

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mohamed Khider -Biskra
Faculté des Sciences et de la technologie
Département : Génie Civil et Hydraulique
Réf :.....



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم: الهندسة المدنية و الري
المرجع:.....

Thèse présentée en vue de l'obtention

Du diplôme de

Doctorat en Génie Civil

Spécialité : Modélisation et Analyse des Structures

**Analyse de la réponse sismique des barrages en béton
compte tenu de l'interaction dynamique sol-structure-
fluide**

Dirigé par :

Pr. Messaoud Bourezane

Présentée par:

Mokhtar Messaad

Soutenue publiquement le : **30/06/2022**

Devant le jury composé de :

| | | | |
|---------------------------------|-------------|-----------------------|-------------------------------------|
| M. TAALLAH Bachir | Prof | Président | Université de Biskra |
| M. BOUREZANE Messaoud | Prof | Rapporteur | Université de Biskra |
| M. OUZENDJA Djamel | MCA | Co- Rapporteur | Université de Msila |
| M. BELAGRAA Larbi | Prof | Examineur | Université de Msila |
| M. Hamadi Djamel | Prof | Examineur | Université Biskra |
| Mme.TAHAR BERRABAH Amina | MCA | Invité | Université de Ain Témouchent |

Dedicases

Tout d'abord, je tiens à remercier Allah le tout puissant.

Je dédie ce modeste travail à :

- ✓ Mes chers parents
 - ✓ Mes sœurs
 - ✓ Mes frères
 - ✓ Mes chers petits ADAM et ASSINAT
 - ✓ Tous les membres de ma famille

Remercîment

Je tiens tout d'abord à remercier **ALLAH** le Tout Puissant, qui m'a donné la force, la volonté et le courage pour accomplir ce travail.

À MA TENDRE MERE: Tu représentes pour moi la source de tendresse et l'exemple de dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager. Tu as montré que tu es l'exemple palpable d'une mère qui puisse faire tout pour que ces enfants suivent le bon chemin dans leur vie et leurs études.

Je voudrais aussi exprimer mes vifs remerciements à Monsieur le Professeur **BOUREZENE Messaoud** pour avoir bien voulu initier et diriger la présente recherche. Qu'il trouve ici l'expression de ma profonde reconnaissance et de ma sincère gratitude pour ses encouragements, la confiance qu'il m'a toujours accordée ainsi que pour ces nombreux et précieux conseils.

J'adresse mes sincères remerciements à **Dr.OUZENJA Djamel** et Dr. **TAHER BERRABEH Amina** qui par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont guidé mes réflexions et ont accepté de me rencontrer et de répondre à mes questions durant mes recherches. Leur soutien inconditionnel et leurs encouragements ont été d'une grande aide.

Mes remerciements aux membres du jury Prof. **TAALLAH** Bachir, Prof. **HAMADI Djamel** et prof. **BELAGRAA Larbi** qui ont acceptés d'être les rapporteurs de cette thèse et de me donner de leur temps et de leur attention attentive pour examiner ce travail. Je les remercie infiniment de l'intérêt qu'ils ont porté à mon travail.

RÉSUMÉ

Les barrages en béton sont considérés comme des systèmes de construction complexes qui jouent un rôle majeur à la fois sur le plan économique et stratégique. Prise en compte de la présence réservoir et fondation par modélisation le phénomène d'interaction barrage-réservoir-fondation conduit à une évaluation plus réaliste du comportement global du système. Le comportement dynamique du système barrage-réservoir-fondation sous charge sismique à l'aide du code éléments finis Ansys fait l'objet de ce travail. Le barrage en béton de l'Oued Fodda situé à Chlef, dans le nord-ouest de l'Algérie a été choisi comme cas d'étude. Une étude paramétrique a également été réalisée pour différents rapports entre le module de Young de la fondation et le module de Young du barrage E_f/E_d (qui varie de 0,5 à 4). Une approche de masse ajoutée a été utilisée pour modéliser le fluide de réservoir. Les résultats obtenus indiquent que lorsque le module de Young du barrage et le module de Young de la fondation sont égaux, le sol de fondation entraîne moins de déplacements dans le corps du barrage et diminue les contraintes principales ainsi que les contraintes de cisaillement.

Les mots clés : Barrage-poids en béton, Interaction dynamique sol-structure, Méthode des éléments finis, Fondation souple, Similarité de rigidité, Module de Young, Approche de Westergaard

ABSTRACT:

Concrete dams are considered as complex construction systems that play a major role in both economic and strategic character. Taking into account reservoir and foundation presence by modelling the dam-reservoir-foundation interaction phenomenon leads to a more realistic evaluation of the total system behavior. The dynamic behavior of dam-reservoir-foundation system under seismic loading using Ansys finite element code is the subject of this work. Oued Fodda concrete dam situated at Chlef, in North-West of Algeria was chosen as a case study. Parametric study was also performed for different ratios between foundation Young's modulus and dam Young's modulus E_f/E_d (which varies from 0.5 to 4). Added mass approach was used to model the fluid reservoir. The obtained results indicate that when dam Young's modulus and foundation Young's modulus are equal, the foundation soil leads to less displacements in the dam body and decreases the principal stresses as well as shear stresses.

Keywords: Concrete gravity dam, dynamic soil-structure interaction, finite element method, flexible foundation, stiffness similarity, young's modulus, Westergaard approach

المخلص:

تعتبر السدود الخرسانية من أنظمة البناء المعقدة التي تلعب دورًا رئيسيًا على المستوى الإقتصادي والاستراتيجي. مع الأخذ بعين الاعتبار وجود الخزان والأساس في النمذجة، تؤدي ظاهرة تفاعل السد والخزان والأساس إلى تقييم أكثر واقعية لسلوك النظام الكلي. إن السلوك الديناميكي لنظام أساس-خزان والسد تحت التحميل الزلزالي باستخدام كود عنصر Ansys المحدود هو موضوع هذا العمل. تم اختيار سد واد فودة الخرساني الواقع في الشلف شمال غرب الجزائر كدراسة حالة. تم إجراء دراسة بارامترية أيضًا لنسب مختلفة بين معامل يونغ للأساس ومعامل يونغ للسد E_f / E_d (والذي يتراوح من 0.5 إلى 4). تم استخدام نهج الكتلة المضافة لنمذجة ماء الخزان. تشير النتائج التي تم الحصول عليها إلى أنه عندما يتساوى معامل يونغ السد ومعامل يونغ الأساس ، فإن تربة الأساس تؤدي إلى نزوح أقل في جسم السد وتقلل من الأجهادات الرئيسية وكذلك إجهادات القص.

الكلمات المفتاحية: سد الجاذبية الخرساني ، التفاعل الديناميكي بين بنية التربة ، طريقة العناصر المحدودة ، الأساس المرن ، تشابه الصلابة ، معامل يونغ ، نهج واسترغارد

Table des matières

| | |
|-----------------------------|----|
| Résumé | i |
| Table des matières | ii |
| Liste des figures..... | vi |
| Liste des tableaux | ix |
| Liste des symboles | ix |
| INTRODUCTION GÉNÉRALE | 2 |

CHAPITRE 1 INTRODUCTION SUR LES BARRAGES

| | |
|--|----|
| 1.1. INTRODUCTION | 6 |
| 1.2. DÉFINITION | 6 |
| 1.3. LES DIFFÉRENTS TYPES DE BARRAGES..... | 7 |
| 1.3.1. Barrages en béton..... | 7 |
| 1.3.2. Barrages en remblais | 8 |
| 1.3.3. Barrages mobiles..... | 10 |
| 1.4. CLASSIFICATION DES BARRAGES..... | 10 |
| 1.4.1. Les matériaux de construction | 10 |
| 1.4.2. La façon à résister à la poussée de l'eau | 10 |
| 1.5. CHOIX DU SITE DU BARRAGE | 11 |
| 1.6. CHOIX DU TYPE DE BARRAGE EN BÉTON | 11 |
| 1.6.1. Barrage poids | 11 |
| 1.6.2. Barrage voûte | 12 |
| 1.6.3. Barrage à contreforts ou multi-voûtes..... | 12 |
| 1.6.4. Barrage en BCR | 13 |
| 1.7. AVANTAGES ET PARTICULARITÉS EN BÉTON | 14 |
| 1.7.1. Barrages poids..... | 14 |
| 1.7.2. Barrages à contrefort..... | 14 |
| 1.7.3. Barrages voûtes | 14 |
| 1.8. ANALYSE DE LA STABILITÉ D'UN BARRAGE POIDS | 15 |
| 1.8.1. Actions agissants sur les barrages poids | 15 |
| 1.8.2. Manifestations des actions | 16 |
| 1.8.2.1. Le poids propre P_0 | 16 |

| | |
|--|----|
| 1.8.2.2. Poussée des sédiments déposés au pied amont Q_2 | 17 |
| 1.8.2.3. Poussée hydrostatique amont Q_1 | 18 |
| 1.8.2.4. Poussée hydrostatique aval Q_3 | 18 |
| 1.8.2.5. Sous pressions P_1 | 19 |
| 1.8.2.6. Poussée de glaces | 21 |
| 1.8.2.7. Actions accidentelles..... | 21 |
| 1.8.3. Amélioration de la sécurité du barrage | 22 |
| 1.9. CONCLUSION | 22 |

CHAPITRE 2 INTERACTION SOL-STRUCTURE

| | |
|---|----|
| 2.1. INTRODUCTION | 25 |
| 2.2. FORMULATION D'UN PROBLÈME D'INTERACTION SOL-STRUCTURE..... | 26 |
| 2.3. DIFFÉRENTS TYPES D'INTERACTION SOL-STRUCTURE..... | 28 |
| 2.4. MÉTHODES D'ANALYSE DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE | 29 |
| 2.4.1. Méthode globale..... | 29 |
| 2.4.2. Méthode de sous-structures..... | 31 |
| 2.4.2.1. Méthode de frontière | 31 |
| 2.4.2.2. Méthode de volume..... | 34 |
| 2.4.3. Méthode hybride | 36 |
| 2.5. CONCLUSION | 37 |

CHAPITRE 3 INTERACTION FLUIDE-STRUCTURE

| | |
|---|----|
| 3.1. INTRODUCTION | 39 |
| 3.2. DIFFÉRENTES MÉTHODES D'INTERACTION FLUIDE-STRUCTURE..... | 40 |
| 3.2.1. Méthode de masse ajoutée | 40 |
| 3.2.1.1. Effet d'inertie | 41 |
| 3.2.1.2. Effet de compressibilité..... | 42 |
| 3.2.1.3. Effet de viscosité..... | 43 |
| 3.2.1.4. Détermination de la masse d'eau entraînée | 43 |
| 3.2.1.5. Solution de WESTERGAARD : | 44 |
| 3.2.2. Couplage fluide-structure à l'aide de la méthode des éléments finis..... | 45 |
| 3.2.2.1. Système couplé fluide-structure..... | 46 |

| | |
|---------------------------------------|----|
| 3.2.2.2. Équation du mouvement | 47 |
| 3.2.2.3. Conditions aux limites | 48 |
| 3.3. CONCLUSION | 50 |

CHAPITRE 4 MODELES DE COMPORTEMENT DES MATERIAUX

| | |
|--|----|
| 4.1. INTRODUCTION | 52 |
| 4.2. DESCRIPTION DU COMPORTEMENT DES MATÉRIAUX | 52 |
| 4.2.1. Loi de comportement | 53 |
| 4.3. MODÈLES DE COMPORTEMENT | 53 |
| 4.3.1. Modèle élastique linéaire | 53 |
| 4.3.2. Modèle viscoélastique linéaire équivalent | 55 |
| 4.3.3. Modèle élastoplastique | 58 |
| 4.3.4. Modèle de Drucker-Prager | 59 |
| 4.3.5. Modèle multilinéaire avec écrouissage cinématique | 61 |
| 4.4. Modélisation du comportement du béton [67] | 62 |
| 4.4.1. Béton soumis à une compression uniaxiale : | 63 |
| 4.4.2. Comportement en traction | 65 |
| 4.4.3. Comportement cyclique traction-compression : | 66 |
| 4.5. CONCLUSION | 66 |

CHAPITRE 5 APPLICATIONS NUMERIQUES ET ANALYSE DES RESULTATS

| | |
|---|----|
| 5.1. INTRODUCTION | 68 |
| 5.2. DESCRIPTION DU BARRAGE D'OUED FODDA | 68 |
| 5.3. RISQUE SISMIQUE | 72 |
| 5.4. EFFET DE PRESSION HYDRODYNAMIQUE | 72 |
| 5.5. MODÈLE D'ÉLÉMENTS FINIS DU SYSTÈME BARRAGE-FONDATION | 72 |
| 5.6. RÉSULTATS NUMÉRIQUES ET DISCUSSION | 74 |
| 5.6.1. Analyse Dynamique | 74 |
| 5.6.1.1. Analyse modale | 74 |
| 5.6.1.2. Analyse transitoire | 77 |

| | |
|-----------------------------------|----|
| 5.7. CONCLUSION | 88 |
| CONCLUSION GÉNÉRALE | 90 |
| RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES | 93 |

Liste des figures

| | | |
|--------------------|--|----|
| Figure 1.1 | Classification de barrage en béton..... | 7 |
| Figure 1.2 | Schéma simplifié des barrages en béton..... | 8 |
| Figure 1.3 | Classification de barrage en remblai..... | 9 |
| Figure 1.4 | Schéma simplifié des barrages en remblai..... | 9 |
| Figure 1.5 | Barrage de Chatou-France | 10 |
| Figure 1.6 | Le barrage-poids de Pine Flat | 11 |
| Figure 1.7 | Barrage de Sainte Croix..... | 12 |
| Figure 1.8 | barrage de d'Albertville –contrefort | 13 |
| Figure 1.10 | barrage de Koudiat Bouira-Algérie..... | 13 |
| Figure 1.12 | les différentes actions agissantes sur barrage poids..... | 15 |
| Figure 1.13 | Action du poids propre du barrage | 17 |
| Figure 1.14 | Action des sédiments sur le barrage..... | 17 |
| Figure 1.15 | Action de la poussée hydrostatique..... | 18 |
| Figure 1.16 | Action de la poussée hydrostatique aval Q_3 | 19 |
| Figure 1.17 | Diagrammes indicatifs des sous-pressions en fonction de l'injection et de drainage | 20 |
| Figure 1.18 | Diagramme de la répartition des sous-pressions..... | 21 |
| Figure 2.1 | Modèle d'interaction sol-structure..... | 26 |
| Figure 2.2 | Représentation schématique d'un calcul d'interaction sol- structure : méthode globale | 30 |
| Figure 2.3 | Méthode de sous-structures : méthode de frontière..... | 32 |
| Figure 2.4 | Méthode de sous-structures : méthode de volume..... | 34 |
| Figure 2.5 | Méthode Hybride | 36 |
| Figure 3.1 | Barrage-réservoir..... | 40 |
| Figure 3.2 | Masses ajoutées équivalentes..... | 41 |
| Figure 3.3 | Pression hydrodynamique sur la face amont du barrage | 42 |
| Figure 3.4 | Technique de détermination de la masse ajoutée (approche de Westergaard) | 44 |
| Figure 3.5 | Présentation du système barrage-réservoir | 47 |
| Figure 4.1 | Courbe contrainte-déformation dans un essai de traction simple..... | 59 |

| | |
|---|----|
| Figure 4.2 Critères de rupture de Coulomb, Drucker-Prager et Von-Mises [83] | 61 |
| Figure 4.3 Comportement contrainte-déformation du modèle multilinéaire avec écrouissage cinématique(effet de Bauschinger) | 62 |
| Figure 4.8 Comportement contrainte-déformation du modèle multilinéaire avec écrouissage cinématique | 62 |
| Figure 4.9 Comportement du béton en compression simple..... | 64 |
| Figure 4.10 Comportement cyclique du béton en compression..... | 65 |
| Figure 4.11 Essai de traction directe Terrin (1980) | 66 |
| Figure 5.1 Barrage-poids en béton d'Oued Fodda..... | 69 |
| Figure 5.2 Situation géographique du barrage de l'Oued Fodda | 69 |
| Figure 5.3 Superficie du bassin versant du barrage de Oued Fodda..... | 70 |
| Figure 5.4 Dimensions du système barrage-réservoir-fondation | 71 |
| Figure 5.5 Modèle d'éléments finis à trois dimensions du système barrage-fondation..... | 73 |
| Figure 5.6 Représentation de l'élément SOLID185 [35] | 73 |
| Figure 5.7 Représentation de l'élément SURF154 [35]..... | 73 |
| Figure 5.8 Forme du mode fondamental du système barrage-fondation avec $E_f/E_d = 0,5$ | 74 |
| Figure 5.9 Forme du mode fondamental du système barrage-fondation avec $E_f/E_d = 1$ | 75 |
| Figure 5.10 Forme du mode fondamental du système barrage-fondation avec $E_f/E_d = 1.5$ | 76 |
| Figure 5.11 Forme du mode fondamental du système barrage-fondation avec $E_f/E_d = 3$ | 76 |
| Figure 5.12 Forme du mode fondamental du système barrage-fondation avec $E_f/E_d = 4$ | 77 |
| Figure 5.13 Enregistrement sismique de la composante horizontale de la réplique du séisme d'El-Asnam (1980) mise à l'échelle par un facteur de 2,5 | 78 |
| Figure 5.14 Variation des déplacements horizontaux à la crête du barrage..... | 79 |
| Figure 5.15 Déplacements horizontaux maximaux dans la direction amont du barrage | 80 |
| Figure 5.16 Contours des déplacements horizontaux maximums du barrage avec $E_f/E_d = 0,5$ | 80 |

| | |
|---|----|
| Figure 5.17 Contours des déplacements horizontaux maximums du barrage avec $E_f/E_d = 1$ | 81 |
| Figure 5.18 Contours des déplacements horizontaux maximums du barrage avec $E_f/E_d = 4$ | 81 |
| Figure 5.19 Distribution des contraintes principales de traction le long la hauteur du barrage | 82 |
| Figure 5.20 Distribution des contraintes principales de compression le long la hauteur du barrage | 82 |
| Figure 5.20 Variation des contraintes de traction en fonction du temps au pied amont du barrage | 83 |
| Figure 5.20 Variation des contraintes de compression en fonction du temps au pied aval du barrage..... | 84 |
| Figure 5.21 Contours de contrainte de traction principale maximale du barrage avec $E_f/E_d = 0,5$ | 85 |
| Figure 5.22 Contours de contrainte de traction principale maximale du barrage avec $E_f/E_d = 1$ | 85 |
| Figure 5.23 Contours de contrainte de traction principale maximale du barrage avec $E_f/E_d = 4$ | 86 |
| Figure 5.24 Variation des contraintes de cisaillement en fonction du temps au pied aval du barrage..... | 87 |

Liste des tableaux

| | |
|--|----|
| Tableau 5.1 Propriétés des matériaux du barrage-poids d'Oued Fodda [81] | 71 |
| Tableau 5.2 Cinq premières fréquences naturelles du barrage-fondation avec $E_f/E_d = 0,5$ | 74 |
| Tableau 5.3 Cinq premières fréquences naturelles du barrage-fondation avec $E_f/E_d = 1$ | 75 |
| Tableau 5.4 Cinq premières fréquences naturelles du barrage-fondation avec $E_f/E_d = 1.5$ | 75 |
| Tableau 5.5 Cinq premières fréquences naturelles du barrage-fondation avec $E_f/E_d = 3$ | 76 |
| Tableau 5.6 Cinq premières fréquences naturelles du barrage-fondation avec $E_f/E_d = 4$ | 77 |

Liste des symboles

Notations

| | |
|--------------|---|
| U | Déplacements absolus |
| v | Déplacements de champ libre |
| u | Déplacements ajoutés |
| M | Matrice de masse |
| C | Matrice d'amortissement |
| K | Matrice de rigidité |
| U | Vecteur des déplacements |
| U | Vecteur des vitesses |
| U | Vecteur des accélérations |
| Q | Vecteur de charge |
| I | Vecteur de couplage dynamique |
| S_f | Matrice d'impédance du sol. |
| f | Degrés de liberté situés sur la frontière de séparation |
| T | Période du mouvement de l'écran, supposé harmonique |
| $P(z)$ | Surpression sur la face amont |
| ρ_w | Masse volumique du fluide |
| h_w | Niveau d'eau du réservoir |
| Z | Coté de la partie immergée de la face amont |
| u_g | Accélération du sol |
| Δh_i | Epaisseur de la tranche i |
| h_i | Hauteur de la tranche i |
| M_s | Matrice de masse de la structure |
| C_s | Matrice d'amortissement de la structure |
| K_s | Matrice de rigidité de la structure |
| M_F | Matrice de masse du fluide |
| C_F | Matrice d'amortissement du fluide |

| | |
|--------------------------------|--|
| K_F | Matrice de rigidité du fluide |
| α, β | Coefficients de Rayleigh |
| p | Pression hydrostatique |
| u_n | Projection des accélérations des particules solides sur la normale n |
| c | Célérité des ondes de pression dans l'eau |
| g_N | Gap normal |
| t^i | Vecteur de contrainte |
| $t^i \beta$ | Contrainte tangentielle |
| p_N | Pression de contact normal |
| g_T | Vitesse tangentielle relative |
| μ | Coefficient de frottement |
| τ | Contrainte de cisaillement |
| (ε_i) | Tenseur des déformations |
| (σ_i) | Tenseur des contraintes |
| δ_{ij} | Symbole de Kronecker |
| ν | Coefficient de poisson |
| E | Module d'élasticité |
| G | Module de cisaillement |
| G_s | Module de cisaillement sécant |
| K | Module de compressibilité |
| η | Coefficient de perte |
| β | Pourcentage d'amortissement critique |
| ε^e | Déformation élastique |
| ε^p | Déformation plastique |
| $F(\sigma_i)$ | Fonction de charge |
| k | Paramètre d'écrouissage |
| $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ | Contraintes principales |
| φ | Angle de frottement interne |
| c | Cohésion |
| $d\lambda$ | Multiplicateur de plasticité |
| σ_m | Contrainte moyenne |
| (s_{ij}) | Tenseur des contraintes déviatoriques |
| H | Hectare |
| M | Magnitude |

INTRODUCTION GÉNÉRALE

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Les barrages représentent des systèmes constructifs complexes à caractères économique et stratégique importants. Ils sont des structures critiques qui servent à permettre la production d'électricité, l'approvisionnement en eau, la prévention des catastrophes naturelles (crues, inondations), l'irrigation, la récréation, la régulation du débit des rivières, et d'autres fins. Ces ouvrages font partie intégrante du système de l'infrastructure de la société.

