

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 :

**ISSELNANE Ali**

Intitulé :

# Investigation des effets d'interaction sismique fluide-barrage avec prise en compte du fond absorbant par une approche simplifiée

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

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

**ENP 2015**

# Remerciements

En premier lieu et avant toute chose, Louange et Action de Grace à Allah le tout puissant pour toutes ses grâces et ses faveurs, pour m'avoir accordé la chance d'étudier à l'École Nationale Polytechnique et m'avoir donné le courage et la force d'accomplir ce modeste travail.

Je tiens à remercier mes deux directrices de thèse M<sup>me</sup> D. CHERID et M<sup>me</sup> H. MOHABEDDINE pour m'avoir soutenu et orienté tout au long de ce travail. J'adresse également mes plus vifs remerciements au Pr. B. TILIOUINE, pour son implication effective, ses conseils, ses explications, et son dévouement moral et éthique. Je remercie également le Pr. M. HAMMOUTENE et le Mr. A. TADJADIT pour le temps et l'attention qu'ils auront consacrés pour examiner ce travail.

Qu'il me soit permis d'adresser ma profonde gratitude à tout le corps enseignant de l'ENP, en particulier, à tous les enseignants du département Génie Civil qui ont tous contribué à ma formation d'Ingénieur et qui, je n'en doute pas, n'ont ménagé aucun effort pour accomplir leur noble mission de formateur.

Je remercie également, les responsables de l'Agence Nationale des Barrages et des Transferts (ANBT), pour leurs concours et pour nous avoir transmis les données nécessaires afin de mener à bien ce travail.

Enfin, j'adresse mes sincères remerciements à toutes les personnes ayant contribué de près comme de loin à l'aboutissement de mon projet de fin d'études.

## *Dédicaces*

*En signe de respect et de reconnaissance je dédie ce modeste travail à :*

*Mes parents,*

*Mes frères et sœurs,*

*Ainsi qu'à toute ma famille et à tous mes amis.*

*Louanges et Grâce à Dieu tout puissant et vive la patrie...*

## ملخص

هذه المذكرة تحتوي على تحليل أثر الضغط الديناميكي المائي المتولد عن الاهتزازات الزلزالية الممارسة على السطح الأمامي للسدود، وكذلك مناقشة ومحاولة تقييم آثار الجملّة المائع-هيكل وتأثير تفاعل الخلفية الماصة على الخصائص الديناميكية للسد الثقلي.

يتم إجراء مقارنة بين النتائج التي تم الحصول عليها باستعمال طريقة مبسطة مع تلك التي حصلت بطريقة العناصر المنتهية.

**مفتاحية:** سد ثقلي، تأثير مائع-هيكل، خلفية ماصة، طريقة مبسطة، الضغط الديناميكي المائي.

## Résumé

L'effet des surpressions hydrodynamiques exercées sur les parements amont de barrages soumis aux mouvements sismiques des sols, constitue un facteur important dans la conception de ces structures. Dans ce présent travail, il sera question de l'investigation et l'évaluation des effets d'interaction fluide-structure et de l'effet du fond absorbant et leurs influences sur les caractéristiques dynamiques d'un barrage-poids. Une comparaison des résultats obtenus par une approche simplifiée est faite avec ceux obtenus par calcul en éléments finis.

**Mots clés :** Barrage-poids, Interaction fluide-structure, fond absorbant, méthode simplifiée, pression hydrodynamique.

## Abstract

The effect of hydrodynamic pressures exerted on the upstream face of dams subjected to ground motion is an important factor in the design of these structures. In this present work, we will discuss the investigation and the assessment of the effects of fluid-structure interaction, the effect of the absorptive reservoir bottom materials and the influence on the dynamic characteristics of a gravity dam. A comparison of results obtained by a simplified method is made with those obtained by finite element calculation.

**Key words:** Gravity dam, fluid-structure interaction, absorptive reservoir bottom, simplified method, hydrodynamic pressure.

# Table des matières

INTRODUCTION GÉNÉRALE .....	1
1 CHAPITRE I : GÉNÉRALITÉS	
1.1 Introduction .....	3
1.2 Définition du barrage .....	3
1.3 Rôles des barrages .....	3
1.4 Particularités .....	4
1.5 L'évolution des barrages à travers l'Histoire .....	4
1.6 Les différents types de barrages.....	5
1.6.1 Introduction.....	5
1.6.2 Barrage en béton .....	5
1.6.3 Barrage en remblai.....	7
1.7 Conclusion.....	7
2 CHAPITRE II : BARRAGE-POIDS	
2.1 Introduction .....	9
2.2 Actions et sollicitations.....	9
2.2.1 Charges permanentes .....	10
2.2.2 Charges variables.....	10
2.2.3 Charges exceptionnelles.....	10
2.3 Condition de stabilité.....	11
2.3.1 Sécurité au reversement .....	11
2.3.2 Sécurité au glissement .....	11
2.4 Comportement d'un barrage-poids en cas de séisme .....	12
3 CHAPITRE III : LES SEISMES	
3.1 Introduction .....	14
3.2 Origine et causes du séisme .....	14
3.3 Ondes sismiques .....	15
3.3.1 Les ondes de volume.....	15
3.3.2 Les ondes de surfaces .....	16
3.4 Intensité et magnitude d'un séisme .....	18

3.4.1	Intensité.....	18
3.4.2	Magnitude.....	19
3.5	Conclusion.....	20
4	CHAPITRE IV : MÉTHODE GÉNÉRALISÉE ÉQUIVALENTE	
4.1	Introduction .....	22
4.2	Formulation de la méthode.....	22
4.3	Conclusion.....	25
5	CHAPITRE V : MÉTHODE SIMPLIFIÉE.....	16
5.1	Introduction .....	27
5.2	Système considéré.....	27
5.3	Equation du mouvement .....	28
5.4	Cas d'une excitation harmonique .....	30
5.5	Forces latérales équivalentes .....	32
5.6	Propriétés de vibration du barrage .....	34
5.7	Pressions hydrodynamiques .....	35
5.8	Masse et charge effective généralisées .....	35
5.9	Correction statique pour les modes supérieurs.....	37
5.10	Combinaison des réponses .....	37
5.11	Calcul des contraintes .....	38
5.12	Conclusion .....	38
6	CHAPITRE VI : CAS PRATIQUE DU BARRAGE DE BOUZINA	
6.1	Introduction .....	40
6.2	Barrage-poids de Bouzina.....	40
6.3	Déformée prescrite.....	41
6.4	Spectre de réponse de calcul.....	43
6.5	Procédure de calcul .....	43
6.6	Étapes de calcul .....	45
6.6.1	Calcul des coefficients de masse et de charge généralisés .....	45
6.6.2	Calcul des forces latérales équivalentes .....	48
6.6.3	Calcul des moments de flexion et des contraintes amont et aval .....	52
6.7	Comparaison des résultats .....	57
6.8	Interprétation et discussion des résultats .....	59

CONCLUSION GÉNÉRALE.....	62
ANNEXE A : RAPPEL DE DYNAMIQUE	
1.1 Système considéré.....	64
1.2 Méthodes de formulation.....	64
1.2.1 Ecriture directe de l'équilibre dynamique .....	64
1.2.2 Application du principe de Hamilton.....	65
ANNEXE B	
Bibliographie	

# Liste des figures

Fig 1.1 Coupe 2D barrage poids. ....	5
Fig 1.2 Barrage à contrefort de Daniel Johnson au Canada. ....	6
Fig 1.3 Coupe 2D barrage voute. ....	6
Fig 2.1 Sollicitations barrage poids. ....	9
Fig 3.1 Plaques tectoniques. ....	14
Fig 3.2 Schéma épicentre et foyer. ....	15
Fig 3.3 Effet des ondes P sur le milieu traversé. ....	16
Fig 3.4 Effet des ondes S sur le milieu traversé. ....	16
Fig 3.5 Effet des ondes de Love sur le milieu traversé. ....	17
Fig 3.6 Effet des ondes de Rayleigh sur le milieu traversé. ....	17
Fig 4.1 Structure réelle traitée comme un système à un degré de liberté. ....	23
Fig 5.1 Système barrage réservoir. ....	27
Fig 6.1 Situation du barrage de Bouzina (Batna, Algérie). ....	40
Fig 6.2 Profil type du barrage de Bouzina. ....	41
Fig 6.3 Spectre de réponse de calcul RPA normalisé pour la région de Batna, Algérie. .	43
Fig 6.4 Coordonnées des blocs aux faces amont et aval du barrage. ....	47
Fig 6.5 Max contraintes principales dynamiques (en MPa) données par la méthode simplifiée (à gauche), et par la méthode raffinée par MEF (à droite). ....	57
Fig A.1 Système idéalisé à un seul degré de liberté : (a) composantes élémentaires, (b) forces participant à l'équilibre. ....	64



# Liste des tableaux

Tab 3.1 Echelle de Mercalli modifiée. ....	18
Tab 3.2 Echelle de Richter.....	19
Tab 5.1 Valeurs standards pour $A_p$ , le coefficient des forces de pressions dans $L_1$ ; $\alpha=1$ .....	36
Tab 5.2 Valeurs standards pour $A_p$ , le coefficient des forces de pressions dans $L_1$ ; $\alpha=0.90, 0.75, 0.50, 0.25, 0$ . ....	36
Tab 6.1 Valeurs de la déformée prescrite $\phi(y)$ du mode fondamental de vibration. .	42
Tab 6.2 Paramètres géométrique et mécanique du barrage de Bouzina.....	45
Tab 6.3 Paramètres méthode simplifiée.....	45
Tab 6.4 Paramètres méthode simplifiée (suite). ....	46
Tab 6.5 Calcul des coefficients de masse et charge généralisées.....	467
Tab 6.6 Propriétés supplémentaires du model simplifié. ....	48
Tab 6.7 Forces latérales équivalentes – Mode fondamental de vibration. ....	49
Tab 6.8 Forces latérales équivalentes (correction statique) – Modes supérieurs de vibration.....	50
Tab 6.9 Forces latérales équivalentes sur le barrage de Bouzina due au spectre de réponse du RPA. ....	51
Tab 6.10 Contrainte de flexion – Mode fondamental de vibration. ....	52
Tab 6.11 Contrainte de flexion – Modes supérieurs de vibration.....	53
Tab 6.12 Max. contraintes principales – Mode fondamental de vibration. ....	54
Tab 6.13 Max. contraintes principales – Modes supérieurs de vibration.....	55
Tab 6.14 Combinaison des Max. contraintes principales – Contraintes dynamiques. ...	56
Tab 6.15 Comparaison des résultats obtenus avec la méthode simplifiée et la méthode raffinée (exacte). ....	58
Tab B.1 Valeurs standards pour $R_r$ et $\xi_r$ .....	68
Tab B.2 Valeurs standards pour la fonction hydrodynamique $p_0$ . ....	69
Tab B.3 Valeurs standards pour la fonction hydrodynamique $p$ , pour $H/H_s = 1$ et $\alpha = 0.50$ . ....	70

# Liste des symboles

- $A_p$  =  $\int \frac{2gp(y)}{wH} dy$ , quand  $H/H_s = 1$  (*sans unité*).
- $a_g$  = Accélération maximale du mouvement (*Unité g*).
- $B_1$  = Coefficient.
- $C$  = Vitesse des ondes de pression dans l'eau.
- $E_f$  = Module d'élasticité de Young du sol de fondation.
- $E_s$  = Module d'élasticité de Young du corps du barrage en béton.
- $F_{st}$  = Force hydrostatique.
- $g$  = Accélération de la gravité.
- $H$  = Hauteur d'eau du réservoir (*Unité m*).
- $H_s$  = Hauteur du barrage (*Unité m*).
- $L_1$  et  $\tilde{L}_1$  = Coefficients de charges généralisées.
- $M_1$  et  $\tilde{M}_1$  = Coefficients de masses généralisées.
- $m_s(x, y)$  = Distribution de masse de béton du barrage.
- $p_0(y)$  = Pression hydrodynamique appliquée sur un barrage rigide en supposant l'eau incompressible (*Unité tonne/m*).
- $p(y, \tilde{T}_1)$  = Pression hydrodynamique appliquée sur la face amont due aux vibrations du mode fondamental (*Unité tonne/m*).
- $R_f$  = Coefficient tenant compte de l'interaction sol-barrage (*sans unité*).
- $R_r$  = Coefficient tenant compte de l'interaction fluide-barrage (*sans unité*).
- $R_w$  = Rapport de période (*sans unité*).
- $r_1$  = Réponse due au mode fondamentale.

- $r_{sc}$  = Réponse due aux modes supérieurs.
- $r_d$  = Réponse dynamique combinée.
- $S_a(\tilde{T}_1, \tilde{\xi}_1)$  = Ordonnée de la pseudo-accélération du spectre de réponse de calcul, pour une période  $\tilde{T}_1$  est un amortissement  $\tilde{\xi}_1$  (*Unité g*).
- $T_1$  = Période de vibration du barrage avec réservoir vide et sol de fondation rigide (*Unité s*).
- $\tilde{T}_1$  = Période de vibration du barrage avec toutes les interactions (*Unité s*).
- $\tilde{T}_1^r$  = Période de vibration fondamentale du plein d'eau (*Unité s*).
- $T_r$  = Période de vibration du barrage avec prise en compte de l'interaction fluide-structure uniquement (*Unité s*).
- $t$  = Temps (*Unité s*).
- $w$  = Poids volumique de l'eau (*Unité tonne/m<sup>3</sup>*).
- $w_s$  = Poids volumique du béton (*Unité tonne/m<sup>3</sup>*).
- $w_s(y)$  = Poids volumique du béton, pour 1 mètre de l'longueur et 1 mètre de hauteur (*Unité tonne/m*).
- $x$  = Coordonné suivant la largeur du barrage (*Unité m*).
- $y$  = Coordonné suivant la hauteur du barrage (*Unité m*).
- $\alpha$  = Coefficient de réflexion d'ondes aussi appelé coefficient d'absorption (*sans unité*).
- $\xi_1$  = Taux d'amortissement sur sol rigide et réservoir vide (*sans unité*).
- $\tilde{\xi}_1$  = Taux d'amortissement tenant compte de l'interaction fluide-barrage et du fond absorbant ainsi que de l'interaction sol-barrage (*sans unité*).
- $\phi$  = Déformée prescrite du barrage au mode fondamental de vibration.

# INTRODUCTION GÉNÉRALE

L'évaluation de la réponse dynamique d'un barrage poids en béton soumis à une excitation sismique est une étape fondamentale dans la conception d'une telle structure. De récentes recherches [1] ont démontré l'importance des effets d'interaction fluide-structure, d'absorption des couches sédimentaire du fond du barrage et de l'effet d'interaction du barrage avec le sol de fondation.

Notons, qu'avant d'entamer une étude d'un ouvrage, il est recommandé de passer en revue les différentes méthodes analytiques existantes et les programmes de calcul numérique, qui soit dit en passant, sont connus pour être laborieux à mettre en place.

C'est pourquoi il serait plus judicieux d'utiliser une méthode qui puisse à la fois prendre en compte les effets d'interaction sus citées, et être facile à mettre en oeuvre, dans l'optique d'entreprendre des pré-dimensionnements de nouveaux barrages ou des vérifications de sécurité pour ceux déjà érigés. Une telle méthode a été développée pour inclure ces effets d'interaction en prenant compte les contributions du mode fondamental et des modes supérieurs de vibration.

Dans cette procédure le mode fondamental de vibration d'un barrage poids est modélisé par un système à un seul degré de liberté équivalent. Ayant une période de vibration dite naturelle et un coefficient d'amortissement qui tient compte de l'effet absorbant des couches sédimentaires déposées sur le fond du réservoir ainsi que de la présence d'eau dans le réservoir.

Les pressions hydrodynamiques en amont du barrage sont alors calculées pour permettre la détermination des forces latérales à l'interface fluide-barrage.

Dès lors, il paraît judicieux d'entreprendre une étude pour l'évaluation des contraintes pour avoir une idée plus concrète des effets d'interaction sus cités. Enfin, une comparaison des résultats de la méthode simplifiée est faite avec ceux obtenus par la méthode des éléments finis.

# CHAPITRE I : GÉNÉRALITÉS

### 1.1 Introduction

De tout temps et à travers tout lieu, l'homme a toujours cherché à disposer de réserves d'eau non seulement pour assurer ses besoins vitaux et économiques, mais aussi pour se prémunir et se protéger contre les crues et l'érosion.

C'est dans cette optique que l'Histoire retenait l'apparition des premiers barrages importants – souvent appelés « pyramides utiles » à cause de leurs dimensions hors normes – érigés au cœur même des plus grandes civilisations qui ont foulé cette terre, en particulier au nord de la vallée du Nil, en Mésopotamie, en Chine et en Asie Mineure.

### 1.2 Définition du barrage

Par définition, un barrage est un ouvrage hydraulique qui « barre » sur toute la largeur, une section d'une vallée et crée ainsi une cuvette artificielle géologiquement étanche.

