

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



École Nationale Polytechnique
Département de Génie Civil



Laboratoire de Génie Sismique & Dynamique des Structures

Projet de Fin d'Études

En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État en Génie Civil

Présenté par :

ADEL Ahmed

MAALI Imad Eddine

Intitulé :

Investigation des effets de compressibilité et de viscosité sur les pressions Hydro-sismiques s'exerçant à l'interface des systèmes fluides barrages par la Méthode des Éléments Finis

Soutenu publiquement le **16/06/2015** devant le jury composé de :

Président :	M. HAMMOUTENE	Professeur	ENP
Encadreurs :	B.TILIOUINE	Professeur	ENP
	A.TADJADIT	M.A.A	ENP
Examineurs :	H. MOHABEDDINE	M.A.A	ENP
	D. CHERID	M.A.A	ENP

ENP 2015

Ecole Nationale Polytechnique. 10, Avenue Hassen Badi BP182 El-Harrach
16200 Alger, Algérie
Tel : +213 21 52 53 01/03 – Fax : +213 21 52 29 73
www.enp.edu.dz

Remerciements

((اللهم اجعنا من الشاكرين والمشكورين))

Nous nous prosternons devant notre Dieu sacré qui nous a permis d'effectuer ce mémoire qui symbolise le fruit d'un travail de recherche effectué au sein du laboratoire de Génie Sismique et de Dynamique des Structures sis à l'Ecole Nationale Polytechnique sous la direction du professeur Boualem TILIOUINE.

Nous remercions infiniment nos chers parents pour nous avoir encouragés et soutenues par tous les moyens tout le long de notre formation et notre vie.

Le suivi de notre promoteur, sa grande expérience, sa modestie et sa générosité, sa pédagogie et sa rigueur dans le travail nous ont permis de travailler dans les meilleures conditions.

Nous tenons à lui présenter nos remerciements les plus sincères et à lui témoigner notre profonde reconnaissance pour son encadrement, ses conseils éclairés et tout le savoir qu'il nous a transmis.

D'autre part, nous tenons à adresser un remerciement particulier et un témoignage de reconnaissance à M. Abdelmadjid. TADJADIT, co-directeur pour son soutien effectif et ses précieuses observations.

Nous remercions le Pr. M. HAMMOUTENE qui a bien voulu examiner ce travail et nous honorer par sa participation en tant que président du jury de soutenance.

Enfin, nous rendons hommage à toutes les personnes ayant contribuées à notre formation et notre bien-être, de près ou de loin, qu'ils trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude.

Dédicaces

Je dédie cette thèse à ma mère et mon père

À mes grands-parents

À mes tantes, mes cousins, mes cousines, mes oncles

À toute ma famille

À tous mes amis

À toutes personnes m'ayant soutenue de loin ou de près

À tous mes collègues spécialement ceux de la promotion 2015

À tous ceux qui m'aiment

*Et à mon binôme Ahmed avec qui j'ai eu le plaisir de travailler durant
ces trois dernières années*

M.A.L.I Imad Eddine

Dédicaces

Je tiens à dédier ce modeste travail en premier lieu à mes chers parents, sans lesquels je n'aurais jamais pu atteindre ce niveau d'études grâce à leur soutien et leur encouragement.

Je dédie ce travail également à :

À mon chère frère Ryad.

À mes oncles, mes tentes, et mes cousins, mes cousines.

À tous mes amis Mounir, Yacine, Islam, Abdellah, Tahar,

Nadir, Lotfi et à ceux qui m'ont soutenu de près ou de loin.

À mon binôme Imad avec qui j'ai eu le plaisir de travailler durant ces trois dernières années

ADLI Ahmed

ملخص

إن تحليل الضغوطات الهيدروديناميكية المطبقة على وجه المنبع من سد صلب معرض لزلزال يشكل خطوة حاسمة خلال تصميم السدود.

الهدف من هذه الدراسة هو تقييم تأثيرات انضغاطية ولزوجة السائل على توزيع الضغوطات الهيدروديناميكية المطبقة على السطح البيني سد-خزان في ظل وجود إثارات زلزالية. سيتم استعمال طريقة العناصر المنتهية لإيجاد حل عددي للإشكالية. إن تحليل النتائج المحصل عليها سمح لنا بفهم سلوك السائل الموجود داخل الخزان بشكل جيد في وجود سد صلب مع الأخذ بعين الاعتبار تأثير انضغاطية ولزوجة السائل من جهة و من جهة أخرى باختيار العناصر الفيزيائية والهندسية الامثل للجملة سد-خزان مما يسمح بإعطاء تصميم مثالي للسد يجمع بين أمن واقتصاد المنشأة.

النتائج المحصل عليها تتوافق مع الأبحاث التي أجريت في هذا المجال على وجه الخصوص نستطيع ذكر وسترقارد وشوبرا للانضغاطية وأفلاس، أردشير للزوجة

الكلمات المفتاحية: سد خرساني، عناصر منتهية، ضغوطات هيدروديناميكية، استجابة زلزالية، انضغاطية، لزوجة.

Résumé

L'analyse des surpressions hydrodynamiques exercées sur le parement amont d'un barrage rigide soumis à un séisme constitue une étape capitale lors de la conception des barrages.

Cette étude a pour objectif d'évaluer les effets de la compressibilité et de la viscosité du fluide sur la distribution des surpressions hydrodynamiques qui s'exercent sur l'interface fluide-structure en présence d'excitations sismiques. La méthode des éléments finis est utilisée pour la résolution numérique du problème.

L'analyse des résultats obtenus nous a permis de comprendre mieux le comportement du fluide dans le réservoir en présence d'un barrage rigide considérant les effets de la compressibilité et de la viscosité d'une part. D'autre part un choix judicieux des paramètres physiques du système barrage-réservoir ainsi que sa géométrie, permis également de réussir une conception optimale ralliant la sécurité de l'ouvrage et son économie. Les résultats obtenus sont en concordance avec les travaux de recherche effectués dans ce domaine, en particulier on peut citer ceux de Westergaard et Chopra pour la compressibilité et ceux de Aviles et Ardeshir pour l'effet de la viscosité.

Mots clés : barrage poids en béton, éléments finis, surpressions hydrodynamiques, réponse sismique, Compressibilité, viscosité.

Abstract

Analysis of the hydrodynamic pressures on the upstream face of a rigid dam subjected to earthquake constitutes a crucial step in the design of dams.

This study aims to evaluate the effects of compressibility and viscosity of the fluid on the distribution of hydrodynamic pressures exerted on the fluid-structure interface in the presence of seismic excitations. The finite element method is used to solve numerically the problem.

The analysis of the results allowed us to understand better the behaviour of the fluid in the reservoir of a rigid dam considering the effects of compressibility and viscosity on the one hand. On the other hand to choose soundly the physical and geometrical parameters of reservoir dam system which allowed getting an optimal design rallying the safety of the structure and its economy. The results are consistent with the research done in this field, particularly include those of Westergaard, and Chopra for the compressibility and those of Aviles and Ardeshir for the effect of viscosity.

Key words: Concrete gravity dam, finite elements, hydrodynamic pressures, seismic response, compressibility, viscosity.

Table des matières

Liste des figures

Liste des tableaux

Notations

Introduction générale.....	1
Chapitre I Séismes et barrages	2
I.1. Les séismes	2
I.1.1. Introduction.....	2
I.1.2. Origine du séisme	2
I.1.3. Ondes sismiques.....	3
I.1.3.1. Ondes de volumes	4
I.1.3.2. Les ondes de surface	6
I.1.4. Comment détecter un séisme en tout point du globe terrestre ?	7
I.1.5. Action sismique	7
I.1.6. Intensité et magnitude d'un séisme.....	8
I.1.7. Risque sismique en ALGERIE	10
I.1.8. Généralités sur les sismographes.....	11
I.1.9. Impacts des séismes sur les ouvrages	12
I.2. Barrage	14
I.2.1. Définition	14
I.2.2. Les barrages des ouvrages particuliers.....	14
I.2.3. Types de barrages.....	15
I.2.3.1. Les barrages- poids.....	15
I.2.3.2. Les barrages-voûte	18
I.2.3.3. Le barrage à contreforts.....	20
I.2.4. Les forces agissant sur un barrage	21
I.2.4.1. Poids propre	21
I.2.4.2. Poussée de l'eau :.....	21
I.2.4.3. Sous pression :	22
I.2.4.4. Forces sismiques :.....	22
I.2.4.5. Forces dues à la température :.....	22
I.2.4.6. Forces dues au gel :	22
I.2.4.7. Forces liées aux crues :.....	22
I.2.5. Stabilité au renversement	22
I.2.6. Stabilité au glissement	23
I.3. Conclusion	24

Chapitre II Propriétés des fluides	25
II.1. Introduction.....	25
II.2. Caractéristique des fluides	25
II.2.1. La masse volumique	25
II.2.2. La densité	26
II.2.3. La compressibilité.....	26
II.2.4. La viscosité.....	26
II.3. Types de fluides	32
II.3.1. Fluide parfait	32
II.3.2. Fluide réel	32
II.3.3. Fluide newtonien.....	33
II.3.4. Fluide incompressible.....	33
II.3.5. Fluide compressible.....	33
II.4. Modèle de kelvin Voigt.....	33
II.5. Les régimes d'écoulement.....	34
II.6. Nombres adimensionnels les plus courant en mécanique des fluides	35
II.6.1. Nombre de Reynolds	35
II.6.2. Nombre de Mach.....	36
II.6.3. Nombre de Strouhal	36
II.6.4. Nombre de Froude	36
II.7. Equation de Navier-stokes	36
II.7.1. Fluide incompressible.....	38
II.7.2. Fluide compressible non visqueux	38
II.7.3. Fluide visqueux.....	38
II.8. Conclusion	38
Chapitre III Théorie de l'élasticité linéaire	39
III.1. Introduction.....	39
III.2. Contraintes	39
III.3. Déformations.....	41
III.4. Equations d'équilibre.....	43
III.5. Loi de Hooke	44
III.5.1. Cas d'un plan de symétrie	44
III.5.2. Cas de symétrie orthotrope	44
III.5.3. Cas d'isotropie	44
III.6. Problèmes de contraintes planes.....	45
III.7. Problèmes de déformations planes	45

III.8. Conclusion	46
Chapitre IV Approches analytiques et semi-analytiques.....	47
IV.1. Introduction	47
IV.2. Historique.....	47
IV.3. Méthode de masse ajoutée de Westergaard	48
IV.3.1. Introduction	48
IV.3.2. Solution de Westergaard	50
IV.4. Méthode de Zangar.....	50
IV.4.1. Présentation du modèle :.....	50
IV.5. Méthode semi analytique de Chopra- Chakrabarti.....	52
IV.6. Conclusion	54
Chapitre V Approche numérique par la Méthode des Eléments Finis	55
V.1. Introduction	55
V.2. Hypothèses.....	55
V.3. Méthode des Eléments Finis	55
V.3.1. Introduction	55
V.3.2. Le maillage.....	57
V.3.3. Elément de référence.....	60
V.3.4. Transformation isométrique	62
V.4. Intégration numérique.....	63
V.4.1. Principe de l'intégration numérique :.....	63
V.4.2. Quelques méthodes d'intégrations numériques	64
V.5. Conclusion	66
Chapitre VI Formulation du problème	68
VI.1. introduction.....	68
VI.2. Modélisation du réservoir.....	68
VI.2.1. Condition aux limites.....	69
VI.2.1.1. Conditions de type Dirichlet.....	69
VI.2.1.2. Conditions de type Neumann	69
VI.3. Equation de continuité.....	70
VI.5. conclusion	71
Chapitre VII Utilisation du logiciel MATLAB	72
VII.1. Introduction	72
VII.2. Les problèmes qu'on peut résoudre	72
VII.3. Etapes de résolution d'un problème.....	72
VII.3.1. Première phase	72

VII.3.2. Deuxième phase	76
VII.3.3. Troisième phase	77
VII.4. Conclusion	79
Chapitre VIII Application.....	80
VIII.1. Introduction	80
VIII.2. Etude du cas du barrage d'Oued-Fodda	80
VIII.2.1. Historique :.....	80
VIII.2.2. Caractéristiques du barrage	81
VIII.2.3. Présentation de la géométrie du barrage-réservoir	83
VIII.2.4. Choix du Maillage	83
VIII.3. Application numérique.....	86
VIII.3.1. Cas d'un fluide incompressible	86
VIII.3.2. Cas d'un fluide compressible	93
VIII.3.3. Cas d'un fluide visqueux.....	98
Conclusion générale	106
Bibliographie	

Liste des figures

Figure I-1: Répartition de la tectonique des plaques	2
Figure I-2: Cartographie des zones de sismicité élevée.....	3
Figure I-3: Origine du séisme.....	4
Figure I-4: Ondes de type p	5
Figure I-5: Ondes de type S	5
Figure I-6: L'effet des ondes de RAYLEIGH sur les milieux traversés.....	6
Figure I-7: L'effet des ondes de LOVE sur les milieux traversés	7
Figure I-8: Décomposition de l'action sismique	8
Figure I-9: Sismomètres.....	12
Figure I-10: Rupture du barrage de Shih-Kang (Taiwan 1999)	13
Figure I-11: Barrage poids	17
Figure I-12: Barrage de la Grande Dixence en Suisse	17
Figure I-13: barrage-voûte	19
Figure I-14: Le barrage voûte de Castillon en France.....	20
Figure I-15: Barrage de Roselend, contreforts du Mérailet.....	21
Figure II-1 : Profil des vitesses dans le cas de l'écoulement d'un liquide visqueux le long d'une paroi.....	26
Figure II-2 : Variation de la viscosité en fonction de la température.....	28
Figure II-3 : Variation de la viscosité cinématique de l'eau en fonction de la température	29
Figure II-4 : Viscosimètre rotatif.....	30
Figure II-5 : Viscosimètre d'Ostwald	31
Figure II-6 : Viscosimètre à chute de bille	32
Figure II-7 : Élément mince d'un solide de kelvin Voigt soumis à un cisaillement horizontal	33
Figure II-8 : Différents types d'écoulement	35
Figure III-1: Représentation d'un cube élémentaire.....	39
Figure III-2: Représentation des contraintes dans le cube élémentaire	40
Figure III-3: Tétraèdre de CAUCHY.....	41
Figure III-4: Mise en évidence de la distorsion.....	42
Figure IV-1 : Profil de pression simplifié de Westergaard.....	49
Figure IV-2 Dispositif expérimental de Zangar.....	51
Figure IV-3 : Variation du coefficient C_m en fonction de θ	52
Figure V-1 : Démarche éléments finis	56
Figure V-2 : Élément d'un maillage.....	57
Figure V-3 : Quelques types d'éléments d'un maillage	58
Figure V-4 : Connexion entre deux éléments triangulaires.....	59
Figure V-5 : Connexion entre deux éléments par nœuds Communs	60
Figure V-6 : Élément de référence triangulaire linéaire.....	61
Figure V-7 : Maillage adopté pour la discrétisation du réservoir.....	61
Figure V-8 : Élément de référence iso paramétrique.....	62
Figure V-9 : Intégration numérique par la méthode des rectangles.....	64
Figure V-10 : Intégration numérique par la formule de newton-cotes.....	66
Figure VI-1 : Barrage à fruit composé	68
Figure VI-2 : Parallélépipède élémentaire de fluide de volume $dx dy dz$	70
Figure VII-1 : Ouverture de l'interface Pdetool.....	73

Figure VII-2 : Choix du repère	74
Figure VII-3 : Définition du domaine d'étude	75
Figure VII-4 : Choix des conditions aux limites	75
Figure VII-5 : Définition de l'équation gouvernante.....	76
Figure VII-6 : Choix du maillage.....	77
Figure VII-7 : Visualisation des résultats en 2-D.....	78
Figure VII-8 : Visualisation des résultats en 3-D.....	79
Figure VIII-1 : Barrage d'Oued-Fodda	81
Figure VIII-2 : Emplacement du barrage d'Oued-Fodda.....	81
Figure VIII-3 : Système barrage-réservoir	83
Figure VIII-4 : Réservoir de barrage	83
Figure VIII-5 : Maillage grossier à 71 nœuds et 112 éléments	84
Figure VIII-6 : Maillage grossier à 71 nœuds et 112 éléments	85
Figure VIII-7 Maillage fin à 953 nœuds et 1792 éléments	86
Figure VIII-8 : Contour des iso pressions hydrodynamiques	87
Figure VIII-9 : Distribution du coefficient des surpressions hydrodynamiques C_p	87
Figure VIII-10 : Distribution des surpressions hydrodynamiques au pied amont du barrage....	88
Figure VIII-11 : Accélérogramme du séisme d'El-Centro	88
Figure VIII-12 : Pression à la base du barrage d'Oued-Fodda soumis au séisme d'El Centro. ..	89
Figure VIII-13 : Variation du coefficient des pressions hydrodynamiques	89
Figure VIII-14 : Distribution des surpressions hydrodynamiques au pied amont du barrage....	90
Figure VIII-15 : Pression à la base du barrage d'Oued-Fodda soumis au séisme d'El Centro. ..	90
Figure VIII-16 : Variation du coefficient des pressions hydrodynamiques pour un barrage à fruit composé.....	91
Figure VIII-17 : Distribution des surpressions hydrodynamiques au pied amont du barrage....	92
Figure VIII-18 : Pression à la base du barrage d'Oued-Fodda soumis au séisme d'El Centro ...	92
Figure VIII-19 : Distribution des pressions hydrodynamiques pour $\omega=2\pi$	93
Figure VIII-20 : Distribution des pressions hydrodynamiques pour $\omega= 20\pi$	93
Figure VIII-21 : Distribution des pressions hydrodynamiques pour $\omega= \omega_1$	94
Figure VIII-22 : Variation du coefficient des pressions hydrodynamiques pour $\omega= \omega_1$	95
Figure VIII-23 : Distribution des pressions hydrodynamiques pour $\omega= \omega_1$	95
Figure VIII-24 : Pression hydro-sismique à la base du barrage soumis à l'accélérogramme du séisme d'El Centro.....	96
Figure VIII-25 : Variation des pressions hydrodynamiques en fonction de la fréquence d'excitation à la base d'un barrage rigide vertical.....	97
Figure VIII-26 : Variation du coefficient des pressions hydrodynamiques pour $T=1s$	97
Figure VIII-27 : Variation du coefficient des pressions hydrodynamiques pour $T=1s$	98
Figure VIII-28 : Comparaison des pressions pour un fluide visqueux et non visqueux à $x=0$, $t=0$, $T=0.25s$ (a), $T=0.2777s$ (b) et $T=1s$ (c)	99
Figure VIII-29 : Comparaison des pressions pour un fluide visqueux et non visqueux à $x=3H$, $t=0$, $T=0.25s$ (a), $T=0.2777s$ (b) et $T=1s$ (c).....	99
Figure VIII-30 : Comparaison des pressions pour un fluide visqueux et non visqueux à $x=7H$, $t=0$, $T=0.25s$ (a), $T=0.2777s$ (b) et $T=1s$ (c).....	99
Figure VIII-31 : Comparaison des pressions pour un fluide visqueux et non visqueux à $T=0.2777s$, $t=0$, $x=0$ (a), $x=3H$ (b), $x=7H$ (c).....	100
Figure VIII-32 : Pressions hydrodynamiques pour un barrage partiellement incliné avec un angle $\theta= 49.1^\circ$ et $H_f/H_r=0.5$	101
Figure VIII-33 : Pressions hydrodynamiques pour un barrage incliné d'un angle de 30°	102

Figure VIII-34 : Pressions hydrodynamiques pour un barrage partiellement incliné avec un angle $\theta= 45^\circ$ et $H_f/H_r=0.5$ pour un amortissement $\xi=1\%$ (continue) et $\xi=5\%$ (discontinu).....	103
Figure VIII-35 : Pressions hydrodynamiques pour un barrage partiellement incliné avec un angle $\theta= 45^\circ$ et $H_f/H_r=0.5$ pour une fréquence d'excitation $\omega/\omega_1=1$.....	104
Figure VIII-36 : Variation des pressions hydrodynamiques en fonction du temps à la base du barrage pour une excitation harmonique de pulsation $\omega/\omega_1=1$.....	104

Liste des tableaux

Tableau I-1: Echelle d'intensité de Mercali	8
Tableau I-2: Echelle de magnitude de Richter	10
Tableau I-3: Principaux Séismes aux quels a été exposé l'Algérie.....	11
Tableau I-4 : Expressions des forces et moments agissant sur le barrage	23
Tableau II-1 : Exemples de viscosité.....	27
Tableau VIII-1 : caractéristiques géométriques du barrage et des matériaux utilisés	82

Notations

c : Fraction de la hauteur du liquide dans le réservoir.

C_m : Coefficient des pressions maximales

χ : Coefficient de compressibilité

m : Masse du fluide.

V : Volume du fluide.

μ : Viscosité dynamique du fluide.

μ_s : Viscosité à la pression de saturation

ϵ : Déformation plane

σ : Contrainte plane

ν : Viscosité cinématique du fluide.

τ : Contrainte de cisaillement.

Re : Nombre de Reynolds.

l : Dimension caractéristique.

ω : Pulsation d'excitation

Ma : Nombre de Mach.

U : Vitesse de l'écoulement.

PGA : Valeur maximale de l'accélération du sol

a : Vitesse du son

St : Nombre de Strouhal

B : Distance parcourue par une particule fluide

U_{ref} : Vitesse de référence de l'écoulement.

T_{ref} : Temps de référence de l'écoulement.

Fr : Nombre de Froude

C_p : Coefficient des pressions hydrodynamiques

η : Coefficient de fréquence

K : Nombre d'onde

Hf : Hauteur du fruit

Hr : Hauteur du réservoir

ξ : Fraction de l'amortissement critique

λ^c : Module lamé complexe

M_s : Moment stabilisant

M_r : Moment renversant

Q : Forces de glissement

f : Coefficient de frottement

λ : Longueur d'onde

\vec{f} : Champ vectoriel des forces volumiques

\vec{S} : Champ vectoriel des forces surfaciques

W : La fonction d'énergie de déformation

E : Coefficient d'élasticité

ν : Coefficient de poisson

f_{max} : Fréquence maximale d'excitation

V_s : Vitesse de l'onde de cisaillement

g : Accélération gravitationnelle

H : Hauteur du fluide dans le réservoir

K : Coefficient d'élasticité du fluide

n : La normale à l'interface barrage-réservoir

p : Pression hydrodynamique

S : Contour total des frontières du réservoir

t : Temps

θ : Angle entre la normale au parement amont et la direction des x

ω_n : Pulsation propre du nième mode du réservoir

ρ : Masse volumique de l'eau

Ω_F : Domaine du réservoir

Δ : Opérateur Laplacien

∇ : Opérateur gradient

α : Coefficient sismique de l'accélération horizontale au niveau de site

Y : Hauteur considérée à partir du fond du réservoir

T_0 : Période fondamentale du réservoir

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

S_1 : La partie inclinée de l'interface barrage-réservoir

S_2 : La partie verticale de l'interface barrage réservoir

S3 : La surface libre du liquide dans le réservoir

S4 : La frontière limite du réservoir

S5 : Le fond du réservoir

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

L'eau, source de la vie, est l'élément le plus essentiel pour tous les organismes vivants. Elle représente un patrimoine naturel qu'il faut savoir protéger, gérer et maîtriser.

Les barrages existent probablement depuis la préhistoire (réserve d'eau potable, d'irrigation viviers, piscicultures et autres), les premiers barrages construits étaient en Jordanie et en Egypte environs 3000 ans avant J-C. Plus tard, les besoins en eau se sont accrus surtout avec l'industrie moderne, avec l'introduction des centrales thermoélectriques et les usines hydroélectriques ; ceci a fait que les techniques des barrages ont enregistré de grands progrès et les experts ont approfondis les recherches pour obtenir aujourd'hui des barrages exceptionnels tel que celui de Nourek en Tadjikistan, le plus haut au monde avec une hauteur de 304 m et le barrage des trois gorges en Chine qui a la plus grande centrale hydroélectrique au monde avec une puissance de 22500 Mégawatts.

En fait, les barrages étaient construits en maçonnerie jusqu'aux années trente avant d'être remplacés par le béton conventionnel qui lui-même a été remplacé à la fin des années soixante-dix par le béton compacté au rouleau dont le coût est nettement plus inférieur (le béton est disposé comme du remblai avec des machines de terrassement).

Les barrages sont des ouvrages d'art dont la conception et la construction demeurent très complexes. Cependant, leur rupture peut engendrer des conséquences dévastatrices pour les populations avoisinantes. Donc il est primordial pour l'ingénieur concepteur d'étudier le comportement dynamique des barrages en modélisant le problème correctement afin d'avoir de bonnes estimations en vue de l'évaluation de leurs performance, leurs stabilité et leurs sécurités.

Notre travail consiste à lever l'ombre sur une partie fort-intéressante de l'étude de ces structures. Elle concerne l'analyse du comportement du barrage face aux sollicitations sismiques. L'objectif principal étant d'établir la distribution des surpressions hydrodynamiques à l'interface fluide-barrage en supposant que le fluide contenu dans le réservoir est compressible et visqueux.

Dans le premier chapitre, un aperçu est présenté sur la sismologie et les barrages. Le second et le troisième chapitre seront consacrés à des rappels sur quelques notions fondamentales sur les fluides et sur la théorie d'élasticité respectivement. Le quatrième chapitre présentera brièvement quelques approches analytiques et semi-analytiques qui ont été développées par des chercheurs tel que Westergaard et Chopra.

Le chapitre cinq abordera la méthode des éléments finis en tant qu'outil de résolution numérique. Le sixième chapitre donnera un aperçu sur le logiciel MATLAB utilisé lors de la résolution des équations gouvernantes. Enfin, les applications numériques et les discussions des résultats seront traitées dans le dernier chapitre, abordant les principales conclusions ayant trait au thème de ce modeste travail, suivi par un ensemble de recommandations.

CHAPITRE I
SEISMES ET BARRAGES

Chapitre I Séismes et barrages

I.1. Les séismes

I.1.1. Introduction

Cette première partie est consacrée aux phénomènes sismiques, qui représentent un danger majeur pour les populations qui vivent dans les régions sismiques. Ils engendrent la destruction des différentes constructions et la mort des milliers de personnes. C'est pour cela que l'introduction de l'effet sismique dans le calcul des ouvrages est une nécessité absolue. Le but est de comprendre le déroulement ainsi que les effets que peut engendrer un séisme sur la stabilité des ouvrages et apporter à l'ingénieur leurs caractéristiques et leurs fonctionnements dans les zones sismiques dans lesquelles on veut construire l'ouvrage.

I.1.2. Origine du séisme

Le séisme est un phénomène qui provient du mouvement tectonique continuellement en action qui soulève des chaînes de montagnes et creuse des tranchées océaniques à la surface de la terre.

Ces mouvements engendrent des contraintes sur les lignes de contact entre les plaques tectoniques. Lorsque ces contraintes dépassent la résistance ultime au frottement, une rupture brusque se produit : C'est ce qu'on appelle un tremblement de terre.

Il provient de cette description qu'il existe des régions dans le monde où le risque sismique est plus ou moins important en fonction de leur position géographique.

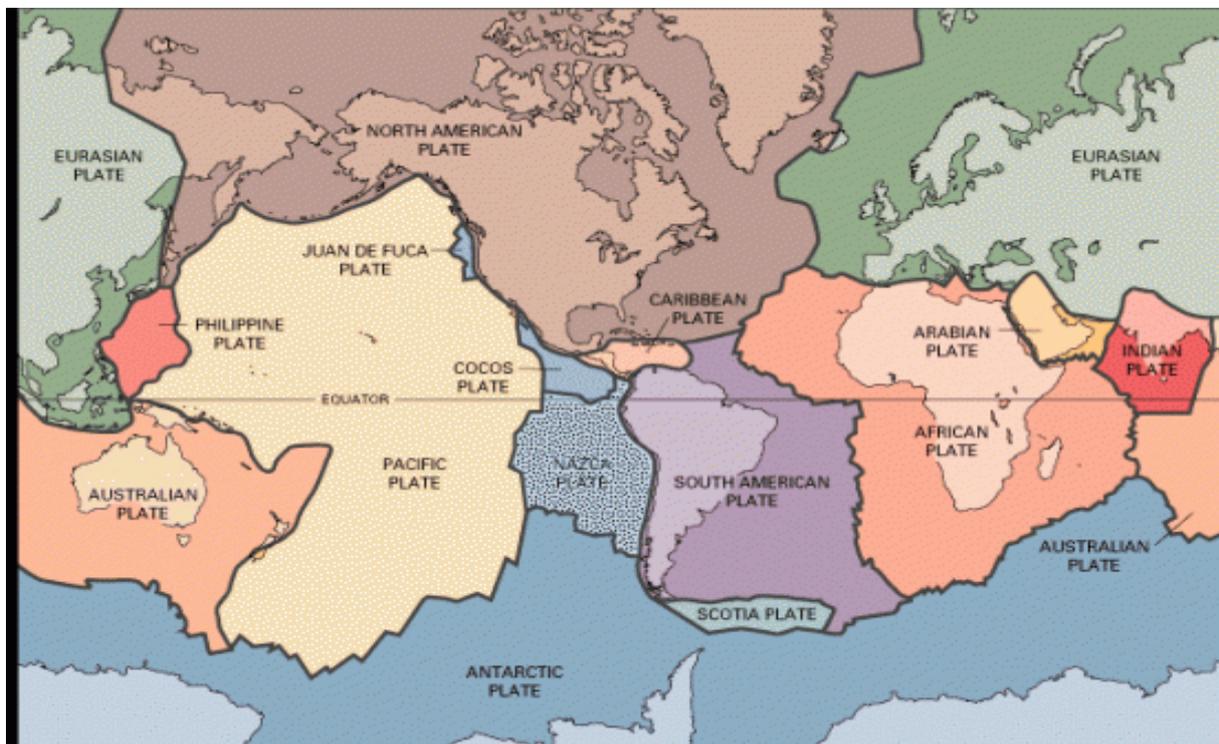


Figure I-1: Répartition de la tectonique des plaques

Cette figure (I-1) nous informe que les zones de sismicité élevée se situent au niveau des zones frontalières des plaques tectoniques. Il est à noter aussi qu'il peut y avoir des activités sismiques au niveau des failles qui se trouvent à l'intérieur de ces plaques. Ces activités engendrent des mouvements de la terre et on parlera alors de séismes inter-plaques.

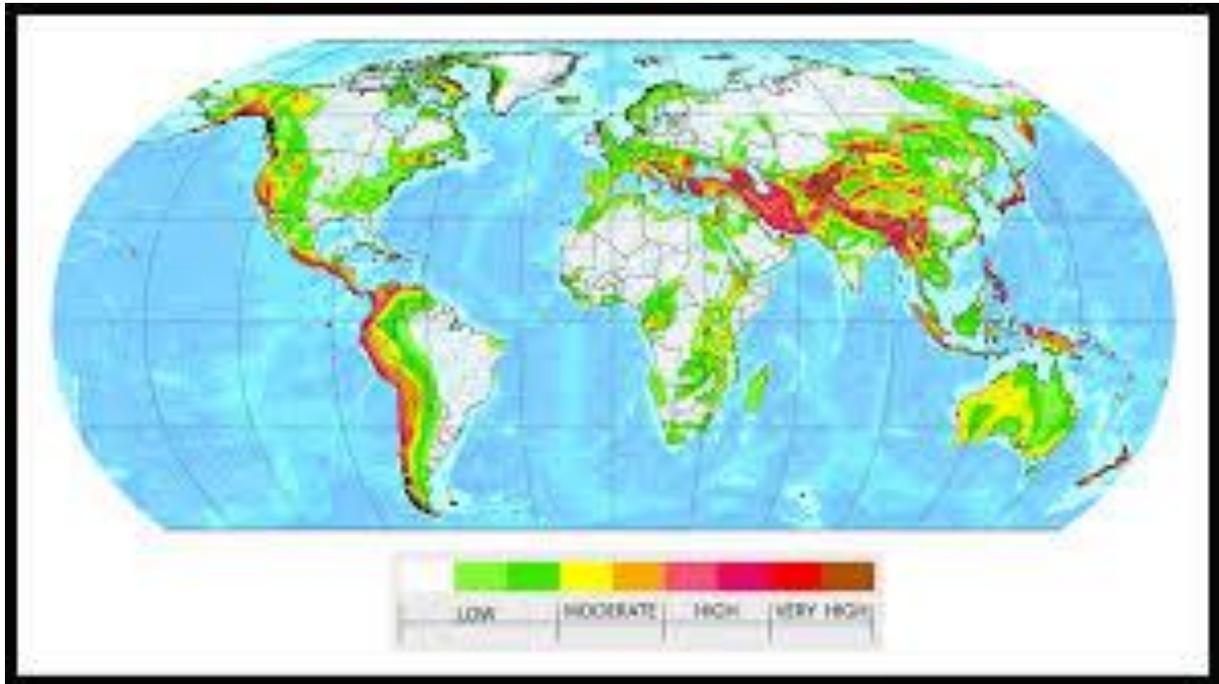


Figure I-2: Cartographie des zones de sismicité élevée

Le globe terrestre est constitué de plusieurs enveloppes successives dont la plus externe est la croûte terrestre qui se divise en écorce continentale et océanique. La croûte continentale possède une épaisseur d'environ 30 à 40 Km, allant jusqu'à 70 km sous certaines chaînes de montagnes. Cependant l'épaisseur de la croûte océanique est plus réduite allant de 10 à 15 Km.

Cette enveloppe externe est soumise à des mouvements fréquents liés à la création de matières en certaines zones. Ces mouvements accusent alors la disparition de pans entiers de croûte en d'autres zones. Ce phénomène engendre des contraintes qui vont entraîner des déformations soit souples soit cassantes. Ces dernières provoquent la rupture lorsque la contrainte dépasse la résistance au cisaillement de la croûte terrestre. Cette rupture va se développer à partir d'un point et se propager sur un plan de faille. L'énergie va se libérer selon le processus suivant :

- Déplacement d'un compartiment de la faille par rapport à un autre.
- Emission de chaleur causée par ce déplacement.
- Vibrations qui vont se propager dans la croûte et arriver à la surface terrestre

I.1.3. Ondes sismiques

Le point à partir duquel le séisme se déclenche est appelé foyer ou hypocentre. Il peut se trouver à une profondeur de 700Km en dessous de la surface terrestre. On définit aussi

l'épicentre qui est la projection à la surface de la Terre de l'hypocentre (ou foyer). Selon la profondeur du foyer trois classes du séisme sont identifiées :

- Les séismes superficiels : moins de 60 km de profondeur,
- Les séismes intermédiaires : entre 60 et 300 km de profondeur,
- Les séismes profonds : supérieurs à 300 km de profondeur.

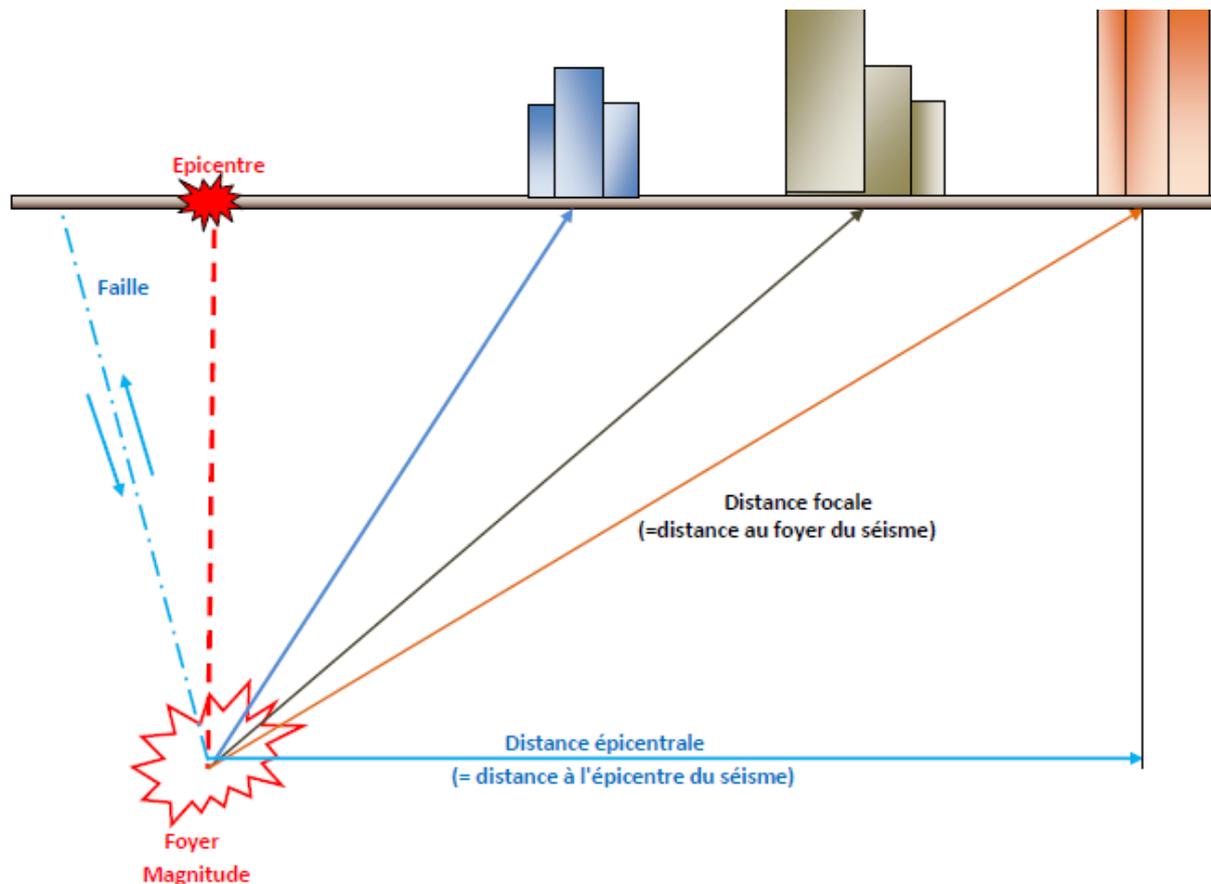


Figure I-3: Origine du séisme

La secousse sismique se propage sous forme d'ondes sismiques. Ces dernières sont élastiques qui peuvent traverser un milieu sans le modifier. Elles sont enregistrées à l'aide de sismographes ou accélérographes. Elles se propagent dans toutes les directions. On distingue les ondes de volume qui se propagent dans toutes les directions ainsi que les ondes de surfaces qui se propagent parallèlement à la surface terrestre. Elles se succèdent et se superposent sur les enregistrements des sismographes.

I.1.3.1. Ondes de volumes

- **Les ondes P (ou ondes primaires)** : Sont des ondes longitudinales de compression et de dilatation. Elles se propagent parallèlement par rapport à leur direction de propagation.

Onde P

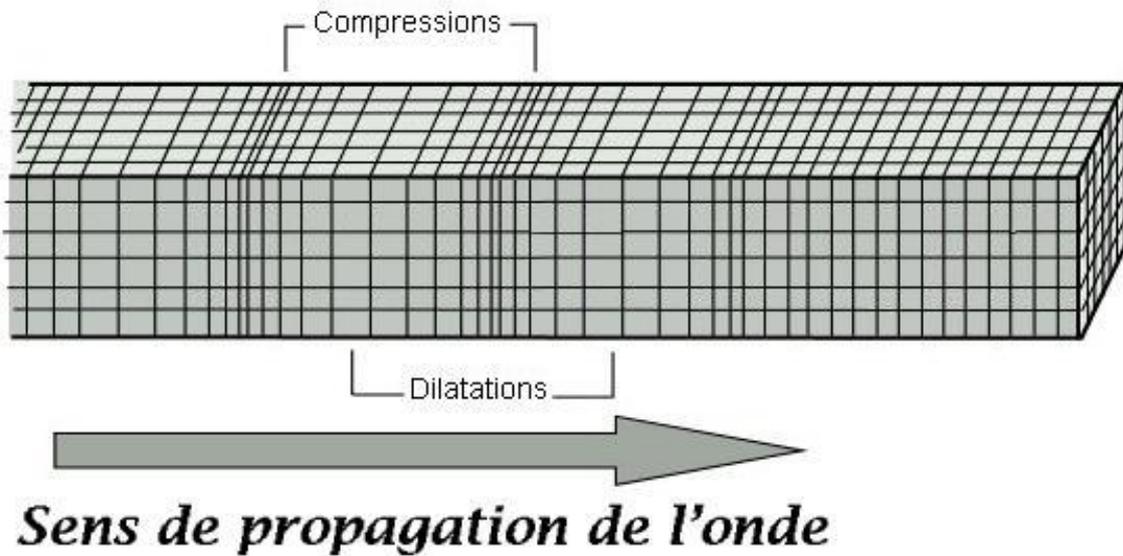


Figure I-4: Ondes de type p

Ces ondes sont les plus rapides, leur vitesse peut atteindre les 14Km/s. Elles sont enregistrées sur la composante verticale du sismographe.

- **Les ondes S (Ou ondes secondaires) :** Sont des ondes transversales de cisaillement. Elles se propagent perpendiculairement à leur direction de propagation.

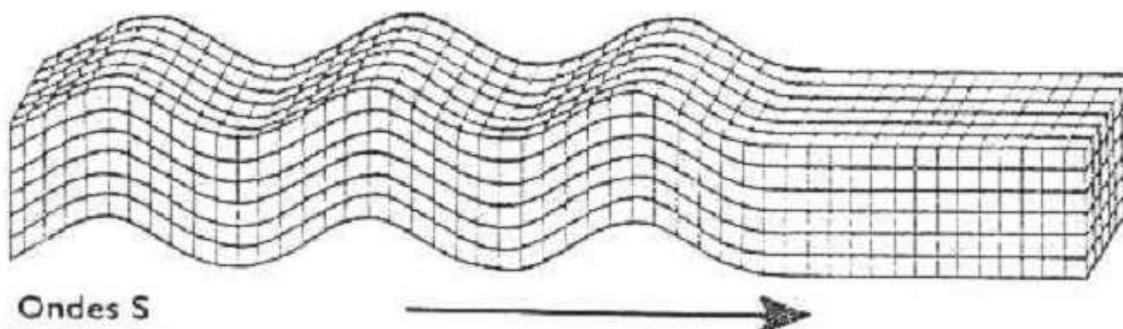


Figure I-5: Ondes de type S

Ces ondes ne se propagent que dans les milieux solides car il est impossible de modifier un liquide par cisaillement. Leurs vitesses sont plus lentes que celles des ondes P. Elles surviennent en second position sur les sismogrammes.