Le phénomène d'interaction sol-structure-fluide est complexe, il correspond à une perturbation du mouvement incident sous l'effet du mouvement propre de la structure et de fluide, d'où il résulte que le mouvement de l'interface de contact sol – structure n'est pas le mouvement dit de champ libre.

L'interaction est en générale d'autant plus forte que la structure est rigide et le sol déformable, d'autant faible que la structure est souple et que le sol est rigide. Mais dans les deux cas elle peut s'exercer dans un sens favorable ou défavorable, elle peut occasionner des amplifications au niveau de certains degrés de liberté.

Au fil des ans, le comportement sismique des barrages poids en béton a été un sujet d'intérêt pour de nombreux ingénieurs de barrage. Plusieurs recherches ont été menées afin de déterminer le comportement des barrages face aux charges sismiques. En général, l'analyse sismique des structures repose souvent sur l'hypothèse que la fondation est rigide, qui est soumise à une accélération horizontale. La réponse du sol au mouvement de la structure et la réponse de la structure au mouvement du sol est connue sous le nom d'interaction sol-structure (SSI) présentée par Wolf [1]. La méthode simplifiée du spectre de réponse est proposée pour effectuer la conception préliminaire et l'évaluation des sections gravitaires en béton par Fenves et Chopra [2]. Dans cette méthode, un mode de vibration fondamental standard qui est représentatif de sections typiques est utilisé. Cette forme de mode ne prend pas en compte la flexibilité de fondation car elle est représentative d'une section gravitaire de béton standard sur fondation.

Plusieurs facteurs peuvent affecter le comportement dynamique des barrages en béton aux charges sismiques, notamment l'interaction barrage-fondation et barrage-réservoir. Dans de nombreuses études, une hypothèse raisonnable basée sur une fondation sans masse a été utilisée pour échapper aux considérations susmentionnées pour les structures construites sur les roches telles que les barrages en béton [3–18].

Pour réduire les dommages causés aux barrages lors d'un tremblement de terre, de nombreux chercheurs ont tenté de déterminer les effets de l'interaction sol-structure. Une méthode

indirecte des éléments de frontière qui utilise la fonction de Green pour l'analyse d'interaction sol-structure non linéaire pour une fondation de surface dans le domaine temporel a été formulée par Wolf et Oberhuber [19]. Considérant la flexibilité, l'inertie et l'amortissement de la fondation dans la réponse dynamique des barrages en béton, Tan et Chopra ont mis en œuvre la méthode de la sous-structure et ils sont arrivés à la conclusion que la prise en compte de l'inertie et de l'amortissement affecte les réponses par rapport à la fondation sans masse [20-22]. Dans une analyse linéaire dans le domaine fréquentiel, Fen Ves et Chopra [23] ont étudié le système d'interaction barrage-réservoir-fondation tandis que Gaun [24] a décrit une procédure numérique affective afin d'étudier la réponse dynamique d'un système réservoir-barrage-fondation directement dans le domaine temporel. Ghaemien et al. ont déclaré que la forme et la masse des effets de la fondation sur la réponse linéaire des barrages-voûtes sont significatives [25].

Les modèles numériques développés doivent conduire à une évaluation fiable et efficiente des déformations et des contraintes dynamiques induites dans les corps des barrages, compte tenu de l'interaction sismique du système sol-structure-fluide. Cette étude vise à enrichir les études liées à la réponse sismique du barrage-poids en béton. Un modèle d'éléments finis tridimensionnel est utilisé pour étudier les effets de la flexibilité des fondations et de l'interaction barrage-réservoir-fondation sur la réponse sismique d'un barrage-poids en béton. A cet effet, le barrage poids en béton de l'Oued Fodda, Chlef, Nord-ouest algérien, est retenu comme un cas d'étude. La pression hydrodynamique du réservoir d'eau est modélisée comme une masse ajoutée en utilisant l'approche de Westergaard. L'effet de la flexibilité de la fondation a été obtenu en tenant compte de divers rapports d'interaction barrage- fondation E_F/E_D , c'est-à-dire (E_F : module d'élasticité de la fondation / E_D : module d'élasticité du béton du barrage. Les diverses analyses numériques sont modélisées en utilisant le programme ANSYS [26].

La présente thèse est structurée en cinq chapitres, une introduction au problème et une conclusion générale :

Dans le premier chapitre, on commence tout d'abord par une définition de tous les types de barrage et on s'attardera sur les barrages en béton.

Le deuxième chapitre est consacré essentiellement à l'étude des différentes méthodes du phénomène d'interaction sol-structure.

Dans le troisième fait l'objet de la même étude, cependant celle-ci porte sur le phénomène d'interaction fluide-structure.

Le quatrième chapitre présente une description sommaire des différents modèles de comportement des matériaux.

Le cinquième chapitre comporte une application numérique détaillée, et une présentation des résultats des analyses effectuées qui sont comparés et discutés. Il consiste à exposer les effets

de la flexibilité des fondations et de l'interaction barrage-réservoir-fondation sur la réponse sismique d'un barrage-poids en béton.

Enfin, la thèse est clôturée par une conclusion générale qui retrace les grandes lignes du travail effectué.

CHAPITRE 1
INTRODUCTION SUR LES BARRAGES

INTRODUCTION SUR LES BARRAGES

1.1. INTRODUCTION

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

Plusieurs objectifs conduisent à la construction d'un barrage :

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

1.2. DÉFINITION

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

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

1.3. LES DIFFÉRENTS TYPES DE BARRAGES

Chaque structure et matériau de construction définit le type de barrage. On distingue [27]:

1.3.1. Barrages en béton

- Barrages-poids,
- Barrages-voûtes,
- Barrages à contreforts.

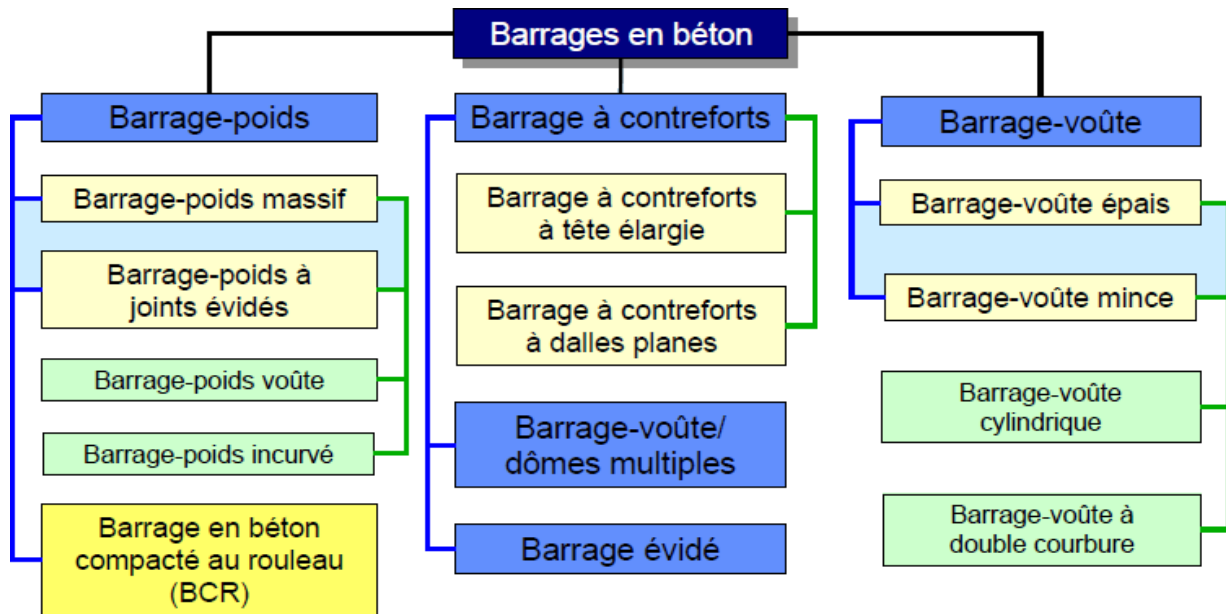


Figure 1.1 Classification de barrage en béton [27]

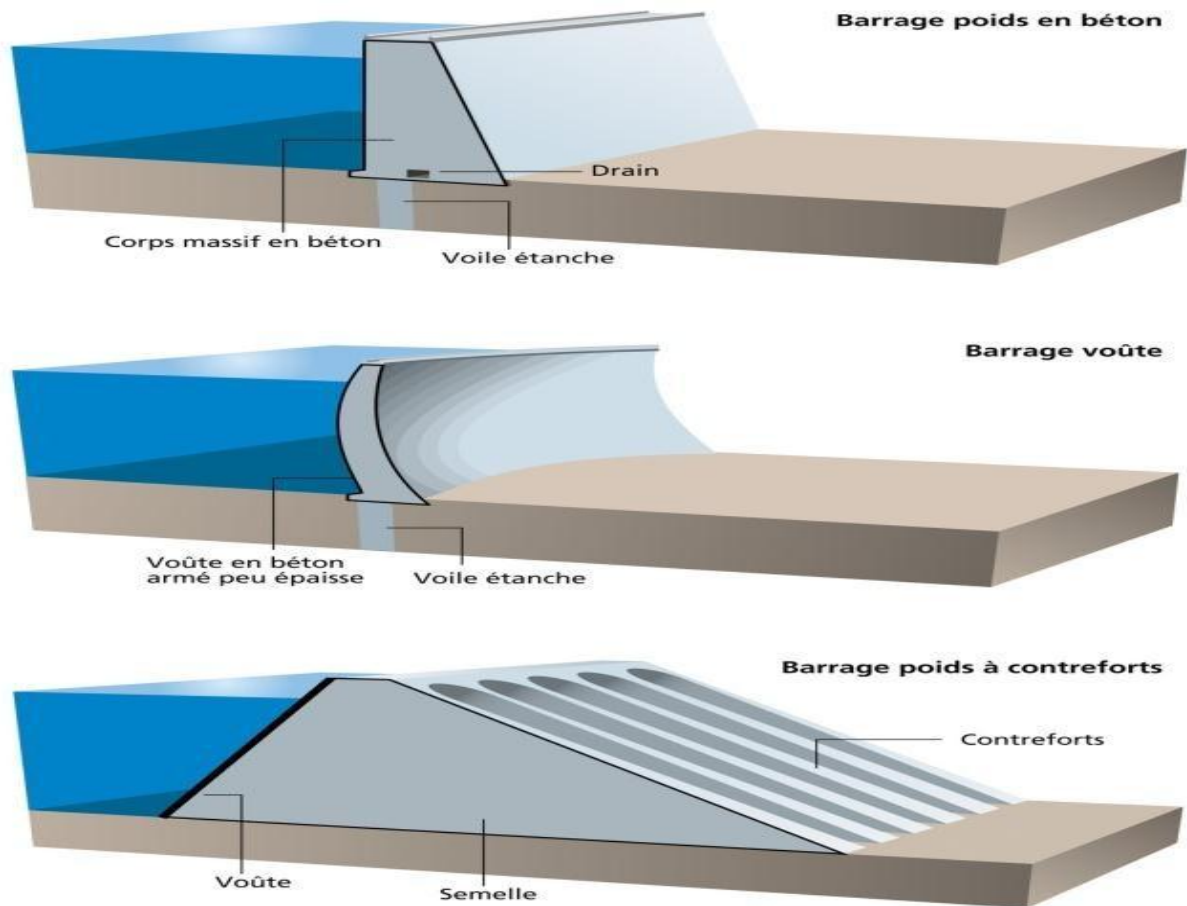


Figure 1.2 : Schéma simplifié des barrages en béton [28]

1.3.2. Barrages en remblais

- Barrages en terre,
- Barrages en enrochement.

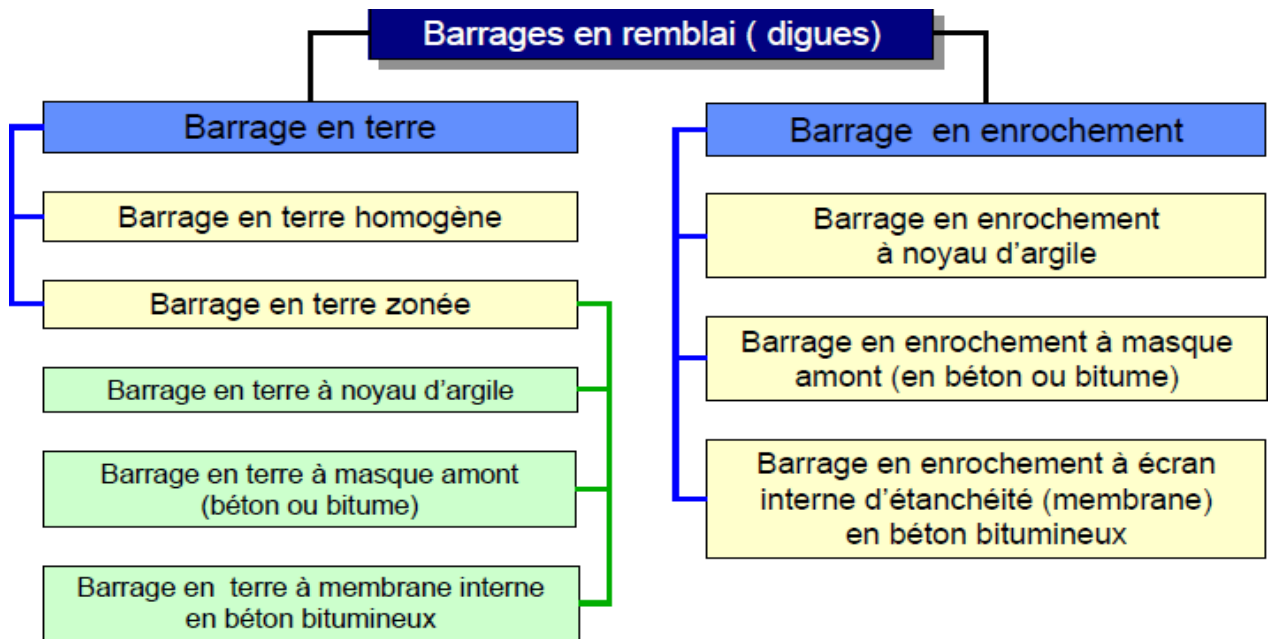


Figure 1.3 : Classification de barrage en remblai [27]

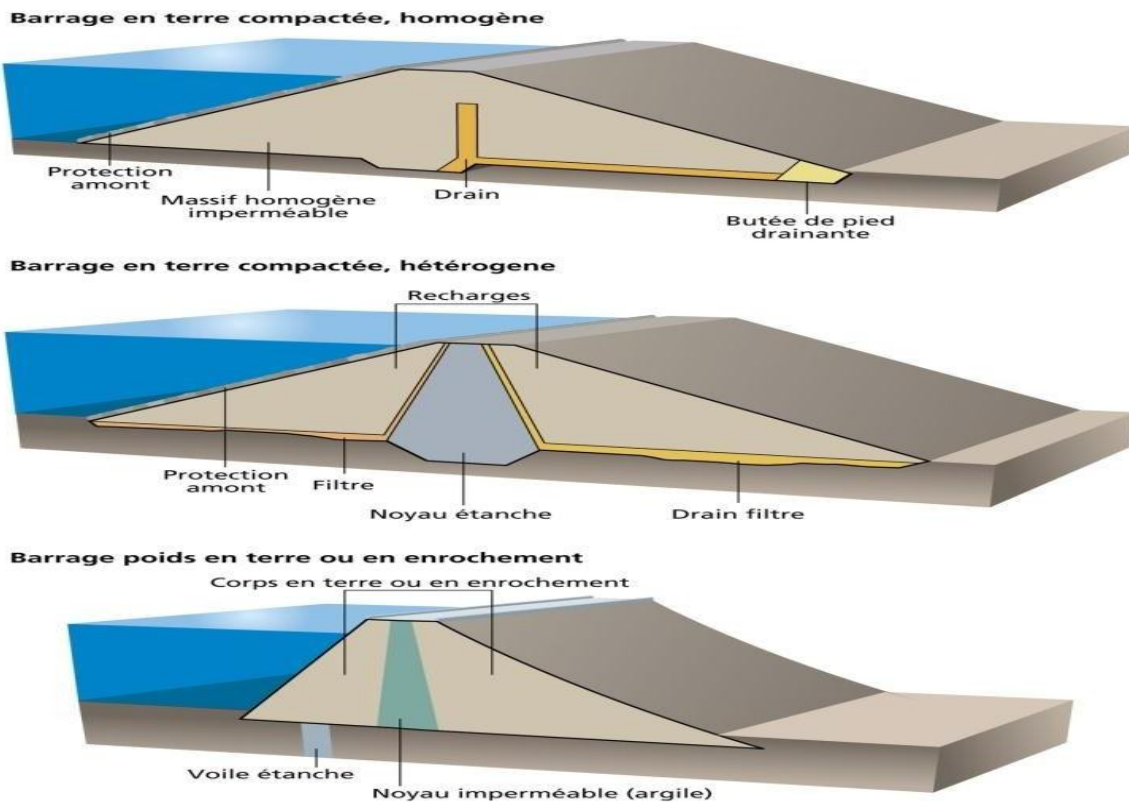


Figure 1.4: Schéma simplifié des barrages en remblai [28]

1.3.3. Barrages mobiles

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



Figure 1.5 : Barrage de Chatou-France [29]

1.4. CLASSIFICATION DES BARRAGES

Un barrage fluvial permet la régulation du débit d'une rivière ou d'un fleuve, l'irrigation des cultures, une prévention relative des catastrophes naturelles (crues, inondations), par la création de lacs artificiels ou de réservoirs. Un barrage autorise aussi sous certaines conditions la production de forces motrices (moulin à eau) et d'électricité (on parle alors de barrage hydro-électrique) [30].

La classification des barrages est faite en fonction des critères suivants :

1.4.1. Les matériaux de construction

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

1.4.2. La façon à résister à la poussée de l'eau

- Barrages à stabilité de forme (barrages voutes) : sa forme arquée horizontalement et verticalement, permet de reporter la poussée de l'eau sur les flancs de la vallée. Il doit donc s'appuyer sur une fondation rocheuse résistante.
- Barrage à stabilité de poids (barrages poids) : un barrage poids est un barrage dont la propre masse suffit à résister à la pression exercée par l'eau. Ce sont

des barrages souvent relativement épais, dont la forme est généralement simple (leur section s'apparente dans la plupart des cas à un triangle rectangulaire).

1.5. CHOIX DU SITE DU BARRAGE

Les principaux paramètres à prendre en compte dans le choix du site et du type de barrage sont les suivants [31] :

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

1.6. CHOIX DU TYPE DE BARRAGE EN BÉTON

Il existe quatre types principaux de barrage en béton [31] :

1.6.1. Barrage poids

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

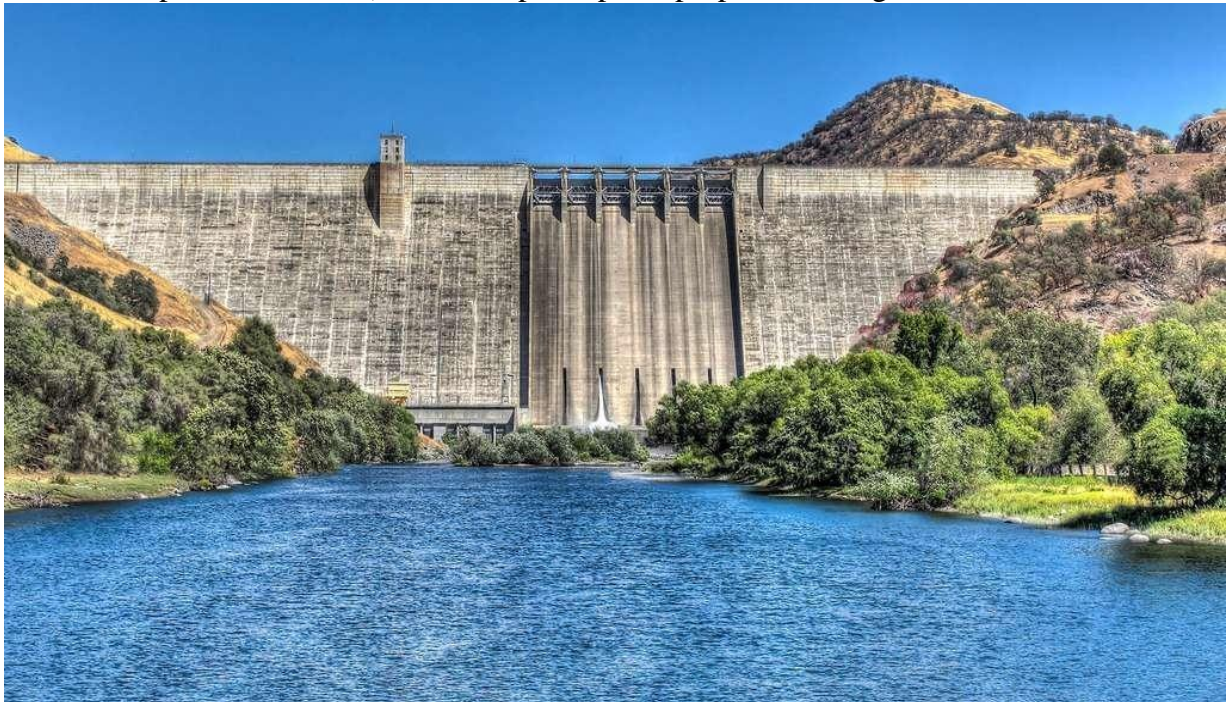


Figure 1.6 : Le barrage-poids de Pine Flat [32]

Le barrage-poids de Pine Flat a été édifié entre 1947 et 1954 sur la Kings River, dans le centre de la Californie (États-Unis). Long de 560 mètres pour 130 mètres de haut, il a été conçu spécialement pour contrôler les risques d'inondation, mais il sert également à la

production d'énergie, à l'irrigation et à l'agrément. Il a engendré la création du lac Pine Flat qui est l'un des plus grands réservoirs de Californie.

1.6.2. Barrage voûte



Figure 1.7 : Barrage de Sainte Croix [33]

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

Les barrages-voûtes sont, par rapport aux barrages-poids, très économes en béton. Cela représente couramment un gain de 50% de matière. La finesse de la structure impose par conséquent à la fondation des gradients hydrauliques très élevés, ce qui renforce encore la nécessité d'avoir une fondation d'excellente qualité [34].