Par ailleurs, ces pyramides utiles possèdent des propriétés qui leur sont singulières au regard du reste de la palette d'ouvrages en Génie Civil. Ce sont des structures complexes que l'on considère comme des systèmes.

Il n'existe pas de meilleure méthode pour leur construction. En réalité, la démarche de construction d'un barrage se veut évolutive, pragmatique et récursive et est propre à chaque barrage.

Enfin, la construction d'un barrage nécessite une équipe pluridisciplinaire d'ingénieurs de toutes spécialités : Génie Civil, Hydraulique, Géologie en passant par le Génie de l'Environnement ; cela étant les aspects juridique et économique n'en sont pas moins importants bien au contraire.

### 1.3 Rôles des barrages

Le fait d'entreprendre la construction d'un barrage n'est pas pris à la légère et doit faire l'objet d'une réflexion bien murie. Car cet acte influence et bouleverse l'environnement local du site d'implantation de l'ouvrage. Quant aux raisons principales qui motivent et justifient cette intervention elles sont de deux types :

- **Stockage et réserves** : l'utilisation de l'eau pour sa consommation, exploitation du potentiel hydroélectrique pour la transformation d'énergie en passant par l'irrigation et le soutien à l'économie touristique et aux activités de loisir et de détente.
- **Protection** : le rôle d'un barrage et la raison de sa création est aussi motivée par le souhait de représenter une solution pour pallier aux

problèmes de pénuries d'eau, d'inondation que rencontre certaines régions sous couvert de différentes conditions climatiques.

### 1.4 Particularités

La réalisation d'un barrage nécessite des études préliminaires qui s'étalent souvent sur plusieurs années voir des décennies pour certain grand projet, en plus d'impliquer plusieurs disciplines de l'ingénierie.

Au-delà, l'aménagement d'un barrage requière la satisfaction des critères essentiels suivants :

- Le barrage doit être techniquement réalisable,
- Economiquement viable et justifiable,
- Socialement applicable,
- Et écologiquement défendable.

Des critères d'évaluation plus connus sous le terme de politique de développement durable.

### 1.5 L'évolution des barrages à travers l'Histoire

Les premiers barrages importants sont nés avec les premières civilisations du monde en particulier dans la vallée du Nil. Là où l'on retrouve les plus vieux vestiges jamais connus qui daterait de l'Égypte antique réalisé entre 2750 et 2950 avant JC. D'une hauteur de 14m et d'une longueur de plus de 113m, il a été principalement conçu en matériaux meubles et en terre argileuse. D'une capacité évaluée à 0.5 million de m<sup>3</sup>, il servait à l'irrigation des terres en période de sécheresse.

L'Histoire démontre qu'à travers l'utilisation de matières meubles les constructeurs ont voulu assurer l'étanchéité de la structure. Les remblais ou murs de maçonnerie disposés de part et d'autre en amont et en aval servaient quant à eux de renforts structuraux pour assurer la stabilité de l'ouvrage.

La construction des barrages a connu une évolution significative au Moyen Age en Europe aux XI et XV siècles ainsi qu'au lendemain de la révolution industrielle avec l'apparition des premiers barrages à vocation hydroélectriques.

Enfin, la construction des barrages fut marquée au fer rouge au XX siècle de notre ère avec l'apparition du matériau béton.

### 1.6 Les différents types de barrages

#### 1.6.1 Introduction

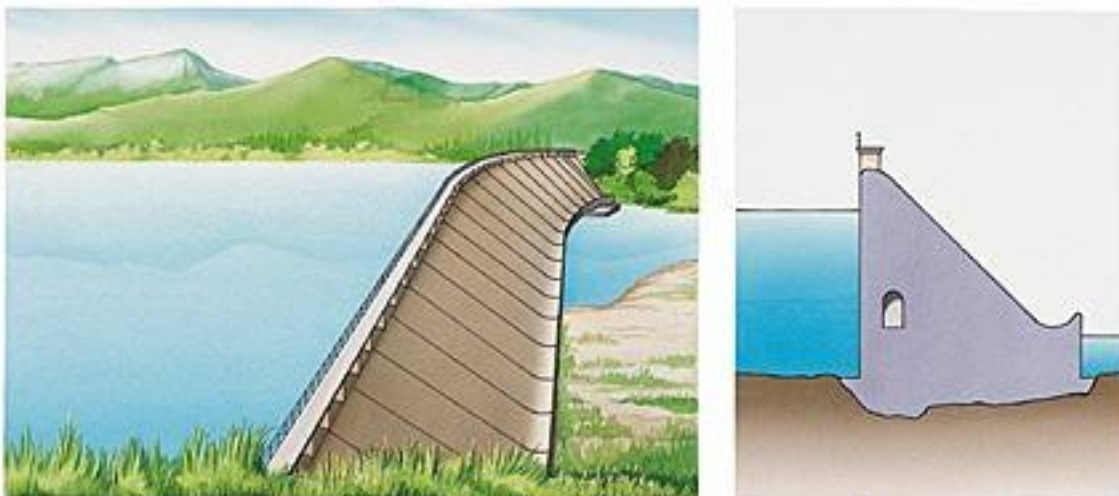
La nature des matériaux de construction des barrages est un fait déterminant dans le classement des barrages [3]. En effet, ces derniers se répartissent en deux grandes familles bien distinctes : la famille des barrages en remblai et celle des barrages en béton. Une première approche simplificatrice qui nous permet d'englober tout type de barrages érigés à ce jour, mais comme toute simplification cette dernière reste assez floue quant aux spécifications de chaque type.

#### 1.6.2 Barrage en béton

Les barrages en béton sont le plus souvent érigés sur des fondations rocheuses qui ont un module de déformation (*Module de Young*) très élevé. On distingue trois grands types de barrages. Cette classification des barrages se fait sur la base de critères tels que la forme adoptée, la nature de leur système statique et leur manière de s'opposer à la poussée de l'eau.

##### 1. Barrage-poids :

- Barrage-poids massif,
- Barrage-poids voute,
- Barrage en béton compacté au rouleau (*BCR*).



*Fig 1.1 Coupe 2D barrage poids.*



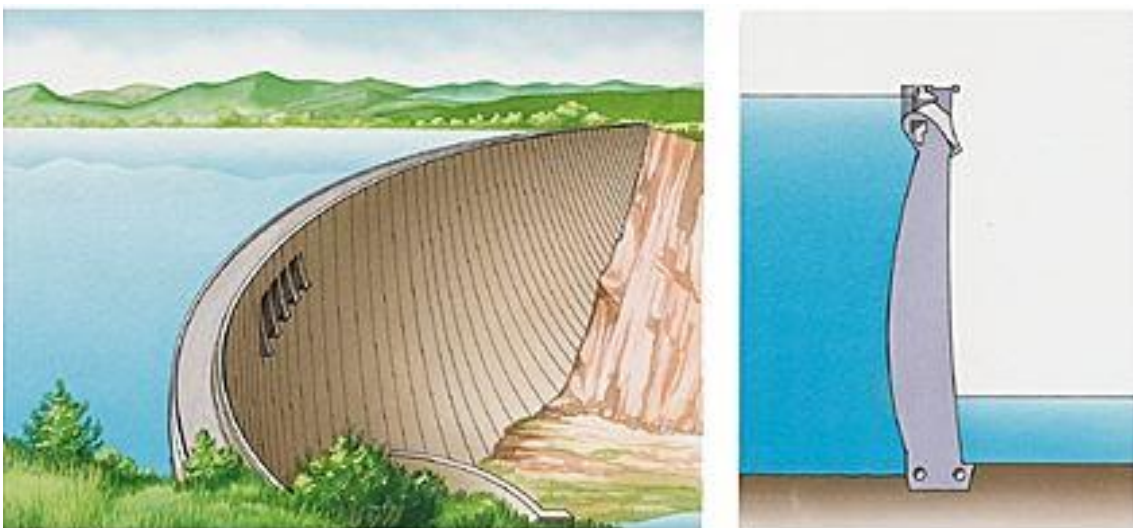
### 2. Barrage à contreforts (*Barrage à voutes multiples*)



*Fig1.2 Barrage à contrefort de Daniel Johnson au Canada.*

### 3. Barrage-voûte :

- Barrage à voûte épaisse,
- Barrage à voûte mince,
- Barrage à voûte à double courbure.



*Fig 1.3 Coupe 2D barrage voûte.*

Tous ces barrages ont certes un point commun, celui d'être construit en béton de masse non armé mis à part les barrages ayant des sections « minces » où

l'effet de la température est prépondérant. Et pour lesquels, le recours à des armatures peut s'avérer nécessaire.

Par ailleurs, la géométrie de ces structures en béton est optimisée pour n'être soumise qu'à la compression, hormis les parties supérieures des barrages qui peuvent être soumises à des effets de traction par flexion dus aux effets d'interaction qu'on abordera plus bas (*cf. chap.5*).

### 1.6.3 Barrage en remblai

Les barrages en remblai sont constitués essentiellement de matériaux granulaires naturels meubles prélevés à proximité de l'ouvrage. On distingue deux types de barrage en remblai : les barrages en terre et les barrages en enrochement (*matériau de carrière concassé*).

#### 1. Barrage en terre :

- Barrage en terre homogène,
- Barrage en terre zonée,
- Barrage en terre et noyau d'argile,
- Barrage en terre à masque amont (*en béton ou bitume*),
- Barrage en terre à membrane interne (*géotextile, bitume ou argile*).

#### 2. Barrage en enrochement :

- Barrage en enrochement à noyau d'argile,
- Barrage en enrochement à masque amont (*en béton ou bitume*),
- Barrage en enrochement à écran interne d'étanchéité en béton bitumeux.

On remarque que là encore les barrages en remblai suscités, ont un point commun ou plutôt un problème commun qui est celui de l'étanchéité. Pour résoudre ce problème chaque type de barrage arbore sa solution : parement des parois, mise en place de membranes en matériaux réputés pour être plus étanche que le sol en lui-même.

## 1.7 Conclusion

Les barrages sont donc des structures atypiques et dont la forme et la conception s'accorde avec le milieu dans lequel, elles seront implantées. Notons, qu'il n'y a pas de variante ou de méthode de conception idéale. Le processus de design est assez complexe, étant pris dans son ensemble.

## CHAPITRE II : BARRAGE-POIDS

## 2.1 Introduction

Comme cité dans le chapitre précédent, les barrages poids en béton ne sont qu'un type de barrages en béton. La particularité de ces derniers est qu'ils résistent à la poussée de l'eau grâce à leur masse importante, d'où leur surnom de barrage « gravité ».

## 2.2 Actions et sollicitations

Au cours de sa construction et durant son exploitation le barrage sera soumis à des charges (*actions*) non négligeables qui vont agir sur sa structure propre et vont entraîner des contraintes et déformations.

Par soucis de clarté, les charges entrant dans les calculs de vérifications des barrages sont distribuées en groupes ou en familles de sollicitations. Les charges sont ainsi réparties selon leur mode d'application dans trois catégories. [3]

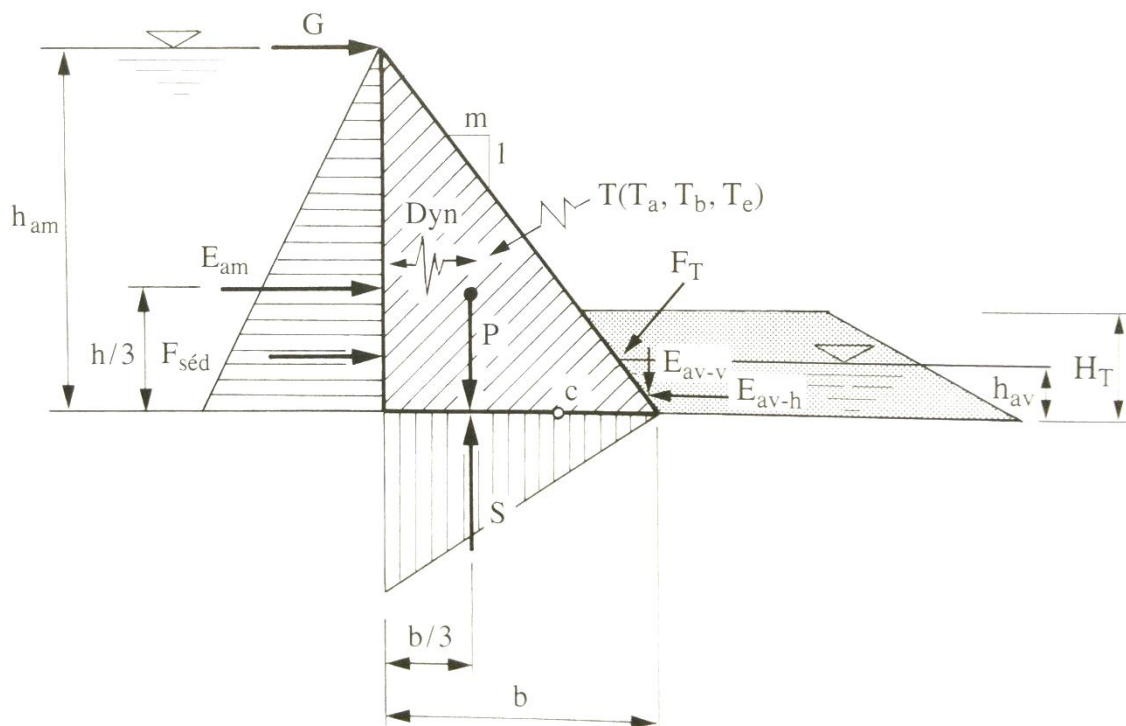


Fig 2.1 Sollicitations barrage poids [3].

### 2.2.1 Charges permanentes

Peuvent être considérées comme charges permanentes :

- Poids propre (*structure, vannes*) – ( $P$ ),
- Poussée des terres (*remblai*) – ( $E_{av-h}$ ),
- Éléments d'encrages.

*En présence d'eau permanente :*

- Poussée de l'eau – ( $E_{am}$ ),
- Sous-pressions – ( $S$ ),
- Pressions interstitielles.

### 2.2.2 Charges variables

Elles varient en fonction des conditions d'exploitation, d'autres sont fonction de conditions naturelles.

Peuvent être considérées comme charges variables :

- Poussée des eaux,
- Poussée des sédiments – ( $F_{séd}$ ),
- Sous-pressions,
- Température du béton – ( $T$ ),
- Neige,
- Poussée des glaces,
- Charges roulantes.

### 2.2.3 Charges exceptionnelles

Elles surviennent en général suite à des événements naturels parfois violents dont les effets peuvent être soudains et de durée limitée.

Peuvent être considérées comme charges exceptionnelles :

- Crues,
- Séisme,
- Avalanche,
- Lave torrentielle,
- *Chute d'aéronef.*

## 2.3 Condition de stabilité

Trois principes fondamentaux gouvernent la statique des barrages poids [3].

- Le poids propre du barrage s'oppose à la poussée de l'eau par le frottement résultant sur la fondation ;
- Le béton du barrage non armé, ne supporte en principe aucune contrainte de traction, sous aucun cas de charge ;
- Chaque bloque est stable par lui-même.

### 2.3.1 Sécurité au reversement

La vérification au reversement consiste à ce que la somme des moments des forces stabilisatrices rapportée à la somme des moments des forces renversantes (*déstabilisatrices*) soit supérieur au coefficient de sécurité fixé par les normes en vigueur considérées.

$$\frac{\sum M_{stabilisants}}{\sum M_{renversants}} > S_c \quad (2.1)$$

Où :

$\sum M_{stabilisants}$  : Est la somme des moments des forces stabilisatrices.

$\sum M_{renversants}$  : Est la somme des moments des forces déstabilisatrices.

$S_c$  : Coefficient de sécurité au reversement, généralement pris égal [3] à 1.5.

### 2.3.2 Sécurité au glissement

Le risque de glissement est principalement accru à mesure que la poussée de l'eau en amont augmente. La sécurité au glissement est définie comme le rapport entre les forces résistantes et les forces de poussées horizontales :

La résistance au sol s'exprime par la relation de Mohr-Coulomb issue de la mécanique des sols :

$$R = \sum F_{verticales} \times \tan(\phi) + C \quad (2.2)$$

Où :

$R$  : Force de résistance au glissement.

$\sum F_{verticales}$  : Résultante des forces verticales perpendiculaires à la fondation.

$\phi$  : Est l'angle de frottement interne effectif de la surface de glissement considérée.

$C$  : est la cohésion effective sur la surface comprimée de glissement considérée.

En pratique la cohésion est souvent négligée soit parce qu'elle est faible, soit parce que la fissuration des rochers ou du béton la rendent inexistante.

D'où la condition au glissement considérée :

$$\frac{R}{\sum F_{glissements}} > S_s \quad (2.3)$$

Où :

$\sum F_{glissement}$  : Est la somme des forces de poussée induisant un glissement de la structure.

$S_s$  : Coefficient de sécurité au glissement, généralement pris [3] égal à 1.5.

