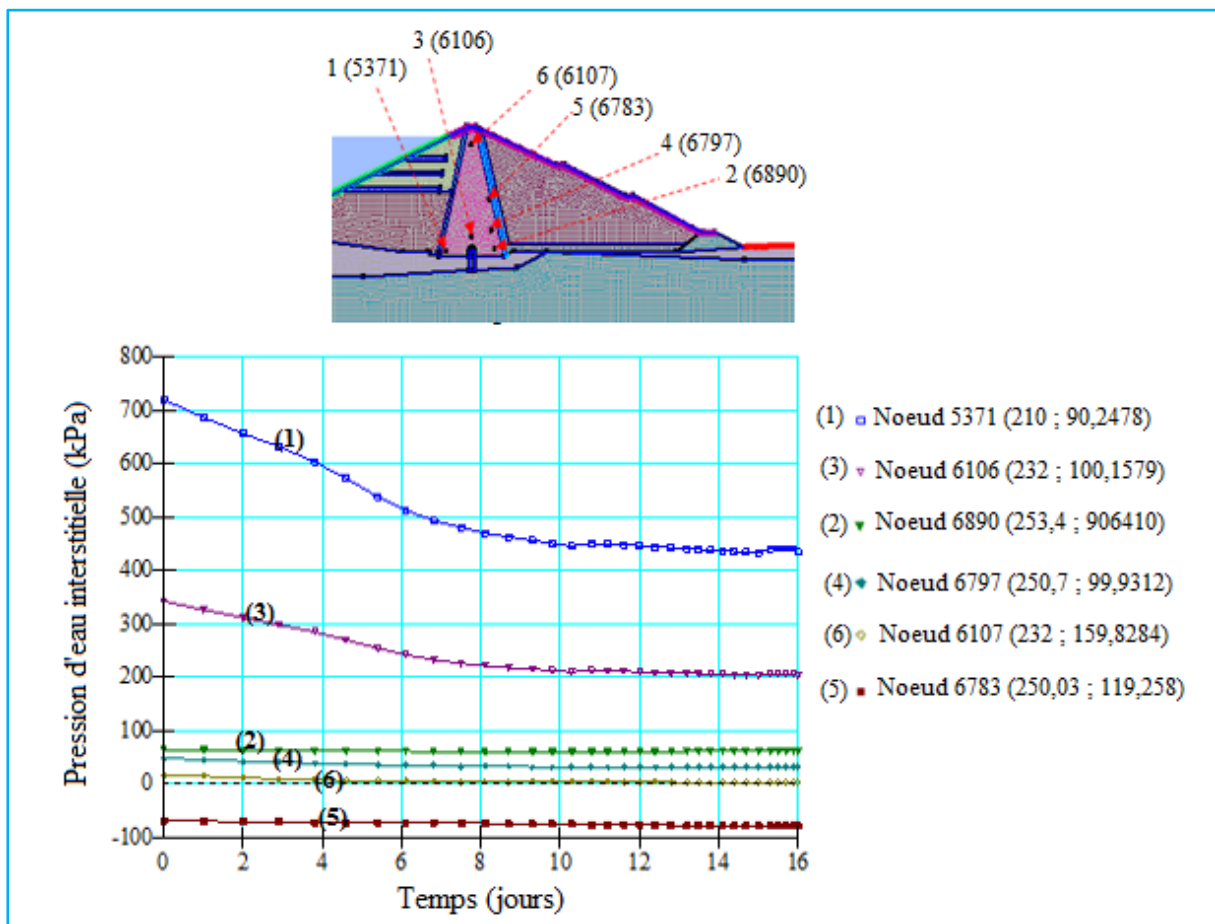


**Figure 4.14** Lignes de saturation pendant la vidange rapide à 16 jours.

La (Figure 4.15) fournit des informations précieuses sur le comportement des pressions interstitielles dans le corps du barrage lors d'une vidange rapide du réservoir. L'analyse de cette figure permet de tirer plusieurs conclusions :

- Sur les points 1 et 3 correspondent respectivement aux nœuds 5371 et 6106 : on observe une diminution linéaire et proportionnelle des pressions d'eau interstitielles à mesure que le niveau d'eau dans le réservoir baisse. Cette diminution est logique, car la vidange entraîne une réduction de la charge hydraulique sur le barrage. Les pressions enregistrées pour ces nœuds passent de 720 kPa à 430 kPa et de 350 kPa à 200 kPa respectivement, indiquant une dissipation significative de la pression interstitielle.
- Les points 2 et 4 correspondent respectivement aux nœuds 6890 et 6797 : enregistre des pressions d'eau interstitielles positives et presque constantes durant toute la vidange de la retenue. Ces nœuds ne sont pas influencés par la vidange rapide du réservoir.
- Point 5 qui correspond au nœud 6783 : enregistre une pression négative pendant la vidange. Cela signifie que l'eau est aspirée à cet endroit.
- La pression d'eau interstitielle est nulle à partir du 4<sup>ème</sup> jour de la vidange en haut du noyau nœud 6707 (point 6).

De plus, les pressions interstitielles pour les points 1 et 3 (respectivement nœuds 5371 et 6106) se stabilisent après le 9<sup>ème</sup> jour de vidange. Cela indique que le temps nécessaire à la dissipation complète des pressions interstitielles dans ces zones est d'environ 9 jours. Ce délai est important pour les opérations de vidange, car il permet de s'assurer que les pressions se sont stabilisées avant de procéder à d'autres interventions sur le barrage.



**Figure 4.15** Évolution des pressions d'eau interstitielles pendant la vidange rapide de 16 jours.

La distribution des pressions d'eau interstitielles qui apparaissent dans le remblai dépend, naturellement, du type des matériaux constituant le barrage.

#### 4.4.2. Vérification du coefficient de sécurité pendant la vidange rapide du talus amont

Pendant la vidange rapide, nous avons remarqué qu'il y a un écoulement dirigé vers le sens de la retenue dans le talus du parement amont (Figure 4.13). Alors, c'est dans cette situation que l'on se place pour étudier le coefficient de sécurité du talus amont.

La (Figure 4.16) jusqu'à la (Figure 4.19) illustrent les coefficients de sécurité pendant la vidange du barrage de Taksebt sur une durée de 16 jours.

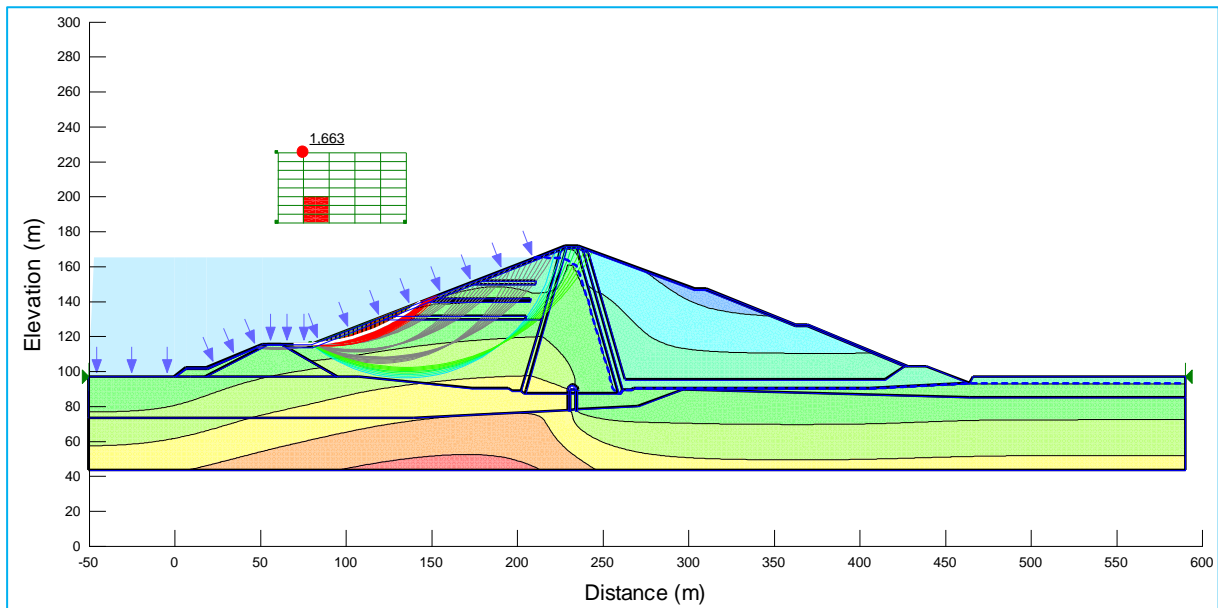


Figure 4.16 Coefficient de sécurité du talus amont à  $t = 0$ .

