

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République algérienne démocratique et populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement supérieur et de la Recherche scientifique

Université Abderrahmane MIRA- Bejaia
Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique



جامعة عبد الرحمن ميرة – بجاية
كلية التكنولوجيا
قسم الرى

Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement (LRHAE)

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

SIDI SAID Baya

En vue de l'obtention du diplôme de **MASTER**

Filière : **Hydraulique**

Spécialité : **Ouvrages et Aménagements Hydrauliques**

INTITULE :

ÉTUDE DE STABILITE D'UN BARRAGE POIDS EN BETON PORTES DE FER, WILAYA DE BORDJ BOU ARRERIDJ

Soutenu le 29 /06 / 2025 devant le jury composé de :

President: Mr. SAKHRAOUI Fouad

Promoteur (s): Mr SEGHIR Abdelghani

Examinateur (s) : Me. BENSLIMANE Malika

Invité : Mr. BRAKENI Abderrezak

Année Universitaire : 2024/2025

Populaire et Démocratique Algérienne République
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Déclaration sur l'honneur
Engagement pour respecter les règles d'authenticité scientifique dans
l'élaboration d'un travail de recherche

Arrêté ministériel n° 1082 du 27 décembre 2020 (*)
fixant les règles relatives à la prévention et la lutte contre le plagiat

Je soussigné,

Nom : ...Sidi...Said.....

Prénom : ...Bouya.....

Matricule : ...2020.31015487.....

Spécialité et/ou Option : ...Ouvrages et Aménagements Hydraulique

Département : ...Hydraulique.....

Faculté : ...Technologie.....

Année universitaire : ...2021..2025.....

et chargé de préparer un mémoire de (Licence, Master, Autres à préciser) :

Intitulé: ...Etude de Stabilité d'un Barrage Poids
en Béton Portes de fer, Wilaya de Béjaïa Arrondij

Je déclare sur l'honneur, m'engager à respecter les règles scientifiques, méthodologiques, et les normes de déontologie professionnelle et de l'authenticité académique requises dans l'élaboration du projet de fin de cycle cité ci-dessus.

Fait à Béjaïa le
02 III/2021.....

Signature de l'intéressé

(*) Lu et approuvé



Dédicace

Je dédie ce mémoire

A mon cher père, tu as tout donné pour que je réussisse. Tes sacrifices et ta confiance ont fait de moi ce que je suis. Je veux que tu sois fier de ta fille.

A mon adorable mère, qui n'a jamais dit non à mes exigences elle a tout donné de ces moyens pour que je réussisse mes études elle sera toujours à mes côtés que dieu la protège.

A mes frères et ma sœur, qui n'ont pas cessé de me conseiller, encourager et de me soutenir le long de mes études, je leurs souhaite du bonheur et de joie dans leurs vies.

Et à moi-même

Pour avoir cru en mes rêves, même quand le chemin semblait incertain.

Pour toutes ces fois où j'ai gardé la tête haute, même lorsque le poids était lourd à porter.

Pour le moment de doute, de fatigue et de solitude traversés en silence.

Pour chaque larme essuyée, chaque nuit blanche endurée et chaque échec transformé en leçon.

Pour ma persévérance ma force tranquille et mon courage discret.

Ce mémoire est le reflet d'un parcours fait de résilience de discipline et de détermination.

Je me le dédie avec fierté en hommage à celle que je suis devenue plus forte plus lucide et plus confiante.

"La discipline est le pont entre les objectifs et la réussite." Jim Rohn

Sidi Said Baya

Remerciements

À mes très chers parents, aucun remerciement ne pourraient exprimer tout mon amour et ma reconnaissance pour tout le soutien que vous m'avez apporté. Vous avez tout fait pour mon bonheur et ma réussite. Un simple remerciement ne suffira jamais.

Ma sincère reconnaissance au professeur Seghir Abdelghani pour avoir été mon mentor et mon conseiller, ainsi que pour m'avoir guidé tout au long du processus de rédaction de ce projet. Je vous remercie infiniment pour votre soutien.

Je remercie sincèrement les membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon travail, en acceptant d'examiner mon modeste travail et de l'améliorer grâce à leurs commentaires et suggestions utiles.

Pour la promo 2020 avec laquelle j'ai passé cinq ans, vous étiez une famille dans ce chapitre, et je chérirai tout bon souvenir et leçon avec vous. J'ai grandi et j'ai muri à devenir la personne que je suis devenue aujourd'hui.

Merci à tous

SOMMAIRE

Introduction Générale

Chapitre 1 : Les barrages et le risque sismique.

1.1 Introduction	16
1.2 Définition d'un barrage	16
1.3 Objectif de la construction des barrages	16
1.4 Les différents types de barrage.....	17
1.4.1 Barrage en béton	17
1.4.2 Barrage en remblais	19
1.5 Impact de la sismicité sur les barrages	21
1.5.1 Définition.....	21
1.5.2 La sismicité en Algérie	21
1.5.3 Classification des zones sismiques	22
1.5.4 Effet séismes sur les barrages	23
1.6 Conclusion.....	25

Chapitre 2 : Analyse de la stabilité d'un barrage poids

2.1 Introduction	27
2.2 Forces statique exercées sur un barrage poids	27
2.2.1 Poids propre du barrage	28
2.2.2 Poussée de l'eau.....	29
2.2.3 Poussée hydrostatique amont.....	31
2.2.4 Poussée hydrostatique aval	31
2.2.5 Poussée des sédiments	31
2.2.6 Sous pression	32
2.2.7 La poussée des glaces	33
2.3 Forces dynamique exercées sur un barrage poids	33
2.4 Etude de stabilité	34
2.4.1 Stabilité interne.....	34
2.4.2 Sécurité au renversement.....	35
2.4.3 Sécurité au glissement	35
2.4.4 Sécurité au soulèvement	36
2.4.5 Calcul de la stabilité élastique Condition de Maurice Lévy	37

2.5 Conclusion.....	38
<i>Chapitre 3 : Evaluation et calcul des pressions hydrodynamique</i>	
3.1 Introduction	40
3.2 L'interaction Fluide Structure	40
3.3 Méthode de Westergaard	40
3.4 Présentation de La méthode des élément finis	45
3.5 Méthode des volumes finies.....	45
3.6 Présentation du logiciel ANSYS	47
3.6.1 Différentes étapes à suivre pour la modélisation numérique par fluent	47
3.7. Présentation du cas étudié	50
3.7.1 Cas du parement vertical	50
3.7.2 Cas du parement incliné	57
3.8 Conclusion.....	61
<i>Chapitre 4 : l'analyse de la stabilité de Portes de Fer</i>	
4.1 Introduction	63
4.2 Présentation de l'ouvrage	63
4.3 Principales caractéristiques du barrage	64
4.4 Analyse dynamique et mécanique du barrage de Portes de Fer	65
4.4.1 Conditions aux limites	67
4.4.2 Champ de contraintes et cisaillement	68
4.4.3 Résultats et discussion	70
4.4.4 Vérification de la stabilité.....	73
4.5 Application de la simulation du parement incliné dans ANSYS.....	75
4.5.1 Conditions aux limites	76
4.5.2 Champ de contraintes et cisaillement	77
4.5.3 Résultats et discussion	78
4.5.4 Vérification de la stabilité.....	80
4.6 Comparaison entre parement vertical et parement incliné	81
4.7 Conclusion.....	81

Conclusion générale
Références bibliographiques

Liste des figures

Figure 1 : But de la réalisation des barrages.	17
Figure 2 : Le barrage de Béni Haroun-Mila [4].	18
Figure 3 : Barrage Djorf Torba Béchar (45m) [5].	18
Figure 4 : Barrage Ighzer Ouftis de Darguina Béjaïa [6].	19
Figure 5 : Barrage en terre homogène avec drain [7].	19
Figure 6 : Barrage zoné [7].	20
Figure 7 : Barrage à masque amont.[7].	20
Figure 8 : Foyer d'un séisme [9].	21
Figure 9 : La faille africaine et eurasienne passe par tout le littoral algérien [10].	22
Figure 10 : Répartition des forces et actions à considérer [1].	28
Figure 11 : Action du poids propre du barrage.	29
Figure 12 : Pousse de l'eau [1].	30
Figure 13 : Poussée des sédiments.[1]	32
Figure 14 : Formes typiques de la répartition de sous pression avec : (a) sans injection ni drainage, (b) avec voile d'injection, (c) avec drainage.[1]....	33
Figure 15 : Relation entre la surface de base comprimée et la résultante(a) dans le tiers central, (b) à la limite aval du tiers central, (c) à la limite aval tolérable en tenant compte de cas du séisme maximum de projet [1].	35
Figure 16 : Schématisation des efforts utiles pour le calcul de la stabilité au glissement [1]..	36
Figure 17 : Schéma des sous-pressions agissantes sur la base du barrage-poids [17].	37
Figure 18 : Profil de pression simplifie de Westergaard.	41
Figure 19 : Masses ajoutées équivalentes.	41
Figure 20 : Pression de Westergaard pour différents nombres de termes.....	42
Figure 21 : Pression hydrodynamique sur la face amont du barrage.	43
Figure 22 : Solution exact et approximatif de wedtergaard. [23].....	44
Figure 23 : Présentation de la masse ajoutée de Westergaard [24].	44
Figure 24 : Volume de contrôle dans le cas de 2D [27].....	46
Figure 25 : Génération de volumes de contrôle (2D) [28].	46
Figure 26 : L'interface de WorkBench.	47
Figure 27: Maillage non structuré.	49
Figure 28 : Maillage structuré.	49
Figure 29 : Schéma de la méthode VOF [30].....	50
Figure 30 : Géométrie de l'étude.....	51
Figure 31 : Détail du maillage Quadrilatéral.....	52
Figure 32 : Phase water volume fraction.....	52
Figure 33 : Variation de la pression hydrodynamique.....	53
Figure 34 : Diagramme Variation de moment.....	54
Figure 35 : Diagramme de variation de forces.....	55
Figure 36 : Fluctuations de la surface libre au parement amont.	56
Figure 37 : Variation de la pression hydrodynamique au fond du parement P (x=0, y=0, t=0,9) ; P (x=0, y=0, t=1,5).	57
Figure 38 : Structure du maillage pour la géométrie inclinée.	57
Figure 39 : Phase water volume fraction du cas incline.....	58
Figure 40 :Variation de la pression hydrodynamique (cas incline).	58

Figure 41 : Diagramme de variation de forces (cas incline).	59
Figure 42 : Fluctuations de la surface libre au parement amont (cas incline).	59
Figure 43 : Diagramme Variation de moment (cas incline).	60
Figure 44 : Variation de la pression hydrodynamique dans les deux cas et comparaison avec Westergaard.	60
Figure 45 : Vue topographique de la région de Portes de Fer (échelle 1/50 000) [30].	64
Figure 46 : Section type non déversant du barrage [31].	65
Figure 47 : L'interface de structure statique.....	66
Figure 48 : la géométrie du barrage à parement vertical.....	66
Figure 49 : Base du barrage.....	67
Figure 50 : Face amont.....	67
Figure 51 : Charge sismique.....	67
Figure 52 : Contrainte principale maximale.....	68
Figure 53 : Répartition des contraintes de cisaillement.	69
Figure 54 : Contrainte normale.	69
Figure 55 : Déplacement total du barrage.	69
Figure 56 : Déformation selon l'axe X, Y.	70
Figure 57 : Les résultats de les forces total.	71
Figure 58 : La géométrie du barrage à parement incliné.....	75
Figure 59 : La nouvelle géométrie du barrage.	76
Figure 60 : Les conditions aux limites, (A) : support fixe, (B) : charge sismique, (C) : Pression totale.	77

Liste des tableaux

Tableau 1 : Tableur de comparaison des valeurs pics.....	61
Tableau 2 : Les Le matériau utilisé et ses valeurs.	66
Tableau 3 : Les résultats obtenus dans l'analyse dynamique et mécanique du barrage.....	72
Tableau 4 : Analyse des résultats pour le parement incliné ANSYS.....	77
Tableau 5 : Les résultats obtenus dans l'analyse dynamique et mécanique du barrage.....	80

Abréviations et notations

P : Poids propre.

E_m : Poussée horizontale de l'eau amont.

E_{av-h} : Poussée de l'eau horizontale aval.

E_{av-v} : Poussée de l'eau verticale aval.

E_T : Poussée des terres.

F_{sed} : Poussée des sédiments.

S : Sous pression.

T : Effets thermiques.

T_b : Température corps du barrage.

T_a : Température de L'air.

T_e : Température de l'eau.

Dyn : Sollicitations dynamiques.

G : Poussée de la glace.

H_c : Hauteur du barrage sur fondations.

h_{am} : Hauteur hydrostatique a l'amont.

h_{av} : Hauteur hydrostatique à Laval

h_t : Hauteur d'un remblai a l'aval.

γ_b : Poids volumique du béton.

S : Surface du profil du barrage.

P : La pression.

ρ : La masse volumique de l'eau.

g : L'accélération de la pesanteur.

γ_i : Poids volumique des sédiments immerges.

h_{sed} : Épaisseur de la couche de sédiment.

Φ : Angle de frottement interne des sédiments.

K : Coefficient de poussée des terres.

σ_V : Contrainte normale.

M_s : Les moments stabilisants tandis.

M_d : Représente les moments déstabilisants.

C : La cohésion du contact béton fondation exprimée.

φ : L'angle de frottement interne.

A : Surface unitaire de glissement.

N : La résultante des forces perpendiculaires à la fondation

τ : Résistance au glissement.

R : La force de cisaillement résistant au glissement.

E_0 : Représente la force de poussée horizontale.

S_G : Résistance au glissement.

σ_{av} : Contrainte de compression au parement aval.

σ_{am} : Compression sur le parement amont.

Alpha : L'accélération horizontale maximale normalisée du barrage.

ρ : Masse volumique du fluide.

N: Nombre de termes pour l'approximation de la somme.

T : La période de vibration harmonique horizontale du barrage.

C : La célérité des ondes de pressions dans l'eau.

K : Le module de compressibilité de l'eau.

μ : Coefficient de frottement entre le béton du barrage et sa fondation.

BCR : Béton compacté au rouleau.

MVF : Méthode des volumes finis.

MEF : Méthode éléments finis.

VOF : Volume Of Fluide.

Pa : Pression Hydrodynamique.

S : Temps.

CFD : Dynamique des fluides numériques.

HD : Hydrodynamique.

HS : Hydrostatique.

Introduction Générale

Introduction générale

Les ouvrages hydrauliques, dont la citation invoque directement les barrages, sont des constructions hydrauliques de différentes tailles et formes, construites sur les cours d'eau afin de les régulariser et de stocker l'eau pour tirer profit de son usage dans de nombreux aspects. Cependant, ces structures peuvent engendrer des conséquences dévastatrices et être un danger irréversible pour les populations avoisinantes en cas de non-stabilité et de rupture provoquées par les séismes, à titre d'exemple.

La stabilité de ces structures étant la préoccupation principale de tous ingénieurs lors de leur conception. Une étude du comportement dynamique d'un barrage en modélisant le problème correctement en vue de l'évaluation de sa performance, de sa stabilité et de sa sécurité est jugée primordiale avant construction, elle doit prenant en compte son exposition à des conditions imposées comme le poids et le ballotement de l'eau, ainsi qu'aux conditions alarmantes telles que les tremblements de terre.

En cas de séisme, le sol bouge, faisant aussi bouger l'eau retenue derrière le barrage, créant des pressions hydrodynamiques supplémentaires sur la structure, établissant des interactions entre le fluide et la structure, où l'eau influence la structure et est en retour influencée par elle. Ces interactions étant étudiées ensemble engendrent un mécanisme de couplage entre le barrage et l'eau. Dans ce contexte, l'approche de Westergaard est utilisée afin de modéliser la poussée dynamique de l'eau sur la structure due aux accélérations sismiques, en simplifiant ces interactions. Ainsi, les ingénieurs font recours aux méthodes numériques avec des outils de simulation avancés pour prévoir les comportements de ces ouvrages et lorsqu'ils sont soumis à des conditions extrêmes, Ces outils aident à estimer les forces en jeu et à vérifier si la structure peut les tolérer en toute sécurité.

Parmi les méthodes numériques les plus utilisées, nous avons la méthode des volumes finis et la méthode des éléments finis. La première est plus adaptée à la dynamique des fluides tandis que la seconde est plus appropriée à la dynamique des structures. Les deux se basent sur une décomposition de la géométrie étudiée en un ensemble de sous-domaines appelé maillage sur lequel les variables sont calculées d'une manière approximative tout en tenant compte des conditions aux limites et initiales. Le logiciel ANSYS offre une multitude d'outils numériques qui se basent sur ces deux méthodes. Dans le cadre de notre étude, nous avons d'abord utilisé Ansys-Fluent pour modéliser le réservoir d'eau et évaluer les pressions hydrodynamiques sous un mouvement harmonique. Ensuite Ansys-Mechanical pour modéliser la structure du barrage et évaluer sa stabilité sous effets d'une accélération sismique et des pressions hydrodynamiques. Le barrage de « Portes de fer » à Bordj Bou Arreridj, Algérie a fait l'objet de l'application numérique.

Ce mémoire se propose d'étudier la stabilité d'un barrage en poids en vue de la construction du barrage des Portes de Fer en Algérie, sous sollicitations sismiques, avec une démarche combinée d'une approche analytique basée sur la méthode de Westergaard et de simulations

numériques via ANSYS (modules Fluent et Mechanical). Ce projet est divisé en quatre chapitres complétés avec une introduction et une conclusion, dont :

- Chapitre 1 : Couvre les concepts fondamentaux sur les barrages et les risques sismiques.
- Chapitre 2 : montre comment conduire une analyse de stabilité des barrages rigides (poids propre, poussées hydrostatiques/hydrodynamiques).
- Chapitre 3 : Explique la méthodologie numérique suivie pour la modélisation et la simulation sous Ansys fluent et sous Ansys mechanical,
- Chapitre 4 : rapporte les résultats avec discussion d'une application au barrage des Portes de Fer (résultats et discussion).

Chapitre 1

Les barrages et le risque sismique

1.1 Introduction

Les barrages sont des structures construites sur les cours d'eau pour stocker de l'eau et réguler son écoulement. Ils peuvent être utilisés pour de nombreuses fins, et peuvent être de différentes tailles et formes, en fonction de leur utilisation. Cependant, leur rupture peut engendrer des conséquences dévastatrices pour les populations avoisinantes surtout dans un cas de séisme. Donc il est primordial pour l'ingénieur concepteur d'étudier le comportement dynamique des barrages en modélisant le problème correctement en vue de l'évaluation de leurs performances, leurs stabilités et leur sécurité.

Ce chapitre présente brièvement et en manière moins en plus général tous ces concepts de barrages et l'effet des séismes sur sa stabilité et sécurité.

1.2 Définition d'un barrage

Les barrages sont par définition des ouvrages hydrauliques implantés en travers d'un cours d'eau pour créer une retenue ou surélever le niveau en amont. Ces types d'ouvrages barrent sur toute la largeur une section d'une vallée et créer une cuvette artificielle géologiquement [1].

Par contre, d'après Larousse, un barrage est un ouvrage artificiel occupant le lit d'un cours d'eau et servant soit à en assurer la régulation ou l'alimentation des villes ou l'irrigation des cultures, ou bien produire de l'énergie [2].

1.3 Objectif de la construction des barrages

L'eau issue des barrages est utilisée pour plusieurs besoins essentiels : l'alimentation en eau domestique des populations, l'irrigation agricole, les besoins industriels (comme les mines, les usines et la production d'électricité), ainsi que les loisirs et le tourisme. La construction de barrages joue également un rôle clé dans la gestion des crues et la prévention des inondations. La figure 1 montre une schématisation sommaire des principaux objectifs communément visés par la construction d'un barrage.

- **Production d'énergie hydroélectrique :** Les barrages peuvent être utilisés pour produire de l'électricité en utilisant la force de l'eau pour faire tourner des turbines.
- **Irrigation :** Les barrages peuvent être utilisés pour stocker de l'eau et fournir une source d'eau pour l'irrigation des terres agricoles.
- **Contrôle des crues :** Les barrages peuvent aider à réguler le débit d'un cours d'eau en retenant l'eau lors des périodes de fortes précipitations et en la relâchant lentement par la suite.
- **Gestion des ressources en eau :** Les barrages peuvent être utilisés pour stocker de l'eau pour une utilisation future ou pour fournir de l'eau potable aux populations locales. Dans tous les cas, le rôle d'un barrage est de stocker de l'eau et de réguler son écoulement, ce qui peut avoir des avantages importants pour les communautés locales et l'environnement, mais peut également avoir des impacts sur l'écosystème et les populations riveraines.

- **Les loisirs et le tourisme :** Les barrages peuvent être utilisés pour le tourisme, en offrant des activités telles que la baignade, la pêche, les sports nautiques et les croisières. Les retenues créées par les barrages peuvent également offrir des paysages pittoresques et des sites touristiques.
- **Prévenir les inondations :** Les barrages peuvent être utilisés pour contrôler le débit des cours d'eau en période de crue et en période de sécheresse. En période de crue, les barrages peuvent stocker l'eau en amont et la libérer progressivement pour éviter les inondations. En période de sécheresse, les barrages peuvent libérer l'eau stockée pour soutenir le débit des cours d'eau en aval.



Figure 1 : But de la réalisation des barrages.

1.4 Les différents types de barrage

Les barrages sont souvent classés sur la base de la structure et des matériaux utilisés pour leur construction. On distingue :

1.4.1 Barrage en béton

Les barrages en béton sont généralement érigés sur des fondations rocheuses, de vallée large et de module de déformation élevé. Parmi les barrages en béton ou en maçonnerie, on trouve principalement 3 catégories :

a. Barrage en poids

Appelés aussi barrages gravités est un ouvrage massif en maçonnerie ou en béton, à profil généralement triangulaire. Le parement amont est vertical ou légèrement incliné (moins de 5%). Le parement aval est incliné avec un fruit de 75 à 80 %. Cette géométrie lui permet de résister par son propre poids au renversement et au glissement sous l'action des forces extérieures. Il est fondé sur rocher, il n'est pas limité dans sa longueur et s'adapte bien aux vallées larges, il peut être rectiligne, polygonal, ou légèrement incurvé pour s'adapter aux besoins de la géologie et de la topographie. Lorsque la courbe est forte, celle-ci influence la statique de l'ouvrage par un

effet tridimensionnel. Le terme de barrage poids incurvé ou de barrage poids voûte est alors utilisé [1].

Les barrages poids sont définis comme étant les barrages qui sont construits en béton ou en maçonnerie et qui utilisent leur poids pour assurer leur stabilité. Leur section transversale a une forme plus ou moins triangulaire dont la base est ancrée dans des fondations rocheuses, seul le poids du béton ou de la maçonnerie retient la force exercée par l'eau [3].



Figure 2 : Le barrage de Béni Haroun-Mila [4].

b. Barrages à contreforts

Les barrages à contreforts ou bien voûtes multiples sont des barrages en béton constitués : des murs, généralement de forme triangulaire, construits dans la vallée parallèlement à l'axe de la rivière. Ces murs sont les contreforts. Des bouchures entre les contreforts pour maintenir l'eau de la retenue. Ces bouchures s'appuient sur les contreforts auxquelles elles transmettent la poussée de l'eau. Les bouchures sont très souvent inclinées vers l'aval pour que la poussée de l'eau soit orientée vers le bas de façon à améliorer la stabilité des contreforts. Dans le sens transversal, notamment vis-à-vis des effets sismiques de rive à rive, les contreforts peuvent être munis de butons.



Figure 3 : Barrage Djorf Torba Béchar (45m) [5].

c. Barrages voutes

Un barrage en voûte est une coupe à une forme courbée ce qui lui permet de transférer la majeure partie des forces dues à l'action de l'eau sur ses parois vers les roches d'ancrage situées sur les deux rives. À cause de ce transfert des forces exercées par l'eau vers l'ancrage, il n'est donc pas nécessaire d'avoir autant de béton dans la structure que dans le cas des barrages poids. Cette propriété rend les barrages en voûte plus économiques et plus stables. [3]



Figure 4 : Barrage Ighzer Ouftis de Darguina Béjaïa [6].

1.4.2 Barrage en remblais

Appelés aussi les digues sont des barrages construits en matériaux granulaires meubles trouvé au voisinage de l'ouvrage, ils sont classés :

a. Barrage en terre homogène

Ce sont des barrages constitués d'un seul matériau qui garantit l'imperméabilité et la stabilité, accompagné de dispositifs de drainage contre la filtration (Figure 5). Le remblai est constitué de matériaux du type argile, argile sablonneuse, limons, sable limoneux, etc [7] .

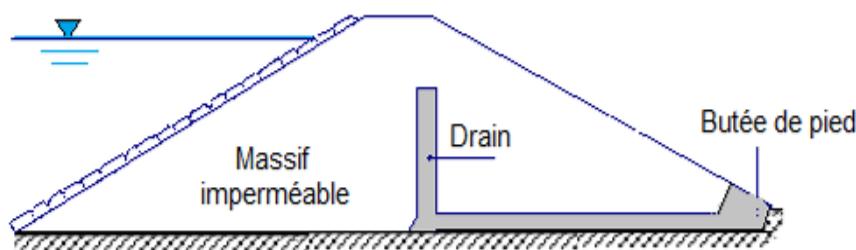


Figure 5 : Barrage en terre homogène avec drain [7].

b. Barrage en zone

Ce sont des barrages composés d'une zone centrale, appelée noyau, qui assure le rôle d'étanchéité. Placée au cœur du remblai, le noyau (vertical ou incliné) est constitué de matériaux argileux imperméables, d'épaisseur variable généralement plus large à la base à cause des pressions interstitielles plus fortes. La fonction de stabilité est apportée par les recharges (figure 6). Ces massifs plus perméables que le noyau sont réalisés en enrochements, ou en terre plus grossière. Pour se prémunir contre des phénomènes d'érosion interne, le noyau est entouré de couches filtrantes. Une granulométrie spécialement étudiée est utilisée entre la taille très petite des grains d'argile et les grains bien plus grossiers des recharges. Plusieurs couches de filtres successifs sont généralement nécessaires.