1.6.3. Barrage à contreforts ou multi-voûtes

Les barrages à contreforts sont des barrages en béton constitués des murs, généralement de forme triangulaire, construits dans la vallée parallèlement à l'axe de la rivière. Ces murs sont les contreforts.

Des bouchures entre les contreforts pour maintenir l'eau de la retenue. Ces bouchures s'appuient sur les contreforts auxquelles elles transmettent la poussée de l'eau.

Les bouchures sont très souvent inclinées vers l'aval pour que la poussée de l'eau soit orientée vers le bas de façon à améliorer la stabilité des contreforts. Dans le sens transversal, notamment vis-à-vis des effets sismiques de rive à rive, les contreforts peuvent être munis de butons.

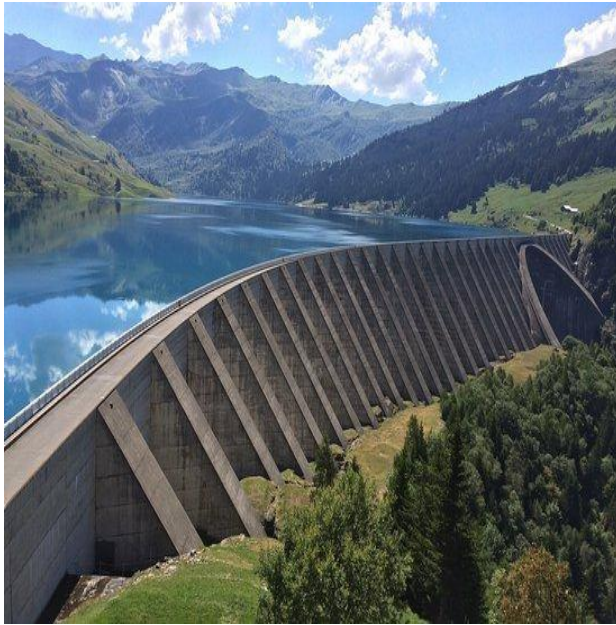


Figure 1.8 barrage de d'Albertville –contrefort [35] **Figure 1.9** barrage de la Girotte- multi-voûtes [35]

1.6.4. Barrage en BCR

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

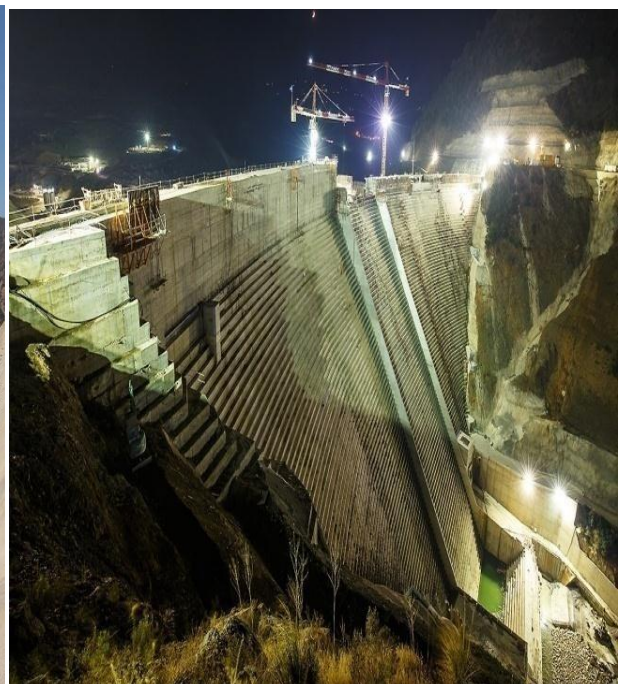


Figure 1.10 : barrage de Koudiat Bouira-Algérie

Figure 1.11 : barrage de Tabellout Jijel- Algérie

1.7.AVANTAGES ET PARTICULARITÉS EN BÉTON

1.7.1. Barrages poids [36]

a) Avantage :

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

b) Particularités :

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

1.7.2. Barrages à contrefort

a) Avantage :

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

b) Inconvénients :

- ✓ Susceptibilité aux séismes est très forte,
- ✓ La résistance à l'accélération est presque non existante,
- ✓ Importantes fouilles,
- ✓ Les contraintes dues au gradient de température peuvent devenir importantes à la tête du contrefort.

1.7.3. Barrages voûtes

a) Avantage :

- ✓ Le volume du béton est faible,

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

1.8. ANALYSE DE LA STABILITÉ D'UN BARRAGE POIDS

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

1.8.1. Actions agissantes sur les barrages poids

La figure (1.12) illustre les différentes actions agissantes sur un barrage poids :

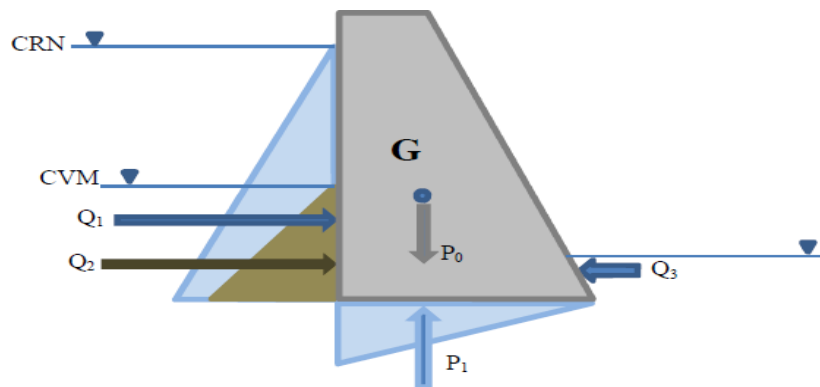


Figure 1.12 : les différentes actions agissantes sur barrage poids [31]

On peut classer ces actions en fonction de leurs types :

- **Actions permanentes :**

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

- Poids propre,
- Poussées des sédiments.

- **Actions variables :**

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

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

- **Actions accidentelles :**

Ces actions sont relatives aux excitations sismiques :

- Les séismes.

1.8.2. Manifestations des actions

1.8.2.1. Le poids propre P_0

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

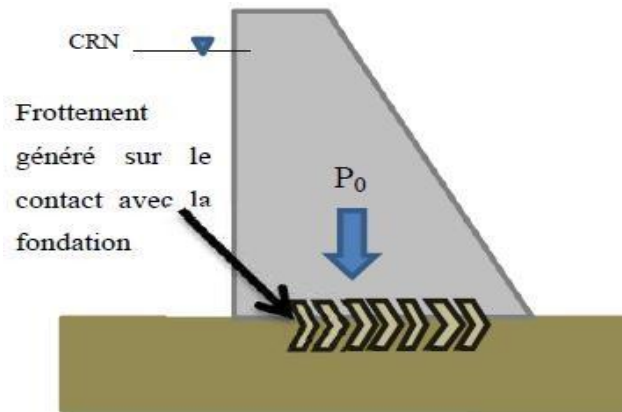


Figure 1.13 : Action du poids propre du barrage [31]

1.8.2.2. Poussée des sédiments déposés au pied amont Q_2

Les sédiments en cours de consolidation exercent une poussée est a priori légèrement inclinée sur l'horizontale (figure I.14). Le coefficient de poussée peut être pris égal à [37] :

$$K_0 = 1 - \sin \varphi \quad (\text{formule de Jacky}) \quad (1.1)$$

Avec :

φ : angle de frottement interne des sédiments.

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

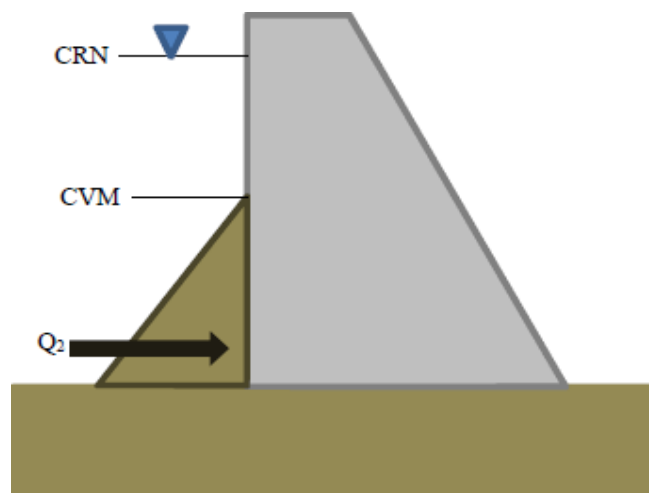


Figure 1.14 : Action des sédiments sur le barrage [31]

1.8.2.3. Poussée hydrostatique amont Q_1

Tout d'abord un barrage est soumis à des pressions, dont la plus importante est la pression hydrostatique (figure I.15). C'est une force horizontale exercée par l'eau sur sa surface immergée. On en tire l'expression de la pression suivante [38]:

$$P = \rho . g . h \quad (1.2)$$

Avec :

P : est la pression en Pa (Pascal),

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

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

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

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

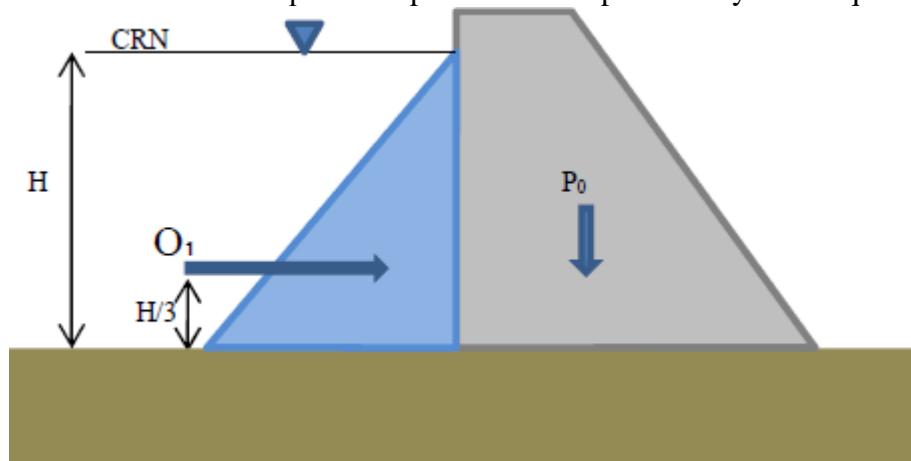


Figure 1.15 : Action de la poussée hydrostatique [31]

1.8.2.4. Poussée hydrostatique aval Q_3

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

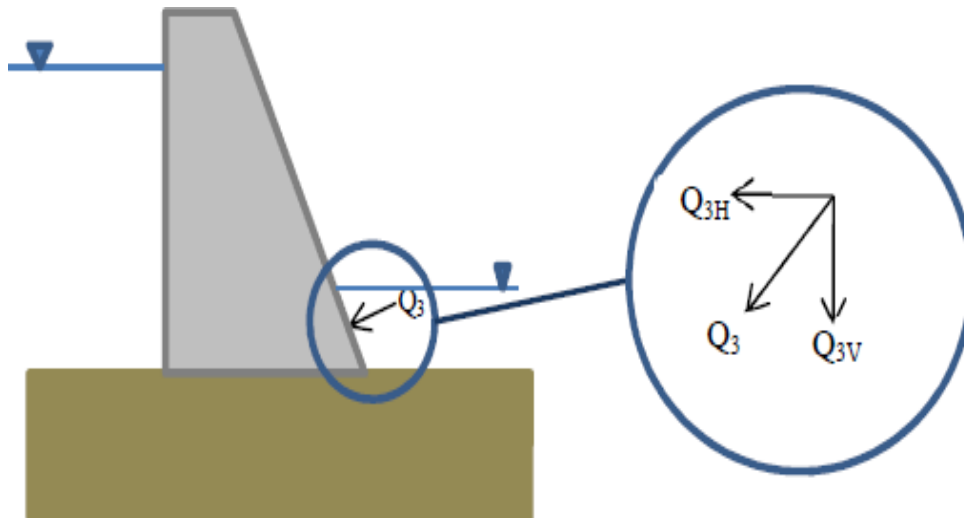


Figure 1.16 : Action de la poussée hydrostatique aval Q_3 [31]

1.8.2.5. Sous pressions P_1

En l'absence de drainage, on considère habituellement un diagramme trapézoïdal avec la pleine sous-pression (U_m) du plan d'eau en pied amont et une sous-pression (U_v) égale au niveau d'eau en pied aval.

En l'absence de drainage, le diagramme des sous-pressions peut être plus favorable que le diagramme trapézoïdal (a) de la (figure I.17) si les fissures du rocher ont tendance à se refermer au pied aval. Lorsque l'étude géologique conduit à redouter cette hypothèse, des drains doivent impérativement être forés au pied aval.

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

$$U_A = U_B = (U_A - U_C)/2 \quad (1.3)$$

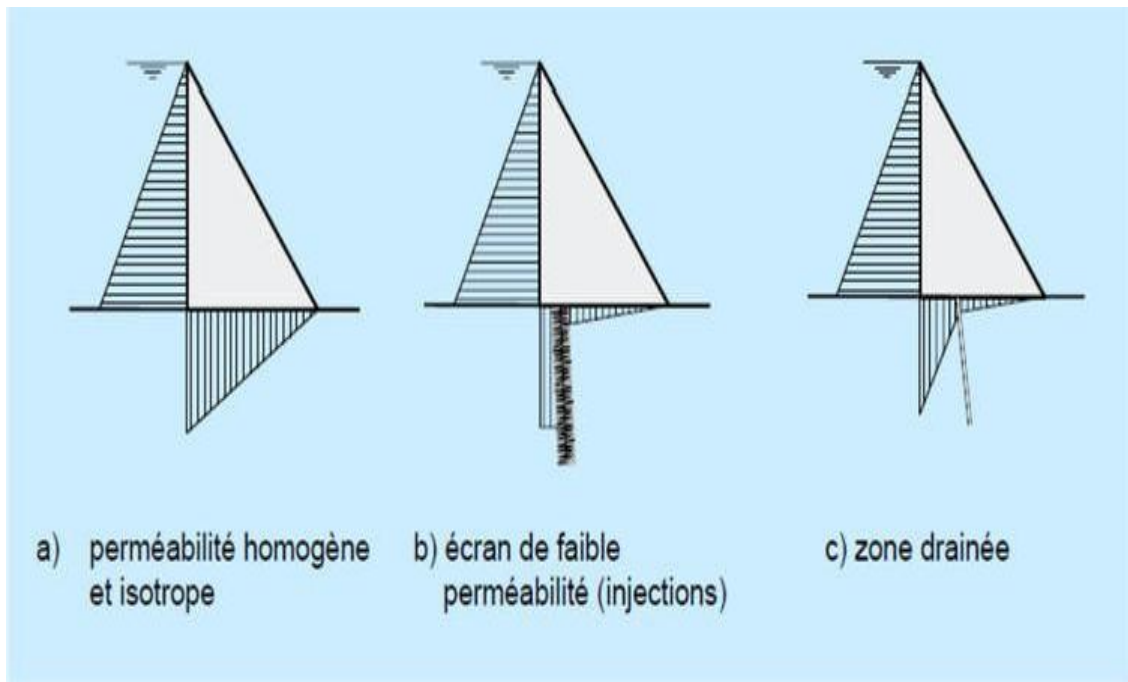


Figure 1.17 : Diagrammes indicatifs des sous-pressions en fonction de l'injection et de drainage[39]

Avec :

- a) – sans injection ni drainage,
- b) – avec voile d'injection,
- c) – avec drainage.

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

$$U_A - U_B = (U_A - U_C)/3 \quad (1.4)$$

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

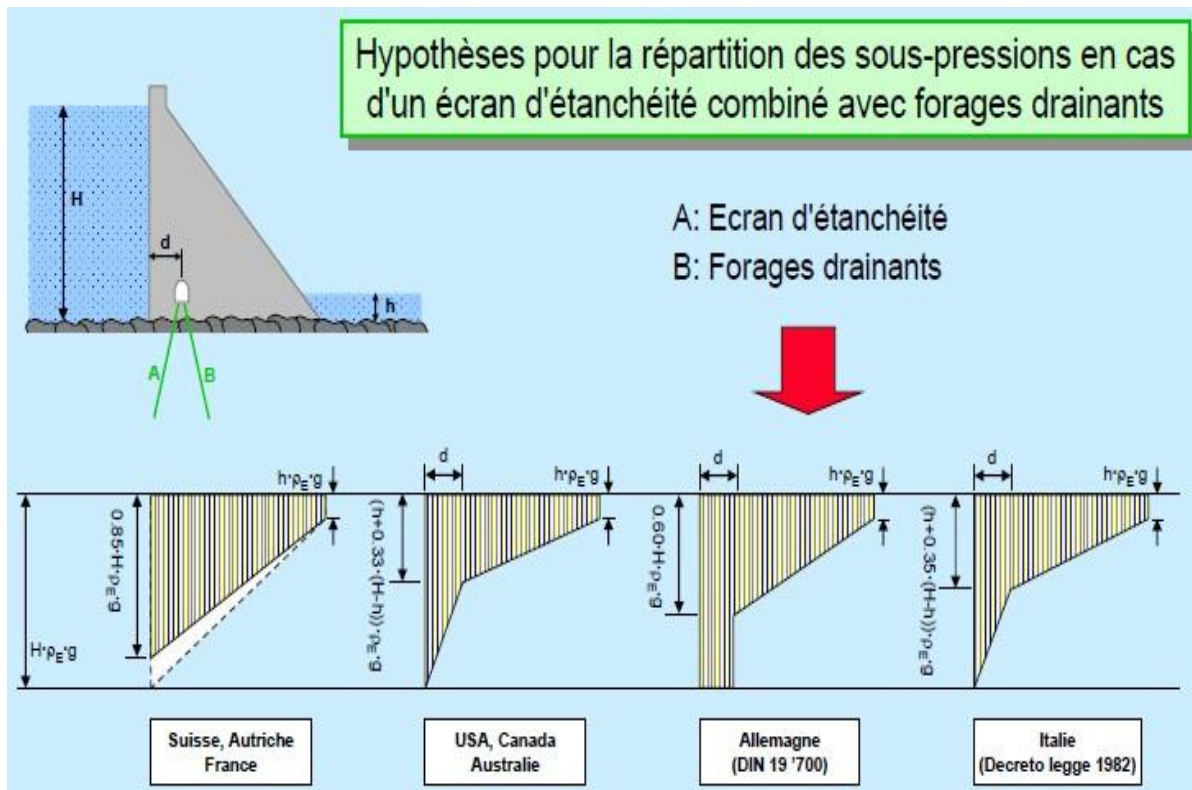


Figure 1.18 : Diagramme de la répartition des sous-pressions [39]

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

1.8.2.6. Poussée de glaces

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

1.8.2.7. Actions accidentelles

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

$$\Delta P = 0,875 \cdot \alpha \cdot \gamma_w \cdot (H \cdot Z)^{1/2} \text{ en Kpa.} \tag{1.5}$$

Avec

H : la hauteur du barrage (m),

γ_w : Le poids volumique en (KN/m³).

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

$$\Delta P = 0,58.\alpha.H^2 \text{ en (Kpa).} \quad (1. 6)$$

1.8.3. Amélioration de la sécurité du barrage

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

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

1.9. CONCLUSION

Dans ce chapitre on peut conclure les remarques suivantes :

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

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

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

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

CHAPITRE 2
INTERACTION SOL-STRUCTURE

INTERACTION SOL-STRUCTURE

2.1. INTRODUCTION

On entend généralement, improprement, par interaction sol-structure l'étude du comportement d'une structure soumise à une sollicitation sismique. L'interaction sol-structure traduit la modification du mouvement du sol (ou de la structure) lors d'un séisme du fait de la présence de l'autre composant (structure ou sol). Cette interaction est bien entendue plus ou moins importante suivant la nature du sol, les caractéristiques de l'ouvrage et son mode de fondation. Pour certains ouvrages, fondés superficiellement, elle peut être pratiquement négligeable. Par contre, la nécessité d'étudier la réponse sismique d'un ouvrage, en ne le considérant pas isolément mais comme partie intégrante d'un ensemble comprenant le sol et les structures avoisinantes, rend les analyses d'interaction sol-structure impérieuses pour une part grandissante d'ouvrages importants : barrages, centrales nucléaires, réservoirs de gaz naturel liquéfié [40].

L'interaction sol-structure est une discipline de la mécanique appliquée s'intéressant au développement et à l'investigation des méthodes théoriques et pratiques pour l'analyse des structures soumises à des charges dynamiques en tenant compte du comportement du sol de la fondation. Les effets de l'interaction sol-structure (ISS) sur la réponse sismique n'ont été sérieusement pris en considération qu'après le tremblement de terre de 1971 à San Fernando et au début de la construction nucléaire en Californie. Les conséquences catastrophiques de plusieurs récents tremblements de terre dans différentes régions du monde ont posé un problème sérieux aux ingénieurs pour mieux comprendre le comportement sismique des structures en tenant compte de l'effet de l'interaction sol-structure [41]. L'analyse sismique d'une structure tenant compte des propriétés locales du site, diffère de celle considérée encastrée à sa base. De ce fait, il est particulièrement important de considérer l'ISS dans les zones sismiques où la réponse dynamique des sols peut changer la réponse des structures soumises à l'excitation sismique [42,43]. De plus, les sites meubles (sol mou) recevant des structures rigides et massives peuvent changer les caractéristiques dynamiques de ces dernières de manière significative [44].

Le comportement sismique d'un ouvrage dépend du mouvement sismique imposé par le sol, de la réponse dynamique de l'ouvrage, du comportement des fondations pendant et après le séisme, ainsi que de la capacité de résistance de la superstructure. Les caractéristiques du sol jouent un rôle important sur les trois premiers aspects.

L'abondance de la littérature concernant l'interaction sol-structure traduit à la fois la complexité du phénomène et l'intérêt qu'y ont porté nombre de chercheurs [45,46]. La prise en compte de l'interaction sol-structure sous son aspect général nécessite la mobilisation de moyens et de temps de calcul considérables dont la mise en œuvre ne se justifie que pour des structures exceptionnelles.

2.2. FORMULATION D'UN PROBLÈME D'INTERACTION SOL-STRUCTURE

Une analyse complète d'un problème d'interaction doit prendre en compte :

- La variation des caractéristiques du sol avec la profondeur;
- Le comportement non linéaire du sol;
- Le caractère tridimensionnel du problème;
- Le schéma complexe de propagation des ondes qui engendrent le mouvement;
- L'interaction avec les structures voisines.