## 2.4 Comportement d'un barrage-poids en cas de séisme

Le comportement réel d'un barrage en cas de séisme est un des problèmes les plus complexes auxquels est confronté l'ingénieur et ce pour différentes raisons :

- Le comportement dynamique d'une structure aussi massive est fortement non linéaire est non élastique ;
- L'interaction entre la masse d'eau et la structure doit tenir compte de la compressibilité de l'eau, qui peut être importante dans certains cas ;
- L'interaction entre le sol et la structure est essentielle du point de vue de la dissipation d'énergie.

La formation de fissures dans le béton et la présence des joints entre les plots rendent le comportement fortement non linéaire. Dans les barrages poids les fissures apparaissent le plus souvent dans la partie supérieure du profil, non loin du couronnement là où les amplitudes (*déplacements*) sont les plus importantes.

## CHAPITRE III : LES SEISMES



### 3.1 Introduction

Cette partie a pour objet de présenter le phénomène sismique dans son ensemble. Il s'agira de comprendre le déroulement ainsi que les effets que peuvent engendrer les séismes sur la stabilité des ouvrages.

Pour être en mesure de construire des ouvrages comme les barrages en zone sismique, il est nécessaire d'identifier ces zones, donc de comprendre le mécanisme générateur des séismes, puis de caractériser un séisme par un certain nombre de grandeurs directement utilisables par l'ingénieur. L'objet de ce chapitre est donc de fournir ces éléments.

### 3.2 Origine et causes du séisme

Le séisme est un phénomène lié à l'existence de mouvements tectoniques des plaques continuellement en action qui soulèvent et créent des chaînes de montagnes et creusent des tranchées océaniques.

Ces mouvements affectent une quinzaine de plaques tectoniques et engendrent des contraintes sur les lignes de contact des plaques. Lorsque ces contraintes deviennent trop importantes et supérieures à la résistance au frottement, une rupture brutale se produit. L'énergie emmagasinée sous forme d'énergie potentielle est alors libérée sous forme d'énergie cinétique à la suite duquel un nouvel état provisoire de stabilité est réalisé. La figure ci-dessous Fig.(3.1) nous montre la répartition de ces différentes plaques constituant la surface du globe.

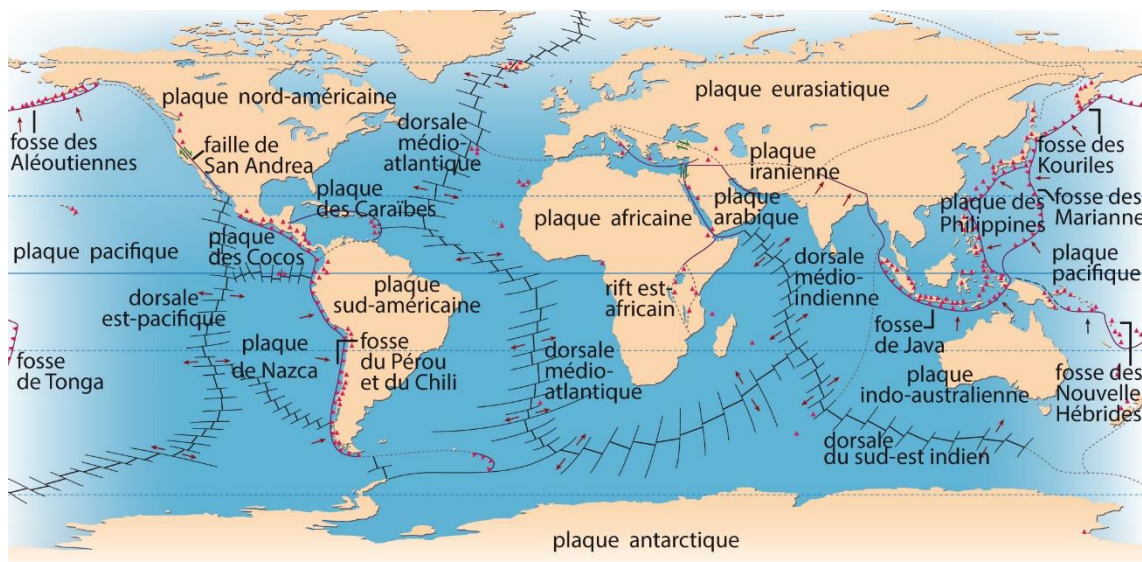


Fig 3.1 Plaques tectoniques.

Il résulte de cette description qu'il existe des régions du monde à plus ou moins haut risque sismique, suivant leur localisation géographique par rapport à ces zones de jonctions des « plaques ».

### 3.3 Ondes sismiques

On appelle le point d'origine d'un tremblement de terre « l'hypocentre » ou « foyer ». Il se situe en général entre la surface et à moins 700 km en dessous de la surface terrestre. On parle souvent aussi de « l'épicentre » qui lui est le point situé à la surface de la Terre, à la verticale du foyer.

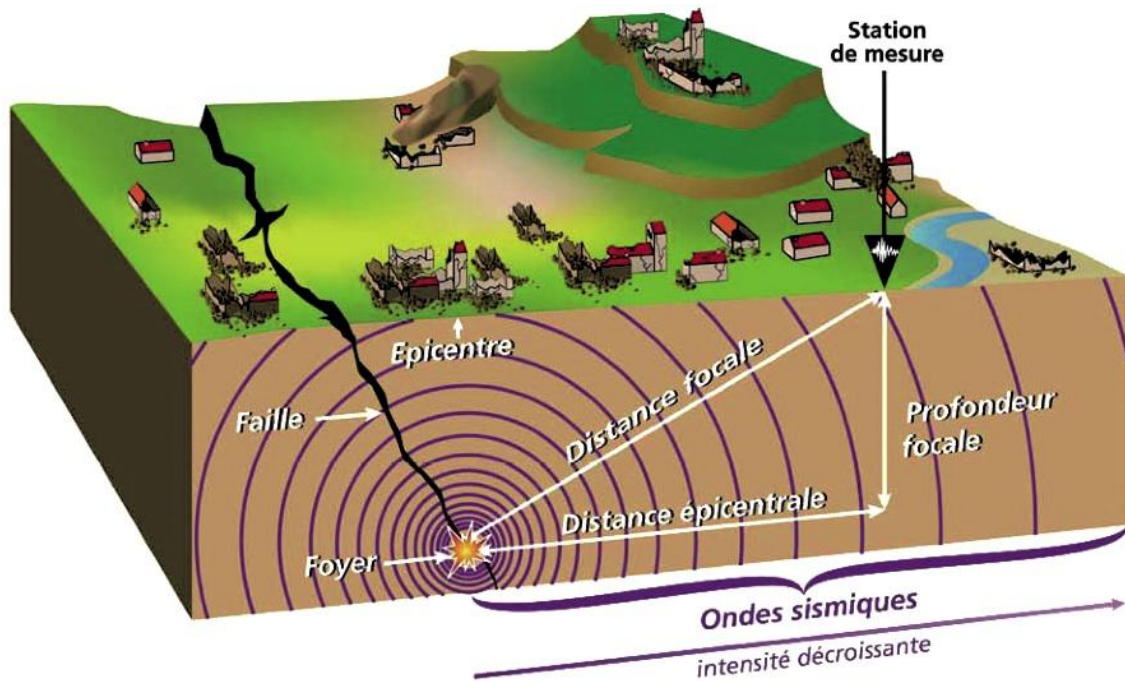


Fig 3.2 Schéma épicentre et foyer.

Les tremblements de Terre sont à l'origine de la création d'ondes sismiques, enregistrées à l'aide de sismographes ou d'accélérographes. Elles (*ondes*) sont libérées sous forme de paquets d'ondes, on en distingue plusieurs types. Les ondes de volume qui se propagent dans toutes les directions et les ondes de surface qui se propagent parallèlement à sa surface. Elles se succèdent et se superposent sur les enregistrements des sismographes.

#### 3.3.1 Les ondes de volume

##### a) Les ondes P

Les ondes P ou ondes Primaires sont des ondes de compression longitudinales. Elles compressent puis dilatent successivement le sol, parallèlement à la direction

de leur propagation. Ce sont les ondes les plus rapides pouvant atteindre des vitesses de 14km/s.

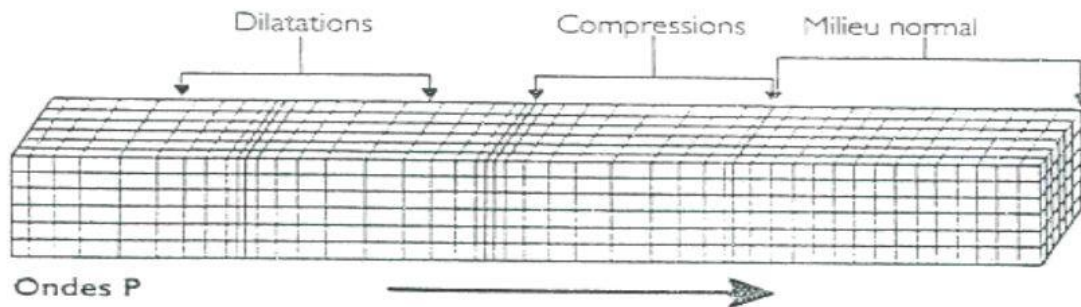


Fig 3.3 Effet des ondes P sur le milieu traversé.

### b) Les ondes S

Les ondes S ou ondes Secondaires sont des ondes de cisaillement transversales. Pendant leur passage, les mouvements du sol s'effectuent perpendiculairement au sens de propagation de l'onde. Ces ondes ont la particularité de ne pas se propager dans les milieux liquides. Leur vitesse est plus lente que celle des ondes P (environ 1.7 fois plus lentes). Elles apparaissent en second sur les sismogrammes.

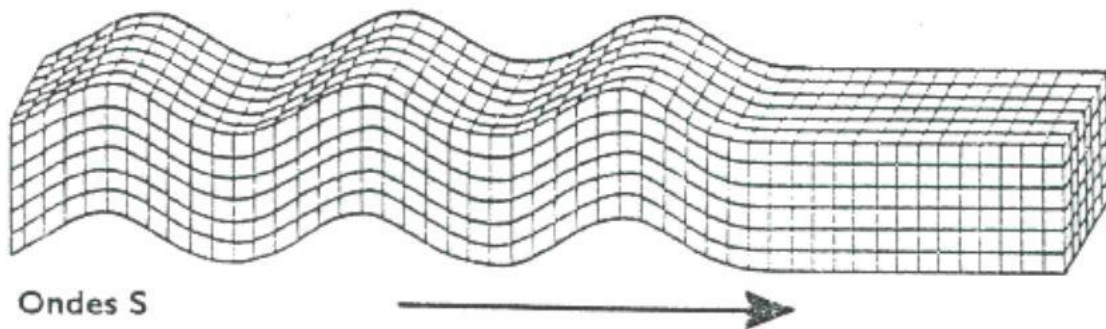


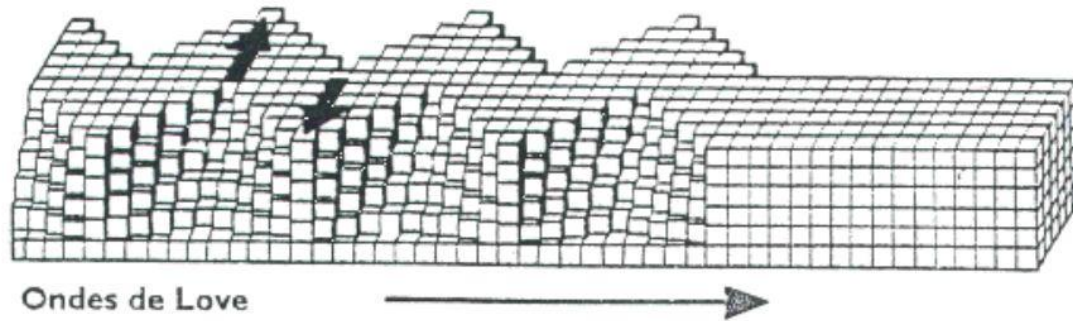
Fig 3.4 Effet des ondes S sur le milieu traversé.

### 3.3.2 Les ondes de surfaces

Les ondes de surface ne se créent pas au niveau du foyer comme les ondes de volume. Lorsque les ondes de volume atteignent la surface, celles-ci sont modifiées et deviennent des ondes de surface. Ces ondes ont la particularité de ne se propager que dans la croûte et le manteau supérieur. Les deux types les plus connus sont les ondes de Love et les ondes de Rayleigh.

### a) Les ondes de Love

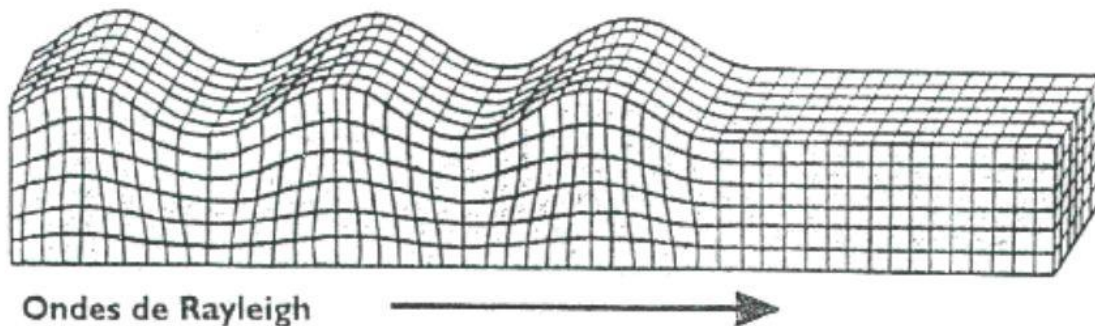
Elles se propagent seulement dans les solides non homogènes. Ce sont des ondes transversales polarisées dans le plan horizontal. Le déplacement est essentiellement le même que celui des ondes S mais sans mouvement vertical. Les ondes de Love provoquent un ébranlement horizontal qui est la cause de nombreux dégâts aux fondations des édifices.



*Fig 3.5 Effet des ondes de Love sur le milieu traversé.*

### b) Les ondes de Rayleigh

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



*Fig 3.6 Effet des ondes de Rayleigh sur le milieu traversé.*

Les ondes de Love se propagent à environ 4 km/s, elles sont plus rapides que les ondes de Rayleigh. Restant en surface, les ondes de Love et de Rayleigh n'y subissent qu'un faible amortissement, ce qui fait qu'on les reçoit avec des amplitudes très supérieures à celles des ondes de volume, et elles sont parfois encore détectables après avoir fait plusieurs fois le tour de la terre.

## 3.4 Intensité et magnitude d'un séisme

On peut caractériser l'importance d'un tremblement de terre ou séisme par l'intermédiaire de différents paramètres.

### 3.4.1 Intensité

L'intensité d'un séisme noté I (*échelle de Mercalli modifiée*), mesure l'importance d'un séisme en un lieu et place donné d'après les manifestations ressenties par la population et les dégâts qu'il a pu provoquer. Pour un séisme donné, l'intensité dépend de la distance à l'épicentre, elle décroît quand cette distance augmente, mais des anomalies peuvent apparaître, dues à des conditions géologiques et topographiques particulières.

Tab 3.1 Echelle de Mercalli modifiée.

Intensité de l'échelle de Mercalli	Effets ressentis
I	Aucun mouvement n'est perçu. Le séisme n'est détecté que par des instruments sensibles et quelques personnes dans des conditions particulières.
II	Quelques personnes peuvent sentir un mouvement si elles sont au repos et/ou dans les étages élevés de grands immeubles.
III	À l'intérieur de bâtisses, beaucoup de gens sentent un léger mouvement. Les objets suspendus bougent. En revanche, à l'extérieur, rien n'est senti.
IV	À l'intérieur, la plupart des gens ressentent un mouvement. Les objets suspendus bougent, mais aussi les fenêtres, plats, assiettes, loquets de porte.
V	La plupart des gens ressentent le mouvement. Les personnes sommeillant sont réveillées. Les portes claquent, la vaisselle se casse, les tableaux bougent, les petits objets se déplacent, les arbres oscillent, les liquides peuvent déborder de récipients ouverts.
VI	Tout le monde sent le tremblement de terre. Les gens ont la marche troublée, les objets et tableaux tombent, le plâtre des murs peut se fendre, les arbres et les buissons sont secoués. Des dommages légers peuvent se produire dans des bâtiments mal construits, mais aucun dommage structural.
VII	Les gens ont du mal à tenir debout. Les conducteurs sentent leur voiture secouée. Quelques meubles peuvent se briser. Des briques peuvent tomber

	des immeubles. Les dommages sont modérés dans les bâtiments bien construits, mais peuvent être considérables dans les autres.
VIII	Les chauffeurs ont du mal à conduire. Les maisons avec de faibles fondations bougent. De grandes structures telles que des cheminées ou des immeubles, peuvent se tordre et se briser. Les bâtiments bien construits subissent de légers dommages, contrairement aux autres qui en subissent de sévères. Les branches des arbres se cassent. Les collines peuvent se fissurer si la terre est humide. Le niveau de l'eau dans les puits peut changer.
IX	Tous les immeubles subissent de gros dommages. Les maisons sans fondations se déplacent. Quelques conduits souterrains se brisent. La terre se fissure.
X	La plupart des bâtiments et leurs fondations sont détruites. Il en est de même pour quelques ponts. Des barrages sont sérieusement endommagés. Des éboulements se produisent. L'eau est détournée de son lit. De larges fissures apparaissent sur le sol. Les rails de chemin de fer se courbent.
XI	La plupart des constructions s'effondrent. Des ponts sont détruits. Les conduits souterrains sont détruits.
XII	Presque tout est détruit. Le sol bouge en ondulant. De grands pans de roches peuvent se déplacer.

