

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

UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA

FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT : GÉNIE CIVIL



FILIERE : GÉNIE CIVIL
OPTION : STRUCTURE

N° :

جامعة محمد بوضياف - المسيلة
Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Mémoire présenté pour l'obtention
Du diplôme de Master Académique

Par : Bougrab Hocine
Nechnech Yassin

Intitulé

**Effet du phénomène d'interaction dynamique fluide-
structure sur la réponse sismique d'un barrage-
poids en béton**

Soutenu devant le jury composé de:

Prof.TITOUM Messaoud	Université M'sila	Président
Dr.OUZANDJA Djamel	Université M'sila	Encadreur
Dr.MENASRI Youcef	Université M'sila	Examineur

Année universitaire : 2020 /2021

Remerciements

On remercie dieu le tout puissant de nous avoir donné la santé et la volonté d'entamer et de terminer ce mémoire

Tout d'abord, ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu avoir le jour sans l'aide et l'encadrement de

Mr. Ouzandja Djamel, on le remercie pour la qualité de son encadrement exceptionnel, pour sa patience, sa rigueur et sa disponibilité durant notre préparation de ce mémoire.

Nos remercie s'adresse également à tout nos professeurs pour leurs générosités et la grande patience dont ils ont su faire preuve malgré leur charges académiques et professionnelles.

Nos profonds remerciements vont également à toutes les personnes qui nous ont aidés et soutenue de prés ou de loin.

Dédicaces

je tiens c'est avec grande plaisir que je dédie ce modeste travail :

*À l'être le plus cher de ma vie, ma mère
À celui qui m'a fait de moi un homme, mon père
À mes chers frère et sœurs
Et tous les membres de ma famille*

*À mon binôme (Yassin) et tous mes amis de promotion de 2^{ème} année master structure en
génie civil
Toute personne qui occupe une place dans mon cœur*

*À tous ceux qui ont sacrifié leur temps pour la science et à tous ceux qui utilisent la science
pour le bien et la prospérité de l'humanité.*

Bougrab Hocine

Dédicaces

je tiens c'est avec grande plaisir que je dédie ce modeste travail :

*À l'être le plus cher de ma vie, ma mère
À celui qui m'a fait de moi un homme, mon père
À mes chers frère et sœurs
Et tous les membres de ma famille*

*À mon binôme (Hocine) et tous mes amis de promotion de 2^{ème} année master structure en
génie civil
Toute personne qui occupe une place dans mon cœur*

*À tous ceux qui ont sacrifié leur temps pour la science et à tous ceux qui utilisent la science
pour le bien et la prospérité de l'humanité.*

Nechnech Yassin

Résumé:

Ce travail présente une étude numérique de l'effet du phénomène d'interaction dynamique fluide-structure sur la réponse sismique non-linéaire des barrages-poids en béton. A cet effet, le barrage-poids en béton de Oued Fodda, situé à Chlef (nord-ouest de l'Algérie), est sélectionné dans cette étude. Les analyses sismiques non-linéaires sont effectuées à la fois pour le cas du barrage à vide et du barrage plein afin de présenter l'effet de la pression hydrodynamique de l'eau du réservoir sur le comportement sismique du barrage en béton. La pression hydrodynamique de l'eau du réservoir est modélisée à l'aide des éléments finis fluides à trois dimensions (3D) basés sur l'approche lagrangienne. Le modèle de Drucker-Prager est pris en compte dans l'analyse non-linéaire du béton du corps du barrage. Selon les analyses par éléments finis, les déplacements horizontaux maximaux et les contraintes principales dans le corps du barrage sont présentés et le comportement sismique du barrage est étudié pour le cas du barrage à vide et du barrage plein. De plus, les situations de dommages potentiels du béton du barrage sont évaluées. Les différentes analyses numériques sont effectuées à l'aide du logiciel ANSYS.

Mots-clés : Barrage-poids en béton, interaction dynamique fluide-structure, approche lagrangienne, réponse sismique non-linéaire, méthode des éléments finis.

Abstract:

This work presents a numerical investigation of the effect of dynamic fluid-structure interaction phenomenon on nonlinear seismic response of concrete gravity dams. For this purposes, the Oued Fodda concrete gravity dam, located in Chef (northwestern part of Algeria), is selected in this study. Nonlinear seismic analyses are carried out by using both empty and full reservoir cases, to present the effect of hydrodynamic pressure of the reservoir water on the seismic behavior of the concrete dam. The hydrodynamic pressure of reservoir water is modeled using three-dimensional (3D) fluid finite elements based on lagrangian approach. The Drucker-Prager model is considered in the nonlinear analysis for concrete of dam body. According to finite element analyses, the maximum horizontal displacements and principal stresses in the dam body are shown and seismic behavior of the dam is investigated for empty and full reservoir cases. In addition, potential damage situations of dam concrete are evaluated. The different numerical analyses are performed using ANSYS software.

Keywords: Concrete gravity dam, dynamic fluid-structure interaction, Lagrangian approach, non-linear seismic response, finite element method.

ملخص:

يقدم هذا العمل دراسة عددية لتأثير ظاهرة التفاعل الديناميكي للهيكل المائع على الاستجابة الزلزالية غير الخطية لسدود الجاذبية الخرسانية. لهذا الغرض ، تم اختيار سد الجاذبية الخرساني بوادي فودة الواقع في الشلف (شمال غرب الجزائر) في هذه الدراسة. يتم إجراء التحليلات الزلزالية غير الخطية لكل من حالة السد الفارغ والسد الكامل من أجل عرض تأثير الضغط الهيدروديناميكي للمياه في الخزان على السلوك الزلزالي للسد الخرساني. يتم نمذجة الضغط الهيدروديناميكي لماء الخزان باستخدام عناصر سائلة محدودة ثلاثية الأبعاد (3D) بناءً على نهج لاغرانج. يتم أخذ نموذج Drucker-Prager في الاعتبار في التحليل غير الخطي لخرسانة جسم السد. وفقاً لتحليلات العناصر المحدودة ، يتم تقديم الحد الأقصى من النزوح الأفقي والضغط الرئيسية في جسم السد ويتم دراسة السلوك الزلزالي للسد في حالة السد الفارغ والسد الكامل. بالإضافة إلى ذلك ، يتم تقييم حالات الضرر المحتمل لخرسانة السد. يتم إجراء التحليلات الرقمية المختلفة باستخدام برنامج ANSYS.

الكلمات المفتاحية: سد الجاذبية الخرسانية ، التفاعل الديناميكي للهيكل المائع ، نهج لاغرانج ، الاستجابة الزلزالية غير الخطية ، طريقة العناصر المحدودة.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GÉNÉRALE.....	1
CHAPITRE I : Sismologie	
I.1. INTRODUCTION :.....	3
I.2. DÉFINITION :.....	3
I.3 RAPPEL DE LA TECTONIQUE DES PLAQUES :.....	3
I.3.1 Tectonique des plaques et répartition de la sismicité :.....	4
I.4 CAUSES DES SÉISMES :.....	5
I.5 FAILLE :	6
I.5.1 Faille normale :.....	6
I.5.2 Faille transcurrente (ou de décrochement) :.....	6
I.5.3 Faille inverse :.....	7
I.6 Caractéristiques des vibrations aléatoires générées par un séisme :.....	7
1.6.1 Direction :	7
1.6.2 Durée :	7
1.6.3 Fréquence :	7
1.6.4 Niveau d'accélération :.....	7
I.7 CARACTÉRISTIQUES D'UN SÉISME :.....	8
I.7.1 L'accélérogramme :	8
I.7.2 Le spectre de réponse :	8
I.8 CLASSIFICATION DES SÉISMES :.....	9
I.8.1 Les séismes superficiels :.....	9
I.8.2 Les séismes intermédiaires :.....	9
I.8.3 les séismes profonds :.....	9
I.9 PERCEPTION DU SÉISME :.....	10
I.9.1 Localisation des séismes :.....	10
I.9.2 Ondes sismiques :.....	10
I.9.2.1 Ondes de volume :.....	11
I.9.2.2 Ondes de surface :.....	13
I.9.3 Notions d'Intensité et de Magnitude :.....	13
I.9.3.1 Intensité macrosismique :.....	14
I.9.3.2 La Magnitude :.....	14
I.9.3.3. Rapport intensité/ magnitude :.....	15

I.10 CALCUL SISMIQUE DES STRUCTURES :	16
I.11 RISQUE SISMIQUE :	16
I.11.1 Effets et conséquences des séismes:	16
I.11.2 Périodes de retour et évaluation du risque :	17
I.12 CLASSIFICATION DES ZONES SISMIQUES EN ALGÉRIE :	17
I.13 LA SISMICITÉ DU PASSÉ :	19
I.14 CONCLUSION :	19

CHAPITRE II :generalites sur les barrages

II.1INTRODUCTION :	20
II.2DÉFINITION :	20
II.3LES DIFFÉRENTS TYPES DE BARRAGES :	21
II.3.1Barrages en béton:	21
II.3.2 Barrages en remblais:	22
II.3.3Barrages mobiles:	23
II.4CLASSIFICATION DES BARRAGES :	23
II.4.1Les matériaux de construction :	23
II.4.2La façon à résister à la poussée de l'eau :	24
II.5CHOIX DU SITE DU BARRAGE:	24
II.6CHOIX DU TYPE DE BARRAGE EN BÉTON :	24
II.6.1Barrages poids:	24
II.6.2Barrage voûte:	25
II.6.3Barrage à contreforts ou multi-voûtes :	26
II.6.4Barrage en BCR :	28
II.7AVANTAGES ET PARTICULARITÉS EN BÉTON :	30
II.7.1 Barrages poids :	30
II.7.2Barrages à contrefort:	30
II.7.3Barrages voûtes :	31
II.8ANALYSE DE LA STABILITÉ D'UN BARRAGE POIDS :	31
II.8.1Actions agissants sur les barrages poids :	31
II.8.2Manifestations des actions :	33
II.8.2.1 Le poids propre P0:	33
II.8.2.2Poussée des sédiments déposés au pied amont Q2 :	33
II.8.2.3Poussée hydrostatique amont Q1 :	34

II.8.2.4 Poussée hydrostatique aval Q3 :.....	35
II.8.2.5 Sous pressions P1 :.....	36
II.8.2.6 Poussée de glaces :.....	37
II.8.2.7 Actions accidentelles :.....	38
II.8.3 Amélioration de la sécurité du barrage :	38
II.9 CONCLUSION :	39

CHAPITRE III : interaction fluide-structure

III.1 INTRODUCTION :	41
III.2 DIFFÉRENTES MÉTHODES D'INTERACTION FLUIDE-STRUCTURE :.....	42
III.2.1 La méthode de masse ajoutée :	42
III.2.1.1 Effet d'inertie :	44
III.2.1.2 Effet de compressibilité :.....	45
III.2.1.3 Effet de viscosité :	46
III.2.2 Détermination de la masse d'eau entraînée :	46
III.3 SOLUTION DE WESTERGAARD :.....	47
III.4 COUPLAGE FLUIDE-STRUCTURE À L'AIDE DE LA MÉTHODE DES ÉLÉMENTS FINIS :.....	48
III.4.1 SYSTÈME COUPLÉ FLUIDE-STRUCTURE:	49
III.4.1.1 Équation du mouvement :	51
III.4.1.2 Modèle de l'analyse directe dans le domaine temporel :.....	57
III. 4.1.3 Modèle de l'analyse transitoire dans le domaine temps du système barrage-réservoir en introduisant l'effet du baside réservoir :.....	60
III.5 CONCLUSION :.....	63

CHAPITRE IV: Application numérique

IV.1 INTRODUCTION :	64
IV.2 PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE :.....	64
IV.3 PROFIL TYPE DU BARRAGE :.....	65
IV.4 MODÉLISATION DU SYSTÈME BARRAGE-RÉSERVOIRE PAR ÉLÉMENTS FINIS :	66
IV.5 ANALYSE NUMÉRIQUE :.....	67
IV.5.1 ANALYSE TRANSITOIRE :	67
IV.5.1.1 VARIATION DES DÉPLACEMENTS :	68
IV.5.1.1 VARIATION DES CONTRAINTES :.....	69

Liste des figures

Chapitre I

Figure I.1 Localisation des épïcètrès de sèismes recensè 4	4
Figure I.2 : Les diffèrèntes couches de la terre 4	4
Figure I.3 : Tectonique des plaques 5	5
Figure I.4 : Types des failles..... 6	6
Figure I.5 : aille de San Andrèas (Etat – Unis), faille de dècrochement..... 7	7
Figure I.6 : Localisation des sèismes..... 10	10
Figure I.7 : : Zonage du territoire National..... 18	18
Figure I.8 : Les sèismes majeurs en ALGERIE 19	19

Chapitre II

Figure II.1 : Classification de barrage en bétòn..... 21	21
Figure II.2 : Schéma simplifié des barrages en bétòn..... 21	21
Figure II.3: Classification de barrage en remblai..... 22	22
Figure II.4: Schéma simplifié des barrages en remblai..... 22	22
Figure II.5: Barrage de Chatou-France 23	23
Figure II.6: Le barrage-poids de Pine Flat 25	25
Figure II.7: Barrage de Sainte Croix 26	26
Figure II.8: c..... 26	26
Figure II.9: Barrage à contre fort(Grandval)..... 27	27
Figure II.10: barrage de la Girotte- multi-voûtes..... 28	28
Figure II.11 : barrage de Koudiat Bouira-Algérie 29	29
Figure II.12: barrage de Tabellout Jijel- Algérie 29	29
Figure II.13: les diffèrèntes actions agissantes sur barrage poids..... 32	32
Figure II.14: Action du poids propre du barrage 33	33
Figure II.15: Action des sédiments sur le barrage 34	34
Figure II.16: Action de la poussée hydrostatique 35	35
Figure II.17: Action de la poussée hydrostatique aval Q3 35	35
Figure II.18 : Diagrammes indicatifs des sous-pressions en fonction de l'injection et de drainage..... 36	36

Figure II.19: Diagramme de la répartition des sous-pressions	37
---	----

Chapitre III

Figure III.1: Barrage-réservoir.....	42
Figure III.2: IFS méthode de masse ajoutée WESTERGAARD.....	43
Figure III.3: Pression hydrodynamique sur la face amont du barrage.....	45
Figure III.4: Modélisation géométrique d'un barrage-poids	46
Figure III.5: Géométrie du réservoir - notations des bords.	50
Figure III.6: Fluctuations de surface libre	54
Figure III.7: Conditions aux limites sur le fond	56
Figure III.8: Présentation du système barrage-réservoir.....	58
Figure III.9: Le système barrage-réservoir	60

Chapitre IV :

Figure IV.1: Situation géographique du barrage de Oued Fodda	65
Figure IV.2: Sections et dimensions du barrage-poids en béton de Oued Fodda	65
Figure IV.3: Modèle d'éléments finis du barrage-poids en béton de Oued Fodda.....	67
Figure IV.4: Enregistrements d'accélération de la composante horizontale du séisme de Koyna en 1967.....	67
Figure IV.5: Variation déplacement horizontal en fonction du temps la crête du barrage en face amont pour le cas du barrage à vide et du barrage plein	68
Figure IV.6: Contours des déplacements horizontaux maximaux du barrage.....	68
Figure IV.7: Contours des déformations principales maximales de traction en face amont du barrage	69
Figure IV.8: Contours des contraintes principales maximales de traction en face amont du barrage.....	69
Figure IV.9: Contours des contraintes principales maximales de compression en face amont du barrage.....	70

Liste des Tableaux

Tableau I.1: Echelle d'intensité et de magnitude	15
Tableau I.2: Coefficient d'accélération	18
Tableau IV.1: Propriétés des matériaux du barrage-poids de l'Oued Fodda.....	66

Abréviations et notations

M: une masse

K: une élasticité

λ : un amortissement

ρ : Densité du milieu [Ns^2/m^4]

E: Module d'élasticité dynamique [N/m^2]

G: Module de cisaillement dynamique [N/m^2]

λ : Constante de Lamé

ν : Coefficient de Poisson

BCR: Béton compacté au
rouleau

CVM : Côte volume

mort.

PHE : Plus hautes
eaux.

RN : Retenue normale

P : est la pression en Pa (Pascal),

ρ : la masse volumique de l'eau en $\text{kg} \cdot \text{M}^3$,

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.

H: la hauteur du barrage (m) ,

γ_w : Le poids volumique en (KN/m^3).

K_0 : Coefficient de la poussée des
sédiments.

P_0 : Force due au poids propre du barrage.

P_1 : Force due aux sous pressions.

Q_1 : Force de la charge d'eau en
amont.

Q_2 : Force de la charge des
sédiments.

Q_3 : Force de la charge d'eau en

aval.

ν : Coefficient de Poisson.

P : Surpression sur la face amont ($y=0$).

H : Niveau d'eau du réservoir.

Z : Coté de la partie immergée de la face amont.

ρ_w : Masse volumique du fluide.

\ddot{u}_g : Accélération du sol.

C_0 : un coefficient d'amplification

P : Surpression sur la face amont ($y=0$).

H : Niveau d'eau du réservoir.

Z : Coté de la partie immergée de la face amont.

ρ_w : Masse volumique du fluide.

\ddot{u}_g : Accélération du sol.

P : Pression sur l'écran.

α : Coefficient de l'intensité sismique en direction horizontale, sur le site.

γ_w : Poids volumique de l'eau.

H : Profondeur de l'eau.

k : Module de compressibilité de l'eau.

T : Période du mouvement de l'écran, supposé harmonique.

T_0 : Période propre du réservoir.

C : Célérité des ondes de compression dans l'eau ($C \cong 1440 \text{ m/s}$).

K : est le module d'incompressibilité du fluide et

ε : est le tenseur des déformations dont la trace est la divergence du champ des déplacements

u_ℓ : des particules du fluide

$S\ddot{P}$: représentent les effets combiné de compressibilité de l'eau et des ondes gravitaires de surface (dans le cas d'un fluide incompressible ce terme devient nul si les ondes de surfaces dont l'effet est en général peu important son ignorées).

$D\dot{P}$: représente les forces d'amortissement associées à la dissipation d'énergie par atténuation des ondes à la limite de rayonnement

HP : Ces forces caractérisent les effets de déplacement du front d'ondes de pressions à partir de l'interface.

$\rho Q^T \ddot{U}$: Les forces transmises au réservoir par le biais des accélérations des nœuds du parement amont du barrage.

u_n : la composante du champ des déplacements du sol dans la direction

n : Avec hypothèse d'élasticité linéaire, dans le cas uni-axial, la pression est liée à la

ε_n : déformation normale

E_n : module Young axial

M_F : masse fluide

T : symbole de transposition de matrice,

n : la normale à la frontière Γ considérée,

Ω : domaine fluide,

∇ : opérateur gradient,

g : accélération de la pesanteur

C : célérité des ondes sonores dans l'eau.

INTRODUCTION GÉNÉRALE :

Les barrages représentent des systèmes constructifs complexes, vu leurs dimensions, l'importance de leur caractère économique et stratégique. L'augmentation de la demande d'approvisionnement en eau, d'irrigation et d'énergie hydroélectrique propre, donne un intérêt important à la construction de nouveaux barrages. La construction de ces ouvrages en zone sismique, constitue un danger potentiel permanent pour les populations avoisinantes, et une préoccupation importante pour les gouvernements. En conséquence, il est important, voir nécessaire de développer des méthodologies d'approche indispensables pour leur étude dynamique, en vue de l'évaluation de leur performance et de leur sécurité sous l'action sismique. Les barrages, comme toute autre structure, présentent une certaine interaction sismique fluide-structure avec le réservoir d'eau de stockage, ainsi que l'interaction sol -structure.

Du point de vue analyse, les barrages diffèrent d'autres classes de structures dans un important sens :

une procédure d'analyse complète doit considérer les effets du réservoir d'eau sur les propriétés et réponses dynamiques du barrage. Les mouvements du terrain et les déformations de la face amont du barrage, engendrent des ondes de pression dans le réservoir, qui contribuent en retour, aux déformations de la structure, et influencent ainsi la répartition du champ de pression sur le parement amont. Pour tenir compte de ce cycle fermé de cause et effet, la formulation du problème doit reconnaître l'interaction dynamique entre le barrage et l'eau.

L'étude du phénomène d'interaction dynamique fluide-structure constitue un domaine de recherche vaste et actif. En particulier, dans les études de cas des barrages poids en béton sous sollicitations sismiques.

Le travail présent dans ce mémoire a pour objet d'étudier l'effet de l'interaction dynamique fluide-structure sur la réponse dynamique des barrage-poids en béton. Le barrage poids en béton de l'Oued Fodda, situé à Chlef, en Algérie, est choisi dans cette étude numérique. À cette fin, une discrétisation par éléments finis en trois dimensions (3D) est utilisée pour modéliser le système d'interaction barrage-réservoir à l'aide du code d'éléments finis ANSYS. La pression hydrodynamique de l'eau du réservoir est modélisée à l'aide d'éléments finis fluides à trois dimensions basés sur l'approche lagrangienne. Dans l'analyse non linéaire, le modèle Drucker-Prager est utilisé pour le béton du barrage.

Le présent mémoire est organisé en quatre chapitres, une introduction et une conclusion générale.

Dans le premier chapitre, on commence tout d'abord par une définition de sismologie. Le deuxième chapitre présente des généralités sur tous les types de barrage et on s'attardera sur les barrages en béton. Les différentes méthodes d'interaction fluide-structure ont été exposée au troisième chapitre.

Dans le dernier chapitre, des simulations ont été réalisés sur le système barrage-réservoir (barrage poids d'Oued Fodda) par le code de calcul ANSYS, les différents résultats obtenus ont été ensuite interprétés.

Chapitre I

Sismologie

I.1. Introduction:

Compte tenu, des lois de comportement classiques, on sait que lorsqu'un matériau rigide est soumis à des contraintes de cisaillement, il subit d'abord une déformation de manière élastique, puis lorsqu'il aura atteint sa limite d'élasticité, il passe à la rupture, en libérant de façon instantanée toute l'énergie qu'il a accumulée durant la déformation élastique.

Ce processus peut avoir lieu dans la lithosphère (écorce terrestre) qui est soumise en permanence à des contraintes causées le plus souvent par le mouvement des plaques tectoniques : choc inter- plaques ou « craquements » intra- plaques.

Sous ces conditions, lorsqu'en certains endroits de la lithosphère, la limite d'élasticité est atteinte, il se produit une ou des ruptures d'équilibres sous la contrainte du mouvement.

La libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches de l'écorce se produira le long des failles donnant lieu ainsi à des séismes de plus ou moins grandes magnitudes.

A cause des forces de frottement entre les parois d'une faille, les déplacements le long de cette faille ne sont pas continus et uniformes, mais se font par intermittence dégageant à chaque fois un séisme.

I.2. Définition :

La sismologie est la science des tremblements de terre qui consiste à détecter et à analyser les vibrations naturelles du sol et par extension, les signaux sismiques générés artificiellement, elle a contribué de manière vitale à la prévision des tremblements de terre, et à la compréhension de la tectonique des plaques. Les tremblements de terre font partie des cataclysmes naturels qui ont toujours exercé une grande fascination sur l'humanité.

Notre connaissance actuelle des phénomènes est telle que s'il n'est pas possible de prédire l'instant où un séisme se produira en un lieu donné, il est possible d'identifier les zones à haut risque sismique, et d'y construire en conséquence. Pour cela il faut comprendre le mécanisme par un certain nombre de grandeurs directement utilisable par l'ingénieur.