Remarque

Connaissant la différence des temps d'arrivée des ondes P et S et leur vitesse de propagation, on peut estimer l'éloignement du séisme, ainsi en comparant les résultats de plusieurs stations, on peut alors localiser l'épicentre du séisme.

I.1.3.2. Les ondes de surface

Lorsque les ondes de volume sont réfléchies sur les différentes discontinuités du globe terrestre, elles se modifient et deviennent des ondes de surface. Ces ondes se propagent dans la *croûte* et le manteau supérieur. On distingue deux types d'ondes de surface : les ondes de RAYLEIGH et les ondes LOVE.

- **Les Ondes de RAYLEIGH**

Elles se propagent au voisinage de la surface de milieux homogènes et non homogènes. Elles résultent d'interférences entre les composantes verticales des ondes P et S. Comme le montre le schéma on peut les enregistrer sur les trois composantes d'un sismographe et pendant une durée de temps qui peut aller à plusieurs minutes.

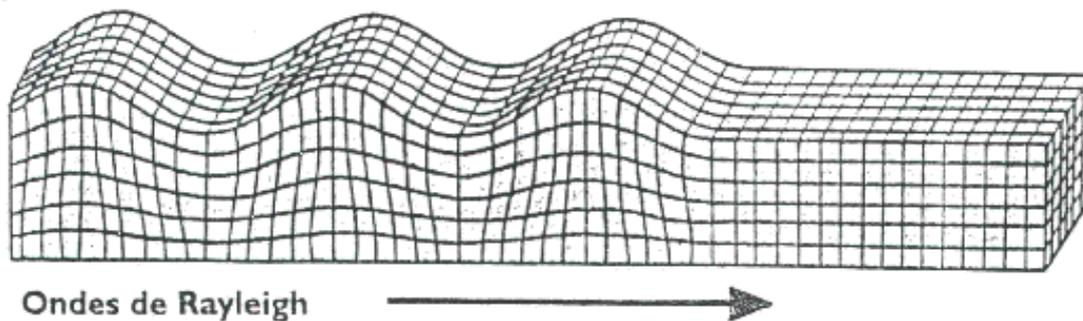


Figure I-6: L'effet des ondes de RAYLEIGH sur les milieux traversés

- **Les ondes de LOVE**

Ce sont des ondes transversales polarisées dans le plan horizontal qui ne se propagent pas dans les milieux liquides. Leurs déplacements sont équivalents à ceux des ondes S mais sans mouvement vertical. Les ondes de LOVE favorisent un ébranlement horizontal qui est l'origine de nombreux dégâts aux fondations des différentes constructions.

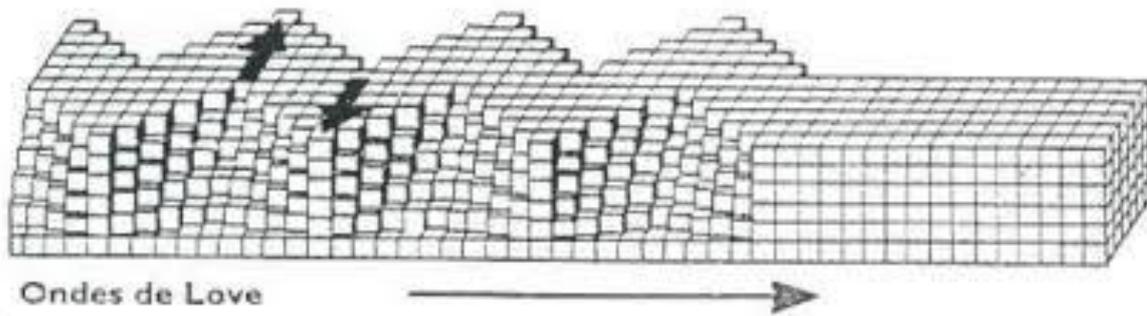


Figure I-7: L'effet des ondes de LOVE sur les milieux traversés

Remarque

La vitesse de propagation des ondes de LOVE est d'environ 4 Km/s, elles sont plus rapides que les ondes de RAYLEIGH. Les ondes de RAYLEIGH et de LOVE subissent un faible amortissement c'est pour cela qu'on les reçoit avec des amplitudes supérieures à celles des ondes de volume.

I.1.4. Comment détecter un séisme en tout point du globe terrestre ?

On sait déjà qu'un séisme traverse le globe terrestre de part en part sous forme d'ondes et qui peut être détecté de très loin. Ces ondes partent dans toutes les directions en formant un Front d'onde (surfaces sphériques). Ce dernier devient plus important au fur et à mesure qu'il s'éloigne de la source.

- La source du séisme est appelée foyer tandis que sa projection sur la surface est appelée Epicentre.
- La distance épacentrale est définie comme étant la distance entre le foyer et la station sismologique.

Le fait d'avoir des matériaux de nature distincte d'un point à un autre dans le globe terrestre fait que les ondes sismiques sont déviées suivant la loi de Descartes. Les ondes P, peuvent se propager dans le noyau liquide, mais pas les ondes S qui sont des ondes de cisaillement, ainsi on ne peut pas détecter des ondes S si le séisme est éloigné de plus 110° de la station d'enregistrement, angle qui correspond au diamètre du noyau liquide (1).

I.1.5. Action sismique

Une action sismique peut être décomposée en une composante verticale et une composante horizontale (suivant deux directions principales H_x et H_y). La composante verticale est plus importante que la composante horizontale du point de vue intensité. En fait au niveau de l'épicentre elles sont égales mais plus nous nous éloignons de ce dernier plus elle devient plus importante, mais elle est beaucoup moins nuisible c'est pour cela qu'on néglige le mouvement verticale devant le mouvement horizontale. On utilise plutôt la composante horizontale pour dimensionner les structures à la résistance aux efforts horizontaux.

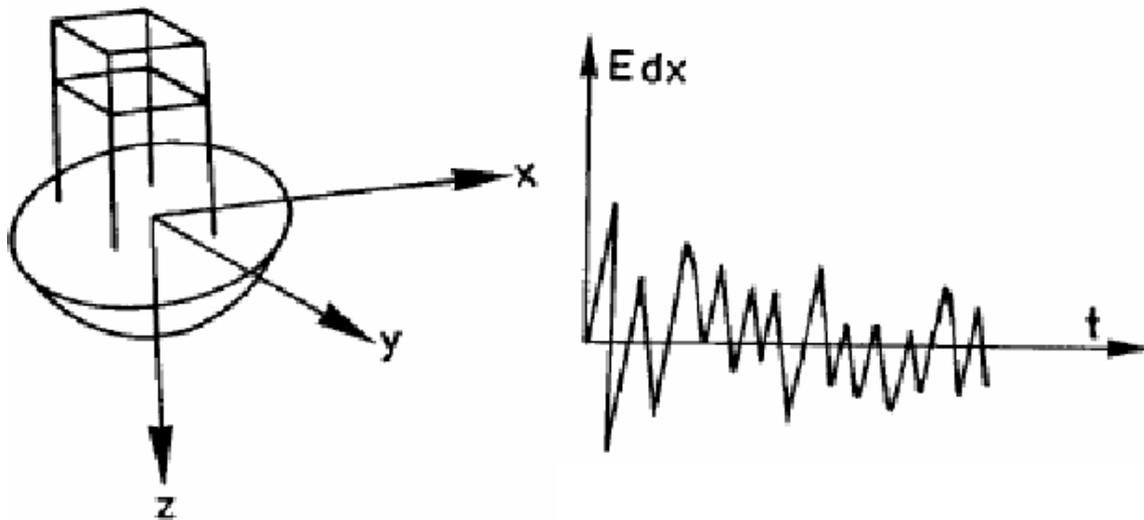


Figure I-8: Décomposition de l'action sismique

I.1.6. Intensité et magnitude d'un séisme

En plus du foyer et de l'épicentre, un séisme peut aussi être caractérisé par :

- Une intensité **I** (échelle de MERCALI) qui mesure l'importance d'un séisme en un lieu donné d'après l'ampleur des dégâts produits. Pour un séisme donné, l'intensité dépend de la distance épacentrale, elle diminue lorsque cette distance augmente. Cependant des anomalies peuvent apparaître dues à des conditions géologiques et topographiques particulières.

Tableau I-1: Echelle d'intensité de Mercali

Intensité	Dégâts matériels
Degré I	secousse imperceptible par l'homme, inscrite seulement par les sismographes
Degré II	secousse ressentie par un petit nombre de personnes, surtout par ceux situés aux étages supérieurs des maisons.
Degré III	secousse faible ressentie par un certain nombre d'habitants, comme le serait l'ébranlement produit par une voiture lancée à grande vitesse. la direction et la durée de la secousse peuvent parfois être appréciées.

Intensité	Dégâts matériels
Degré IV	ébranlement constaté par quelques personnes en plein air, mais beaucoup à l'intérieur des maisons, vibration de vaisselle, craquement de planchers et des plafonds.
Degré V	ébranlement constaté par toute la population, réveil des dormeurs, ébranlement de meubles et de lits.
Degré VI	des personnes effrayées sortent des habitations, tintement général des sonnettes, arrêt des pendules, crépis fendillés, vaisselle brisée, cloches mises en branle, chute de plâtre.
Degré VII	maisons légèrement endommagées, lézardes dans les murs, chutes de cheminées isolées en mauvais état, écroulement de minarets de mosquées ou d'églises mal construites.
Degré VIII	sérieux dommages, fentes béantes dans les murs, chute de la plupart des cheminées, des clochers, renversement ou rotation des statues, des monuments funéraires, fissures dans les pentes raides ou dans les terrains humides, chutes de rochers en montagnes.
Degré IX	de solides maisons en construction européenne sont sérieusement endommagées, un grand nombre rendues inhabitables, d'autres s'écroulent plus ou moins complètement.
Degré X	la plupart des bâtiments en pierre et en charpente sont détruits avec leur fondations, fentes dans les murs en briques, rails de chemins de fer légèrement recourbés, dommages aux ponts, tuyaux de conduites brisés, fentes et plis ondulés dans les rues, éboulements, l'eau des rivières et des lacs est projetée sur le rivage.
Degré XI	destruction totale des bâtiments en pierre, des ponts des digues, larges déchirures et crevasses dans le sol, grands éboulements de terrain.
Degré XII	rien ne demeure plus des œuvres humaines, changement dans la topographie, formations de grandes failles, dislocations horizontales et cisaillement du sol, rivières détournées de leur cours.

- Une magnitude **M** (échelle de RICHTER) qui est un paramètre lié à la quantité d'énergie libérée par un séisme. L'échelle de RICHTER est basée sur le principe d'enregistrement des mouvements du sol réalisé en un certain nombre de points d'observation situés à des distances quelconques de l'épicentre. A partir d'une étude statistique une corrélation entre l'énergie libérée et la magnitude a été établit.

Tableau I-2: Echelle de magnitude de Richter

Magnitude	Energie en joule
0	
1	
2	$\sim 10^3$
3	$\sim 10^6$
4	$\sim 10^9$
5	$\sim 10^{10}$
6	$\sim 10^{13}$
7	$\sim 10^{15}$
8	$\sim 10^{17}$
9	Sup à 10^{18}

La magnitude mesure alors la quantité d'énergie libérée. Elle ne doit pas être confondue avec l'intensité qui détermine les effets destructeurs en un lieu donné. Par conséquent un tremblement de terre de magnitude élevée peut ne pas causer des effets dévastateurs si son foyer est profond et inversement un séisme de faible magnitude peut causer des effets destructeurs si son foyer est peu profond par rapport à la surface terrestre.

I.1.7. Risque sismique en ALGERIE

Le séisme est la principale catastrophe d'origine naturelle à laquelle est exposé l'Algérie. Cette activité sismique se caractérise par des séismes modérés parfois violents comme ceux d'Alger de 1365, 1716, Oran 1790, Blida 1825, Orléanville 1954, El Asnam 1980, Constantine 1985, Tipaza 1989, Mascara 1994, Ain Temouchent 1999 et Zemmouri 2003. Elle concerne essentiellement la partie tellienne compris entre l'Atlas Saharien et le littoral méditerranéen. Cette sismicité est associée à la collision entre les deux plaques tectonique Afrique et Eurasie. Ces plaques se rapprochent à une vitesse de l'ordre de 6 millimètre par an, ce qui génère une accumulation importante de contraintes. Lorsque ces contraintes deviennent trop fortes, certaines failles peuvent être mises en mouvement. Le déplacement rapide des bords de la faille génère alors des ondes sismiques qui se propagent jusqu'à la surface. C'est ainsi que les séismes se produisent en général au niveau de la frontière entre plaques. Pour le cas de l'Algérie cette frontière qui sépare l'Afrique de l'Eurasie traverse l'Algérie d'Ouest en Est et c'est le long de cette frontière que les séismes algériens se produisent.

Tableau I-3: Principaux Séismes aux quels a été exposé l'Algérie

Localité	Date	Magnitude ou intensité	Dégâts
Alger	03/01/1365	Fort	Plusieurs victimes, avec 100 répliques dans la même nuit
Alger-Mitidja	03/02/1716	X	20000 morts, Alger détruite
Oran	09/10/1790	IX-X	2000 morts ressentis à Malte
Blida	02/03/1825	X	7000 morts destruction de Blida peu de dégâts à Alger
Jijel	22/08/1856	X	Raz de Marée le long du littoral d'Alger à Annaba.
M'Sila	12/02/1946	5.6	264 morts et 1000 maisons détruites
Orléanville	09/09/1954	6.5	1243 morts et 20000 habitations détruites
El Asnam	10/10/1980	7.3	2633 morts, 8369 blessés, 348 disparus, des milliers sinistrés
Mascara	18/08/1994	5.4	171 morts et plusieurs habitations détruites
Ain-Temouchent	22/12/1999	5.8	28 morts et plusieurs habitations détruites
Zemmouri	21/05/2003	6.8	Plus de 2200 morts et des milliers de personnes sinistrées

I.1.8. Généralités sur les sismographes

Les ondes sismiques sont enregistrées par des instruments appelés sismographes. Un sismographe est composé d'une feuille de papier associée à un support solidaire du sol et un stylo suspendu par un ressort est en contact avec le papier. Le stylo dessine les vibrations sur le papier qui vibre quand le sol vibre (le stylo reste immobile au-dessus du papier). On distingue deux types de sismographes (1) :

- Les sismographes verticaux qui sont sensibles aux déplacements verticaux du sol.

- Les sismographes horizontaux qui sont sensibles aux déplacements horizontaux du sol.
- Une station de détection sismique doit comporter trois sismographes : un sismographe vertical et deux sismographes horizontaux orientés perpendiculairement l'un à l'autre, L'un dans la direction Sud Nord et l'autre dans la direction Est Ouest.

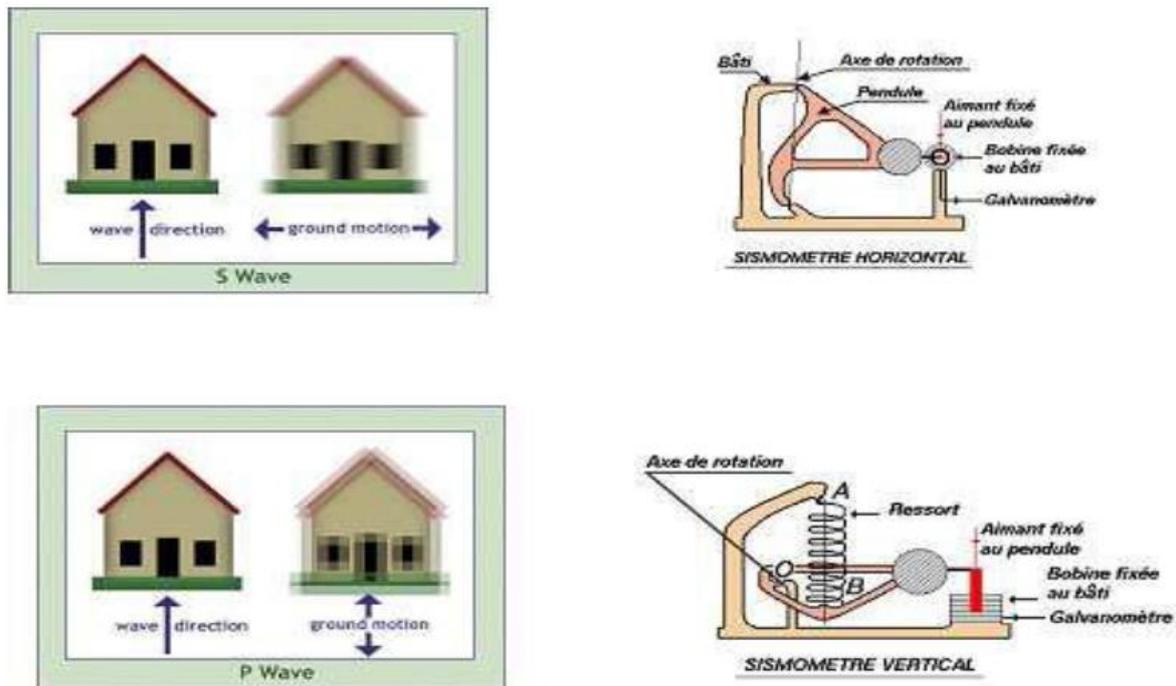


Figure I-9: Sismomètres

I.1.9. Impacts des séismes sur les ouvrages

Lorsqu'un barrage et sa fondation sont soumis à une excitation d'origine sismique, un champ d'accélération est engendré. Ce champ dépend de la forme et du fruit de la partie amont du barrage ainsi que de ces matériaux constitutifs. La réponse du barrage au séisme dépend d'un côté des raideurs des matériaux et de leur capacité d'amortissement interne, et d'un autre côté de la hauteur et la forme du barrage. Dans le monde entier, quand on se focalise sur l'histoire des barrages, on voit que les accidents de barrages liés à des séismes sont rares et très peu d'ouvrages ont subi des désordres importants jusqu'à la ruine. Des statistiques ont montré que les dégâts les plus importants concernaient les barrages poids en remblais. Beaucoup de barrages en béton ont subi des dégradations (partielles ou totales) à l'occasion des séismes les plus violents. Parmi les accidents majeurs recensés dans le monde (au nombre de 466), on compte 66 événements concernant les barrages-poids dont 40 ruptures.



Figure I-10: Rupture du barrage de Shih-Kang (Taiwan 1999)

D'une façon générale, les séismes favorisent l'apparition des phénomènes suivants (1) :

- Fissuration
- Déformation
- Mouvement des joints
- Dégâts sur le couronnement
- Changement de comportement hydraulique en fondation
- Risques de blocage des vannes

I.2. Barrage

I.2.1. Définition

Un barrage est un ouvrage d'art placé en travers d'un cours d'eau d'une rivière, d'un oued, des précipitations des périodes hivernales et des fontes des neiges afin d'en relever le niveau pour créer une chute ou une réserve destinée à l'alimentation en eau, régulation des crues, l'irrigation des cultures ou la production d'énergie.

On peut également citer d'autres utilisations secondaires tel que les usages industriels (rétention d'effluents boueux), navigation, création de polders, de plan d'eaux. Ces ouvrages permettent même de participer à l'aménagement du pays par :

- les développements touristiques et loisir
- la recharge et l'assainissement des nappes phréatiques
- la régularisation en vue de la navigation
- la lutte contre la sécheresse
- la création de plages artificielles et le développement d'activités nautiques
- l'alimentation en eaux potable ou industrielle...

Les barrages font partie des constructions les plus anciennes du monde, ils ont vu leur développement s'accroître avec les évolutions démographiques et économiques qui imposent des réservoirs de plus en plus grands, ainsi que l'épuisement des réserves pétrolières et la pollution atmosphérique. Les avancées de la connaissance et des techniques ont permis d'élever progressivement la taille de ces ouvrages jusqu'aux records actuels (304m de hauteur en Tadjikistan).

Pour remplir ses fonctions, un barrage nécessite un certain nombre d'ouvrages annexes :

- Un évacuateur de crue (également appelé déversoir pour les petits ouvrages), qui protège l'ouvrage des risques de submersion en cas de crue
- Une vidange destinée à vider la retenue
- Une ou plusieurs prises d'eau pour remplir ses missions : production d'énergie hydroélectrique, alimentation d'un réseau d'irrigation ou d'un canal de transport, fourniture d'eau potable etc...

I.2.2. Les barrages des ouvrages particuliers

Les barrages représentent des ouvrages spéciaux pour plusieurs raisons parmi lesquelles on peut citer :

- La complexité de ces structures qui considèrent un nombre très important de paramètres lors de leur étude et réalisation. En plus la démarche est pragmatique et évolutive, basée sur la théorie et l'expérience car il n'y a pas de méthode générale ou une procédure bien définie pour trouver la meilleure solution.
- La complexité de leur comportement durant leur cycle de vie. Ils dépendent de plusieurs phénomènes distincts dont les effets peuvent se combiner et rendre le problème plus robuste tel que le vieillissement des matériaux, les conditions météorologiques, les effets chimiques de l'eau, les sollicitations sismiques et le mode

d'exploitation.

En d'autres termes l'interaction entre le barrage et l'environnement l'entourant engendre une difficulté supplémentaire.

- Les exigences de sécurité imposées par l'état qui sont extrêmes durant toutes les phases du projet d'un barrage depuis la planification et la conception jusqu'à la réalisation et l'exploitation complique encore le travail des ingénieurs et des chercheurs, mais cette mesure est nécessaire car la moindre erreur peut engendrer des catastrophes et des drames, c'est pour ça que les barrages sont contrôlés et suivis en permanence (analyse du comportement) sous les règles institutionnelles que la plupart des pays imposent.

I.2.3. Types de barrages

Les barrages peuvent être classés selon plusieurs critères :

- Suivant leur fonction, sachant qu'un même ouvrage peut en avoir plusieurs :
 - Accumulation d'eau restituée pour la production d'énergie, l'alimentation en eau ou l'irrigation.
 - Régulation d'une voie d'eau pour la navigation ou la gestion des crues et des étiages.
- Suivant leurs caractéristiques géométriques :
 - Barrages réservoirs, de grande hauteur.
 - Barrages au fil de l'eau, sur le cours d'une rivière.
- Suivant leur conception :
 - Barrages poids, pour lesquels c'est la masse de l'ouvrage qui s'oppose à la pression d'eau.
 - Barrages voûtes, pour lesquels la pression de l'eau est transmise par l'ouvrage sur les parois latérales.
- Suivant le type de matériaux utilisé :

Le choix de la terre ou du béton aura des conséquences tant sur sa forme que sur la technique employée pour évacuer les trop-pleins etc...

On distingue :

 - Les barrages en remblai (en terre ou en enrochement).
 - Les Barrages en béton.

Dans notre étude nous nous intéresserons plutôt aux barrages poids et plus précisément aux barrages en béton.

Les barrages en béton sont de trois types selon leurs modes de résistance à la pression de l'eau.

I.2.3.1. Les barrages- poids

Les barrages poids sont les barrages les plus répandus dans le monde, ce sont des massifs épais et lourds qui nécessitent beaucoup de matières premières (béton), leur profil a la forme d'un triangle classique, rectangle ou triangle rectangle car l'ouvrage doit être plus épais à la

base qu'au sommet à cause des pressions qui y sont plus grandes. Ce type de barrage résiste par son propre poids à la poussée de l'eau qui cherche à le faire glisser sur sa base ou à la faire basculer.

Ils sont réalisés en maçonnerie, en béton ou plus récemment en béton compacté au rouleau (BCR).

Les barrages en BCR sont construits 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.

On distingue :

- Les barrages poids précontraint (tirants d'acier dans la masse de béton, ancrés dans la fondation et tendus)
- Les barrages poids évidés (évidement ménagé dans le corps par rapport au profil triangulaire pur)
- Les barrages poids mobiles (constitué essentiellement par des vannes qui reportent les efforts du à la pression de l'eau sur des piles et des radiers.

Ces barrages conviennent le plus dans les vallées très larges avec des fondations rocheuses résistantes capable de supporter le barrage.

- **Avantages :**

- Faibles contraintes dans le béton.
- Faibles contraintes transmises par la fondation au rocher.
- Les variations de températures ne produisent que de faibles variations de contraintes.
- L'évacuateur de crue peut facilement combiner avec le barrage (diriger les crues directement par dessous).
- Le gradient des sous-pressions à travers la fondation est faible.

- **Inconvénients :**

- Les sous-pressions sont importantes dans la fondation.
- Risque moyen de tassement.
- Le volume du béton est important (pour le barrage-poids évidé, il est plus faible).
- Le volume d'excavation de la fouille est important.
- Fragilité au séisme (si les joints entre les blocs ne sont pas faits par injections).
- L'échauffement du béton par la prise du ciment est assez problématique

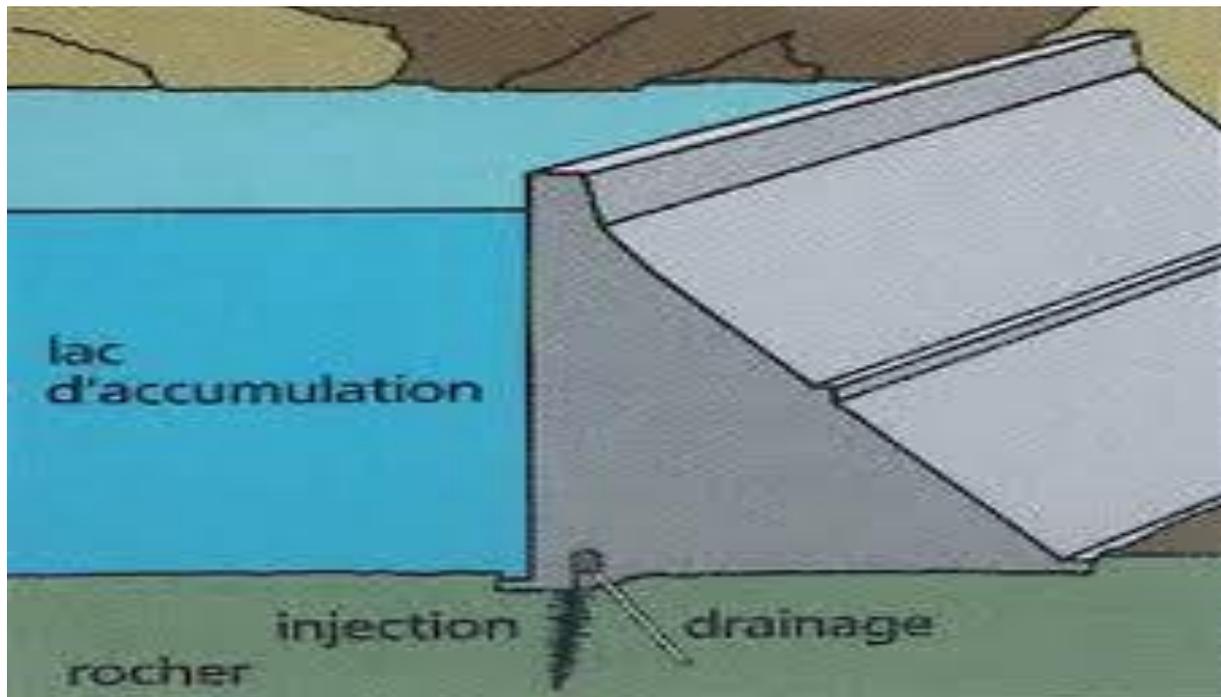


Figure I-11: Barrage poids



Figure I-12: Barrage de la Grande Dixence en Suisse

I.2.3.2. Les barrages-voûte

Ce type de barrage résiste à la pression d'eau par l'effet de la voûte qui transmet les charges directement aux rives rocheuses (flancs de la vallée) mais ces dernières qui sont très sollicitées exigent un rocher de bonne qualité pour rester dans le domaine élastique.

Ils sont plus adaptés aux vallées étroites, profondes et de forme assez régulière ou dans le cas où la largeur de la gorge ne dépasse pas 5 à 6 fois la hauteur du barrage projetée.

Ce type de barrage utilise une quantité de matière première (béton) nettement inférieure à celle des autres types de barrages ce qui permet de faire des économies de volume d'au moins 30% par rapport aux barrages poids.

Les barrages-voûtes sont construits par plots indépendants. Ceux-ci sont clavés en fin de construction de manière à rendre la voûte monolithique et à solliciter lors de la mise en eau à la fois les arcs et les consoles que sont les plots de construction.

On distingue plusieurs types selon la forme de la voûte qui vont du simple vers le sophistiqué:

- Des cylindres : tous les arcs sont identiques et superposés, avec un rayon et une épaisseur constante (réservé aux petits ouvrages, moins de 20 m de hauteur).
- Des cylindres-cônes : rayon amont uniforme, le parement amont est un cylindre, l'épaisseur des arcs croît linéairement de haut en bas : les sections verticales sont donc toutes égales à un trapèze.
- Des simples courbures : ainsi nommées car leur parement amont est encore un cylindre, mais l'épaisseur des arcs n'est plus constante et croît de la clé vers les appuis, le parement aval n'est en général pas une surface réglée.
- Des voûtes à double courbure : pour lesquelles les deux parements sont des surfaces à double concavité dirigée vers l'aval. En général, l'épaisseur croît de haut en bas et du centre vers les appuis.

- **Avantages :**

- Le volume de béton est faible.
- Volume d'excavation relativement limité.
- Les sou-pressions au niveau de la fondation sont faible (la surface de la fondation est petite).
- Haute résistance au séisme.

- **Inconvénients :**

- contraintes sont importantes dans le béton et dans le rocher.
- les forces sont transmises obliquement dans les appuis.
- sensibilité limitée aux tassements (hyperstaticité).
- échauffement durant la prise du béton pouvant nécessiter des mesures particulières.
- difficultés d'intégration de l'évacuateur de crues dans le barrage.

- 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.
- drainage des fissures des massifs d'appui devant être rigoureusement traité.

BARRAGE EN BÉTON - TYPE VOÛTE

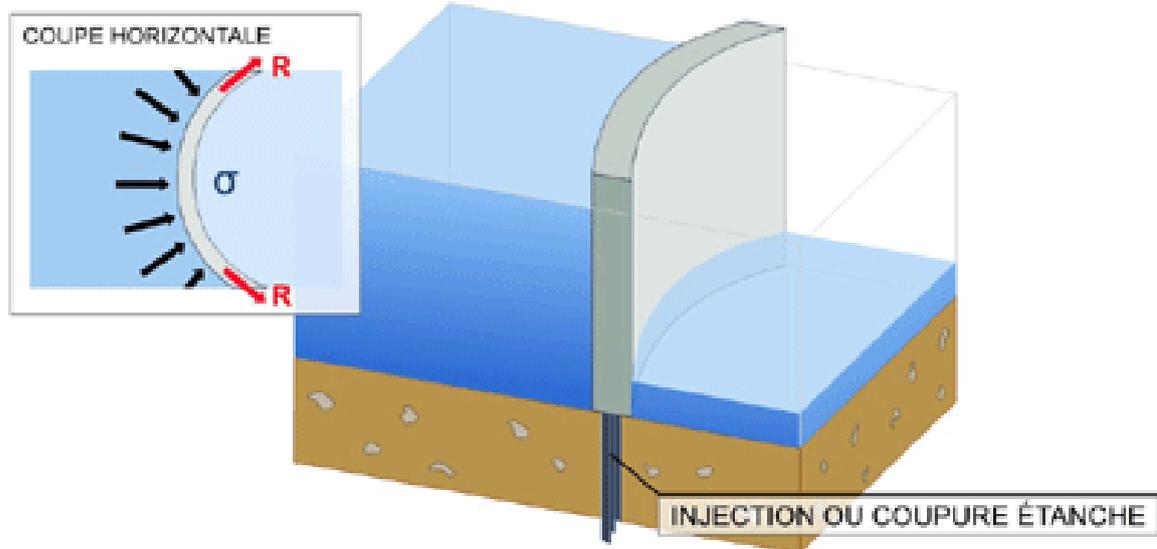


Figure I-13: barrage-voûte



Figure I-14: Le barrage voûte de Castillon en France

I.2.3.3. Le barrage à contreforts

Ils sont de formes variées, ils sont constitués d'un voile à l'amont qui reporte la poussée de l'eau sur les contreforts.

Il comprend une série de murs parallèles de forme triangulaire généralement, plus ou moins espacés et plus ou moins épais (contreforts).

La stabilité de ces barrages sous l'effet de la pression de l'eau est assurée par leurs poids et leurs formes. Les pressions d'eau sont transmises aux contreforts à l'aide de bouchures constituées soit d'une dalle en béton, d'un élargissement du contrefort vers l'amont, d'une voute de faible portée etc...

Lors de la construction de ce type de barrage les contreforts sont construits côtes à côtes et séparés par des joints verticaux ce qui permet une réduction du volume de béton par rapport à un barrage poids équivalent, cependant les grandes surfaces des contreforts nécessitent un coffrage plus important et une mise en œuvre plus délicate.

- **Avantages :**

- Les sous-pressions au niveau de la fondation sont faibles.
- Contrainte moyenne transmise au rocher.
- Volume de béton plus faible que pour le barrage-poids.
- Échauffement faible lors de la prise du béton.

- L'évacuateur de crues peut facilement être intégré.
- **Inconvénients :**
 - Volume d'excavation important.
 - Le gradient des sous-pressions au niveau de la fondation est localement très élevé.
 - Très susceptible au séisme. La résistance à l'accélération latérale est presque non existante.
 - Les contraintes dues au gradient de température peuvent devenir importantes à la tête du contrefort.
 - Risque limité de tassement.

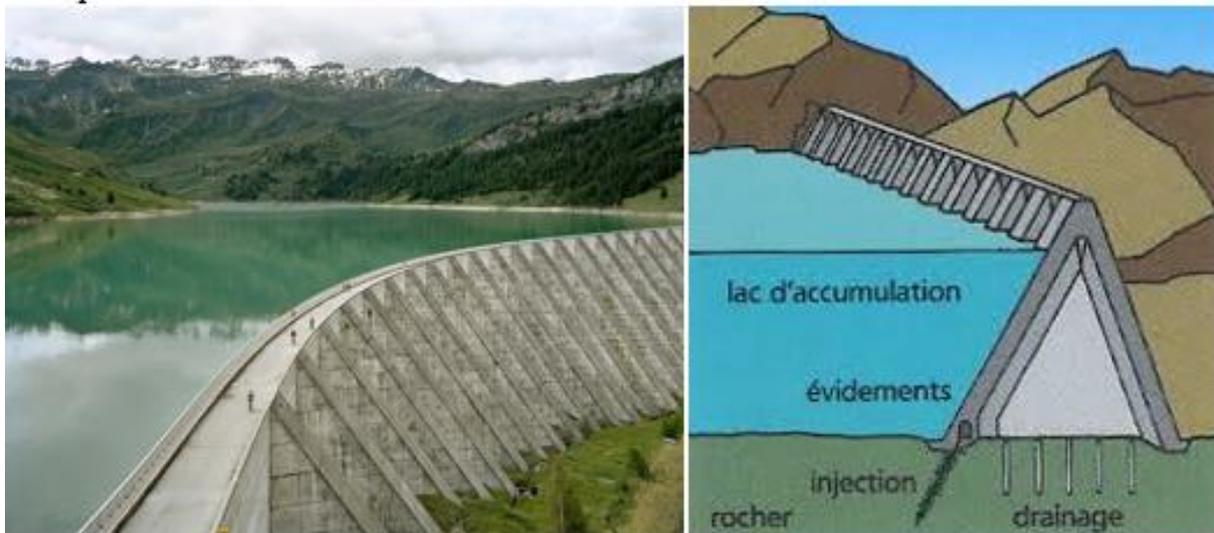


Figure I-15: Barrage de Roselend, contreforts du Mérailllet

I.2.4. Les forces agissant sur un barrage

I.2.4.1. Poids propre

Le poids propre du barrage dépend de la quantité du béton et des matériaux constituant ainsi que de la qualité (compacité, poids spécifique des grains solides, la dimension des agrégats, etc...)

Il constitue un facteur essentiel de stabilité du barrage.

I.2.4.2. Poussée de l'eau :

Elle s'exerce sur le parement en contact avec l'eau (amont du barrage) et agit perpendiculairement aux surfaces du parement. Son intensité croît proportionnellement avec la profondeur ce qui lui donne une répartition linéaire sur la hauteur du parement. Dans le cas où il a un envasement, il y a lieu de changer la masse volumique de l'eau par celle de l'eau chargée (matériaux en suspension) ou d'ajouter une poussée de terre (vase en dépôt).

I.2.4.3. Sous pression :

Elles proviennent des infiltrations d'eau qui échappent aux dispositions d'étanchéité et s'infiltrent à travers toutes les structures, d'argile comme de béton, en imprégnant les barrages et leurs fondations, et en exerçant des effets insidieux qui peuvent s'avérer de lourdes conséquences. Elles représentent un vrai danger car il y'a risque de compromettre la sécurité et la stabilité du barrage en créant des forces, agissant sur la base du barrage, qui tendent à le soulever.

I.2.4.4. Forces sismiques :

Dans le cas d'un séisme, il y a naissance de forces supplémentaires dues à l'accélération du sol dont les dégâts peuvent être énormes bien qu'elles ne sont que passagères. Les secousses créent des forces alternées rapides qui agissent sur le barrage et créent en plus des surpressions hydrodynamiques sur l'amont du barrage.

I.2.4.5. Forces dues à la température :

Les variations de la température dues aux températures externes ou à la chaleur dégagée par le béton lors de la prise, créent des contraintes dans le barrage.

I.2.4.6. Forces dues au gel :

En hiver il se peut qu'une couche de glace se crée à la surface de l'eau, cette dernière peut engendrer des contraintes sous certaines conditions.

I.2.4.7. Forces liées aux crues :

Dans le cas où la retenue du barrage dépasse son niveau d'exploitation normale à cause des précipitations intenses et des conditions optimales, ce dépassement de niveau engendre une sollicitation supplémentaire.

I.2.5. Stabilité au renversement

La stabilité au renversement assure que le barrage ne pourra basculer autour de n'importe quel point. Mathématiquement cette stabilité peut être traduite par l'équilibre des moments externes autour du point considéré. On définit K le rapport entre le moment des forces stabilisantes et le moment des forces renversantes.

$$\frac{M_s}{M_r} = K \quad (I.1)$$

Avec $K > 1$

Parmi les forces qui interviennent dans cet équilibre on citera le poids propre P, la résultante des forces hydrostatiques Q et les forces des sous pressions V.

Dans le tableau suivant sont résumées les expressions de ces dernières.

Tableau I-4 : Expressions des forces et moments agissant sur le barrage

Force	expression	Bras de levier	Moment
poids propre	$\frac{1}{2}\Delta(m+n)y^2$	$\frac{1}{3}(2m+n)y$	$\frac{1}{6}\Delta(m+n)(2m+n)y^3$
Pression de l'eau	$\frac{1}{2}\rho y^2$	$\frac{1}{3}y$	$\frac{1}{6}\rho y^3$
Sous pression	$\frac{1}{2}\rho n y^2$	$\frac{1}{3}(3m+2n)y$	$\frac{1}{6}\rho n(3m+2n)y^3$

Avec :

- ρ poids spécifique de l'eau,
- Δ poids spécifique du béton,
- m et n sont le fruit aval et amont du barrage respectivement.

Le bilan des forces effectué, la somme de leurs moments respectifs par rapport aux points choisis doit être nulle :

$$\sum \overline{M/n} = 0 \quad \Rightarrow \quad \overline{Mq} + \overline{Mn} + \overline{Mv} = \vec{0}$$

I.2.6. Stabilité au glissement

Sous l'effet de la résultante des forces horizontales Q , le barrage risquerait de glisser si cette dernière dépasse une valeur limite définie par le produit de la résultante des forces verticales ($P-V$) par un coefficient de frottement.

La résultante de toutes les forces horizontales et verticales R fera un angle γ avec la verticale tel que :

$$\tan \gamma = \frac{Q}{P - V} \quad (\text{I.2})$$

Pour éviter qu'il y ait glissement il faut que les forces de frottement du barrage avec le rocher de la fondation soient supérieures aux forces de glissement Q .

En posant $f = \tan \varphi$ comme coefficient de frottement on doit avoir $Q < f \cdot (P - V)$

D'où :

$$\tan \gamma < \tan \varphi \quad (\text{I.3})$$

Pour assurer un bon comportement face au glissement il est nécessaire d'éliminer ou de réduire au maximum toutes les sous pressions, pour cela on doit prendre certaines dispositions :

- en diminuant la quantité d'eau qui traverse la structure et fondation, c'est-à-dire renforcer l'étanchéité de l'amont artificiellement en construisant un écran en béton et en améliorant la qualité de ce dernier ainsi que le ciment et sa granulométrie.
- En canalisant l'eau vers les parties de ces structures où ses effets seront les moins nocifs c'est-à-dire en mettant en place des réseaux de drains verticaux pour capter les eaux qui s'y infiltrent à l'intérieur du corps du barrage et d'autres horizontaux juste derrière les réseaux verticaux pour évacuer les eaux qui ont pu franchir toutes les barrières et arriver jusque-là.

I.3. Conclusion

Les désordres provoqués par les séismes sont un témoignage absolu de la complexité des comportements des structures engendrés par ce phénomène. Ce qui implique la nécessité d'effectuer des études sismiques afin de déterminer les caractéristiques des secousses, la position des centres d'ébranlement et peut être prévoir le tremblement de terre avant qu'il y ait lieu.

Les barrages sont des ouvrages hydrauliques très importants dont la conception et la construction demeurent très complexes. Ils constituent des points économiques et stratégiques très importants. Cependant leur rupture peut engendrer des conséquences dévastatrices pour les populations avoisinantes, ce qui implique la nécessité d'étudier le comportement dynamiques de ces structures surtout face aux séismes.

Tous ces facteurs les rendent très délicats du point de vue de leurs conceptions, leurs réalisations et leurs exploitations, ils requièrent donc un suivie permanent.

CHAPITRE II
PROPRIETES DES FLUIDES

Chapitre II Propriétés des fluides

II.1. Introduction

Qu'est-ce qu'un fluide ? Un fluide est un corps dont les molécules ont peu d'adhésion et peuvent glisser librement les unes sur les autres (liquides) ou se déplacer indépendamment les unes par rapport aux autres (gaz), de façon que le corps prenne la forme du vase qui le contient.

C'est un milieu continu, déformable, sans rigidité et qui peut s'écouler.

