



Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique

MÉMOIRE DE MASTER

Faculté : Science et de la Technologie

Département : génie civil

Spécialité : Géotechnique

Réf :

Présenté et soutenu par :
Aissaoui Mahmoud

Le : 11 juin 2024

Évaluation numérique du comportement sismique des barrages en terre : Cas du barrage de Fontaine des Gazelles à Biskra, Algérie

Encadreur : Dr. Boumekik Nour el islam

Co- Encadreur : Dr. Bouaicha Alaoua

Année universitaire : 2023/2024

REMERCIEMENTS

Louange à Dieu, Seigneur des mondes, par Sa grâce les bonnes œuvres s'accomplissent, et par Sa faveur les succès se manifestent. Louange à Dieu qui m'a accordé Son soutien et m'a aidé à accomplir cette humble tâche, car sans Son aide et Son secours, je n'aurais pas atteint ce moment.

À mes chers parents, source de amour et de tendresse, et fondement de ma vie. Vous êtes le soleil qui éclaire mon chemin et le soutien sur lequel je compte à chaque pas. Vous avez été là pour moi dans les moments difficiles, et votre sourire a rempli ma vie de joie et de bonheur. Vous n'avez jamais ménagé vos efforts pour moi, mais avez toujours été là avec amour et dévouement, sacrifiant votre temps et votre énergie pour moi. Ma chère mère, tu es le refuge doux et sécurisé vers lequel je me tourne en tout temps. Tu m'as soutenu avec tes mots doux et m'as encouragé à avancer. Les mots ne suffisent pas à exprimer ma gratitude envers toi, tout ce que je suis aujourd'hui est grâce à toi et à tes sacrifices immenses. Mon cher père, symbole de force et de générosité. Tu as été mon guide dans l'effort et le travail, et de toi j'ai appris la signification de la persévérance et de la détermination. Tu as toujours cru en mes capacités et m'as poussé à avancer, semant en moi la confiance et l'ambition, et m'ouv...

Je voudrais également exprimer ma profonde gratitude envers le Dr. Noor al-Islam Boumekik et le Dr. Alaoua Bouaicha, les superviseurs exceptionnels qui m'ont guidé tout au long de ce voyage. Grâce à leur sagesse et à leur soutien, j'ai réussi à surmonter les défis et à réussir dans mes études. Et je voudrais spécialement mentionner le Dr. Alaoua Bouaicha, qui a été un soutien dévoué et une source d'inspiration véritable.

Je remercie également tous les enseignants qui m'ont enseigné depuis mes premiers jours à l'école jusqu'à présent. À chaque enseignant et enseignante, de l'école primaire à l'université, je vous remercie du fond du cœur. Vous avez planté en moi l'amour du savoir et de la connaissance, et vous avez été un modèle de vertu et de connaissance.

Et enfin, un grand merci à tous mes camarades de classe, qui ont partagé avec moi les hauts et les bas de ce voyage. Votre amitié et votre soutien ont enrichi cette expérience d'apprentissage et ont contribué à faire de moi la personne que je suis aujourd'hui.

Que cette dédicace témoigne de ma profonde gratitude envers ceux qui ont contribué à mon éducation. Leurs efforts et leur soutien resteront gravés dans mon cœur pour toujours.

Louange à Dieu en toute circonstance, et que la paix et les bénédictions soient sur notre Prophète Muhammad, ainsi que sur sa famille et ses compagnons.

[Mahmoud]

Résumé

De nombreux barrages en enrochement ont subi des effondrements et des déplacements importants en raison des séismes, provoqués par l'effondrement ou la liquéfaction des sols. Selon la Commission internationale des grands barrages, la majorité des anciens barrages ont été conçus en utilisant des méthodes et des normes sismiques qui sont désormais considérées comme obsolètes. Au cours des dernières décennies, des progrès significatifs ont été réalisés dans l'évaluation de l'analyse dynamique des barrages. Les méthodes numériques, telles que les éléments finis ou les différences finies, offrent un outil puissant pour visualiser la réponse des barrages aux actions sismiques. Cette étude porte sur l'analyse numérique de l'impact des séismes sur les barrages en terre. Après une revue bibliographique des effondrements et des dommages causés par les séismes, une évaluation précise du comportement sismique du barrage de Fontaine des Gazelles sera réalisée en utilisant le logiciel Optum^{G2}

ABSTRACT

Many embankment dams have experienced collapses and significant displacements due to earthquakes, caused by soil failure or liquefaction. According to the International Commission on Large Dams, most older dams were designed using seismic methods and standards that are now considered outdated. In recent decades, significant progress has been made in evaluating the dynamic analysis of dams. Numerical methods such as finite element or finite difference methods provide a powerful tool for visualizing the response of dams to seismic actions. This study focuses on the numerical analysis of the impact of earthquakes on earth dams. After conducting a bibliographic review of the collapses and damages caused by earthquakes, a precise assessment of the seismic behavior of the Fontaine des Gazelles dam will be conducted using the Optum^{G2} software.

ملخص

تعرضت العديد من السدود الركامية للانهيارات والتحركات الكبيرة نتيجة الزلازل، وذلك بسبب انهيار التربة أو تحولها إلى حالة السيولة. وفقًا للجنة الدولية للسدود الكبيرة، فإن غالبية السدود القديمة قد تم تصميمها باستخدام طرق ومعايير زلزالية تُعتبر الآن قديمة. خلال العقود الأخيرة، تم تحقيق تقدم كبير في تقييم التحليل الديناميكي للسدود. توفر الطرق العددية مثل العناصر المحدودة أو الفروق المحدودة أداة قوية لتصوير استجابة السدود للإجهادات الزلزالية. تتناول هذه الدراسة التحليل العددي لتأثير الزلازل على السدود الترايبية. بعد مراجعة بيليوغرافية لانهيارات وأضرار السدود التي تسببت بها الزلازل، سيتم إجراء تقييم دقيق للسلوك الزلزالي لسد فونتين دي غزال باستخدام برنامج Optum^{G2}

TABLE DES MATIERE

Résumé.....	I
ABSTRACT.....	II
ملخص.....	III
TABLE DES MATIERES.....	IV
LISTE DES FIGURES	VIII
LISTE DES TABLEAUX.....	IX
INTRODUCTION GENERALE	1

CHAPITRE 1 Généralité sur les barrages en terre

1.1 Introduction.....	3
1.2 Types des barrages en terre	4
1.2.1 Barrage homogène	4
1.2.2 Barrage à masque amont.....	5
1.2.3 Barrages à noyaux.....	5
1.3 Études géotechniques.....	7
1.4 Choix du type de barrage en terre	8
1.5 Conception du remblai.....	9
1.5.1 Définition du profil général du barrage	9
1.5.2 Protection des parements et de la crête	13
1.6 Filtres et drains.....	14
1.6.1 Nature des matériaux granulaires.....	14
1.6.2 Dispositif drainant du remblai	15
1.6.3 Utilisation des géotextiles comme filtre ou drain	16
1.7 Dispositif d'auscultation.....	17
1.7.1 Mesure de la cote du plan d'eau	17
1.7.2 Mesure des débits.....	17
1.7.3 Mesure de la piézométrie	17

1.7.4 Mesure des déplacements	18
1.8 Conclusion	19

CHAPITRE 2 Synthèse bibliographique sur le comportement sismique des barrages en terre

2.1 Introduction.....	20
2.2 Le risque de rupture de barrage	21
2.3 Ruptures des barrages en terre occasionnées par un tremblement de terre.....	23
2.3.1 Rupture par liquéfaction	24
2.3.2 Rupture par des fissures longitudinales	25
2.3.3 Rupture par des fissures transversales	26
2.3.4 Rupture par un glissement du talus du barrage.....	26
2.3.5 Rupture par érosion interne (effet de renard hydraulique) :.....	27
2.3.6 Rupture par érosion externe	28
2.3.7 Rupture totale.....	29
2.4 Cas historiques de ruptures observées	29
2.4.1 Barrage inférieur de San Fernando	29
2.4.2 Barrage Sheffield de Santa Barbara	32
2.4.3 Barrage inférieur de Van Norman	32
2.4.4 Barrage d' Hebgen	33
2.4.5 Les levées à Taïwan lors du séisme de Chi-Chi (M =7.3)	34
2.4.6 Barrages du Japon	34
2.5 méthodes d'analyse sismiques des barrages en terre	36
2.5.1 Les méthodes simplifiées	36
2.5.1.1 Méthode Pseudo-statique	36
2.5.1.2 Méthode de NEWMARK (1965).....	37
2.5.1.3 Méthode de SARMA (1973).....	39
2.5.1.4 Méthode de MAKDISI-SEED (1977)	40
2.5.1.5 Méthode de MINEIRO (1975,1979).....	42
2.5.2 Les méthodes empiriques.....	43

2.5.2.1 Méthode de JANSEN (1990)	43
2.5.2.2 Méthode de SWAISGOOD (1995,1998)	44
2.5.2.3 Méthode de BUREAU (1985,1997)	47
2.6 Conclusion	48

CHAPITRE 3 Présentation de la zone d'étude

3.1 Introduction	49
3.2 Localisation de la zone d'étude	50
3.3 Géologie du site	52
3.3.1 Domaine morpho-structurale	52
3.3.1.1 Les synclinaux	52
3.4 Description du barrage fontaine des gazelles.....	53
3.4.1 La digue	53
3.4.2 Voile d'injection	55
3.4.3 Les ouvrages annexes	55
3.5 Etudes Climatiques de la plaine d'EI-Outaya	56
3.5.1 Les précipitations	56
3.5.2 Les Températures	57
3.5.3 Les Vents	58
3.5.4 L'Humidité relative de l'air	59
3.6 La topographie	60
3.6.1 Le relief.....	60
3.7 Hydrogéologie de la région.....	61
3.7.1 Réseau hydrographique.....	61
3.7.2 Hydrogéologie.....	62
3.7.2.1 les formations aquifères à nappe libre, semi libre à semi captive.....	62
3.7.2.2 les formations aquifères captives	63
3.8 Conclusion	65

CHAPITRE 4 Modélisation numérique

4.1 Introduction	66
4.2.1 L'histoire	67

4.2.2Définition optimumG2	67
4.2.3Le types d'analyses disponibles	67
4.2.3.1Réduction de Résistance	67
4.2.3.2Analyse Limite.....	68
4.3Etude de stabilité statique du barrage	68
4.3.1Écoulement	71
4.3.2Le coefficient de sécurité	73
4.3.3Mécanismes de rupture	73
4.4Etude de stabilité sismique du barrage.....	78
4.4.1Mécanisme de rupture.....	81
4.5Conclusion	83
CONCLUSION GENERALE.....	84

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE 1 :

Figure 1.1 : Barrage en terre homogène	04
Figure 1.2 : Barrage en terre à masque amont	05
Figure 1.3 : Barrage en terre à noyau	06
Figure 1.4 : Schéma de répartition des tranches dans la retenue	10
Figure 1.5 : Drain vertical recreusé dans le remblai et remplissage par du sable drainant et auto filtrant	15
Figure 1.6 : Géotextile anti contaminant sous un drain horizontal en graviers	16

CHAPITRE 2 :

Figure 2.1 : Rupture par liquéfaction d'un barrage en terre	24
Figure 2.2 : Rupture par des fissures longitudinales	25
Figure 2.3 : Rupture par des fissures transversales due au tassement différentiel	26
Figure 2.4 : Rupture par glissement du talus du barrage	27
Figure 2.5 : Rupture par érosion interne	28
Figure 2.6 : Rupture par érosion externe	28
Figure 2.7 : Rupture total du barrage	29
Figure 2.8 : Barrage de San Fernando	30
Figure 2.9 : Barrage inférieur de San Fernando après le séisme de 1971	31
Figure 2.10 : Barrage supérieur de San Fernando après le séisme de 1971	31
Figure 2.11 : Rupture du barrage de Sheffield de Santa Barbara	32
Figure 2.12 : Rupture du barrage de Yamanaka, JAPON 1968	35
Figure 2.13 : Illustration de la méthode pseudo-statique	36
Figure 2.14 : Intégration de l'accélérogramme afin de déterminer les vitesses et les déplacements	39
Figure 2.15 : Rapports mesurés des accélérations de la crête et de la base de barrages en	

remblai à la suite de séismes	41
Figure 2.16 : Méthode de Makdisi/Seed	42
Figure 2.17 : Amplification des barrages en remblai pendant un tremblement de terre	43
Figure 2.18 : Relation entre tassement différentiel et indice de gravité du séisme	44
Figure 2.19 : Comportement anticipé (de Bureau 1997)	47

CHAPITRE 3 :

Figure 3.1 : Carte de localisation	50
Figure 3.2 : Carte de localisation du bassin versant	51
Figure 3.3 : Coupe du val d'ELKANTARA	53
Figure 3.4 : Profil type du barrage FG	54
Figure 3.5 : Les précipitations(en mm)	57
Figure 3.6 : Les Température(en c°)	58
Figure 3.7 : Les vents (m/s)	59
Figure 3.8 : L'Humidité relative de l'air(%)	60
Figure 3.9 : Réseau hydrographique	62

CHAPITRE 4 :

Figure 4.1 : Localisation du barrage de Fontaine des Gazelles à Biskra, Algérie	69
Figure 4.2 : Géométrie du barrage selon l'ANBT	69
Figure 4.3 : Modélisation numérique du problème étudié avec Optum ^{G2}	71
Figure 4.4 : Les degrés de saturation avec le rouge correspondant à $S = 1$ (complètement saturé) et le bleu correspondant à $S = 0$ (sec)	73
Figure 4.5 : Mécanisme de rupture pour différents niveau d'eau D_w	74
Figure 4.6 : montre la variation du coefficient de sécurité F_s en fonction du niveau de l'eau.....	75
Figure 4.7 : l'évolution du coefficient de sécurité F_s en fonction de la variation de la cohésion.....	76
Figure 4.8 : l'évolution du coefficient de sécurité F_s en fonction de la variation de l'angle de frottement	77

Figure 4.9 : la variation du coefficient de sécurité F_s en fonction du coefficient d'accélération horizontale.....	79
Figure 4.10 : la variation du coefficient de sécurité F_s en fonction du coefficient d'accélération horizontale.....	80
Figure 4.11: la variation du coefficient de sécurité F_s en fonction du coefficient d'accélération horizontale.....	81
Figure 4.12 : Mécanisme de rupture pour différents niveaux d'intensité sismique K_h	82

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE 1 :

Tableau 1.1 : Études géotechniques d'un barrage en terre	08
Tableau 1.2 : Valeur des pentes	10
Tableau 1.3 : Revanche minimale en remblai en fonction de $H^2\sqrt{V}$	11
Tableau 1.4 : Largeur minimale en crête	12
Tableau 1.5 : Hauteur des vagues h en m	14
Tableau 1.6 : Dimension de la protection amont en enrochements	14
Tableau 1.7 : Épaisseur minimale du drain cheminée en sable	16

CHAPITRE 2 :

Tableau 2.1 : Effet sur quelques barrages en terre	22
Tableau 2.2 : Valeurs de l'accélération limite k_y	41
Tableau 2.3 : Déformation de barrages en enrochement due aux séismes	

CHAPITRE 3 :

Tableau 3.1: Coordonnées du BFG	51
Tableau 3.2 : Données des moyennes journalières de précipitation (en mm)	57
Tableau 3.3 : Données des températures moyennes mensuelles (en c°)	57
Tableau 3.4 : Vitesse des vents	58
Tableau 3.5 : L'humidité relative moyenne de l'air	59

CHAPITRE 4 :

Tableau 4.1: principales caractéristiques du barrage.....	70
Tableau 4.2: Propriété des matériaux utilisés dans le calcul.....	71

INTRODUCTION GENERALE

Les barrages en terre jouent un rôle important dans la gestion des ressources en eau, intégrant ingénierie moderne et matériaux naturels locaux pour retenir et contrôler le flux d'eau. Ces structures hydrauliques sont conçues avec une attention particulière à la topographie, la géologie et les conditions hydrologiques locales, permettant ainsi une adaptation optimale à l'environnement naturel. Utilisant des matériaux tels que la terre, la roche et parfois des géotextiles, les barrages en terre sont souvent plus économiques à construire que les barrages en béton et peuvent être adaptés à une variété de terrains et de conditions climatiques.

En plus de retenir l'eau, ces structures multifonctionnelles sont essentielles pour l'irrigation agricole, fournissant de l'eau nécessaire pour cultiver des terres agricoles étendues. Ils jouent également un rôle vital dans la production d'énergie hydroélectrique, convertissant la force de l'eau en électricité de manière durable. En outre, les barrages en terre sont essentiels pour l'approvisionnement en eau potable, assurant une source d'eau fiable pour les populations locales. Leur rôle dans la régulation des inondations est également fondamental, aidant à prévenir les dégâts potentiels causés par des crues soudaines.

L'importance des barrages en terre dans la gestion intégrée des bassins versants, en assurant un équilibre entre les besoins humains et la conservation des écosystèmes, ne peut être sous-estimée. En comprenant l'importance de ces structures et en étudiant de près leur conception et leur fonctionnement, nous serons mieux équipés pour aborder les défis actuels et futurs de la gestion des ressources en eau, en assurant la sécurité, la durabilité et l'efficacité de ces infrastructures essentielles. Ce mémoire se concentre sur la stabilité et la sécurité des barrages en terre, en mettant l'accent sur leur comportement sismique.

Le premier chapitre présente une généralité sur les barrages en terre. Nous explorerons leur conception, les matériaux utilisés, et leurs avantages par rapport aux barrages en béton. Ce chapitre mettra en lumière l'importance de ces ouvrages dans divers aspects de la vie quotidienne et leur rôle crucial dans la gestion des bassins versants.

Le deuxième chapitre présente une synthèse bibliographique sur le comportement sismique des barrages en terre, explorant les risques d'effondrement liés aux séismes. À travers l'étude de cas historiques marquants, nous comprendrons les impacts environnementaux et humains des

effondrements de barrages, soulignant la nécessité de mesures préventives et correctives pour garantir leur sécurité et leur durabilité.

Le troisième chapitre se concentre sur la zone d'étude, offrant une analyse détaillée du barrage de Fontaine des Gazelles à Biskra, Algérie. Nous examinerons la géologie, la topographie, l'hydrogéologie et les conditions climatiques de la région pour évaluer les facteurs naturels influençant la durabilité des ressources et le développement de la région.

Le quatrième chapitre se concentre sur la modélisation numérique de la stabilité du barrage à l'aide du logiciel Optum^{G2}. Cette analyse inclut l'évaluation de la stabilité statique, la répartition des contraintes, les chemins d'écoulement potentiels et la réponse aux forces sismiques en utilisant l'approche pseudo-statique. Le calcul du coefficient de sécurité et l'analyse des mécanismes de rupture potentiels fourniront une compréhension complète des défis structurels du barrage et des mesures nécessaires pour assurer sa sécurité et sa durabilité.

Ce mémoire vise à offrir une compréhension approfondie des barrages en terre, de leur comportement sismique, et des méthodes de modélisation avancées pour évaluer et améliorer leur stabilité et leur sécurité. En combinant des analyses théoriques et pratiques, cette étude contribue à la gestion efficace des ressources en eau et à la prévention des risques liés aux structures hydrauliques.

CHAPITRE 1

Généralité sur les barrages en terre

1.1 Introduction

Les barrages en terre sont des ouvrages hydrauliques essentiels dans la gestion des ressources en eau. Conçus pour retenir et contrôler le flux d'eau, ces structures combinent habilement l'ingénierie moderne avec les matériaux naturels disponibles localement. Leur conception repose sur une compréhension approfondie de la topographie, de la géologie et des conditions hydrologiques locales. Ces barrages, également connus sous le nom de barrages en remblai, sont construits en utilisant des matériaux comme la terre, le roc et parfois des géotextiles. Leur construction est souvent moins coûteuse que celle des barrages en béton, et ils peuvent être adaptés à une variété d'environnements. En plus de leur rôle principal de retenue d'eau, les barrages en terre jouent un rôle crucial dans de nombreux aspects de la vie quotidienne. Ils fournissent de l'eau pour l'irrigation agricole, la production d'énergie hydroélectrique, l'eau potable et la régulation des inondations. Leur importance dans la gestion intégrée des bassins versants ne peut être sous-estimée. En comprenant l'importance des barrages en terre et en étudiant de près leur conception et leur fonctionnement, nous serons mieux équipés pour aborder les défis actuels et futurs de la gestion des ressources en eau.

1.2 Types des barrages en terre

Il existe trois schémas principaux de structure de barrage en terre [1] :

1.2.1 Barrage homogène

Le barrage est constitué d'un seul matériau suffisamment résistant et imperméable ($k_p = 10^{-7}$ m/s). Pour assurer la stabilité des parements amont et aval on réalise des talus dont la pente dépend des qualités de stabilité et de perméabilité du matériau. L'étanchéité du massif est assurée par l'épaisseur du barrage et l'imperméabilité du matériau.

Incidence de l'eau sur la stabilité :

Lorsque le barrage est plein, les écoulements à l'intérieur du barrage se font de l'amont vers l'aval selon des lignes sensiblement horizontales qui tendent à entraîner le talus aval. On doit donc réduire les pentes ou insérer un drain en pied de barrage pour faire chuter les lignes d'écoulement.

Lorsque le barrage subit une vidange rapide, le gradient hydraulique s'inverse. Les pressions interstitielles ne peuvent pas s'évacuer rapidement dans un matériau peu perméable. On a alors un risque d'instabilité du talus amont qui peut être stabilisé par une recharge perméable (enrochement).

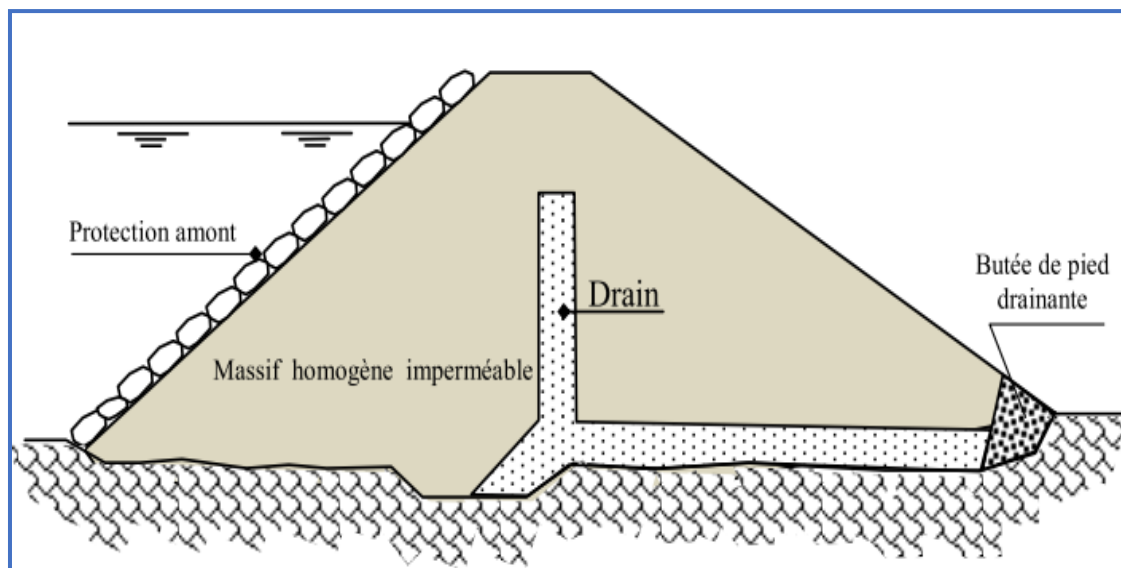


Figure 1.1 : Barrage en terre homogène. [1]

Les quantités disponibles de matériaux présentant les qualités nécessaires à la réalisation du barrage homogène sont souvent faibles, ce type d'ouvrage est donc le plus souvent réservé aux ouvrages de faible importance.

1.2.2 Barrage à masque amont

L'étanchéité est placée sur le parement amont du barrage. Les matériaux utilisés pour la réalisation de l'étanchéité sont :

- ✚ Une dalle en béton armé avec très peu de joints (épaisseur 30 à 80 cm)
- ✚ Masque en béton bitumineux composés de deux à trois couches d'enrobés routiers plus riches en liant (7 à 9 %) pente 2/1.
- ✚ Géomembranes qui doivent être protégées par une couche superficielle (géotextile, petits enrochements, dalles, etc.)

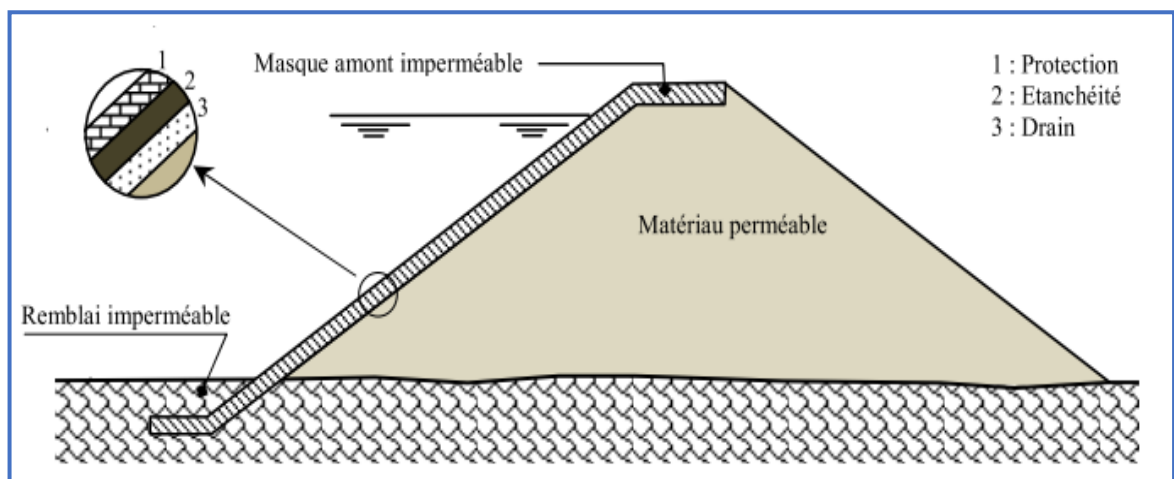


Figure 1.2 : Barrage en terre à masque amont. [1]

Étanchéité-fondation. On réalise, en général, une plinthe en béton appelée parafouille ancrée à la fondation.

1.2.3 Barrages à noyaux

Ces barrages sont constitués de zones de caractéristiques variables réalisées autour d'un noyau en matériau imperméable en argile ($k_p = 10^{-7}$ m/s). Le noyau est le plus souvent vertical mais il peut aussi être incliné. En général, les zones ont des perméabilités et des granulométries de plus en plus élevées à partir du noyau ce qui leur confère le rôle de filtres et de drains. De plus cette disposition permet de réduire les effets des gradients hydrauliques sur la stabilité des talus et donc d'avoir de plus fortes pentes. Les drains sont les organes de sécurité de l'ouvrage.

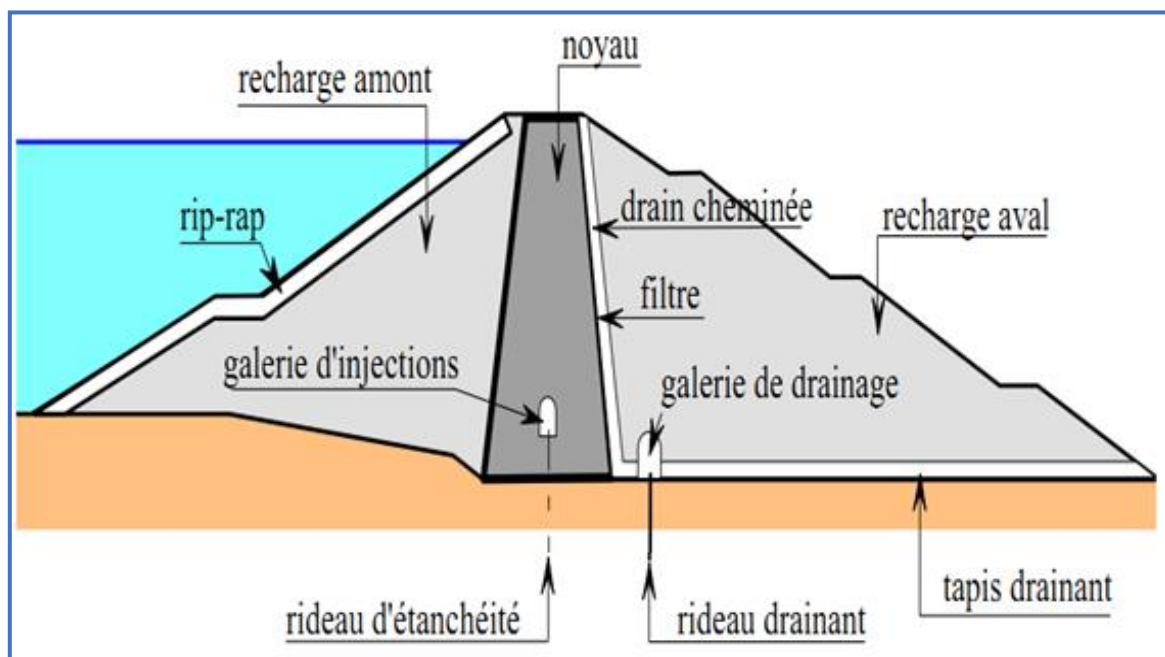


Figure 1.3 : Barrage en terre à noyau. [1]

- ✚ **Le noyau** : partie verticale ou inclinée assurant l'étanchéité du barrage disposée au centre du remblai.
- ✚ **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 souvent peu épaisses de forte perméabilité, aptes à collecter les fuites, donc réduire les pressions interstitielles.
- ✚ **Les filtres** : zones souvent peu épaisses dont la granulométrie, intermédiaire entre celle des parties voisines, s'oppose aux migrations de particules sous l'action des écoulements. Ils luttent contre l'érosion interne. (phénomène de renard)
- ✚ **Le rip-rap** : couche superficielle d'enrochement posé sur un remblai plus fin, et le protégeant des vagues, des courants, etc.
- ✚ **Le drain cheminée** : 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 partir du noyau et conduit les fuites jusqu'au pied aval. Son épaisseur est d'au moins =50 cm.