Avant d'examiner les différentes méthodes de prise en compte de l'interaction sol-structure, il est utile de formuler de façon générale le problème. Cette formulation est orientée vers un traitement par éléments finis du phénomène d'interaction. En effet, la complexité du problème est telle que le recours aux méthodes numériques est pratiquement inévitable.

Dans les problèmes d'interaction sol-structure, le sol de fondation et la structure ne vibrent pas comme systèmes séparés sous excitations externes, plutôt qu'ils agissent ensemble de manière couplée. Par conséquent, ces problèmes doivent être traités d'une manière couplée. Afin de développer les équations fondamentales d'équilibre dynamique de l'interaction sol-structure, nous considérons le système sol-structure représenté sur la figure 2.1.

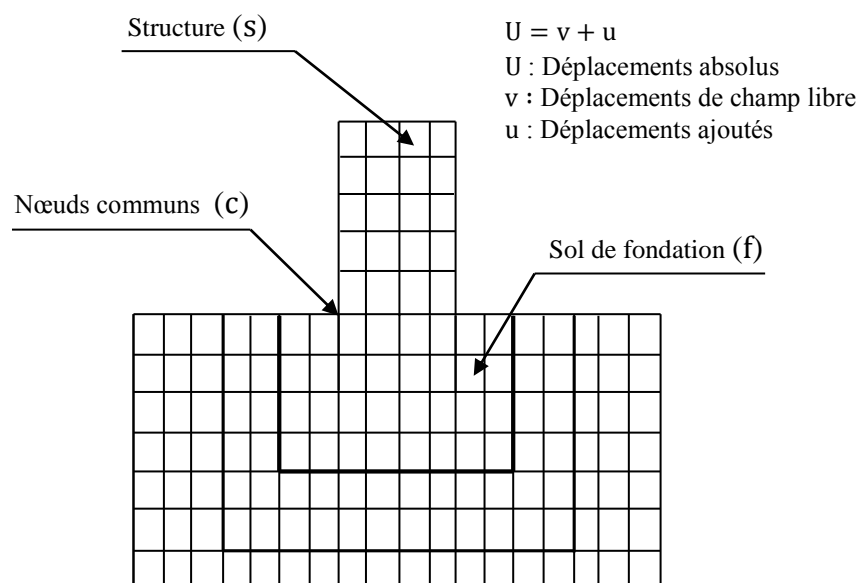


Figure 2.1 Modèle d'interaction sol-structure [47]

Considérons que le modèle d'ISS est divisé en trois ensembles de points nodaux [48]. Les nœuds communs à l'interface de la structure et de la fondation sont identifiés avec "c"; les autres nœuds à l'intérieur de la structure sont des nœuds "s"; et les autres nœuds à l'intérieur de la fondation sont des nœuds "f". L'équilibre de la force dynamique du système est donné en fonction des déplacements absolus, U, par l'équation suivante :

$$\begin{bmatrix} M_{ss} & M_{sc} & 0 \\ M_{cs} & M_{cc} & M_{cf} \\ 0 & M_{fc} & M_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_s \\ \ddot{U}_c \\ \ddot{U}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sc} & 0 \\ C_{cs} & C_{cc} & C_{cf} \\ 0 & C_{fc} & C_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{U}_s \\ \dot{U}_c \\ \dot{U}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sc} & 0 \\ K_{cs} & K_{cc} & K_{cf} \\ 0 & K_{fc} & K_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_c \\ U_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (2.1)$$

où la masse et la rigidité au niveau des nœuds de contact sont la somme de la contribution de la structure (s) et de la fondation (f), et sont donnés par :

$$\begin{aligned} M_{cc} &= M_{cc}^{(s)} + M_{cc}^{(f)} & C_{cc} &= C_{cc}^{(s)} + C_{cc}^{(f)} \\ K_{cc} &= K_{cc}^{(s)} + K_{cc}^{(f)} \end{aligned} \quad (2.2)$$

En termes de mouvement absolu, il n'ya pas de forces extérieures agissant sur le système. Afin d'éviter de résoudre ce problème d'ISS directement, la réponse dynamique de la fondation sans structure est calculée. Dans plusieurs cas, la solution en champ libre peut être obtenue à partir d'un modèle unidimensionnel simple de site. La solution en champ libre est désignée par les déplacements en champ libre v. Par un changement simple de variables, il est maintenant possible d'exprimer les déplacements absolus U en termes de déplacements u, relatifs aux déplacements en champ libre v.

$$\begin{Bmatrix} \ddot{U}_s \\ \ddot{U}_c \\ \ddot{U}_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \ddot{v}_s \\ \ddot{v}_c \\ \ddot{v}_f \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \ddot{u}_s \\ \ddot{u}_c \\ \ddot{u}_f \end{Bmatrix} \quad \begin{Bmatrix} \dot{U}_s \\ \dot{U}_c \\ \dot{U}_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \dot{v}_s \\ \dot{v}_c \\ \dot{v}_f \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \dot{u}_s \\ \dot{u}_c \\ \dot{u}_f \end{Bmatrix} \quad \begin{Bmatrix} U_s \\ U_c \\ U_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} v_s \\ v_c \\ v_f \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} u_s \\ u_c \\ u_f \end{Bmatrix} \quad (2.3)$$

L'équation (2.1) peut maintenant être écrite comme suit :

$$\begin{aligned} &\begin{bmatrix} M_{ss} & M_{sc} & 0 \\ M_{cs} & M_{cc} & M_{cf} \\ 0 & M_{fc} & M_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_s \\ \ddot{u}_c \\ \ddot{u}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sc} & 0 \\ C_{cs} & C_{cc} & C_{cf} \\ 0 & C_{fc} & C_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_s \\ \dot{u}_c \\ \dot{u}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sc} & 0 \\ K_{cs} & K_{cc} & K_{cf} \\ 0 & K_{fc} & K_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_s \\ u_c \\ u_f \end{Bmatrix} = \\ & - \begin{bmatrix} M_{ss} & M_{sc} & 0 \\ M_{cs} & M_{cc} & M_{cf} \\ 0 & M_{fc} & M_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{v}_s \\ \ddot{v}_c \\ \ddot{v}_f \end{Bmatrix} - \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sc} & 0 \\ C_{cs} & C_{cc} & C_{cf} \\ 0 & C_{fc} & C_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{v}_s \\ \dot{v}_c \\ \dot{v}_f \end{Bmatrix} - \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sc} & 0 \\ K_{cs} & K_{cc} & K_{cf} \\ 0 & K_{fc} & K_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_s \\ v_c \\ v_f \end{Bmatrix} \end{aligned} \quad (2.4)$$

Si le déplacement en champ libre v_c est constant sur la base de la structure, le terme v_s est le mouvement de corps rigide de la structure. Par conséquent, l'équation (2.4) peut être encore simplifiée par le fait que le mouvement statique de corps rigide de la structure est :

$$\begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sc} \\ K_{cs} & K_{cc}^{(s)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_s \\ v_c \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (2.5)$$

En outre, le mouvement dynamique en champ libre de la fondation exige que :

$$\begin{bmatrix} M_{cc}^{(f)} & M_{cf} \\ M_{fc} & M_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{v}_c \\ \dot{v}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{cc}^{(f)} & C_{cf} \\ C_{fc} & C_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{v}_c \\ \dot{v}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{cc}^{(f)} & K_{cf} \\ K_{fc} & K_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_c \\ v_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (2.6)$$

Par conséquent, le côté droit de l'équation (1.4) peut être écrit :

$$R = \begin{bmatrix} M_{ss} & M_{sc} & 0 \\ M_{cs} & M_{cc}^{(s)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{v}_s \\ \dot{v}_c \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (2.7)$$

Par conséquent, le côté droit de l'équation (2.4) ne contient pas la masse de la fondation. L'équation de l'équilibre dynamique en trois dimensions, pour le système complet sol-structure avec amortissement ajouté, est de la forme suivante :

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[m_x]\ddot{v}_x(t) - [m_y]\ddot{v}_y(t) - [m_z]\ddot{v}_z(t) \quad (2.8)$$

où $[M]$, $[C]$ et $[K]$ sont les matrices de masse, d'amortissement et de rigidité, respectivement, du modèle sol-structure. Les déplacements relatifs ajoutés, $\{u\}$, existent pour le système sol-structure et doivent être mis à zéro sur les côtés et le fond de la fondation. Les termes $\ddot{v}_x(t)$, $\ddot{v}_y(t)$ et $\ddot{v}_z(t)$ sont les composants en champ libre de l'accélération, si la structure n'est pas présente. Les matrices de colonnes, $[m_i]$, sont des masses de direction pour la structure seulement [47].

2.3. DIFFÉRENTS TYPES D'INTERACTION SOL-STRUCTURE

Si on s'intéresse au mouvement de la fondation, les déformations du sol sont transmises à celle-ci et engendrent un mouvement de la superstructure, même en l'absence de superstructure le mouvement de la fondation est différent du mouvement du champ libre du fait des différences de rigidité entre la fondation et le sol encaissant, le champ d'ondes incident est réfléchi et diffracté par la fondation et donc modifie le mouvement total du sol au voisinage de celle-ci. Ce phénomène est connu sous le nom d'interaction cinématique.

Par ailleurs, le mouvement induit sur la fondation développe des oscillations de la superstructure et donc donne naissance à des forces d'inertie qui sont retransmises à la fondation sous forme de forces et de moments. Ce phénomène est connu sous le nom d'interaction inertielle. De toute évidence, le dimensionnement de la fondation doit tenir compte de ces deux composantes de l'interaction.

2.4. MÉTHODES D'ANALYSE DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE

Parmi les méthodes de prise en compte de l'interaction sol-structure, on peut distinguer la méthode globale (directe), la méthode de sous-structures, et la méthode hybride. Chacune d'elles correspond à une schématisation du modèle sol-structure.

2.4.1. Méthode globale

La méthode globale (ou méthode directe) traite le problème d'interaction sol-structure en un tout : le modèle numérique se base sur la discrétisation spatiale de la structure et du sol. L'analyse du système complet s'effectue en une seule étape [49,50]. Cette méthode permet d'inclure en principe tout comportement non linéaire du sol ou de la structure et toute hétérogénéité présente dans le sol. Il est aussi possible de traiter avec ce genre de méthode, les conditions de contact à l'interface sol-structure et la condition de radiation et de dissipation d'énergie dans la partie infinie du sol non borné. Les principales techniques utilisées pour traiter cette condition sont : l'utilisation de frontières absorbantes, le couplage éléments finis-éléments de frontière et le couplage éléments finis-éléments infinis ainsi que d'autres techniques. Le problème à résoudre est celui défini par l'équation :

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = \{Q\} \quad (2.9)$$

où les matrices $[M]$, $[C]$ et $[K]$ désignent la masse, l'amortissement et la rigidité du système complet sol-structure. Le vecteur $\{Q\}$ comprend les forces d'excitation sismique agissant à la base du modèle. Le vecteur $\{U\}$ contient les déplacements des nœuds du modèle par rapport à la base. Les dérivées temporelles $\{\dot{U}\}$ et $\{\ddot{U}\}$ sont les vitesses et les accélérations.

Si les accélérations sismiques $\ddot{u}_g(t)$ sont connues en profondeur alors le vecteur $\{Q\}$ est tout simplement le produit de la masse totale par le vecteur des accélérations sismiques ramenées aux nœuds du modèle, I est le vecteur de couplage dynamique dont les composantes qui correspondent aux degrés de liberté de même direction que le mouvement sismique sont égales à un et les autres sont nulles.

$$\{Q\} = -[M] I \ddot{u}_g(t) \quad (2.10)$$

La mise en œuvre pratique de telles solutions est illustrée sur la figure 2.2. Un problème important afférent à cette méthode réside dans la mise en œuvre du chargement sismique à appliquer au modèle numérique. Elle nécessite la déconvolution en champ libre du mouvement de contrôle défini à la surface du sol. Le mouvement calculé à la base du modèle est imposé à la base du système sol-structure.

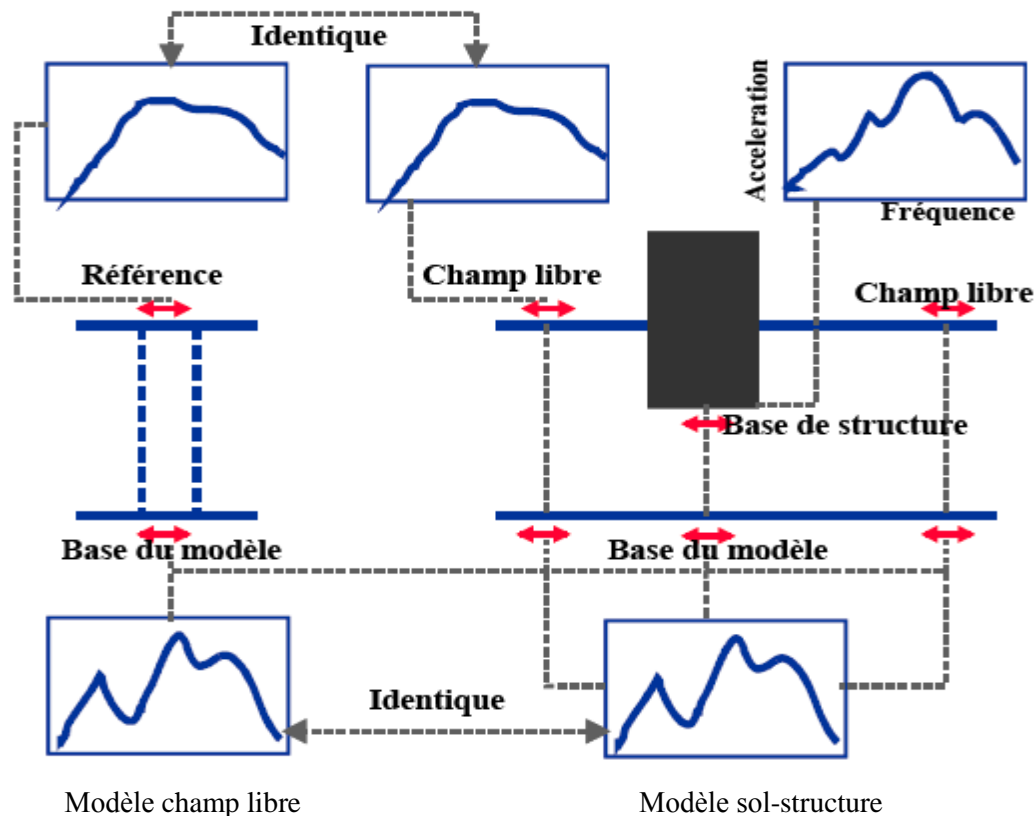


Figure 2.2 Représentation schématique d'un calcul d'interaction sol-structure : méthode globale [49]

En théorie, la méthode globale peut être étendue aux cas tridimensionnels et est susceptible d'appréhender les comportements non linéaires dus à la loi de comportement d'un des matériaux (sol le plus souvent) ou aux interfaces sol-structure (décollement ou glissement d'ouvrages sur leur fondation). En pratique, le coût de résolution de problèmes bidimensionnels est nettement prohibitif et on doit se restreindre aux problèmes bidimensionnels. Il faut garder à l'esprit que, si la méthode globale est généralement coûteuse du point de vue ordinateur, elle requiert souvent moins de temps humain que d'autres méthodes approchées exigeant une grande réflexion. Ce temps de réflexion représente également un coût non négligeable [51].

Un des avantages principaux de la méthode globale est sa capacité à prendre en compte les hétérogénéités résultant soit des variations de faciès, soit des variations des caractéristiques de sol provenant de non linéarités. Par ailleurs, l'expérience montre qu'elle est généralement mieux adaptée et plus faciles de mise en œuvre pour l'étude d'ouvrages enterrés.

Un des programmes de calcul les plus utilisés dans la pratique pour résoudre les problèmes d'interaction sol-structure par une méthode globale est le programme de FLUSH [52]. Ce programme incorpore une loi de comportement du type viscoélastique linéaire équivalent pour le sol, avec résolution dans le domaine fréquence. Ce programme dispose de frontières absorbantes permettant de réduire de façon significative les dimensions du maillage d'éléments finis.

2.4.2. Méthode de sous-structures

Cette méthode s'appuie sur le principe de superposition. Le système global est subdivisé en deux parties désignées par sous-structures qui concernent la structure elle-même et le sol sur lequel elle est posée. Chacune des sous structures peut être analysée séparément et la réponse totale est obtenue par la superposition des contributions des deux réponses à l'interface liant les deux sous structures [40]. La méthode permet de réduire considérablement la taille du problème : elle est par conséquent beaucoup plus rapide que la méthode globale. Toutefois, le fait qu'elle soit basée sur le principe de superposition restreint son domaine d'application aux cas linéaires. Elle est inadaptée aux problèmes d'interaction tenant compte du comportement non linéaire des matériaux.

Les différentes méthodes de sous-structures se différencient par la décomposition en sous modèles du modèle global : on distingue la méthode dite de frontière et la méthode de volume.

2.4.2.1. Méthode de frontière

Cette méthode a été développée par Chopra-Gutierrez [53], Gutierrez [54], Kausel et al. [55]. Le modèle global sol-structure est devisé en deux sous-modèles représentant la structure et le sol (figure 2.3), tel que la compatibilité des efforts et des déplacements est écrite le long de la frontière séparant les deux sous-structures. Avec les notations de la figure 2.3, les différentes équations d'équilibre s'écrivent :

- structure :

$$\begin{bmatrix} M_s & 0 \\ 0 & M_b \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_s \\ \ddot{U}_b \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sb} \\ K_{bs} & K_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ P_b \end{Bmatrix} \quad (2.11)$$

• sol :

$$\begin{bmatrix} M_f & 0 \\ 0 & M_a \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_f \\ \ddot{U}_a \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ff} & K_{fa} \\ K_{af} & K_{aa} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_f \\ U_a \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -P_b \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (2.12)$$

Dans les équations précédentes [M], [K] ont les significations usuelles des matrices de masse et de raideur et {U} représente le vecteur des déplacements absolus. Pour alléger la présentation, les termes d'amortissement ont été négligés. Les solutions numériques sont obtenues, pour la méthode de sous-structures, par intégration dans le domaine des fréquences.

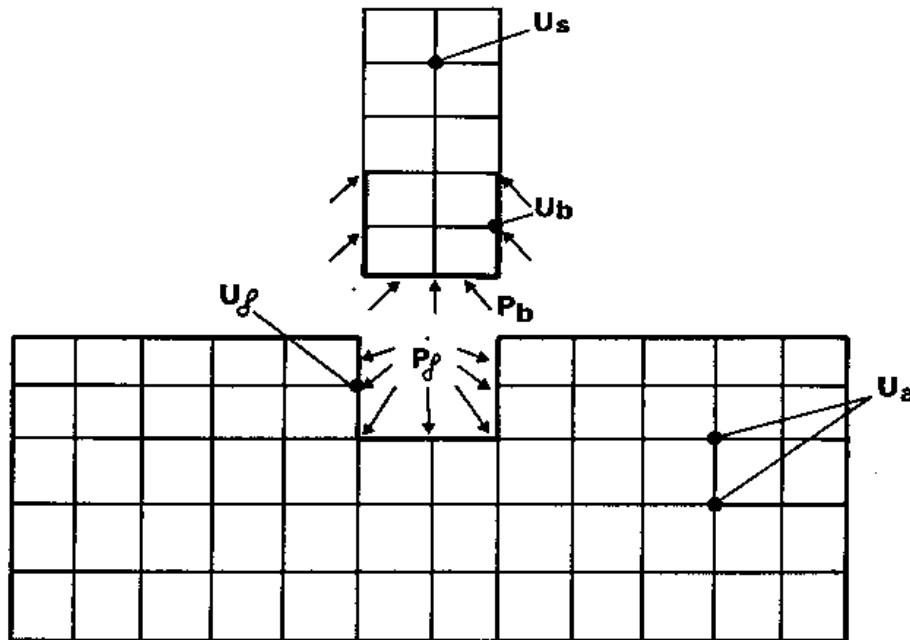


Figure 2.3 Méthode de sous-structures : méthode de frontière [49]

L'analogie de l'équation (2.12) s'écrit en l'absence de structure :

$$\begin{bmatrix} M_f & 0 \\ 0 & M_a \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_f^* \\ \ddot{U}_a^* \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ff} & K_{af} \\ K_{af} & K_{aa} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_f^* \\ U_a^* \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (2.13)$$

Elle régit le mouvement en champ libre, la structure n'existant plus mais l'excavation étant présente.

Par soustraction des équations (2.12) et (2.13), et en désignant par $\{U^i\} = \{U\} - \{U^*\}$ les déplacements d'interaction, on obtient :

$$\begin{bmatrix} M_f & 0 \\ 0 & M_a \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_f^i \\ \ddot{U}_a^i \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ff} & K_{af} \\ K_{af} & K_{aa} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_f^i \\ U_a^i \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -P_b \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (2.14)$$

Jusqu'à ce stade, la formulation des équations a été faite dans le domaine temps. L'obtention de solutions par la méthode de sous-structures dans le domaine temps est possible mais extrêmement complexe et inefficace du point de vue numérique. Elle nécessite la résolution d'équation intégral-différentielle. Le domaine fréquence conduit à une formulation plus simple. L'équation (2.14) s'écrit alors en désignant avec le symbole \sim les transformées de Fourier $U = \sum U(\omega)e^{i\omega t}$:

$$[-\omega^2 [M] + [K]] \{\tilde{U}^i\} = \{-\tilde{P}\} \quad (2.15)$$

Cette équation peut être condensée, pour chaque fréquence, aux f degrés de liberté situés sur la frontière de séparation :

$$[S_f(\omega)] \{\tilde{U}_f^i(\omega)\} = \{-\tilde{P}_b(\omega)\} \quad (2.16)$$

La matrice $[S_f]$ est la matrice d'impédance du sol.

Tenant compte de la condition de compatibilité des déplacements à l'interface sol-structure :

$$\{\tilde{U}_f\} = \{\tilde{U}_b\} \quad (2.17)$$

et de la relation :

$$\{\tilde{U}_f^i\} = \{\tilde{U}_f\} - \{\tilde{U}_f^*\} \quad (2.18)$$

La substitution de l'équation (2.16) dans l'équation (2.11) conduit à :

$$\begin{bmatrix} -\omega^2 [M_s & 0 \\ 0 & M_b] + [K_{ss} & K_{sb} \\ K_{bs} & K_{bb} + S_f] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \tilde{U}_s \\ \tilde{U}_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ S_f \tilde{U}_f^* \end{Bmatrix} \quad (2.19)$$

Cette équation définit le mouvement de la structure, en termes de déplacements absolus, lorsque celle-ci est soumise aux forces, résultant du mouvement du champ libre, imposées le long de la frontière, interface avec le sol.