### 3.4.2 Magnitude

On entend par la magnitude d'un séisme notée  $M$  (échelle de Richter), une évaluation de la quantité d'énergie libérée au niveau du foyer du tremblement de terre. Cette échelle, définie en 1935, est basée sur le principe d'enregistrement des mouvements du sol effectué en un certain nombre de points d'observations situés à des distances quelconques de l'épicentre. A partir d'une étude statistique, une corrélation entre l'énergie libérée par un séisme et la magnitude a été établie.

*Tab 3.2 Echelle de Richter.*

Description	Magnitude	Energie libérée (équivalent kilogramme explosif C4)	Fréquence
Micro	Moins de 1,9	56	8 000 par jour.
Très mineur	2,0 à 2,9	1.800	1 000 par jour.

Mineur	3,0 à 3,9	56.000	50 000 par an.
Léger	4,0 à 4,9	1.800.000	6 000 par an.
Modéré	5,0 à 5,9	56.000.000	800 par an.
Fort	6,0 à 6,9	1.800.000.000	120 par an.
Très fort	7,0 à 7,9	56.000.000.000	18 par an.
Majeur	8,0 à 8,9	1.800.000.000.000	1 par an.
Dévastateur	9,0 et plus	56.000.000.000.000	1 à 5 par siècle environ.

La magnitude mesure donc l'énergie totale libérée et ne doit évidemment pas être confondue avec l'intensité qui évalue les effets destructeurs en un lieu particulier.

### 3.5 Conclusion

Les séismes faisant partie des charges dynamiques les plus destructrices, il est d'autant plus important de les caractériser et de connaître leurs effets sur la stabilité des structures. À travers le chapitre suivant nous introduirons une méthode permettant l'étude simplifiée d'une structure à plusieurs degrés de liberté.

# CHAPITRE IV : MÉTHODE GÉNÉRALISÉE ÉQUIVALENTE



## 4.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous présenterons la méthode dite « méthode généralisée équivalente » ou SDF pour (*Single Degree of Freedom*). La méthode généralisée équivalente est une méthode d'approximation simplificatrice très puissante puisqu'elle arrive à considérer l'étude dynamique d'une structure à « n » degrés de liberté en un seul système généralisé équivalent à un seul degré de liberté.

## 4.2 Formulation de la méthode

Considérons le cas d'une structure de type barrage-poids dont nous avons explicité plus haut que le comportement était fortement non linéaire et de fait, possédait plusieurs degrés de liberté.

Nous allons tout d'abord nous placer dans un cas de déformation plane. Cette supposition peut s'expliquer par le fait qu'une dimension du barrage est bien plus supérieure aux deux autres. Hypothèse également basée sur les observations des tests en vibration forcée réalisés sur le barrage du Pine Flat (Californie, USA) [4], ainsi que sur la réponse dynamique du barrage de Koyna (*Inde*) [1].

Néanmoins pour approcher le comportement très complexe de cette structure au moyen d'un système à un degré de liberté, il est nécessaire de supposer qu'il (*le barrage*) ne peut fléchir que suivant une allure prédéterminée dite fonction de déformée prescrite notée  $\phi(x, y)$  [5]. L'amplitude du mouvement sera représentée par la coordonnée généralisée  $\gamma(t)$  ; nous formulerons ainsi la fonction de déplacement du barrage  $v(x, y, t)$  de la manière suivante :

$$v(x, y, t) = \phi(x, y) \gamma(t) \tag{4.1}$$

À ce stade de la formulation, nous introduirons une seconde hypothèse simplificatrice, qui consiste à considérer uniquement la composante horizontale de la déformée prescrite, ainsi  $\phi(x, y) \approx \phi(y)$ ; cette approximation est particulièrement vérifiée dans le cas du barrage poids étant donnée la grande rigidité du barrage.

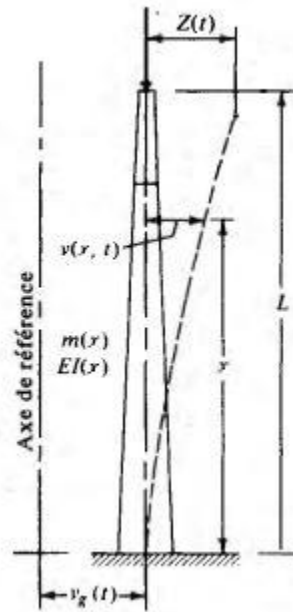


Fig 4.1 Structure réelle traitée comme un système à un degré de liberté.

Dès lors, on choisit généralement la coordonnée généralisée comme le déplacement d'un certain point de référence appartenant au système, en l'occurrence la crête (*sommet*) du barrage.

La fonction de déformée est définie par le rapport adimensionnel du déplacement de chaque point de la structure et de ce déplacement de référence [5] :

$$\phi(y) = \frac{v(y, t)}{\gamma(t)} \quad (4.2)$$

On pourra ainsi formuler à l'aide du principe d'Hamilton (*cf. Annexe A*) l'équation du mouvement d'une façon assez commode. Les énergies cinétique et potentielle de déformation sont données par [5] :

$$T = \frac{1}{2} \int_0^L m(y) [\dot{v}(y, t)]^2 dy \quad (4.3)$$

$$V = \frac{1}{2} \int_0^L EI(y) [\ddot{v}(y, t)]^2 dy \quad (4.4)$$

Où :  $\ddot{v} = \frac{d^2v}{dy^2}$  avec  $v$  étant la coordonnée généralisé du déplacement.

Dans le système considéré, il n'y a pas de charges dynamiques directement appliquées, et on a négligé l'amortissement. Par conséquent le principe d'Hamilton prend forme :

$$\int_{t_1}^{t_2} \delta(T - V) dt = 0 \quad (4.5)$$

On retrouve ainsi [5] :

$$\int_{t_1}^{t_2} [m^* \ddot{\gamma} + k^* \gamma - P_{eff}^*(t)] \delta\gamma dt = 0 \quad (4.6)$$

Où :

$$m^* = \int_0^L m(y) \phi^2 dy = \text{masse généralisée} \quad (4.7)$$

$$k^* = \int_0^L EI(y) (\ddot{\phi})^2 dy = \text{rigidité généralisée} \quad (4.8)$$

$$P_{eff}^* = -\ddot{v}_g \int_0^L m(y) \phi dy = \text{Charge effective généralisée} \quad (4.9)$$

Avec :  $m(y)$  étant la distribution de masse suivant la hauteur.  $E$  et  $I$  sont respectivement, le module de Young et le moment d'inertie.  $EI(y)$  étant la rigidité donnée en fonction de la hauteur.

Comme la variation  $\delta\gamma$  est arbitraire, le terme entre crochet dans l'Eq.(4.6) doit s'annuler ; l'équation du mouvement peut donc finalement s'écrire :

$$m^* \ddot{\gamma}(t) + k^* \gamma(t) = P_{eff}^* \quad (4.40)$$

Ainsi nous retrouvons bien la forme d'une équation de mouvement à un seul degré de liberté (cf. *Annexe A*)

### 4.3 Conclusion

En généralisant une structure à « n » degrés de liberté en un seul système généralisé à un seul degré de liberté, nous recherchons un moyen plus simple d'étudier l'interaction fluide-structure avec fond absorbant. C'est d'ailleurs l'objet du chapitre suivant.

# CHAPITRE V : MÉTHODE SIMPLIFIÉE

## 5.1 Introduction

L'analyse dynamique des barrages poids a connu une longue évolution, en commençant par des méthodes « statiques », « pseudo-statiques » pour le calcul des forces latérales en amont, pour évoluer après vers l'analyse dynamique en considérant les effets d'interaction entre le corps du barrage et l'eau du réservoir.

Il a été démontré [6] que les méthodes traditionnelles de design sont limitées du fait qu'elles considèrent le corps du barrage rigide et l'eau incompressible. Dans le but d'améliorer les procédures de conception des barrages poids, une version simplifiée de l'analyse dynamique générale sur laquelle se basent les logiciels de calculs numériques a été développée. En utilisant cette analyse il a été démontré [6] que l'interaction fluide-structure et la compressibilité de l'eau ont une influence significative dans la réponse dynamique en plus de la composante horizontale du mouvement du sol.

La réponse des structures rigides (*petites périodes de vibration*) à une excitation dynamique est principalement due au mode fondamental. C'est pourquoi, c'est le mode auquel il faut accorder beaucoup d'attention. Il est à noter, que les modes supérieurs ont aussi un effet sur la réponse, que nous incluons dans un second temps.

## 5.2 Système considéré

Le système considéré consiste en un barrage-poids posé sur une couche horizontale de sol rocheux, considéré rigide Fig.(5.1). Nous travaillerons dans un cas de déformation plane (*cf. chap.4*). Dans le but de déterminer les effets hydrodynamiques, et seulement dans cette optique, la face amont du barrage est supposée verticale. Cette hypothèse parait raisonnable dans la mesure où, les fruits amont de tels barrages sont sensiblement faibles.

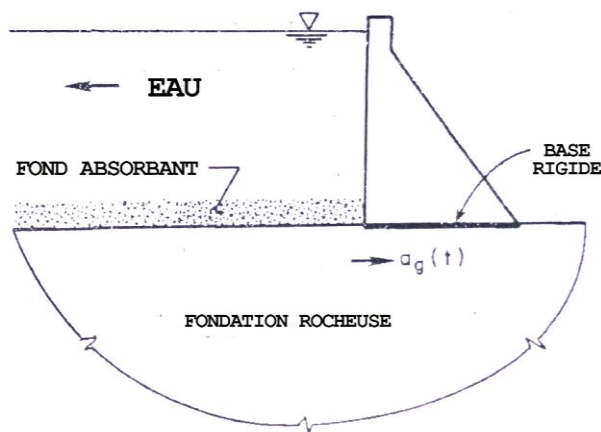


Fig 5.1 Système barrage réservoir.

L'eau du barrage est supposée compressible, de profondeur constante et de longueur infinie dans le sens amont du barrage.

Le fond du réservoir consiste en un ensemble de couches de matériaux sédimentaires d'épaisseurs variables. Composé de silt, boue, et autres éléments de nature organique notamment. Cette couche de matériaux est modélisée pour les besoins de l'étude par une couche homogène – différente du sol rocheux – absorbant partiellement les ondes de pression hydrodynamique.

Le support rocheux sur lequel repose le barrage est considéré comme étant parfaitement rigide, ainsi l'effet d'interaction sol-structure n'est pas pris en compte dans cette étude.

Le système barrage-réservoir est soumis à une excitation dynamique unidimensionnelle dans le sens horizontal. L'effet de la composante verticale est négligé principalement à cause du poids important du barrage-poids.

### 5.3 Equation du mouvement

La réponse dynamique d'une structure barrage-poids est principalement gouvernée par le mode fondamental de vibration. Cette conclusion est bien connue pour les excitations horizontales [6]. La réponse du barrage peut alors être exprimée sous cette forme (*cf. chap.4*) :

$$v(x, y, t) = \phi(x, y) \gamma(t) \quad (5.1)$$

Où :  $v(x, y, t)$  est le déplacement horizontal relativement à sa base en fonction du temps.

Sous l'hypothèse de l'Eq.(5.1), l'équation de mouvement du barrage (*cf. chap.4*) sujet à une accélération horizontale du sol  $a_g(t)$  peut-être exprimée [6] :

$$M_1[\ddot{\gamma}(t) + 2\xi_1\omega_1\dot{\gamma}(t) + \omega_1^2\gamma(t)] = -L_1a_g(t) + \int_0^H p(0, y, t)\phi(0, y) dy \quad (5.2)$$

Où :

$$M_1 = \iint_A m(x, y)[\phi(x, y)]^2 dx dy \quad (5.3)$$

$M_1$  est la masse généralisée et où  $m(x, y)$  est la distribution de densité de masse du béton,  $\xi_1$  est l'amortissement critique,  $\omega_1$  est la fréquence naturelle de vibration du barrage posé sur une fondation rigide avec un réservoir vide.

$$L_1 = \iint_A m(x, y) \phi(x, y) dx dy \quad (5.4)$$

$L_1$  est la charge effective généralisée Eq.(4.9),  $p(0, y, t)$  est la distribution des pressions hydrodynamiques agissant sur la face amont du barrage.

En supposant que l'eau est compressible et en négligeant sa viscosité intrinsèque. Le mouvement de l'eau est gouverné par l'équation d'onde bidimensionnelle :

$$\frac{\partial^2 p}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 p}{\partial y^2} = \frac{1}{C^2} \frac{\partial^2 p}{\partial t^2} \quad (5.5)$$

Où  $p(x, y, t)$  est la distribution des pressions hydrodynamiques en excès. Les pressions hydrodynamiques sont générées par le mouvement horizontal de la partie amont du barrage et par – dans une moindre mesure – le mouvement vertical du fond absorbant.

Le paramètre fondamental caractérisant l'effet d'absorption des ondes de pression hydrodynamique au niveau du fond du réservoir est le coefficient d'admittance  $q$ . Où  $q = \rho / \rho_f C_f$  ;  $C_f = \sqrt{E_f / \rho_f}$  avec  $E_f$  étant le module de Young de la fondation,  $\rho_f$  la masse volumique de la fondation,  $\rho$  la masse volumique de l'eau,  $C_f$  la célérité de ondes de pressions dans la fondation rocheuse.

Le coefficient de réflexion d'onde  $\alpha$ , qui est le ratio de l'amplitude de l'onde hydrodynamique de pression réfléchi sur l'amplitude de l'onde de propagation de pression verticale incidente sur le fond du réservoir. Il est relié au coefficient d'admittance par la relation :

$$\alpha = \frac{1 - qC}{1 + qC} \quad (5.6)$$

Avec  $C$  la célérité des ondes de pressions dans l'eau.



Le coefficient de réflexion d'onde  $\alpha$  est physiquement plus significatif (*représentatif*) que le coefficient d'admittance  $q$  s'agissant du comportement des ondes de pression hydrodynamique. Pour une fondation rigide on a :  $C_f = \infty$  et  $q = 0$ , résultant  $\alpha = 1$ . A l'inverse pour un matériau de faible densité  $\rho_f, C_f$  respectivement sont proches de zéro et  $q = \infty$ , résultant  $\alpha = -1$ . Toutefois, il est admis que les valeurs  $\alpha$  s'échelonnent entre 0 à 1 pour couvrir l'ensemble des matériaux rencontrés au fond des réservoirs [6].

Les conditions aux limites gouvernant l'Eq.(5.5) sont exprimées de façon suivante [6]:

Le gradient normal des pressions à la verticale de l'interface du barrage est proportionnel à l'accélération totale, qu'on pourra décomposer en deux parties : accélération absolue du sol et accélération relative du corps du barrage due au premier mode de déformation [6] :

$$\frac{\partial p}{\partial x} = -\rho a_g(t) - \rho \phi(0, y) \ddot{\gamma}(t) \quad (5.7)$$

Où :  $\rho$  désigne la densité de l'eau,  $a_g(t)$  accélération du sol.

Au niveau du fond du réservoir, le gradient des pressions à l'horizontal de l'interface du fond absorbant est égale à la force de dissipation sous forme de frottement visqueux au niveau de cette même interface [6] :

$$\frac{\partial p}{\partial y} = q \frac{\partial p}{\partial t}(x, 0, t) \quad (5.8)$$

En négligeant les effets des surpressions induites par les vagues à la surface libre, nous aurons :

$$p(x, H, t) = 0 \quad (5.9)$$

Avec H étant la hauteur d'eau.