I.3. Rappel de la tectonique des plaques :

L'observation de la carte du monde donnant la localisation des séismes ressentis (fig.I.1), montre que ceux-ci sont en majeure partie, concentrés le long de lignes relativement bien définies. D'une année à l'autre, les épicentres des séismes restent localisés le long des mêmes lignes, indiquant que ceux-ci ne sont pas distribués erratiquement à la surface de la terre, mais ils sont liés à la structure du globe. Il est actuellement admis que la tectonique des plaques, permet de rendre compte correctement de ce phénomène.

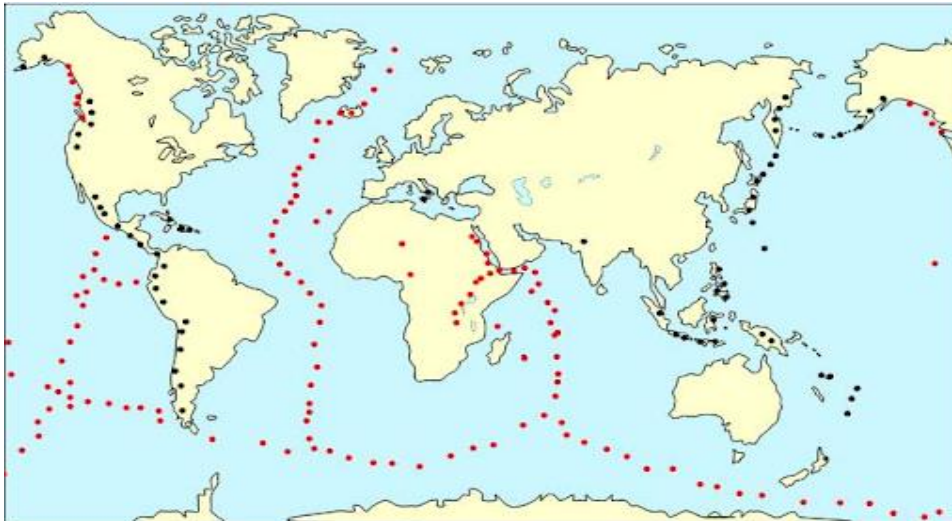


Figure I.1 : Localisation des épicentres de séismes recensé

I.3.1 Tectonique des plaques et répartition de la sismicité :

La surface de la terre est constituée d'une douzaine de plaques tectoniques, de forme irrégulière et d'environ 100 km d'épaisseur. Il existe trois types de mouvements entre plaques : certaines s'écartent, d'autres convergent et enfin d'autres coulissent horizontalement. La plupart des séismes se produisent aux limites de ces plaques. Moins de 10% des séismes surviennent à l'intérieur même des plaques.

Les déplacements des plaques s'accommodent à l'intérieur de la lithosphère (manteau supérieur solide) par des mouvements le long des plans de failles.

Tandis que les plaques se déplacent régulièrement, de quelques millimètres à quelques centimètres par an, les failles restent bloquées durant de longues périodes, puis elles glissent brutalement rattrapant ainsi le retard accumulé et engendrant alors un séisme.

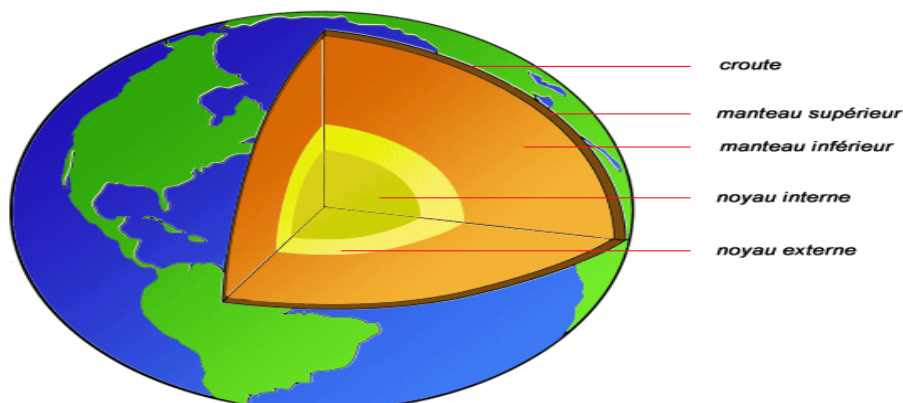


Figure I.2 : Les différentes couches de la terre

Les séismes, dans leur quasi-totalité, sont dus aux mouvements de ces plaques rigides à la surface de l'asthénosphère sous l'influence des courants de convection. Il existe donc des zones de divergence (dorsale ou rift), des zones de convergence (l'une des plaques disparaît sous l'autre dans une zone de subduction) qui sont à l'origine d'un grand nombre de séismes, et des zones de coulissement le long des failles (figI.3).

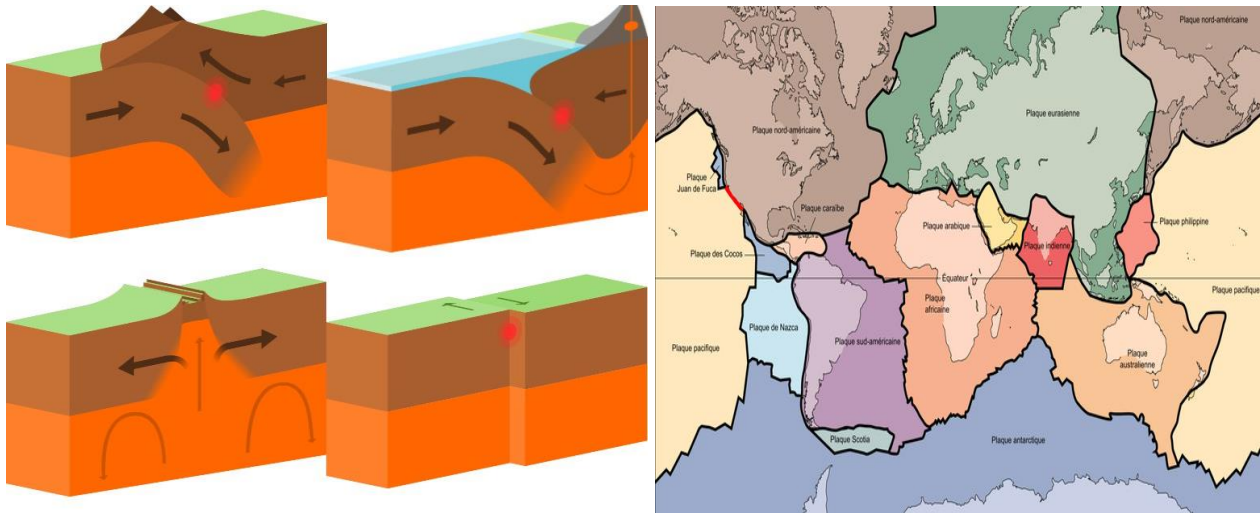


Figure I.3 : Tectonique des plaques

I.4 Causes des séismes :

A partir, des lois de comportement classiques, on sait que lorsqu'un matériau rigide subit des contraintes de cisaillement, il commence d'abord à déformer de manière élastique, puis lorsqu'il aura atteint sa limite d'élasticité, il passe à la rupture, en libérant de façon instantanée toute l'énergie qui a accumulé durant la déformation élastique. Ceci peut se passer dans la lithosphère (écorce terrestre) qui est soumise à des contraintes causées le plus souvent par le mouvement des plaques tectoniques : choc inter plaque ou « craquements » intra plaque.

Sous ces conditions, lorsqu'en certains endroits de la lithosphère, la limite d'élasticité est atteinte, il se produit une ou des ruptures d'équilibres sous la contrainte de l'ébranlement.

La libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches de l'écorce sera dégagée le long des failles donnant lieu ainsi à des séismes plus ou moins destructeurs.

A cause des forces de friction entre les parois d'une faille, les déplacements le long de cette faille ne se font pas de manière continue et uniforme, mais par coups successifs dégageant à chaque fois un séisme.

I.5. Faille :

En géologie, c'est une ligne de cassure le long de laquelle un compartiment de roche, ou une section de la croûte terrestre, a été déplacé par rapport au compartiment voisin. Le mouvement responsable de cette dislocation peut être vertical ou horizontale, ou les deux à la fois (fig.I.4).

Lorsque le mouvement d'une faille est soudain et abrupt, il peut générer un grave séisme et même fissure de la surface de la terre créant une forme de relief nommé escarpement de faille.

La faille de San Andréas(fig.I.5), grande cassure de l'écorce terrestre située dans l'ouest des États-Unis. La faille traverse la Californie sur environ 970km, du golfe de Californie au sud-est jusqu'à Point Aréna au nord-ouest, sur la côte septentrionale californienne. Cette zone marque la séparation entre les plaques tectoniques de l'Amérique du Nord et du Pacifique. Des séismes se produisent le long de cette faille lorsque les contraintes accumulées dans les profondeurs de la terre se relâchent brusquement en faisant coulisser les compartiments situés de part et d'autre de la cassure.

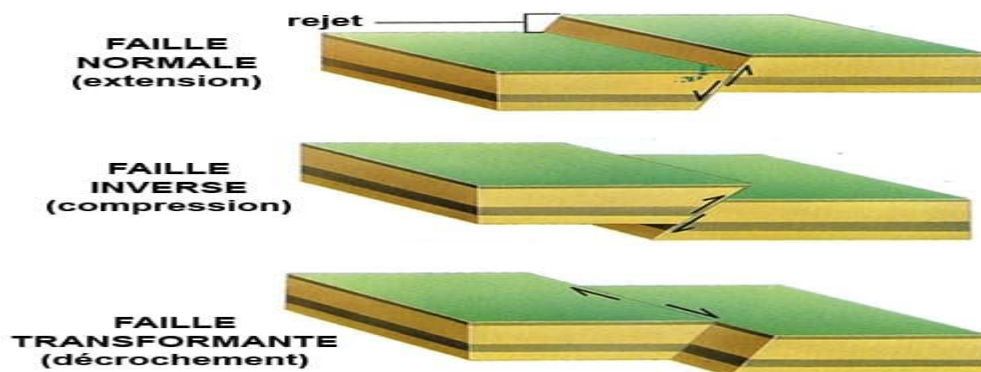


Figure I.4 : Types des failles

I.5.1. Faille normale : Produite par des forces de distension, elle se forme lorsque deux blocs de l'écorce terrestre s'écartent l'un de l'autre (fig.I.4).

I.5.2. Faille transcurrente (ou de décrochement) : Se forme lorsque deux blocs de l'écorce terrestre glissent l'un contre l'autre selon un mouvement principalement horizontal (fig.I.4).



Figure I.5 : Faille de San Andréas (Etat – Unis), faille de décrochement

I.5.3. Faille inverse : Elle est produite par des forces qui compriment la croûte terrestre, se forme lorsque deux blocs de l'écorce terrestre subissent tous deux une compression et que l'un des blocs chevauche l'autre (fig.I.4).

I.6. Caractéristiques des vibrations aléatoires générées par un séisme :

1.6.1 Direction :

Le mouvement présente simultanément des composantes verticales et horizontales qui sont indépendantes.

1.6.2 Durée :

Elle est généralement comprise entre 15 et 30 s. (pour un séisme intense elle peut être de 60 à 120 s).

1.6.3 Fréquence :

Le mouvement aléatoire à bande large présente une énergie prépondérante entre 1 et 35 Hz, et provoque les effets les plus destructifs entre 1 et 10 Hz.

1.6.4 Niveau d'accélération :

Il n'y a pas de corrélation entre les ondes observées dans les deux directions : à un instant donné il y a indépendance des amplitudes et des fréquences.

L'accélération du sol observée pour la direction horizontale est généralement inférieure à 0,5 g (exceptionnellement supérieure à 1 g, soit 10 m/s^2)

L'accélération dans la direction verticale a une amplitude plus faible. L'observation montre que le rapport entre les amplitudes maximales verticales et horizontales est de l'ordre de $2/3$ (pour les fréquences supérieures à 3,5 Hz).

I.7. Caractéristiques d'un séisme :

L'intensité, la magnitude ou les accélérations maximales du sol, ne sont pas suffisantes pour estimer les risques pour une structure en béton par exemple. En effet, l'estimation de la réponse d'une structure nécessite une connaissance plus précise du mouvement du sol en ce qui concerne la durée et le contenu fréquentiel.

Deux méthodes permettent de caractériser le mouvement du sol :

- **l'accélérogramme** : $g = f(t)$;
- **le spectre de réponse** : qui caractérise les effets que produit le séisme sur une structure élémentaire (système mécanique linéaire du 1er ordre).

I.7.1 L'accélérogramme :

L'accélérogramme représente l'évolution en fonction du temps de l'accélération du sol. Ce type d'information, donné par les sismographes selon les 3 directions de l'espace, convient pour estimer le risque sismique encouru par un ouvrage hydraulique ou de génie civil, lorsqu'il s'agit d'en prouver la tenue par essais ou par calcul. L'accélérogramme est la seule information utilisable dans le cas où l'on s'intéresse à la chronologie de la réponse d'une structure à l'excitation sismique. Ceci est le cas lorsque l'on doit connaître l'évolution du déplacement relatif de différents constituants d'un équipement au cours du temps.

I.7.2. Le spectre de réponse :

Le spectre de réponse permet de caractériser un séisme par l'effet qu'il produit sur un équipement. Pour cela, on calcule l'effet de l'accélérogramme (de l'onde sismique) sur un équipement normalisé, c'est-à-dire un système mécanique, linéaire du premier ordre ; ceci pour différentes valeurs de la fréquence de résonance et de l'amortissement.

Un système du premier ordre se caractérise par : une masse M , une élasticité K et un amortissement λ

Sa fréquence de résonance est :

$$F_r = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{M}}$$

La réponse maximale de ce système à l'onde sismique (accélération maximale prise par la masse) donne un point du spectre de réponse.

I.8. Classification des séismes :

Au jour d'aujourd'hui, on distingue trois catégories de séismes en fonction de leur origine : tectonique, volcanique ou artificielle. Les séismes tectoniques qui sont les plus fréquents et les plus dangereux ; sont différents à prévoir.

La principale cause des tremblements de terre est liée à la tectonique des plaques et aux contraintes engendrées par les mouvements d'une douzaine de plaques majeures et mineures qui constituent la croûte terrestre. La plupart des séismes tectoniques se produisent aux limites des plaques, dans les zones où une plaque glisse le long d'une autre.

Il arrive que des secousses rares mais très destructrices se produisent dans des zones réputées tectoniquement calmes. Les séismes d'origine volcanique sont toujours annonciateurs des éruptions volcaniques. Ces tremblements de terre se manifestent lorsque le magma s'accumule dans la chambre magmatique d'un volcan. Tandis que le sommet du volcan se soulève et que les flancs s'inclinent, des ruptures dans les roches comprimées sont révélées par une multitude de microséismes

Les hommes peuvent ainsi provoquer des séismes à travers de certaines activités telles que la constitution d'énormes réserves d'eau derrière des barrages, le pompage de fluides profonds, l'extraction minière ou les explosions souterraines de bombes atomiques. De faibles séismes se produisent de temps en temps lors de l'effondrement de galeries de mines abandonnées.

On peut classer les séismes en fonction de la profondeur où ils se produisent, en trois classes:

I.8.1. Les séismes superficiels :

Ils se produisent en faible profondeur, dont le foyer est relativement superficiel (moins de 100km de profondeur). Ces tremblements de terre sont rarement ressentis par les hommes et ne représentent que 5% environ de l'énergie sismique de la planète.

I.8.2. Les séismes intermédiaires :

Là se dissipent environ 15% de l'énergie sismique de la Terre. Les tremblements qui en résultent, à des profondeurs superficielles ou intermédiaires (entre 100 et 300km).

I.8.3. Les séismes profonds :

Ils se produisent à des profondeurs pouvant atteindre les 700km, le point de rupture se situant à une profondeur comprise entre 300 et 645km, soit en pratique la base de l'asthénosphère. On cite les séismes associés aux zones de subduction représentent presque la moitié des séismes destructeurs de la Terre et dissipent 75% de l'énergie sismique de la planète.

I.9. Perception du séisme :

I.9.1. Localisation des séismes :

Les séismes prennent naissance en profondeurs en un point appelé *foyer* ou *hypocentre*. Les ondes sismiques se propagent à partir de ce point jusqu'à la surface du sol, le point de la surface du sol situé à la verticale du foyer est son épicentre. La distance entre ce point et l'endroit d'enregistrement de l'accélérogramme est appelée distance épacentrale.

La détermination de ces positions est un problème complexe et donne des résultats plus au moins précis car la libération de l'énergie n'est pas un événement ni ponctuel, ni instantané.

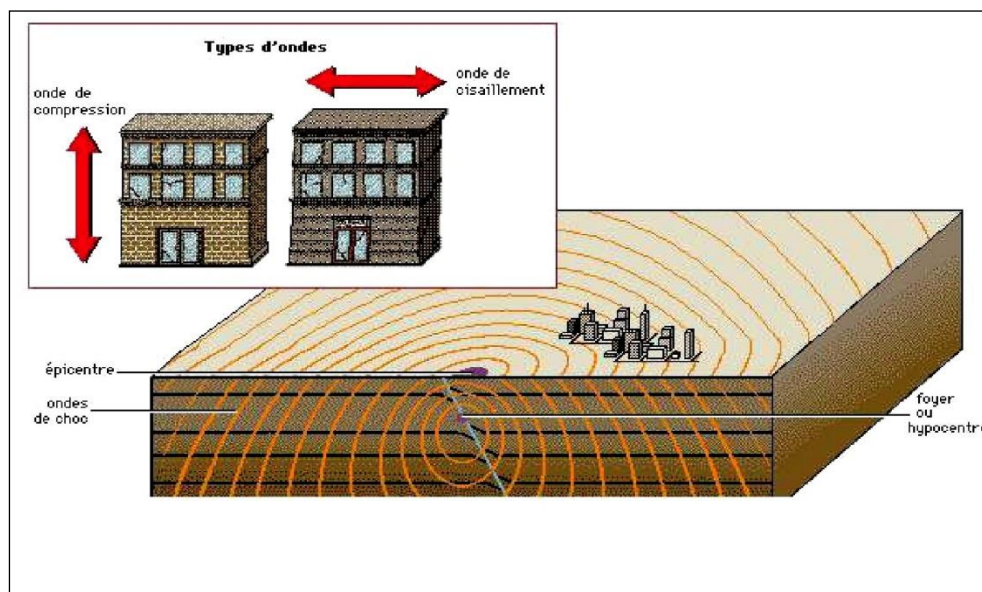


Figure I.6 : Localisation des séismes

I.9.2. Ondes sismiques :

Un tremblement de terre correspond à une vibration transitoire du sol provoquée par les ondes sismiques émises lors d'un déplacement de sol (rupture) le long d'une faille active, à partir du foyer. La rupture cesse de se propager lorsque l'énergie potentielle de déformation est épuisée. Dans une région éprouvée par un grand séisme, vont se succéder pendant un certain temps des séismes plus petits, *les répliques*. Ces répliques achèvent souvent de détruire les constructions endommagées par la secousse principale. Six sortes d'ondes de choc sont

engendrées au cours de ce processus. Deux sont classées comme ondes de volume -c'est-à-dire qu'elles se propagent à l'intérieur de la terre -et les quatre autres sont des ondes de surface.

On peut distinguer les principaux types d'ondes :

I.9.2.1. Ondes de volume :

Elles prennent naissance dans le foyer et se propagent à l'intérieure de la terre sous deux formes :

- **Ondes P** : ondes primaires ou ondes longitudinales, Ce type d'ondes font osciller les ouvrages d'avant en arrière dans la même direction que leur propagation, elles induit donc, un mouvement vertical dans les ouvrages ce mouvement sera d'autant plus important que l'ouvrage se trouve à proximité de l'épicentre ; elles se propagent dans la croûte terrestre avec une vitesse de 6 à 8km/set s'accompagnent d'un changement de volume (compression et dilatation alternées).
- **Ondes S** : ondes secondaires ou ondes de cisaillement, elles se propagent dans la croûte terrestre, avec une vitesse d'environ 3 à 5km/s et s'accompagnent d'une distorsion dans le plan perpendiculaire à la direction de propagation, provoquant un cisaillement sans changement de volume. C'est bien ce type d'ondes qui produit un mouvement horizontal dans les ouvrages

On peut calculer la vitesse de propagation de ces ondes à partir des caractéristiques du sol

ρ : Densité du milieu [Ns^2/m^4] ;

E : Module d'élasticité dynamique [N/m^2] ;

G : Module de cisaillement dynamique [N/m^2] ;

λ : Constante de Lamé ;

ν : Coefficient de Poisson ;

$$\text{On a : } \lambda = \frac{\nu E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \quad \text{et : } G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Dans la théorie de l'élasticité : $E = \frac{\sigma}{\varepsilon}$

σ : contrainte normale dans une direction ;

$\varepsilon_L, \varepsilon$: déformations dans la même et dans la direction perpendiculaire ;

Les vitesses des ondes sont données par les formules suivantes :

- Pour les ondes P (m/s) : $V_P = \sqrt{\frac{\lambda+2G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1-2\nu)(1+\nu)}}$
- Pour les ondes S : $V = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \frac{E}{2\rho(1+\nu)}$

La connaissance de la vitesse des ondes V_S est donc indispensable pour la détermination des caractéristiques dynamiques des sols (E, G, et ν) nécessaires à la prise en compte de

l'interaction sol - structure : $G = \rho V_S^2$ $X + 2G = \rho V_P^2$

Les ondes P se propagent toujours à plus grande vitesse que les ondes S ; ainsi, quand un tremblement de terre se produit, les ondes P sont les premières à se manifester et à être enregistrées dans les observatoires sismologiques du monde entier

I.9.2.2. Ondes de surface :

Les ondes de volume qui arrivent à la surface de la terre donnant naissance à des ondes de surface ne concernant le sol que sur une profondeur extrêmement faible; les ondes de surface les plus importantes sont les suivantes :

- **Ondes de Rayleigh** : ce sont des ondes pour lesquelles les points du sol décrivent des ellipses dans le plan vertical et dans le sens rétrograde. ce mouvement entraîne des compressions ou des tractions, ainsi que des cisaillements dans le sol.
- **Ondes de Love** : ce sont des ondes pour lesquelles les points du sol se déplacent dans un plan tangent à la surface et perpendiculairement à la propagation. Leur mouvement n'engendre que des contraintes de cisaillement.

Le problème de propagation des ondes n'est pas complètement maîtrisé à ce jour. Il permet d'apprécier les conséquences du mouvement sismique au voisinage de la surface concernant le choix du site ; le comportement du sol de fondations (glissements, tassements, liquéfaction), et l'étude de l'interaction sol – structure.

Lorsqu'une onde heurte une surface de discontinuité séparant deux milieux, il se produit des phénomènes de réflexion et de réfraction semblable à ceux rencontrés en optique.

De plus, il se produit des changements d'ondes, une onde incidente donnant en générale naissance à des ondes longitudinales P et à des ondes de cisaillement S, éventuellement à des ondes de surface.

Quand les ondes P et S atteignent la surface du sol, la plus grande part de l'énergie qu'elles transportent est réfléchi vers l'intérieure de la croûte terrestre de telle sorte que la surface est affectée presque simultanément par les ondes montantes et descendantes.

C'est pour cela qu'il se produit une amplification considérable des secousses près de la surface ; amplification d'autant plus importante que le sol est de mauvaise qualité (Alluvions).

I.9.3. Notions d'Intensité et de Magnitude :

La question qui se pose est de savoir comment comparer les sévérités respectives des divers tremblements de terre. Vers la fin du *XIX^e* siècle, les sismologues ont cherché à décrire les séismes en définissant des caractéristiques physiques chiffrables applicables à tous les

Tremblements de terres

I.9.3.1. Intensité macrosismique :

Déterminée suivant les réactions humaines et les conséquences dommageables ou non sur les constructions et sur l'environnement en un endroit donné. Elle est donc variable d'un lieu à l'autre, maximale dans les régions de l'épicentre, elle décroît régulièrement sauf singularité, au fur et à mesure que l'on s'éloigne de ce point.