On peut classer les fluides en deux grandes familles : la famille des fluides Newtonien (comme l'eau, l'air et la plupart des gaz) et la famille des fluides non Newtonien (tel que le sang, les pâtes, etc...). On peut distinguer entre ces deux familles par la viscosité de leurs fluides. La première famille contient des fluides caractérisés par une viscosité constante (ne change qu'en fonction de la température) alors que les fluides de la deuxième famille ont une viscosité qui varie selon la vitesse des contraintes qu'ils subissent lorsqu'ils s'écoulent.

Généralement les fluides Newtonien sont les plus couramment utilisés, ils se répartissent sur plusieurs sous classes à savoir les fluides parfait, les fluides réels, les fluides compressibles et les fluides incompressibles (2).

II.2. Caractéristique des fluides

Un fluide est une substance formée d'un grand nombre de particules matérielles très petites qui peuvent se déplacer les unes par rapport aux autres. Les forces de cohésion entre ces particules élémentaires sont très faibles de sorte que le fluide est un corps qui n'a pas de forme propre, il prend la forme du récipient qui le contient. Sous l'appellation de fluide on regroupe les gaz qui sont l'exemple des fluides compressibles et les liquides qui sont des fluides peu compressibles.

Les liquides et les gaz habituellement étudiés sont isotropes, mobiles et visqueux. Ces derniers peuvent être différenciés par leur compressibilité. L'isotropie assure que les propriétés sont identiques dans toutes les directions de l'espace, tandis que la mobilité fait qu'ils n'ont pas de forme propre et qu'ils prennent la forme du récipient qui les contient. Un fluide est dit newtonien lorsque la loi contrainte-vitesse de déformation est linéaire. La constante de proportionnalité est appelée viscosité. Cela signifie que le fluide continu à s'écouler indépendamment des forces extérieures qui agissent sur lui.

Parmi les caractéristiques les plus importantes des fluides on peut citer la masse volumique, la densité, la compressibilité et la viscosité (3).

II.2.1. La masse volumique

La masse volumique d'une substance notée ρ est définie comme étant le rapport entre la masse et le volume occupé. Elle s'exprime en Kg/m^3 . Pour un fluide incompressible elle est constante et elle dépend de la température.

$$\rho = \frac{m}{V} \quad (\rho = 1000 \text{ Kg/m}^3 \text{ pour l'eau à température ordinaire}).$$

II.2.2. La densité

La densité d'un corps est définie comme étant le rapport entre la masse volumique de corps et la masse volumique d'un fluide de référence. Dans le cas des liquides l'eau est prise comme référence tandis que l'air est pris pour référence dans le cas des gaz.

II.2.3. La compressibilité

La compressibilité est une caractéristique d'un corps définissant sa variation de volume sous l'effet d'une pression. On définit le module de compressibilité à température constante χ_T à partir de la variation relative de volume et de la variation de pression :

$$\chi_T = -\frac{\Delta v/v}{\Delta p} \quad (\text{II.1})$$

Il s'exprime en Pa^{-1} .

Pour l'eau on a $\chi_T = 5 \cdot 10^{-10} \text{ Pa}^{-1}$

L'inverse du coefficient de compressibilité est appelé coefficient d'élasticité (K).

II.2.4. La viscosité

La viscosité d'un fluide constitue une résistance à la déformation ou bien au glissement relatif de ses couches lorsqu'il est soumis à l'application d'une force. C'est-à-dire un fluide ayant une viscosité élevée résiste à l'écoulement, cependant un fluide de faible viscosité s'écoule facilement.

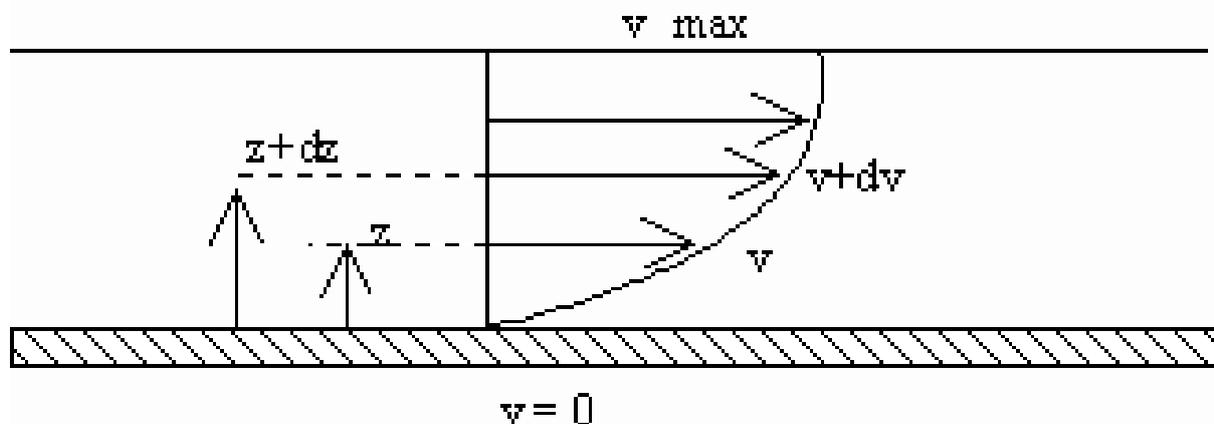


Figure II-1 : Profil des vitesses dans le cas de l'écoulement d'un liquide visqueux le long d'une paroi

Au cours de l'écoulement d'un liquide visqueux le long d'une paroi solide le courant est ralenti par suite de la viscosité de ce liquide. La vitesse du mouvement des couches décroît avec la distance à la paroi y jusqu'à $v = 0$ quand $y = 0$, tandis qu'entre les couches se développe un glissement relatif d'où l'apparition de forces tangentielles (forces de frottement).

Suivant l'hypothèse qui fut exprimée pour la première fois par I. Newton en 1686 et démontrée ensuite expérimentalement par le professeur N. Petrov en 1883, les forces

tangentielles dans les liquides dépendent de la nature du liquide considéré et du caractère de son écoulement ; la valeur de ces forces lors d'un écoulement laminaire est proportionnelle au gradient normal de vitesse, c'est-à-dire :

$$\tau = \mu \frac{dv}{dy} [kg/m^2] \quad (\text{II.2})$$

Avec :

- μ coefficient de viscosité dynamique du liquide
- τ contrainte de cisaillement exercée par le fluide
- dv la variation de la vitesse correspondant à la variation de coordonnée dy

Le gradient normal des vitesses $\frac{dv}{dy}$ donne la variation de la vitesse rapportée à l'unité de longueur dans la direction y et, de ce fait, caractérise l'intensité du glissement relatif des couches liquides à un endroit donné. Au cas où la tension tangentielle agissant sur la surface S est constante, la force tangentielle totale (force de frottement) qui agit sur cette surface est :

$$F = \mu \frac{dv}{dy} S \quad (\text{II.3})$$

Dans le système MKSA, l'unité de mesure de la viscosité est le poise qui est définie comme suit :

$$1 \text{ poise} = \frac{1}{98.1} [kg \text{ s}/m^2] \quad (\text{II.4})$$

En plus du coefficient de viscosité dynamique μ on emploie encore un coefficient appelé coefficient de viscosité cinématique ν qui est définie comme étant le rapport de μ et la masse volumique :

$$\nu = \frac{\mu}{\rho} [m^2/s] \quad (\text{II.5})$$

Le stokes est l'unité de mesure du coefficient de viscosité cinématique :

$$1 \text{ stokes} = 1 \text{ cm}^2/\text{s} \quad (\text{II.6})$$

Tableau II-1 : Exemples de viscosité

Produits	μ (Pa.s)
Eau (0°C)	$1,787 \cdot 10^{-3}$
Eau (20°C)	$1,002 \cdot 10^{-3}$
Eau (100°C)	$0,2818 \cdot 10^{-3}$
Huile d'olive (20°C)	$\approx 100 \cdot 10^{-3}$

Produits	μ (Pa.s)
Glycérol (20°C)	$\approx 1000 \cdot 10^{-3}$
Hydrogène (20°C)	$0,86 \cdot 10^{-5}$
Oxygène (20°C)	$1,95 \cdot 10^{-5}$
Lait	$2 \cdot 10^{-3}$
Encre stylo à bille	2
Polyélectrolytes	1,5 à 25
Pâte dentifrice	100

II.2.4.1. Influence de la température sur la viscosité des fluides

Pour les liquides lorsque la température augmente la viscosité diminue et inversement. Pour ce qui est des gaz leur viscosité augmente avec leur température.

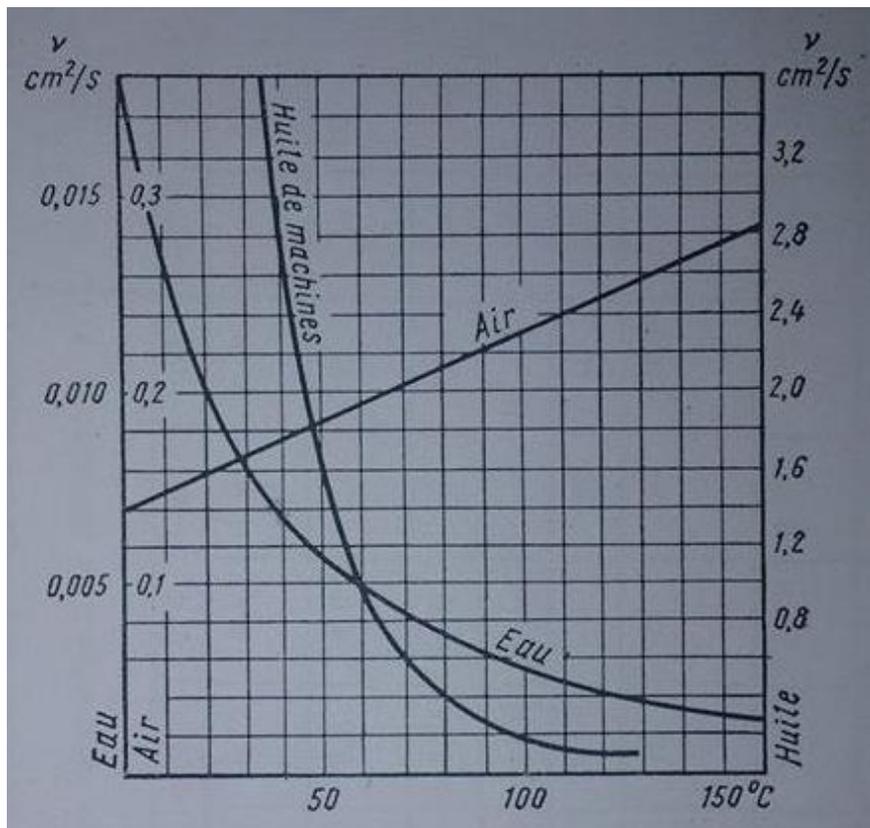


Figure II-2 : Variation de la viscosité en fonction de la température

Ceci s'explique par la nature différente de la viscosité des liquides et des gaz. Dans les liquides, les molécules sont disposées beaucoup plus près les unes des autres que dans les gaz et la viscosité est due aux forces d'attraction moléculaire. Ces forces diminuent au fur et à mesure que la température augmente, c'est pourquoi la viscosité diminue.

Dans les gaz, la viscosité est conditionnée par le mouvement thermique désordonné des molécules l'intensité duquel augmente en même temps que la température. C'est pourquoi la viscosité des gaz augmente avec leur température.

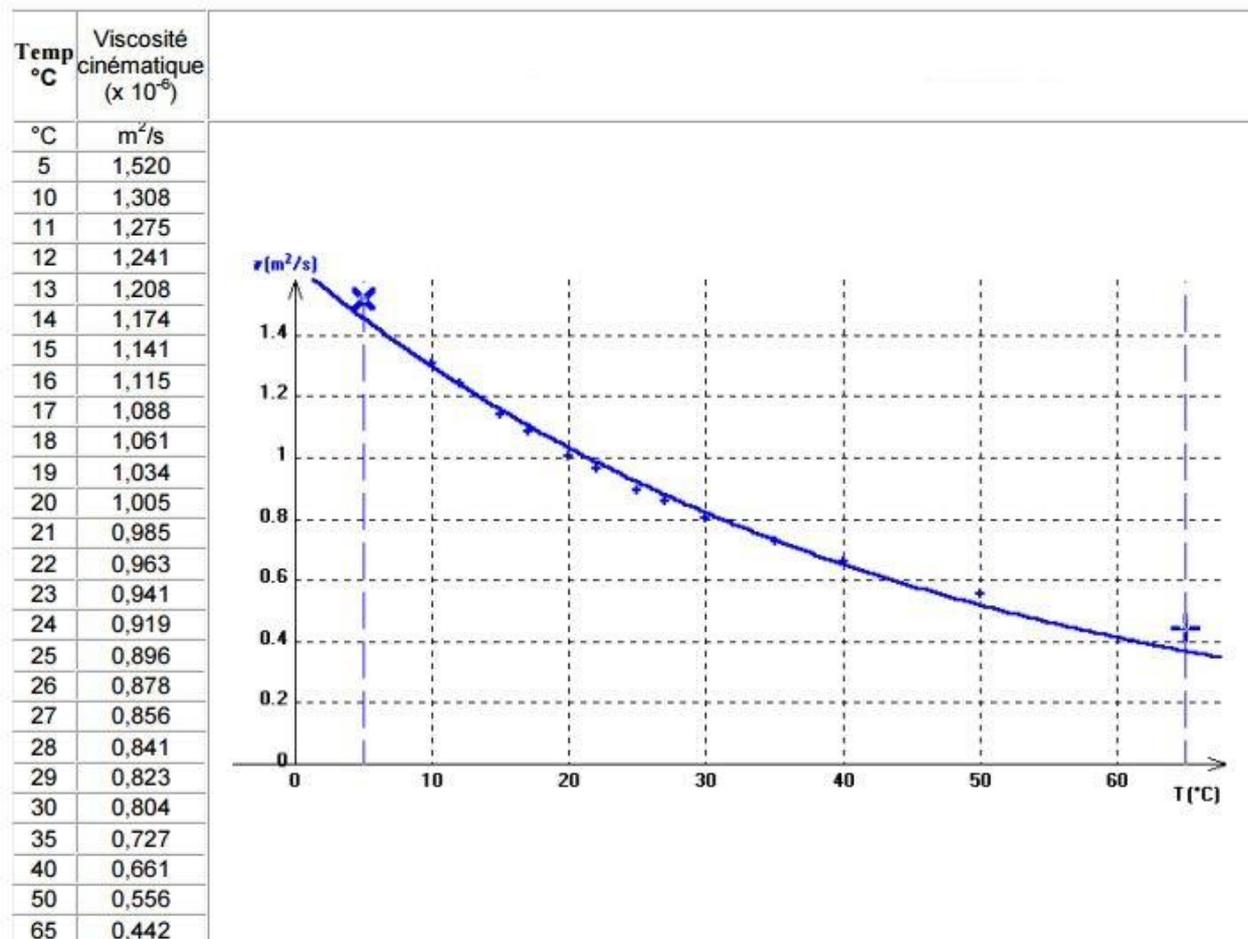


Figure II-3 : Variation de la viscosité cinématique de l'eau en fonction de la température

II.2.4.2. Influence de la pression sur la viscosité des liquides

La viscosité d'un liquide augmente avec la pression. Cette dépendance est donnée par la formule proposée par Kouzel en 1965 :

$$\log\left(\frac{\mu}{\mu_s}\right) = (P - P_s)(5.829 \cdot 10^{-4} \mu_s^{0.181} - 1.479 \cdot 10^{-4}) \quad (\text{II.7})$$

Avec :

- P : Pression
- P_s : Pression de saturation
- μ : viscosité à la pression P

- μ_s : viscosité à la pression de saturation

Remarque

La variation du coefficient de viscosité μ des liquides et des gaz en fonction de la pression est si faible que d'habitude, on n'en tient pas compte, sauf si la pression est très élevée.

II.2.4.3. Mesure de viscosité

L'appareil qui sert à mesurer la viscosité est appelé viscosimètre. On distingue plusieurs types de viscosimètres qui se différencient selon leur mode de fonctionnement :

- **Les viscosimètres rotatifs**

Leur conception est directement inspirée des instruments de laboratoire. Le principe de fonctionnement est basé sur la mesure du couple nécessaire pour maintenir en rotation à vitesse constante un module cylindrique placé dans le liquide. D'abord on réalise le montage de l'instrument, ensuite on introduit les paramètres nécessaires pour mesurer la viscosité qui sont : le gradient de vitesse de rotation, le temps de mesure. La mesure s'effectue avec la visualisation de tous les paramètres à l'écran : temps, température, vitesse de rotation, géométrie, couple, et viscosité.



Figure II-4 : Viscosimètre rotatif

- **Les viscosimètres capillaires (viscosimètres d'Ostwald) :**

Le viscosimètre d'Ostwald, est un viscosimètre à capillaire composé d'un tube en U à rayon variable. Dans une des branches verticales du U, se trouve en hauteur une partie plus large en forme de bulbe qui est directement suivi par un capillaire. Le tube reprend sa largeur standard puis effectue la partie courbée du tube. Dans l'autre branche verticale, on trouve un second bulbe, plus large encore, mais, cette fois, situé dans la partie inférieure. Deux points, (situés l'un au-dessus du bulbe supérieur (A), l'autre en dessous de ce même bulbe (B)), déterminent un volume connu. Le but est de mesurer le temps nécessaire que fait un liquide pour passer du point supérieur A au point inférieur B. Le Δt ainsi obtenu permet de déterminer la viscosité dynamique (η) à un taux de cisaillement faible du liquide. Connaissant sa masse volumique (ρ) *via* la loi de Poiseuille On obtient alors :

$$\Delta t = \frac{k\mu}{\rho} \quad (\text{II.8})$$

Où k est une constante propre au viscosimètre.

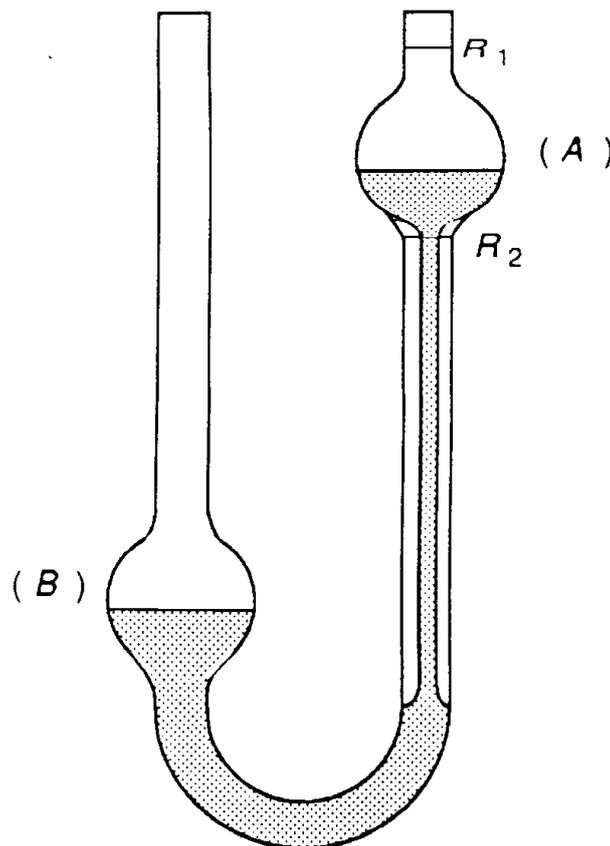


Figure II-5 : Viscosimètre d'Ostwald

- **Les viscosimètres à chute de bille :**

Le principe de fonctionnement est basé sur la mesure du temps de chute d'une bille placée dans un tube vertical contenant le liquide dont on veut mesurer la viscosité. Après avoir calculé le temps de chute, la viscosité est ensuite calculée par la formule suivante :

$$\mu = K(\rho_b - \rho_l)t_1 \quad (\text{II.9})$$

K : Une constante qui dépend du rayon de la bille et du viscosimètre utilisé.

ρ_b : Masse volumique de la bille.

ρ_l : Masse volumique du fluide.

t_1 : Le temps que mis la bille lors de sa chute.



Figure II-6 : Viscosimètre à chute de bille

II.3. Types de fluides

II.3.1. Fluide parfait

Un fluide est considéré parfait s'il est possible de décrire son mouvement sans prendre en compte les effets de frottement (viscosité, conductivité thermique).

II.3.2. Fluide réel

Par opposition aux fluides parfaits qui sont pratiquement inexistant dans la nature, les fluides réels prennent en considération les effets de frottement internes lors de la description de leurs

mouvements. On peut considérer que les deux fluides (réel et parfait) peuvent être confondus seulement s'ils sont au repos.

II.3.3. Fluide newtonien

Un fluide Newtonien (en hommage à Isaac Newton) est un fluide dans lequel la loi de contrainte-vitesse de déformation est linéaire, et la constante de proportionnalité représente la viscosité.

$$\tau = \mu \frac{dv}{dy} \quad (\text{II.10})$$

Où μ représente le coefficient de viscosité dynamique du liquide, τ la contrainte de cisaillement exercée par le fluide et $\frac{dv}{dy}$ le gradient normal des vitesses.

II.3.4. Fluide incompressible

Un fluide est dit incompressible lorsque son volume demeure constant sous l'action d'une pression externe.

II.3.5. Fluide compressible

Un fluide est dit compressible lorsque son volume varie en fonction de la pression extérieure. Les gaz sont des fluides très compressibles tandis que les liquides sont des fluides peu compressibles.

II.4. Modèle de kelvin Voigt

Il existe une infinité de modèles rhéologiques décrivant le comportement d'un matériau. Parmi ces modèles, le modèle de kelvin Voigt est le modèle viscoélastique le plus utilisé, surtout pour les sols. Kelvin Voigt a modélisé un matériau dont le comportement est viscoélastique par un système ressort-amortisseur disposé en parallèle. En ajoutant et en réarrangeant les ressorts et les amortisseurs, on peut ainsi modéliser différents types de comportement. Cependant plus le nombre d'amortisseurs-ressorts est important plus l'équation d'onde devient plus complexe à résoudre.

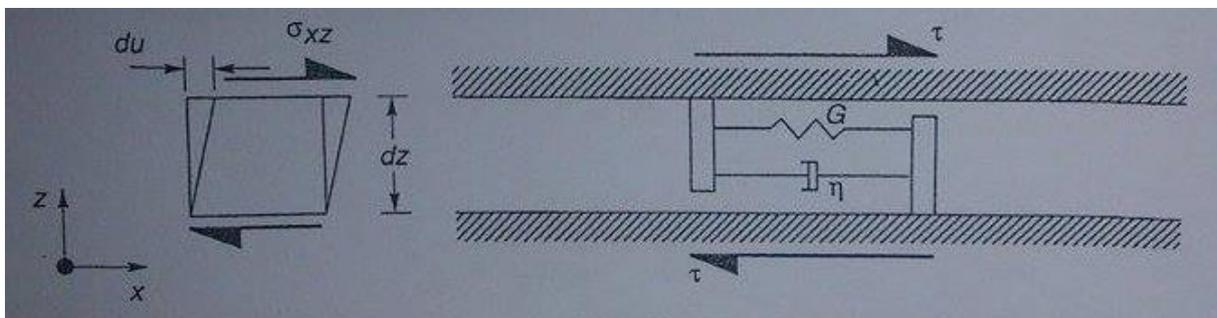


Figure II-7 : Elément mince d'un solide de kelvin Voigt soumis à un cisaillement horizontal

La résistance totale à la déformation de cisaillement est donnée par la somme de la composante élastique et de la composante visqueuse ou $\tau (= \sigma_{xz})$ représente la contrainte de cisaillement, $\gamma = \left(\frac{\partial u}{\partial z}\right)$ la déformation de cisaillement, et η la viscosité du matériau. Ainsi la contrainte de cisaillement représente la somme de la part élastique (proportionnelle à la déformation) et la part visqueuse (proportionnelle au taux de déformation).

II.5. Les régimes d'écoulement

Dans un fluide visqueux il existe des forces de frottement, dues à la viscosité du fluide, qui s'exercent entre les particules de fluide et les parois, ainsi qu'entre les particules elles-mêmes, ces dernières modifient la vitesse d'écoulement du fluide ainsi elles changent son comportement voir son régime d'écoulement. Pour résoudre un problème d'écoulement d'un fluide réel, on fait appel à des résultats expérimentaux, en particulier ceux de l'ingénieur et physicien britannique Osborne Reynold, le tchèque Vincent Strouhal, l'autrichien Ernst Mach, et enfin l'anglais William Froude.

En écoulement d'un fluide réel on peut distinguer deux grands types de comportement, chaque type caractérise un régime d'écoulement particulier : le régime laminaire et le régime turbulent.

L'écoulement d'un fluide est dit laminaire lorsqu'il est strictement permanent ou lorsque le champ de vitesse évolue de façon continue et ordonnée en fonction du temps et de l'espace (la vitesse en chaque point est constante au cours du temps) on peut donc définir des lignes de courant.

Un écoulement turbulent est un écoulement instationnaire (la vitesse en chaque point varie au cours du temps) dans lequel, selon la théorie de Reynolds on peut mettre en évidence des valeurs moyennes des paramètres auxquelles se superposent des fluctuations. La turbulence, dans un écoulement, revêt un caractère essentiellement aléatoire et tridimensionnel. Elle se développe aux nombres de Reynolds relativement élevés et c'est une propriété de l'écoulement et non pas du fluide comme l'est la viscosité par exemple. Cette turbulence augmente la capacité de transport à l'intérieur du fluide par augmentation des termes de diffusion (diffusion de quantité de mouvement, diffusion de chaleur, etc.) et augmente également la dissipation d'énergie mécanique en énergie thermique (4).

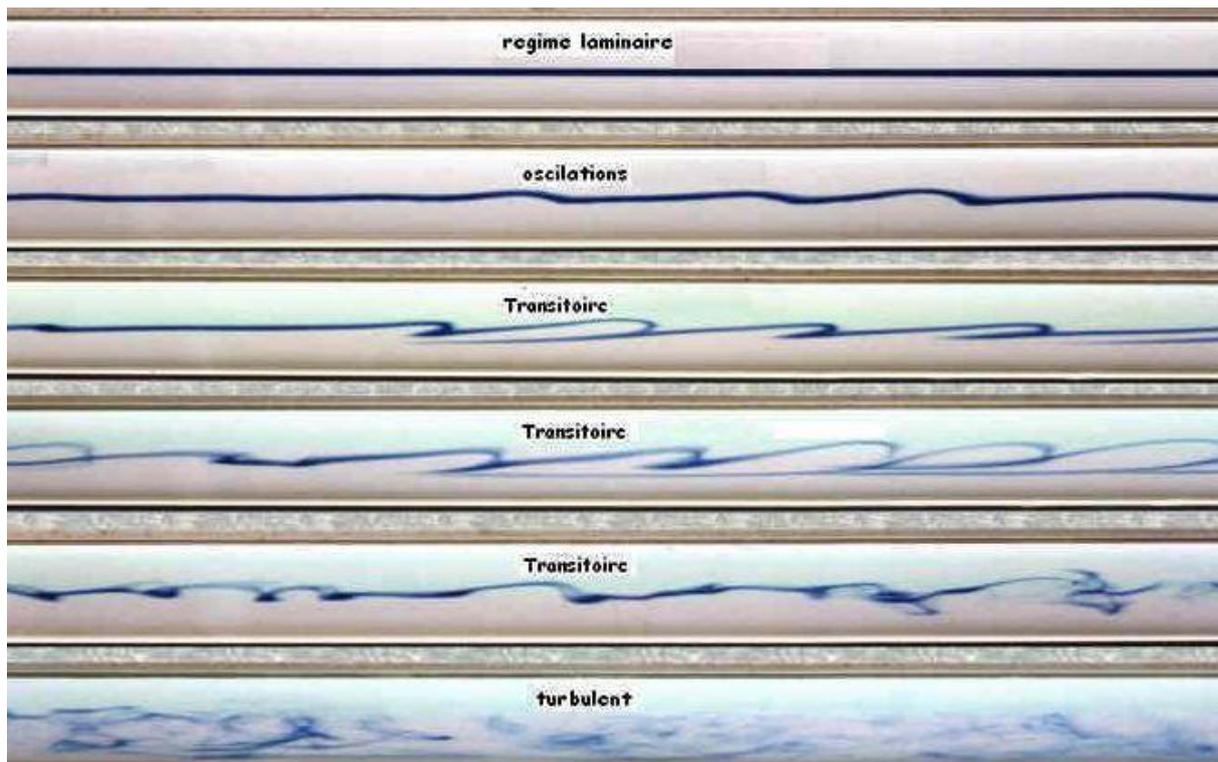


Figure II-8 : Différents types d'écoulement

II.6. Nombres adimensionnels les plus courant en mécanique des fluides

II.6.1. Nombre de Reynolds

C'est un nombre adimensionnel, il représente physiquement le rapport des forces d'inertie et des forces visqueuses exercées sur une particule fluide soit :

$$Re = \frac{\rho v l}{\mu} \quad (\text{II.11})$$

Avec :

- ρ : Masse volumique du fluide
- v : Vitesse caractéristique du fluide
- l : Dimension caractéristique
- μ : viscosité dynamique du fluide

Le nombre de Reynolds caractérise la nature de l'écoulement. Lorsque le nombre de Reynolds est petit, les forces d'inertie sont faibles par rapport aux forces de viscosité. Il se peut même qu'elles deviennent négligeables pour des valeurs très faibles de ce nombre (< 2000), dans ce cas l'écoulement est dit "Laminaire" tandis que pour des valeurs supérieures à 3000 l'écoulement du fluide est dit "Turbulent". Les turbulences résultent des forces d'inerties qui deviennent plus importantes que les forces de viscosité et la structure du fluide tend à se transformer de manière irréversible et importante. En d'autres termes les frottements et la viscosité du fluide entraînent des différences de vitesses qui engendrent des turbulences et des pertes de charges.

II.6.2. Nombre de Mach

C'est un nombre adimensionnel, il représente le rapport de la vitesse du vent avec la célérité du son :

$$Ma = \frac{U}{a} \quad (\text{II.12})$$

Ma : Nombre de mach

U : vitesse de l'écoulement

a : vitesse du son

II.6.3. Nombre de Strouhal

C'est un paramètre fondamental car il représente le rapport de la longueur de référence avec la longueur parcourue par une particule fluide à la vitesse de référence pendant une durée de référence de l'écoulement soit :

$$St = \frac{B}{U_{ref} T_{ref}} \quad (\text{II.13})$$

St : Le nombre de strouhal

B : Distance parcourue par une particule fluide

U_{ref} : Vitesse de référence de l'écoulement

T_{ref} : Temps de référence de l'écoulement

II.6.4. Nombre de Froude

C'est un nombre adimensionnel, il représente le rapport des forces d'inertie avec les force de gravité soit :

$$Fr = \frac{u_{ref}}{\sqrt{l g}} \quad (\text{II.14})$$

Fr : Nombre de froude

U_{ref} : vitesse de référence

l : Longueur caractéristique

g : Accélérations de la pesanteur

II.7. Equation de Navier-stokes

On suppose que l'eau du réservoir est un fluide linéairement compressible et visqueux.

Dans l'équation de Navier Stokes plusieurs forces interagissent sur chaque point de la masse du liquide à savoir :

- Forces gravitationnelles (forces volumiques)

On suppose une force de gravité \vec{g} de composantes g_x, g_y, g_z agissant sur l'unité de masse liquide.

- Forces de pressions (forces surfaciques)

La pression est une contrainte surfacique agissant toujours normalement, et vers l'intérieur, à la surface du liquide

On considère une force extérieure \vec{P} de composantes X, Y, Z agissant sur l'unité de masse liquide dont l'expression est définie comme :

$$\vec{P} = -\nabla P \times \Delta V \quad (\text{II.15})$$

- Forces de viscosité F_{visc}

La force due à la viscosité est représentée par des contraintes tangentielles qui agissent parallèlement à la surface. Elle est analogue à la force de frottement pour un solide.

l'expression de cette dernière est donnée en fonction du gradient :

$$F_{\text{visc}} = \nabla \tau \times \Delta V \quad (\text{II.16})$$

- Forces d'inertie F_i

On supposant un volume de liquide de masse m subissant une accélération \vec{a} la force d'inertie s'appliquant sur le liquide s'exprimera alors comme suit :

$$\vec{F}_i = m\vec{a} \quad (\text{II.17})$$

- Forces extérieures F_{ext}

L'équation d'équilibre des forces s'écrit :

$$\vec{P} + \vec{g} + \vec{F}_{\text{visc}} + \vec{F}_{\text{ext}} = m\vec{a} \quad (\text{II.18})$$

En remplaçant l'expression de chaque terme de l'équation précédente et après simplification on aboutit à l'équation de Navier Stokes pour un fluide newtonien en écoulement compressible :

$$\nabla^2 P + \frac{\mu}{K} \frac{\partial}{\partial t} \nabla^2 P = \frac{1}{C^2} \frac{\partial^2}{\partial t^2} P \quad (\text{II.19})$$

Ou :

- ∇ représente le gradient
- μ la viscosité dynamique
- C la célérité des ondes de compression dans l'eau ($C \approx 1440$ m/s).
- K coefficient d'élasticité du fluide

II.7.1. Fluide incompressible

Pour un fluide incompressible, la compressibilité et la viscosité sont négligées, l'équation de Navier Stokes se simplifiée et on aboutit à une équation aux dérivées partielles de type elliptique (5) qui gouverne le phénomène :

$$\nabla^2 P = 0 \quad (\text{II.20})$$

II.7.2. Fluide compressible non visqueux

Pour un fluide compressible dont la viscosité est négligée, les forces de viscosité s'annulent de l'équation générale et on aboutit à une équation aux dérivées partielles de type hyperbolique (5) qui gouverne le phénomène :

$$\nabla^2 P = \frac{1}{C^2} \frac{\partial^2}{\partial t^2} P \quad (\text{II.21})$$

II.7.3. Fluide visqueux

Pour un fluide compressible visqueux, l'équation qui gouverne le problème n'est rien d'autre que l'équation de Navier Stokes avec tous ses termes :

$$\nabla^2 P + \frac{\mu}{K} \frac{\partial}{\partial t} \nabla^2 P = \frac{1}{C^2} \frac{\partial^2}{\partial t^2} P \quad (\text{II.22})$$

II.8. Conclusion

Les fluides peuvent être groupés en plusieurs familles : fluides parfaits (sans frottement), fluides réels (avec frottement), fluides incompressibles (liquides) et fluides compressibles (gaz). Ils sont caractérisés par les propriétés suivantes : la masse volumique, la compressibilité, la densité et la viscosité.

Le comportement mécanique et les propriétés physiques sont différents pour chaque classe de fluide. En effet, chaque classe de fluide est régie par certaines lois de la mécanique des fluides, cependant les équations de Navier Stokes sont universelles et peuvent englober tous les types de fluides, par contre leur résolution demeurent un des problèmes millénaires non résolus.

CHAPITRE III
THEORIE DE L'ELASTICITE
LINEAIRE

Chapitre III Théorie de l'élasticité linéaire

III.1. Introduction

On considère un solide Ω soumis à un chargement F quelconque. L'étude des contraintes et des déformations résultant de ce chargement font l'objet de la théorie de l'élasticité linéaire, en travaillant sous les hypothèses suivantes :

- Les déformations sont petites.
- les contraintes et les déformations sont liées par des lois de comportement linaires.

Dans le calcul par la méthode des éléments finis, on a recours aux équations générales de la théorie de l'élasticité linéaire, ce qui nous pousse à donner un bref aperçu sur les principes fondamentaux de la théorie de l'élasticité, notamment le cas particulier de l'élasticité plane (6).

III.2. Contraintes

Dans le solide Ω on considère un cube élémentaire ω dont les côtés sont parallèles aux axes X_i .

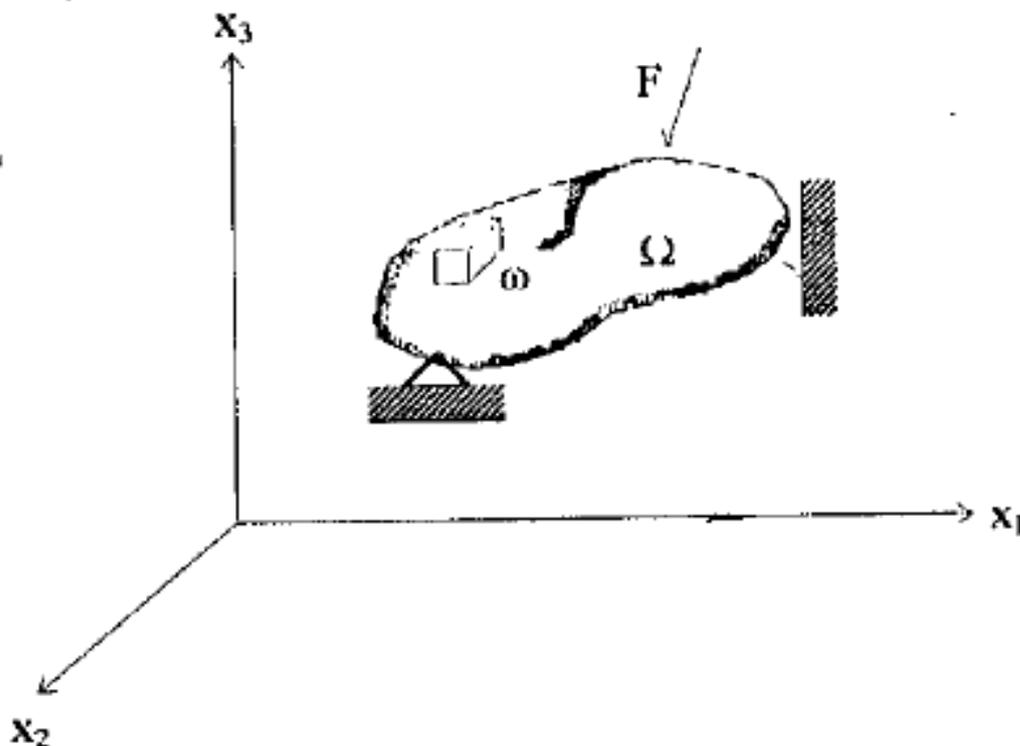


Figure III-1: Représentation d'un cube élémentaire

Chaque facette est soumise à une contrainte dans les trois directions X_i , avec trois composantes $\sigma_{ij} \cdot \sigma_{ij}$, ce qui veut dire la composante orientée suivant X_j et agissant sur une facette perpendiculaire à X_i du vecteur $t^{(i)}$.

Si :

$i = j$: σ_{ij} est une contrainte normale.

$i \neq j$: σ_{ij} est une contrainte tangentielle ou de cisaillement.

$$t^{(1)} = (\sigma_{11}, \sigma_{12}, \sigma_{13})$$

$$t^{(2)} = (\sigma_{21}, \sigma_{22}, \sigma_{23})$$

$$t^{(3)} = (\sigma_{31}, \sigma_{32}, \sigma_{33})$$

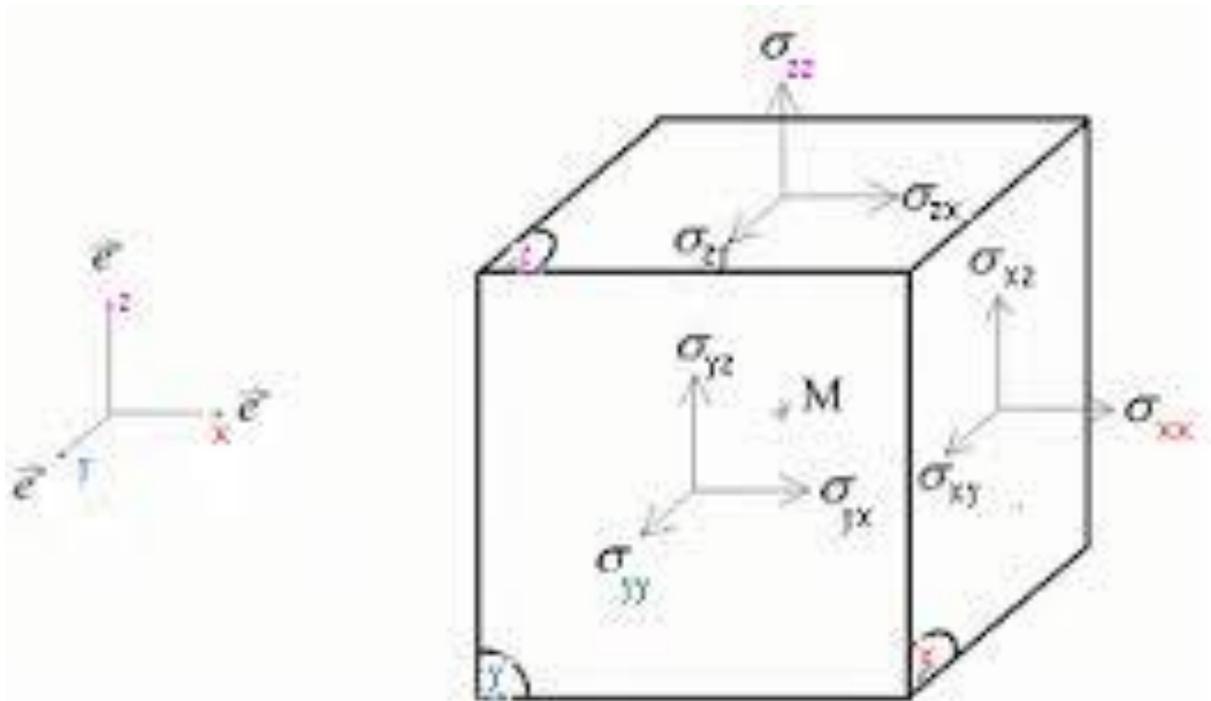


Figure III-2: Représentation des contraintes dans le cube élémentaire

Ou encore :

$$t_j^{(i)} = \sigma_{ij} \quad (\text{III.1})$$

Le vecteur des contraintes en un point donné sur un plan quelconque de normale n peut être exprimé en fonction des trois vecteurs $t^{(1)}, t^{(2)}, t^{(3)}$ en utilisant le tétraèdre de Cauchy (figure III-3)

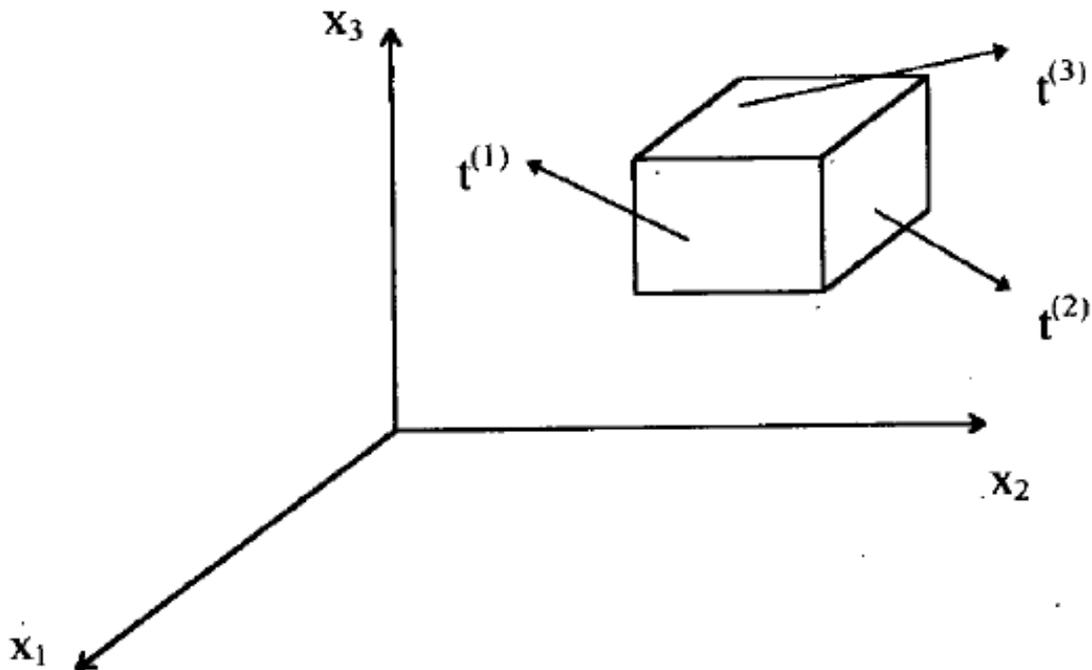


Figure III-3: Tétraèdre de CAUCHY

On a alors :

$$t^{(n)} = T \cdot n \quad (\text{III.2})$$

T est appelé tenseur de contraintes.

$$T = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} \end{bmatrix}$$

La réciprocité des contraintes tangentielles nous donne :

$$\sigma_{ij} = \sigma_{ji} \quad (\text{III.3})$$

Par conséquent le tenseur de contraintes devient symétrique.

