

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان

Université Aboubakr Belkaïd - Tlemcen -

Faculté de TECHNOLOGIE



MEMOIRE

pour l'obtention du **diplôme de MASTER**

En : **Génie Civil**

Spécialité : **Géotechnique**

Thème

**MODELISATION DU COMPORTEMENT HYDRO-MECANIQUE DU
BARRAGE BOUGHRARA**

Présenté publiquement, *le 22/06/2019* par :

Mr. AZZOUZI AHMED

et

Mr. MEGREZ MOHAMMED

Devant le jury composé de :

Mr ZADJAOUI A.	Professeur	Univ. Tlemcen	Président
Mme EL HOUARI N.	Maître de conférences B	Univ. Tlemcen	Examinatrice
Mme BENCHOUK A.	Maître de conférences A	Univ. Tlemcen	Encadrante
Mme BENADLA Z.	Maître de conférences A	Univ. Tlemcen	Co-encadrante

Année universitaire : 2018-2019

REMERCIEMENTS

Avant de présenter notre projet de fin d'étude, je tiens à remercier ALLAH qui nous a donné la force, la volonté et le courage pour arriver jusque-là.

Nos adressons nos plus vifs remerciements à madame BENCHOUK Assia et madame BENADLA Zahira pour la qualité de leur encadrement exceptionnel, pour leur patience, leur rigueur, leur disponibilité, leurs conseils éclairés et les encouragements durant notre préparation de ce mémoire

Nous voudrions remercier monsieur ZADJAOUI Abdeldjalil, qui nous a fait l'honneur de présider le jury de ce mémoire ainsi que madame EL HOUARI Nesrine pour l'honneur qu'elle nous fait d'accepter la tâche d'examiner notre travail.

Nous voudrions aussi adresser un grand merci à madame Rouissat Nadia et madame EL HOUARI Nesrine pour leur précieuse aide dans la prise en charge de différentes analyses et leurs encouragements.

Nos remerciements profonds vont également à tous les enseignants de Génie civil de la faculté de technologie, Université Abou Bekr Belkaid TLEMCEM, et toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.

DEDICACE

Au nom de Dieu je dédie cet humble travail à :

- Mes très chers parents
- Ma très chère tante
- Ma chère sœur
- Mes chers cousins et cousines
- Mes amis
- Tous les étudiants de ma promotion de Master 2 Génie Civil Spécialité Géotechnique et à toutes les personnes que j'aime.

AZZOUZI AHMED

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail à :

- Mon cher père, que Dieu garde son âme dans son vaste paradis.
- Ma chère mère pour son amour infini, pour son soutien, les sacrifices qu'elle ne cesse de déployer
- Mes chers frères.
- Mes chères sœurs.
- Tous mes proches
- Ainsi qu'à toute la promotion de Master 2 Génie Civil Spécialité Géotechnique avec qui nous avons partagé nos meilleurs moments

MEGREZ MOHAMMED

RESUME

A l'heure actuelle, la cinétique des phénomènes affectant les barrages est encore, de manière générale, mal connue. Ceci pose un problème conséquent pour la prédiction du comportement du barrage, et en particulier de sa sécurité, à différents pas de temps. Une meilleure connaissance et modélisation de ces phénomènes est nécessaire afin, d'une part, de mieux évaluer les sollicitations dans ses ouvrages, et d'autre part, de prédire leur évolution dans le temps pour valider les critères de stabilité générale.

Les évolutions commencent à être enregistrées dès la mise en place des remblais de barrages sous l'effet du compactage et du chargement en hauteur du corps du barrage, en fin de construction, et pendant l'exploitation du réservoir. Ces évolutions doivent être contrôlées durant toutes ces phases et sont à l'origine de variation des états de contraintes, de déformations et de validité des critères de stabilité.

Partant de ces considérations capitales, le présent travail vise l'analyse de la stabilité du barrage durant la réalisation, en fin de construction et pendant l'exploitation par le biais de la modélisation numérique. Cette modélisation est menée en fonction de la validité des critères de stabilité. Et enfin, en fonction l'influence de la ligne de saturation. En s'appuyant sur le code de calcul Plaxis, l'analyse a été appliquée sur le barrage zoné de Boughrara, situé au nord-ouest de la wilaya de Tlemcen.

Mots clés : Barrage Boughrara, stabilité, déplacements, contraintes, pression interstitielle, Plaxis.

ABSTRACT

At present the kinetics of the phenomena affecting dams is still poorly known in general, this poses a problem there fore to predict the behavior of the dam and in particular its security in different time steps. A better understanding and modeling of these phenomena is necessary to better evaluate the stresses in his works and to predict their evolution over time to validate the general stability criteria

The evolutions begin to be recorded as soon as the embankments of dams are put in place under the effect of the compaction and the loading in height of the body of the dam, at the end of construction, and during the exploitation of the reservoir. These evolutions must be controlled during all these phases and are at the origin of variation of the states of stresses, deformations and validity of the criteria of stability.

From these crucial considerations, the present work aims to analyze the stability of the dam during construction, at the end of construction and during operation through numerical modeling. This modelling is conducted according to the validity of the stability criteria. And finally, depending on the influence of the saturation line. Based on the Plaxis code, the analysis was applied to the Boughrara zoned dam, located north west of the Tlemcen.

Keywords: Dam Boughrara, stability, displacements, Stress, pore-water pressure, Plaxis

ملخص

في الوقت الحاضر، ما زالت حركات الطواهر التي تؤثر على السدود غير معروفة بشكل عام. وهذا يمثل مشكلة كبيرة للتنبؤ بسلوك السد، ولا سيما سلامته، في خطوات زمنية مختلفة. من الضروري معرفة ونمذجة أفضل لهذه الطواهر من أجل، من ناحية، لتقييم التماسات أفضل في أعماله، ومن ناحية أخرى، للتنبؤ بتطورها مع مرور الوقت للتحقق من صحة معايير الاستقرار العام.

تبدأ التطورات في الظهور بمجرد وضع سدود السدود في مكانها تحت تأثير الضغط والتحميل في ارتفاع جسم السد، في نهاية البناء، وخلال استغلال الخزان. يجب السيطرة على هذه التطورات خلال جميع هذه المراحل وتكون في الأصل من تباين حالات التوتر والتشوهات وصلاحيات معايير الاستقرار.

بناءً على هذه الاعتبارات المهمة، يهدف العمل الحالي إلى تحليل استقرار السد أثناء البناء، وفي نهاية البناء وخلال التشغيل من خلال النمذجة الرقمية. يتم إجراء هذا النموذج وفقاً لصلاحيات معايير الاستقرار. وأخيراً، اعتماداً على تأثير خط التشعب. بناءً على كود Plaxis، تم تطبيق التحليل على سد بوغرة، الواقع شمال غرب ولاية تلمسان.

الكلمات المفتاحية: سد بوغرة، استقرار، تحركات، الضغوطات، الضغط الخليلي، plaxis.

TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENTS	i
DEDICACES	ii
RESUME	iii
ABSTRACT	iv
ملخص.....	v
TABLE DES MATIERES	vi
LISTE DES FIGURES	ix
LISTE DES TABLEAUX	xiii
NOTATIONS	xv
INTRODUCTION GENERALE	1
Chapitre 1 : Généralités sur les barrages en terre	3
1. Introduction	4
2. Les barrages en terre	4
2.1 Définition.....	4
2.2 Rôle des barrages	4
2.2.1 Irrigation	4
2.2.2 Génération d'électricité	5
2.2.3 Contrôle des crues	5
2.3 Différents types de barrages en terre.....	5
2.3.1 Barrage homogène.....	5
2.3.2 Barrage zoné avec un noyau étanche	6
2.3.3 Barrage à masque amont.....	6
3. Les profils Généraux des Barrages en terre.....	7
4. Rôle des drains d'un barrage en terre	7
5. Etanchéité des fondations	8
5.1 Clé d'étanchéité.....	8
5.2 Paroi moulée	8
5.3 tapis d'étanchéité.....	9
5.4 Les voiles d'injections dans les fondations	9
6. Différentes étapes de la construction du barrage	10

7. La stabilité des barrages en remblai	11
7.1 Les risques de rupture des barrages	11
7.2 Les mécanismes de rupture des Barrages en remblai.....	12
7.3 Surveillance des barrages	12
8. Infiltration à travers le corps du barrage	13
8.1 Equation de la ligne de saturation	14
8.1.1 Cas de la digue homogène sur une fondation imperméable	14
8.1.2 Cas de la digue avec un noyau sur une fondation imperméable	15
8.2 Etude des pressions interstitielles	16
8.3 Phénomène de renard	16
9. Conclusion	18

Chapitre 2 : Notions sur les sols non saturés-application dans

les barrages	19
1. Introduction	20
2. Définition des sols non saturés	20
3. L'eau dans le sol	21
3.1 Eau libre.....	21
3.2 Eau liée ou adsorbée	21
3.3 Eau capillaire	21
4. Compactage dans les sols non saturés	21
4.1 Définition.....	21
4.2 L'essai Proctor	22
4.3 Les facteurs agissant sur le compactage	22
4.3.1 La teneur en eau	22
4.3.2 Énergie de compactage	23
4.3.3 La nature du sol.....	24
4.4 Compactage de remblais de barrage	25
5. La stabilité des barrages en terre	25
5.1 A la fin de construction (vide).....	26
5.2 Pendant le remplissage	26

5.3 Vidange rapide	26
6. La succion dans les sols non saturés	27
6.1 Définition.....	27
6.2 Les différents types de succions	27
6.2.1 Succion matricielle	27
6.2.2 La succion osmotique.....	28
6.2.3 La succion totale	28
7. Comportement hydromécanique des sols non saturés.....	29
8. Contrainte effective pour les sols non saturés	29
9. Conclusion	30
Chapitre 3 : Modélisation du comportement du barrage Boughrara	31
1. Introduction	32
2. Présentation du barrage Boughrara.....	32
3. Caractéristique du Barrage Boughrara	34
4. Logiciel PLAXIS 2D v 8.2.....	36
4.1 Présentation du logiciel	36
4.2 Les modèles de comportement utilisés dans PLAXIS	37
4.3 Les Fonctions de calcul de PLAXIS.....	37
4.4 Les principales étapes pour les calculs dans PLAXIS.....	38
5. Caractéristiques des matériaux du barrage de Boughrara.....	38
6. Comportement mécanique	40
6.1 Construction du barrage (barrage vide).....	40
6.1.1 En cours de construction	40
6.1.2 Fin de construction du barrage	45
7. Comportement hydromécanique	50
7.1 Pendant l'exploitation (barrage plein NNR).....	50
7.2 L'influence de la position de la ligne de saturation sur les déplacements du barrage (NNR).....	55
8. Conclusion	63
CONCLUSION GENERALE	65
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	67

LISTES DES FIGURES

<< CHAPITRE 1 >>

Figure 1.1 : Barrage homogène (Belkheir,2016).....	5
Figure 1.2 : Barrage zoné avec un noyau étanche (Djemili, 2006).....	6
Figure 1.3 : Barrage à masque amont (Djemili, 2006)	6
Figure 1.4 : Matériaux composant un barrage zoné (Buron et Meilhac,1995)	7
Figure 1.5 : Clé d'étanchéité	8
Figure 1.6 : Paroi moulée	9
Figure 1.7 : Tapis d'étanchéité	9
Figure 1.8 : Voile d'injection	10
Figure 1.9 : Rupture du barrage Teton , USA, (https://i.ytimg.com/vi/nQOMyBg5h_A/hqdefault.jpg).....	12
Figure 1.10 : Lignes de courant à travers un barrage homogène avec dispositif de drain	13
Figure 1.11: Ligne de saturation dans un barrage en terre non drainé D'après kozeny .	15
Figure 1.12 : Données nécessaires pour trouver la parabole de Kozeny.....	16
Figure 1.13 : Exemple de processus d'érosion interne dans un barrage (Foster, 1999) ..	18

<<CHAPITRE 2>>

Figure 2.1 : La composition d'un sol non saturé (ENTE , 2003).....	20
Figure 2.2 : Différents état de l'eau dans le sol	21
Figure 2.3 : Courbe de compactage poids volumique sec γ_d en fonction de la teneur en eau W.....	23
Figure 2.4 : Courbes Proctor fonction de l'énergie de compactage	24

Figure 2.5 : Influence de la nature du sol	25
Figure 2.6 : Principe de contrainte effective en sol saturé	29
Figure 2.7 : Relation proposée entre le paramètre χ et le degré de saturation S_r	30

<< CHAPITRE 3 >>

Figure 3.1 : localisation de site du barrage Boughrara	33
Figure 3.2 : Barrage Boughrara	33
Figure 3.3 : photo par satellite du barrage Boughrara	34
Figure 3.4 : Profil en travers type du barrage (Tractebel, 2000b).....	36
Figure 3.5 : Interface du " PLAXIS v 8.2 (cité par chabbi,2010).....	36
Figure 3.6 : Paramètres de Mohr-Coulomb.....	37
Figure 3.7 : Les principales options utilisé dans les calculs PLAXIS	38
Figure 3.8 : Modèle géométrique du barrage	39
Figure 3.9 : Modèle géométrique du barrage, niveau 288 NGA	40
Figure 3.10 : Déplacement vertical, niveau 288 NGA.....	41
Figure 3.11 : Modèle géométrique du barrage, niveau 295 NGA	41
Figure 3.12 : Déplacement vertical, niveau 295 NGA.....	42
Figure 3.13 : Modèle géométrique du barrage, niveau 301 NGA	42
Figure 3.14 : Déplacement vertical, niveau 301 NGA.....	43
Figure 3.15 : Modèle géométrique du barrage, niveau 305 NGA	43
Figure 3.16 : Déplacement vertical, niveau 305 NGA.....	44
Figure 3.17 : Courbe de comparaison entre les résultats de modélisation et L'auscultation pendant la construction.....	44
Figure 3.18 : Modèle éléments finis du barrage (maillage).....	45
Figure 3.19 : Profil du barrage avec les conditions initiale, barrage vide	46
Figure 3.20 : Contraintes effectives maximales du barrage vide.....	46

Figure 3.21 : Contraintes totales du barrage vide	47
Figure 3.22 : Déplacement total du barrage vide	47
Figure 3.23 : Déplacement vertical du barrage vide.....	47
Figure 3.24 : Coefficient de sécurité F_s en fin de construction du barrage	48
Figure 3.25 : les points de mesure sur l'axe vertical du noyau, barrage vide	48
Figure 3.26 : Courbe de déplacement vertical	49
Figure 3.27 : Profil du barrage avec les conditions aux limites et les conditions initiales, barrage plein.....	50
Figure 3.28 : Pressions interstitielles du barrage plein	51
Figure 3.29 : Contraintes totales du barrage plein	51
Figure 3.30 : Contraintes effectives maximales du barrage plein	52
Figure 3.31 : Déplacement total du barrage plein.....	52
Figure 3.32 : Déplacement vertical du barrage plein	52
Figure 3.33 : Coefficient de sécurité F_s (pendant l'exploitation du barrage)	53
Figure 3.34 : Tassement global des tassomètres dans les différents profils du noyau du barrage Cité par Rouissat.2014	54
Figure3.35 : Courbe de coefficient de stabilité en fonction du déplacement Total.....	54
Figure 3.36 : Profil du barrage avec les conditions aux limites et les conditions initiales, essai 1.....	55
Figure 3.37 : Pressions interstitielles du barrage plein, essai 1	56
Figure 3.38 : Contraintes totales du barrage plein, essai 1	56
Figure 3.39 : Contraintes effectives maximales du barrage plein, essai 1	56
Figure 3.40 : Déplacement total du barrage plein, essai 1	57
Figure 3.41 : Déplacement vertical du barrage plein, essai 1	57
Figure 3.42 : Coefficient de sécurité F_s, essai 1	57
Figure 3.43 : Profil du barrage avec les conditions aux limites et les conditions initiales, essai 2.....	58
Figure 3.44 : Pressions interstitielles du barrage plein, essai 2	59

Figure 3.45 : Contraintes totales du barrage plein, essai 2	59
Figure 3.46 : Contraintes effectives maximales du barrage plein, essai 2	59
Figure 3.47 : Déplacement total du barrage plein, essai 2	60
Figure 3.48 : Déplacement vertical du barrage plein, essai 2	60
Figure 3.49 : Coefficient de sécurité F_s , essai 2	60
Figure 3.50 : Les points pris au niveau du noyau, essais 2	61
Figure 3.51 : Courbe de la pression interstitielle en fonction de la hauteur	62
Figure 3.52 : Courbe de la contrainte total-effective en fonction de la hauteur	63

LISTE DES TABLEAUX

<< CHAPITRE 3 >>

Tableau 3.1 : les caractéristiques du barrage Boughrara (ANBT ,2019)	35
Tableau 3.2 : Paramètres mécaniques et hydrauliques du barrage Boughrara, (Tractebel, 2000a, cité par Rouissat, 2014)	39
Tableau 3.3 : Comparaison des résultats du déplacement (modélisation – auscultation), niveau 288 NGA	41
Tableau 3.4 : Comparaison des résultats du déplacement (modélisation – auscultation), niveau 295 NGA	42
Tableau 3.5 : Comparaison des résultats du déplacement (modélisation – auscultation), niveau 301 NGA	43
Tableau 3.6 : Comparaison des résultats du déplacement (modélisation – auscultation), niveau 305 NGA	44
Tableau 3.7 : Résultats numériques.....	48
Tableau 3.8 : Comparaison des résultats du déplacement (modélisation – auscultation), barrage vide	48
Tableau 3.9 : déplacement vertical pour chaque hauteur	49
Tableau 3.10 : Les résultats du calcul numérique	53
Tableau 3.11 : Comparaison des résultats du déplacement (modélisation – auscultation), Barrage plein.....	53
Tableau 3.12 : Comparaison des résultats (modélisation – auscultation) pour le coefficient de sécurité F_s	53
Tableau 3.13 : Déplacements du barrage - le Coefficient de sécurité, essai 1.....	58
Tableau 3.14 : Résultats de la pression interstitielle, Contrainte totale, et la Contrainte effective, essai 1	58
Tableau 3.15 : Déplacements du barrage - le Coefficient de sécurité, essai 2.....	61
Tableau 3.16 : Résultats de la pression interstitielle, Contrainte totale, et la Contrainte effective, essai 2	61

Tableau 3.17 : Résultats de la pression interstitielle, Contraintes totales, et Contraintes effectives62

NOTATIONS

γ_d : Le poids volumique sec.

γ_h : le poids volumique humide.

w : teneur en eau.

S_r : degré de saturation.

E : énergie de compactage.

N : Nombre total de coups.

H : Hauteur de chute de la dame.

m : Masse de la dame.

g : Accélération de la pesanteur.

V : Volume du matériau compacté dans le moule.

R : la constante des gaz parfaits ($R = 8.31432 \text{ J}/(\text{mol K})$).

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

ρ_w : la masse volumique de l'eau (kg/m^3).

ω_w : la masse molaire de la vapeur d'eau ($18.016 \text{ kg}/\text{kmol}$).

x_w : la fraction molaire d'eau dans la solution.

ψ_m : la Succion matricielle.

π : La succion osmotique.

σ : contrainte normale.

σ' : contrainte normale effective.

u_w : la pression interstitielle a l'eau.

u_a : la pression interstitielle a l'aire.

χ : paramètre de Bishop

INTRODUCTION GENERALE

En génie civil, les barrages ont toujours été considérés comme des ouvrages d'art spécifiques. Les raisons se trouvant, d'une part dans le caractère unique de chaque barrage et dans la complexité des comportements et des mécanismes mis en jeu d'autre part.

La réalisation des barrages en terre a connu une grande évolution poussée par l'accroissement de la demande d'alimenter la population en eau. Ce sont des constructions spécifiques qui en cas de rupture peuvent causer des catastrophes immenses. Ils peuvent être affectés par un ensemble de désordres, perte d'étanchéité, glissement, érosion qui influent sur leurs performances. Pour garantir un niveau élevé de sécurité et pour minimiser les risques éventuels d'endommagement, il faut assurer une grande stabilité à l'ouvrage.

Les barrages en remblais sont les barrages les plus répandus dans le monde, ils représentent environ 70% des grands barrages : leur grande proportion s'explique par leur simplicité de construction, et leur faible coût de construction.

La conception des barrages est une tâche difficile et compliquée, elle intègre les nombreux paramètres et critères, aussi bien. Telle que La géologie du site, les paramètres hydrologiques, la qualité des matériaux.

La sécurité des barrages en remblai ne dépend pas seulement d'une conception appropriée et d'une construction adéquate, mais aussi de la surveillance du comportement réel, non seulement, pendant la construction et pendant la mise en eau, mais tout au long de l'exploitation des barrages pour s'assurer du bon comportement de ces ouvrages.

Les tassements qui se produisent dans différentes zones du barrage sont préalablement évalués lors des études initiales. L'instrumentation, par le biais de l'auscultation, permet, entre outre de mesurer ces déformations et de les comparer avec celles prévues par le projet.

Les déformations sont provoquées par l'augmentation des contraintes totales, les contraintes effectives et les pressions d'eaux pendant la construction du barrage par couche, fin de construction, et pendant le remplissage.

La modélisation joue un rôle nécessaire pour étudier le comportement d'un barrage, Pour cela notre travail est d'exploiter l'outil numérique pour étudier la stabilité du barrage Boughrara liés aux différents cas critiques affectant l'ouvrage pendant sa durée de vie. L'outil utilisé est le logiciel Plaxis.

Le présent travail vise l'évaluation des déformations du barrage zonée a noyau central, les cas d'études sont cités comme suit :

- En cours de construction du barrage.
- Fin de construction du barrage.

- Pendant l'exploitation du barrage.
- L'influence de la position de la ligne de saturation sur le comportement du barrage.

Pour aboutir à tous ces objectifs, le mémoire a été structuré en trois chapitres à savoir :

- Chapitre.1 : Généralités sur les barrages en terre.
- Chapitre.2 : Notions sur les sols non saturés-application sur les barrages.
- Chapitre.3 : Modélisation du comportement du barrage Boughrara.

Nous clôturons ce mémoire par une conclusion générale donnant une synthèse des résultats obtenus.

CHAPITRE 1 :

GENERALITES SUR LES

BARRAGES EN TERRE

1. Introduction

Les barrages en terre peuvent être constitués par des matériaux de caractéristiques très diverses, à la différence des barrages en béton ou même en enrochement dont les matériaux constitutifs restent contenus dans des fourchettes beaucoup plus étroites.

Le terme « terre » couvre donc toute une gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine à des éléments très grossiers. Dans certains cas même, on utilise des roches altérées facilement compactables, tels que des latérites, des schistes et grès tendres etc.(Rolley.1989)

Les volumes à mettre en œuvre pour la construction d'un barrage en terre sont en général importants : 5 à 15 fois plus que pour un barrage en béton du type poids susceptible d'être réalisé sur le même site. Pour des petits ouvrages, il est fréquent d'avoir à compacter de 20000 à 100000m³ en terre. Les grands barrages nécessitent des millions et même des dizaines de millions de m³ Le transport et la mise en œuvre des matériaux sont des éléments essentiels pour le prix de revient. Le transport sur de longues distances devient vite très onéreux. Sauf pour des matériaux particuliers, comme la terre destinée à la construction du noyau ou les enrochements de qualité, des distances de 2000 à 3000 m doivent être considérées comme le maximum envisageable.

De fait il est rare, sauf pour les petits ouvrages, de disposer sur place des matériaux permettant de bâtir une digue homogène. Le massif sera donc souvent constitué de plusieurs zones formées de terres différentes.

2. Les barrages en terre

2.1 Définition

Les barrages en terre peuvent être constitués par des matériaux ayant des caractéristiques très différentes, par contre pour les barrages en béton ou enrochement, le choix des matériaux constitutifs restent beaucoup plus étroits.

Le terme "terre" couvre un large éventail de matériaux allant de l'argile fine à des éléments très épais. Dans certains cas, on utilise des roches faciles à changer, telles que des couches de roches, des schistes et du grès fin. (Rolley.1989)

2.2 Rôle des barrages

Les barrages ont des objectifs et rôles très importants on peut les citer comme suit :

2.2.1 Irrigation

Les terres actuellement irriguées couvrent environ 277 millions d'hectares dans le monde, soit 18% des terres arables du monde, produisent 40% des cultures, La production

d'irrigation augmentera de 80% des terres d'ici 2025, donc il sera nécessaire de construire des réservoirs supplémentaires. (CIGB 2007)

2.2.2 Génération d'électricité

La production hydroélectrique mondiale est estimée à 675 000 mégawatts, couvrant 24% des besoins mondiaux en électricité (CIGB 2007).

2.2.3 Contrôle des crues

Les barrages peuvent être utilisés pour réguler le niveau d'eau dans les rivières et pour réguler efficacement le débit effectif en stockant temporairement l'eau et en la libérant plus tard. Chaque barrage est configuré selon un programme spécifique pour contrôler le débit d'eau sans causer de dommages. Par exemple, pendant les saisons des pluies, il est nécessaire de réduire le niveau du réservoir pour augmenter la capacité de stockage (CIGB 2007).

2.3 Différents types de barrages en terre

Il existe trois schémas principaux de structure de barrage en terre :

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

2.3.1 Barrage homogène

Il est constitué d'un massif en terre compactée imperméable, muni d'un dispositif de drain dans sa partie aval et d'une protection mécanique contre l'effet du batillage dans sa partie amont (cf. figure 1.1).

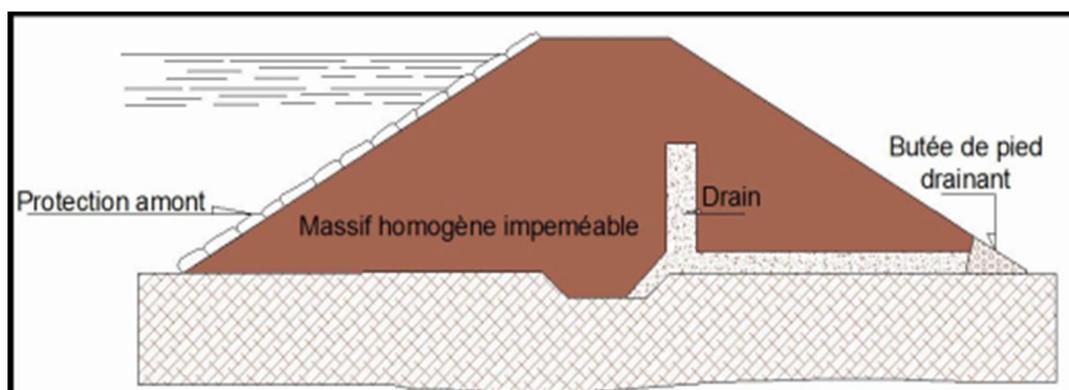


Figure 1.1 : Barrage homogène cité par (Belkheir,2016)

2.3.2 Barrage zoné avec un noyau étanche

Cette technique est utilisée dans le cas où la quantité des matériaux imperméables disponibles sur site est insuffisante pour réaliser tout le corps du barrage, L'étanchéité est assurée par un noyau imperméable constitué par l'argile ou tout autre matériau qui assure une perméabilité faible (cf. figure1.2).

Cette technique permet de faire de grandes économies dans les volumes mis en œuvre et d'utiliser au mieux les matériaux disponibles sur le site (Djemili .2006).