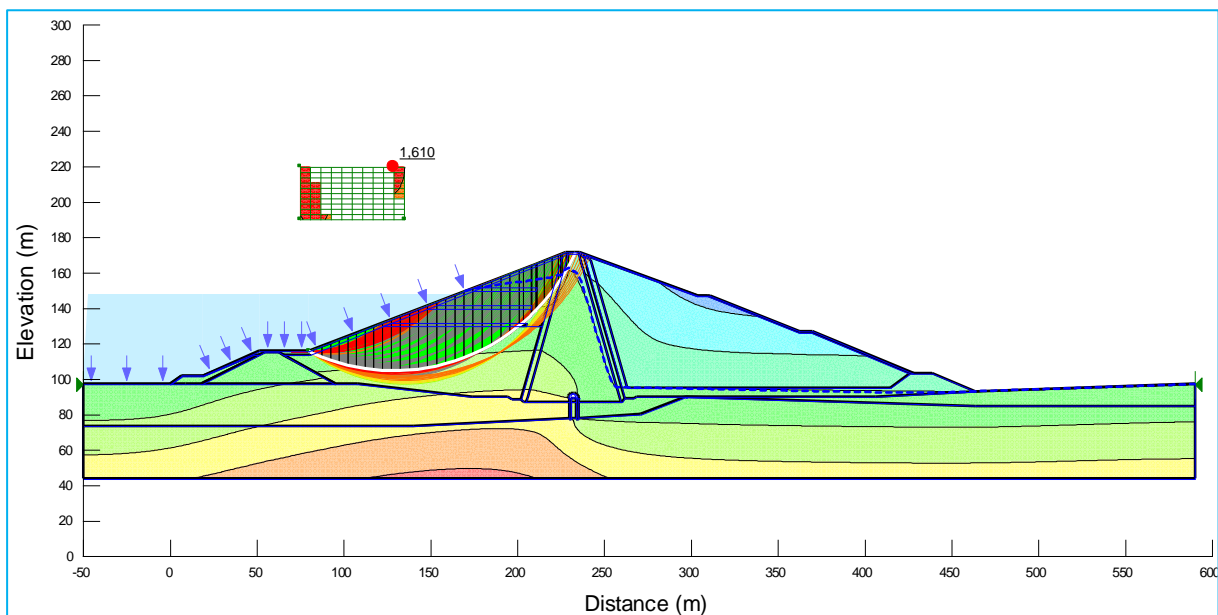
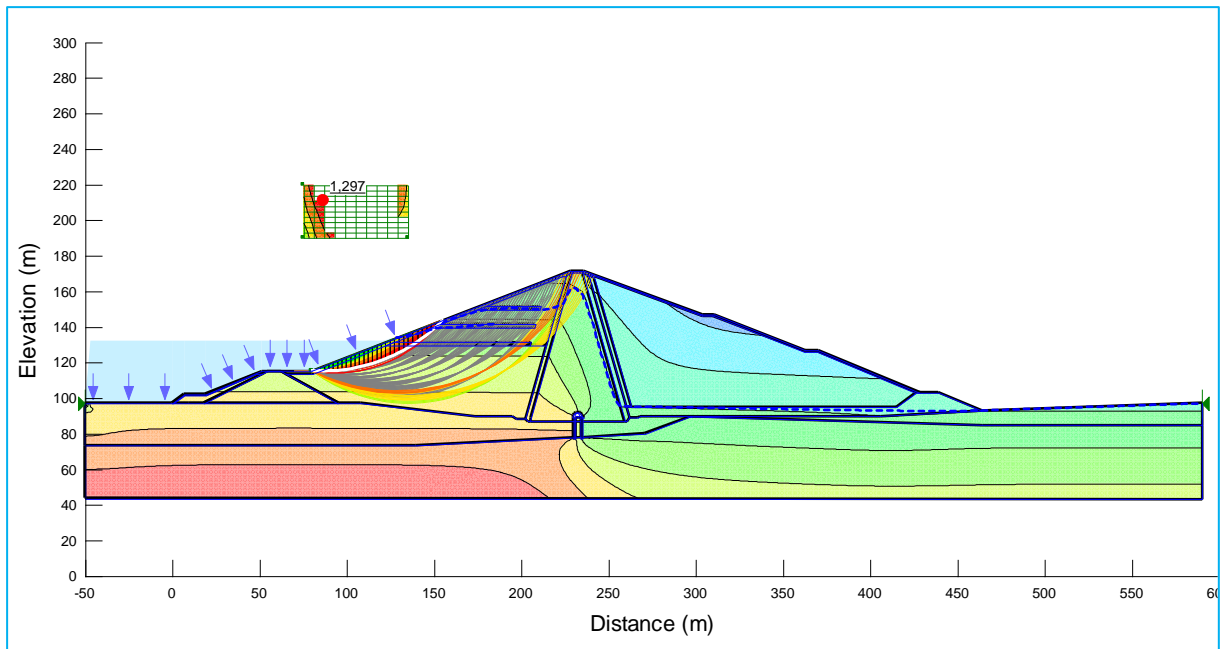
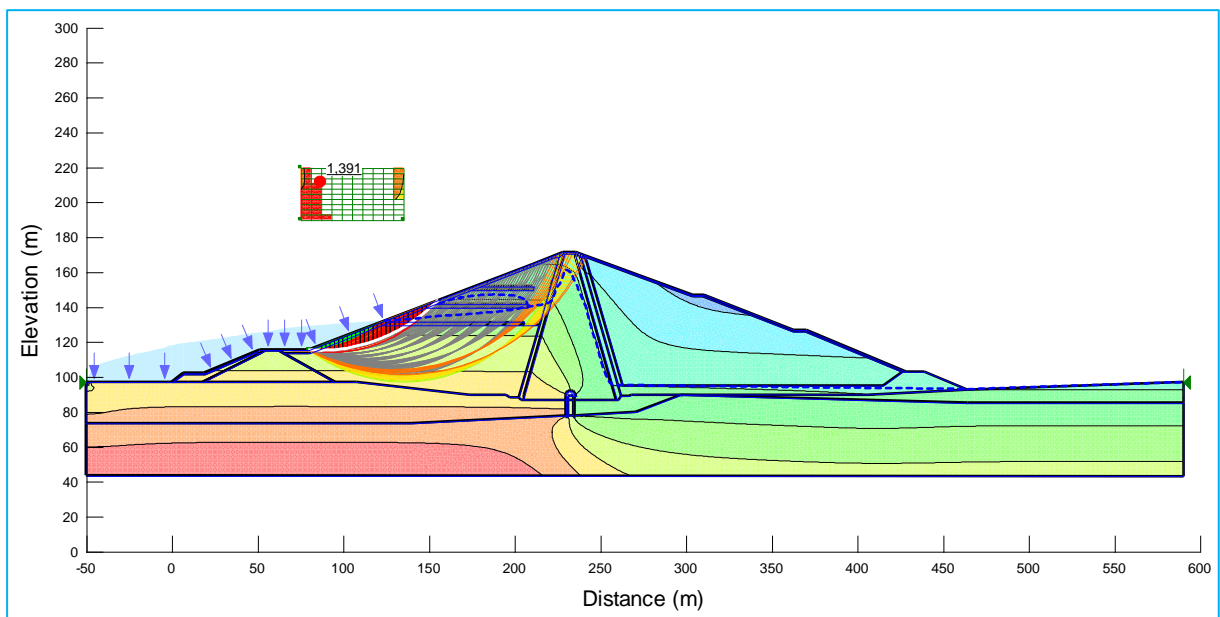


Figure 4.17 Coefficient de sécurité du talus amont pendant la vidange rapide à  $t = 5$  jours.



**Figure 4.18** Coefficient de sécurité du talus amont pendant la vidange rapide à  $t = 7$  jours.



**Figure 4.19** Coefficient de sécurité du talus amont pendant la vidange rapide à  $t = 14$  jours.

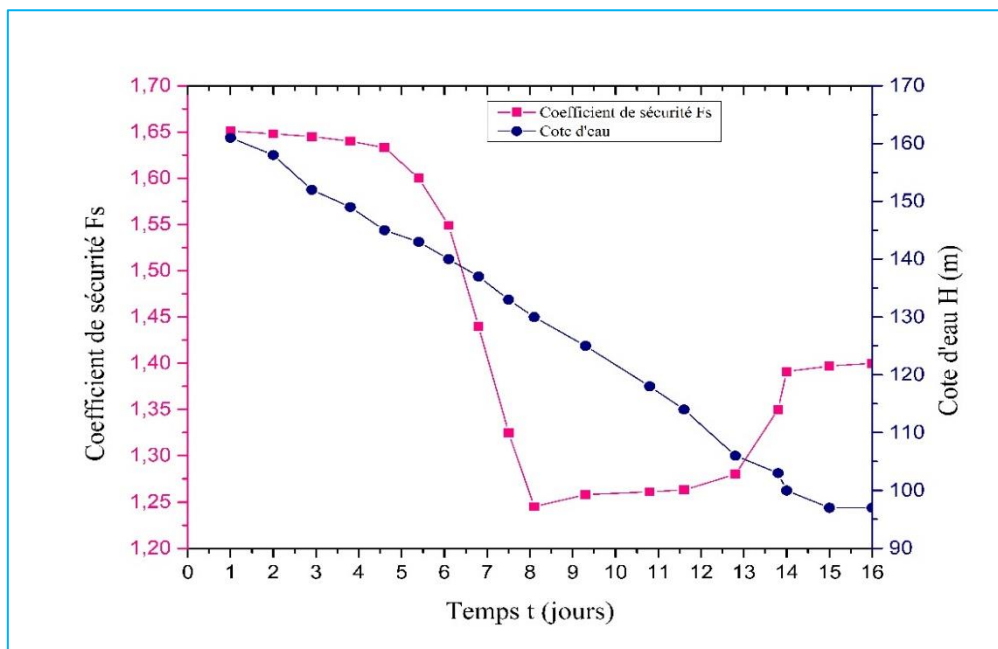
On adopte fréquemment un coefficient de sécurité minimal inférieur à  $F_s = 1,5$ . Pour la vidange rapide, le coefficient de sécurité admissible à la vérification est  $F_s = 1,20$ .