## 5.4 Cas d'une excitation harmonique

La réponse dans le régime permanent due à une excitation horizontale harmonique du sol de fondation est donnée par  $a_g(t) = e^{i\omega t}$ , qui est ici exprimée sous son écriture complexe. Ainsi, l'amplitude du mouvement représentée par la

coordonnée généralisée  $\gamma(t)$ , et la distribution des valeurs des pressions hydrodynamiques  $p(x, y, t)$  sont données par :

$$\gamma(t) = \bar{\gamma}(\omega)e^{i\omega t} \quad (5.10)$$

$$p(x, y, t) = \bar{p}(x, y, \omega) e^{i\omega t} \quad (5.11)$$

En injectant les expressions des Eq.(5.7) et Eq.(5.8) dans l'expression de l'équation du mouvement du barrage, l'Eq.(5.2) devient :

$$M_1[-\omega^2 + i(2\xi_1\omega_1\omega) + \omega_1^2]\bar{\gamma}(\omega) = -L_1 + \int_0^H p(0, y, \omega)\phi(0, y) dy \quad (5.12)$$

Et l'Eq.(5.5) devient :

$$\frac{\partial^2 \bar{p}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \bar{p}}{\partial y^2} + \frac{\omega^2}{C^2} \bar{p} = 0 \quad (5.13)$$

En utilisant le principe de superposition, nous pouvons décomposer la solution de l'Eq.(5.10) en deux parties :

$$\bar{p}(x, y, \omega) = \bar{p}_0(x, y, \omega) + \bar{p}_1(x, y, \omega)\bar{\gamma}(\omega) \quad (5.14)$$

Où  $\bar{p}_0(x, y, \omega)$  et  $\bar{p}_1(x, y, \omega)$  sont respectivement les fonctions de réponse fréquentielle de la pression hydrodynamique sur la face amont d'un barrage rigide due : à l'accélération horizontale du sol, et à l'accélération du barrage dans son mode fondamental de vibration.

En injectant les expressions des Eq.(5.10) et Eq.(5.11) dans les conditions aux limites énoncées plus haut. Les Eq.(5.7), Eq.(5.8) et Eq.(5.9) deviennent :

$$\frac{\partial \bar{p}}{\partial x}(0, y, \omega) = -\rho - \rho\phi(0, y) \quad (5.15)$$

$$\frac{\partial \bar{p}}{\partial y}(x, 0, t) = i\omega q\bar{p}(x, 0, \omega) \quad (5.16)$$

$$\bar{p}(x, H, \omega) = 0 \quad (5.17)$$

La solution à l'Eq.(5.13) en accord avec les conditions aux limites sus citées est donnée [7] comme étant la sommation des contributions d'une infinité de modes de vibration de l'eau i.e. *l'eau ayant une infinité de modes propres de vibration*.

$$\bar{p}_j(0, y, \omega) = 2\rho H \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\mu_n^2(\omega)}{H[\mu_n^2(\omega) - (q\omega)^2] + iq\omega} \frac{I_{nj}(\omega)}{\sqrt{\mu_n^2(\omega) - \frac{\omega^2}{C^2}}} \gamma_n(y, \omega), j = 0,1 \quad (5.18)$$

Avec :

$$I_{nj}(\omega) = \frac{1}{H} \int_0^H f_j(y) \gamma_n(y, \omega) dy, j = 0,1 \quad (5.19)$$

Où :  $f_0(y) = 1$  et  $f_1(y) = \phi(y, \omega)$  ;  $\mu_n(\omega)$  exprime les modes propres de vibration complexes de l'eau qui sont dépendant de la fréquence de vibration  $\omega$ .

$$e^{2i\mu_n(\omega)H} = -\frac{\mu_n(\omega) - \omega q}{\mu_n(\omega) + \omega q} \quad (5.20)$$

Les formes propres de vibration sont données [7] comme suit :

$$\gamma_n(y, \omega) = \frac{1}{2\mu_n(\omega)} \{ [\mu_n(\omega) + \omega q] e^{i\mu_n(\omega)y} + [\mu_n(\omega) - \omega q] e^{-i\mu_n(\omega)y} \} \quad (5.21)$$

## 5.5 Forces latérales équivalentes

En ne considérant que le mode fondamental de vibration du barrage et l'effet maximal horizontal de l'excitation sismique, on peut représenter les forces latérales agissantes sur le corps du barrage [8] :

$$f_1(y) = \frac{\tilde{L}_1}{\tilde{M}_1} \frac{S_a(\tilde{T}_1, \tilde{\xi}_1)}{g} [w_s(y)\phi(y) + g\bar{p}_1(y, \tilde{T}_r)] \quad (5.22)$$

Où :  $\phi(y) \approx \phi(0, y)$  est la déformée prescrite du barrage suivant le mode fondamental de vibration du barrage ;  $w_s(y)$  est le poids par unité de

longueur  $w_s(y) = m(y)g$  ;  $S_a(\tilde{T}_1, \tilde{\xi}_1)$  est l'accélération du sol pour une période et un amortissement donné ; nous prendrons  $\bar{p}_1(y, \tilde{T}_r) \approx \bar{p}_1(0, y, \tilde{T}_r)$ .

La masse généralisée Eq.(4.7) de la méthode généralisée équivalente à un seul degré de liberté est ici reprise, seulement nous y ajoutons l'effet des surpressions hydrodynamiques (*où seule la partie réelle est considérée* [8]) :

$$\tilde{M}_1 = M_1 + \int_0^H Re[\bar{p}_1(y, \tilde{T}_r)] \phi(y) dy \quad (5.23)$$

Avec

$$M_1 = \frac{1}{g} \int_0^{H_s} w_s(y) \phi^2(y) dy \quad (5.24)$$

Où  $H_s$  est la hauteur de la structure (*barrage*).

La charge effective généralisée Eq.(4.9) notée  $\tilde{L}_1$  à laquelle nous ajoutons l'effet des surpressions hydrodynamiques (*où seule la partie réelle est considérée* [8]):

$$\tilde{L}_1 = L_1 + \int_0^H Re[\bar{p}_1(y, \tilde{T}_r)] dy \quad (5.25)$$

Avec

$$L_1 = \frac{1}{g} \int_0^{H_s} w_s(y) \phi(y) dy \quad (5.26)$$

Où  $H_s$  est la hauteur de la structure (*barrage*).

La période naturelle de vibration du système généralisé équivalent  $\tilde{T}_r$  reprend et corrige la période de vibration du barrage poids  $T_1$  avec un réservoir complètement vide.

$$\tilde{T}_r = R_r T_1 \quad (5.27)$$

Cette correction est principalement due au fait que la présence d'eau dans le réservoir entraîne un effet de masse ajoutée au corps du barrage et ce, à cause de l'effet d'interaction fluide-structure. Le facteur  $R_r > 1$  dépend principalement des propriétés mécaniques et géométriques du barrage, de la hauteur de remplissage  $H$  de ce dernier, ainsi que du taux d'absorption des couches de matériaux du fond absorbant caractérisées par le coefficient de réflexion d'onde  $\alpha$  aussi appelé coefficient d'absorption.

De manière analogue, un second coefficient correcteur noté  $R_f$ , rend compte de l'effet d'interaction sol-structure. Cet effet d'interaction n'étant pas pris en compte, nous prendrons  $R_f = 1$ .

Ainsi la période de vibration du système généralisé équivalent avec prise en compte des effets d'interaction est :

$$\tilde{T}_1 = R_f R_r T_1 \quad (5.28)$$

Les effets d'interaction, en plus d'influer sur la période de vibration, ont un effet sur le coefficient d'amortissement critique  $\xi_1$  du système généralisé équivalent. Nous introduirons donc un ensemble de coefficients correcteurs tel que :

$$\tilde{\xi}_1 = \frac{1}{R_r} \frac{1}{(R_f)^3} \xi_1 + \xi_r + \xi_f \quad (5.29)$$

Avec  $\xi_r$ ,  $\xi_f$  représentant respectivement l'ajout de d'amortissement induit par l'effet d'interaction fluide-structure, sol-structure. Notons que dans le cadre de notre étude, l'effet d'interaction sol-structure n'étant pas pris en compte  $\xi_f = 0$ . S'agissant des valeurs de  $\xi_r$ , elles s'échelonnent entre 2% à 5% et dépendent principalement du taux de remplissage du barrage  $H/H_s$  et de la valeur de  $\alpha$ .

## 5.6 Propriétés de vibration du barrage

Calculée par éléments finis, la période fondamentale de vibration, en secondes, pour une section standard d'un barrage poids posée sur une fondation rigide avec réservoir complètement vide est donnée par [9] :

$$T_1 = 0.38 \frac{H_s}{\sqrt{E_s}} \quad (5.30)$$

Avec  $H_s$  étant la hauteur de la structure (*barrage*) et  $E_s$  son module d'élasticité.

## 5.7 Pressions hydrodynamiques

Afin d'avoir une idée plus claire de l'évolution des pressions hydrodynamiques  $p(y, \tilde{T}_r)$  avec l'emphase entre la période naturelle de vibration du barrage Eq.(5.30) et le mode fondamental de vibration de l'eau. Nous introduisons un coefficient adimensionnel  $R_w$  défini comme étant le rapport entre ces deux périodes de vibrations.

$$R_w = \frac{T_1^r}{\tilde{T}_r} \quad (5.31)$$

Où le mode fondamental de vibration de l'eau  $T_1^r$  est défini [8] comme étant :

$$T_1^r = \frac{4H}{C} \quad (5.32)$$

Le résultat du calcul [8] de la fonction des pressions hydrodynamiques  $gp(y, \tilde{T}_r)/w_s H$  est présenté en annexe B, Tab.(B.3), pour différentes valeurs de  $R_w$  et  $\alpha$  et pour un taux de remplissage  $H/H_s = 1$  (*réservoir plein*). Notons qu'il est possible de retrouver les valeurs de cette même fonction pour d'autres valeurs du taux de remplissage en multipliant par  $(H/H_s)^2$ .

## 5.8 Masse et charge effective généralisées

La masse généralisée  $\tilde{M}_1$ , Eq.(5.23) peut aisément être approchée par [7] :

$$\tilde{M}_1 = (R_r)^2 M_1 \quad (5.33)$$

De même, une approche de la charge effective généralisée peut être définie [7] :

$$\tilde{L}_1 = L_1 + \frac{1}{g} F_{st} \left[ \frac{H}{H_s} \right]^2 A_p \quad (5.34)$$

Où  $F_{st}$  est la force hydrostatique :

$$F_{st} = \frac{1}{2} w H^2 \quad (5.35)$$

Et où  $A_p$  est défini comme étant le coefficient des forces de pressions hydrodynamiques, les valeurs de  $A_p$  sont présentées dans le tableau suivant [8] :

Tab 5.1 Valeurs standards pour  $A_p$ , le coefficient des forces de pressions dans  $\tilde{L}_1$ ;  $\alpha=1$

$R_w$	Valeurs de $A_p$ pour $\alpha = 1$
0.99	1.242
0.98	0.893
0.97	0.739
0.96	0.647
0.95	0.585
0.94	0.539
0.93	0.503
0.92	0.474
0.90	0.431
0.85	0.364
0.80	0.324
0.70	0.279
$\leq 0.50$	0.237

Tab 5.2 Valeurs standards pour  $A_p$ , le coefficient des forces de pressions dans  $\tilde{L}_1$ ;  $\alpha=0.90, 0.75, 0.50, 0.25, 0$ .

$R_w$	Valeurs de $A_p$				
	$\alpha = 0.90$	$\alpha = 0.75$	$\alpha = 0.50$	$\alpha = 0.25$	$\alpha = 0$
1.20	0.071	0.111	0.159	0.178	0.181
1.10	0.110	0.177	0.204	0.197	0.186
1.05	0.194	0.249	0.229	0.205	0.189
1.00	0.515	0.340	0.252	0.213	0.191
0.95	0.518	0.378	0.267	0.219	0.193
0.90	0.417	0.361	0.274	0.224	0.195
0.80	0.322	0.309	0.269	0.229	0.198
0.70	0.278	0.274	0.256	0.228	0.201
$\leq 0.50$	0.273	0.236	0.231	0.222	0.206

## 5.9 Correction statique pour les modes supérieurs

Jusqu'ici nous avons toujours négligé la contribution des modes supérieurs et considéré que l'effet du mode fondamental de vibration pour le calcul des forces de pressions hydrodynamiques, à cause du fait que la réponse des structures rigides à petites périodes de vibration (*hautes fréquences*) est principalement due au mode fondamental. Cela dit, il est important de pointer du doigt le fait que pour le cas de distribution de masse plus importante notamment en hauteurs (*barrages hauts*) cette hypothèse n'est plus vraie, ou du moins représente une simplification grossière.

C'est pourquoi, nous présentons ici un moyen simple de considérer la contribution des modes supérieurs dans le calcul des forces de pressions hydrodynamiques [8] :

$$f_{sc}(y) = \frac{1}{g} \left\{ w_s(y) \left[ 1 - \frac{L_1}{M_1} \phi(y) \right] + \left[ gp_0(y) - \frac{B_1}{M_1} w_s(y) \phi(y) \right] \right\} a_g \quad (5.36)$$

Où  $a_g$  est définie comme étant l'accélération maximale du sol. Notons que pour le calcul des forces des modes supérieurs, seul la déformée prescrite  $\phi(y)$  du mode fondamental est prise en compte (*hypothèse simplificatrice*).

Les valeurs standards pour  $p_0(y)$  sont présentées dans l'Annexe B, Tab.(B.2).

Enfin, en utilisant les propriétés du mode fondamental de vibration du barrage, on donne [8] :

$$B_1 = 0.052 \frac{F_{st}}{g} \left[ \frac{H}{H_s} \right]^2 \quad (5.37)$$

Où  $F_{st}$  est la force des pressions hydrostatiques définie dans l'Eq.(5.35).

## 5.10 Combinaison des réponses

Comme démontré plus haut, les tremblements de Terre engendrent des forces de pressions supplémentaires de nature hydrodynamique que nous avons représentées par : les forces latérales équivalentes induites dans le mode fondamental de vibration  $f_1(y)$  et celles induites par les modes supérieurs de vibration notées  $f_{sc}(y)$ . L'analyse statique du barrage pour ces deux distributions de forces aboutit aux réponses notées respectivement  $r_1$  et  $r_{sc}$ . Peuvent être considérées comme réponses, le calcul de l'effort tranchant, du moment fléchissant



ou encore des contraintes induites par ces mêmes forces. Ces deux réponses devraient être combinées pour obtenir une estimation de la réponse globale  $r_d$ . Cela peut se faire par les règles connues de combinaison des réponses modales [8] : Méthode SRSS ou ABSUM.

$$SRSS : r_d = \sqrt{(r_1)^2 + (r_{sc})^2} \quad (5.38)$$

$$ABSUM : r_d = |r_1| + |r_{sc}| \quad (5.39)$$

## 5.11 Calcul des contraintes

Une fois, les distributions des forces évaluées, il est de mise de calculer les valeurs des moments fléchissant induits. En appliquant les lois de la RDM (*théorie des poutres*), nous pourrons calculer les contraintes :

$$\sigma = \frac{M}{I} v \quad (5.40)$$

Les contraintes maximales (*principales*) sur la face amont et aval pourront être calculées [8] :

$$\sigma_{max} = \sigma_y .st \frac{1}{\cos^2 \theta} + p_1 \tan^2 \theta \quad (5.41)$$

Avec  $\theta$  angle en radian du fruit considéré.

Notons que dans le cas du calcul des contraintes en aval, étant donnée qu'il n'y a pas d'eau considéré :  $p_1 = 0$ . Notons également que le second terme de l'Eq.(5.41) est négligeable compte tenu du fait que le fruit amont est relativement très faible en pratique.

## 5.12 Conclusion

C'est par l'évaluation des contraintes principales sur les deux faces du barrage que la méthode simplifiée s'achève. Dans le prochain chapitre il sera question d'un cas pratique. Où on mettra en œuvre les hypothèses et lois énoncées qu'on pourra vérifier par la suite, en comparant les résultats avec ceux obtenus par la méthode des éléments finis.

# CHAPITRE VI : CAS PRATIQUE DU BARRAGE DE BOUZINA

## 6.1 Introduction

Dans la section précédente nous avons exposé les principes, hypothèses et lois de la méthode simplifiée. Il s'agit maintenant d'appliquer cette méthode sur un cas réel en l'occurrence le barrage-poids de Bouzina (*Batna, Algérie*). On pourra ainsi apprécier les effets d'interaction et leurs influences sur les caractéristiques dynamiques (*période de vibration et amortissement*). Il sera aussi question de la vérification des résultats obtenus en les comparant avec une méthode plus sophistiquée, en l'occurrence par un calcul en éléments finis avec un logiciel de calcul numérique.

## 6.2 Barrage-poids de Bouzina

Le site du barrage de Bouzina se trouve à environ 90 Km au S-SW de la ville de Batna et à environ 10 km du village de Bouzina.