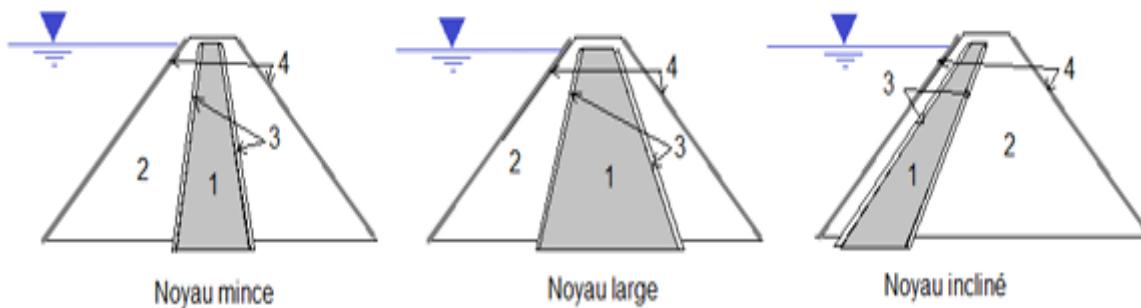


Figure 6 : Barrage zoné [7].

c. Barrage à masque amont

Il est généralement formé par un massif perméable qui assure la fonction de stabilité. L'étanchéité est obtenue par une couche appelée masque, posée à l'amont du massif. Le masque est étanche sur toute sa surface (Figure 7).

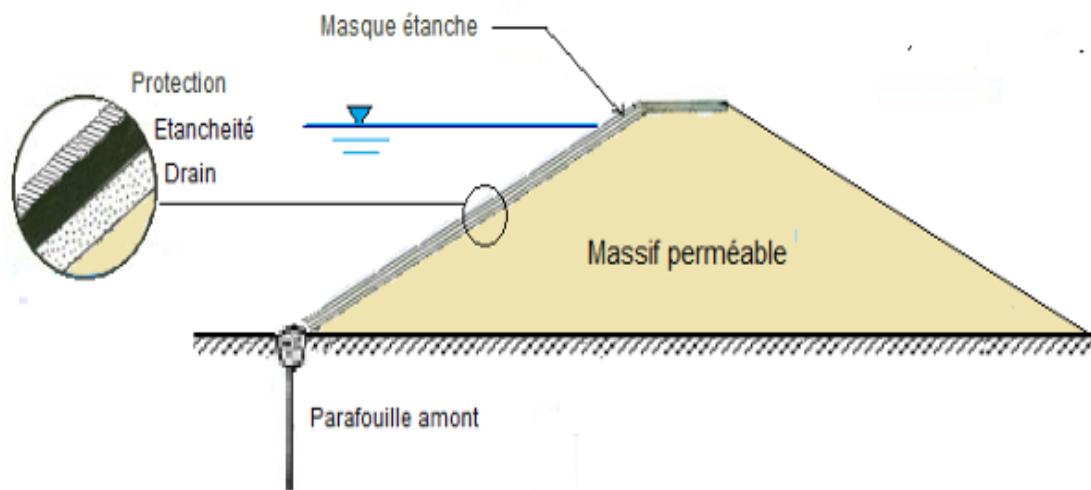


Figure 7 : Barrage à masque amont [7].

1.5 Impact de la sismicité sur les barrages

1.5.1 Définition

Un séisme est une fracturation brutale des roches en profondeur le long de failles en profondeur dans la croûte terrestre (rarement en surface). Le séisme génère des vibrations importantes du sol qui sont ensuite transmises aux fondations des bâtiments. Les séismes sont, avec le volcanisme, l'une des manifestations de la tectonique des plaques. L'activité sismique est concentrée le long de failles, en général à proximité des frontières entre ces plaques. Lorsque les frottements au niveau d'une de ces failles sont importants, le mouvement entre les deux plaques est bloqué. De l'énergie est alors stockée le long de la faille. La libération brutale de cette énergie stockée permet de rattraper le retard du mouvement des plaques. Le déplacement instantané qui en résulte est la cause des séismes. Après la secousse principale, il y a des répliques, parfois meurtrières, qui correspondent à des réajustements des blocs au voisinage de la faille [8].

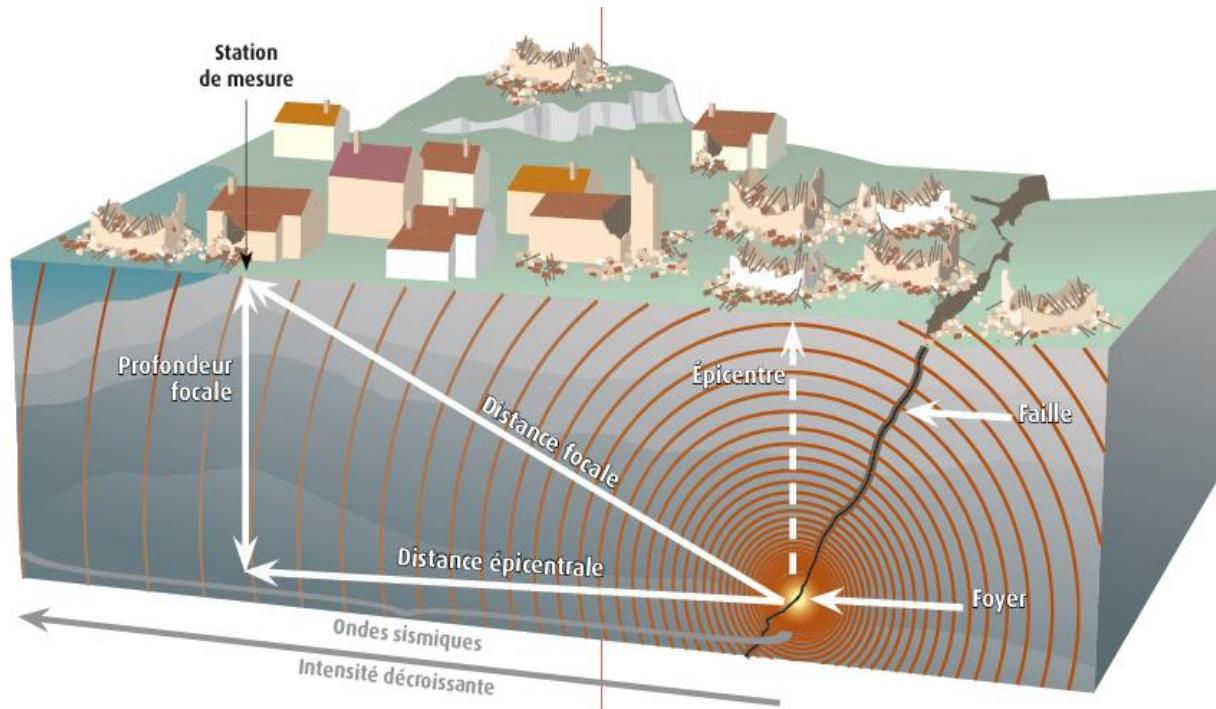


Figure 8 : Foyer d'un séisme [9].

Le foyer est le point de départ de la rupture des roches. L'épicentre est le point de la surface terrestre situé à la verticale du foyer. La magnitude mesure l'énergie libérée par le séisme sous forme d'ondes sismiques. L'intensité mesure la sévérité de la secousse au sol en fonction des effets observés [9].

1.5.2 La sismicité en Algérie

La partie nord de l'Algérie est située le long de la frontière de convergence des plaques africaine et eurasienne. Elle représente l'une des régions sismiques les plus actives de l'ouest de la Méditerranée.

En effet, l'Algérie fait face à une recrudescence des séismes ces derniers temps, avec des secousses ressenties dans plusieurs régions du pays. Ces phénomènes ont naturellement suscité des interrogations sur leur fréquence et les risques qu'ils engendrent pour la population. Il a précisé que l'Algérie est située dans une zone de rencontre entre les plaques tectoniques africaine et eurasiatique, ce qui explique ce type de secousses. Ces déclarations interviennent alors que plusieurs régions du pays, dont Bordj Bou Arreridj, Tipaza et Béjaïa, ont récemment connu des tremblements de terre de faible à moyenne intensité, ce qui rappelle la vulnérabilité sismique de notre pays.

Le dernier tremblement de terre enregistré à Zeboudja, dans la wilaya de Chlef, d'une magnitude de 4,9 à l'échelle de Richter, a particulièrement retenu l'attention, étant ressenti dans plusieurs régions voisines.

L'Algérie est divisée en deux plaques tectoniques séparées par la faille sud-atlasique (Figure 9). Au Nord se trouve la tectonique alpine et au Sud, la plate-forme saharienne, qui est assez stable.

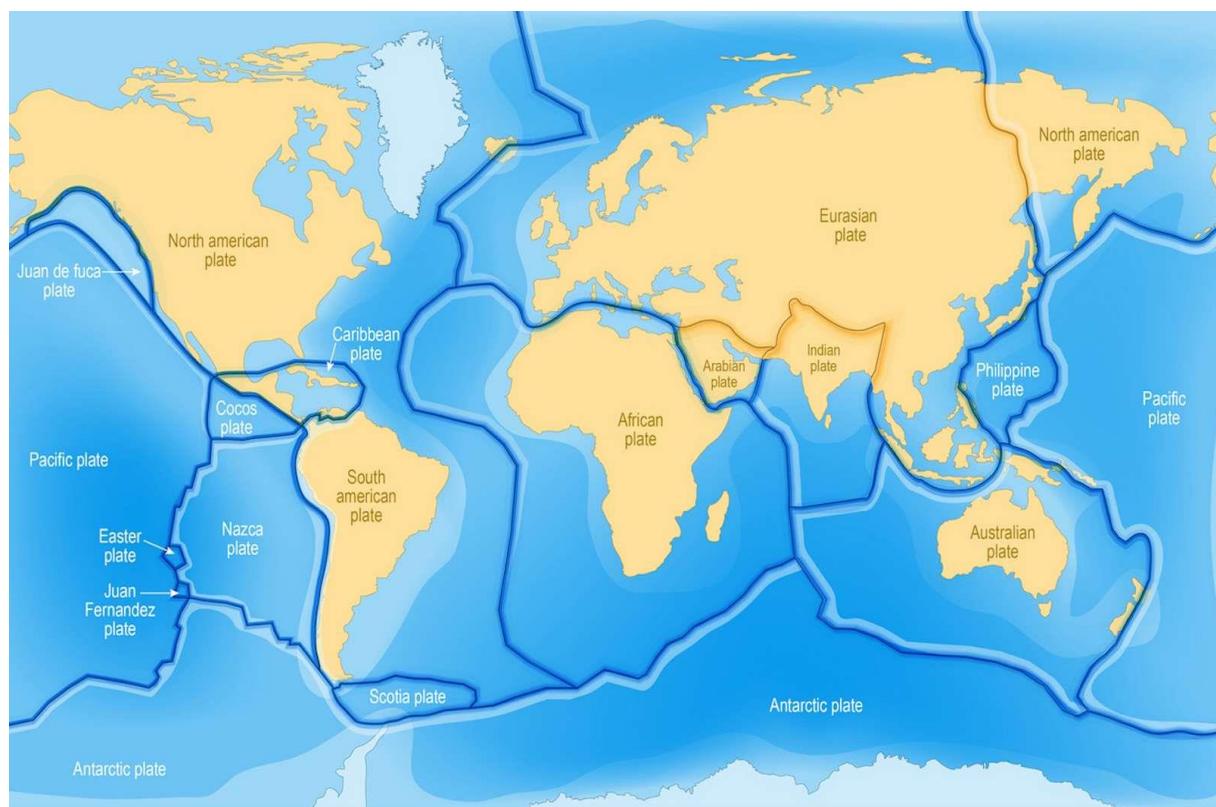


Figure 9 : La faille africaine et eurasienne passe par tout le littoral algérien [10].

1.5.3 Classification des zones sismiques

Le territoire national est divisé en six (06) zones de séismicité croissante, définies sur la carte des zones de séismicité ci-dessous (figure 10) qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

Zone 0 : séismicité très faible.

Zone I : séismicité faible.

Zones II : séismicité faible à moyenne.

Zone III : sismicité moyenne.

Zone IV : sismicité moyenne à éléver.

Zones V& VI : Sismicité élevée.

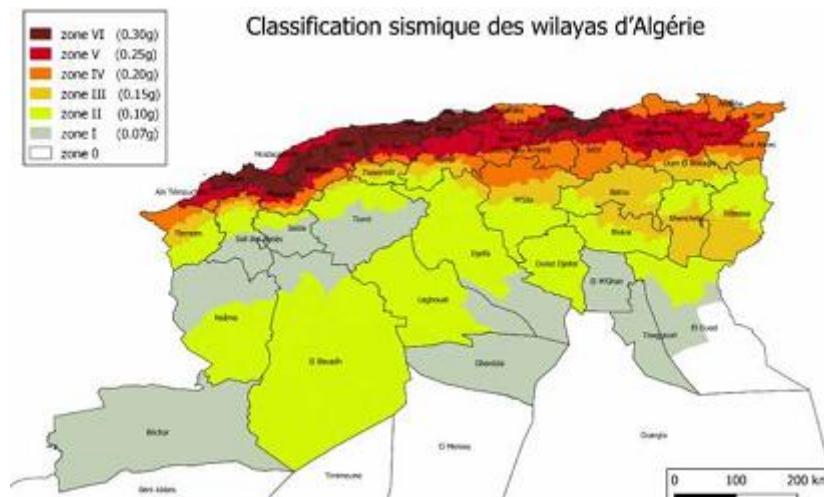


Figure 10 : Zonage sismique du nord de l'Algérie (2024) [11].

1.5.4 Effet séismes sur les barrages

Lorsqu'un barrage et sa fondation sont soumis à un séisme, celui-ci engendre un champ d'accélération qui dépend de la forme du barrage et de ses différents matériaux constitutifs. Selon la raideur des matériaux et leur capacité d'amortissement interne, selon la hauteur et la forme du barrage vis-à-vis du spectre du séisme, la réponse du barrage sera plus ou moins forte. Dans le monde entier, le retour d'expérience montre que les accidents de barrages liés à des séismes sont rares et très peu d'ouvrages ont subi des désordres importants entraînant la ruine. Les statistiques de la CIGB montrent que les accidents les plus importants concernent les ouvrages en remblais. À l'exception de la rupture partielle du barrage de Shih-Kang après le séisme de Chi-Chi en 1999 à Taïwan, situé directement sur une faille active (Figure 11). La présence d'une faille, sensiblement parallèle à la vallée et non détectée pendant les travaux, a provoqué un rejet vertical de 7.7 m entre les pertuis vannés de la rive droite mais sans lâche catastrophique d'eau de la retenue. Un autre exemple marquant est celui du barrage de Koyna en Inde, qui a subi d'importants dommages lors du séisme de 1967 de magnitude 6,3.



Figure 11 : Barrage de Shih-Kang après le séisme Chi Chi (Taïwan) [12].

Un autre exemple est celui du barrage de Koyna en Inde, qui a aussi subi d'importants dégâts lors du séisme en 1967. La figure 12 montre la modélisation de l'endommagement dans ce même barrage sous différents enregistrements sismiques soumis au choc principal et aux répliques enregistrées, avec deux directions d'incidence des séismes. L'étude a été menée par des autres Montrant aussi que la direction du séisme a une influence significative sur le chemin de propagation des dommages et le mécanisme de défaillance de la partie supérieure du barrage face à la séquence sismique [13].

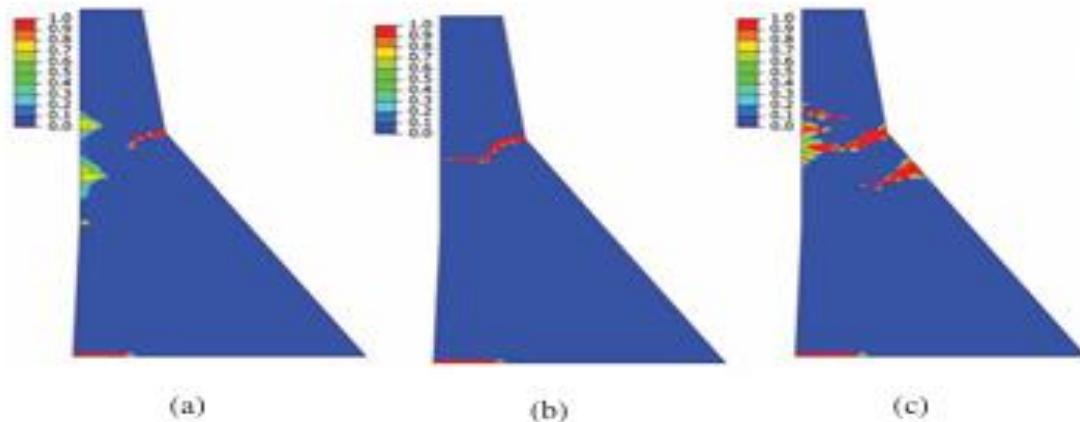


Figure 12 : Profils du barrage de Koyna sous les séquences sismiques principales dans la direction aval–amont (a) Mammoth Lakes, (b) Kozani, (c) Whittier [13].

En outre la figure 13 représente la modélisation de l'endommagement dans le barrage de Beni Haroun (Algérie) sous différents enregistrements sismiques [14].

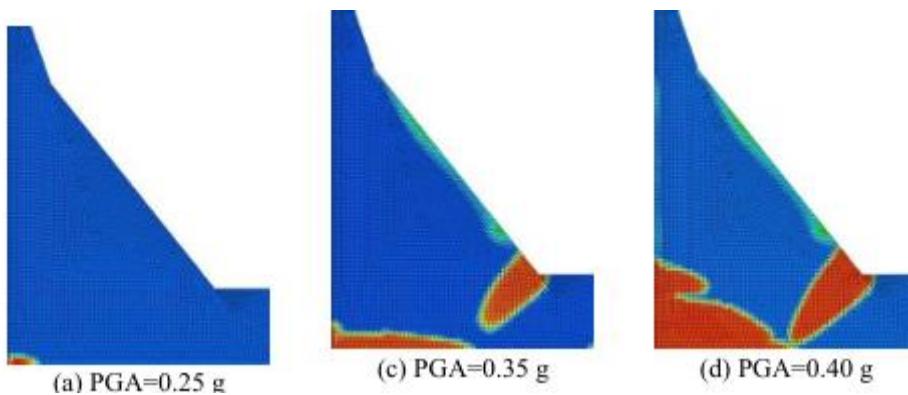


Figure 13 : Modélisation de l'endommagement dans le barrage de Beni-Haroun sous différent enregistrements sismiques (a) : $PGA=0.2$, (b) : $PGA = 0.3$ et (c) : $PGA=0.4$ [14].

D'une manière générale, les effets des séismes se traduisent par l'apparition des phénomènes suivants : Pour les ouvrages en béton ou maçonnerie : Fissuration, déformations, mouvements de joints, dégâts sur le couronnement, changement de comportement hydraulique en fondation, risque de blocage de vannes. Les figures 12 et 13 montrent deux exemples de prédition, par modélisation en éléments finis, de dommages sismiques que peuvent subir les barrages poids en béton.

1.6 Conclusion

Dans ce chapitre, on a présenté les bases sur les barrages et les risques sismiques. En Algérie, où l'activité sismique est présente. Il est essentiel de bien comprendre et de faire une étude approfondie de leur stabilité. Dans le chapitre suivant, on traitera de la stabilité des barrages en béton qui sont les plus utilisés.

Chapitre 2

Analyse de la stabilité d'un barrage rigides

2.1 Introduction

Plusieurs études de risques, actuellement en cours, portent sur la sécurité des barrages en béton. Ces travaux amènent régulièrement à la révision des conditions de stabilité de ces ouvrages. Dans l'exemple d'un barrage en poids, deux types de stabilité sont distingués : la stabilité statique qui analyse les conditions normales comme le poids propre, la poussée de l'eau, etc., et la stabilité dynamique qui estime le comportement du barrage face aux séismes, aux accélérations, aux pressions hydrodynamiques.

Dans ce chapitre, on se concentre sur la stabilité statique et les différentes charges qui agissent sur le barrage.

2.2 Forces statique exercées sur un barrage poids

Dans la conception d'un barrage poids en béton, le barrage va être soumis à des charges qui vont entraîner des déformations et des contraintes, il est essentiel de déterminer les charges à prendre en compte pour les analyses de stabilité et de contrainte. Les forces qui peuvent, Parmi ces forces [22] :

- Le poids propre.
- Pressions amont et aval.
- La poussée de l'eau.
- Températures.
- Pressions des sédiments.
- Poussée des sédiments.
- Poussée des glaces.
- Pression du vent.
- Pression sous atmosphérique.
- Pression des vagues.
- Réaction du sol de fondation.

La figure 10 montre les forces principales à considérer pour l'analyse de la stabilité des barrage-poids et la détermination de l'état de contraintes internes Avec :

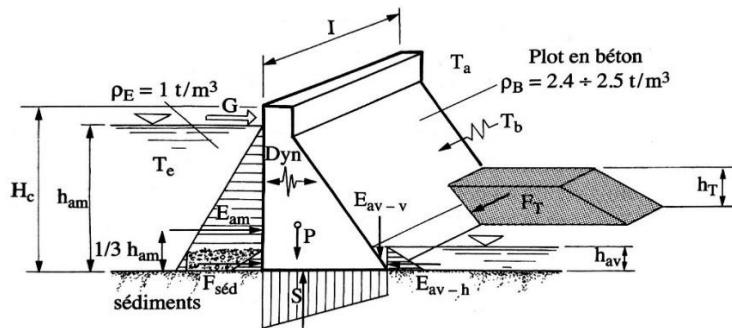


Figure 10 : Répartition des forces et actions à considérer [1].

P : Poids propre.

E_m : Poussée horizontale de l'eau amont.

E_{av-h} : Poussée de l'eau horizontale aval.

E_{av-v} : Poussée de l'eau verticale aval.

E_T : poussée des terres.

F_{sed} : Poussée des sédiments.

S : Sous pression.

T : Effets thermiques.

T_b : Température corps du barrage.

T_a : Température de L'air.

T_e : Température de l'eau.

Dyn : Sollicitations dynamiques.

G : Poussée de la glace.

H_c : Hauteur du barrage sur fondations.

h_{am} : Hauteur hydrostatique a l'amont.

h_{av} : Hauteur hydrostatique à Laval.

h_t : Hauteur d'un remblai a l'aval.

2.2.1 Poids propre du barrage

Le poids du barrage est représenté par la force verticale exercée sur le centre de gravité. La résistance du poids propre tient compte de la surface du profil étudié et de la densité du matériau du barrage. Le calcul est effectué en fonction du dessin technique et de chaque pièce, et prend en compte la surface du profil étudié, la densité du matériau du barrage. La densité du béton conventionnel vibré est de l'ordre de 2.4, d'autres valeurs peuvent être considérées si la densité des agrégats diffère de 2.7, alors que celle d'un BCR est de l'ordre de 2,35[15].

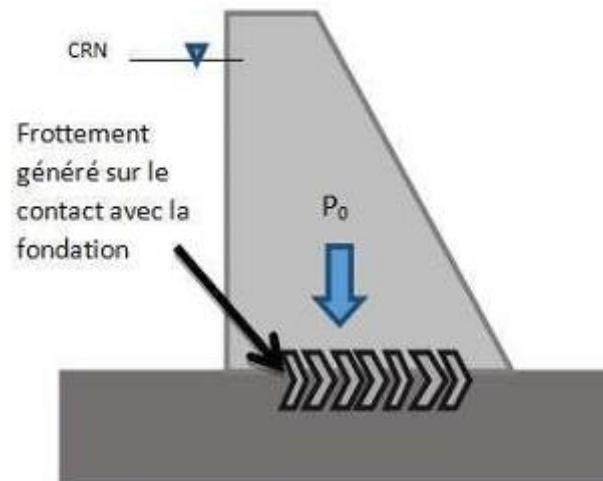


Figure 11 : Action du poids propre du barrage.

On adopte pour la valeur caractéristique du poids propre, notée par la formulation suivante :

$$P_0 = \gamma_b \cdot S \cdot g \quad (1)$$

Avec :

γ_b : Poids volumique du béton en KN /m³.

S : surface du profil du barrage en m².

g : est l'accélération de la pesanteur.

2.2.2 Poussée de l'eau

La poussée de l'eau exerce une force perpendiculaire à la surface du parement du barrage. Le poids spécifique de l'eau non chargée est égal à 10 KN/m³, alors qu'une eau chargée de sédiments en suspension peut atteindre 11KN/m³.

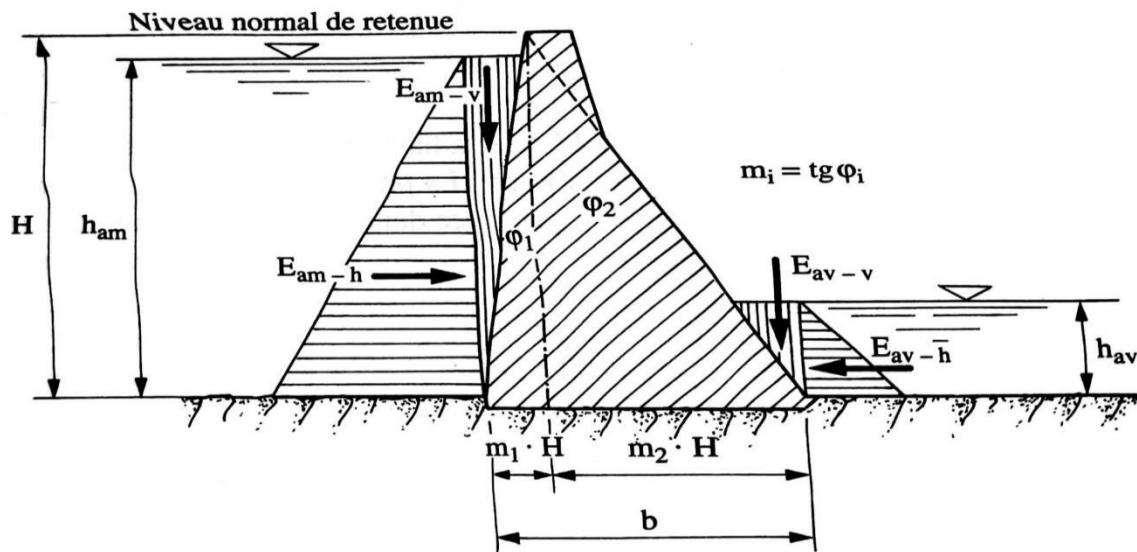


Figure 12 : Pousse de l'eau [1].