2.4.2.2. Méthode de volume

L'interaction entre le sol et la structure est prise en compte, non seulement à l'interface sol-structure, mais à tous les nœuds de la structure sous la surface du sol [56], comme cela apparaît par la division en sous-structures définie sur la figure 2.4.

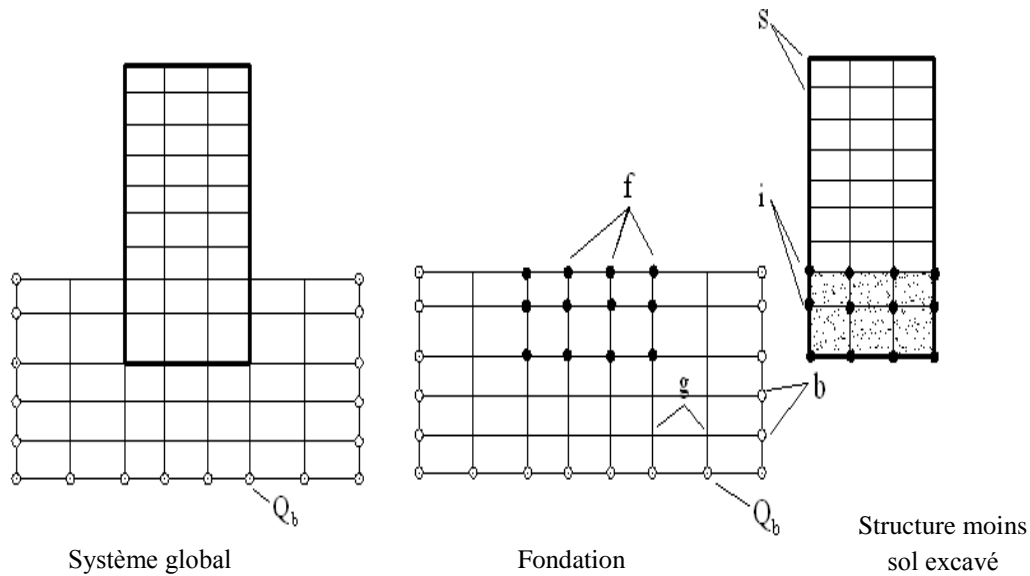


Figure 2.4 Méthode de sous-structures : méthode de volume [56]

Les équations du problème peuvent alors être formulées comme pour la méthode de sous-structures envisagées précédemment. Tenant compte du fait que cette méthode n'est pratiquement utilisable que pour une intégration dans le domaine fréquence et pour alléger les notations, on désigne par $[A]$ la matrice :

$$[A] = [K] - \omega^2 [M] \quad (2.20)$$

La matrice de raideur $[K]$ est formée à partir des modules complexes. En se référant à la figure 2.4, les équations d'équilibre des diverses sous-structures sont :

- sol :

$$\begin{bmatrix} a_{ff} & a_{fg} & a_{fb} \\ a_{gf} & a_{gg} & a_{gb} \\ a_{bf} & a_{bg} & a_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_f \\ U_g \\ U_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} Q_f \\ 0 \\ Q_b \end{Bmatrix} \quad (2.21)$$

$\{Q_f\}$ représente le vecteur des forces d'interaction.

- structure (moins sol excavé) :

$$\begin{bmatrix} a_{ss} & a_{si} \\ a_{is} & a_{ii} - a_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ -Q_f \end{Bmatrix} \quad (2.22)$$

En choisissant les limites extérieures du modèle suffisamment éloignées de la structure, le mouvement du champ libre est défini par :

$$\begin{bmatrix} a_{ff} & a_{fg} & a_{fb} \\ a_{gf} & a_{gg} & a_{gb} \\ a_{bf} & a_{bg} & a_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_f^* \\ U_g^* \\ U_b^* \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ Q_b \end{Bmatrix} \quad (2.23)$$

Par soustraction des équations (2.23) et (2.21), et par condensation aux f degrés de liberté, on obtient de façon analogue à l'équation (2.16) :

$$\{Q_f\} = [X_f] \{\{U_f\} - \{U_f^*\}\} \quad (2.24)$$

L'équation du mouvement de la structure s'obtient par substitution dans l'équation (2.22) :

$$\begin{bmatrix} a_{ss} & a_{si} \\ a_{is} & a_{ii} - a_{ff} + X_f \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ X_f U_f^* \end{Bmatrix} \quad (2.25)$$

$[X_f]$ représente la matrice d'impédance du sol.

La solution du problème d'interaction a été réduite aux trois étapes suivantes :

- détermination de la réponse en champ libre. Aucun problème de diffraction n'existe à ce stade; si les couches de sol sont horizontales, le problème peut alors être résolu.
- détermination de la matrice d'impédance $[X_f]$. Cette dernière contient plus de termes que celle de la méthode de frontière; cependant, dans le cas de couches horizontales, on peut avantageusement utiliser la propriété d'axisymétrie du problème, alliée à des frontières absorbantes [57].
- détermination de la réponse dynamique de la structure. il s'agit d'un problème classique.

Cette méthode a été incorporée dans un programme de calcul SASSI [56] qui permet de traiter le problème d'interaction sol-structure; le caractère tridimensionnel du problème peut être pris en compte, à un cout raisonnable, si la stratigraphie reste relativement régulière autour de la structure.

2.4.3. Méthode hybride

Exception faite du cas où il existe une solution analytique, ou une solution déjà publiée pour une configuration proche de celle étudiée, la résolution du problème d'impédance constitue une étape longue et coûteuse dans la méthode de sous-structures. La solution au problème d'impédance nécessite la résolution, pour un grand nombre de fréquences, de l'équation (2.16).

Pour s'affranchir de cette étape, Gupta et al. [58] ont développé une méthode hybride qui, dans son principe, consiste à séparer le sol en un champ libre et un champ lointain (figure 2.5). Le champ lointain est modélisé à l'aide d'une matrice d'impédance. En d'autres termes, le concept de sous-structures est étendu de façon à inclure le champ proche dans le modèle de structure. Le problème consiste alors à définir les coefficients de la matrice du champ lointain.

Gupta et al. ont résolu ce problème à l'aide d'une méthode d'identification permettant de s'assurer que le modèle hybride redonne les impédances, connues, d'un disque circulaire en surface d'un semi-espace.

La difficulté de la méthode réside dans l'obtention, le long de la frontière séparant le champ proche du champ lointain, de la solution du problème de diffraction du champ incident. Gupta et al. ont négligé cet aspect en admettant un mouvement uniforme, égal à celui du champ libre en surface, tout le long de la frontière. De toute évidence, cette hypothèse constitue une approximation très grossière qui limite considérablement l'intérêt de la méthode.

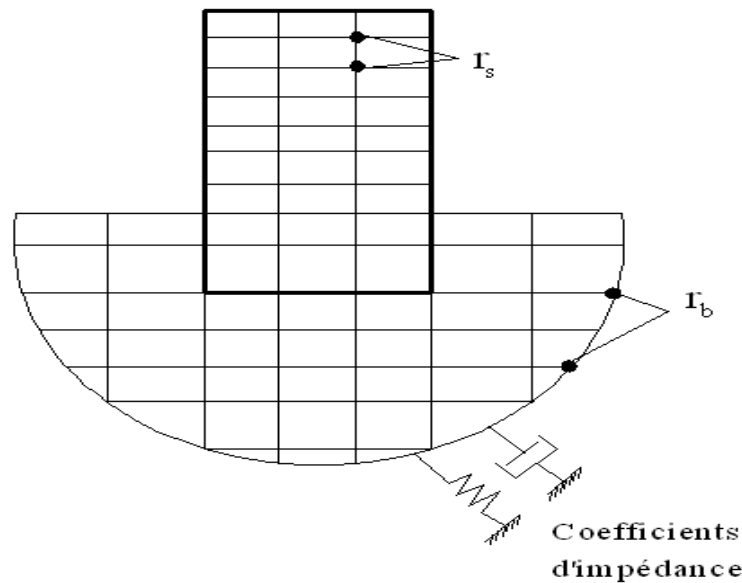


Figure 2.5 Méthode Hybride [58]

2.5. CONCLUSION

Ce chapitre expose de façon sommaire le problème d'interactions sol-structure ainsi que la modélisation de cette interaction compte tenu de la nature du mouvement et des propriétés dynamiques de l'ouvrage et du sol.

CHAPITRE 3
INTERACTION FLUIDE-STRUCTURE

INTERACTION FLUIDE-STRUCTURE

3.1. INTRODUCTION

L'interaction fluide-structure est très probablement, après l'interaction sol-structure, l'interaction la plus fréquemment rencontrée. Une analyse de la réponse sismique des structures telles que les barrages, les réservoirs de stockage et les structures offshore, nécessite la considération des effets d'interaction fluide-structure et, dans quelques circonstances, de la compressibilité de l'eau. Ces effets peuvent introduire des modifications substantielles dans les caractéristiques modales de la structure, telles que les fréquences et modes propres de vibrations.

Les problèmes d'interaction fluide-structure peuvent intervenir dans divers domaines des sciences de l'Ingénieur. En particulier, l'importance du phénomène d'interaction fluide-structure sur la réponse dynamique des barrages poids en béton compte tenu de l'interaction fluide-structure constitue un domaine actif de recherche. La prédiction des mouvements couplés du système barrage-réservoir ainsi que l'évaluation des pressions hydrodynamiques s'exerçant sur le parement amont du barrage est une tâche particulièrement complexe (figure 3.1).

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

La première solution au problème des pressions hydrodynamiques sur les barrages ayant un parement amont vertical exposé à un mouvement horizontal et harmonique a été publiée pour la première fois par Westergaard [59]. Depuis, beaucoup de recherches sont apparues sur ce sujet dans lesquelles différents aspects du problème ont été pris en compte. Différentes méthodes de modélisation du fluide ont été développées, modélisation par des éléments finis ou bien des éléments infinis. Ces différentes méthodes se basent sur diverses hypothèses :

- Le barrage est supposé infiniment rigide;
- Le fluide est considéré comme homogène, non visqueux et incompressible;
- Le phénomène des ondes de surface est négligé;
- Le mouvement du liquide est considéré comme irrotationnel;
- Aucun changement n'intervient dans la configuration géométrique de la région occupée

- par le liquide durant les vibrations;
- Seules les vibrations de petit ordre sont prises en considération.

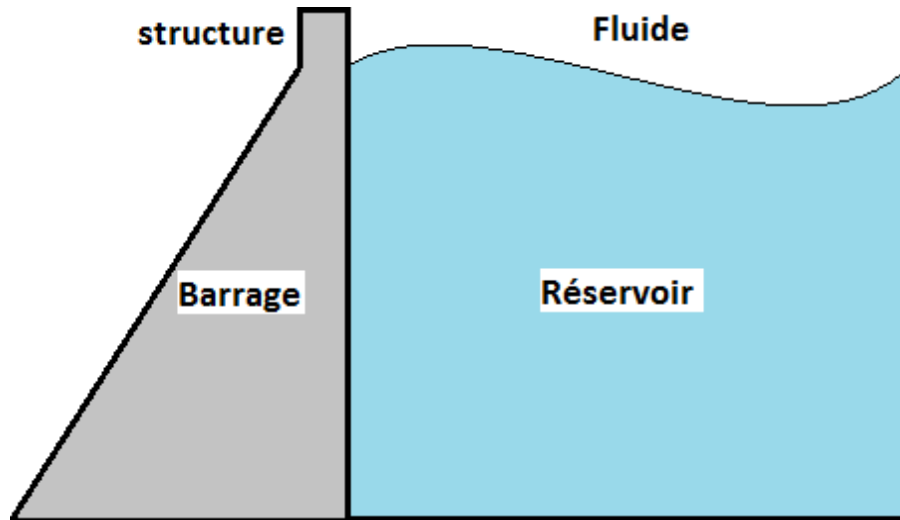


Figure 3.1 : Barrage-réservoir

3.2. DIFFÉRENTES MÉTHODES D'INTERACTION FLUIDE-STRUCTURE

3.2.1. Méthode de masse ajoutée

La modélisation des effets d'interaction dans le domaine de l'analyse sismique des barrages a une longue tradition. Le premier à étudier ces types de problèmes fut Westergaard [59] en 1933. Il examina le problème de l'interaction fluide-structure d'un système bidimensionnel barrage-réservoir soumis au mouvement du sol sismique horizontal. Le barrage était supposé rigide et le réservoir supposé semi-infini et de profondeur constante. Avec des méthodes analytiques, il a dérivé la distribution de pression dans le fluide à l'interface barrage-réservoir. Sa découverte était que les forces d'interaction sont proportionnelles à l'accélération du mouvement du sol sismique de sorte qu'elles peuvent être approchées par une densité de masse distribuée paraboliquement sur la hauteur du barrage. Cette technique est appelée approche de masse ajoutée [60].

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

Le problème de compressibilité de l'eau a été pris en considération dans une étude faite par WESTERGAARD, et d'après ces résultats, il a remarqué que pour une hauteur du parement

limitée à 100 m, l'augmentation en pression n'excède pas 5%, alors la compressibilité peut être négligée.

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

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

Les masses ajoutées (m_1, m_2, \dots, m_n) (figure 3.2), aux éléments de la matrice de masse du barrage, correspondant aux D.D.L de l'interface barrage-fluide, sont proportionnelles aux aires tributaires de chaque nœud de la face amont.

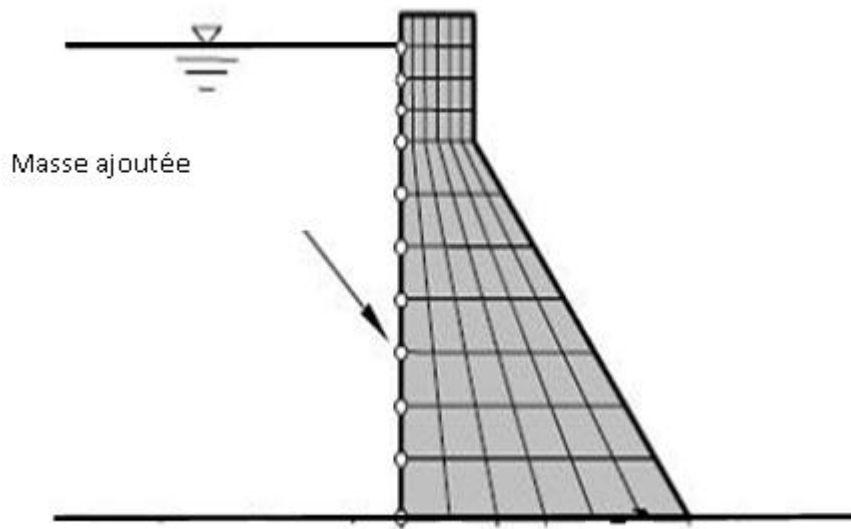


Figure 3.2 Masses ajoutées équivalentes

3.2.1.1. Effet d'inertie

Selon Westergaard, l'effet du fluide sur la structure est caractérisé par l'adjonction à la matrice masse de la structure d'une matrice des masses ajoutées, pour cela, il a proposé de représenter le volume d'eau par un tronçon de parabole (figure 3.3).

Les hypothèses sur lesquelles repose cette méthode [61]:

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

Le fluide est supposé incompressible, parfait, non visqueux et les écoulements sont supposés irrotationnels. Dans ce cas la pression s'annule à la surface libre. La surpression due à l'inertie de l'eau, peut être représentée par un diagramme parabolique (ou elliptique éventuellement), défini par l'expression :

$$P(z) = \frac{7}{8} \rho_w h \left(1 - \frac{z}{h}\right)^{1/2} \ddot{U}_g \quad (3-1)$$

Avec :

P : surpression sur la face amont,

ρ_w : masse volumique du fluide,

h : niveau d'eau du réservoir,

Z : côté de la partie immergée de la face amont,

\ddot{U}_g : accélération du sol.

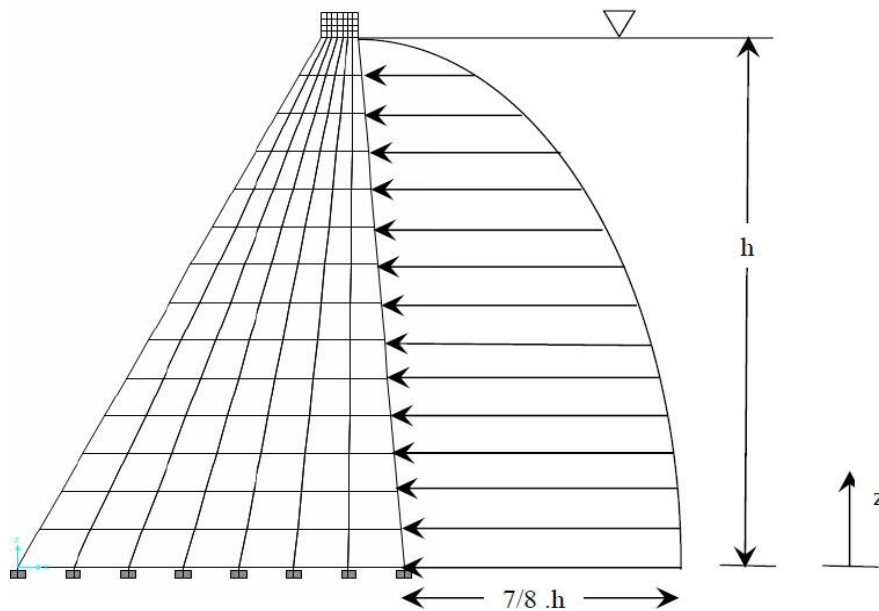


Figure 3.3 Pression hydrodynamique sur la face amont du barrage [61]

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

3.2.1.2. Effet de compressibilité

Il engendre un effet d'amortissement qui correspond à l'absorption des ondes sismiques à l'infini. Cet effet est toujours très faible par rapport aux autres effets amortisseurs rencontrés dans la structure, sauf dans le cas de grand barrage où les résultats négligeant cet effet sont sans significations.

Des études effectuées par Chopra à l'université de Californie [53], Berkeley, semble indiquer que la présence d'une couche de vase a pour résultat une réduction importante du phénomène de compressibilité et de réflexion, autrement dit que la vase est parfois bénéfique.

3.2.1.3. Effet de viscosité

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

3.2.1.4. Détermination de la masse d'eau entraînée

La masse oscillant avec le barrage représentant l'effet hydrodynamique de l'eau sur le barrage avec un parement amont approximativement vertical se calcule en fonction de la hauteur h selon l'équation suivante de Westergaard (figure 3.4) [62] :

$$m_w(h) = \frac{7}{8} \rho_w h \sqrt{1 - \frac{h}{h_w}} \quad (3-2)$$

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

$$m_w(h) = \frac{7}{8} \rho_w h \sqrt{1 - \frac{h}{h_w}} \Delta h_i \quad (3-3)$$

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

$$P_w(h) = \frac{7}{8} \sqrt{h_w(h_w - h)} \rho_w \ddot{U}_g \quad (3-4)$$

Avec \ddot{U} : accélération de sol.

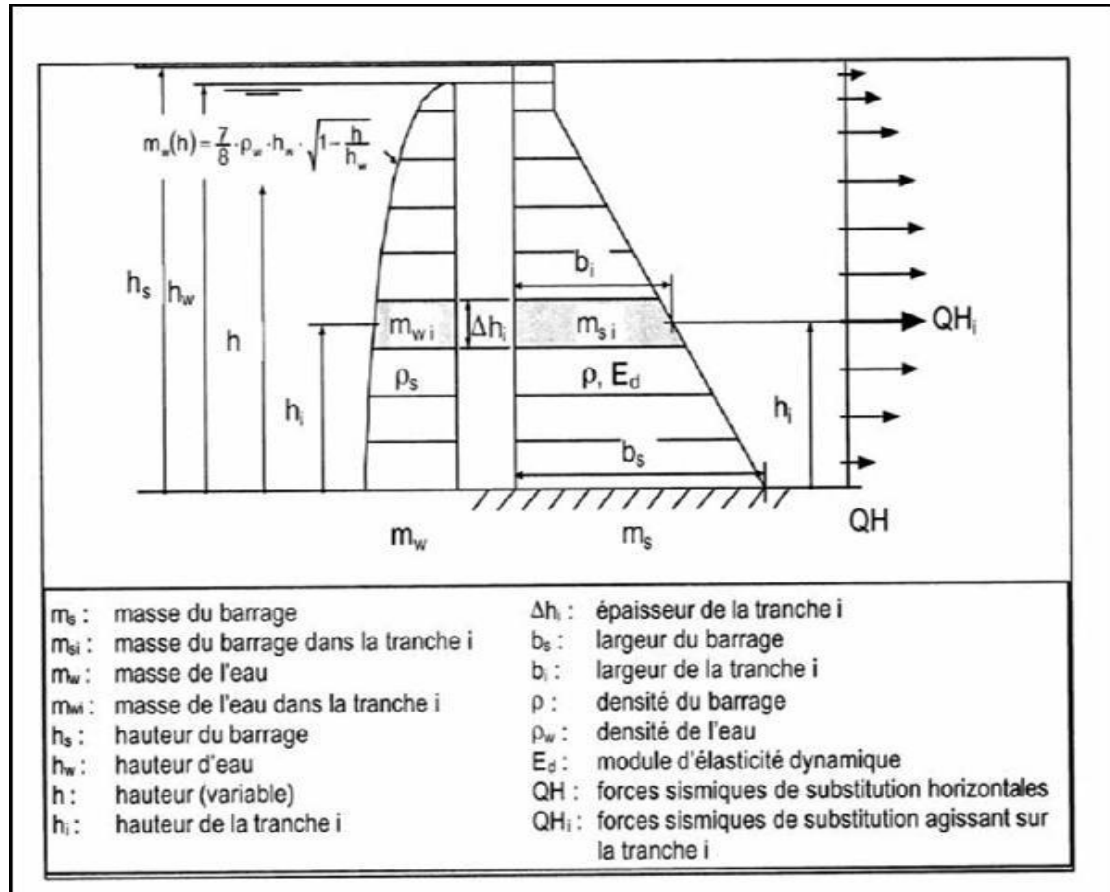


Figure 3.4 Technique de détermination de la masse ajoutée (approche de Westergaard) [62]

3.2.1.5. Solution de WESTERGAARD :

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

$$C_n = \sqrt{1 - \frac{16\gamma_w H_1^2}{n^2 g k T^2}} = \left[1 - \frac{1}{n^2} \left(\frac{T_0}{T} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad \text{et} \quad T_0 = \frac{4H}{C} \quad (3-5)$$

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

Avec :

P : Pression sur l'écran.