Une décroissance rapide sera l'indice d'un foyer proche de la surface.

Elle est évaluée en comparant les effets constatés avec ceux décrits dans les échelles macrosismiques.

Une échelle d'intensité (I à XII) de Mercallia été adaptée internationalement sous le nom d'échelle macrosismique internationale d'intensité, en 1964 une échelle à été proposé :

l'échelleMSK, elle tient mieux compte des indicateurs qui peuvent être rassemblés lors des enquêtes sismiques. Une autre échelle, à été adoptée en 1992, c'est l'échelle EMS(échelle macrosismique européenne, fig.I.10) se fonde sur les effets du séisme ressenties à la surface.

I.9.3.2. La Magnitude :

Cette notion a été introduite en 1935 par le sismologue Américain Richter. Elle caractérise l'énergie libérée par la rupture de la faille au point de déclenchement du tremblement de terre ou foyer (dans la zone épacentrale). Contrairement à l'intensité qui apparaît comme limitée supérieurement par définition au degré XII (Tab.1.10), la magnitude peut atteindre théoriquement n'importe quelle valeur. La magnitude locale d'un séismeest définie par :

$$M = \log_{10} \frac{A}{A_0}$$

A : amplitude maximale mesurée en mm sur l'enregistrement d'un sismographe horizontal Wood – Anderson à une distance donnée ;

A₀ : amplitude de référence qui correspond à la magnitude 0 ;

Il existe une corrélation entre la magnitude et l'énergie libérée au foyer : $\text{Log}_{10} E = 1.5M - 1.6$

ECHELLE D'INTENSITE DE MERCALLI		MAGNITUDE A L'ÉCHELLE RICHTER
I	Séisme perçu uniquement par quelques personnes dans des circonstances particulières; détecté seulement par des instruments très sensibles.	2
II	Perçu par quelques personnes au repos et se trouvant aux étages supérieurs; balancement d'objets suspendus.	3
III	Perçu principalement par des personnes à l'intérieur des édifices. Les automobiles stationnées peuvent bouger.	
IV	Perçu par la plupart des gens à l'intérieur des édifices et par certains à l'extérieur; suffisant pour réveiller certaines personnes. Bruits de vaisselle, fenêtres et portes.	4
V	Perçu par presque tout le monde; plusieurs personnes sont réveillées. Bris de vaisselle et de fenêtres; les objets instables sont renversés.	5
VI	Perçu par tout le monde; plusieurs personnes sont effrayées et courent à l'extérieur; quelques meubles sont déplacés; quelques morceaux de plâtre tombent et quelques dommages aux cheminées. Dommages légers.	
VII	La plupart des gens paniquent et courent à l'extérieur; dommages mineurs aux constructions conçues pour les zones sismiques, de minimes à moyennes chez les bonnes constructions ordinaires, importants chez les mauvaises constructions. Meubles renversés.	6
VIII	Dommages légers aux constructions conçues pour les zones sismiques, importants chez les bonnes constructions ordinaires avec des effondrements possibles, catastrophiques chez les mauvaises constructions.	7
IX	Dommages considérables aux constructions conçues pour les zones sismiques. Edifices déplacés sur leurs fondations. Fissuration du sol. Bris des canalisations souterraines.	8
X	Quelques bonnes constructions en bois et la plupart des constructions en maçonnerie sont détruites. Sol fortement fissuré. Plusieurs glissements de terrain se produisent	9
XI	Très peu de constructions en maçonnerie restent debout, rails tordus; ponts détruits. Grandes fissures dans le sol.	
XII	Destruction quasi totale. Ondulations visibles à la surface du sol. Objets projetés dans les airs.	

Tableau I.1 : Echelle d'intensité et de magnitude

I.9.3.3 Rapport intensité/ magnitude :

Théoriquement il n'existe pas des relations entre l'intensité et la magnitude ; en effet l'intensité dépend de la distance du lieu considéré au foyer du séisme, de la nature du sol, du type de fondations utilisées, du type de construction et de la durée du séisme. Cependant une correspondance approximative est proposée par les sismologues.

I.10 Calcul Sismique des Structures :

Pour le calcul sismique des structures l'ingénieur peut recourir à l'une des trois méthodes suivantes (RPA99) :

- **La méthode statique équivalente** qui est fréquemment utilisée si ses conditions d'application telles que décrites dans le RPA99 sont satisfaites. C'est une méthode d'usage relativement simple et qui a la sanction de plusieurs décennies d'expérience.
- **Les méthodes dynamiques** qui comprennent :
 - **La méthode modale spectrale** qui consiste à appliquer un spectre de réponse réglementaire à une structure donnée après avoir déterminé ses valeurs et formes propres. Celle-ci est en général la méthode la plus utilisée lorsque la méthode statique équivalente n'est pas applicable mais elle a l'inconvénient de ne pas pouvoir indiquer le temps pour lequel a eu lieu soit la réponse maximale soit une réponse donnée. De plus cette technique, nécessite des combinaisons modales et directionnelles pas toujours évidentes.
 - **Les méthodes d'intégration** pas à pas des équations de mouvement et qui font elles aussi appel à un accélérogramme.
 - **La méthode de superposition modale** qui utilise un accélérogramme tout en nécessitant un calcul modal.

I.11. Risque sismique :

1.11.1. Effets et conséquences des séismes

Les tremblements de terre engendrent assez souvent destructions d'habitations, des édifices publics, des ponts, des barrages ou déclenchent de glissements de terrains catastrophiques

- **Liquéfaction :**

Les mouvements sismiques excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure.

•Tassements des sols :

Perdre toute cohérence et se comporter comme des fluides non newtoniens. Des constructions reposant sur ce type de matériaux ont été littéralement avalés(le cas du séisme de Chlef 1980).

• Les raz de marée :

En cas de secousses sous-marines, les rivages peuvent être affectés par un autre risque : la formation de raz-de-marée ; ceux-ci sont provoqués par l'onde de choc qui se propage à la surface des eaux marines. De véritables murs d'eau (appelés aussi Tsunami) sont projetés le long des côtes avec une telle violence que des villes entières peuvent être détruites.

I.11 .2Périodes de retour et évaluation du risque:

Pour évaluer le risque sismique associé à un site donné, il est nécessaire de connaître non seulement les caractéristiques des tremblements des sols solides qui sont possibles pour le site mais aussi la fréquence avec laquelle ces évènements sont prévisibles. Il est fréquent d'exprimer ceci par la période de retour d'un tremblement de terre d'une magnitude donnée, qui est l'intervalle de la récurrence moyenne pour des tremblements de terre de magnitude égale ou plus large.

Les grands tremblements de terre se manifestent moins fréquemment que les petits. Les petits séismes se produisent plus fréquemment que les grands, néanmoins, ils peuvent générer des pics d'accélération du sol de magnitude similaires, mais sur une surface plus petite.

La quantification du risque sismique dans un site est donc de déterminer la probabilité d'occurrence d'une secousse tellurique comme étant le résultat de la combinaison des effets des séismes modérés fréquents survenus près du site et des séismes majeurs non fréquents ayant lieu à de grandes distances du site.

I.12 Classification des zones sismiques en Algérie :

L'évaluation du risque sismique par zone, c'est à dire le découpage du territoire en (zones sismicité), à l'intérieur desquelles l'aléa sismique peut être considéré comme uniforme, constitue une base essentielle pour la définition de règles régissant les constructions résistantes aux séismes. Le zonage sismique consiste à classer les régions, suivant le niveau de l'aléa. Un grand nombre de pays adoptent la représentation suivante :

1. Zone 0 :Sismiciténégligeable.
2. Zone 1 :Sismicitéfaible.

- 3. Zone 2 « a » et « b » : Sismicité moyenne.
- 4. Zone 3 : Sismicité élevée.

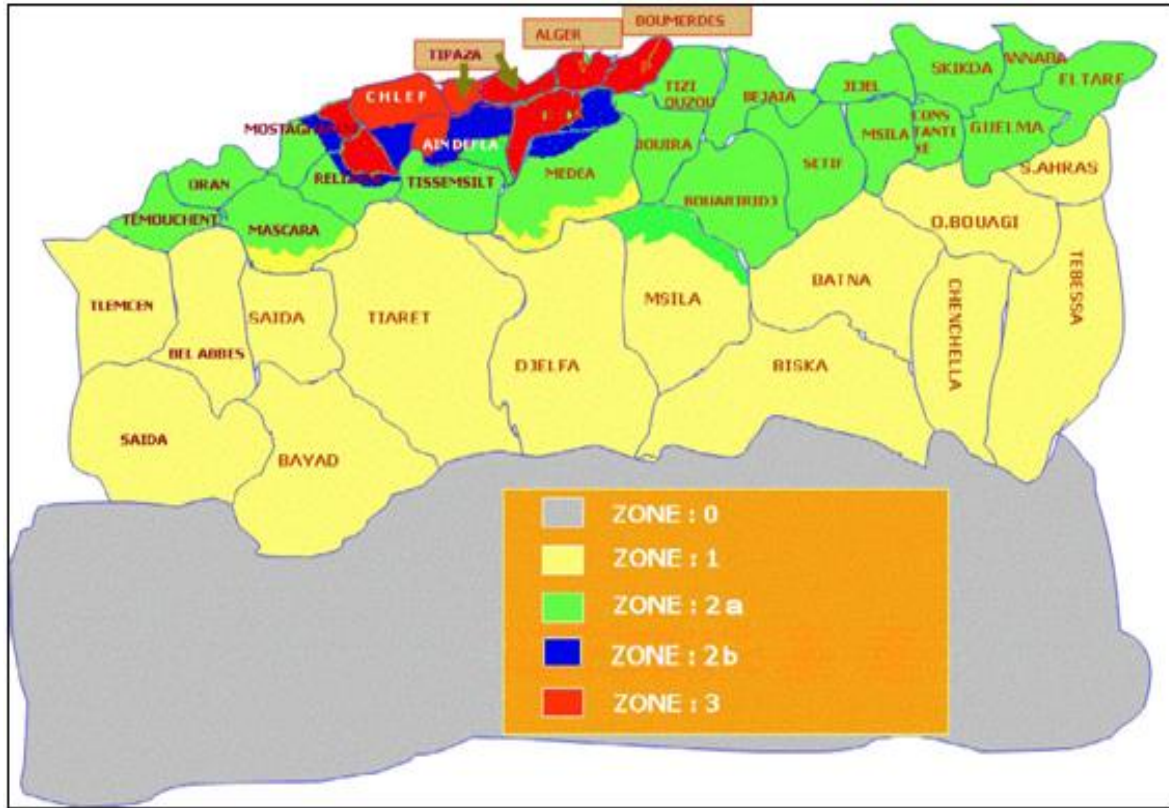


Figure I.7 : Zonage du territoire National

Groupe	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance
1A	0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrages d'importance vitale : Sécurité – Hôpitaux
1B	0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrages de grande importance: Scolaire et Culte
2	0.10	0.15	0.20	0.25	Ouvrages courants : Habitations- Bureaux
3	0.07	0.10	0.14	0.18	Ouvrages de faible importance: Hangars

Tableau I.2 : Coefficient d'accélération

I.13. La sismicité du passé :

La connaissance de la sismicité historique permet de répéter et d'évaluer les zones et les régions à risque et l'effet des mouvements du sol sur les personnes et les biens. Cependant, ce ci doit être affiné par l'étude des failles actives. En effet, à partir de ces données historiques, on peut déterminer la fréquence, la période des événements sismiques.

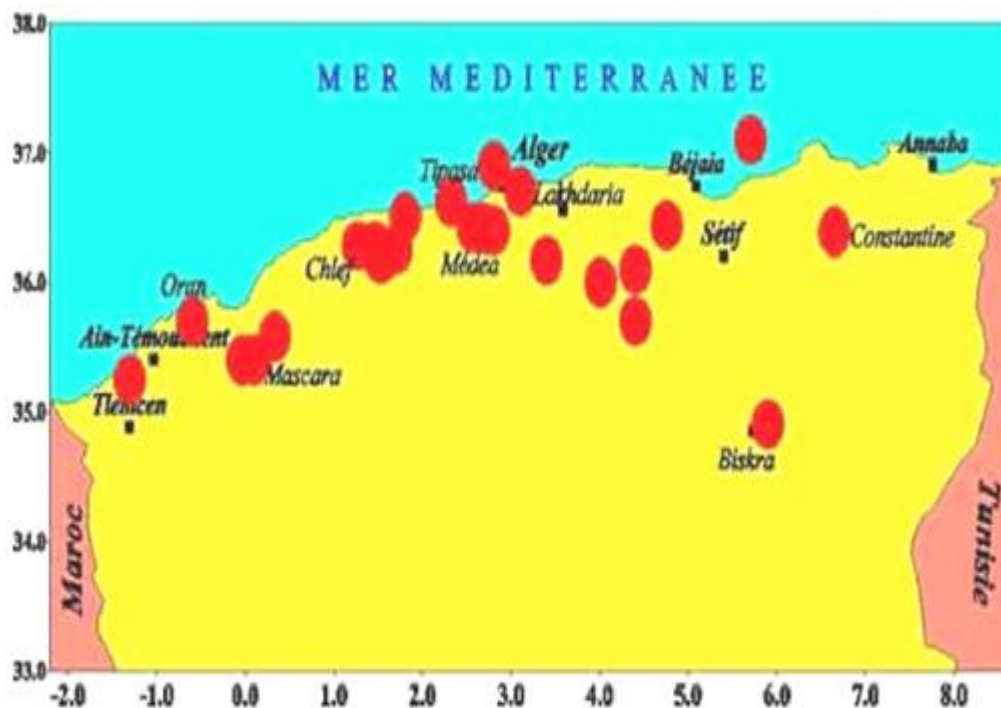


Figure I.8 : Les séismes majeurs en ALGERIE .

I.14. Conclusion :

Ce chapitre a pour but de clarifier au lecteur comment se produire un séisme, et quels sont les risques de celui-ci sur un ouvrage, ainsi que l'importance de la micro-zonation des zones sujettes à des séismes d'importance moyenne à grande afin de parvenir à une démarche cohérente pour la conception, le calcul et la réalisation de constructions parasismiques.

Chapitre II

Généralités sur les

Barrages

II.1 INTRODUCTION:

Un barrage est un ouvrage artificiel disposé en travers d'un cours d'eau pour arrêter son écoulement, créer une retenue ou élever le niveau de l'eau en amont.

Plusieurs objectifs conduisent à la construction d'un barrage :

Concentrer la pente naturelle d'une rivière dans un site donné, rendant ainsi possible la production d'électricité à partir de l'énergie potentielle de l'eau (énergie hydroélectrique), stocker, puis amener l'eau des rivières vers des canaux et des systèmes d'irrigation, augmenter la profondeur des rivières pour la navigation, contrôler le débit de l'eau pendant les périodes de sécheresse et de crue, créer des lacs artificiels destinés aux loisirs. De nombreux barrages cumulent plusieurs de ces fonctions. La conception d'un barrage doit tenir compte des caractéristiques hydrologiques, topographiques et géologiques du milieu où il sera construit. On doit, par exemple, considérer les apports moyens en eau et leurs fluctuations saisonnières, les caractéristiques topographiques concernent essentiellement l'adaptation du barrage au relief, on doit également tenir compte des risques de séisme : des analyses rigoureuses sont effectuées sur les fondations naturelles et la cuvette à remplir, qui doivent être étanches et avoir la résistance nécessaire pour supporter le poids du barrage, ainsi que celui de l'eau. Tout défaut d'étanchéité, à l'intérieur ou sous un barrage, doit être prévenu afin d'éviter des pertes d'eau, mais surtout pour empêcher l'affouillement (érosion) de la structure elle-même. Les géologues mesurent également la profondeur à laquelle se trouve le sol rocheux de fondation, sous la couche alluviale. La forme de la vallée, la nature du sol, les matériaux à disposition sur le site déterminant le type de barrage.

II.2 DÉFINITION:

Un barrage est un ouvrage hydraulique construit à travers un cours d'eau, pour retenir l'eau. De cette façon, l'homme constitue un grand réservoir d'eau, qu'il utilise pour :

- Contrôler le débit d'un fleuve ou d'une rivière et ainsi rendre le cours d'eau navigable (en diminuant la pente naturelle),
- Irriguer les cultures,
- Alimenter la zone en eau potable,
- Lutter contre les incendies,
- L'élevage des poissons artificiels ou réservoir,
- Maîtriser les crues pour prévenir les catastrophes naturelles (inondations),
- Créer de l'électricité (on appelle un tel barrage un barrage hydroélectrique),

- L'utilisation touristique et sportive.

II.3 LES DIFFÉRENTS TYPES DE BARRAGES:

Chaque structure et matériau de construction définit le type de barrage. On distingue :

II.3.1 Barrages en béton:

- Barrage-poids,
- Barrages-voûtes,
- Barrages à contreforts

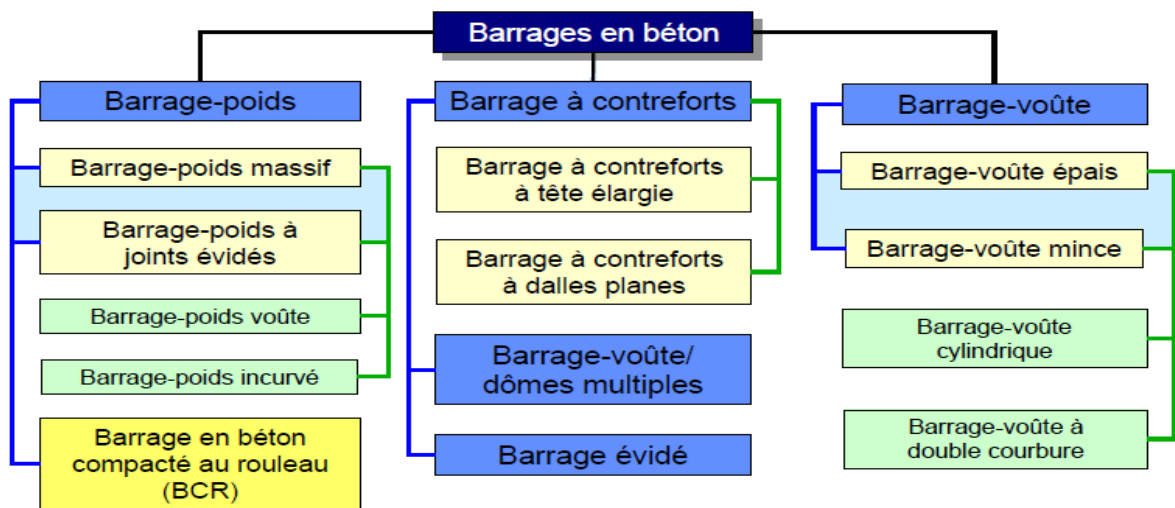


Figure II.1: Classification de barrage en béton

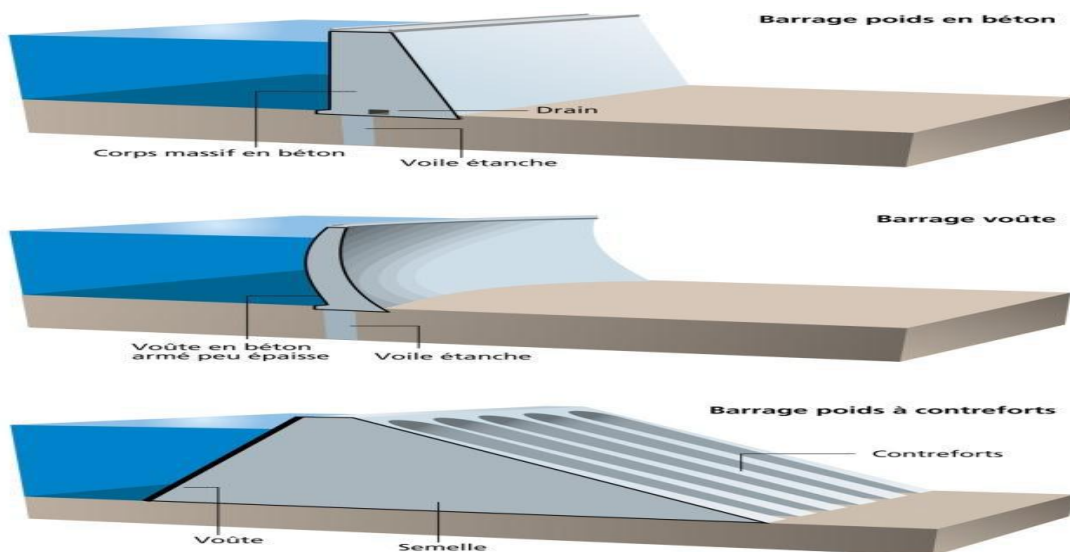


Figure II.2 : Schéma simplifié des barrages en béton

II.3.2 Barrages en remblais:

- Barrages en terre,
- Barrages en enrochement

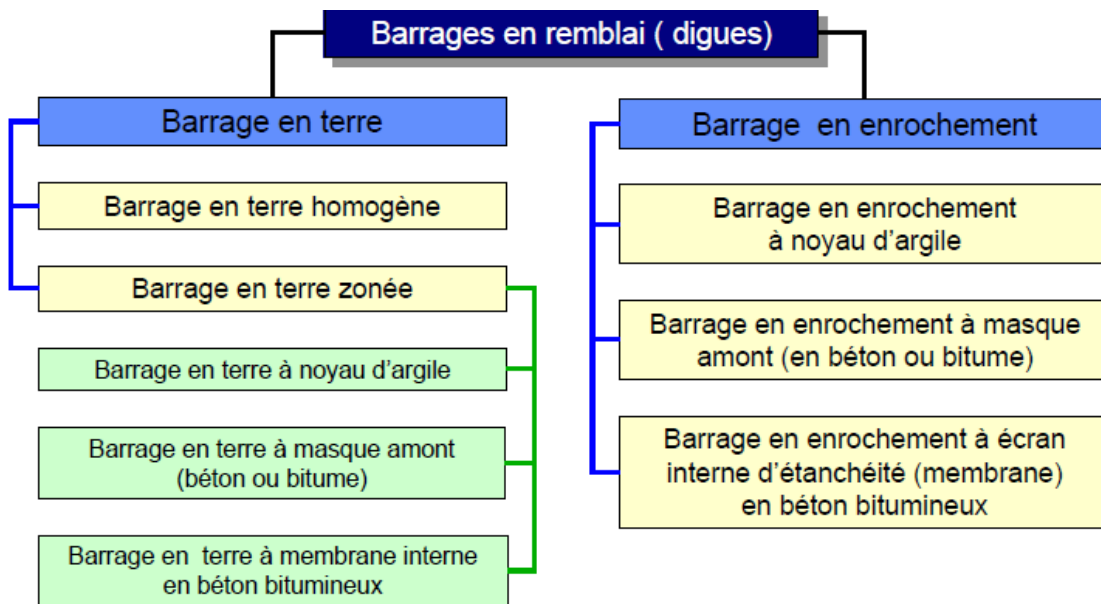


Figure II.3 : Classification de barrage en remblai

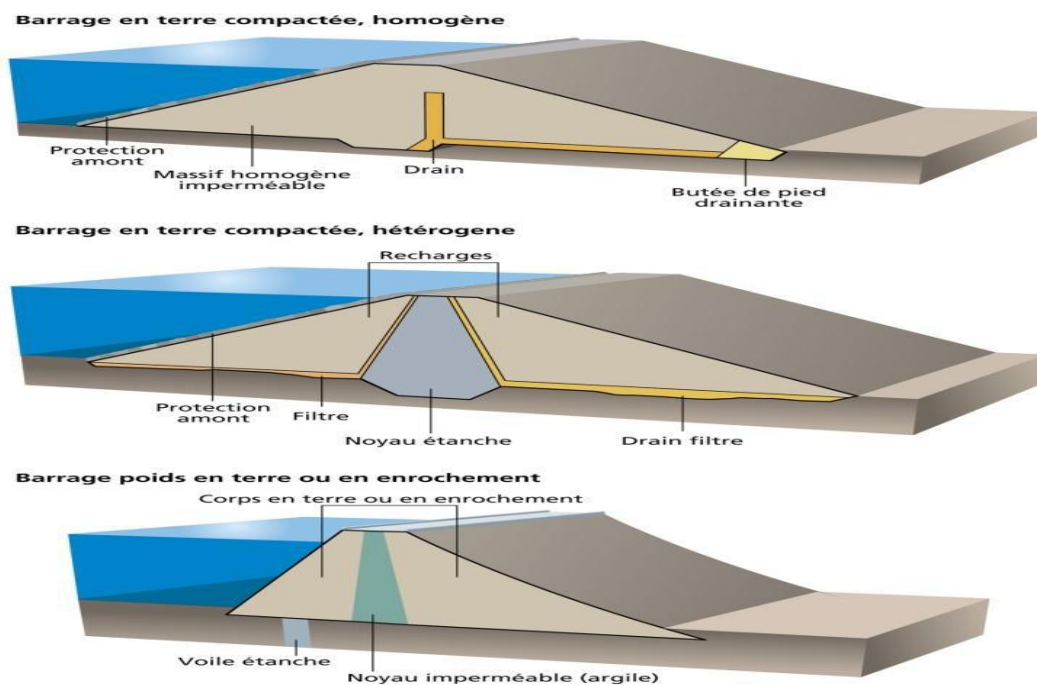


Figure II.4: Schéma simplifié des barrages en remblai

II.3.3 Barrages mobiles:

Ont une hauteur limitée, ils sont généralement édifiié en aval du cours des rivières, de préférence à l'endroit où la pente est la plus faible. On utilise généralement ce type de barrage Dans l'aménagement des estuaires et des deltas pour rendre les rivières navigables en les canalisant .