1.3 Études géotechniques

L'importance primordiale de la connaissance du contexte géologique et géotechnique dans lequel va être intégré l'ouvrage étudié, alliée à la très grande variété des fondations rencontrées, qui fait de chacun d'eux un objet unique, ne permettent pas de définir a priori l'importance et la nature des reconnaissances nécessaires.

Le tableau (1.1) résume l'ensemble des études géotechniques d'un site nécessaires à l'établissement du projet concernant la fondation du remblai et les zones d'emprunt. Mais outre la recherche des matériaux, d'autres études peuvent impliquer la cuvette : son étanchéité dans le cas où le problème ne peut pas être résolu au droit du barrage, la stabilité des versants qui est à vérifier dans certains cas. Il paraît primordial d'insister sur l'importance d'un essai très simple, surtout dans le cas des barrages homogènes. La teneur en eau est l'essai de base qui, associé à un commentaire lors du prélèvement sur la nature du matériau (argile, sable limoneux, grave propre...) et son état (sec, très humide...), permet une bonne première appréciation du site. Il ne faut pas hésiter à multiplier cet essai, peu coûteux (par exemple dans les emprunts) en prélevant un échantillon tous les 0,5 à 1 mètre de profondeur afin d'évaluer le gradient d'humidité.

En général, la teneur en eau des matériaux est peu variable au cours de l'année sauf en surface, jusqu'à 1,5 mètres environ de profondeur, où les matériaux peuvent être, suivant les conditions atmosphériques, secs ou humides.

Aussi bien en fondation qu'en zone d'emprunt, les échantillons ne sont généralement prélevés que dans certaines tranchées, mais ces dernières ont toutes un rôle descriptif (nature et état des matériaux, profondeur des couches, venues d'eau).

Les essais mécaniques et hydrauliques sur les matériaux des emprunts doivent être réalisés à la teneur en eau à laquelle ces matériaux seront mis en place. La résistance au cisaillement des sols fins, surtout à court terme en contraintes totales, chute nettement lorsque la teneur en eau augmente.

Reconnaissance du site		Essais de laboratoire				
Étude initiale	Étude complémentaire de la fondation		Teneur en eau	Identification	Compactage des emprunts	Comportement
<u>Tranchées</u> (ou puits) à l'aide d'une pelle hydraulique (profondeur d'investigation minimale de 4 m) pour étude de la fondation superficielle et recherche des emprunts. Tarière si zones inaccessibles.	<u>Sondages</u> carottés avec essais d'eau de type LEFRAN C (terrain meuble) et LUGEON (roche avec pression max. de 3 fois la hauteur d'eau de la retenue).	<u>Autres essais in situ</u> (pénétromètre, scissomètre, pressiomètre, géophysique...)	Effectuée sur chaque échantillon prélevé (d'un poids minimum de 2 kg)	<u>Limites d'Atterberg</u> des matériaux suffisamment fins et <u>granulométrie</u> (éventuellement teneur en matières organiques, essai au bleu de méthylène, minéralogie, teneur en gypse).	(+identification) <u>Proctor Normal</u> PN et poids spécifique (échantillon d'au moins 20 Kg à prélever).	(+identification et + PN si emprunts). <u>Triaxiaux</u> non drainés consolidés CU et non consolidés UU, <u>compressibilité</u> pour matériaux fins. Boîte de cisaillement pour matériaux grossiers. <u>Perméabilité</u> .
	<u>Tranchées continues</u> dans certaines zones.	Prélèvement d'échantillons remaniés et aussi intacts en fondation si matériaux fins.				

Tableau 1.1 : Études géotechniques d'un barrage en terre [2].

1.4 Choix du type de barrage en terre

Si l'on dispose de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante (1,5 à 2 fois le volume du remblai), la solution barrage en terre homogène ou pseudo-zoné (type 1) s'impose comme la plus économique. Le barrage pseudo-zoné est une variante du barrage homogène qui consiste à répartir les matériaux dans le corps du barrage en fonction de leur granularité ou de leur humidité, mais sans que des filtres de séparation ne soient nécessaires. Il ne s'agit donc pas de véritables zones délimitées avec précision [2].

Par exemple, on pourra réaliser un barrage homogène où les matériaux les plus fins sont placés à l'amont et les plus grossiers à l'aval ; ou bien où les matériaux les plus humides sont placés au centre. Les barrages pseudo-zonés sont drainés exactement comme les barrages homogènes,

Le drain ne constituant pas une séparation entre deux zones réputées différentes, contrairement à la plupart des barrages zonés.

Si l'on dispose de matériaux fins en quantité limitée et de suffisamment de matériaux grossiers exploitables, on peut envisager la construction d'un barrage en terre zoné (type 2-3) avec noyau ou massif amont assurant étanchéité et recharges stabilisatrices grossières. Ce type de solution présente toutefois l'inconvénient d'une mise en œuvre par zone qui sera d'autant plus compliquée et onéreuse que le site est étroit et qu'il peut contrarier l'évolution des engins. Un autre inconvénient est la nécessité de séparer par des filtres de transition les différentes zones. Par contre, surtout pour les ouvrages relativement importants, les matériaux grossiers peuvent permettre un raidissement des talus.

Si l'on ne dispose pas de matériaux fins susceptibles d'assurer l'étanchéité du barrage, ou bien si l'exploitation d'une zone d'emprunt très hétérogène constituée de matériaux fins à grossiers est trop complexe, on peut recourir à une étanchéité artificielle (type 3). Deux techniques sont plus spécialement adaptées aux petits et moyens barrages : la géomembrane et la paroi moulée.

Un réajustement des caractéristiques des matériaux disponibles sur place par criblage, addition de bentonite, séchage ou humidification peut éventuellement être envisagé. Modifier la teneur en eau d'un matériau très argileux est une opération difficile et donc onéreuse. Elle nécessite un contrôle soigné et permanent, ce qui est difficile dans le cas des petits barrages.

1.5 Conception du remblai

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

1.5.1 Définition du profil général du barrage

La pente des talus

La pente des talus du barrage en terre est fixée par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations.

En ce qui concerne le massif, pour déterminer la pente des parements, on se donne en général des pentes qui paraissent optimales, compte tenue de la nature des matériaux, et on vérifie par une étude de stabilité que le barrage présente une sécurité suffisante avec ces pentes. A titre indicatif, le tableau 1.2 donne quelques valeurs qui devront être confirmées par une étude de

stabilité. La pente maximale des talus recommandée est de 1/2. Toutefois, des pentes plus fortes sont possibles dans le cas de talus en matériaux grossiers sans fines (graviers, cailloux, blocs).

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Pente des talus	
		Amont	Aval
Inférieur à 5	✓ Homogène	1/2.5	1/2
	✓ A zone	1/2	1/2
5 à 10	✓ Homogène, granularité étendue	1/2	1/2
	✓ Homogène, à fort pourcentage d'argile	1/2.5	1/2.5
	✓ A zone	1/2	1/2.5
10 à 20	✓ Homogène, granularité étendue	1/2.5	1/2.5
	✓ Homogène, à fort pourcentage d'argile	1/3	1/2.5
	✓ A zone	1/2	1/3

Tableau 1.2 : Valeur des pentes [2].

✚ Hauteur du barrage

La hauteur totale du barrage sera égale la hauteur normale de retenue des eaux majorée de la charge maximale au-dessus du seuil du réservoir des crues et de la revanche (figure 1.20).

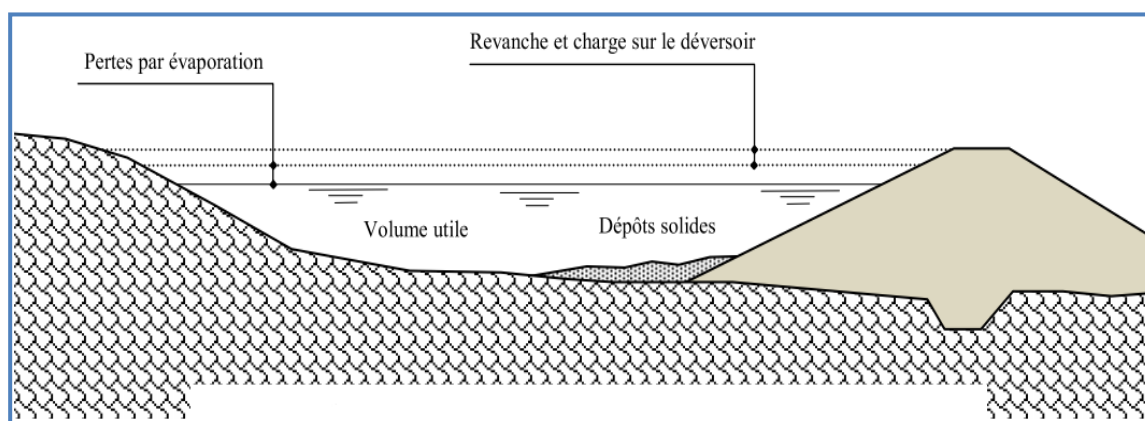


Figure 1.4 : Schéma de répartition des tranches dans la retenue [2].

✚ Niveau normal de retenue :

La hauteur de retenue est calculée compte tenu de la capacité utile à stocker, de la tranche morte, éventuellement prévue en fond de retenue pour emmagasiner les dépôts, et de la tranche correspondant aux pertes par évaporation et par infiltration.

Dans les conditions moyennes, la tranche «neutralisée» pour tenir compte des dépôts et des pertes par évaporation pourra être de 1 à 2m. Celle qui correspond aux pertes par filtration peut être calculée en fonction des caractéristiques du barrage et de ses fondations.

✚ Niveau des plus hautes eaux :

La charge maximale au-dessus du réservoir de crue dépend des caractéristiques de l'évacuateur de crues définies en fonction de l'hydrologie du bassin versant de la retenue et du laminage des crues par la retenue. Elle est déterminée par l'étude de l'évacuateur de crues. On appelle niveau des plus hautes eaux le niveau normal de retenue majoré de la charge sur le déversoir de crue.

✚ Revanche :

En ce qui concerne la revanche R qui est la différence de cote entre les PHE (Plus Hautes Eaux correspondant à la crue de projet) et la crête pour éviter la submersion du remblai par les vagues, il existe plusieurs formules basées notamment sur la vitesse du vent U et la longueur du plan d'eau (ou fetch) F_e , qui permettent d'abord de calculer la hauteur des vagues h (en considérant la direction la plus défavorable pour le couple F_e, U). Il est proposé de retenir la formule de BRETSCHNEIDER qui est adaptée aux retenues modestes (superficie < 100 ha). Cette formule tient compte de la profondeur de l'eau D à proximité du barrage (voir tableau 1.5). La valeur de U est la vitesse du vent trentenaire de durée une heure. La vitesse de propagation des vagues v peut être évaluée par la formule de GAILLARD [2] :

$$v = 1.5 + 2h \quad \text{où } h \text{ en m et } v \text{ en m/s.} \quad (1.1)$$

La revanche est prise égale à :

$$R = 0.75h + \frac{v^2}{2g} \quad \text{où } g = 9,81 \text{ m/s/s.} \quad (1.2)$$

Il est préconisé une valeur minimale de la revanche R en remblai (sécurité aussi vis-à-vis des PHE, du tassement, d'une fissuration amont-aval de la crête) en fonction de $H^2\sqrt{V}$, ce minimum étant pris égal à $(H^2\sqrt{V})^{1/4}/4$. Des résultats se trouvent dans le tableau 1.3.

Bien entendu, si les calculs à l'aide des formules de BRETSCHNEIDER et GAILLARD, donnent une valeur supérieure de la revanche, c'est cette dernière qu'il faut retenir. Dans ce cas, un parapet souple (par exemple en gabions) peut éventuellement assurer la protection entre R minimum (tableau 1.5) et R calculée.

Lorsque le remblai est zoné et comporte un noyau étanche avec une recharge amont perméable, ce dernier doit au moins atteindre la cote $[PHE + 0,5 R_{min}]$

$H^2\sqrt{V}$	5	30	100	300	700	1500
<i>R minimum en m (remblai)</i>	0.40	0.60	0.80	1.05	1.30	1.55

Tableau 1.3 : Revanche minimale en remblai en fonction de $H^2\sqrt{V}$ [2]

Il faut tenir compte du tassement des fondations et du tassement du remblai qui se produisent essentiellement pendant une période de quelques mois à quelques années après la fin des travaux et donc réaliser une contre-flèche en crête (au-dessus des PHE; on a donc $R +$ contre-flèche qui diminue avec le temps). Pour le remblai seul, le tassement après construction peut être estimé à 1% de sa hauteur (et même moins pour les hauteurs inférieures à 15 mètres). Une contre-flèche optique qui permet d'améliorer l'aspect visuel peut être ajoutée. Dans le cas d'un barrage zoné, le noyau doit avoir la même contre-flèche.

Largeur en crête du barrage

La largeur en crête L_c est en général déterminée par l'une des formules suivantes où H est la hauteur du remblai en mètres :

$$\begin{cases} L_c = 1/3H \\ L_c = 1.65H^{1/2} \\ L_c = 3.6H^{1/3}.3 \end{cases} \quad (1.3)$$

Avec $L_c = 3$ m comme valeur minimale, afin de permettre la circulation des engins. Le compactage des dernières couches peut nécessiter une largeur supérieure.

La largeur en crête dépend aussi de l'utilisation de cette dernière (chemin, route). Pour les barrages zonés, elle dépend également du nombre de zones au niveau de la crête.

Les largeurs minimales suivantes sont proposées :

$H^2\sqrt{V}$	< 100	Entre 100 et 300	> 300
<i>L_c minimum</i>	3 m	4 m	5 m

Tableau 1.4 : Largeur minimale en crête [2].

1.5.2 Protection des parements et de la crête

La mise en place d'une couche de grave sur la crête permet notamment d'éviter la formation d'ornières dues au passage de véhicules et la dessiccation des dernières couches argileuses compactées.

Le dimensionnement de la protection du talus amont (y compris la couche d'assise) doit tenir compte de l'effet des vagues et du type de protection choisie. Le bulletin n° 91 de la C.I.G.B. (comités internationaux des grands barrages) édité en juin 1993, traite spécifiquement de la protection du talus amont des barrages en remblai et on pourra utilement s'y référer.

Ce bulletin fournit des règles de dimensionnement des protections en rip-rap déversé (masse médiane des blocs, granulométrie, épaisseur de la couche, épaisseur et granulométrie de la couche d'assise, qualité des matériaux). Il décrit également dans le détail les spécifications concernant les protections en :

- ✚ Sol-ciment ;
- ✚ Dalles de béton coulées en place ;
- ✚ Blocs de béton préfabriqués (pavés autobloquants) ;
- ✚ Béton bitumineux.

L'action des vagues dépend essentiellement de la dimension de la retenue et de sa localisation géographique (rose des vents). Le choix du type de protection et son dimensionnement sont donc indépendants de la hauteur du barrage. De ce point de vue, les barrages de faible hauteur ne peuvent être considérés comme des cas spécifiques que si la retenue est de faible surface.

Le calcul de la hauteur des vagues h est effectué comme indiqué précédemment et dans le tableau 1.5 ci-dessous.

$$h = 0,26 \cdot \tanh \left[0,578 \cdot \left(\frac{g \cdot D}{U^2} \right)^{3/4} \right] \cdot \tanh \left[\frac{0,01 \cdot \left(\frac{g \cdot F_e}{U^2} \right)^{1/2}}{\tanh \left[0,578 \cdot \left(\frac{g \cdot D}{U^2} \right)^{3/4} \right]} \right] \cdot \frac{U^2}{g} \quad (1.4)$$

- ✚ U : vitesse du vent (m/s)
- ✚ D : profondeur de l'eau (m)
- ✚ F_e : longueur du fetch (m)
- ✚ g : accélération de la pesanteur (m/s²)

U	20					25					30					35				
D \ F	300	600	1 000	2 000	3 000	300	600	1 000	2 000	3 000	300	600	1 000	2 000	3 000	300	600	1 000	2 000	3 000
5	0.28	0.39	0.50	0.67	0.78	0.35	0.49	0.61	0.81	0.94	0.42	0.58	0.73	0.96	1.10	0.49	0.67	0.84	1.09	1.24
10	0.29	0.40	0.51	0.71	0.86	0.36	0.50	0.64	0.88	1.06	0.43	0.60	0.76	1.05	1.25	0.50	0.70	0.89	1.21	1.44
15	0.29	0.40	0.52	0.73	0.88	0.36	0.50	0.65	0.90	1.09	0.43	0.60	0.77	1.08	1.30	0.50	0.70	0.90	1.25	1.50
20	0.29	0.40	0.52	0.73	0.89	0.36	0.51	0.65	0.91	1.11	0.43	0.61	0.78	1.09	1.32	0.50	0.71	0.91	1.27	1.53
25	0.29	0.41	0.52	0.73	0.89	0.36	0.51	0.65	0.92	1.11	0.43	0.61	0.78	1.10	1.33	0.50	0.71	0.91	1.28	1.55

Tableau 1.5 : Hauteur des vagues h en m [2].

En fonction de la hauteur des vagues h , le tableau 1.6 donne la dimension préconisée de la protection classique en enrochements : épaisseur e de la couche d'enrochements (mesurée perpendiculairement au parement) et diamètre d_{50} tel que 50 % en poids des blocs aient un diamètre égal ou supérieur à d_{50} . La dimension des plus gros blocs est limitée à e . Les éléments les plus petits n'ont pas un diamètre inférieur à 0,10 mètres.

Hauteur des vagues h (m)	Épaisseur e (m)	d_{50} des blocs (m)
0.30	0.30	0.20
0.55	0.40	0.25
0.80	0.50	0.30
1.05	0.60	0.40
1.30	0.70	0.45
1.55	0.80	0.50

Tableau 1.6 : Dimension de la protection amont en enrochements [2].

1.6 Filtres et drains

Pour contrôler les infiltrations à travers le remblai il est nécessaire de mettre en place un dispositif drainant et filtrant.

1.6.1 Nature des matériaux granulaires

En ce qui concerne la qualité des matériaux, les principaux essais, outre la granulométrie, sont les suivants :

- ✚ Mesure du coefficient de friabilité des sables ;

- ✚ Essai Los Angeles (chocs) et essai Micro-Deval (usure) pour les graviers ;
- ✚ Équivalent de sable, essai au bleu de méthylène (la présence d'argile peut entraîner une cohésion et donc une fissuration du matériau), teneur en matières organiques.

1.6.2 Dispositif drainant du remblai

Pour un barrage homogène, il est constitué de deux parties :

- ✚ Un drain cheminée vertical continu, en sable 0 - 5 mm, 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 la pelle le remblai toutes les 5 ou 6 couches compactées et en y déversant le sable avec soin (voir figure 1.5) ;

Une évacuation vers l'aval, si possible indépendante du tapis drainant ou des bande drainantes, surtout si le remblai n'est pas constitué de matériaux très étanches ; elle consiste en des cordons en matériaux granuleux (en général du gravier entouré d sable ou d'un géotextile) de section totale très largement suffisante pour évacuer le débit prévisible.



Figure 1.5 : Drain vertical recreusé dans le remblai et remplissage par du sable drainant et auto filtrant[2].

Il est proposé de diminuer l'épaisseur du drain cheminée (minimum de 0,50 m) au fur et à mesure de la montée du remblai en fonction de la valeur de correspondant $H^2\sqrt{V}$ à la

cote inférieure de la tranche considérée (drain cheminée avec deux ou trois épaisseurs en tout). Le tableau 1.7 (ci-contre) donne les valeurs de l'épaisseur minimale préconisée.

$H^2\sqrt{V}$	< 30	30 à 100	100 à 300	300 à 700	700 à 1500
<i>Épaisseur en m</i>	0.50	0.80	1.00	1.20	1.50

Tableau 1.7 : Épaisseur minimale du drain cheminée en sable [2].

1.6.3 Utilisation des géotextiles comme filtre ou drain

Les géotextiles sont des nappes de fibres souples, résistantes et perméables. Il existe plusieurs produits, chacun d'entre eux pouvant assurer une ou plusieurs fonctions (filtre, drain, protection contre le poinçonnement...). Des applications ont été mentionnées précédemment.

Dans un barrage, les géotextiles sont le plus souvent utilisés pour participer à l'évacuation des eaux de percolation en intervenant comme filtre de protection d'un matériau granulaire drainant (voir figure 1.6). Toutefois, la mise en place d'un géotextile pour protéger un drain cheminée n'est pas aisée. Dans ce cas, une solution alternative consiste à construire le remblai en deux étapes, afin de mettre en place le géotextile entourant le drain sur un parement incliné stable à court terme.



Figure 1.6 : Géotextile anti contaminant sous un drain horizontal en graviers [2].

1.7 Dispositif d'auscultation

Les barrages doivent pouvoir faire face à n'importe quelles conditions de charge pour toute la durée de vie nominale de l'aménagement et plus encore sans représenter un danger. Tout déversement soudain ou imprévu d'eau du réservoir risque de provoquer des pertes de vie et la destruction de biens matériels. Cette menace pour les vies humaines, pour les biens matériels et pour la sécurité du public impose le recours à des méthodes pour évaluer le comportement d'un barrage et sa sûreté durant sa construction, lors de la mise en eau du réservoir et pendant l'exploitation de l'aménagement. Parmi les raisons pour lesquelles on installe des instruments sur les barrages et dans leurs fondations [2], [3] :

1.7.1 Mesure de la cote du plan d'eau

Cette mesure participe à trois objectifs :

- ✚ Améliorer la gestion de la retenue par une connaissance continue des volumes d'eau disponibles ;
- ✚ Enrichir les données hydrologiques par mesure des débits de crue ;
- ✚ Participer à l'auscultation du barrage en permettant d'examiner l'influence de la cote de la retenue sur les mesures de certains instruments (en particulier débits et piézométrie).

1.7.2 Mesure des débits

Le contrôle des fuites, des suintements et des zones humides est d'abord visuel. La mesure des débits suppose leur collecte : fossé de pied, aménagement d'exutoires. Deux procédés de mesure des débits sont envisageables :

- ✚ Par capacité (mesure du volume recueilli dans une capacité jaugée pendant un temps donné) ;
- ✚ Par mesure de la lame déversante en amont d'un seuil calibré.

Ces dispositifs sont installés sur les ouvrages neufs à la sortie des organes de drainage, et sur les barrages en service dans des zones où l'on observe des fuites.

1.7.3 Mesure de la piézométrie

Il est important de contrôler dans la fondation et dans le remblai la position de la surface phréatique et l'évolution des pressions interstitielles.

On peut classer les appareils de mesure en deux types :

- ✚ Les piézomètres à tube ouvert dont la longueur crépinée est de quelques dm à plusieurs mètres ;

- ✚ Les cellules de pression interstitielle (à corde vibrante, à contre-pression).

Les cellules de pression interstitielle fournissent des mesures ponctuelles précises et elles ont des temps de réponse plus rapides que les piézomètres.

1.7.4 Mesure des déplacements

On peut distinguer plusieurs types de déplacements :

- ✚ Des mesures de déplacements absolus de repères du barrage par rapport à des piliers d'observation fixes implantés dans des zones non susceptibles d'être affectées par des mouvements ; on peut réaliser des mesures altimétriques (tassement) et des mesures planimétriques (sens amont-aval et sens rive-rive) ;
- ✚ Des mesures de déplacements internes du remblai, verticaux à l'aide de tassomètres, horizontaux à l'aide d'inclinomètres ou d'élongomètres ; ces appareils ne concernent en général que les ouvrages importants ;
- ✚ Des mesures de déplacements relatifs des structures en béton ; pendule dans la tour de prise.

1.8 Conclusion

Finalement, la recherche met en évidence plusieurs points cruciaux dans la construction des barrages en terre. Il est essentiel d'analyser soigneusement les conditions géologiques et hydrologiques pour déterminer le type optimal de barrage en terre, en tenant compte des caractéristiques géotechniques et environnementales du site. De plus, le choix et la conception du barrage doivent être effectués avec précision en fonction des analyses géotechniques et hydrologiques, garantissant la stabilité hydraulique et géologique à long terme du barrage. La conception et l'installation des filtres et des drains doivent également être basées sur les besoins réels du projet et les prévisions des variations du débit d'eau et des niveaux de sol. Enfin, un système de surveillance complet et précis doit être mis en place pour suivre les performances du barrage, assurant sa sécurité et sa réponse aux défis potentiels, renforçant ainsi la durabilité et la sécurité du projet.

CHAPITRE 2

Synthèse bibliographique sur le comportement sismique des barrages en terre

2.1 Introduction

Dans cette introduction, nous nous concentrons sur l'étude des risques d'effondrement des barrages, qui constituent l'un des principaux défis d'ingénierie et environnementaux auxquels sont confrontées les sociétés. Nous passerons en revue quelques cas historiques marquants d'effondrements de barrages et leurs impacts étendus sur l'environnement et la vie humaine. Nous aborderons également le danger d'effondrement des barrages causé par les séismes et comment analyser les séismes pour évaluer la stabilité des barrages. Cette introduction nous fournira une compréhension globale des défis complexes auxquels sont confrontés les barrages en terre, mettant en lumière l'importance de prendre des mesures préventives et correctives pour garantir leur sécurité et leur durabilité.

2.2 Le risque de rupture de barrage

Le risque « rupture de barrage » entre dans la catégorie des risques technologiques. Les causes ainsi que les mécanismes en jeu lors d'une rupture sont variables en fonction des caractéristiques propres au barrage.

Les causes de rupture d'ouvrage peuvent être de différents ordres [4] :

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

✚ **Causes naturelles** peuvent également être à l'origine de rupture de barrage. Il en est ainsi des crues exceptionnelles, d'intensité supérieure à celle retenue pour le dimensionnement des ouvrages évacuateurs, appelée *crue de projet*. Le niveau de sécurité retenu est généralement compris entre la crue millénaire et la crue décennaire. Les barrages en remblai ne supportent pas la submersion et sont donc plus vulnérables aux débordements. La phase de chantier pour les barrages en construction est une période sensible aux risques de crue, car les ouvrages d'évacuation ne sont pas encore opérationnels.

Les glissements de terrains, soit de l'ouvrage lui-même dans le cas de barrages en remblai, soit des terrains entourant la retenue sont également une cause de rupture. L'ouvrage peut être déstabilisé par un glissement (barrage de Malpasset, 1959) ou bien submergé par la vague engendrée par un glissement en amont de la retenue (barrage du Vajont, 1963).

Enfin les séismes peuvent causer des dommages mineurs à ne pas négliger (déformations, tassements, fissures, etc.). Le risque sismique est systématiquement pris en compte lors de la conception des ouvrages, même s'il est peu élevé. Les ruptures de barrages dues aux séismes sont d'ailleurs très rares.

✚ **Causes humaines** peuvent enfin être à l'origine d'accidents : études préalables pas assez approfondies, contrôle d'exécution insuffisant, erreurs d'exploitation, défaut de surveillance et d'entretien ou encore actes de malveillance, sabotage,

attentat, guerre (les barrages sont néanmoins protégés par la convention de Genève).

Les accidents de barrages liés à des séismes sont rares. Le tableau ci-joint extrait de publications de la Commission internationale des grands barrages (CIGB) montrent que les accidents les plus importants concernent les ouvrages en remblai. On retient surtout la rupture très étudiée du barrage en remblai de San-Fernando (9 février 1971).

Lors d'un récent séisme en Californie, le barrage voûte de Pacoima a été soumis à une sollicitation sismique très élevée. Il n'est pas impossible que la rupture du barrage ait été évitée grâce à un niveau bas de la retenue [5].

<i>Barrage</i>	<i>Hauteur (m)</i>	<i>Pays</i>	<i>Date</i>	<i>Magnitude (M)</i>	<i>Dégâts</i>
La Marquesa et La Palma	10 10	Chili	1985	7.8	2 barrages rompus 16 barrages-dégâts importants 16 barrages-faibles dégâts
San Andreas Dam	32	USA Californie	1906	8.25	Fissure longitudinale Fissure transversale des appuis
Upper Crystal Springs	26	USA Californie	1906	8.25	Mouvement du barrage de 2.4 m
Sheffield Dam	8	USA Californie	1925	6.3	Rupture totale
Hebgen Dam	35	USA Montana	1959	7.5 à 7.8	Tassement du barrage : 1.2 m – Effet de vague
Lower San Fernando	40	USA Californie	1971	6.6	Tassement de la crête : 8.5 m
Upper San Fernando	24	USA Californie	1971	6.6	Tassement de crête : 900 mm – Déplacement vers l'aval de 1.5 m
Paiho Main Dam	66	Chine	1976	7.8	Grand glissement : 330 barrages endommagés
Douhe Dam	22	Chine	1976	7.8	Fissure longitudinale
Masiway Dam	25	Philippines	1990	7.7	Tassement de la crête : 1.0 m – Fissure longitudinale
Ono Dam	37	Japon	1923	8.3	Tassement de la crête 250 mm- Fissure profonde adjacente au noyau
74 remblais	1.5 à 18	Japon	1939	6.6	12 barrages détruits, 40 glissements
Chatsworth	11	USA	1930	Non connue	Fissures, fuites
Earlsburn	6	Ecosse	1839	4.8	Rupture totale

Tableau 2.1 : Effet sur quelques barrages en terre [5].

Des accidents plus graves, avec rupture complète, se sont produits sur des remblais de stériles lors des séismes, notamment au Chili. Toutefois la technique de montée de ces remblais est une technique minière par voie humide, complètement différente de la technique de génie civil de construction des barrages en terre.

2.3 Ruptures des barrages en terre occasionnées par un tremblement de terre

Le risque de rupture brusque et inopinée est considéré comme très faible. 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.