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

γ_w : Poids volumique de l'eau.

H : Profondeur de l'eau.

k : Module de compressibilité de l'eau.

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

T_0 : Période propre du réservoir.

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

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

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

- La répartition parabolique de WESTERGAARD :

$$P(z) = \frac{7}{8} \alpha \gamma_w \sqrt{HZ} \quad (3-7)$$

- La répartition elliptique de KARMAN :

$$P(z) = 0.707 \alpha \gamma_w \sqrt{Z(2H - Z)} \quad (3-8)$$

➤ **Remarque :**

Pour l'évaluation de la pression hydrodynamique, M.Hatanaka recommande d'introduire, dans la relation de WESTERGAARD [59], un coefficient d'amplification C'_0 . En cas d'un mouvement du sol de type choc ce coefficient peut atteindre sa valeur maximale estimée à 1,5. On aura :

$$P(z) = \frac{7}{8} C'_0 \alpha \gamma_w \sqrt{HZ} \quad (3-9)$$

3.2.2. Couplage fluide-structure à l'aide de la méthode des éléments finis

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

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

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

De nombreux travaux de recherche antérieurs réalisés par Chopra et al. [51-53] ont été spécifiquement effectués dans le domaine fréquentiel en utilisant une discrétisation par éléments finis bidimensionnels des monolithes de barrage supposés linéairement élastiques et une représentation analytique de la solution de l'équation des ondes de pression régnant dans un réservoir semi-infini. Ces efforts ont ainsi permis d'identifier un certain nombre de paramètres susceptibles d'avoir un effet significatif sur la réponse sismique des barrages.

3.2.2.1. Système couplé fluide-structure

Dans ce qui suit, une modélisation par éléments finis est utilisée aussi bien pour le barrage que pour le réservoir. La flexibilité du barrage et la compressibilité du fluide sont intégrées dans le modèle proposé. Les interfaces du fluide avec les frontières solides Γ_I et Γ_F , la surface libre du réservoir Γ_S ainsi que la limite de troncature du réservoir Γ_T sont illustrées sur la figure (3.5).

L'écriture du système global couplé s'obtient en regroupant les deux systèmes en un seul comme suit :

$$\begin{bmatrix} M_S & 0 \\ \rho Q^T & M_F \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U} \\ \ddot{P} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_S & 0 \\ C & C_F \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{U} \\ \dot{P} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_S & -Q \\ 0 & K_F \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U \\ P \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_g \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (3-10)$$

Ou :

ρ : Masse volumique du fluide du réservoir,

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

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

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

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

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

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

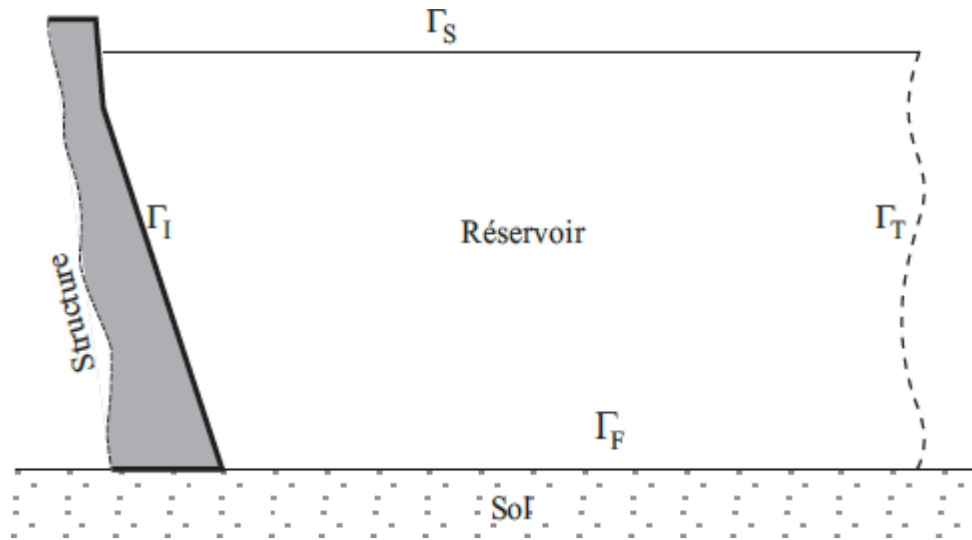


Figure 3.5 Présentation du système barrage-réservoir

3.2.2.2. Équation du mouvement

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

- **Formulation en pression**

Il est connu que, dans le cadre de l'interaction fluide structure dans le cas des barrages, la contribution des contraintes dues aux effets visqueux est faible comparée aux effets induits par les forces d'inertie [63].

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

$$\rho \frac{\partial v}{\partial t} = -\nabla p \quad (3-11)$$

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

$$p = -K \frac{\Delta v}{v} = -K \text{Tr}(\varepsilon) \quad (3-12)$$

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

$$\text{Tr}(\varepsilon) = \nabla \cdot \mathbf{u}_l \quad (3-13)$$

Le dérivé de (3.12) par rapport au temps donne :

$$\frac{\partial p}{\partial t} = -K \nabla v \quad (3-14)$$

Avec :

$$\frac{\partial}{\partial t} \nabla u_p = \nabla \frac{\partial u_p}{\partial t}$$

La vitesse v peut maintenant être éliminée des équations en prenant la divergence de (3.11) et la dérivée par rapport au temps de (3.14)

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

Ceci donne l'équation scalaire suivante :

$$\Delta p - \frac{1}{c^2} \frac{\partial^2 p}{\partial t^2} = 0 \quad (3-15)$$

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

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

Dans le cas d'un fluide incompressible, le changement de volume $\Delta v/v$ reste quasiment nul quelle que soit la pression appliquée, ce qui donne un coefficient de compressibilité infini et donc une propagation d'onde instantanée ($c = \infty$). L'équation (3.15) se réduit alors à l'équation de Laplace [47]:

$$\Delta p = 0 \quad (3-16)$$

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

3.2.2.3. Conditions aux limites

En se référant à la figure (3.5), la frontière du réservoir est constituée de la surface libre (Γ_S), du fond (Γ_F), de l'interface avec le barrage (Γ_D), et de la limite de troncature

géométrique (Γ_T) dans la direction amont. Dans ce qui suit, les conditions aux limites du problème de vibration du réservoir seront traitées.

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

Sur l'interface fluide-structure Γ_1 , on suppose que les particules fluides soient parfaitement solidaires avec les particules solides du barrage, par conséquent l'équation d'équilibre s'écrit pour cette limite comme suit :

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho \ddot{u}_n \quad (3-17)$$

où u_n représente la projection des accélérations des particules solides sur la normale n à la face amont du barrage.

- **Condition à la surface libre**

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

$$p = 0 \quad (3-18)$$

Cette condition est utilisée dans la plupart des travaux traitant le problème de la réponse sismique des barrages. De plus il a été montré que les effets de ballonnement ou de fluctuation de la surface libre de l'eau sur le comportement dynamique de l'ensemble barrage-réservoir sont souvent négligeables [65-67].

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

Le fond du réservoir est constitué de couches de sédiments saturés pouvant être considérés comme des solides poroélastiques. Ces couches peuvent avoir des épaisseurs très variables d'un barrage à un autre. Il a été montré dans plusieurs travaux que ces couches peuvent avoir un effet d'absorption sur les ondes de pression [68-72], lors de matériau relativement perméables.

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

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho \ddot{u}_F \quad (3-19)$$

Pour le cas d'un fond horizontal et d'excitation sismique aussi horizontale, le vecteur déplacement \mathbf{u} et le vecteur normal \mathbf{n} étant perpendiculaires, la condition se réduit simplement à:

$$\frac{\partial p}{\partial n} = 0 \quad (3-20)$$

- *Condition à la limite sur la surface de troncature*

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

$$\frac{\partial p}{\partial n} = \frac{1}{c} \frac{\partial p}{\partial t} \quad (3-21)$$

où :

C : célérité des ondes de pression dans l'eau

Cette condition, appelée condition de radiation de Sommerfeld, a été appliquée pour les problèmes d'interaction fluide-structure par Zienkiewicz [67, 73].

3.3. CONCLUSION

Ce chapitre est consacré au phénomène d'interaction fluide-structure, ainsi que l'approche de Westergaard basée sur le concept de masse ajoutée qui est couramment utilisée pour l'évaluation des pressions hydrodynamiques entrant dans les calculs de barrages.

Nous avons surtout essayé de mettre en évidence le problème de l'interaction fluide-structure à l'aide de deux méthodes : La méthode de Westergaard qui est fréquemment utilisée dans l'analyse dynamique des barrages et qui reste une bonne approximation de la distribution verticale de la pression hydrodynamique dans un liquide incompressible et la méthode des éléments finies.

CHAPITRE 4
MODELES DE COMPORTEMENT DES
MATERIAUX

MODÈLES DE COMPORTEMENT DES MATÉRIAUX

4.1. INTRODUCTION

Les modèles de comportement des matériaux sont très nombreux : depuis le modèle élastique- plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des matériaux, aussi bien sous sollicitations monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis. La modélisation par éléments finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du matériau. Deux difficultés majeures ont empêché la réalisation complète de ce schéma : d'une part les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des matériaux sont complexes et demandent, pour la détermination des paramètres qu'elles contiennent, des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie même complexes. La validation des lois de comportement a fait l'objet, dans les années 80 de plusieurs ateliers pour comparer les réponses des différents modèles sur différents chemins de sollicitation. La seconde difficulté a été l'intégration de ces lois de comportement dans des codes éléments finis, bidimensionnels ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiquées. Le coût de ces calculs est généralement important.

4.2. DESCRIPTION DU COMPORTEMENT DES MATÉRIAUX

L'étude du comportement mécanique des matériaux a pour but de connaître leur réponse à une sollicitation donnée. Les variables mises en jeu dans ce domaine sont :

- le tenseur des contraintes σ
- le tenseur des déformations ε

L'objectif de ce chapitre est de donner un aperçu assez général du comportement mécanique des matériaux, et de sa modélisation. En effet, si l'élasticité linéaire représente actuellement le cadre de la majorité des calculs de mécanique des milieux continus réalisés dans l'industrie, d'autres types de comportement sont de plus en plus utilisés car ils s'approchent plus de la réalité, et permettent donc un dimensionnement plus strict des structures ou de certains procédés.

Une description complète du comportement du matériau est obtenue si, partant d'un état d'équilibre caractérisé par un champ de contrainte σ et un champ de déformation ε . Il est possible de déterminer le nouvel état de déformation obtenu après application d'un incrément de contrainte $d\sigma$. Cette description est obtenue à l'aide de la loi de comportement du matériau.

Dans le cas des matériaux métalliques, l'existence simultanée de trois mécanismes, que sont l'élasticité (mécanisme réversible), la plasticité (mécanisme irréversible) et la

viscosité (dépendance vis-à-vis de la vitesse de déformation, fluage et relaxation) est clairement mise en évidence par de nombreuses études expérimentales et métallurgiques [64].

4.2.1. Loi de comportement

La loi de comportement est une relation liant le tenseur de contrainte σ , le tenseur de déformation ϵ et leurs incréments $d\sigma$ et $d\epsilon$. La formulation de la loi de comportement est obtenue dans le cadre d'une théorie donnée, élasticité, viscoélasticité et élastoplasticité. Cependant, en raison de la complexité de description de ce comportement, une approche plus expérimentale et plus pragmatique est souvent employée en mécanique des matériaux. Cette approche est un substitut au modèle théorique que constitue la loi de comportement.

L'approche, plus expérimentale, consiste à anticiper le mode de chargement auquel va être soumis en place un élément de matériau lors de la sollicitation. Ce mode de chargement est reproduit au laboratoire de façon aussi fidèle que possible, compte tenu des moyens expérimentaux qu'il est possible de concevoir. Le comportement du matériau sous ce type de chargement est alors caractérisé par une courbe ou relation contrainte-déformation qui est directement utilisée pour rendre compte du comportement du matériau en place.

Le principal objectif des essais mécaniques est la mise en place d'une loi destinée à être utilisée pour la prévision du comportement du matériau. Cette loi de comportement pourra par exemple être appliquée lors de la mise en forme d'une pièce, pour calculer les efforts nécessaires (choix des outillages et de la presse), pour évaluer l'aptitude du matériau à cette mise en forme (remplissage des formes), Pour ce type d'application, il n'est parfois pas nécessaire de faire appel à des lois compliquées. On se contente alors de relations simples, qui servent simplement à décrire le comportement du matériau dans un cas particulier [74].

4.3. MODÈLES DE COMPORTEMENT

4.3.1. Modèle élastique linéaire

Le modèle de comportement le plus simple est le modèle élastique. Pour des matériaux ayant un comportement élastoplastique ou viscoplastique, ce modèle convient parfaitement, pourvu que l'on ne dépasse pas le seuil de plasticité. Pour des matériaux ayant un comportement de type viscoélastique, la transformation de Laplace permet de se ramener à un comportement élastique. Même pour des matériaux ayant un comportement plus complexe, un calcul élastique peut fournir des résultats intéressants, par exemple pour le calcul des fondations en Mécanique des Sols. Enfin, la résolution numérique d'un problème de Mécanique des Solides, avec une loi de comportement quelconque, s'effectue presque toujours par résolution d'une suite de problèmes élastiques. Il est donc naturel, dans un cours de Mécanique des Solides, de réserver une place importante à ce modèle de comportement.

Un comportement élastique d'un matériau implique la réversibilité des déformations du

milieu. Les déformations peuvent alors être reliées aux contraintes par une relation fonctionnelle linéaire. Dans le cas d'un comportement élastique linéaire isotrope, le tenseur des déformations est relié au tenseur des contraintes via la relation de Hooke, qui a proposé d'exprimer chaque composante du tenseur des contraintes comme une fonction linéaire des composantes du tenseur des déformations. Le comportement élastique est caractérisé par une relation linéaire entre contraintes et déformation, cette relation s'écrit en composantes dans un repère cartésien [75] :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1+\nu}{E} \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \sigma_{KK} \delta_{ij} \quad (4-1)$$

et la relation inverse :

$$\sigma_{ij} = \frac{E}{1+\nu} \varepsilon_{ij} - \frac{\nu E}{(1+\nu)(1+2\nu)} \varepsilon_{KK} \delta_{ij} \quad (4-2)$$

avec :

δ_{ij} : symbole de Kronecker

E : module de Young

ν : coefficient de Poisson

E et ν sont les deux paramètres de l'élasticité isotrope, qui peuvent être substitués par le module de compressibilité K et le module de cisaillement G. Ainsi, on peut obtenir par un essai de traction le module d'Young et le coefficient de Poisson : le module d'Young est la pente de la courbe de traction (qui est rectiligne dans le domaine élastique), et la mesure de la contraction transversale donne le coefficient de Poisson. On peut ensuite à partir de E et ν calculer G et K par:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (4-3)$$

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (4-4)$$

Les coefficients d'élasticité E et K sont homogènes à des contraintes, tandis que le coefficient de Poisson ν est sans dimension.

Le modèle élastique représentait le comportement des matériaux métalliques dans la région élastique, c'est-à-dire tant que l'on ne dépassait pas le seuil de limite élastique. Pour justifier les calculs issus de ce modèle, il faut donc vérifier, après avoir résolu le problème, que ce seuil n'est pas dépassé. C'est le principe du calcul élastique des structures ou des éléments de construction [75].

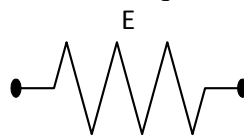
4.3.2. Modèle viscoélastique linéaire équivalent

La vibration d'un matériau est accompagnée d'une perte d'énergie. L'énergie est dissipée suivant plusieurs formes d'amortissement, visqueux et d'hystérésis :

- pour ce premier type d'amortissement, La viscoélasticité sert à décrire le comportement de matériaux réversibles, mais sensibles à la vitesse de déformation. On peut citer par exemple les polymères, et dans une moindre mesure, le béton et le bois, comme matériaux à comportement viscoélastique. Dans ce document, nous nous limiterons aux schématisations linéaires de ce type de comportement, on peut citer les modèles de Kelvin-Voigt et de Maxwell. Ces modèles s'appliquent principalement au comportement viscoélastique.
- dans le deuxième type d'amortissement, l'amortissement d'hystérésis, l'énergie dissipée ne dépend pas de la fréquence de sollicitation. L'amortissement d'hystérésis, généré par le frottement interne des particules constituant le matériau, est proportionnel au déplacement. Dans ce cas, les matériaux sont caractérisés par des non-linéarités importantes à fort niveau de déformation. L'amortissement est attribué à des déformations plastiques au niveau des cristaux ou des grains constituant la structure.

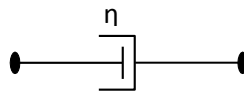
Il est important de savoir construire des modèles mathématiques de comportement décrivant, au moins qualitativement, les différents types de comportement que nous venons de présenter. Les modèles rhéologiques forment une classe déjà très vaste de tels modèles. Ils s'obtiennent par combinaison des modèles élémentaires.

- le ressort, modèle de comportement élastique



$$\sigma = E\varepsilon \tag{4-5}$$

- l'amortisseur, modèle de comportement visqueux

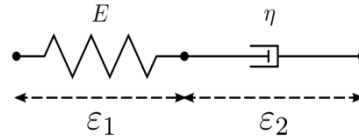


$$\sigma = \eta\varepsilon \tag{4-6}$$

Les modèles rhéologiques s'obtiennent par montage en parallèle (les contraintes s'additionnent, les déformations sont les mêmes) ou en série (les déformations s'additionnent, les contraintes sont les mêmes).

Le comportement viscoélastique peut être représenté par une combinaison de ressorts et d'amortisseurs.

- par montage en série d'un ressort et d'un amortisseur, on obtient le modèle de Maxwell [75] :

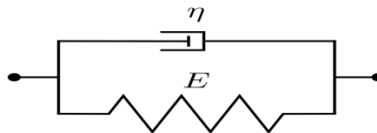


$$\begin{cases} \sigma = E \varepsilon_1 = \eta \dot{\varepsilon}_2 \\ \varepsilon = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 \end{cases} \quad (4-7)$$

Ou en éliminant ε_1 et ε_2

$$\dot{\varepsilon} = \frac{\dot{\sigma}}{E} + \frac{\sigma}{\eta} \quad (4-8)$$

- par montage en parallèle d'un ressort et d'un amortisseur, on obtient le modèle de Kelvin-Voigt :



$$\begin{cases} \sigma = E \varepsilon_1 = \eta_2 \dot{\varepsilon}_2 = E_3 \varepsilon_3 + \eta_3 \dot{\varepsilon}_3 \\ \varepsilon = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 \end{cases} \quad (4-9)$$

De manière générale, le choix d'un modèle représentant le comportement d'un matériau réel est un problème difficile. Le comportement des matériaux réels est complexe et nous n'en avons présenté qu'une esquisse très incomplète. Même pour des matériaux aussi courants que l'acier, de nombreux aspects du comportement restent mal connus et il est impossible de construire un modèle représentant le comportement d'un matériau donné en toutes circonstances.

Dans chaque problème, il convient de choisir le modèle le plus simple conduisant à des résultats satisfaisants pour l'utilisation qu'on veut en faire. Dans certains cas, en particulier si l'on recherche une grande fiabilité, il conviendra de faire le calcul avec une loi de comportement très sophistiquée, prenant en compte tous les risques de ruine possibles, ces calculs étant rendus possibles par les développements de l'informatique. Dans d'autres cas, par contre, on pourra se satisfaire d'approximations plus grossières et c'est la raison d'être des modèles élémentaires.

Le comportement non-linéaire du matériau a été approché par un modèle viscoélastique linéaire équivalent. L'équivalence est fonction des caractéristiques du matériau, mais

également de la sollicitation harmonique. Le modèle viscoélastique faisant apparaître une boucle d'hystérésis sous chargement harmonique, il est tentant de représenter, pour ces sollicitations, le comportement réel du matériau à l'aide d'un tel modèle. Pour cela, on a recours à une procédure de linéarisation qui consiste à remplacer le modèle non-linéaire par un modèle linéaire équivalent ayant des propriétés dissipatives plus ou moins équivalentes à celles du matériau réel. Ce type de linéarisation a été introduit par Jac obsen [76]. De toute évidence, l'équivalence est fonction des caractéristiques du matériau et de la sollicitation harmonique, qui est la base de la solution de beaucoup de problèmes dynamiques.

Dans la mesure où l'énergie dissipée au cours d'un cycle dépend dans le modèle viscoélastique de la fréquence de la sollicitation, ce qui n'est pas le cas pour le matériau réel, il est nécessaire de modéliser le comportement du matériau en faisant d'abord une analyse viscoélastique linéaire avec un module de cisaillement effectif pour modéliser la rigidité effective, en introduisant ensuite une quantité équivalente d'amortissement visqueux dans le but de modéliser la dissipation d'énergie dans le matériau.

Cette approche est très utilisée pour rendre compte de façon simple du comportement des matériaux sous chargement cyclique. Les modèles de ce type sont employés de façon extensive dans la pratique courante. Utilisés en conjonction avec un processus itératifs permettant de choisir des valeurs du module de cisaillement G (module sécant) et de l'amortissement β compatibles avec le niveau moyen de déformation induite. Ces modèles ont par ailleurs le mérite de la simplicité, puisqu'ils ne nécessitent que la mesure de trois paramètres (un de plus que le modèle élastique) : module de cisaillement G , coefficient de poisson ν et coefficient de perte η (égal à 2β) du matériau. Le matériau étant non linéaire, ces paramètres dépendent bien entendu de l'état de contrainte ou de déformation.