Figure II.5 : Barrage de Chatou-France

II.4 CLASSIFICATION DES BARRAGES:

Un barrage fluvial permet la régulation du débit d'une rivière ou d'un fleuve, l'irrigation des cultures, une prévention relative des catastrophes naturelles (crues, inondations), par la création délaces artificiels ou de réservoirs. Un barrage autorise aussi sous certaines conditions la production de forces motrices (moulin à eau) et d'électricité (on parle alors de barrage hydro-électrique). La classification des barrages est faite en fonction des critères suivants

II.4.1 Les matériaux de construction:

- Barrages rigides : en béton, béton compacté au rouleau (BCR), maçonneries,
- Barrages souples : en terre ou enrochement.

II.4.2 La façon à résister à la poussée de l'eau:

- Barrages à stabilité de forme (barrages voutes) : sa forme arquée horizontalement et verticalement, permet de reporter la poussée de l'eau sur les flancs de la vallée. Il doit donc s'appuyer sur une fondation rocheuse résistante.
- Barrage à stabilité de poids (barrages poids) : un barrage poids est un barrage dont la propre masse suffit à résister à la pression exercée par l'eau. Ce sont des barrages souvent relativement épais, dont la forme est généralement simple (leur section s'apparente dans la plupart des cas à un triangle rectangulaire).

II.5 CHOIX DU SITE DU BARRAGE:

Les principaux paramètres à prendre en compte dans le choix du site et du type de barrage sont les suivants:

- La topographie et les apports du bassin versant,
- La morphologie de la vallée,
- Les conditions géologiques et géotechniques,
- Le contexte météorologique et le régime des crues,
- Sismicité de la région.

II.6 CHOIX DU TYPE DE BARRAGE EN BÉTON:

Il existe quatre types principaux de barrage en béton :

II.6.1 Barrage poids:

Un barrage-poids est un ouvrage massif en maçonnerie ou en béton dont la stabilité, sous l'effet de la poussée de l'eau, est assurée par le poids propre du barrage.



Figure II.6: Le barrage-poids de Pine Flat

Le barrage-poids de Pine Flat a été édifié entre 1947 et 1954 sur la Kings River, dans le centre de la Californie (États-Unis). Long de 560 mètres pour 130 mètres de haut, il a été conçu spécialement pour contrôler les risques d'inondation, mais il sert également à la production d'énergie, à l'irrigation et à l'agrément. Il a engendré la création du lac Pine Flat qui est l'un des plus grands réservoirs de Californie.

II.6.2 Barrage voûte:

Un barrage-voûte profite de sa forme arquée en plan pour reporter une part importante de l'effort de poussée de l'eau sur les flancs de la vallée. Ceux-ci reçoivent une force concentrée et donc subissent des contraintes importantes, ce qui exige un rocher de fondation excellent au plan mécanique.

Les barrages-voûtes sont, par rapport aux barrage-poids, très économes en béton. Cela représente couramment un gain de 50% de matière. La finesse de la structure impose par conséquent à la fondation des gradients hydrauliques très élevés, ce qui renforce encore la nécessité d'avoir une fondation d'excellente qualité.



Figure II.7 : Barrage de Sainte Croix

II.6.3 Barrage à contreforts ou multi-voûtes:

Il est constitué :

- d'une série de murs parallèles, généralement de forme triangulaire, plus ou moins épais et plus ou moins espacés (les contreforts);
- D'une bouchure entre les contreforts transmettant à ceux ci la poussée de l'eau. Il est bien adapté aux vallées larges avec une fondation rocheuse de bonne qualité.

Dans des vallées plus larges où le barrage-poids supposerait des volumes de béton trop importants et où le barrage voûte ne serait pas réalisable, nous pensons à construire des barrages à contreforts, par ailleurs beaucoup moins sensibles aux sous-pressions que le barrage-poids, mais plus fragiles.

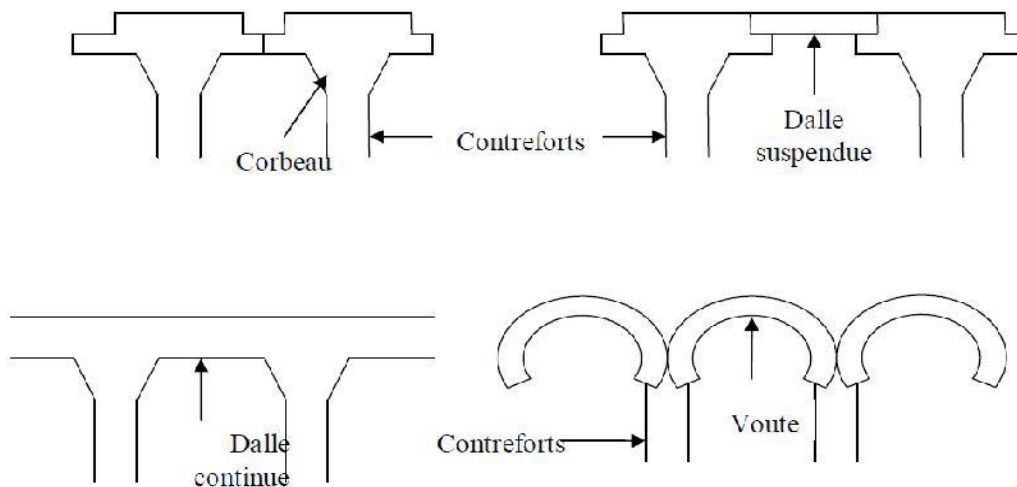


Figure II.8 : c

Dans ce type d'ouvrages, l'étanchéité est assurée par le voile en béton arme situé en amont et la stabilité vis à vis de la poussée de l'eau par les contreforts. Il faut noter que la stabilité est améliorée en donnant un fruit de 0,5 à 1/1 au voile, car la poussée de l'eau comporte alors une composante verticale dirigée vers le bas. Le voile peut être conçu de plusieurs façon.

- Solidaire des contreforts avec parement amont plan. Les diverses sections de voile sont liées aux contreforts et fonctionnent en consoles courtes ;
- Constitué d'une dalle posée aux extrémités sur les têtes des contreforts. Le voile travaille en flexion comme une poutre posée sur deux appuis simples aux extrémités ;
- Solidaire des contreforts avec parement amont cylindrique. Cette disposition massive facilite la transmission de la poussée au contrefort ;
- Constitue d'une voûte de faible portée et donc de faible épaisseur s'appuyant sur les contreforts.
- Dalle contreforts continue voûte corbeau dalle contreforts suspendue.

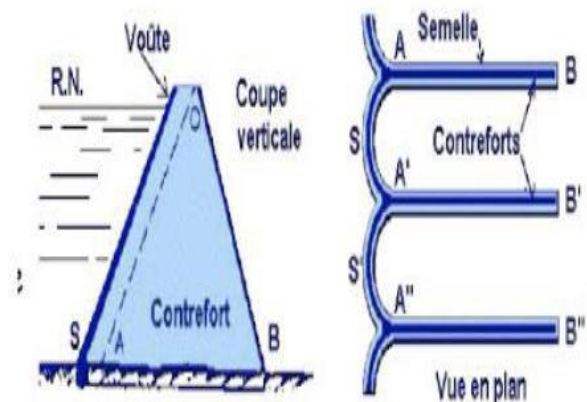


Figure II.9: Barrage à contre fort(Grandval)



Figure II.10 :barrage de la Girotte- multi-voûtes

II.6.4 Barrage en BCR:

Les plus récents sont en béton compacté au rouleau (BCR) : le barrage est construit par couches successives mises en place par des engins de terrassement et compactées avant de passer à la couche suivante. Les barrages sont ainsi construits très rapidement, ce qui apporte pour les chantiers un intérêt économique certain.



Figure II.11 : barrage de Koudiat Bouira- Algérie



Figure II.12 : barrage de Tabellout Jijel- Algérie

II.7 AVANTAGES ET PARTICULARITÉS EN BÉTON:

Ils sont dimensionnés de façon à ce que leurs charges (poids et pression hydrostatique) s'opposent l'une à l'autre. Dans ce qui suite, on dressera un bilan de comparaison permettant aux concepteurs, à priori, de faire le point sur les alternatives de choix primaire des types de barrages.

II.7.1 Barrages poids:

a) Avantage :

- ✓ faibles contraintes dans le béton,
- ✓ faibles contraintes transmises aux roches,
- ✓ Les variations de température ne produisent que des contraintes faibles,
- ✓ Gradient des sous-pressions sous la fondation faible,
- ✓ Evacuateur de crues peut facilement être intégré.

b) Particularités :

- ✓ Volume d'excavation important,
- ✓ Volume de béton important,
- ✓ Refroidissement artificiel est nécessaire lors de la prise du béton,
- ✓ Sous-pressions importantes sous la fondation,
- ✓ Sensibilité aux tassements,
- ✓ Sensibilité aux séismes.

II.7.2 Barrages à contrefort:

a) Avantage :

- ✓ Les contraintes transmises par la fondation au rocher sont moyennes,
- ✓ Les sous-pressions au niveau de la fondation sont faibles,
- ✓ Le volume du béton est faible donne un échauffement faible,
- ✓ Moyens risques de tassement.

b) Inconvénients :

- ✓ Susceptibilité aux séismes est très forte,
- ✓ La résistance à l'accélération est presque non existante,
- ✓ Importantes fouilles,

✓ Les contraintes dues au gradient de température peuvent devenir importantes à la tête du contrefort.

II.7.3 Barrages voûtes:

a) Avantage :

- ✓ Le volume du béton est faible,
- ✓ La fouille est assez petite,
- ✓ La résistance au séisme est haute,
- ✓ Les sous-pressions au niveau de la fondation sont faibles.

b) Inconvénients :

- ✓ Les contraintes sont importantes dans le béton et dans le rocher,
- ✓ Les forces sont transmises obliquement dans les appuis,
- ✓ Le risque de tassement est moyen,
- ✓ L'échauffement du béton par la prise du ciment est considérable,
- ✓ L'intégration de l'évacuateur de crue (grand débit) est difficile,
- ✓ Le gradient des sous-pressions au niveau de la fondation est très grand,
- ✓ Les sous-pressions dans les fissures du rocher peuvent provoquer des glissements d'appuis.

II.8 ANALYSE DE LA STABILITÉ D'UN BARRAGE POIDS:

Dans l'analyse de la stabilité d'un barrage poids, il convient de garder . Ceci est facilement compréhensible car la poussée de l'eau variant comme le carré de la hauteur d'eau, tout dépassement du niveau de la crue de projet entraîne une diminution de la stabilité de l'ouvrage, diminution qui est proportionnellement d'autant plus forte que le barrage est de faible hauteur. L'évaluation de la crue de projet et du niveau atteint par l'eau devra être faite avec une grande rigueur et on tiendra compte de l'imprécision ou des incertitudes sur l'hydrologie examinant les conséquences 'd'un dépassement significatif de la crue de projet qui aura été retenue.

II.8.1 Actions agissants sur les barrages poids:

La figure (II.13) illustre les différentes actions agissantes sur un barrage poids :

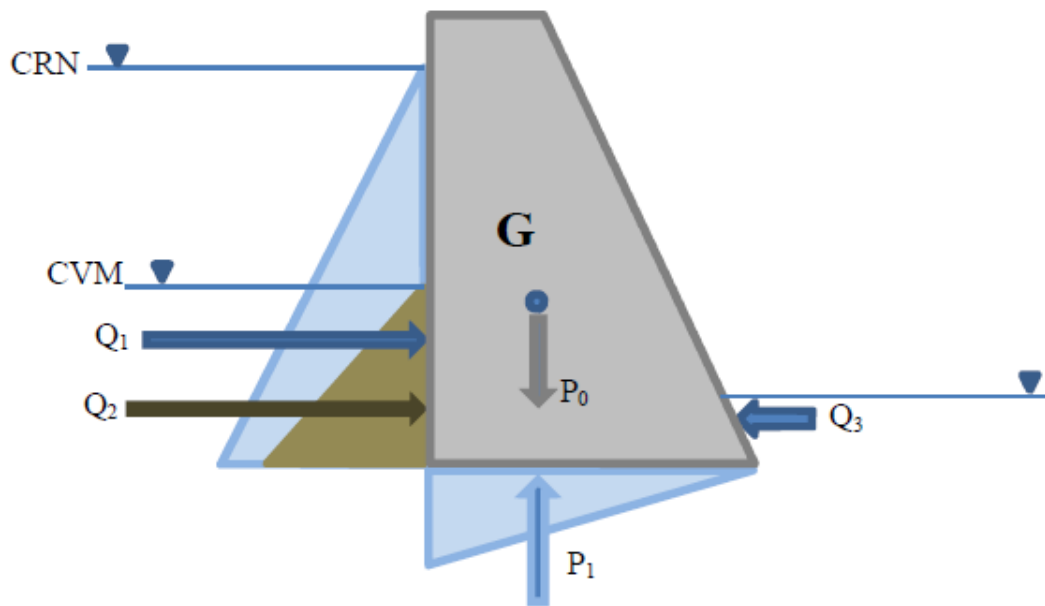


Figure II.13 : les différentes actions agissantes sur barrage poids

On peut classer ces actions en fonction de leurs types :

• **Actions permanentes :**

Elles commencent avec la réalisation du barrage et continuent durant toute la vie de ce dernier :

- Poids propre,
- Poussées des sédiments.

• **Actions variables :**

Elles sont variables en fonction des variations du niveau de la retenue :

- Poussées de l'eau et des matières en suspensions,
- Poussées des glaces.

• **Actions accidentelles :**

Ces actions sont relatives aux excitations sismiques :

- Les séismes.

II.8.2 Manifestations des actions:

II.8.2.1 Le poids propre P_0 :

La densité d'un BCV (béton conventionnel vibré) de barrages poids est généralement de l'ordre de 2,4. D'autres valeurs plus élevées ou moins élevées sont à prendre en compte lorsqu'une différence de densité des agrégats significativement de l'ordre de 2,7, on doit tenir compte de la présence des galeries selon le mode d'auscultation prévu. La densité d'un BCR est variable selon la granulométrie des agrégats et le dosage en liant ; la densité d'un BCR pauvre en fines peut descendre à 2,3. L'ensemble (granulats et liant) forme un béton (BCR ou BCV) à l'ensemble à masse de considérable influence sur les fondations et aussi pour la réaction sur la poussée hydrostatique (figure II.13). Les barrages poids résistent d'eux-mêmes grâce à leurs dimensions et à leur masse fantastique qui peut atteindre plusieurs dizaines de millions de tonnes. Ces barrages travaillent par gravité. Ils sont dimensionnés de façon à ce que leurs charges (poids et pression hydrostatique) s'opposent l'une à l'autre.

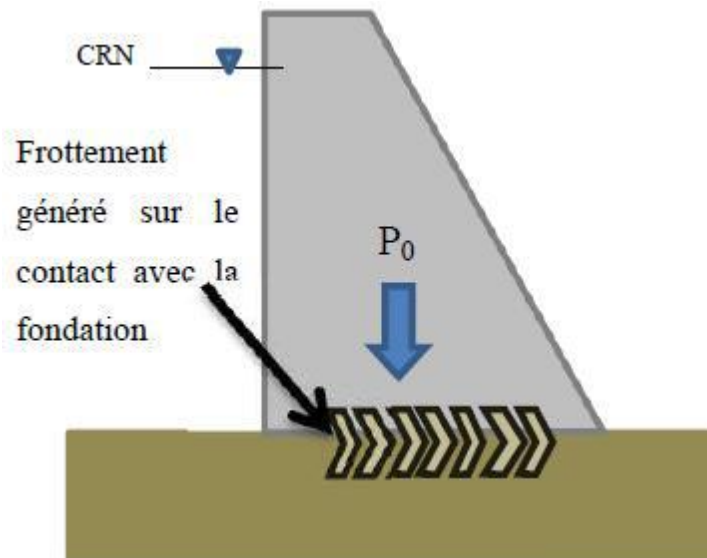


Figure II.14 : Action du poids propre du barrage

II.8.2.2 Poussée des sédiments déposés au pied amont Q2:

Les sédiments en cours de consolidation exercent une poussée est à priori légèrement inclinée sur l'horizontale (figure II.14). Le coefficient de poussée peut être pris égal à :

$$K_0 = 1 - \sin\phi \text{ (Formule de Jacky)} \quad (\text{II.1})$$

Avec ϕ : angle de frottement interne des sédiments.

Il convient de faire le calcul en contraintes effectives, c'est-à-dire avec la densité déjaugée pour les sédiments, car la poussée de l'eau est par ailleurs considérée sur toute la hauteur du barrage.

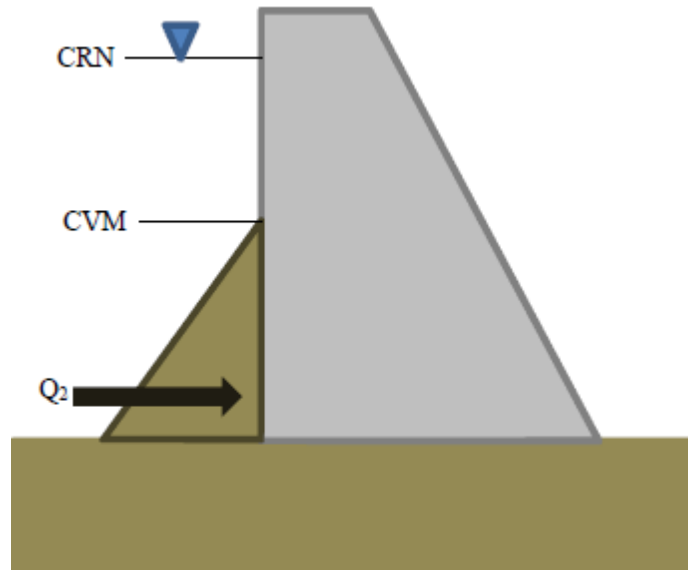


Figure II.15 : Action des sédiments sur le barrage

II.8.2.3 Poussée hydrostatique amont Q1:

Tout d'abord un barrage est soumis à des pressions, dont la plus importante est la pression hydrostatique (figure II.15). C'est une force horizontale exercée par l'eau sur sa surface immergée.

On en tire l'expression de la pression suivante :

$$P = \rho \cdot g \cdot h \quad (\text{II.2})$$

Avec :

P : est la pression en Pa (Pascal),

ρ : la masse volumique de l'eau en kg. M³,

g : est l'accélération de la pesanteur (9,81 m/s²),

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.

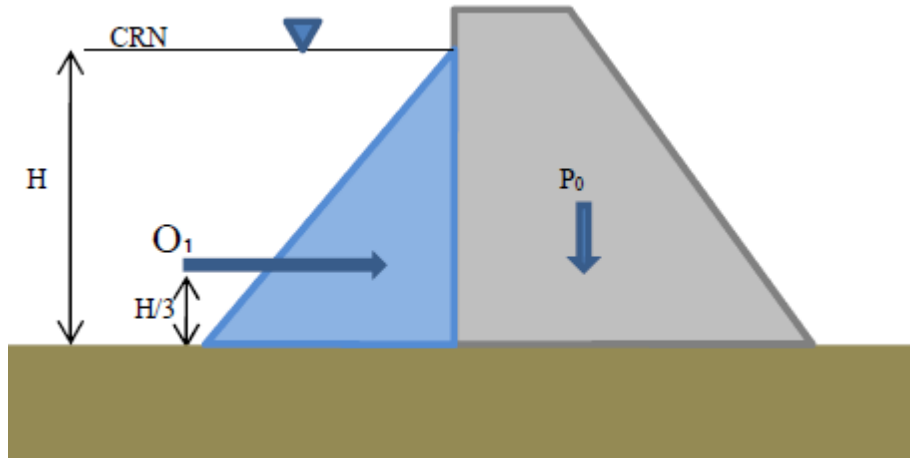


Figure II.16 : Action de la poussée hydrostatique

II.8.2.4 Poussée hydrostatique aval Q3:

Parmi les conséquences de la poussée hydrostatique, une retenue se forme à l'aval et peut être agissante sur le barrage, sa valeur Q_3 n'est pas de même importance que Q_1 mais on la prend en considération comme action agissante.