Nous allons étudier le coefficient de sécurité du talus amont du barrage de Taksebt pour 3 cas de vidange rapide et moins rapide. Le premier cas est d'une durée de 16 jours. La (Figure 4.20) montre la variation du coefficient de sécurité en fonction de la variation de la cote d'eau à 16

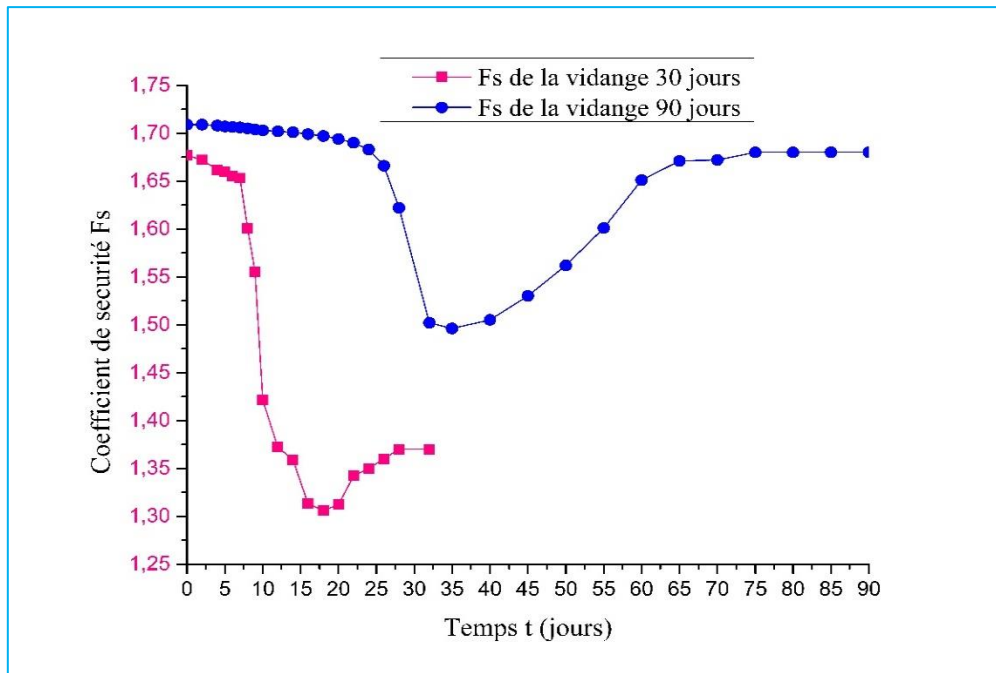
jours de vidange. Les deux derniers cas (2 et 3) correspondent à une vidange plus ou moins rapide, respectivement de 30 jours et de 90 jours (Figure 4.21). Nous remarquons que le facteur de sécurité est à son niveau maximum à la première étape de la vidange. La retenue quasiment pleine agit de façon stabilisatrice sur le talus amont et augmente sa résistance au glissement.

**Premier cas**, vidange rapide de la retenue de 4,5 m/j, (Figure 4.20), nous avons enregistré un coefficient de sécurité minimal de  $F_s = 1,246$  qui est légèrement supérieur au coefficient de sécurité admissible à la vérification  $F_s = 1,20$ . À la première étape de la vidange, le coefficient de sécurité est à son niveau maximum  $F_s = 1,663$ , puis diminue graduellement et proportionnellement à la cote d'eau, jusqu'à sa valeur minimale atteinte à 1/2 de la cote d'eau, puis il augmente jusqu'à la vidange totale du barrage. En revanche, avec la vidange à 30 jours et 90 jours, respectivement le **deuxième et troisième cas**, nous avons enregistré des coefficients de sécurité minimaux de 1,311 et 1,501 (Figure 4.21), respectivement, qui sont plus ou moins rassurants par rapport à la vidange de 4,5 m/j, les coefficients de sécurité sont bien résumés dans le Tableau 4-1.

Le taux de vidange faible donne plus de temps à la pression d'eau interstitielle de la zone saturée à se dissiper.



**Figure 4.20** Variation du coefficient de sécurité du talus amont pendant la vidange rapide à 16 jours (1 cas)



**Figure 4.21** Variation du coefficient de sécurité du talus amont pendant la vidange de 30 et de 90 jours (cas 2 et 3)

**Tableau 4-1** Valeurs du coefficient de sécurité après la vidange

Durée de la vidange (jours)		Hauteur d'eau de la vidange par jours (m/jour)	Coefficient de sécurité (Fs) minimal admissible	Coefficient de sécurité Fs minimal obtenu par la simulation
Cas 1	16	4,5	1,2	1.246
Cas 2	30	2		1.311
Cas 3	90	0,7		1.501

À partir de cette simulation, nous confirmons les restrictions faites concernant la vitesse de descente du plan d'eau, qui ne devrait pas dépasser, sauf cas exceptionnel, 2 m/j afin de limiter les désordres susceptibles d'apparaître sur le parement amont (Agence Nationale des Barrages et Transferts).

## 4.5. Conclusions

Les résultats obtenus par le modèle numérique, en termes de pression d'eau interstitielle, sont très satisfaisants du moment qu'ils sont proches des résultats réels pendant le remplissage et la vidange partielle en condition d'exploitation. Aucun signe d'anomalie ou d'instabilité à signaler sous l'effet du remplissage et de la vidange de la retenue.

Les résultats obtenus indiquent également que le modèle numérique est un outil précieux pour analyser les pressions d'eau interstitielles, le débit de fuite et le réseau d'écoulement dans les barrages en terre. Sa capacité à reproduire fidèlement les données réelles et son comportement stable font de lui un moyen fiable pour prédire le comportement de la structure dans différentes conditions d'exploitation.

Cependant, il est important de garder à l'esprit que tout modèle numérique n'est qu'une représentation mathématique simplifiée, développée pour simuler et résoudre différents problèmes rencontrés. Il est donc important de bien comprendre les limites du modèle et de l'utiliser avec prudence. Il est également important de continuer à collecter des données réelles pour valider le modèle. Suite à l'analyse effectuée dans ce chapitre, on peut tirer les conclusions suivantes :

- Les pressions d'eau interstitielles varient entre -600 kPa à 1000 kPa suivant la cote d'eau dans le réservoir.
- Dans le noyau, les lignes d'écoulement sont glissées et descendues parallèlement jusqu'à atteindre le bord droit (aval) du noyau. Ceci est dû au fait que le coefficient de perméabilité du noyau est faible alors que celui de la recharge (parement amont) est élevé.
- Certains points dans le barrage (en particulier dans le noyau) sont affectés par une pression interstitielle négative (suction) pendant la vidange (processus de dissipation des pressions d'eau interstitielles), ce qui indique que le niveau d'eau (la surface libre) devient inférieur ou au-dessous de ces points.
- En termes de quantité, le débit sortant en aval est proportionnel à la profondeur de la cote d'eau dans la retenue.
- Pour la vidange de 4,5 m/j (cas 1 : vidange rapide à 16 jours), nous avons obtenu un coefficient de sécurité critique  $F_s = 1,246$ . Il est légèrement supérieur au coefficient de sécurité minimal admissible à la vérification ( $F_s = 1,20$ ). À la première étape de la vidange, le coefficient de sécurité est à son niveau maximum, puis diminue graduellement et

proportionnellement à la cote d'eau, jusqu'à sa valeur minimale atteinte à 1/2 de la cote d'eau, puis il augmente jusqu'à la fin de la vidange totale du barrage.

- Pour les vidanges 2 m/j et 0,7 m/j (cas 2 et 3 respectivement ; vidange à 30 et 90 jours), nous avons trouvé respectivement des coefficients de sécurité minimaux de 1,311 et 1,501. Ils sont plus rassurants par rapport à la vidange de 4,5 m/j (cas 1).
- Pour la sécurité du barrage de Taksebt, nous confirmons les restrictions à la vitesse de descente du plan d'eau, qui ne devrait pas dépasser, sauf cas exceptionnel, 2 m/j afin de limiter les désordres susceptibles d'apparaître sur le parement amont.

## *Conclusions et perspectives*

Les domaines de la géotechnique et de l'hydraulique ont toujours été très intéressés par la compréhension des processus qui régissent les phénomènes d'écoulement en milieux poreux.

L'engagement général pour le développement durable justifie sans doute l'intensification des efforts de modélisation dans ces domaines : que ce soit en expérimentation ou en numérique, la modélisation joue un rôle crucial dans la prévision, ce qui en fait indirectement, mais consécutivement, l'un des arguments décisionnels.

Les équations de continuité et de conservation de masse ont joué un rôle essentiel dans le développement de modèles numériques performants pour la compréhension des phénomènes physiques et les simulations prévisionnelles dans le domaine des écoulements à travers les barrages en terre.

En réalité, un barrage en terre n'est jamais un massif inerte du fait que les forces générées par l'eau dans l'ouvrage ne sont pas statiques. Il est possible que leur intensité et leur orientation changent, particulièrement en raison des déformations du massif ou de la fondation, d'événements spécifiques ou accidentels, de l'exploitation de la retenue, etc., ce qui les rend potentiellement dangereuses.

Dans ce travail de thèse, le modèle numérique Seep/W du logiciel GeoStudio (2012) a été utilisé pour étudier le comportement hydraulique du barrage, en termes de pressions d'eau interstitielles, réseau d'écoulement, débit de fuite et le coefficient de sécurité dans le barrage, sous l'effet des fluctuations de la cote d'eau dans le réservoir en conditions d'exploitation, pendant le remplissage et la vidange de la retenue. Le programme Seep/W est basé sur la théorie des écoulements dans la zone saturée et dans la zone non saturée.