III.3. Déformations

Soit $U = (u_1, u_2, u_3)$ le vecteur déplacement d'un point A du solide chargé. Les composantes du tenseur de déformations ont pour expression :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial U_i}{\partial x_j} + \frac{\partial U_j}{\partial x_i} \right) \quad (\text{III.4})$$

Lorsque :

$i = j$: ε_{ij} est dit allongement unitaire dans la direction x_i .

$i \neq j$: ε_{ij} représente la moitié de la distorsion subit par un angle droit de sommet A et dont les cotées sont parallèles à X_i et X_j . Dans ce cas ε_{ij} représente une déformation de cisaillement.

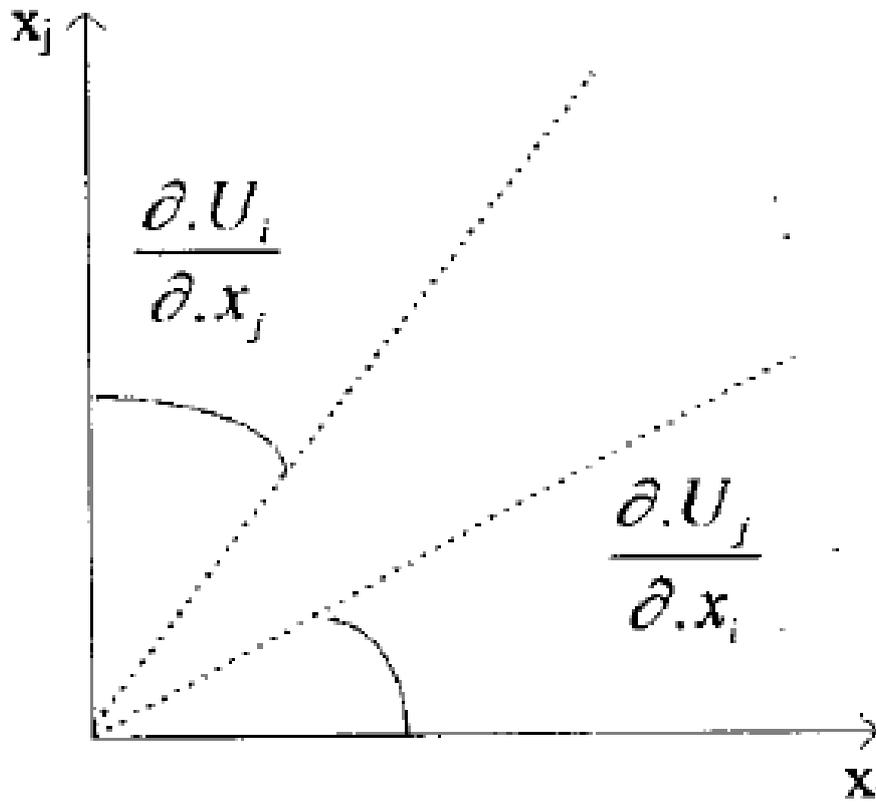


Figure III-4: Mise en évidence de la distorsion

On développant la formule (4) on trouve :

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_{xx} = \frac{\partial U_x}{\partial x} \\ \varepsilon_{yy} = \frac{\partial U_y}{\partial y} \\ \varepsilon_{zz} = \frac{\partial U_z}{\partial z} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_{xy} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial U_x}{\partial y} + \frac{\partial U_y}{\partial x} \right) = \frac{1}{2} \gamma_{xy} \\ \varepsilon_{xz} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial U_x}{\partial z} + \frac{\partial U_z}{\partial x} \right) = \frac{1}{2} \gamma_{xz} \\ \varepsilon_{yz} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial U_y}{\partial z} + \frac{\partial U_z}{\partial y} \right) = \frac{1}{2} \gamma_{yz} \end{array} \right. \quad (\text{III.5})$$

Le tenseur des déformations est aussi symétrique donc :

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ji} \quad (\text{III.6})$$

Les six composantes ε_{ij} dépendent du vecteur déplacement (U_1, U_2, U_3) . Elles sont liées par des équations dites de compatibilité données par :

$$\varepsilon_{ij,kl} + \varepsilon_{ij,kl} - \varepsilon_{ij,kl} - \varepsilon_{ij,kl} = 0$$

La symétrie des indices nous permet de réduire le nombre d'équations à :

$$\begin{aligned}
 \frac{\partial \varepsilon_{xx}}{\partial y^2} + \frac{\partial \varepsilon_{yy}}{\partial x^2} &= \frac{\partial^2 \varepsilon_{xy}}{\partial x \partial y} \\
 \frac{\partial \varepsilon_{yy}}{\partial z^2} + \frac{\partial \varepsilon_{zz}}{\partial y^2} &= \frac{\partial^2 \varepsilon_{yz}}{\partial y \partial z} \\
 \frac{\partial \varepsilon_{xx}}{\partial z^2} + \frac{\partial \varepsilon_{zz}}{\partial x^2} &= \frac{\partial^2 \varepsilon_{xz}}{\partial x \partial z} \\
 \frac{2\partial^2 \varepsilon_{xx}}{\partial y \partial z} &= \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial \gamma_{xy}}{\partial z} + \frac{\partial \gamma_{xz}}{\partial y} - \frac{\partial \gamma_{yz}}{\partial x} \right) \\
 \frac{2\partial^2 \varepsilon_{yy}}{\partial x \partial z} &= \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\partial \gamma_{yx}}{\partial z} + \frac{\partial \gamma_{yz}}{\partial x} - \frac{\partial \gamma_{xz}}{\partial y} \right) \\
 \frac{2\partial^2 \varepsilon_{zz}}{\partial x \partial y} &= \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial \gamma_{zx}}{\partial y} + \frac{\partial \gamma_{zy}}{\partial x} - \frac{\partial \gamma_{xy}}{\partial z} \right)
 \end{aligned} \tag{III.7}$$

Si ces équations de compatibilité sont vérifiées alors le champ de déplacement existe et il est unique.

III.4. Equations d'équilibre

On considère l'équilibre d'un milieu R avec la frontière ∂R . D'après le principe d'action-réaction de Newton on a :

$$\text{Pour } i \text{ donné } \int_R f_i dv + \int_{\partial R} S_i dA = 0$$

f : Champ vectoriel des forces volumiques

S : Champ vectoriel des forces surfaciques

$$\text{Or } S_i = \sigma_{ij} n_j$$

$$\text{Il en résulte : } \int_R f_i dv + \int_{\partial R} \sigma_{ij} n_j dA = 0$$

En utilisant le théorème de Green - Ostrogradski on obtient :

$$\int (\sigma_{ij,j} + f_i) dV = 0$$

R étant une région arbitraire :

$$\frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + f_i = 0 \quad (i = 1,2,3) \tag{III.8}$$

Cette équation traduit l'équilibre en un point selon les trois directions (7).

III.5. Loi de Hooke

C'est une relation linéaire qui lie les contraintes aux déformations, elle est donnée par :

$$\sigma_{ij} = C_{ijkl}\varepsilon_{kl} \quad (\text{III.9})$$

En passant à l'écriture tensorielle on trouve :

$$\begin{pmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{xz} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} & C_{14} & C_{15} & C_{16} \\ & C_{22} & C_{23} & C_{24} & C_{25} & C_{26} \\ & & C_{33} & C_{34} & C_{35} & C_{36} \\ & & & C_{44} & C_{45} & C_{46} \\ & \text{sym} & & & C_{55} & C_{56} \\ & & & & & C_{66} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ 2\varepsilon_{xy} \\ 2\varepsilon_{yz} \\ 2\varepsilon_{xz} \end{pmatrix}$$

$$\sigma_{ij} = \frac{\partial W}{\partial \varepsilon_{ij}} \quad (\text{III.10})$$

W étant la fonction d'énergie de déformation, elle s'écrit comme suit :

$$W = \frac{1}{2} C_{ijkl}\varepsilon_{ij}\varepsilon_{kl} \quad (\text{III.11})$$

III.5.1. Cas d'un plan de symétrie

On trouve :

$$C_{15} = C_{16} = C_{25} = C_{26} = C_{35} = C_{36} = C_{45} = C_{46} = 0$$

III.5.2. Cas de symétrie orthotrope

On a alors :

$$C_{14} = C_{24} = C_{34} = C_{36} = 0$$

III.5.3. Cas d'isotropie

Pour un matériau isotrope le tenseur des rigidités à deux composantes indépendantes λ et μ , elles sont appelées coefficients de Lamé.

$$\begin{pmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{xz} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \lambda + 2\mu & \lambda & \lambda & 0 & 0 & 0 \\ \lambda & \lambda + 2\mu & \lambda & 0 & 0 & 0 \\ \lambda & \lambda & \lambda + 2\mu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \mu & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \mu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \mu \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ 2\varepsilon_{xy} \\ 2\varepsilon_{yz} \\ 2\varepsilon_{xz} \end{pmatrix} \quad (\text{III.12})$$

Tel que :

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \quad \text{et} \quad \mu = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{III.13})$$

E et ν sont les coefficients d'élasticité et de poisson respectivement.

Inversement on a :

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ 2\varepsilon_{xy} \\ 2\varepsilon_{yz} \\ 2\varepsilon_{xz} \end{pmatrix} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & -\nu & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ & 1 & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ & & 1 & 0 & 0 & 0 \\ & & & 2(1+\nu) & 0 & 0 \\ & \text{sym} & & & 2(1+\nu) & 0 \\ & & & & & 2(1+\nu) \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{xz} \end{pmatrix} \quad (\text{III.14})$$

Sous la forme réduite les équations (12) et (14) s'écrivent respectivement :

$$\left. \begin{aligned} (\sigma) &= C(\varepsilon) \\ (\varepsilon) &= C^{-1}(\sigma) \end{aligned} \right\} \quad (\text{III.15})$$

Pour un matériau isotrope la loi de Hooke s'écrit comme suit :

$$\sigma_{ij} = \lambda \varepsilon_{pp} \delta_{ij} + 2\mu \varepsilon_{ij} \quad (\text{III.16})$$

$$\varepsilon_{ij} = -\frac{\lambda \delta_{ij}}{2\mu(3\lambda + 2\mu)} \sigma_{pp} + \frac{1}{2\mu} \sigma_{ij} \quad (\text{III.17})$$

$$\varepsilon_{ij} = -\frac{\nu \sigma_{pp} \delta_{ij}}{E} + \frac{(1+\nu)}{E} \sigma_{ij} \quad (\text{III.18})$$

III.6. Problèmes de contraintes planes

Un problème de contraintes planes est caractérisé par $\sigma_{i3} = 0$

Dans ce cas les équations de Hooke s'écrivent respectivement :

$$\begin{pmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{xy} \end{pmatrix} = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ 2\varepsilon_{xy} \end{pmatrix} \quad (\text{III.19})$$

Et :

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ 2\varepsilon_{xy} \end{pmatrix} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & -\nu & 0 \\ -\nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 2(1+\nu) \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{xy} \end{pmatrix} \quad (\text{III.20})$$

III.7. Problèmes de déformations planes

Notre barrage se situe dans ce type de problèmes. Ce dernier est caractérisé par $\sigma_{iz} = 0$

La loi de Hooke dans ce cas s'écrit :

$$\begin{pmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{xy} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \lambda + 2\mu & \lambda & 0 \\ \lambda & \lambda + 2\mu & 0 \\ 0 & 0 & \mu \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ 2\varepsilon_{xy} \end{pmatrix} \quad (\text{III.21})$$

Et :

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ 2\varepsilon_{xy} \end{pmatrix} = \frac{1+\nu}{E} \begin{bmatrix} 1-\nu & -\nu & 0 \\ -\nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 2 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{xy} \end{pmatrix} \quad (\text{III.22})$$

On peut aboutir à la contrainte σ_{zz} en annulant ε_{zz} comme suit :

$$\begin{cases} \varepsilon_{zz} = 0 \\ \varepsilon_{zz} = \frac{1}{E} (\sigma_{zz} - \nu(\sigma_{xx} + \sigma_{yy})) \end{cases}$$

On trouve :

$$\sigma_{zz} = \nu(\sigma_{xx} + \sigma_{yy})$$

III.8. Conclusion

Etant donné qu'on s'intéresse dans notre étude aux problèmes de déformations planes, on doit donc avoir les notions de base nécessaires pour la compréhension de notre problème. Ces informations sont fournies par la théorie de l'élasticité. On aura également besoin de cette dernière pour pouvoir utiliser la méthode des éléments finis.

CHAPITRE IV

APPROCHES ANALYTIQUES ET SEMI-ANALYTIQUES

Chapitre IV Approches analytiques et semi-analytiques

IV.1. Introduction

L'établissement des expressions analytiques et semi analytiques donnant la distribution de la surpression hydrodynamique sur le parement amont de l'interface fluide-structure et dans le réservoir d'un barrage due à l'action sismique a fait l'objet de plusieurs travaux d'investigation et de recherche.

Westergaard, 1933; Von-Karman, 1933; Chwang et Housner, 1978; Trefftz-Mikhlin, 1983;... Chacun de ces chercheurs s'est investi dans une technique particulière de l'analyse mathématique pour aboutir ensemble à un résultat pratiquement identique.

Westergaard (8) fut le premier à trouver une solution pour les pressions hydrodynamiques sur un barrage vertical rigide subissant une excitation harmonique tout en négligeant la dissipation d'énergie due à l'absorption du fond et à la viscosité. Par contre sa solution n'est valide que pour des fréquences inférieures à la fréquence fondamentale du réservoir. Après Chopra (9) a étendu la solution de Westergaard de manière à balayer toutes les fréquences d'excitation. Ensuite, l'influence de la surface du barrage a été traitée par Zangar (10) sans tenir compte de la compressibilité de l'eau. En parallèle, Sharan (11) a développé une technique d'éléments finis, Liu (12) une technique d'intégral des équations, Aviles et Sanchez (13) une méthode limite basée sur un ensemble de solutions. Récemment, Tsai (14) a étendu cette dernière méthode pour inclure l'effet de la compressibilité de l'eau.

IV.2. Historique

Plusieurs travaux ont été réalisés sur la distribution des surpressions hydrodynamiques depuis que Westergaard (1933) a publié le premier travail sur le sujet. Ses travaux furent la base de la recherche développée ultérieurement; il est considéré de fait le précurseur dans le domaine. Quelques années après, d'autres chercheurs ont repris le problème, notamment Zangar (1953) et Zienkiewicz et Nath (1963) par des travaux expérimentaux. Ils ont réussi à étendre le champ géométrique de la forme de l'interface des barrages de l'amont vertical à l'amont à fruit composé ou en arcs. En 1978, Chwang et Housner ont utilisés le principe de conservation de la quantité de mouvement pour abouti analytiquement aux résultats souhaités. En 1986, Liu a présenté une solution analytique en utilisant les transformations conformes de Schwartz-Christoffel basée sur la théorie du potentiel et appliquée à des barrages avec parement amont simplement incliné et réservoir de forme triangulaire. Aussi bien des accélérations horizontales que verticales furent prises en compte. La solution de Chwang (1978) peut être perçue comme un cas limite de la solution de Liu.

D'autres travaux en numériques ont été réalisés, notamment par Hung et Wang (1987) et Chen (1994) en utilisant une analyse non linéaire par différences finis ; par Chopra (1987), Tsai et Lee (1987) ou Kucukarslan (2003) en adoptant la méthode des éléments finis. Enfin Chug (1988) et Cho et Liu (2002) ont utilisé la méthode des équations intégrales aux frontières.

Les méthodes utilisées par les différents chercheurs citées au-dessous sont applicables dans le cadre des hypothèses suivantes :

- Le barrage est infiniment rigide
- Le fluide est non visqueux, incompressible et homogène
- Le mouvement du fluide est irrotationnel
- Le phénomène d'ondes de surface est négligé

La résolution du problème de détermination des pressions hydrodynamiques dans le cas d'un séisme constitue une phase vitale pour l'évaluation de la stabilité sismique et peut être structurée comme suit :

- Formulation du problème
- Recherche d'un système acceptable d'hypothèses concernant:
 - Le type de barrage et les différentes formes qui en découlent.
 - La nature de la fondation.
 - La nature du tremblement de terre (surtout son sens de propagation).
- Recherche de modèles mathématiques

IV.3. Méthode de masse ajoutée de Westergaard

IV.3.1. Introduction

En 1933 Westergaard fut le premier à proposer une approche pour résoudre le problème des pressions hydrodynamiques sur des barrages ayant un parement amont vertical exposé à un mouvement horizontal harmonique. Ses travaux demeurent à ce jour une référence de base pour l'ensemble des chercheurs lui ayant succédés.

Dans sa démarche, Westergaard n'a pas pris en compte l'effet de la compressibilité du fluide en fait d'après les résultats de ses études il a remarqué que pour une hauteur ne dépassant pas les 100 m l'augmentation en pression n'excède pas les 5%, d'où la négligence de la compressibilité.

Westergaard a constaté que deux causes peuvent générer des contraintes supplémentaires sur un barrage poids lors d'un séisme :

- L'accélération de la masse du corps du barrage;
- La variation de la pression d'eau ou surpression

Il a également supposé que tous les points du site de fondation subissent les mêmes déplacements, vitesses et accélérations à chaque instant.

Le principe de son approche est donc de prendre en compte l'effet du fluide en ajoutant une masse équivalente 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).

Westergaard a montré que la pression hydrodynamique exercée sur la face amont du barrage et due au mouvement sismique du sol est équivalente aux forces d'inerties d'un corps de fluide attaché au barrage et suivant son mouvement tandis que le reste du réservoir d'eau reste

inactive. Westergaard suggère une forme parabolique pour ce corps de fluide avec une largeur de base égale à 7/8 de la hauteur comme présenté sur la figure (IV-1).

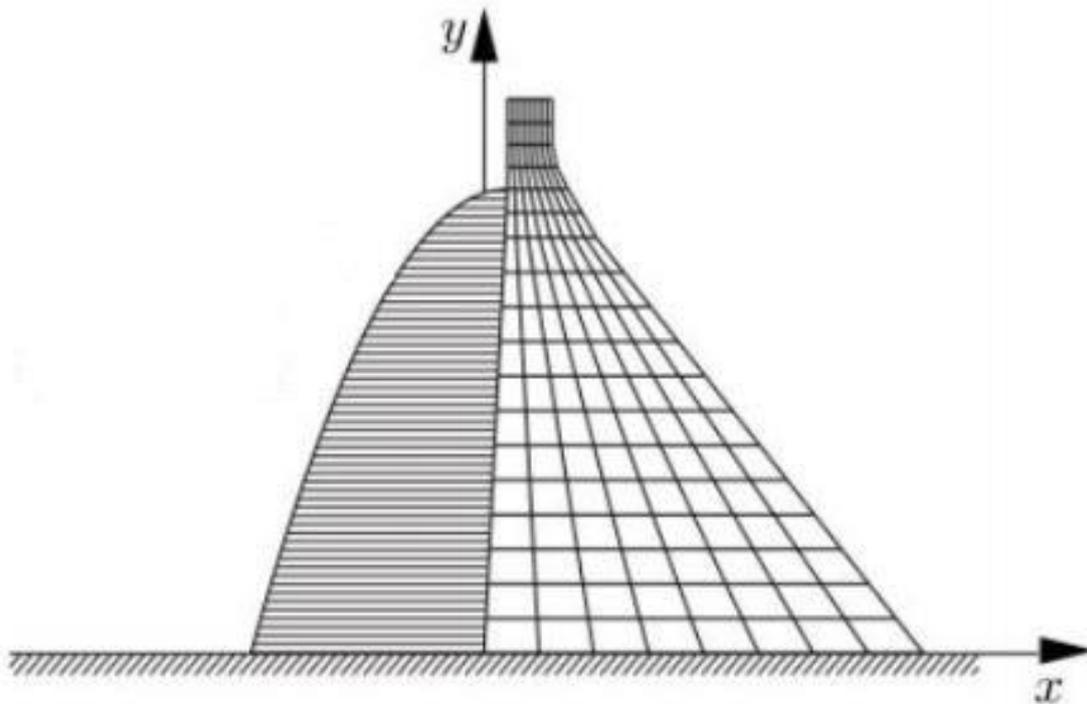


Figure IV-1 : Profil de pression simplifié de Westergaard

Westergaard a mis en évidence une relation simple permettant d'estimer approximativement les forces hydrodynamiques ainsi que les surpressions hydrodynamiques résultant du chargement sismique. Cette dernière (Homogène à une densité surfacique de masse) dépend de :

- la masse volumique de l'eau;
- la cote verticale;
- la profondeur du réservoir H pour le calcul de la pression.

Cette relation entre les pressions et la profondeur est défini par l'expression :

$$P(y) = \frac{7}{8} \times \rho_w \times \alpha \times \sqrt{(H \times y)} \quad (\text{IV.1})$$

Avec:

- P : Surpression au droit de l'interface amont de barrage.
- ρ_w : La masse volumique du l'eau.
- H : Le niveau d'eau du réservoir.
- y : La profondeur considérée.
- α : Coefficient d'accélération sismique horizontal au niveau de site.

La force totale appliquée sur une tranche de largeur unité est alors égale à :

$$F = \frac{7}{12} \times \rho_w \times \alpha \times H^2 \quad (\text{IV.2})$$

Elle s'applique en un point situé au 2/5 de la hauteur en partant du bas.

IV.3.2. Solution de Westergaard

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

$$P(y) = \frac{8}{\pi^2} \alpha \rho_{\omega} g h \sum_{1,3,5}^n \frac{1}{n^2 C n} \sin\left(n\pi \frac{y}{2h}\right) \quad (\text{IV.3})$$

Où :

$$Cn = \sqrt{1 - \frac{16\rho h^2}{n^2 K T^2}} = \sqrt{\left[1 - \frac{1}{n^2} \left(\frac{T_0}{T}\right)^2\right]} \quad (\text{IV.4})$$

Avec :

- T_0 : Période propre du réservoir $T_0 = 4H/C$
- T : Période du mouvement de l'écran, supposé harmonique.
- P : Pression sur l'écran.
- α : Coefficient de l'intensité sismique en direction horizontale, sur le site.
- ρ_{ω} : Poids volumique de l'eau.
- H : La hauteur de l'eau.
- K : Module de compressibilité de l'eau.
- C : Célérité des ondes de compression dans l'eau ($C \approx 1440 \text{ m / s}$).

Le terme $1 - \frac{1}{n^2} \left(\frac{T_0}{T}\right)^2$ représente un terme correctif tenant compte de la compressibilité qu'on peut négliger dans le cas où la période propre du réservoir (T_0) est faible devant celle de l'écran.

IV.4. Méthode de Zangar

Après les études faites par Westergaard, Zangar, en 1950, a continué sur la même voie en introduisant l'effet de l'inclinaison du parement amont sur la distribution des pressions hydrodynamiques en 2-D dans les mêmes conditions que celles de Westergaard, pour cela il a utilisé l'analogie qui existe entre le phénomène étudié et le phénomène électrique et il a élaboré un modèle de calcul dans lequel la période de l'excitation n'est pas prise en compte.

IV.4.1. Présentation du modèle :

Zangar a remarqué la propagation des ondes dans un milieu élastique incompressible et l'étude du champ permanent en électricité, sont deux phénomènes qui sont gouvernés par la même équation elliptique de Laplace. Donc à partir de cette similitude on peut déterminer le potentiel électrique à travers un dispositif expérimental approprié et d'en déduire ensuite les pressions hydrodynamiques.

Ce modèle est constitué de plusieurs cuves de dimensions ($80 \times 5 \times 20$ en cm.) comme illustré dans la figure ci-dessous. Le nombre de cuves dépend du nombre de fractions (c) des hauteurs inclinées et des angles d'inclinaison considéré, par exemple Zangar a considéré 8 cuves correspondant aux valeurs des fractions c des hauteurs inclinées de $h/4$, $h/2$, $3h/4$ et h et

des angles d'inclinaison 30° , 45° et 60° pour pouvoir simuler les différents cas du parement amont du barrage.

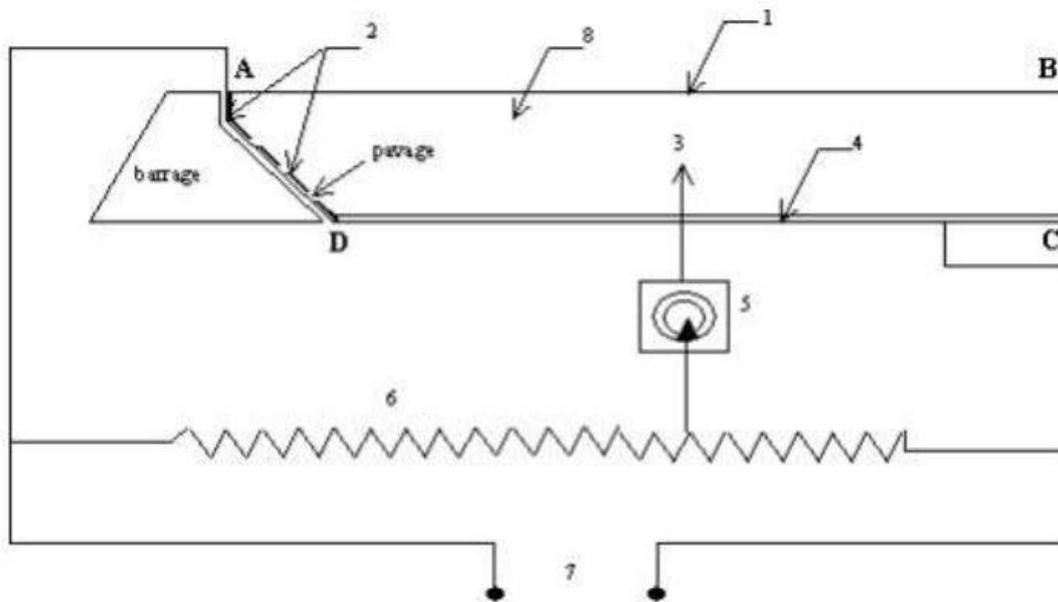


Figure IV-2 Dispositif expérimental de Zangar

1. Surface libre du réservoir.
2. Face amont du barrage (variation linéaire du potentiel).
3. Sonde.
4. Base du réservoir (électrode à potentiel constant).
5. Galvanomètre (G).
6. Rhéostat (R) (résistance taraudé).
7. alimentation: Générateur d'électricité.
8. Electrolyte.

Donc Zangar a réussi a formulé une expression expérimentale qui permet de tenir compte de la courbure :

$$\frac{1}{2} \alpha \rho_{\omega} g h C_m \left[\frac{y}{h} \left(2 - \frac{y}{h} \right) + \sqrt{\frac{y}{h} \left(2 - \frac{y}{h} \right)} \right] \quad (\text{IV.5})$$

Ou C_m est un coefficient des pressions maximales dont la variation en fonction de l'angle θ est donnée dans la figure IV-3.

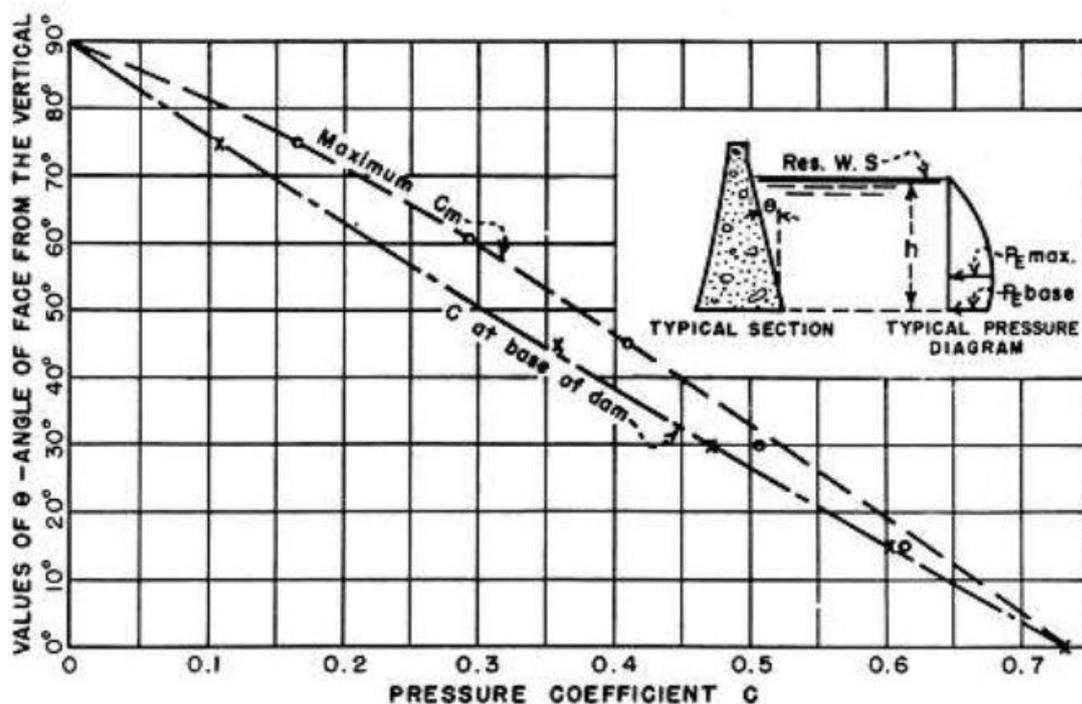


Figure IV-3 : Variation du coefficient C_m en fonction de θ

IV.5. Méthode semi analytique de Chopra- Chakrabarti

Dans les calculs précédents le système fond-structure était considéré rigide pendant les vibrations, cette hypothèse reste approximativement valable tant que la fréquence d'excitation sismique est inférieure à la fréquence propre du barrage.

Chopra et Chakrabarti ont développé une approche de calcul dite semi analytique. Dans cette approche le système barrage-réservoir est alors subdivisé en deux sous structures.

- le barrage est considéré comme étant flexible et sera modélisé par la méthode des éléments finis.
- Le réservoir est modélisé par un milieu continu semi- infini régi par l'équation d'onde qui sera résolue analytiquement.

D'où le nom de procédure semi analytique.

Cette méthode permet de prendre en compte l'influence du réservoir sur la réponse de la structure à une excitation de type sismique.

La méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Le mouvement du système barrage-réservoir est considéré bidimensionnel.
- Le parement amont est vertical.
- Le fond du réservoir est horizontal. La profondeur de l'eau est H , et le réservoir s'étend à l'infini.

- L'eau est supposée linéairement compressible avec une viscosité négligeable.
- L'effet des ondes de surface libre de l'eau est négligé, l'erreur associée est considérée

Comme petite.

- En considérant les réponses à la composante verticale du mouvement du sol, les effets de flexibilité du fond du réservoir sur les pressions hydrodynamiques sont considérés.
- Le mouvement du sol est supposé atteindre tous les points de base en même temps, c'est-à-dire que la vitesse horizontale de propagation du mouvement du sol est infinie.

Le principe est de résoudre l'équation d'équilibre dynamique obtenue par le modèle d'élément finis en ajoutant aux forces sismiques les forces hydrodynamiques. Donc tout le problème revient à quantifier ces forces.

L'équation s'écrit :

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = -[M_s]\{\ddot{X}\}\{F_h\} \quad (\text{IV.6})$$

En écrivant les quantités vectorielles sous forme :

$$\xi(t) = \bar{\xi}(\omega)e^{i\omega t} \quad (\text{IV.7})$$

La force hydrodynamique devient :

$$\bar{F}_h(\omega) = \bar{F}_0(\omega) + \sum_{k=1}^m \bar{Y}_k(\omega) \bar{F}_K(\omega) \quad (\text{IV.8})$$

Avec : \bar{Y}_k amplitude de l'accélération généralisée.

$$U(t) = \sum_{k=1}^m \phi_m Y_m(t) \quad (\text{IV.9})$$

ϕ_m : est le vecteur forme correspondant au mode m.

\bar{F}_0 et \bar{F}_k : correspondent respectivement aux pressions $\bar{P}_0(y, \omega)$ et $\bar{P}_k(y, \omega)$, et peuvent être évalués par application du principe des travaux virtuels.

Les termes $\bar{P}_0(y, \omega)$ et $\bar{P}_k(y, \omega)$ sont les composantes de la solution de l'équation d'onde dans le fluide, telle que :

$$\bar{P}(y, \omega) = \bar{p}_0(y, \omega) + \sum_{k=1}^m \bar{Y}_k(\omega) \bar{P}_K(y, \omega) \quad (\text{IV.10})$$

Avec :

$$\bar{p}_0(y, \omega) = \frac{-4\rho}{\pi} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-1)^n}{(2n-1) \sqrt{\left[\lambda_n^2 - \left(\frac{\omega^2}{C^2}\right)\right]}} \cos \lambda_n y \quad (\text{IV.11})$$

$$\bar{P}_K(y, \omega) = \frac{-2\rho}{H} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{I_{kn}}{\sqrt{\left[\lambda_n^2 - \left(\frac{\omega^2}{C^2}\right)\right]}} \cos \lambda_n y \quad (12)$$

Dans lesquelles :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_n = \frac{(2n-1)\pi}{2H} \\ I_{kn} = \int_0^H \phi_k(y) \cos \lambda_n y \, dy \end{array} \right\} \quad (\text{IV.13})$$

Rappelons que cette méthode suppose : $p(t) = \bar{P}(\omega) \cdot e^{i\omega t}$ comme solution de :

$$\nabla^2 P - \frac{1}{C^2} \ddot{P} = 0 \quad (\text{IV.14})$$

Ayant comme conditions aux limites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial P}{\partial y}(x, 0, t) = 0 \\ P(x, H, t) = 0 \\ \frac{\partial P}{\partial x}(0, y, t) = -\rho \left[1 + \sum_{k=1}^M \phi_k(y) \cdot \bar{Y}_k(\omega) \right] \cdot e^{i\omega t} \end{array} \right. \quad (\text{IV.15})$$

IV.6. Conclusion

Depuis des années, les tentatives d'établissement des expressions analytiques et semi-analytiques donnant la distribution de la surpression hydrodynamique sur les systèmes barrages-réservoir ont fait l'objet de plusieurs travaux d'investigation et de recherche.

Westergaard fut le premier à proposer une approche qui a servi plus tard comme référence aux autres chercheurs lui succédant tel que Zangar, Chopra, Aviles, ...etc. Chacun de ces chercheurs s'est investi dans une technique spécifique de l'analyse mathématique sous certaines hypothèses pour des cas particuliers par contre la formulation d'une expression universelle demeure un mystère non résolu pour les chercheurs actuellement.

CHAPITRE V

APPROCHE NUMERIQUE PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS

Chapitre V Approche numérique par la Méthode des Eléments Finis

V.1. Introduction

La résolution de la plupart des problèmes dans les différentes branches de la physique étant difficile et laborieuse, les chercheurs ont tendance à se tourner vers les modèles mathématiques. Aujourd'hui grâce à aux avancées techniques et technologiques, les machines de calculs et les ordinateurs sont dotés d'énormes capacités qui permettent d'aborder et de résoudre complètement des problèmes de plus en plus nombreux et complexes, tel que les équations : différentielles, intégrales, intégro-différentielles et aux dérivées partielles qui jouent un rôle fondamental dans la physique et la mécanique.

L'utilisation de cette méthode permet aisément d'intégrer les équations aux dérivées partielles tandis que l'asservissement d'un modèle physique nécessite des connaissances en analyse numérique et en informatique. En plus l'ingénieur doit être attentif à l'aspect physique (surtout les conditions aux limites) et être minutieux aux subtilités du modèle mathématique car la moindre erreur peut fausser toute ses recherches.

Dans cette partie nous allons présenter la stratégie de résolution numérique du problème gouvernant l'équation d'ondes acoustiques, dans un réservoir, milieu continu, soumis au mouvement sismique de barrage rigide, sur fondation rigide.

V.2. Hypothèses

Dans notre cas nous modéliserons un barrage poids en béton comme un système bidimensionnel dans lequel les vibrations planes de l'ouvrage en monolithe sont considérées. Si le réservoir d'eau est suffisamment large la variation du mouvement du barrage est petite sur son étendu et l'idéalisation bidimensionnelle est raisonnable. Le barrage ainsi que le fluide compressible sont supposés à comportement linéaire et élastique.

On considère les hypothèses suivantes dans la formulation des équations du mouvement :

- l'eau est supposée compressible et visqueuse;
- l'effet des ondes à la surface libre de l'eau est négligé;
- le mouvement de l'eau est limité aux faibles amplitudes;
- le mouvement du système barrage-réservoir est considéré bidimensionnel.

V.3. Méthode des Eléments Finis

V.3.1. Introduction

Tout problème physique peut être modélisé mathématiquement sous forme d'équations aux dérivées partielles. La méthode des éléments finis, née vers les années 1850, est la méthode la plus utilisée pour résoudre numériquement ces équations. Le but de la MEF consiste à présenter les aspects fondamentaux de la méthode vue comme un outil de base en modélisation et également de nous donner les repères nécessaires pour qu'on puisse faire de la conception et du calcul des ouvrages en génie civil et aussi pour évoluer naturellement dans

l'environnement des codes de calcul. Les étapes de base à suivre dans un calcul par MEF sont les suivantes (15) :

- Opter pour un modèle discret (modélisation) du système physique en ciblant un nombre fini de degrés de liberté significatif.
- Ecrire les équations qui gouvernent le comportement du modèle discret sous forme variationnelle.
- Introduire les conditions aux limites nécessaires (Dirichlet, Neumann ou mixtes).
- Résoudre le système d'équations résultant.
- Interprétation des résultats obtenus.

La modélisation consiste à représenter un problème possédant un nombre infini de degré de liberté (DDL) par un modèle ayant un nombre de DDL fini, dont les équations gouvernantes peuvent être solutionnées raisonnablement et qui reflètent avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir, la masse, la rigidité, l'amortissement. Autrement dit c'est un modèle simplifié qui reproduit au mieux le comportement réel de la structure.

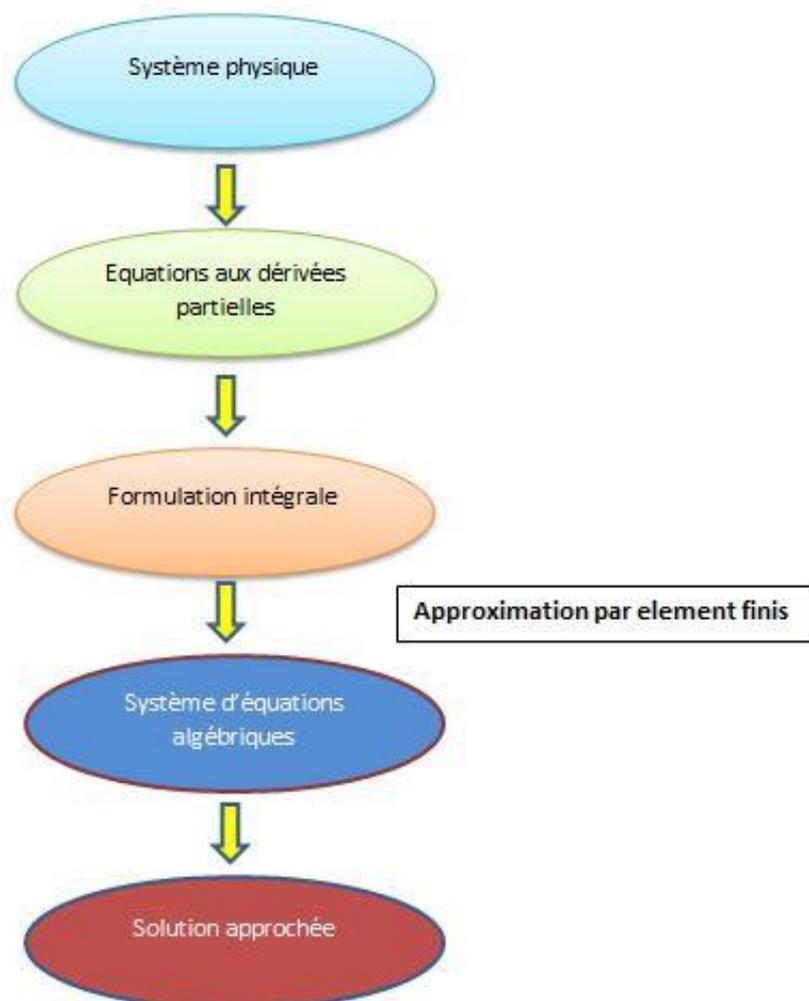


Figure V-1 : Démarche éléments finis

V.3.2. Le maillage

V.3.2.1. Définition

Le maillage est une modélisation géométrique d'un domaine par des éléments proportionnés fins et bien définis. La structure à étudier est remplacée par un ensemble d'éléments supposés liés les uns aux autres en un nombre fini de points appelés "nœuds". Ces nœuds se trouvent aux sommets des éléments ou tout le long de leur frontière comme le montre la figure

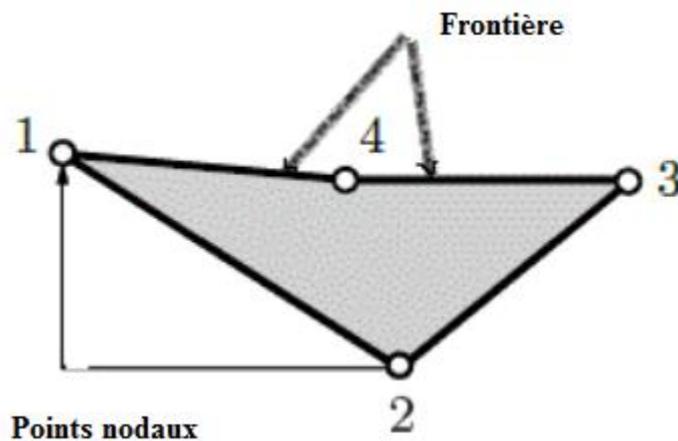


Figure V-2 : Élément d'un maillage

Plus la taille du modèle de calcul est importante, plus le nombre de nœuds du maillage et temps mis en jeu pour le calcul sont importants et inversement.