Le modèle viscoélastique linéaire équivalent est couramment utilisé au cas des problèmes unidimensionnels. Pour les problèmes bidimensionnels, voire tridimensionnels, la génération de ce modèle est difficile. La loi de comportement sous sollicitation harmonique s'écrit alors :

$$\tau = G^* \gamma \quad (4-10)$$

Où G^* désigne le module de cisaillement complexe faisant intervenir le module de cisaillement

G et le pourcentage d'amortissement critique équivalent β :

$$G^* = G (1 + i \eta) \quad (4-11)$$

En posant $2\beta = \eta$, la relation (4-11) prend la forme :

$$G^* = G (1 + 2i \beta) \quad (4-12)$$

Lysmer [47] a proposé une formulation différente du module de cisaillement complexe :

$$G^* = G_s (1 - 2\beta^2 + 2i\beta\sqrt{1 - \beta^2}) \quad (4-13)$$

Où G_s : module de cisaillement réel (module sécant).

La principale limitation de ces modèles est leur incapacité à fournir des valeurs correctes des déformations (ou déplacements). Les déformations rémanentes calculées par ce modèle sont, en particulier, nécessairement nulles.

Si une représentation plus fidèle du comportement du matériau est nécessaire, plus particulièrement pour évaluer les déformations cycliques ou rémanentes, le recours aux modèles non linéaires est obligatoire.

4.3.3. Modèle élastoplastique

Dans ce cadre, la description d'une loi de comportement élastoplastique classique [77-78] est basée sur la décomposition additive du tenseur des déformations et nécessite au minimum la définition de trois éléments constitutifs. Une loi élastique qui donne l'état de contrainte du matériau en fonction de son état de déformation élastique. Un seuil qui sépare un domaine élastique défini par le critère de plasticité, d'un domaine élastoplastique dans lequel se produisent des transformations irréversibles. Une loi d'écoulement qui, lorsque le seuil est dépassé, caractérise la direction de l'écoulement du matériau et son intensité dans le cas d'un écoulement viscoplastique.

En général, une partie de la déformation totale étant réversible, la loi d'écoulement ne décrit que l'évolution de la partie irréversible de la déformation.

Tous les matériaux possèdent une limite d'élasticité, qui correspond à un chargement critique à partir duquel le comportement du matériau n'est plus réversible. Il peut y avoir rupture brutale (cas du verre), rupture progressive (cas du béton), mais dans la plupart des cas il y a plastification du matériau. Ceci signifie que sa forme est changée de façon irréversible, contrairement au domaine d'élasticité où le solide reprend sa forme initiale lorsque l'on relâche les efforts. Le comportement élastoplastique est caractérisé par une déformation totale ε composée d'une déformation élastique ε_e et d'une déformation plastique ε_p :

$$\varepsilon = \varepsilon_e + \varepsilon_p \quad (4-14)$$

La figure (4.15) représente une courbe de traction nominale obtenue sur un matériau solide. Cette courbe relie la contrainte nominale $\sigma_n = F/S_0$, où F est la force mesurée et S_0 la section initiale de l'éprouvette, à la déformation nominale $\varepsilon = \frac{\Delta l}{l_0}$, où Δl est l'allongement de l'éprouvette et l_0 sa longueur initiale. Les points caractéristiques de cette courbe sont :

- la limite d'élasticité R_e , marquant le début de la déformation plastique (irréversible) du matériau.
- la limite d'élasticité conventionnelle $R_{0,2}$, donnant la contrainte nominale nécessaire pour une déformation plastique de 0,2% (on utilise également avec la même convention la quantité $R_{0,1}$ pour des matériaux peu ductiles, c'est-à-dire dont la déformation plastique est faible avant la rupture).
- la résistance à la traction R_m , contrainte nominale maximale observée (avant la striction)

- l'allongement à la rupture A_R , déformation nominale maximale admissible par le matériau avant rupture

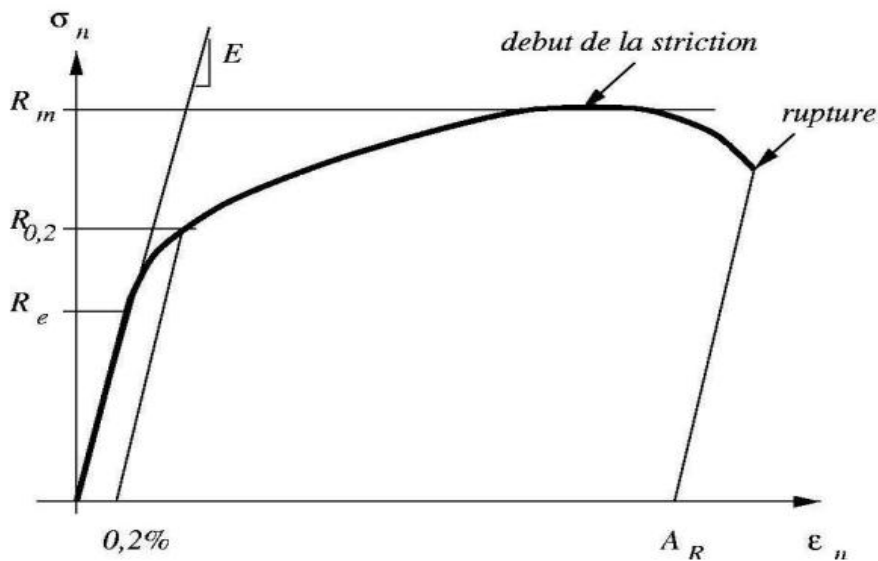


Figure 4.1 Courbe contrainte-déformation dans un essai de traction simple [78]

Le comportement du matériau soumis à l'essai de traction simple est élastique linéaire jusqu'au R_e . En déchargeant, on revient au point de départ O, toutes les déformations sont alors réversibles. En continuant le chargement jusqu'au R_m et en déchargeant, des déformations irréversibles apparaissent. Dans ce cas, la déformation totale est la somme des déformations élastique et plastique. La contrainte R_e correspondante est appelée limite élastique du matériau [78].

D'une façon générale, la limite d'élasticité d'un matériau est un scalaire, souvent noté σ_0 . Il s'agit de la contrainte "vraie" (F/S) appliquée au matériau lorsqu'apparaît la plastification, qui définit comme la contrainte nominale (F/S_0) appliquée en ce même point. Toutefois, le changement de section du matériau dans le domaine d'élasticité en traction est souvent très faible, de sorte que l'on confond en général ces deux valeurs. Par contre, il est très important de ne pas confondre σ_0 et $R_{0,2}$ (limite d'élasticité conventionnelle).

4.3.4. Modèle de Drucker-Prager

Le modèle Drucker-Prager [79] (parfois aussi appelé modèle de von Mises étendu) modifie la fonction d'élasticité de Mohr-Coulomb pour éviter les singularités associées aux angles. Il est une généralisation du critère de Von-Mises pour les matériaux à frottement interne. Contrairement au modèle de Mohr-Coulomb, la surface de limite élastique de Drucker-Prager est lisse et se présente sous forme de cône cylindrique dans l'espace des contraintes principales. La surface de rupture représentant le critère de Von-Mises est un cylindre parallèle à la trisectrice de l'espace des contraintes principales, et celle représentant le critère

de Drucker-Prager est un cône à section circulaire admettant le même axe pour axe de symétrie (figure 4.6). Le modèle de Drucker-Prager est très répandu dans les codes de modélisation numérique aux éléments finis, en particulier ceux qui visent des applications à la géomécanique et à la géotechnique. En effet, ce modèle représente une approche simple du comportement matériaux à frottement interne, cohérents ou non (sols, roches, béton et matériaux granulaires divers) [64]. L'équation de cette surface peut être définie par :

$$F = \alpha I_1 + \sqrt{J_2} - K \quad (4-15)$$

Où α et k sont des constantes qui dépendent de cohésion c et l'angle de frottement interne φ du matériau donnés par :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{2 \sin(\varphi)}{\sqrt{3} (3 - \sin(\varphi))} \\ K = \frac{6 c \cos(\varphi)}{\sqrt{3} (3 - \sin(\varphi))} \end{cases} \quad (4-16)$$

dans l'équation (4.15), I_1 est le premier invariant du tenseur des contraintes (σ_{ij}) formulé comme suit:

$$I_1 = \sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33} \quad (4-17)$$

Et J_2 est le deuxième invariant du tenseur des contraintes déviatoriques (s_{ij}) donné par :

$$J_2 = \frac{1}{2} S_{ij} S_{ij} \quad (4-18)$$

Où s_{ij} est les contraintes déviatoriques comme donné ci-dessous :

$$S_{ij} = \sigma_{ij} - \delta_{ij} \sigma_m \quad (4-19)$$

Dans l'équation (4.19), δ_{ij} est le symbole de Kronecker, qui est égale à 1 pour $i = j$; 0 pour $i \neq j$, et σ_m est la contrainte moyenne et obtenu comme suit:

$$\sigma_m = \frac{I_1}{3} = \frac{\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33}}{3} = \frac{\sigma_{ii}}{3} \quad (4-20)$$

Si les termes dans l'équation (4.19) sont obtenus par l'équation (4.20) et remplacés dans l'équation (4.18), le deuxième invariant du tenseur des contraintes déviatoriques peut être obtenu comme suit:

$$J_2 = \frac{1}{6} [(\sigma_{11} - \sigma_{22})^2 + (\sigma_{22} - \sigma_{33})^2 + (\sigma_{33} - \sigma_{11})^2] + \sigma_{12}^2 + \sigma_{13}^2 + \sigma_{23}^2 \quad (4-21)$$

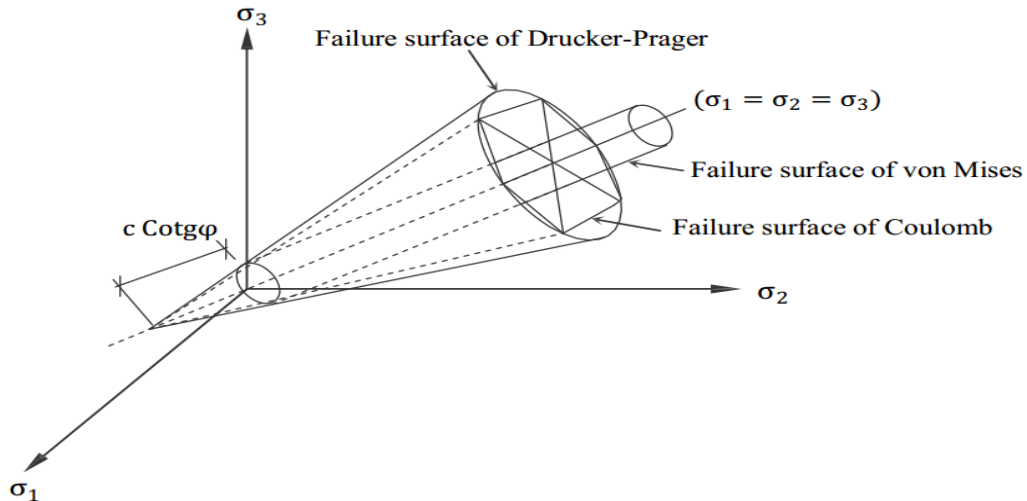


Figure 4.2 Critères de rupture de Coulomb, Drucker-Prager et Von-Mises [80]

4.3.5. Modèle multilinéaire avec écrouissage cinématique

Pour modéliser la courbe d'écrouissage de l'essai de traction-compression obtenue pour un chargement monotone, le plus simple est d'utiliser un modèle construit à partir de segments de droite. La figure (4.3) représente un modèle multi-linéaire. Le modèle multilinéaire avec écrouissage cinématique peut être utilisé pour modéliser le comportement plastique sous chargement cyclique. Les équations constitutives sont basées sur le critère de Von-Mises avec la règle d'écoulement associé. Ce modèle utilise le modèle de Besseling [81], également appelé modèle de superposition [82] pour caractériser le comportement plastique du matériau. Le comportement du matériau est supposé être composé de différentes sections (ou sous-volumes), mais chaque sous-section ayant une limite d'élasticité différente. Chaque sous-volume a une réponse simple contrainte-déformation, mais lorsqu'il est combiné, le modèle peut représenter un comportement complexe. Cela permet une courbe multilinéaire contrainte-déformation qui présente l'effet de Bauschinger (écrouissage cinématique) (Figure 4.7).

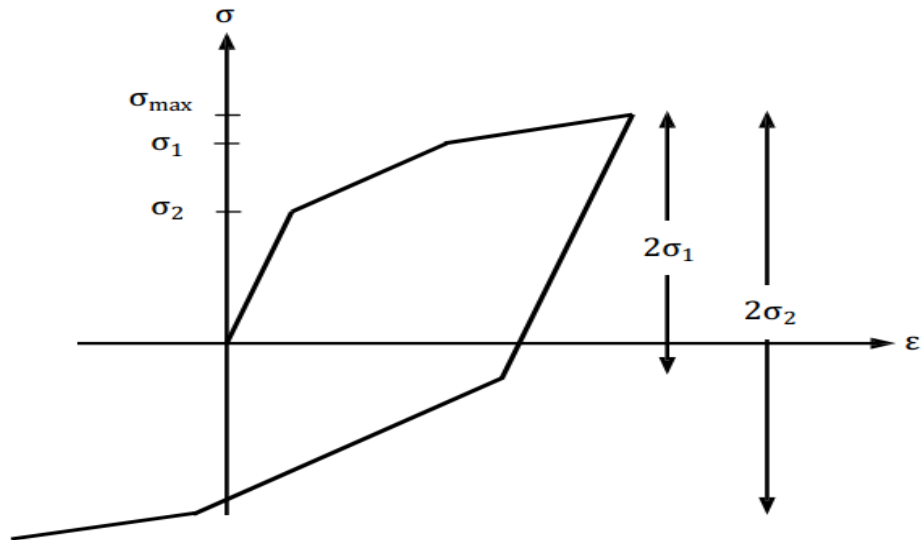


Figure 4.3 Comportement contrainte-déformation du modèle multilinéaire avec écrouissage cinématique (effet de Bauschinger)

La réponse est représentée par des sections multiples du matériau plastique; la réponse totale est obtenue par le comportement moyen pondéré de toutes les sections. Les points individuels sont dérivés de la courbe contrainte-déformation (figure 4.4). Le comportement uniaxial est décrit par une courbe contrainte-déformation linéaire par morceaux à partir de l'origine. La pente de la première section de la courbe doit correspondre au module d'élasticité du matériau et aucune pente de section ne doit être plus grande. La pente de la courbe contrainte-déformation est supposée être nulle au-delà du dernier point de données contrainte-déformation défini par l'utilisateur.

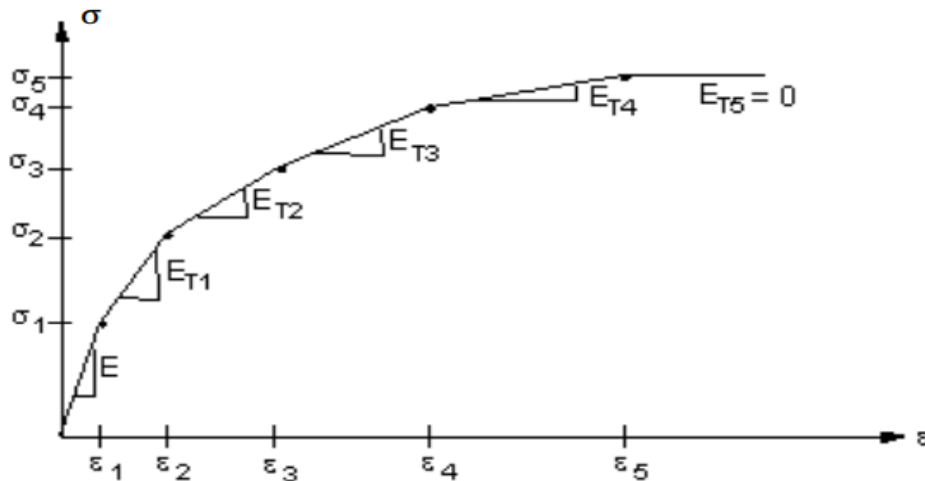


Figure 4.8 Comportement contrainte-déformation du modèle multilinéaire avec écrouissage cinématique

4.4. Modélisation du comportement du béton [83]

Le béton est un matériau hétérogène composé de ciment, d'agrégats et d'eau, ses propriétés

matérielles sont disparates et ne peuvent être définies facilement. Cependant, pour des commodités de calculs et de conception, le béton est souvent considéré comme un matériau homogène au sens macroscopique. La réponse non linéaire est due à deux effets majeurs, la fissuration du béton en traction et l'écrasement du béton en compression. Le fluage, le retrait et les effets de variation de la température contribuent aussi à ce comportement fortement non-linéaire. De plus, la relation contraintes-déformation du béton est non seulement non-linéaire mais est aussi différente en compression qu'en traction et les propriétés mécaniques dépendent de l'âge du béton lors du chargement, de la température ambiante et de l'humidité.

4.4.1. Béton soumis à une compression uniaxiale :

La réponse uniaxiale du béton à un chargement monotone peut être divisée en trois ou quatre phases, figure (4.9). Il est complètement contrôlé par l'évolution des divers systèmes de fissures. Les microfissures existent avant même l'application de n'importe quelle charge externe et se trouvent typiquement à l'interface entre les gros agrégats et la pâte de ciment. Certaines de ces fissures sont causées par les changements précoces du volume du béton dus à l'hydratation, le séchage et la carbonatation. D'autres fissures préexistantes sont causées par la consolidation des agrégats grossiers durant le coulage et l'écoulement qui s'ensuit. Ces fissures sont la cause d'une anisotropie initiale du matériau, avec comme résultat une réponse différente dans différentes directions. L'essai de compression uniaxiale est un essai qui a été largement bien étudié afin de connaître la résistance à la compression du béton. L'allure générale de la courbe contrainte-déformation est donnée par la figure (4.9).

On observe principalement que la réponse est presque linéaire jusqu'à 30% de la limite de compression simple f_c , ceci peut être expliqué par le fait que l'étendue de la fissuration d'adhérence est limitée. En dépassant ce point, on observe que la courbe devient de plus en plus non linéaire jusqu'à 75% de la limite en compression simple avec la formation de nouvelles surfaces libres le long des interfaces entre les gros agrégats et la pâte de ciment. Au-delà, la courbe présente un pic suivi d'une branche post-pic correspondant à un comportement adoucissant (figure 4.9a), les fissures du mortier commencent à augmenter notablement et à former des fissures d'adhérences séparées le long des gros agrégats. Cette phase finale est associée à une forte dilatance (expansion latérale) (figure 4.9b), qui donne la variation de la contrainte appliquée en fonction de la variation du volume de l'éprouvette [83].

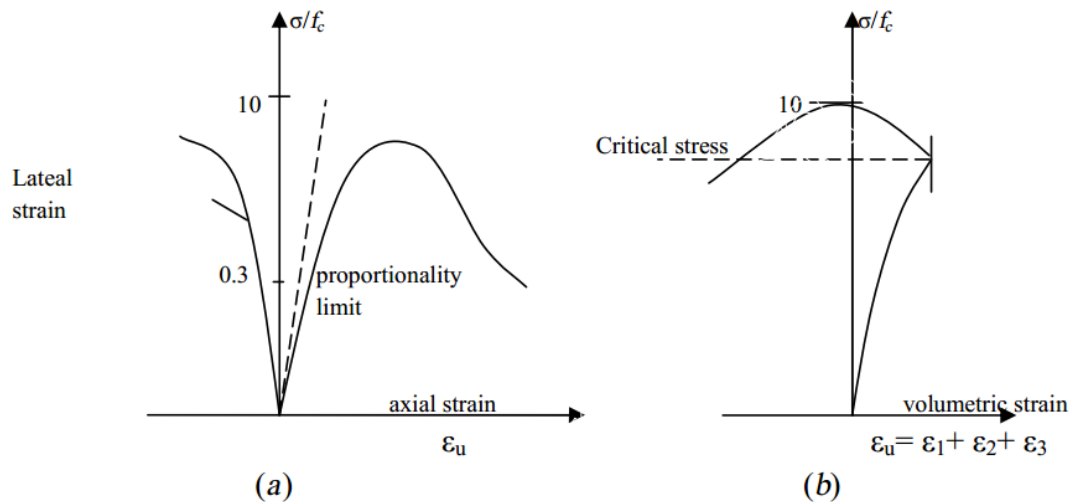


Figure 4.9 Comportement du béton en compression simple [84]

L'interprétation micromécanique de ce comportement a fait l'objet de nombreux travaux [85-87] et il est maintenant bien admis que le développement de microfissures est la source majeure de la dégradation de la raideur. Le développement des microfissures est lié selon plusieurs auteurs [85], [86] à l'effet des extensions ($\epsilon > 0$, déformation positive). Des observations au microscope optique sur des tranches de matériaux pré sollicités ont montré que l'orientation privilégiée des microfissures est perpendiculaire aux directions des extensions, créant dans un premier stade une anisotropie de comportement du béton, et dans un stade ultime des surfaces de rupture de même sens. De plus, il a été montré [88] que les déformations se localisent dans l'éprouvette au pic d'effort, ce qui montre que le comportement post-pic observé est celui d'une structure pour laquelle le comportement du matériau n'est pas homogène.

La figure (4.10) montre la réponse typique du béton soumis à un chargement uniaxiale cyclique de compression et permet d'obtenir des renseignements utiles sur le comportement du béton. D'une part, elle permet de confirmer le rôle prépondérant joué par le développement de la microfissuration qui provoque une dégradation des caractéristiques élastiques du matériau, et d'autre part, elle permet de mettre en évidence le développement de déformations permanentes. Celles-ci sont le plus souvent expliquées par l'effet de frottement entre surfaces des microfissures et non la refermeture complète des microfissures après déchargement. Un autre renseignement pouvant être tiré de cette figure, concerne le développement de boucles d'hystérésis. Ce phénomène peut être expliqué soit : par le frottement entre lèvres de microfissures en cours de refermeture ou réouverture de celles-ci, soit par le mouvement de l'eau dans la structure microporeuse de la pâte de cimenthydratée, [89].

Un autre phénomène d'importance concerne la sensibilité du béton à l'application de contraintes de confinement. Ceci a été effectivement démontré par de nombreux auteurs [90-92]. D'après l'essai de compression triaxiale (Jamet et al 1995) [92], il peut être constaté que plus la pression de confinement augmente plus le comportement du béton tend à devenir moins fragile et que pour de très grandes pressions de confinement on aboutit à un comportement parfaitement ductile du béton. Cette augmentation de la rigidité peut être

expliquée par l'augmentation des contacts au sein de la microstructure du matériau béton qui est due à une destruction des pores [93-95].