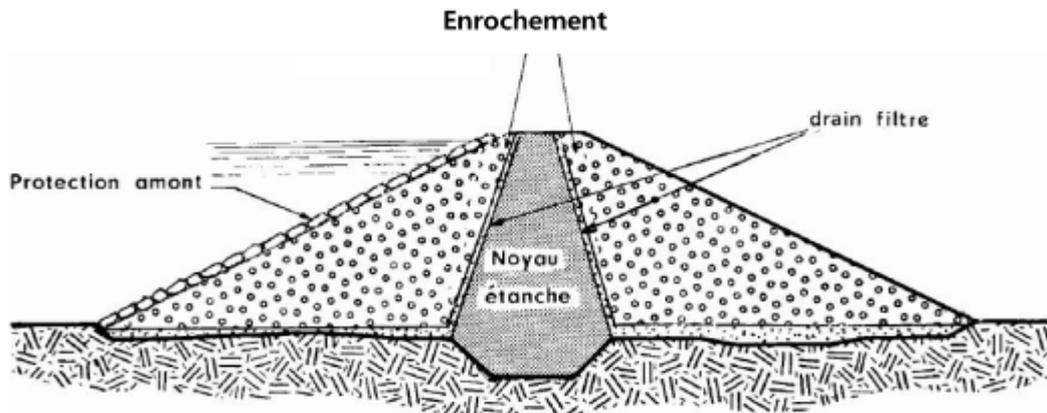


Figure 1.2 : Barrage zoné avec un noyau étanche (Djemili ,2006)

2.3.3 Barrage à masque amont

Le masque amont est une paroi étanche posée sur le talus amont du barrage, il peut être de nature très différente : béton armé, matériel bitumineux, Le corps du barrage assurant la stabilité peut être en matériau quelconque pour autant qu'il soit peu déformable (Djemili. 2006) (cf. figure1.3).

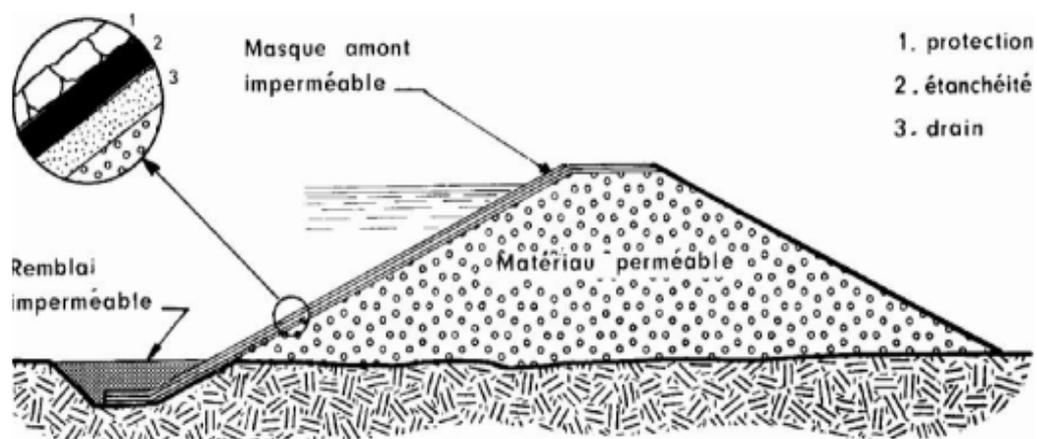


Figure 1.3 : Barrage à masque amont (Djemili ,2006)

3. Le profil généraux des barrages en terre

Le type de barrage en terre envisagé étant choisi selon les conditions locales du site et l'importance de l'ouvrage. L'étape suivante consiste à définir le profil général du barrage.

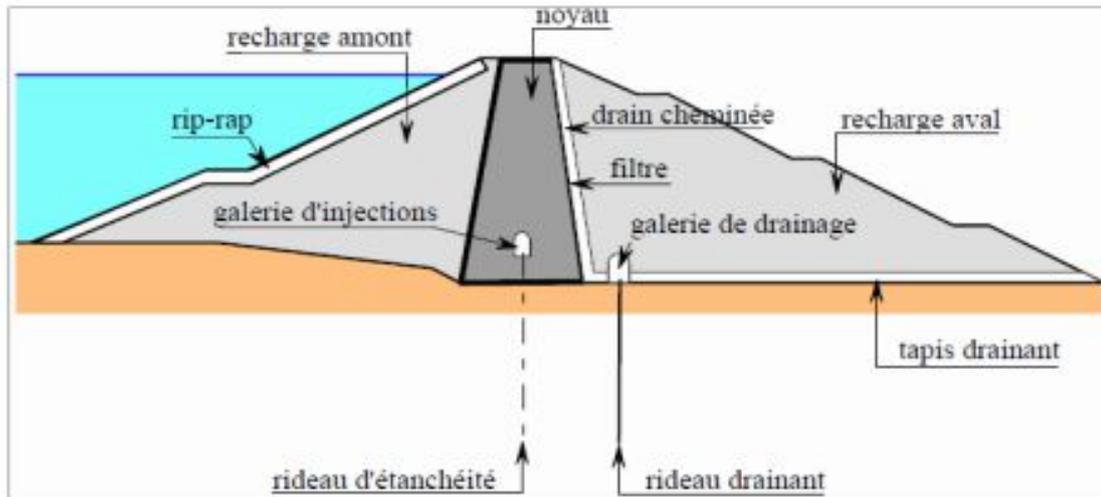


Figure 1.4 : Matériaux composant un barrage zoné (Buron et Meilhac, 1995)

Les différentes parties d'un barrage zoné sont : (Buron et Meilhac, 1995)

- **Le noyau** : partie assurant l'étanchéité, disposée au centre ou parfois à l'amont.
- **Les recharges (amont ou aval)** : parties construites avec des sols frottant, perméables de préférence, qui assurent la résistance et supportent le noyau.
- **Les drains** : zones de forte perméabilité, ils drainent les eaux de fuites vers l'aval à l'extérieur de l'ouvrage
- **Les filtres** : zones dont la granulométrie intermédiaire entre celles des parties voisines s'oppose aux migrations de particules sous l'action des écoulements et lutte donc contre l'érosion interne
- **Le rip-rap** : ce terme désigne une couche superficielle d'enrochements posée sur un remblai plus fin et le protégeant contre les vagues, les courants, etc. (Carrere, 1994).
- **Le drain cheminé** : Il est ainsi nommé car il est disposé quasi verticalement à l'aval du noyau (ou situé vers le centre d'un remblai homogène). Son épaisseur est de l'ordre de 3 m pour des raisons constructives
- **Le tapis drainant aval** : Il couvre environ la moitié aval de la fondation à partie du noyau et conduit les fuites jusqu'au pied aval. Son épaisseur est d'au moins 50 cm

4. Rôle des drains d'un barrage en terre

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

- Intercepter les eaux d'infiltration et les évacuer à l'aval du barrage.
- Abaisser la ligne de saturation et éviter les résurgences sur le talus aval.

- Abaisser la ligne de saturation, pour garder une grande partie du remblai non saturé afin de conserver les caractéristiques géotechniques du matériau utilisé.
- La présence du drain dans un barrage en terre sert à minimiser le débit de fuite sur l'ouvrage.
- Il sert aussi à décompresser la fondation et donc à minimiser les pressions interstitielles.
- La présence du drain permet d'activer la consolidation du remblai (CIGB, 1993).

5. Etanchéité des fondations

Lorsque les fondations du barrage sont suffisamment imperméables, la liaison barrage-fondation est réalisée par une tranchée d'ancrage remblayée en matériau étanche, destinée à éviter les infiltrations préférentielles le long du contact barrage-fondation (Rolley, 1989).

5.1 Clé d'étanchéité

C'est une tranchée remplie de matériaux assurant l'étanchéité du massif, qui doit recouper la couche perméable et s'ancrer dans la couche imperméable.

Cette solution est utilisée lorsque l'épaisseur de la couche imperméable n'est pas très grande.

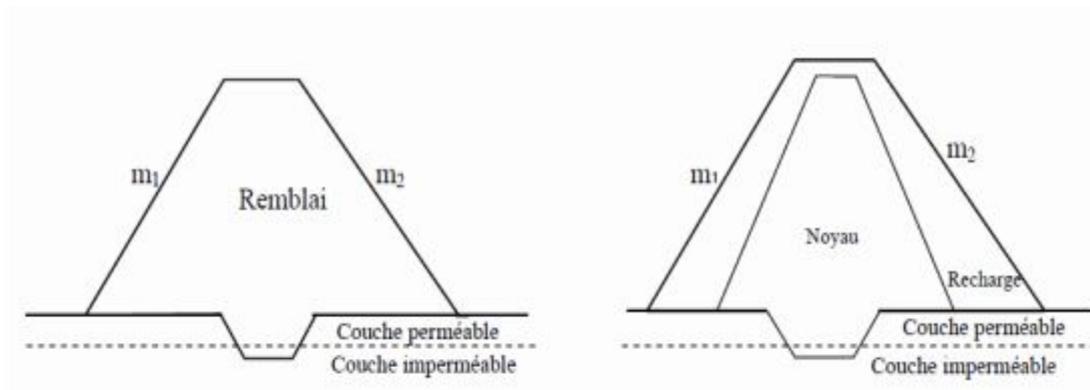


Figure 1.5 : Clé d'étanchéité

5.2 Paroi moulée

Une paroi moulée est un écran vertical construit à partir de la surface des fondations par excavation sans blindage et rechargé de coulis auto-durcissable de bentonite avec ciment ou en béton plastique.

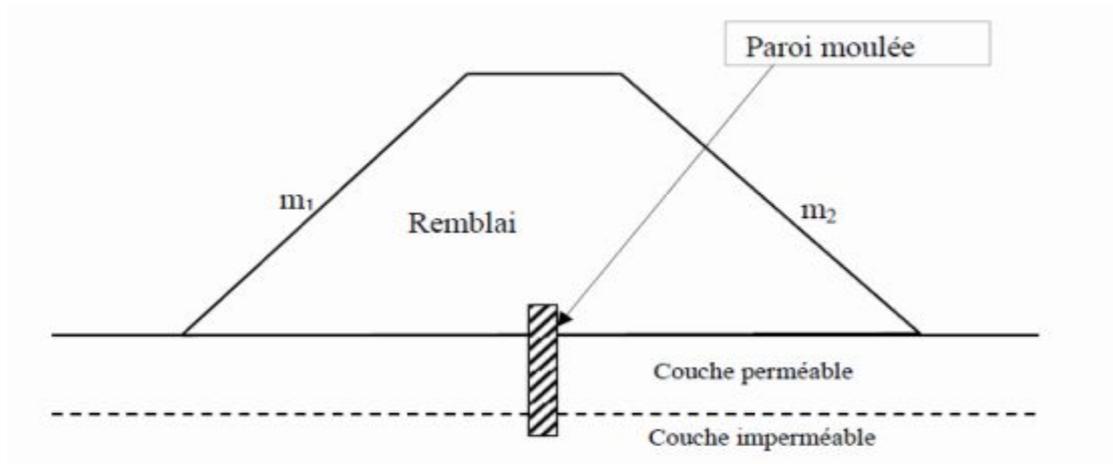


Figure 1.6 : Paroi moulée

5.3 Tapis d'étanchéité

Si les fondations comportent une petite couche imperméable ou plusieurs couches perméables on utilise cette solution pour diminuer les fuites et les risques de renard, en allongeant vers l'amont les lignes d'infiltrations.

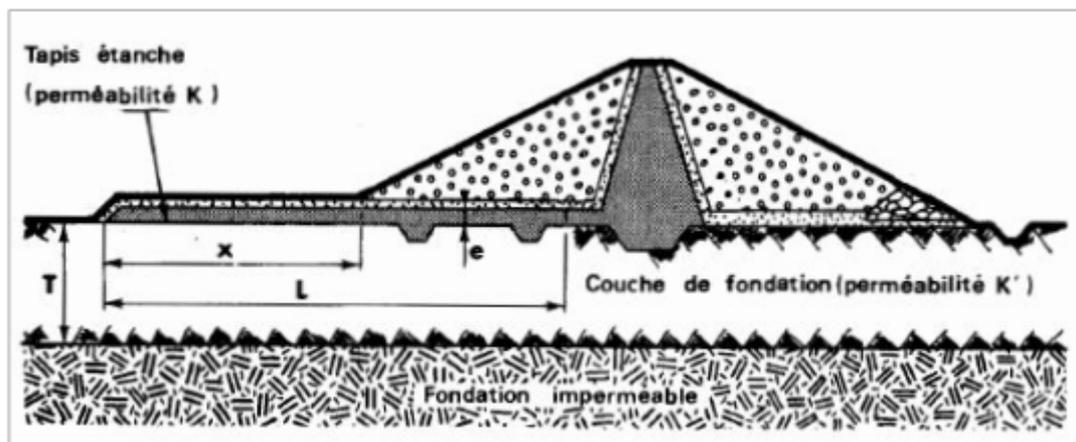


Figure 1.7: Tapis d'étanchéité

5.4 Les voiles d'injections dans les fondations

Les injections sont utilisées dans le cas d'une fondation meuble ou dans un massif rocheux plus ou moins fissuré. Les produits d'injection sont des matériaux traités par coulis de bentonite et ciment ou coulis spéciaux (Messaid, 2009).

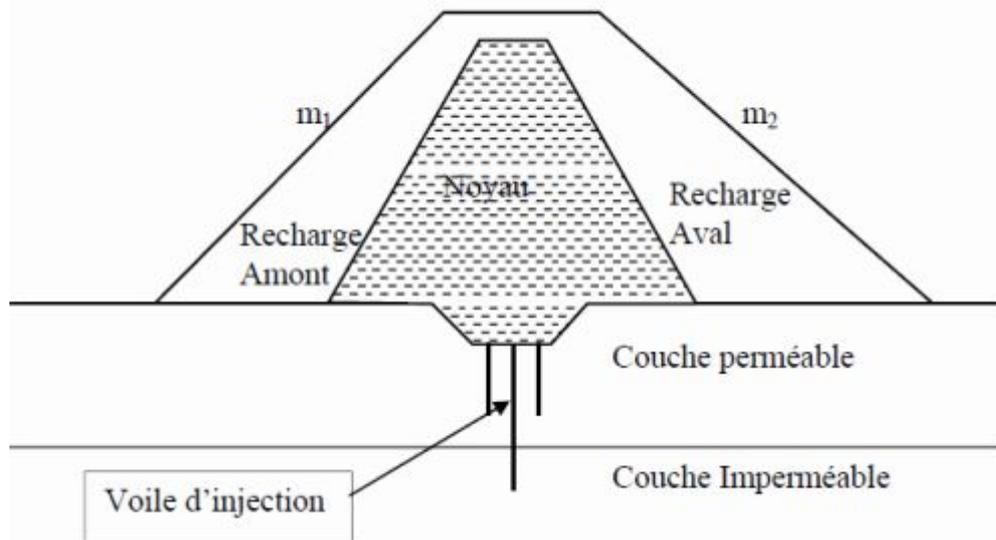


Figure 1.8 : Voile d'injection

6. Différentes étapes de la construction du barrage

- Afin d'assurer la stabilité d'un barrage en terre, les exigences fondamentales suivantes doivent être assurées:

Il ne doit pas être submergé par une crue, les infiltrations ne doivent pas provoquer d'érosion interne, les talus doivent avoir une pente telle qu'ils ne glissent pas.

- Les barrages en terre sont construits avec des matériaux naturels collectés à proximité du barrage (terre argileuse, roche, pierre, sable).
- Toute la végétation et le sol organique doivent être retirés de la zone d'assise du barrage sur une épaisseur de minimum 50 centimètres afin de mettre à nu une couche de fondation ferme et imperméable
- L'extraction des matériaux peut se faire soit par tranches horizontales, ce qui permet leur séchage par le soleil et le vent, soit par tranches verticales, ce qui permet un mélange des différentes couches prélevées.

Les matériaux extraits ne sont à mettre en place directement que si leur teneur en eau est comprise dans la fourchette prévue ; sinon un drainage des zones d'emprunt ou une mise en dépôt afin de subir un séchage ou une humidification peut être nécessaire.

- Pour assurer une bonne liaison entre le remblai et les fondations, ces dernières sont compactées avec les mêmes engins que le remblai, puis scarifiée avant la mise en place de la première couche de remblai.

- Un remblai dont les dernières couches ont été soumises au gel, de même qu'un remblai trop humide doit être retiré C'est entre autres pour ces raisons qu'un tel ouvrage s'effectue principalement lors des belles saisons.
- Pour contrôler les infiltrations à travers le remblai il est nécessaire de mettre en place un dispositif drainant et filtrant. Pour un barrage homogène. On réalise dès lors un drain cheminée vertical continu, en sable, de la base du remblai jusqu'au niveau normal des eaux + 0,20 à 0,30 mètre pour éviter tout risque de contournement, sous la crête près du parement aval ; ce drain est généralement obtenu en recreusant à l'appelle le remblai toutes les 5 ou 6 couches compactées et en y déversant le sable avec soin.

7. La stabilité des barrages en remblai

Le coefficient de sécurité F_s d'un talus et en fonction de sa géométrie, des paramètres de cisaillement inter granulaire et du sol et des pressions interstitielles qui s'y développent. Dans le cas d'un barrage en terre, les pressions interstitielles dans le corps de la digue évoluent considérablement au cours de la vie de celui-ci, les paramètres de cisaillement du corps de l'ouvrage surtout peuvent également subir des variations lors de la mise en eau aussi, la stabilité d'une digue en terre doit être donc vérifiée aux différents stades de son histoire :

- En fin de construction.
- Lorsque l'eau est à son niveau normal dans la retenue est qu'un écoulement permanent s'est établi à travers l'ouvrage, c'est-à-dire, dans les conditions normales d'exploitation.
- Vidange rapide.
- État normal en service pendant un séisme (Benaisa, 1989).

7.1 Les risques de rupture des barrages

Le phénomène de rupture de barrage correspond à une destruction partielle ou totale. Les causes de rupture peuvent être diverses :

- ✓ **Des problèmes techniques** : défauts de conception, de construction ou de matériaux, ou défauts des vannes, permettant l'évacuation de l'eau, obstruction des dispositifs d'évacuation des crues et absence de dispositif de contrôle du comportement de l'ouvrage. (Marche C, 2008) et (Paquier A, 2002).
- ✓ **Naturelles**: un mouvement de terrain, crues exceptionnelles, glissements de terrain au droit des appuis du barrage, écroulements ou avalanches dans la retenue provoquant par élévation brusque du niveau des eaux, un déversement brutal sur la crête de l'ouvrage (Marche C, 2008) et (Paquier A, 2002).

- ✓ **Humaines** :études préalables pas assez approfondies, contrôle d'exécution insuffisant, erreurs d'exploitation, défaut de surveillance et d'entretien ou encore actes de malveillance, sabotage.
- ✓ **Brutale** : dans le cas des barrages en béton, par renversement ou par glissement d'un ou plusieurs plots.



Figure 1.9: Rupture du barrage Teton, USA
(https://i.ytimg.com/vi/nQ0MyBg5h_A/hqdefault.jpg)

7.2 Les mécanismes de rupture des barrages en remblai

Le risque de rupture brusque et inopinée est considéré comme très faible, voire nul. La situation de rupture paraît plutôt liée à une évolution plus ou moins rapide d'une dégradation de l'ouvrage susceptible d'être détectée par la surveillance et l'auscultation. Pour les ouvrages hydrauliques en remblai, quatre mécanismes de rupture sont classiquement considérés : (Baghzim,2015) :

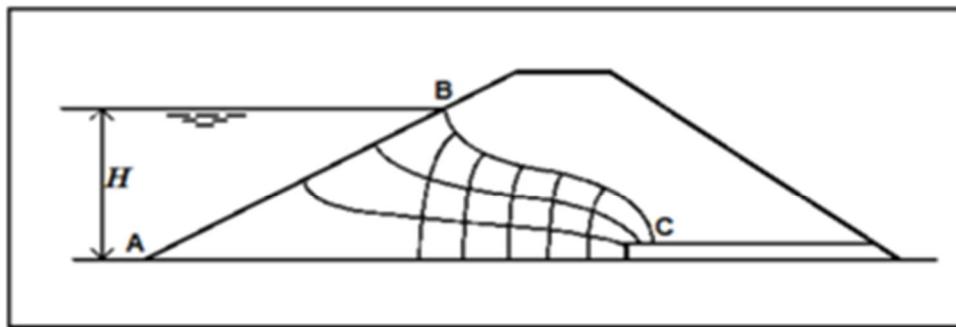
- L'érosion externe.
- L'érosion interne.
- L'instabilité externe et La liquéfaction.

7.3 Surveillance des barrages

La surveillance de l'ouvrage est très importante pour un cycle de vie. Un programme de surveillance régulière de l'ouvrage et de son environnement permet d'évaluer la sécurité, l'état et la fonctionnalité de l'ouvrage. On peut aussi planifier en temps voulu les activités de réparation et de remplacement et permet d'acquérir une bonne compréhension des mécanismes de rupture et de l'évolution des dommages (USACE, 2003).

8. Infiltration à travers le corps du barrage

Le barrage en terre possédant deux talus amont et aval, dont la stabilité doit être vérifiée aux différentes phases de la vie de l'ouvrage, en particulier du fait du développement de pression interstitielle dans le corps du barrage. Pour une retenue qui est pleine, (conditions normales d'exploitation), un écoulement se produit à travers le barrage ; défavorable à la stabilité du talus aval, puisqu'une surface de suintement peut apparaître sur ce talus et que la poussée d'écoulement qui s'exerce sur les grains solides a tendance à le déstabiliser. C'est pourquoi un drainage de ce talus est généralement prévu (cf. figure 1.10).



Barrage drainé horizontalement, en situation d'écoulement permanent

Figure 1.10 : Lignes de courant à travers un barrage homogène avec dispositif de drain.

L'étude de l'infiltration consiste essentiellement sur la détermination des équipotentiels et des lignes de courant qui permettent de trouver les éléments suivants :

- ✓ La ligne de saturation du massif du barrage, qui 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 représente la limite entre la partie sèche/humide et la partie saturée d'eau du barrage.
- ✓ La pression de l'eau interstitielle dans le massif, qui peut être déterminée d'un réseau des lignes équipotentiels, c'est-à-dire des lignes reliant les points d'égal potentiel hydraulique au sein du barrage et de fondation. Une augmentation de cette pression peut être dangereuse pour la stabilité.
- ✓ Le débit de fuite due à l'infiltration qui peut s'obtenir à partir du réseau de ligne de courant, orthogonales aux équipotentiels. Ces lignes de courant représentent théoriquement la ligne de trajectoire de l'eau à travers le barrage. Si ce débit est trop

Important, le barrage ne fait pas son office il faut alors augmenter la taille des parties Imperméables du corps de digue.

- ✓ La détermination du linge de saturation se fait de diverses manières plus au moins compliquées selon le besoin. Elle est déterminée par des résolutions analytiques, soit par simulation numérique, où soit utilisée des méthodes simplifiées telles que la méthode de Kozeny qui utilise des approximations et propriété graphique du réseau d'écoulement.

8.1 Equation de la ligne de saturation

Cette méthode est basée sur la bonne estimation de la ligne de saturation, il suffit de respecter quelques règles de distribution des lignes de réseaux d'écoulement :

- La fondation est une ligne de courant, cas d'une fondation imperméable.
- La ligne de saturation une ligne de courant.
- Le parement amont est une ligne équipotentielle.
- La pression hydraulique étant nulle sur la courbe de saturation, le potentiel est point de cette ligne est due uniquement à la cote de ce point.
- Les équipotentielles sont perpendiculaires aux lignes de courant.

8.1.1 Cas de la digue homogène sur une fondation imperméable

Kozeny a montré que dans un barrage homogène non drainée, 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. L'équation de cette parabole s'écrit :

$$Y^2 - Y_0 - 2xY_0 = 0$$

Avec :

$$Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$$

d : étant la largeur en base du barrage diminuée de 0.7b.

X, Y : coordonnées dans le plan (X, Y) de la courbe de saturation.

b : étant la projection horizontal de la partie mouillée du parement amont (b = m1.h).

h : la hauteur.

m1 : La pente du talus amont.

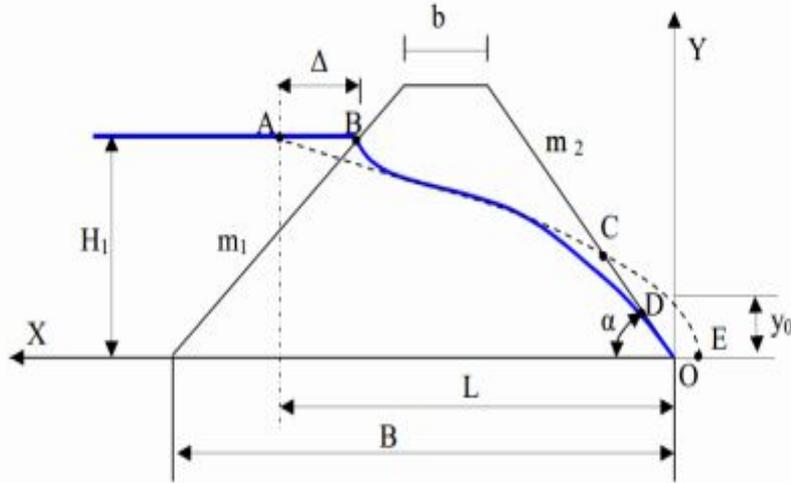


Figure 1.11: Ligne de saturation dans un barrage en terre non drainé d'après kozeny

La parabole coupe le plan d'eau amont en A située à une distance horizontale de ce parement, tel que : $BA = 0.3b$. Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de Kozeny, on raccorde celle-ci au point B du plan d'eau amont par une courbe normale au parement amont en B et tangente à la parabole.

En aval on fait aboutir la ligne de saturation en un point D sensiblement situé au point $(\frac{2}{3})$ de OC théoriquement tel que :

$$\frac{DC}{OC} = \frac{3}{8} \cos \frac{\alpha}{2}$$

8.1.2 Cas de la digue avec un noyau sur une fondation imperméable

La théorie va surtout nous permettre de connaître le point de résurgence de l'eau dans le noyau, Une fois la hauteur de résurgence connue, nous pourrons dimensionner nos filtres et nos drains pour rabaisser la ligne de saturation vers le fond de la digue.

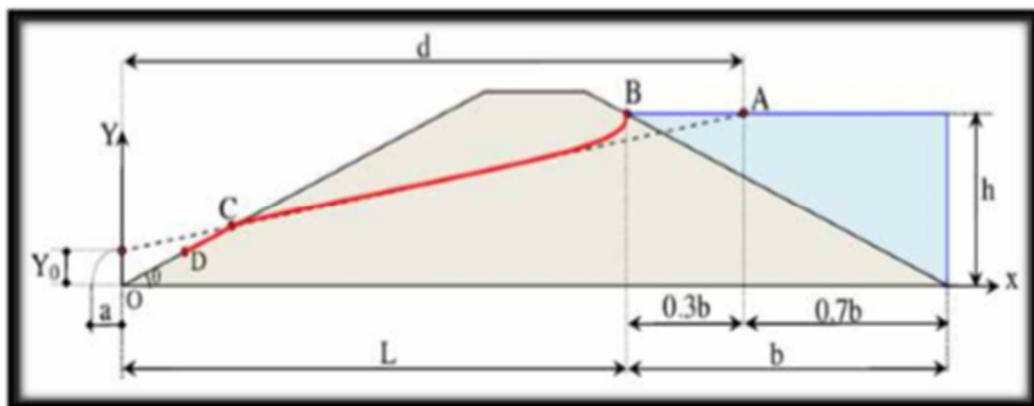


Figure 1. 12 : Données nécessaires pour trouver la parabole de Kozeny.