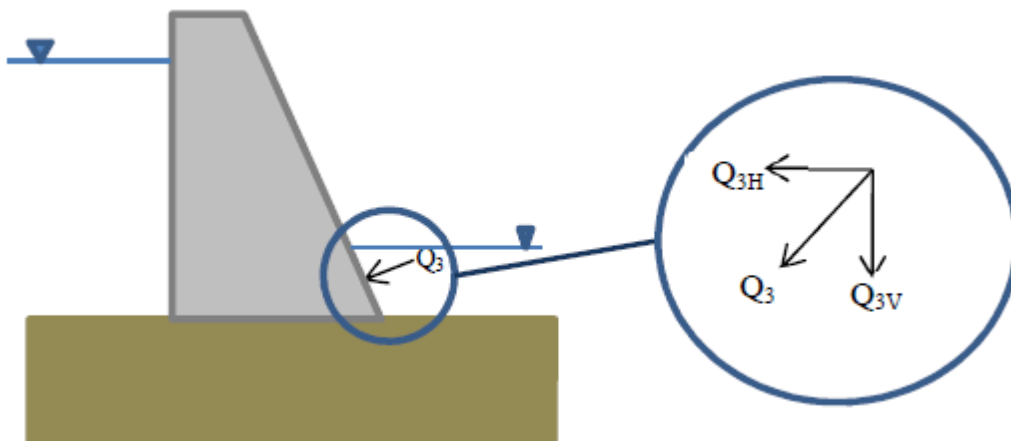


Figure II.17 : Action de la poussée hydrostatique aval Q_3

II.8.2.5 Sous pressions P1:

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 II.17) si les fissures du rocher ont tendance à se refermer apidé 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 déconsidérer 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:

$$U_A = U_B = (U_A - U_C) / 2 \text{ (II.1)}$$

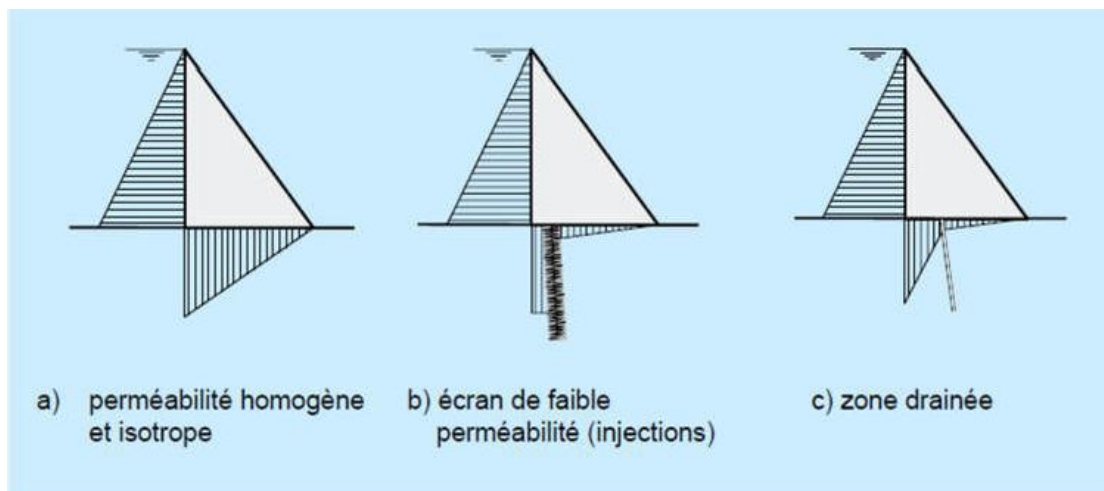


Figure II.18 : Diagrammes indicatifs des sous-pressions en fonction de l'injection et de drainage

Avec :

a) – sans injection ni drainage.

- b) – avec voile d’injection.
- c) – avec drainage.

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).

$$U_A - U_B = (U_A - U_C) / 3 \quad (II.4)$$

La considération des sous-pressions, élément du comportement des barrages poids du point de stabilité, diffère d’un pays à l’autre. La figure (II.18) illustre les différents cas de diagrammes considérés pour l’évaluation des sous-pressions tenant compte des voiles d’injection et de drainage.

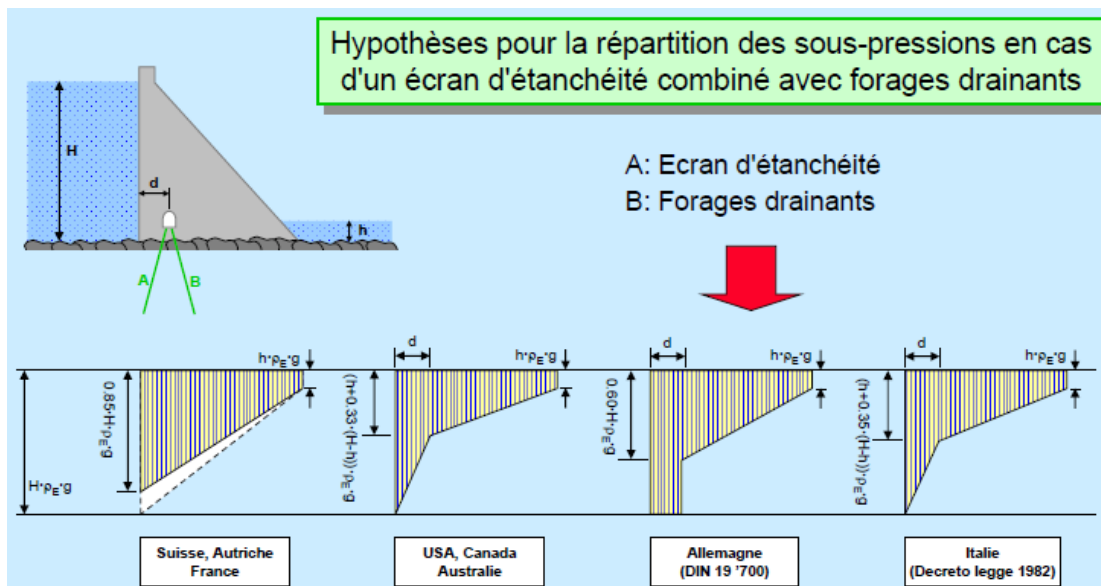


Figure II.19 : Diagramme de la répartition des sous-pressions

Le diagramme de contrainte de la base de la fondation du barrage poids doit être obligatoirement aux limites admissibles en compression en pied aval et en traction en pied amont.

II.8.2.6 Poussée de 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.

II.8.2.7 Actions accidentelles:

Les actions accidentelles qui peuvent déstabiliser un barrage poids sont une approximation des séismes. La valeur (α , g) est l'intensité du composante horizontale correspond au vecteur (g). La contrainte de poussée de l'eau à la profondeur Z est augmentée d'une valeur fonction de plusieurs paramètres :

$$\Delta P = 0,875 \cdot \alpha \cdot \gamma_w \cdot (H \cdot Z)^{1/2} \text{ en kpa.} \quad (\text{II. 5})$$

Avec

H: la hauteur du barrage (m) ,

γ_w : Le poids volumique en (KN/m^3).

Dans le cas d'un barrage déversant la poussée totale de l'eau est augmentée d'une valeur additive :

$$\Delta P = 0,58 \cdot \alpha \cdot H^2 \text{ en (Kpa).}$$

II.8.3 Amélioration de la sécurité du barrage:

Si la vérification de la stabilité du barrage enregistre des insuffisances, l'amélioration de la stabilité est réalisée en :

- Augmenter les forces verticales, c'est-à-dire :
 - Réduire l'angle du parement aval,
 - Incliner le parement amont,
 - Réduire les sous pressions.
- Réduire les forces de poussée horizontales, c'est-à-dire :
 - Incliner la fondation vers l'amont.
- Augmenter la valeur de l'angle de frottement, c'est-à-dire :
 - Traitement des arrêts de bétonnage,
 - Redans coffrés,

- Injection dans le rocher.

II.9 CONCLUSION:

Dans ce chapitre on peut conclure les remarques suivantes :

Les barrages poids en maçonnerie, malgré leur très bonne performance, apparaissent réservés aux contextes où la main- d'œuvre est abondante, le barrage poids en béton classique ne se justifie en général que pour les barrages comportant des ouvrages hydrauliques complexes, en particulier les barrages mobiles, le barrage poids en BCR s'impose comme une solution économique et sûre, dès que le volume de béton dépasse 35 à 40 000 m³, barrage symétrique en remblai dur à mesure est à considérer sur les sites difficiles caractérisés par une fondation rocheuse de faibles caractéristiques mécaniques, de fortes crues ou une exposition aux séismes.

L'étude de la stabilité d'un barrage poids doit tenir en compte non pas ses fortes dimensions et sa grande masse qu'elle peut être par fois le principal facteur stabilisateur; mais aussi l'influence du traitement des fondations qui est toujours en développement.

Les techniques du traitement des fondations des barrages poids les plus utilisées sont l'injection, les parois étanches et le drainage.

Ces nouvelles technologies ont un impact capital car elles donnent accès pendant les opérations de réhabilitation au résultat des travaux alors que sans elles, le traitement des fuites est jugé une fois les travaux terminés. Ces techniques restent onéreuses car l'exigence d'une entreprise spécialisée est impérativement.

Chapitre III

Interaction fluide- structure

III.1 INTRODUCTION:

Les problèmes d'interaction fluide-structure peuvent intervenir dans divers domaines des sciences de l'Ingénieur. En particulier, l'importance du phénomène d'interaction fluide-structure sur la réponse dynamique des barrages poids en béton compte tenu de l'interaction fluide-structure constitue un domaine actif de recherche. La prédiction des mouvements couplés du système barrage-réservoir ainsi que l'évaluation des pressions hydrodynamiques s'exerçant sur le parement amont du barrage est une tâche particulièrement complexe (figure III.1).

L'interaction fluide-structure s'intéresse au comportement d'un système constitué par deux entités mécaniques considérées comme distinctes : 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 des deux entités dépendant de celle de l'autre, un phénomène de couplage apparaît. Plus précisément, le mouvement de la structure est influencé par l'écoulement du fluide à travers les efforts transmis à l'interface, et réciproquement, le mouvement de la structure influence transmis à l'interface, et réciproquement, le mouvement de la structure influence l'écoulement du fluide par les déplacements de l'interface qui entraîne le fluide dans son mouvement.

En pratique, on suppose que la force fluide exercée sur une structure peut se décomposer en trois contributions :

- une force, dite aléatoire ou force indépendante du mouvement : elle désigne la force exercée par le fluide sur la structure fixe. Elle est due à la perte de charge et aux frottements visqueux au niveau de la paroi fixe. Elle peut être stationnaire ou présenter un caractère aléatoire lors de lâcher de tourbillons ou en présence d'écoulements turbulents ou diphasiques.
- une force fluide-structure : elle apparaît lorsqu'on a une structure vibrante dans un fluide au repos sans écoulement propre.
- une force fluide-élastique : cette force est due au mouvement de la structure dans un écoulement fluide.

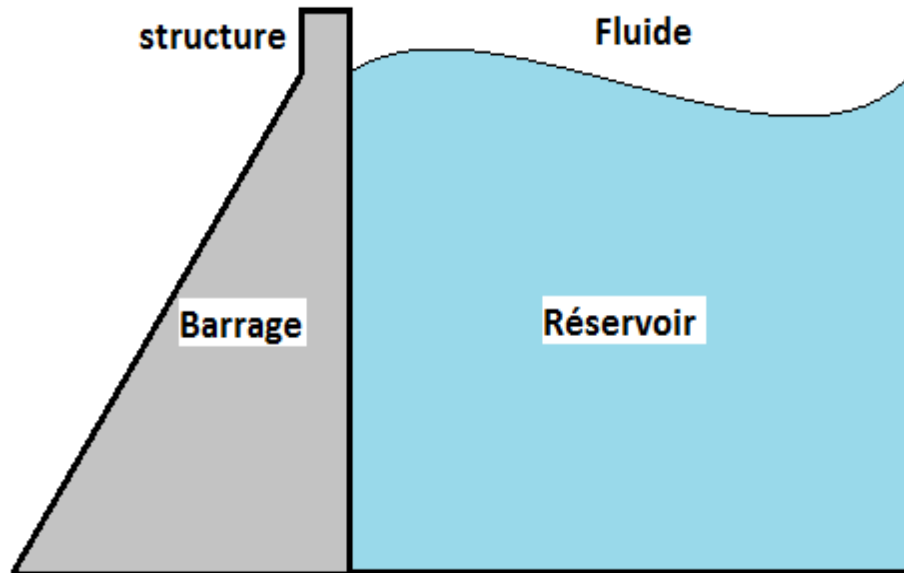


Figure III.1 : Barrage-réservoir

III.2 DIFFÉRENTES MÉTHODES D'INTERACTION FLUIDE-STRUCTURE:

III.2.1 La méthode de masse ajoutée:

L'interaction barrage-réservoir se produit lorsque le mouvement de l'eau sur le talus amont du barrage engendre une propagation d'ondes de pression vers la direction amont du réservoir.

L'interaction barrage-réservoir est simulée par la masse ajoutée concentrée (solution de WESTERGAARD) aux nœuds submergés de la face amont de la prise d'eau. Ces masses sont déterminées en multipliant la pression hydrodynamique évaluée au niveau d'un nœud de la face amont par la surface dépendant de ce nœud. La pression hydrodynamique $P(y)$, varie en fonction de la profondeur.

L'hypothèse de Westergaard néglige la compressibilité de l'eau et, l'amortissement supplémentaire qui devrait être introduit par la propagation d'ondes vers l'amont du réservoir.

Cette hypothèse constitue la solution de Westergaard (1933) qui est fréquemment utilisée dans l'analyse dynamique des barrages et qui reste une bonne approximation de la distribution verticale de la pression hydrodynamique dans un liquide incompressible. Cette solution est basée sur l'hypothèse d'un système bidimensionnel dans lequel un barrage rigide, à paroi amont verticale, est en contact avec un réservoir d'eau incompressible de profondeur constante et de longueur infinie. Bien que cette soit habituellement choisie dans la modélisation pour sa simplicité.

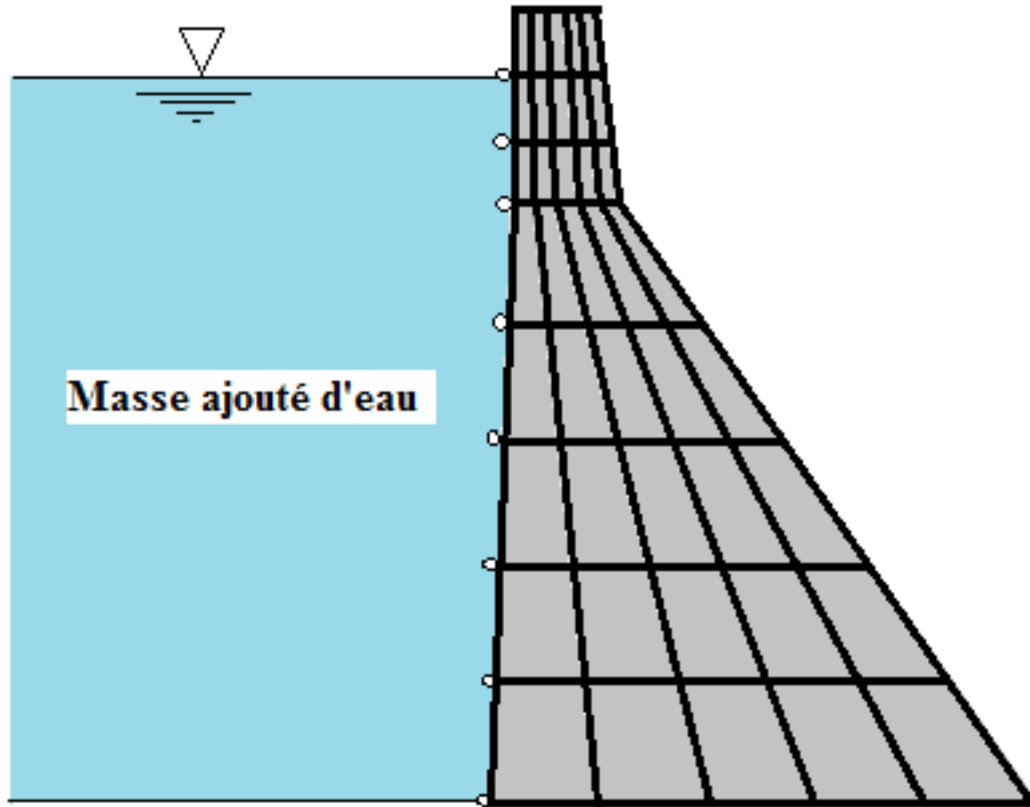


Figure III.2 : IFS méthode de masse ajoutée WESTERGAARD

Le problème de compressibilité de l'eau a été pris en considération dans une étude faite par WESTERGAARD, et d'après ces résultats, il a remarqué que pour une hauteur du parement limitée à 100 m, l'augmentation en pression n'excède pas 5%, alors la compressibilité peut être négligée.

L'effet du fluide non compressible peut être simplement pris en compte par ajout d'une masse appropriée à chaque nœud de contact barrage-fluide du parement amont, donc selon la structure, le fluide peut introduire :

- Un effet d'inertie (qui s'ajoute à l'inertie de la structure),
- Un effet de compressibilité (qui produit des modes de résonance),
- Un effet de viscosité (qui produit un facteur d'amortissement ajouté).

III.2.1.1 Effet d'inertie:

Selon WESTERGAARD, l'effet du fluide sur la structure est caractérisé par l'adjonction à la matrice masse de la structure d'une matrice des masses ajoutées, pour cela, il a proposé de représenter le volume d'eau par un tronçon de parabole.

Les hypothèses sur lesquelles repose cette méthode :

- Le barrage est rigide,
- La face amont est un plan vertical,
- Le liquide est incompressible,
- Le réservoir est étendu à l'infini dans la direction amont.

Le fluide est supposé incompressible, parfait, non visqueux et les écoulements sont supposés *i* rotationnels. Dans ce cas la pression s'annule à la surface libre Westergaard a présenté à une équation approximative conservatrice pour la distribution parabolique(ou elliptique éventuellement), défini par l'expression :

$$P(y = 0) = \frac{7}{8} \rho_w H \left(1 - \frac{Z}{H}\right)^{\frac{1}{2}} \ddot{U}_g \quad (\text{III. 1})$$

Avec :

P : Surpression sur la face amont ($y=0$).

H : Niveau d'eau du réservoir.

Z : Coté de la partie immergée de la face amont.

ρ_w : Masse volumique du fluide.

\ddot{u}_g : Accélération du sol.

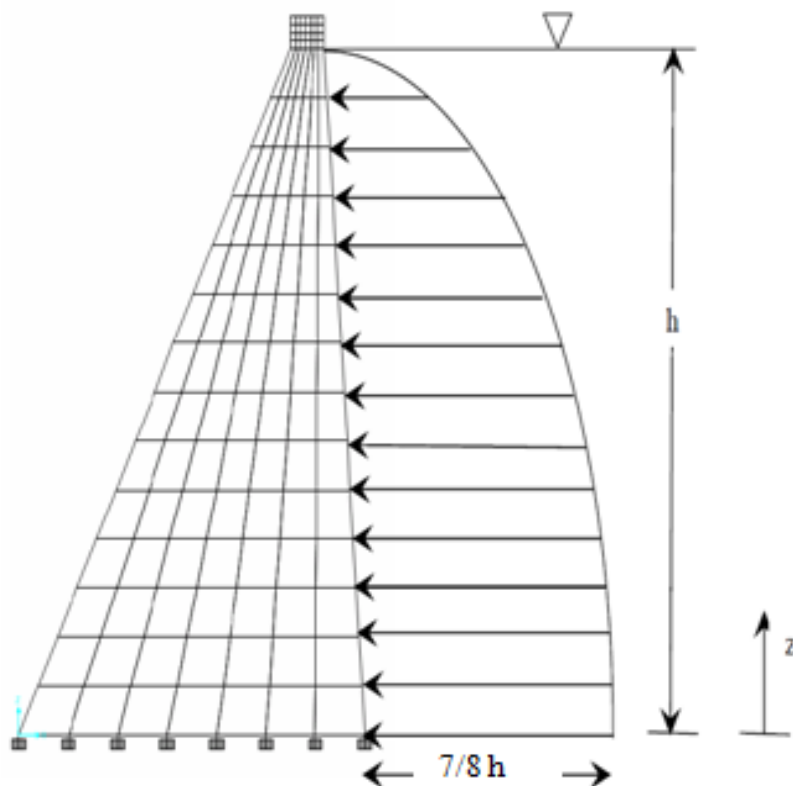


Figure III.3 : Pression hydrodynamique sur la face amont du barrage

Le même effet peut être obtenu par un bloc d'eau attaché à la face amont du barrage. Conformément à la théorie de WESTERGAARD, ce bloc doit avoir une forme parabolique avec une épaisseur à la base égale à $7/8 H$ (figure III.3).

Les masses ajoutées, aux éléments de la matrice masse du barrage, correspondant aux d.d.1 de l'interface barrage-fluide, sont proportionnelles aux aires tributaires de chaque nœud de la face amont.

III.2.1.2 Effet de compressibilité:

Il engendre un effet d'amortissement qui correspond à l'absorption des ondes sismiques à l'infini. Cet effet est toujours très faible par rapport aux autres effets amortisseurs rencontrés dans la

structure, sauf dans le cas de grand barrage où les résultats négligeant cet effet sont sans significations.

Des études effectuées par Chopra à l'université de Californie, Berkeley, semble indiquer que la présence d'une couche de vase a pour résultat une réduction importante du phénomène de compressibilité et de réflexion, autrement dit que la vase est parfois bénéfique.

III.2.1.3 Effet de viscosité:

Contrairement à l'effet d'inertie et à l'effet de compressibilité (quand il est important), l'effet de viscosité est souvent faible et ne modifie quasiment pas les fréquences de résonance et les déformées modales des structures.

III.2.2 Détermination de la masse d'eau entraînée:

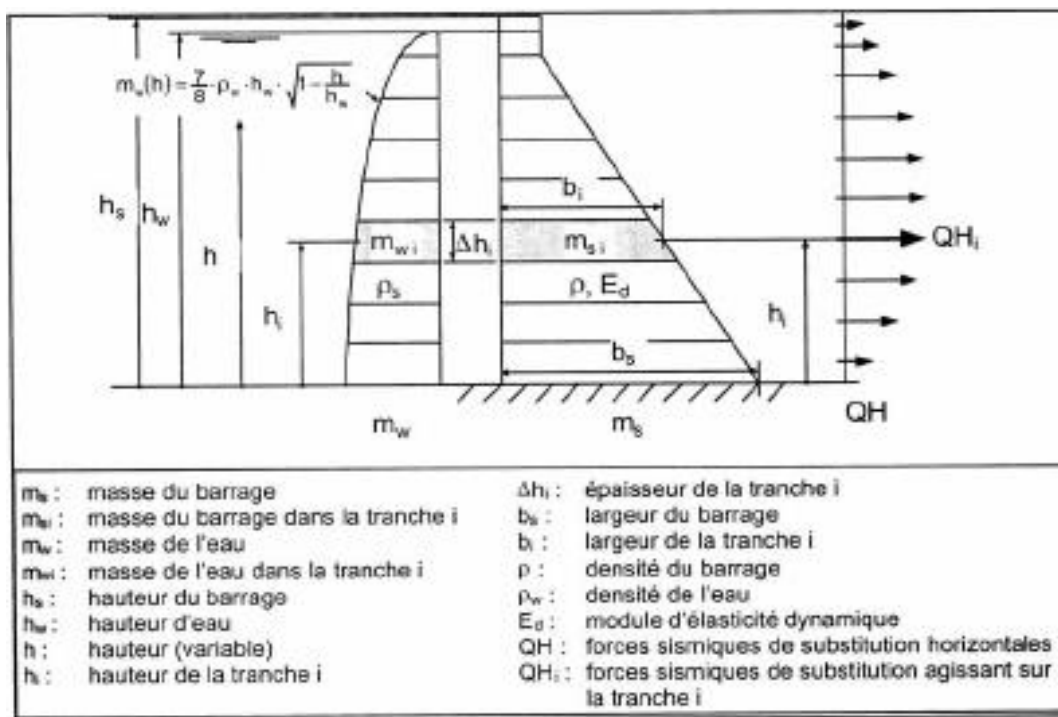


Figure III.4 : Modélisation géométrique d'un barrage-poids

La masse oscillant avec le barrage représentant l'effet hydrodynamique de l'eau sur le

barrage avec un parement amont approximativement vertical se calcule en fonction de la hauteur h selon l'équation suivante de Westergaard (figure III.4) :

$$m_w(h) = \frac{7}{8} \rho_w h_w \sqrt{1 - \frac{h}{h_w}} \quad (\text{III. 2})$$

Pour des raisons pratiques, le barrage est divisé en plusieurs tranches horizontales. Le choix de cette division se fait en fonction de la forme du barrage, du niveau d'eau et de la précision souhaitée du calcul. Les différentes tranches peuvent être d'épaisseur variable. Pour la tranche i , on peut écrire :

$$m_{wi}(h) = \frac{7}{8} \rho_w h_w \sqrt{1 - \frac{h_i}{h_w} \Delta h_i} \quad (\text{III. 3})$$

Westergaard a présenté à une équation approximative conservatrice pour la distribution parabolique de force hydrostatique pour un barrage rigide :

$$P_w(h) = \frac{7}{8} \sqrt{h_w(h_w - h)} \rho_w \ddot{U}_g \quad (\text{III. 4})$$

Avec \ddot{U} : accélération de sol.