Les barrages en remblai peuvent être touchés par une rupture progressive, causée par un phénomène d'érosion externe ou interne.

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

L'érosion interne correspond à l'entraînement des matériaux au sein du corps de l'ouvrage ou de sa fondation. Elle est provoquée par des percolations excessives à travers l'ouvrage. Le conduit de fuite s'agrandit par érosion jusqu'à provoquer l'effondrement de la structure [5].

L'expérience montre que la rupture est souvent différée. En effet, elle peut être déclenchée par un mode de rupture autre que le glissement. Il convient, pour être exhaustif, de recenser l'ensemble des causes qui initie chaque mode de rupture et de juger de la vraisemblance de leur occurrence dans le cas étudié.

Les causes de rupture les plus fréquentes sur les barrages en terre qui peuvent être rencontrés lors d'un tremblement de terre sont :

-  Rupture par liquéfaction ;
-  Rupture par des fissures longitudinales ;
-  Rupture par des fissures transversales ;
-  Rupture par un glissement de talus ;
-  Rupture par érosion interne (effet de renard hydraulique) ;
-  Rupture par érosion externe ;
-  Rupture totale.

2.3.1 Rupture par liquéfaction

Le phénomène de liquéfaction est connu sous le nom de liquéfaction statique ou cyclique respectivement lorsque le chargement provoquant le phénomène est monotone ou cyclique.

La liquéfaction statique est caractérisée par une perte importante et brutale de la résistance au cisaillement du massif de sol. C'est un phénomène d'instabilité caractéristique de matériaux granulaires, tels que les sables, lâches et saturés, ayant une tendance à la contractante sous cisaillement drainé. En conditions non drainées, cette tendance se traduit par une augmentation de la pression interstitielle qui conduit à la réduction des contraintes effectives.

La liquéfaction cyclique vraie caractérise les sables lâches et très lâches contractants. C'est un mécanisme similaire à celui observé sous chargement monotone, et se définit par une augmentation progressive de la pression interstitielle au cours des cycles de charge-décharge (tremblement de terre) sans augmentation considérable des déformations. Lorsque la pression interstitielle devient égale à la contrainte moyenne effective initiale, une chute brutale de la résistance au cisaillement se produit accompagnée par un développement rapide de grandes déformations [6].

Lorsque le barrage en terre est saturé (habituellement du côté amont), il peut liquéfier une fois soumis à la vibration dépassant une certaine limite. La rupture du barrage par liquéfaction est habituellement liée à la déformation volumétrique ε_v dans le sol (figure 2.1), qui est donné par : $\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3$

Où : ε_1 , ε_2 et ε_3 sont les déformations principales pour les trois dimensions.

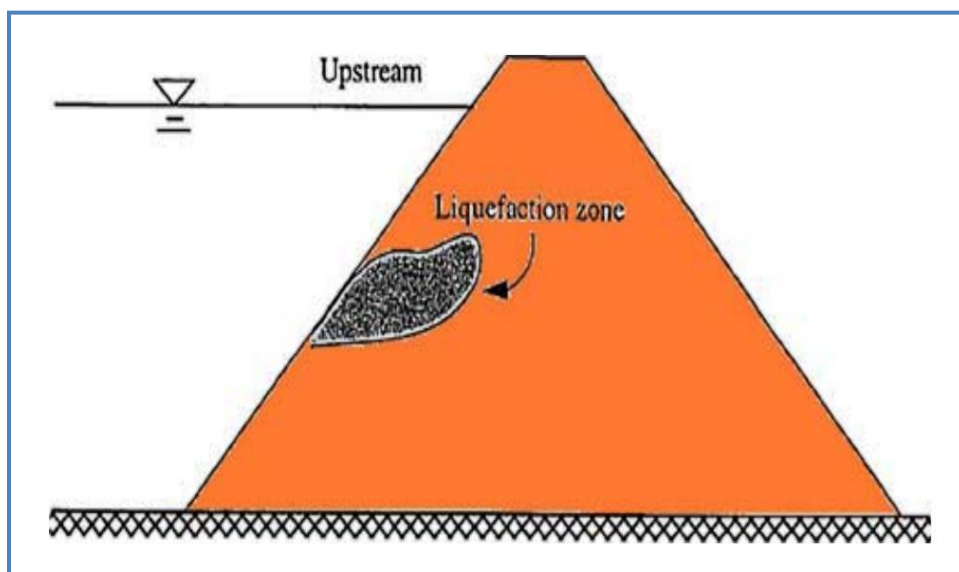


Figure 2.1 : Rupture par liquéfaction d'un barrage en terre. [7]

Une autre méthode pour évaluer la liquéfaction est l'utilisation d'une déformation de seuil. Si la déformation cyclique de cisaillement dans un sol en raison d'un tremblement de terre n'excède pas un certain niveau de seuil, la liquéfaction ne devrait pas se produire [7].

La déformation maximale de cisaillement γ_{max} provoquée par un mouvement du sol de tremblement de terre peut être estimée par :

$$\gamma_{max} = \frac{1.2 a_{max} DH}{V_s^2}$$

Où :

a_{max} : L'accélération maximale ;

DH : Hauteur total du barrage ;

V_s : Vitesse de l'onde.

2.3.2 Rupture par des fissures longitudinales

Les fissures longitudinales ont lieu principalement dans la zone de crête (figure 2.2). La formation de larges fissures longitudinales est considérée due à des contraintes de traction produite à la surface. La déformation de cisaillement du glissement peut également contribuer à une telle rupture.

Une autre cause de fissures longitudinales est le tassement différentiel du noyau ou de la fondation, ce qui est le plus susceptibles de se produire lorsque la fondation n'est pas uniforme ou lorsque des dépôts lâches de fleuve sont laissés non excavés.

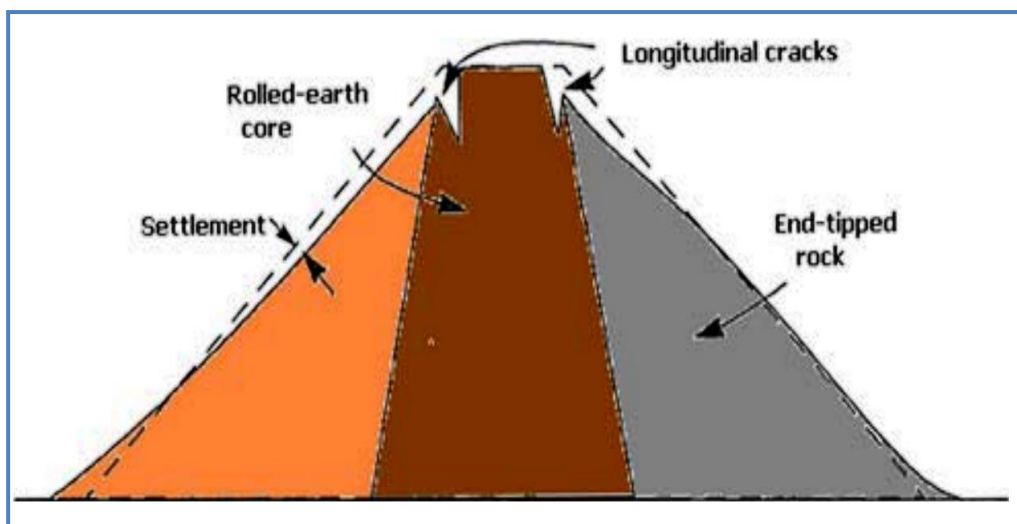


Figure 2.2 : Rupture par des fissures longitudinales [7].

Il convient de noter que les fissures longitudinales sont parfois cachées. Les fissures internes formées dans le barrage de Hachi à Niigata, JAPON ont été découvertes quand le barrage a été excavé pour réparer des ouvertures endommagés dans le séisme de Niigata [7] . Ainsi, une étude exacte est nécessaire même si aucun dommage n'est visible.

2.3.3 Rupture par des fissures transversales

Les fissures transversales se composent de quatre types [7] :

- ✚ Certains fissures sont formés en raison de la vibration violente dans la direction parallèle à l'axe de barrage ;
- ✚ Autre fissures sont formés près des deux extrémités d'un remblai en raison de la différence dans les caractéristiques de vibration du remblai ;
- ✚ Autres fissures sont formés en raison de la consolidation différentielle dans le barrage quand ont été réparés sur des ouvertures ;
- ✚ Des fissures dus à un tassement différentiel de la fondation (figure 2.3).

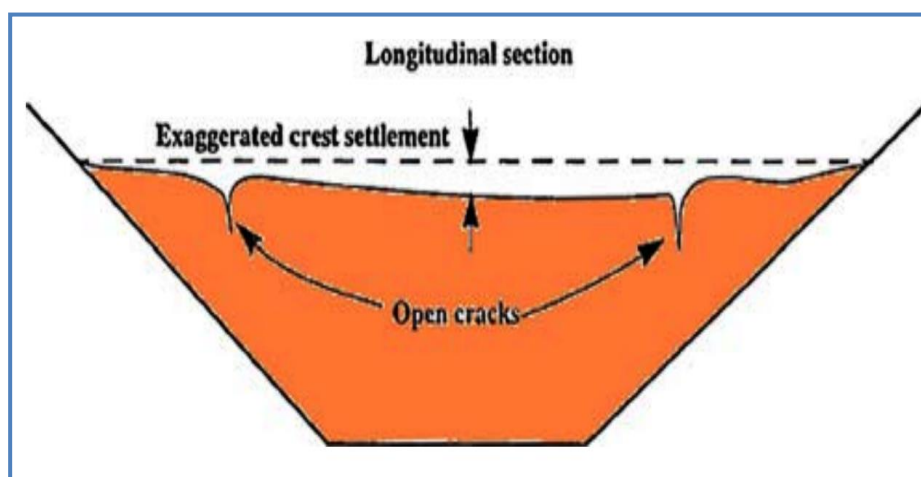


Figure 2.3 : Rupture par des fissures transversales due au tassement différentiel [7].

2.3.4 Rupture par un glissement du talus du barrage

Le glissement est un type important de dommages qui peut se produire dans des barrages en terre soumis aux mouvements du sol de tremblement de terre (figure 2.4). L'étude de la stabilité des talus amont et aval est la partie essentielle de la conception des barrages en terre. Différents cas doivent être étudiés en tenant compte de l'état des pressions interstitielles à l'intérieur de la digue. Pratiquement, on calculera le facteur de sécurité F_S le long des cercles de glissement supposés :

- ✚ Pendant la construction et peu après la construction

- ✚ Lorsque le barrage vient d'être rempli (avec percolation permanente)
- ✚ Lors d'une vidange rapide.

La stabilité de pente des barrages en terre est habituellement évaluée en termes de résistance de cisaillement des sols et le critère de Mohr-Coulomb.

La cause de la rupture par glissement lors d'un séisme est la perte de stabilité par augmentation de piézométrie [8].

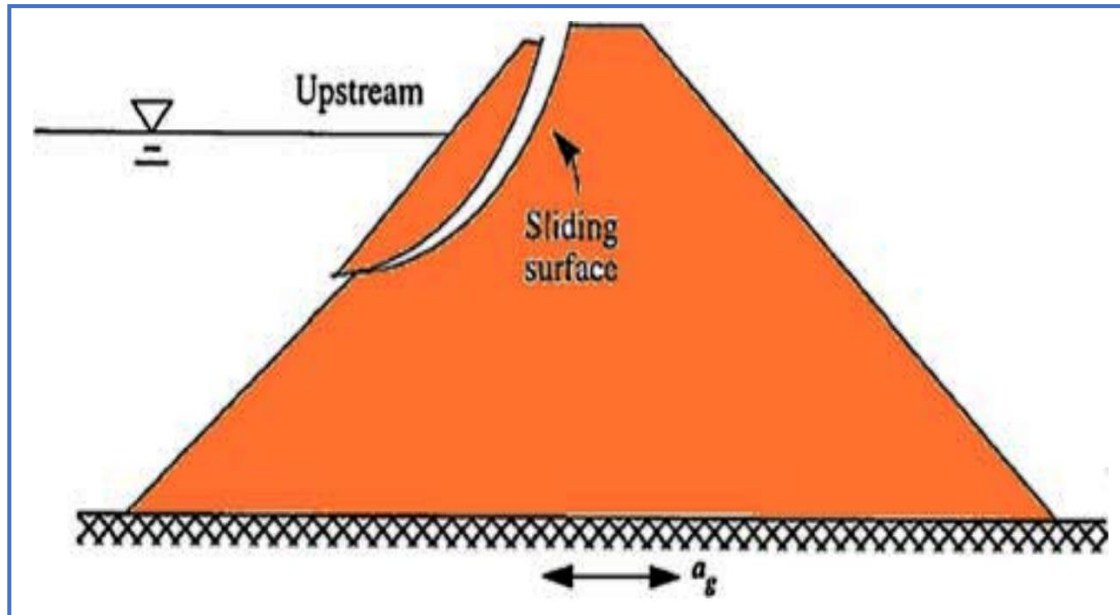


Figure 2.4 : Rupture par glissement du talus du barrage [7].

2.3.5 Rupture par érosion interne (effet de renard hydraulique) :

Les hétérogénéités de perméabilité dans le corps du barrage peuvent être à l'origine de circulation d'eau. Selon la nature des matériaux et la charge hydraulique, on peut atteindre le gradient hydraulique critique qui provoque localement l'érosion interne pendant un tremblement de terre. De part en part, cette érosion peut se propager jusqu'à former une vraie galerie qui provoque une brèche dans la digue par effondrement des matériaux [1], [7].

Les facteurs aggravants sont :

- ✚ La présence de galeries,
- ✚ Une mauvaise étanchéité entre couches de remblais,
- ✚ Une hétérogénéité des matériaux.
- ✚ Les racines d'arbres abattus qui, en pourrissant, laissent pénétrer l'eau sous les digues.

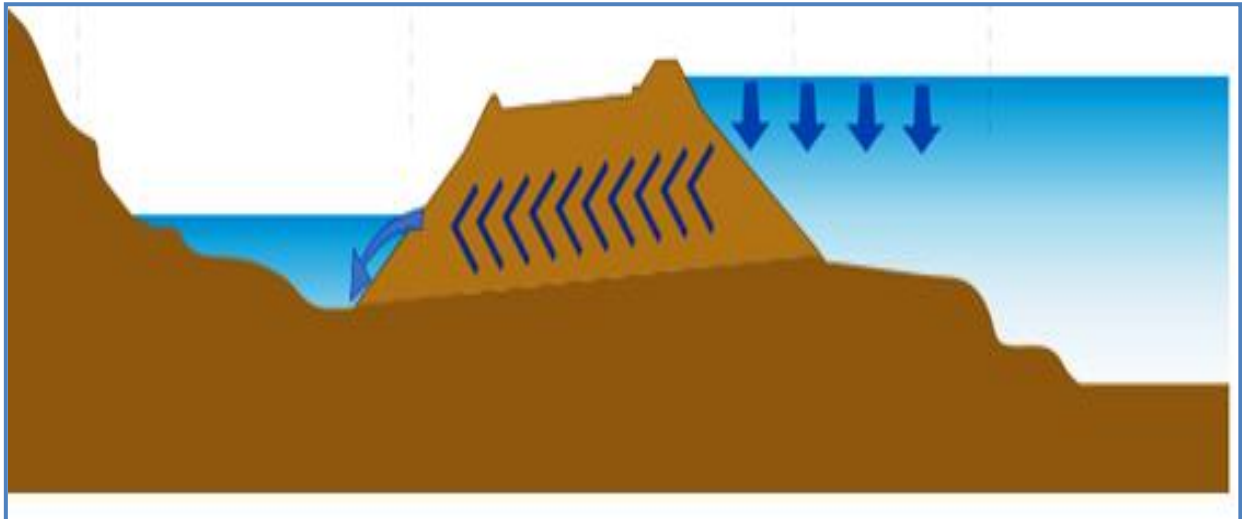


Figure 2.5 : Rupture par érosion interne [7].

Les causes qui peuvent déclencher la rupture par érosion interne sont [8] :

- ✚ Le mouvement d'une faille active en fondation ;
- ✚ Les fuites et la fissuration après séisme ;
- ✚ Le cisaillement du filtre.

2.3.6 Rupture par érosion externe

Les talus des levées peuvent subir les effets des courants hydrauliques qui peuvent provoquer des érosions à leur base. Il en résulte un affaiblissement des caractéristiques mécaniques du corps de remblai et un raidissement de la pente du talus. Ceci peut entraîner des affaissements de matériaux qui à leur tour engendrent des perturbations hydrauliques sous forme de tourbillons et des érosions. Par rupture successive du talus, une brèche peut se former et conduire à la rupture complète du barrage.

La cause principale qui aboutit à la rupture par érosion externe est le tassement entraînant la submersion de l'ouvrage [8].

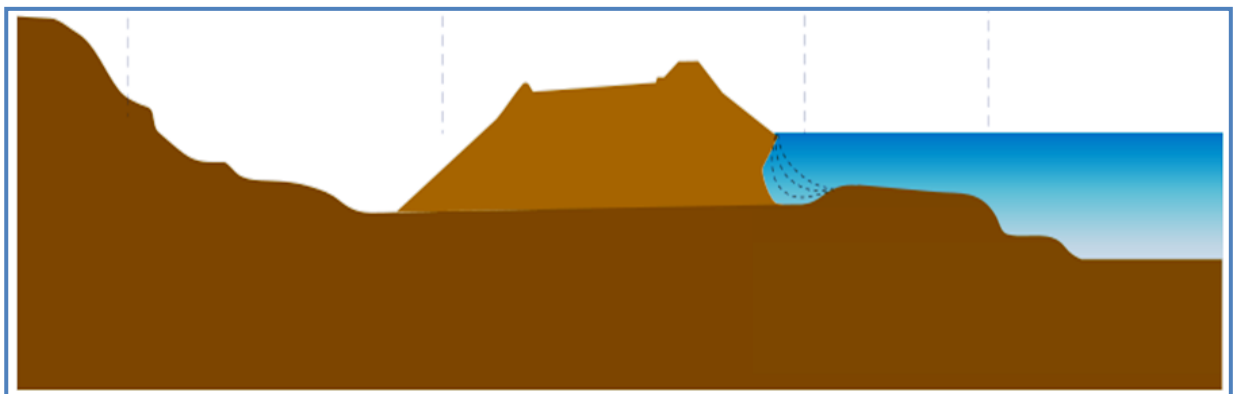


Figure 2.6 : Rupture par érosion externe [8].

- ✚ La vitesse moyenne de l'eau. Ainsi les digues en proximité immédiate du lit mineur et celles situées dans un rétrécissement du lit majeur sont particulièrement vulnérables.
- ✚ Les perturbations hydrauliques locales,
- ✚ La nature et la protection du talus côté fleuve. Un perré résiste ainsi à une vitesse de 4 m/s alors qu'un talus enherbé est vulnérable à partir de 1,5 m/s.

2.3.7 Rupture totale

Une rupture de masse du barrage peut intervenir en cas d'instabilité générale du corps de remblai. On pense qu'une rupture de masse peut intervenir lors d'un tremblement de terre quand les trois facteurs suivants sont réunis :

- ✚ Profil de digue étroit avec pente de talus forte ;
- ✚ Piézométrie élevée dans la digue en absence de drainage ;
- ✚ Faibles caractéristiques mécaniques des matériaux.

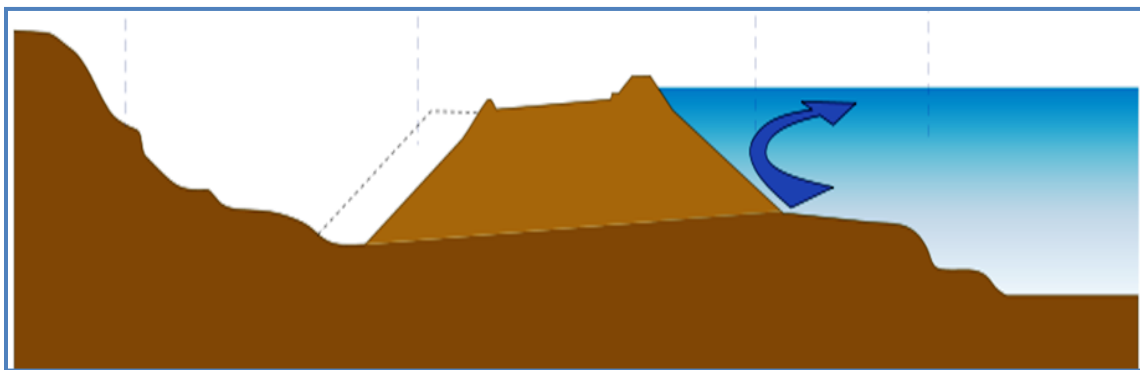


Figure 2.7 : Rupture total du barrage [8].

2.4 Cas historiques de ruptures observées

Les chercheurs enregistrés au cours de l'histoire des barrages en terre plusieurs ruptures qui ont beaucoup servi à l'amélioration des calculs sismiques.

2.4.1 Barrage inférieur de San Fernando

Le barrage inférieur de San Fernando qui est implanté à 48 km au nord de Los Angeles et dont la construction fut par remblaiement hydraulique d'un matériau sableux a atteint une hauteur de 40 m.

L'épicentre du séisme ayant eu lieu dans cette région se situait à près de 13 km au nord-est du site de l'ouvrage. Les enregistrements ont indiqué que les mouvements des terrains au voisinage du barrage, avaient une accélération maximale d'environ 0.55 à 0.6g. Durant ce

tremblement de terre, un glissement important c'est produit sur le parement amont du barrage, emportant sa crête ainsi que 8.5 mètres de matériaux de son talus aval.

**Barrage inférieur***Figure 2.8 : Barrage de San Fernando. [9]***Barrage supérieur**

Avant le séisme, le niveau de l'eau dans la retenue se trouvait à environ 10 m sous la crête de l'ouvrage. Le glissement ne laissa qu'une revanche 1.3m.

L'analyse de cette rupture a montré que le début de glissement a été généré par une liquéfaction du sol pendant le séisme [10].



Figure 2.9 : Barrage inférieur de San Fernando après le séisme de 1971. [11]



Figure 2.10 : Barrage supérieur de San Fernando après le séisme de 1971. [11]

2.4.2 Barrage Sheffield de Santa Barbara

Le barrage de Santa Barbara, situé à une distance d'une dizaine de kilomètres de l'épicentre, a subi un séisme de magnitude 6,3, ayant entraîné une rupture totale du barrage. La durée de ce séisme a été estimée à une valeur, allant de 15 à 18 secondes et l'intensité correspondait à une accélération du sol de 0.04 à 0.10 g.

Cet ouvrage a été construit en travers d'un ravin. Le remblai avait une longueur de 219.5 m et une hauteur maximale d'environ 8 m. Il a été construit en terre compactée, par le passage sur l'ouvrage d'engins de terrassement.



Figure 2.11 : Rupture du Barrage de Sheffield de Santa Barbara [11].

S'était produit près de la base du remblai, en provoquant un mouvement en masse vers l'aval, sur une distance de 91 m. Les dégâts relevés sont attribués à la dégradation des propriétés mécaniques du sol, qui a conduit à une liquéfaction.

2.4.3 Barrage inférieur de Van Norman

Le barrage inférieur de Van Norman construit de 1912 à 1930 subit ainsi un glissement du talus amont de 42 m suite au séisme de San Fernando en février 1971 (M=6.6). Le plan d'eau heureusement inférieur à la cote normale n'avait plus qu'une revanche de 1.4m après séisme. Malgré les fissures et les fuites, cette revanche n'est pas détruite. La liquéfaction a abaissé la résistance de la partie inférieure de la recharge amont à une valeur qui n'assurait plus la stabilité statique. Le pied amont a commencé à glisser, entraînant des

fissures dans le remblai. L'eau et le matériau liquéfié pénétrèrent dans les fissures, affaiblissant la partie supérieure et développant le glissement plus d'une minute après la fin du séisme [8].

2.4.4 Barrage d'Hebgen

Le séisme d'Hebgen Lake qui s'est produit en 1959 suivait une faille située à quelques mètres du barrage Hebgen. Ce barrage de 27m de hauteur, était construit par des recharges en sable et graviers à granulométrie continué et légèrement cohérents.

L'étanchéité était assurée par un noyau central en béton, descendant jusqu'au rocher de fondation.

Les observations enregistrées après le séisme [12] :

- ✚ La fondation rocheuse supportant le noyau s'était enfoncée d'environ 3m
- ✚ Les dalles de pieds de l'évacuateur qui était fondées sur les alluvions sablo - graveleuses, étaient pratiquement détruites.
- ✚ Les fondations rocheuses s'étaient déplacées massivement. Des fissures transversales et surtout longitudinales de 5 à 30 cm de largeur sont apparues.
- ✚ De nombreuses vagues ont submergé la crête (la hauteur d'eau au-dessus de la crête était d'environ 1 m).
- ✚ De nombreux glissements se sont produits dans le réservoir.

De ce qui précède, les chercheurs faire les remarques suivantes :

- ✚ Pour certains matériaux, la rupture reste possible même en cas d'un coefficient de sécurité calculé par les méthodes classiques qui est nettement supérieur à 1 (certains barrages se sont complètement rompus).
- ✚ Les conditions les plus stables existent pour des barrages constitués de matériaux à comportement argileux ou reposant sur ce même matériau en place. Par contre, Les barrages (corps du barrage ou sa fondation) constitué de matériaux à comportement sableux (par exemple, dépôts de sables, remblais hydrauliques sableux) et leurs ruptures ont été attribuées essentiellement à la perte de rigidité due au développement des pressions interstitielles.
- ✚ Dans certains cas de rupture de barrage l'incident est intervenu longtemps après la fin du séisme, ces ruptures retardées peuvent être provoquées par une réplique au moment où l'écoulement interne a permis une nouvelle répartition des pressions interstitielles, ou elles peuvent être dues à une répartition moins

favorable des pressions à un moment donné de la consolidation du barrage après le séisme.

2.4.5 Les levées à Taïwan lors du séisme de Chi-Chi (M =7.3)

Ce violent séisme, le 21 septembre 1999, est la cause de 2400 victimes, plus de 10000 blessés, plus de 100 000 habitations endommagées et plus de 2000 glissements de terrain. L'image choc qui caractérise sa nocivité est celle du barrage-mobile de Shih-Kang, coupé par le déplacement de 4 m de la faille Chelungpu qui s'est produit sur 105 km de longueur. D'après T.S. Ueng et al [13] les terrains de prédilection de la liquéfaction sont les polders, les dépôts alluviaux des anciens lits de rivière et les dépôts récents le long des berges. Le sol y est généralement sableux, avec une nappe entre 1 et 3 m de profondeur et une résistance SPT inférieure à 10. Le tassement et déplacement de nombreuses levées dans ces zones ont atteints 1,5 et 2 m respectivement, sous des accélérations maximales atteignant jusqu'à 0,75g. La plupart des barrages en revanche ne tassa pas plus de 0,1% de leur hauteur. Il en fut conclu que les remblais bien compactés pouvaient subir une accélération maximale de 0,6 g sans grands dommages [8].

2.4.6 Barrages du Japon

Au Japon, en 2000 le nombre de barrages d'irrigation s'élève à plus de 100 000, avec 1872 supérieurs à 15 m dont 1688 remblais. Plusieurs ruptures sont signalées parmi les plus anciens, construits avant 1945 (dont le plus âgé a 1600 ans).

Tani [13], [14] pointe que la cause majeure de ces ruptures est la liquéfaction de la fondation ou du remblai. La première rupture historique mentionnée, toujours au Japon, concerne le barrage de Manno-Ike, elle se serait produite un mois après le séisme d'Ansei Nakai (1854), probablement par renard. L'étude post-sismique d'Akiba [1941] conclut que les barrages en sols sableux ont connu les dégâts les plus lourds, suggérant ainsi que la liquéfaction en est l'origine.

Le séisme d'Ojika qui a eu lieu en 1939 avait une magnitude de 6.6 a provoqué dans certaines zones des accélérations de l'ordre 0,3 à 0,4g et des dommages à des dizaines de barrages dont certains ont été complètement détruits. Une étude systématique a alors été menée sur les barrages détruits, et les autres qui n'avaient pas subi de dégâts majeurs.

Le séisme sous-marin de Tokachi qui a eu lieu en 1968 avec une magnitude de 7,8 et une accélération estimée 0,15g et 0.2g a endommagé 93 barrages en terre. Il n'y eut cependant aucune rupture ou accident grave dans les grands barrages construits selon les procédés techniques nouveaux.



Figure 2.12 : Rupture du barrage de Yamanaka, JAPON 1968. [14]

Parmi les 1200 petits barrages touchés par le séisme de Hyogo-Ken Nanbu (séisme de Kobé M=7,2) du 17 janvier 1995, seulement neuf l'ont été sérieusement. 950 petits barrages ont été endommagés sur les 24 000 de l'île de Awaji, dont deux rompus. La rupture du remblai d'Idenoshiri-Ike, de 5,5 m de hauteur et de 155 m de longueur, se fait après 7 secondes de séisme au moment où l'accélération du site est maximale, 0,45g, d'après Kazumori Uchida et al,[30]. Les zones liquéfiées de la fondation en pied aval et amont causent une coulée vers l'aval (SPT <5 sur la figure 1.19) dès qu'elles se rejoignent au centre [8].

Sur l'île d'Honshu, curieusement la plus grande part des barrages endommagés est entre 10 et 25 km de distance de la faille. Tamostsu Matsui et al [13] considèrent pour ce séisme qu'en deçà d'une distance de 5 km, l'influence prépondérante est celle de l'accélération maximale et qu'au-delà, la fréquence de résonance du sol régit le comportement.

Sur l'île d'Honshu, le remblai homogène de Sugatadani-Ike a une hauteur de 12 m en grave sablo-argileuse peu compacte. Situé à 26 km de la faille, il est sollicité par une accélération maximale estimée en fondation à 0,23g. La retenue est à la moitié de sa hauteur normale. Un glissement emporte le parement amont provoquant un rejet de 4 m, sans rompre le barrage. Le coefficient de sécurité est passé de 2,8 à 1 en cours de séisme suite à un taux de génération de pression interstitielle de l'ordre de 80%.