La méthode de Kozeny n'est pas claire pour trouver la suite de la ligne de saturation. Il semble qu'une fois sortie du noyau, l'eau ruisselle un temps sur le noyau, puis elle forme une surface à la cote $\frac{y_0}{2}$ jusqu'à la sortie du barrage (Figure 1.12).

8.2 Etude des pressions interstitielles

La pression interstitielle P représente la pression existante entre deux points de même potentiel. Sa forme générale est :

$$P = \gamma (H + Z)$$

Avec :

H : la charge hydraulique.

Z : la cote d'un point du barrage.

Cette pression doit être minimisée pour des raisons de stabilité. En effet, si cette pression est trop élevée, cela signifie qu'il y a beaucoup d'eau, il y a alors un risque de présence du phénomène de Renards, ce qui nécessite un bon drainage du corps de barrage, notamment dans la partie amont qui en générale la plus soumise à de forts gradients hydrauliques

8.3 Phénomène de Renard

Le phénomène de Renard survient quand le gradient hydraulique dépasse la valeur critique :

$$\frac{\gamma_i}{\gamma_w} = \frac{\text{poinds volumique du terrain}}{\text{poinds volumique de l'eau}}$$

Si le gradient dépasse cette valeur critique, cela signifie que ce gradient est ascendant et vertical, il s'oppose alors aux forces de pesanteurs ; la résultante de ses deux forces est dirigée vers le haut, les grains en surface sont alors entraînés. Les grains situés en dessous ne supportant plus le poids des grains supérieurs, sont entraînés à leur tour. Il se forme un petit tunnel ou la circulation des eaux est aisée.

La distance de percolation à travers le terrain diminue, le gradient hydraulique augmente ce qui va accentuer l'effet de renard qui va alors déboucher dans la retenue amont une fuite brutale et énorme va alors être déclenchée et va amener à la destruction du barrage.

Pour éviter les phénomènes de renard, on applique la règle de LANE

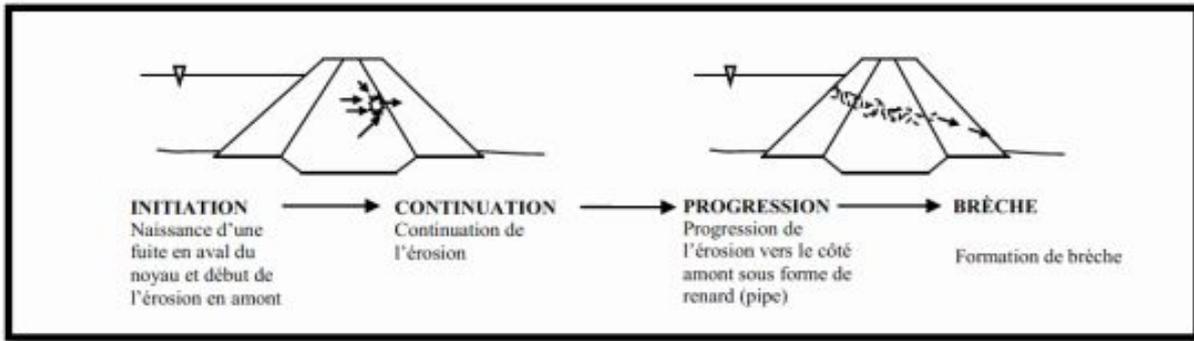
$$L_v + \frac{1}{3} L_H \geq C \cdot H$$

C = 3 : pour l'argile plastique ;

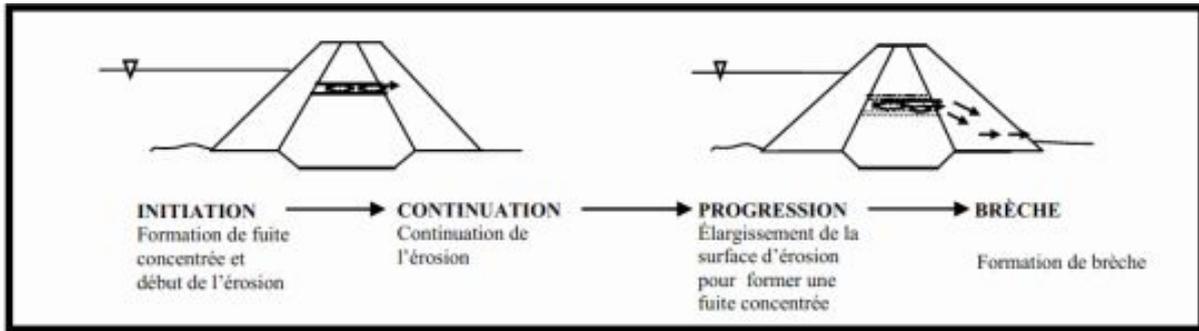
L_v : représente la longueur de cheminement vertical.

L_H : La longueur de cheminement horizontale dans le barrage.

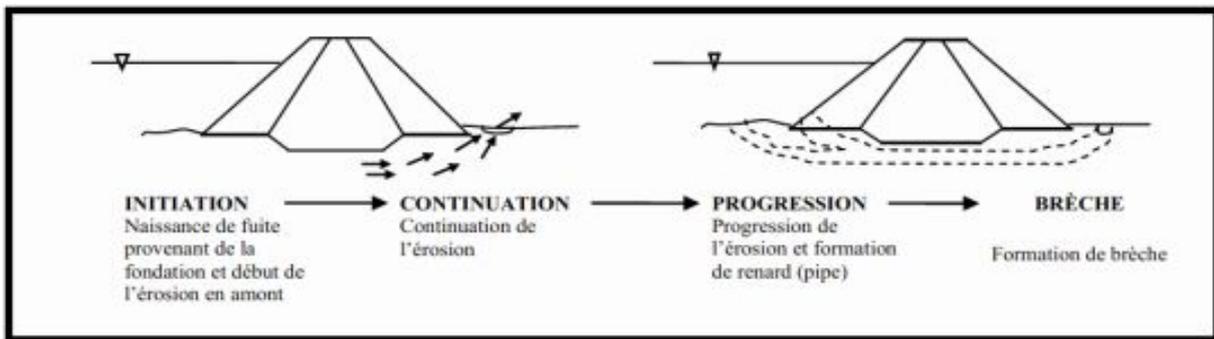
Pour éviter les phénomènes de renard, on place des filtres sur le dessus de la fondation pour éviter les accumulations d'eau et pour limiter les longueurs de cheminement. En effet, quand on augmente la perméabilité d'une zone, les lignes de courants sont comme aspirées vers cette zone, les cheminements diminuent alors.



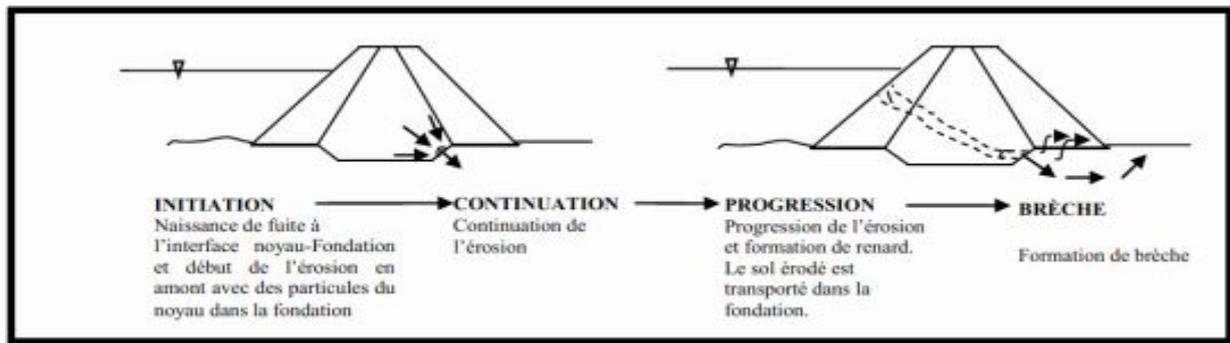
RENARD DANS LES REMBLAIS INITIE PAR UNE EROSION REGRESSIVE



RENARD DANS LES REMBLAIS AMORCE PAR UNE CONCENTRATION DE FUITE



RENARD DANS LA FONDATION AMORCE PAR UNE EROSION REGRESSIVE



RENARD DES REMBLAIS A LA FONDATION AMORCE PAR UNE EROSION REGRESSIVE

Figure 1.13 : Exemple de processus d'érosion interne dans un barrage (Foster, 1999)

9. Conclusion

Un barrage est par nature très inséré dans l'environnement naturel. Sa conception et sa réalisation font intervenir des connaissances de la quasi-totalité des domaines techniques des sciences de la nature et de la construction. Son impact sociétal par ailleurs requiert l'apport des sciences humaines. Plus que compliqué, c'est un ouvrage complexe à cause de l'incertitude qui demeure quant à la valeur des paramètres physiques à prendre en compte dans son étude, la géométrie de leur espace, ainsi qu'en ce qui concerne les lois qui régissent leur relation. C'est aussi un ouvrage exceptionnel non seulement dans ses dimensions mais peut-être surtout par sa durée.

CHAPITRE 2 :
NOTIONS SUR LES SOLS
NON SATURES-
APPLICATION DANS LES
BARRAGES

1.Introduction

De nombreux chercheurs s'intéressent à l'étude des sols non saturés et leur comportement du fait de leur abondance observée dans la plupart des problèmes rencontrés en géotechnique, Autrement dit, un sol non saturé est un milieu au moins triphasique (phases solide, liquide et gazeuse).

L'interaction gaz-eau-solide rend le comportement mécanique d'un sol non saturé beaucoup plus complexe que celui d'un sol saturé. En outre, la pression d'eau est toujours inférieure à la pression de gaz dans un sol non saturé. Cette différence de pression entre le gaz et l'eau, appelée succion, est à l'origine de certains comportements hydromécaniques particuliers du sol non saturé.

D'autre part en géotechnique on s'intéresse toujours à la stabilité des ouvrages et cela se fait par l'amélioration des caractéristiques mécaniques et hydriques qui conduisent à l'augmentation de la capacité portante du sol traité.

2.Définition des sols non saturés

Un sol saturé est un milieu bi-phasique (solide et liquide), par contre un sol non saturé est un milieu triphasique contenant le squelette solide, l'eau et l'air (figure 2.1). L'interaction gaz-eau solide rend le comportement mécanique d'un sol non saturé plus complexe que celui d'un sol saturé [Li X-L., 1999], et selon Fredlund D. G. (2005), est un sol qui contient l'eau et l'air dans les vides séparés par une peau contractile appelée ménisque, et la pression de l'eau interstitielle est inférieure à celle de l'air. Un sol non saturé se trouve dans les régions arides, semi arides et dans les sols compactés.

✓ Description des trois phases

-La phase solide : ou squelette solide est constitué par les grains minéraux de l'agrégat.

-La phase liquide : constituée par l'eau occupe les vides de l'agrégat. Si tous les vides sont remplis par l'eau, le sol est dit saturé ; sinon, il est partiellement saturé ;

-La phase gazeuse : dans un sol partiellement saturé une partie des vides de l'agrégat est remplie par du gaz, essentiellement de l'air. (Jean-pierre 1999)

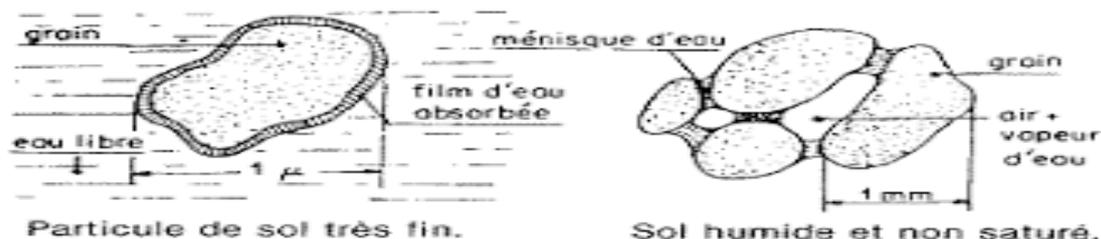


Figure 2.1 : la composition d'un sol non saturé (ENTE ,2003)

3. L'eau dans le sol

L'eau peut se trouver dans plusieurs états à l'intérieur de sol (Figure 2.2), suivant l'intensité des forces liant ses molécules au particule solide, cette liaison de l'eau dépend de la nature minéralogique des particules et leurs dimensions (Magnan, 1999). On distingue :

3.1 Eau libre : se trouve principalement dans les espaces inter agrégats et éventuellement dans l'espace interarticulaire (loin des surfaces externes des particules) de matériaux argileux. Cette eau circule librement dans le milieu sous l'effet d'un gradient de charge hydraulique.

3.2 Eau liée ou adsorbée : Il s'agit d'une couche de molécules du fluide déposée sur la surface des grains, cristallite plaquettaire ou paquet de feuillets, et qui est orientée par les forces d'attraction moléculaire et les forces électrostatiques elle a une viscosité élevée et ne transmet pas les pressions.

3.3 Eau capillaire : Dans le cas des argiles non saturées, cette eau est retenue sous forme de ménisques au voisinage des points de contact entre les grains par des forces capillaires, créant ainsi entre ces derniers des forces d'attraction. Son écoulement est produit par un gradient de succion à l'échelle du pore et traduit par une loi de Darcy généralisée.

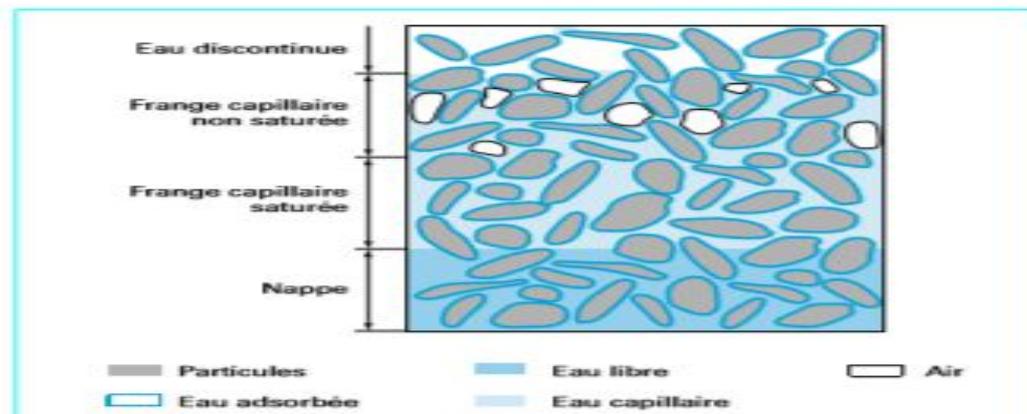


Figure 2.2 : Différents état de l'eau dans le sol

4. Le compactage dans les sols non saturés

4.1 Définition

Le compactage est une méthode simple et économique, on entend par compactage, l'ensemble des mesures prises afin d'augmenter le poids volumique sec du sol traité γ_d cela conduit à l'élimination des vides et donc une diminution de volume apparent. Les ouvrages couramment concernés par le compactage sont les remblais routiers, les barrages en terre et les aérodromes.

Le poids volumique sec γ_d peut être calculé par la formule suivante :

$$\gamma_d = \frac{\gamma_h}{1+w}$$

Après le compactage, le sol acquiert :

- Une augmentation de la résistance au cisaillement ;
- Une augmentation du potentiel de gonflement ;
- Une augmentation de la densité ;
- Une diminution du retrait ;
- Une diminution de la perméabilité ;
- Une diminution de la compressibilité ;

4.2 L'essai Proctor

Le principe de l'essai PROCTOR consiste à humidifier un matériau à plusieurs teneurs en eau et à le compacter avec une énergie définie ou plusieurs énergies, par exemple, 15, 25 et 35 coups par couche dans notre recherche. Pour chaque valeur de teneur en eau considérée, on détermine la densité sèche du matériau, et on trace la courbe de la densité sèche en fonction de la teneur en eau (courbe PROCTOR).

Sur la courbe PROCTOR, il existe une valeur de la densité sèche maximale qui est obtenue pour une valeur particulière de la teneur en eau. Ces deux valeurs s'appellent les caractéristiques optimales de compactage, la teneur en eau optimale (w_{opt}) et la densité optimale $\rho_{d_{opt}}$. (Cité par LI Zhong-Sen, 2015)

4.3 Les facteurs agissant sur le compactage

A partir de 1930, il est devenu nécessaire de mieux comprendre le phénomène de compactage et son influence sur les propriétés du sol afin de mieux contrôler le compactage et de développer les engins de compactage. C'est à l'ingénieur américain R. Proctor (1933) que l'on doit les premières études. Ainsi, plusieurs facteurs influencent sur le compactage

On a :

4.3.1 La teneur en eau

Pour que le compactage soit efficace, la teneur en eau du matériau granulaire doit se situer le plus près possible de la teneur en eau optimale déterminée par l'essai Proctor. Dans la plupart des cas, un écart de $\pm 2\%$ de la teneur en eau optimale est acceptable.

Lorsque la teneur en eau sur le chantier est plus faible que la teneur en eau optimale, il faut plus d'énergie pour atteindre la compacité recherchée. On doit alors arroser la couche de matériau granulaire avant de la compacter.

Lorsqu'au contraire la teneur en eau est trop élevée, il est presque impossible d'atteindre la compacité exigée, car l'eau contenue dans les vides du matériau granulaire absorbe une grande partie de l'énergie de compactage. Pour diminuer la teneur en eau, on doit scarifier la surface de la couche de matériau granulaire de manière à accélérer l'évaporation de l'eau (Figure 2.3). (Cité par Harrison ,2007).

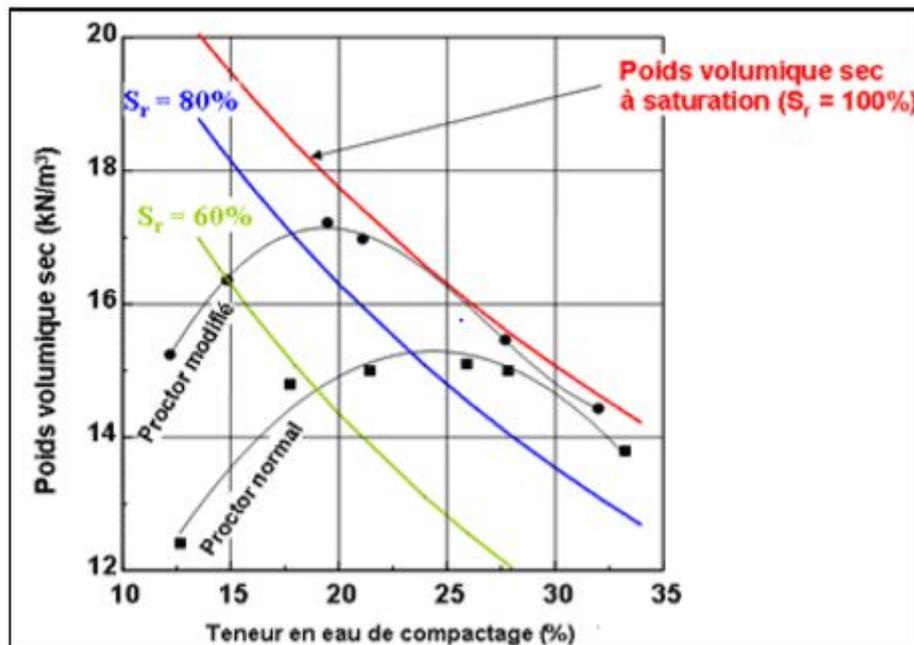


Figure 2.3 : Courbe de compactage γ_d en fonction de w les lignes d'iso-degré de saturation.

4.3.2 L'énergie de compactage

Un sol compacté est la conséquence de l'application d'une énergie de compactage sur un sol donné (Figure 2.4). Cette énergie est appliquée, au laboratoire, selon une norme bien définie impliquant un mouton cylindrique de masse et de diamètre normalisés que l'on fait chuter 25 fois d'une hauteur donnée sur le sol contenu dans un moule cylindrique. Le compactage se fait en trois couches pour l'essai Proctor normal et en cinq couches pour le Proctor modifié. L'énergie de compactage est une mesure de l'énergie mécanique appliquée à une masse de sol. Elle est exprimée par (MN/m^3) et définie comme suit :

$$E = \frac{NHmg}{V}$$

E : énergie de compactage ;

N : Nombre total de coups.

H : Hauteur de chute de la dame.

m : Masse de la dame.

g : Accélération de la pesanteur.

V : Volume du matériau compacté dans le moule.

On distingue deux types de courbes Proctor

- **Courbe Proctor Normal** : constitue la courbe de référence pour représenter le comportement au compactage des matériaux de remblai et obtenue grâce à une énergie de compactage égale à 0.6 MN/m³ selon la norme ASTM D698–91
- **Courbe Proctor modifié** : le résultat d'un compactage fourni par une énergie égale à 2.7 MN/m³ selon la norme ASTM D1557–91. Cet essai conduira, pour une même teneur en eau, à une densité plus grande que l'essai Proctor Normal. (Cité par Bendi-Ouis, 2014).

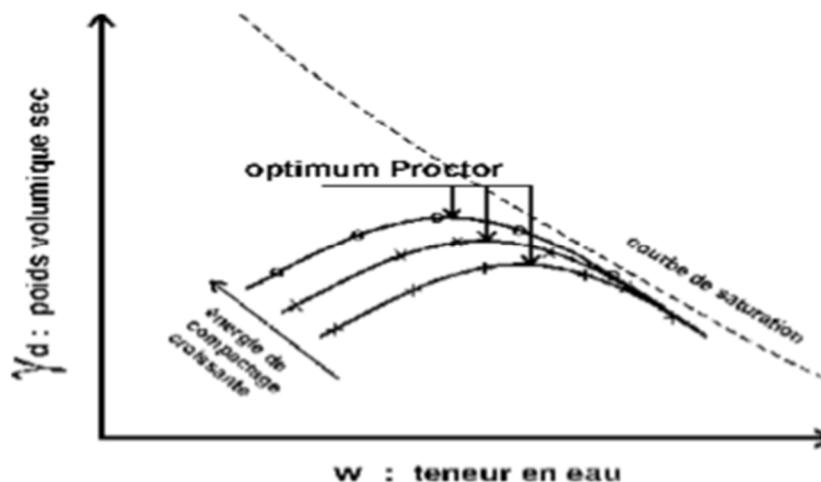


Figure 2.4 : Courbes Proctor fonction de l'énergie de compactage.

4.3.3 La nature du sol

L'allure des courbes de compactage varie avec la nature du sol. Très aplatie pour les sables, elles présentent un maximum très marqué pour une argile plastique.

Lorsque la courbe est très aplatie, le compactage est peu influencé par la teneur en eau. Les matériaux de ce genre sont les meilleurs pour les remblais. Il est observé expérimentalement que l'optimum Proctor est très net tant que la granulométrie du sol est étalée. La présence de particules de différentes tailles améliore le compactage en permettant aux particules fines de s'incruster dans les vides laissés par les plus grosses. Les sables limoneux sont ceux qui donnent, en général, les densités sèches les plus élevées (Figure 2.5). Cité par (Bekkouche et Benyelles ,2016).

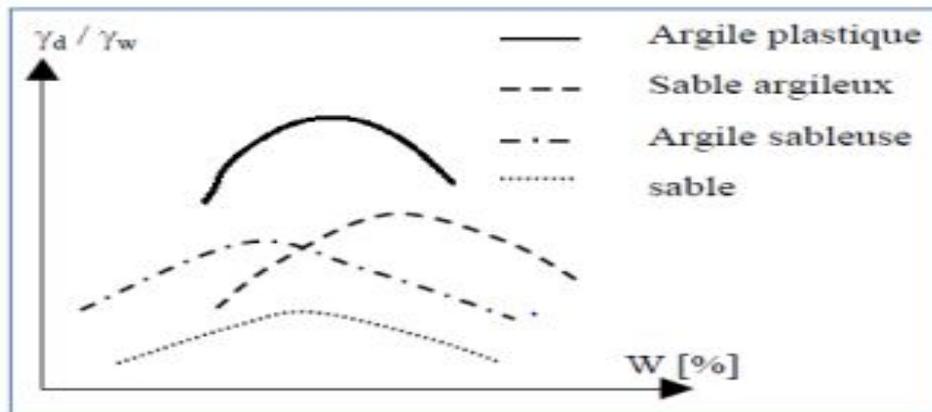


Figure 2.5 : Influence de la nature du sol

4.4 Compactage de remblais de barrage

En ce qui concerne les propriétés des matériaux utilisés, ceux-ci doivent présenter une bonne résistance au cisaillement et une faible compressibilité. Quand ils sont placés et pressés, ils ne devraient pas avoir tendance à se désintégrer. Le remblai est construit en couches horizontales de séries successives et pressées mécaniquement. Son épaisseur dépend de la nature du matériau et est déterminée en fonction des tests de pression sur site. Ces tests permettent également de déterminer le nombre de clips de la machine à pression pour obtenir la densité idéale, en tenant compte de la teneur en eau adéquate. Cependant, il convient de rappeler que l'homogénéité du point de vue de la perméabilité ne peut pas être facilement obtenue pour des barrages comprimés, car le procédé de construction offre toujours une plus grande perméabilité dans la direction des couches. Les zones de fuite dans le flux descendant sont souvent le résultat d'une telle récupération. Pour éviter la corrosion interne (effet renard) et l'instabilité, des zones de drainage sont nécessaires. (E. Emmanuel, 2002)

5. La stabilité des barrages en terre

Elle est étudiée par les méthodes généralement utilisées pour étudier les pentes en mécanique des sols. Les plus courantes sont les méthodes de Fellenius, Bishop, Spencer et Janbu, qui sont toutes des méthodes d'équilibre des pouvoirs. Les forces de stabilisation

(poids, pressions interstitielles) doivent être compensées par des forces de résistance, les marges de sécurité étant traditionnellement choisies. Un des facteurs qui affecte fortement la stabilité est la pression interstitielle qui peut être stabilisée durablement dans le remblai.

— en raison des écoulements permanents à travers le remblai ;

— en conséquence des variations de contraintes, résultant de la construction, d'une vidange rapide ;

Lorsque le remblai est construit sur une fondation meuble, celle-ci doit être incluse dans l'analyse de stabilité. Plusieurs configurations doivent être analysées :

5.1 A la fin de construction (vide)

Pas encore d'action de la retenue, mais les pressions interstitielles sont élevées car les surpressions dues à la construction ne sont pas encore dissipées ; cas souvent dimensionnant pour le talus aval.

5.2 Pendant le remplissage

Retenue pleine : le poids du remblai et la poussée de la retenue sont considérés ; le champ de pression interstitielle est calculé par un réseau d'écoulement à travers le barrage (et sa fondation) en tenant compte des diverses perméabilités.

5.3 vidange rapide

Après une baisse brusque de la retenue, les pressions interstitielles induites par la retenue ne se sont pas encore dissipées et déstabilisent le remblai vers l'amont ; ce cas est souvent dimensionnant pour le talus amont.

À titre d'exemple, les coefficients de sécurité couramment admis avec la méthode de Fellenius sont respectivement :

- 1,5 pour les conditions normales de service ;
- 1,3 pour la fin de construction et la vidange rapide ;
- 1,0 pour le séisme maximal probable ;

Les analyses les plus fiables sont effectuées en contraintes effectives, c'est-à-dire en prenant comme caractéristiques de résistance des sols les propriétés intrinsèques obtenues avec des essais drainés. Elles nécessitent des hypothèses sur les pressions interstitielles, à partir des essais de laboratoire et de l'analyse des précédents ; c'est la raison pour laquelle les remblais sont équipés de cellules piézométriques, grâce auxquelles la pression interstitielle est mesurée pendant la construction et l'exploitation du barrage.