III.3 SOLUTION DE WESTERGAARD:

La solution exacte donnée par WESTERGAARD est exprimée sous forme d'un développement en série de fonctions sinusoïdales :

$$C_n = \sqrt{1 - \frac{16\gamma_w H_1^2}{n^2 g k T^2}} = \left[1 - \frac{1}{n^2} \left(\frac{T_0}{T}\right)^2\right]^{1/2} \text{ et } T_0 = \frac{4H}{C} \quad (\text{III. 5})$$

$$P(Z) = \frac{8\alpha H}{\pi^2} \gamma_w \sum_{1,3,5} \frac{1}{n^2 C_n} \sin\left(\frac{n\pi}{2H} Z\right) \quad (\text{III. 6})$$

Avec :

P : Pression sur l'écran.

α : Coefficient de l'intensité sismique en direction horizontale, sur le site.

γ_w : Poids volumique de l'eau.

H : Profondeur de l'eau.

k : Module de compressibilité de l'eau.

T : Période du mouvement de l'écran, supposé harmonique.

T_0 : Période propre du réservoir.

C : Célérité des ondes de compression dans l'eau ($C \cong 1440 \text{ m/s}$).

On constate que le terme correctif $1 - \frac{1}{n^2} \left(\frac{T_0}{T}\right)^2$ dû à la compressibilité de l'eau est négligeable, dès que la période propre du réservoir (T_0) est petite devant la période propre de l'écran.

Si la compressibilité de l'eau est négligeable, il est possible d'établir une expression approchée de forme parabolique ou elliptique, indépendante de la période de vibration de l'écran. On a :

- La répartition parabolique de WESTERGAARD:

$$P(Z) = \frac{7}{8} \alpha \gamma_w \sqrt{HZ} \quad (\text{III. 7})$$

- La répartition elliptique de KARMAN :

$$P(Z) = 0.707 \alpha \gamma_w \sqrt{Z(2H - Z)} \quad (\text{III. 8})$$

➤ **Remarque :**

Pour l'évaluation de la pression hydrodynamique, M.Hatanaka recommande d'introduire, dans la relation de WESTERGAARD, un coefficient d'amplification \dot{C}_0 . En cas d'un mouvement du sol de type choc ce coefficient peut atteindre sa valeur maximale estimée à 1,5. On aura :

$$P(Z) = \frac{7}{8} \dot{C}_0 \alpha \gamma_w \sqrt{HZ} \quad (\text{III. 9})$$

III.4 COUPLAGE FLUIDE-STRUCTURE À L'AIDE DE LA MÉTHODE DES ÉLÉMENTS FINIS:

La méthode des éléments finis est une méthode numérique de résolution des équations différentielles décrivant les phénomènes physiques de l'ingénierie. Elle connaît, depuis 1970 environ, une extension fantastique, qui va de pair avec le développement et l'accroissement de la puissance des micros ordinateurs. Elle est devenue un outil de travail, de calcul et de conception de l'ingénieur dans des domaines aussi variés que l'analyse des structures, le transfert de chaleur, la mécanique des fluides, l'électromagnétisme, les écoulements souterrains, la combustion ou encore la diffusion des polluants.

Néanmoins, la nécessité de représenter des configurations géométriques quelconques du réservoir et des conditions aux frontières complexes ne se prêtant pas toujours à un traitement analytique, ainsi que le besoin de prédire les dégâts susceptibles d'être engendrés par le comportement non linéaire des barrages en zones de forte sismicité impliquent que la solution doit être déterminée dans le domaine temporel.

La méthode des éléments finis met en œuvre les connaissances de trois disciplines de base :

- a) La mécanique de structures : élasticité, résistance des matériaux, dynamique, plasticité,...etc.
- b) L'analyse numérique : méthodes d'approximation, résolution des systèmes linéaires,...etc.
- c) L'informatique appliquée : techniques de développement et de la maintenance de grand logiciels.

III.4.1 SYSTÈME COUPLÉ FLUIDE-STRUCTURE:

Dans ce qui suit, une modélisation par éléments finis est utilisée aussi bien pour le barrage que pour le réservoir. La flexibilité du barrage et la compressibilité du fluide sont intégrées dans le modèle proposé (figure III.5). L'écriture du système global couplé s'obtient en regroupant les deux systèmes en un seul comme suit :

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M}_s & \mathbf{0} \\ \rho \mathbf{Q}^T & \mathbf{M}_F \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{U}} \\ \ddot{\mathbf{P}} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{C}_s & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{C}_F \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{U}} \\ \dot{\mathbf{P}} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_s & -\mathbf{Q} \\ \mathbf{0} & \mathbf{K}_F \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{U} \\ \mathbf{P} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{F}_g \\ \mathbf{0} \end{Bmatrix} \quad (\text{III. 10})$$

Où :

ρ : Masse volumique du fluide du réservoir,

Les vecteurs U et P désignent respectivement les déplacements nodaux de la structure et les pressions nodales dans le réservoir.

Les matrices M_S, C_S et K_S représentent les matrices assemblées de masse, d'amortissement et de rigidité de la structure, et les matrices M_F, C_F et K_F sont leurs analogues pour le fluide.

L'amortissement global du barrage est évalué selon le concept d'amortissement de Rayleigh : $C_S = \alpha M_S + \beta K_S$ avec α et β sont des constantes de proportionnalité fonctions du taux d'amortissement et des fréquences propres de vibration de la structure.

Le vecteur force $F_S = -M_S \ddot{u}_g$ contient les composantes des forces d'entraînement générées par le vecteur des accélérations sismiques appliquées aux nœuds de la structure.

Les forces hydrodynamiques agissant sur la face amont du barrage sont reliées au vecteur inconnu des pressions nodales, à travers la matrice d'interaction fluide-solide Q .

La matrice globale "masse fluide" M_F inclue la compressibilité de l'eau et les effets des ondes de surface.

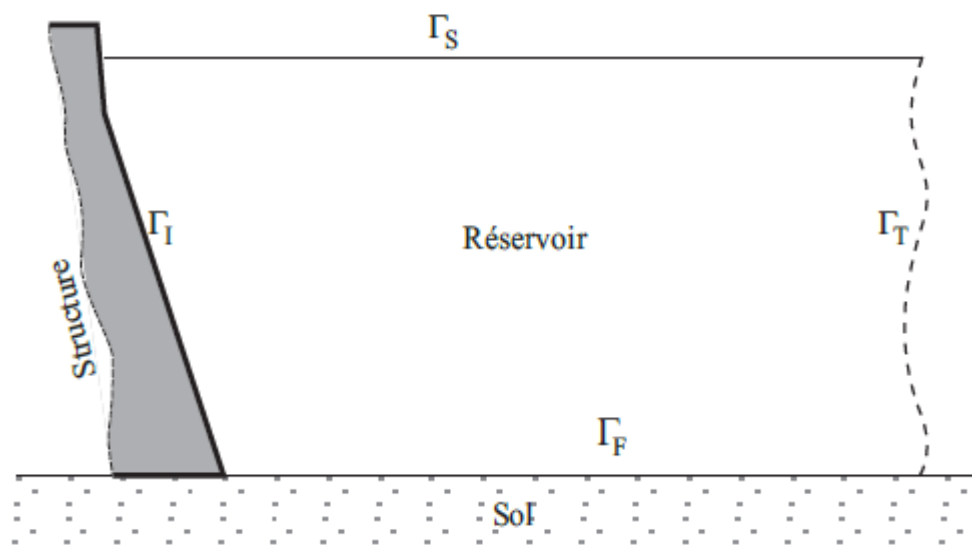


Figure III.5 : Géométrie du réservoir - notations des bords

III.4.1.1 Équation du mouvement:

Le mouvement du système de barrage-réservoir est considéré comme bidimensionnel et limité à des petites amplitudes. Le fluide est assumé qu'est non visqueux et se prolonge à l'infini dans la direction ascendante. Cependant, les effets des vagues extérieures, compressibilité de l'eau, flexibilité de barrage, rayonnement atténuant à la frontière ascendante du réservoir sont négligés.

- **Formulation en pression:**

Il est connu que, dans le cadre de l'interaction fluide structure dans le cas des barrages, la contribution des contraintes dues aux effets visqueux est faible comparée aux effets induits par les forces d'inertie.

Si l'on néglige les contraintes visqueuses, l'équation de la dynamique s'écrit :

$$\rho \frac{\partial v}{\partial t} = -\nabla p \quad (\text{III. 11})$$

Où v est la vitesse particulaire et p la pression. Sous hypothèse de fluide linéairement compressible, le changement relatif de volume ($\Delta v/v$) est relié, selon la théorie de l'élasticité linéaire, à la pression appliquée p par le coefficient d'incompressibilité

$$p = -K \frac{\Delta v}{v} = -K \text{Tr}(\varepsilon) \quad (\text{III. 12})$$

Où K est le module d'incompressibilité du fluide et ε est le tenseur des déformations dont la trace est la divergence du champ des déplacements \mathbf{u}_ℓ des particules du fluide :

$$\text{Tr}(\varepsilon) = \nabla \cdot \mathbf{u}_\ell \quad (\text{III. 13})$$

Le dérivé de (III.12) par rapport au temps donne :

$$\frac{\partial p}{\partial t} = -K \nabla v \quad (\text{III. 14})$$

Avec :

$$\frac{\partial}{\partial t} \nabla u_\ell = \nabla \frac{\partial u_\ell}{\partial t}$$

La vitesse \mathbf{v} peut maintenant être éliminée des équations en prenant la divergence de (II.11) et la dérivée par rapport au temps de (III.14)

$$\Delta \mathbf{p} = -\rho \nabla \frac{\partial \mathbf{v}}{\partial t} ; \quad \frac{\partial^2 \mathbf{p}}{\partial t^2} = -K \frac{\partial}{\partial t} \nabla \mathbf{v}$$

Ceci donne l'équation scalaire suivante :

$$\Delta \mathbf{p} - \frac{1}{c^2} \frac{\partial^2 \mathbf{p}}{\partial t^2} = \mathbf{0} \quad (\text{III. 15})$$

Qui est l'équation de propagation d'ondes de pression. Le milieu est caractérisé par sa densité et son coefficient d'incompressibilité. Le rapport de ces deux paramètres correspond au carré de la vitesse de propagation d'onde :

$$c^2 = \sqrt{\frac{K}{\rho}}$$

Dans le cas d'un fluide incompressible, le changement de volume $\Delta \mathbf{v}/\mathbf{v}$ reste quasiment nul quelle que soit la pression appliquée, ce qui donne un coefficient de compressibilité infini et donc une propagation d'onde instantanée ($c = \infty$). L'équation (III.15) se réduit alors à l'équation de Laplace :

$$\Delta \mathbf{p} = \mathbf{0} \quad (\text{III. 16})$$

Bien que cette dernière équation ne décrive pas la propagation et l'atténuation des surpressions hydrodynamiques, elle constitue cependant une bonne approximation pour l'estimation des effets du réservoir sur la réponse sismique des barrages. Elle est ainsi utilisée dans beaucoup de travaux traitant les problèmes de réponse sismique avec interaction fluide – structure.

- **Condition à l'interface fluide – structure**

Sur l'interface fluide-structure Γ_1 , on considère la continuité du champ des vitesses et des efforts (contraintes coté solide et pressions coté fluide) pour la formulation en pression et la continuité des

déplacements pour la formulation mixte (ϕ, p) (figure III.5). L'équation d'équilibre (III.11) s'écrit comme suit :

$$\frac{\partial p}{\partial n} = \rho \ddot{\mathbf{u}}_I \cdot \mathbf{n} \text{ sur } \Gamma_I \quad (\text{III. 17})$$

Où $\ddot{\mathbf{u}}_I = \partial \mathbf{v} / \partial t$ représente l'accélération des particules solides à l'interface. Dans le cas d'une structure rigide en translation, ces accélérations sont égales à celles du sol $\ddot{\mathbf{u}}_g$ qui sont supposées connues. Par contre, dans le cas d'une structure souple elles restent inconnues et font partie du problème couplé. Elles comprennent toujours les accélérations sismiques $\ddot{\mathbf{u}}_g$ auxquelles s'ajoutent celles provenant des déformations de la structure $\ddot{\mathbf{u}}_s$. Il convient donc de les décomposer en ces deux composantes : $\ddot{\mathbf{u}} = \ddot{\mathbf{u}}_s + \ddot{\mathbf{u}}_g$ dont $\ddot{\mathbf{u}}_s$ reste inconnu.

Cette condition s'écrit pour la formulation mixte (ϕ, p) comme suit :

$$\frac{\partial \phi}{\partial n} = \mathbf{u}_I \cdot \mathbf{n} \text{ sur } \Gamma_I \quad (\text{III. 18})$$

Où \mathbf{u}_I est le déplacement couplé des particules fluides et solides à l'interface.

En se référant à la (figure III.5), la frontière du réservoir est constituée de la surface libre (Γ_S), du fond (Γ_F), et de l'interface avec le barrage (Γ_I).

- **Condition à la surface libre**

La condition la plus simple consiste à prendre une pression hydrodynamique nulle sur la surface de l'eau, ce qui revient à négliger les fluctuations de la surface libre. Ceci conduit également à un potentiel nul sur la surface.

$$\mathbf{p} = \mathbf{0} ; \phi = 0 \text{ sur } \Gamma_I \quad (\text{III. 19})$$

Cette condition est utilisée dans la plupart des travaux traitant le problème de la réponse sismique des barrages. De plus il a été montré que les effets de ballotement ou de fluctuation de la surface libre de l'eau sur le comportement dynamique de l'ensemble barrage-réservoir sont souvent négligeables.

Toutefois une approche simplifiée mais efficace permet de quantifier ces effets. Elle revient à interpréter par une pression hydrostatique toute élévation ou abaissement de hauteur h de la surface libre par rapport à sa position initiale (figure III.6).

La pression relative par rapport au niveau initial de la surface libre est :

$$p = \rho g h$$

Cette relation donne directement la condition à la limite sur le gradient du potentiel des déplacements :

$$\frac{\partial \phi}{\partial n} = h = \frac{p}{\rho g} \text{ sur } \Gamma_s \quad (\text{III. 20})$$

L'application de l'équation de la dynamique (III.11) permet de relier la hauteur h à la pression p par l'intermédiaire de la vitesse particulaire évaluée à la surface libre ($v = \partial h / \partial t$) :

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho \frac{\partial^2 h}{\partial t^2} = -\frac{1}{g} \frac{\partial^2 p}{\partial t^2} \text{ sur } \Gamma_s \quad (\text{III. 21})$$

Cette condition est connue sous le nom d'onde de surface linéarité. Elle contribue à l'inertie du volume d'eau (matrice de masse) et son effet est important lorsque le liquide est contenu dans un réservoir de dimensions finies. Il est d'autant plus important que le rapport largeur/hauteur est plus faible.

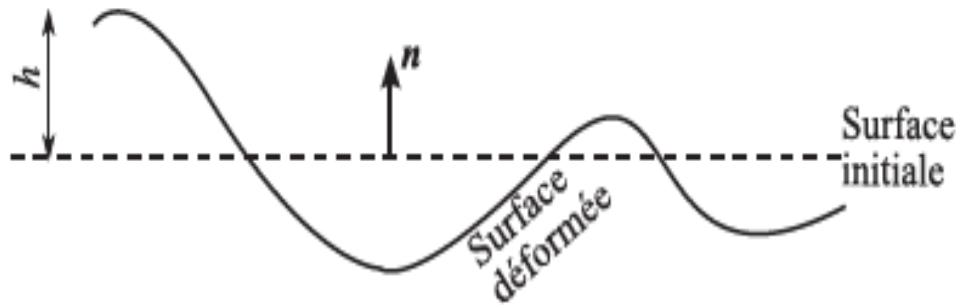


Figure III.6 : Fluctuations de surface libre

- **Condition sur la surface en fond de réservoir**

Le fond du réservoir est constitué de couches de sédiments saturés pouvant être considérés comme des solides poroélastiques. Ces couches peuvent avoir des épaisseurs très variables d'un barrage à un autre. Il a été montré dans plusieurs travaux que ces couches peuvent avoir un effet d'absorption sur les ondes de pression, lors de matériau relativement perméables.

Si l'on néglige cet effet d'absorption, et si l'on considère le sol comme non poreux, on retrouve la même condition que celle de l'interface barrage - réservoir donnée par (III.17) et (III.18).

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho \ddot{u}_f \cdot \mathbf{n} ; \quad \frac{\partial \phi}{\partial n} = \mathbf{u}_f \cdot \mathbf{n} \text{ sur } \Gamma_F \quad (\text{III. 22})$$

Les vecteurs déplacements et accélérations sont constitués chacun de la composante sismique \mathbf{u}_g et d'une composante due aux déformations du sol. Pour le cas d'un fond horizontal et d'excitation sismique aussi horizontale, le vecteur déplacement \mathbf{u} et le vecteur normal \mathbf{n} étant perpendiculaires, la condition se réduit simplement à :

$$\frac{\partial p}{\partial n} = 0 ; \quad \frac{\partial \phi}{\partial n} = 0 \text{ sur } \Gamma_F \quad (\text{III. 23})$$

Une méthode simple permettant de tenir compte des effets d'absorption d'onde consiste à exprimer le gradient normal de la pression et celui du potentiel en fonction des dérivées temporelles et des accélérations du sol. Pour cela, il est supposé que le sol est constitué d'une seule couche infinie et homogène dans laquelle, l'onde se propage perpendiculairement à l'interface eau – sol, ce qui donne un problème de propagation axiale selon la normale \mathbf{n} (Figure III.7).

On note u_n la composante du champ des déplacements du sol dans la direction \mathbf{n} . Avec hypothèse d'élasticité linéaire, dans le cas uni-axial, la pression est liée à la déformation normale $\varepsilon_n = \partial u_n / \partial n$ par le module Young axial E_n de la couche.

$$p = -E_n \frac{\partial u_n}{\partial n} \quad (\text{III. 24})$$

Le gradient de pression est donné, selon l'équation d'équilibre (II.11), en fonction de l'accélération normale totale comme suit :

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho (\ddot{u}_g \cdot \mathbf{n} + \ddot{u}_n) \quad (\text{III. 25})$$

Par ailleurs, l'équation d'ondes de compression "ondes p " s'applique pour u_n elle a pour expression :

$$\frac{\partial^2 u_n}{\partial n^2} - \frac{1}{c_s^2} \frac{\partial^2 u_n}{\partial t^2} = 0 \quad (\text{III. 26})$$

$c_s^2 = E_n / \rho_s$ Est la vitesse de propagation d'ondes P dans la couche homogène de densité ρ_s .

En supposant que la couche du sol est d'une épaisseur infinie, la seule onde incidente est celle réfractée à l'interface sol-eau.

La solution de d'Alembert de cette équation est : $u_n = G(r + c_s t)$, r étant la distance mesurée dans la direction de n .

En notant par G' la dérivée totale de G :

$$G' = dG/d(r + c_s t)$$

On peut écrire :

$$\frac{\partial u_n}{\partial n} = \frac{\partial u_n}{\partial r} = G' ; \quad \frac{\partial u_n}{\partial t} = c_s G' \tag{III.27}$$

D'où :

$$\frac{\partial u_n}{\partial n} = \frac{1}{c_s} \frac{\partial u_n}{\partial t} \tag{III.28}$$

Cette expression est remplacée dans (III.24) puis, par dérivation par rapport au temps, on exprime une relation entre les accélérations relatives de la couche du sol et la pression de l'eau à l'interface sol-réservoir.

$$\frac{\partial^2 u_n}{\partial t^2} = - \frac{c_s}{E_n} \frac{\partial p}{\partial t} \tag{III.29}$$

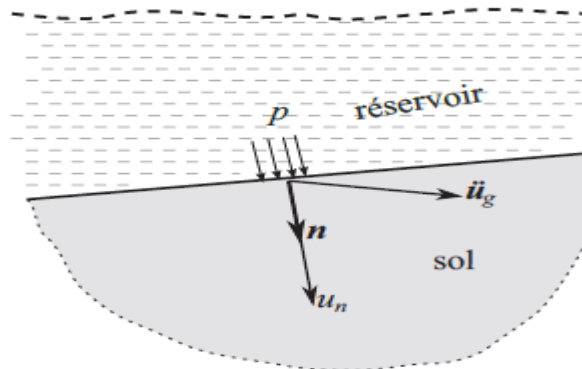


Figure III.7 : Conditions aux limites sur le fond

L'équation d'équilibre à l'interface (III.25) peut maintenant être écrite comme suit :

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho \ddot{u}_g \cdot \mathbf{n} - \frac{\rho}{\rho_s c_s} \frac{\partial p}{\partial t} \quad (\text{III. 30})$$

Cette relation est souvent donnée sous la forme suivante :

$$\frac{\partial p}{\partial n} + q \frac{\partial p}{\partial t} = -\rho \ddot{u}_g \cdot \mathbf{n} \text{ sur } \Gamma_F \quad (\text{III. 31})$$

Dans cette expression, on retrouve bien le cas d'interface rigide sol-eau pour lequel $c_s = \infty$ et $q=0$. Le paramètre $q = \rho/(\rho_s c_s)$ est le coefficient d'amortissement, il est aussi appelé admittance. Il caractérise les effets d'absorption d'onde de pression hydrodynamique.

En remplaçant p par $-\rho_F \ddot{\phi}$, selon l'équation, la condition (II.31) s'écrit pour le potentiel des déplacements, après une double intégration par rapport au temps, comme suit :

$$\frac{\partial \phi}{\partial n} = q \frac{\partial \phi}{\partial t} + \mathbf{u}_g \cdot \mathbf{n} \text{ sur } \Gamma_F \quad (\text{III. 32})$$

Si le sol de fondation est compris dans le modèle numérique, les conditions (III.17) et (III.18) deviennent suffisantes. Les effets de dissipation seront pris en compte par la déformabilité de l'interface sol-eau et par les conditions aux limites qui seront appliquées à la partie modélisée du sol.

- **Condition à la surface de troncature :**

Le principal effet dynamique dans cette région est dû à la propagation d'ondes de pression voyageant à partir de l'interface fluide-structure vers l'amont du réservoir, supposé étendu assez loin pour être considéré comme infini et sans source de réflexion d'ondes. La condition peut alors s'écrire comme suit :

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\frac{1}{c} \frac{\partial p}{\partial t}$$

Où :

c : Célérité des ondes de pression dans l'eau.

Cette condition, appelée condition de radiation de Sommerfeld, a été appliquée pour les problèmes d'interaction fluide-structure par Zienkiewicz.

III.4.1.2 Modèle de l'analyse directe dans le domaine temporel:

C'est un modèle de calcul dynamique par la méthode des éléments finis pour l'analyse directe dans le domaine temporel des systèmes réservoir-barrages compte tenu des effets d'interaction hydrodynamique issu de la méthode présenté par B.TILIOUINE et A.SEGHIR, 97. Le système est représenté dans la figure (III.8) avec les différentes conditions aux limites.