Le barrage de Taksebt a été choisi comme étude de cas. Dans ce travail de thèse, les données utilisées en conditions d'exploitation du barrage (variation du niveau d'eau, pressions interstitielles enregistrées par les cellules, etc.) sont récoltées durant une période avoisinant huit ans et demi. Cela correspondent au moins à un cycle de vidange-remplissage partiel du réservoir avec une variation de la cote d'eau de 10 à 22 m/an.

Les résultats de la simulation numérique obtenus par le modèle Seep/W sur les différents points étudiés sont satisfaisants en termes de pression d'eau interstitielle, pour autant qu'elles sont proches aux données réelles tout au long de la variation de la cote d'eau, en condition d'exploitation du barrage. Ceci indique donc le bon comportement du barrage en termes de pression d'eau interstitielle.

L'analyse des mesures de pression interstitielle permet de comprendre le comportement du barrage et d'établir un diagnostic basé sur l'état du barrage.

La présente étude effectuée sur le barrage de Taksebt nous a permis de tirer certaines conclusions, à savoir :

- Le modèle Seep/W a pris en compte de manière satisfaisante les variations du niveau d'eau dans la retenue.
- Le réseau d'écoulement dans le barrage, affecté par les conditions aux limites en amont sous le changement du niveau d'eau (l'effet de remplissage et de la vidange).
- Les valeurs du débit sortant en aval du barrage en condition d'exploitation confirment le bon fonctionnement du barrage, et le rond le barrage rassurant.
- L'intensité et la variation du débit de fuite en aval sont proportionnelles à la profondeur de la cote d'eau.
- La variation des pressions d'eau interstitielles est influencée par la profondeur de la cote d'eau dans la retenue, en conditions d'exploitation, mais également pendant le remplissage et de la vidange de la retenue, à savoir :
  - ★ En condition de remplissage :
- Les pressions d'eau interstitielles augmentent progressivement, ce qui provoque la saturation progressive du noyau et certains points dans le barrage sont affectés par une pression négative (suction).
- Les lignes de saturation dans le parement amont du barrage sont dynamiques et répondent à divers facteurs, notamment le taux de remplissage, la perméabilité du remblai et l'emplacement du réseau de drainage.
- Un remplissage progressif et contrôlé du réservoir permet de limiter l'élévation rapide des lignes de saturation.
- Une compréhension approfondie des facteurs influençant leur position et des conséquences de leur variation est essentielle pour une surveillance et une gestion adéquate du barrage. Des mesures de surveillance et de gestion efficaces permettent de minimiser les risques liés à la saturation du remblai et de garantir la pérennité de l'ouvrage.
  - ★ Dans le cas de vidange :
- Lorsque le temps de vidange diminue, il est probable que le risque d'instabilité résulte du fait que les pressions interstitielles n'ont pas eu le temps de se dissiper. Ainsi, la rapidité

avec laquelle la cote d'eau descend à un impact sur la position de la ligne de saturation, également sur le débit et le gradient hydraulique.

- Pour le rabattement de 2 m/j et 0,7 m/j, nous avons obtenu les coefficients de sécurité minimaux respectivement de 1,311 et 1,501. Ils sont supérieurs à celui trouvé par la vidange de 4,5 m/j ( $F_s = 1,246$ ). Néanmoins, il est important de suivre attentivement l'évolution de la situation et de ne pas dépasser la vitesse de descente du plan d'eau recommandée qui est de 2 m/j (Agence nationale des barrages et des transferts), sauf cas exceptionnel dûment justifié et encadré par des mesures de sécurité renforcées. Le respect de cette limitation permettra de préserver l'intégrité du barrage de Taksebt et de garantir la sécurité des populations et des installations environnantes. À noter qu'aucun signe d'anomalie ou d'instabilité n'a été reporté en lien avec le remplissage et la vidange de la retenue du barrage de Taksebt.

À l'issue de ce travail, certaines perspectives se sont dressées. Elles sont présentées ci-dessous.

Pour les travaux futurs dans ce domaine, nous proposons :

- Analyser les deux profils de rives gauche et droit pendant le remplissage et la vidange partiel en condition d'exploitation depuis 2019 à ce jour avec l'effet séismique.
- Créer un modèle physique du barrage pour étudier des cas réels en laboratoire.
- Poursuivre cette étude en 3D sous sollicitation séismique.

## *Références bibliographiques*

Abolfazl, N. G., Taher, N. G., & Afshar, M. (2013). Seepage through Earth Dam. *Life Science Journal*, 10(2s), 1-4.

Adamo, N., Al-Ansari, N., Sissakian, V., Laue, J., & Knutsson, S. (2020). Dam Safety: Use of Instrumentation in Dams. *Journal of Earth Sciences and Geotechnical Engineering*, 11(1), 145-202. <https://doi.org/10.47260/jesge/1115>.

Adamo, N., Nadhir, A.-A., Varoujan, S., Jan, L., & Sven, K. (2019). Mosul Dam: Geology and Safety Concerns. 13(3), 73. <https://doi.org/10.17265/1934-7359/2019.03.001>.

Leghouchi, A. (2021). Infrastructures hydrauliques et risques naturels d'inondation (cas de la vallée de l'oued sebaou) (Grande Kabylie, Algérie) [Thèse de doctorat]. Université Mouloud MAMMERI Tizi-Ouzou.

Agence Nationale des Barrages et Transferts). ANBT Cahier d'instructions Barrage de Taksebt Edition Definitive.

Aitchison, G. D. (1957). The strength of quasi-saturated and unsaturated soils in relation of the pressure deficiency in the pore water. *Proc. fourth int. Conf. Soil Mech. & Found. Engng.* 1(1B/1), 135-139.

Alfatlawi, T. J. M., Al-temimi, Y. K., & Alomari, Z. M. (2020). Evaluation of the upstream slope stability of earth dams based on drawdown conditions - Khassa Chai Dam: A case study. in *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. IOP Publishing. 671, 1-15. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/671/1/012072>.

Al-Hadidi, M. Th., & Hashim, S. H. (2021). Finite element analysis of seepage for Kongele earth dam Using Geo- Studio software. *Journal of Physics: Conference Series*, 1895, 11. <https://doi.org/10.1088/1742-6596/1895/1/012003>.

Al-Labban, S. N. (2018). Seepage and Stability Analysis of the Earth Dams under Drawdown Conditions by using the Finite Element Method [PhD Thesis]. University of Central Florida Orlando, Florida.

Alonso, E. E., & Pinyol, N. M. (2016). Numerical analysis of rapid drawdown: Applications in real cases. *Water Science and Engineering*, 9(3), 175-182. <https://doi.org/10.1016/j.wse.2016.11.003>.

Ayala, G. R. L., Filho, F. C. d-S, Leme, R. F., Cavalcanti, M. d-C. M., & Mahler, C. F. (2020). Rapid Drawdown in Homogeneous Earth Dam Considering Transient Flow and Suction. 40(1), 17-26. <https://doi.org/10.15446/ing.investig.v40n1.80002>.

Azoug, K. (2016). Analyse de la stabilité des talus des barrages en terre par une approche pluridisciplinaire [Thèse de magister]. Ecole nationale supérieure des travaux publics.

Bartholomew, C. L., Murray, B. C., & Goins, D. L. (1987). *Embankment Dam Instrumentation Manual*, US Department of the Interior, Bureau of Reclamation: Denver, CO, USA.

Bear, J. (1972). *Dynamics of fluids in porous media*. New York, NY: Elsevier.

Beiranvand, B., & Komasi, M. (2019). Monitoring and numerical analysis of pore water pressure changes Eyvashan dam during the first dewatering period. *Journal of Applied Research in Water and Wastewater*, 6(1), 1-7.

Beiranvand, B., & Komasi, M. (2021). An Investigation on performance of the cut off wall and numerical analysis of seepage and pore water pressure of Eyvashan earth dam. *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering*, 45(3), 1723-1736. <https://doi.org/10.1007/s40996-021-00613-y>.

Berilgen, M. M. (2007). Investigation of stability of slopes under drawdown conditions. *Computers and Geotechnics*, 34(2), 81-91. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2006.10.004>

Bonelli, S. (2004). Analyse retard des mesures d'auscultation de barrages. *Revue Française de Géotechnique*, 108, 31-45. <https://doi.org/10.1051/geotech/2004108031>.

Bonelli, S., Radzicki, K., Szczesny, J., Tourment, R., & Felix, H. (2005). L'auscultation des barrages en terre : Une nécessité. *Ingénieries eau-agriculture-territoires*, 41, 13-22.

Bonelli, S., & Royet, P. (2001). Delayed response analysis of dam monitoring data. In *ICOLD European symposium on dams in a European context*.

Charles, J., Tedd, P., & Watts, K. (1992). The role of instrumentation and monitoring in safety procedures for embankment dams. In *Water resources and reservoir engineering: Proceedings of the seventh conference of the British Dam Society held at the University of Stirling, 24–27 June 1992* (pp. 311-320). Thomas Telford Publishing.

Currier, B., & Fenn, M. H. (1987). *Repair, Evaluation, Maintenance, and Rehabilitation Research Program. Instrumentation Automation for Concrete Structures. Report. 3. Available Data Collection and Reduction Software; Technical Report; Wyle Labs : Hampton, VA, USA, 1987.*

Danielle, L. (2003). *Vieillessement et réhabilitation des petits barrages en terre*. Cemagref Editions, pp.237, 2003, 2-85362-597-4. hal-02581275.

Darcy, H. (1856). *Les fontaines publiques de la ville de Dijon : Exposition et application des principes à suivre et des formules à employer dans les questions de distribution d'eau* (Victor dalmont., Vol. 01). <http://Books.google.com>.