Dans le cas normal pour le calcul, on utilise le niveau normal de retenue. Si une crue est considérée ; le niveau est celui atteint lors du passage de la crue de projet ou de la crue de sécurité. Les valeurs des différentes poussées qui agissent au centre de gravité de leur surface représentative, sont :

- Poussée horizontale amont sans déversement :

$$E_{am-v} = \frac{1}{2} \rho_E g h_{am}^2 \quad (2)$$

- Poussée horizontale amont avec déversement :

▪

$$E_{am-v} = \frac{1}{2} \rho_E g (h_{am} + h_i) h_{am} \quad (3)$$

- La pousse verticale amont :

$$E_{am-v} = \frac{1}{2} \rho_E g m_1 h_{am}^2 \quad (4)$$

- Poussée horizontale aval :

$$E_{av-h} = \frac{1}{2} \rho_E g h_{av}^2 \quad (5)$$

- Poussée verticale aval :

$$E_{av-h} = \frac{1}{2} \rho_E g m_2 h_{av}^2 \quad (6)$$

La largeur de la base dépend de l'angle des parements :

$$\begin{aligned} m_1 &= \operatorname{tg} \Phi_1 \\ m_2 &= \operatorname{tg} \Phi_2 \end{aligned}$$

Avec :

ρ_E : poids volumiques de l'eau.

h_{am} : hauteur de la pression hydrostatique à l'amont.

h_{av} : hauteur de la pression hydrostatique à l'aval.

h_i : hauteur de lame déversant.

2.2.3 Poussée hydrostatique amont

Tout d'abord un barrage est soumis à des pressions, dont la plus importante est la pression hydrostatique. C'est une force horizontale exercée par l'eau sur sa surface immergée. On en tire l'expression de la pression suivante :

$$P = \rho g h \quad (7)$$

Avec :

P : est la pression en Pa (Pascal).

ρ : la masse volumique de l'eau en kg.M^{-3} .

g : est l'accélération de la pesanteur ($9,81 \text{ m}^2/\text{s}$).

h : la hauteur d'eau au-dessus du point considéré en m.

On constate que la pression dépend de la hauteur d'eau et non de la largeur du barrage. Etant donné que c'est la hauteur d'eau qui est responsable de la pression hydrostatique [16].

2.2.4 Poussée hydrostatique aval

Parmi les conséquences de la poussée hydrostatique, une retenu se forme à l'aval et peut être agissante sur le barrage, sa valeur n'est pas de même importance mais on la prendre en considération comme action agissante.

2.2.5 Poussée des sédiments

Les sédiments peuvent s'accumuler au pied amont du barrage, pouvant parfois atteindre la hauteur de l'ouvrage (figure 13), cette poussée provoque sur le parement amont une poussée horizontale qui va s'additionner à la poussée hydrostatique, elle est similaire à l'eau et répartie triangulairement et exprimée par :

$$F_{sed} = \frac{1}{2} \gamma_i h_{sed}^2 K \quad (8)$$

Avec :

γ_i : poids volumique des sédiments immergés.

$h_{\text{séd}}$: épaisseur de la couche de sédiment.

Φ : angle de frottement interne des sédiments.

K : coefficient de poussée des terres.

- Fluide K=1
- Poussée au repos K=1-Ssin Φ
- Poussée active K=(1-sin Φ) /(1+sin Φ)
- Poussée passive K=(1+sin Φ) /(1-sin Φ).

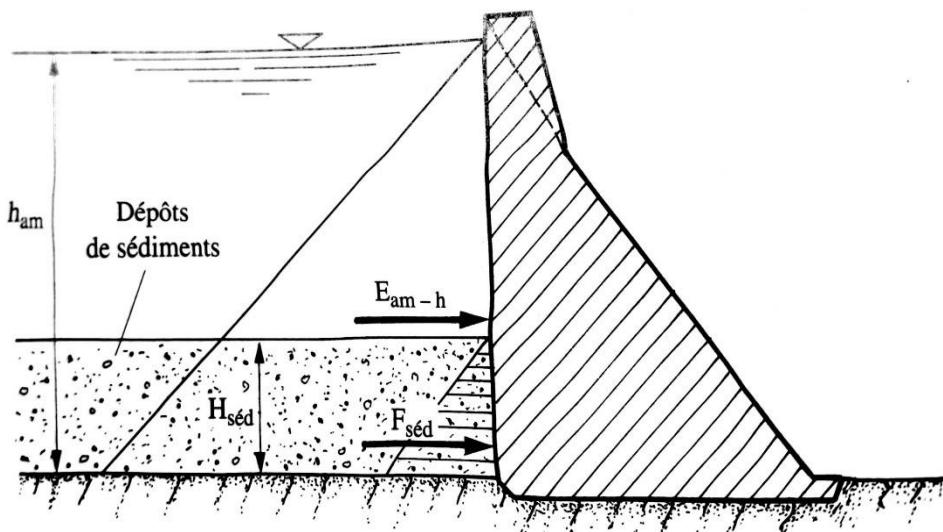


Figure 13 : Poussée des sédiments.[1]

2.2.6 Sous pression

En l'absence de drainage, on considère habituellement un diagramme trapézoïdal avec la pleine sous-pression (U_m) du plan d'eau en pied amont et une sous-pression (U_v) égale au niveau d'eau en pied aval. En l'absence de drainage, le diagramme des sous-pressions peut être plus favorable que le diagramme trapézoïdal (a) de la (figure 14.a) si les fissures du rocher ont tendance à se refermer au pied aval. Lorsque l'étude géologique conduit à redouter cette hypothèse, des drains doivent impérativement être forés au pied aval.

En cas de drainage et dans l'hypothèse d'un entretien régulier des drains, il est recommandé de considérer que le drainage est efficace à 50%, ce qui revient à dire que les sous-pressions sont abaissées de moitié au droit du voile de drainage [3].

$$U_A = U_B = (U_A - U_C) / 2$$

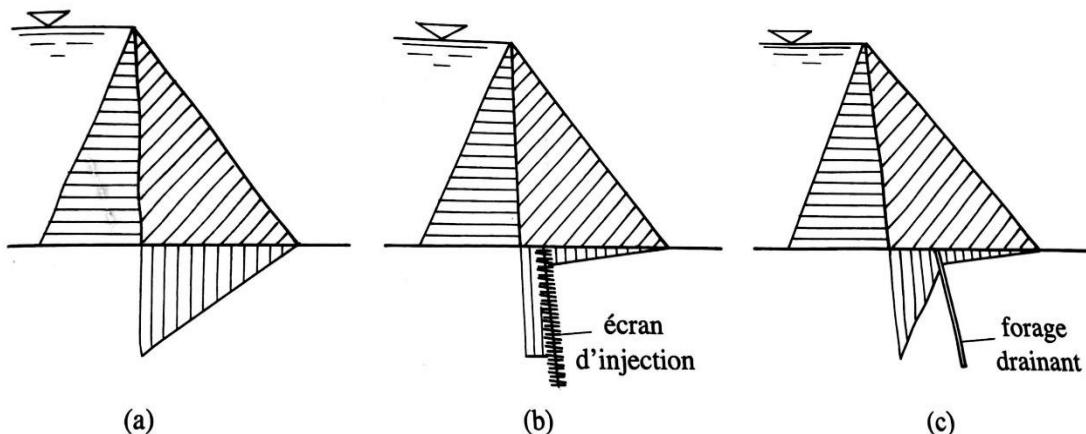


Figure 14 : Formes typiques de la répartition de sous pression avec : (a) sans injection ni drainage, (b) avec voile d'injection, (c) avec drainage.[1]

De même, si un voile d'injection a été réalisé en fonction près du pied amont, et pour autant que le pied amont ne soit pas soumis à des tractions, on considère que le voile a pour effet de diminuer d'un tiers la sous-pression juste à son aval (par rapport à un diagramme trapézoïdal avec la pleine sous-pression côté amont).

$$U_A - U_B = (U_A - U_C) / 3$$

2.2.7 La poussée des glaces

Cette action n'est à considérer que si l'environnement climatique du barrage le justifie. Elle n'est en général pas déterminante pour la stabilité, car elle est simultanée avec la crue du projet [3].

Remarques

- ❖ Mis à part le poids propre, qui est une charge permanente, la plupart des autres actions (comme la poussée de l'eau, pressions des sédiments) sont généralement considérées comme des charges variables. Toutefois, lorsque ces actions persistent dans le temps, elles peuvent être des charges dynamiques à long terme.
- ❖ Certaines charges comme le vent la pression des vagues ou les effets de température sont souvent négligées dans l'analyse de la stabilité statique à cause de la stabilité dynamique

2.3 Forces dynamique exercées sur un barrage poids

Les barrages poids sont soumis à des forces. Parmi ces charges, les forces dynamiques comme un séisme et les pressions hydrostatiques jouent un rôle essentiel dans l'analyse de leur stabilité. En situation sismique, le barrage subit des forces d'inertie horizontales à sa masse et à

l'accélération sismique du sol selon la formule F sismique = Masse * accélération. Ces forces sont appliquées généralement au centre de gravité de chaque tranche du barrage.

La pression hydrostatique exercée par l'eau sur la paroi amont suit une distribution triangulaire croissante avec la profondeur, exprimée par $P = \rho g h$.

L'analyse dynamique considère un système de forces variables dans le temps et tient compte des effets d'inertie et d'amortissement. Cette analyse se base sur une modélisation du système selon la méthode des éléments finis. Ces forces sont en particulier considérées dans le détail [1] :

- La repose dynamique du barrage (en termes de déplacement, vitesses, accélération, contraintes et déformations).
- L'interaction réelles sol barrage.
- L'interaction réelle retenue (selon la repose du barrage, la traction de l'eau peut être plus important que la poussée hydro sismique calculée selon Westergaard).

2.4 Etude de stabilité

Le calcul de stabilité des barrages poids est fait le plus souvent en deux dimensions. Un calcul tridimensionnel se justifie pour un barrage implanté dans une vallée relativement étroite ou pour un ouvrage courbe en plan. La contribution à la stabilité peut être dans certains cas significatifs même si la difficulté reste grande pour l'évaluer avec précision. Généralement la stabilité globale se décline en quatre composantes.

2.4.1 Stabilité interne

On étudie la stabilité de la partie supérieure du barrage, le long d'un plan horizontal situé à une profondeur z sous le niveau de la retenue. Maurice Lévy a proposé un critère pour lequel la contrainte normale σ_V à l'amont, calculée hors sous-pressions, reste toujours supérieure à la pression de l'eau au même niveau :

$$\sigma_V > \gamma_w \cdot z \quad (9)$$

En fait, ce critère paraît très sévère et la qualité des bétons actuels permet de réduire cette exigence. Le critère habituellement retenu est donc :

$$\sigma_V > 0,75 \cdot \gamma_w \cdot z \quad (10)$$

Ce critère est à vérifier pour les combinaisons d'actions rares (crue de projet). On doit aussi vérifier la stabilité interne au glissement, notamment lorsqu'un problème se pose pour la résistance entre couches (cas du BCR) [3].

2.4.2 Sécurité au renversement

Par définition, quand la résultante des forces mobilisées sorte de la base de la fondation, la structure tend à se renverser. En effet, pour les barrage-poids en béton, la résultante des forces doit être située à l'intérieur ou à la limite du tiers central (Figure 15).

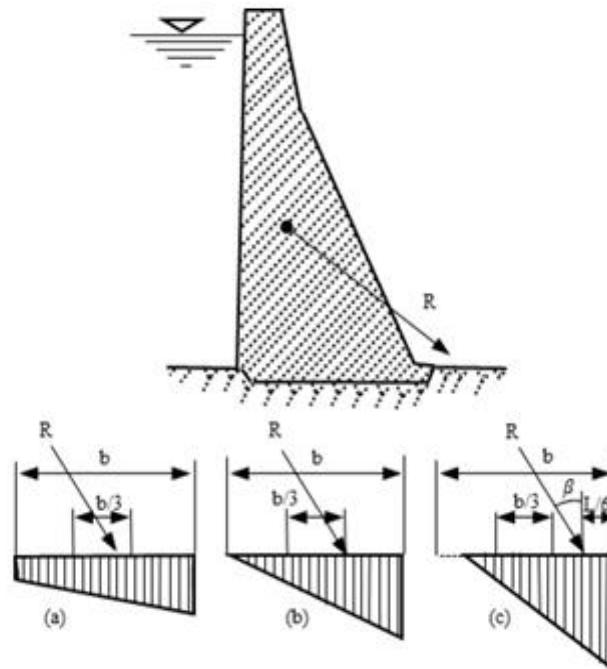


Figure 15 : Relation entre la surface de base comprimée et la résultante(a) dans le tiers central, (b) à la limite aval du tiers central, (c) à la limite aval tolérable en tenant compte de cas du séisme maximum de projet [1].

Ainsi, la stabilité au renversement peut être déterminée par un facteur de sécurité FR dûment défini comme [1] :

$$F_R = \sum M_S / M_D \quad (11)$$

Où : M_S : les moments stabilisants tandis que M_D : représente les moments déstabilisants.

La stabilité au renversement est assurée si :

- $FR \geq 1.5$ pour les combinaisons de charge fondamentales.

2.4.3 Sécurité au glissement

La résistance au glissement du barrage sur la fondation est examinée par rapport à la poussée horizontale de l'eau E_0 (Figure 16). Le facteur de sécurité au glissement est exprimé par l'équation suivante :

$$S_G = R / E_0 \quad (12)$$

Où :

R : est la force de cisaillement résistant au glissement.

E_0 : représente la force de poussée horizontale.

La stabilité au glissement est assurée si :

- $F_G \geq 1.5$ pour les combinaisons de charge fondamentales.

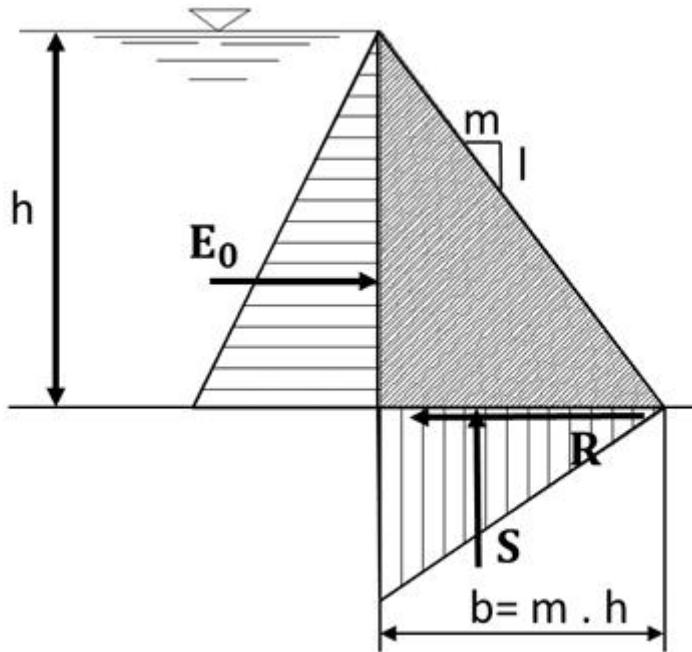


Figure 16 : Schématisation des efforts utiles pour le calcul de la stabilité au glissement [1].

On peut exprimer ainsi la résistance au glissement τ par la relation de Coulomb suivante :

$$\tau = A + N \tan \varphi \quad (13)$$

Avec :

C : la cohésion du contact béton fondation exprimée en KPa.

φ : l'angle de frottement interne.

A : surface unitaire de glissement en (m^2/m).

N : la résultante des forces perpendiculaires à la fondation en KN.

2.4.4 Sécurité au soulèvement

En pratique, plusieurs barrages ne respectent pas les conditions de M. Lévy, parce que tous les projets sont équipés de moyens de drainage fiable susceptibles de réduire les pressions d'eau dans la fondation et dans le corps de barrage par galerie, drains coffrés ou bien forés. Selon

l'efficacité d'injection et de drainage, il existe plusieurs profils de sous-pression comme indiqué sur (la Figure 17).

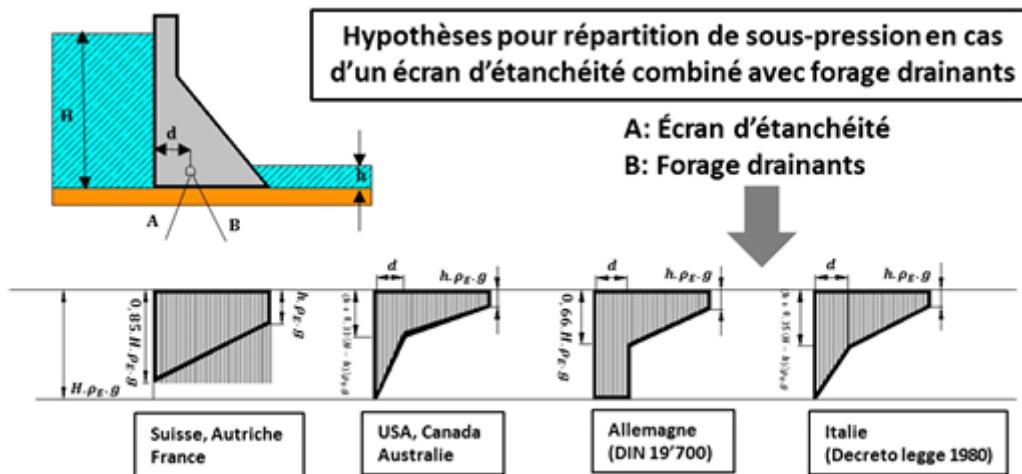


Figure 17 : Schéma des sous-pressions agissantes sur la base du barrage-poids [17].

Lorsque la valeur de la sous-pression S dépasse la somme des forces verticales, le risque d'instabilité au soulèvement devient non négligeable, un facteur de sécurité doit être considéré, ce facteur est défini alors comme :

$$S_S = \frac{(PS + Ew)}{S} \quad (14)$$

2.4.5 Calcul de la stabilité élastique Condition de Maurice Lévy

Le calcul de la stabilité élastique consiste à l'évaluation de l'état de contrainte existant aux parements amont et aval du barrage lorsque le réservoir est vide et lorsqu'il est plein. Les conditions de la stabilité élastique sont de nombre de quatre et elles portent le nom des conditions de Maurice Lévy (1895). Pour la majorité des barrages poids en béton construits à travers le monde, notamment au Maroc, ces conditions ne sont pas vérifiées et l'expérience montre que le surcout engendré par l'augmentation du volume du barrage pour vérifier ces conditions n'est pas justifié par le faible gain en sécurité obtenu. Ces conditions sont :

- Condition 1 : Il faut que la plus forte contrainte de compression au parement aval σ_{av} , à réservoir plein soit inférieure à la contrainte admissible en compression.
- Condition 2 : Il ne peut y avoir de traction au parement aval lorsque le réservoir est vide. σ_{av} doit être positive.
- Condition 3 : La plus grande contrainte de compression sur le parement amont σ_{am} à vide doit être inférieure à la contrainte admissible de compression.
- Condition 4 : La compression dans le parement amont σ_{am} calculée comme si l'ouvrage est imperméable doit être supérieure à la pression hydrostatique P_{am} appliquée au parement amont au même niveau. Selon Maurice Lévy le rapport (σ_{am}/P_{am}) doit être

supérieur 1 mais en pratique pour assurer la stabilité interne au niveau du parement amont, il suffit que (σ_{am}/ P_{am}) soit supérieur à θ_b qui est une caractéristique du béton de l'ordre de 0.75 [18].

2.5 Conclusion

La stabilité d'un barrage poids en béton dépend de plusieurs forces qu'elles soient permanentes comme le poids propre ou variables comme la poussée de l'eau ou sous pression. Pour garantir la sécurité, il est essentiel d'évaluer ces forces et a montré comment vérifier que le barrage reste stable face à ces sollicitations.

Dans le chapitre suivant nous allons étudier en détail la stabilité dynamique telle que les pressions hydrodynamiques.

Chapitre 3

Evaluation et calcul des pressions hydrodynamiques

3.1 Introduction

L'eau exerce sur les barrages poids une force appelée pression hydrostatique, cette force est importante donc on est conditionné à vérifier la stabilité de barrage à cette pression. Dans ce cadre, une étude de la réaction de l'eau sur l'ouvrage et comment ce dernier réagit, mieux appelée l'interaction fluide-structure est détaillée dans ce chapitre. Une méthodologie numérique de ce problème est présentée avec l'objectif d'évaluer les pressions hydrostatiques, les forces sismiques, et le comportement de la surface libre (eau-air) via la méthode des volumes finis et la simulation du problème à l'aide de logiciel 'ANSYS Fluent, en comparant les cas de parements vertical et incliné.

3.2 L'interaction Fluide Structure

On parle des interactions fluides et structures dans des situations, dont les problèmes en mécanique des solides et mécanique de fluide ne peuvent pas être résolu indépendamment. Ce type de mécanique couplée des fluides et solide où ces deux communiquent entre eux c'est l'interaction fluide structure.

L'interaction fluide-structure s'intéresse au comportement d'un système constitué par deux entités considérées comme : une structure mobile (rigide ou déformable) et un fluide (en écoulement ou au repos) autour ou à l'intérieur de la structure. L'évolution de chacune de ces entités qui dépendent l'une de l'autre peut faire apparaître un phénomène de couplage.[19] Plus précisément une structure solide flexible en contact avec un fluide en écoulement est soumise à une contrainte fluide qui peuvent provoquer une déformation de la structure qui en retour, modifie les conditions limites de système fluide, cela peut également se produire dans l'autre sens lorsque la structure exerce une pression qui modifie les propriétés d'écoulement du fluide [20].

Dans ce sujet de projet, le comportement dynamique des barrages poids en béton est lié à l'interaction fluide-structure sous l'effet des actions sismiques, et constitue un domaine actif et très important. La prévision des mouvements couplés du système barrage-réservoir ainsi que l'évaluation des pressions hydrodynamiques s'exerçant sur le parement amont du barrage sont des tâches particulièrement complexes [21].

3.3 Méthode de Westergaard

Cette méthode a été développée pour les barrages mais elle peut être appliquée aux autres structures hydrauliques soumises à une excitation sismique, Cette solution simplifiée et efficace s'appuie sur la solution analytique en déplacement du problème plan de vibration du réservoir sous hypothèse de barrage infiniment rigide, de réservoir rectangulaire semi-infini et d'excitation sismique harmonique et horizontale d'expression :

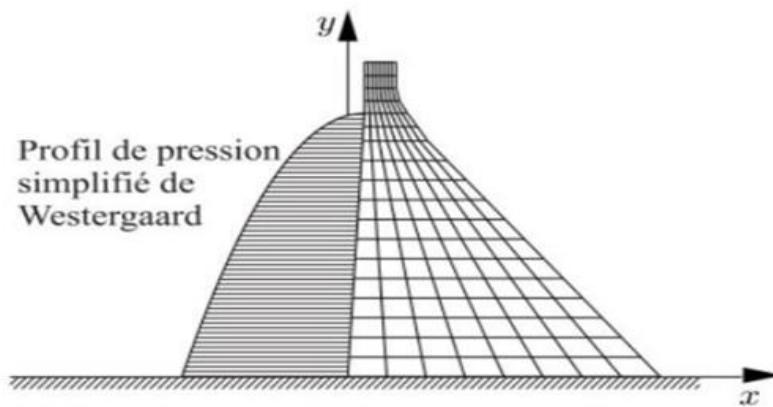


Figure 18 : Profil de pression simplifié de Westergaard.

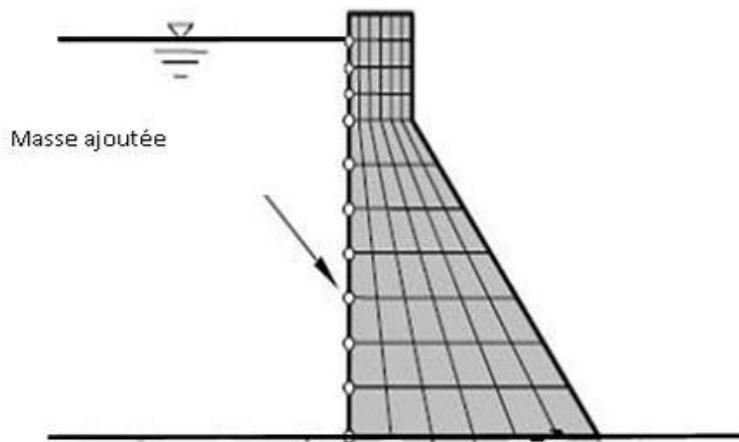


Figure 19 : Masses ajoutées équivalentes.

Les masses ajoutées (m_1, m_2, \dots, m_n) (figure 19), aux éléments de la matrice de masse du barrage, correspondant aux D.D.L de l'interface barrage-fluide, sont proportionnelles aux aires tributaires de chaque nœud de la face amont.