En ce qui concerne les barrages d'une hauteur supérieure à 15 m, construits après 1953, aucun ne s'est rompu depuis. Toujours dans cette catégorie de hauteur, seuls ceux construits avant 1918 ont été sérieusement touchés par les séismes et un seulement s'est rompu. Les causes des rares tassements de remblai supérieur à 1 m après tremblement de terre sont :

- ✚ Remblai en matériau lâche.
- ✚ Liquéfaction des matériaux constitutifs sableux.

En conclusion, il importe de retenir qu'aucun barrage en remblai de 15 m ou plus, construit conformément à la pratique moderne, n'a été détruit par un séisme au Japon et que le manque de compactage est à l'origine des ruptures.

2.5 méthodes d'analyse sismiques des barrages en terre

La sécurité sismique des barrages en terre est directement liée aux déformations permanentes éprouvées pendant et après un tremblement de terre, la stabilité des pentes pendant et après le tremblement de terre, mouvements dynamiques de pente, des pressions interstitielles excessives en matériaux de remblai et la fondation qui peuvent induire la liquéfaction de sol.

La plupart des méthodes couramment utilisées pour étudier la stabilité sismique des barrages en terre et d'autres structures en sol soumises à des sollicitations sismiques sont dérivées en trois parties :

- ✚ Les méthodes simplifiées.
- ✚ Les méthodes empiriques.
- ✚ Les méthodes numériques.

2.5.1 Les méthodes simplifiées

2.5.1.1 Méthode Pseudo-statique [15], [16]

Vers les années 1970, l'analyse pseudo-statique était la méthode standard pour l'analyse de la stabilité des barrages en terre vis-à-vis des séismes, Cette méthode intègre l'effet de la sollicitation sismique dans une analyse de stabilité statique conventionnelle sous la forme d'une force statique horizontale appliquée au centre de gravité de la masse du sol au-dessus de la surface de rupture potentielle considérée. Cette force est égale au produit d'un coefficient sismique K_s , et du poids du sol impliqué (figure 2.13).

L'application d'une force horizontale constante est visiblement très peu représentative de l'effet d'un séisme sur une pente. Il se résulte que la détermination du coefficient sismique est un aspect problématique de l'utilisation de cette méthode. Seed [12] remarque que les analyses pseudo-statiques menées dans différentes régions sismiques sont réalisées avec des coefficients sismiques trop petits et ne considèrent pas les effets d'une sollicitation sismique sur la résistance des matériaux formant la pente. Le coefficient sismique est généralement choisi sans aucune justification théorique [17]. L'utilisation d'un

coefficient sismique égal à l'accélération maximale au niveau de la fondation de la structure, souvent considérée conservatrice, ne l'est pas nécessairement. En effet, l'amplitude des accélérations dans la structure en sol peut être plus petite ou plus grande que celle au niveau de la fondation, selon la période naturelle et les caractéristiques d'amortissement de la structure et la nature de la sollicitation sismique.

Comme cette méthode n'introduit généralement pas l'influence de la sollicitation sismique sur la résistance du sol, un coefficient de sécurité supérieur à 1.0 ne signifie pas nécessairement une condition stable. Afin de parer à ce problème, une correction au coefficient de sécurité déterminé est appliquée pour prendre en compte l'affaiblissement de la résistance dû au chargement sismique.

Il reste qu'un facteur de sécurité de 1,0 ne traduit pas nécessairement une condition d'instabilité. En effet, le coefficient de sécurité peut descendre jusqu'à 1,0 à plusieurs reprises durant un séisme mais durant de très courtes périodes de temps, faisant en sorte que seul un déplacement permanent se produit et non une rupture de la pente.

Toutefois, Seed [17] conclut que la méthode pseudo-statique fournit des résultats utiles lorsque les matériaux formant la pente ne sont pas soumis à une perte de résistance lors d'une sollicitation sismique. Le choix du coefficient sismique et l'interprétation des résultats restent difficiles.

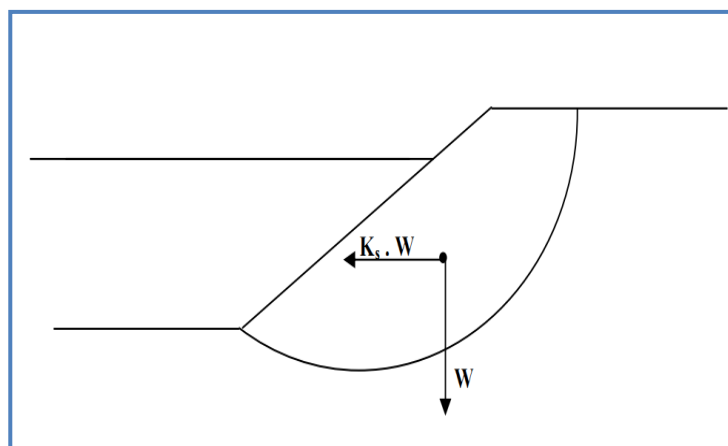


Figure 2.13 : Illustration de la méthode pseudo-statique [17].

2.4.1.2 Méthode de NEWMARK (1965)

À l'année 1965, Newark introduit les éléments de base d'une procédure pour l'évaluation de potentiel de déformation d'un barrage sous l'effet de chargement sismique, Cette méthode peut être considérée comme un développement de la méthode pseudo statique, elle permet d'évaluer le déplacement d'une masse de sol donnée lors d'un séisme. La méthode originale de Newark s'applique au déplacement d'un bloc rigide sur un plan. Dans

un premier temps, cette méthode permet de calculer l'accélération critique qui provoque une rupture selon une surface de glissement dans le parement étudié, Le déplacement du bloc est obtenu par la double intégration de la partie de l'accélérogramme mesuré au centre du bloc durant lesquels l'accélération critique a_c est dépassée (figure 2.14).

Des améliorations ont été introduites à cette technique afin de tenir compte de la variation de l'accélération dans la structure. Suite à l'étude de plusieurs cas de chargement sismiques pour des configurations différentes de barrages, La procédure d'évaluation des déplacements permanents par la méthode de Newmark comporte les étapes suivantes :

- ✚ Détermination de l'accélération critique a_c pour la surface de rupture potentielle considérée. Cette accélération limite correspond au coefficient sismique k , de la méthode pseudo-statique, qui produit un coefficient de sécurité égale à 1.
- ✚ Détermination d'accélérogramme moyen de la masse au-dessus de la surface considérée.
- ✚ Un calcul de la réponse dynamique de la structure est généralement réalisé à cette fin.
- ✚ Calcul du déplacement le long de la surface considérée par double intégration des portions de l'accélérogramme dépassant l'accélération limite a_y .

Cette méthode n'est valable que pour des matériaux dont la résistance n'est pas affectée par la sollicitation sismique [15], [16].

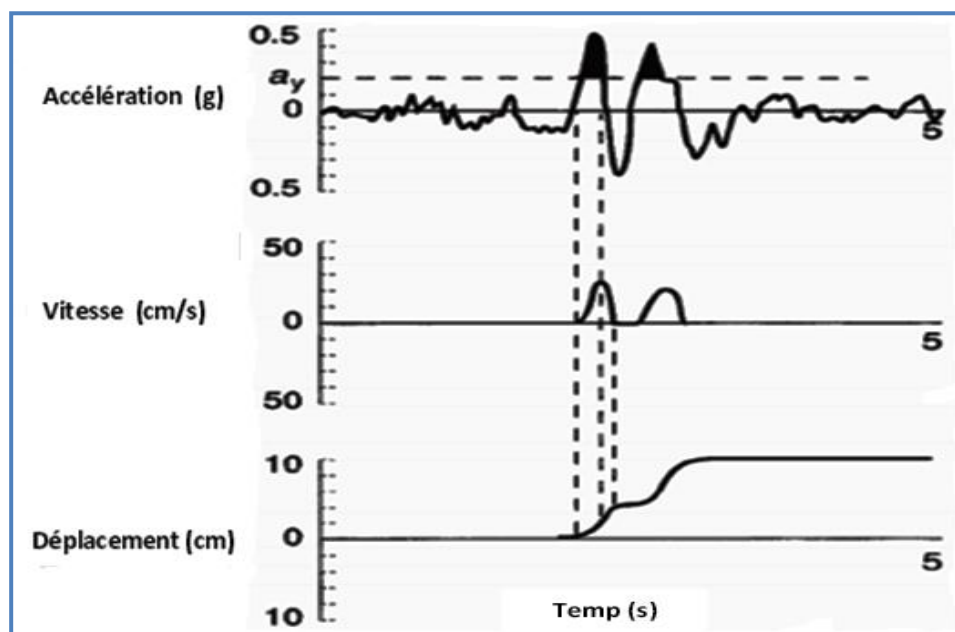


Figure 2.14 : Intégration de l'accélérogramme afin de déterminer les vitesses et les déplacements. [16]

2.5.1.3 Méthode de SARMA (1973)

À l'année 1973 Sarma a proposé une méthode de calcul de l'accélération horizontale critique qui est nécessaire pour amener la masse du sol par la surface de glissement pour un état d'équilibre limite. Cette accélération critique est donc une mesure du facteur statique de sécurité.

Il y a deux façons possibles par lesquelles le coefficient de sécurité se réduit à un ou inférieure à un lors d'un séisme. Premièrement lorsque le barrage en remblai est soumis à des mouvements du sol fort sera mis en vibration qui va produire les forces d'inertie de la structure. Cette collaboration avec les forces d'avant le séisme statique peut amener le facteur de sécurité à une valeur inférieure à 1. Mais si la force de la terre reste inchangé et si le déplacement de la masse a échoué n'est pas assez grand pour changer la configuration de la structure, le coefficient de sécurité après le séisme sera la même que celle avant le séisme. Deuxièmement, il est connu que la pression interstitielle au sein de la masse de sol d'un barrage en terre peut augmenter pendant le chargement du séisme.

Ainsi, l'augmentation des forces d'inertie ainsi que la diminution de la contrainte effective en raison de la pression interstitielle peut réduire le facteur de sécurité de la structure de l'unité à un moment donné au cours d'un tremblement de terre.

Toute autre augmentation de la force d'inertie va produire un déplacement de la masse du sol le long de la surface de rupture par rapport au corps principal du barrage. Le

comportement de la pression interstitielle long de la surface de glissement pendant le déplacement est inconnu mais peut être supposée constante et égale à celle au moment où le coefficient de sécurité est un.

(Sarma, 1975) a proposé d'utiliser le modèle de Newmark pour analyser les effets des forces d'inertie et la pression interstitielle sur le coefficient de sécurité, de l'accélération critique et le déplacement ultérieur pendant un séisme. L'analyse est basée sur le principe de l'équilibre limite et le modèle du comportement obéit au critère de rupture de Mohr-Coulomb avec contraintes effectives [15], [18].

2.5.1.4 Méthode de MAKDISI-SEED (1977)

Lors de la Conférence de Rankine en 1965, Newark a proposé une méthode servant à estimer le déplacement des barrages en remblai provoqué par les séismes fondés sur le concept que les mouvements des pentes sont amorcés lorsque la force due à l'inertie, à laquelle est soumise une zone de glissement potentielle, excède la limite de résistance élastique disponible le long de la surface de glissement. Ce faisant, Newark traitait la zone de glissement comme un corps rigide. Makdisi et Seed (1977) ont modifié l'approche de Newark en tenant compte du fait qu'un barrage en remblai se comporte en réalité comme une structure flexible, et ils ont mis au point une technique permettant d'estimer l'amplification des mouvements du sol jusqu'à la crête du barrage. Par conséquent, l'analyse se fait à partir de l'estimation de l'accélération maximale de la crête a_{max} pour un mouvement du sol d'une ampleur donnée, puis en déterminant l'accélération maximale de la zone de glissement potentielle, k_{max} . La valeur de l'accélération limite, k_y , de la zone de glissement est estimée en trouvant le coefficient de l'accélération horizontale moyenne dans une analyse de stabilité de pente conventionnelle qui fournirait un coefficient de sécurité de 1,0. Ce coefficient est défini comme le rapport d'une force horizontale déstabilisante (comme celle pouvant être engendrée par un séisme) au poids de la zone de glissement. Le rapport de k_y à k_{max} peut alors être utilisé pour estimer le déplacement à la crête du barrage. Cette valeur estimée contient une composante horizontale et verticale.

Aux fins de la présente analyse, l'amplification de l'accélération maximale du sol de la base du barrage jusqu'à sa crête est estimée en utilisant la courbe de Jansen (figure 2.15). La valeur hypothétique de k_{max} a été désignée comme étant égale à a_{max} , qui correspond à l'accélération maximale du sol multipliée par le coefficient d'amplification. À la lumière des analyses réalisées dans le passé sur de grands barrages et selon le bon jugement, la période

fondamentale du barrage a été fixée à 1,5sec. La valeur de k_y a été déterminée à l'aide d'analyses de stabilité conventionnelles, tel que décrit ci-dessous [3] :

	Coefficient de sécurité sans séisme	Accélération Limite, k_y
Pente amont	2,2	0,39
Pente aval	2,1	0,35

Tableau 2.2 : Valeurs de l'accélération limite k_y [3].

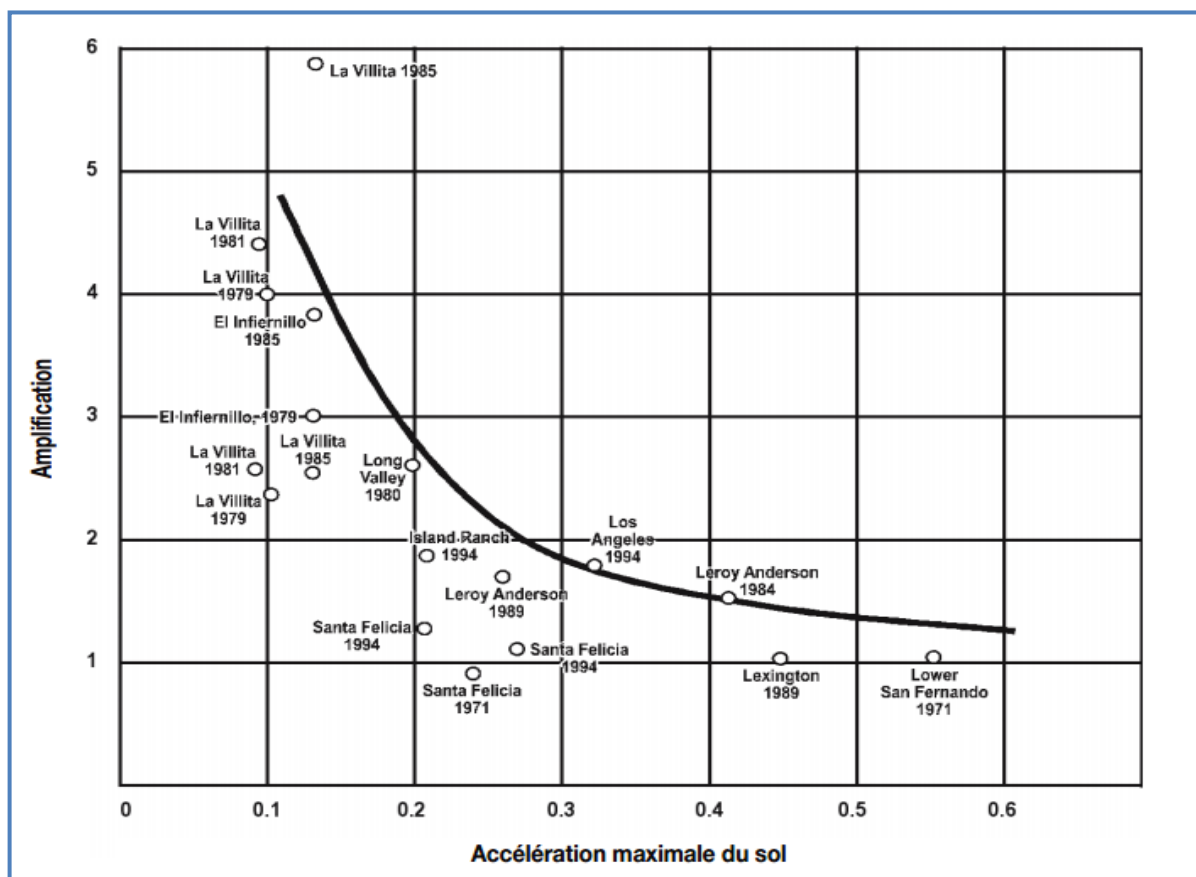


Figure 2.15 : Rapports mesurés des accélérations de la crête et de la base de barrages en remblai à la suite de séismes [3].

Notes :

1. Le graphique représente les accélérations mesurées sur des barrages en remblai qui varient grandement en matière de dimensions, de géométrie, de matériaux utilisés et de conditions des fondations.
2. Les deux valeurs représentées pour le barrage de La Villita, pour chacune des années indiquées, sont fondées sur les amplitudes positives et négatives des accélérogrammes asymétriques des mouvements de la crête.

3. L'enveloppe représente une limite supérieure des amplifications, reflétant la moyenne des accélérations maximales de la crête du barrage de La Villita lors du séisme de 1985.

Cette méthode indique un déplacement d'environ 1,3 m lors du séisme maximal du projet. L'utilisation d'un angle de frottement de 45 à 50 fournirait un coefficient de sécurité de presque 3,0. Une accélération limite supérieure et un déplacement estimé inférieur à un mètre en découlerait. Encore une fois, la revanche de 15 m serait satisfaisante, compte tenu du déplacement estimé, les diagrammes de Makdisi et Seed, sont présentés à la figure 2.16.

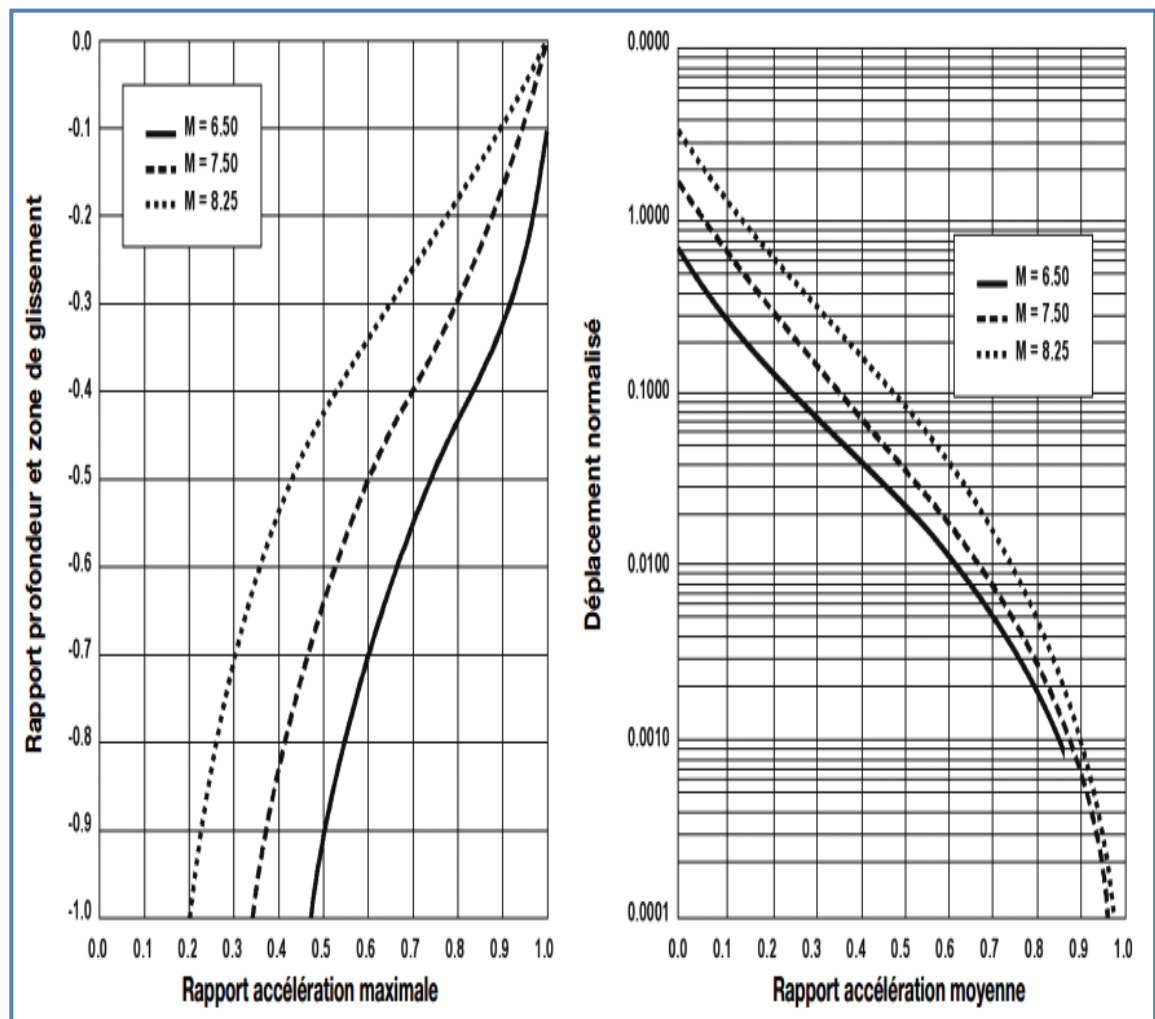


Figure 2.16 : Méthode de Makdisi/Seed [3].

2.5.1.5 Méthode de MINEIRO (1975,1979)

À l'année 1975 et 1979 Mineiro proposé une méthode qui prend en compte la fragilité dynamique des sols et les pressions interstitielles générées lors d'un séisme [18].

La méthode considère les étapes suivantes :

- ✚ L'accélération limite initiale est déterminée par la résistance statique du matériau et en tenant compte des pressions interstitielles lors de la survenance du tremblement de terre et de la fragilité du matériau est calculée l'accélération limite résiduelle.
- ✚ Les accélérations induites par le tremblement de terre dans le corps du barrage sont calculées par la méthode des éléments finis en supposant un comportement élastique linéaire avec amortissement visqueux pour le matériau.
- ✚ L'évaluation des déplacements se fait compte tenu la valeur de l'accélération limite résiduelle et l'accélérogramme induite agissant sur la base de la surface de glissement.

2.5.2 Les méthodes empiriques

2.5.2.1 Méthode de JANSEN (1990)

À l'année 1990 Jansen développé la relation empirique suivante entre la magnitude du séisme, M , l'accélération maximale de la crête a_{max} , La valeur de l'accélération limite, a_y et le tassement total de la crête, U_C :

$$U_C = [48.26(M/10)^8(a_{max} - a_y)] / \sqrt{a_y} \quad (2.1)$$

La valeur de l'amplification à la crête (a_{max}) dans l'équation ci-dessus peut être obtenue à partir de la figure 2.17. Cette méthode ne considère pas la hauteur du barrage directement dans l'évaluation de déplacement [19].

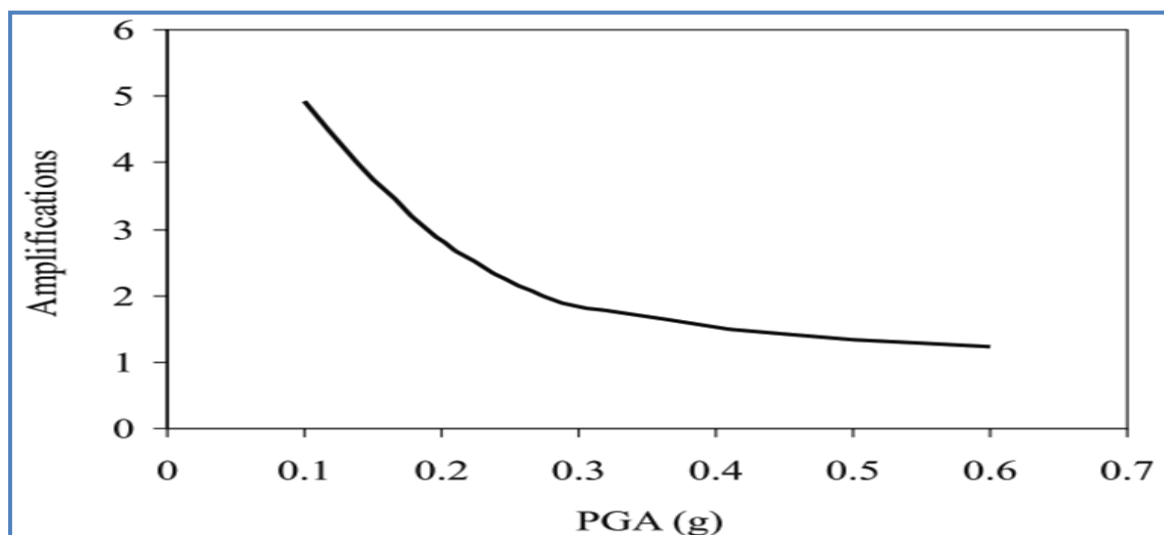


Figure 2.17 : Amplification des barrages en remblai pendant un tremblement de terre [19].

2.5.2.2 Méthode de SWAISGOOD (1995,1998)

Lors de la conférence régionale de l'ouest de l'Association « *of State Dam Safety Officials* » en mai 1995, Swaisgood a estimé les déformations mesurées sur des barrages en enrochement à la suite de séismes présentées dans le tableau 2.3 [3].

Cette relation concerne le tassement de la crête U_C (exprimée en pourcentage du barrage et de l'épaisseur combinée alluvions) à un facteur d'énergie sismique (SEF), le type de barrage (K_{typ}), hauteur du barrage (DH), et la profondeur des alluvions (A_t) comme suit :

$$U_C(\%) = SEF \times K_{typ} \times DH \times A_t \quad (2.2)$$

Le facteur de l'énergie sismique (SEF) dans l'équation ci-dessus dépend de magnitude du séisme (M) et l'accélération maximale du sol (PGA) sur le site du barrage et est exprimé comme suit :

$$SEF = \exp^{[(0.7168 \times M) + (6.405 \times PGA) - 9.098]} \quad (2.3)$$

En 1998, Swaisgood a amélioré son approche et a exprimé le tassement de la crête comme produit du (SEF) et du a facteur de résonance (RF) [19].

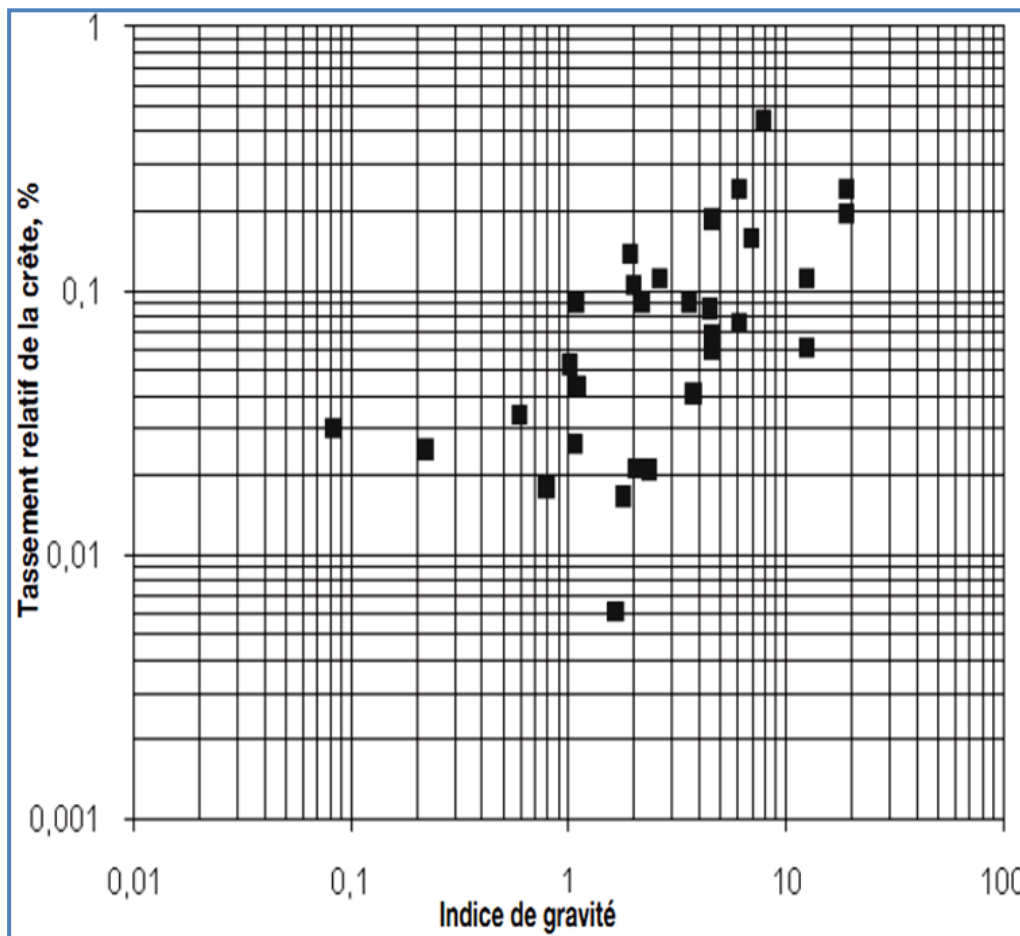


Figure 2.18 : Relation entre tassement différentiel et indice de gravité du séisme [3].