De Marsily, G. (1981). *Hydrogéologie quantitative* (Edition Masson).

Dunnicliff, J. (1993). *Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance*. A Wiley-Interscience publication. John Wiley & Sons.

Edil, T.B., Motan, S.E. (1984). Laboratory evaluation of soil suction components. *Geotechnical Testing Journal*, vol. 7, pp. 173-181.

Fattah, M. Y., Al-Labban, S. N. Y., & Salman, F. A. (2014). Seepage analysis of a zoned earth dam by finite elements. *International Journal of Civil Engineering and Technology*, (IJCIET), 5(8), 128-139.

Fattah, M. Y., Hasan A., O., & Mohammed A., H. (2015). Behavior of an Earth Dam during Rapid Drawdown of Water in Reservoir – Case Study. *International Journal of Advanced Research*, 3(10), 110-122.

Fattah, M. Y., & Hassan, M. A. (2017). Flow and stability of Al-Wand earth dam during rapid drawdown of water in reservoir. *Acta Montanistica Slovaca*, 22(1), 43-57.

Fredlund, D. G., & Rahardjo, H. (1993). *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. A Wiley-Interscience publication. John Wiley and Sons.

Fredlund, & Morgenstern, N. R. (1976). Constitutive relations for volume change in unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 13(3), 261-276. <https://doi.org/10.1139/t76-029>.

Freeze, R. A. (1971). Influence of the Unsaturated Flow Domain on Seepage Through Earth Dams. *Water Resources Research*, 7(4), 929-941. <https://doi.org/10.1029/WR007i004p00929>

Gardner, R. (1937). A method for measuring the capillary tension of soil moisture over a wide moisture range. *Soil Science*, Vol. 43, pp. 227-283.

Geo-Slope International, Ltd. (2004). *GeoStudio Tutorials.pdf* (First Edition).

Geo-Slope International Ltd. (2012). *Seepage Modeling with Seep/W An Engineering Methodology* (July 2012 Edition).

Giglou, A. N., & Zeraatparvar, A. (2012). Seepage Estimation through Earth Dams. *Journal of Basic and Applied Scientific Research*, 2(8), 7861-7865.

Gikas, V., & Sakellariou, M. (2008). Settlement analysis of the Mornos earth dam (Greece): Evidence from numerical modeling and geodetic monitoring. *Engineering Structures*, 30(11), 3074-3081. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2008.03.019>.

Guan, Y., Fredlund, D.G., (1997). Use of the tensile strength of water for the direct measurement of high soil suction. *Revue Canadienne de Géotechnique*, vol. 34, pp. 604-614.

Guo, X., Baroth, J., & Simon, A. (2018). An analytical model for the monitoring of pore water pressure inside embankment dams. *Engineering Structures*, 160, 356-365. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.01.054>.

Houston, S.L., Houston, W., Wagner, A.M. (1994). Laboratory filter paper suction measurements. *Geotechnical Testing Journal*, vol. 17, pp. 185-194.

Huang, M., & Jia, C. Q. (2009). Strength reduction FEM in stability analysis of soil slopes subjected to transient unsaturated seepage. *Computers and Geotechnics*, 36(1-2), 93-101. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2008.03.006>.

Humbert. (1984, juillet). Dignes et Barrages en terre de Faible hauteur—Application de la Methode des Elements Finis aux Ecoulements en Milieu poreux. *Bull liaison lab ponts chauss*, (132).

Hydropower Committee of the American Society of Civil Engineers. (2000). Guidelines for Instrumentation and Measurements for Monitoring Dam Performance (American Society of Civil Engineers: Reston, VA, USA, 2000.).

Jansen, B. R. (2012). Advanced Dam Engineering for Design, Construction, and Rehabilitation. Springer Science & Business Media.

John, K. (2004). GeoStudio Tutorials.pdf (First Edition, May 2004).

John, K. (2004). Seepage Modeling with Seep/W An Engineering Methodologie (First Edition). Geo-Slope International Ltd.

Khattab, A., & Suhail, A. (2010). Stability Analysis of MOSUL Dam under Saturated and Unsaturated Soil Conditions. AL-Rafidain Engineering Journal (AREJ), 18(1), 13-27.

Komasi, M., & Beiranvand, B. (2021). Seepage and Stability Analysis of the Eyvashan Earth Dam under Drawdown Conditions. Civil Engineering Infrastructures Journal, 54(2), 205-223. <https://doi.org/10.22059/cej.2020.293429.1634>.

Lam, L., Fredlund, D. G., & Barbour, S. L. (1987). Transient seepage model for saturated–unsaturated soil systems: A geotechnical engineering approach. Canadian Geotechnical Journal, 24(4), 565-580. <https://doi.org/10.1139/t87-071>.

Lane, P. A., & Griffiths, D. V. (2000). Assessment of Stability of Slopes under Drawdown Conditions. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 126(5), 443-450. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2000\)126:5\(443\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2000)126:5(443)).

Lautrin, D. (2003). Vieillessement et réhabilitation des petits barrages en terre (Maurice Merlin, infographie Françoise Peyriguer). Editions Quae.

Le Delliou, P. (2007). Les barrages : Conception et maintenance. Presses Universitaires Lyon.

Li, G., & Desai, C. (1983). Stress and Seepage Analysis of Earth Dams. Journal of Geotechnical Engineering, 109(7), 946-960.

Lindsey, J., Edwards, D., Keeter, A., Payne, T., & Malloy, R. (1986). Instrumentation Automation for Concrete Structures (WES/TR/SL-TR-REMR-CS-5; p. 203).

Majoros, M., & Sneed, H. M. (1981). The softest program test system. *Journal of Systems and Software*, 2(4), 289-296. [https://doi.org/10.1016/0164-1212\(81\)90003-0](https://doi.org/10.1016/0164-1212(81)90003-0)

Mancebo Piqueras, J. A., Sanz Pérez, S., & Menéndez-Pidal, I. (2012). Water seepage beneath dams on soluble evaporite deposits: A laboratory and field study (Caspé Dam, Spain). *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 71(2), 201-213. <https://doi.org/10.1007/s10064-011-0379-2>.

Marchamalo-Sacristán, M., Ruiz-Armenteros, A. M., Lamas-Fernández, F., González-Rodrigo, B., Martínez-Marín, R., Delgado-Blasco, J. M., Bakon, M., Lazecky, M., Perissin, D., Papco, J., & Sousa, J. J. (2023). MT-InSAR and Dam Modeling for the Comprehensive Monitoring of an Earth-Fill Dam: The Case of the Benínar Dam (Almería, Spain). *Remote Sensing*, 15(11), 2802. <https://doi.org/10.3390/rs15112802>.

Masekanya, J. P. (2008). *Stabilité des pentes et saturation partielle-Etude expérimentale et modélisation numérique [Thèse de doctorat]*. Université de liege faculte des sciences appliquees.

Masoumi, I., Naraghi, S., Rashidi-nejad, F., & Masoumi, S. (2014). Application of fuzzy multi-attribute decision-making to select and to rank the post-mining land-use. *Environmental Earth Sciences*, 72(1), 221-231. <https://doi.org/10.1007/s12665-013-2948-0>.

Mizuno, M., & Hirose, T. (2009). Instrumentation and Monitoring of Dams and Reservoirs. *Water Storage Transp. Distrib*, 1, 1-8.

Mohamed N, S., Hazem M, E., & Salma A, N. (2019). Analysis of Seepage through Earth Dams with Internal Core. *International Journal of Engineering Research and Research & Technology (IJERT)*, 8(8), 768-777. <https://doi.org/10.17577/IJERTV8IS080168>.

Morgenstern, N. U., & Price, V. E. (1965). The analysis of the stability of general slip surfaces. *Geotechnique*, 15(1), 79-93. <https://doi.org/10.1680/geot.1965.15.1.79>.

Mouyeaux, A., Carvajal, C., Bressolette, P., Peyras, L., Breul, P., & Bacconnet, C. (2019). Probabilistic analysis of pore water pressures of an earth dam using a random finite element approach based on field data. *Engineering Geology*, 259, 1-12. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2019.105190>.

Omofunmi, O., Kolo, J., Oladipo, A., Diabana, P., & Ojo, A. (2017). A Review on Effects and Control of Seepage through Earth-fill Dam. *Current Journal of Applied Science and Technology*, 22(5), 1-11. <https://doi.org/10.9734/CJAST/2017/28538>.

O'Neil, E. F. (1989). Instrumentation Automation for Concrete Structures. Report 4. Demonstration of Instrumentation Automation Techniques at Beaver Dam, Eureka Springs, Arkansas; Technical Report; Army Engineer Waterways Experiment Station Vicksburg Ms Structures Lab : Vicksburg, MS, USA, 1989. US Army Corps of Engineers.

Peck et Rabbidge (1966). Soil Water Potential: Direct Measurement by a new Technique. *Science*: Vol., 151, n°. 3716, pp. 1385-1386.

Pellicer, J., Manzanares, J. A., & Mafé, S. (1995). The physical description of elementary surface phenomena. *American Journal of physics*, 63(6), 542-547.

Peyras, L. (2003). Diagnostic et analyse de risques liés au vieillissement des barrages [Thèse de doctorat, Génie civil]. Clermont-Ferrand 2.

Pham, H. T., Oo, H. Z., & Jing, C. (2013). Stability of Slope and Seepage Analysis in Earth Dam Using Numerical Finite Element Model. *Study of Civil Engineering and Architecture*, 2(4), 6. 104-108.