- ***Calcul des pressions hydrodynamiques***

Westergaard a dérivé une solution analytique pour la distribution de la pression hydrodynamique en termes de série de fonctions sinusoïdales, en supposant que La pression hydrodynamique est nulle au niveau de la surface libre et dans tout le domaine loin de l'interface barrage réservoir. De plus, le fond du réservoir est supposé sans déplacement vertical. La distribution de la pression hydrodynamique sur la face amont verticale du barrage rigide, selon Westergaard, est décrite par l'expression suivante [22], [23] :

$$P_W(y) = P(0, y, kT) = \frac{8\alpha\rho g H}{\pi^2} \sum_{N=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{1}{N^2 * C_N} (\sin n\pi \frac{H-y}{2H}) \quad (15)$$

Alpha : est l'accélération horizontale maximale normalisée du barrage.

ρ : est masse volumique du fluide (kg/m^3).

g : est l'accélération gravitationnelle (m/s^2).

H : est la profondeur totale du réservoir (m).

N : Nombre de termes pour l'approximation de la somme.

C_n : est défini comme suit

$$C_n = \sqrt{1 - \frac{16 H^2}{n^2 c^2 T^2}} \quad (16)$$

T : est la période de vibration harmonique horizontale du barrage.

$C = \sqrt{k/\rho}$ est la célérité des ondes de pressions dans l'eau.

K : est le module de compressibilité de l'eau.

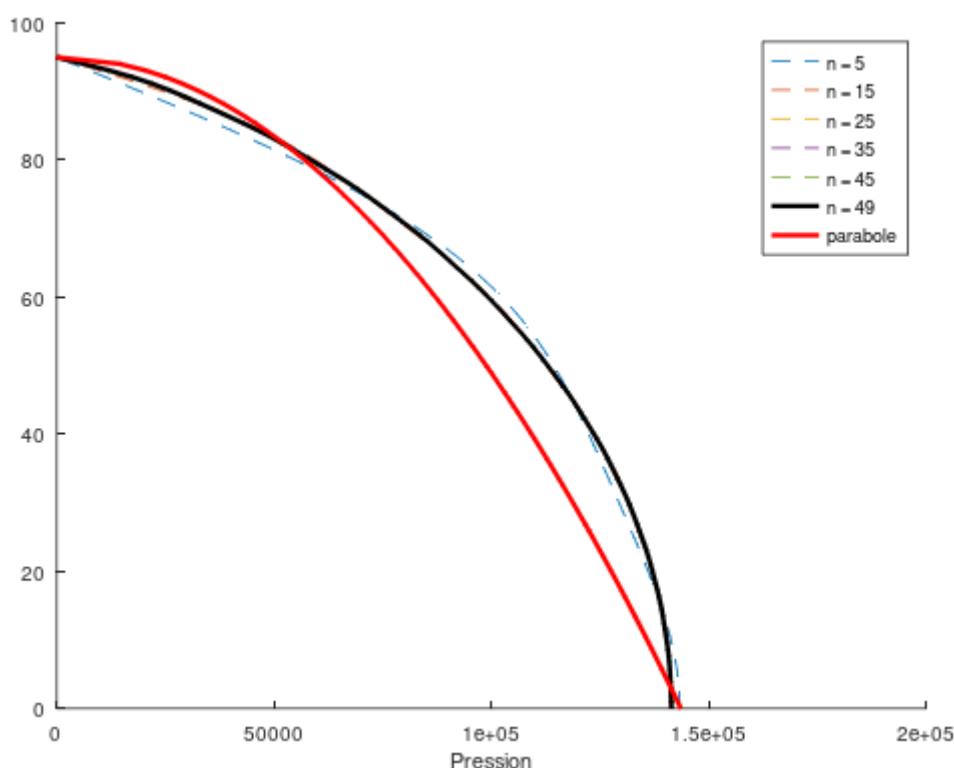


Figure 20 : Pression de Westergaard pour différents nombres de termes.

La figure 20 montre le tracé de la convergence de la solution de Westergaard selon le nombre de termes retenus dans le développement avec un nombre de termes $n=45$ est nécessaire pour obtenir une bonne précision de la pression hydrodynamique. Plus le nombre de termes est grand, plus la courbe s'approche de la vraie solution, la courbe rouge est une approximation une forme parabolique utilisée pour des calculs rapides.

Cette expression est de fonction parabolique qui ne dépend que de la profondeur du réservoir et de l'accélération horizontale maximale.

Westergaard a proposé de remplacer l'expression (15) par une autre plus simple qui donne un effet d'inertie équivalent en considérant une certaine masse d'eau qui vibre d'une manière solidaire avec le parement amont, d'où l'introduction du concept de masse ajoutée.

S'exprime comme suit :

$$P^{\text{approx}}(y) = \frac{7}{8} \rho g \alpha \sqrt{H_w \times (H_w - y)} \quad (17)$$

Le concept de masse ajouté de Westergaard est très utilisé dans les calculs pratiques des problèmes d'interaction fluide-structure. L'expression (17) est d'une grande simplicité, elle permet de prendre en compte l'effet du réservoir sur le comportement dynamique du barrage en ajoutant une masse fictive sans rigidité. [22],[23].

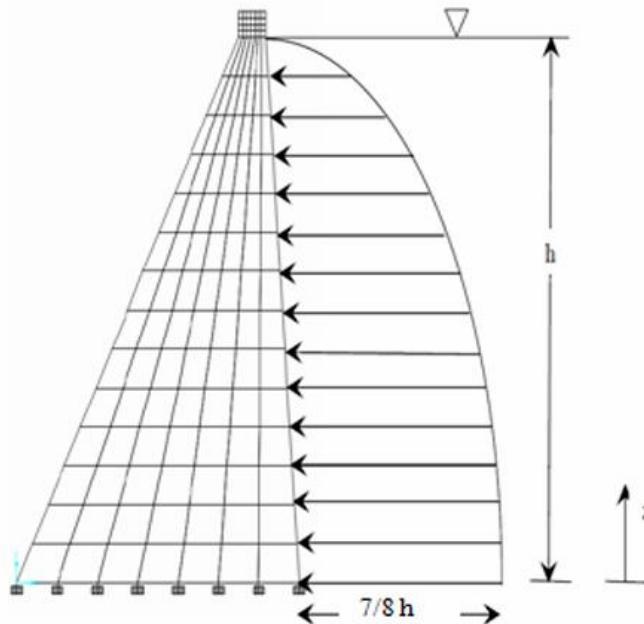


Figure 21 : Pression hydrodynamique sur la face amont du barrage.

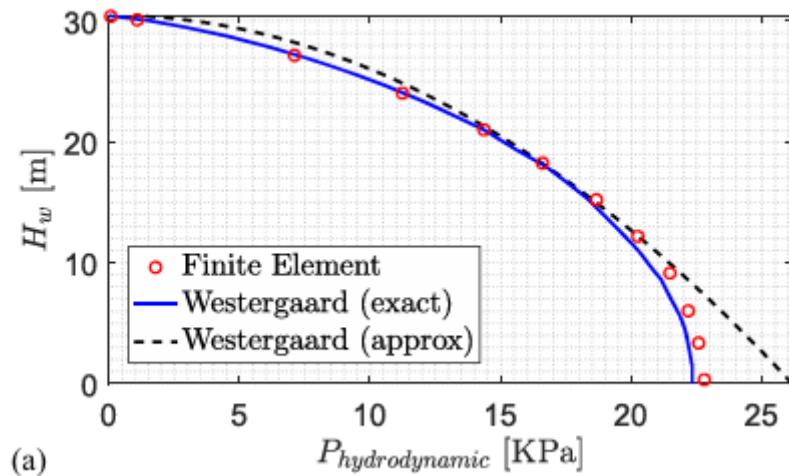


Figure 22 : Solution exact et approximatif de westergaard. [23]

La figure 22 représente la solution exact et approximatif de westergaard, où la parabole en bleu est bien aligné avec celle des élément finis en rouge, ce qui confirme la validité de la théorie de Westergaard pour un barrage en béton. Et la ligne noire en pointillés représente la solution approchée : elle est plus simple à utiliser, mais légèrement moins précise, notamment vers le bas du barrage.[23]

Selon Westergaard, les forces hydrodynamiques exercées sur une structure dues au mouvement du sol d'un séisme sont équivalentes aux forces d'inertie d'un volume d'eau lié à la structure et se déplaçant dans les deux sens avec la tour tandis que le reste de l'eau de réservoir demeure inactif. Pour l'analyse des structures idéalisés en monolithes rigides en deux dimensions avec la face amont verticale. (Figure 23)

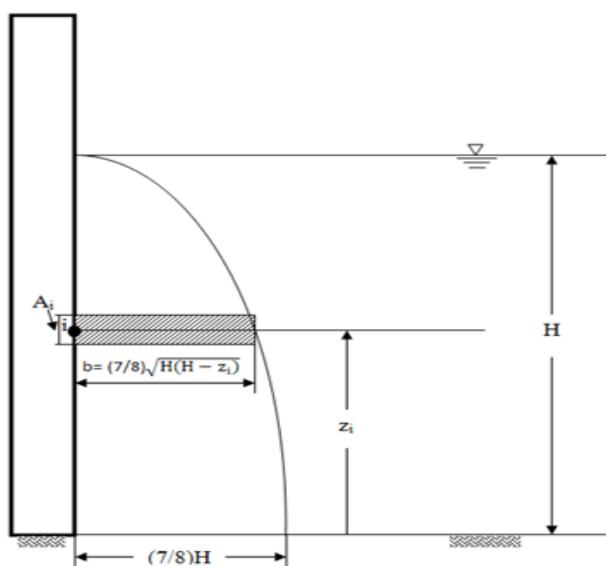


Figure 23 : Présentation de la masse ajoutée de Westergaard [24].

Avec :

H : profondeur de l'eau.

Z_i : distance à partir de la base.

A_i : surface tributaire au point i.

3.4 Présentation de La méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis est l'une des techniques numériques les plus puissantes pour résoudre des systèmes complexes d'équations différentielles, qui offrent la possibilité de développer un programme qui donne des solutions pertinentes pour divers problèmes d'ingénierie, en particulier dans des formes géométriques complexes où le problème est bien représenté dans toutes les conditions limites [25].

L'utilisation de la méthode des éléments finis comme outil pour résoudre commercialement des problèmes d'ingénierie dans des applications industrielles est assez nouvelle. Il a été utilisé à la fin des années 1950 et au début des années 60, mais pas de la même manière qu'aujourd'hui. À l'époque les calculs étaient effectués à la main et la méthode était basée sur la force, et non sur le déplacement comme nous l'utilisons aujourd'hui [26].

3.5 Méthode des volumes finis

En général pour vérifier un phénomène naturel ou un problème d'ingénierie, on est obligé de faire appel à un modèle mathématique pouvant d'écrire d'une manière fiable le problème en question. Ce modèle s'appuie généralement sur des postulats de base et des hypothèses simplificatrices pour aboutir à des équations gouvernantes, qui sont souvent des équations différentielles aux quelles sont ajoutées des conditions au limites. Dans plusieurs situations, la résolution analytique de ces équations s'avère difficile et parfois impossible, alors, le recours aux méthodes numériques est indispensable. Parmi ces méthodes la méthode des volumes finis.

La méthode des volumes finis (MVF) est une méthode de discréétisation qui est utilisée pour la simulation numérique des différents types de lois de conservation (elliptique, parabolique, hyperbolique). Elle est extrêmement utilisée dans de nombreux domaines d'ingénierie, tel que la mécanique des fluides, le transfert de chaleur et de masse...etc.

Est une version spéciale de la méthode des résidus pondérés où la fonction de projection égale à l'unité. Cette méthode consiste à subdiviser le domaine d'étude en volumes élémentaires de telle manière que chaque volume entoure un nœud principal P. Chaque volume est délimité par : deux interfaces dans le cas monodimensionnel noté (e,w), quatre interfaces dans le cas bidimensionnel (e,w,s,n) et six interfaces dans le cas tridimensionnel (e,w,s,n,t,b) [27].

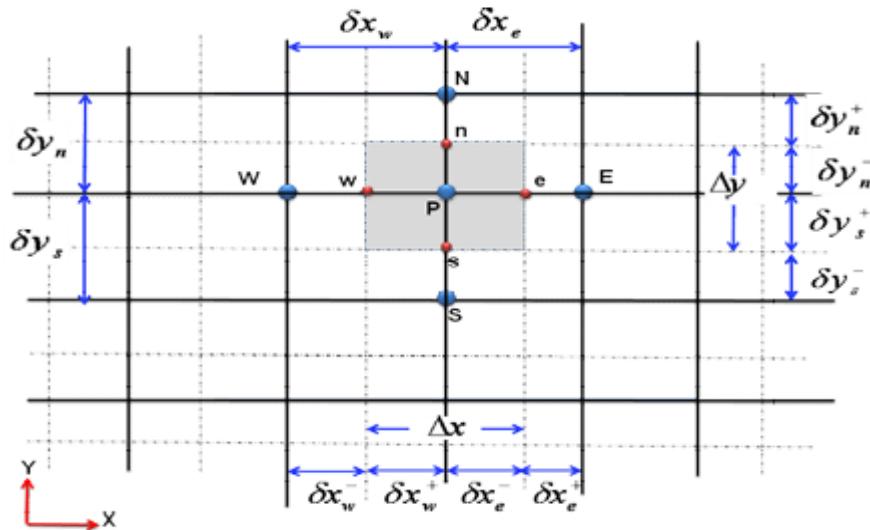


Figure 24 : Volume de contrôle dans le cas de 2D [27].

Pour résoudre un problème avec la MVF on suit les étapes suivantes :

- **Génération du maillage**

Dans la méthode des volumes finis on commence tout d'abords par subdiviser le domaine en volumes de contrôles discrets. Le domaine d'étude est subdivisé en un nombre fini de noeuds. Chaque volume fini entoure un noeud principal P. Les noeuds adjacents sont E du côté Est et W du côté West, N du côté Nord et S du côté Sud. Les lignes en tirets représentent les facettes du volume fini du côté est (e) et du côté west (w), du côté nord (n) et du côté sud (s), de dimension Δx et Δy sur lesquelles sont définies les flux J_e , J_s , j_n , et j_w comme montré dans la figure suivante :

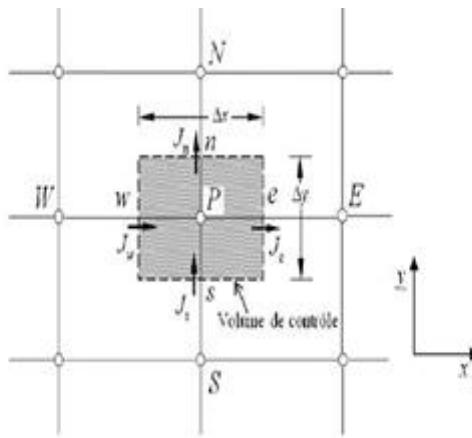


Figure 25 : Génération de volumes de contrôle (2D) [28].

- **Discrétisation**

La méthode des volumes finis est basée sur l'intégration des équations gouvernantes sur un volume de contrôle pour avoir une équation discrétisée à son point nodal P.

- **Résolution**

Les équations discrétisées doivent être établies à chacun des noeuds. Elles sont modifiées pour intégrer les conditions aux limites, lorsque les volumes de contrôles sont adjacents aux limites. On obtient un système d'équation algébrique linéaire que l'on doit résoudre.

3.6 Présentation du logiciel ANSYS

Ansys est un ensemble de logiciels de simulation numérique par éléments finis, volumes finis et méthode des particules sont utilisés pour simuler des modèles informatiques de structures.

Ces logiciels sont utilisés pour déterminer comment un produit se comportera avec différentes spécifications, sans avoir à construire des produits d'essai ou à effectuer des crash tests. Ils couvrent toutes les étapes nécessaires à une simulation : traitement géométrique, maillage, résolution, traitement des résultats et optimisation. Ansys est le premier éditeur mondial dans le domaine du calcul par éléments finis (MEF), les solutions logicielles proposées permettent de résoudre les problèmes de validation de produits de manière efficace et d'optimiser le processus de conception.[29]

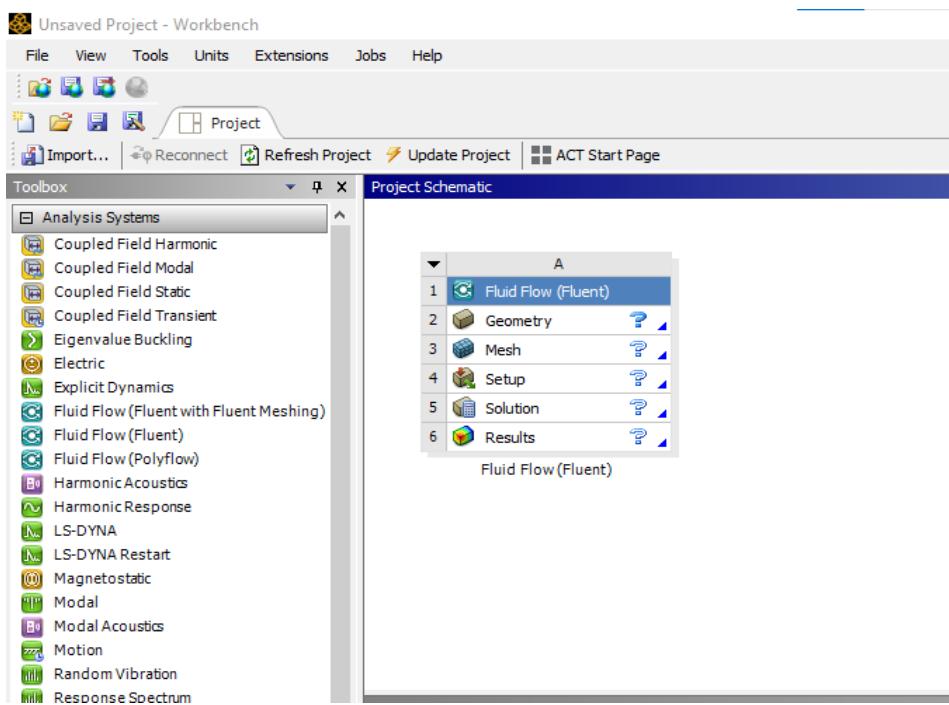


Figure 26 : L'interface de WorkBench.

3.6.1 Différentes étapes à suivre pour la modélisation numérique par fluent

Les principales étapes à suivre lors du travail sur le logiciel de simulation numérique des écoulements Fluent nécessitent la connaissance de certaines notions théoriques de base. Ces notions, concernent notamment, les définitions des principales équations régissant l'écoulement. La résolution numérique par Fluent d'une manière générale, suit les étapes suivantes :

- Création de la géométrie sous le Logiciel.
- Choix de la stratégie de maillage et création de plusieurs grilles.
- Définition des conditions aux limites.
- Définition du problème sous le logiciel Fluent, étude des différentes grilles de maillage et sélection du maillage retenue.
- Calcul avec fluent pour les différents cas retenus.
- Analyse des résultats obtenus.

 Geometry	<i>Création de la géométrie</i>	<i>Ansys Design Modeler</i>
 Mesh	<i>Création du maillage</i>	<i>Ansys-Meshing</i>
 Setup	<i>Mise en donnees et simulation</i>	<i>Ansys-Fluent</i>
 Solution	<i>Résultats CFD</i>	<i>Ansys-Fluent</i>
 Results	<i>Poste de traitement</i>	<i>CDFPost</i>

Le maillage

Le maillage est une étape déterminante dans toute simulation numérique. Il consiste à subdiviser un domaine physique en cellules (ou éléments) sur lesquelles les équations de conservation sont résolues. La qualité du maillage a une influence directe sur la précision, la stabilité et l'efficacité des calculs numériques [29].

Les paramètres influençant la qualité du maillage incluent :

- Le nombre de mailles.
- La densité locale des mailles (raffinement).
- La forme des mailles.
- Les paramètres de déformation, en cas de maillage mobile ou déformable.

Il existe trois types principaux de maillage :

- Structuré : composé de mailles quadrilatérales en 2D ou hexaédriques en 3D. Il permet une bonne organisation des cellules et facilite le repérage par indices (I, J). (Figure 27).
- Non structuré : constitué de mailles triangulaires 2D ou tétraédriques 3D, adapté aux géométries complexes. (Figure 28)

- Hybride : combine les deux précédents souvent des mailles quadrilatérales/hexaédriques sont utilisées près des parois (zone critique), et des mailles triangulaires/tétraédriques ailleurs. En 3D, les transitions sont assurées par des prismes ou pyramides.

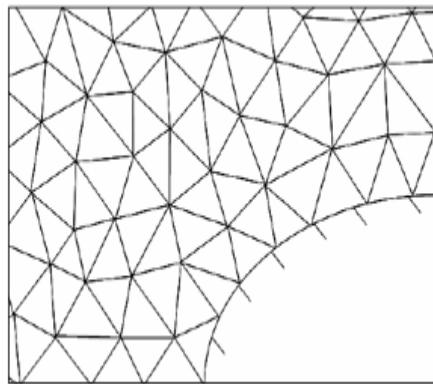


Figure 27: Maillage non structuré.

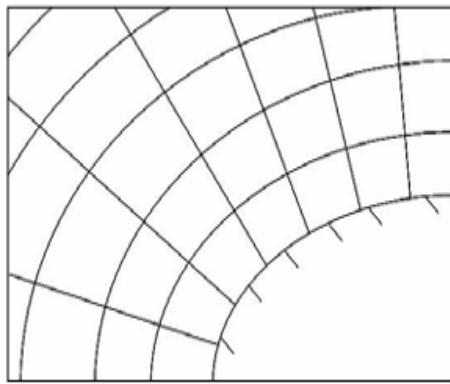


Figure 28 : Maillage structuré.

La méthode la plus simple pour générer un maillage est d'utiliser un maillage non structuré à base d'éléments. Cependant, le maillage non structuré nécessite un long temps de calcul et réduit la précision de calcul. Donc il est préférable d'utiliser un maillage structuré qui induit un temps de calcul généralement plus court que celui produit que sa contrepartie non structurée. En plus, la qualité de maillage est meilleure, les rapports de formes étant plus près de l'unité, ce qui conduit à des résultats plus satisfaisants.

• ***Les conditions aux limites***

Les propriétés du fluide et de l'écoulement doivent être spécifiées à toutes les limites du volume de contrôle, ce sont en fait des interfaces entre les régions dans lesquelles l'écoulement sera simulé et les régions en dehors du domaine de calcul. Il suffit parfois de spécifier le type de paroi employée tel que la paroi adiabatique ou la paroi de non glissement ...etc. si cela ne suffit pas, des informations complémentaires sont exigées, la température de la paroi. Écoulements étudiés s'effectuent dans des domaines confinés limités par la paroi de la tuyère. Alors pour chaque cas d'écoulement, il est nécessaire de préciser quatre types de conditions aux limites à

savoir : d'écoulement à l'entrée du domaine, conditions d'écoulement à la sortie du domaine, conditions de symétrie et conditions aux parois solides.

- **Volume of Fluid (VOF)**

Le modèle VOF (Volume Of Fluid) repose sur une méthode dite méthode de la fraction volumique. Elle permet de localiser l'interface entre deux domaines fluides différents. Elle est applicable pour des fluides non miscibles (eau-air par exemple) c'est-à-dire lorsqu'il n'y a pas.

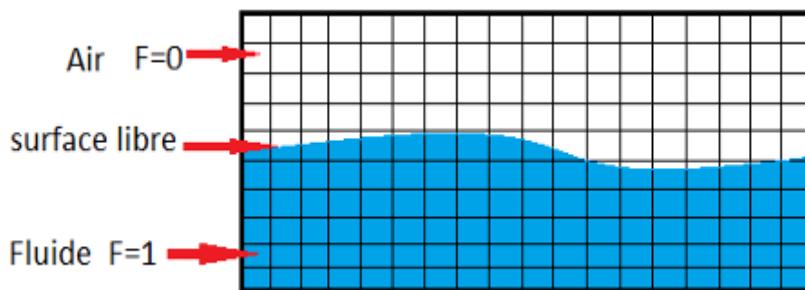


Figure 29 : Schéma de la méthode VOF [30].

Le calcul est effectué sur une grille fixe. Les mouvements de la surface de l'eau sont liés à la géométrie de la grille. La forme de la surface de l'eau est définie par les cellules remplies de fluide. Chaque cellule de la grille dans le domaine de flux peut représenter le même ou la combinaison de phases. La méthode VOF est basée sur une fonction (F), dans lequel, une valeur 1 de F indique une cellule pleine de fluide, tandis qu'une valeur de 0 indique que la cellule ne contient pas de fluide ou que la cellule est vide. Les cellules avec des valeurs F entre 0 et 1 doivent alors contenir une surface libre.

3.7. Présentation du cas étudié

3.7.1 Cas du parement vertical

Un modèle 2D d'un réservoir à parement vertical a été réalisé à l'aide du logiciel ANSYS. Cette étude a pour objectif de s'adapter avec le logiciel, d'en comprendre les principales fonctionnalités et de modéliser le phénomène d'interaction fluide-structure sous l'effet des forces sismiques. Le réservoir étudié présente une hauteur de 65 mètres et une largeur de 180m. (figure 30).

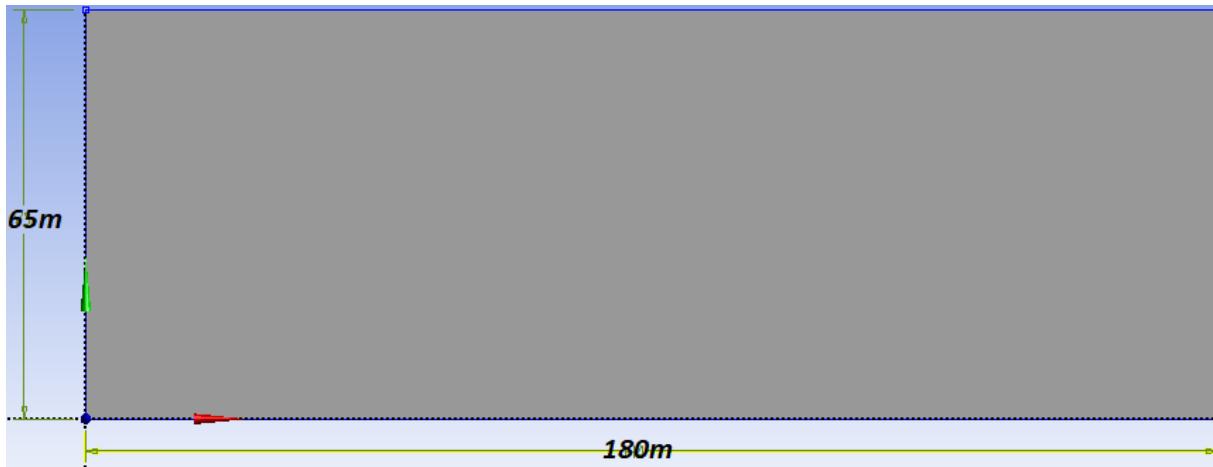


Figure 30 : Géométrie de l'étude.