Outre l'analyse de stabilité basée sur le bilan de puissance, l'analyse numérique en éléments finis permet de calculer les défauts des barrages sous différentes charges, en tenant compte de la biologie directe du sol, de la pression interstitielle, de la saturation partielle, consolidation après construction, etc. Plus complexes à mettre en œuvre et plus exigeants dans les essais de matériaux, ils permettent de prévoir les différences de pression interstitielle, de détecter le risque de rupture hydraulique du cœur et les risques pouvant survenir lorsque la pression des pores dépasse la contrainte totale mineure. Cité par (Alain, 1994).

6. La succion dans les sols non saturés

6.1 Définition

La notion de la succion a été initialement introduite par les agronomes. L'utilisation de la succion pour expliquer le comportement mécanique des sols non saturés a été introduite pour la première fois par le « ROAD RESEARCH LABORATORY » au Royaume Uni (Croney et Coleman, 1948) cités par Fredlund et Rahardjo (1993). La succion est une mesure de l'affinité entre le sol et l'eau. En général, plus le sol est sec plus la succion est grande. Pour des raisons pratiques, on considère deux contributions : la succion matricielle et la succion osmotique. La somme des deux est appelée la succion totale.

6.2 Les différents types de succions

On distingue trois composantes de la succion d'après la recherche de (Blatz J. A. et al. 2008)

6.2.1 Succion matricielle

La succion matricielle exprime la capacité de rétention d'eau de composants du sol, elle est dépendante des propriétés capillaires du milieu et des propriétés d'adsorption développées par les particules d'un sol. Elle est généralement considérée comme la composante dominante de la succion totale dans le cas des sols non-plastique.

➤ Succion capillaire

C'est la différence entre les pressions de l'air et de l'eau ou la pression capillaire, qui est le paramètre déterminant des mouvements de fluides dans les milieux poreux. Cette différence de pression se traduit par l'existence d'un ménisque entre l'air et l'eau. Elle est caractérisée par la loi de Jurin. Elle est notée ψ_m . Donc on a :

$$\psi_m = u_a - u_w = \frac{2Ts \cos \alpha}{r}$$

Cette définition a été généralisée à n'importe quel état de contrainte mécanique. Aujourd'hui, en Mécanique des Sols, les deux notions de pression capillaire et de succion sont équivalentes.

➤ **Succion d'adsorption**

Dans les sols fins non saturés, contrairement aux sols grenus, l'action d'attraction de l'eau par le sol n'est pas seulement due à la capillarité, mais aussi aux actions d'adsorption physico-chimique car les argiles sont des particules chargées négativement, et de ce fait, ont tendance à adsorber de l'eau à leur surface.

6.2.2 La succion osmotique

La succion osmotique " π " est identique à la pression osmotique " ψ_o ". Elle est créée par la force liée à la répulsion osmotique, lorsque des sels solubles sont présents dans l'eau. Elle dépend de leur concentration. La succion osmotique se produit en présence de matière dissoute dans l'eau qui occupe les vides de la matrice du sol. Dans les sols non saturés, les sels se concentrent par l'absence d'eau. Ce qui a pour effet d'augmenter les gradients de concentrations et de provoquer les flux de fluides par succion.

$$\pi = -\frac{\rho_w RT}{\omega_w} \ln x_w$$

R : la constante des gaz parfaits ($R = 8.31432 \text{ J}/(\text{mol K})$) ;

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

ρ_w : la masse volumique de l'eau (kg/m^3) ;

ω_w : la masse molaire de la vapeur d'eau ($18.016 \text{ kg}/\text{kmol}$) ;

x_w : la fraction molaire d'eau dans la solution ;

6.2.3 La succion totale

La succion totale du sol peut être vue comme la somme de deux composantes principales : la succion matricielle et la succion osmotique (Aitchison, 1965, cité par Mekki. L. 2009).

$$\Psi = \psi_m + \pi$$

ψ_m : la Succion matricielle

π : La succion osmotique

7. Comportement hydromécanique des sols non saturés

Le recours à l'utilisation des sols compactés est très répandu en géotechnique ainsi qu'en géotechnique de l'environnement pour l'élaboration de noyau de barrages, pour la réalisation de barrières ouvragées dans les sites de stockage de déchets. Après leur mise en place, des matériaux, initialement non saturés, risquent d'être soumis à des sollicitations hydriques et/ou mécaniques, dues aux conditions climatiques (pluie et sécheresse) et/ou aux activités humaines (constructions, terrassements), qui peuvent entraîner de fortes modifications de leurs propriétés hydromécaniques susceptibles de mettre en cause leur bon fonctionnement. La compréhension du comportement hydromécanique couplé de ces matériaux est donc un enjeu majeur compte tenu des applications sensibles auxquelles ils sont destinés. De nombreux travaux réalisés à l'œdomètre et au triaxial à succion contrôlée ont été consacrés à l'étude du comportement volumique des matériaux sous sollicitations hydriques et mécaniques.

8. Contrainte effective pour les sols non saturés

Dans le cas de sol saturé l'expression de la contrainte effective est bien connue suivant le postulat de Terzaghi :

$$\sigma' = \sigma - u_w$$

la figure 2.6 représente la représente la pression interstitielle u et la contrainte intergranulaire qui agit sur l'eau et le solide avec même intensité dans tout les direction.

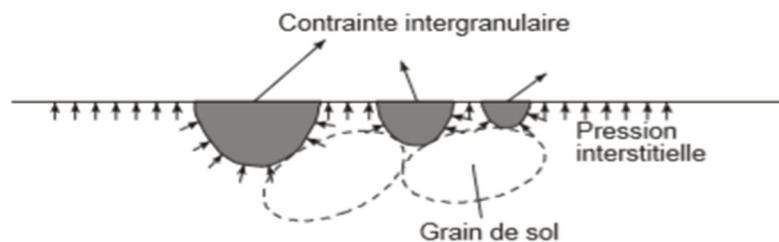


Figure 2.6 : Principe de contrainte effective en sol saturé, (Delage et al. 2001)

Le phénomène d'effondrement des sols non saturés lors d'un remouillage sous charge ne peut pas être décrit à l'aide d'une contrainte effective unique, alors que des diverses études on était faites pour décrire une contrainte effective dans les sols non saturés, la première par Bishop :

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w)$$

σ : contrainte normale ;

σ' : contrainte normale effective ;

u_w : la pression interstitielle a l'eau ;

u_a : la pression interstitielle a l'aire ;

χ : paramètre de Bishop ;

Les valeurs intermédiaires du paramètre de Bishop dépendent principalement du degré de saturation S_r . Cependant, elles peuvent être aussi influencées par des facteurs comme la structure du sol et les cycles de dessiccation ou de ré-humidification où les contraintes changent, modifiant la valeur du degré de saturation S_r . Pour déterminer ce paramètre, Bishop considère un relation entre le degré de saturation S_r et χ (figure 2.7) : $\chi = f(S_r)$

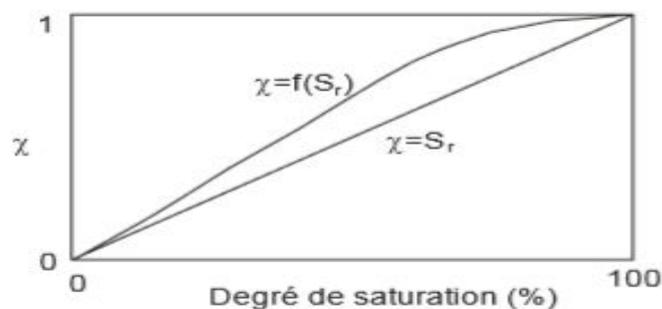


Figure 2.7 : Relation proposée entre le paramètre χ et le degré de saturation S_r

9.Conclusion

Ce chapitre nous a permis de dégager plusieurs notions importantes sur les sols non saturés. Ces caractéristiques de non saturation présentent dans les sols compactés utilisés dans la construction des barrages. Le compactage a un rôle important d'où la nécessité de bien maîtriser les différents paramètres et leurs principales conséquences sur cette opération.

La stabilité du barrage est assurée par une bonne étude de l'ouvrage à travers l'ensemble des étapes de sa construction et mise en service.

En termes de contraintes effectives pour les sols non saturés, les premières approches ont visé à atteindre l'utilisation d'une contrainte unique, fonction de la contrainte et de la succion, qui permettait l'extension de l'approche en contrainte effective aux sols non saturés.

CHAPITRE 3 :
MODELISATION DU
COMPORTEMENT DU
BARRAGE BOUGHRARA

1. Introduction

Avec le développement des outils de calcul, l'utilisation de ces derniers est devenue indispensable. La méthode des éléments finis est souvent utilisée dans le domaine de la géotechnique pour vérifier les différents comportements tels que la stabilité et l'interaction et aussi pour contrôler les déplacements admissibles afin de faire le dimensionnement et la réalisation de l'ouvrage.

L'évaluation de la déformation verticale a pour objectif de comparer le comportement de la structure à une référence de comportement standard. Des déformations excessives au-delà de ce qui est prévu au niveau du projet peuvent remettre en cause la sécurité globale de l'ouvrage.

Grace au logiciel PLAXIS l'étude des projets complexes en géotechnique est devenue plus simple et plus rapide par l'utilisation des nombreux modèles de comportements qui dépendent de la nature de sol et le type de la structure.

Pour développer des barrages, la modélisation est essentielle elle permet de faire la lumière sur tous les paramètres liés à son comportement lors de sa construction, sa première mise en eau et de son cycle de vie. La modélisation, en vue de l'estimation de ces déformations, est souvent le recours pour en juger le comportement global du barrage vis-à-vis de ce phénomène.

L'analyse paramétrée a été orientée en fonction des cas de situation ci-dessous :

- En cours de construction
- Fin de construction du barrage
- Pendant l'exploitation du barrage
- L'influence de la ligne de saturation sur le barrage

Cette analyse est basée sur l'étude des déplacements, des contraintes développées, d'évolution des pressions interstitielles ainsi que des conditions de stabilité des talus.

2. Présentation du barrage Boughrara

Le barrage de hammam Boughrara se trouve à 13 Km à l'est de la ville de Maghnia (wilaya de Tlemcen). Il est situé sur l'Oued Tafna dans la partie Ouest de l'Algérie à la frontière marocaine. L'Oued Tafna prend source sur le versant nord des monts de Tlemcen et continue vers le nord et le nord-est pour se jeter dans la méditerranée à l'ouest de la ville de Béni-Saf (ANBT.2019). Il est destiné à :

- 1- L'alimentation en eau potable de la région de Maghnia.
- 2- Le transfert vers Oran via le Djebel Zioua estimé à 23,6 Hm³/an.
- 3- L'irrigation de la plaine de Tafna estimée à 25,4Hm³/an.



Figure 3.1 : localisation de site du barrage Boughrara



Figure 3.2 : Barrage Boughrara

L'avant-projet détaillé a été élaboré en 1988 par la société Russe Selkhozpromexport. Les études d'exécution ont été confiées au bureau d'études TRACTEBEL. La surveillance des travaux a été assurée par le même bureau d'études en collaboration avec l'EDF. La réalisation du barrage a été confiée, par l'agence nationale des barrages et transferts (ANBT), à l'entreprise Italienne CONDOTTE. Les coordonnées Lambert du barrage sont X = 102.92 et Y=185.20 (Tractebel, 2000a)



Figure 3.3 : Photo par satellite du barrage Boughrara

Le site se situe dans les limites d'un massif intensément fracturé du jurassique se développant dans toute l'emprise du barrage. Le système de fissures dans ces grès a conditionné l'importance de l'écran d'étanchéité. Les marnes du miocène reposent en discordance sur les dépôts jurassiques et les couvrent d'un tapis de près de 60 m dans le versant droit et la partie supérieure du versant gauche. Elles sont argileuses, compactes, de couleur grise à verdâtre (Tractebel, 2000a).

3. Caractéristique du barrage Boughrara

Les principales caractéristiques du barrage Boughrara sont rappelées ci- dessous suivants le (ANBT.2019) :

Tableau 3.1 : Les caractéristiques du barrage Boughrara (ANBT.2019)

La capacité de la retenue au niveau normale à la cote	305 NGA est de 177 Hm ³
le volume de la tranche utile entre PHE et NRN	93,7Hm ³
la cote des plus hautes eaux (P.H.E)	309, 30 NGA
la cote minimum d'exploitation de la retenue	275,75NGA
Type	remblai en alluvions compactées avec noyau en argile
Niveau de la crête	311.5 NGA
Hauteur au-dessus du fond de vallée	60,5m
Longueur en crête	1100m
Largeur en crête	10m
Pente entre risberme du talus amont	1V/2,5H
Pente entre risberme du talus aval	1V/2,5H
Pente de remblai du batardeau amont et aval	1V/1,3H
Pente pour la recharge de protection au pied aval.	1V/2H
Fondations	grés/marne
Risberme amont	280 NGA
Risberme aval	268 NGA
La hauteur de la digue au-dessus des fondations du noyau	74m
la largeur de la digue à la base	320m
Construction	1994 – 1998
Mise en eau	11 novembre1998

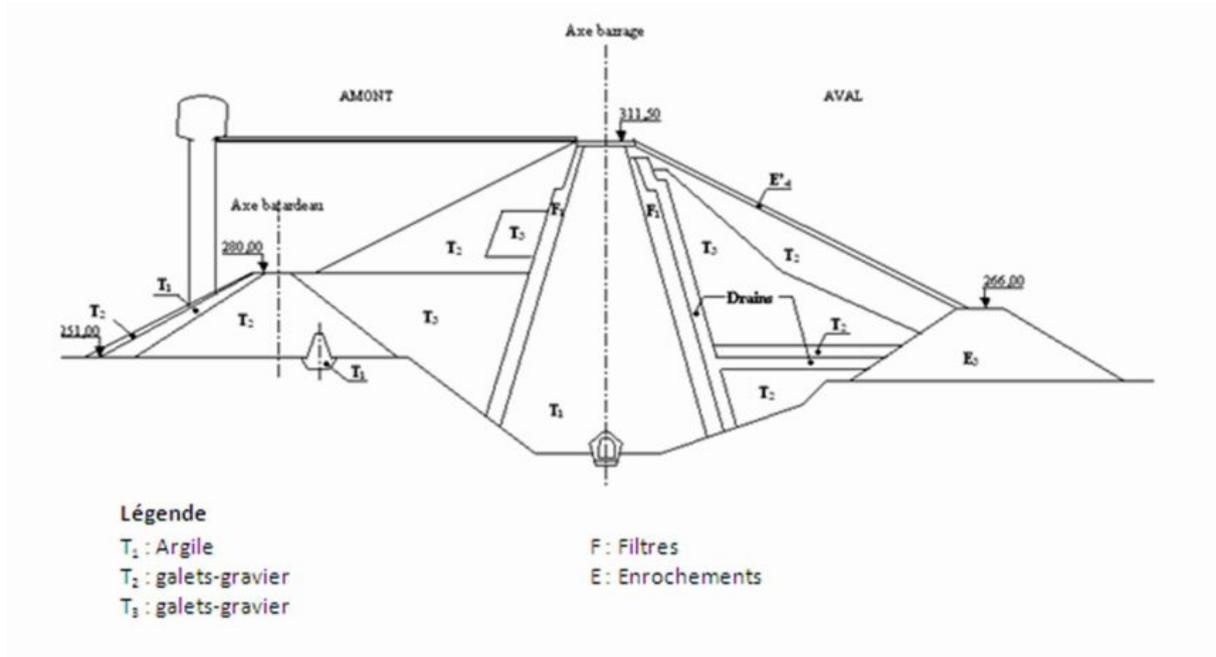


Figure 3.4 : Profil en travers type du barrage (Tractebel, 2000b)

4. Logiciel PLAXIS 2D v 8.2

4.1 Présentation du logiciel

- " PLAXIS v8.2" est un progiciel basé sur la méthode des éléments finis pour analyser la stabilité et les déformations des structures géotechniques bidimensionnelles. Ce programme répond au besoin de codes de comportement géotechnique avancés pour simuler le comportement des roches et des sols, qui n'est pas linéaire et anisotropique et dépendent du temps. Pour l'analyse de plusieurs phases, le programme prend en compte la pression interstitielle au moyen de procédures spéciales. PLAXIS présente d'excellentes caractéristiques pour analyser tous les aspects de modèles géotechniques extrêmement complexes. (Waterman .2006)

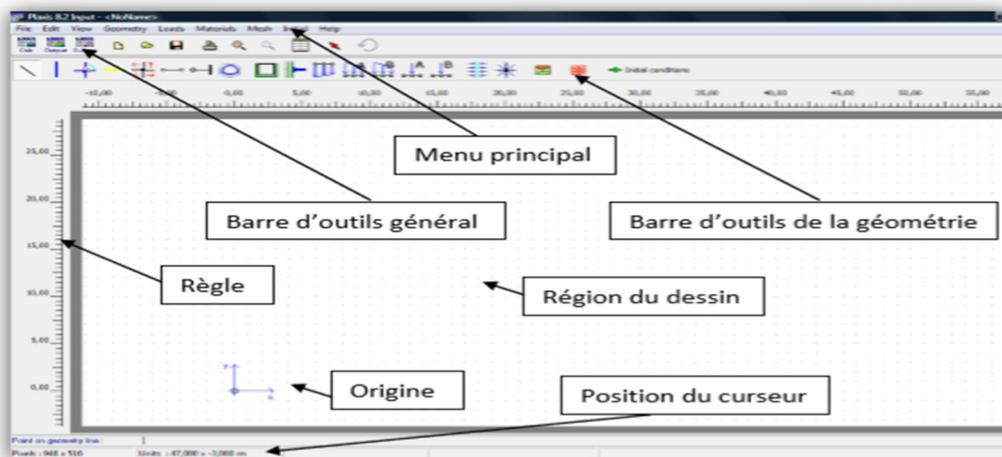


Figure 3.5 : Interface du " PLAXIS v 8.2 (cité par chabbi,2010)

4.2 Les modèles de comportement utilisés dans PLAXIS

L'utilisation de lois de comportement complexes dans des modèles éléments finis pour l'ingénierie est délicate. Différents modèles de comportement, plus ou moins sophistiqués, ont été implémentés dans PLAXIS: élastique linéaire, Mohr-Coulomb, etc....

-Modèle linéaire élastique : Il représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope. Le modèle contient deux paramètres rigidité élastique, Young, E et Poisson. Le modèle linéaire flexible est très limité pour simuler le comportement du sol. Ils sont principalement utilisés pour les structures rigides massives. Placées sur le sol.

-Modèle de Mohr-Coulomb : Il requiert cinq critères. Les deux premiers sont E et ν (paramètres élastiques) et les deux autres sont : la cohésion c et l'angle de frottement ϕ , ainsi l'angle de dilatance ψ . Ce sont les paramètres classiques de la géotechnique, souvent présentés par des tests de laboratoire, nécessaires pour effectuer des calculs de déformation ou de stabilité. (Plaisant ,2013).

Figure 3.6 : Paramètres de Mohr-Coulomb

4.3 Les Fonctions de calcul de PLAXIS

- Incrémentation automatique du pas de changement ;
- Contrôle de la longueur des arcs ;
- Construction par étapes ;
- Consolidation ;

-Analyse en variables de Lagrange actualisées ;

-Coefficients de sécurité ;

(Waterman .2006)

4.4 Les principales étapes pour les calculs dans PLAXIS

➤ La saisie des données

-Définition graphique et introduction de la géométrie du modèle (a) ;

-Imposer les conditions aux limites (b) ;

-Création et affectation des matériaux (c) ;

-Génération automatique du maillage (d) ;

➤ Les conditions initiales

-Création de la nappe nappétique (e) ;

-Génération des pressions interstitielles (f) ;

-Génération des contraintes initiales (g) ;

➤ **Calcul du facteur de sécurité** : se fait par l'utilisation de l'option phi-c réduction (h) ;

➤ **Résultats (Output)** : pour visualiser les résultats (i) ;

(Cité par Chabbi 2010)

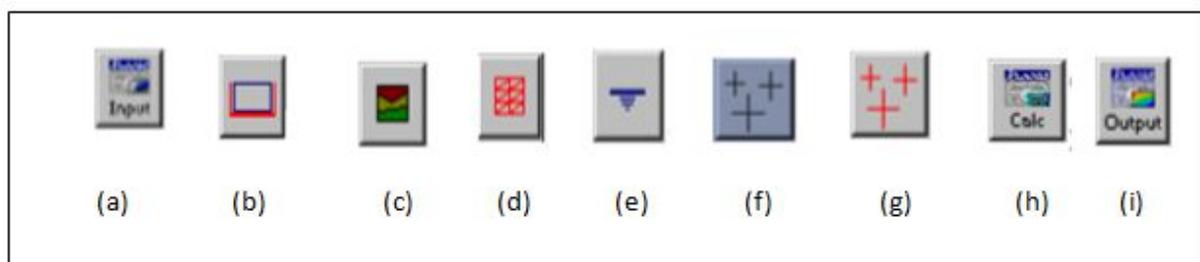


Figure 3.7 : Les principales options utilisées dans les calculs PLAXIS

5. Caractéristiques des matériaux du barrage de Boughrara

Les caractéristiques mécaniques et hydrauliques des différents matériaux constituant le corps du barrage et ses fondations [Tractebel, 2000a], (cité par Rouissat, 2014), sont récapitulées dans le tableau 3.2

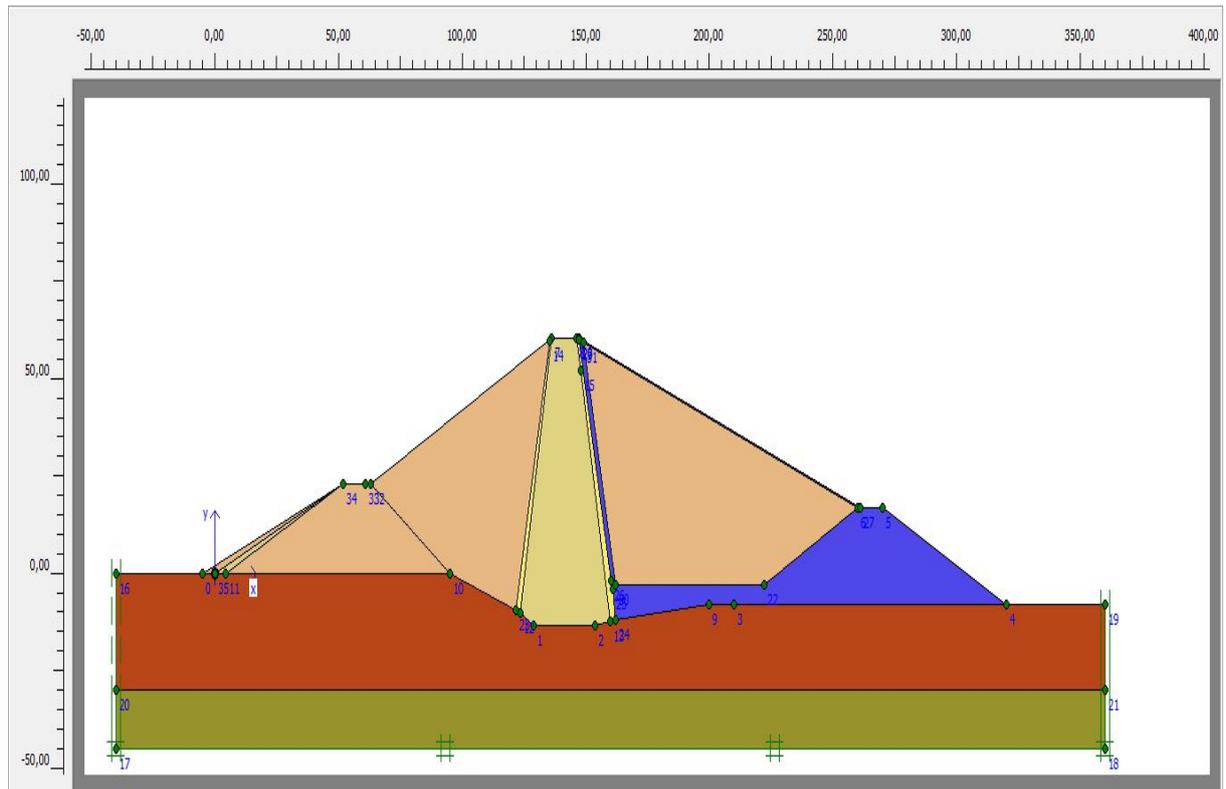


Figure 3.8 : Modèle géométrique du barrage

Tableau 3.2 : Paramètres mécaniques et hydrauliques du barrage Boughrara. (Tractebel, 2000a, cité par Rouissat, 2014)

Matériaux	γ_{unsat} [KN/m ³]	γ_{sat} [KN/m ³]	E [KN/m ²]	C' [KN/m ²]	Φ [°]	k_h [m/s]
Corps du barrage						
Noyau argile 	19,70	20	$2,8 \cdot 10^4$	2,1	19,5	10^{-8}
Filtre sable 	20,10	21,60	$5 \cdot 10^4$	0	33	10^{-6}
Drain 	20,60	22,10	$6 \cdot 10^4$	0	38	10^{-3}
Galet/graviers 	21	22	$9,45 \cdot 10^4$	0	30	10^{-5}
Fondation						
Marne 	22	22,50	$12,1 \cdot 10^4$	1,2	34	10^{-7}
Grés 	22,80	22,90	$10 \cdot 10^4$	0	39	10^{-6}

6. Comportement mécanique

Concernant le comportement mécanique, la modélisation a été axée vers l'analyse des tassements en mode barrage vide (fin de construction) et construction par couche.

Pour le comportement mécanique, au niveau de la base les déplacements sont nuls dans toutes les directions. Le poids propre du barrage est pris en considération.

Le choix de modélisation est fait en se basant sur la disponibilité des mesures d'auscultations c'est-à-dire la comparaison entre les résultats de modélisation et les mesures d'auscultation (Rouissat, 2014).

6.1 Construction du barrage (barrage vide)

La réalisation du barrage est faite par des couches de remblais qui sont posées, compactées et contrôlées selon les caractéristiques Proctor. Les calculs numériques par PLAXIS dans cette phase se sont les pressions interstitielles, les contraintes, les différents déplacements et le coefficient de sécurité qui indique à la stabilité du barrage.

6.1.1 En cours de construction

Dans cette partie de calcul, on a étudié quatre niveaux du barrage qui sont classés comme suit :

➤ Niveau 288 NGA

Les figures 3.09 et 3.10 donnent respectivement la géométrie et le déplacement vertical du barrage au niveau des remblais 288 NGA.