Nom de Barrage	Endroit	Type de Barrage	DH (m)	A _t (m)	Nom de séisme	Année	Magnitude	PGA.g	Tassement De la Crête (cm)	Tassement relatif (%)	Indice de gravité
Cogoti	Chili	CFRD	85,4	0,0	Illapei	1943	7,9	0,20	37,8	0,44	7,86
La Villita	Mexique	ECRD	60,1	75,3	Mich.-Guerrero	1985	8,1	0,13	32,9	0,24	6,07
Pantabangan	Philippines	ECRD	114,3	0,0	Philippines	1990	7,7	0,58	27,7	0,24	19,01
Aya	Philippines	ECRD	102,1	0,0	Philippines	1990	7,7	0,58	20,1	0,20	19,01
Los Angeles	Californie	ECRD	47,3	0,0	Northridge	1994	6,7	0,43	8,8	0,19	4,58
Makio	Japon	ECRD	95,0	0,0	Naganoken	1984	6,8	0,57	15,0	0,16	6,94
Matahina	Nelle-Zéland	ECRD	86,0	?	Edgecumbe	1987	6,3	0,33	11,9	0,14	1,92
Diayo	Philippines	ECRD	60,1	0,0	Philippines	1990	7,7	0,38	6,7	0,11	12,45
Namioka	Japon	ECRD	52,1	0,0	Nihonkai-Chubu	1983	7,7	0,08	5,8	0,11	2,62
La Villita	Mexique	ECRD	60,1	75,3	Playa Azul	1981	7,3	0,09	14,3	0,11	1,98
Minase	Japon	CFRD	67,1	?	Nigata	1964	7,5	0,08	6,1	0,09	2,16
La Villita	Mexique	ECRD	60,1	75,3	n.d.	1985	7,5	0,04	12,2	0,09	1,08
El Infiernillo	Mexique	ECRD	146,0	0,0	n.d.	1979	7,6	0,12	13,1	0,09	3,57
North Dike (LA)	Californie	ECRD	35,7	0,0	Northridge	1994	6,7	0,42	3,0	0,09	4,47
El Infiernillo	Mexique	ECRD	146,0	0,0	Mich.-Guerrero	1985	8,1	0,13	11,0	0,08	6,07
San Justo	Californie	ECRD	39,9	14,0	Loma Prieta	1989	7,1	0,26	3,7	0,07	4,57
Canili	Philippines	ECRD	70,1	0,0	Philippines	1990	7,7	0,38	4,3	0,06	12,45

Leroy Anderson	Californie	ECRD	71,6	0,0	Loma Prieta	1989	7,1	0,26	4,3	0,06	4,57
Cogswell	Californie	CFRD	81,1	0,0	Sierra Madre	1991	5,8	0,46	4,3	0,05	1,01
El Infiernillo	Mexique	ECRD	146,0	0,0	Playa Azul	1981	7,3	0,05	6,4	0,04	1,10
Nagara	Japon	ECRD	52,1	?	Chiba-Toh	1987	6,9	0,27	2,1	0,04	3,73
La Villita	Mexique	ECRD	60,1	75,3	n.d.	1979	7,6	0,02	4,6	0,03	0,60
Tsengwen	Taiwan	ECRD	131,4	?	n.d.	1976	5,3	0,16	4,0	0,03	0,08
Cogswell	Californie	CFRD	81,1	0,0	Northridge	1994	6,7	0,10	2,1	0,03	1,06
El Infiernillo	Mexique	ECRD	146,0	0,0	n.d.	1975	5,9	0,08	3,7	0,03	0,22
Leroy Anderson	Californie	ECRD	71,6	0,0	Morgan Hill	1984	6,2	0,41	1,5	0,02	2,01
Miboro	Japon	ECRD	129,9	0,0	Kitamino	1961	7,0	0,15	2,7	0,02	2,34
La Villita	Mexique	ECRD	60,1	75,3	n.d.	1975	7,2	0,04	2,4	0,02	0,79
El Infiernillo	Mexique	ECRD	146,0	0,0	n.d.	1975	7,2	0,09	2,4	0,02	1,77
Magat	Philippines	ECRD	100,0	0,0	Philippines	1991	7,7	0,05	0,6	0,01	1,64
Oroville	Californie	ECRD	234,8	0,0	Oroville	1975	5,9	0,10	0,9	0,00	0,27

Légende :

DH

Hauteur du barrage, en m

A_t

Épaisseur de l'alluvion sous le barrage, en m

ECRD

Barrage en enrochement avec noyau de terre

CFRD

Barrage en enrochement à masque amont en béton

PGA

Accélération maximale du sol

Tassement relatif

Tassement de la crête divisé par la hauteur combinée du barrage et de l'épaisseur de l'alluvion,

en pourcentage

Indice de gravité

$PGA * (Magnitude\ du\ séisme - 4,5)^3$

Tableau 2.2 : Déformation de barrages en enrochement due aux séismes [3].

2.5.2.3 Méthode de BUREAU (1985,1997)

En guise de complément à son analyse de 1985, Bureau présente dans son ouvrage de 1997 un tableau qui met en relation le tassement relatif de la crête et l'indice de gravité des séismes pour diverses valeurs de l'angle de frottement du matériau de remblai (figure 2.19). Le tableau est fondé sur les analyses par éléments finis de barrages typiques en enrochement. Il convient de noter que le tassement est obtenu en multipliant la hauteur du barrage par la valeur indiquée dans le graphique, puis en divisant par 100. L'utilisation de cette méthode indique un tassement d'environ deux mètres si devait survenir le séisme maximal de projet lorsqu'un angle de frottement de 40° est utilisé. L'utilisation d'un angle de 50° impliquerait un tassement de la crête d'environ 1 m. Encore une fois, la revanche de 15 m au-dessus du niveau maximal d'opération serait satisfaisante, à la lumière du tassement estimé [3].

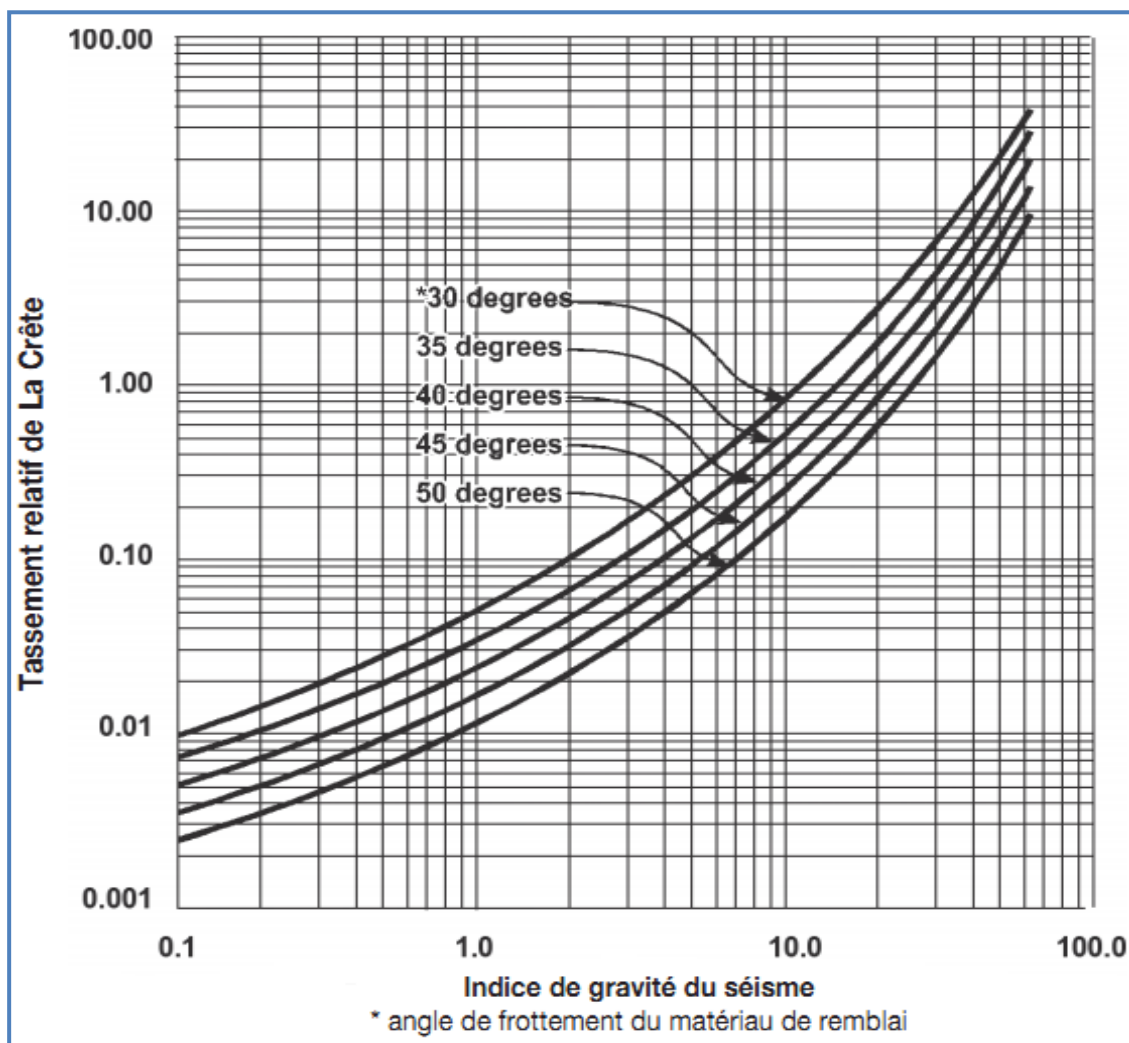


Figure 2.19 : Comportement anticipé (de Bureau 1997) [3].

2.6 Conclusion

À la fin de l'étude, les risques d'effondrement des barrages ont été examinés et analysés avec soin, en mettant l'accent sur les cas historiques d'effondrements et l'impact des séismes sur la sécurité des barrages en terre. Les méthodes et les techniques scientifiques utilisées pour analyser les séismes des barrages ont été discutées, en mettant l'accent sur les facteurs géologiques, hydrologiques et géotechniques qui influent sur la stabilité des barrages. Ces points ont été présentés avec précision pour fournir une meilleure compréhension des défis auxquels sont confrontées les opérations de construction et de maintenance des barrages en terre, et pour renforcer les efforts scientifiques visant à développer des mesures plus efficaces pour réduire les risques associés à ces infrastructures vitales.

CHAPITRE 3

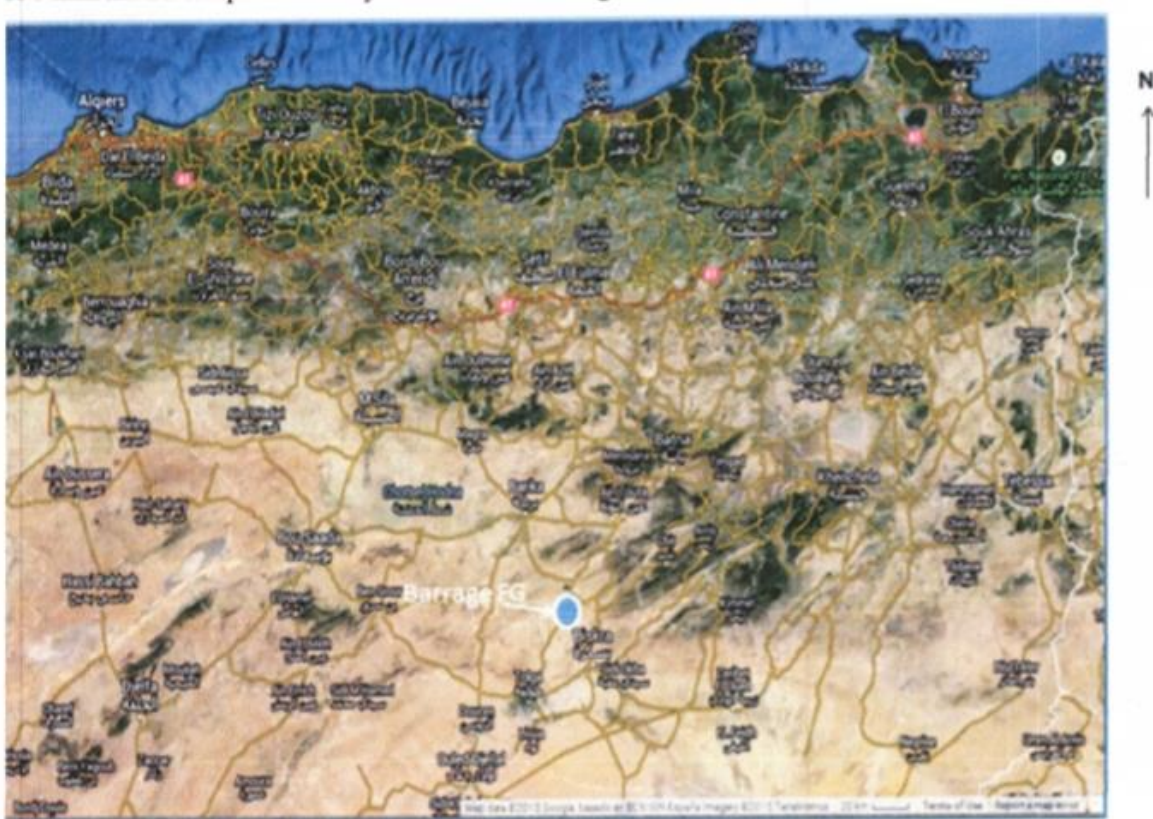
Présentation de la zone d'étude

3.1 Introduction

Dans cette introduction, nous déterminerons précisément la localisation de la zone d'étude, offrant ainsi une compréhension claire du contexte géographique. Nous examinerons la géologie du site pour analyser les formations rocheuses et les caractéristiques géologiques importantes. Ensuite, nous présenterons une description détaillée du barrage Fontaine des Gazelles, en mettant l'accent sur sa structure, sa fonction et son importance environnementale. Nous discuterons des études climatiques de la plaine d'El-Outaya pour évaluer les impacts climatiques sur les ressources locales. Enfin, nous analyserons la topographie et l'hydrogéologie de la région, y compris ses reliefs et les caractéristiques des eaux souterraines, afin de fournir une compréhension globale des facteurs naturels influençant la durabilité des ressources et le développement de la région.

3.2 Localisation de la zone d'étude

La wilaya de Biskra se trouve au cœur de l'est de l'Algérie, dans la région des Aurès, aux confins du désert du Sahara. Son chef-lieu, la ville de Biskra, est situé à une altitude de 87 mètres au-dessus du niveau de la mer, ce qui en fait l'une des villes les plus basses d'Algérie. Elle est située à 115 km au sud-ouest de Batna, à 222 km au nord de Touggourt et environ 400 km au sud-est d'Alger. Le climat de la wilaya est de type saharien sec, avec une pluviométrie variante entre 120 et 150 mm par an. La température moyenne s'élève à 22,4 degrés Celsius.



*Figure 3.1 : Carte de localisation
(Google Earth. 2015)*

Dans la wilaya de Biskra, on dénombre deux barrages : la Fontaine des Gazelles à Loutaya et Foum El-Gharza à Sidi Okba, ainsi que 8150 puits et 4544 sources d'eau. Le barrage examiné se trouve près du village de la Fontaine des Gazelles, à 35 km au nord-ouest de Biskra. Il est situé à proximité d'un point de convergence de deux grands axes de communication :

- ✚ Le premier relie Skikda et Constantine via Batna.

✚ Le deuxième relie Béjaïa et Sétif via Biskra [20].

Il est situé aux coordonnées suivantes :

Situation	Coordonnées Lambert (m)	Longitude Latitude(°)
B.F.G	X=762,5, Y=206,9	5°35' E ; 35°7'N

Tableau 3.1 : Coordonnées du BFG [20]

Le territoire drainé par le barrage Fontaine des Gazelles s'étend sur une superficie de 1800 km² sur le versant sud du massif des Aurès. Il est intégré au vaste bassin hydrographique de CHOTT NOELGIHIR, bordé au nord par le bassin versant des hauts plateaux constantinois, à l'est par celui d'OUED ABDI, et à l'ouest par celui de CHOTT EL-HODNA (voir Fig. N° 2). Les eaux retenues par le barrage sont utilisées pour l'irrigation de la plaine de Loutaya, où se trouvent des exploitations agricoles et des périmètres de près de 900 hectares destinés à la mise en valeur.

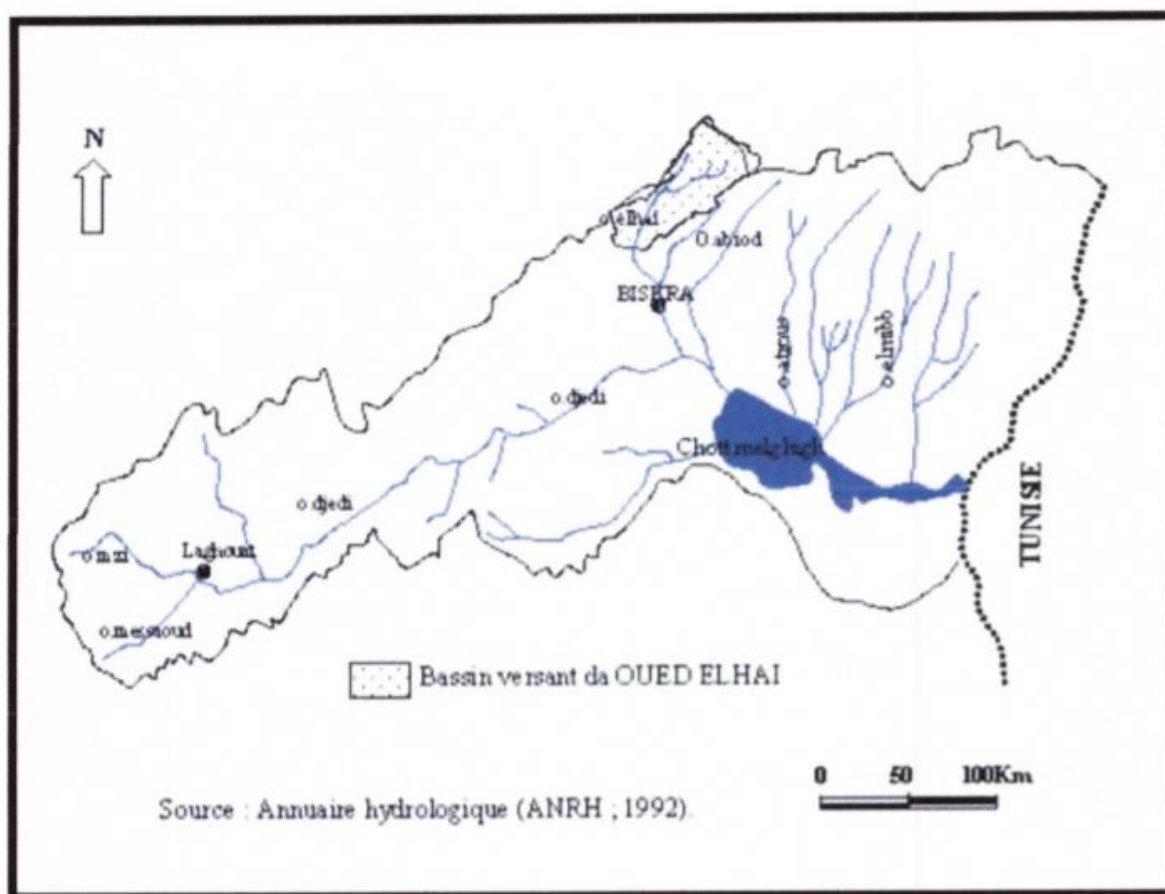


Figure 3.2 : Carte de localisation du bassin versant [20]

3.3 Géologie du site

D'un point de vue géologique, le site est composé de formations marno-calcaires datant du Crétacé supérieur, formant une structure anticlinale inclinée vers l'amont. Ces formations sont recouvertes par des dépôts superficiels tels que des alluvions et des conglomérats d'âge quaternaire dans la vallée. Le noyau de la digue repose directement sur la roche dans les pentes et sur les dépôts quaternaires au centre de la vallée, avec environ 126 mètres de digue entre les profils 9 et 13 (voir figure 3.21), reposant sur 10 à 20 mètres d'alluvions.

3.3.1 Domaine morpho-structurale

3.3.1.1 Les synclinaux

Le bassin versant d'Oued El-Hai rejoint deux synclinaux :

- ✚ **Synclinale *BATNA - AIN TOUTA*** : a direction NE-SW, principalement composée d'alluvions quaternaires, présente des affleurements de marnes surmontés par des couches continentales de débris (conglomérats et grès).
- ✚ **Synclinale d'Elj-KANTARA**: Les calcaires massifs de demi-cluse d'El-Kantara réapparaissent au Maastrichtien avec une épaisseur de 340 mètres vers le Sud, surmontés par des formations de l'Oligocène, du Miocène et du Quaternaire. Ces formations sont principalement constituées de marnes, de galets, d'alluvions, d'argile et de sables (voir Fig. 2.3). À la base du flanc sud de Dj. Mimoun, on peut observer un affleurement de paléocène composé de marnes (25 mètres), de grès et de poudingues [21].

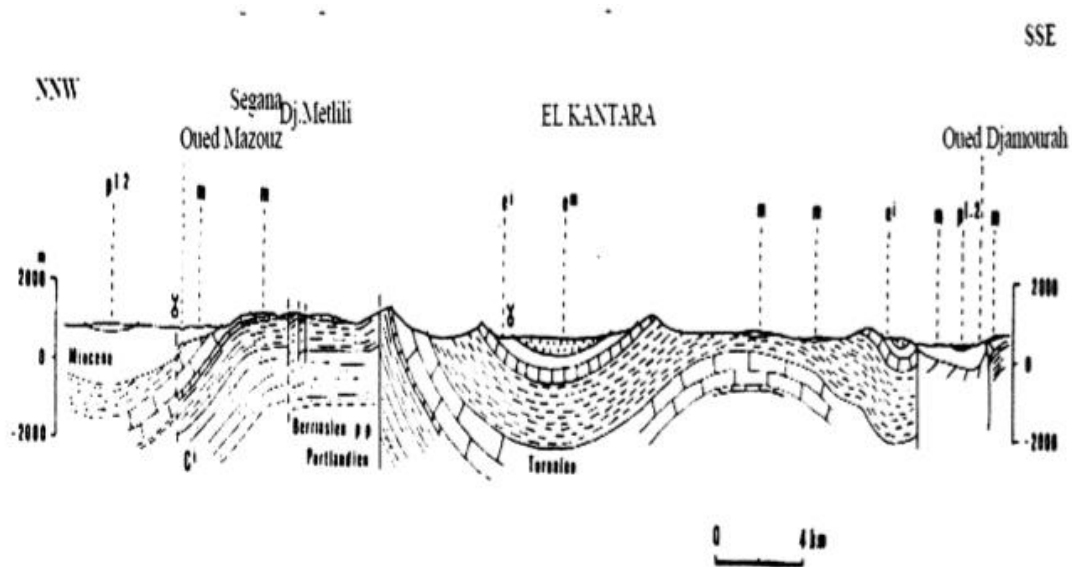


Figure 3.3: Coupe du val d'ELKANTARA
(D'après R. Guiraud.1973)

3.4 Description du barrage fontaine des gazelles

3.4.1 La digue

La digue du barrage est composée de matériaux divers, comprenant les éléments suivants :

- ✚ Le noyau central est constitué de matériaux argileux.
- ✚ Les recharges amont et aval sont constituées de matériaux alluvionnaires, sableux et graveleux.
- ✚ Les filtres amont et aval sont constitués de matériaux sableux et graveleux présentant une granulométrie spécifique.
- ✚ La fondation est composée d'une couche d'alluvions principalement constituée de graviers, de conglomérats, de sable et de limons, reposant sur un substratum rocheux.

Voici les principales caractéristiques de la digue :

- ✚ Type : digue à noyau central en argile avec recharges alluvionnaires
- ✚ Hauteur maximal: 52.5 m
- ✚ Longueur de crête: 385 m
- ✚ Largeur de crête: 8.5 m
- ✚ Altitude de la crête: 390 mNGA

- ✚ Cote de retenue nominale : 384 mNGA
- ✚ Cote des plus hautes eaux pour la crue de projet : 388 mNGA
- ✚ Pente des talus (V/H) :
- ✚ Amont : 1/2.75
- ✚ Aval : 1/2.25 avec 3 risbermes aux altitudes de 355.5 mNGA, 366 mNGA et 378 mNGA.

Le profil type du barrage est schématisé sur la figure suivante :

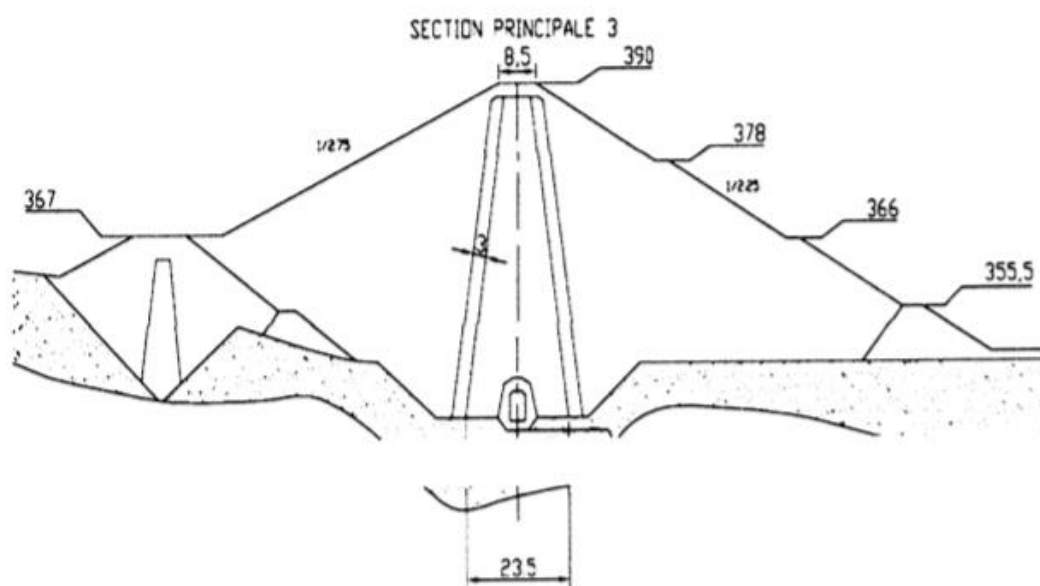


Figure 3.4 : Profil type du barrage FG [21]

Les zones d'entrée de filtre entre les alluvions de fondation et le noyau ne sont pas mentionnés, tout comme les conditions de filtrage entre ces deux types de matériaux. Peu d'informations sont disponibles concernant les matériaux dans ces zones d'entrée. Les seules données disponibles sont des notes de calcul détaillant les caractéristiques géotechniques telles que la densité, la perméabilité et les coefficients de frottement. La galerie d'injection est située sur l'axe de la digue au point de contact entre le noyau et la fondation. Elle repose sur la roche dans les versants et sur les alluvions perméables laissées en place au centre de la vallée.

3.4.2 Voile d'injection

La mise en place du dispositif d'étanchéité a été effectuée par l'injection de coulis bentonite/ciment à partir de forages réalisés depuis la galerie d'injection située au niveau du contact entre le noyau et la fondation :

- ✚ Pour la fondation rocheuse, un voile mono-filaire a été injecté.
- ✚ Dans les alluvions de fondation, un voile tri-linéaire a été utilisé. Les files extérieures ont été réalisées à un intervalle de 3 mètres. La file centrale a été initialement établie à un intervalle de 1,5 mètre avant d'être renforcée à un intervalle de 0,75 mètre dans les zones présentant une perméabilité plus élevée.

3.4.3 Les ouvrages annexes

Un barrage est généralement accompagné d'ouvrages annexes qui servent à gérer les crues, à effectuer des vidanges et à prélever de l'eau. L'éventuelle centrale hydroélectrique peut être indépendante ou intégrée à la structure du barrage. Par ailleurs, la réalisation des fondations du barrage nécessite souvent un assèchement temporaire du lit du cours d'eau, soit entièrement, soit par sections successives.

Ces dispositifs peuvent être soit complètement distincts de la structure du barrage, avec des tranchées ou des galeries souterraines le contournant, soit intégrés à celle-ci. Nous nous concentrerons exclusivement sur les dispositions adoptées dans ce dernier cas, les ouvrages relevant du premier cas étant davantage liés à des considérations d'hydraulique appliquée, de techniques de construction générales ou d'équipements mécaniques (telles que les vannes).

Il est possible, moyennant certaines précautions, de réaliser des galeries ou des conduites métalliques à travers les remblais ; et l'on envisage actuellement la possibilité de placer des ouvrages de décharge sur des barrages en remblai. Toutefois, ce sont principalement les barrages en béton qui permettent une incorporation aisée des ouvrages annexes.

a) Evacuateur de crues

Sur la rive droite, se trouve l'évacuateur principal qui comprend un seuil labyrinthique établi à une altitude de 384 mètres NGA, ainsi qu'un couturier, un saut de ski et un bassin de dissipation. Il est conçu pour gérer efficacement les crues cinq-milles-centenaires.

b) Tour de prise

La tour, d'un diamètre de 11 mètres et d'une hauteur totale d'environ 51 mètres, est équipée de quatre prises d'eau situées aux altitudes de 361, 367, 373 et 379 mètres au-dessus du niveau de la mer. Elle est positionnée sur la rive gauche du barrage. Chacune de ces prises est munie d'une grille ou d'un batardeau amovible, mesurant 1,66 mètre de côté, ainsi que d'une vanne papillon. Ces prises alimentent une conduite d'un diamètre de 1,25 mètre, avec un débit nominal de 2 mètres cubes par seconde.

c) Galerie de dérivation

La galerie de dérivation, mesurant 200 mètres de long, a été réaménagée afin de permettre le passage du chenal de la vidange de fond ainsi que celui de la conduite d'irrigation.

d) Vidange de fond

Elle est positionnée du côté gauche dans la galerie de dérivation. Elle est constituée d'une chambre de confinement à une altitude de 350,50 mètres par rapport au système de nivellement général australien (NGA), située sous la tour de prise, suivie d'un tronçon en galerie d'une section d'un mètre sur un mètre, puis d'un chenal. Le débit évacué à la sortie de la station est de 21 mètres cubes par seconde. Le contrôle de la vidange de fond est assuré par une vanne de batardeau et deux vannes à wagon (de garde et de service).