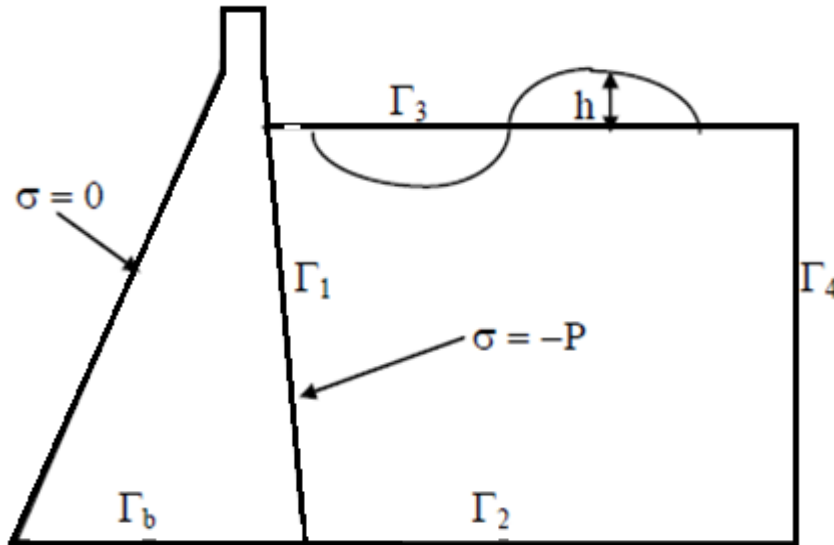


Figure III.8 : Présentation du système barrage-réservoir

- Les équations d'équilibre dynamique :

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = QP - F \tag{III.33}$$

$$S\ddot{P} + D\dot{P} + HP = -\rho Q^T \ddot{U} \tag{III.34}$$

Où les symboles (') et (") représentent les dérivées première et seconde par rapport au temps des variables de base associées.

\ddot{P} : représentent les effets combiné de compressibilité de l'eau et des ondes gravitaires de surface (dans le cas d'un fluide incompressible ce terme devient nul si les ondes de surfaces dont l'effet est en général peu important son ignorées).

$D\dot{P}$: représente les forces d'amortissement associées à la dissipation d'énergie par atténuation des ondes à la limite de rayonnement.

HP : Ces forces caractérisent les effets de déplacement du front d'ondes de pressions à partir de l'interface.

$\rho Q^T \ddot{U}$: Les forces transmises au réservoir par le biais des accélérations des nœuds du parement amont du barrage.

Les matrices \mathbf{Q} , \mathbf{S} , \mathbf{D} et \mathbf{H} sont données par les expressions suivantes :

$$\mathbf{Q} = - \int_{\Gamma_1} N_u^T n N_p d\Gamma \quad (\text{III.35})$$

$$\mathbf{S} = \int_{\Omega} N_p^T \frac{1}{c^2} N_p d\Omega - \int_{\Gamma_3} N_p^T \frac{1}{g} N_p d\Gamma \quad (\text{III.36})$$

$$\mathbf{D} = \int_{\Gamma_4} N_p^T \frac{1}{C} N_p d\Gamma \quad (\text{III.37})$$

$$\mathbf{H} = \int_{\Omega} \nabla N_p^T \nabla N_p d\Omega \quad (\text{III.38})$$

Où N_p et N_u sont, respectivement, les fonctions de forme retenues pour l'interpolation des variables pressions et des déplacements, T : symbole de transposition de matrice, n : la normale à la frontière Γ considérée, Ω : domaine fluide, ∇ : opérateur gradient, g : accélération de la pesanteur et C : célérité des ondes sonores dans l'eau.

A la fin les équations d'équilibre peuvent être réécrites sous la forme suivante :

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M} & \mathbf{0} \\ \rho \mathbf{Q}^T & \mathbf{S} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{U}} \\ \dot{\mathbf{P}} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{C} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{D} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{U}} \\ \mathbf{P} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K} & -\mathbf{Q} \\ \mathbf{0} & \mathbf{H} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{U} \\ \mathbf{P} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{F} \\ \mathbf{0} \end{Bmatrix} \quad (\text{III.39})$$

Si nous considérons uniquement le comportement en vibrations libres et omettons par suite toutes formes de dissipation d'énergie, le système se réduit à :

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M} & \mathbf{0} \\ \rho \mathbf{Q}^T & \mathbf{S} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{U}} \\ \dot{\mathbf{P}} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K} & -\mathbf{Q} \\ \mathbf{0} & \mathbf{H} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{U} \\ \mathbf{P} \end{Bmatrix} = \mathbf{0} \quad (\text{III.40})$$

On note immédiatement, que ce système n'est pas symétrique, et que par conséquent, les méthodes d'analyse modales usuelles ne sont pas directement applicables. Une symétrisations du système est possibles en tirant de la deuxième ligne : $\mathbf{P} = -\mathbf{H}^{-1}(\mathbf{S}\dot{\mathbf{P}} + \rho \mathbf{Q}^T \ddot{\mathbf{U}})$ et en remplaçant dans la première. En multipliant la deuxième par $\mathbf{S}\mathbf{H}^{-1}$ on obtient finalement le système symétrique suivant:

$$\begin{bmatrix} \rho M + QH^{-1}\rho^2 Q^T & \rho QH^{-1}S \\ \rho SH^{-1}Q^T & SH^{-1}S \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U} \\ \ddot{P} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \rho K & 0 \\ 0 & S \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U \\ P \end{Bmatrix} = 0 \quad (\text{III. 41})$$

III.4.1.3 Modèle de l'analyse transitoire dans le domaine temps du système barrage-réservoir en introduisant l'effet du bas de réservoir:

Une analyse transitoire dans le domaine temps du système barrage-réservoir en introduisant l'effet du bas de réservoir tout ça à l'aide de la méthode des éléments finis, la procédure de couplage est faite à l'aide de la méthode de sous-structure issu de la méthode présenté par S.

KÜÇÜKARSLAN, S.B. COSKUN, B. TASKIN. La figure (III.9) illustre la géométrie du système étudié.

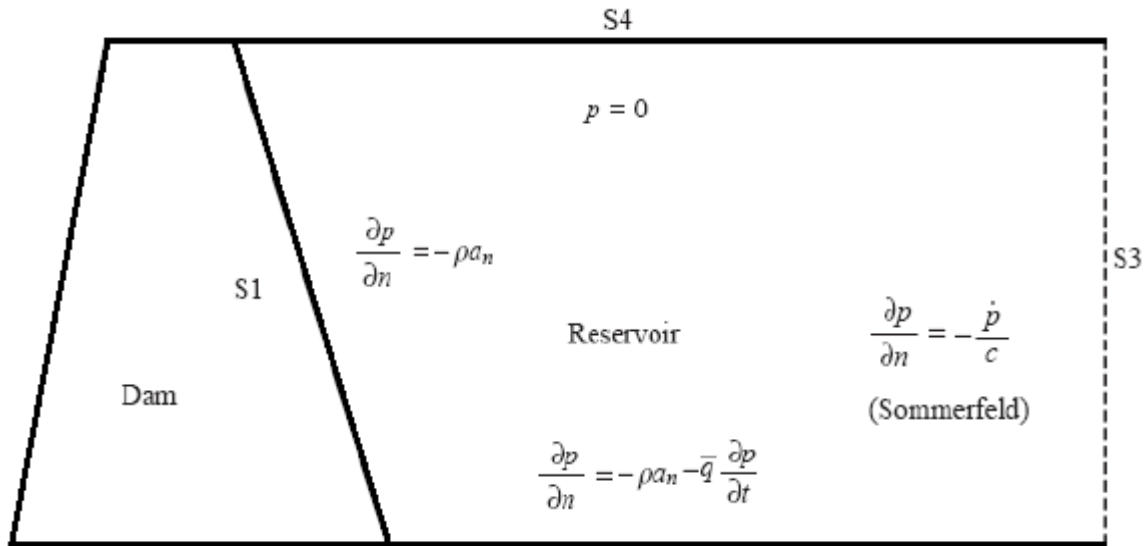


Figure III.9 : Le système barrage-réservoir

Les équations du système sous l'effet de l'action séismique s'écrivent sous la forme suivante :

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = -[M]\{\ddot{U}_g\} + \{E(t)\} \quad (\text{III. 42})$$

$\{E(t)\}$: Le vecteur nodal des forces associées à la pression hydrodynamique du réservoir.

On utilise la matrice d'amortissement de type Rayleigh :

$$[C] = b_1[M] + b_2[K] \quad (\text{III. 43})$$

(b_1, b_2 Des facteurs variables pour obtenir l'amortissement désiré du système).

On considère un fluide compressible non visqueux, la pression hydrodynamique p résultante de la réponse du sol pour un barrage rigide est :

$$\nabla^2 p = \frac{1}{c^2} \frac{\partial^2 p}{\partial t^2} \quad (\text{III. 44})$$

En introduisant les conditions aux limites et après une discrétisation à l'aide de la méthode des éléments finis, on aura :

$$[G]\{\dot{p}\} + [C_f]\{\dot{p}\} + [H]\{p\} = \{b\} \quad (\text{III. 45})$$

Avec :

$$H_{ij} = \sum_{\text{Re}} \int \left[\frac{\partial N_i}{\partial x} \frac{\partial N_j}{\partial x} + \frac{\partial N_i}{\partial y} \frac{\partial N_j}{\partial y} \right] dR; \quad (\text{III.46})$$

$$G_{ij} = \sum_{\text{Re}} \frac{1}{c^2} \int N_i N_j dR; \quad (\text{III.47})$$

$$\{b\}^T = \{-\rho S^T(\dot{u}_s + \ddot{u}_g) - \rho S^T \dot{u}_g \quad 0 \quad 0\} \quad (\text{III. 48})$$

$$[C_f] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \bar{q} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1/c & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (\text{III.49})$$

On utilise la technique de sous-structure, et on applique les conditions aux limites de pression et déplacement à l'interface de contact barrage-réservoir (S1).

- Appliquant la méthode de Newmark à l'équation (III.42) :

$$[\bar{K}]\{u^i\} = \{R^i\}; \quad i^{eme} \text{ étape.} \quad (\text{III. 50})$$

Avec :

$$[\bar{K}] = [K] + a_0[M] + a_1[C]$$

$$\begin{aligned} \{R^i\} = & -[M]\{\ddot{u}_g\} + [E^i] + [M](a_0\{u^{i-1}\} + a_2\{\dot{u}^{i-1}\} + a_3\{\ddot{u}^{i-1}\}) \\ & + [C](a_1\{u^{i-1}\} + a_4\{\dot{u}^{i-1}\} + a_5\{\ddot{u}^{i-1}\}) \end{aligned}$$

$$a_0 = \frac{1}{\beta \Delta t^2}, a_1 = \frac{\gamma}{\beta \Delta t}, a_2 = \frac{1}{\beta \Delta t}, a_3 = \frac{1}{2\beta} - 1, a_5 = \frac{\Delta t}{2} \left(\frac{\gamma}{\beta} - 2 \right)$$

$$\gamma=0.5, \beta=0.5.$$

- Appliquant la même méthode à l'équation (III.45) :

$$[\bar{H}]\{p^i\} = \{b^i\} \quad (\text{III. 51})$$

Avec :

$$[\bar{H}] = [H] + a_0[G] + a_1[C_f]$$

$$\{b^i\} = \begin{Bmatrix} -\rho S^T(\ddot{u}_s + \ddot{u}_g) \\ -\rho S^T \ddot{u}_g \\ \mathbf{0} \end{Bmatrix} + [G](a_0\{p^{i-1}\} + a_2\{\dot{p}^{i-1}\} + a_3\{\ddot{p}^{i-1}\}) \\ + [C_f](a_1\{p^{i-1}\} + a_4\{\dot{p}^{i-1}\} + a_5\{\ddot{p}^{i-1}\})$$

- Accélération nodale à l'interface barrage-réservoir est donnée par :

$$\{\ddot{u}_s^i\} = a_0(\{u_s^i\} - \{u_s^{i-1}\}) - a_2\{\dot{u}_s^{i-1}\} - a_3\{\ddot{u}_s^{i-1}\} \quad (\text{III. 52})$$

Avec :

$$[h] = [\bar{H}]^{-1} = \begin{bmatrix} h_1 \\ h_2 \\ h_3 \\ h_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} h_{11} & h_{12} & h_{13} & h_{14} \\ h_{21} & h_{22} & h_{23} & h_{24} \\ h_{31} & h_{32} & h_{33} & h_{34} \\ h_{41} & h_{42} & h_{43} & h_{44} \end{bmatrix}$$

Tel que :

$$\{P^i\} = [h]\{b^i\}$$

$$\{E^i\} = [S]\{P_1^i\}$$

$$[\hat{K}]\{u^i\} = \{\hat{R}^i\}$$

Donc :

$$[\hat{K}] = [K] + a_0([M] + [\bar{M}]) + a_1[C] \quad (\text{III. 53})$$

$$\{\hat{R}^i\} = -([M] + [\bar{M}])\{\ddot{u}_g\} + ([M] + [\bar{M}])(a_0\{u^{i-1}\} + a_2\{\dot{u}^{i-1}\} + a_3\{\ddot{u}^{i-1}\}) \\ + [C](a_1\{u^{i-1}\} + a_4\{\dot{u}^{i-1}\} + a_5\{\ddot{u}^{i-1}\}) - \{E^*\} \quad (\text{III. 54})$$

$$[\overline{M}] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \overline{M}_s \end{bmatrix} / [\overline{M}_s] = \rho [S][h_{11}][S^T] \quad (\text{III.55})$$

$$[E_{S1}^*] = [S][h_1][G][G](a_0\{P^{i-1}\} + a_2\{\dot{P}^{i-1}\} + a_3\{\ddot{P}^{i-1}\}) + [S][h_1][C_f](a_1\{P^{i-1}\} + a_4\{\dot{P}^{i-1}\} + a_5\{\ddot{P}^{i-1}\}) + \rho [S][h_{12}][S^T][\ddot{u}_g^i] \quad (\text{III. 56})$$

- La vitesse et l'accélération :

$$\{\dot{u}^i\} = \{\dot{u}^{i-1}\} + a_6\{\ddot{u}^{i-1}\} + a_7\{\ddot{u}^i\} \quad (\text{III. 57})$$

$$\{\ddot{u}^i\} = a_0(\{u^i\} - \{u^{i-1}\}) - a_2\{\dot{u}^{i-1}\} - a_3\{\ddot{u}^{i-1}\} \quad (\text{III. 58})$$

$$a_6 = \Delta t(1 - \gamma) \text{ et } a_7 = \gamma \Delta t \quad (\text{III. 59})$$

- La première et la seconde dérivée de la pression :

$$\{\dot{p}^i\} = \{\dot{p}^{i-1}\} + a_6\{\ddot{p}^{i-1}\} + a_7\{\ddot{p}^i\} \quad (\text{III. 60})$$

$$\{\ddot{p}^i\} = a_0(\{p^i\} - \{p^{i-1}\}) - a_2\{\dot{p}^{i-1}\} - a_3\{\ddot{p}^{i-1}\} \quad (\text{III. 61})$$

Répétition pour l'incrément de temps suivant remplacer i par i+1 et répéter les différentes étapes.

III.5 CONCLUSION:

Dans ce chapitre nous avons surtout essayé de mettre en évidence le problème de l'interaction fluide-structure à l'aide de deux méthodes :

La méthode de Westergaard qui est fréquemment utilisée dans l'analyse dynamique des barrages et qui reste une bonne approximation de la distribution verticale de la pression hydrodynamique dans un liquide incompressible.

La méthode des Éléments finies qui comprend deux modèles : Modèle de l'analyse directe dans le domaine temporelle Modèle de l'analyse transitoire dans le domaine temps du système barrage-réservoir en introduisant l'effet du bas de réservoir. Cette méthode des éléments finies est consacré aux études des barrages aussi bien que les réservoirs ce qui donne une spécificité à cette méthode.

Chapitre IV

Application numérique

IV.1 INTRODUCTION:

Les problèmes d'interaction fluide-structure peuvent intervenir dans divers domaines des sciences de l'ingénieur. En particulier, l'importance du phénomène d'interaction fluide-structure sur le comportement dynamique des barrages poids en béton sous actions sismiques constitue un domaine actif de recherche. La prédiction des mouvements couplés du système barrage-réservoir ainsi que l'évaluation des pressions hydrodynamiques s'exerçant sur le parement amont du barrage est une tâche particulièrement complexe.

De nombreux travaux de recherche antérieurs réalisés ont été spécifiquement effectués dans le domaine fréquentiel en utilisant une discrétisation par éléments finis bidimensionnels des monolithes de barrage supposés linéairement élastiques et une représentation analytique de la solution de l'équation des ondes de pression régnant dans un réservoir semi-infini. Ces efforts ont ainsi permis d'identifier un certain nombre de paramètres susceptibles d'avoir un effet significatif sur la réponse sismique des barrages.

Néanmoins, la nécessité de représenter des configurations géométriques quelconques du réservoir et des conditions aux frontières complexes ne se prêtant pas toujours à un traitement analytique, ainsi que le besoin de prédire les dégâts susceptibles d'être engendrés par le comportement non linéaire des barrages en zones de forte sismicité impliquent que la solution doit être déterminée dans le domaine temporel.

L'objet de ce travail est de présenter un modèle de calcul dynamique par la méthode des éléments finis pour l'analyse directe dans le domaine temporel des systèmes réservoir-barrages poids compte tenu des effets d'interaction hydrodynamique. Une étude a été effectuée aux fins de mieux appréhender le comportement dynamique du barrage de OuedFodda, situé dans la Wilaya de Chlef au Nord-Ouest de l'Algérie.

IV.2 PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE:

Le barrage de Oued Fodda, appelé aussi "barrage Steeg", est le premier des grands barrages construits en Algérie. L'étude de faisabilité a débuté en 1910 mais sa construction a commencé en 1926 pour se terminer en 1932. Cet ouvrage est situé à 20 Km environ de la ville de Oued Fodda, dans la Wilaya de Chleff au Nord Ouest de l'Algérie (figure IV.1), au confluent de Oued Fodda (d'où le nom du barrage). Le cours de cet Oued se fraye un passage dans une gorge profonde, à travers du massif calcaire connu sous le nom de "Koudiat Larouah".

L'ouvrage construit pour le compte du service central des irrigations en Algérie barre une vallée profonde composée de calcaires très fissurés qui ont nécessité pour leur imperméabilisation l'injection à haute pression de produits chimiques et de ciment. Cette région de l'Oued Fodda a été affectée par de grands séismes et cette nouvelle technique s'avéra efficace car plusieurs secousses telluriques n'eurent aucune conséquence pour le barrage. La cuvette du barrage draine les eaux d'un bassin versant de 800 km². Sa capacité de 225 Hm³ permettait d'irriguer 18 000 Ha sur la rive gauche de la vallée de Chlef en amont du seuil de Pontéba dans la vallée de l'Oued Fodda.



Figure IV.1 : Situation géographique du barrage de Oued Fodda

IV.3 PROFIL TYPE DU BARRAGE:

Le barrage de Oued Fodda est un barrage de type poids en béton, il possède les caractéristiques suivantes (figure IV.2) :

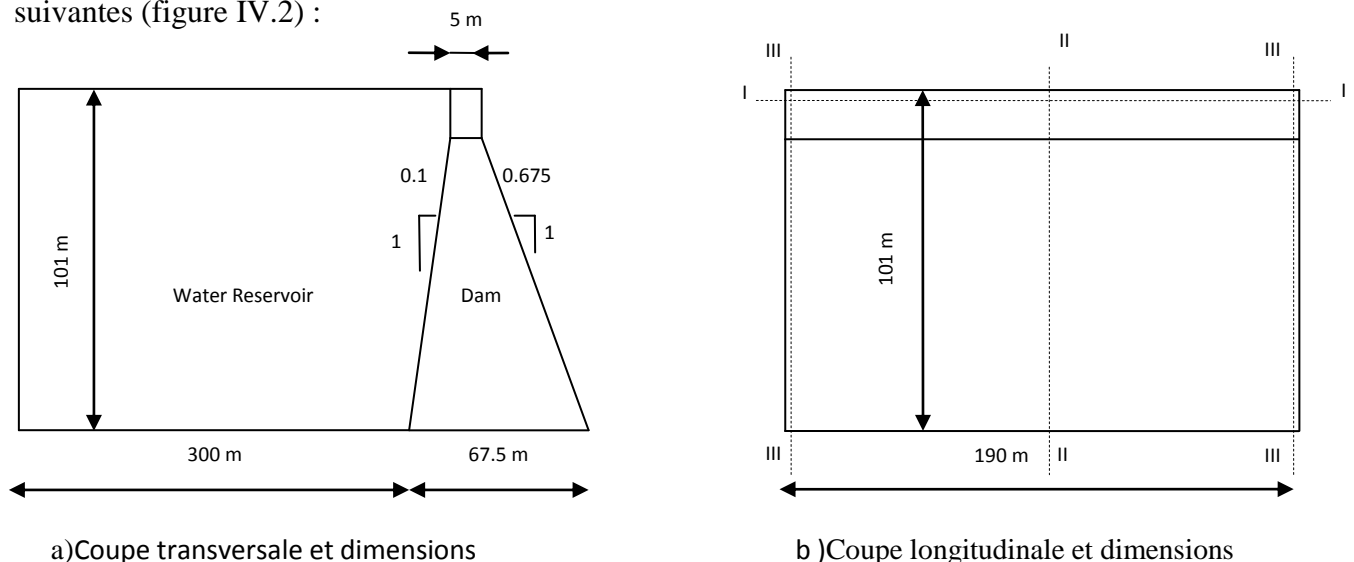


Figure IV.2: Sections et dimensions du barrage-poids en béton de Oued Fodda

Les propriétés mécaniques des matériaux du barrage-poids en béton et du réservoir d'eau sont récapitulées dans le tableau (IV.1). Selon le modèle Drucker-Prager, la cohésion et l'angle de frottement interne du corps du barrage sont supposés être de 2,50 Mpa et 35°, respectivement. De plus, la résistance à la traction et la résistance à la compression du béton du barrage sont respectivement de 1,6 MPa et 20 MPa.

Matériau	Propriétés des matériaux		
	Module d'élasticité (MPa)	Coefficient de Poisson	Densité (kg/m ³)
Barrage (béton)	24600	0.2	2640
Réservoir d'eau	2070	-	1000

Tableau IV.1 : Propriétés des matériaux du barrage-poids de l'Oued Fodda

IV.4 MODÉLISATION DU SYSTÈME BARRAGE-RÉSERVOIRE PAR ÉLÉMENTS FINIS :

La formulation du système d'interaction barrage-réservoir est représentée en utilisant l'approche lagrangienne, qui considère que le fluide est supposé linéaire-élastique, incompressible, non visqueux et irrationnel. Le système d'interaction barrage-réservoir est étudié à l'aide du modèle d'éléments finis à trois dimensions illustré à la Fig. 3. Un modèle d'éléments finis tridimensionnel avec 3400 éléments finis solides (Solid45) est utilisé pour modéliser le barrage de OuedFodda. Par ailleurs, un modèle éléments finis tridimensionnel avec 4760 éléments finis fluides (Fluid80) est utilisé pour modéliser l'eau du réservoir. L'élément fluide (Fluid80) est utilisé pour modéliser des fluides contenus dans des récipients n'ayant pas de débit net. L'élément fluide est particulièrement bien adapté au calcul des pressions hydrostatiques et des interactions fluide-solide.