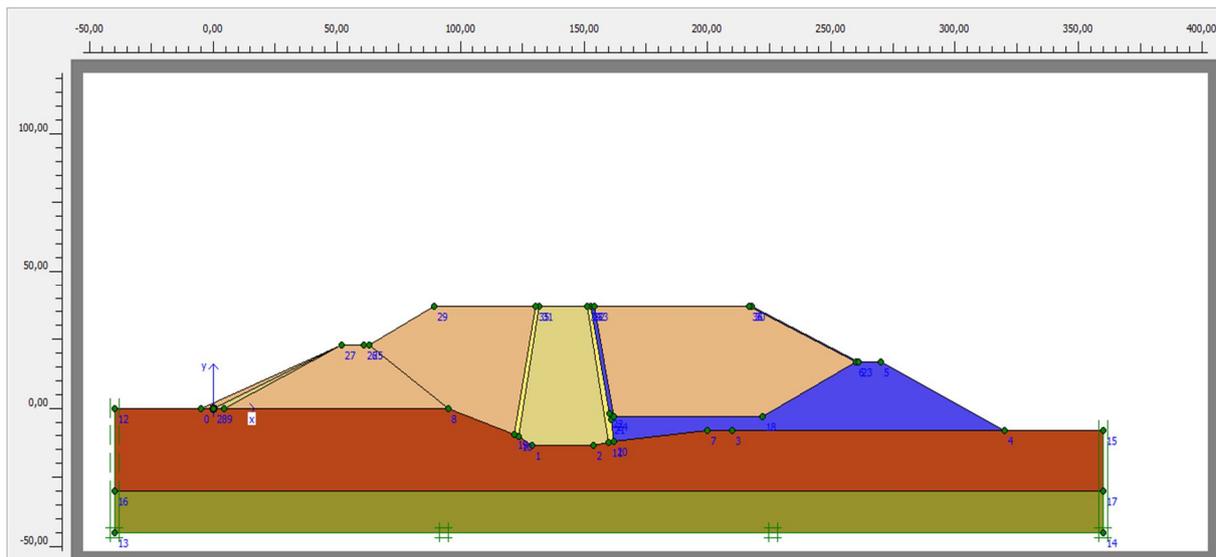


Figure 3.9 : Modèle géométrique du barrage, niveau 288 NGA

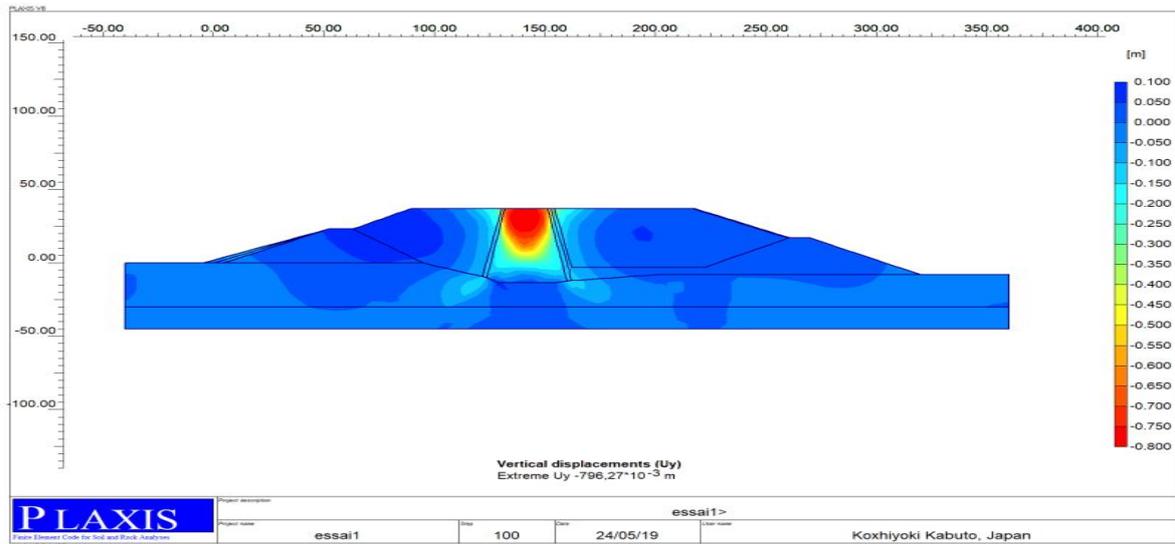


Figure 3.10 : Déplacement vertical, niveau 288 NGA

La comparaison des résultats de modélisation avec l’auscultation sont indiqués dans le tableau 3.3.

Tableau 3.3 : Comparaison des résultats du déplacement (modélisation – auscultation), niveau 288 NGA

<i>Niveau 288 NGA</i>	<i>Repère crête (Noyau) (m)</i>
Modélisation	0,796
Auscultation	0,75

➤ Niveau 295 NGA

:Les figures 3.11 et 3.12 indiquent successivement la géométrie et le déplacement vertical du barrage au niveau des remblais 295 NGA.

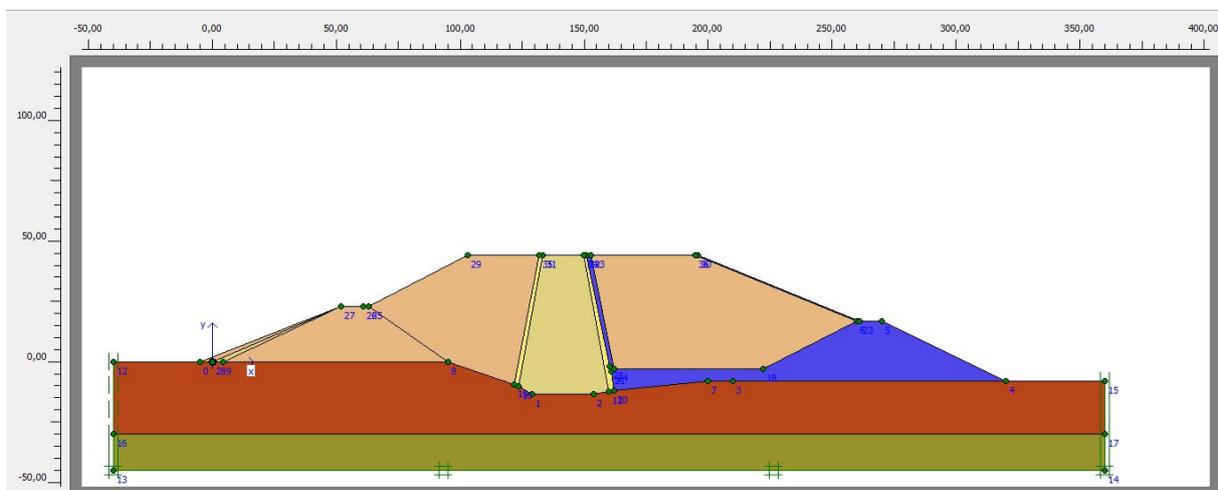


Figure 3.11 : Modèle géométrique du barrage, niveau 295 NGA

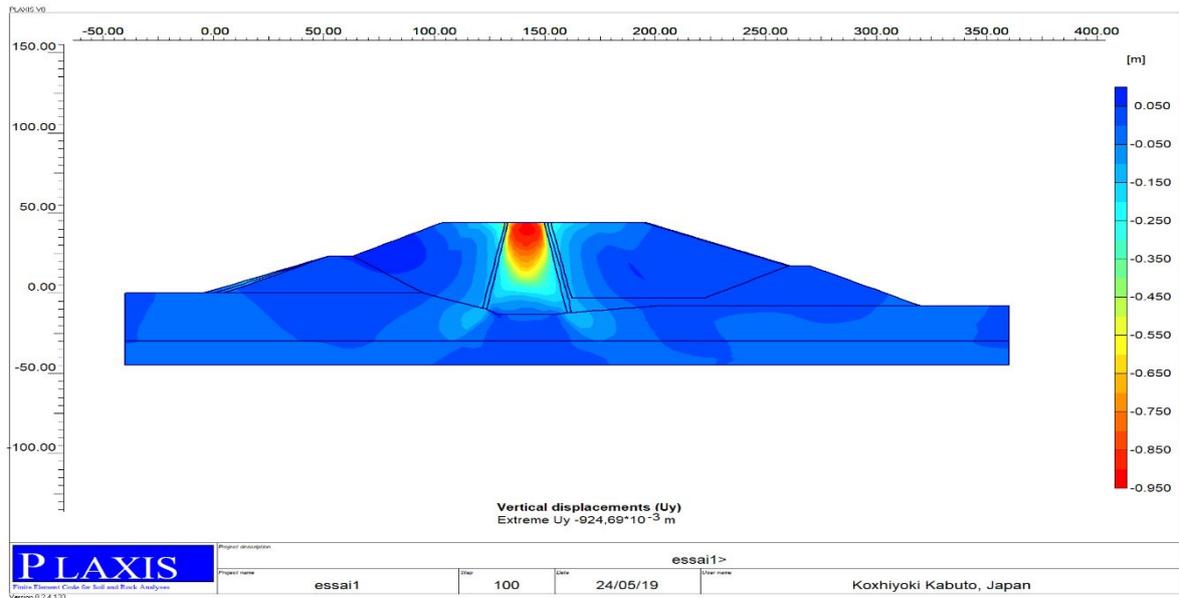


Figure 3.12 : Déplacement vertical, niveau 295 NGA

Le tableau 3.4 montre la comparaison des résultats de modélisation avec l’auscultation

Tableau 3.4 : Comparaison des résultats du déplacement (modélisation – auscultation), niveau 295 NGA

Niveau 295 NGA	Repère crête (Noyau) (m)
Modélisation	0,924
Auscultation	0,885

➤ Niveau 301 NGA

Les figures 3.13 et 3.14 représentent respectivement la géométrie et le déplacement vertical du barrage au niveau des remblais 301 NGA.

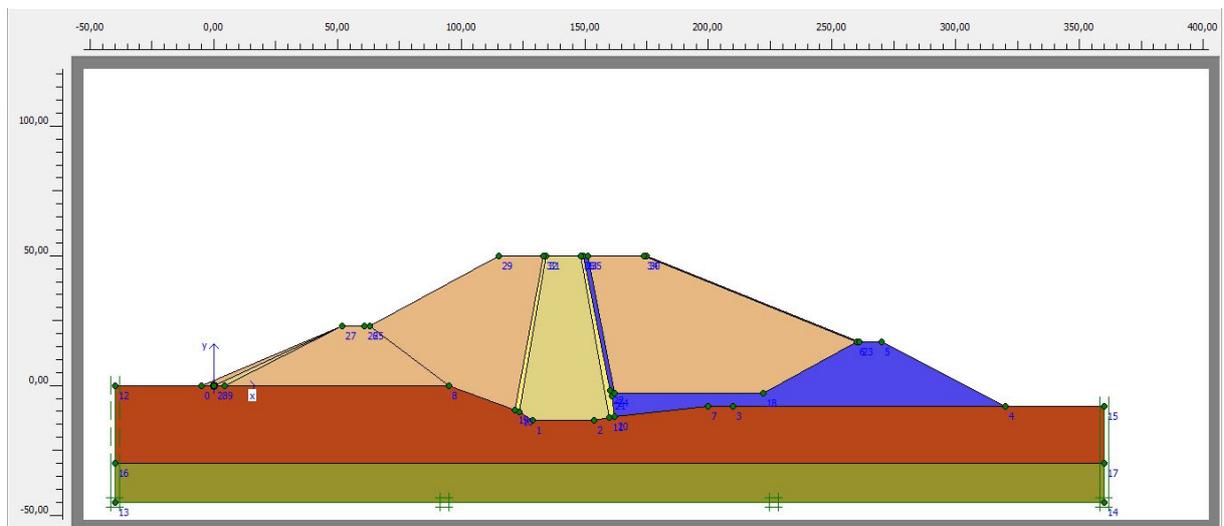


Figure 3.13 : Modèle géométrique du barrage, niveau 301 NGA

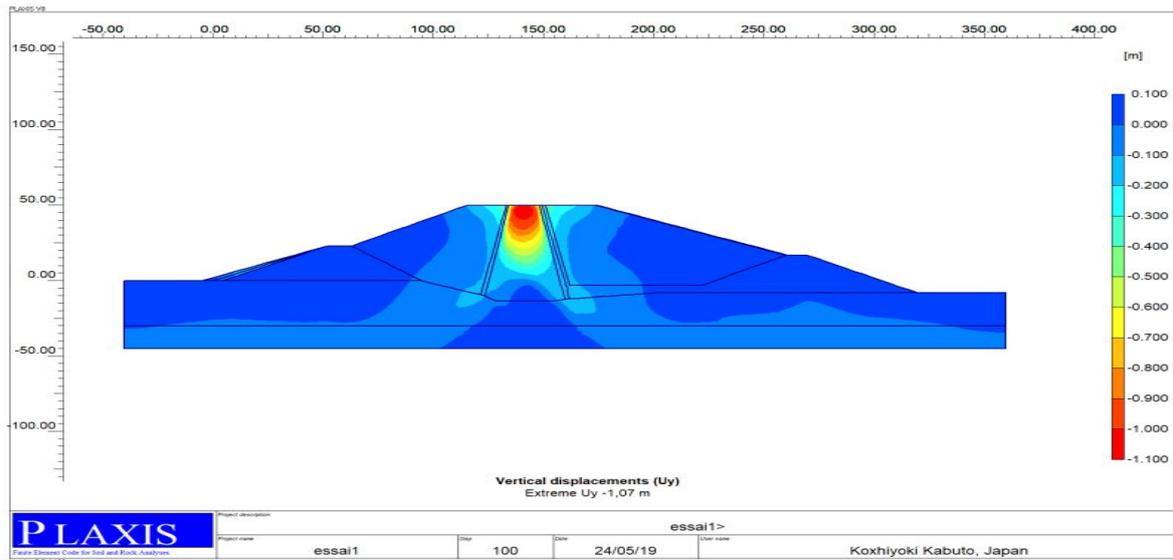


Figure 3.14 : Déplacement vertical, niveau 301 NGA

Le tableau 3.5 montre la comparaison des résultats de modélisation avec l’auscultation.

Tableau 3.5 : Comparaison des résultats de modélisation avec l’auscultation, niveau 301 NGA

<i>Niveau 301 NGA</i>	<i>Repère crête (Noyau) (m)</i>
Modélisation	1,07
Auscultation	1,03

➤ Niveau 305 NGA

Dans ce niveau, la représentation du modèle géométrique et le déplacement vertical du barrage au niveau des remblais 305 NGA sont montrés sur les figures 3.16 et 3.17.

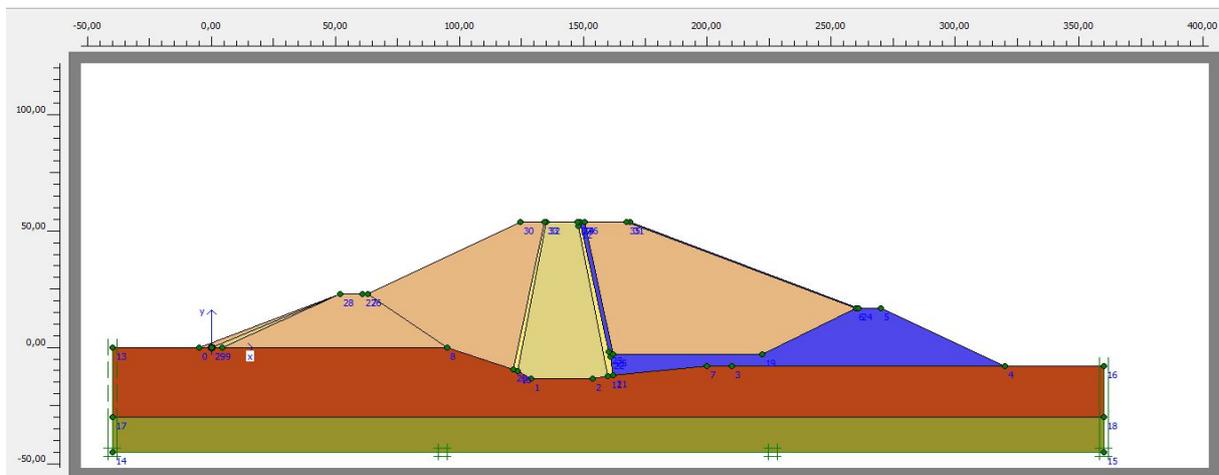


Figure 3.15 : Modèle géométrique du barrage, niveau 305 NGA

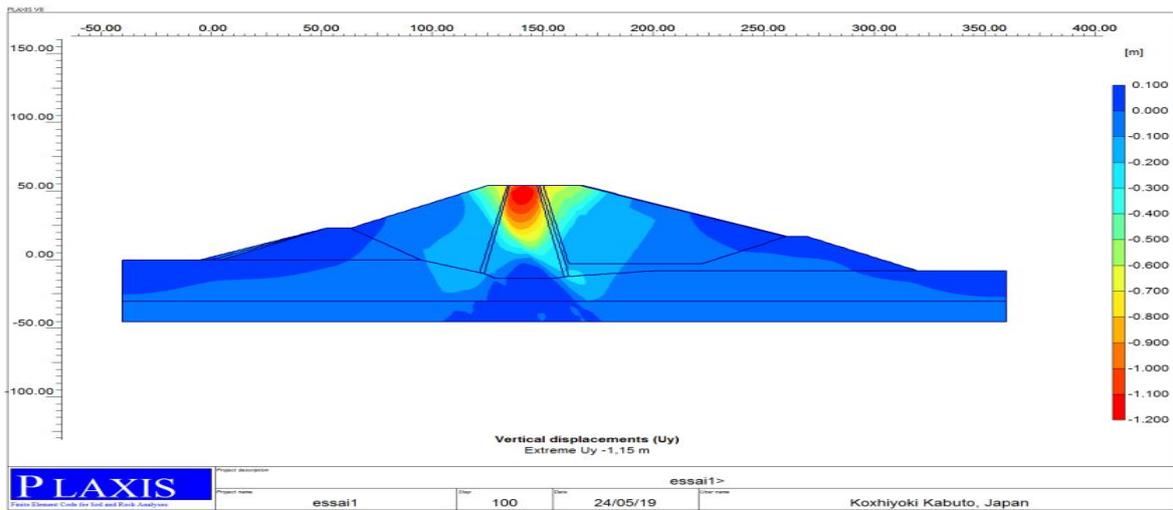


Figure 3.16 : Déplacement vertical, niveau 305 NGA

La comparaison des résultats de modélisation avec l’auscultation sont regroupés dans le tableau 3.6.

Tableau 3.6 : Comparaison des résultats du déplacement (modélisation – auscultation), niveau 305 NGA

Niveau 305 NGA	Repère crête (Noyau) (m)
Modélisation	1,15
Auscultation	1,114

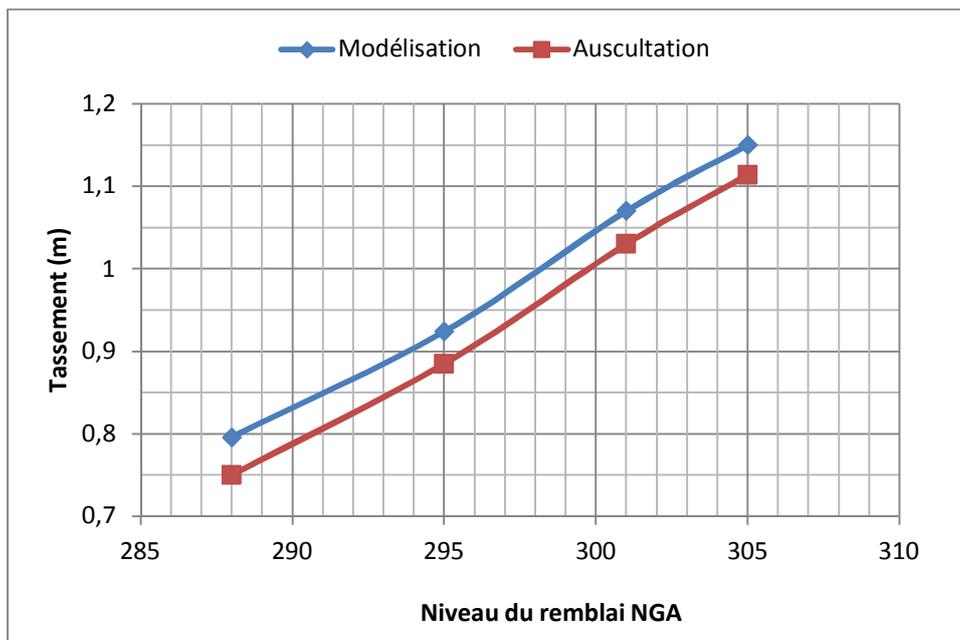


Figure 3.17 : Courbe de comparaison entre les résultats de modélisation et l’auscultation pendant la construction

D'après les résultats obtenus on distingue que :

- Le déplacement vertical augmente avec l'augmentation de la hauteur des remblais, d'autre part les mesures de la modélisation sont comparables avec les mesures d'auscultation.

6.1.2 Fin de construction du barrage

A ce stade, on vise l'analyse de modélisation du barrage en fin de construction pour voir les contraintes, les déplacements résultants ainsi le coefficient de stabilité.

Les figures 3.18 et 3.19 représentent le modèle éléments finis du barrage ainsi que les conditions initiales utilisées.

Les conditions aux limites sont cités comme suit :

- Blocage horizontale sur les bords de la fondation.
- Blocage totale sur la base de fondation.

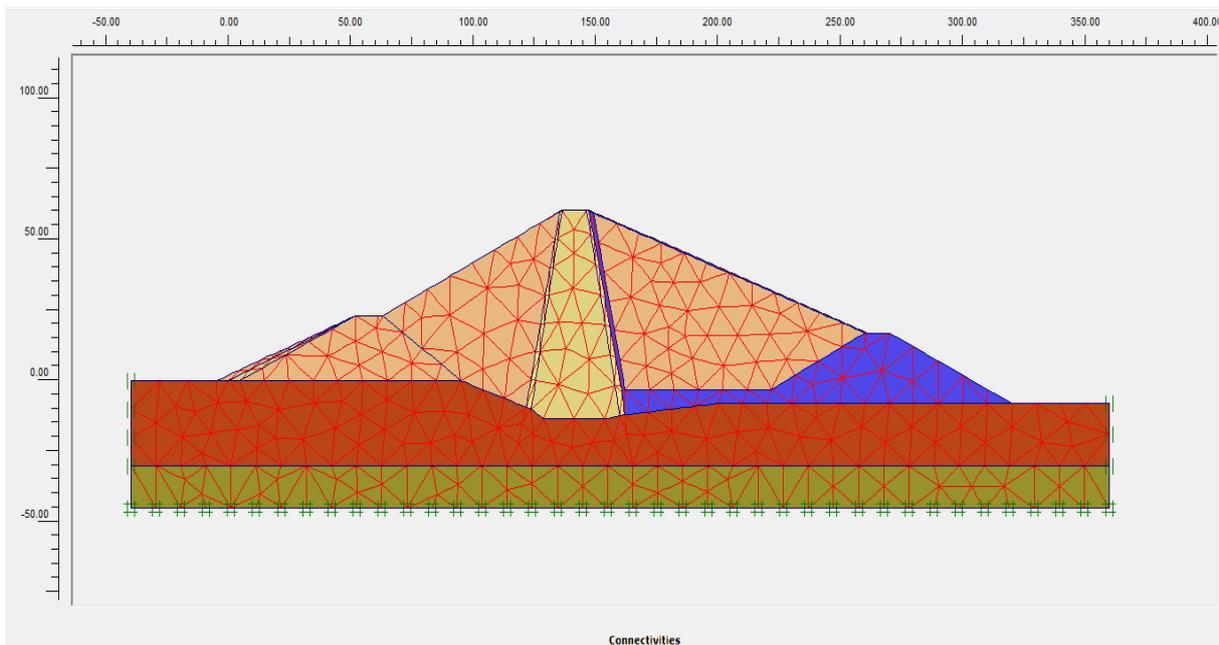


Figure 3.18 : Modèle éléments finis du barrage (maillage)

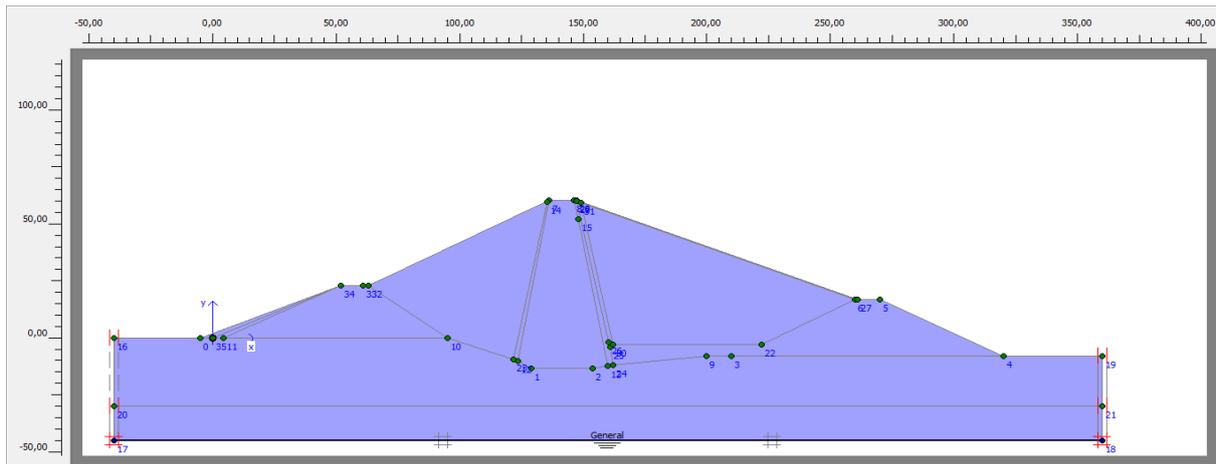


Figure 3.19 : Profil du barrage vide avec les conditions initiales, barrage vide

Les figures 3.20 à 3.23 représentent les résultats de l'analyse effectuée. Ces figures montrent que les contraintes sont fortement condensées à la base du barrage, quel que soit les contraintes (effectives ou totales). En revanche, les déplacements sont maximums au niveau de la crête du barrage.

La figure 3.24 représente le coefficient de sécurité F_s qui montre que le barrage est stable.