3.5 Etudes Climatiques de la plaine d'El-Outaya

La mise en place d'une station météorologique sur le site expérimental SEO d'El-Outaya, géré par le Centre de Recherche C.R.S.T.R.A, durant l'été 2008, a permis de collecter des données sur divers paramètres climatiques entre octobre 2008 et septembre 2009. Ces paramètres incluent la température, les précipitations, la direction et la vitesse du vent, ainsi que l'humidité relative [22].

3.5.1 Les précipitations

D'après les valeurs de la pluviométrie moyenne journalières indiquées dans le tableau 2.2, on remarque qu'un maxima de sécheresse durant le mois le plus chaud (Juillet) avec une pluviométrie de 0.5 mm, par contre le mois le plus humide est Janvier avec 22.5 mm.

Mois	J	F	M	A	M	J	JUI	O	S	O	N	D
Pluviométrie Moyenne(mm)	22.5	7.1	12.3	17.5	8.8	3.2	0.5	3.2	12.8	10.6	16.3	14.7

Tableau 3.2 : Données des moyennes journalières de précipitation (en mm) [22].

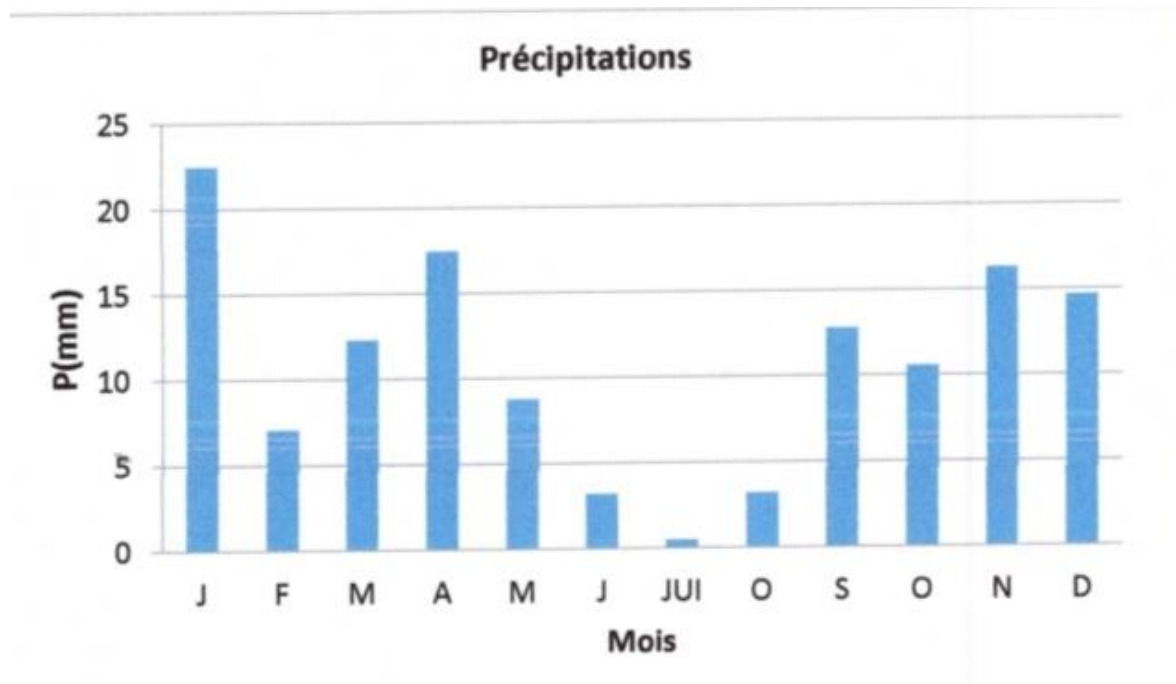


Figure 3.5 : Les précipitations (en mm) [22].

3.5.2 Les Températures

Les températures connaissent des écarts saisonniers marqués, avec un pic en juillet atteignant 41°C et un creux en janvier descendant à 6,4°C. En moyenne, la température annuelle se situe autour de 22,4°C.

Mois	J	F	M	A	M	J	JUI	AO	S	O	N	D	Moy
M(C°)	16.9	19.4	23.4	26.7	31.5	37	41	39.6	33.8	29	21.8	17.4	28.1
m(C°)	6.84	8	11.3	14.8	20.1	24.8	27.8	27.7	23.2	18	11.85	7.9	16.8
Moy(C°)	11.87	13.7	17.35	20.75	25.8	30.9	34.4	33.6	28.5	23.5	16.8	12.6	22.4

Tableau 3.3: Données des températures moyennes mensuelles (en C°) [22].

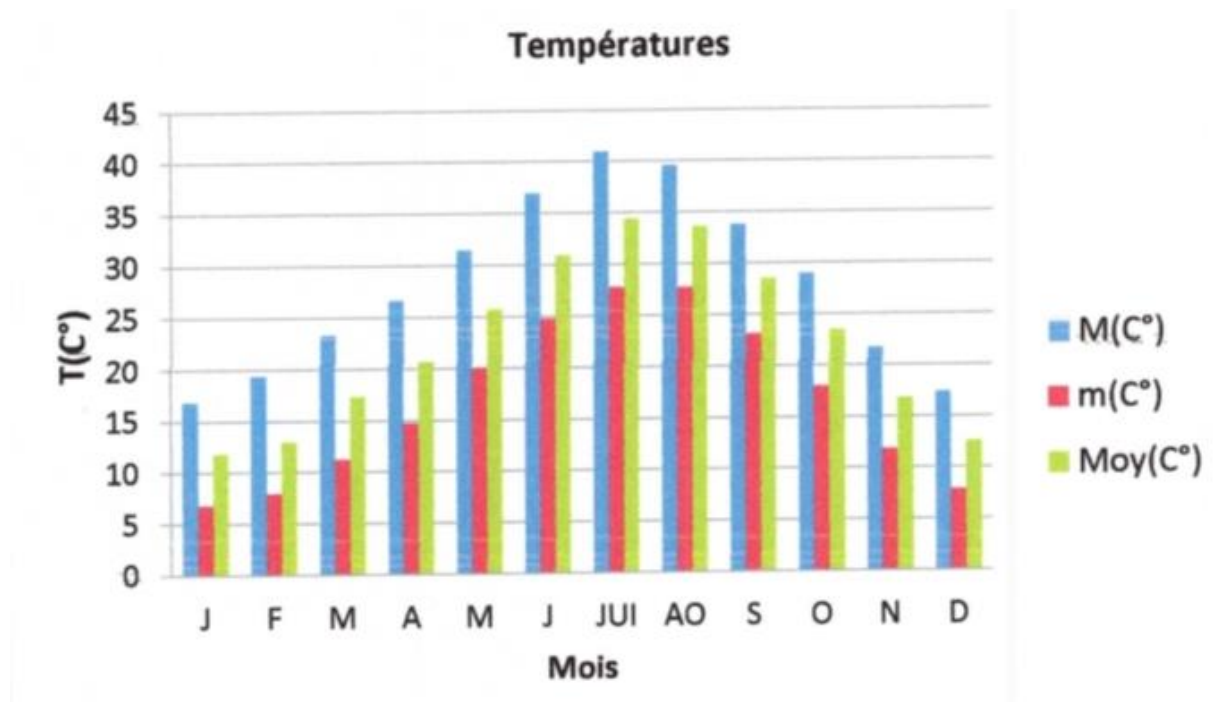


Figure 3.6 : Les Températures (en C°) [22].

M : moyenne mensuelle des Maximums.

m : moyenne mensuelle des minimums.

Moy : moyeme mensuelle.

3.5.3 Les Vents

Les tempêtes de sable sont fréquentes au printemps et en été, tandis que les vents dominants sont du nord-ouest en hiver. En avril, la vitesse maximale des vents atteint 7,7 m/s, tandis qu'en octobre, elle descend à un minimum de 2 m/s.

Mois	J	F	M	A	M	J	JUI	AO	S	O	N	D	Moy
Vitesse Maximale (m/s)	7	6.1	6.6	7.7	7.4	6.1	5.8	5.1	5.7	5.4	5.4	5.4	6.14
Vitesse Minimale (m/s)	5.6	3.4	2.9	4.8	3.7	2.9	2.8	3	3.3	2	3.4	3	3.4
Vitesse Moyenne (m/s)	4.2	4.18	4.3	5.52	5.27	4.19	4.06	3.72	4.04	3.46	3.79	3.5	4.77

Tableau 3.4: Vitesse des vents [22].

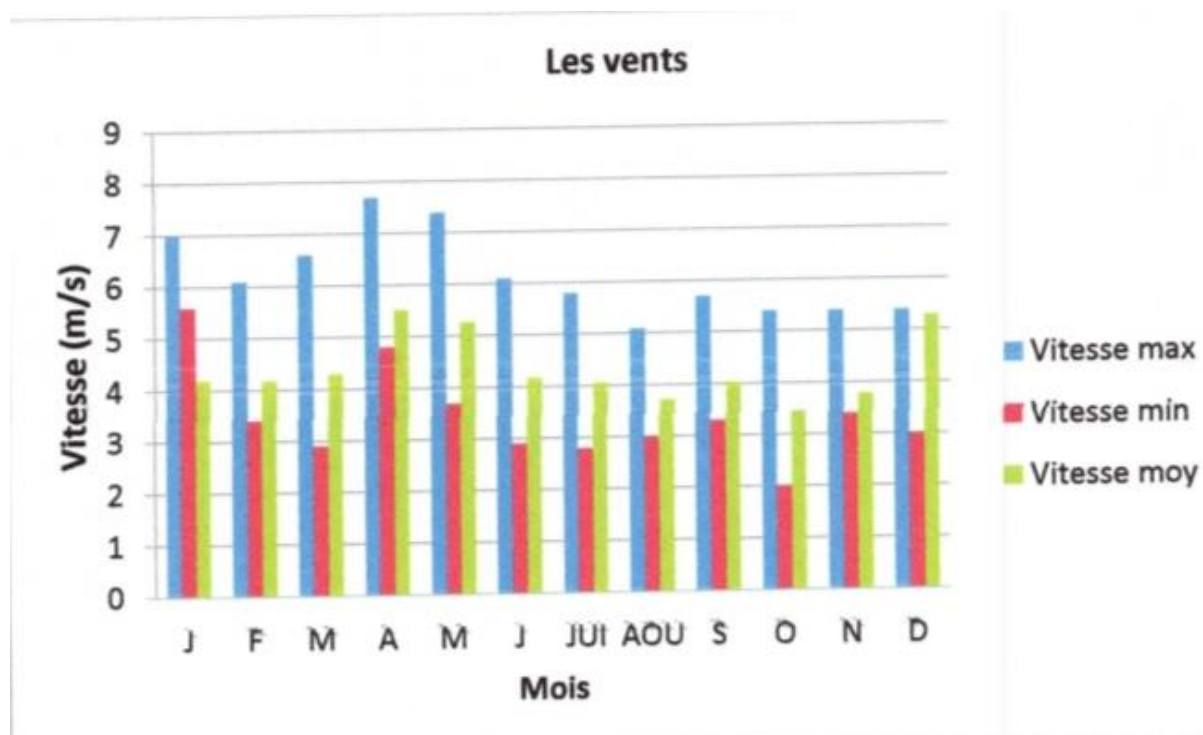


Figure 3.7 : Les Vents (m/s) [22].

3.5.4 L'Humidité relative de l'air

L'analyse du tableau 2.5 révèle que les mois les plus humides sont janvier, février, mars, octobre, novembre et décembre, avec des taux respectifs de 57,6 %, 48,6 %, 41,6 %, 48,2 %, 53,7 % et 60,6 %. En revanche, juillet enregistre le taux d'humidité le plus bas, à 26,1 %.

Mois	J	F	M	A	M	J	JUI	AO	S	O	N	D	Moy
Humidité Relative Moy de l'air(%)	57.6	48.6	41.6	37.5	32.3	28.1	26.1	29	40.5	48.2	53.7	60.6	42

Tableau 3.5: L'humidité relative moyenne de l'air [22].

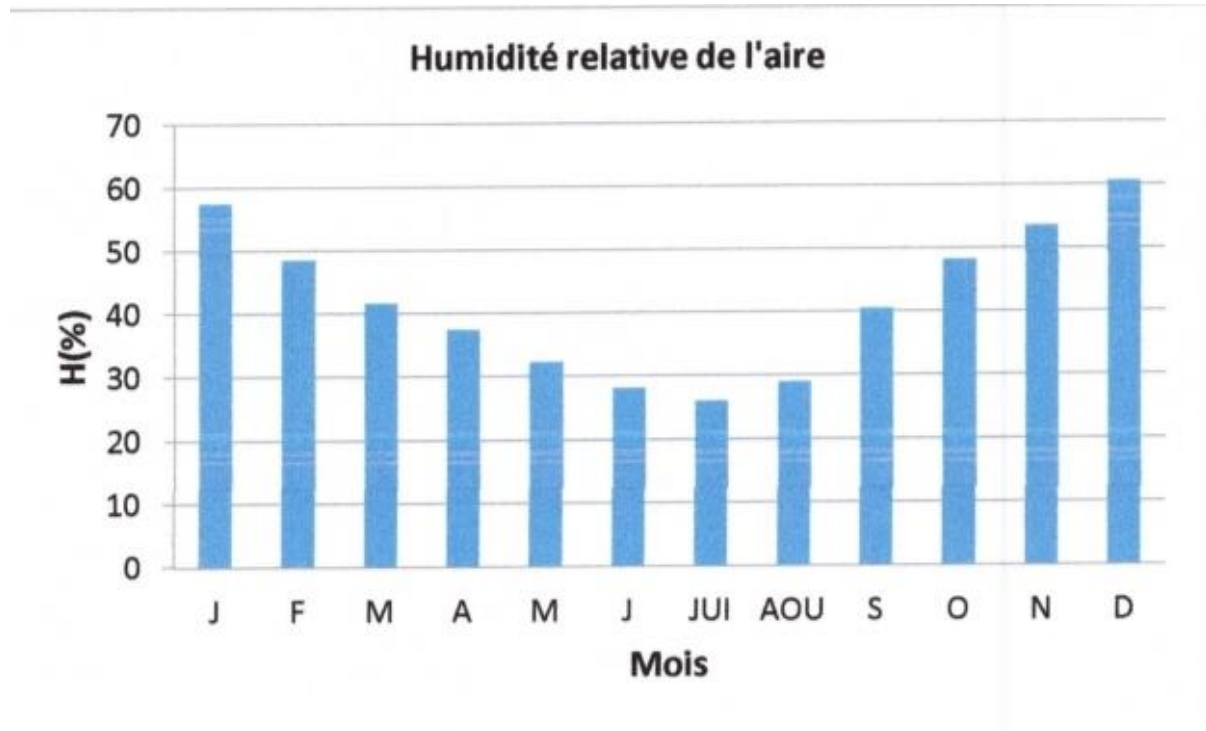


Figure 3.8 : Humidité Relative de l'aire (%) [22].

3.6 La topographie

Les caractéristiques topographiques variées sont souvent indicatives de la réaction du bassin versant à la mobilité des matériaux, en particulier en ce qui concerne l'influence de la gravité [23].

3.6.1 Le relief

Le relief de la région de Biskra se compose de quatre principaux ensembles géographiques, comme indiqué par l'ANAT de Biskra en 2006.

Les montagnes

Les particularités géographiques de la région se caractérisent par des chaînes montagneuses qui s'étirent généralement du nord-est au sud-ouest, avec une diminution d'altitude en progressant du nord au sud. À titre illustratif, les Monts de Belezma au nord présentent des altitudes maximales atteignant 2091 mètres (Dj. Tuggi). Les Monts de Metlili à l'ouest culminent à 1496 mètres. Vers le sud, on rencontre Dj. Bous à 1789 mètres, à l'est RAS ELKROUCH à 1508 mètres, Dj. El Malou à 2091 mètres et Dj. El Rherah à 1865 mètres.


Les plaines

La région présente deux plaines distinctes : l'une s'étend entre Batna et Ain Touta sur environ 36 km de longueur, avec une largeur variant entre 6 et 5 km ; l'autre se situe

au sud, c'est la plaine qui s'étend de El-Kantara jusqu'au site du barrage "Fontaine des Gazelles" le long de l'oued El-Hai.

Les plateaux

À l'ouest, ils s'étendent du nord au sud, englobant presque les régions administratives d'Ouled Djelal, Sidi Khaled et une partie de Tolga.

 **Les dépressions :** dans la partie sud-est de la wilaya de Biskra, (Chott Melghigh).

3.7 Hydrogéologie de la région

3.7.1 Réseau hydrographique

Le réseau hydrographique de la région est peu développé, avec un cours d'eau principal, l'Oued Biskra, qui appartient au bassin fermé de Chott Melrhir. Il est alimenté par quelques affluents provenant du versant sud de l'Aurès. Ces affluents déposent des graviers sur les berges escarpées de l'Oued Biskra, dont la largeur varie de 50 à 400 mètres et dont les rives peuvent atteindre de 1 à 3 mètres de hauteur.

Bien que l'Oued Biskra soit généralement sec, sauf après des pluies exceptionnelles, il existe des sources pérennes, notamment à l'aval du barrage Fontaine des Gazelles, où il est appelé l'Oued El-Hai. Entre les crues, quelques mares subsistent, telles que celle près de la route de Djemourah (W 54). Son principal affluent, l'Oued Branis, ne montre plus aujourd'hui de débit d'eau courante jusqu'à son débouché dans l'Aurès, en raison des sécheresses récentes.

On observe cependant des écoulements d'eau saumâtre presque permanents dans les encoches profondes du Djebel Melah, notamment l'Oued Melah.

À l'ouest de l'Oued Biskra, un réseau de seguias, des canaux d'irrigation autrefois alimentés par un petit barrage, est désormais utilisé uniquement pendant les crues en raison de l'épuisement des sources. Autrefois, les principaux cours d'eau présentaient un débit permanent notable, certains semblant même suivre le tracé d'anciens affluents de l'Oued [24].

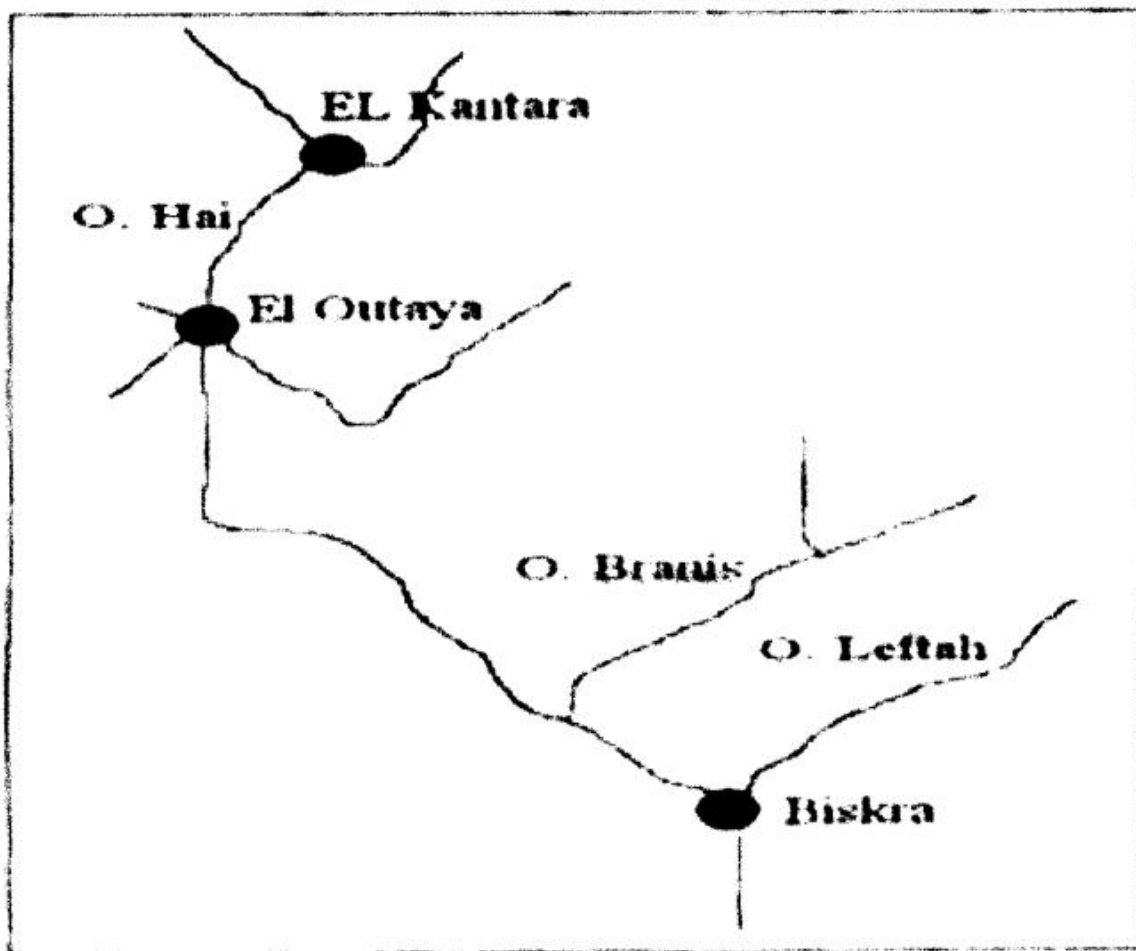


Figure 3.9 : Réseau hydrographique (Brinis. 2003)

3.7.2 Hydrogéologie

Selon les informations fournies dans la notice explicative de la carte hydrogéologique de Biskra (1980), les limites de celle-ci ne correspondent pas entièrement aux limites d'un seul bassin hydrogéologique, car elle inclut la vallée de l'Oued Djeddi, la région de Biskra et la cuvette d'El-Outaya. En se basant sur la lithologie et les aspects hydrodynamiques, il est possible de distinguer quatre principales formations ou unités aquifères.

3.7.2.1 les formations aquifères à nappe libre, semi libre à semi captive

✚ Nappe phréatique du Quaternaire

Située dans les dépôts alluvionnaires du Quaternaire, cette nappe aquifère est principalement connue dans les palmeraies de Tolga et des Oueds (nappes d'infiltration inférieure). Sa profondeur varie de 0 à 10 mètres, et elle est composée d'un réservoir hétérogène constitué de débris tels que des blocs, des galets, des graviers et des sables. Sous-jacent à cette nappe se trouve une épaisse couche argileuse, parfois intercalée de

lentilles de sable qui ne correspondent pas aux strates argileuses. Cette nappe est principalement alimentée par les précipitations, les infiltrations des cours d'eau et les eaux d'irrigation. Les eaux de cette nappe sont généralement salées à très salées et sont classées parmi les eaux chlorurées alcalines et sulfatées calcomagnésiennes.

Nappe des sables du Mio-pliocène

Ce système aquifère présente plusieurs strates de composition variée, comprenant des débris, des graviers et des sables dans une matrice argileuse. En profondeur, cette formation devient principalement argileuse et repose sur une couche imperméable composée de gypse et d'anhydrite de l'Eocène moyen, ce qui empêche toute infiltration des eaux vers l'aquifère inférieur en raison de la nature lithologique qui limite la circulation. Cependant, près des bordures des monts des Ziban, les argiles sableuses entrent en contact avec les calcaires de l'Eocène inférieur, créant ainsi des possibilités d'échange entre les aquifères de sables et de calcaires fissurés, surtout là où l'épaisseur d'argile est réduite. La nappe de sable est recouverte d'un dépôt alluvial peu épais ou d'une couche sablo-gypseuse du Quaternaire. À certains endroits, le Mio-pliocène affleure, établissant un contact direct entre cet aquifère et la surface, assurant ainsi son alimentation à partir des eaux de surface. [24]

Cette nappe s'étend sur une grande surface et est exploitée par de nombreux forages dans la plaine d'El Outaya. Son épaisseur, initialement faible sur les piémonts, augmente progressivement vers le centre de la plaine et du bassin.

3.7.2.2 les formations aquifères captives

Nappe des calcaires (Eocène inférieur et Sénonien supérieur)

Cette nappe aquifère est principalement localisée dans la région de Biskra. Son exploitation est plus répandue à l'ouest qu'à l'est de Biskra en raison des faibles profondeurs de captage dans cette direction. À l'ouest, les puits peuvent avoir des profondeurs allant de 15 à plus de 200 mètres, tandis qu'à l'est, elles dépassent souvent les 400 mètres. Cette nappe renferme d'importantes réserves qui dépendent à la fois de la nature et de l'état de fissuration de la roche, ainsi que de sa recharge souterraine provenant de l'Atlas saharien. Son toit est formé par des formations argilo-sableuses du Miocène au nord et des couches de gypse de l'Eocène moyen au sud, contribuant ainsi à son alimentation en eau.

Nappe du Continental intercalaire CI

Cette nappe, communément désignée sous le nom de "nappe albienne", est composée principalement de grès et d'argiles. Son exploitation est limitée dans la région, à l'exception des zones d'Ouled Djellal et de Sidi Khaled, où les formations gréseuses de l'Albien ou du Barrémien sont atteintes à des profondeurs allant de 1500 à 2500 mètres. [25]

3.8 Conclusion

À la fin de l'étude, nous avons mis en lumière plusieurs aspects importants au cours de cette étude. Nous avons commencé par déterminer l'emplacement de la zone d'étude, ce qui a contribué à une meilleure compréhension du contexte géographique et environnemental de la région concernée. Ensuite, nous avons analysé la géologie du site, en mettant l'accent sur les formations rocheuses et les caractéristiques géologiques remarquables. Nous avons ensuite discuté en détail de la description du barrage Fontaine des Gazelles, en mettant en avant sa structure et sa fonction. De plus, l'étude a porté sur le climat de la plaine d'Ouled Ziane, ce qui a permis de mieux comprendre les schémas climatiques et leur impact sur les ressources naturelles. Enfin, nous avons analysé la topographie et l'hydrogéologie de la région, mettant en lumière les reliefs et les caractéristiques des eaux souterraines de la zone étudiée. Ces divers aspects constituent une mine d'informations précieuses qui peuvent contribuer à une meilleure compréhension de l'environnement et à l'amélioration de la planification et de la gestion futures de la région.

CHAPITRE 4

Modélisation numérique

4.1 Introduction

Cette étude se concentre sur l'analyse de la stabilité du barrage à l'aide du logiciel Optum^{G2}, un outil avancé pour les analyses géotechniques. L'étude comprend la présentation du logiciel OptumG2 comme un outil essentiel pour la modélisation et l'analyse de la stabilité des barrages, offrant des évaluations précises des différentes conditions géotechniques. Elle aborde également l'analyse de la stabilité statique du barrage de Fontaine des Gazelles, situé à Biskra, Algérie, pour déterminer sa capacité à résister aux forces statiques, en évaluant la répartition des contraintes et en identifiant les points de faiblesse potentiels. En outre, l'écoulement de l'eau à travers et autour du barrage est exploré, y compris les chemins d'écoulement potentiels et les effets de la pression de l'eau sur le barrage. Le coefficient de sécurité, un indicateur essentiel de la capacité du barrage à supporter des charges supplémentaires, sera calculé pour garantir une marge de sécurité adéquate. De plus, la réponse du barrage aux forces sismiques induites par les séismes est analysée, en utilisant l'approche pseudo-statique pour assurer sa capacité à maintenir son intégrité structurelle pendant et après un séisme. Enfin, l'étude vise à comprendre les mécanismes de rupture potentiels du barrage pour identifier les scénarios de rupture possibles et mettre en place des mesures préventives appropriées pour les éviter. Cette étude vise à fournir une analyse complète et précise de la stabilité du barrage à l'aide du logiciel Optum^{G2}, en mettant l'accent sur la sécurité et la durabilité du barrage face à divers défis.

4.2 Présentation du logiciel Optum^{G2}

4.2.1 L'histoire

Le projet Optum a été initié à l'été 2010 à Copenhague, au Danemark, où se trouve actuellement le siège social de l'entreprise. Les frères Kristian et Jorgen Krabbenhøft, accompagnés d'un troisième collaborateur, Andrei Lyamin, ont entrepris le développement d'un logiciel de calcul par éléments finis basé sur une approche totalement innovante. Leur objectif était clair : offrir des solutions de conception avancées par éléments finis, accessibles aux praticiens en génie, sans nécessiter de connaissances préalables en la matière. Pour atteindre cette vision, une révolution de l'approche traditionnelle des éléments finis était nécessaire. Grâce à la combinaison de leur expertise industrielle et universitaire, le groupe a concrétisé leur vision en lançant le premier logiciel commercial en 2014. Depuis lors, Optum CE a étendu sa portée à plus de 50 pays, avec plus de 400 universités intégrant désormais le logiciel dans leurs activités d'enseignement et de recherche.

4.2.2 Définition optum^{G2}

Optum^{G2} est un logiciel spécialisé dans l'analyse limite des ouvrages géotechniques par éléments finis. Il utilise la méthode de réduction de la résistance au cisaillement pour calculer la stabilité des pentes, ainsi que la théorie de l'analyse limite pour déterminer les bornes inférieure et supérieure encadrant la charge ultime. Cette approche permet une évaluation rapide de la stabilité des pentes sans nécessiter une analyse élastoplastique exhaustive. Deux bornes sont fournies : une borne inférieure, basée sur une approche statique interne, et une borne supérieure, basée sur une approche cinématique externe. Dans chaque approche, des multiplicateurs de charges sont appliqués et augmentés jusqu'à ce qu'un état de rupture franche soit atteint. Le facteur de sécurité au glissement correspondant à chaque borne est défini par le multiplicateur de charges nécessaire pour provoquer l'effondrement de la pente.

Toutes deux accessibles immédiatement. De plus, elles peuvent être améliorées en ajoutant davantage d'éléments.

4.2.3 Les types d'analyses disponibles

4.2.3.1 Réduction de Résistance

La réduction de résistance est une méthode utilisée dans le logiciel Optum^{G2} pour évaluer la stabilité des structures géotechniques, telles que les barrages. Cette technique consiste à réduire progressivement les paramètres de résistance du sol, comme la cohésion et l'angle de frottement interne, jusqu'à ce que la structure atteigne un état de rupture. Le facteur de sécurité est alors déterminé comme le rapport entre les résistances initiales et les résistances réduites au point de

rupture. Cette méthode permet de fournir une évaluation précise de la sécurité et de la stabilité des structures sous différentes conditions de charge.