Pinyol, N. M., Alonso, E. E., Corominas, J., & Moya, J. (2012). Canelles landslide: Modelling rapid drawdown and fast potential sliding. *Landslides*, 9(1), 33-51. <https://doi.org/10.1007/s10346-011-0264-x>.

Poupart, M., & Royet, P. (2001). La surveillance des barrages. Colloque Technique CFGB, Aix-en-Provence, mai 2001.

Quanshu, L., & Jianjun, L. (2010). Numerical Analysis of the Seepage Field in Core-Dam. *School of Civil Engineering and Architecture, Southwest Petroleum University, Chengdu, China*, 492-499.

Reddi, L. N. (2003). *Seepage in Soils-Principles and Applications*. John Wiley & Sons.

Richards, L. A. (1931). Capillary conduction of liquids through porous medium. *Journal of applied Physics*, 1(5), 318-333. <https://doi.org/10.1063/1.1745010>.

Richards, L.A., Gardner, W. (1938). Tensiometers for measuring the capillary tension of soil water. *Journal of American Society of Agronomy*, vol. 28, pp. 352-358.

Ridley, A.M., Burland, J.B. (1993). A new instrument for the measurement of soil moisture suction. *Géotechnique*, vol. 43, pp. 321-324.

Ridley, A.M., Wray, W.K. (1995). Suction measurement: a revue of current theory and practices. In Alonso and Delage (eds), *Proc. 1st Int. Conf. on Unsaturated Soils*, Paris. Rotterdam: Balkema. ISBN: 90-5410-383-6. Vol. 3, pp. 1293-1322.

Robertson, K. (1983). *An Instrument to Monitor the Tilt of Large Structures*; Technical Report; Army Engineer Topographic Labs: Fort Belvoir, VA, USA, 1983. (TL-0313 ; p. 31).

Roland, V. (2010). Auscultation d'ouvrages hydrauliques, Etude des normes pour la sécurité des ouvrages hydrauliques et création d'un programme interne de suivi, (p. 58).

Rolley, R., Kreitmann, H., Dunglas, J., Pierrejean, A., & Rolland, L. (1977). *Technique des barrages en aménagement rural*. Ministère de l'agriculture.

Rulon, J. J., & Freeze, R. A. (1985). Multiple seepage faces on layered slopes and their implications for slope-stability analysis. *Canadian Geotechnical Journal*, 22(3), 347-356. <https://doi.org/10.1139/t85-047>.

Schleiss, A. J., & Pougatsch, H. (2011). *Les barrages : Du projet à la mise en service*, *Traité de Génie civil de l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne*, publié sous la direction de René Walther et Manfred A Hirt, Volume 17, 703p.

Segerlind, L. J. (1984). *Applied finite element analysis*. John Wiley & Sons (Second Edition).

Seyed-Kolbadi, S. M., Hariri-Ardebili, M. A., Mirtaheri, M., & Pourkamali-Anaraki, F. (2020). Instrumented Health Monitoring of an Earth Dam. *Infrastructures*, 5(26), 12. <https://doi.org/10.3390/infrastructures5030026>.

Shivhare, A., & Venkatesh, K. (2023). Seepage Analysis and Modeling of Earthen Dam. *National Academy Science Letters*, 1-8. <https://doi.org/10.1007/s40009-023-01349-1>.

Siacara, A. T., Beck, A. T., & Futai, M. M. (2020). Reliability analysis of rapid drawdown of an earth dam using direct coupling. *Computers and Geotechnics*, 118, 16. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2019.103336>.

Slope/W. (2012). *Stability Modeling with Slope/W: An Engineering Methodology* (July 2012). GEO-SLOPE International Ltd., Calgary, Canada.

Smail, N. (2007). *Suivi du Comportement des barrages Etude de cas [Thèse de doctorat]*. Universite Abou Bekr Belkaid Tlemcen UABT.

Stark, T. D., & Jafari, N. H. (2018). San Luis Dam Case History: Seepage and Slope Stability Analyses and Lessons Learned. *IFCEE* 2018, 317-329. <https://doi.org/10.1061/9780784481622.025>.

Stark, T. D., Jafari, N. H., & Zhindon, J. S. L. (2017). Unsaturated and Transient Seepage Analysis of San Luis Dam. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 143(2), 15. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001602](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001602).

Tarinejad, R., Alizadeh-Arasi, O., Isari, M., & Sobkhiz Foumani, R. (2021). Investigation of Sabalan Earth Dam Settlement at First Filling by Finite Difference Method. *Transportation Infrastructure Geotechnology*, 1-18. <https://doi.org/10.1007/s40515-020-00147-2>.

Terbouche, F., Hamza, A., & Gabi, S. (2022). Analysis of pore water pressures in an earth dam under operating conditions (case of Taksebt Dam, Algeria). *World Journal of Engineering*, 19(4), 480-490. <https://doi.org/10.1108/WJE-07-2020-0330>.

Thieu, N. T. M., Fredlund, D. G., & Hung, V. Q. (2001). Seepage modelling in a saturated unsaturated soil system.pdf. *International Conference on Management of the land and water Resource, MLWR*.1-8.

Vachaud, G., & Thony, J. L. (1969). Ecoulements non permanents des nappes a surface libre prise en compte de la zone non saturée critique des modèles analogiques classiques. *International Association of Scientific Hydrology. Bulletin*, 14(2), 199-215. <https://doi.org/10.1080/02626666909493728>.

Ventrella, C., Pelecanos, L., Skarlatos, D., & Pantazis, G. (2019). Finite element analysis of earth dam settlements due to seasonal reservoir level changes. *Proceedings of the XVII*

European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 8.  
<https://doi.org/10.32075/17ECSMGE-2019-0740>.

Wroth, C. P., & Houlsby, g. T. (1985). Soil mechanics—Property characterisation and analysis procedures. *Soil mechanics - Property characterisation and analysis procedures.*, 55.

Yadav, S., Jain, S., & Yadav, B. K. (2024). Comprehensive Assessment of Simulation Tools for Analyzing Seepage Through Earthen Dams. In: Nagabhatla, N., Mehta, Y., Yadav, B.K., Behl, A., Kumari, M. (eds) *Recent Developments in Water Resources and Transportation Engineering. TRACE 2022. Lecture Notes in Civil Engineering*, vol 353. Springer, Singapore.  
[https://doi.org/10.1007/978-981-99-2905-4\\_1](https://doi.org/10.1007/978-981-99-2905-4_1).

Yong, R. N., & Warkentin, B. P. (1966). *Introduction to soil behavior*. 451pp.

Zhu, P., Leng, Y. B., Zhou, Y., & Jiang, G. L. (2011). Safety Inspection Strategy for Earth Embankment Dams using Fully Distributed Sensing. *Procedia Engineering*, 8, 520-526.  
<https://doi.org/10.1016/j.proeng.2011.03.094>.

Zomorodian, S. M. A., & Abodollahzadeh, S. M. (2010). Effect of Horizontal Drains on Upstream Slope Stability During Rapid Drawdown Condition. *International Journal of Geology*, 4(4), 6.

Zur, B., (1966). Osmotic control of the matric soil-water potential: I. Soil water system. *Soil Science*, vol. 102, pp. 394-398.

---

*Annexe : Approche théorique du modèle*

*Seep/ W*

---

### 1. Théorie des équations utilisée dans le modèle de simulation Seep/W

Dans notre étude, le modèle choisi simule les écoulements à la fois dans la zone saturée et dans la zone non saturée : La loi de Darcy peut être utilisée pour décrire l'écoulement de l'eau à travers les sols dans des conditions saturées et insaturées (Richards, 1931). Le programme Seep/W est formulé sur la base que le flux d'eau à travers les sols saturés et non saturés suit la loi de Darcy.

### 2. Loi de Darcy

La loi de Darcy est :

$$q = k \cdot i \cdot A \quad (1)$$

Avec :

$q$  Est le débit par unité de surface,  $k$  est la conductivité hydraulique,  $A$  est la section transversale de l'échantillon occupée par les vides et  $i$  est le gradient de la charge hydraulique totale qui est donné par l'équation suivante :

$$i = \frac{\Delta h}{L} \quad (2)$$

Avec :

$L$  Est la longueur de l'échantillon et  $\Delta h$  est la différence de charge hydraulique entre deux points dans un échantillon.

### 3. Équation différentielle partielle de l'écoulement d'eau

L'équation différentielle générale régissant les infiltrations bidimensionnelles à travers un sol hétérogène, anisotrope saturé et non saturé peut être obtenue en satisfaisant la conservation de la masse pour un volume élémentaire représentatif. Si l'on suppose que la contrainte totale reste constante pendant un processus transitoire, l'équation différentielle peut être écrite comme :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( k_x \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( k_y \frac{\partial H}{\partial y} \right) + Q = \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (3)$$

Avec :

H Est la hauteur hydraulique totale,  $k_x$  et  $k_y$  sont les conductivités hydrauliques dans les directions x et y, respectivement, Q est le flux limite appliqué,  $\theta$  est la teneur en eau volumique,  $t$  est le temps.

Cette équation indique que la différence entre le débit (flux) entrant et le débit sortant d'un volume élémentaire à un moment donné est égale à la variation du stockage du système sol. Généralement la somme des taux de variation des débits dans les directions x et y plus le flux externe appliqué est égale au taux de variation de la teneur en eau volumique par rapport au temps (Geo-Slope International Ltd., 2012; John, 2004).