Le modèle VOF (Volume of Fluid) a été utilisé pour modéliser l'interface entre les deux fluides présents dans le réservoir (l'eau et l'air). Ce modèle multiphasique permet de représenter correctement la surface libre entre ces deux milieux non miscibles. La hauteur du fluide est de 60 mètres pour l'eau et de 5 mètres pour l'air. L'écoulement est considéré comme laminaire (visqueux). Par ailleurs, les effets hydrodynamiques nécessités au mouvement du fluide pendant un séisme sont pris en compte à travers le concept de masse ajoutée appliquée sur le parement amont du réservoir, selon la méthode proposée par Westergaard en 1933, exprime comme suit :

$$P_W(y) = P(0, y, kT) = \frac{8\alpha\rho g H}{\pi^2} \sum_{N=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{1}{N^2 * C_n} (\sin n\pi \frac{H-y}{2H}) \quad (18)$$

Dans le modèle considéré, le maillage structuré a été généré à l'aide de la méthode quadrilatérale, avec une taille d'élément fixée à 1 mètre. Cette étape comprend deux opérations principales : d'abord, la génération du maillage de la géométrie, puis la définition des conditions aux limites. Ces dernières incluent l'entrée du fluide (Inlet), la sortie (Outlet), ainsi que les parois. Une pression atmosphérique nulle ($P = 0$) a été appliquée à la surface libre du réservoir. Sur le parement amont, une vitesse d'entrée variable a été imposée, suivant la loi : $a = -3 * \sin(2\pi t / 1,2)$. (Figure 31).



Figure 31 : Détail du maillage Quadrilatéral.

Le maillage a été exporté vers Fluent pour lancer la simulation. Un calcul transitoire a été effectué avec 2000 itérations et un pas de temps de 0,002 s. Le modèle VOF (Volume of Fluid) a été choisi pour simuler correctement l'interface entre les deux fluides (eau et air), notamment pour représenter la ligne d'eau. La simulation a ensuite été initialisée, puis lancée via la commande Run Calculate. Fluent a commencé à itérer tout en contrôlant l'évolution de la convergence. Dans le cas d'un écoulement diphasique, la condition de convergence est généralement atteinte lorsque les résidus ne dépassent pas 10^{-4} , ce qui a permis d'obtenir ces résultats.

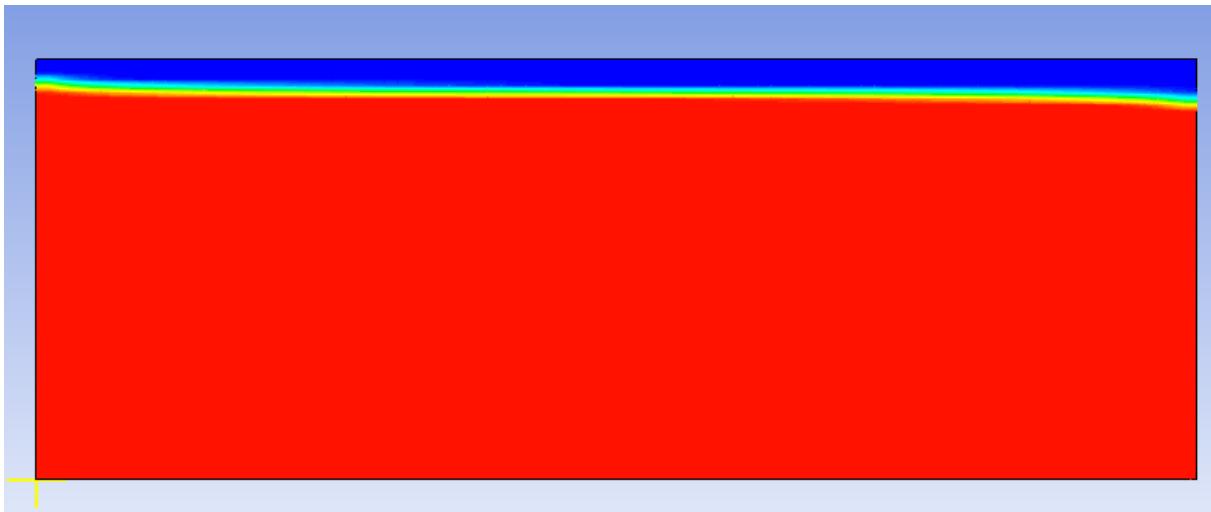


Figure 32 : Phase water volume fraction.

Cette simulation montre comment l'eau et l'air se déplacent dans un réservoir pendant un mouvement. L'eau est en rouge, l'air en bleu (figure 32) et on voit que la ligne entre les deux bouge. Cela permet de comprendre comment le fluide réagit pendant un tremblement de terre.

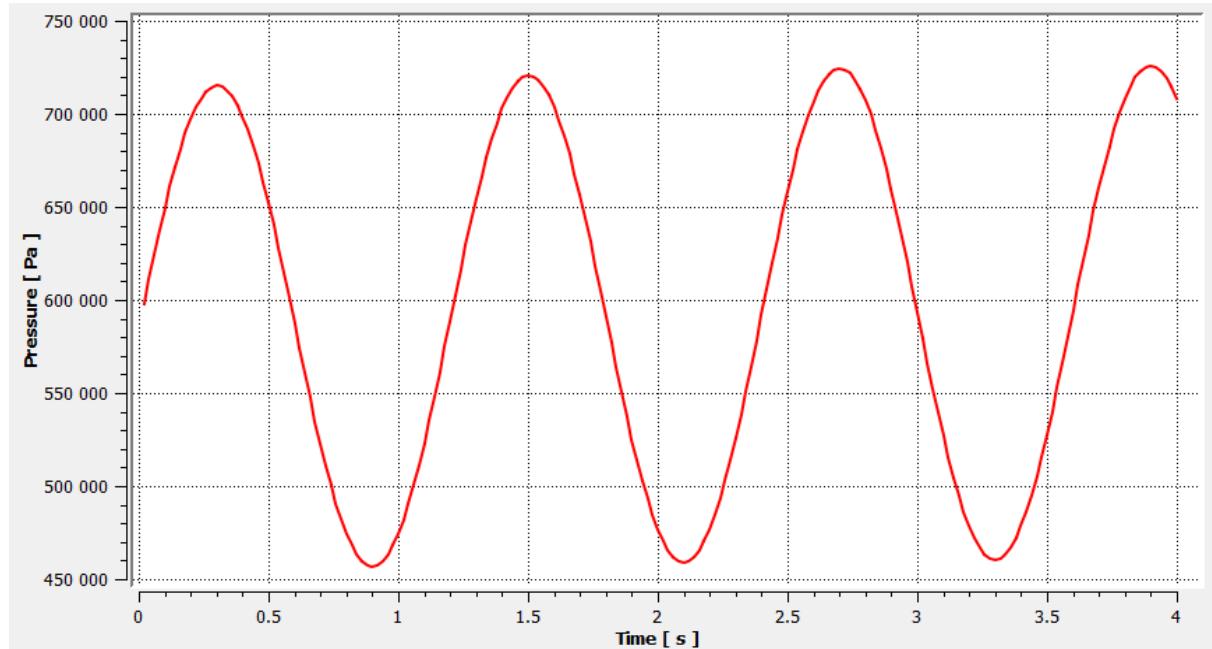


Figure 33 : Variation de la pression hydrodynamique.

La figure 33 représente une courbe de forme sinusoïdale de la variation de la pression hydrodynamique (Pa) en fonction du temps (s). De la même façon que la vitesse a imposé au mur oscillant, la pression varie entre environ 450 000 Pa et 725 000 Pa, évoluant de manière régulière dans le temps et montrant un effet cyclique, relié directement au mouvement sismique imposé au mur. Où à chaque sinus l'eau bouge, la pression sur le mur change, dont les pics sont les moments où la pression est plus forte sur le mur et les creux représentent ceux de relâchement de cette pression. Cela conclut que l'eau réagit fortement aux vibrations du mur et exerce des pressions valables dans le séisme, et la courbe confirme que l'interaction fluide-structure est dynamique et suit le rythme du chargement appliqué.

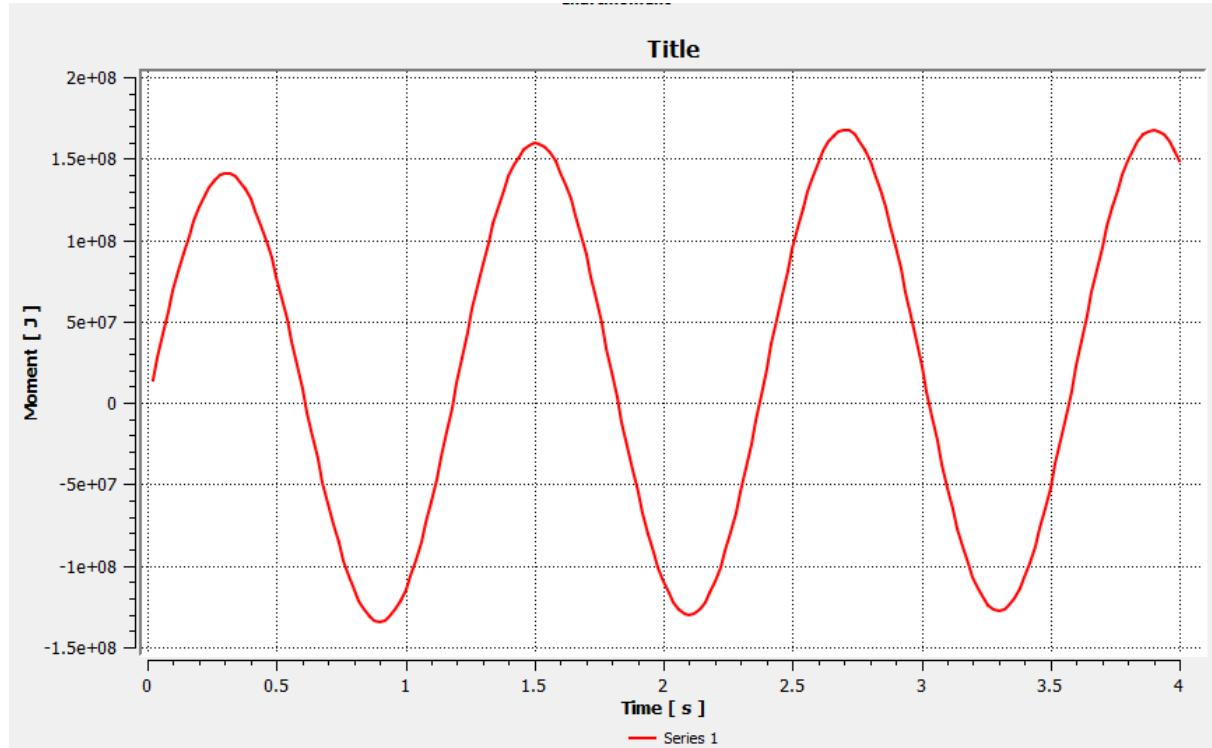


Figure 34 : Diagramme Variation de moment.

Figure 34 représente une courbe de forme sinusoïdale de la variation du moment (N.m) en fonction du temps (s). De la même façon que la vitesse imposée au mur oscillant, l'amplitude du moment varie entre environ $-1,5 \times 10^8$ N.m et $+1,5 \times 10^8$ N.m, évoluant de manière régulière dans le temps et montrant un effet cyclique, relié directement au mouvement sismique imposé au mur. Où, à chaque sinus, l'eau bouge : le moment sur le mur change, dont les montées indiquent les moments positifs ou l'effort dans un sens, et les pics sont les moments maximums où la sollicitation est forte sur le mur ; et les creux représentent ceux des moments négatifs ou l'effort est dans le sens opposé et de relâchement ou changement de sens du moment. Cela Confirme la dynamique du système pendant l'excitation sismique et la réaction directe à l'interaction fluide-structure. Le moment donne l'équation $M = \int_0^h P(y)dy$.

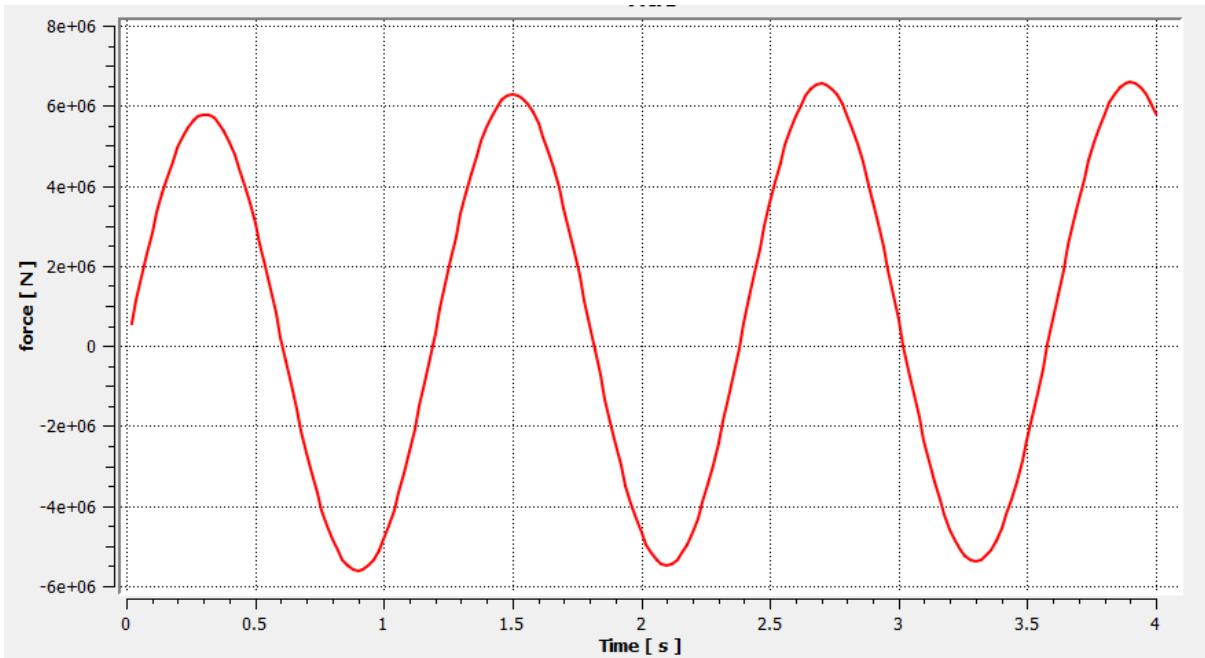


Figure 35 : Diagramme de variation de forces.

La figure 35 représente une courbe de forme sinusoïdale de la variation de la force (N) en fonction du temps (s). De la même façon que la vitesse imposée au mur oscillant, l'amplitude de la force varie entre un minimum et un maximum périodique entre environ $-5,5 \times 10^6$ N et $+6,5 \times 10^6$ N et l'alternance de valeurs positives et négatives montre une force qui change de sens et que la structure est poussée et tirée successivement. Chaque pic correspond à un maximum de force exercée par le fluide et chaque creux au relâchement ou inversion de l'effort. Cela accentue la réaction du fluide sur la paroi du réservoir et Montre l'importance de la force dynamique dans l'interaction fluide-structure. La forme de la force : $F(t) = \int P(t) ds$.

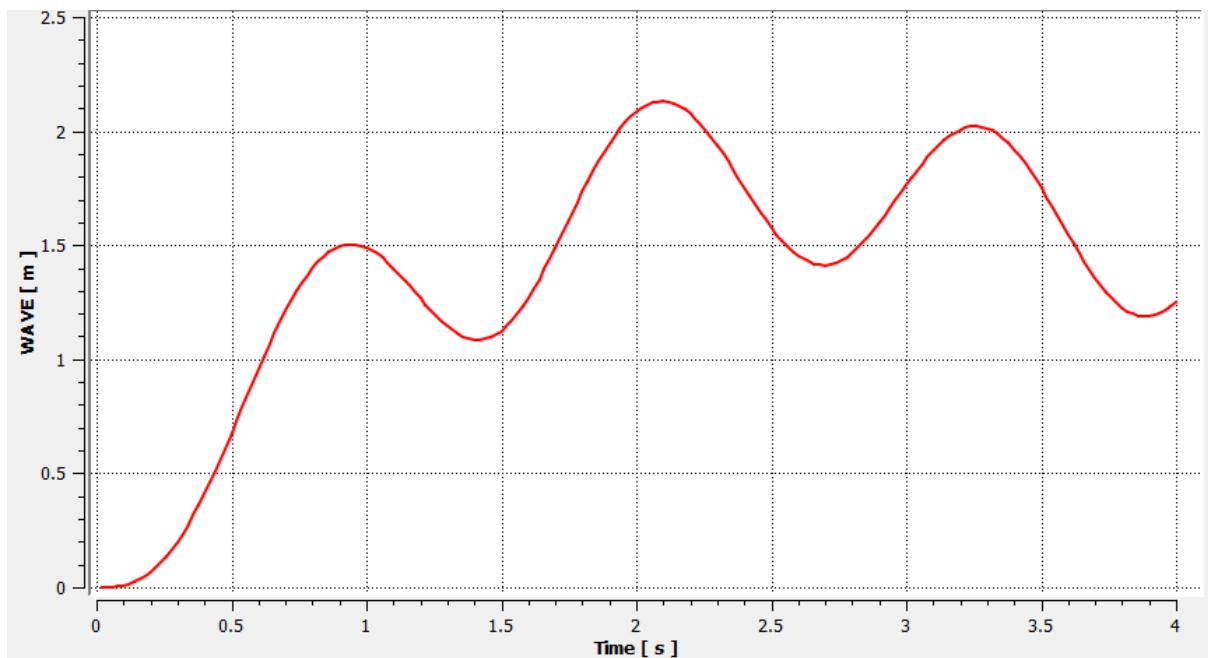


Figure 36 : Fluctuations de la surface libre au parement amont.

La figure 36 représente la variation de fluctuation de la surface libre au parement amont avec wave (m) selon le temps (s). Dès l'imposition de la vitesse (a), une montée de vague jusqu'à 1,5 m à $t = 1$ s est observée. Après, la courbe se montre de plus en plus sinusoïdale de $t = 1$ s à $t = 4$ s, avec des vagues d'environ 1,1 m et 2,2 m, justifiée par le mouvement des vagues auprès du mur, générant des interactions fluide-structure entre les vagues et le mur.

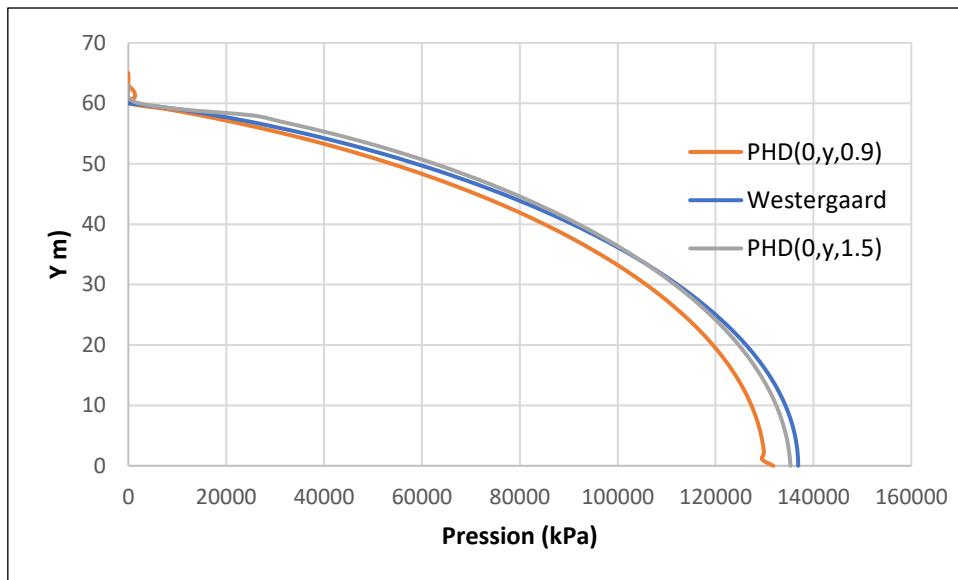


Figure 37 : Variation de la pression hydrodynamique au fond du parement P ($x=0, y=0, t=0,9$) ; P ($x=0, y=0, t=1,5$).

La figure 37 représente une courbe comparative de la variation de la pression hydrodynamique au fond du parement P ($x=0, y=0, t=0,9$) ; P ($x=0, y=0, t=1,5$) et Westergaard. D'où la pression augmente en descendant au fond du parement de $P = 0\text{KPa}$ à $Y = 60\text{m}$ jusqu'à atteindre $P = 138000 \text{ KPa}$ à $Y= 0\text{m}$. Ainsi la courbe de pression hydrodynamique P ($x=0, y=0, t=1,5$) est en presque parfaite concordance avec la courbe de Westergaard.

3.7.2 Cas du parement incliné

Les mêmes étapes que l'étude précédents ont été fait pour un cas incliné.

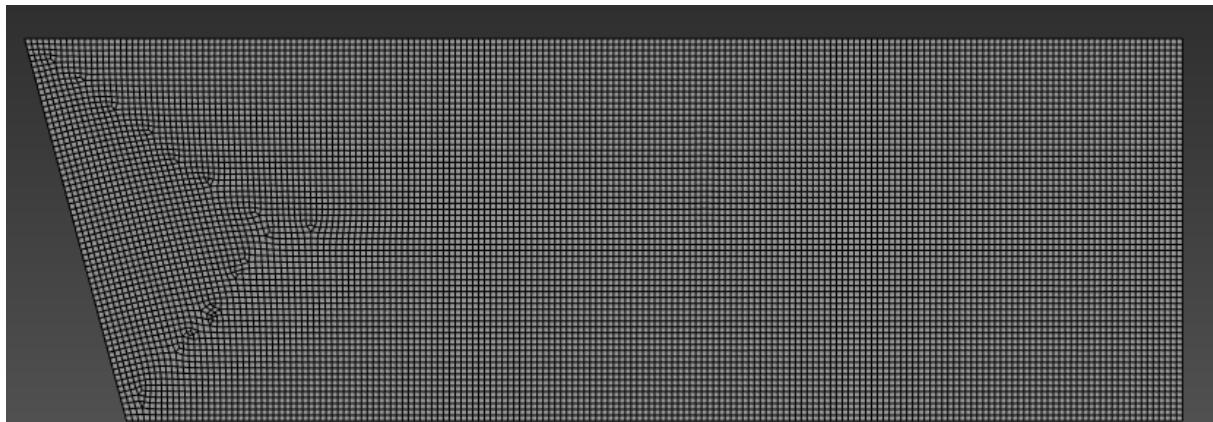


Figure 38 : Structure du maillage pour la géométrie inclinée.

Le maillage structuré a été généré à l'aide de la méthode quadrilatérale, avec une taille d'élément fixée à 1 mètre (Figure 38).

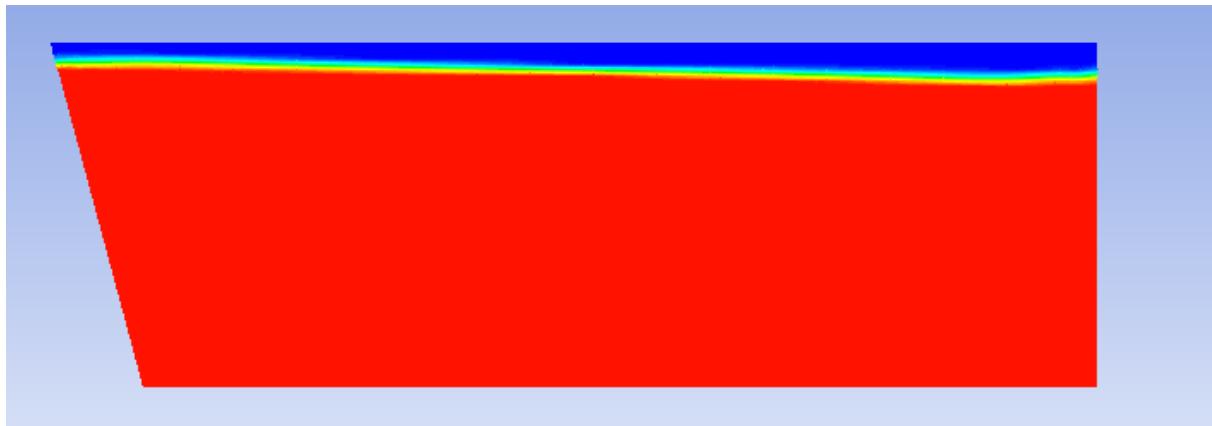


Figure 39 : Phase water volume fraction du cas incliné.

La figure 39 montre comment l'eau et l'air se déplacent dans un réservoir incliné pendant un mouvement. L'eau est en rouge, l'air en bleu et on voit que la ligne entre les deux bouges.