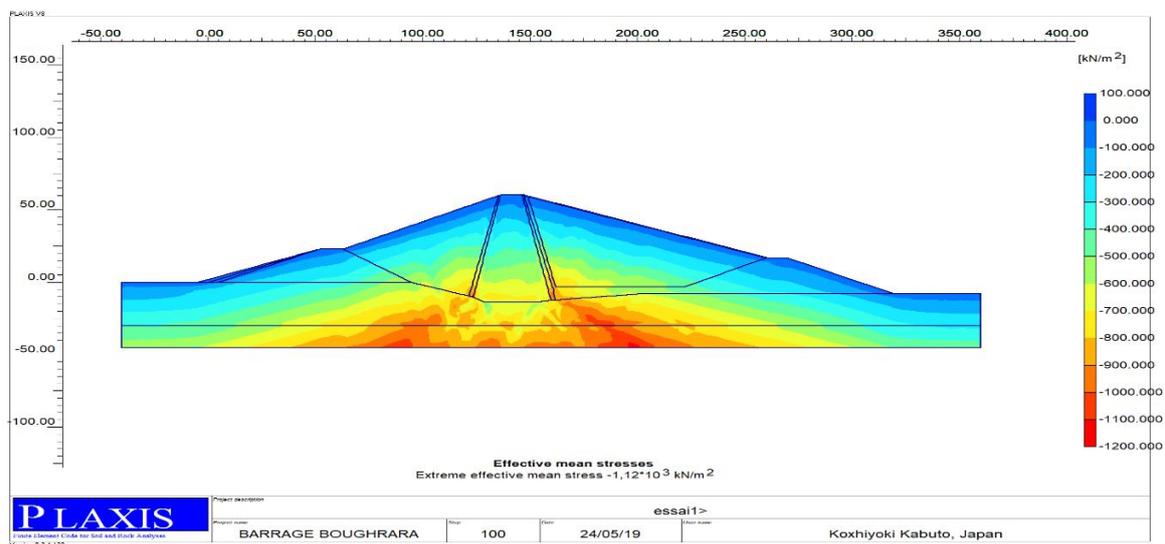


Figure 3.20 : Contraintes effectives maximales du barrage vide

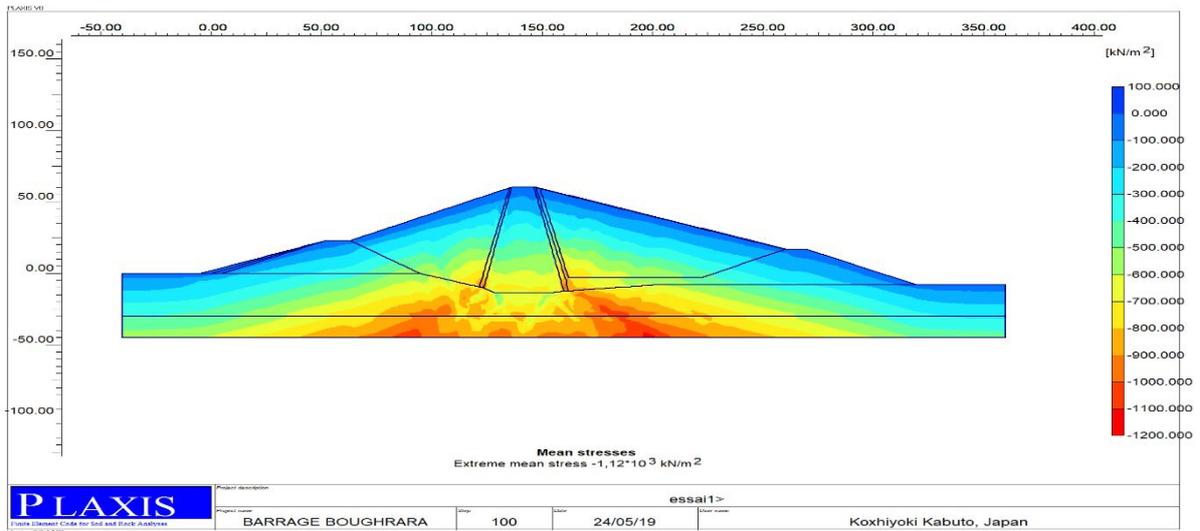


Figure 3.21 : Contraintes totales du barrage vide

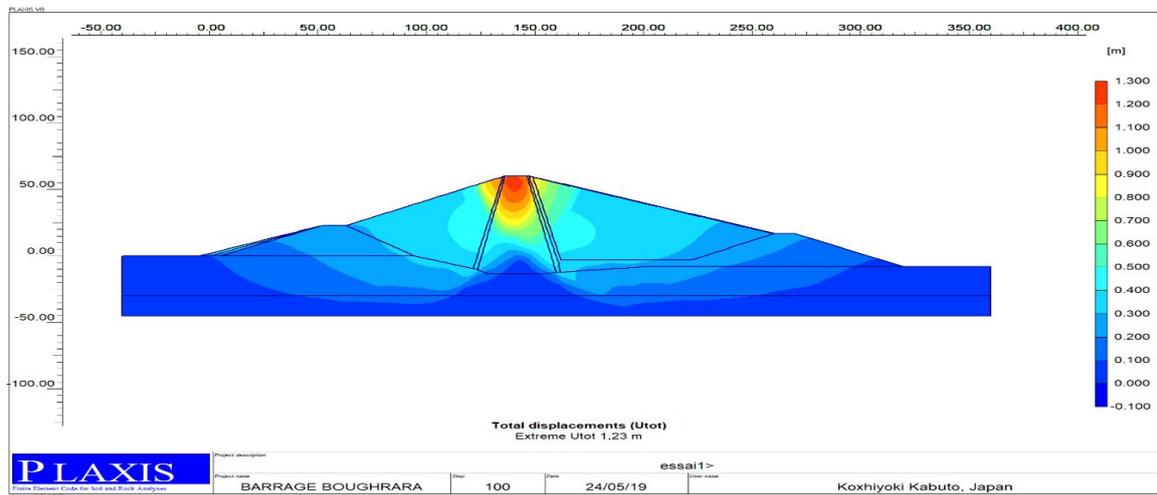


Figure 3.22 : Déplacement total du barrage vide

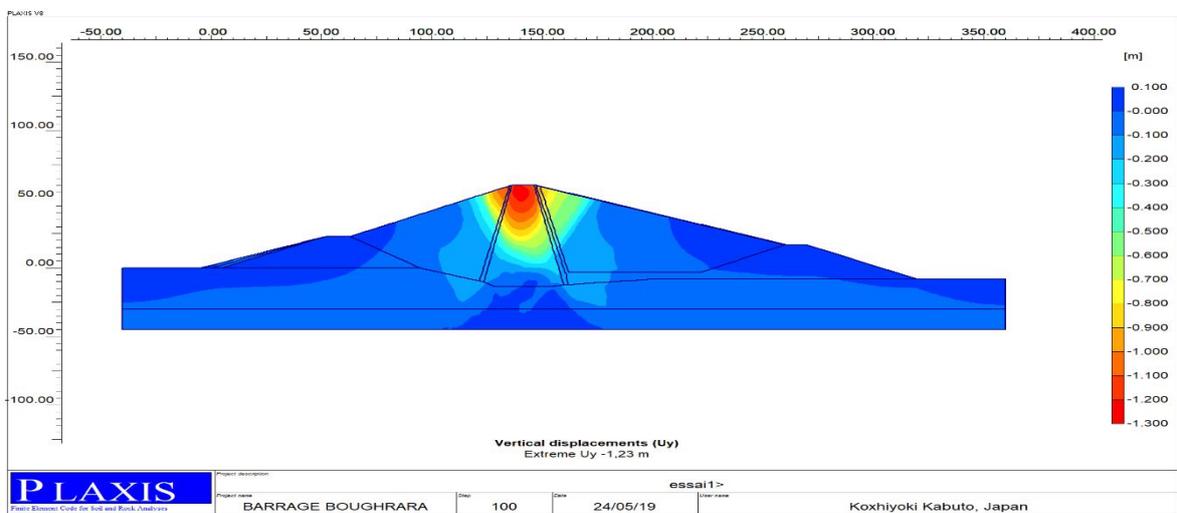


Figure 3.23 : Déplacement vertical du barrage vide

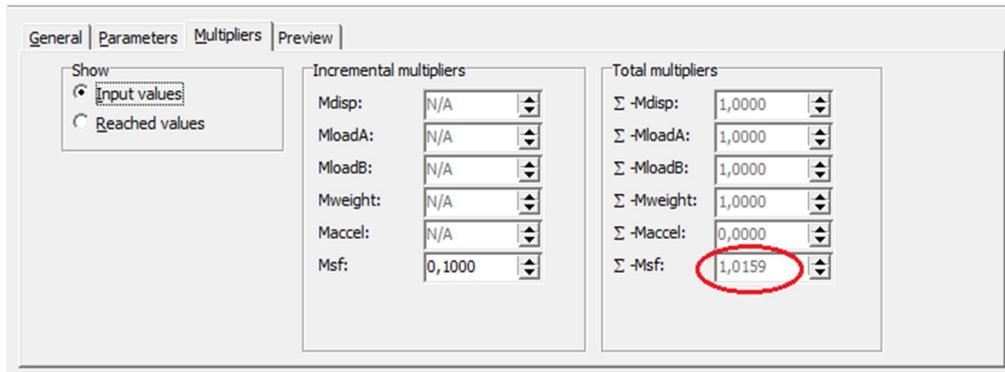


Figure 3.24 : Coefficient de sécurité Fs en fin de construction du barrage

Les tableaux 3.7 et 3.8 montrent successivement les résultats trouvés numériquement et la comparaison avec l’auscultation.

Tableau 3.7 : Résultats numériques

Déplacement total (m)	Déplacement vertical (m)	Déplacement horizontal (m)	Contrainte totale-effective (KN/m ²)	Le coefficient de sécurité Fs
1,23	1,23	0,458	-1,12.10 ³	1,0159

Tableau 3.8 : Comparaison des résultats du déplacement (modélisation – auscultation), barrage vide

Barrage vide	Repère crête (Noyau) (m)
Modélisation	1,23
Auscultation	1,225

Pour étudier le développement de déplacement vertical au niveau de noyau du barrage nous avons considéré six points de mesure avec différentes hauteurs, qui sont représenté sur la figure 3.25

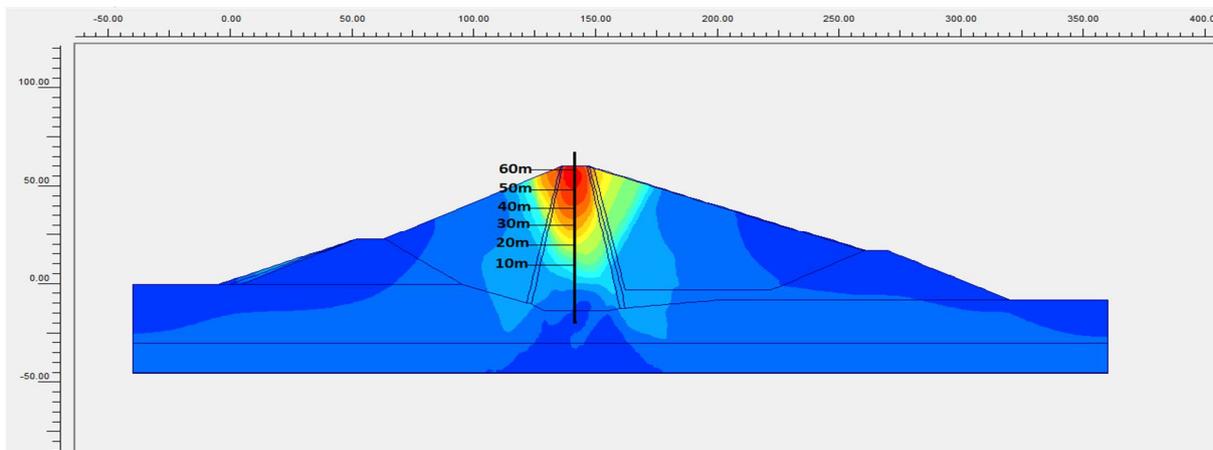


Figure 3.25 : les points de mesure sur l’axe vertical du noyau, barrage vide

Le tableau 3.9 regroupe l'ensemble des résultats trouvés.

Tableau 3.9 : déplacement vertical pour chaque hauteur

<i>Hauteurs (m)</i>	<i>Déplacement vertical (m)</i>
60	1,23
50	1,21
40	1,10
30	0,936
20	0,686
10	0,504

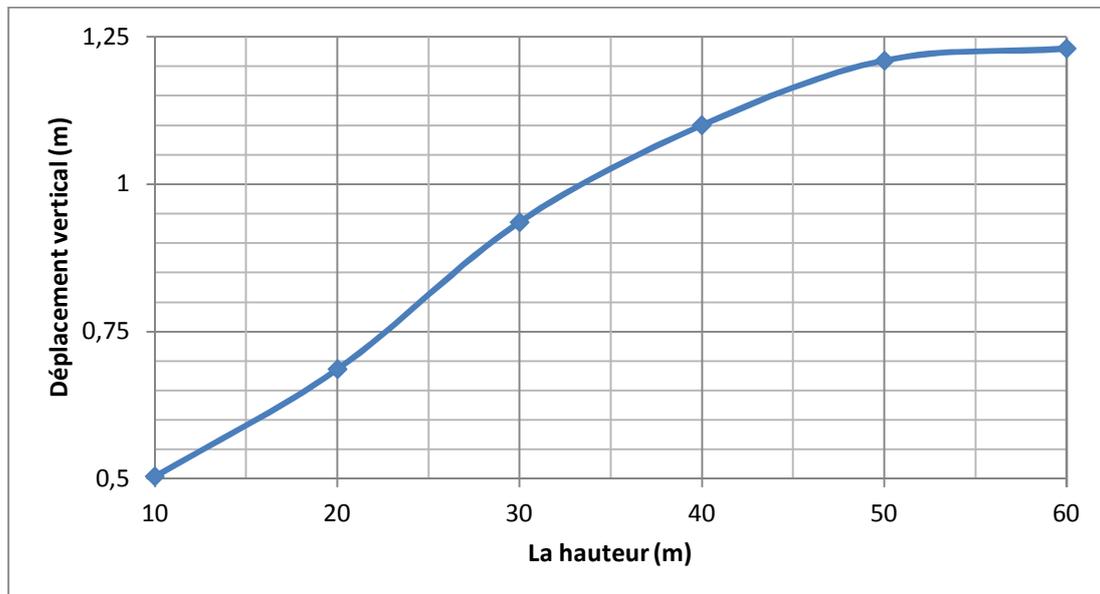


Figure 3.26 : Courbe de déplacement vertical

A travers cette analyse on remarque que :

- Les résultats du calcul numérique sont presque les mêmes que l'auscultation.
- Les résultats regroupés dans le tableau 3.9 nous ont montrés que le tassement le plus important se trouve au niveau de la crête du noyau.
- Pour cette partie la pression interstitielle est nulle donc la contrainte totale est égale à la contrainte effective.

7. Comportement hydromécanique

Dans cette section, nous allons étudier le comportement du barrage plein. Nous allons analyser les déplacements, les pressions interstitielles, les contraintes et les conditions de stabilité. Aussi, l'influence de la ligne de saturation sur le comportement du barrage sera considérée.

7.1 Pendant l'exploitation (barrage plein NNR)

Lors de la mise en eau du barrage et pendant l'exploitation l'influence du remplissage du réservoir vise les déplacements, les pressions interstitielles, les contraintes verticales, et les conditions de stabilités quand le barrage est plein. Dans cette étape les déplacements globaux du barrage valent 1,63m.

La figure 3.27 représente Les conditions initiales et les conditions aux limites mécaniques dans cette phase et qui sont citées comme suit :

Les conditions initiales :

- Création de la nappe phréatique.
- Génération des pressions interstitielles.
- Génération des contraintes initiales.

Les conditions aux limites

- Blocage horizontale sur les bords de la fondation.
- Blocage totale sur la base de fondation.

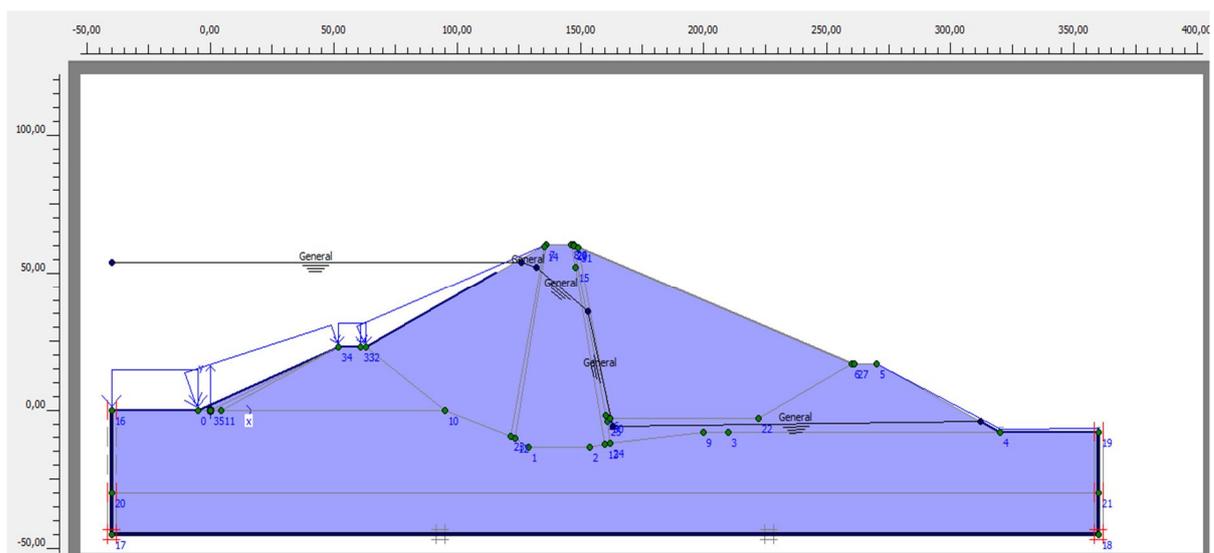


Figure 3.27 : Profil du barrage plein avec les conditions aux limites et les conditions initiales, barrage plein

Les figures 3.28 à 3.32 représentent les résultats de l'analyse effectuée. Ces figures montrent que les pressions interstitielles et les contraintes (effectives ou totales) sont fortement condensées à la base du barrage, En revanche, les déplacements sont maximums au niveau de la crête du barrage.

La figure 3.33 représente le coefficient de sécurité F_s qui indique que le barrage est stable.

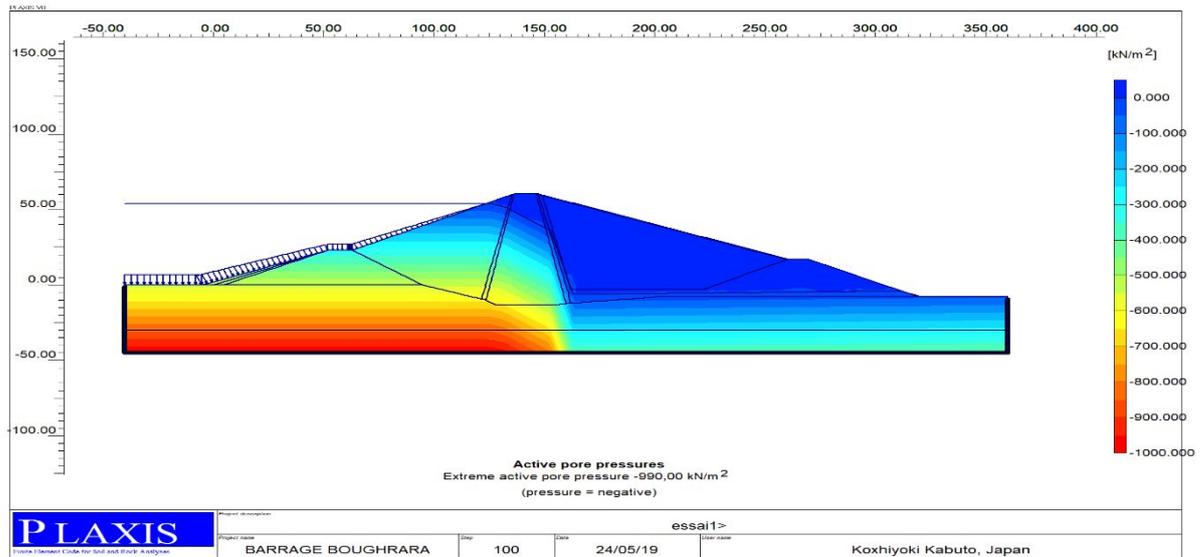


Figure 3.28 : Pressions interstitielles du barrage plein

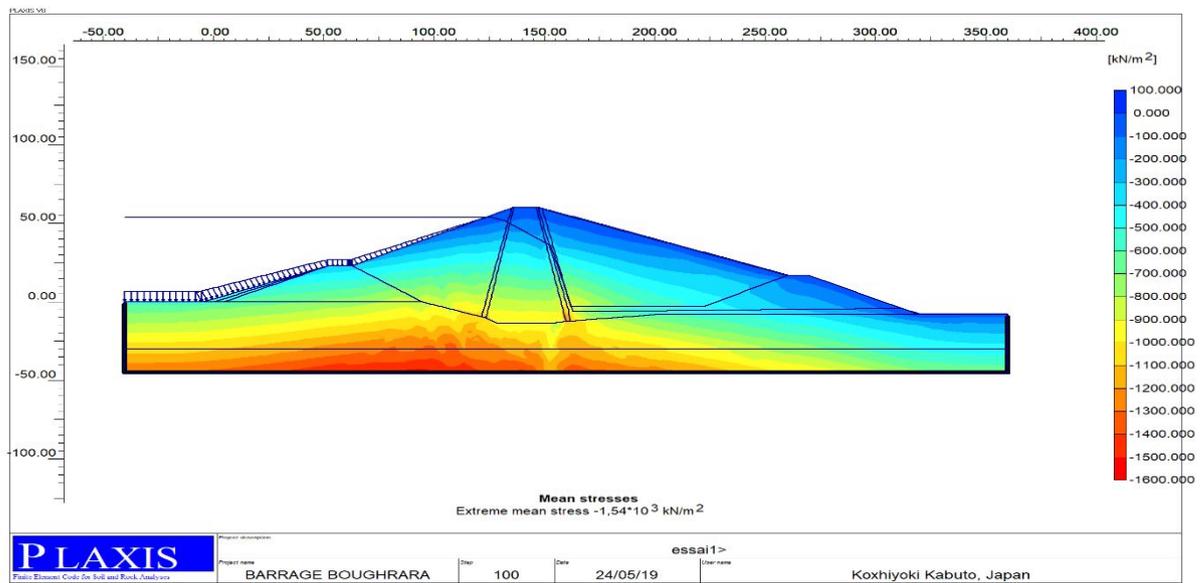


Figure 3.29 : Contraintes totales du barrage plein

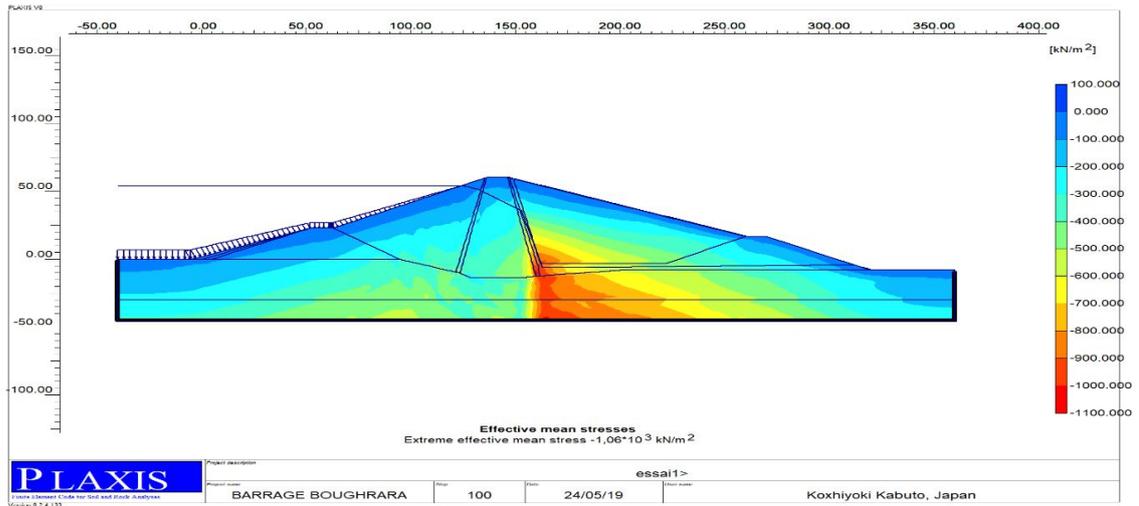


Figure 3.30 : Contraintes effectives maximales du barrage plein

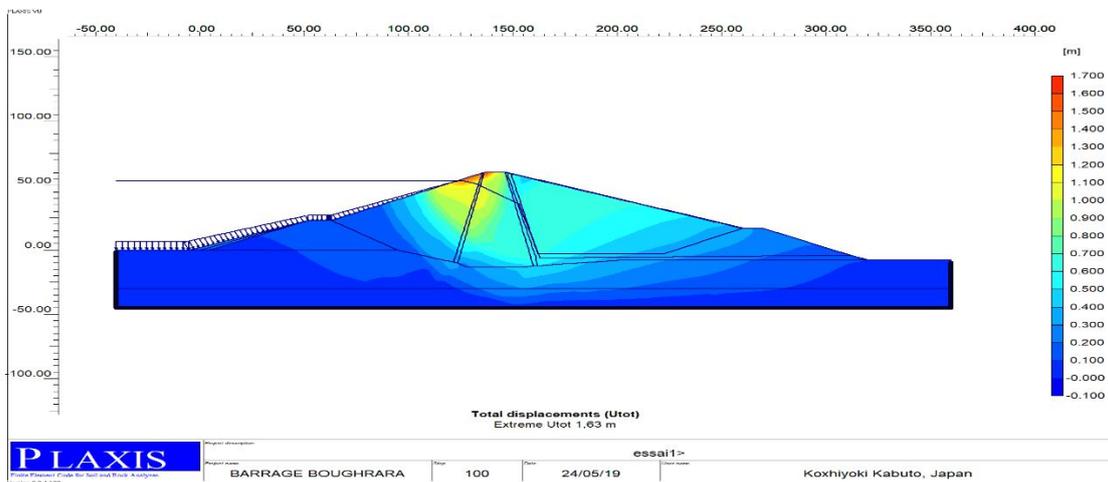


Figure 3.31 : Déplacement total du barrage plein

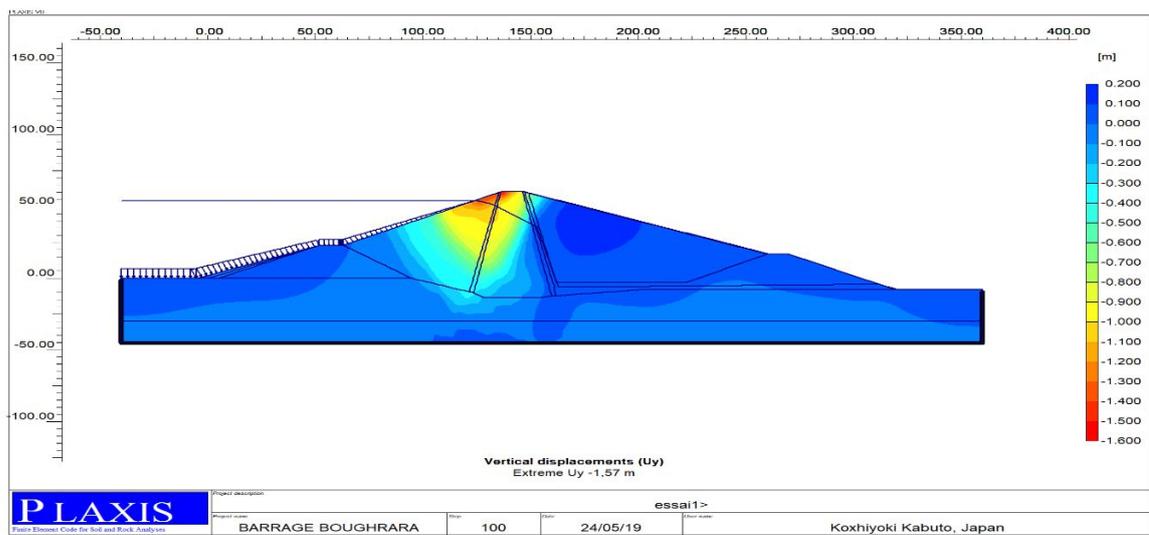


Figure 3.32 : Déplacement vertical du barrage plein

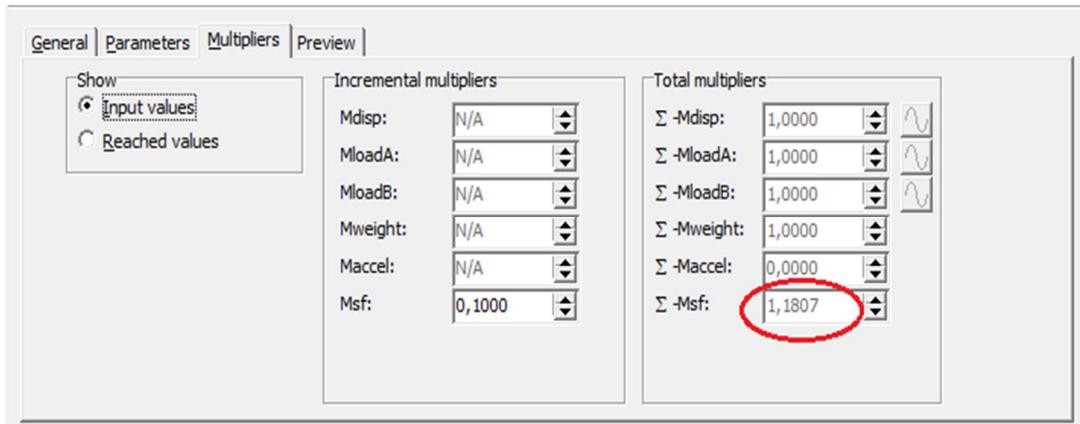


Figure 3.33 : Coefficient de sécurité Fs (pendant l’exploitation du barrage)

Les résultats du calcul numérique et la comparaison avec l’auscultation sont tous indiqués respectivement dans les tableaux 3.10 ,3.11, et 3.12.