4.2.3.2 Analyse Limite

L'analyse limite est une méthode de calcul utilisée dans le logiciel Optum^{G2} pour évaluer la stabilité des structures géotechniques, telles que les pentes de terrain ou les barrages. Cette méthode repose sur le concept de la théorie des états-limites, où les conditions de charge sont progressivement augmentées jusqu'à ce que la structure atteigne un état de rupture ou de stabilité limite. L'analyse limite dans Optum^{G2} permet de déterminer les facteurs de sécurité et les modes de rupture potentiels, ce qui aide les ingénieurs à prendre des décisions éclairées en matière de conception et de renforcement des structures géotechniques.

4.3 Etude de stabilité statique du barrage

Notre étude est menée sur le barrage de Fontaine des Gazelles qui est un barrage moyen de masse en matériaux locaux situé sur oued El Hai dans la plaine d'Outaya 35 Km au nord Est de la ville de Biskra dans l'est d'Algérie. Ce barrage a pour double objectif de couvrir les besoins en eau pour l'irrigation de 400 ha. La capacité brute de la retenue au niveau normal est de 55,5million de m³ avec une superficie de 566,8 ha, il est limité par les coordonnées Lambert suivants : $x=762358$, $Y=206858$.

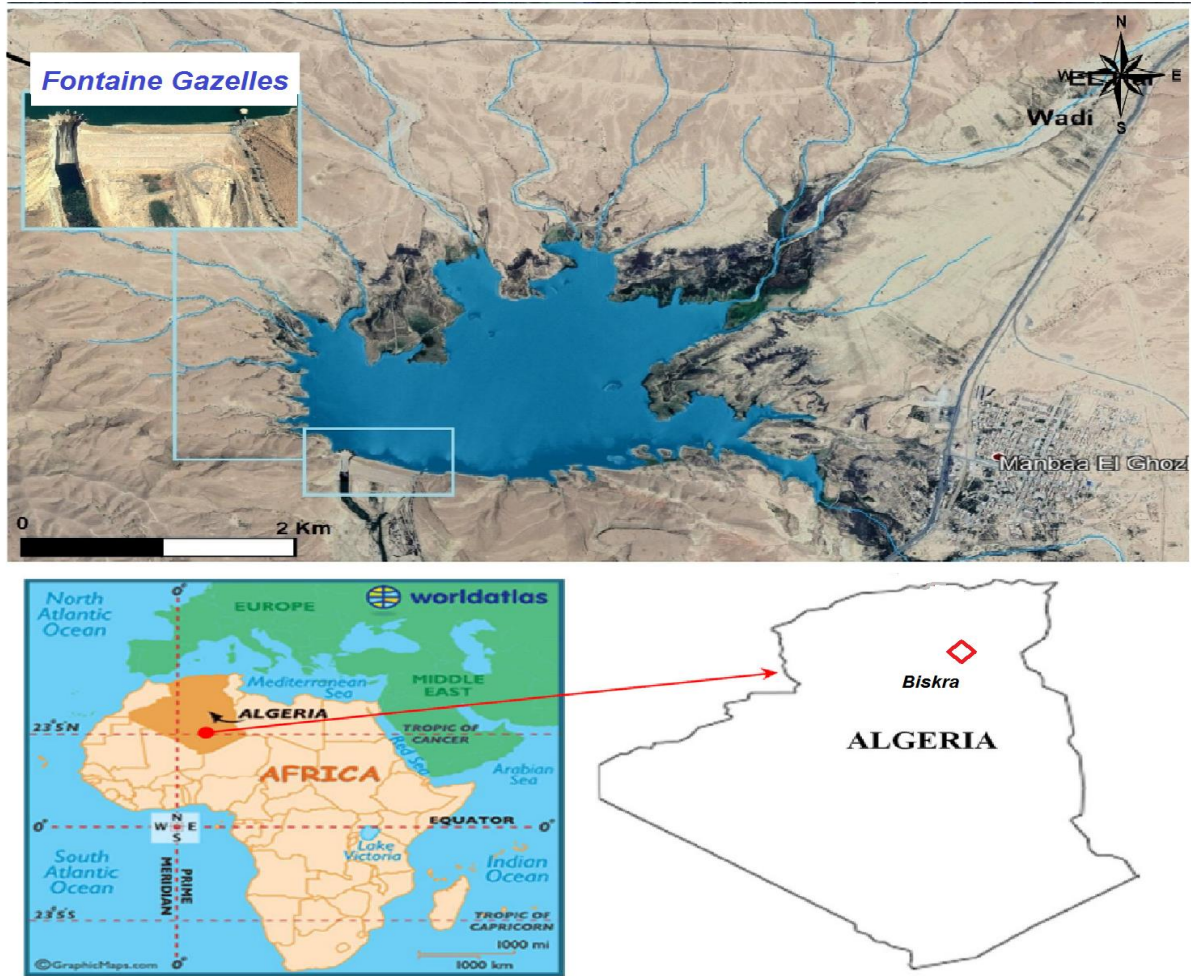


Figure 4.1 Localisation du barrage de Fontaine des Gazelles à Biskra, Algérie

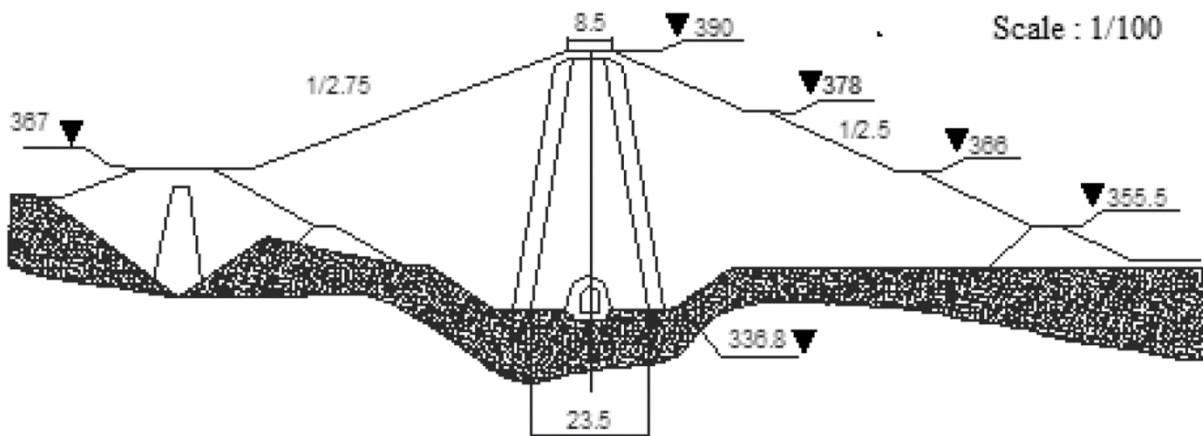


Figure 4.2 – Géométrie du barrage selon l'ANBT (Agence Nationale des Barrages et Transferts)

Les caractéristiques du barrage sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Hydrologie	Superficie du bassin versant	1.660 Km ²
	Longueur du thalweg principal	82,4 Km
	Altitude	1.440 m a 360 m
	Pluviométrie moyenne annuelle	380 mm
	Apport moyenne annuelle	0,654 m ³ /sec
	Apport solide annuelle	300.000 tonnes/ans
Retenue	Capacité brute (Niv. 384)	55,5 million de m ³
	Capacité utile	48,5 million de m ³
	Volume annuel régularisable	14 million de m ³
	Superficie de la retenue au NN	566,8 ha
	Cote de retenue normale	384 m
	Cote de retenue minimum	368,7 m
	Cote de retenue maximum	388 m
	Cote de la crête	390 m
	Type	Remblai en alluvions compacté avec noyau en argile
Barrage	Nature des fondations	Grés / Marnes
	Niveau crête	390 m
	Hauteur au-dessus du fond de la vallée	42,5 m
	Largueur de la crête	8,5 m
	Longueur de la crête	370 m
	Pente talus amont et aval	2,75/1 et 2,25/1
	Profondeur du voile d'injection	15 m

Tableau 4.1: principales caractéristiques du barrage

L'exemple suivant analyse la stabilité d'un barrage en terre comme le montre la Figure 4.3. La différence de niveau de la nappe phréatique entre les côtés gauche et droit du barrage entraîne un écoulement de l'eau de gauche à droite, dont l'ampleur dépend du niveau d'eau D du côté gauche. Dans cette analyse, toutes les profondeurs d'eau possibles, de 0 à 26.8 m, sont prises en compte. Les paramètres géotechniques des matériaux utilisés sont répertoriés da le Tableau 4.2

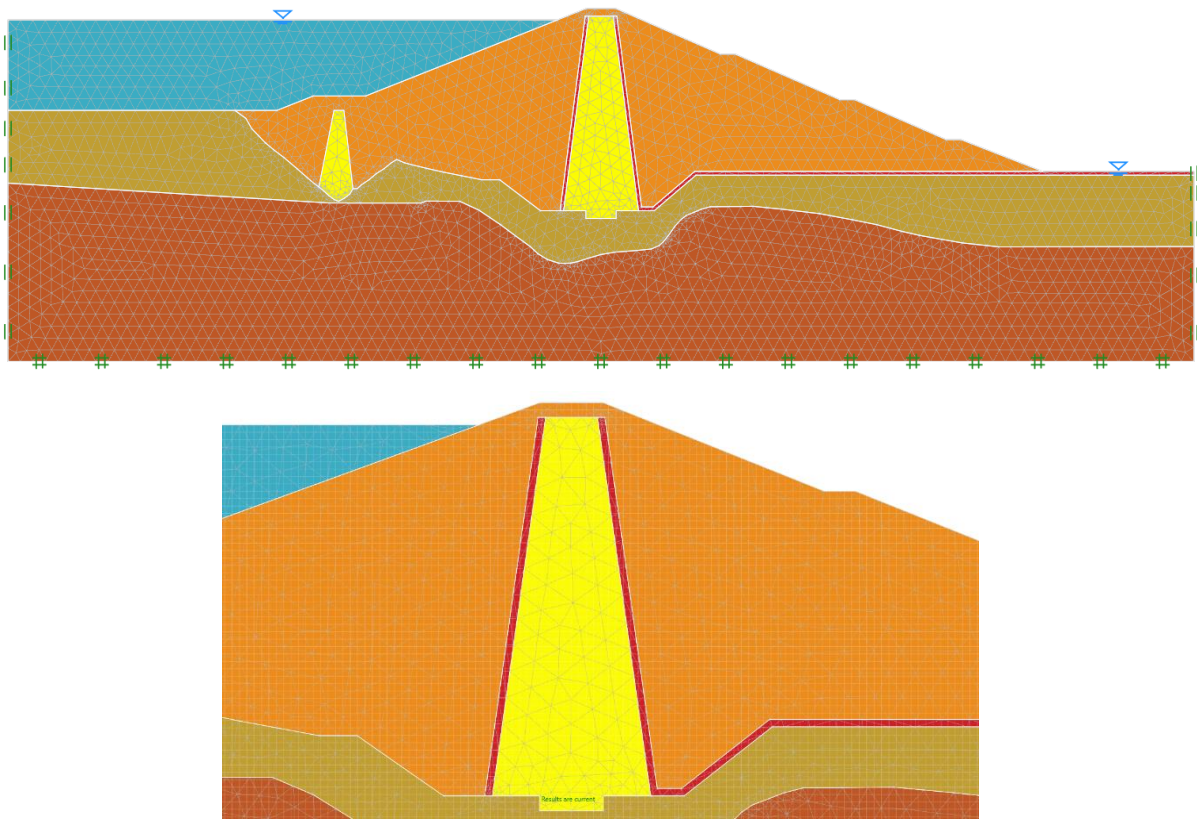


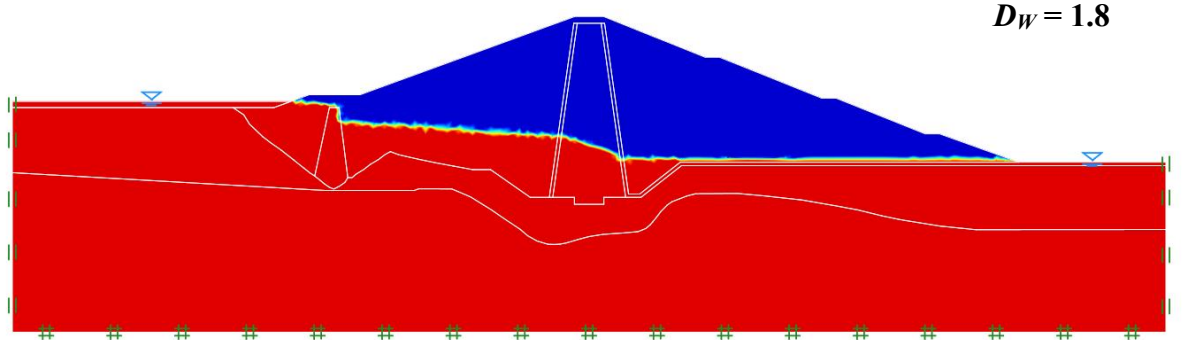
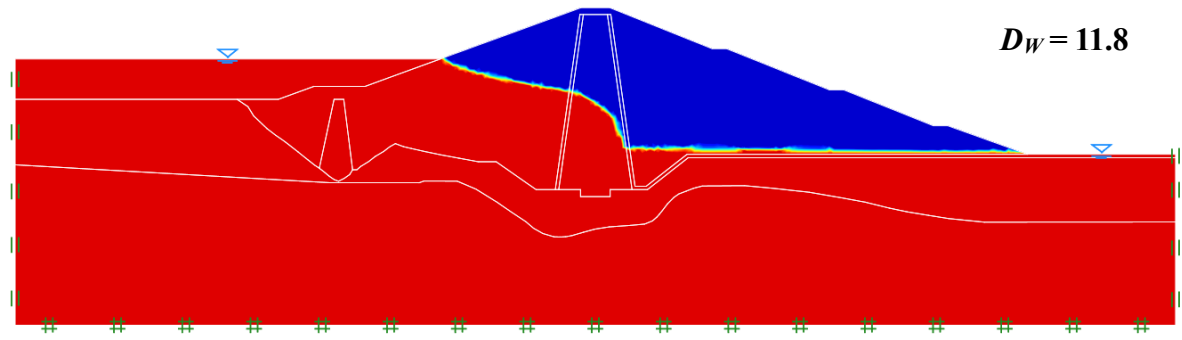
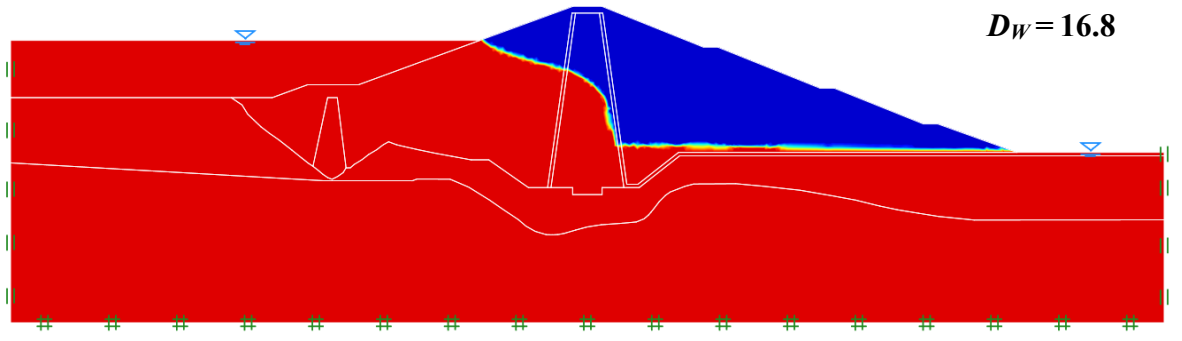
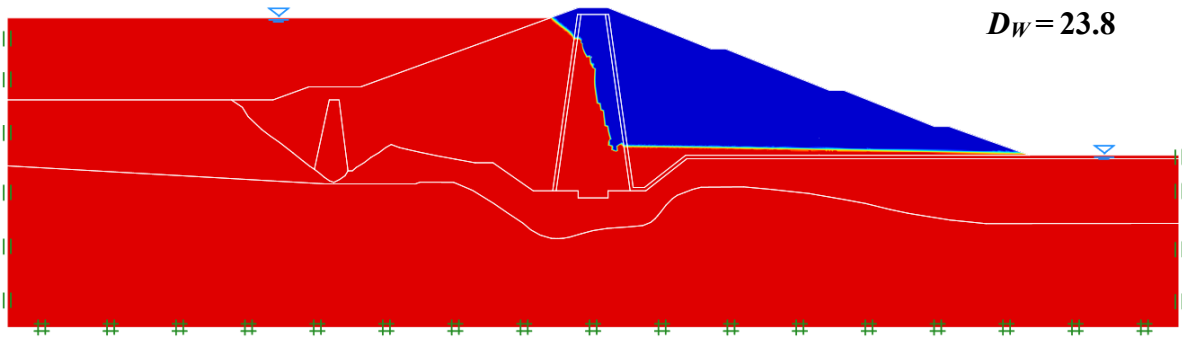
Figure 4.3 – Modélisation numérique du problème étudié avec Optum^{G2}, Agence Nationale des Barrages et Transferts (ANBT)

Sols	$\gamma_{\text{sat}}(\text{KN/m}^3)$	$\gamma_{\text{insa}}(\text{KN/m}^3)$	E (MPA)	ν	C	$\phi(0)$
1.F. rocheuse	26	25	100	0.25	15	30
2.F.alluviomaire	20.5	19	50	0.30	15	30
3. Noyau	20	18	39	0.35	10	32
4. Recharges	21	20	30	0.30	10	37
5. Filtres	20	18	35.16	0.30	1	38

Tableau 4.2: Propriété des matériaux utilisés dans le calcul

4.3.1 Écoulement

Le modèle d'infiltration à travers le barrage dépend du niveau d'eau D_w sur le côté gauche du barrage. Les zones saturées et sèches du barrage, séparées par la surface phréatique, sont illustrées dans la figure 4.4 pour divers niveaux d'eau. Il convient de noter que le calcul nécessaire de l'infiltration est réalisé automatiquement dans le cadre de toute analyse mécanique.



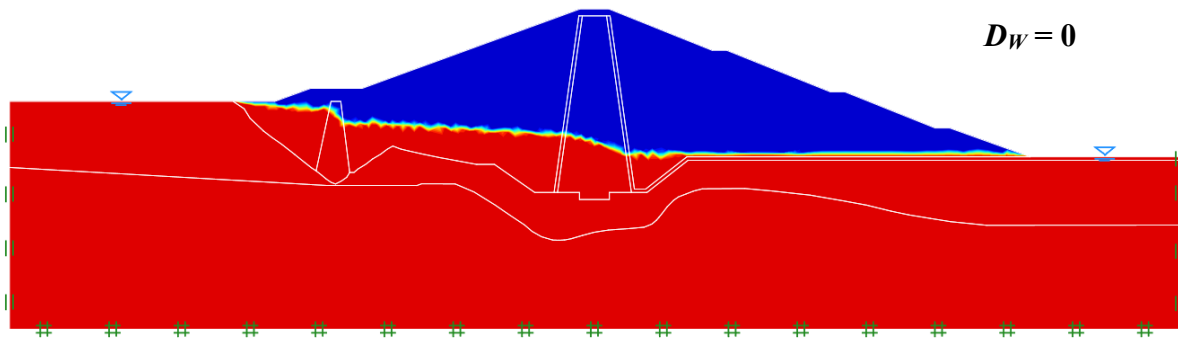


Figure 4.4 Les degrés de saturation avec le rouge correspondant à $S = 1$ (complètement saturé) et le bleu correspondant à $S = 0$ (sec).

4.3.2 Le coefficient de sécurité

Le facteur de sécurité du barrage peut être évalué par le biais d'une analyse de réduction de la résistance. Dans cette analyse, un facteur FS est calculé de manière à ce que les résistances des matériaux réduits.

$$c_{\text{red}} = \frac{c}{\text{FS}}, \quad \phi_{\text{red}} = \arctan\left(\frac{\tan \phi}{\text{FS}}\right)$$

Cela implique une situation d'effondrement imminent. Le facteur de réduction FS est interprété comme le coefficient de sécurité. L'analyse de réduction de la résistance mise en œuvre dans Optum^{G2} détermine le coefficient de sécurité critique, c'est-à-dire le plus petit, parmi tous les modes de rupture possibles. En d'autres termes, il n'est pas nécessaire de postuler d'abord un mécanisme de rupture, puis de calculer le coefficient de sécurité correspondant, comme cela se fait avec les méthodes d'équilibre limite.

4.3.3 Mécanismes de rupture

Dans cette situation, nous constatons que le mode de rupture se caractérise par un glissement du côté aval du remblai pour les trois situations de niveau d'eau. Si l'on souhaite déterminer le coefficient de sécurité de manière indépendante pour les ruptures à droite et à gauche, quel que soit le niveau d'eau, il est possible de renforcer le côté du remblai. Par exemple, pour étudier le coefficient de sécurité en cas de rupture du côté droit, le côté gauche du remblai peut être artificiellement renforcé en augmentant la cohésion ou l'angle de frottement.

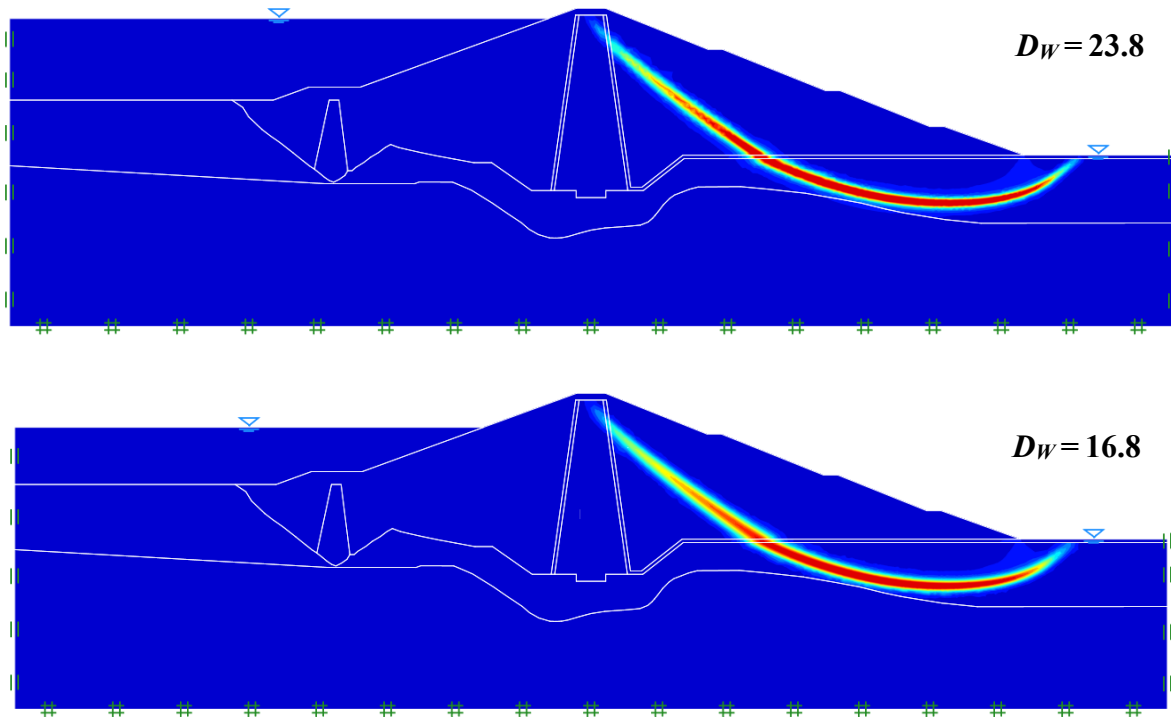


Figure 4.5 Mécanisme de rupture pour différents niveau d'eau D_w

La Figure 4.6 montre la variation du coefficient de sécurité F_s en fonction du niveau de l'eau dans le barrage de Fontaine des Gazelles. On observe que lorsque le barrage est vide (niveau d'eau = 0 m), le coefficient de sécurité est de 1.99, tandis qu'à pleine capacité (niveau d'eau = 23.8 m), il diminue à 1.72. Cette diminution progressive et concave du coefficient de sécurité avec l'augmentation du niveau de l'eau est attribuable à l'accroissement de la pression hydrostatique sur le barrage, augmentant les forces de cisaillement et réduisant la résistance du matériau. Les valeurs intermédiaires, telles que 1.94 à 10.57 m et 1.876 à 15.86 m, indiquent une tendance continue de réduction de la stabilité. Comparativement, une diminution de 0.27 du coefficient de sécurité entre le niveau vide et le niveau plein montre une réduction de 13.6%, ce qui est significatif et justifie une attention particulière aux niveaux d'eau élevés.

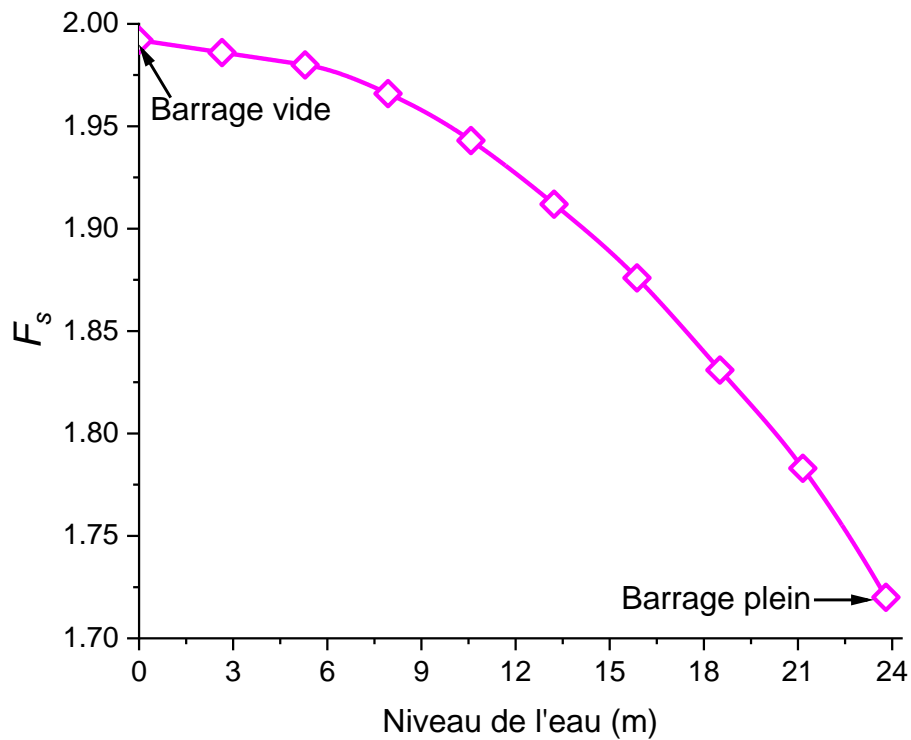


Figure 4.6 montre la variation du coefficient de sécurité F_s en fonction du niveau de l'eau

Malgré cela, un coefficient de sécurité supérieur à 1.5 est considéré comme acceptable pour les conditions statiques, ce qui montre que le barrage reste stable même au niveau d'eau maximal. Toutefois, cette diminution exige une surveillance régulière, notamment pendant les périodes de remplissage maximal.

Une analyse qualitative des matériaux constitutifs du barrage montre que la cohésion et l'angle de frottement interne influencent la stabilité, et que l'interaction sol-structure joue un rôle essentiel dans la réponse globale. Malgré la diminution du coefficient de sécurité, un F_s supérieur à 1.5 est considéré comme acceptable pour les conditions statiques, indiquant que le barrage reste stable même au niveau d'eau maximal.

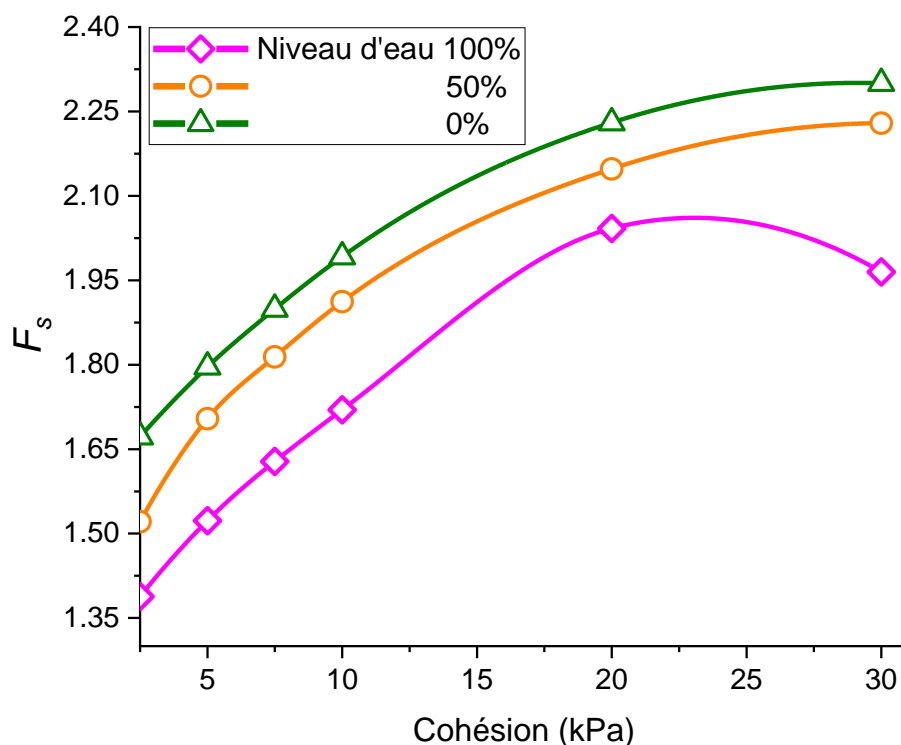


Figure 4.7 l'évolution du coefficient de sécurité F_s en fonction de la variation de la cohésion

La Figure 4.7 montre l'évolution du coefficient de sécurité F_s en fonction de la variation de la cohésion des recharges du barrage en amont et en aval, pour trois niveaux d'eau : 100%, 50%, et 0%. À 100% du niveau d'eau, F_s passe de 1.38 à 2.04 pour des cohésions de 2.5 kPa à 30 kPa, indiquant que l'augmentation de la cohésion améliore la stabilité, bien que cet effet diminue à haute cohésion. À 50% du niveau d'eau, F_s varie de 1.52 à 2.22, montrant une amélioration plus marquée de la stabilité comparativement au niveau d'eau 100%, mais inférieure au niveau d'eau 0%. Pour ce dernier, F_s passe de 1.67 à 2.3, démontrant la meilleure stabilité en l'absence de pression hydrostatique. La cohésion du sol augmente la résistance au cisaillement, améliorant ainsi F_s , surtout à des niveaux d'eau plus bas, où l'effet bénéfique de la cohésion est plus prononcé. La pression hydrostatique réduit la stabilité globale, comme illustré par les coefficients de sécurité plus faibles à 100% du niveau d'eau. En comparaison, les courbes pour 50% et 0% montrent des augmentations plus élevées de F_s , soulignant l'importance de la gestion du niveau d'eau pour maintenir la sécurité du barrage. Cette analyse démontre que l'augmentation de la cohésion du sol améliore la stabilité du barrage, mais que l'effet est modéré par le niveau d'eau. La gestion efficace des niveaux d'eau est importante pour maximiser la sécurité, et les matériaux de construction doivent être choisis pour optimiser la cohésion.