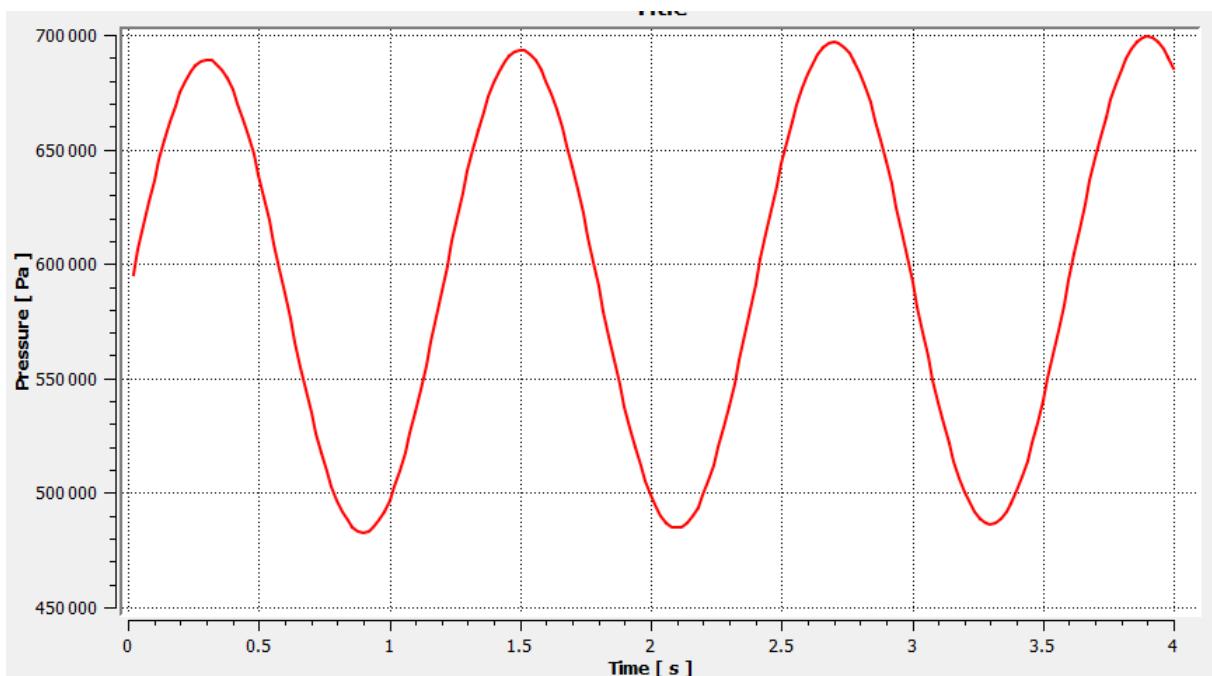


Figure 40 : Variation de la pression hydrodynamique (cas incliné).

Sur cette figure 40 montre une courbe de forme sinusoïdale de la variation de la pression hydrodynamique (Pa) en fonction du temps de 4s. la pression varie entre environ 480 000 Pa et 700 000 Pa, la pression est plus forte sur le pic de 700 000 Pa.

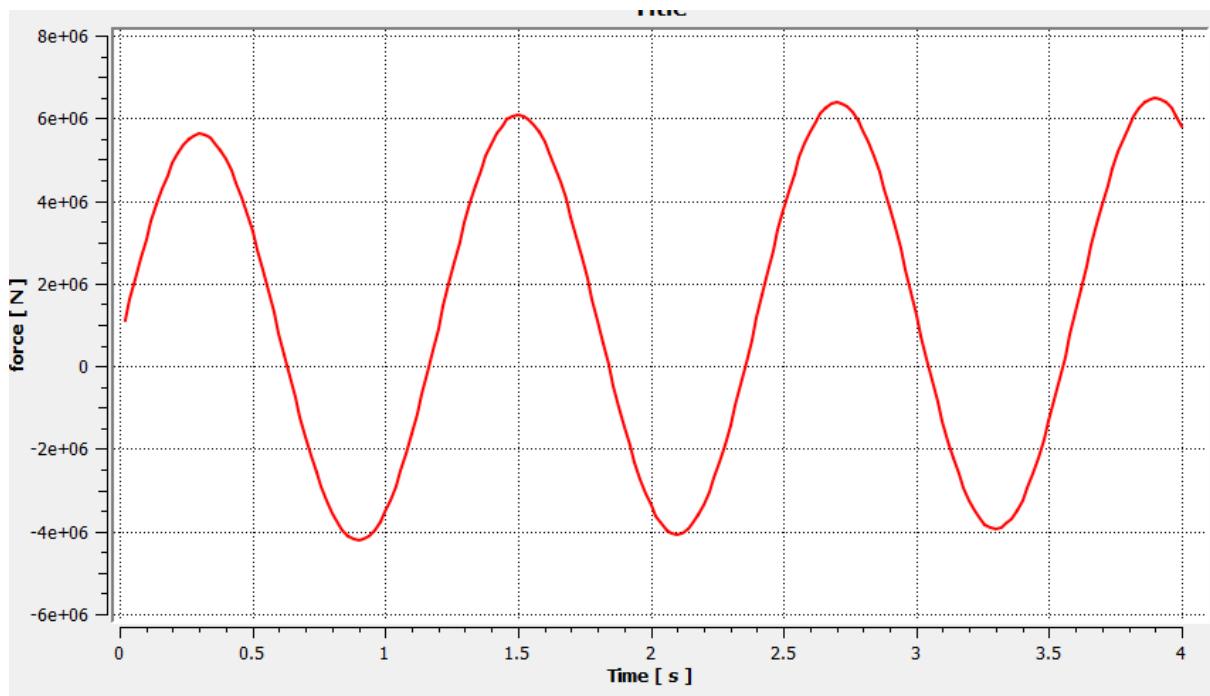


Figure 41 : Diagramme de variation de forces (cas incliné).

Figure 41 montre une courbe de forme sinusoïdale de la variation de la force (N) en fonction du temps (s). La force varie entre un minimum et un maximum périodique entre environ -4×10^6 N et $+6,1 \times 10^6$ N.

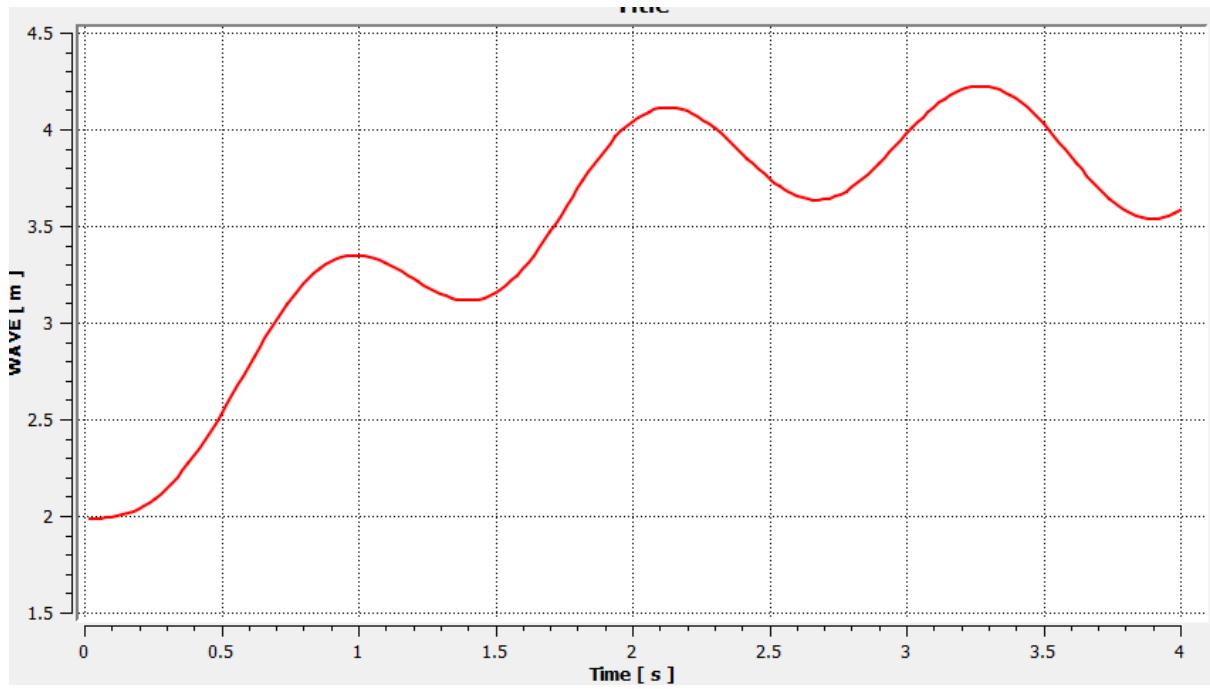


Figure 42 : Fluctuations de la surface libre au parement amont (cas incliné).

Sur la figure 42 représente la variation de fluctuation de la surface libre au parement amont avec wave (m) selon le temps (s). Dès l'imposition de la vitesse (a), une montée de vague jusqu'à 3,6 m à $t = 1$ s est observée. Après, la courbe se montre de plus en plus sinusoïdale de

$t = 1 \text{ s}$ à $t = 4 \text{ s}$, justifiée par le mouvement des vagues auprès du mur, générant des interactions fluide-structure entre les vagues et le mur.

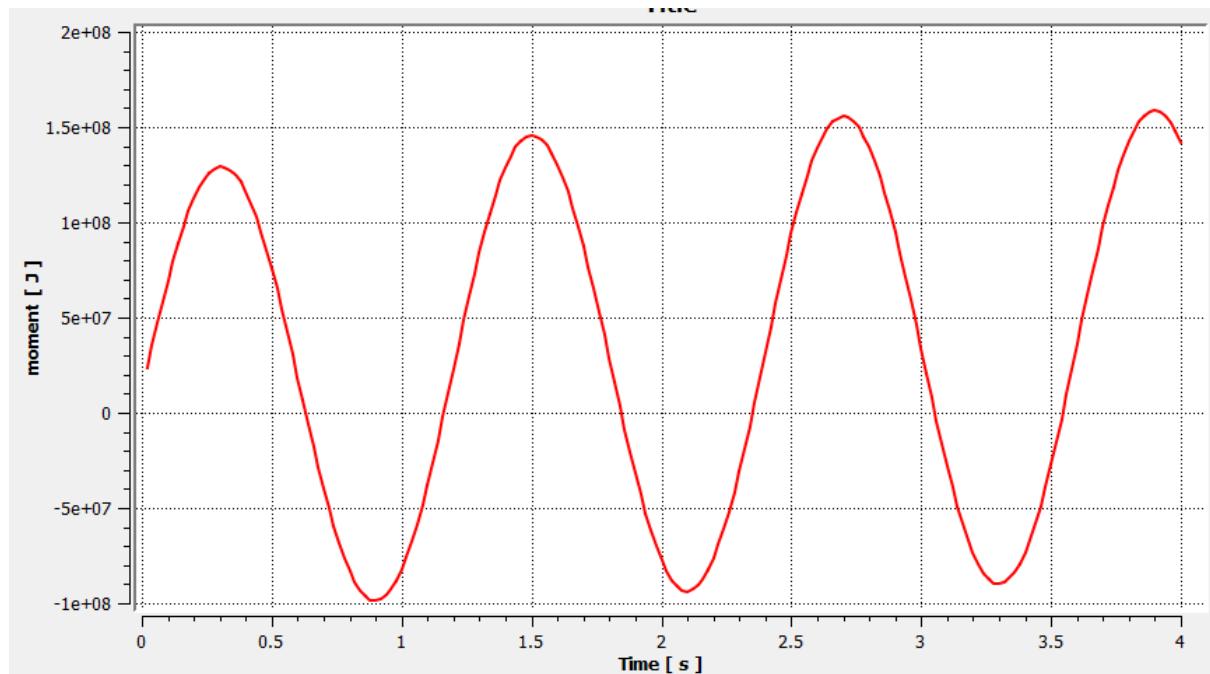


Figure 43 : Diagramme Variation de moment (cas incline).

La figure 43 représente une courbe de forme sinusoïdale de la variation du moment (N) en fonction du temps (s). Le moment varie entre environ $2,5 \times 10^8 \text{ N.m}$ et $1,2 \times 10^8 \text{ N.m}$ sur une durée de 4 s.

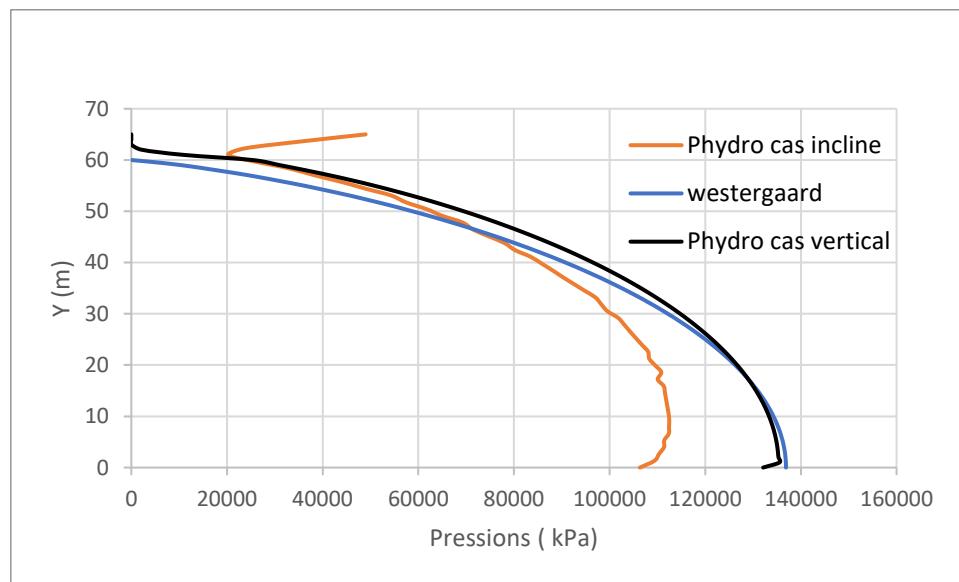


Figure 44 : Variation de la pression hydrodynamique dans les deux cas et comparaison avec Westergaard.

La figure 44 présente une courbe comparative de la variation de la pression hydrodynamique dans les deux cas : parement vertical, parement incliné ainsi que la solution analytique de

Westergaard. On regarde que la pression hydrodynamique augmente progressivement de $P = 0$ kPa à $Y = 60$ m jusqu'à atteindre environ $P = 138\ 000$ kPa à la base ($Y = 0$ m). La courbe correspondant au parement vertical est en très bon accord avec la loi de Westergaard, confirmant la validité de cette approche dans ce cas. En revanche, la courbe obtenue pour le parement incliné s'écarte nettement de celle de Westergaard, ce qui montre que l'inclinaison modifie significativement la répartition de la pression dynamique sur la face amont.

Une comparaison des valeurs pics, de la distribution des pressions, du moment et de la force.

- ***Une comparaison des valeurs pics***

Tableau 1 : Tableur de comparaison des valeurs pics.

	Cas du parement vertical	Cas du parement incliné
Pression hydrodynamique		
Max au fond du réservoir	725 000 Pa	7000 000 Pa
Les forces hydrodynamique	$6,5 \times 10^8$ N	$6,1 \times 10^8$ N (total)
Moment hydrodynamique	$1,5 \times 10^8$ N.m	$1,2 \times 10^8$ N.m
Les vague	2,2 m	4.3 m

Les remarques soulignées d'après le tableau 1 sont :

- Dans le cas du parement vertical, la pression est concentrée au fond du barrage à 725000 Pa, alors que dans le cas incliné, la pression est beaucoup plus forte, à 7000000 Pa, et cela indique que c'est bien assuré dans le cas incliné.
- Les forces hydrodynamiques total sont aussi plus élevées avec le parement vertical de $6,5 \cdot 10^9$ N comparé à l'incline de $6,5 \cdot 10^8$ N.
- Le moment hydrodynamique est plus faible dans le cas incliné $1,2 \cdot 10^8$ N.m comparé au parement vertical $1,5 \cdot 10^8$ N.m.
- Les vagues sont deux fois plus grandes avec le parement incliné 4,3 m contre 2,2 m.

3.8 Conclusion

Dans ce chapitre, on a permis de comparer entre deux géométries de parement vertical et de parement incliné, toutes deux soumises à des sollicitations dynamiques. La méthode VOF (Volume of Fluid) s'est montrée applicable et efficace pour simuler l'interaction fluide-structure dans le cas du parement vertical. En revanche, la formule de Westergaard, bien qu'élaborée pour des parois verticales rigides, et ne s'applique pas directement au cas d'un parement incliné. Toutefois, les résultats de simulation montrent que la pression dynamique obtenue dans ce cas reste proche.

Chapitre 4

L'analyse de la stabilité de Portes de Fer

4.1 Introduction

Ce chapitre est consacré à l'étude mécanique et dynamique d'un barrage poids en béton soumis à des charges hydrostatiques, hydrodynamiques et sismiques. L'objectif principal est d'apprécier le comportement structurel du barrage en termes de contraintes, de déformations et de stabilité. Deux formes ont été étudiées pour la géométrie du parement amont un cas vertical qui représente une forme classique de barrage poids, et le cas incliné.

À l'aide de logiciels de calcul ANSYS Fluent pour la pression sur la face amont et ANSYS Mechanical pour l'analyse structurelle, nous avons simulé les différents cas de chargement et analysé les réponses du barrage.

4.2 Présentation de l'ouvrage

Le projet des Portes de Fer concerne la construction d'un barrage sur l'oued Boukotone, ainsi que le transfert des eaux de l'oued Azerou. Le barrage de Portes de Fer, constitue un cas d'étude intéressant en raison de sa géométrie caractéristique de barrage poids et de son exposition à un contexte sismique modéré à éléver. L'analyse de sa stabilité sous sollicitations extrêmes permet d'évaluer les marges de sécurité de ce type d'ouvrage [31].

Le transfert des eaux de l'oued Azerou est présenté dans un rapport séparé, qui comprend :

- Un ouvrage de prise d'eau sur l'oued Azerou, près de la station d'essence en amont du pont de Hammam el Bibane,
- Une station de pompage,
- Une conduite de 1,5 km pour amener l'eau jusqu'au barrage.

Le site de Portes de Fer est situé dans le Centre-Est de l'Algérie, entre Bouira et Bordj Bou Arreridj, dans la commune de El Mehir, à environ 160 km d'Alger.

Depuis Bordj Bou Arreridj, on prend la RN5 vers l'Ouest jusqu'à El Mehir. Huit kilomètres après cette localité, une piste de 2 km part de Hammam el Bibane, en rive droite de l'oued Azerou, et mène jusqu'à l'oued Boukotone. De là, il faut marcher environ 2,5 km pour atteindre le site du barrage [31].

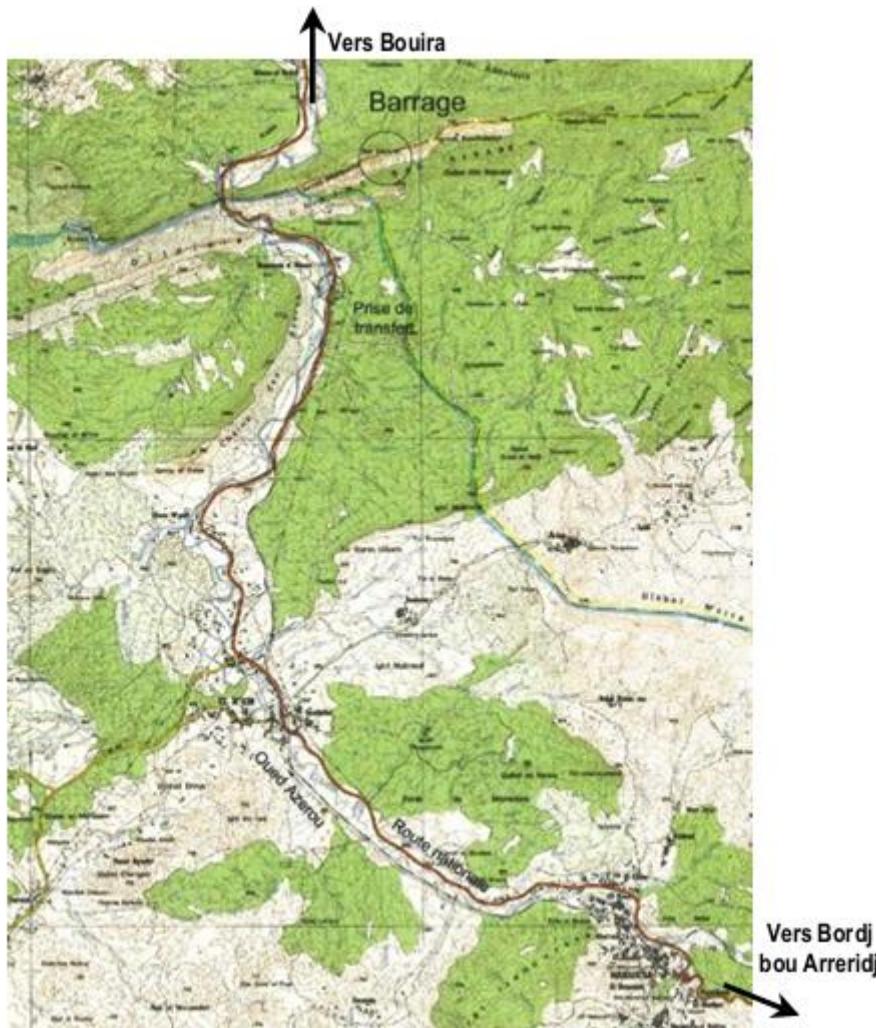


Figure 45 : Vue topographique de la région de Portes de Fer (échelle 1/50 000) [30].

4.3 Principales caractéristiques du barrage

Caractéristiques de la retenue

- Rendement du barrage : Objectif de consommation 13.4 hm³/an ; à 50ans
- Volume moyen déversé : 59% des apports à la retenue consommés
- Taux moyen d'évaporation : 26% des apports à la retenue déversés
- Niveau normal de la retenue : 15% des apports à la retenue évaporés
- Volume total de la retenue : 482.0 m
- Volume utile de la retenue : 46 hm³
- Volume d'alluvionnement attendu : 33 hm³
- Niveau des prises d'eau : 13 hm³ à 50 ans
- Niveau de la vidange de fond : 450 m / 460 m / 470 m / 446 m
- Surface de la retenue : 260 ha ou 2.6 km²

Caractéristiques du barrage

- Type : barrage poids en Béton Compacté au Rouleau (BCR)

- Niveau du couronnement : 485.40 m
- Niveau de la fondation : 412.00 m
- Hauteur au-dessus de la fondation : 73.4 m
- Epaisseur au couronnement : 5.00 m
- Epaisseur constante jusqu'au niveau : 478.15 m
- Pente du parement aval : 0.8H / 1.0V
- Pente du parement amont : vertical
- Epaisseur maximale (au niveau 412.00 m) : 57.92 m
- Volume du béton BCR : 128'000 m³
- Volume du béton BCV (Béton Conventionnel Vibré) : 24 000 m³

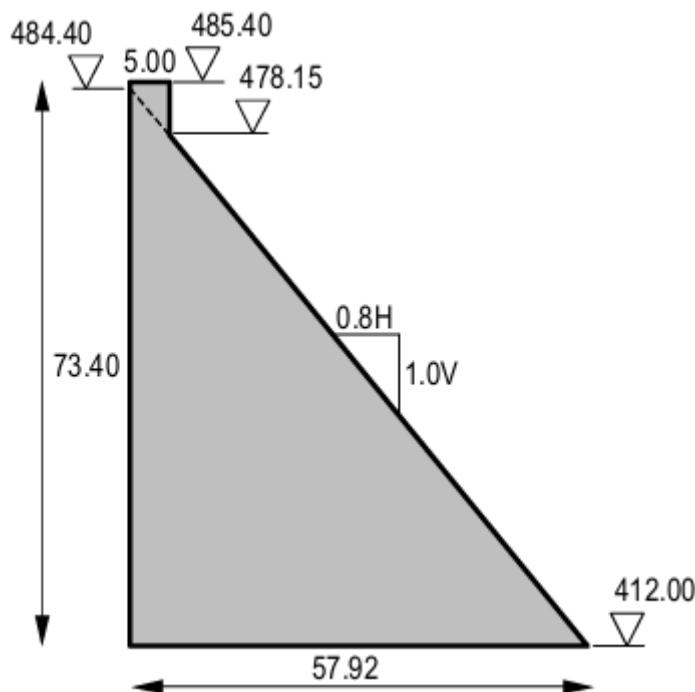


Figure 46 : Section type non déversant du barrage [31].

4.4 Analyse dynamique et mécanique du barrage de Portes de Fer

Dans la simulation CFD a été modélisée pour représenter l'interface air-eau et permettre une simulation plus réaliste de l'interaction fluide-structure, notamment en cas de mouvements de surface induits par le séisme et a été simulé dans Ansys Fluent pour obtenir la pression sur la face amont du barrage. La simulation a permis d'obtenir la pression totale :

$$P_{\text{Totale}} = P_{\text{hydrostatique}} + P_{\text{hydrodynamique}}$$

Cette pression a été exportée vers Ansys Mechanical pour l'analyse mécanique pour étudier la stabilité du barrage. (Figure 45)

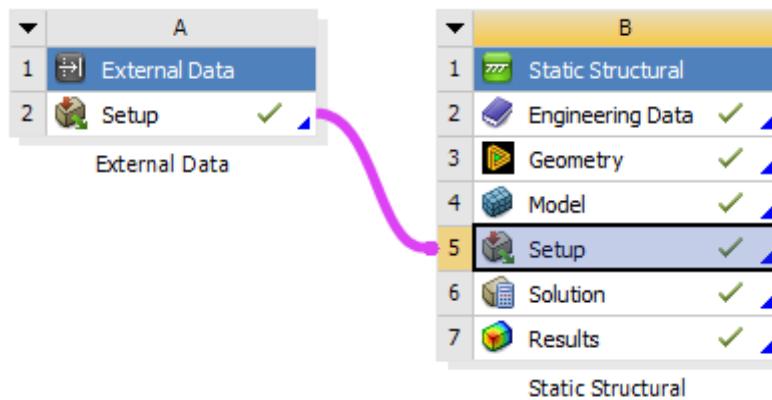


Figure 47 : L'interface de structure statique.