Le choix de l'élément a une influence importante sur la convergence de la solution. Ces éléments peuvent être, unidimensionnels, bidimensionnels, tridimensionnels comme le montre la figure

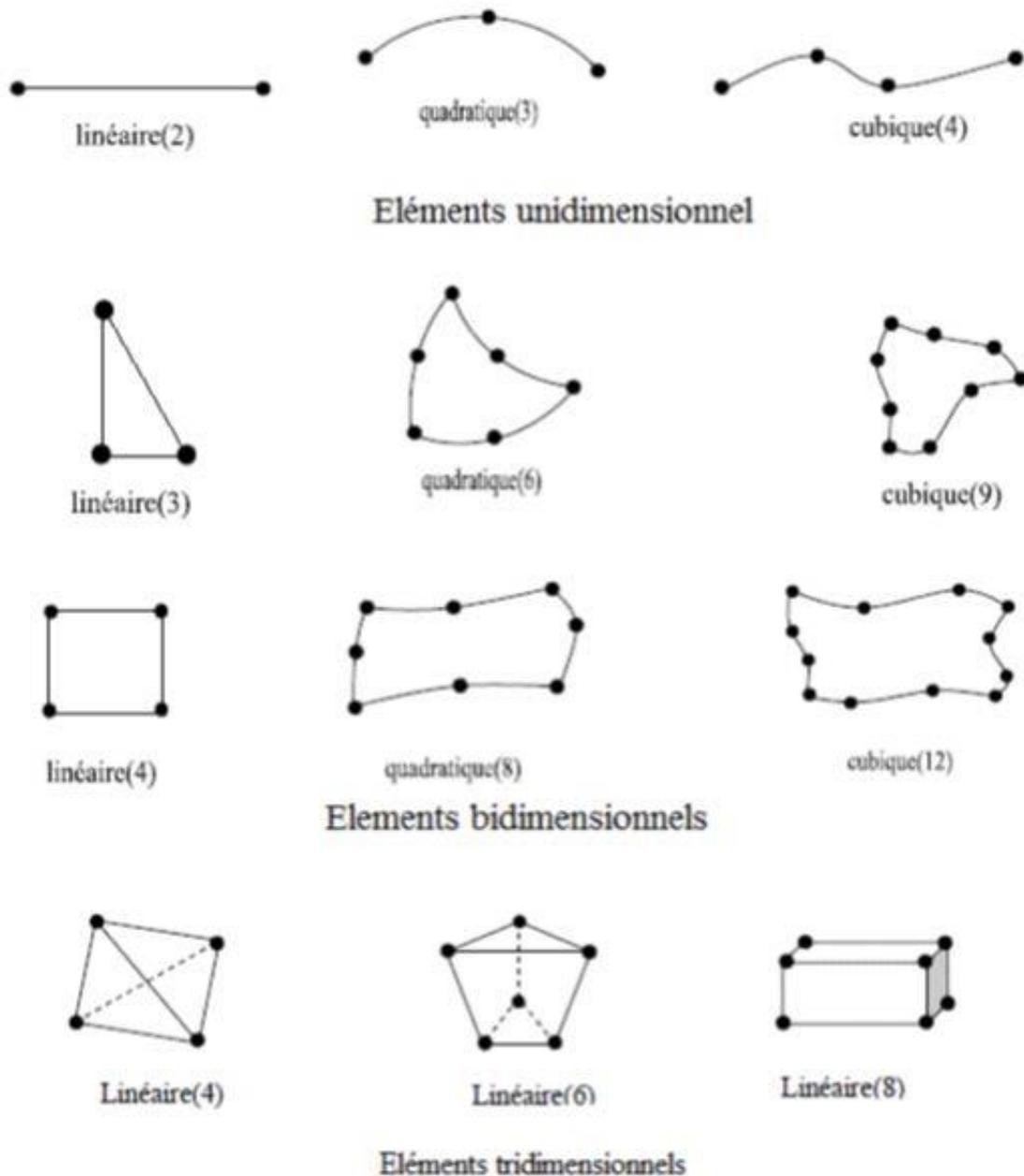


Figure V-3 : Quelques types d'éléments d'un maillage

V.3.2.2. Caractéristiques d'un élément de maillage

Un élément fini est caractérisé par :

- **Sa géométrie :** Un élément fini peut être 1D, 2D ou 3D.
- **Le matériau qui le constitue :** ce matériau est caractérisé par sa loi de comportement (son module de Young E et son coefficient de poisson ν).
- **Ses nœuds :** les nœuds assurent la liaison entre

- les éléments. Ils occupent des positions stratégiques notamment sur les extrémités, les sommets, les milieux des arêtes et les faces.
- **Sa finesse** : la finesse du maillage a été choisie de manière à vérifier la condition suivante donnée par Pecker (16):

$$h \leq \frac{V_s}{(6\pi^8) * f_{max}} \quad (V.1)$$

h : Plus petite dimension de l'élément du maillage.

V_s : Vitesse de l'onde de cisaillement

f_{max} : Fréquence maximale

La discrétisation d'un domaine obéit aux règles suivantes :

- Tout élément est d'intérieur non vide.
- Il ne doit pas exister de vides entre les éléments.
- L'intersection de deux éléments distincts ne peut être que réduit à l'ensemble vide, un point, une arête dans le cas 2D ou une surface dans le cas 3D.
- Un nœud appartenant à deux éléments doit être défini dans chacun des deux.
- Les angles proches de 0° et 180° doivent être évités.

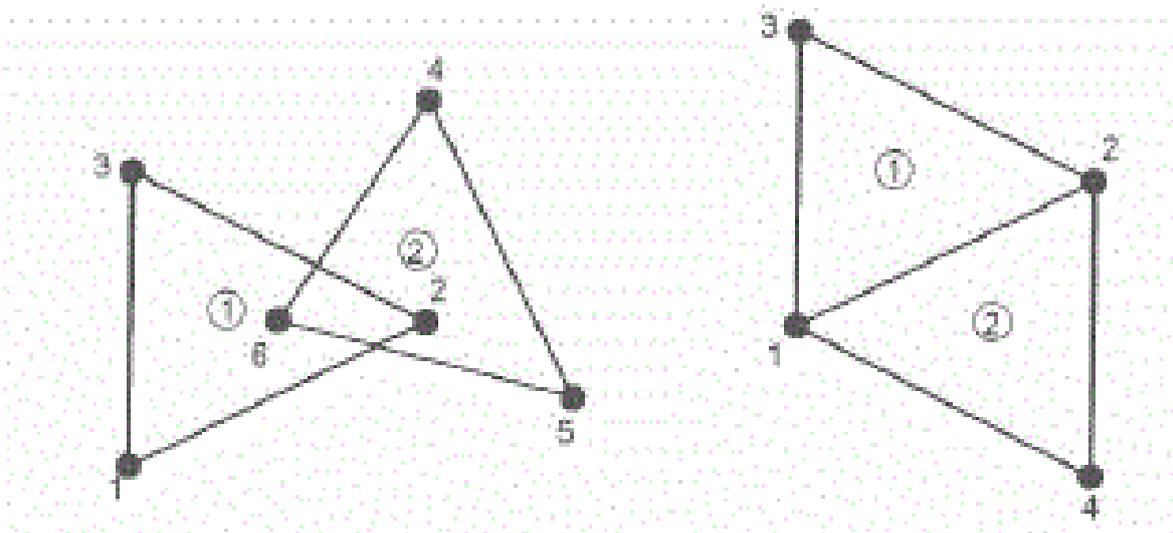


Figure V-4 : Connexion entre deux éléments triangulaires

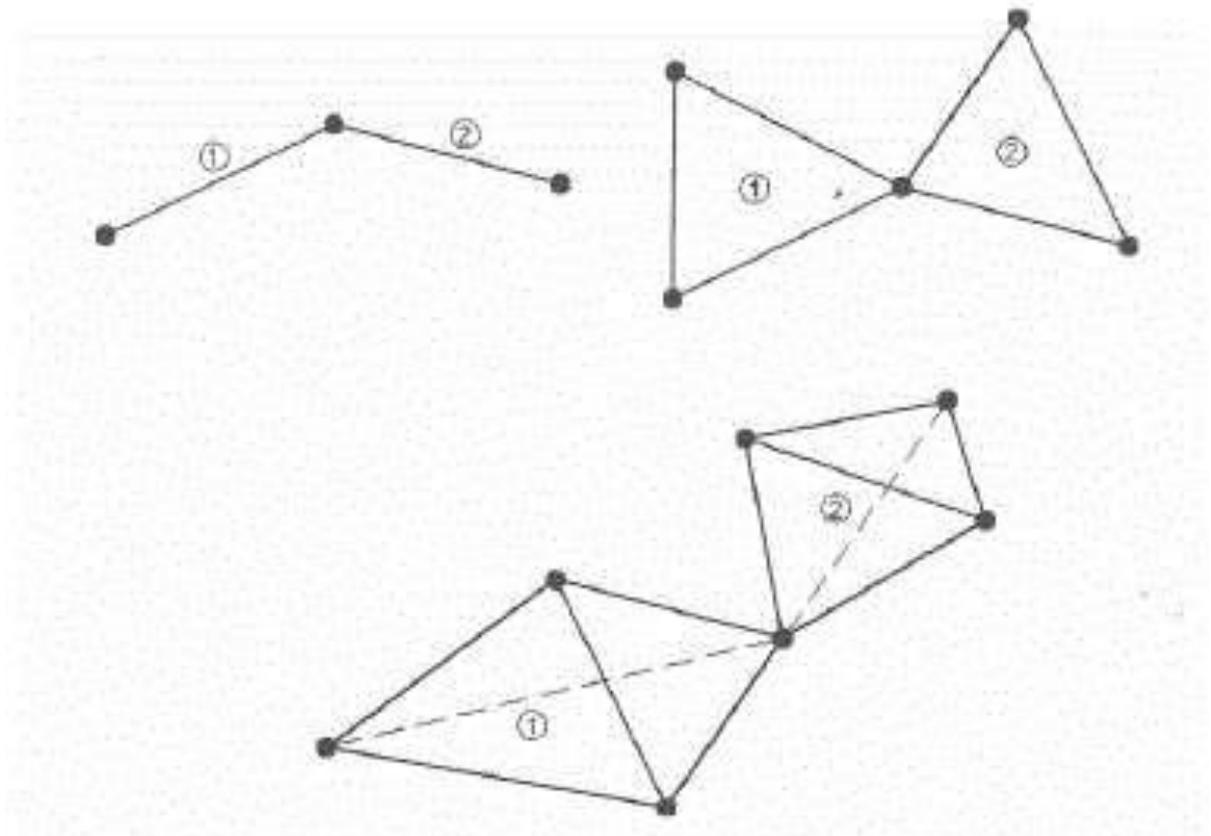


Figure V-5 : Connexion entre deux éléments par nœuds Communs

V.3.3. Elément de référence

V.3.3.1. Notion d'élément de référence

Le calcul des fonctions d'interpolation (fonctions de forme) pour un élément quelconque peut être assez compliqué. C'est pourquoi on préfère souvent se ramener à un élément dit de référence, à partir duquel on peut générer tous les éléments d'une même famille par une transformation géométrique τ qui doit être bijective. Les fonctions d'interpolation sont alors calculées sur cet élément générique, et le transport des grandeurs sur l'élément réel, est effectué grâce à la connaissance de la transformation géométrique. Par exemple dans notre cas le maillage utilisé est triangulaire :

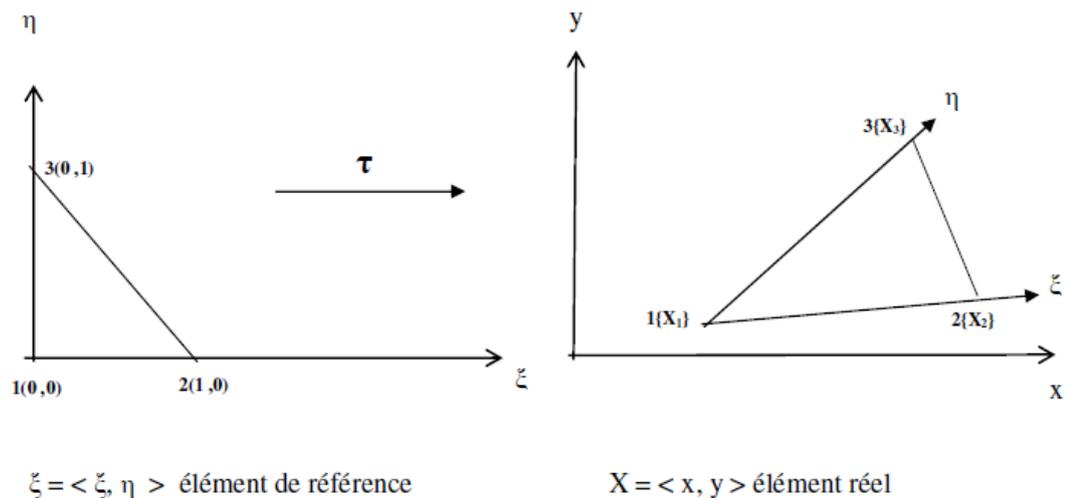
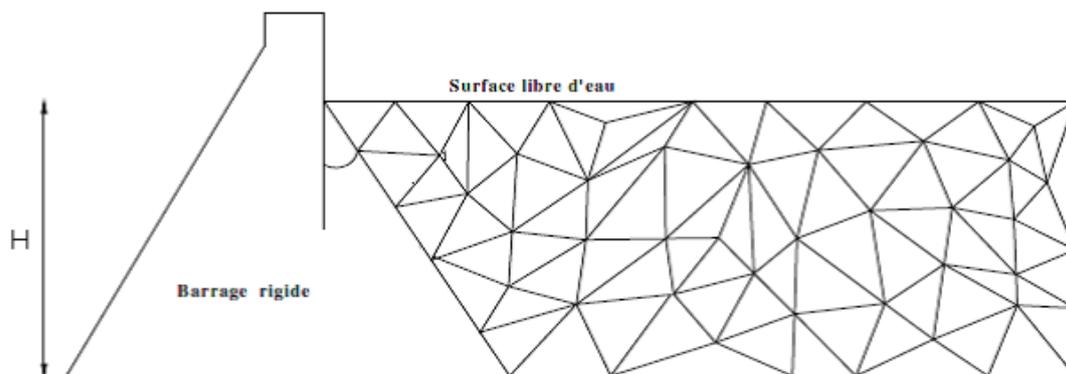


Figure V-6 : Elément de référence triangulaire linéaire

Les nœuds géométriques de l'élément de référence correspondent aux nœuds géométriques de l'élément réel et chaque portion de frontière définie par deux nœuds géométriques dans l'élément de référence correspond à celle définie par les deux nœuds correspondants dans



l'élément réel comme le montre la figure

Figure V-7 : Maillage adopté pour la discrétisation du réservoir

V.3.3.2. Influence de la taille de maillage sur la solution

Le choix de la taille de l'élément de maillage de référence a une importance capitale et une certaine emprise sur la solution car la qualité de l'approximation par éléments finis dépend fortement de la structure de ce maillage. En fait, la taille de l'élément de maillage choisit doit être suffisamment petite pour que le maillage puisse transmettre les ondes d'une manière

appropriée et sans distorsion numérique de ces ondes. Cette taille dépend de la vitesse de propagation des ondes (V_s) et des fréquences mises en jeu :

$$f = \frac{V_s}{\lambda} \quad (\text{V.2})$$

La longueur caractéristique de l'onde λ associée au système étudié dépend des conditions aux limites. La distorsion numérique des ondes dans un domaine peut se produire selon le maillage utilisé. La vitesse de propagation et les fréquences de chargement affectent la précision de la solution numérique. Selon Kuhlemeyer et Lysmer (1973) la taille de l'élément Δl doit être plus petite qu'un huitième à un dixième de la longueur d'onde λ . Par conséquent, la fréquence maximale qui peut être modélisée correctement par un maillage est donnée par :

$$f = \frac{V_s}{10 \cdot \Delta l} \quad (\text{V.3})$$

V.3.4. Transformation isométrique

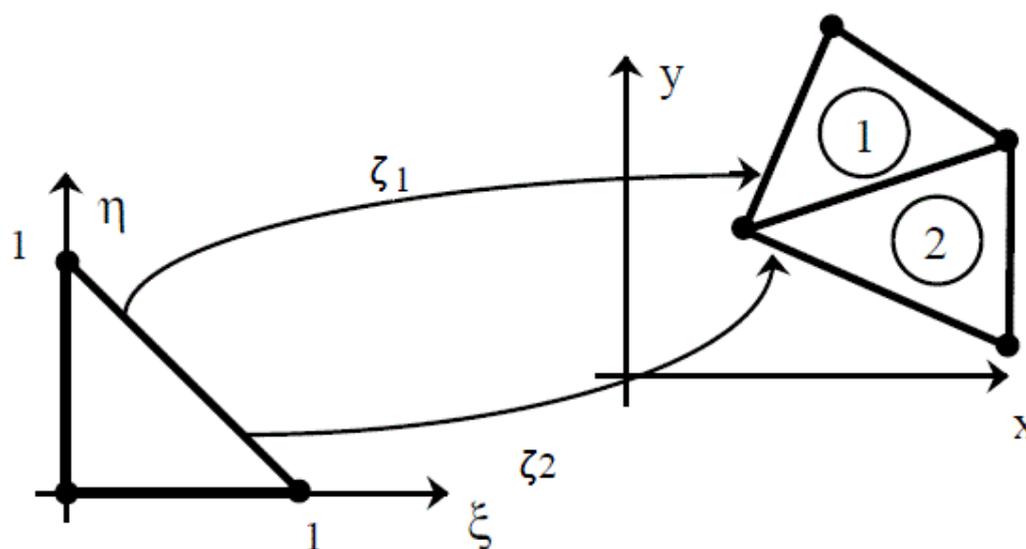


Figure V-8 : Elément de référence iso paramétrique

Étant donné qu'on travaille en deux dimensions (déformations planes), la transformation s'écrit :

$$\begin{cases} X = \langle N(\xi, \eta) \rangle \{X\} \\ Y = \langle N(\xi, \eta) \rangle \{Y\} \end{cases}$$

Où N est le vecteur des fonctions d'interpolation standards exprimées dans le repère de référence en fonction de ξ et η . Les coordonnées naturelles des nœuds géométriques sont regroupées en deux vecteurs colonnes $\{X\}$ et $\{Y\}$.

Avec la définition de la transformation géométrique par les fonctions d'interpolation, l'expression des dérivées et des intégrales en fonction des coordonnées de référence ainsi que leur évaluation pratique peut se faire par le biais du *Jacobien* de l'élément réel. En deux dimensions la relation précédente permet d'écrire :

$$\begin{cases} \frac{\partial N}{\partial \xi} = \frac{\partial N}{\partial x} \frac{\partial X}{\partial \xi} + \frac{\partial N}{\partial y} \frac{\partial Y}{\partial \xi} \\ \frac{\partial N}{\partial \eta} = \frac{\partial N}{\partial x} \frac{\partial X}{\partial \eta} + \frac{\partial N}{\partial y} \frac{\partial Y}{\partial \eta} \end{cases}$$

Qui est équivalent à :

$$\begin{Bmatrix} N_{,\xi} \\ N_{,\eta} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} X_{,\xi} & Y_{,\xi} \\ X_{,\eta} & Y_{,\eta} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} N_{,x} \\ N_{,y} \end{Bmatrix}$$

Soit en écriture condensée :

$$\begin{aligned} N_{,\xi} &= J N_{,x} \\ N_{,\eta} &= J N_{,y} \end{aligned}$$

Cette équation constitue la relation entre les dérivées des fonctions d'interpolation par rapport aux coordonnées de référence et leurs dérivées par rapport aux coordonnées réelles. La matrice J est appelée matrice Jacobienne. Le déterminant de cette dernière doit être non nul. Son écriture explicite est :

$$[J] = \begin{bmatrix} \langle N_{,\xi} \rangle \\ \langle N_{,\eta} \rangle \end{bmatrix} [\{X\}\{Y\}]$$

V.4. Intégration numérique

La méthode des éléments finis requière le calcul d'intégrales sur chacun des éléments du Maillage. La notion d'élément de référence permet, par changement de variables, de transformer ces intégrales en intégrales sur un domaine fixe (l'élément de référence). Comme les éléments de référence ont été standardisés, les bornes d'intégration sont connues définitivement. L'intégrale analytique n'est pas toujours évidente vu la complexité du terme à intégrer, par conséquent on fait appel à des intégrations numériques sur l'élément de référence. Les méthodes numériques d'intégration d'une fonction sont nombreuses. Il existe des méthodes très simples, comme la méthode des rectangles, et des méthodes très complexes comme certaines variétés de la méthode de Monte-Carlo. Nous n'aborderons ici que des méthodes simples voire simplistes. Notre but est d'intégrer des fonctions pas très tourmentées, celles que l'on rencontre en physique dans le premier cycle universitaire.

V.4.1. Principe de l'intégration numérique :

Toute méthode d'intégration numérique consiste à former une approximation à une intégrale par une expression du type : $\int_{\Omega} f(x, y) d\Omega = \sum_{i=1}^n W_i f(x_i, y_i)$

Ou les points W_i et les points X_i, Y_i varieront selon la méthode.

Les différentes méthodes seront caractérisées par :

- La qualité de l'approximation ou l'erreur probable.

- Le nombre d'évaluations de la fonction (n) nécessaire pour atteindre la précision voulue.
- La possibilité d'estimer avec confiance l'erreur probable.
- Le nombre de points supplémentaires nécessaires pour améliorer l'approximation Jugée insuffisamment précise.

V.4.2. Quelques méthodes d'intégrations numériques

V.4.2.1. La méthode des rectangles

On subdivise l'intervalle $[a, b]$ en n parties de longueurs h_i , puis on calcule la valeur f_i de la fonction au milieu de chaque partie et on écrit :

$$I = \int f(\xi) d\xi = \sum h_i f_i \quad (\text{V.4})$$

Remarque

Si tous les segments sont égaux alors h_i devient égal à $\frac{n}{2}$ et la formule précédente devient sous une forme plus simple : $I = \frac{n}{2} \sum f_i$

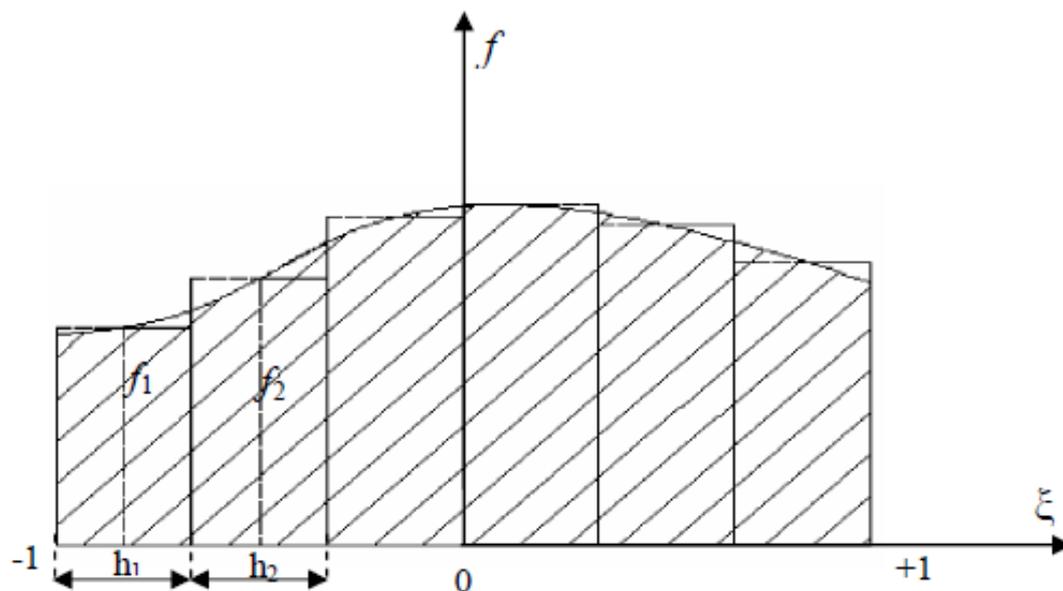


Figure V-9 : Intégration numérique par la méthode des rectangles

V.4.2.2. La méthode des trapèzes

On subdivise l'intervalle $[a, b]$ par n points d'intégrations équidistants comprenant les points extrêmes, on approche la fonction f entre deux points consécutifs par un segment de droite et on obtient :

$$\int_a^b f(x) dx \approx \frac{b-a}{n} \left(\frac{f(a) + f(b)}{2} + \sum_{k=1}^{n-1} f\left(a + k \frac{b-a}{n}\right) \right) + R_n(f) \quad (\text{V.5})$$

V.4.2.3. La méthode de Simpson

On subdivise l'intervalle $[a, b]$ par un nombre n impair de points d'intégrations Équidistants comprenant les points extrêmes, on approche la fonction f entre deux points consécutifs par des segments de parabole, la formule de calcul s'écrit comme suit :

$$\int f(x) dx \approx \frac{2}{3n} (f_1 + 4f_2 + 2f_3 + 4f_4 + 2f_5 + \dots + 2f_{n-2} + 4f_{n-1} + f_n) \quad (\text{V.6})$$

V.4.2.4. La méthode de newton-cotes

On considère à nouveau n points d'intégrations équidistants comprenant les points extrêmes et on fait passer un polynôme par les valeurs que prend la fonction f en ces points. Ce polynôme est alors intégré directement pour donner un résultat sous la forme de $(.)$. Les poids d'intégrations W_i sont donnés par des tableaux. Les polynômes approchant la fonction f donnée, dans l'intervalle considéré, peuvent s'écrire sous la forme :

$$f(\xi) \approx \sum f(\xi_i) * N_i(\xi) \quad (\text{V.7})$$

Alors :

$$\int_{-1}^1 f(\xi) = \sum_{i=1}^n \left(\int_{-1}^1 f(\xi_i) N_i(\xi) d\xi \right) = \sum_{i=1}^n w_i f(\xi_i) \quad (\text{V.8})$$

Ou :

$$I = \int_{-1}^1 f(\xi_i) d\xi = w_1 f(\xi_1) + w_2 f(\xi_2) + \dots + w_i f(\xi_i) + \dots + w_n f(\xi_n) \quad (\text{V.9})$$

Par conséquent la détermination des poids w_i est facile puisque qu'ils représentent les intégrales des fonctions d'interpolation de Lagrange N_i :

$$w_i = \int_{-1}^1 N_i(\xi) d\xi \quad (\text{V.10})$$

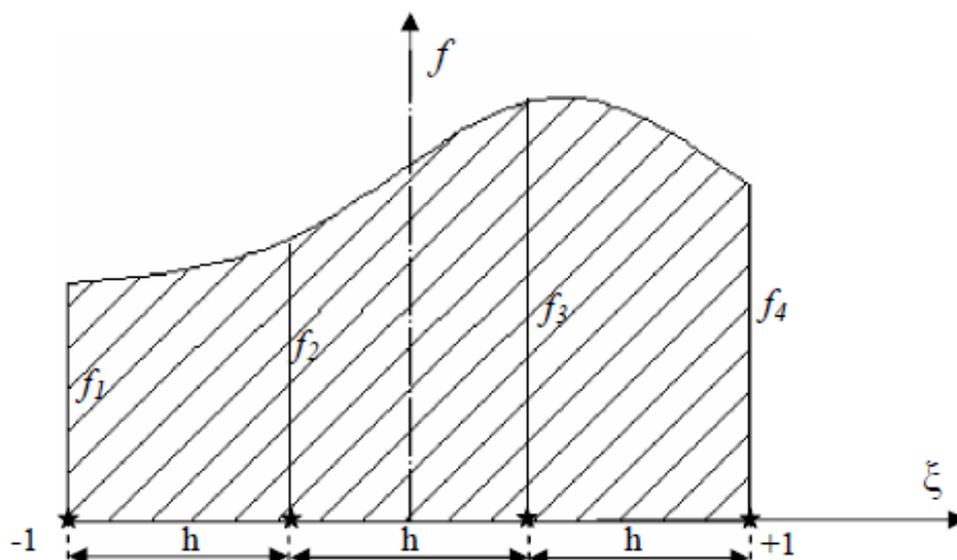


Figure V-10 : Intégration numérique par la formule de Newton-Cotes

V.4.2.5. Méthode de Gauss Legendre

La méthode de Gauss Legendre est la méthode plus utilisée dans les calculs par éléments finis. Elle se base sur le développement de la fonction intégrant $f(x)$ en polynômes d'interpolation d'Hermite et l'utilisation des points d'interpolation x_k de sorte qu'après intégration, les valeurs des polynômes et celles des dérivées de f n'entrent pas dans la formule de quadrature. Ceci nécessite que les points en question x_j soient des racines d'un polynôme faisant partie d'un ensemble de polynômes orthogonaux. Les racines des polynômes orthogonaux sont généralement réelles, distinctes et toutes contenues dans un intervalle particulier. Ainsi, ce système de racines est utilisé comme nœuds de quadrature, pour assurer certaines propriétés telles que la positivité et la minimisation de l'erreur [0].

La quadrature de Gauss se présente sous la forme suivante comme le cas de toutes les méthodes :

$$\int_{\Omega} f(\xi, \eta) d\Omega = \sum_{i=1}^n W_i f(\xi_i, \eta_i) \quad (\text{V.11})$$

Les poids w_i et les points d'intégration ξ_i, η_i sont donnés sous forme de tableau.

V.5. Conclusion

Parmi les procédés mathématiques les plus utilisés actuellement, la méthode des éléments finis (1850), est prépondérante car c'est une méthode générale qui s'applique à la majorité des problèmes rencontrés dans la pratique (stationnaires ou non stationnaires, linéaires ou non linéaires) elle permet ainsi de résoudre numériquement les équations aux dérivées partielles et de calculer le comportement d'un objet même très complexe à condition qu'il soit continu. La

principale difficulté réside dans le choix de la taille du modèle numérique qui peut engendrer de grands investissements financiers.



CHAPITRE VI
FORMULATION DU PROBLEME

Chapitre VI Formulation du problème

VI.1. introduction

Ce chapitre sera consacré à la modélisation du système barrage-réservoir en décrivant toutes les conditions aux limites dans les différents domaines d'étude ainsi que les équations qui gouvernent notre problème.

VI.2. Modélisation du réservoir

On supposera que le réservoir est composé de plusieurs parties décrites sur la figure ci-dessus.

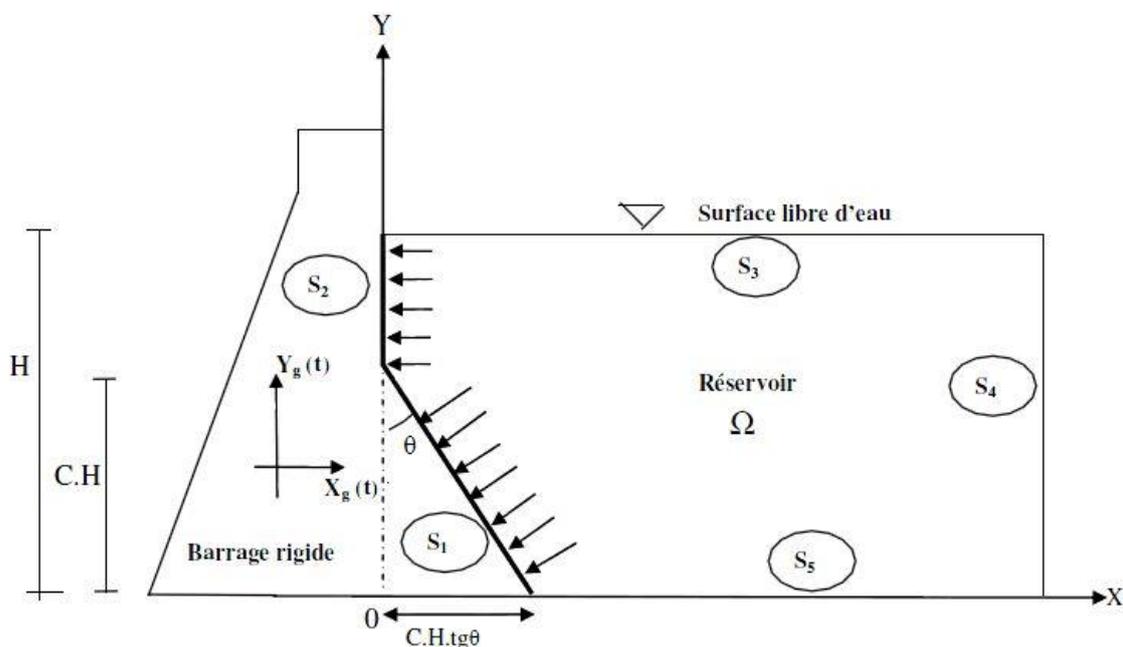


Figure VI-1 : Barrage à fruit composé

Avec :

- S1 : La partie inclinée de l'interface barrage-réservoir.
- S2 : La partie verticale de l'interface barrage-réservoir.
- S3 : La surface libre du liquide dans le réservoir.
- S4 : La frontière limite du réservoir.
- S5 : Le fond du réservoir.
- $S=S1+S2+S3+S4+S5$: Contour total du réservoir.

Dans notre étude le barrage est considéré infiniment rigide avec un fruit irrégulier. L'origine des coordonnées se trouve à la base du réservoir et $y = H$ correspond à la surface libre.

VI.2.1. Condition aux limites

Il est indispensable de définir les conditions aux limites si on ne veut pas rencontrer le problème de valeurs propres nulles. Pour cela deux types de conditions aux limites sont imposés pour résoudre l'équation aux dérivées partielles régissant le système.

VI.2.1.1. Conditions de type Dirichlet

Ce type de condition s'applique lorsque la condition, imposée à une équation différentielle ou à une équation aux dérivées partielles, à satisfaire est fonction de l'inconnu c.-à-d. lorsque l'on spécifie les valeurs que la solution doit vérifier sur les frontières du domaine. (Limites S_3 et S_4)

➤ Domaine S_3 et S_4

Ces deux domaines sont considérés comme étant des limites de troncature du domaine limitant le réservoir dont lesquelles l'effet de la pression et de la radiation des ondes est négligé.

$$P = 0$$

VI.2.1.2. Conditions de type Neumann

Ce type de condition s'applique lorsque la condition, imposée à une équation différentielle ou à une équation aux dérivées partielles, à satisfaire est fonction de la dérivée de l'inconnu c.-à-d. lorsque l'on spécifie les valeurs des dérivées que la solution doit vérifier sur les frontières du domaine (Limites S_1 , S_2 et S_5).

➤ Domaine S_1

Dans la partie amont du barrage (S_1), les particules fluides sont supposées parfaitement solidaires avec les particules solides du barrage, ce qui nous permet d'écrire que la dérivée de l'inconnu u est égale à :

$$\frac{\partial P}{\partial n} = \frac{\partial P}{\partial x} \frac{\partial x}{\partial n} + \frac{\partial P}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial n} = -\rho \cdot \dot{U}_n \cdot \cos(\theta) \quad (\text{VI.1})$$

➤ Domaine S_2

C'est la même condition que dans le domaine S_1 avec un angle $\theta = 0$.

$$\frac{\partial P}{\partial n} = \frac{\partial P}{\partial x} \frac{\partial x}{\partial n} + \frac{\partial P}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial n} = -\rho \cdot \dot{U}_n \quad (\text{VI.2})$$

➤ Domaine S_5

On suppose que les particules fluides sont parfaitement solidaires avec les particules solides du barrage et que le fond du réservoir est horizontal et rigide, ce qui nous permet de considérer que la composante verticale de la vitesse de ces particules est nulle :

$$\frac{\partial P}{\partial n} = 0 \quad (\text{VI.3})$$

L'écriture mathématique du système en tenant compte des conditions aux limites est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \nabla^2 P + \frac{\mu}{K} \frac{\partial}{\partial t} (\nabla^2 P) = \frac{1}{C^2} \frac{\partial^2 P}{\partial t^2} \quad |\Omega \\ \frac{\partial P}{\partial n} = \frac{\partial P}{\partial x} \frac{\partial x}{\partial n} + \frac{\partial P}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial n} = -\rho \cdot \ddot{U}_n \cdot \cos(\theta) \quad |S1 \\ \frac{\partial P}{\partial n} = \frac{\partial P}{\partial x} \frac{\partial x}{\partial n} + \frac{\partial P}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial n} = -\rho \cdot \ddot{U}_n \quad |S2 \\ P = 0 \quad |S3 \\ P = 0 \quad |S4 \\ \frac{\partial P}{\partial n} = 0 \quad |S5 \end{array} \right. \quad (VI.4)$$

VI.3. Equation de continuité

L'équation de continuité est d'importance capitale puisqu'elle traduit le principe de conservation de la masse au sein d'un écoulement (ni apport, ni prélèvement de la matière).

On considère un élément de volume parallélépipédique $dV = dx dy dz$ dont la masse est proportionnelle à la masse volumique et vaut $m = \rho dV$

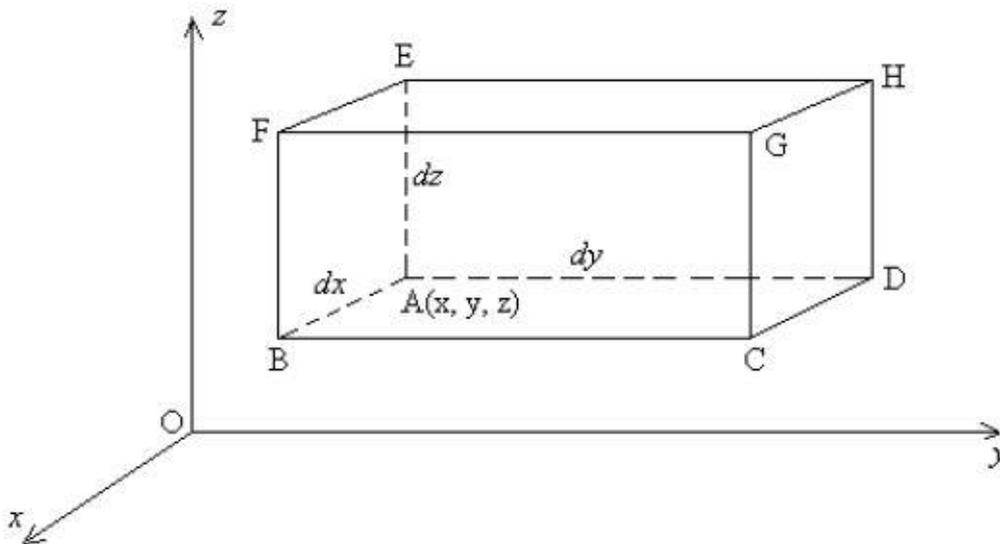


Figure VI-2 : Parallélépipède élémentaire de fluide de volume $dx dy dz$

Le bilan de masse pendant un temps dt à travers les deux faces perpendiculaires à l'axe y s'exprime :

$$dm_y = [\rho v]_y dx dy dt - [\rho v]_{y+dy} dx dy dt \quad (VI.5)$$

En faisant un développement limité au premier ordre on obtient :

$$[\rho v]_{y+dy} = [\rho v]_y \frac{\partial(\rho v)}{\partial y} dy$$

$$\rightarrow dm_y = -\frac{\partial(\rho v)}{\partial y} dx dy dz dt$$

Par analogie, dans les deux autres directions on trouve :

$$dm_x = -\frac{\partial(\rho u)}{\partial x} dx dy dz dt \quad \text{et} \quad dm_z = -\frac{\partial(\rho w)}{\partial z} dx dy dz dt$$

Le bilan total de la masse de fluide dans le parallélépipède pendant un temps dt est égal à :

$$dm_x + dm_y + dm_z = -\left(\frac{\partial(\rho u)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho v)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho w)}{\partial z}\right) dV dt = -\vec{\nabla}(\rho \vec{V}) dV dt$$

D'où :

$$dm = \frac{\partial \rho}{\partial t} dV dt = -\vec{\nabla}(\rho \vec{V}) dV dt \quad (\text{VI.6})$$

Qui, après simplification par dV et dt , est ramenée à une équation locale appelée équation de continuité :

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \vec{\nabla}(\rho \vec{V}) = 0 \quad (\text{VI.7})$$

VI.5. conclusion

La modélisation est une étape nécessaire qui consiste en la conception d'un modèle simplifié de ce qui se passe en réalité, qui reproduit presque les mêmes effets que dont le cas réel. Elle consiste à définir un domaine d'étude, à introduire les conditions aux limites pour chaque frontière du domaine ainsi que l'équation qui gouverne le domaine considéré.

Cette modélisation sera utilisée dans les chapitres à venir.

CHAPITRE VII

UTILISATION DU LOGICIEL MATLAB

Chapitre VII Utilisation du logiciel MATLAB

VII.1. Introduction

MATLAB (Matrix Laboratory), a été conçu par Cleve Moler à la fin des années 1970 à partir des bibliothèques Fortran (Linpack et Eispack). C'est un langage de haut niveau et un environnement interactif pour le calcul numérique, la visualisation et la programmation, utilisé par des millions d'ingénieurs et de scientifiques à travers le monde entier. Il permet d'explorer et de visualiser des idées et de collaborer dans toutes les disciplines, y compris le traitement du signal et de l'image, les communications, les systèmes de contrôle et de finance computationnelle.