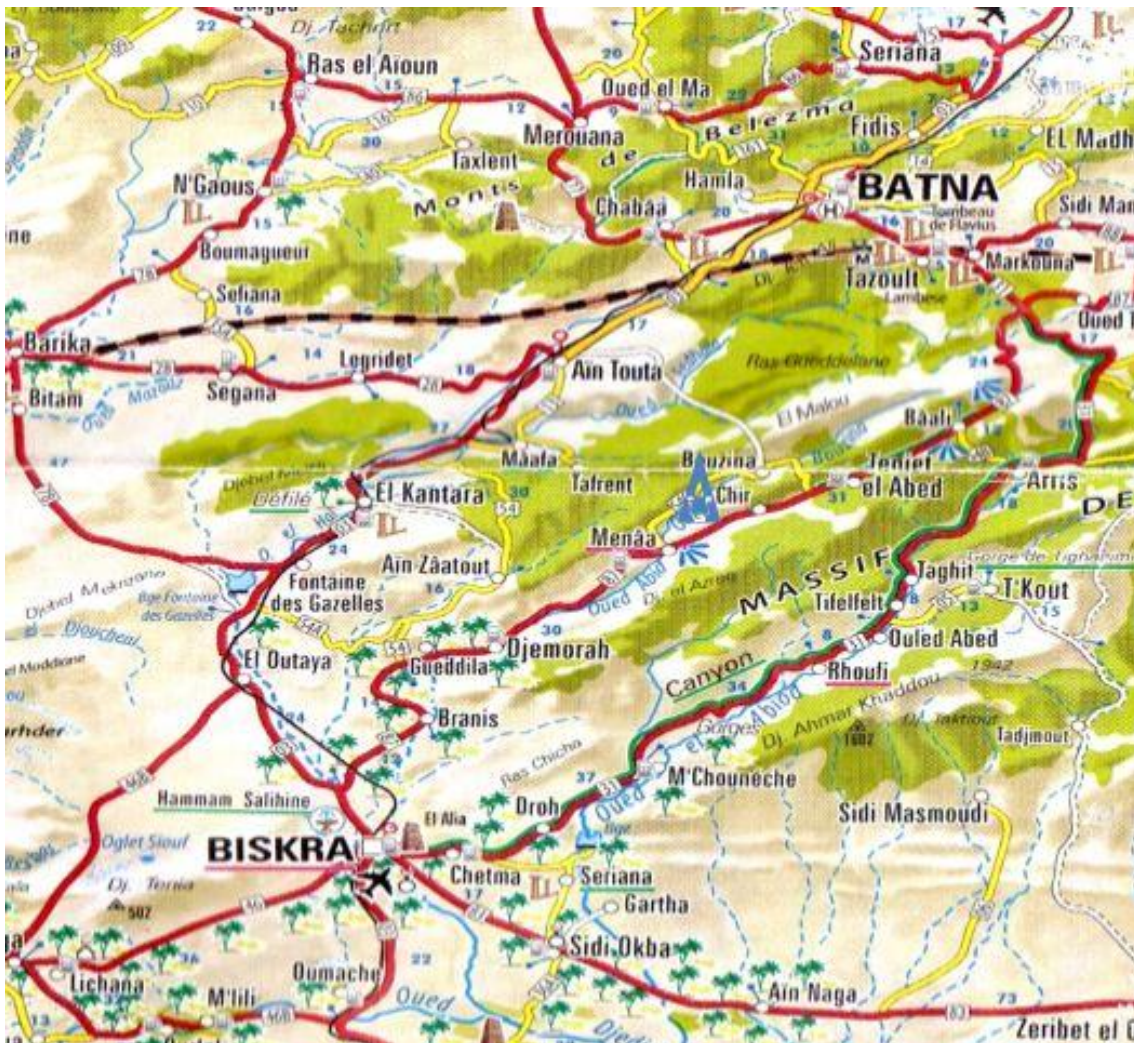
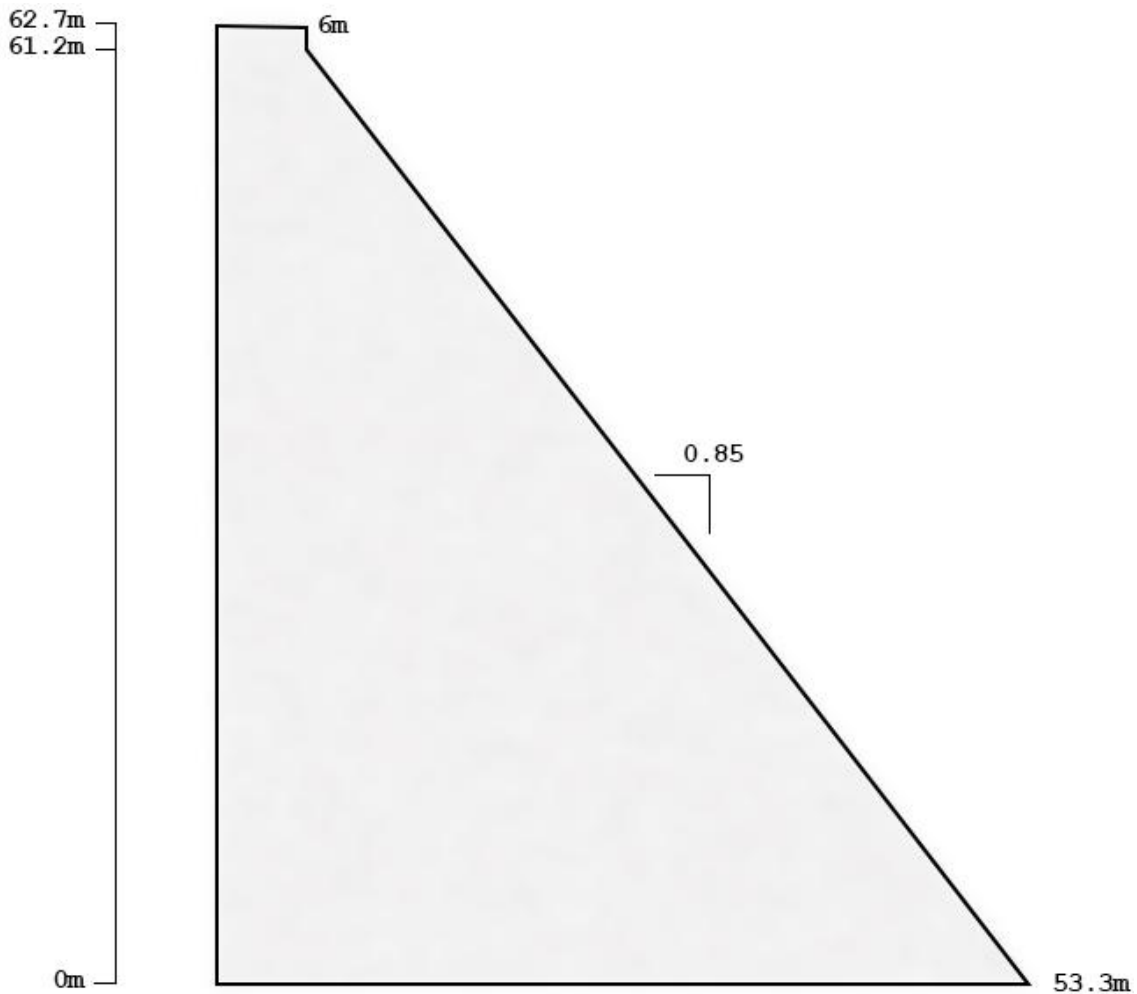


Fig 6.1 Situation du barrage de Bouzina (Batna, Algérie).

Le barrage de Bouzina dont le bassin versant est  $162 \text{ km}^2$  et la capacité de  $18\,200\,000 \text{ m}^3$ , est destiné principalement à l'irrigation de  $2\,000 \text{ ha}$  de terres agricoles et surtout à la sauvegarde de  $95\,000$  arbres fruitiers.

Concernant les caractéristiques mécaniques et géométriques du barrage. Le barrage de Bouzina est un barrage-poids en béton type béton compacté au rouleau (*BCR*), sa longueur en crête est de  $176,60\text{m}$ . Les dimensions du profil central apparaissent dans la figure ci-dessous :



*Fig 6.2 Profil type du barrage de Bouzina.*

### 6.3 Déformée prescrite

Pour pouvoir appliquer la méthode généralisée équivalente à un seul degré de liberté, il nous faut au préalable fixer une déformée prescrite au mode fondamental de vibration (*cf. chap.4*). Les valeurs de la fonction de déformée prescrite  $\phi(y)$  figurent dans le tableau (Tab 6.1) ci-dessous [8] :

Tab 6.1 Valeurs de la déformée prescrite  $\phi(y)$  du mode fondamental de vibration.

$y/H_s$	$\phi(y)$
1.0	1.000
0.95	0.866
0.90	0.735
0.85	0.619
0.80	0.530
0.75	0.455
0.70	0.389
0.65	0.334
0.60	0.284
0.55	0.240
0.50	0.200
0.45	0.165
0.40	0.135
0.35	0.108
0.30	0.084
0.25	0.065
0.20	0.047
0.15	0.034
0.10	0.021
0.05	0.010
0	0

Notons que pour retrouver des valeurs intermédiaires de la déformée prescrite  $\phi(y)$ , nous ferons une simple interpolation.

## 6.4 Spectre de réponse de calcul

Le mouvement sismique horizontal est spécifié par un spectre de réponse relatif à l'accélération dans la méthode généralisée équivalente. Ce dernier doit être lisse, sans irrégularités naturelles, représentant l'intensité et les caractéristiques fréquentielles de la région (*site*) dans lequel la structure (*barrage*) sera implantée.

Dans notre étude nous utiliserons le spectre de réponse de calcul du RPA version 2003, que nous aurons au préalable normalisé par rapport aux caractéristiques à la fois du site et de la structure en question et ce, en accord avec les recommandations citées dans cet ouvrage [10].

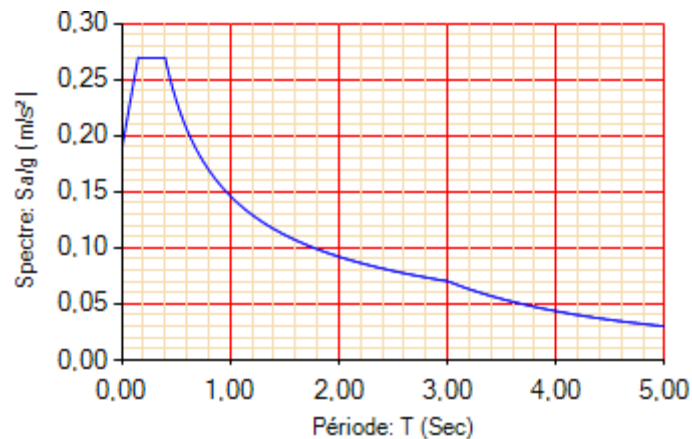


Fig 6.3 Spectre de réponse de calcul RPA normalisé pour la région de Batna, Algérie.

## 6.5 Procédure de calcul

Le calcul de la réponse sismique du barrage se fait en trois parties.

**Partie I :** Le calcul des forces et des contraintes sismiques dues au mode fondamental de vibration.

- 1) Calcul de la période (*en secondes*) du mode fondamental de vibration  $T_1$  du barrage encastré à la base et avec un réservoir vide, Eq.(5.30).
- 2) Calcul de la période du mode fondamental de vibration du barrage encastré mais avec un réservoir plein  $\tilde{T}_r$ , Eq.(5.27).
- 3) Calcul du rapport de période  $R_w$  (*utilisé pour déterminer la pression hydrodynamique*), Eq.(5.31).

- 4) Calcul de la période du barrage en prenant compte des effets d'interaction  $\tilde{T}_1$ , Eq.(5.28).
- 5) Calcul du taux d'amortissement  $\tilde{\xi}_1$  pour la période du mode fondamental de vibration du système généralisé équivalent, Eq.(5.29).
- 6) Détermination de la pression hydrodynamique  $p(y, \tilde{T}_r)$  donnée en fonction du rapport des périodes  $R_w$ , du coefficient d'absorption  $\alpha$  et du taux de remplissage  $H/H_s$ .  
*Remarque* : Si  $H/H_s < 0.5$ , alors  $p(y, \tilde{T}_r) = 0$ . Il n'y a pas d'effet d'interaction fluide-structure [8].
- 7) Calcul de la masse généralisée  $\tilde{M}_1$ , Eq.(5.33).
- 8) Calcul de la charge effective généralisée  $\tilde{L}_1$ , Eq.(5.34).
- 9) Calcul des sismiques latérales équivalentes associées au mode fondamental de vibration, Eq.(5.22).
- 10) Calcul des efforts concentrés sur chaque bloc :  $F_i = (f_i + f_{i+1})/2$  effort qui s'applique sur le centre de gravité de chaque bloc.  
Connaissant les efforts concentrés et leurs points d'application, on considère notre monolithe comme une poutre console, tout en négligeant son poids, et on suppose que ce dernier travail en flexion.
- 11) On calcul ensuite, les moments de flexion pour chaque bloc et les contraintes en amont et en aval du barrage, Eq.(5.40) et Eq.(5.41).

### **Partie II** : Contribution des modes supérieurs.

- 1) Calcul des forces latérales dues aux modes supérieurs, Eq.(5.36).
- 2) Calcul des efforts internes, des moments de flexion et des contraintes en amont et en aval du barrage en appliquant les mêmes formules que dans les étapes 10 et 11 de la partie I.

### **Partie III** : Calcul des contraintes dynamiques.

Le calcul des contraintes dynamiques se fait par combinaison des deux réponses obtenues dans la partie I et II. Nous retiendrons la combinaison SRSS, Eq.(5.36).

## 6.6 Étapes de calcul

### 6.6.1 Calcul des coefficients de masse et de charge généralisés

Nous commençons par discrétiser le profil du barrage en tronçons (*bloc*), dont nous calculerons le poids et le centre de gravité. Les tableaux ci-dessous sont un récapitulatif des paramètres nécessaires pour le calcul du barrage par la méthode simplifiée :

Tab 6.2 Paramètres géométrique et mécanique du barrage de Bouzina.

Hauteur du barrage $H_s$	Module de Young $E_s$	Taux de remplissage	Masse volumique du béton $\rho_s$	Amortissement critique $\xi_1$	Coefficient de réflexion d'onde $\alpha$
62.7m	30GPa	95%	2500Kg/m <sup>3</sup>	5%	0.5
Période de vibration naturelle $T_1^{(1)}$ (s)				0.138	

(1) Application de l'Eq.(5.30).

Tab 6.3 Paramètres méthode simplifiée.

Fondation rocheuse	Réservoir	Paramètres d'interaction				Caractéristiques dynamique du mode fondamental (méthode simplifiée)	
		$R_r^{(1)}$	$R_f^{(2)}$	$\xi_r^{(1)}$	$\xi_f^{(2)}$	Période de vibration $\tilde{T}_1^{(3)}$ (s)	Coefficient d'amortissement critique $\xi_1^{(4)}$
Rigide	Plein	1.247	1	0.045	0	0.172	0.085

(1) Valeurs prises de l'Annexe B – Tab.(B.1).

(2) Pas d'effets d'interaction sol-structure,  $R_f = 1$ ,  $\xi_f = 0$ .

(3) Application de l'Eq.(5.28).

(4) Application de l'Eq.(5.29).



Tab 6.4 Paramètres méthode simplifiée (suite).

Masse volumique de l'eau $\rho$	Célérité de l'eau $C$	Coefficient des forces de pressions $A_p^{(1)}$	Rapport des périodes $R_w^{(2)}$	$S_a(\tilde{T}_1, \tilde{\xi}_1)^{(3)}$
1000Kg/m <sup>3</sup>	1440m/s	0.274	0.9	0.269

(1) Valeurs prises du Tab.(5.2).

(2) Application de l'Eq.(5.31).

(3) Valeur tirée du spectre de réponse de calcul RPA normalisé pour la région de Batna, Fig.(6.3).

Tab 6.5 Calcul des coefficients de masse et charge généralisées.

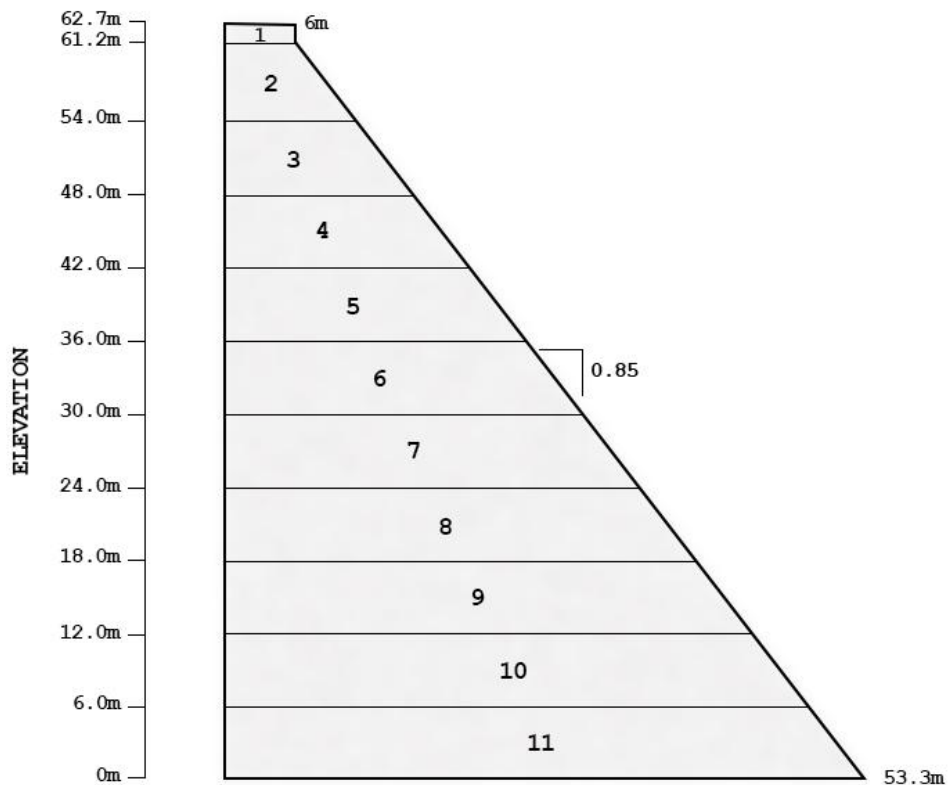


Fig 6.4 Coordonnées des blocs aux faces amont et aval du barrage.