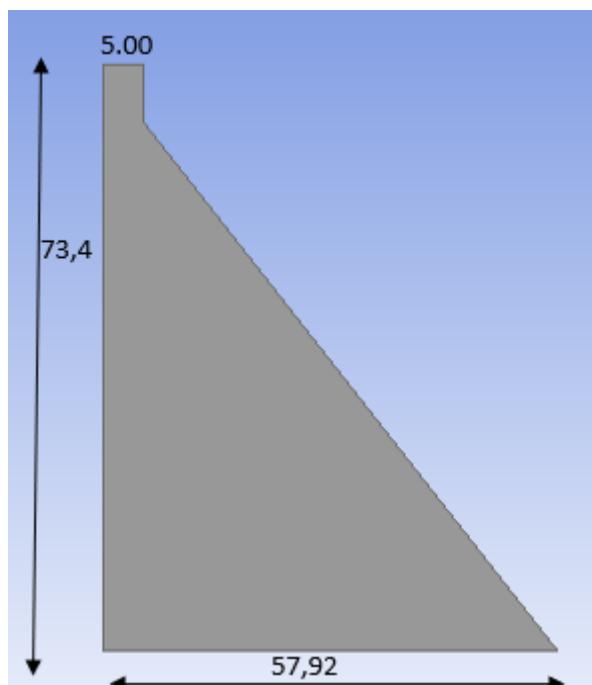


Figure 48 : la géométrie du barrage à parement vertical.

La figure 48 montre la géométrie du barrage et ses dimensions.

Le matériau utilisé est le béton, défini par les propriétés suivantes.

Tableau 2 : Les Le matériau utilisé et ses valeurs.

Propriété	Valeur
Densité	2400 kg/m ³
Module de Young	2.6×10^{10} Pa
Module d'élasticité volumique (Ou module de compressibilité)	$1,4444 \times 10^{10}$ Pa

Module de cisaillement	$1,0833 \times 10^{10} \text{ Pa}$
Coefficient de Poisson	0,2

4.4.1 Conditions aux limites

Les conditions aux limites mécaniques :

- Base du barrage : Support fixe Fixed Support.
- Face amont : pression totale importée de Fluent.
- Charge sismique : accélérations sismiques appliquées en X et Y

$$X = -3 \text{ m/s}^2 \quad Y = -9,813 \text{ m/s}^2$$

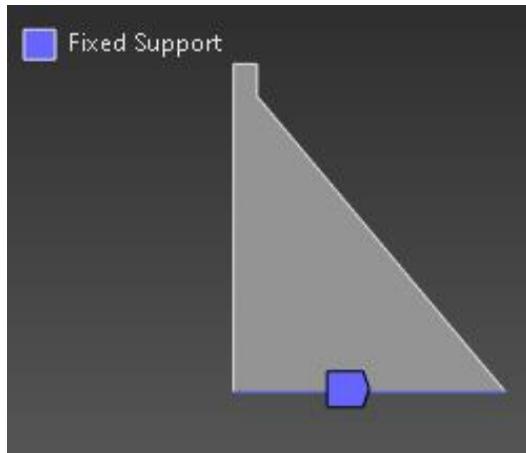


Figure 49 : Base du barrage.

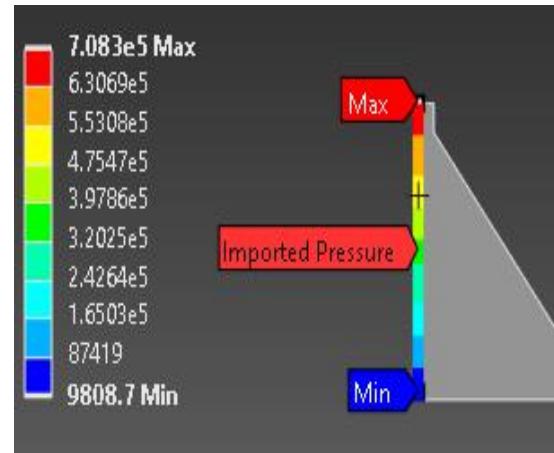


Figure 50 : Face amont.

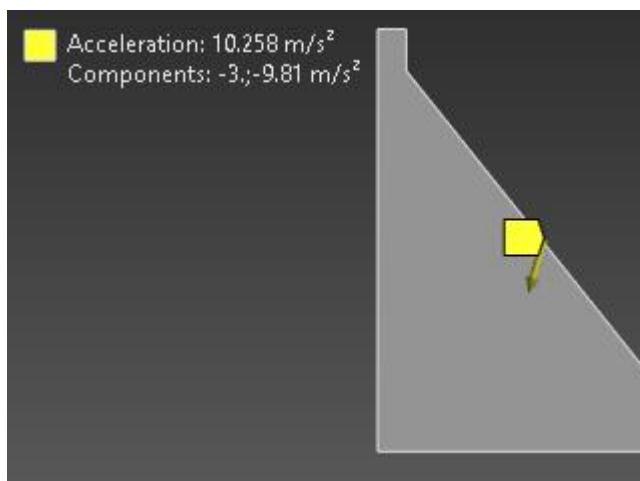


Figure 51 : Charge sismique.

Les figure (49,50,51) montrant les forces et leurs points d'application.

Flèche rouge : Poussée hydrostatique.

Flèche bleue : Force sismique.

Flèche verte : Accélération.

4.4.2 Champ de contraintes et cisaillement

Les solutions de contrainte vous permettent de prévoir les facteurs de sécurité, les contraintes, les déformations et les déplacements en fonction du modèle et du matériau d'une pièce. [29]

Le calcul des contraintes est basé sur la résolution des équations d'équilibre en tenant compte des relations entre contraintes et déformations. Dans ce cadre, la condition de compatibilité de Maurice Lévy permet de s'assurer que les déformations obtenues sont physiquement admissibles et cohérentes avec un champ de déplacement. Cette condition est vérifiée automatiquement dans les modèles éléments finis (comme dans ANSYS) lorsque le champ de déplacement est bien défini.

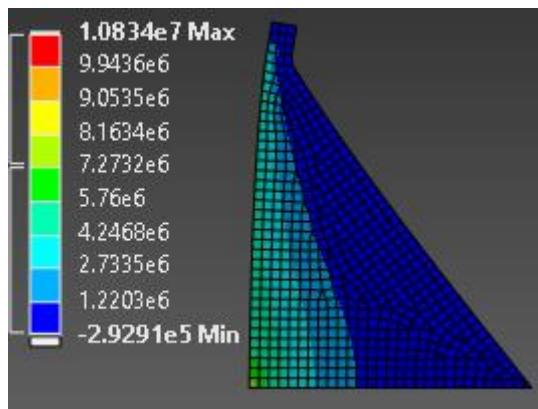


Figure 52 : Contrainte principale maximale.

Les contraintes principales représentent les valeurs maximales et minimales, figure 52 montre que la contrainte maximale atteint environ $1,0834 \cdot 10^7$ Pa, La contrainte minimale est de $-2,9291 \cdot 10^5$ Pa.

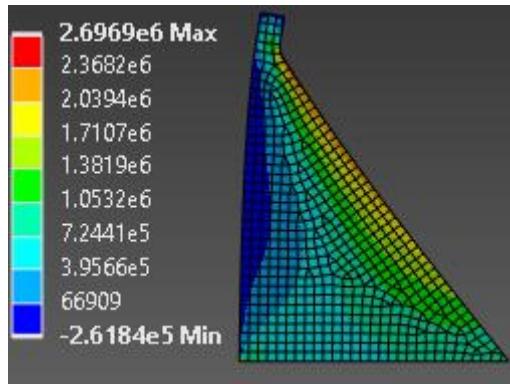


Figure 53 : Répartition des contraintes de cisaillement.

Les contraintes de cisaillement apparaissent quand des forces horizontales, la figure 53 montre que la valeur de la contrainte maximale atteint environ $2,6969 \cdot 10^6$ Pa et la contrainte minimale est de $-2,6214 \cdot 10^5$ Pa.

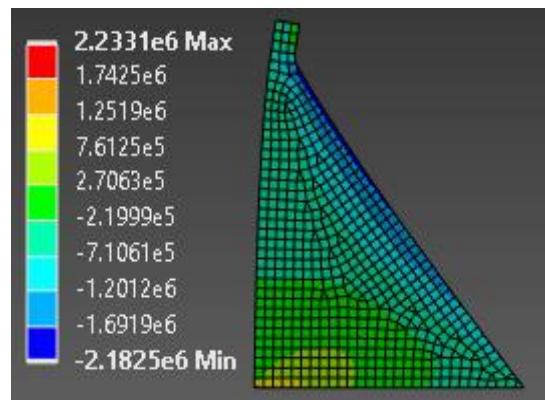


Figure 54 : Contrainte normale.

La figure 54 montre le champ de contrainte normale qui s'exerce de haut en bas.

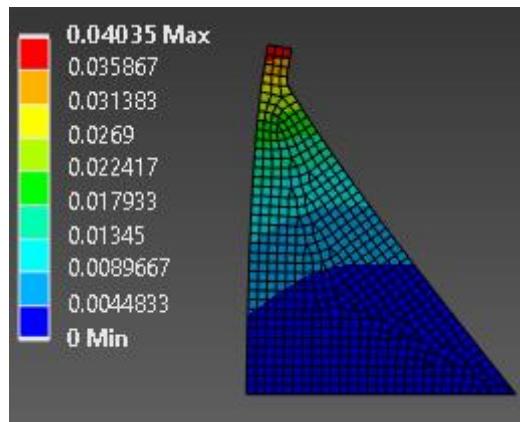


Figure 55 : Déplacement total du barrage.

La déformation est le déplacement physique d'une partie du barrage à cause des charges comme la pression, séisme. La figure 55 présente la déformation totale du barrage. Le déplacement maximal est situé en crête vers l'aval avec une valeur de 0,04035m. Ce déplacement est petit qu'il indique aucune instabilité grave, mais doit rester surveillé. Et la figure 56 montre que déformation selon l'axe X (horizontal) et déformation selon l'axe Y.

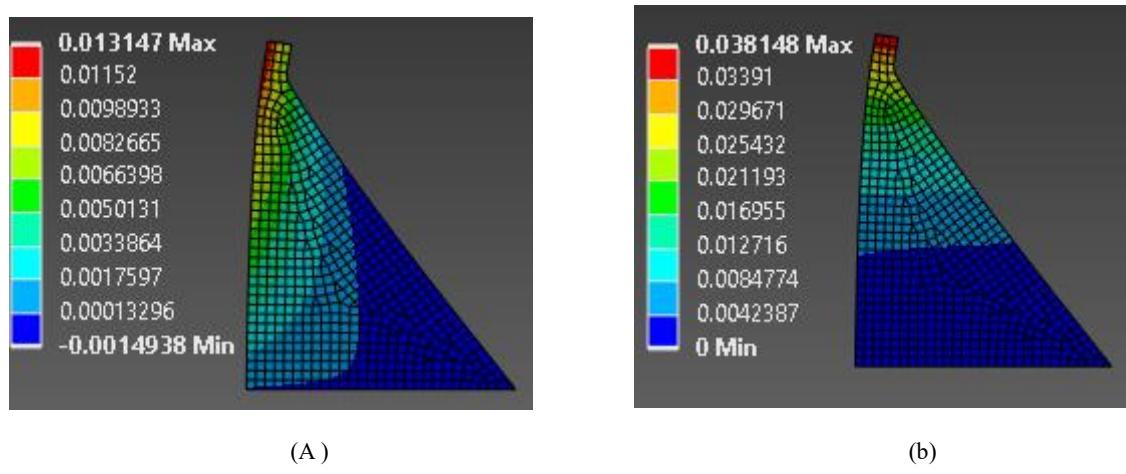


Figure 56 : Déformation selon l'axe X, Y.

4.4.3 Résultats et discussion

Les forces appliquées

- La masse du barrage est obtenue par la formule

$$M = V \times \rho_{\text{beton}} = 2143,789 \times 2400 = 5145093,6 \text{ kg}$$

- Le poids est ensuite

$$P = M \times g = 5145093,6 \times 9,81 = 50473368,22 \text{ N} = 50,473 \text{ MN}$$

- Force sismique sur le barrage

$$F_{\text{Sismique}} = M \times \alpha = 5145093,6 \times 3 = 15,435 \text{ MN}$$

- Force de pression hydrostatique

La poussée hydrostatique résulte de l'action du poids de la colonne d'eau sur la paroi du barrage. Elle varie linéairement avec la profondeur et s'exerce toujours horizontalement sur le parement amont est donnée par :

$$F_{hs} = \frac{1}{2} \rho g H^2 \quad (19)$$

Où :

$$\rho_{\text{eau}} = 1000 \text{ kg/m}^3 \text{ masse volumique de l'eau.}$$

$$g : 9,81 \text{ accélérations de la pesanteur.}$$

$$h : \text{profondeur par rapport à la surface libre.}$$

$$F_{hs} = \frac{1}{2} \times 9,81 \times 60^2 \times 1000 = 17,658 \text{ MN}$$

- Force de pression hydrodynamique

La poussée hydrodynamique représente l'effet supplémentaire induit par l'accélération horizontale du fluide lors d'un séisme. Elle est estimée ici à l'aide de la méthode simplifiée de Westerwald adaptée aux structures rigides.

$$F_{HD} (t = 1.5) = F_T - F_{HS} = \int \rho_T(t) ds - \frac{1}{2} \rho g h^2 = 5,987 \text{ MN} \quad (20)$$

La force totale

$$\sum F_x = F_{\text{Sismiques}} + F_{\text{pression hydrodynamique}} + F_{\text{pression hydrostatique}}$$

$$\sum F_y = 15,435 + 5,987 + 17,658 = 39,08 \text{ MN}$$

Dans ANSYS on trouve que $\sum F_x$ et $\sum F_y$

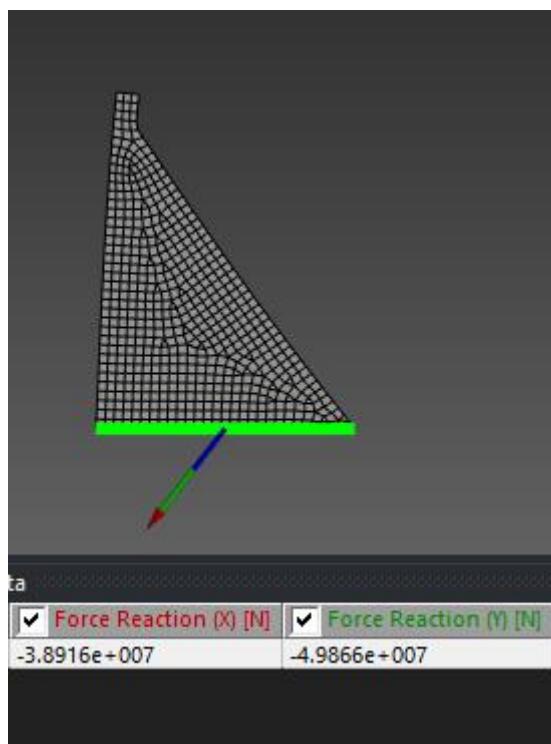


Figure 57 : Les résultats de les forces total.

On calcul Erreur

$$\sum F_x \text{ err} = \frac{49,87 - 50,473}{50,473} \times 100 \% = 1,19$$

$$\sum F_y \text{ err} = \frac{38,92 - 39,08}{39,08} \times 100 \% = 0.41$$

- Centre de gravité et de poussée

Le centre de poussée hydrostatique est situé à un tiers de la hauteur d'eau ce qui reflète la variation linéaire de la pression avec la profondeur.

- Centre de triangulaire

$$X_t = \frac{b}{3} = \frac{52,92}{3} = 17,64\text{m} \quad , \quad Y_t = \frac{h}{3} = \frac{66,15}{3} = 22,05\text{m}$$

- Centre de rectangles

$$X_r = \frac{b}{2} = \frac{5}{2} = 2,5 \text{ m} \quad , \quad X_r = \frac{h}{2} = \frac{73,4}{2} = 36,7\text{m}$$

- Centre de gravité

$$X_G = \frac{\sum(S_i \times X_i)}{\sum S_i} \quad Y_G = \frac{\sum(S_i \times Y_i)}{\sum S_i}$$

$$X_G = \frac{(X_t \times S_t) + (X_r \times S_r)}{S_t} = \frac{(17,64 \times 1750,329) + (2,5 \times 367)}{1750,329 + 367} = 15,02 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{(Y_t \times S_t) + (Y_r \times S_r)}{S_t} = \frac{(22,05 \times 1750,329) + (36,7 \times 367)}{1750,329 + 367} = 24,59 \text{ m}$$

$$(X_G, Y_G) = (15,02 \text{ m} ; 24,59 \text{ m})$$

- Centre de poussée hydrostatique

$$F_{HS} \times C_{HS} = 17,658 \times 20 = 353,16 \text{ MN.M}$$

$$C_{HS} = H / 3 = 60 / 3 = 20$$

- Centre de poussée hydrodynamique

$$M_{HD} = F_{HD} \times C_{HD}$$

Sur Matlab on a trouvé $M_{hydrodynamique}$ est 143,91 MN.M

$$C_{HD} = \frac{M_{hydrodynamique}}{F_{hydrodynamique}} = \frac{143,91}{5,987} = 24,037$$

Tableau 3 : Les résultats obtenus dans l'analyse dynamique et mécanique du barrage.

Paramétré	Valeur	Unité	Centre d'application	Moment
Poids du barrage P	50,473	MN	$X_G = 15,02 \text{ m}$	758,104 MN.M
Force sismiques	15,435	MN	$Y_G = 24,59 \text{ m}$	379,547 MN.M
Poussée hydrostatique F_{HS}	17,658	MN	$Y_H = 20 \text{ m}$	$M_{HS} = 353,16 \text{ MN.M}$
Poussée hydrodynamique F_{HD}	5,987	MN	$Y_{HD} = 24,037$	$M_{HD} = 143,91 \text{ MN.M}$

Forces horizontale	38,08	MN	-	-
Forces Vertical	50,473	MN	-	-

Le tableau ci-dessus présente les résultats obtenus dans l'analyse dynamique et mécanique du barrage.

4.4.4 Vérification de la stabilité

L'étude de stabilité consiste à évaluer la sécurité de l'ouvrage en béton vis-à-vis deux conditions sont le glissement, le renversement.

a. Stabilité aux glissements

On étudie la stabilité du barrage par rapport au glissement pour la surface de contact entre le béton.

$$S_g = \frac{\text{Forces résistance}}{\text{Forces poussée}}$$

Où : Forces résistance = $\mu \times P$, Forces poussée = $\sum F_x$

μ : coefficient de frottement entre le béton du barrage et sa fondation (souvent entre 0,7 et 0,85)

- La force sous pression

Si on prend coefficient de frottement 0,8 $\rightarrow F_{sous\ pression} = \mu P = 0,8 \times 50,473 = 40,378$ MN

Si on prend coefficient de frottement 0,7 $\rightarrow F_{sous\ pression} = \mu P = 0,7 \times 50,473 = 35,331$ MN

$$\text{Si } \mu = 0,8 \quad S_g = \frac{\text{Forces résistance}}{\text{Forces poussée}} = \frac{40,378}{39,08} = 1,03$$

$$\text{Si } \mu = 0,7 \quad S_g = \frac{\text{Forces résistance}}{\text{Forces poussée}} = \frac{35,331}{39,08} = 0,90$$

- La forces avec sous pression

$$F_{sous\ pression} = \frac{1}{2} (\rho g H L)$$

$$F_{sous\ pression} = \frac{1}{2} (9,81 \times 1000 \times 60 \times 57,92) = 17,046 \text{ MN}$$

$$F_{sous\ pression} = 8,528 \text{ MN}$$

$$F_{Resistance} = (54,473 - 8,55) \times 0,8 = 33,53 \text{ MN}$$

$$S_g = \frac{\text{Forces résistance}}{\text{Forces poussée}} = \frac{33,53}{38,067} = 0,9$$

En général, on dira que la stabilité au glissement du barrage est assurée si :

$S_G \geq 1.5$ pour les combinaisons de charge fondamentales.

Donc la stabilité aux glissements est non stable.

b. Stabilité au renversement

Le calcul de stabilité au renversement se fait pour le pied aval du barrage, il est évalué par le facteur de sécurité suivant

$$S_r = \frac{\sum M_{\text{stabilisant}}}{\sum M_{\text{renversant}}} = \frac{758,104}{523,56} = 1,44$$

Où :

$M_{\text{stabilisant}}$ = moment du poids propre du barrage

$M_{\text{renversant}}$ = moment des forces hydrodynamiques et sismiques

De même, on dira que la stabilité au renversement du barrage est assurée si

$S_r \geq 1.5$ pour les combinaisons de charge fondamentales

Donc la stabilité au renversement est non stable $1,44 < 1,5$

Remarque

Après avoir effectué l'analyse dynamique du barrage avec un parement amont vertical, une simulation a été réalisée en modifiant la géométrie du parement pour l'incliner. Cette démarche permet de voir comment la forme du parement influence les contraintes et les déformations et aussi sur la stabilité du barrage face aux pressions de l'eau et les effets du séisme.

Avantages de parement incliné

- Réduction de la poussée horizontale de l'eau.
- Moins de cisaillement à la base.
- Meilleure répartition des contraintes.
- Moins de déformations en crête.
- Meilleure stabilité au glissement.

Conséquences techniques

- Augmentation du poids total.
- Modification des résultats mécaniques : nouveau centre de gravité, nouvelles forces et moments.
- Impact sur le volume du réservoir : légère réduction possible.
- Coût de construction plus élevé.

4.5 Application de la simulation du parement incliné dans ANSYS

En suivant les mêmes étapes que pour le parement vertical, nous avons cette fois modélisé l'interface air-eau avec un parement amont incliné dans Ansys Fluent, afin d'obtenir la pression exercée sur la face amont du barrage. Cette pression a ensuite été exportée vers Ansys Mechanical pour une analyse mécanique permettant d'étudier la stabilité du barrage.

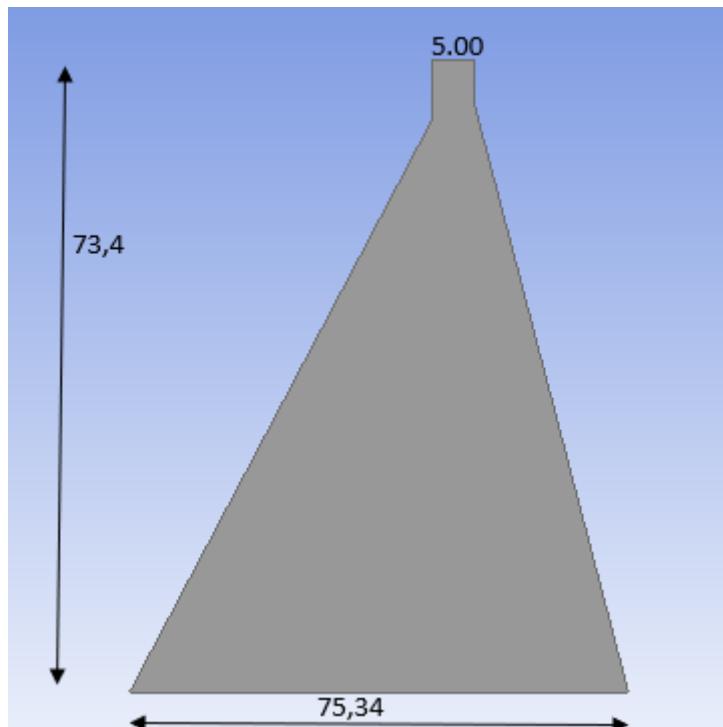


Figure 58 : La géométrie du barrage à parement incliné.

La figure 58 montre la nouvelle géométrie du barrage et ses dimensions. Nous avons pris un angle d'inclinaison du parement de 15° comme il est illustré dans la figure 59, ce qui augmente la longueur base qui devient 75.34 m. Les autres dimensions restent inchangées.

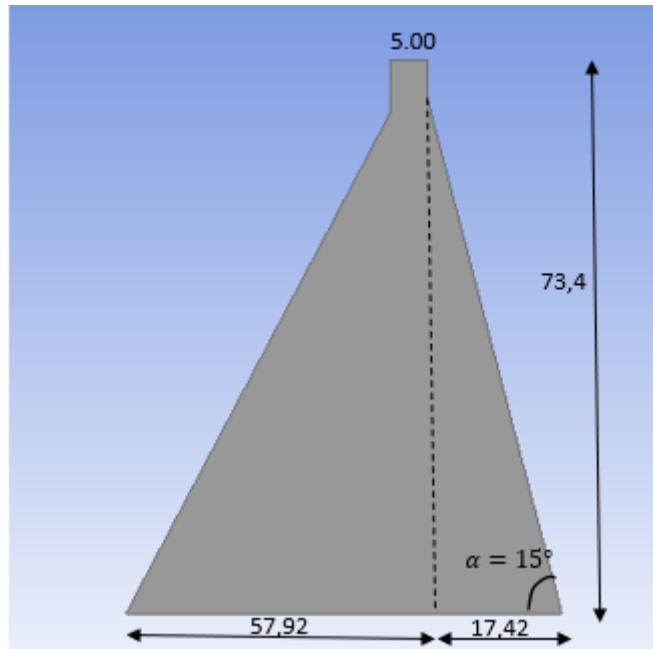


Figure 59 : La nouvelle géométrie du barrage.

Cette géométrie augmente le volume du barrage par mètre linéaire à $V = 2693,496 \text{ m}^3$.