Dans notre travail on utilisera principalement ce logiciel pour résoudre les différentes équations aux dérivées partielles qu'on rencontrera ainsi que pour visualiser les résultats obtenus sous forme graphique.

VII.2. Les problèmes qu'on peut résoudre

Grace à l'interface 'Pdetoolbox' de MATLAB on peut résoudre plusieurs types de problèmes :

- Les problèmes elliptiques (elliptic)

$$-\nabla(c\nabla u) + au = f$$

- Les problèmes paraboliques (parabolic)

$$d \frac{\partial u}{\partial t} - \nabla(c\nabla u) + au = f$$

- Les problèmes de valeurs propres (eigenmodes)

$$-\nabla(c\nabla u) + au = \lambda du$$

- Les problèmes hyperboliques (hyperbolic)

$$d \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} - \nabla(c\nabla u) + au = f$$

VII.3. Etapes de résolution d'un problème

On peut résumer les étapes de calcul pour un logiciel utilisant la méthode des éléments finis pour simuler le problème auquel l'utilisateur est confronté en trois étapes :

1. Le prétraitement du problème
2. Lancement des calculs
3. Le posttraitement du problème

VII.3.1. Première phase

La première phase consiste à définir le domaine d'étude et à introduire les conditions aux limites :

- Ouvrir l'interface PDE toolbox en choisissant l'application PDE sous l'onglet APPS MATH, STATISTICS AND OPTIMISATIONS.

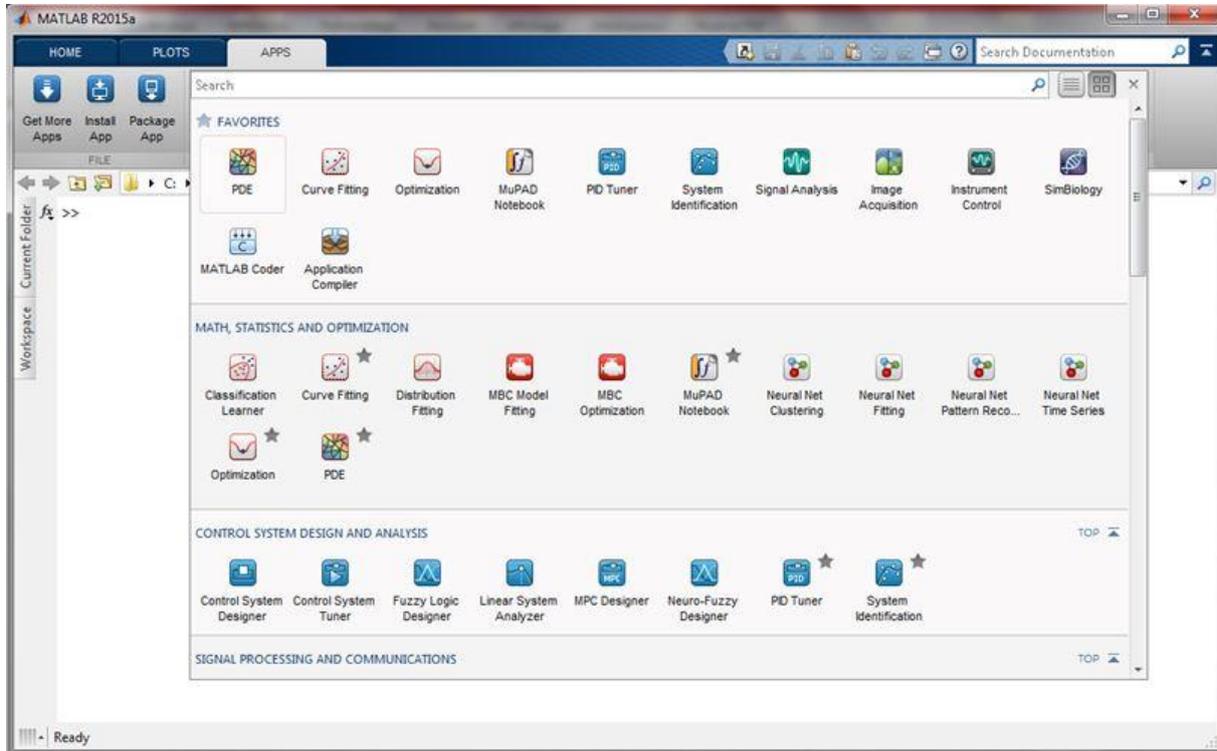


Figure VII-1 : Ouverture de l'interface Pdetool

Une fois qu'on a fait appel à l'interface dans MATLAB, cette dernière nous permettra de définir totalement notre problème, de le résoudre et de visualiser les résultats sous différentes formes.

- Choisir un repère en précisant les limites des axes et l'échelle.

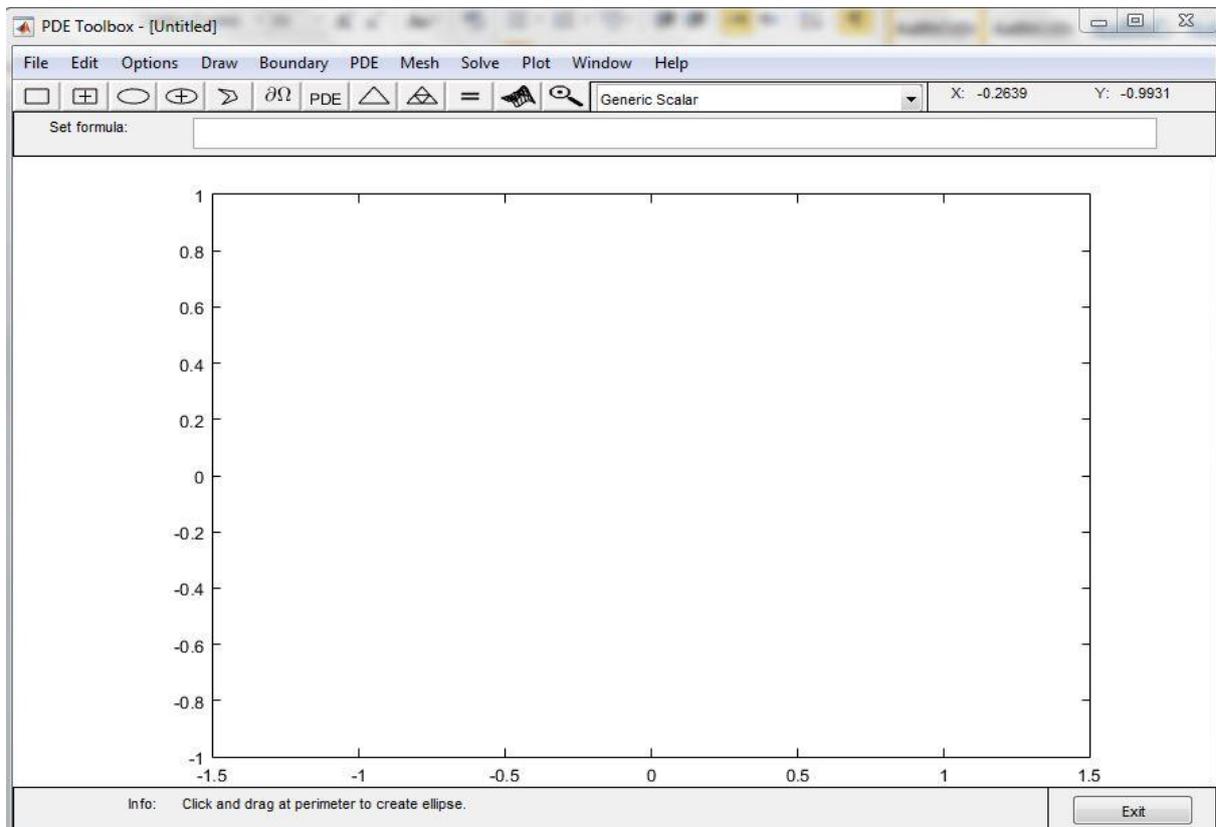


Figure VII-2 : Choix du repère

- Définir le domaine d'étude.

Dans le mode draw on peut définir n'importe quel type de domaine quel que soit sa complexité grâce aux différentes formes disponibles dans l'interface (rectangle, cercle, ellipse, et le polygone)

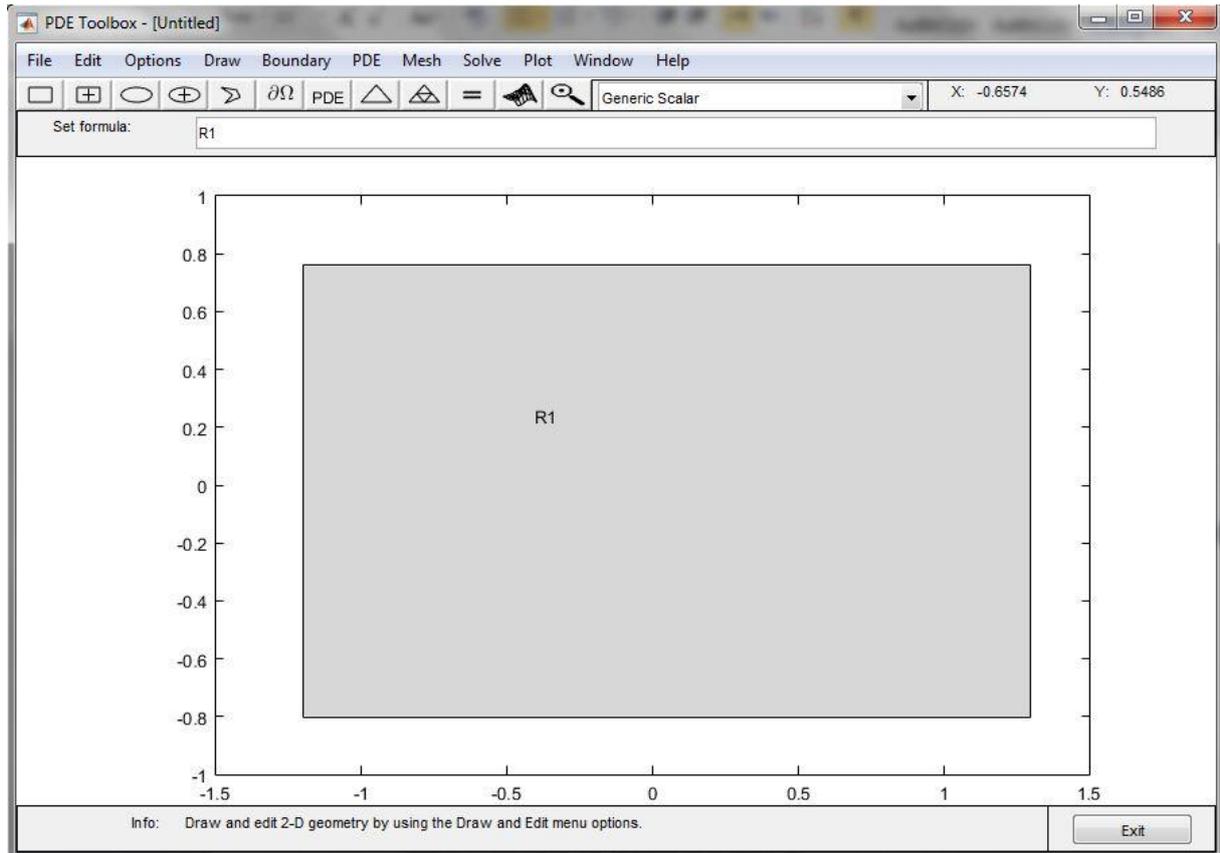


Figure VII-3 : Définition du domaine d'étude

- Introduire les conditions aux limites pour toutes les frontières entourant le domaine d'étude (Neuman ou Dirichlet).

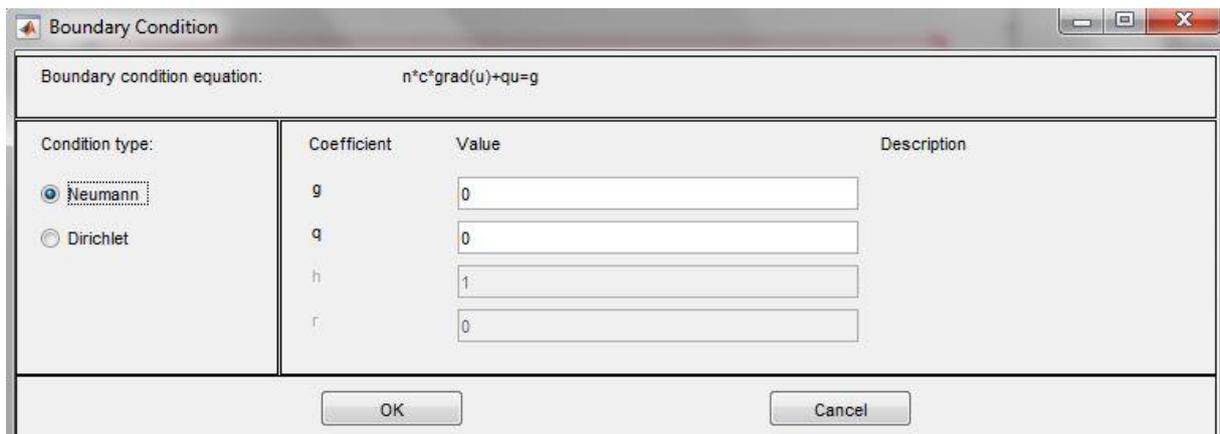


Figure VII-4 : Choix des conditions aux limites

VII.3.2. Deuxième phase

La deuxième étape consiste à :

- Choisir le type d'équation différentielle décrivant le phénomène étudié (hyperbolique, elliptique, ...) et introduire les coefficients correspondant à cette dernière.

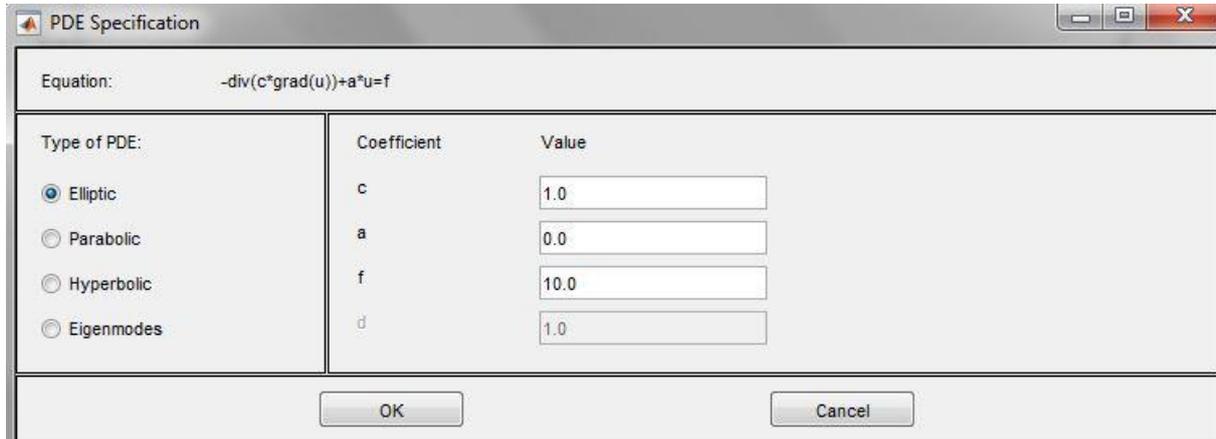


Figure VII-5 : Définition de l'équation gouvernante

- Choisir les paramètres de discrétisation du problème qui sont la forme de l'élément de référence (triangle) et la densité du maillage.

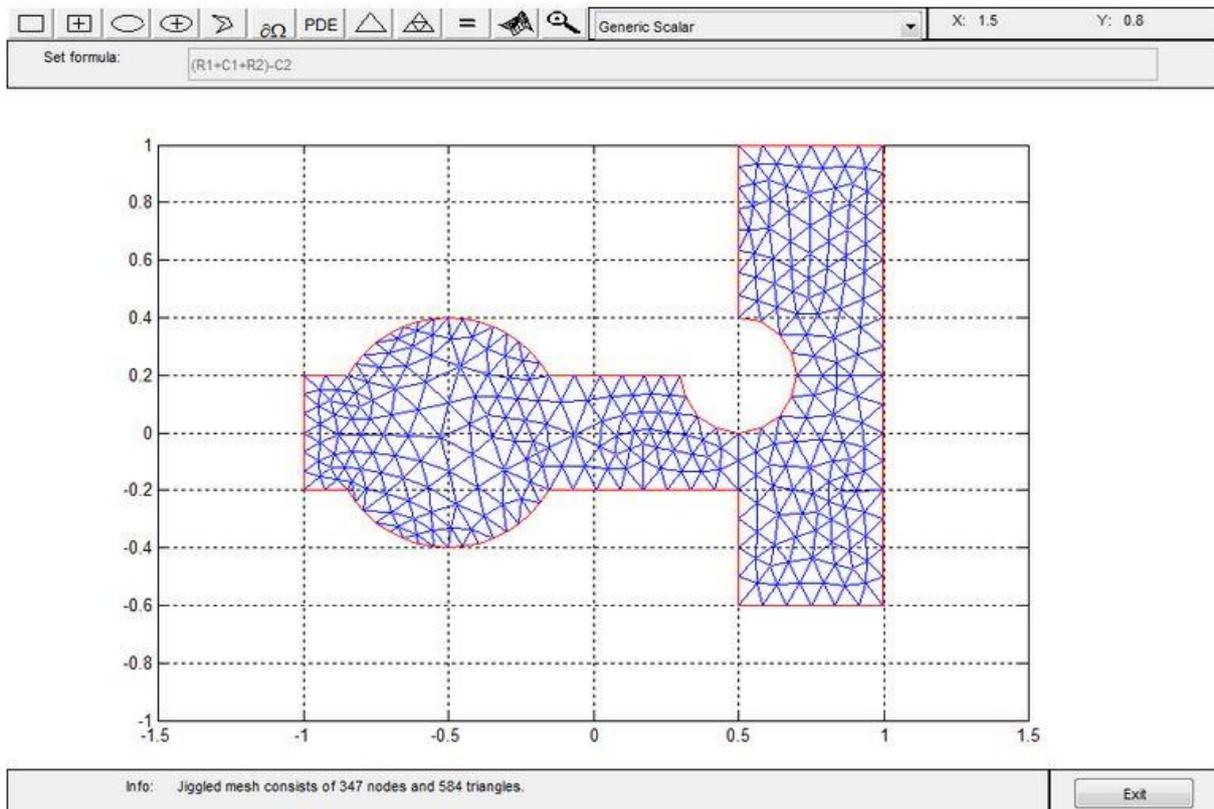


Figure VII-6 : Choix du maillage

- Lancer les calculs en actionnant l'option SOLVE sur l'interface PDE.

VII.3.3. Troisième phase

La troisième étape consiste à visualiser et interpréter les résultats :

- La visualisation des résultats peut se faire sous forme graphique ou sous forme de fichier output en exportant la solution vers d'autres utilitaires graphiques selon les besoins.

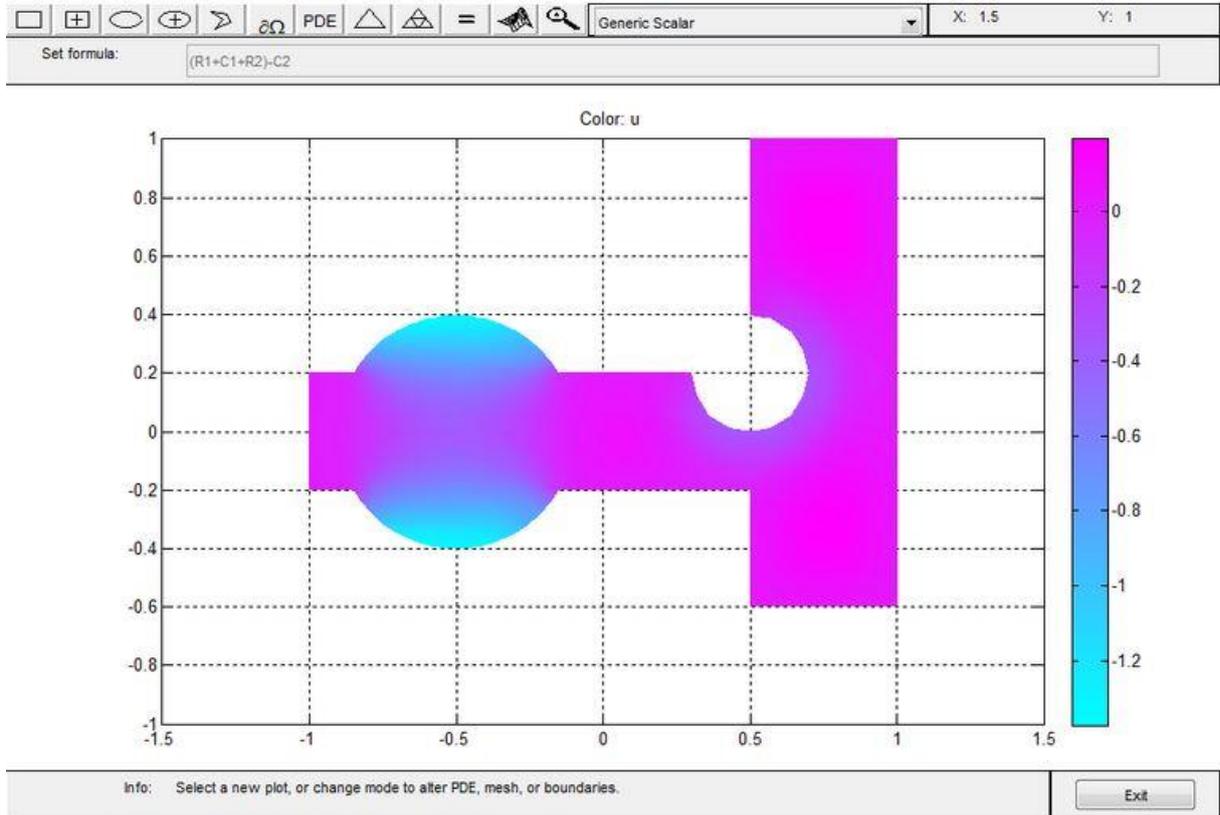


Figure VII-7 : Visualisation des résultats en 2-D

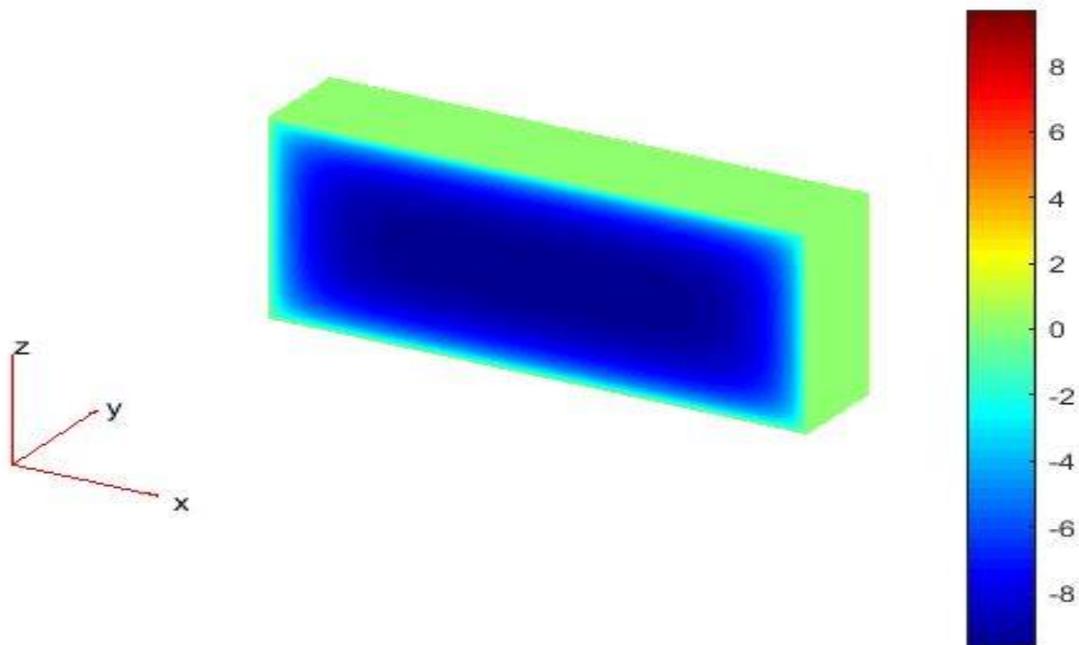


Figure VII-8 : Visualisation des résultats en 3-D

VII.4. Conclusion

MATLAB est un logiciel puissant de calcul interactif, il permet de :

- réaliser des simulations numériques basées sur des algorithmes d'analyse numérique,
- déterminer une solution approchée d'équations différentielles, d'équations aux dérivées partielles ou de systèmes linéaires, etc...
- créer des interfaces avec d'autres langages tel que : Le Java et le Fortran.

Ses applications sont multiples, diverses et variées tel que : l'économie, l'industrie, l'ingénierie, les sciences et la recherche dans diverses disciplines.

La résolution d'une équation différentielle par MATLAB est économique, facile et applicable directement c'est pourquoi nous allons l'utiliser dans notre application afin de résoudre notre problème.

CHAPITRE VIII

APPLICATION

Chapitre VIII Application

VIII.1. Introduction

Ce chapitre est organisé en plusieurs parties. Dans la première partie on prendra en ligne de compte un fluide incompressible afin de valider les résultats obtenus en les comparant avec d'autres résultats considéré comme une référence tel que les résultats obtenus par Westergaard pour un chargement harmonique appliqué sur un barrage vertical.

La deuxième partie consistera à prendre en considération l'effet de la compressibilité du fluide alors que dans la troisième partie on abordera l'effet de la viscosité de ce dernier.

Enfin la quatrième et la cinquième partie traiteront une approche analytique et une approche numérique qui traitent le problème en utilisant le modèle de Voigt respectivement.

Dans ce qui suit nous nous intéressons à la distribution de la pression hydrodynamique sur le parement amont du barrage en fonction de la hauteur du réservoir.

Cependant, il est à noter que les structures telles que les barrages sont soumis à des effets dynamiques qui sont principalement les séismes. Lors des séismes, la réponse dynamique des barrages est générée par l'interaction fluide-structure qui a tendance à augmenter la période de vibration du barrage ainsi que la masse en mouvement car le barrage est contraint de déplacer avec lui les particules fluides lors de son mouvement. Elle peut également causer une augmentation de l'amortissement due à l'absorption des ondes, ainsi elle modifie la réponse dynamique du barrage (spectre de réponse).

VIII.2. Etude du cas du barrage d'Oued-Fodda

VIII.2.1. Historique :

Le barrage d'Oued-Fodda est un des premiers grands ouvrages construits en Algérie entre 1926 et 1932 pour le compte du Service Central des Irrigations en Algérie.

Le barrage de l'Oued-Fodda est un barrage-poids en béton, mesurant 101 m de hauteur, 65 m d'épaisseur à la base et 182 m de longueur de crête. Sa construction et celle des ouvrages annexes ont nécessité la mise en œuvre de 320.000 m³ de béton. Il est alimenté par l'Oued-Fodda (90 Km) de longueur descend de l'Ouarsenis (un massif de montagnes à Tissemsilt) et se jette dans le Chéouli à 22 kilomètres en amont d'Orléansville (Chlef actuellement).

Ce barrage est considéré comme un des plus grands barrages en Algérie avec une hauteur de 101 m et une retenue de (228 millions de m³) devancé par le barrage du Beni-Haroun (960 millions de m³).



Figure VIII-1 : Barrage d'Oued-Fodda



Figure VIII-2 : Emplacement du barrage d'Oued-Fodda

VIII.2.2. Caractéristiques du barrage

Les matériaux utilisés pour la construction du barrage d'Oued-Fodda (Le comportement du béton dans le barrage est supposé linéaire, élastique) ainsi que celles des caractéristiques géométriques selon la commission internationale des grands barrages (1952) sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII-1 : caractéristiques géométriques du barrage et des matériaux utilisés

Caractéristiques géométriques	
Hauteur totale	101 m
Hauteur normale de la retenue	96.4 m
Largeur à la base	65.5 m
Largeur a la crête	4.6 m
Fruit amont	0.1
Fruit avale	0.675
Type et caractéristique de barrage	barrage-poids en béton
Surface de la retenue au niveau maximum	700 ha
Capacité totale du réservoir	228 H m ³
Largeur au couronnement	5 m
Volume du corps du barrage	273 000 m ³
Longemer au couronnement	181.4 m
Caractéristiques des matériaux	
Masse volumique de béton	2640 Kg/m ³
Module de Young	24600 MPa
Coefficient de poisson	0.2
Masse volumique de l'eau	1000 Kg/m ³
Vitesse de propagation du son dans l'eau	1440 m/s
facteur d'amortissement critique	5%

VIII.2.3. Présentation de la géométrie du barrage-réservoir

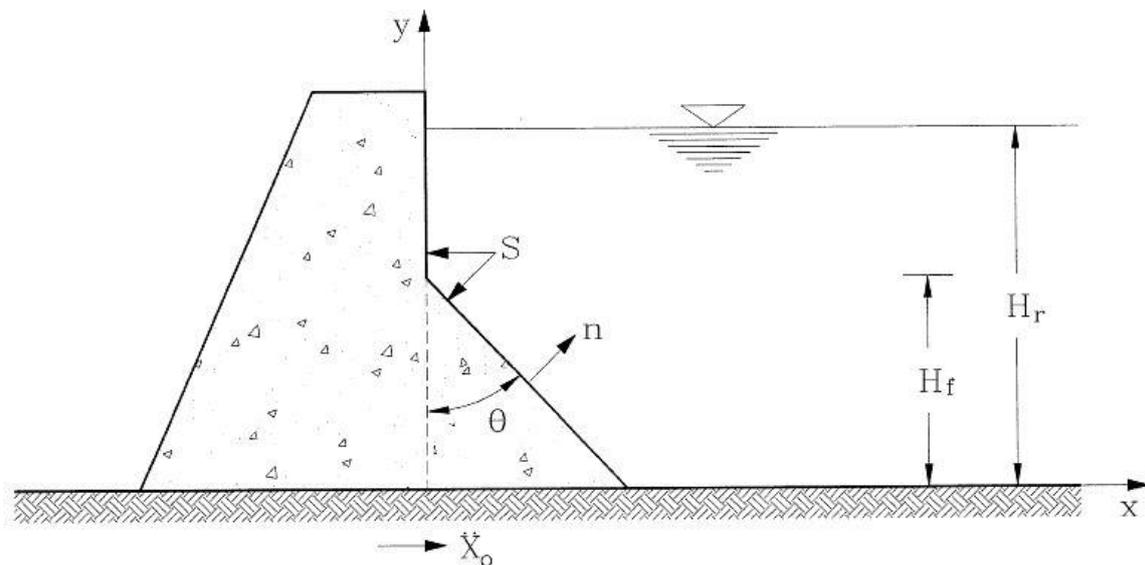


Figure VIII-3 : Système barrage-réservoir

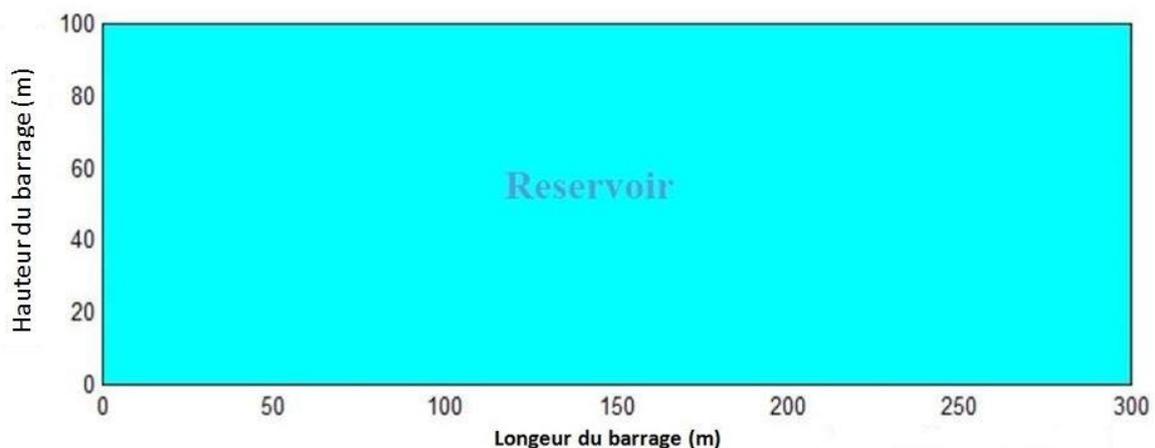


Figure VIII-4 : Réservoir de barrage

VIII.2.4. Choix du Maillage

Pour pouvoir utiliser la méthode des éléments finis on doit d'abord créer un maillage sur le domaine d'étude. Le choix de la structure du maillage est très important car il influence directement sur l'approximation de la méthode des éléments finis. On choisit comme élément de référence un élément triangulaire pour occuper tous le domaine du réservoir. La méthode des éléments finis se base sur certaines hypothèses dont la plus importante, point central de la méthode, est les fonctions d'interpolation qui supposent une variation linéaire des accélérations entre les nœuds.

Le choix de la taille et du nombre d'éléments à prendre est aussi important, en fait il faut prendre une certaine hauteur d'éléments pour que le modèle puisse transmettre les ondes d'une manière appropriée et sans distorsion numérique de ces ondes.

On a le choix entre plusieurs types de maillages (grossier, moyen ou fin)

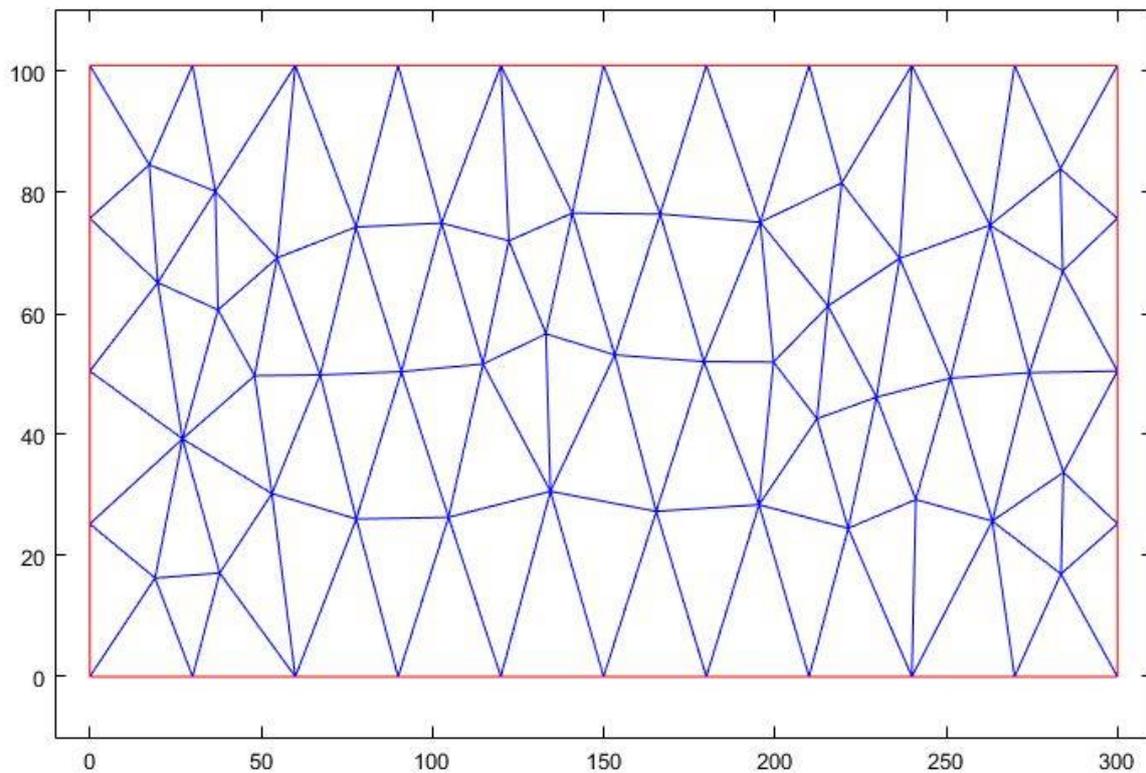


Figure VIII-5 : Maillage grossier à 71 nœuds et 112 éléments

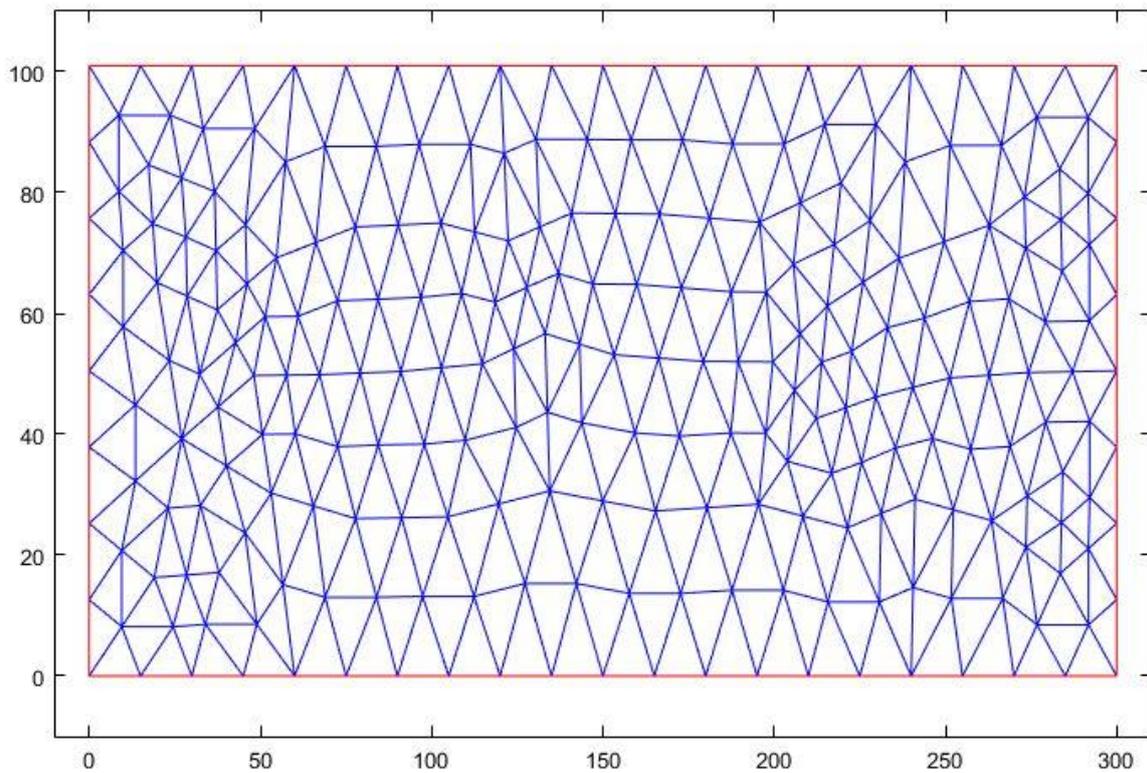


Figure VIII-6 : Maillage grossier à 71 nœuds et 112 éléments

Le maillage optimal satisfaisant les critères cités au-dessus est représenté sur la figure suivante.

Il est constitué de 953 nœuds formant 1792 triangles, soit 17 éléments à l'interface amont du barrage pour un barrage vertical.

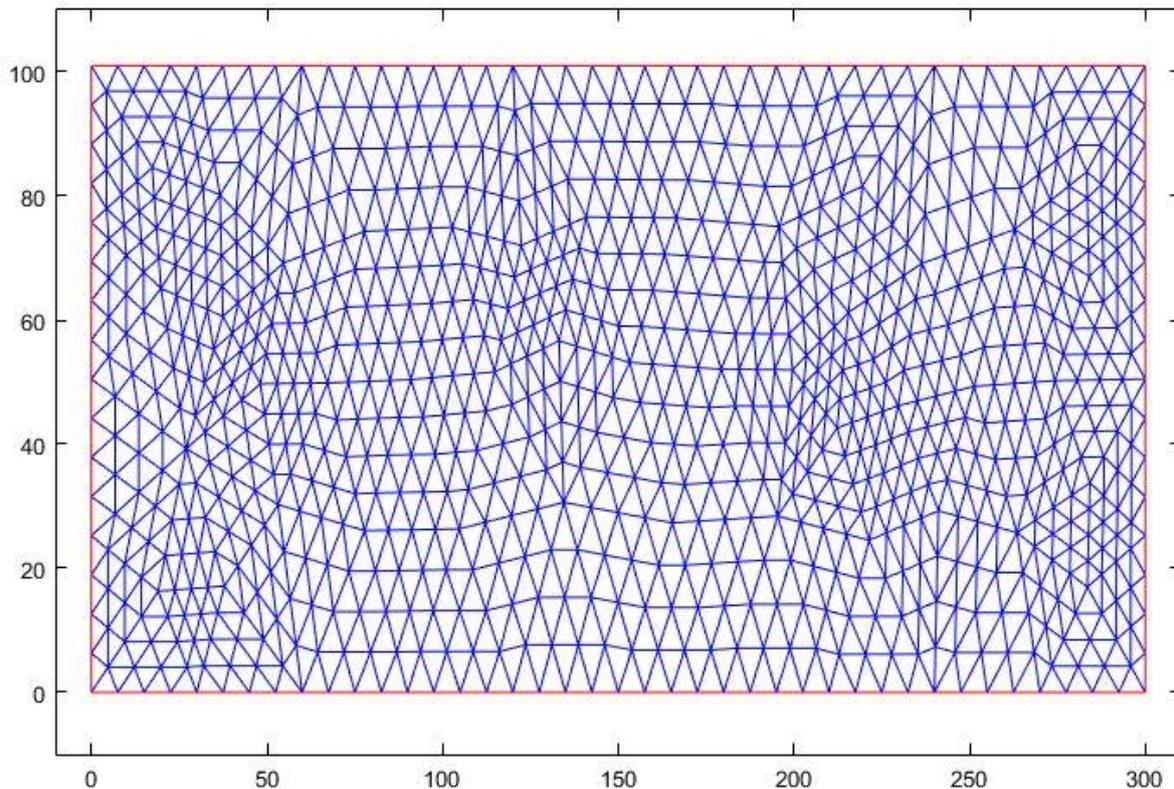


Figure VIII-7 Maillage fin à 953 nœuds et 1792 éléments

VIII.3. Application numérique

VIII.3.1. Cas d'un fluide incompressible

Dans cette première partie nous allons étudier la distribution des pressions hydrodynamiques sur le parement amont d'un barrage rigide sous différentes excitations dans le cas d'un amont vertical et incliné d'un angle θ .