Dans des conditions d'équilibre, le flux entrant et le flux sortant d'un volume élémentaire est le même à tout moment (Geo-Slope International, Ltd., 2004; Geo-Slope International Ltd., 2012; John, 2004; Khattab & Suhail, 2010; Lam et al., 1987; Quanshu & Jianjun, 2010). Alors le côté droit de l'équation (4.3) disparaît, et on obtient l'équation (4) :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( k_x \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( k_y \frac{\partial H}{\partial y} \right) + Q = 0 \quad (4)$$

Les changements de la teneur en eau volumique dépendent des changements de l'état de contrainte et des propriétés du sol. L'état de contrainte pour les conditions saturées et non saturées peut être décrit par deux variables d'état (Fredlund et Morgenstern, 1976) . Ces variables d'état de contrainte sont :  $(\sigma - u_a)$  et  $(u_a - u_w)$  avec  $\sigma$  est la contrainte totale,  $u_a$  est la pression d'air dans les pores, et  $u_w$  est la pression de l'eau interstitielle.

Geo-Slope International Ltd (2012) à travers le programme Seep/W (2012) considère que la contrainte totale dans le sol est constante, ce qui signifie qu'il n'y a pas de changement dans la variable  $(\sigma - u_a)$ . De même, le programme suppose qu'il n'y a pas de changement dans la pression d'air,  $u_a$  reste constante pendant les processus transitoires. Par conséquent, la variation de la teneur en eau volumique d'un sol dépend uniquement de la variation de la pression d'eau interstitielle ( $u_w$ ). La teneur en eau volumique est calculée à l'aide de l'équation (5). plusieurs auteurs qui ont travaillé dans ce domaine des écoulements transitoires dans les zones saturées et non saturées (Alfatlawi et al., 2020; Al-Labban, 2018; Beiranvand & Komasi, 2021; Thieu et al., 2001).

$$\partial\theta = m_w \partial u_w \quad (5)$$

Avec :

$m_w$  C'est la pente de la courbe de stockage.

Dans la plupart des cas, le programme Seep/W calcule  $m_w$  à partir de la pente d'une ligne droite entre l'ancienne et la nouvelle pression d'eau interstitielle à un point de Gauss. (Geo-Slope International Ltd., 2012; John, 2004).

La hauteur hydraulique totale  $H$  est définie par l'équation (6) :

$$H = \frac{u_w}{\gamma_w} + y \quad (6)$$

Avec :

$u_w$  Est la pression de l'eau interstitielle,  $\gamma_w$  est le poids volumique unitaire de l'eau et  $y$  est l'élévation.

L'équation (6) peut être réécrite comme l'équation (7) :

$$u_w = \gamma_w(H - y) \quad (7)$$

En remplaçant l'équation (7) dans l'équation (5), on obtient l'équation (8) :

$$\partial\theta = m_w\gamma_w \partial(H - y) \quad (8)$$

Qui peut maintenant être remplacée dans l'équation (3) et on obtient l'équation (9) :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( k_x \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( k_y \frac{\partial H}{\partial y} \right) + Q = m_w\gamma_w \frac{\partial(H-y)}{\partial t} \quad (9)$$

Comme l'élévation  $y$  est une constante, alors la dérivée de  $y$  par rapport au temps est nulle, par conséquent le terme  $y$  disparaît et l'équation (9) devient équation (10) :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( k_x \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( k_y \frac{\partial H}{\partial y} \right) + Q = m_w\gamma_w \frac{\partial(H)}{\partial t} \quad (10)$$

L'équation (10) est l'équation différentielle utilisée dans le programme Seep/W (Geo-Slope International, Ltd., 2004; Geo-Slope International Ltd., 2012; John, 2004).

#### 4. Équations d'écoulement de l'eau par éléments finis

Les équations par éléments finis résultant de l'application de la méthode des résidus pondérés de Galerkin sur l'équation différentielle (3) sont les l'équations (11) et (12) (Geo-Slope International, Ltd., 2004; Geo-Slope International Ltd., 2012; John, 2004b).

$$\tau \int_A ([B]^T [C] [B]) dA \{H\} + \tau \int_A (\lambda \langle N \rangle^T \langle N \rangle) dA \{H\}; t \quad (11)$$

$$q \tau \int_L (\langle N \rangle^T) dL \quad (12)$$

Avec :

[B] Est la matrice de gradient, [C] est la matrice de conductivité hydraulique de l'élément, {H} le vecteur des têtes nodales de l'élément, < N > le vecteur de la fonction d'interpolation, q est le flux unitaire à travers le bord d'un élément,  $\lambda$  le terme de stockage pour l'infiltration transitoire est ( $\lambda = m_w \cdot \gamma_w$ ),  $\tau$  est l'épaisseur de l'élément, t est le temps, A et L sont la désignation pour la sommation respectivement sur la surface et sur le bord d'un élément.

Dans une analyse axisymétrique, l'épaisseur équivalente de l'élément est la distance circonférentielle à différents rayons (R) autour de l'axe de symétrie. La distance circonférentielle complète est de  $2\pi R$  (Radian), puisque Seep/W est formulé pour un radian, l'épaisseur équivalente est R. Par conséquent, les équations en éléments finis pour le cas axisymétrique sont l'équation (13) et (14)

$$\int_A ([B]^T [C] [B] R) dA \{H\} + \int_A (\lambda \langle N \rangle^T \langle N \rangle R) dA \{H\} ; t \quad (13)$$

$$q \int_L (\langle N \rangle^T R) dL \quad (14)$$

Il faut noter que la distance radiale R n'est pas une constante à l'intérieur d'un élément, comme dans le cas de l'épaisseur  $\tau$  dans l'analyse bidimensionnelle ; par conséquent, R est une variable à l'intérieur de l'intégrale.

Sous une forme abrégée, l'équation d'infiltration par éléments finis peut être exprimée par l'équation (15) (Geo-Slope International, Ltd., 2004; Geo-Slope International Ltd., 2012; John, 2004).

$$[K]\{H\} + [M]\{H\}, t = \{Q\} \quad (15)$$

Avec :

[K] Est la matrice des caractéristiques de l'élément, [M] est la matrice de masse des éléments et {Q} est le vecteur de flux appliqué à l'élément.

L'équation (15) est l'équation générale en éléments finis pour l'analyse des infiltrations transitoires. Pour une analyse en régime permanent, la hauteur hydraulique totale n'est pas une fonction du temps et par conséquent, le terme t disparaît, ce qui réduit l'équation des éléments finis à l'équation (16) (Geo-Slope International Ltd., 2012; John, 2004).

$$[K]\{H\} = \{Q\} \quad (16)$$

Qui est la forme simplifiée par éléments finis de l'équation générale des infiltrations de la loi de Darcy.

## 5. Intégration numérique

La solution par éléments finis pour une analyse transitoire est une fonction du temps comme indiqué par les termes  $\{H\}$ ,  $t$  dans l'équation (15). L'intégration temporelle peut être effectuée par un schéma d'approximation par différences finies. L'écriture de l'équation des éléments finis en termes de différences finies conduit à l'équation (17).

$$(\omega\Delta t[K] + [M])\{H_1\} = \Delta t((1 - \omega)\{Q_0\} + \omega\{Q_1\}) + ([M] - (1 - \omega)\Delta t[K])\{H_0\} \quad (17)$$

Avec :

$t$  Est l'incrément de temps,  $\omega$  est un rapport entre 0 et 1,  $H_1$  est la tête à la fin de l'incrément de temps,  $H_0$  est la tête au début de l'incrément de temps,  $Q_1$  est le flux nodal à la fin de l'incrément de temps, et  $Q_0$  est le flux nodal au début de l'incrément de temps.

Seep/W utilise la méthode de la différence inverse. Cette méthode fixe  $\omega$  à 1. L'équation des éléments finis est alors simplifiée et devient l'équation (18) (Geo-Slope International Ltd., 2012; John, 2004).

$$(\Delta t[K] + [M])\{H_1\} = \Delta t(\{Q_1\}) + [M]\{H_0\} \quad (18)$$

Seep/W utilise l'intégration numérique gaussienne pour évaluer la matrice caractéristique des éléments  $[K]$  et la matrice de masse  $[M]$ . Les intégrales sont évaluées en échantillonnant les propriétés des éléments à des points spécifiquement définis, puis en les additionnant pour l'élément entier. En utilisant la matrice caractéristique  $[K]$  comme exemple l'équation (17), l'intégrale suivante à partir de l'équation (11).

$$[K] = \tau \int_A ([B]^T [C] [B]) dA \quad (19)$$

$$\text{Peut être remplacé par } [K] = \tau \sum_{j=1}^n [B_j]^T [C_j] \det|J_j| W_{1j} W_{2j} \quad (20)$$

Avec :

$j$  Est un point d'intégration,  $n$  est le nombre de points d'intégration,  $[C_j]$  est la matrice de conductivité hydraulique de l'élément au point d'intégration,  $[B_j]$  est la matrice d'éléments au

point d'intégration,  $\det|J_j|$  est le déterminant de la matrice jacobéenne et  $W_{1j}W_{2j}$  est un facteur de pondération.

Le nombre de points d'intégration requis dans un élément dépend du nombre de nœuds et de la forme des éléments, à savoir : quadrilatéral à quatre points, quadrilatéral à neuf points, triangulaire à un point, triangulaire à trois points.