Tableau 3.10 : Les résultats du calcul numérique

<i>Déplacement total (m)</i>	<i>Déplacement vertical (m)</i>	<i>Déplacement horizontal (m)</i>
1,63	1,57	0,694
Pression interstitielle (KN/m ²)	Contrainte totale (KN/m ²)	Contrainte effective (KN/m ²)
-990	-1,54.10 ³	-1,06.10 ³

Tableau 3.11 : Comparaison des résultats du déplacement (modélisation – auscultation), Barrage plein.

<i>Barrage plein</i>	<i>Repère crête (Noyau) (m)</i>
Modélisation	1,57
Auscultation	1,4975

Tableau 3.12 : Comparaison des résultats (modélisation – auscultation) pour le coefficient de sécurité Fs.

<i>Modélisation</i>	1,1807
<i>Auscultation</i>	1,2

L’auscultation de coefficient de sécurité du barrage plein cité par (ANBT 2019).

La figure 3.34 représente Le tassement le plus important dans le noyau est enregistré au niveau du tassomètre TA5 (1, 4975 m) cité par (Rouissat 2014).

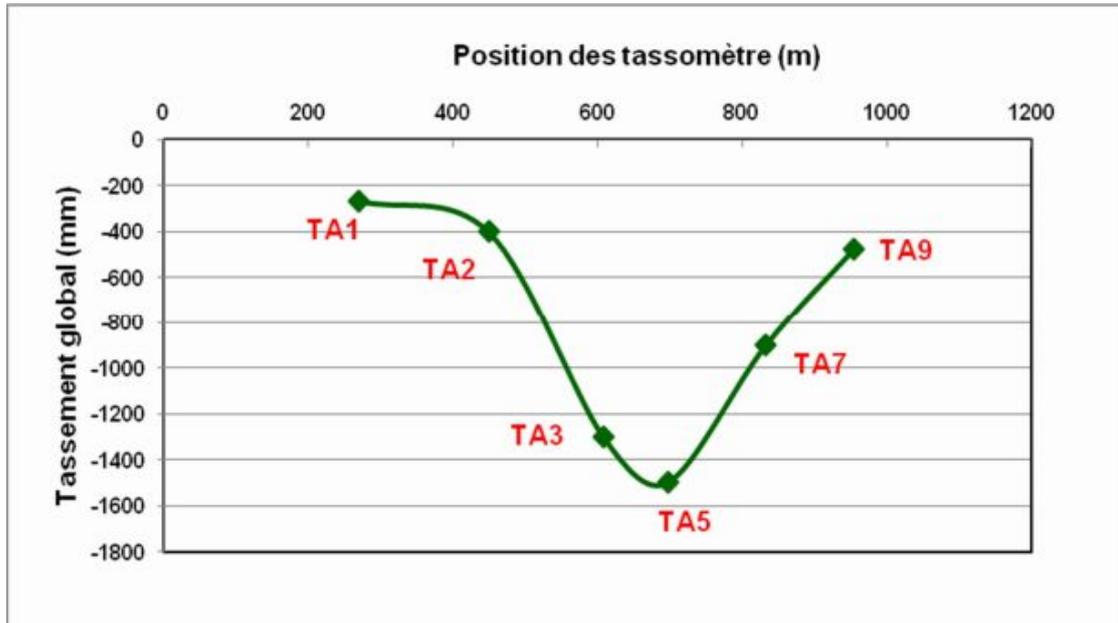


Figure 3.34 : Tassement global des tassomètres dans les différents profils du noyau du barrage Cité par Rouissat.2014

Pour voir l'évolution de coefficient de sécurité en fonction de déplacements total on trace la courbe suivante (cf. figure 3.35)

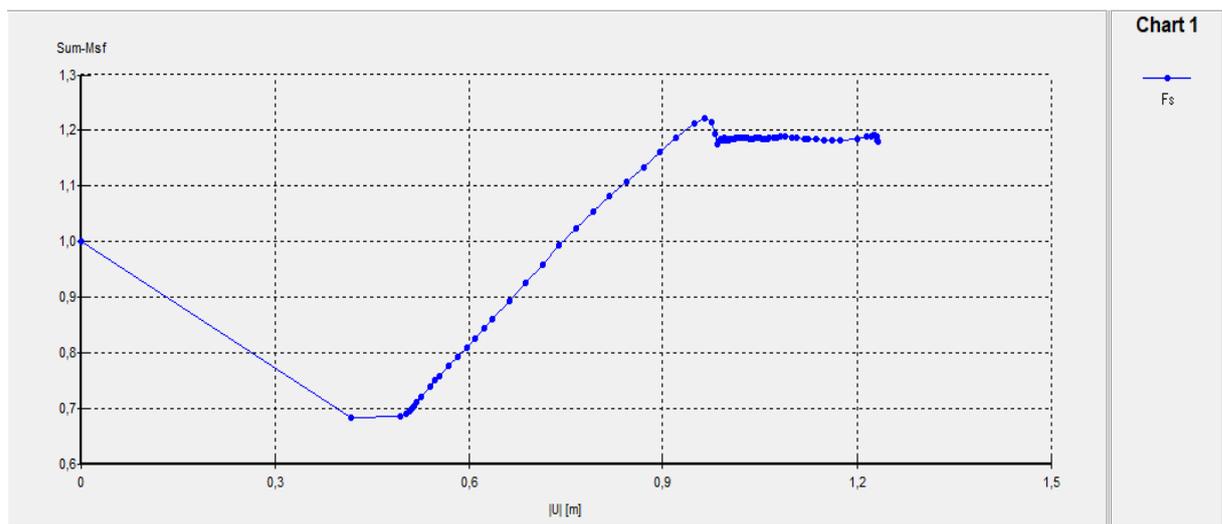


Figure3.35 : Courbe de coefficient de stabilité en fonction du déplacement total

Dans cette partie et selon les résultats obtenus on peut dire que :

- Le déplacement vertical du barrage modélisé est proche de la valeur d'auscultation.

- Le coefficient trouvé est compatible avec le coefficient réel du barrage.
- Les pressions interstitielles existent ainsi que les contraintes totales et les contraintes effectives.

7.2 L'influence de la position de la ligne de saturation sur les déplacements du barrage (NNR)

L'objectif de cette étape est de voir l'influence de la position de la ligne de saturation sur les déplacements du barrage, aussi son influence sur la pression d'eau, la contrainte totale, et la contrainte effective, pour cela, on a réalisé deux essais au niveau du drain vertical du barrage qui sont classés comme suit :

✓ Essai 1

La ligne de saturation est appliquée à 46m dans le drain vertical à partir de niveau 251 NGA, les déplacements globaux valent 2,01 m, les représentations graphiques suivantes montrent les résultats de l'analyse.

La figure 3.36 représente les conditions initiales et les conditions aux limites citées précédemment et la ligne de saturation qui se trouve au niveau normal de la retenue est qui passe par le drain vertical et horizontal jusqu'à le bord.

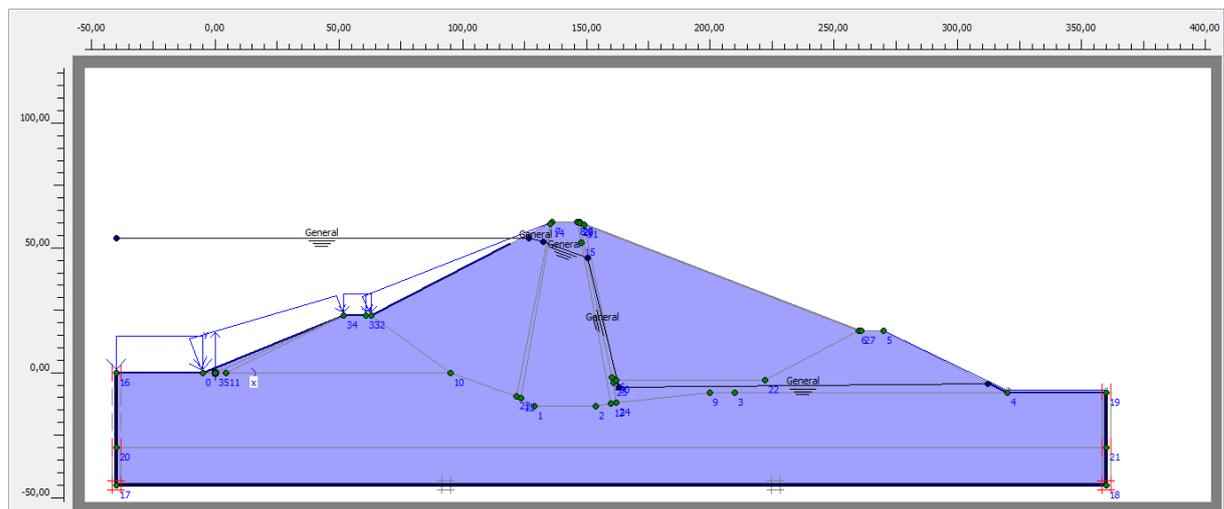


Figure 3.36 : Profil du barrage plein avec les conditions initiales et les conditions aux limites, essai 1

Les figures 3.37 à 3.41 représentent les pressions interstitielles, les contraintes totales et les contraintes effectives ainsi les déplacements qui sont maximums au sommet du barrage.

Pour le coefficient de sécurité F_s la figure 3.42 montre que le barrage est stable.

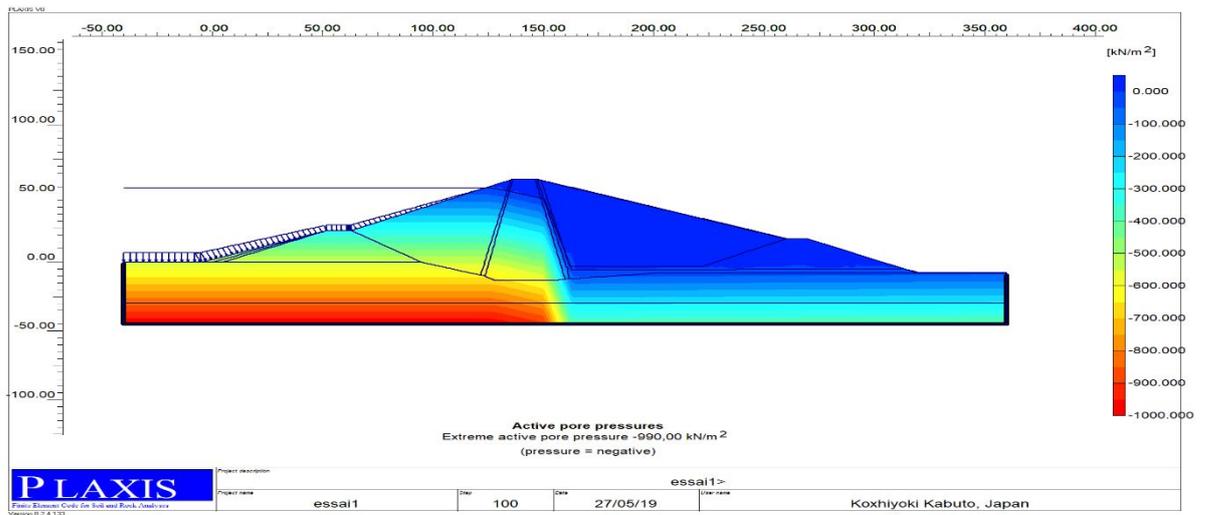


Figure 3.37 : Pressions interstitielles du barrage plein, essai 1

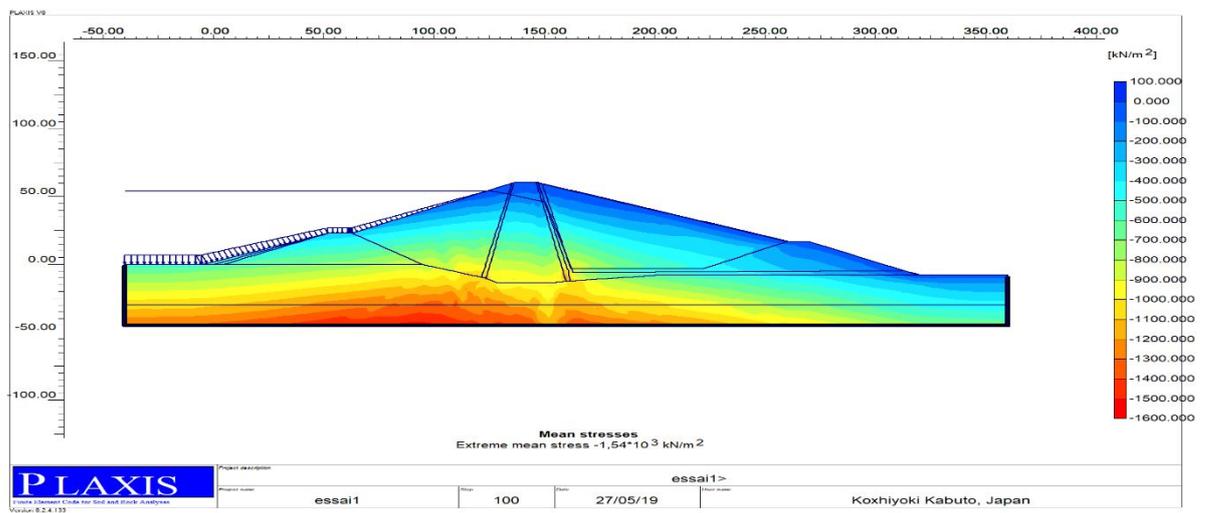


Figure 3.38 : Contraintes totales du barrage plein, essai 1

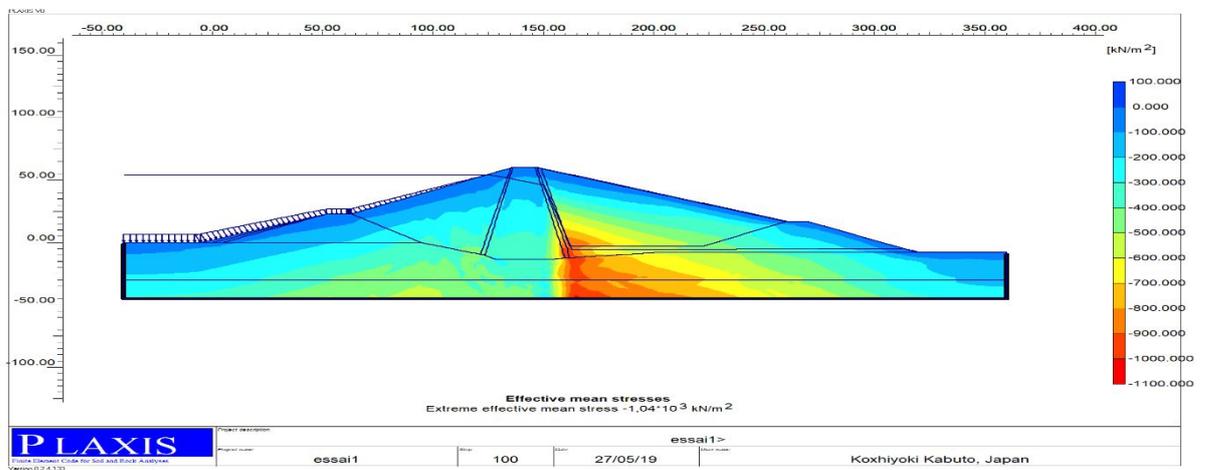


Figure 3.39 : Contraintes effectives maximales du barrage plein, essai 1

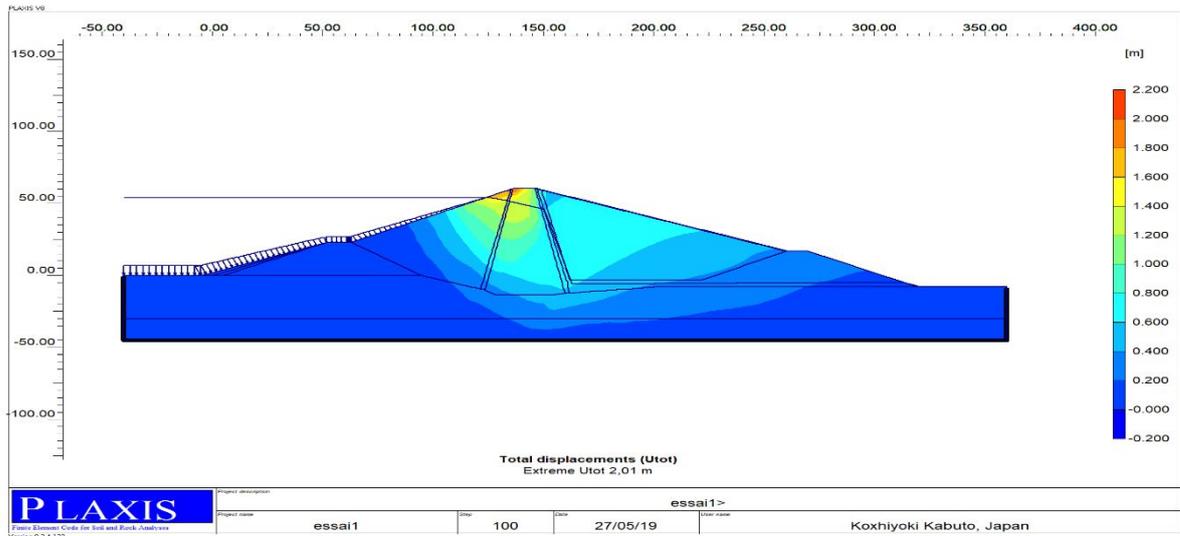


Figure 3.40 : Déplacement total du barrage plein, essai 1

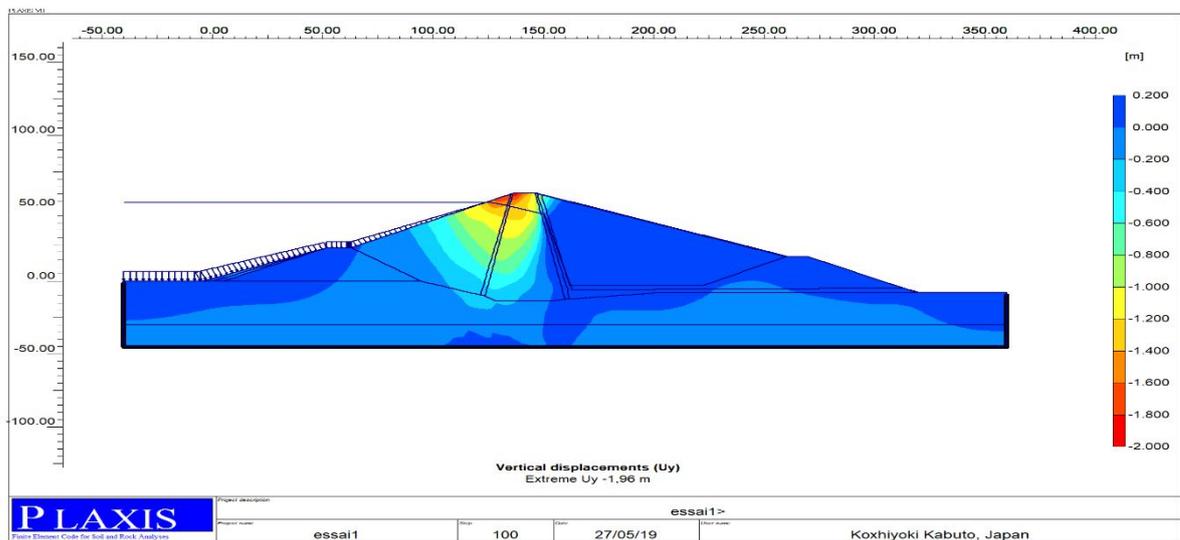


Figure 3.41 : Déplacement vertical du barrage plein, essai 1

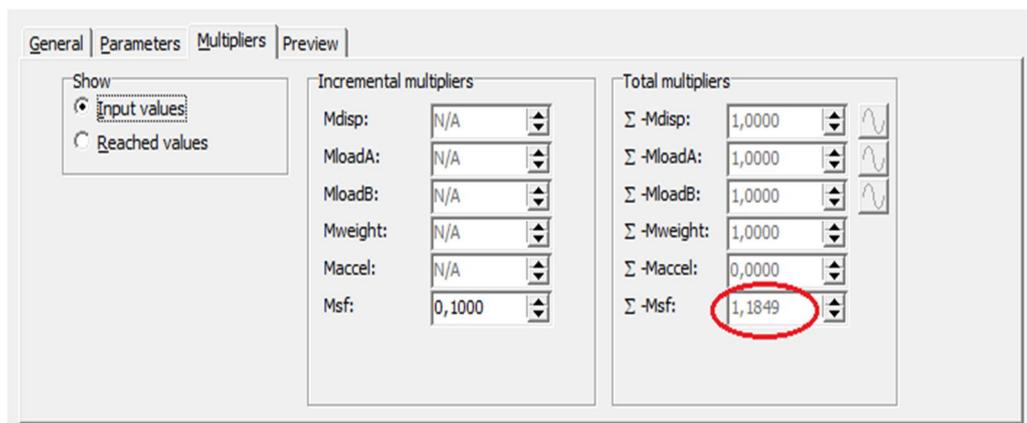


Figure 3.42 : Coefficient de sécurité Fs, essai 1

Le tableau 3.13 et 3.14 donnent les résultats obtenus par la modélisation.

Tableau 3.13 : Déplacements du barrage - le Coefficient de sécurité, essai 1.

<i>Déplacement total(m)</i>	<i>Déplacement vertical(m)</i>	<i>Déplacement horizontal(m)</i>	<i>Coefficient de sécurité (Fs)</i>
2,01	1,96	0,743	1,1849

Tableau 3.14 : Résultats de la pression interstitielle, contrainte totale, et la contrainte effective, essai 1.

<i>La pression interstitielle (KN/m²)</i>	<i>Contrainte totale (KN/m²)</i>	<i>Contrainte effective (KN/m²)</i>
-990	-1,54.10 ³	-1,04.10 ³

✓ Essai 2

La ligne de saturation est appliquée à 26m dans le drain vertical à partir de niveau 251 NGA, les déplacements globaux valent 1,45 m, les représentations graphiques suivantes donnent les calculs numériques.

La figure 3.43 représente les conditions initiales et les conditions aux limites qu'ils ont citées précédemment et la ligne de saturation qui se trouve au niveau normal de la retenue est qu'elle passe par le drain vertical et horizontal jusqu'à le bord.

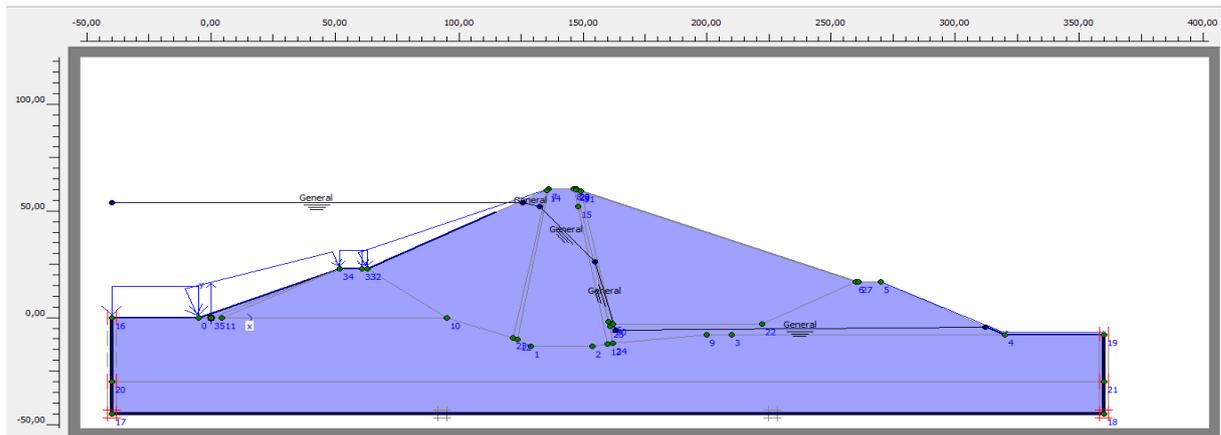


Figure 3.43 : Profil du barrage plein avec les conditions initiales et les conditions aux limites, essai 2

Les figures 3.44 à 3.48 représentent les pressions interstitielles, les contraintes totales et les contraintes effectives ainsi les déplacements qui sont maximums au niveau de la crête du barrage.

La figure 3.49 représente le coefficient de sécurité F_s qui indique que le barrage est stable.