VIII.3.1.1. Amont vertical

Pour une excitation harmonique de type $e^{i\omega t}$ à amplitude unitaire et de période $T=1s$ la distribution des pressions hydrodynamiques est représentée sur la figure ci-dessous.

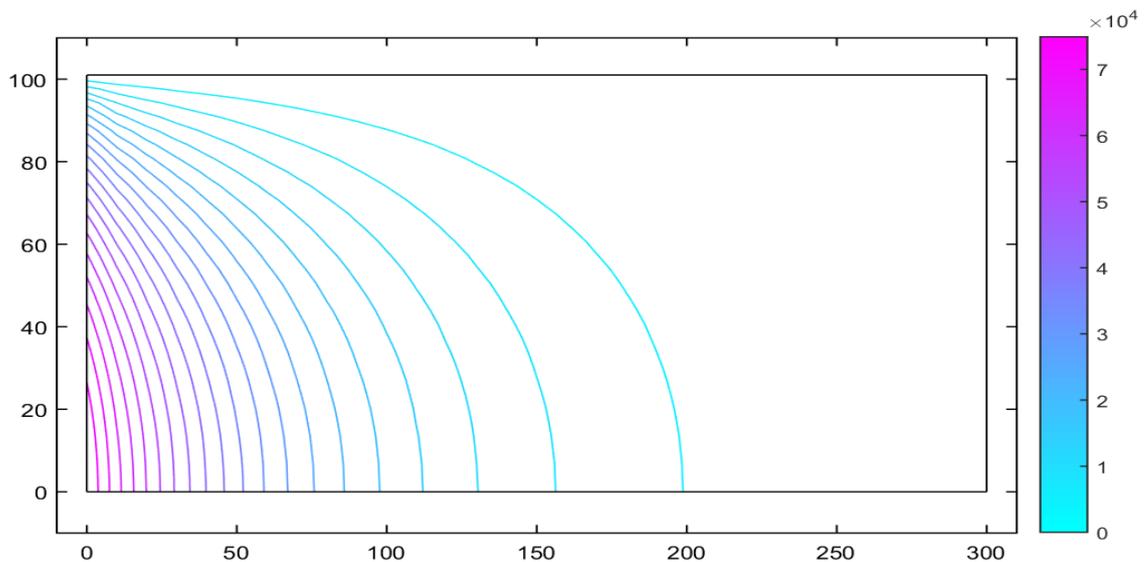


Figure VIII-8 : Contour des iso pressions hydrodynamiques

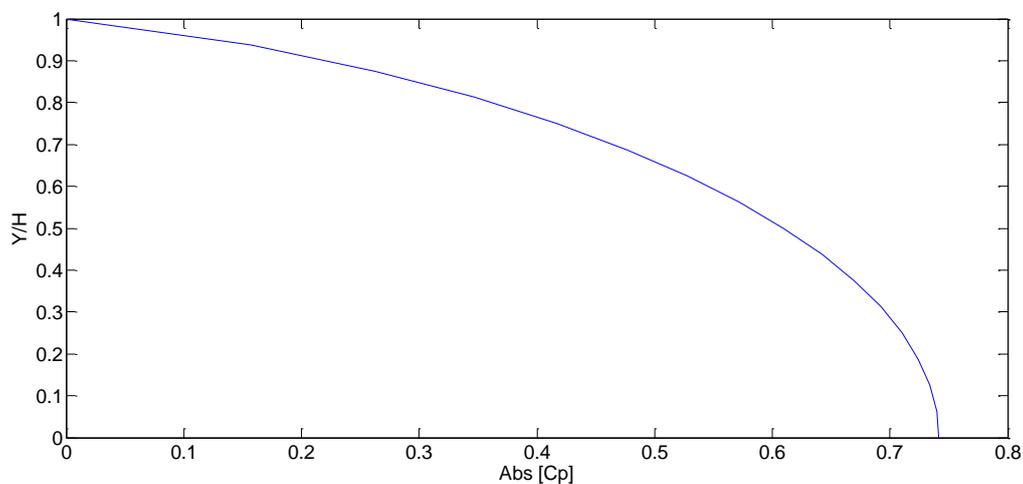


Figure VIII-9 : Distribution du coefficient des surpressions hydrodynamiques Cp

La figure (VIII-9) montre que la variation du coefficient de pression hydrodynamique C_p en fonction de la hauteur normalisée par rapport à la hauteur du réservoir (Y/H) a la forme d'une branche de parabole qui s'accroît en s'approchant du fond du réservoir. On enregistre la valeur maximale ($C_p=0.74$) au fond du réservoir pour un barrage rigide vertical.

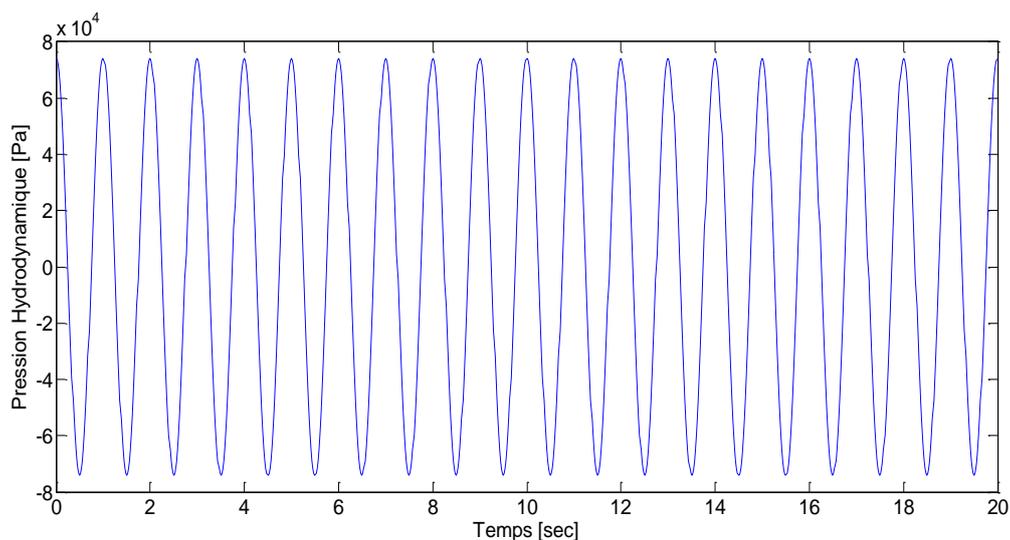


Figure VIII-10 : Distribution des surpressions hydrodynamiques au pied amont du barrage

La figure (VIII-10) montre que la distribution de la pression hydrodynamique en fonction du temps pour une excitation harmonique de période $T=1s$ a la même forme que l'excitation (harmonique) avec une valeur maximale égale à $7.4 \cdot 10^4$ Pa.

Les excitations sismiques considérées dans cette étude sont les enregistrements accélérométriques des composantes horizontales du séisme d'El-Centro (1940) caractérisé par une magnitude de 6.95 et un PGA de 0.3487 g. L'accélérogramme de ce dernier est représenté sur la figure ci-dessus.

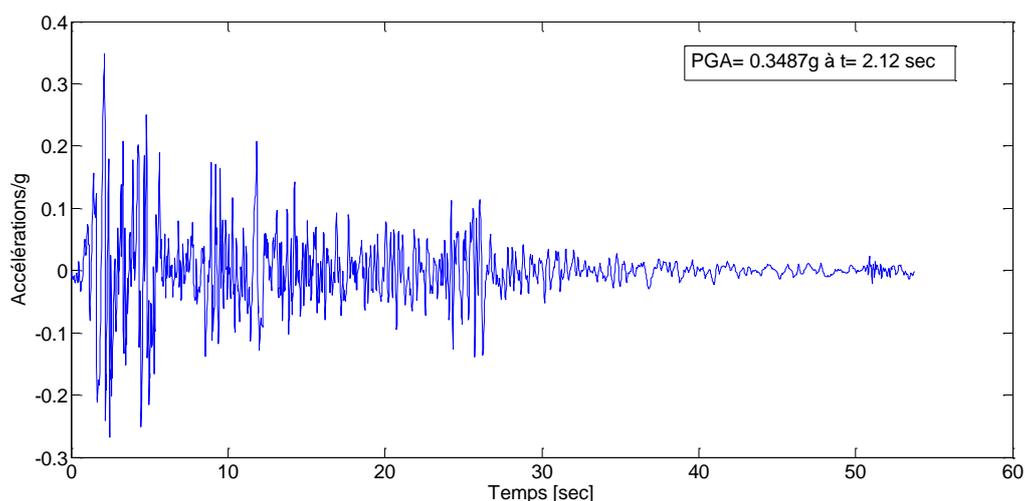


Figure VIII-11 : Accélérogramme du séisme d'El-Centro

La réponse dynamique du réservoir est représentée dans la figure ci-dessous pour les pressions hydrodynamiques calculées à la base du barrage.

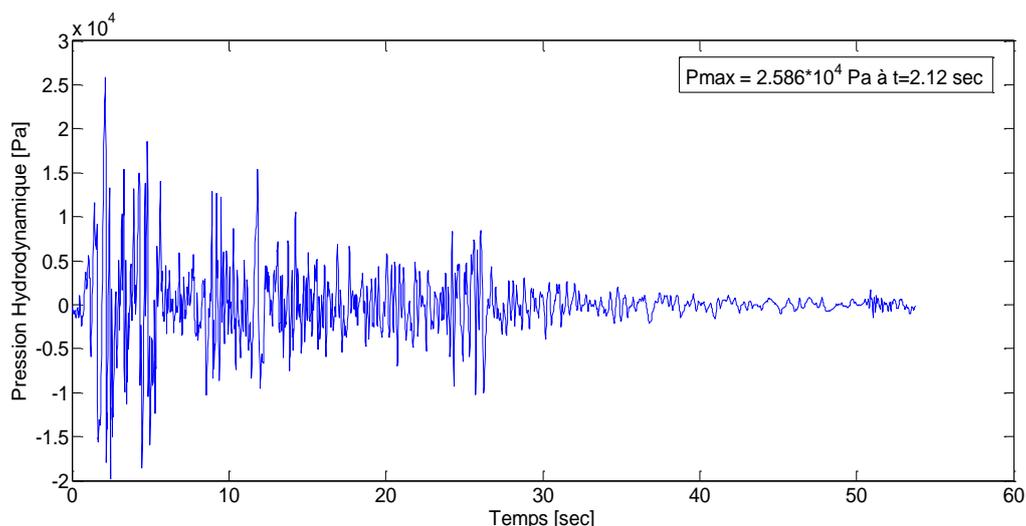


Figure VIII-12 : Pression à la base du barrage d'Oued-Fodda soumis au séisme d'El Centro.

On observe que la distribution des pressions hydrodynamiques a la même forme que celle de l'accélérogramme et atteint sa valeur maximale $P_{\max}=2.586 \cdot 10^4$ Pa au même moment que l'accélérogramme à $t=2.12$ s. On remarque que l'excitation sismique et la réponse dynamique du réservoir sont en phase, cela est dû à l'absence de tout amortissement dans le réservoir.

VIII.3.1.2. Amont à fruit simple

On considèrera le cas d'un barrage rigide à fruit simple incliné de 30° .

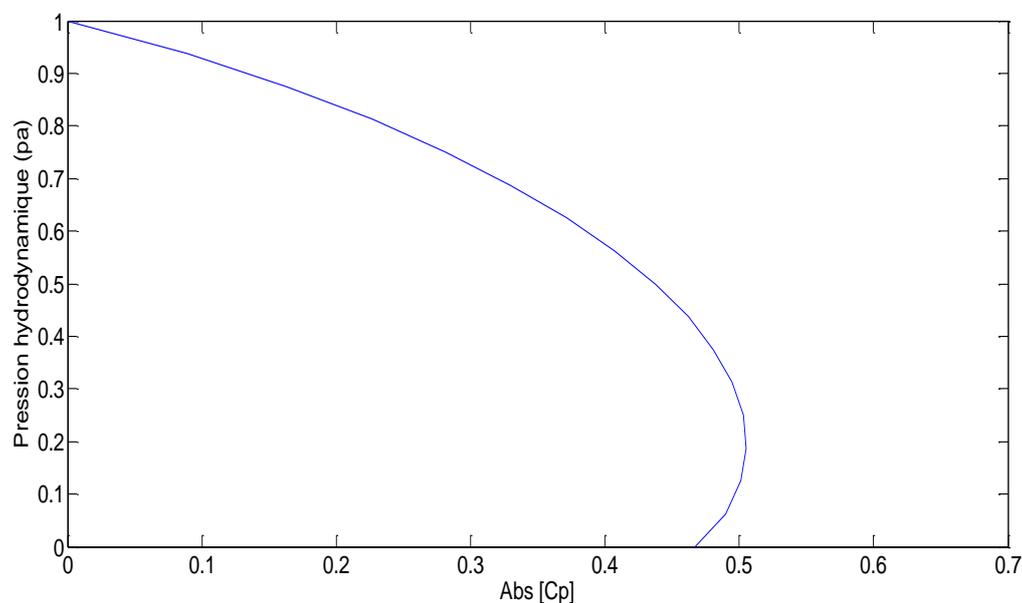


Figure VIII-13 : Variation du coefficient des pressions hydrodynamiques

La figure (VIII-13) montre que la variation du coefficient de pression hydrodynamique C_p en fonction de la hauteur normalisée par rapport à la hauteur du réservoir (Y/H) pour un barrage

rigide incliné de 30° a la forme d'une branche de parabole qui s'accroît en s'approchant du fond du réservoir. On enregistre la valeur maximale ($C_p=0.52$) non pas au fond du réservoir comme dans le cas d'un barrage vertical mais plutôt à $Y=0.2H$.

Pour une excitation harmonique de période $T=1s$ la distribution des pressions hydrodynamiques à la base du barrage est représentée sur la figure ci-dessous.

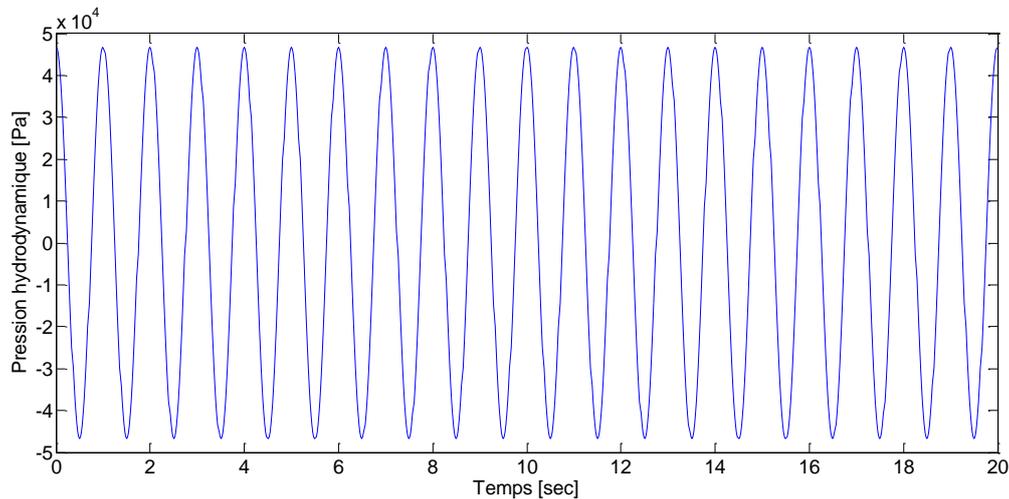


Figure VIII-14 : Distribution des surpressions hydrodynamiques au pied amont du barrage

La figure (VIII-14) montre que la distribution de la pression hydrodynamique en fonction du temps pour une excitation harmonique de période $T=1s$ a la même forme que l'excitation (harmonique) avec une valeur maximale égale à $4.68 \cdot 10^4$ Pa.

Par contre en cas d'une excitation sismique par exemple celle issue du séisme d'El-Centro la réponse du réservoir dans ce cas est figurée la dessus.

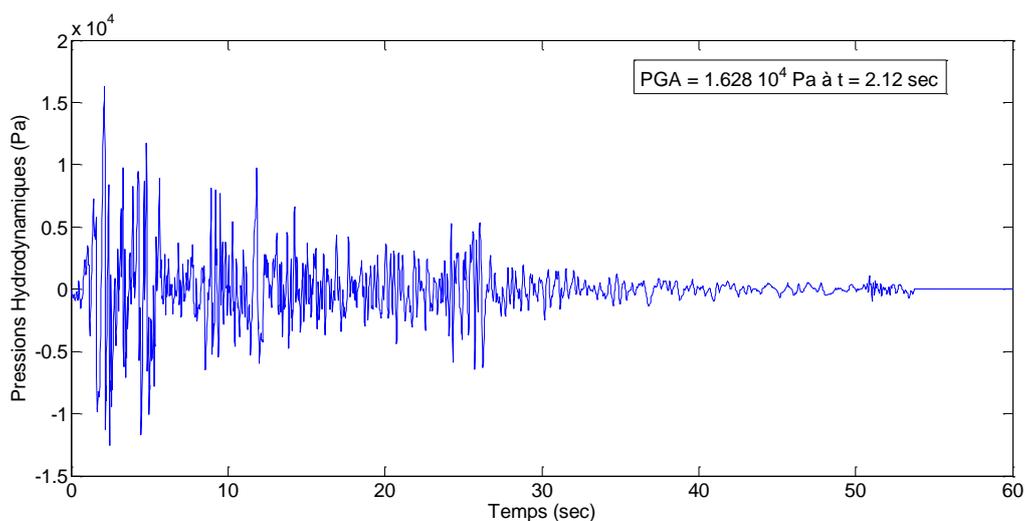


Figure VIII-15 : Pression à la base du barrage d'Oued-Fodda soumis au séisme d'El Centro.

On observe que la distribution des pressions hydrodynamiques a la même forme que celle de l'accélérogramme et atteint sa valeur maximale $P_{\max}=1.628 \cdot 10^4$ Pa au même moment que l'accélérogramme à $t=2.12$ s par contre on remarque une légère baisse de la pression hydrodynamique par rapport au cas d'un barrage vertical.

VIII.3.1.3. Amont à fruit composé

Dans ce cas on prendra un barrage à fruit composé avec un angle $\theta = 45^\circ$ et un rapport de hauteurs $H_f/H_r = 0.5$

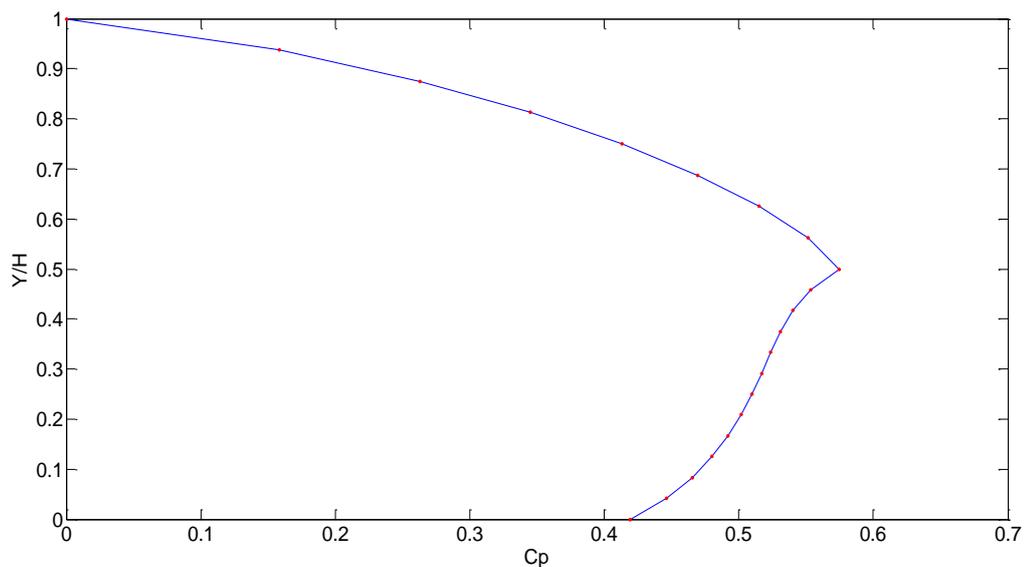


Figure VIII-16 : Variation du coefficient des pressions hydrodynamiques pour un barrage à fruit composé

La figure (VIII-16) montre que la variation du coefficient de pression hydrodynamique C_p en fonction de la hauteur normalisée par rapport à la hauteur du réservoir (Y/H) pour un barrage rigide à fruit composé avec $H_f/H_r = 0.5$ et $\theta = 45^\circ$ s'accroît en s'approchant du fond du réservoir. On enregistre la valeur maximale ($C_p=0.58$) non pas au fond du réservoir comme dans le cas d'un barrage vertical mais plutôt à la moitié du réservoir.

Pour une excitation harmonique de période $T=1$ s

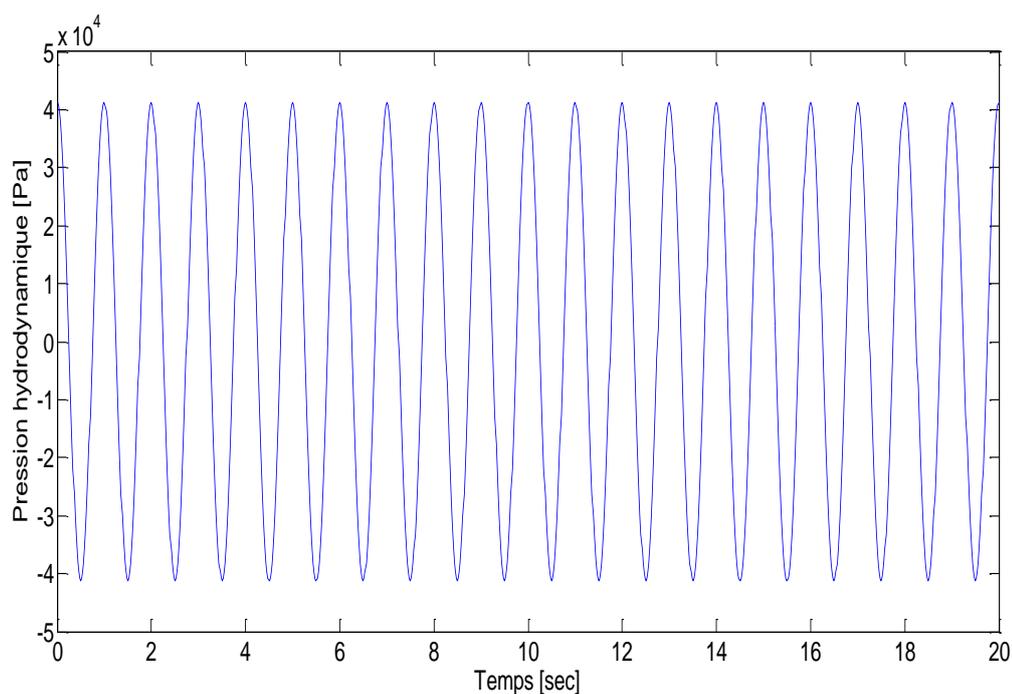


Figure VIII-17 : Distribution des surpressions hydrodynamiques au pied amont du barrage

La figure (VIII-17) montre que la distribution de la pression hydrodynamique en fonction du temps pour une excitation harmonique de période $T=1s$ a la même forme que l'excitation (harmonique) avec une valeur maximale égale à $4.12 \cdot 10^4$ Pa.

Les pressions au même point (base du barrage) à diminuer d'une manière substantielle, à savoir elle est passée de $7.7 \cdot 10^4$ Pa pour un barrage vertical à $4.12 \cdot 10^4$ Pa pour ce dernier (Elle a baissée de presque la moitié).

Pour une excitation sismique du au séisme El-Centro

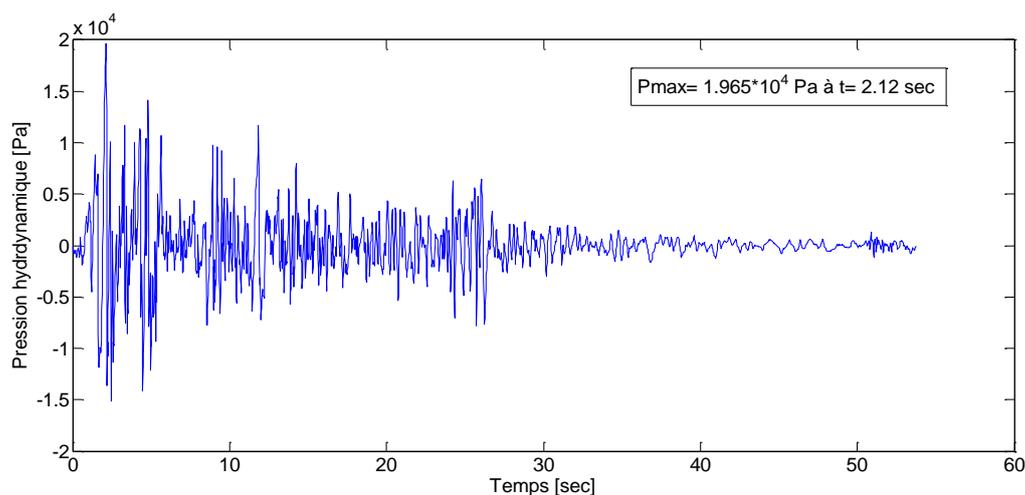


Figure VIII-18 : Pression à la base du barrage d'Oued-Fodda soumis au séisme d'El Centro

Remarque

Dans le cas d'un fluide incompressible les surpressions hydrodynamiques ont été évaluées à la base du barrage pour les différents cas traités pour des raisons de comparaison, mais cela n'implique pas que ces surpressions sont maximales à la base sauf dans le cas d'un barrage vertical.

VIII.3.2. Cas d'un fluide compressible**VIII.3.2.1. Amont vertical**

Pour une excitation harmonique de période $T=1s$

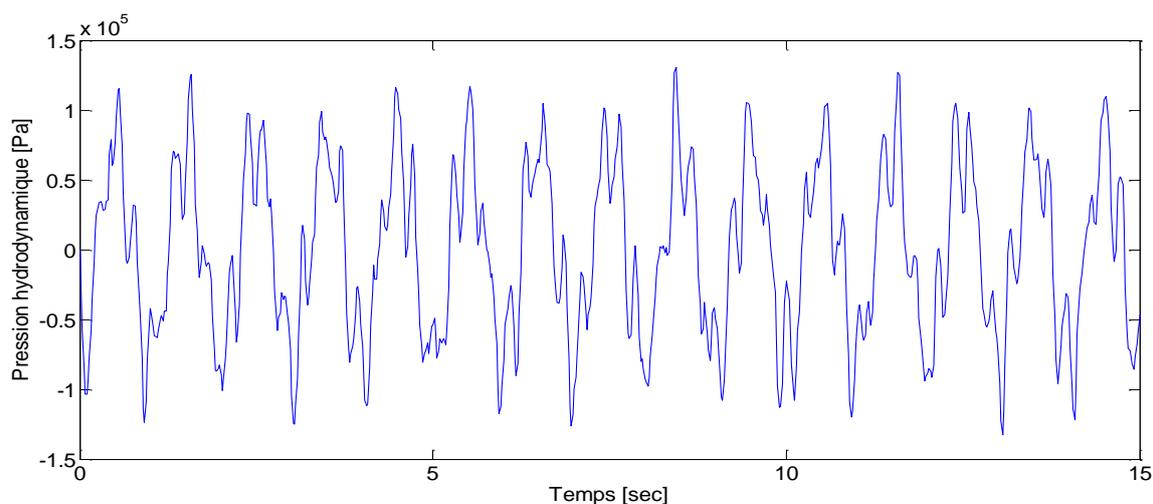


Figure VIII-19 : Distribution des pressions hydrodynamiques pour $\omega=2\pi$

Pour une excitation harmonique de période $T=0.1s$

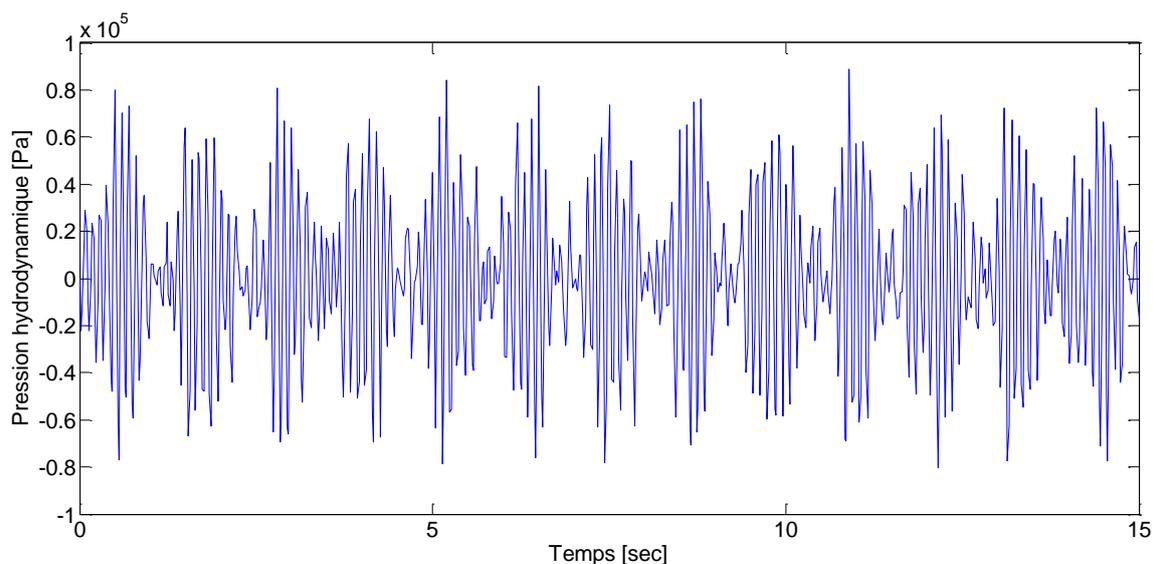


Figure VIII-20 : Distribution des pressions hydrodynamiques pour $\omega=20\pi$

La figure VIII-19 représente la variation de la pression hydrodynamique à la base d'un barrage verticale en fonction du temps pour une excitation harmonique de fréquence $f = 1 \text{ Hz}$. On remarque que la réponse suit la forme de l'excitation (harmonique) et atteint une valeur maximale qui vaut $1.35 \cdot 10^5 \text{ Pa}$.

La figure VIII-20 représente la distribution des pressions hydrodynamiques sous l'effet d'une excitation harmonique de fréquence $f = 10 \text{ Hz}$ pour un barrage vertical rigide. On remarque qu'un phénomène de battement commence à avoir lieu, cela est dû au fait que la fréquence de l'excitation est très proche de celle du barrage (état de résonance du 2^{ème} mode). La valeur maximale enregistrée de la pression est de $8.4 \cdot 10^4 \text{ Pa}$.

Pour une excitation harmonique de période $T = T_{\text{res}}$

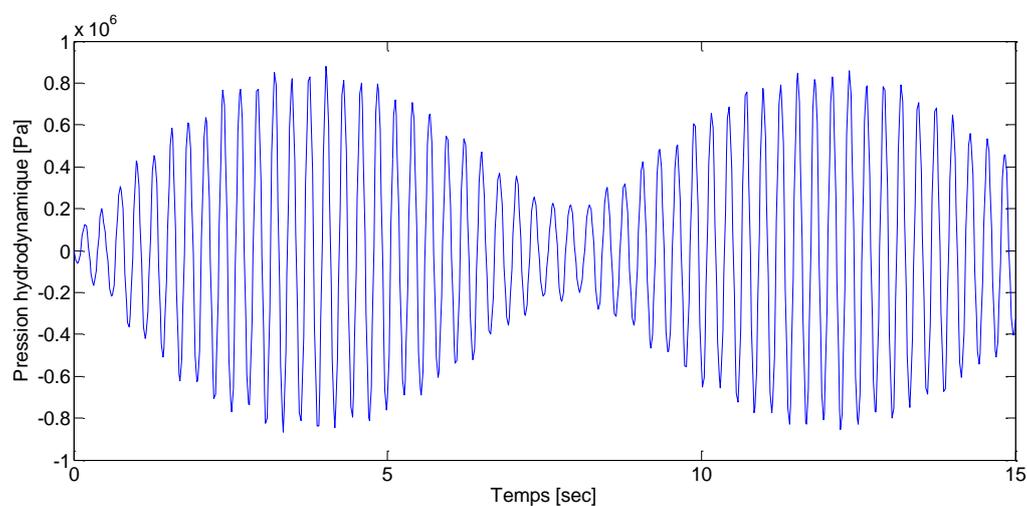


Figure VIII-21 : Distribution des pressions hydrodynamiques pour $\omega = \omega_1$

La figure VIII-21 décrit le comportement des pressions hydrodynamiques sous l'effet d'une excitation harmonique de période $\omega = \omega_1$ pour un barrage vertical rigide. On remarque qu'un phénomène de battement a eu lieu, cela est dû au fait que la fréquence du barrage et celle de l'excitation sont les mêmes (état de résonance). La valeur maximale enregistrée de la pression est de $8.6 \cdot 10^5 \text{ Pa}$.

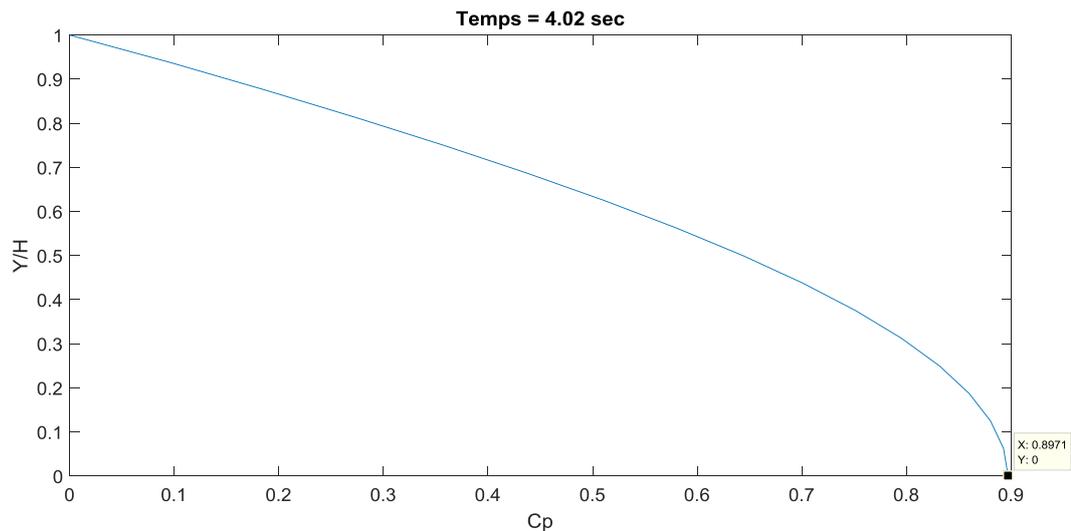


Figure VIII-22 : Variation du coefficient des pressions hydrodynamiques pour $\omega = \omega_1$

La figure (VIII-22) montre que la variation du coefficient de pression hydrodynamique C_p en fonction de la hauteur normalisée par rapport à la hauteur du réservoir (Y/H) a la forme d'une branche de parabole qui s'accroît en s'approchant du fond du réservoir. On enregistre la valeur maximale ($C_p=0.89$) pour un fluide compressible au fond du réservoir d'un barrage rigide vertical.

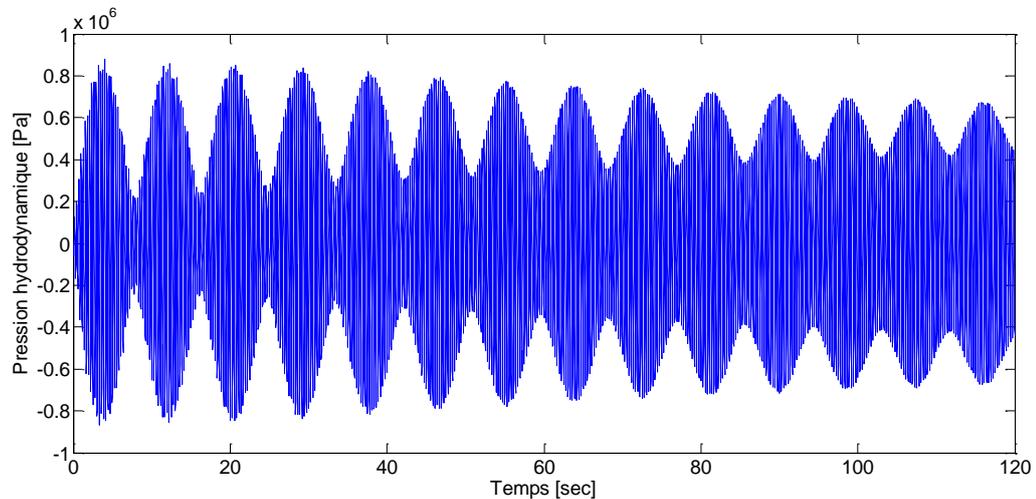


Figure VIII-23 : Distribution des pressions hydrodynamiques pour $\omega = \omega_1$

Cas d'une excitation sismique

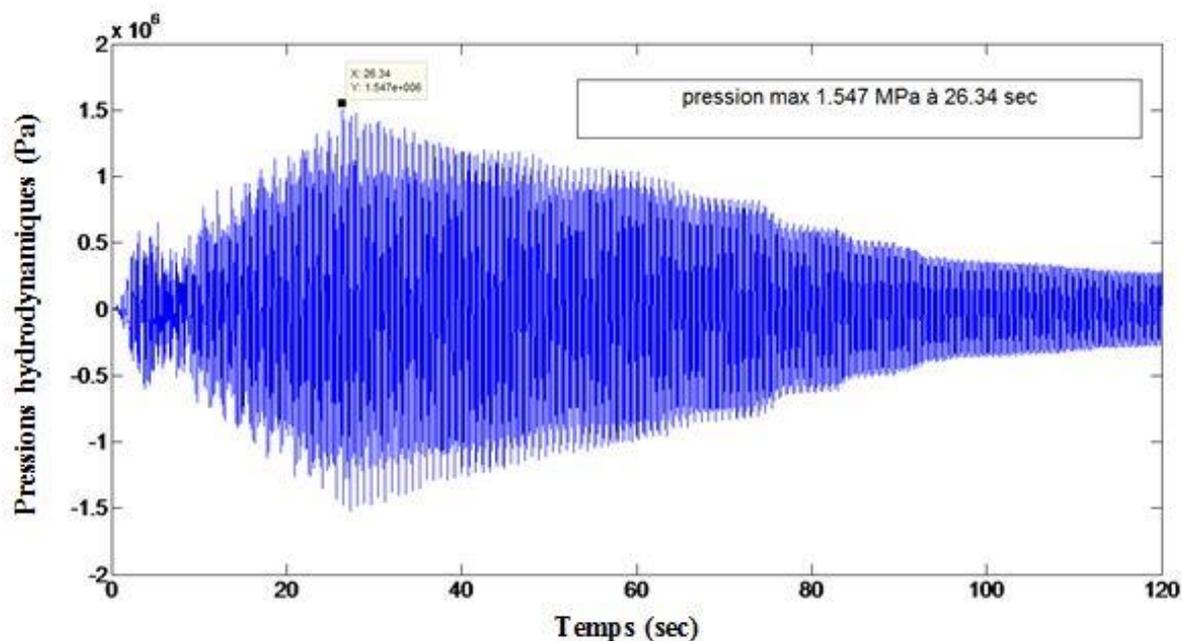


Figure VIII-24 : Pression hydro-sismique à la base du barrage soumis à l'accélérogramme du séisme d'El Centro

Les figures ci-dessus montrent que les pressions s'atténuent avec le temps mais d'une manière très lente, ce qui est tout à fait normal. On s'aperçoit d'une diminution de 0.874 MPa à 4.02 s jusqu'à 0.672 MPa à 117.1 s pour une excitation harmonique de période $T=T_{res}$ (figure VII-23). Pour une excitation sismique le pic des pressions hydro-sismiques est de 1.55 MPa à $t=26.34$ s (figure VII-24), on remarque qu'il y a un grand décalage par rapport au pic de l'accélérogramme.

Ce déphasage ainsi que le manque de vivacité de la décroissance de la courbe peut être expliqué par le fait qu'on a considéré que l'amortissement du à la limite de radiation (absence de la plupart des dispositifs de dissipation d'énergie), les ondes qui voyagent le long du barrage dans la direction des x subissent une perte d'énergie.

Pour pouvoir observer l'effet de la fréquence d'excitation sur la distribution de la pression maximale exercée sur l'amont du barrage, on peut exciter notre système par un signal harmonique à amplitude unitaire et de fréquence variable sur une grande plage de valeurs de fréquences sismiques (0-25Hz). La valeur maximale de pression hydrodynamique est prélevée pour chaque fréquence et les valeurs adimensionnelles du coefficient de pression C_p sont reportées sur la figure V-25 en fonction de paramètre de fréquence ω/ω_1 où ω et ω_1 désignent respectivement, la pulsation d'excitation et la pulsation fondamentale du réservoir (17).