Remarque

Dans cette partie, nous avons modifié la géométrie du barrage en remplaçant le parement amont vertical par un parement incliné. Cette forme est souvent utilisée dans les barrages poids en béton. Si on augmente davantage le pourcentage de béton ajouté, la stabilité du barrage continue de s'améliorer. Ce changement augmente aussi le coût, estimé entre 2,6 et 3,2 millions de dinars algériens par mètre cube.

$$\begin{aligned}\frac{\text{Prix incline}}{\text{Prix vertical}} &= \frac{\text{Prix incline}}{\text{Prix vertical}} \cdot \frac{\text{Prix Unitaire}}{\text{Prix Unitaire}} \\ \frac{\text{Prix incline}}{\text{Prix vertical}} &= \frac{\text{volume incline}}{\text{volume vertical}} = \frac{\text{volume vertical} + \text{volume ajouté}}{\text{volume vertical}} = 1 + \frac{\text{volume ajouté}}{\text{volume vertical}} \\ &= \frac{563,394}{2144,46} \cdot 100 = 26,27\%\end{aligned}$$

4.5.1 Conditions aux limites

Les conditions aux limites mécaniques telles que montrées sur la figure 57, sont :

- Base du barrage : Support fixe Fixed Support.
- Face amont : pression totale importée de Fluent.
- Charge sismique : accélérations sismiques appliquées en X et Y

$$X = 3 \text{ m/s}^2 \quad Y = -9,813 \text{ m/s}^2$$

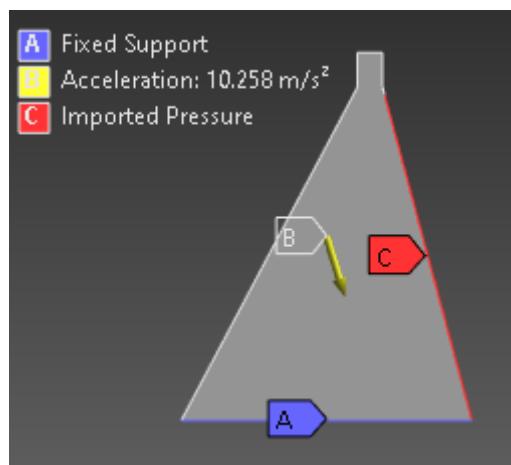
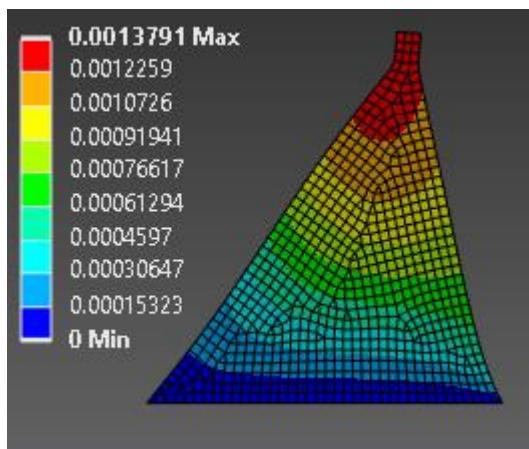


Figure 60 : Les conditions aux limites, (A) : support fixe, (B) : charge sismique, (C) : Pression totale.

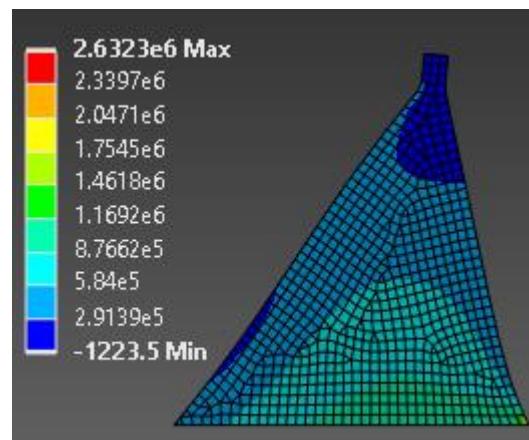
Les figure 60 : montrant les forces et leurs points d'application.

4.5.2 Champ de contraintes et cisaillement

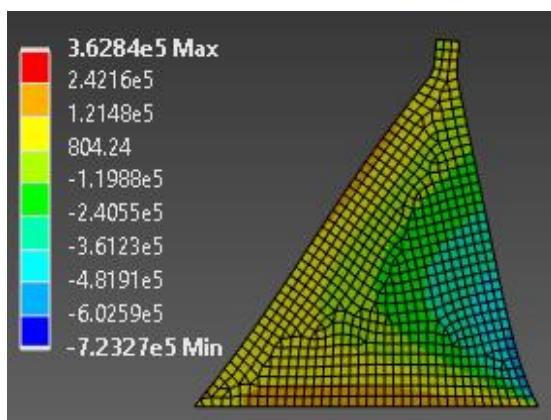
Tableau 4 : Analyse des résultats pour le parement incliné ANSYS.



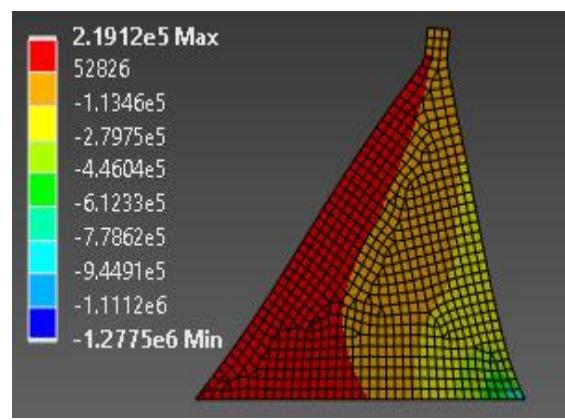
(A)



(B)



(C)



(D)

Le tableau 4 montre des résultats de contrainte pour le parement incliné ANSYS.

A : Présente la déformation totale du barrage, Le déplacement maximal est de 0,0013791m, ce déplacement est beaucoup plus faible que dans le cas vertical 0,04035 m, montrant une meilleure rigidité du barrage.

B : Représente la contrainte maximale atteint environ $2,6323 \cdot 10^6$ Pa, La contrainte minimale est de $-1223,5$ Pa.

C : Montre le champ de contrainte normale, le maximale éteint environ $3,6284 \cdot 10^5$ Pa.

D : Répartition des contraintes de cisaillement maximale atteint environ $2,1912 \cdot 10^5$ Pa, la contrainte minimale est de $-1,2775 \cdot 10^6$ Pa.

4.5.3 Résultats et discussion

Les forces appliquées

- La masse du barrage est obtenue par la formule

$$M = V \times \rho_{\text{beton}} = 2693,496 \times 2400 = 6464390,4 \text{ kg}$$

- Le poids est ensuite

$$P = M \times g = 6464390,4 \times 9,81 = 63,42 \text{ MN}$$

- Force sismique sur le barrage

$$F_{\text{sismique}} = M \times a = 6714129,6 \times 3 = 20,14 \text{ MN}$$

- Force de pression hydrostatique

$$F_{hs} = \frac{1}{2} \rho_{\text{eau}} g H^2$$

$$F_{hs} = \frac{1}{2} \times 9,81 \times 60^2 \times 1000 = 17,658 \text{ MN}$$

$$\sum F_{hs/Y} = \text{Poids du triangle} + \text{Poids du barrage}$$

Poids du triangle = poids du triangle \times volume du triangle

$$\text{Poids du triangle} = 1000 \times 9,81 \times 566,15 = 5,55 \text{ MN}$$

$$\sum F_{hs/Y} = 5,55 + 63,42 = 68,97 \text{ MN}$$

- Force de pression hydrodynamique

$$F_{HD} (t = 1.5) = F_T - F_{HS} = \int \rho_T(t) ds - \frac{1}{2} \rho g h^2 \quad (21)$$

Application numérique :

$$F_{HD} (t = 1.5) = 6,073 \text{ MN} \text{ (Perpendiculaire à la paroi).}$$

Composante horizontale : $F_{HD/X} = F_{HD} \cos \alpha = 6,073 \times 0,965 = 5,860 \text{ MN}$

Composante verticale : $F_{HD/Y} = F_{HD} \sin \alpha = 6,073 \times 0,258 = 1,566 \text{ MN}$

Donc :

$$\sum F_X = F_{sisn/X} + F_{HD/X} + F_{HS/X}$$

Application numérique :

$$\sum F_X = 20,14 + 5,860 + 17,658 = 43,66 \text{ MN}$$

Et :

$$\sum F_Y = \text{Poids propre} + F_{HD/Y} + F_{HS/Y}$$

Application numérique :

$$\sum F_Y = 63,42 + 68,97 + 1,566 = 133,96 \text{ MN}$$

- Moment hydrodynamique

$$M_X = \int P_{HD} \cos \alpha = 2,368 \text{ MN}$$

$$M_Y = \int P_{HD} \sin \alpha = 6,122 \text{ MN}$$

$$M_{HD/X} = F_X d_1 \cos \alpha = 2,36$$

Et avec : $d_1 = M_{Fx}/F_{Fx} = 2,368/6,108 = 0,387$

$$M_{HD/X} = F_Y (L - d_2 \sin \alpha) = 142,06$$

Avec $d_2 = M_{Fy}/F_{Fy} = 6,122/1,917 = 3,19$

- Centre de poussée hydrodynamique

$$M_{HD} = F_{HD} \times C_{HD}$$

$$C_{HD} = \frac{\sqrt{M_{HD/X}^2 + M_{HD/Y}^2}}{\sqrt{F_{HD/X}^2 + F_{HD/Y}^2}} = \frac{\sqrt{2,368^2 + 6,122^2}}{\sqrt{5,860^2 + 1,566^2}} = \frac{6,564}{6,065} = 1,082$$

- Centre de gravité et de poussée

Centre de trapèze

$$X_T = \frac{B}{2} = \frac{75,34}{2} = 37,67 \text{ m} \quad , \quad Y_T = \frac{h}{3} + \frac{b+2B}{b+B} \frac{73,4}{3} + \frac{5+2 \times 75,34}{b+B} = 47,41 \text{ m}$$

Centre de rectangles

$$X_R = \frac{b}{2} = \frac{5}{2} = 2,5 \text{ m} \quad , \quad Y_R = \frac{h}{2} = \frac{7,25}{2} = 3,62 \text{ m}$$

$$X_G = \frac{\sum(S_i \times X_i)}{\sum S_i}$$

$$Y_G = \frac{\sum(S_i \times Y_i)}{\sum S_i}$$

$$X_G = \frac{(X_t \times S_t) + (X_r \times S_r)}{S_t} = \frac{(37,67 \times 2797,554) + (2,5 \times 36,25)}{2797,554 + 36,25} = 37,20 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{(Y_t \times S_t) + (Y_r \times S_r)}{S_t} = \frac{(47,41 \times 2797,554) + (3,62 \times 36,25)}{2797,554 + 36,25} = 46,83 \text{ m}$$

$$(X_G, Y_G) = (37,20 \text{ m} ; 46,83 \text{ m})$$

Tableau 5 : Les résultats obtenus dans l'analyse dynamique et mécanique du barrage.

Paramétré	Valeur	Unité	Centre d'application	Moment
Poids du barrage P	63,42	MN	$X_G = 37,20 \text{ m}$	2359,224 MN.m
Force sismiques	20,14	MN	$Y_G = 46,83 \text{ m}$	943,156 MN.m
Poussée hydrodynamique F_{HD}	6,065	MN	$Y_{HD} = 1,082$	$M_{HD} = 6,562 \text{ MN.m}$
Forces horizontale	43,66	MN	—	—
Forces Vertical	133,96	MN	—	—

Le tableau ci-dessus présente les résultats obtenus dans l'analyse dynamique et mécanique du barrage permet incline.

4.5.4 Vérification de la stabilité

a. Stabilité aux glissements

$$S_g = \frac{\text{Forces résistance}}{\text{Forces poussée}}$$

Si on prend coefficient de frottement 0,8 → $F_{sous\ pression} = \mu P = 0.8 \times 63,42 = 50,736 \text{ MN}$

Si on prend coefficient de frottement 0,7 → $F_{sous\ pression} = \mu P = 0.7 \times 63,42 = 44,394 \text{ MN}$

$$\text{Si } \mu = 0,8 \quad S_g = \frac{\text{Forces résistance}}{\text{Forces poussée}} = \frac{50,736}{43,66} = 1,16 \leq 1,5$$

$$\text{Si } \mu = 0,7 \quad S_g = \frac{\text{Forces résistance}}{\text{Forces poussée}} = \frac{44,394}{43,66} = 1,01 \leq 1,5$$

Donc la stabilité au glissement est non assurée

b. Stabilité au renversement

Le calcul de stabilité au renversement se fait pour le pied aval du barrage, il est évalué par le facteur de sécurité suivant :

$$S_r = \frac{\sum M_{\text{stabilisant}}}{\sum M_{\text{renversant}}} = \frac{2359,224}{949,718} = 2,5$$

Où :

$M_{\text{stabilisant}}$ = moment du poids propre du barrage

$M_{\text{renversant}}$ = moment des forces hydrodynamiques et sismiques

De même, on dira que la stabilité au renversement du barrage est assurée si

$$S_r \geq 1,5 \text{ pour les combinaisons de charge fondamentales}$$

Donc la stabilité au renversement est stable $2,5 > 1,5$

4.6 Comparaison entre parement vertical et parement incliné

Dans le cas du parement vertical le barrage montre un déplacement maximal de 0,04035 m en crête vers l'aval. En revanche le parement incliné un déplacement chute à 0,0013791 m, indiquant une meilleure rigidité et un comportement structurel plus stable. La contrainte principale maximale est de $1,0834 \cdot 10^7 \text{ Pa}$ (vertical) à $2,6323 \cdot 10^6 \text{ Pa}$ (incliné), ce qui montre une meilleure répartition des efforts internes.

Du point de vue de la stabilité au glissement, les deux cas ne sont pas stables, parement vertical (facteur de sécurité est 1,03) et parement incliné 1,17. Concernant la stabilité au renversement, le parement vertical présente un facteur de sécurité de 1,44, ce qui reste insuffisant alors que le parement incliné offre une stabilité satisfaisante avec un facteur de sécurité de 2,5.

4.7 Conclusion

Dans ce chapitre, les comportements mécanique et dynamique du barrage portes de fer de la wilaya de Bordj Bou Arreridj ont été étudiés. Une modélisation du fluide spécifiquement l'eau avec ANSYS Fluent et de la structure de l'ouvrage avec ANSYS Mechanical a été réalisée afin de réaliser une simulation numérique du phénomène naturel du séisme et d'évaluer les efforts exercés sur le barrage présent ainsi que d'étudier sa stabilité. Les résultats ont déterminé que la construction est instable pour ces conditions, qu'ensuite une suggestion pour améliorer la performance du barrage était étudiée en changeant le parement vertical en un parement incliné, ce qui a conduit à des résultats : instabilité au glissement et stable au renversement. Pour assurer la stabilité au glissement, d'autres solutions peuvent être la réponse, telles qu'augmenter le coefficient de la fondation et la largeur de la base, ainsi que

réduire les sous-pressions et la charge de poussée, ainsi qu'optimiser la forme du parement dans l'étude du parement incliné.

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce projet traite d'un barrage poids en béton dont la stabilité dépend de plusieurs forces dites permanentes comme le poids propre ou non permanentes telles que les forces hydrodynamiques. Il est essentiel d'évaluer ces sollicitations afin de garantir la stabilité et la sécurité de l'ouvrage. Deux approches de stabilité ont été étudiées : la stabilité statistique traitée dans le deuxième chapitre, où sont analysées les différentes forces agissant à l'état non dynamique, qui sont négligées par rapport à la stabilité dynamique, détaillée et expliquée dans le chapitre suivant, notamment à travers des pressions hydrodynamiques, séismes et glissement du terrain. Cette étude a permis de comparer deux géométries de parement, vertical et incliné, sous la sollicitation dynamique à l'aide des outils numériques ANSYS Fluent pour modéliser le fluide et ANSYS Mechanical pour l'analyse structurelle. Les méthodes de Westergaard et VOF ont été appliquées ; la première est adaptée au parement vertical. Toutefois, la méthode de VOF a donné des résultats plus fiables dans le cas vertical pour la simplicité de la géométrie de ce dernier. Les résultats ont montré que le parement vertical subit des efforts hydrodynamiques plus élevés que le parement incliné, ce qui peut compromettre sa stabilité en cas de charge dynamique intense.

Un cas pratique est réaliste a été appliqué, l'analyse de stabilité du barrage portes en fer démontrée dans le chapitre quatre. En étudiant ce barrage avec un parement vertical, on s'est rendu compte qu'il est instable au renversement et au glissement, ce qui présente un risque pour la stabilité globale de l'ouvrage. Afin d'améliorer sa stabilité, une modification du parement a été proposée : celle du parement incliné, qui a offert de suite de meilleurs résultats concernant les contraintes subis, mais une défaite d'une instabilité au glissement, ce qui souligne que la géométrie du barrage joue un rôle fondamental dans sa stabilité et que le passage d'un parement vertical à un parement incliné n'apporte pas automatiquement des meilleures réponses aux efforts sismiques. Certes, l'inclinaison du parement amont n'était pas la solution parfaite selon les conditions appliquées, mais d'autres sont suggérées : augmenter le coefficient de la fondation et la largeur de la base, ainsi que réduire les sous-pressions et la charge de poussée, ainsi qu'optimiser la forme du parement dans l'étude du parement incliné, afin d'assurer la stabilité et la sécurité du barrage de Portes de Fer.

Pour conclure, le but de ce mémoire a été atteint en mettant en évidence que le barrage-poids en béton de Portes de Fer, dans sa géométrie actuelle avec un parement vertical, n'est pas stable. Une solution a été proposée, consistant à remplacer ce parement vertical par un parement incliné, qui a montré des résultats pas assez satisfaisants face aux sollicitations dynamiques. Au final, ces suggestions restent des hypothèses d'amélioration, qui restent à confirmer par des études supplémentaires et une analyse économique approfondie.

Références

- [1] A. Shleiss et H. Pougatsch, Les barrages - Du projet à la mise en service, Presses Polytechniques et Universitaires Romandes , 2011.
- [2] P. Jean Jacques, «les barrages,» (*VUB, UCL & KUL*), p. 3.
- [3] G. Degoutte, «Petits barrages recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi,» *COMITÉ FRANÇAIS DES GRANDS BARRAGES*, 2002.
- [4] A. Rédaction, «algerie eco,» mila le barrage de beni haroun apte a abriter une station solaire flottante, 11 Fevrier 2023. [En ligne].
- [5] [En ligne]. Available: https://www.researchgate.net/figure/Situation-geographique-du-barrage-de-Djorf-Torba_fig10_339946615.
- [6] Kettab.Ahmed et F. Bouteldjaoui, «researchgate.net,» Hydrogeochemistry characteristics of groundwater and its suitability for the irrigation purpose in a semi arid area of Algeria, oct 2018. [En ligne]. Available: <https://www.photo-algerie.xyz/barrage-ighzer-ouftis-de-darguina-bejaia/>.
- [7] D. Lehbab et Z. Boukezzi, «Les barrages en remblai de terre,» Faculté d'Architecture et de Génie Civil Département d'Hydraulique, Université des Sciences et de la Technologie d'Oran Mohamed BOUDIAF.
- [8] «Information des acquéreurs et des locataires sur le risque sismique dans les Côtes d'Armor,» *République Française*.
- [9] « Les séismes,» *Prévention des risques naturels Ministère de l'Écologie, du Développement durable et de l'Énergie*, juillet 2012.
- [10] [En ligne]. Available: KS3 - Asia and Hazards! WHOLE UNIT | Teaching Resources.
- [11] «Document Technique Réglementaire D.T.R.-B.C.2.48 Règles Parasismiques Algérienne,» *Republique algerienne democrarique et popilaire Ministère de l'Habitat, de l'Urbanismeet de la Ville*, 2024 .
- [12] F. Aude, S. Jérôme et G. Geffraye, «La surveillance des barrages vis-a-vis de l'alea sismique,» Spécification et adaptation d'un système d'auscultation – La surveillance des barrages vis-à-vis de l'aléa sismique , EDF-DPIH .
- [13] W. Gaohui, W. Yongxiang, L. Wenbo et M. C. Peng Yan, «Earthquake Direction Effects on Seismic Performance of Concrete Gravity Dams to Mainshock–Aftershock Sequences,» *Journal of Earthquake Engineering*, p. 7, 20 Mar 2018.
- [14] L. Guechari, A. Seghir, O. Kada et A. Becheur, «Seismic damage assessment of a large concrete gravity dam,» *Earthquakes and Structures*, vol. 25, n° %12, 2023.

- [15] P. Le Delliou, «Les barrages : conception et maintenance,» *nouvelle édition Presse universitaire de Lyon*, 2007.
- [16] «Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages poids,» *Recommendations for the justification of the stability of gravity dams*, octobre 2012.
- [17] B. béton, *Laboratoire de Constructions Hydrauliques ÉCOLE POLYTECHNIQUE FÉDÉRALE DE LAUSANNE*.
- [18] «les barrages dans leur environnement,» *UNIVERSITÉ CHAHID MUSTAPHA BENBOULAID BATNA FACULTÉ DE TECHNOLOGIE DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE*, 2020/2021.
- [19] L. Aouadj, «Memoire Comportement dynamique d'un barrage en beton interaction sol fluide structure,» Université El Hadj Lakhdar Batna Faculté des sciences de l'ingénieur Département de l'hydraulique, 02 /07 /2009.
- [20] L. Hadri, *final degree project final Analysis of Dam Break problem with an elastic obstacle using Particle Finite Elements Method*, Faculty of Technology Department of Hydraulics bejaia, 03/07/2023.
- [21] S. Ourrad, *Projet de fin d'études Interaction dynamique Sol-fluide-structure appliquée aux barrages*, Université belhadj bouchaib-Ain temouchent Département Génie Civil, 2021.
- [22] E. Hadzalic, A. Ibrahimbegovic et S. Dolarevic, «Fluid-structure interaction system predicting both internal pore pressure and outside hydrodynamic pressure,» *Coupled Systems Mechanics*, vol. 7, n° %16, 2018.
- [23] M. A. Hariri-Ardebili, J. W. Salamon et S. Mahdi Seyed-Kolbadi, «Hydrodynamic Pressure on Gravity Dams with Different Heights and the Westergaard,» © ASCE, n° %107022006-1, 2022.
- [24] G. Lounis, « Réponse sismique des tours deprise d'eau,» *Université Abderrahmane Mira-Béjaïa Département de GénieCivil* .
- [25] A. Seghir, « Cours Méthode des Éléments Finis,» Docteur en Sciences de l'université A. Mira, Béjaia, Algérie Docteur en Sciences de l'université A. Mira, Béjaia, Algérie , 2005/2014.
- [26] B. Varghese, A. Saju et S. John, «FINITE ELEMENT ANALYSIS OF ARCH DAM,» *International Journal of Research in Engineering and Technology* , p. 2014.
- [27] S. Remila, *Memoire de fin d'étude Modelisationet simulation de la stabilité des corps flottants*, université abderrahmane mira de béjaïa, 2020.
- [28] H. Saber, *Cour Methode des volumes finis*, Département de Génie Mécanique université akli mohand oulhadj bouira, 2020.
- [29] ANSYS, «ANSYS Mechanical APDL Modeling and Meshing Guide,» November 2013.
- [30] Etude Mémoire de projet de fin d'étude expérimentale et numérique de l'écoulement à surface libre au-dessus du déversoir à seuil épais, Université ABOU BEKR BELKAID Département d'Hydraulique, 2018.

[31] «Aménagement Azerou Portes de Fer Wilaya de Bordj bou Arreridj,» *République Algérienne Démocratique et Populaire Ministère des Ressources en Eau Agence Nationale des Barrages Direction des Etudes Techniques*, 2007.

ملخص

الهدف من هذا المشروع هو تقديم مثال على الاستجابة الديناميكية في سدود الجاذبية، مع الأخذ بعين الاعتبار التفاعلات بين الموضع والهيكل، والتي تمثل أحد أوجه القصور الرئيسية في تقييم السلوك الزلزالي لهذه السدود. يقع سد في وسط شرق الجزائر بين ولايتي بويرة وبرج بوعريريج، وهو موضوع هذه الدراسة التي تحل تأثير الضغوط الهيدروديناميكية التي تمارس على أوجه السد في أعلى الم بنع، باستخدام حل ويستر غارد. يعرض هذا المشروع محاكاة على نظام ANSYS لحالتين من نفس السد بوجه عمودي وبوجه مائل.

الكلمات المفتاحية

سد الجاذبية، سد البوابات الحديدية، التفاعل بين الموضع والهيكل، السلوك الزلزالي، الضغوط ANSYS، الواجهة العمودية، الواجهة المائلة.

Résume

L'objectif de ce projet est de présenter un exemple de la réponse dynamique dans les barrages-poids en tenant compte des interactions fluide-structure, qui représente l'un des défauts majeurs dans l'évaluation du comportement sismique de ces barrages. Le barrage de Portes de Fer, situé dans le Centre-Est de l'Algérie, entre les wilayas de Bouira et de Bordj Bou Arréridj, est l'objet de cette étude, en analysant l'effet des pressions hydrodynamiques exercées sur les parements amont du barrage, en utilisant la solution de Westergaard. Ce projet montre une simulation sur ANSYS, de deux cas de ce même barrage avec un parement vertical et avec un parement incliné.

Mots clés

Barrage poids, barrage de Portes de Fer, interaction fluide-structure, comportement sismique, pressions hydrodynamiques, solution de Westergaard, ANSYS, parement vertical, parement incliné.

Abstract

The aim of this project is to present an example of dynamic response in gravity dams, taking into account fluid-structure interactions, which represent one of the major challenges in assessing the seismic behaviour of these dams. The Portes de Fer dam, located in central-eastern Algeria between the wilayas of Bouira and Bordj Bou Arréridj, is the subject of this study, in which the effect of hydrodynamic pressures on the upstream faces of the dam is analysed using the Westergaard solution. This project shows a simulation using ANSYS, of two cases of this same dam with a vertical face and with an inclined face.

Key words

Gravity dam, Portes de Fer dam, fluid-structure interaction, seismic behaviour, hydrodynamic pressures, Westergaard solution, ANSYS, vertical face, inclined face.