Bloc	Poids (tonne)	Élévation du C.D.G <sup>(1)</sup> (m)	$\phi$ au C.D.G	$w\phi$ (tonne)	$w\phi^2$ (tonne)
1	22.5	61,950	0,946	21,3	20,2
2	120.6	57,600	0,787	94,9	74,7
3	149.2	51,000	0,548	81,7	44,8
4	225,7	45,000	0,415	93,7	38,9
5	302,2	39,000	0,304	91,9	27,9
6	378,7	33,000	0,284	107,5	30,5
7	455,2	27,000	0,224	102,0	22,8
8	531,7	21,000	0,098	52,3	5,1
9	608,2	15,000	0,061	37,3	2,3
10	684,7	9,000	0,031	21,5	0,7
11	761,2	3,000	0,010	7,6	0,1
<b>TOTAL</b>	<b>4239.6</b>			<b>711.8</b>	<b>268.1</b>

(1) CDG : Centre de gravité de chaque bloque.

6.6.2 Calcul des forces latérales équivalentes

Tab 6.6 Propriétés supplémentaires du model simplifié.

Niveau	Élévation y (m)	Largeur b (m) <sup>(1)</sup>	Poids des blocs par unité de hauteur $w_s$ (tonne/m)	Moment d'inertie $I = \frac{1}{6}b^2$ (m <sup>3</sup> )
Top	62,7	6,0	15,00	6,00
1	61,2	6,0	16,44	6,00
2	54,0	7,4	20,43	9,11
3	48,0	12,5	31,24	26,02
4	42,0	17,6	43,99	51,60
5	36,0	22,7	56,74	85,84
6	30,0	27,8	69,49	128,76
7	24,0	32,9	82,24	180,35
8	18,0	38,0	94,99	240,60
9	12,0	43,1	107,74	309,53
10	6,0	48,2	120,49	387,13
11	0,0	53,3	126,86	473,39

<sup>(1)</sup> Largeur des bloc tirée de la Fig.(6.4).

Tab 6.7 Forces latérales équivalentes – Mode fondamental de vibration.

Niveau	$y$ (m)	$w_s^{(1)}$ (tonne/m)	$\frac{y}{H_s}$	$\phi^{(2)}$	$w_s\phi$ (tonne/m)	$\frac{y}{H}$	$\frac{gp^{(3)}}{wH}$	$gp$ (tonne/m)	$f_1(y)^{(4)}$ (tonne/m)
Top	62,7	15,00	1,00	1,000	15,00	1,05	0	0	11,14
1	61,2	16,44	0,98	0,946	15,56	1,03	0,044	2,49	13,40
2	54,0	20,43	0,86	0,642	13,12	0,91	0,1325	7,50	15,30
3	48,0	31,24	0,77	0,485	15,15	0,81	0,152	8,60	17,63
4	42,0	43,99	0,67	0,356	15,66	0,71	0,163	9,22	18,47
5	36,0	56,74	0,57	0,258	14,64	0,60	0,161	9,11	17,63
6	30,0	69,49	0,48	0,186	12,92	0,50	0,156	8,83	16,15
7	24,0	82,24	0,38	0,139	11,43	0,40	0,148	8,37	14,70
8	18,0	94,99	0,29	0,082	7,79	0,30	0,141	7,98	11,71
9	12,0	107,74	0,19	0,044	4,74	0,20	0,13	7,36	8,98
10	6,0	120,49	0,10	0,021	2,53	0,10	0,125	7,07	7,13
11	0	126,86	0	0	0	0	0,117	6,62	4,91

(1) Valeurs prises du Tab.(6.6).

(2) Interpolation des valeurs du Tab.(6.1).

(3) Interpolation des valeurs de l'Annexe B – Tab.(B.2).

(4) Application de l'Eq.(5.22).

Tab 6.8 Forces latérales équivalentes (correction statique) – Modes supérieurs de vibration.

Niveau	$y$ (m)	$w_s^{(1)}$ (tonne/m)	$\phi^{(2)}$	$\frac{y}{H}$	$\frac{gp_0^{(3)}}{wH}$	$gp_0$ (tonne/m)	$f_{sc}(y)^{(4)}$ (tonne/m)
Top	62,7	15,00	1,000	1,05	0	0	-7,93
1	61,2	16,44	0,946	1,03	0,082	4,88	-6,68
2	54,0	20,43	0,642	0,91	0,239	14,24	-1,14
3	48,0	31,24	0,485	0,81	0,441	26,27	3,38
4	42,0	43,99	0,356	0,71	0,482	28,71	7,06
5	36,0	56,74	0,258	0,60	0,562	33,48	12,59
6	30,0	69,49	0,186	0,50	0,619	36,87	18,30
7	24,0	82,24	0,139	0,40	0,661	39,37	23,59
8	18,0	94,99	0,082	0,30	0,698	41,58	30,52
9	12,0	107,74	0,044	0,20	0,725	43,18	36,82
10	6,0	120,49	0,021	0,10	0,737	43,90	42,20
11	0	126,86	0	0	0,742	44,20	46,02

(1) Valeurs prises du Tab.(6.6).

(2) Interpolation des valeurs du Tab.(6.1).

(3) Interpolation des valeurs l'Annexe B – Tab.(B.3).

(4) Application de l'Eq.(5.36).

Tab 6.9 Forces latérales équivalentes sur le barrage de Bouzina due au spectre de réponse du RPA.

y (m)	$w_s$ (tonne/m)	$\phi$	$w_s\phi$ (tonne/m)	$gp$ (tonne/m)	$gp_0$ (tonne/m)	Forces latérales équivalentes (t/m)	
						$f_1^{(1)}$ (tonne/m)	$f_{sc}^{(2)}$ (tonne/m)
62,7	15,00	1,000	15,00	0	0	0	0
61,2	16,74	0,946	15,85	2,49	4,88	12,37	-7,38
54,0	24,86	0,642	15,96	7,50	14,24	15,51	-4,52
48,0	37,61	0,485	18,24	8,60	26,27	18,67	0,21
42,0	50,36	0,356	17,93	9,22	28,71	20,04	4,80
36,0	63,11	0,258	16,28	9,11	33,48	19,50	9,98
30,0	75,86	0,186	14,11	8,83	36,87	17,94	16,03
24,0	88,61	0,139	12,32	8,37	39,37	16,19	21,84
18,0	101,36	0,082	8,31	7,98	41,58	13,73	28,21
12,0	114,11	0,044	5,02	7,36	43,18	10,64	35,06
6,0	126,86	0,021	2,66	7,07	43,90	8,21	41,06
0,0	0,00	0,000	0,00	6,62	44,20	6,07	27,85

(1), (2) Valeurs moyennes des forces calculées au niveau de chaque bloc à partir des résultats dans le Tab.(6.7), Tab.(6.8) respectivement.

### 6.6.3 Calcul des moments de flexion et des contraintes amont et aval

*Tab 6.10 Contrainte de flexion – Mode fondamental de vibration.*

Niveau	Moment d'inertie <sup>(1)</sup> (m <sup>3</sup> )	Moment de flexion (tonne.m)	Contrainte de flexion (MPa)
Top	6,00	0	0
1	6,00	14	0,23
2	9,11	518	5,58
3	26,02	1.545	5,82
4	51,60	3.193	6,07
5	85,84	5.491	6,27
6	128,76	8.418	6,41
7	180,35	11.927	6,49
8	240,60	15.951	6,50
9	309,53	20.399	6,46
10	387,13	25.178	6,38
11	473,39	30.210	6,26

<sup>(1)</sup> Valeurs prises du Tab.(6.6).

Tab 6.11 Contrainte de flexion – Modes supérieurs de vibration.

Niveau	Moment d'inertie <sup>(1)</sup> (m <sup>3</sup> )	Moment de flexion (tonne.m)	Contrainte de flexion (MPa)
Top	6,00	0	0
1	6,00	-8	-0,13
2	9,11	-188	-2,03
3	26,02	-403	-1,52
4	51,60	-503	-0,96
5	85,84	-332	-0,38
6	128,76	294	0,22
7	180,35	1.574	0,86
8	240,60	3.719	1,52
9	309,53	6.957	2,20
10	387,13	11.512	2,92
11	473,39	17.572	3,64

<sup>(1)</sup> Valeurs prises du Tab.(6.6).



Tab 6.12 Max. contraintes principales – Mode fondamental de vibration.

Niveau	Contrainte de flexion <sup>(1)</sup> (MPa)	Face amont		Face aval	
		$\theta^{(2)}$ (°)	Max. contrainte principale $\sigma_1$ (MPa)	$\theta^{(2)}$ (°)	Max. contrainte principale $\sigma_1$ (MPa)
Top	0	0	0	0	0
1	0,23	0	0,23	41	0,40
2	5,58	0	5,58	41	9,79
3	5,82	0	5,82	41	10,22
4	6,07	0	6,07	41	10,66
5	6,27	0	6,27	41	11,01
6	6,41	0	6,41	41	11,26
7	6,49	0	6,49	41	11,39
8	6,50	0	6,50	41	11,41
9	6,46	0	6,46	41	11,35
10	6,38	0	6,38	41	11,20
11	6,26	0	6,26	41	10,99

<sup>(1)</sup> Valeurs prises du Tab.(6.10) avec signe ignoré.

<sup>(2)</sup>  $\theta$  est le fruit de chaque bloc, donné en degré.

Tab 6.13 Max. contraintes principales – Modes supérieurs de vibration.

Niveau	Contrainte de flexion <sup>(1)</sup> (MPa)	Face amont		Face aval	
		$\theta^{(2)}$ (°)	Max. contrainte principale $\sigma_{sc}$ (MPa)	$\theta^{(2)}$ (°)	Max. contrainte principale $\sigma_{sc}$ (MPa)
Top	0	0	0	0	0
1	0,13	0	0,13	41	0,24
2	2,03	0	2,03	41	3,56
3	1,52	0	1,52	41	2,66
4	0,96	0	0,96	41	1,68
5	0,38	0	0,38	41	0,67
6	0,22	0	0,22	41	0,39
7	0,86	0	0,86	41	1,50
8	1,52	0	1,52	41	2,66
9	2,20	0	2,20	41	3,87
10	2,92	0	2,92	41	5,12
11	3,64	0	3,64	41	6,39

<sup>(1)</sup> Valeurs prises du Tab.(6.10) avec signe ignoré.

<sup>(2)</sup>  $\theta$  est le fruit de chaque bloc, donné en degré.

Tab 6.14 Combinaison des Max. contraintes principales – Contraintes dynamiques.

Niveau	Face amont			Face aval		
	$\sigma_1^{(1)}$	$\sigma_{sc}^{(2)}$	$\sigma_d^{(3)}$	$\sigma_1^{(1)}$	$\sigma_{sc}^{(2)}$	$\sigma_d^{(3)}$
Top	0	0	0	0	0	0
1	0,23	0,13	0,26	0,40	0,24	0,46
2	5,58	2,03	5,93	9,79	3,56	10,42
3	5,82	1,52	6,02	10,22	2,66	10,57
4	6,07	0,96	6,14	10,66	1,68	10,79
5	6,27	0,38	6,28	11,01	0,67	11,03
6	6,41	0,22	6,42	11,26	0,39	11,26
7	6,49	0,86	6,54	11,39	1,50	11,49
8	6,50	1,52	6,68	11,41	2,66	11,72
9	6,46	2,20	6,83	11,35	3,87	11,99
10	6,38	2,92	7,01	11,20	5,12	12,31
11	6,26	3,64	7,24	10,99	6,39	12,71

(1) Valeurs prises du Tab.(6.12).

(2) Valeurs prises du Tab.(6.13).

(3) Application de l'Eq.(5.38).

### 6.7 Comparaison des résultats

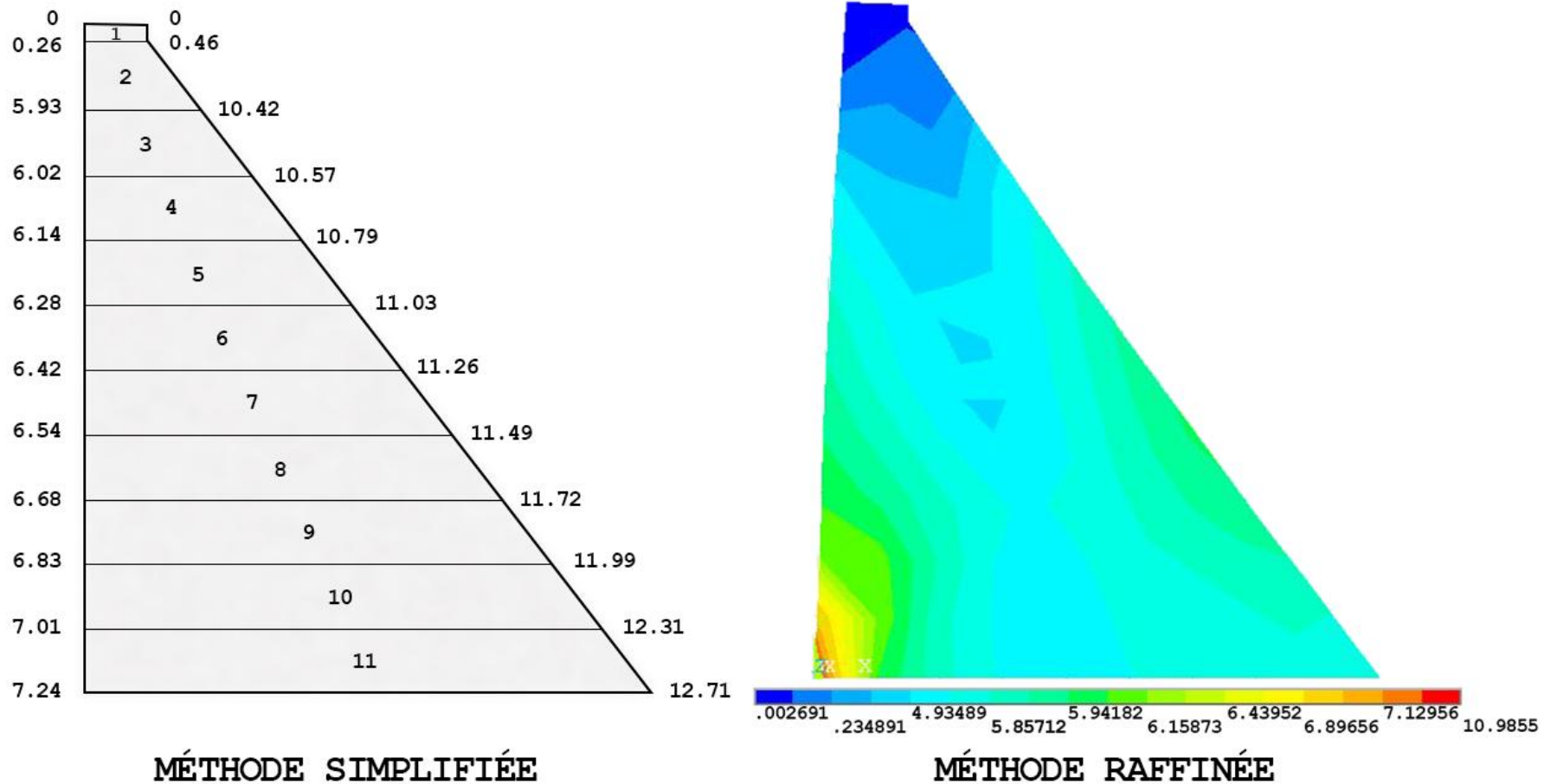


Fig 6.5 Max contraintes principales dynamiques (en MPa) données par la méthode simplifiée (à gauche), et par la méthode raffinée par MEF (à droite).

Tab 6.15 Comparaison des résultats obtenus avec la méthode simplifiée et la méthode raffinée (exacte).