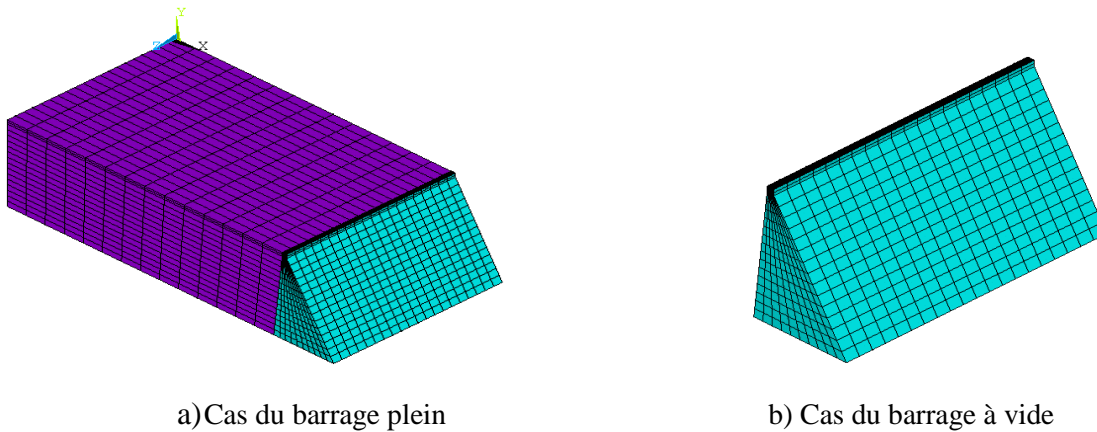


Figure3: Modèle d'éléments finis du barrage-poids en béton de Oued Fodda

IV.5. ANALYSE NUMERIQUE:

IV.5.1. ANALYSE TRANSITOIRE:

Cette étude examine la réponse sismique non linéaire en trois dimensions du barrage-poids en béton de Oued Fodda compte tenu de l'interaction barrage-réservoir. À cette fin, la composante horizontale du séisme de Koyana de 1967 est utilisée dans les analyses (Fig. 4). La composante horizontale est appliquée le long de l'axe de la rivière. Le modèle Drucker-Prager est utilisé dans l'analyse non linéaire pour le béton du corps du barrage. Toutes les analyses numériques sont réalisées à l'aide de programme ANSYS. D'après les analyses numériques, les déplacements horizontaux maximaux et les contraintes principales dans le barrage sont présentés pour le cas du barrage à vide et du barrage plein.

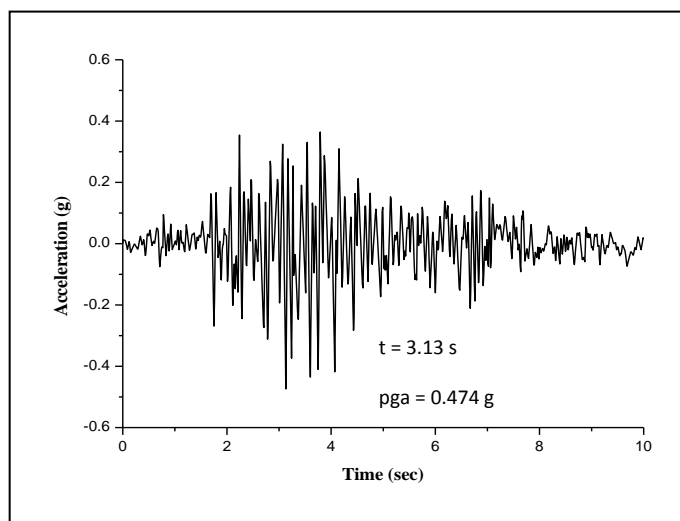


Figure 4 : Enregistrements d'accélération de la composante horizontale du séisme de Koyana en 1967

IV.5.1.1. VARIATION DES DEPLACEMENTS:

La variation du déplacement horizontal en fonction du temps à la crête médiane du barrage en face amont est présentée sur la figure 5 pour les cas du barrage à vide et plein. Le déplacement horizontal au point de crête augmente de 3,82 cm en cas du barrage à vide à 8,63 cm en cas du barrage plein.

Cela indique qu'il y a une augmentation d'environ 126 % dans l'amplitude du déplacement de la crête dans le cas du barrage plein. La Fig. 7 montre les contours de déplacement horizontal maximum à la crête du barrage pour les cas du barrage à vide et plein. Il est évident que les déplacements horizontaux obtenus à partir du cas du barrage plein sont plus élevés que ceux obtenus à partir du cas du barrage à vide en raison de l'effet du phénomène d'interaction fluide-structure.

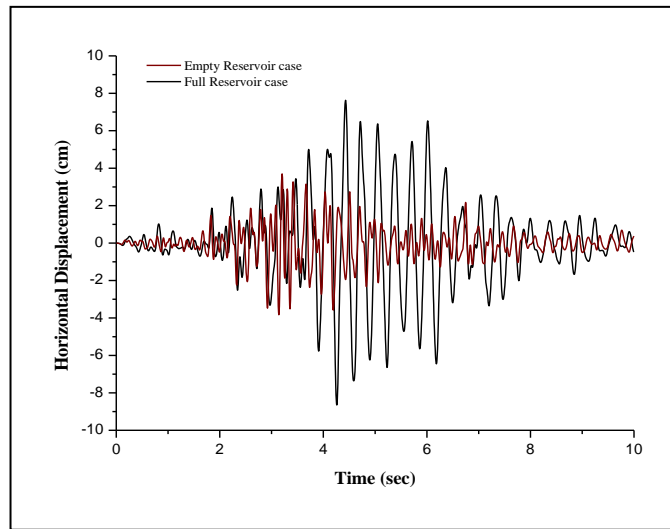


Figure 5: Variation déplacement horizontal en fonction du temps à la crête du barrage en face amont pour le cas du barrage à vide et du barrage plein

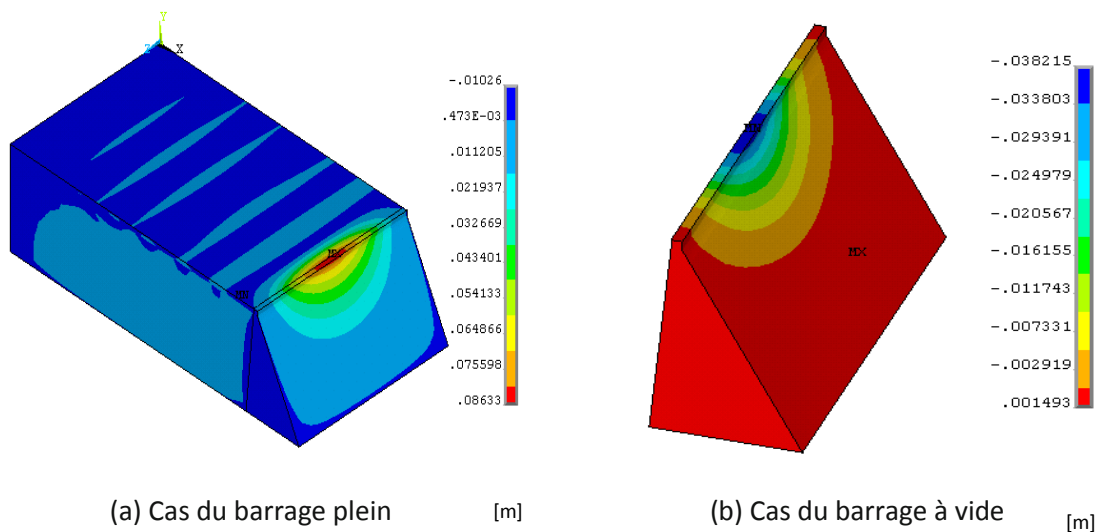


Figure 6: Contours des déplacements horizontaux maximaux du barrage

La figure 7 illustre les contours des déformations principales maximales de traction en face amont du barrage pour les cas du barrage à vide et plein. On voit que les déformations principales en traction sont plus élevées sous l'effet de l'interaction fluide-structure.

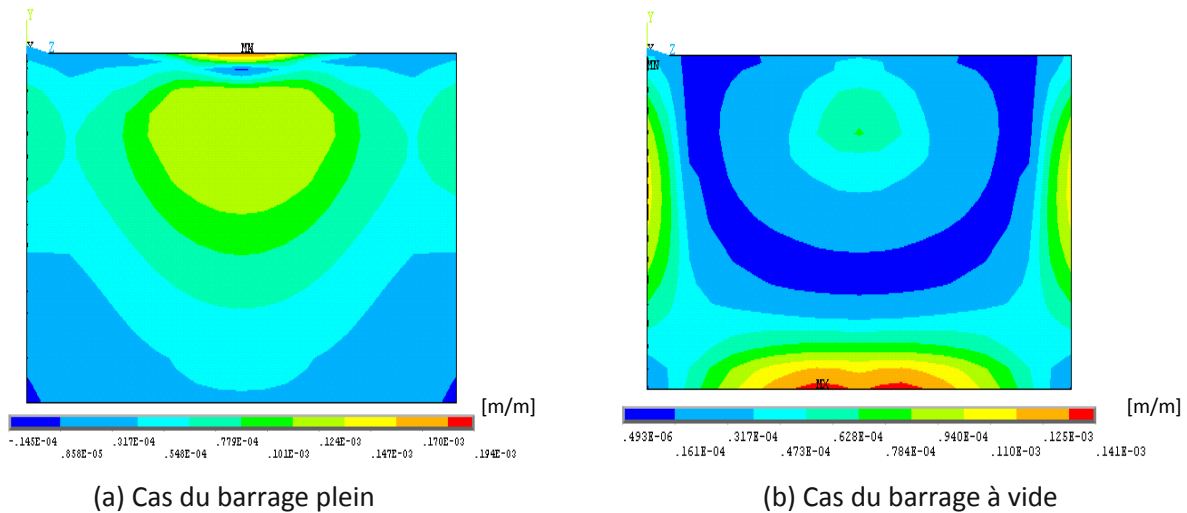


Figure 7: Contours des déformations principales maximales de traction en face amont du barrage

IV.5.1.2 VARIATION DES CONTRAINTES:

Figures. 8 et 9 représentent les contours des contraintes principales de traction et de compression maximales dans la face amont du barrage pour les cas du barrage à vide et plein. On observe que les contraintes principales maximales obtenues dans le cas du barrage plein sont plus élevées que celles obtenues dans le cas du barrage à vide en raison de l'effet de la pression hydrostatique et hydrodynamique de l'eau du réservoir. De plus, les contraintes principales maximales se produisent dans la région médiane de la crête du barrage, dans les parties supérieure et inférieure le long de l'axe central de symétrie et dans les régions d'extrémité supérieure du barrage.

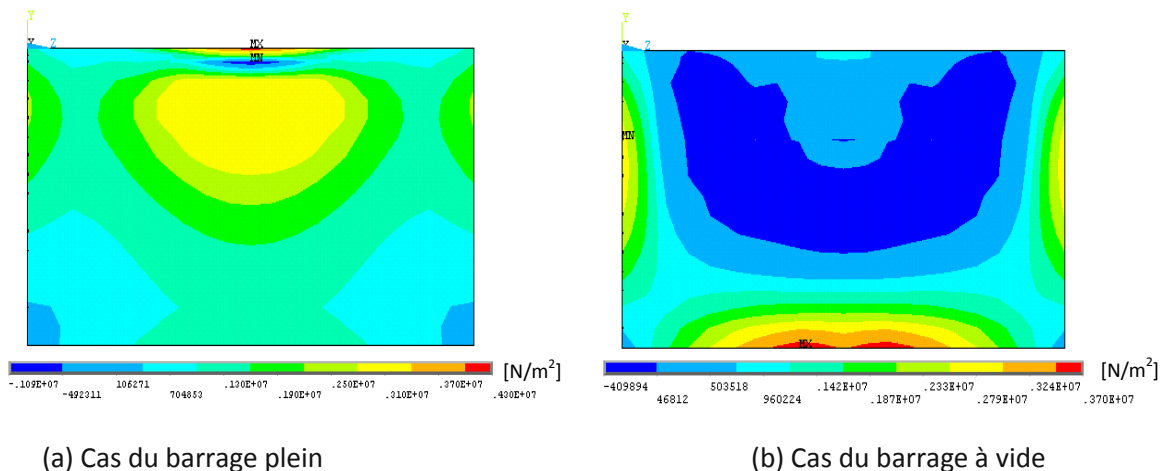


Figure 8 : Contours des contraintes principales maximales de traction en face amont du barrage

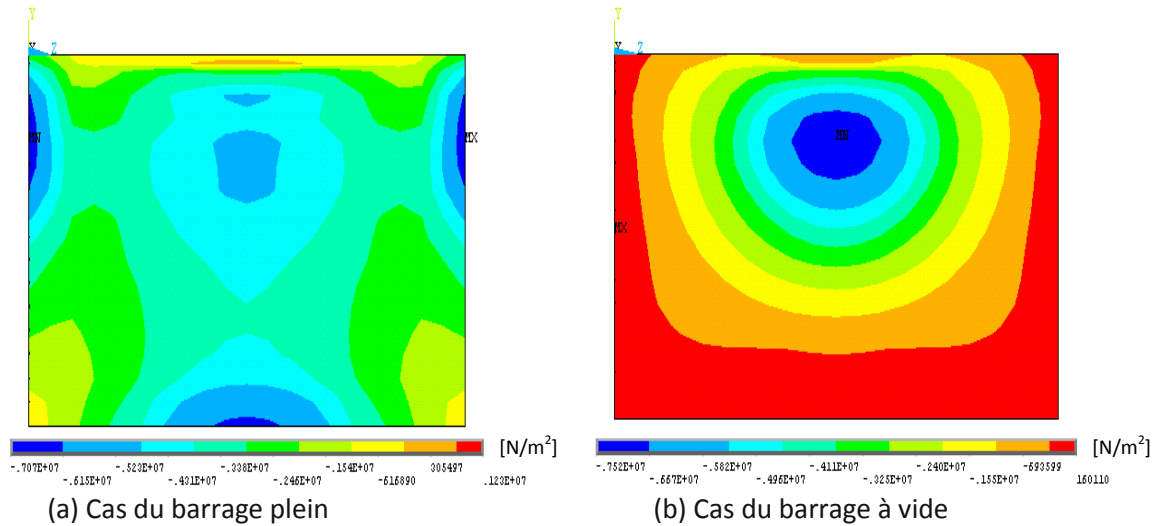


Figure 9 : Contours des contraintes principales maximales de compression en face amont du barrage

IV.6 CONCLUSION:

A partir des études réalisées dans ce chapitre, on peut tirer comme conclusion les points suivants :

- ✓ Le phénomène d'interaction fluide-structure augmente les déplacements horizontaux et les déformations du barrage.

La pression hydrodynamique de l'eau du réservoir augmente les contraintes principales dans le corps du barrage

CONCLUSION GÉNÉRALE:

Cette étude présente la réponse sismique non linéaire du barrage poids en béton de Oued Fodda en tenant compte du phénomène d'interaction dynamique fluide-structure. Pour cela, une étude numérique en trois dimensions (3D) de l'effet de l'interaction hydrodynamique et du glissement de l'eau le long de l'interface barrage-réservoir est réalisée. La pression hydrodynamique du fluide du réservoir est modélisée à l'aide d'éléments finis fluides basés sur l'approche lagrangienne. Le modèle Drucker-Prager est utilisé dans l'analyse non linéaire pour le béton du corps du barrage.

A partir des résultats numériques obtenus dans l'étude, les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- Le phénomène d'interaction fluide-structure augmente les déplacements horizontaux du barrage.
- La pression hydrodynamique de l'eau du réservoir augmente les contraintes principales dans le corps du barrage.
- Les contraintes de traction principales maximales se produisent dans la région médiane de la crête du barrage, dans les parties supérieure et inférieure le long de l'axe central de symétrie et dans les régions d'extrémité supérieure du barrage. Par conséquent, on s'attend d'apparaître il des fissures dans ces parties provoquant des dommages dans le barrage.
- La pression hydrostatique et hydrodynamique de l'eau du réservoir doit être prise en compte dans les analyses numériques pour évaluer la réponse critique du barrage.

Références:

- ANSYS Theory user's manual. Swanson Analysis Systems Inc., Houston, PA, USA (2009).
- A. Pecker. Dynamique des sols. Presses Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1984.
- Bendimerad. A. Z. (2011), Comportement des barrages en BCV et en BCR étude comparative, projet de fin d'étude, département de génie civil, faculté des sciences de l'ingénieur, université Abou bekr belkaid, Tlemcen, Algérie. p42-45.
- Bougacha, S. and Tassoulas, J. L. Seismic response of gravity dams. I: Modeling of sediments. ASCE Journal of Engineering Mechanics, 117(8): 1826-1837, 1991.
- Bougacha, S. and Tassoulas, J. L. Seismic response of gravity dams. II: Effects of sediments. ASCE Journal of Engineering Mechanics, 117(8): 1839-1850, 1991.
- B.Tiliouine, A. Seghir (1997). Influence de l'interaction fluide-structure sur le comportement sismique du barrage d'Oued-Fodda. CAM97, Damas, Syrie.
- Chopra, A. K. and Gupta, S. Hydrodynamic and foundation interaction effects in earthquake response of a concrete gravity dam. J. Struct. Div. Am. Soc. Civ. Eng., vol. 578, 1899-1412, 1981.
- Cours Barrage, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL, 2006).
- Degoutte. G. (2002), Petits barrages : Recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi, cemagref édition, 173p.
- D Maity. A novel far-boundary condition for the finite element analysis of infinite reservoir. Applied Mathematics and Computation, 170 :1314–1328, 2005.
- Fenves, G. and Chopra, A. K. Effects of reservoir bottom absorption and dam-water-foundation interaction of frequency response functions of concrete gravity dams. Earthquake Eng. Struct. Dyn. vol. 13, 13-31, 1985.
- Fenves, G. and Chopra, A. K. Reservoir bottom absorption effects in earthquake response of concrete gravity dams. Journal of Sound and Vibration, 111(3): 545-562, 1985.
- Fluid domains. Applied Mathematics and Computation, 163 :61–69,
2005. Foundation inhomogeneity. Front. Archit. Civ. Eng. China, 1(1)
:41–50, 2007.
- G. Fenves and A. K. Chopra. Reservoir bottom absorption effects in earthquake response of concrete gravity dams. Journal of Sound and Vibration, 111(3) :545–562, 1985.
- G. Lin, J. DU, and Z. HU. Earthquake analysis of arch and gravity dams including the effects of Gogoi I. and Maity D. Influence of sediment layers on dynamic behavior of aged concrete dams. ASCE Journal of Engineering Mechanics, 133(4) :400–413, 2007.
- Hall, J. F. and Chopra, A. K. Hydrodynamic effects in the dynamic response of concrete gravity dams. J. Earthquake Eng. Struct. Dyn, vol. 10, 333-395, 1982 .

J. Dominguez, R. Gallego, and B. Japon. Effects of porous sediments on seismic response of concrete gravity dams. *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, 123(4) :302–311, 1997.

J. F. Hall and A. K. Chopra. Hydrodynamic effects in the dynamic response of concrete gravity dams. *Earthquake Engng. Struct. Dyn.*, 10 :333–395, 1982.

L. Ramdani and A. Seghir. Etude de la réponse sismique des réservoirs de stockage rectangulaires. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 13(1) :33–52, 2009.

O.C. Zienkiewicz, D.W. Kelly, and P. Bettess. The Sommerfeld (radiation) condition on infinite domains and its modelling in numerical procedures. In *Computing Methods in Applied Sciences and Engineering I*, pages 169–203. Springer Berlin / Heidelberg, Palo Alto, CA, 1971.

Ouzandja, D., & Tiliouine, B. (2015). Effects of Dam-Foundation Contact Conditions on Seismic Performance of Concrete Gravity Dams. *Arabian Journal for Science and Engineering*, 40(11), 3047-3056.

Ouzandja, D. (2017). three-dimensional nonlinear seismic response of oued fodda concrete gravity dam considering contact elements at dam- reservoir interaction interface.

Ouzandja, D., Benkechida, F., Ouzandja, T., & BELHADED, H. Study of dynamic soil-structure interaction of concrete gravity dams. In *Proceeding of the Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*.

Ouzandja, Djamel, Boualem Tiliouine, and Toufiq Ouzandja. "Nonlinear seismic response of concrete gravity dams." *International Congress and Exhibition "Sustainable Civil Infrastructures: Innovative Infrastructure Geotechnology"*. Springer, Cham, 2017.

Ouzandja, D. (2016). Effets des conditions de contact à l'interface barrage-fondation sur la performance sismique des barrages-poids en béton (Doctoral dissertation).

Ouzandja, d., & Messaad, m. effect of dynamic fluid-structure interaction phenomenon on earthquake response of concrete gravity dams-case study: oued fodda dam effet du phénomène d'interaction dynamique fluide-structure sur la réponse sismique des barrages-poids en béton-étude de.

Ouzandja, d., & Tiliouine, b. formules empiriques de calcul des périodes fondamentales de systèmes sol-structure: validation et étude paramétrique empirical formulas for computation of fundamental periods of soil-structure systems: validation and parametric study.

Ouzandja, d., Tiliouine, b., & ouzandja, t. dynamic behavior analysis of concrete gravity dams analyse du comportement dynamique des barrages-poids en béton.

Ouzandja, d., & Messaad, m. effect of dynamic fluid-structure interaction phenomenon on earthquake response of concrete gravity dams-case study: oued fodda dam effet du phénomène d'interaction dynamique fluide-structure sur la réponse sismique des barrages-poids en béton-étude de.

Patrick, Le Delliou. *Les barrages : conception et maintenance*, PRESSES UNIVERSITAIRES DE AIRES DE LYON, 2007 86, rue Psteure – 69365 Lyon Codex 07, 2007, 261p.

Rouissat. B. (2009/2010), Cours de barrage, 4ème année génie civil, département de génie civil, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen.

S. Bougacha and J. L. Tassoulas. Seismic response of gravity dams. I : Modeling of sediments. ASCE Journal of Engineering Mechanics, 117(8) :1826–1837, 1991.

Schleiss. A. J. & Pougatsch. H (2011), Les barrages, du projet à la mise en service, Presses polytechniques et universitaire romandes, lausanne, Vol 17.

S.E. Moussaoui and B. Tiliouine. Etude de l'effet de l'interaction dynamique sur le comportement sismique du barrage de l'Oued Fodda. In Colloque International sur la vulnérabilité, 11–12 Octobre 2003, Alger, Algérie, 2003.

S. Kőçókaslan, S.B. Coskun, B. Taskin (2005). Transient analysis of dam-reservoir interaction including the reservoir bottom effects. Journal of fluid and structure 20 ,1073-1084.

S. Kucukarslan. An exact truncation boundary condition for incompressible-unbounded infinite. S. Prakash. Soil dynamics. McGraw-Hill, 1981.

Westergaard, H.M. Water pressures on dams during earthquake. Trans. ASCE 98, 418-433 (1933).

Zienkiewicz, O.C. and Newton, R.E. Coupled vibrations of a structure submerged in a compressible fluid. In Int. Sym. Finite Element Techniques, 1st-15th May 1969.

Zienkiewicz, O.C., Kelly, D.W. and Bettess, P. The Sommerfeld (radiation) condition on infinite domains and its modelling in numerical procedures. In Computing Methods in Applied Sciences and Engineering I, pages 169-203. Springer Berlin / Heidelberg, Palo Alto, CA, 1971.

<http://www.futura-sciences.com/planete/photos/geologie-plus-grands-barrages-monde-15-photos-1401/geologie-barrage-pine-flat-son-lac-plus-grands-reservoirs-californie-10144/>

<http://www.mementodumaire.net/risques-technologiques/rt-4-rupture-de-barrage/#top>