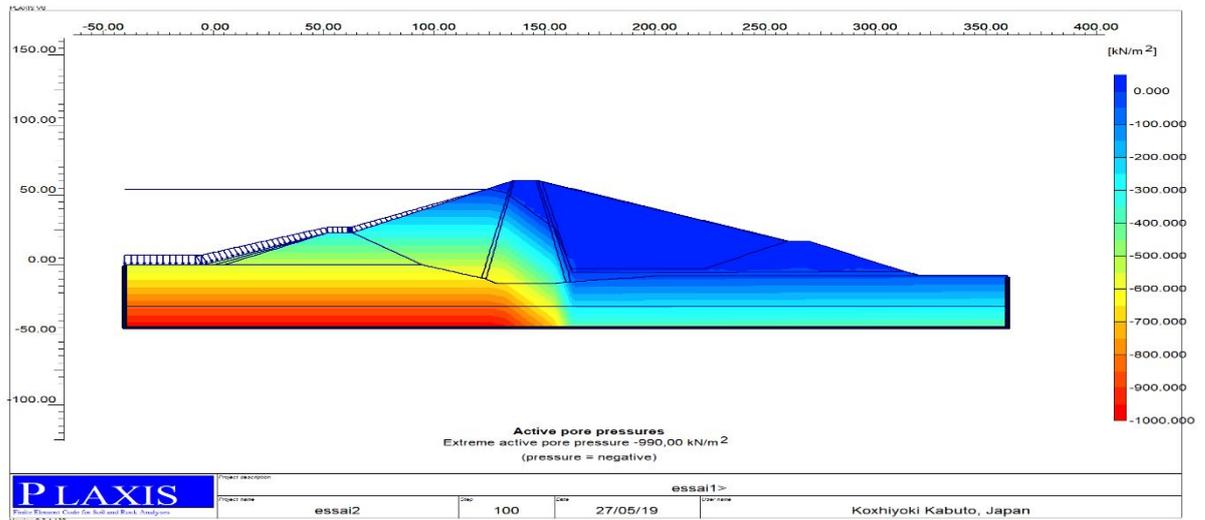


Figure 3.44 : Pressions interstitielles du barrage plein, essai 2

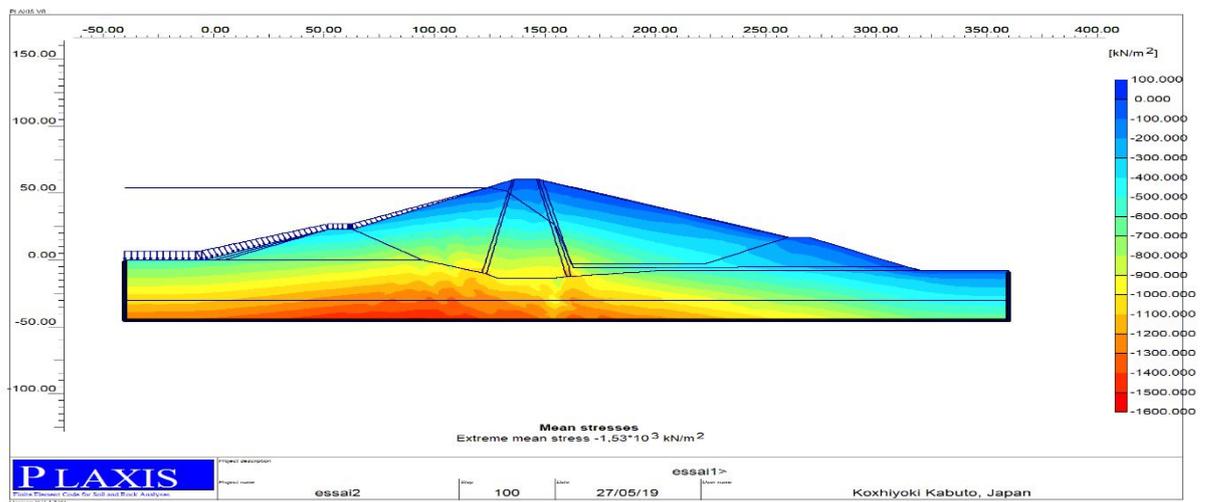


Figure 3.45 : Contraintes totales du barrage plein, essai 2

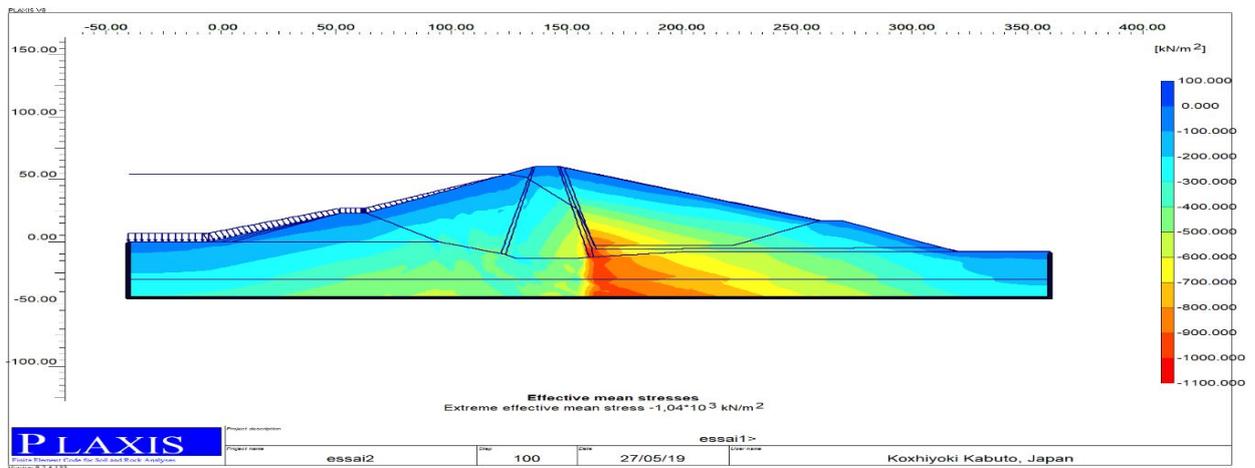


Figure 3.46 : Contraintes effectives maximales du barrage plein, essai 2

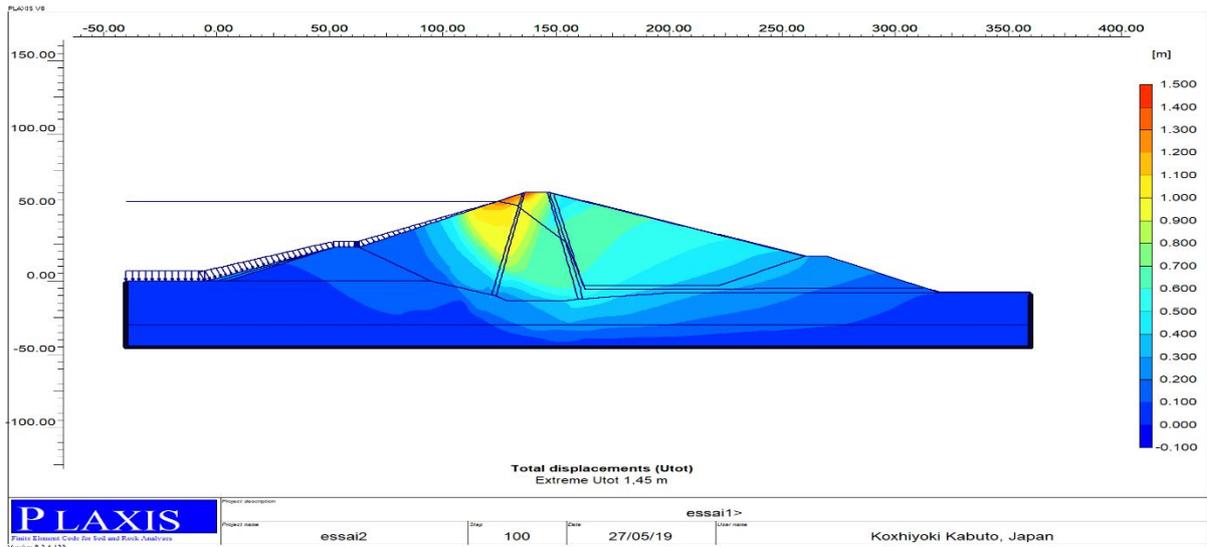


Figure 3.47 : Déplacement total du barrage plein, essai 2

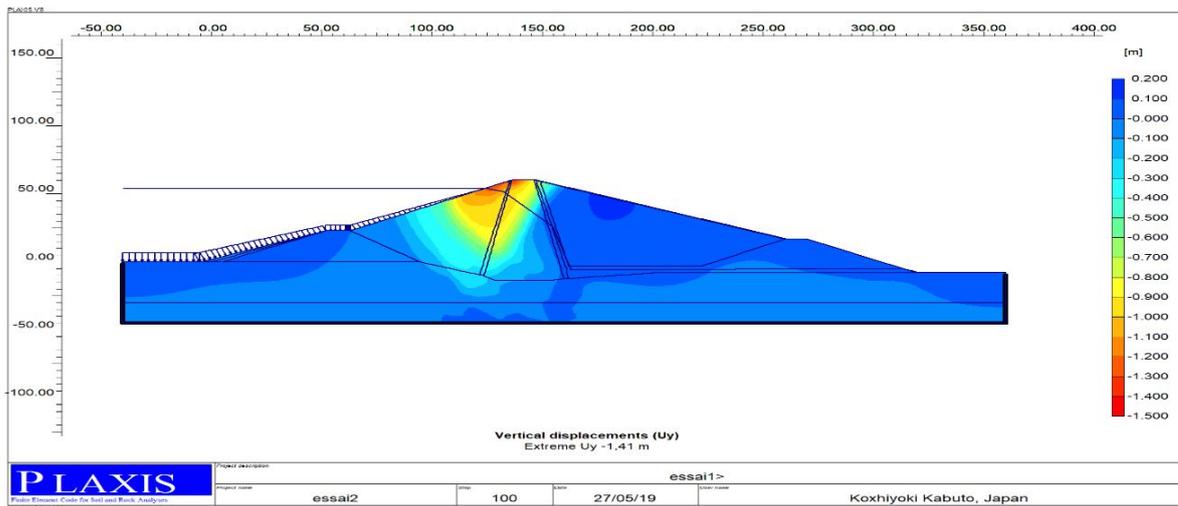


Figure 3.48 : Déplacement vertical du barrage plein, essai 2

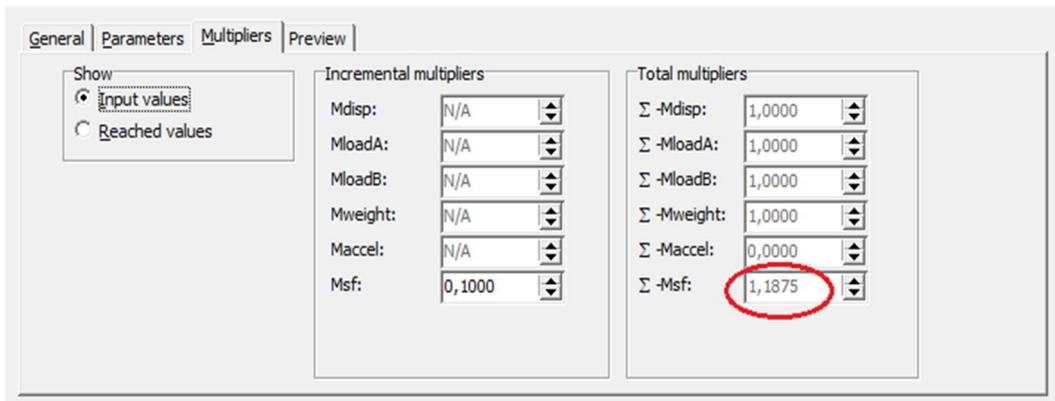


Figure 3.49 : Coefficient de sécurité Fs, essai 2

Le tableau 3.15 et 3.16 résumant les résultats trouvés.

Tableau 3.15 : Déplacements du barrage - le Coefficient de sécurité, essai 2

<i>Déplacement total(m)</i>	<i>Déplacement vertical(m)</i>	<i>Déplacement horizontal(m)</i>	<i>Coefficient de sécurité (Fs)</i>
1,45	1,41	0,658	1,1875

Tableau 3.16 : Résultats de la pression interstitielle, contrainte total, et la contrainte effective, essai 2.

<i>La pression interstitielle (KN/m²)</i>	<i>Contrainte total (KN/m²)</i>	<i>Contrainte effective (KN/m²)</i>
-990	-1,53.10 ³	-1,04.10 ³

Pour voir le développement des pressions interstitielles, les contraintes totales, et les contraintes effectives, on a choisi quelques points pour faire le calcul. Ils sont représentés dans la figure suivante :

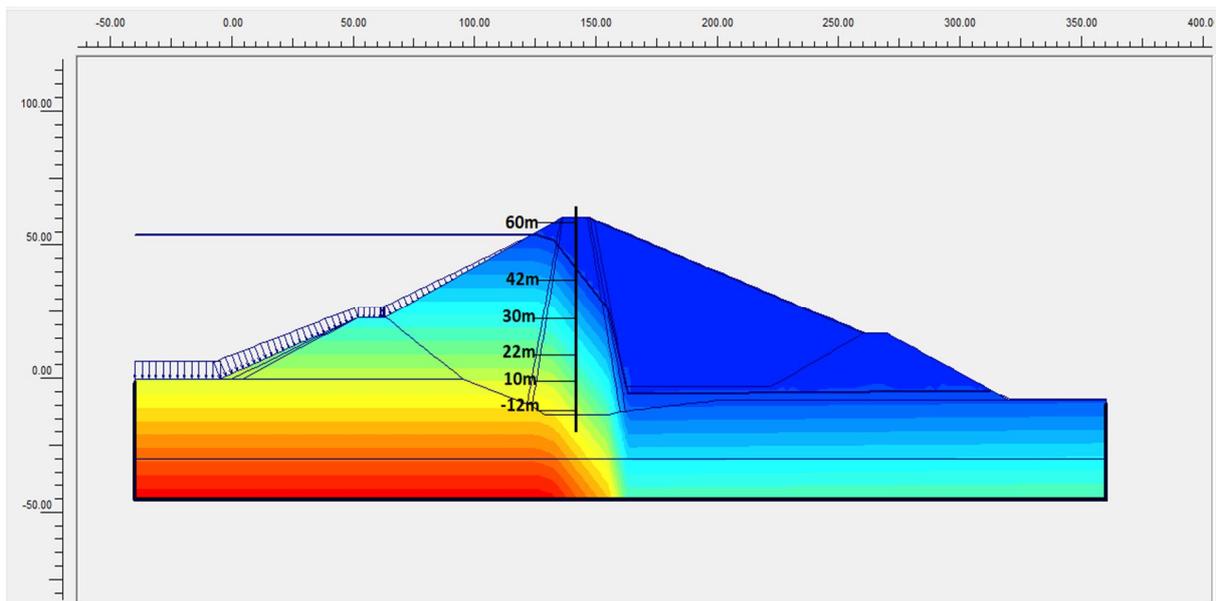


Figure 3.50 : Les points pris au niveau du noyau, essais 2

Le tableau 3.17 résume l'ensemble des résultats des pressions interstitielles, les contraintes totales, et les contraintes effectives.

Hauteurs (m)	Pressions interstitielles (KN/m ²)	Contraintes totales (KN/m ²)	Contraintes effectives (KN/m ²)
60	0	-12,20	-12,20
42	-93,03	-257,33	-257,33
30	-228,51	-420,01	-421,29
22	-307,08	-526,25	-527,04
10	-429,77	-729,88	-681,90
-12	-601,62	-1,07.10 ³	-885,19

Tableau 3.17 : Résultats de la pression interstitielle, Contraintes totales, et Contraintes effectives

Pour analyser les résultats on trace deux graphes le premier de la pression interstitielle en fonction de la hauteur et le deuxième des contraintes en fonction de la hauteur du barrage.



Figure 3.51 : Courbe de la pression interstitielle en fonction de la hauteur

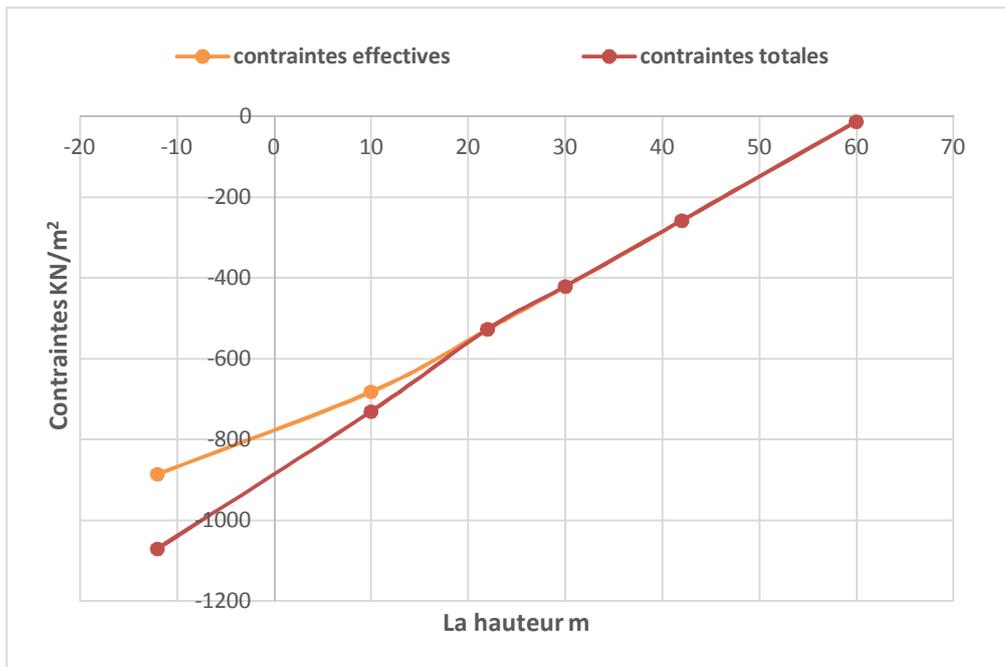


Figure 3.52 : Courbe des contraintes totales et effectives en fonction de la hauteur du barrage

Après ces deux essais on distingue que :

- La hauteur de la ligne de saturation au niveau du drain vertical influe surtout sur les déplacements aussi sur la stabilité du barrage par contre elle n'influe pas sur la pression interstitielle, la contrainte totale et la contrainte effective maximale.
- Pour les valeurs de la pression d'eau et les contraintes on remarque que ces valeurs sont importantes sous la ligne de saturation par contre au-dessus de la ligne de saturation elles sont stables pour les contraintes et nulles pour la pression d'eau.

8. Conclusion

L'étude de la stabilité du barrage est liée à l'utilisation du modèle numérique qui donne des résultats suffisamment proches des valeurs de l'auscultation, qui sont des valeurs mesurées sur site.

La modélisation engagée sur le barrage Boughrara nous a permis d'analyser son comportement en quatre parties :

- Pendant sa construction
- Enfin de construction

- Pendant l'exploitation
- L'influence de la ligne de saturation sur le comportement du barrage

L'analyse des résultats de simulation de la présente étude a permis de dégager les conclusions suivantes :

- *Durant la construction :*
 - L'augmentation des déplacements du barrage liée à l'augmentation de la hauteur du remblai.
- *Fin de construction :*
 - Le déplacement se dirige vers le centre de la digue au niveau du sommet et vers les deux talus du barrage.
 - Dans cette phase le coefficient de sécurité indique que le barrage est stable.
- *Pendant l'exploitation :*
 - Les déplacements sont dirigés vers le centre de la digue au niveau du sommet et vers la partie amont à cause de la charge de la pression d'eau appliquée.
 - Dans cette phase le coefficient de sécurité montre que le barrage est stable.
- *L'influence de la ligne de saturation :*
 - L'augmentation de la hauteur de la ligne de saturation au niveau du drain vertical influe sur les déplacements de la digue et sur sa stabilité.
 - Sous la ligne de saturation les valeurs de la pression interstitielle et les contraintes sont importantes vers la base du barrage.

CONCLUSION GENERALE

Le barrage est un ouvrage d'art qui fait partie intégrante de l'environnement naturel. C'est aussi un projet exceptionnel non seulement pour ses dimensions mais aussi pour sa durée de vie. Par conséquent sa conception est difficile car les contraintes sont très importantes, les conditions locales ne sont jamais identiques et les matériaux à utiliser sont ceux disponibles à proximité. La nature de ces matériaux et celle de la fondation de l'ouvrage orientent le choix du type d'ouvrage, mais l'optimisation du projet est toujours complexe.

Les déformations du barrage en terre se produisent lors de sa construction par couche, enfin de construction, et pendant le remplissage. Ces déformations sont provoquées par :

- L'augmentation des contraintes effectives et l'effet du fluage.
- Des mouvements importants de la partie supérieure et du corps de la digue peuvent se produire lors du premier remplissage du réservoir.
- Le remplissage du réservoir qui produit des déformations supplémentaires.

Dans le cadre de l'étude d'un barrage en remblais la modélisation joue un rôle important pour avoir analysé et déterminé les déformations, les contraintes, et les pressions interstitielles du barrage.

Les modèles numériques indiquent une réponse mécanique suffisamment proche de l'auscultation pour étudier la stabilité de la pente. La précision des résultats obtenus à partir de ces modèles est liée à plusieurs critères, basés sur les données géologiques et géotechniques du versant disponibles.

L'auscultation est indispensable pour le suivi du barrage, de sa conception à sa mise hors service. C'est une composante de son comportement structurel et du contrôle de la sécurité. Il est également important de développer des connaissances sur le comportement et le vieillissement du barrage, ainsi que d'améliorer les études et l'expérience dans ses divers aspects techniques et économiques.

Les résultats de la modélisation, appliqué sur le cas du barrage de Boughrara ont permis de comprendre certains aspects relatifs aux phénomènes de tassement et consolidation des sols de remblais des barrages. Les résultats trouvés sont cités ci-dessous :

- Les déformations augmentent par l'augmentation des charges de remblai dans la construction par couche.
- Le déplacement total et le déplacement vertical en cas de barrage vide est égal à 1,23 m.
- Le déplacement total et le déplacement vertical en cas de barrage plein sont respectivement de 1.63 m et de 1,57 m.
- Au niveau du drain vertical la ligne de saturation à 46m donne un déplacement total de 2,01m et un déplacement vertical de 1,96m par contre à 26m elle donne un déplacement total de 1,45 m et un déplacement vertical de 1,41 m.
- Dans tous les cas le coefficient de sécurité montre que le barrage est stable.

Les principales conclusions pouvant être déduites du développement de ce travail, qui sont combinées dans l'analyse de la déformation d'un barrage zoné avec un noyau central, sont résumées ci-dessous :

- ✓ En ce qui concerne le suivi du comportement du barrage, les valeurs des déplacements totaux obtenues par la modélisation sont compatibles avec celles mesurées à travers les différents tassomètres installés pour ces fins au niveau du barrage.
- ✓ L'ensemble des déplacements verticaux, dans différentes zones du barrage sont proportionnels aux hauteurs des remblais en fin de construction et après remplissage du barrage.
- ✓ La position de la ligne de saturation au niveau du drain vertical influe beaucoup plus sur les déplacements ce qui conduit à l'instabilité du barrage d'autre part cette ligne de saturation n'influe pas sur les pressions d'eaux, les contraintes totales, et les contraintes effectives maximales.
- ✓ Le calcul numérique a démontré que les pressions interstitielles et les contraintes (totales et effectives) sous la ligne de saturation sont des valeurs importantes par contre au-dessus de la ligne de saturation les contraintes sont stables et les pressions interstitielles sont nulles.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Alain. C, (1994). Barrage Directeur Technique, Bureau d'Ingénieurs Conseils COYNE et BELLIER.

ANBT :Agence Nationale des Barrages et des Transferts

Baghzim. H., (2015). Etude numérique de la conception des barrage en terre mémoire de magister, Université de Mohamed khider-Biskra.

Bekkouche. A et Benyelles. Z., (2016) .Bases de la Mécanique des Sols, Professeurs à l'Université Abou-BekrBelkaid,Tlemcen.

Belkheir. M., (2016). Etude de stabilité d'un barrage en terre à zones Cas barrage AIN ZADA, B.B. Arreridj. Mémoire de master ,Université Mohamed Boudiaf - M'sila.

Benaissa. A., (1989).«Glissements de terrain calcul de stabilité», Institut de Recherche de Géologie Appliquée de l'université Joseph-Fourier - Grenoble I.

Bendi-ouis. A., (2014) .Comportement Hydro-Mécanique Des Sols Fins Compacts Au Voisinage De La Saturation. thèse de doctorat, Université Abou-BekrBelkaid,Tlemcen.

Bishop A.W., (1955).The use of the slip circle in the stability analysis of slopes, Géotechnique, 5 (1), pp. 7-17,

Blatz J. A., Cui Y. J., Oldecop L., (2008). Vapour Equilibrium and Osmotic Technique for Suction Control; Geotech Geol Eng 26:661–673

Buron, A., Meilhac, A., (1995). Les barrages. Cours. Lycée Pierre Caraminot 19300, egletons.France.

Carrere, A., (1994). Barrages. Vol 1.Technique de l'ingénieur, traité construction.1-26. C 5555.

Chabbi, H. Contribution a l'étude de l'influence des facteurs géométriques et géotechniques et hydrauliques sur la stabilité des barrages en terre homogènes, mémoire de magister, soutenue en 2010 à l'université Badji Mokhtar, Annaba, 110 p.

CIGB., (1993). Barrages en remblais : Protection du talus amont. p. 121

Delage. P,et al., (2001). L'eau dans les sols non saturés. Extrait de la collection: Techniques de l'Ingénieur C301.

Djemili. L., (2006). Critères de choix de projet des barrages en terre: étanchéité par le masque en béton bitumineux. Thèse de doctorat. Université El Hadj Lakhdar de Batna.

ENTE., (2003). Ecole national des techniciens de l'équipement.

Emmanuel.A et al., (2002)."Barrages en remblai". paris : Cemagref,. p. 53.

Foster, M.A., (1999). The probability of failure of embankment dams by internal erosion and piping. Ph.D. dissertation of School of Civil and Environmental Engineering. Sydney, Australia: University of New South Wales.

Fredlund. D. G., (2005). Teaching Unsaturated Soil Mechanics as Part of the Undergraduate Civil Engineering Curriculum; Visiting Professor Kobe University, Kobe, Japan.

Fredlund. D.G. & Rahardjo H., (1993).Soil mechanics for unsaturated soils A Wiley-Interscience Publication, JOHN WILEY & SONS, INC.

Jean Harrison Hiver., (2007).Sols et Granulats Université du Québec (UQ),Ecole de Technologie Supérieure.

Jean-Pierre Magan. Description, Identification et classification de sols. Techniques de l'ingénieur, traité Construction.

La Commission Internationale des Grands Barrages (CIGB) (2007). Les barrages et l'eau dans le monde, 68p

Li X. L., (1999). Comportement Hydromécanique des Sols Fins : de l'état saturé à l'état non saturé ; Thèse de doctorat Université de Liège, Faculté des Sciences Appliquées.

LI Zhong-Sen., (2015).Etudes des propriétés hydromécaniques des sols argileux non saturés proches de la saturation, Grade De Docteur Ecole Centrale Des Arts Et Manufactures Paris, France.

Marche. C., (2008). Barrage: crues de rupture et protection civil. Presse internationales polytechnique. Canada, 388p.

Mekki. L., (2009). Méthodologie d'étude et techniques d'identification des paramètres de comportement des sols fins soumis à des cycles de sécheresse prolongée (application aux argiles expansives de m'sila) ; thèse de magister, université Mohamed Boudiaf de M'sila, Algérie.

Messaid. B.,(2009). Etude de la position efficace des drains dans les barrages en terres. Université Colonel Hadj Lakhdar -Batna- : Thèse de Doctorat

Paquier. A., (2002). Modélisation des écoulements en rivière en crue : pour une utilisation adaptée des équations de Saint-Venant. Document de synthèse en vue de l'obtention d'une habilitation à diriger des recherches ; université de Claude Bernard Lyon 1, 44 pages.

Plaisant. A. Analyse numérique du comportement sismique d'un barrage en enrochement avec un noyau en béton bitumineux, diplôme de maitrise en sciences appliquées, soutenue le 2013 à l'université de Montréal.

Rolley.R., (1989).Technique des barrages en aménagement rural. Ministère de l'agriculture, Paris, 326 p.

Rouissat. N née Smail. Suivi du comportement des barrages étude de cas, thèse de doctorat des sciences en génie civil, soutenue le 2014 à l'université Abou BekrBelkaid Tlemcen.

Tractebel engineering., (2000 a). Barrage Hammam Bouhrara sur l'oued Tafna, Monographie, Volume, 1, Texte.

Tractebel engineering. (2000 b). Barrage Hammam Bouhrara sur l'oued Tafna, Monographie, Volume 2, Cahier des plans

Usace., (2003). Coastal engineering manual [CEM] Engineer manual 1110-2-1100, Us army Corps of Engineers CHL-ERDC, WES, Vicksburg, Ms.

Waterman. D .PLAXIS 2D-version 8, Edition ed : RBJ. Brrinkgreve et W. Broere Pays-Bas2006.ISBN -13 :978-90-76016-02-3 [consulté le 09/04/2019],Disponible a l'adresse :https://www.civil.iitb.ac.in/~ajuneja/Plaxis%20program/Version%208%20Introductory/Manuals/English/V84-1_GenInfo.pdf