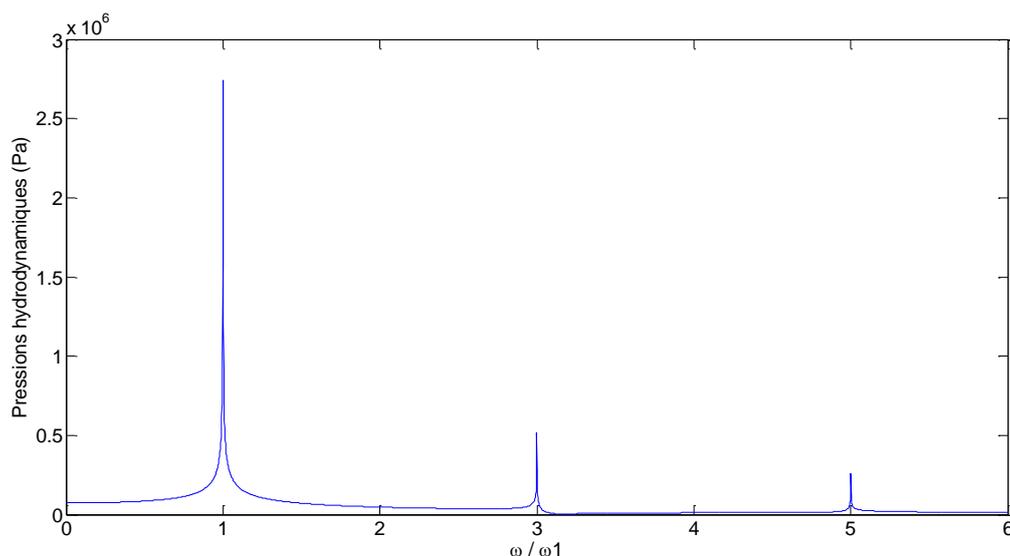


Figure VIII-25 : Variation des pressions hydrodynamiques en fonction de la fréquence d'excitation à la base d'un barrage rigide vertical

La figure VIII-25 montre que le pic de la réponse se produit à un rapport de fréquence égale à l'unité. Pour un rapport de fréquence égale à l'unité, c'est-à-dire lorsque la fréquence du chargement appliqué est égale à la fréquence naturelle de vibration du réservoir il se produit un phénomène de résonance. Par contre les pressions hydrodynamiques ne tendent pas à l'infinie, cela est dû aux faibles pourcentages d'amortissement (18).

VIII.3.2.2. Amont incliné

Comme dans le cas incompressible on prendra le cas d'un barrage rigide à fruit simple incliné de 30° .

Cas d'une excitation harmonique de période $T=1s$

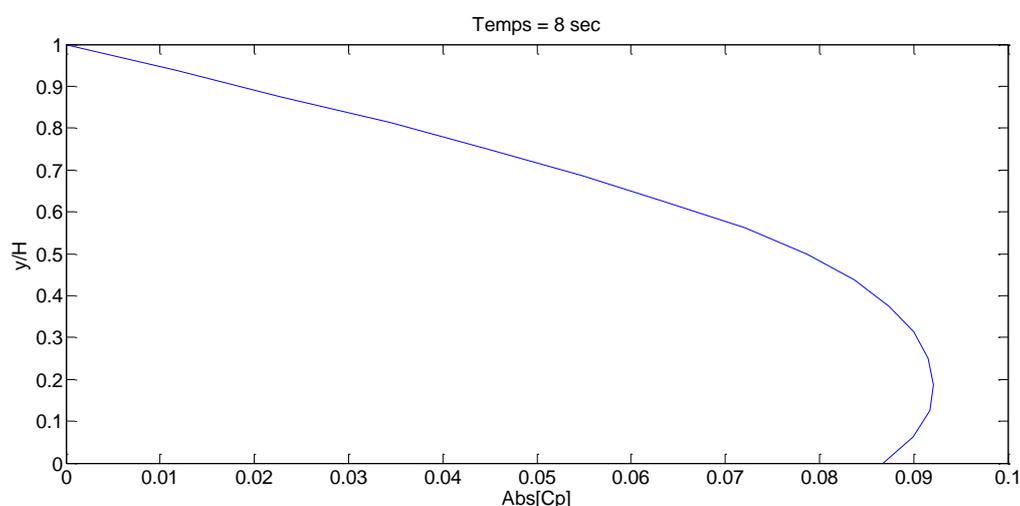


Figure VIII-26 : Variation du coefficient des pressions hydrodynamiques pour $T=1s$

La figure (VIII-26) montre que la variation du coefficient de pression hydrodynamique C_p en fonction de la hauteur normalisée par rapport à la hauteur du réservoir (Y/H) pour un barrage rigide incliné de 30° a la forme d'une branche de parabole qui s'accroît en s'approchant du fond du réservoir. On enregistre la valeur maximale ($C_p=0.091$) non pas au fond du réservoir comme dans le cas d'un barrage vertical mais plutôt à $Y=0.16H$.

VIII.3.2.3. Amont à fruit composé

On adoptera les mêmes dimensions du barrage que dans le cas incompressible.

On prendra également la même excitation harmonique ($T=1s$) que dans les cas précédents afin de pouvoir comparer entre les différents effets que favorise chaque cas.

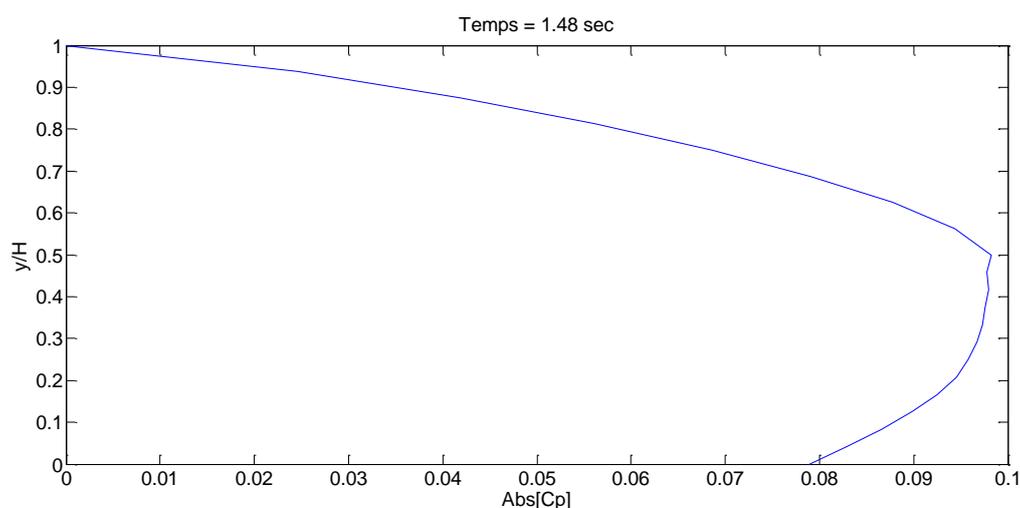


Figure VIII-27 : Variation du coefficient des pressions hydrodynamiques pour $T=1s$

La figure (VIII-27) montre que la variation du coefficient de pression hydrodynamique C_p en fonction de la hauteur normalisée par rapport à la hauteur du réservoir (Y/H) pour un barrage rigide à fruit composé avec $H_f/H_r = 0.5$ et $\theta = 45^\circ$ s'accroît en s'approchant du fond du réservoir. On enregistre la valeur maximale ($C_p=0.098$) non pas au fond du réservoir comme dans le cas d'un barrage vertical mais plutôt à la moitié du réservoir.

VIII.3.3. Cas d'un fluide visqueux

VII.3.3.1. Approche analytique

En utilisant une formule analytique développée par Neya et Ardishir (19) en partant des équations de Navier Stokes, on va calculé la réponse d'un fluide visqueux pour différentes viscosités est représentée sur les figures ci-dessous ; spécifiquement, $\mu_1 = \mu_{\text{wat}}$, $\mu_2 = 10 \mu_{\text{wat}}$, $\mu_3 = 100 \mu_{\text{wat}}$, sont représentées par visc1, visc2 et visc3 respectivement.

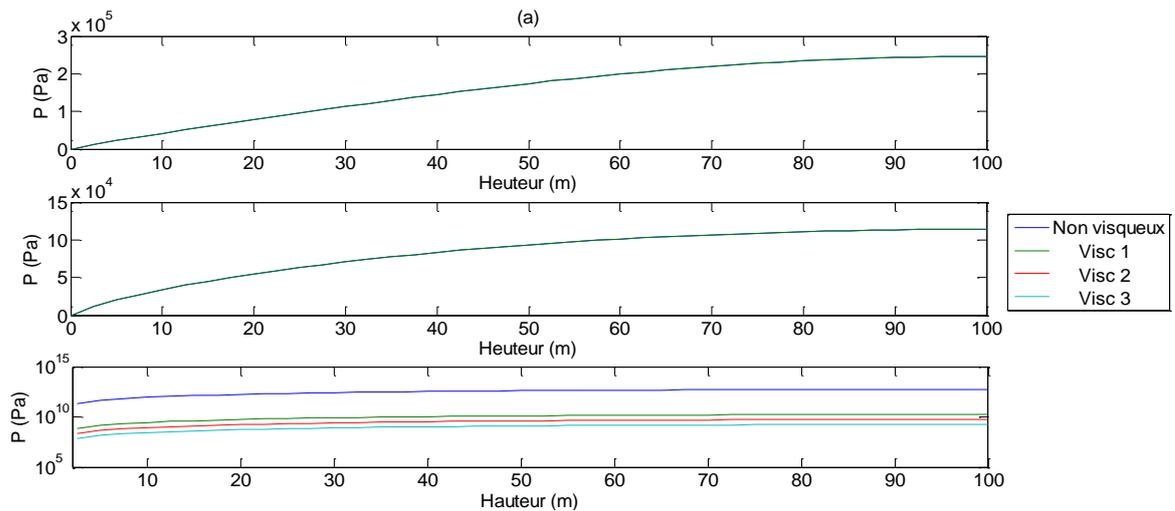


Figure VIII-28 : Comparaison des pressions pour un fluide visqueux et non visqueux à $x=0$, $t=0$, $T=0.25s$ (a), $T=0.2777s$ (b) et $T=1s$ (c)

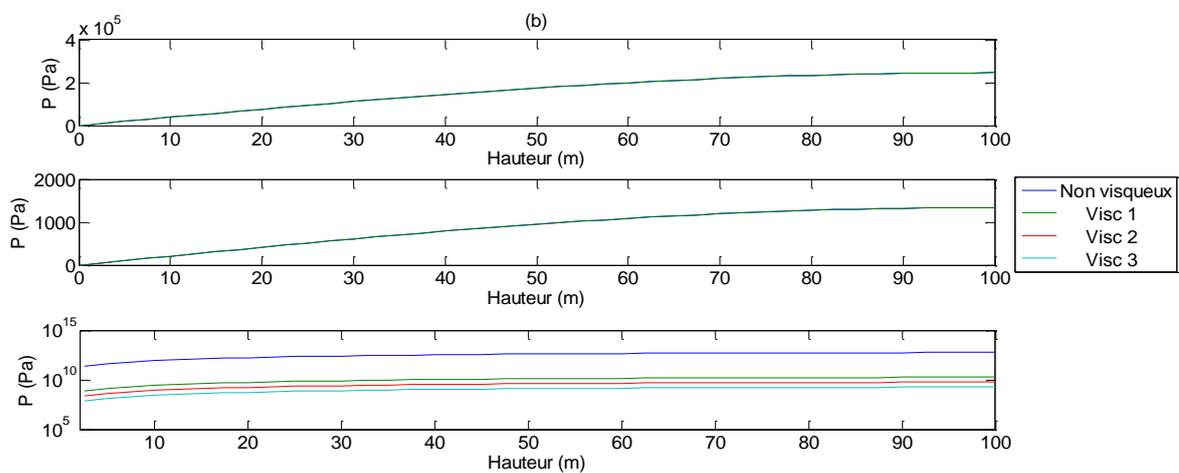


Figure VIII-29 : Comparaison des pressions pour un fluide visqueux et non visqueux à $x=3H$, $t=0$, $T=0.25s$ (a), $T=0.2777s$ (b) et $T=1s$ (c)

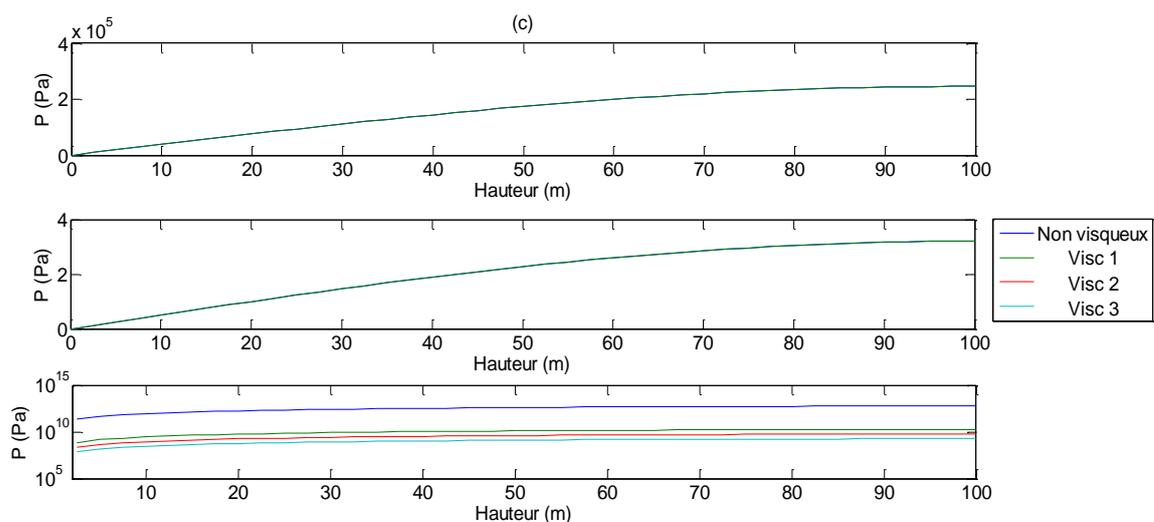


Figure VIII-30 : Comparaison des pressions pour un fluide visqueux et non visqueux à $x=7H$, $t=0$, $T=0.25s$ (a), $T=0.2777s$ (b) et $T=1s$ (c)

D'après cette approche analytique on s'aperçoit que pour une fréquence différente de celle de la résonance la viscosité n'a pratiquement pas d'effet, en comparant les pressions d'un fluide non visqueux et deux autres ayant 10 fois et 100 fois la viscosité de l'eau respectivement, aucun changement n'est observé, les trois courbes se superposent.

Ceci est dû à l'absence d'un écoulement dans le barrage par contre ce n'est pas du tout le cas pour d'autre domaine dont il y a un régime d'écoulement tel que l'aéronautique.

Si on veut faire apparaître l'effet de la viscosité sur la pression d'un point de vue purement théorique, on supposera des fluides ayant de grandes viscosités. On prendra un fluide non visqueux et trois autres visqueux tel que :

$$\text{visc1} = 10^5 \text{p}$$

$$\text{visc2} = 10^6 \text{p}$$

$$\text{visc3} = 10^7 \text{p}$$

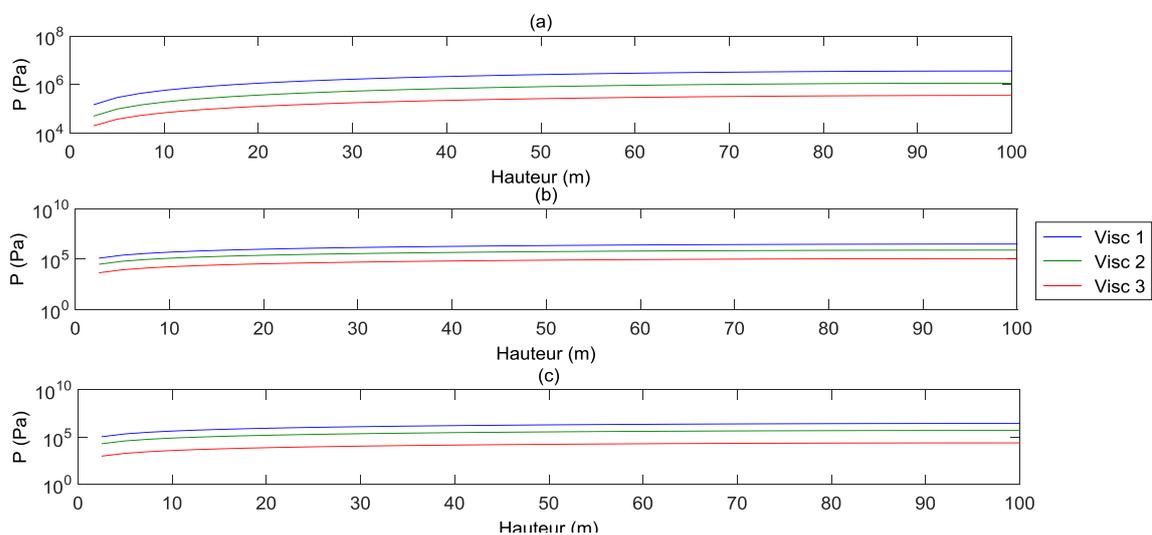


Figure VIII-31 : Comparaison des pressions pour un fluide visqueux et non visqueux à $T=0.2777s$, $t=0$, $x=0$ (a), $x=3H$ (b), $x=7H$ (c)

On peut observer nettement d'après nos différentes simulations que l'augmentation en terme de viscosité conduit à une réduction des pressions, ceci indique que l'énergie d'amortissement et l'énergie de dissipation sont intensifiées par les grandes viscosités. En plus ces pressions sont encore plus atténuées lorsqu'elles s'éloignent de l'amont du barrage.

Cependant, rencontrer des fluides ayant d'aussi grandes viscosités est peu probable surtout dans le cas des barrages, cette approche demeure irréaliste, ce qui explique pourquoi on néglige souvent la viscosité dans l'étude des barrages.

VII.3.3.2. Approche par la méthode des Eléments finis

VII.3.3.2.1. Formulation du modèle

En considérant que le mouvement du fluide compressible est petit et irrotationnel, la pression hydrodynamique en deux dimensions est gouvernée par l'équation suivante :

$$\frac{\partial^2 P}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 P}{\partial y^2} + K^2 P = 0$$

Où P représente la surpression hydrodynamique, x et y les coordonnées cartésiennes et $K = \omega/C$ nombre d'onde de compression dans lequel $C = \sqrt{\lambda/\rho}$ représente la célérité des ondes de compression dans l'eau, λ le module de Lamé et ρ la masse volumique.

Les mêmes hypothèses et conditions aux limites citées un peu plus haut ont été prises.

Il est bien connu que le module de Lamé est réel pour un milieu élastique linéaire par contre dans le cas d'un milieu viscoélastique il devient une valeur complexe dépendante de la fréquence.

Dans ce qui suit-on retiendra le modèle viscoélastique de Kelvin Voigt. Ainsi, on peut introduire l'amortissement interne en remplaçant le module de Lamé réel par un module complexe λ^c :

$$\lambda^c = \lambda(1 + 2i\eta\xi)$$

Avec :

ξ Une fraction de l'amortissement critique

η Définie par $\omega H_r/C$

Cette représentation de la dissipation d'énergie d'un fluide visqueux est une simplification de la réalité qui offre une méthode simple et bonne pour simuler la perte d'énergie due à l'amortissement interne (20).

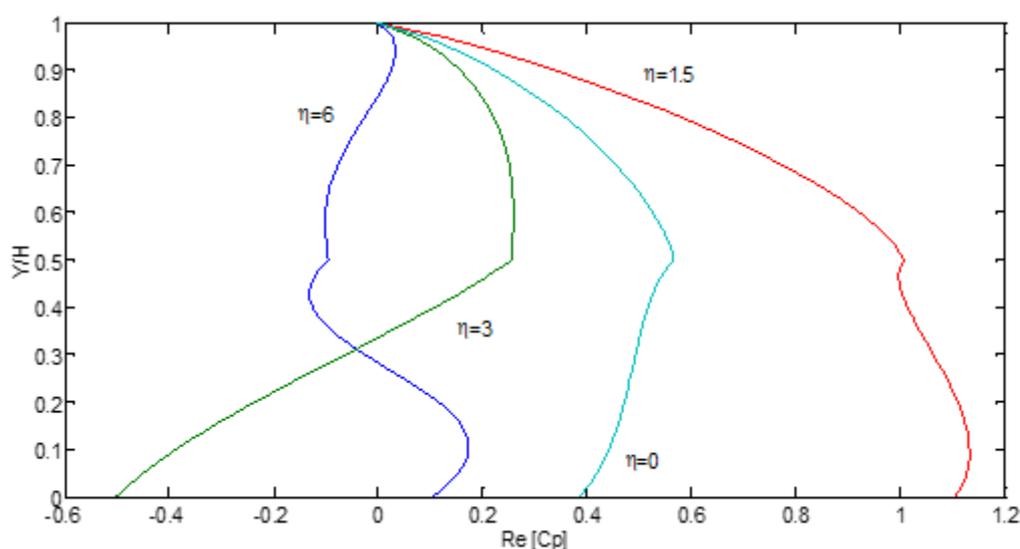


Figure VIII-32 : Pressions hydrodynamiques pour un barrage partiellement incliné avec un angle $\theta=49.1^\circ$ et $H_f/H_r=0.5$

La figure VIII-32 représente la variation de la pression hydrodynamique pour un barrage partiellement incliné d'un angle de 49.1° , sans amortissement du fluide sous différentes fréquences d'excitation. On remarque que seule la partie réelle de C_p existe lorsque la fréquence d'excitation est inférieure à la fréquence propre du barrage (c'est-à-dire $\eta < \frac{\pi}{2}$). Par contre pour des fréquences d'excitation supérieures à la fréquence propre du barrage (c'est-à-dire $\eta > \frac{\pi}{2}$) la partie imaginaire apparaît (21).

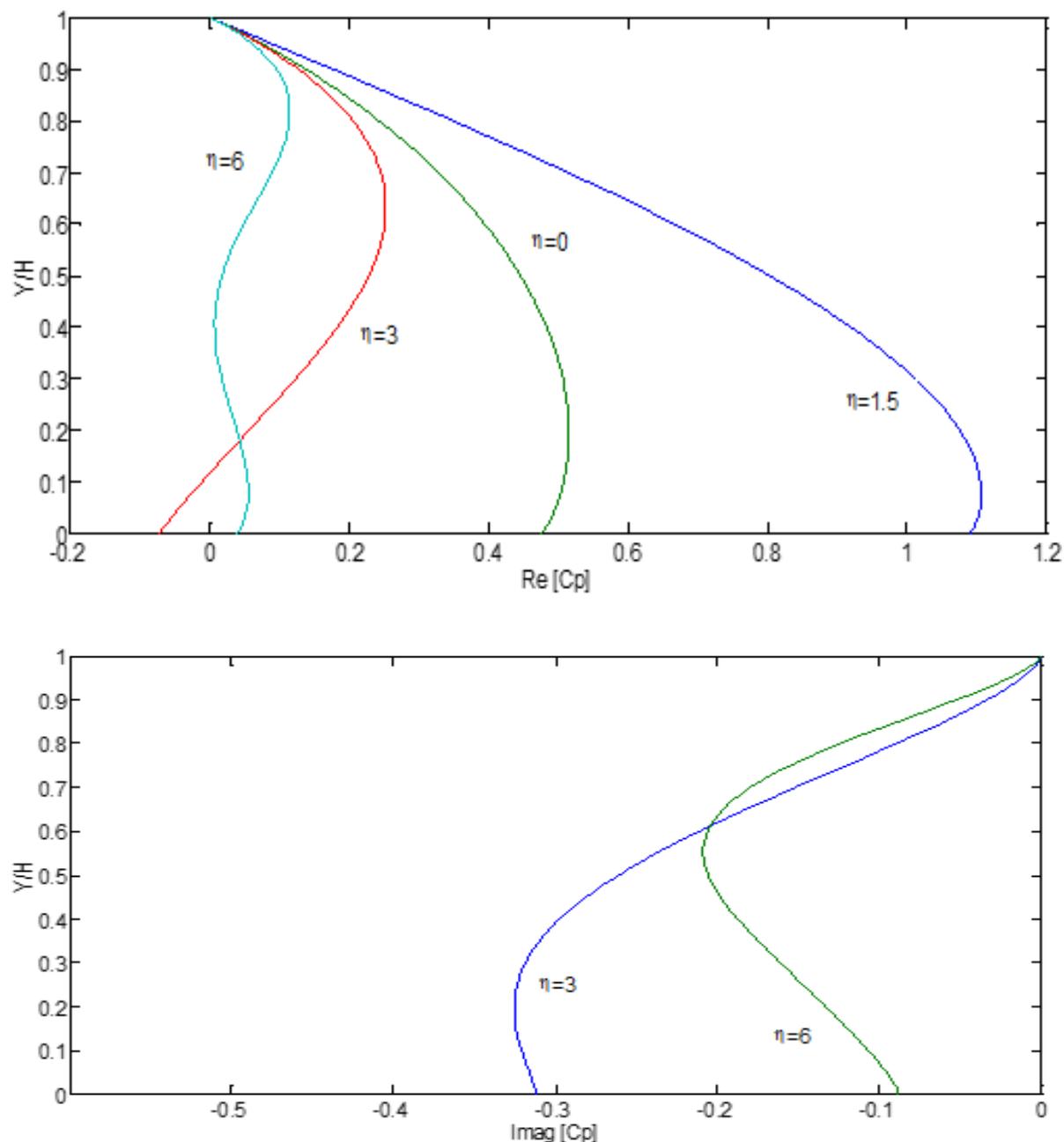


Figure VIII-33 : Pressions hydrodynamiques pour un barrage incliné d'un angle de 30°

La figure VIII-33 représente la variation de la pression hydrodynamique pour un barrage à fruit simple incliné d'un angle de 30° , sans amortissement du fluide sous différentes fréquences d'excitation. On remarque que seule la partie réelle de C_p existe lorsque la fréquence d'excitation est inférieure à la fréquence propre du barrage (c'est-à-dire $\eta < \frac{\pi}{2}$). Par contre pour des fréquences d'excitation supérieures à la fréquence propre du barrage (c'est-à-dire $\eta > \frac{\pi}{2}$) la partie imaginaire apparaît.

Pour montrer l'effet de la viscosité du fluide, une distribution de pression hydrodynamique a été tracée en fonction de la hauteur normalisée Y/H pour un barrage partiellement incliné d'un angle de 45° amortie à 1% ensuite à 5% sous différentes excitations, les résultats sont montrés dans la figure ci-dessous.

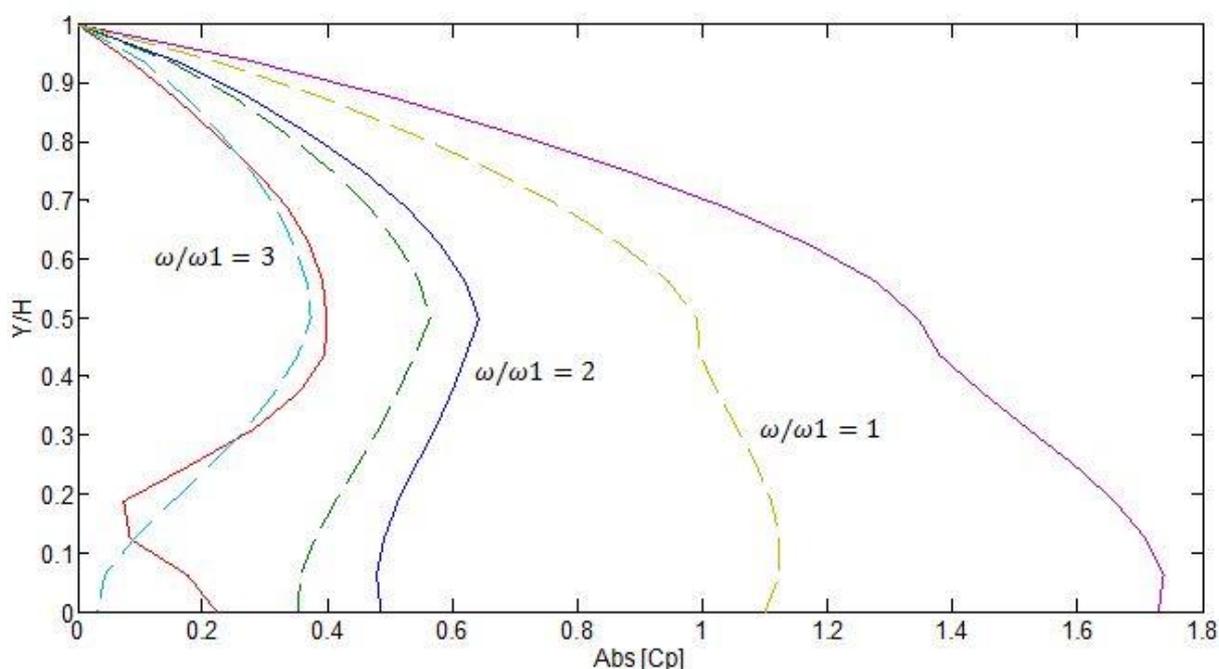


Figure VIII-34 : Pressions hydrodynamiques pour un barrage partiellement incliné avec un angle $\theta = 45^\circ$ et $H_f/H_r = 0.5$ pour un amortissement $\xi = 1\%$ (continue) et $\xi = 5\%$ (discontinu)

A travers la figure VII-34 on constate que lorsque la fréquence du barrage se rapproche de la fréquence de résonance fondamentale l'effet de l'amortissement apparaît et engendre une diminution de la pression hydrodynamique d'une manière substantielle. Ceci est dû au fait qu'à la résonance la pression tend vers l'infini et le seul paramètre qui peut influencer sur la pression c'est bien l'amortissement. Par contre lorsqu'on s'éloigne de la fréquence fondamentale l'effet de l'amortissement est négligeable.

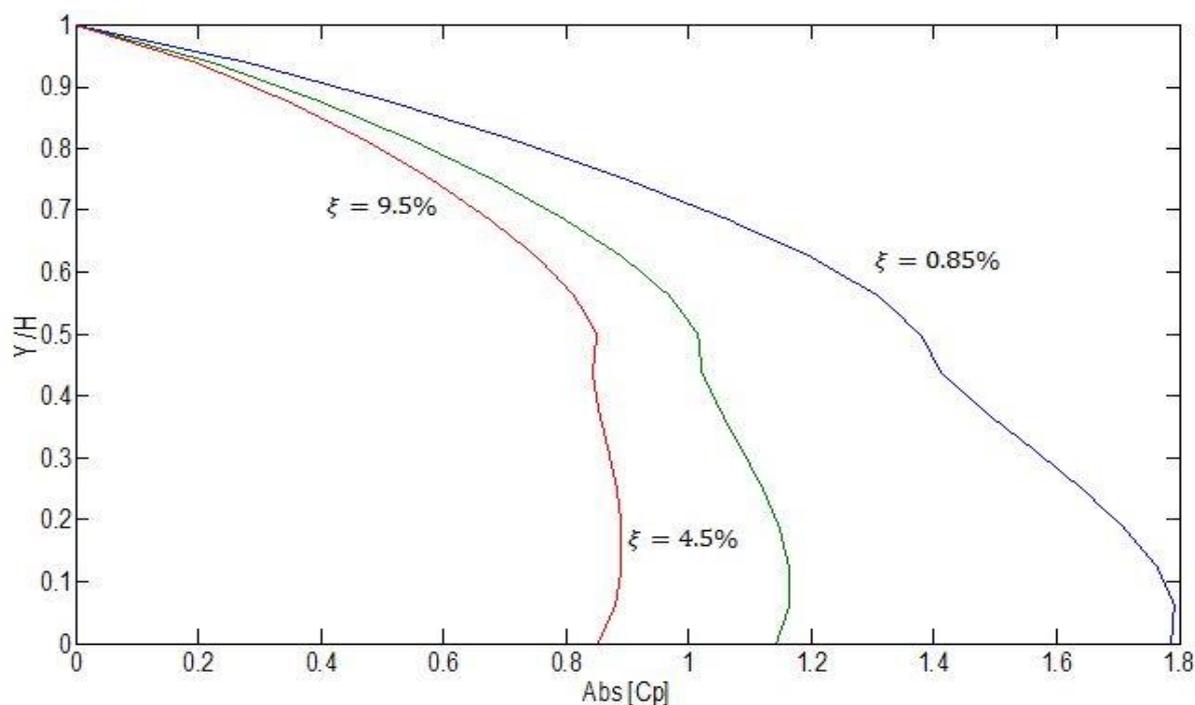


Figure VIII-35 : Pressions hydrodynamiques pour un barrage partiellement incliné avec un angle $\theta = 45^\circ$ et $H_f/H_r = 0.5$ pour une fréquence d'excitation $\omega/\omega_1 = 1$

La figure VIII-35 représente la variation de la pression hydrodynamique pour un barrage partiellement incliné d'un angle de 45° excité par la fréquence de résonance fondamentale avec différents amortissement. On voit clairement que la pression hydrodynamique décroît d'une manière considérable au fur et à mesure qu'on augmente l'amortissement.

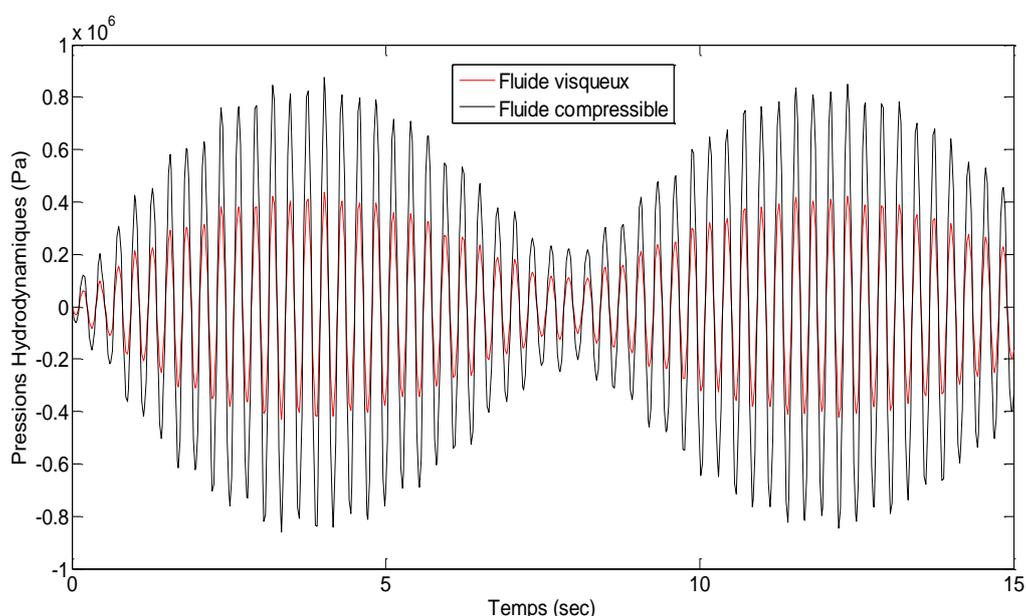


Figure VIII-36 : Variation des pressions hydrodynamiques en fonction du temps à la base du barrage pour une excitation harmonique de pulsation $\omega/\omega_1 = 1$

La figure (VIII-36) représente la variation la variation de la pression hydrodynamique en fonction du temps à la base d'un barrage verticale excité par la fréquence de résonance fondamentale, pour un fluide compressible non visqueux et un fluide compressible visqueux. On voit clairement l'effet de la viscosité là la résonance qui fait diminuer la pression d'une manière considérable par rapport à un fluide compressible non visqueux.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Les séismes représentent un danger majeur pour tout type de construction notamment les barrages qui sont des structures très complexes nécessitant une analyse très précise de leur réponse à une excitation dynamique pour éviter que des désastres aient lieu.

A travers ce modeste travail nous avons mis l'accent sur une partie capitale de l'étude du comportement dynamique des barrages consistant à évaluer l'effet de la compressibilité et de la viscosité du fluide sur la réponse d'un barrage rigide soumis à une excitation sismique.

La modélisation du réservoir par la méthode des éléments finis (MEF) est le dispositif idéal pour traiter le problème car cette dernière nous a permis d'aboutir à des résultats très proches de ceux obtenus par les méthodes analytiques.

MATLAB est parmi les logiciels les plus puissants actuellement, se basant sur la MEF. Il nous a permis de résoudre les équations gouvernantes aux dérivées partielles grâce à son interface spécialisée PDETOOL.

Les conclusions les plus importantes qui peuvent être retenues de ce travail sont :

- La réponse dynamique des barrages face aux excitations sismiques est affectée par les caractéristiques géométriques du système barrage-réservoir ainsi que par les effets générés par la compressibilité et la viscosité du fluide dans le réservoir.
 - La taille du maillage adopté lors de la modélisation du système présente une influence considérable sur les résultats obtenus.
 - Pour un barrage rigide à fruit simple, l'augmentation du fruit engendre une diminution substantielle des pressions hydrodynamiques au droit de la partie amont de ce dernier.
 - Pour un barrage rigide vertical, la pression hydrodynamique maximale est enregistrée au fond du réservoir, par contre si ce dernier est à fruit simple ou composé, la pression hydrodynamique maximale est enregistrée à une fraction de la hauteur du réservoir située à une certaine distance du fond du réservoir.
- **Dans le cas d'un fluide incompressible et compressible non visqueux :**
- Pour un barrage rigide vertical et en considérant un fluide incompressible le coefficient des pressions maximales $C_{p_{max}} = 0.74$ au fond du réservoir.
 - Le fait de négliger la compressibilité et considérer que le fluide est incompressible conduit à des erreurs relativement importantes, donc il est recommandé de ne pas prendre en considération cette hypothèse pour approcher au mieux le phénomène qui se passe réellement.
 - Pour un barrage à fluide incompressible soumis à une excitation sismique il n'y a pas de déphasage entre les pics de la réponse et de l'excitation sismique par contre pour un fluide compressible on remarque un certain déphasage dû à la compressibilité du fluide.

Conclusion générale

- Si on considère un barrage à fluide compressible non visqueux et on l'anime avec une excitation harmonique à la fréquence de résonance le phénomène de battement apparaîtrait dans la réponse de ce dernier.
- La compressibilité du fluide conduit à une augmentation des surpressions hydrodynamiques et une amplification des périodes propres du réservoir.

- **Dans le cas d'un fluide compressible visqueux :**

- En considérant un barrage à fluide compressible visqueux et afin d'illustrer l'effet de la viscosité il est recommandé de bien choisir l'approche à utiliser pour la formulation de l'équation gouvernante (choix du modèle mathématique).
- L'effet de la viscosité sur les surpressions hydrodynamiques n'apparaît qu'à la résonance.
- En comparant un fluide compressible non visqueux avec un autre fluide visqueux on constate que la viscosité génère une réduction des surpressions hydrodynamiques de plus en plus importante lorsqu'on s'éloigne de la face amont du barrage.
- L'effet de la viscosité dans le cas d'un barrage rigide sous excitations dynamiques est relativement faible devant celui de la compressibilité, c'est pourquoi dans la plupart des études sur les barrages on néglige l'effet de cette dernière.

Bibliographie

1. **BOUDJOURAF F.** *Investigation d'effets conjugués transitoires de séismes lors de l'interaction barrage-réservoir.* Département Hydraulique, Ecole nationale polytechnique. Alger : Ecole Nationale Polytechnique, 2014. p. 104, Mémoire de Master.
2. **Hammouda. R. B.** *Notions De Mécanique Des Fluides.* Tunis : Centre de publication universitaire, 2008.
3. **Nekrassov B.** *Cours d'hydraulique.* Moscou : Ed.en langues étrangères (Moscou), 1978.
4. **Carlier M.** *Hydraulique générale et appliquée.* Paris : Eyrolles, 1980.
5. **Le Pourhiet A.** *Résolution numérique des équations aux dérivées partielles (une première approche).* Toulouse : CEPADUES, 1988.
6. **M.M.HASSAIM et M.J.SOUISSI.** *Analyse dynamique du barrage d'oued fouda compte tenu de l'effet du site.* Département de Génie Civil, Ecole nationale polytechnique . Alger : s.n., 1995. p. 94, Mémoire de fin d'études.
7. **Timoshenko S. P.** *Théorie de l'élasticité.* s.l. : Librairie Polytechnique Ch. Béranger, 1948.
8. **Westergaard H. M.** *Water pressures on dams during earthquakes.* s.l. : Transactions, ASCE, 1933.
9. **Chopra A. K.** *Hydrodynamic pressures on dams during earthquakes.* s.l. : Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, 1967.
10. **Zangar C. N.** *Hydrodynamic pressures on dams due to horizontal earthquakes.* s.l. : Proceedings of the society on Experimental Stress Analysis, 1953.
11. **Sharan S. K.** *Finite element analysis of unbounded and incompressible fluid domains.* s.l. : International Journal for Numerical Methods in Engineering, 1985.
12. **Liu P. L. F.** *Hydrodynamic pressures on rigid dams during earthquakes.* s.l. : Journal of Fluid Mechanics, 1986.
13. **Avilés J. and Sanchez-Sesma, F. J.** *Hydrodynamic pressures on dams with nonvertical upstream face.* s.l. : Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 1986.
14. **Tsai C. S.** *Semi-analytical solution for hydrodynamic pressures on dams with arbitrary upstream face considering water compressibility.* s.l. : Computers and Structures, 1992.
15. **Zienkiewicz O. C.** *The Finite Element Method.* s.l. : McGraw-Hill, 1989.
16. **Pecker Alain.** *Dynamique Des Sols.* s.l. : Presses de l'école nationale des Ponts chaussées, 1984. Vol. 259 P.
17. **Tiliouine B., Seghir A.** *Influence de l'interaction fluide-structure sur le comportement sismique du barrage de Oued-Foda (Nord-Ouest Algérien).* Damas, Syrie : Actes du 1er congrès Arabe de mécanique, 1997.
18. **Tiliouine B., Seghir A.** *Fluid-structure models for dynamic studies of dam-water systems.* Paris, France : Eleventh European Conference on Earthquake Engineering, 1998.

19. **Neya B. N., Ardeshir M. A.** *An analytical solution for hydrodynamic pressure on dams considering the viscosity and wave absorption of the reservoir.* s.l. : Arab J Sci Eng, 2013.
20. **Aviles J., Li X.** *Analytical-numerical solution for hydrodynamic pressures on dams with sloping face considering compressibility and viscosity of water.* Morelos, Mexico : Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, 1997.
21. **Tadjadit A.** *Pressions hydrodynamiques sur barrages rigides à fruits irréguliers sous excitations sismiques.* Alger : s.n., 2010.
22. **Davidovici V.** *La construction en zone sismique.* Paris : le Moniteur, 1998.
23. **Penzien J. Clough, R. W.** *Dynamique des structures.* Berkeley, USA : PLUSRALIS, 1975.
24. **Timoshenko S. P.** *Résistance des matériaux.* Paris : DUNOD, 1968.
25. **Tiliouine B., Seghir A.** *A numerical model for time domain analysis of dams including fluid-structure interaction.* Edinburgh Scotland : CST 98 International conference, 1998.
26. **Moussaoui S. D.** *Investigation du comportement sismique des systèmes sols-barrages par la technique des vecteurs de Ritz.* Alger : ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE, 1995.
27. **Belhadj O.** *Investigation Numérique et Expérimentale des Surpressions Hydrodynamiques sur Parements Amont des Barrages Rigides, à Fruits Composés.* Alger : ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE, 2007.