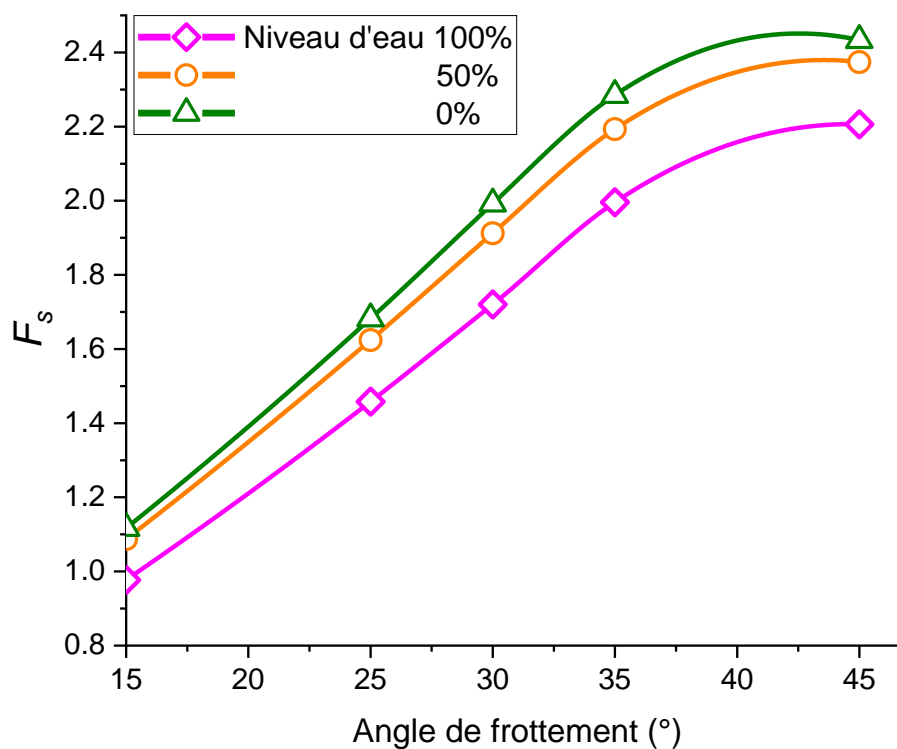


Figure 4.8 l'évolution du coefficient de sécurité F_s en fonction de la variation de l'angle de frottement

La Figure 4.8 montre l'évolution du coefficient de sécurité F_s en fonction de la variation de l'angle de frottement pour trois niveaux d'eau : 100%, 50%, et 0%. À 100% du niveau d'eau, F_s augmente de 0,97 à 2,20 pour des angles de frottement de 15° à 45°, soit une augmentation de 125,7%. À 50% du niveau d'eau, F_s passe de 1,08 à 2,37, montrant une augmentation de 118,4%. Pour un niveau d'eau de 0%, F_s augmente de 1,11 à 2,43, soit une augmentation de 117,8%. L'augmentation de l'angle de frottement améliore la stabilité du barrage, avec une amélioration plus marquée à des niveaux d'eau plus bas. La pression hydrostatique à 100% réduit significativement la stabilité globale du barrage, comme en témoigne le coefficient de sécurité plus faible comparé aux niveaux d'eau de 50% et 0. Cette analyse démontre l'importance de l'angle de frottement pour la stabilité du barrage et souligne la nécessité d'une surveillance continue et d'une gestion rigoureuse des niveaux d'eau pour maintenir la sécurité structurelle du barrage de Fontaine des Gazelles.

4.4. Etude de stabilité sismique du barrage

L'évaluation de la stabilité sismique des barrages est essentielle pour garantir leur sécurité et leur performance à long terme, surtout dans les régions sismiquement actives. Cette section se concentre sur l'analyse de la stabilité sismique du barrage de Fontaine des Gazelles, situé à Biskra, Algérie, en utilisant l'approche pseudo-statique. Cette méthode simplifie l'analyse des effets sismiques en modélisant les forces sismiques comme des charges statiques équivalentes. L'approche pseudo-statique permet de déterminer les coefficients de sécurité sous différentes conditions sismiques, en tenant compte de paramètres clés tels que le coefficient d'accélération horizontale k_h , la cohésion des matériaux, et l'angle de frottement interne.

La Figure 4.9 illustre la variation du coefficient de sécurité F_s en fonction du coefficient d'accélération horizontale k_h pour un barrage plein. Lorsque $k_h=0$, représentant l'absence de charge sismique, le coefficient de sécurité est de 1.72. À $k_h=0.1$, F_s diminue à 1.47, ce qui représente une réduction de 14.5%. Pour $k_h=0.2$, F_s est de 1.183, soit une diminution de 31.2%. À $k_h=0.3$, F_s tombe à 0.98, indiquant une réduction de 42.9%. Enfin, à $k_h=0.5$, F_s atteint 0.71, ce qui représente une réduction de 58.5%. La courbe présentée est de type logarithmique décroissante. Elle montre une diminution progressive de F_s avec l'augmentation de k_h , elle devient plus prononcée à des valeurs plus élevées de k_h . Par exemple, la réduction de F_s entre $k_h = 0.1$ et $k_h=0.2$ est de 19.6%, alors qu'entre $k_h=0.3$ et $k_h=0.4$, elle est de 14.9%. Cette analyse révèle que même des séismes de faible à modérée intensité peuvent réduire considérablement la stabilité du barrage plein. La Figure 4.9 souligne l'importance de prendre en compte les charges sismiques dans la conception des barrages pour assurer leur sécurité et leur stabilité à long terme.

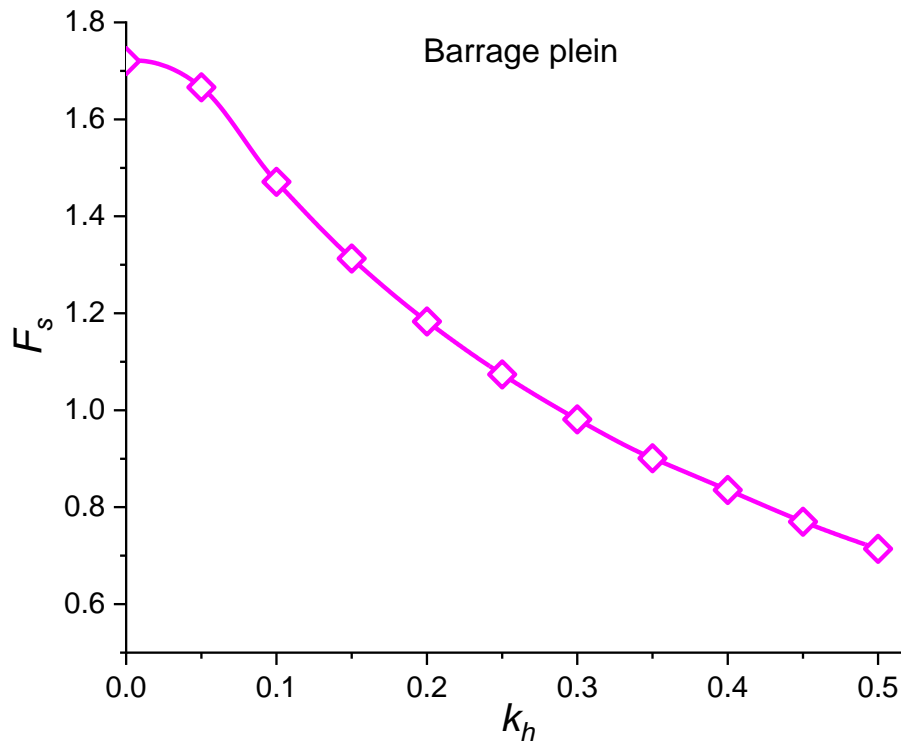


Figure 4.9 la variation du coefficient de sécurité F_s en fonction du coefficient d'accélération horizontale

La Figure 4.10 présente la variation du coefficient de sécurité F_s en fonction du coefficient d'accélération horizontale kh pour différentes valeurs de la cohésion, avec un barrage plein sous conditions sismiques. À $kh=0$, F_s varie de 1.38 à 2.04 pour des cohésions de 2.5 kPa à 30 kPa. À $kh=0.5$, F_s diminue respectivement à 0.49 et 0.72, indiquant des réductions de 64.1% et 64.5%. L'augmentation de la cohésion améliore la stabilité, mais l'effet des forces sismiques reste prédominant, entraînant une diminution significative de F_s . Par exemple, pour des cohésions de 5 kPa et 10 kPa, F_s chute de 1.52 à 0.55 (63.4%) et de 1.72 à 0.71 (58.5%). Cette analyse montre que bien que la cohésion accrue améliore la stabilité, elle ne peut compenser entièrement les effets des forces sismiques élevées, soulignant l'importance de mesures supplémentaires de renforcement. En générale, la gestion efficace des niveaux d'eau et le renforcement structurel sont essentiels pour maintenir la stabilité du barrage de Fontaine des Gazelles sous des charges sismiques, en tenant compte des réductions de F_s de 58.5% à 64.6% pour des valeurs de cohésion variées.

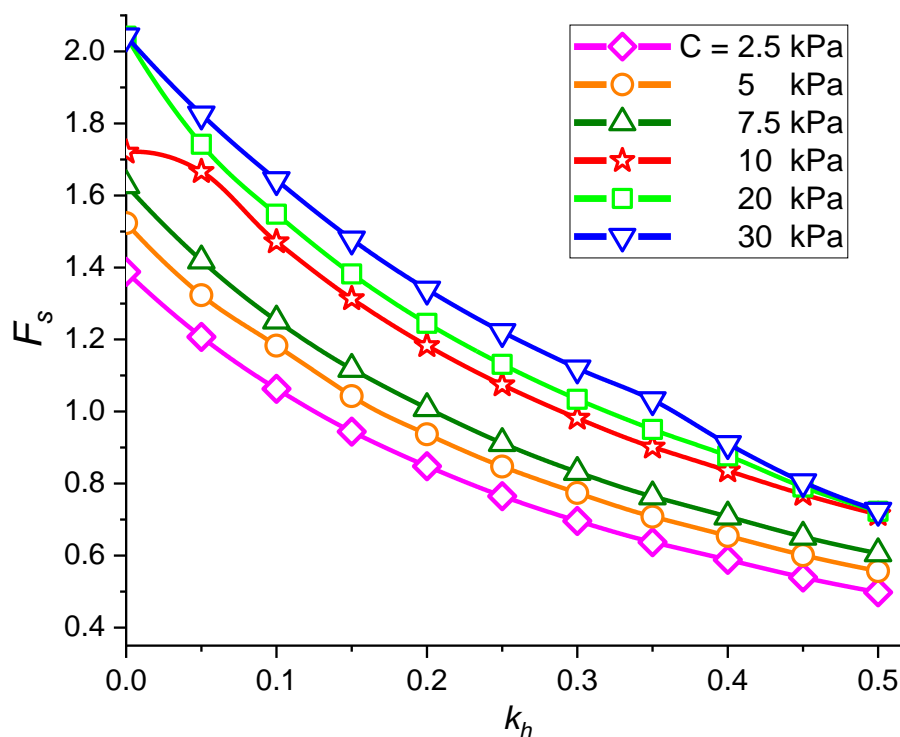


Figure 4.10 la variation du coefficient de sécurité F_s en fonction du coefficient d'accélération horizontale

L'évolution du coefficient de sécurité F_s en fonction du coefficient d'accélération horizontale kh est montrée dans la Figure 4.10, pour divers angles de frottement, illustrant la stabilité du barrage plein sous conditions sismiques. À $kh=0$, F_s varie de 0.97 à 2.20 pour des angles de frottement de 15° à 45° . À $kh=0.5$, F_s diminue respectivement à 0.37 et 0.72, indiquant des réductions de 61.7% et 67.1%. L'augmentation de l'angle de frottement améliore la stabilité globale du barrage, mais l'effet des forces sismiques réduit significativement F_s . Par exemple, pour des angles de frottement de 25° et 35° , F_s chute de 1.45 à 0.55 (62.2%) et de 1.99 à 0.72 (63.7%). Cette analyse montre que bien que des angles de frottement plus élevés augmentent la stabilité, ils ne peuvent compenser entièrement les effets des forces sismiques élevées, soulignant l'importance de mesures supplémentaires de renforcement, en tenant compte des réductions de F_s pour des angles de frottement variés.

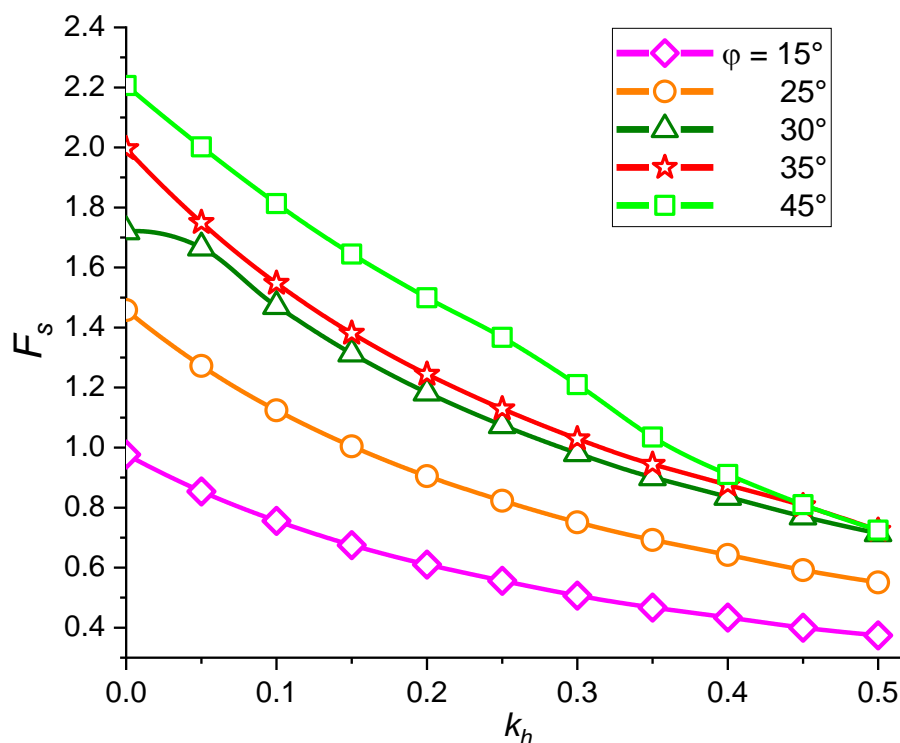


Figure 4.11 la variation du coefficient de sécurité F_s en fonction du coefficient d'accélération horizontale

4.4.1 Mécanisme de rupture

Les figures montrent les mécanismes de rupture du barrage de Fontaine des Gazelles pour différents coefficients d'accélération horizontale kh sous conditions sismiques. Pour $kh=0$ et $F_s=1.72$, le barrage est stable en conditions statiques, avec un mécanisme de rupture limité à la partie supérieure du talus en aval, indiquant une bonne résistance aux charges gravitationnelles et une contribution stabilisante de la pression hydrostatique. Lorsque $kh=0.1$ et $F_s=1.47$, la stabilité diminue, et la zone de déformation s'étend davantage vers le haut et le talus en aval, montrant que les forces sismiques commencent à influencer significativement le comportement du barrage en provoquant des déplacements horizontaux. Pour $kh=0.5$ et $F_s=0.71$, la stabilité devient critique avec un mécanisme de rupture très étendu couvrant une grande partie du talus en aval, représentant un scénario de rupture imminent sous l'effet des forces sismiques élevées. La zone de déformation est large et profonde, avec des déplacements importants, ce qui indique que la structure du barrage ne peut plus résister aux forces sismiques appliquées, entraînant des risques de défaillance majeurs. Ces résultats soulignent l'importance de prendre en compte les charges sismiques dans l'analyse de stabilité des barrages et la nécessité de mesures de renforcement structurel, telles que l'amélioration de la cohésion et de

l'angle de frottement des matériaux, pour prévenir la rupture sous des conditions sismiques sévères.

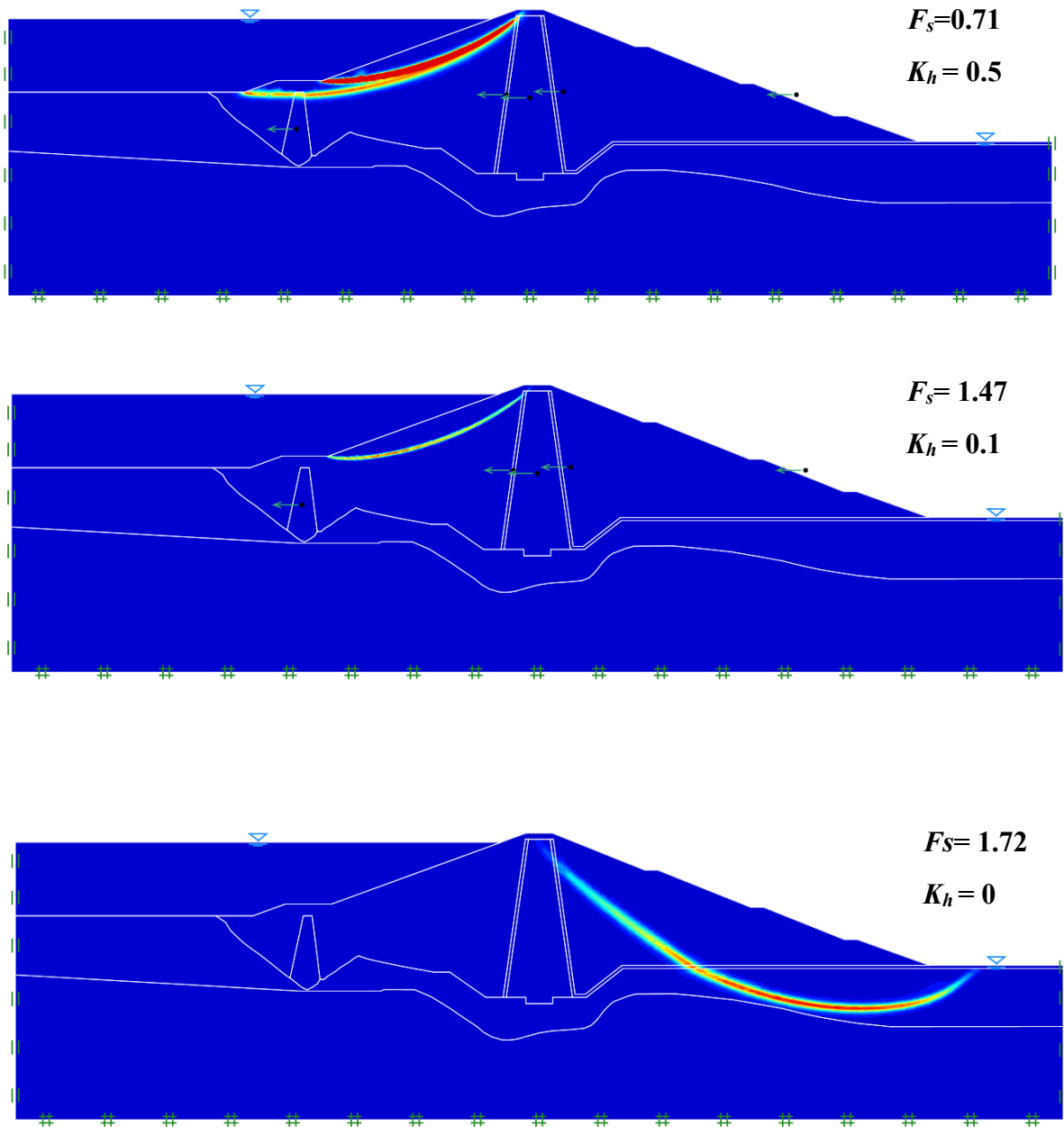


Figure 4.12 Mécanisme de rupture pour différents niveaux d'intensité sismique K_h

4.5 Conclusion

Cette étude présente une analyse exhaustive de la stabilité du barrage à l'aide du logiciel Optum^{G2}, en se concentrant sur plusieurs aspects essentiels pour garantir sa sécurité. La stabilité statique du barrage a été analysée pour déterminer sa capacité à supporter les forces statiques et la répartition des contraintes. L'écoulement de l'eau et son impact sur la structure ont également été étudiés afin de prévenir l'érosion interne. Le coefficient de sécurité a été calculé pour confirmer l'existence d'une marge de sécurité suffisante face aux charges supplémentaires. En ce qui concerne la stabilité sismique, la réponse du barrage aux forces dynamiques induites par les séismes a été évaluée pour assurer sa stabilité pendant et après ces événements. Enfin, les mécanismes de rupture potentiels ont été identifiés et les conditions pouvant y conduire ont été évaluées, ce qui aide à mettre en place des mesures préventives adéquates. Cette étude fournit une évaluation précise et intégrée de la stabilité du barrage, renforçant ainsi sa sécurité et sa durabilité à long terme.

CONCLUSION GENERALE

Ce mémoire a exploré en profondeur la conception, la stabilité et la sécurité des barrages en terre, en se concentrant particulièrement sur le barrage de Fontaine des Gazelles à Biskra, Algérie. L'analyse s'est appuyée sur une combinaison de recherches bibliographiques, d'études de cas historiques, d'évaluations géotechniques et de modélisations numériques pour offrir une compréhension complète des défis et des solutions liés à ces structures vitales.

L'étude a mis en évidence l'importance des conditions géologiques et hydrologiques dans la construction des barrages en terre. Une analyse minutieuse de ces conditions est essentielle pour déterminer le type optimal de barrage et garantir sa stabilité à long terme. Les filtres et drains doivent être conçus et installés en fonction des besoins réels du projet et des prévisions des variations de débit d'eau et des niveaux de sol. Un système de surveillance rigoureux est également crucial pour suivre les performances du barrage et assurer sa sécurité.

Les risques d'effondrement des barrages ont été examinés, avec un focus sur les impacts des séismes. Les méthodes scientifiques pour analyser la stabilité des barrages face aux séismes ont été discutées, mettant en lumière les facteurs géologiques, hydrologiques et géotechniques influençant cette stabilité. Ces analyses sont essentielles pour comprendre les défis de la construction et de la maintenance des barrages en terre et pour développer des mesures visant à réduire les risques.

Une analyse détaillée de la zone d'étude a été présentée, explorant la géologie, la topographie, le climat et l'hydrogéologie de la région. Cette analyse a fourni une compréhension approfondie du contexte géographique et environnemental, essentielle pour la planification et la gestion des ressources locales. La description détaillée du barrage Fontaine des Gazelles a mis en évidence sa structure, sa fonction et son importance pour la région.

Une analyse exhaustive de la stabilité du barrage à l'aide du logiciel OptumG2 a été effectuée, couvrant plusieurs aspects essentiels. La stabilité statique a été évaluée pour déterminer la capacité du barrage à supporter les forces statiques et la répartition des contraintes. L'analyse de l'écoulement de l'eau a permis de prévenir l'érosion interne, tandis que le calcul du coefficient de sécurité a confirmé une marge de sécurité adéquate face aux charges supplémentaires. La réponse du barrage aux forces sismiques a été évaluée en utilisant l'approche pseudo-statique pour assurer sa stabilité pendant et après les événements sismiques. Enfin, les mécanismes de rupture potentiels ont été identifiés, permettant de mettre en place des mesures préventives adéquates.

En conclusion, ce mémoire fournit une évaluation détaillée et intégrée de la stabilité des barrages en terre, en mettant l'accent sur la sécurité et la durabilité. Les analyses effectuées soulignent l'importance d'une planification rigoureuse, d'une conception adaptée aux conditions locales, et de l'utilisation de technologies avancées de modélisation pour garantir la performance et la sécurité des barrages. Ces résultats contribueront à améliorer la gestion des ressources en eau et à prévenir les risques associés aux structures hydrauliques, assurant ainsi une meilleure protection des populations et des écosystèmes environnants.

- [1] **Patrick Le DELLIOU.** Les barrages Conception et maintenance. ENTPE, Presses universitaires de Lyon (2003) 159-193.
- [2] **CFGB (Comité français des grands barrages).** PETITS BARRAGES, recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi. Cemagref éditions (2002).
- [3] **CIGB (Commission Internationale Des Grands Barrages).** BARRAGES EN ENROCHEMENT AVEC MASQUE AMONT EN BÉTON: Concepts utiles à leur conception et à leur construction, Bulletin 141 (2010).
- [4] **Ministère de L'écologie et Du Développement Durable Française.** Les ruptures de barrages. Décembre 2004. 24 pages.
- [5] **Patrick Le DELLIOU.** Les barrages et le risque sismique. Extrait du Bulletin du Service Technique de l'Energie et des Grands Barrages n°13, 3ème trimestre (1995) :1-4.
- [6] **Zeina FINGE BOUSAÏD.** Contribution à l'étude du comportement non drainé des sables lâches surconsolidés et anisotropes. Thèse de doctorat à l'institut national des sciences appliquées de LYON (2004). Pages 13-15.
- [7] **Bilge Siyahi, Haydar Arslan.** Earthquake induced deformation of earth dams. Bull Eng Geol Environ (2008) 67:397–403.
- [8] **Jean-Jacques FRY.** Evaluation de la stabilité sismique des digues. EDF CIH, 95-110.
- [9] **"The lower San Fernando dam".** (2007). Geo-Slope Office, Geo-Slope International Ltd, Calgary, Alberta, Canada.
- [10] **Seed, H.B., Idriss, I.M., Lee, K.L., and Makdissi, F.I., (1975).** "Dynamic analysis of the slide in the lower San Fernando dam during the earthquake of February 9, 1971". Journal of the geotechnical engineering division, ASCE, GT9.
- [11] **Hendra Jitno.** Earthquake-induced Deformations of Earth Dams. Seminar on Seismology and Earthquake Engineering, Australian Geomechanics (2009), 1-16.
- [12] **Seed, H.B., (1979).** "Considerations in the earthquake-resistant design of earth and rock fill dams". Geotechnique, Vol.29, No.3.
- [13] **CIGB (Commission Internationale Des Grands Barrages).** Aspects de la conception parasismique des barrages. Bulletin 120 (2001).
- [14] **S. Tani, M. Nakashima.** Earthquake damage to earth dams in Japan—maximum epicentral distance to cause damage as a function of magnitude. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 18 (1999) 593–602.
- [15] **Gazetas G.** Seismic response of earth dams: some recent developments. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 1987, 6(1): 2–47.

- [16] **M. Yener Ozkan.** A review of considerations on seismic safety of embankments and earth and rock-fill dams. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 17 (1998) 439–458.
- [17] **Seed, H.B., MARTIN. GR. (1966).** "The seismic coefficient in earth dam design", *ASCE Journal of Geotechnical engineering* vol. 92, No. SM3.
- [18] **R. Ziaie Moayed, M. F. Ramzanpour.** Seismic Behavior of Zoned Core Embankment Dam. *EGJE, Vol. 13, Bund. A (2008).*1-15.
- [19] **ANIRUDDHA SENGUPTA.** Estimation of permanent displacements of the Tehri dam in the Himalayas due to future strong earthquakes. *Indian Academy of Sciences Sādhanā* Vol. 35, Part 3, June 2010, pp. 373–392.
- [20] **Behloul larbi. (2004),** crues et inondations en algerie. Rapport ANRII.
- [21] **Brinis. N, (2009) :** La salinité des eaux souterraines de la zone Est de la plaine d'El-Outaya (Région de Biskra, Algérie). Publication au Bulletin du Service Géologique National. Wol.20, N°1, pp.49-61, 2009.
- [22] Station météorologique dans le site expérimentale SEO d'El-Outaya du centre de recherche C.R.S.T.R.A (2008)
- [23] **ANAT de Biskra, 2006** (Agence Nationale de l'Aménagement du Territoire) Monographie de wilaya de Biskra. 2006, Algérie. 256p
- [24] **Brinis. N, (2003) :** Essai d'explication de la salinité des eaux de la nappe du miopliocène cas de la zone est de la plaine d'El-Outaya Biskra ALGERIE. Mémoire de magister Univ.Badji mokhtar Annaba, 150p
- [25] **DPAT (W Biskra) (2008),** Monographie de la wilaya de Biskra.