Dans le programme (Seep/W, 2012), la forme générale de la matrice de conductivité hydraulique de l'élément est donnée par l'équation (21) :

$$[C] = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} \\ C_{21} & C_{22} \end{bmatrix} \quad (21)$$

Les termes  $C_{11}$ ,  $C_{22}$ ,  $C_{12}$  et  $C_{21}$  sont donnés respectivement par les équations : (22), (23), (24) et (25).

$$C_{11} = k_x \cos^2 \alpha + k_y \sin^2 \alpha \quad (22)$$

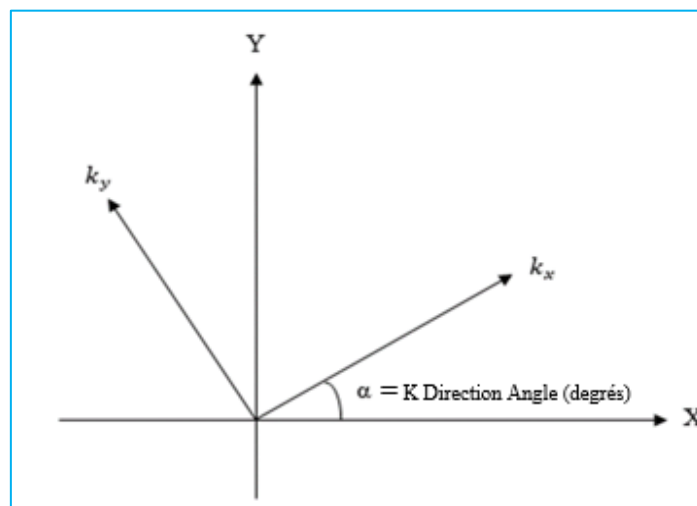
$$C_{22} = k_x \sin^2 \alpha + k_y \cos^2 \alpha \quad (23)$$

$$C_{12} = k_x \sin \alpha \cos \alpha + k_y \sin \alpha \cos \alpha \quad (24)$$

$$C_{21} = C_{12} \quad (25)$$

Avec :

$k_x$  Est la conductivité hydraulique dans la direction x,  $k_y$  est la conductivité hydraulique dans la direction y et  $\alpha$  est l'angle de direction (Figure 1).



**Figure 1** Définition des paramètres de la matrice de conductivité hydraulique (Geo-Slope International Ltd., 2012; John, 2004).

Lorsque l'angle de direction de la conductivité hydraulique est nul. La matrice de conductivité hydraulique est présentée par l'équation (26)

$$[C] = \begin{bmatrix} k_x & 0 \\ 0 & k_y \end{bmatrix} \quad (26)$$

La matrice de masse (de stockage) de l'élément pour une analyse bidimensionnelle est définie par l'équation (27) :

$$[M] = \tau \int_A (\lambda \langle N \rangle^T \langle N \rangle) dA \quad (27)$$

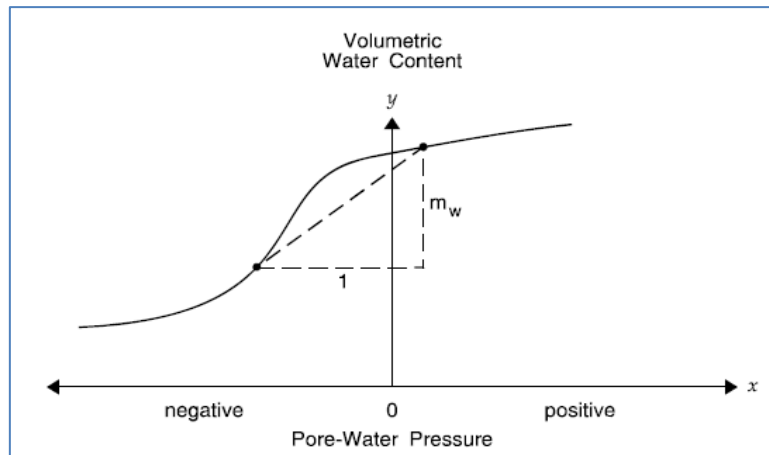
Comme pour la matrice caractéristique de l'élément, la matrice de masse est également évaluée par intégration numérique, l'équation (28) :

$$[M] = \tau \sum_{j=1}^n \lambda_j \langle N \rangle^T \langle N \rangle \det|J_j| W_{1j} W_{2j} \quad (28)$$

Lorsque la matrice de masse est évaluée, Seep/W utilise une formulation forfaitaire pour lier les coefficients hors diagonale de la matrice de masse aux termes diagonaux. Pour les éléments d'ordre supérieur, une mise à l'échelle diagonale est également utilisée. La formulation forfaitaire associée à la mise à l'échelle diagonale est adoptée pour améliorer la stabilité dans l'analyse transitoire (Geo-Slope International Ltd., 2012; John, 2004; Segerlind, 1984).

Pour évaluer  $\lambda$ , Seep/W obtient la valeur de  $m_w$  à partir de la fonction de teneur en eau volumique pour chaque point d'intégration par l'une des deux manières à savoir :

- Dans la plupart des cas, il calcule  $m_w$  à partir de la pente d'une ligne droite entre l'ancienne et la nouvelle pression d'eau interstitielle à un point de Gauss, comme illustré à la (Figure 2). La pente de cette ligne droite peut être considérée comme le taux moyen de changement pendant un incrément de temps. On considère qu'il s'agit d'une valeur plus réaliste par rapport à la dérivée de la fonction en un point spécifique.
- Il existe une exception à cette procédure lorsque l'ancienne et la nouvelle pression d'eau interstitielle sont presque identiques. Dans ce cas, Seep/W calcule  $m_w$  en calculant la pente de la fonction moyenne de l'ancienne et de la nouvelle pression d'eau interstitielle.



**Figure 2** Calcul du terme de stockage,  $m_w$  (Geo-Slope International Ltd., 2012; John, 2004).

## 6. Vecteur d'un flux

Le vecteur du flux nodal  $\{Q\}$  est :

- a) Pour une analyse bidimensionnelle le vecteur est défini par l'équation : (29)

$$\{Q\} = q\tau \int_L \langle N \rangle^T dL \quad (29)$$

- b) Pour une analyse axisymétrique le vecteur est défini par l'équation (30):

$$\{Q\} = q \int_L \langle N \rangle^T R dL \quad (30)$$

- c) Pour une analyse de vue en plan le vecteur est défini par l'équation (4.31) :

$$\{Q\} = q \int_A \langle N \rangle^T \langle N \rangle dA \quad (31)$$

Avec :

$q$  Est le flux unitaire à travers le côté d'un élément,  $\tau$  est l'épaisseur de l'élément,  $A$  est la surface de l'élément vue en plan et  $R$  est la distance radiale entre l'axe symétrique et les nœuds des coins de l'élément.

## **Résumé**

Le barrage de Taksebt a été choisi pour l'étude de cas en utilisant un modèle numérique bidimensionnel par éléments finis dans des conditions d'analyse transitoire. Le logiciel de calcul GeoStudio est utilisé à travers le modèle d'analyse Seep/W. Ce dernier prend en compte l'écoulement à la fois dans la zone saturée et dans la zone non saturée. La formulation de Seep/W permet d'analyser le comportement hydraulique du barrage pour trois cas possibles, à savoir : pendant le remplissage de la retenue, en conditions d'exploitation (barrage en service) et en conditions de vidange rapide. La variation du niveau d'eau dans le réservoir, les propriétés des matériaux et les conditions aux limites sont les variables d'entrée. L'analyse consiste à étudier la dissipation des pressions d'eau interstitielles, le réseau d'écoulement, le débit de fuite et le coefficient de sécurité, sous l'effet des fluctuations du niveau d'eau dans le réservoir. Les résultats de la simulation numérique en termes de pressions interstitielles sont analysés et comparés aux mesures de l'instrumentation réelles enregistrées par les cellules de pression interstitielle sur une période représentative bien définie allant de 2011 à 2019.

Après analyse, les résultats numériques obtenus du modèle de simulation, à savoir les pressions d'eau interstitielles, sont satisfaisants pour autant qu'elles sont proches de ceux enregistrés par les cellules de pression d'eau interstitielle. La variation des pressions d'eau interstitielles est influencée par la profondeur du niveau d'eau dans le réservoir, en conditions d'exploitation, mais également pendant le remplissage et de la vidange de la retenue. De plus, l'intensité et la variation du débit de fuite en aval sont proportionnelles à la profondeur de la cote d'eau dans le réservoir.

**Mots clés :** Barrage en terre (Taksebt), écoulement, infiltration, pression interstitielle, remplissage, vidange, simulation, Seep/W.

## **Abstract**

The Taksebt dam was chosen for the case study using a two-dimensional finite element numerical model under transient analysis conditions. The GeoStudio calculation software is used through the Seep/W analysis model. The latter takes into account flow in both the saturated and unsaturated zones. The Seep/W formulation allows the analysis of the dam's hydraulic behavior for three possible cases, namely: during filling of the reservoir, under operating conditions (dam in service) and under rapid drawdown conditions. Water level variation in the reservoir, material properties and boundary conditions are the input variables. The analysis consists of studying the dissipation of interstitial water pressures, the flow network, the leakage rate and the safety factor, under the effect of water level fluctuations in the reservoir. Numerical simulation results in terms of interstitial pressure are analyzed and compared with real measurements recorded by pore-pressure cells over a well-defined representative period from 2011 to 2019.

After analysis, the numerical results obtained from the simulation model, namely the interstitial water pressures, are satisfactory as long as they are close to those recorded by the pore-pressure cells. The variation in interstitial water pressures is influenced by the depth of the water level in the reservoir, under operating conditions, but also during the filling and the draining of the reservoir. In addition, the intensity and variation of downstream leakage flow are proportional to the depth of the water level in the reservoir.

**Key words:** Earth dam (Taksebt), flow, infiltration, pore pressure, filling, draining, simulation, SEEP/W.