Niveau	Face amont			Face aval		
	$\sigma_d^{(1)}$ (MPa) Approchée	$\sigma_d^{(2)}$ (MPa) Exacte	Erreur relative (%)	$\sigma_d^{(1)}$ (MPa) Approchée	$\sigma_d^{(2)}$ (MPa) Exacte	Erreur relative (%)
Top	0	0	0	0	0	0
1	0,26	0,2484	4,46	0,46	0,1905	58,59
2	5,93	5,6789	4,23	10,42	4,3756	58,01
3	6,02	5,8572	2,70	10,57	4,6527	55,98
4	6,14	5,9418	3,23	10,79	4,7192	56,26
5	6,28	6,1587	1,93	11,03	5,2480	52,42
6	6,42	6,3021	1,84	11,26	6,1457	45,42
7	6,54	6,4395	1,54	11,49	6,2587	45,53
8	6,68	6,5718	1,62	11,72	6,5814	43,84
9	6,83	6,7299	1,47	11,99	4,8741	59,35
10	7,01	7,1295	1,70	12,31	4,9877	59,48
11	7,24	10,985	51,73	12,71	5,3651	57,79

(1) Valeurs prises du Tab.(6.14).

(2) Valeurs obtenues par calcul MEF, voir Fig.(6.5).

## 6.8 Interprétation et discussion des résultats

L'étude de l'interaction fluide-structure avec prise en compte du fond absorbant a été faite en MEF par le logiciel de calcul numérique ANSYS, Fig.(6.6). L'étude de comparaison entre ces deux méthodes – simplifiée et raffinée (*que nous appelons exacte*) – démontre de résultats résumés dans le Tab.(6.15).

Nous considérons à la fois, la réponse du mode fondamental et celles des modes supérieurs de vibration, que nous combinons ensuite pour calculer la réponse SRSS (*combinant de modes*), Eq.(5.38). En comparant les contraintes principales calculées par la méthode simplifiée et celles de la méthode exacte Tab.(6.15). Nous pouvons dans un premier temps déclarer que les résultats sont très satisfaisants pour entreprendre une étude préliminaire et/ou une vérification à la sécurité. L'exactitude des contraintes calculées par la méthode simplifiée dépendent en partie de la bonne estimation de la période de vibration, Eq.(5.28) et du coefficient d'amortissement, Eq.(5.29). Deux paramètres justement très influencés par les effets d'interaction étudiés.

Il apparait, à la lumière des résultats obtenus Tab.(6.15) que la méthode simplifiée surestime de 1% à 5% les contraintes principales comparées aux résultats de la méthode exacte. Alors que la méthode donne d'excellents résultats pour la face amont, il n'en est pas de même pour la face aval où nous avons une surestimation des contraintes principales de l'ordre de 45% à 60%. Ce large écart est principalement imputé aux limitations de la théorie des poutres pour l'évaluation des contraintes de flexion, étant donné les dimensions du barrage [8]. Notons également, que la méthode simplifiée sous-estime les contraintes principales dans la région du talon du barrage où nous avons une erreur importante de l'ordre de 50%. Cette augmentation peut s'expliquer par le fait que nous avons une concentration de contraintes au niveau du talon du fait du changement de rigidité (barrage-sol) [8].

Nous l'évoquons en début de section, la précision de la méthode simplifiée est conditionnée par la bonne approximation des caractéristiques dynamiques du barrage à savoir : la période de vibration et le coefficient d'amortissement.

L'interaction fluide-structure tend à allonger la période de vibration du barrage, cela peut s'expliquer par le fait que l'eau présente dans le réservoir agit comme une masse ajoutée au corps du barrage, de fait allongeant la période de vibration. Dans notre étude, nous constatons une augmentation de la période de vibration du barrage de Bouzina de l'ordre de 25%. Effet non-négligeable quand on sait que la profondeur de la colonne d'eau était de l'ordre des 60 mètres seulement. Cela implique un effet sur la période de vibration plus important pour les barrages de plus grande hauteur.

S'agissant de l'effet du fond absorbant caractérisé par le coefficient d'absorption  $\alpha$ , il tend à ajouter de l'amortissement au système étudié. Cela s'explique par le fait que les couches du fond du réservoir tendent à dissiper une partie des ondes d'excitation sismiques et de fait réduisant les charges hydrodynamiques sur le corps du barrage [8]. Dans notre étude, nous constatons une augmentation du coefficient de frottement de l'ordre de 60% passant de  $\xi_1 = 5\%$  à  $\tilde{\xi}_1 = 8,5\%$  et ce pour  $\alpha = 0,5$ .

## CONCLUSION GÉNÉRALE



# CONCLUSION GÉNÉRALE

À travers l'étude d'investigation des effets d'interaction fluide-structure et de l'influence du fond absorbant, par l'application conjuguée du modèle généralisé à un seul degré de liberté (*méthode simplifiée*) et un modèle en élément finis en guise de comparaison, notamment pour l'étude du cas pratique du barrage poids en béton de Bouzina (Batna, Algérie). Les résultats obtenus nous permettent de conclure que :

Les caractéristiques dynamiques du barrage que sont : la période de vibration (*pulsation d'oscillation*) et le coefficient d'amortissement critique, sont substantiellement affectés par ces phénomènes d'interaction.

En particulier, on note que :

- La prise en compte de l'interaction fluide-barrage conduit à une amplification substantielle de la période de vibration du barrage. Il a été démontré que le paramètre fondamental régissant cette amplification est le taux de remplissage du barrage, si bien qu'à un taux inférieur ou égale à 50%, il était admis le fait de négliger cette interaction [8].
- La prise en compte du fond du réservoir absorbant conduit à une augmentation du coefficient d'amortissement critique, augmentation qui est principalement régie par la valeur du coefficient d'absorption d'ondes  $\alpha$  du fond absorbant.

Par ailleurs, l'étude du barrage de Bouzina a pu aboutir à l'appréciation de l'utilisation de la méthode simplifiée. Les résultats obtenus, notamment les valeurs des contraintes en amont du barrage sont plus que satisfaisantes. Il est également à noter que même dans les cas où cette méthode s'éloigne de la réalité, c'est toujours dans le sens de la sécurité que la majoration de la réponse à lieu.

On peut dès lors considérer cette méthode pour les études préliminaires pour des pré-dimensionnements ou pour les vérifications à la sécurité dans une optique de gain de temps et de coût avant d'employer une méthode plus pointue pour le design.

On note enfin, que les valeurs des distributions des contraintes principales en amont et en aval du barrage augmentent à mesure que l'on s'approche de l'encastrement à la base. En particulier au niveau de la région du talon du barrage,

on constate une augmentation importante des contraintes (*concentration de contrainte*), liée au fait du changement de rigidité à l'approche de l'interface barrage-sol de fondation, considéré comme étant rigide dans le cadre de cette étude.

## ANNEXE A : RAPPEL DE DYNAMIQUE

## 1.1 Système considéré

Les caractéristiques physiques essentielles de toute structure élastique linéaire soumise à des charges de nature dynamique sont sa masse, ses propriétés élastiques (souplesse ou rigidité), son mécanisme de déperdition d'énergie, ou amortissement, et la source extérieure d'excitation, ou chargement. Dans le modèle le plus simple de système à un degré de liberté, chacune de ces caractéristiques est supposée condensée dans un élément physique unique : La Fig.(1.A) montre un schéma d'un tel système.

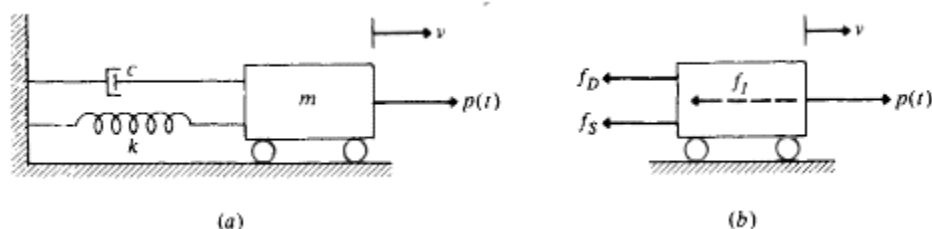


Fig A.1 Système idéalisé à un seul degré de liberté : (a) composantes élémentaires, (b) forces participant à l'équilibre.

Toute la masse  $m$  de ce modèle simple est localisée dans le bloc rigide. Des rouleaux contraignent son déplacement de manière qu'il ne puisse se produire que suivant une translation simple ; l'unique coordonnée de déplacement  $v$  définit donc complètement sa position. La résistance élastique au déplacement est représentée par le ressort sans masse de rigidité  $k$ , et le mécanisme de déperdition d'énergie par l'amortisseur  $c$ . Le mécanisme de chargement externe qui provoque la réponse dynamique du système est la charge  $p(t)$  variable dans le temps.

## 1.2 Méthodes de formulation

### 1.2.1 Ecriture directe de l'équilibre dynamique

L'équation du mouvement du système de la Fig.(A.1.a) s'obtient par l'application de la méthode la plus simple qui consiste à exprimer directement l'équilibre de toutes les forces agissant sur la masse. Comme on le montre en Fig.(A.1.b). Les forces agissant suivant la direction du degré de liberté de déplacement sont le chargement appliqué  $p(t)$  et trois forces engendrées par le mouvement : la force d'inertie  $f_I$ , la force d'amortissement  $f_D$  et la force de rappel du ressort élastique  $f_S$ . L'équation du mouvement exprime tout simplement l'équilibre de ces forces, et s'écrit :

$$f_I + f_D + f_S = p(t) \quad (\text{A.1})$$

Chacune des forces figurant au premier membre de cette équation est fonction du déplacement  $v$  ou de ses dérivées par rapport au temps ; le sens positif de ces forces a été délibérément choisi de manière à correspondre au sens des déplacements négatifs, car elles s'opposent aux chargements positifs appliqués à la masse.

Considérons d'abord la force de rappel du ressort élastique. Elle est bien sûr donnée par le produit de la rigidité du ressort et du déplacement :

$$f_S = kv \quad (\text{A.2})$$

De même, par le principe de d'Alembert, la force d'inertie est le produit de la masse et de l'accélération :

$$f_I = m\ddot{v} \quad (\text{A.3})$$

Enfin, en supposant un mécanisme d'amortissement visqueux la force d'amortissement est le produit de la constante d'amortissement  $c$  et de la vitesse :

$$f_D = c\dot{v} \quad (\text{A.4})$$

Si on reporte les trois équations qui précèdent dans l'Eq.(A.1), on obtient l'équation du mouvement de ce système à un degré de liberté comme étant :

$$m\ddot{v} + c\dot{v} + kv = p(t) \quad (\text{A.5})$$

### 1.2.2 Application du principe de Hamilton

Nous obtiendrons à présent l'équation du mouvement du même système par utilisation du principe de Hamilton

L'énergie cinétique du système est par définition donnée par :

$$T = \frac{1}{2} m\dot{v}^2 \quad (\text{A.6})$$

et l'énergie potentielle, qui représente simplement l'énergie de déformation  $U$  du ressort, est donnée par :

$$U = \frac{1}{2} kv^2 \quad (\text{A.7})$$

Les forces non conservatives du système de la Fig.(A.1) sont la force d'amortissement  $f_D$  et la charge appliquée  $p(t)$ . La variation du travail effectué par ces forces peut s'exprimer par :

$$\delta W_{nc} = p(t) \delta v - c\dot{v} \delta v \quad (\text{A.8})$$

en prenant la variation du premier terme, on parvient à :

$$\int_{t_2}^{t_1} [m\dot{v} \delta\dot{v} - c\dot{v} \delta v - kv \delta v + p(t) \delta v] dt = 0 \quad (\text{A.9})$$

Le premier terme de cette équation peut à présent être intégré par parties comme suit :

$$\int_{t_2}^{t_1} m\dot{v} \delta\dot{v} dt = m\dot{v} \delta v \Big|_{t_1}^{t_2} - \int_{t_2}^{t_1} m\ddot{v} \delta v dt \quad (\text{A.10})$$

Comme l'une des hypothèses du principe de Hamilton est que la variation s'annule aux bornes d'intégration  $t_1$  et  $t_2$  le premier terme obtenu est égal à zéro. Si on reporte alors la relation de l'Eq.(A.10) dans l'Eq.(A.9), le résultat peut s'écrire.

$$\int_{t_2}^{t_1} [-m\ddot{v} - c\dot{v} - kv + p(t)] \delta v dt = 0 \quad (\text{A.9})$$

et comme la variation  $\delta v$  est arbitraire, il est clair que l'équation qui précède ne peut en général être satisfaite que si l'expression entre crochets s'annule. On peut alors retomber sur la forme de l'Eq.(A.5), qui n'est autre que l'expression de l'équation du mouvement.

## ANNEXE B

Tab B.1 Valeurs standards pour  $R_r$  et  $\xi_r$  [2].

$\frac{H}{H_s}$	$\alpha$	$E_s = 30GPa$	
		$R_r$	$\xi_r$
1.0	1.0	1.370	0
	0.90	1.374	0.021
	0.75	1.374	0.040
	0.50	1.333	0.051
	0.25	1.285	0.045
	0	1.259	0.034
0.95	1.0	1.289	0
	0.90	1.292	0.200
	0.75	1.289	0.038
	0.50	1.247	0.045
	0.25	1.208	0.038
	0	1.191	0.028
0.90	1.0	1.214	0
	0.90	1.220	0.017
	0.75	1.214	0.033
	0.50	1.179	0.037
	0.25	1.152	0.030
	0	1.139	0.022
0.85	1.0	1.152	0
	0.90	1.157	0.013
	0.75	1.155	0.024
	0.50	1.129	0.028
	0.25	1.109	0.022
	0	1.099	0.017
0.80	1.0	1.104	0
	0.90	1.106	0.008
	0.75	1.089	0.016
	0.50	1.078	0.019
	0.25	1.078	0.016
	0	1.071	0.012
0.75	1.0	1.070	0
	0.90	1.069	0.004
	0.75	1.065	0.100
	0.50	1.056	0.013
	0.25	1.050	0.011
	0	1.046	0.009



Tab B.2 Valeurs standards pour la fonction hydrodynamique  $p_0$  [2].

$\frac{y}{H}$	$\frac{gp_0}{wH}$
1.0	0
0.95	0.137
0.90	0.224
0.85	0.301
0.80	0.362
0.75	0.418
0.70	0.465
0.65	0.509
0.60	0.546
0.55	0.580
0.50	0.610
0.45	0.637
0.40	0.659
0.35	0.680
0.30	0.696
0.25	0.711
0.20	0.722
0.15	0.731
0.10	0.737
0.05	0.741
0	0.742

Tab B.3 Valeurs standards pour la fonction hydrodynamique  $p$ , pour  $H/H_s = 1$  et  $\alpha = 0.50$  [2].

$\frac{y}{H}$	Valeurs de $\frac{gp}{wH}$
	$R_w = 0.90$
1.000	0
0.095	0.074
0.095	0.119
0.085	0.136
0.080	0.146
0.075	0.156
0.070	0.163
0.065	0.163
0.060	0.162
0.055	0.161
0.050	0.159
0.045	0.154
0.040	0.149
0.035	0.146
0.030	0.143
0.025	0.137
0.020	0.132
0.015	0.128
0.010	0.125
0.005	0.121
0	0.117

## BIBLIOGRAPHIE

## Bibliographie

- [1] A. K. Chopra et P. Chakrabarti, «Earthquake analysis of concrete gravity dams including dam-water-foundation rock» *Earthquake Eng. Struct. Dyn.*, n°19, pp. 363-383, 1981.
- [2] H. Djabali-Mohabedinne, Influence de l'interaction dynamique fluide-barrage avec fond absorbant sur la réponse sismique des barrages, Alger: Thèse de Magister, ENP, 1996.
- [3] J. S. Anton et P. Henri, Les barrages du projet à la mise en service. Traité de Génie Civil de l'EPFL, Lausanne: Publications des Presses Romandes (PPR), 2011.
- [4] D. Rea, C.-Y. Liaw et A. K. Chopra, «Mathematical models for the dynamic analysis of concrete gravity dams» *Earthquake Eng. Struct. Dyn.*, n13, pp. 249-258, 1975.
- [5] J. Penzien et R. W. Clough, Dynamique des structures, Principes fondamentaux, Tome 1 (Traduction en Français), vol. Tome I, Paris: Pluralis, pp. 29-33,1980.
- [6] A. K. Copra. et G. Fenves, «Effects of reservoir bottom absorption on earthquake response of concrete gravity dams,» *Earthquake Eng. Struct. Dyn.*, vol. VOL. 11, pp. 809-829, 1983.
- [7] G. Fenves et A. K. Chopra, «Simplified earthquake analysis of concrete gravity dams : separate hydrodynamic and foundation interaction effects,» *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 111, n°119779, pp. 715-725, 1985.
- [8] A. K. Chopra et G. Fenves, Simplified earthquake analysis for concrete gravity dams, Austin, Texas: American Society of Civil Engineers, 1987.
- [9] A.K. Chopra, «Eaurthquake resistant design of concrete gravity dams,» *Journal of the Structural Division* , vol. 104, n°16, pp. 953-971, 1978.
- [10] Ministère de l'habitat, Règles Parasismiques Algeriennes RPA 99 / Version 2003, Alger, 2003.