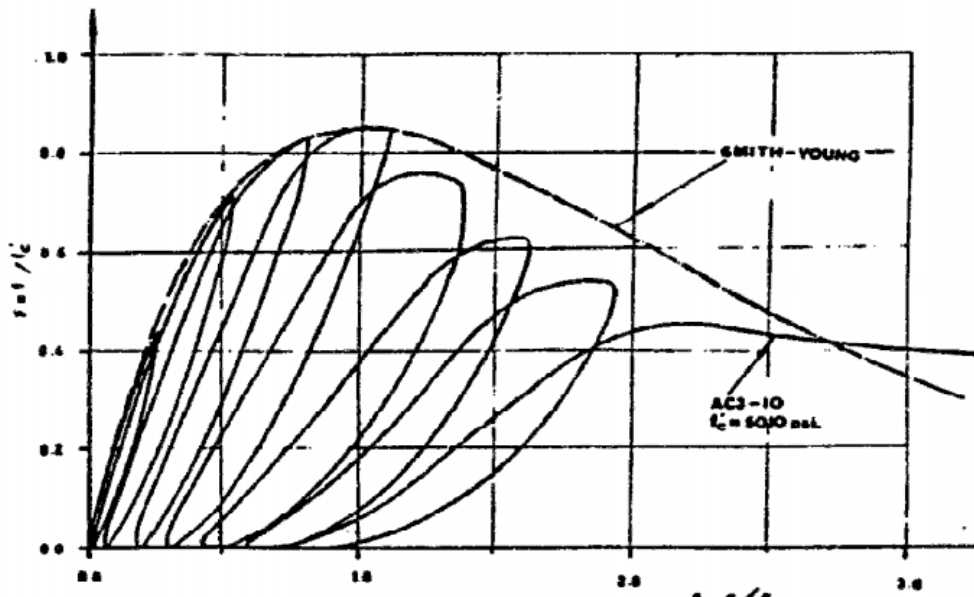


Figure 4.10 Comportement cyclique du béton en compression Karsan (1969) [96]

4.4.2. Comportement en traction

Il est bien connu que le comportement du béton en traction est médiocre, cependant la connaissance des propriétés en traction est primordiale pour une description complète de son comportement. Il est important de noter la difficulté à réaliser des essais de traction directs, c'est pourquoi on a souvent recours à des essais indirects pour déterminer ce comportement. La figure (4.11) présente la courbe contrainte-déformation pour le béton en traction simple (essai de traction directe). Dans cette figure deux phases importantes du comportement du béton méritent d'être signalées : dans une première phase, pré-pic, le comportement est quasi linéaire élastique avec une légère perte de raideur juste avant d'atteindre le pic. Une seconde phase (phase adoucissante), post-pic est caractérisé par une chute presque brutale de la capacité portante. Durant cette phase, les microfissures bifurquent dans la pâte de ciment et se propagent en mode I essentiellement en (flexion) pour constituer une fissure continue perpendiculaire à l'extension principale. Les cycles charge-décharge permettent de constater une chute importante de la raideur en fin d'essai $\left[E = \frac{E_0}{2} \right]$ et l'apparition de déformations résiduelles. L'essai de traction directe dans son état ultime conduit à une fissure unique, localisée et perpendiculaire à la direction d'extension.

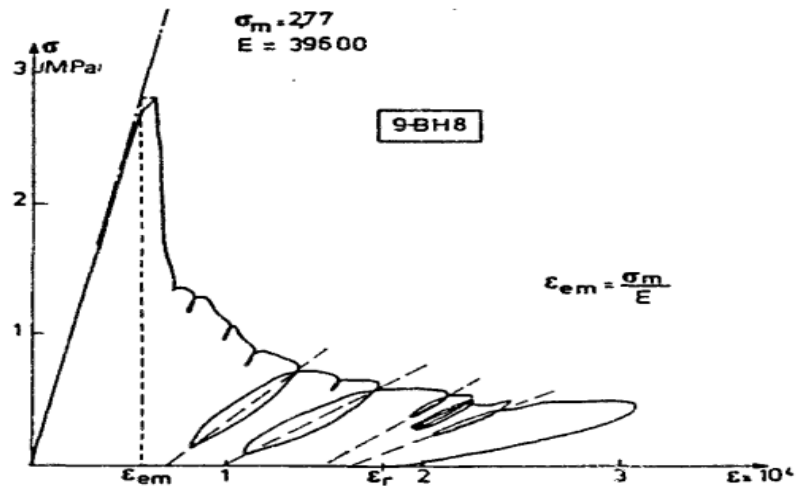


Figure 4.11 Essai de traction directe Terrin (1980) [97]

L'essai de traction cyclique, confirme le rôle prépondérant joué par le développement de la microfissuration dans la dégradation des caractéristiques élastiques du béton. Les boucles d'hystérésis sont très faibles. Ceci semble plausible si l'on admet que celles-ci sont dues principalement à des phénomènes de frottement entre lèvres de microfissures ; phénomènes de faible importance pour ce type de sollicitations.

4.4.3. Comportement cyclique traction-compression :

Une caractéristique importante du comportement du béton, L'effet unilatéral, peut être mise en évidence grâce aux essais cycliques de traction-compression. Ce phénomène se manifeste par un recouvrement partiel ou total de la raideur lors du passage d'un chargement en traction, où cette raideur est essentiellement endommagée à cause de la fissuration, vers un chargement de compression. Ce comportement est dû au fait que sous contrainte de compression les fissures de traction se referment de telle sorte qu'il n'y aura aucune interaction avec celles qui vont se créer en compression dans une direction perpendiculaire. Le béton redevient un matériau au comportement sain [98].

4.5. CONCLUSION

Pour résoudre un problème de mécanique des matériaux, il faut donc résoudre un système d'équations aux dérivées partielles. Pour l'instant, nous avons trois équations scalaires les équations du mouvement ou les équations d'équilibre, suivant que l'on considère le problème dynamique ou le problème quasi-statique.

De manière générale, la loi de comportement se présente comme une relation entre le tenseur des contraintes et le tenseur des déformations

Dans ce chapitre nous avons surtout essayé de mettre brièvement en évidence les modèles de comportement des matériaux.

CHAPITRE 5
APPLICATIONS NUMERIQUES ET ANALYSE
DES RESULTATS

APPLICATION NUMÉRIQUE ET ANALYSE DES RÉSULTATS

Cas du barrage poids en béton de Oued Fodda, Chlef

5.1. INTRODUCTION

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

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

Cette étude vise à enrichir les études liées à la réponse sismique des barrages poids en béton. Un modèle d'éléments finis tridimensionnel est utilisé pour étudier les effets de la flexibilité des fondations et de l'interaction barrage-réservoir-fondation sur la réponse sismique d'un barrage-poids en béton. A cet effet, le barrage poids en béton de l'Oued Fodda, Chlef, Nord-ouest algérien, est retenu comme cas d'étude. La pression hydrodynamique du réservoir d'eau est modélisée comme une masse ajoutée en utilisant l'approche de Westergaard. L'effet de la flexibilité de la fondation a été obtenu en prenant en compte différents rapports d'interaction barrage-fondation de E_F/E_D , c'est-à-dire (E_F : module d'élasticité de la fondation / E_D : module d'élasticité du béton du barrage). Les diverses analyses numériques sont modélisées en utilisant le programme ANSYS.

Ce chapitre consiste à exposer la description du barrage étudié de Oued Fodda, les propriétés des différents matériaux, les différents éléments utilisés dans la modélisation de l'interaction barrage-réservoir-fondation par le code d'éléments finis ANSYS [26] ainsi que l'application numérique et analyse des résultats concernant les différents rapports entre le module de Young de la fondation et le module de Young du barrage E_f/E_d sur la performance sismique du barrages poids en béton.

5.2. DESCRIPTION DU BARRAGE D'OUED FODDA

Le barrage étudié d'Oued Fodda qui est un barrage poids en béton dont les caractéristiques sont décrites ci-dessous, est situé dans une région géologiquement relativement instable.

Outre les conditions préalablement fixées pour cette étude, nous ne nous focaliserons donc que sur les effets pouvant être induits par les chargements sismiques sur l'ouvrage considéré.

Le barrage d'Oued Fodda figure (5.1), appelé aussi "barrage Steeg", est le premier des grands barrages construits en Algérie. L'étude de faisabilité a débuté en 1910 mais sa construction a commencé en 1926 pour se terminer en 1932. Cet ouvrage est situé à 20 Km environ de la ville de Oued Fodda, dans la Wilaya de Chlef au Nord-Ouest de l'Algérie figure (5.2), au confluent de Oued Fodda (d'où le nom du barrage). Le cours de cet Oued se fraye un passage dans une gorge profonde, à travers du massif calcaire connu sous le nom de "Koudiat Larouah".

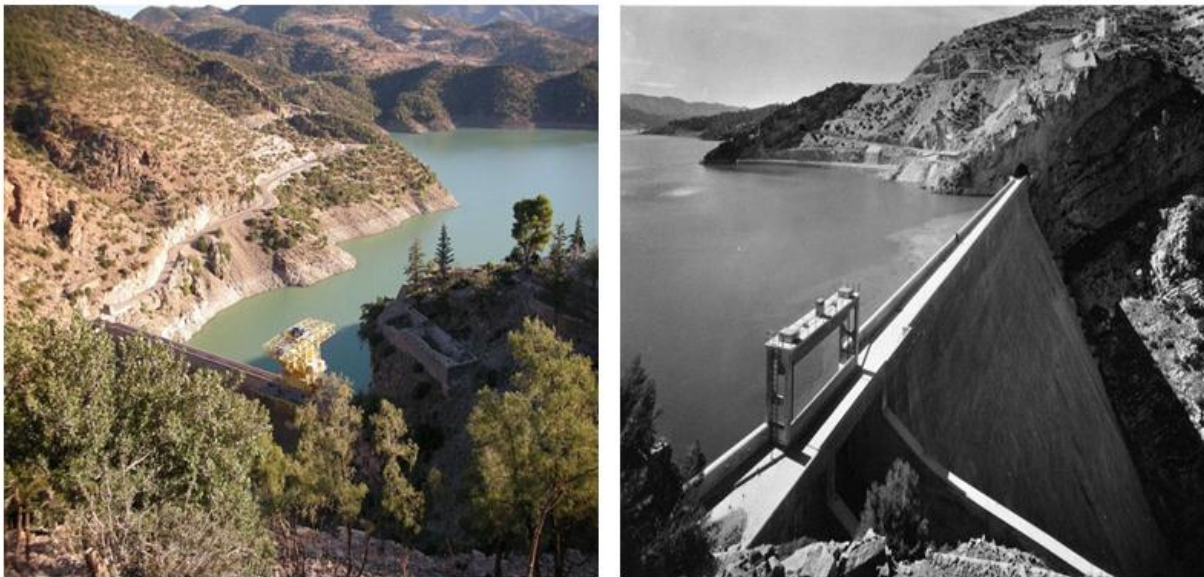


Figure 5.1 Barrage-poids en béton d'Oued Fodda



Figure 5.2 Situation géographique du barrage de l'Oued Fodda

L'ouvrage construit pour le compte du service central des irrigations en Algérie barre une vallée profonde composée de calcaires très fissurés qui ont nécessité pour leur imperméabilisation l'injection à haute pression de produits chimiques et de ciment. Cette région d'Oued Fodda a été affectée par de grands séismes et cette nouvelle technique s'avéra efficace car plusieurs secousses telluriques n'eurent aucune conséquence pour le barrage. La cuvette du barrage draine les eaux d'un bassin versant de 800 km² figure (5.3). Sa capacité de 225 Hm³ permettait d'irriguer 18 000 Ha sur la rive gauche de la vallée de Chlef en amont du seuil de Pontéba dans la vallée d'Oued Fodda.



Figure 5.3 Superficie du bassin versant du barrage de Oued Fodda [95].

Le barrage d'Oued Fodda est un barrage-poids en béton, mesurant 101 m de hauteur, 67.5 m de largeur à la base et 190 m de longueur en crête. Les dimensions du système barrage-réservoir-fondation sont présentées dans la figure 5.4 [95].

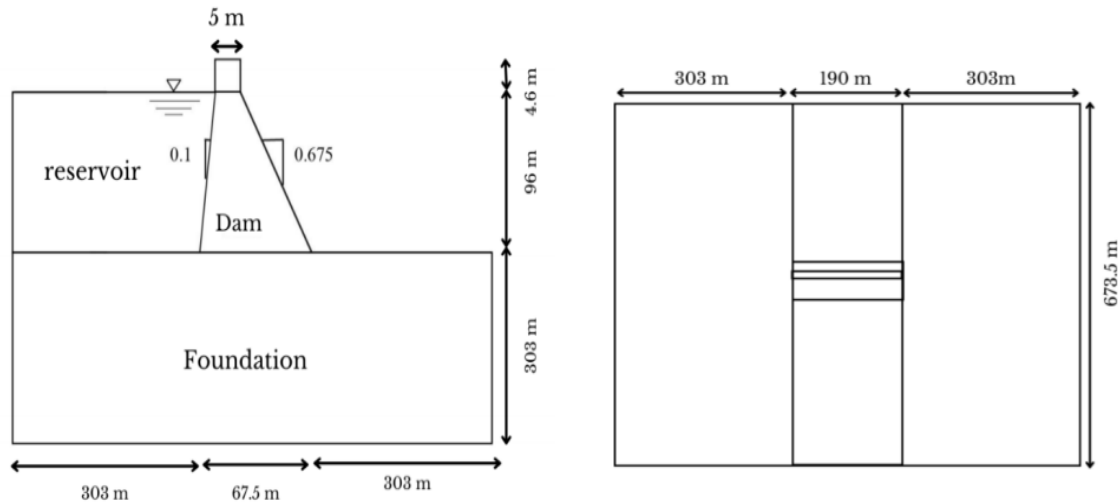


Figure 5.4 Dimensions du système barrage-réservoir-fondation [95].

Les propriétés mécaniques des matériaux du barrage-poids en béton et de la fondation rocheuse sont récapitulées dans le tableau (5.1). Le barrage est supposé homogène et élastique linéaire avec les propriétés suivantes : module d'élasticité $E_d = 24,6 \times 10^9 \text{ N/m}^2$, coefficient de Poisson $\nu = 0,2$ et Densité $\rho_d = 2640 \text{ kg/m}^3$. Cependant, les propriétés matérielles de la fondation sont les suivantes : module d'élasticité $E_f = 20 \times 10^9 \text{ N/m}^2$, coefficient de Poisson $\nu = 0,33$ et densité $\rho_f = 2000 \text{ kg/m}^3$. Le module d'élasticité de la fondation varie de 0,5 à 4,0 fois le module d'élasticité du barrage, tel qu'il est considéré dans la littérature [99-100]. De plus, en raison de l'espace et afin de mieux illustrer les différences de comportement possibles, seuls les résultats pour les différents ratios ($E_f/E_d = 0,5, 1, 1,5, 3, 4$) sont effectués. Le béton du barrage a une résistance à la traction de 1,6 MPa et une résistance à la compression de 20 MPa.

| Matériau | Propriétés des matériaux | | |
|-----------|---------------------------|------------------------|-----------------------------|
| | Module d'élasticité (MPa) | Coefficient de Poisson | Densité (kg/m^3) |
| Barrage | 24600 | 0.20 | 2640 |
| Fondation | 20000 | 0.33 | 2000 |

Tableau 5.1: Propriétés des matériaux du barrage-poids d'Oued Fodda [101]

5.3. RISQUE SISMIQUE

L'histoire sismique de la région de Chlef, classé comme zone de forte sismicité dans l'actuel Règlement Parasismique Algérien, est incontestablement un élément important dans la perspective de l'évaluation de l'aléa sismique de cette région. Il à noter que le barrage a subit, le 9 septembre 1954 un tremblement de terre, dont les conséquences, aucun dégât n'a été signalé, les débits des fuites étaient restés stationnaires, et lors du séisme d'El Asnam de 10 octobre 1980 (M7) qui a causé beaucoup plus de dégâts humains et matériels, le barrage a été violemment secoué, dont l'épicentre était à 30 km de l'ouvrage, et malgré l'importance des composantes d'accélération qu'il a dû ressentir, n'a subi aucun dommage.

5.4. EFFET DE PRESSION HYDRODYNAMIQUE

L'effet de pression hydrodynamique est considéré selon la technique de la masse ajoutée initialement proposée par Westergaard [59]. En supposant que le réservoir d'eau est non visqueux, incompressible et que son mouvement est de faible amplitude, l'équation qui exprime la pression hydrodynamique est la suivante :

$$\nabla^2 P = 0 \quad (5-1)$$

La solution de cette équation est proposée par Westergaard et est utilisée dans les travaux en cours pour calculer la pression hydrodynamique imposée sur la face amont du corps du barrage lors d'un séisme.

5.5. MODÈLE D'ÉLÉMENTS FINIS DU SYSTÈME BARRAGE-FONDATION

Une discrétisation par éléments finis à trois dimensions (3D) représentée dans la figure (5.5), est utilisée pour la modélisation du système barrage-fondation. Ce modèle d'éléments finis est créé en utilisant software ANSYS [26] qui est l'un des principaux programmes commerciaux d'éléments finis dans le monde et peut être appliqué à un grand nombre d'applications dans l'ingénierie. L'effet dynamique du réservoir d'eau lors de l'analyse est modélisé en utilisant l'approche de Westergaard [59] basée sur le concept de masse ajoutée.

Les éléments finis solides (Solid185) utilisés dans l'analyse pour modéliser le corps du barrage et la fondation ont quatre nœuds et $2 \times 2 \times 2$ points d'intégration. Un modèle d'éléments finis en trois dimensions (3D) avec 39750 éléments finis solides (Solid185) [26] figure (5.6) est utilisé pour modéliser OuedBarrage de Fodda et le sol de fondation. Tandis que, 900 modèles d'éléments finis (SURF154) [26] figure (5.7) est utilisé pour modéliser l'eau du réservoir. Généralement, les barrages en béton ayant des taux d'amortissement visqueux de 2% à 5% sont acceptés [102]. L'amortissement de l'ensemble du système structurel est modélisé par l'amortissement de Rayleigh. Dans ce travail en cours, un amortissement Rayleigh de 5% est imposé à la fois au barrage et à la fondation.

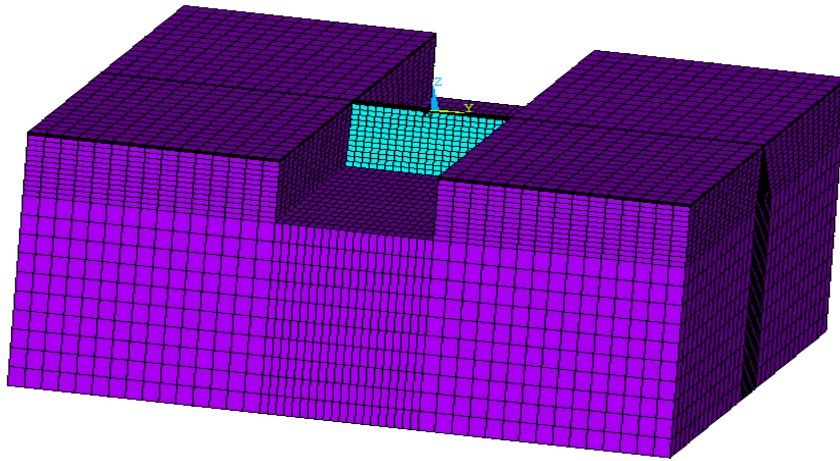


Figure 5.5 Modèle d'éléments finis à trois dimensions du système barrage-fondation

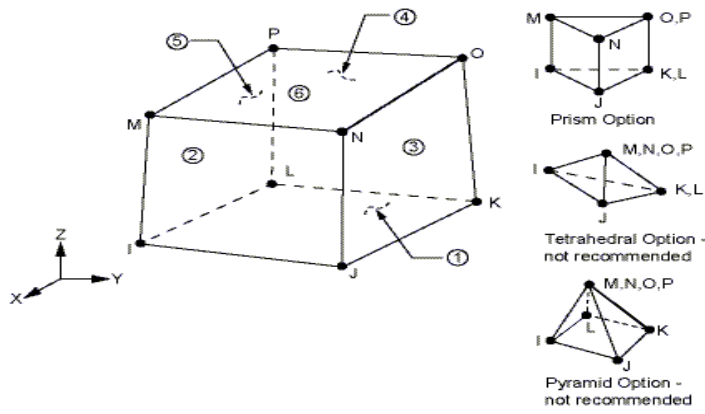


Figure 5.6 Représentation de l'élément SOLID185 [26]

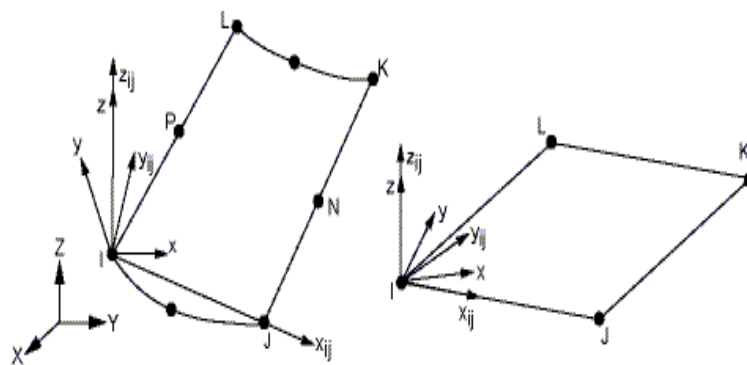


Figure 5.7 Représentation de l'élément SURF154 [26]

5.6. RÉSULTATS NUMÉRIQUES ET DISCUSSION

5.6.1. Analyse Dynamique

Dans ce chapitre on va se concentrer sur les deux types d'analyses, analyse modale et analyse transitoire.

5.6.1.1. Analyse modale

L'analyse des vibrations libres du barrage-réservoir constitue l'objet de la première étape de cette étude. On s'intéresse à l'extraction des modes et périodes propres à partir des matrices de masse et de raideur. Les cinq fréquences naturelles les plus basses du système barrage-fondation ainsi que les déformées du mode fondamental du barrage pour les différents rapports (E_f/E_d) sont présentées respectivement dans les tableaux (5.2) à (5.6) et les figures (5.8) à (5.12) :

Tableau 5.2 Cinq premières fréquences naturelles du barrage-fondation avec $E_f/E_d = 0,5$

| Mode | Fréquence (Hz) | Période (second) |
|------|----------------|------------------|
| 1 | 2.19 | 0.456 |
| 2 | 2.24 | 0.446 |
| 3 | 2.27 | 0.440 |
| 4 | 2.45 | 0.408 |
| 5 | 2.52 | 0.396 |

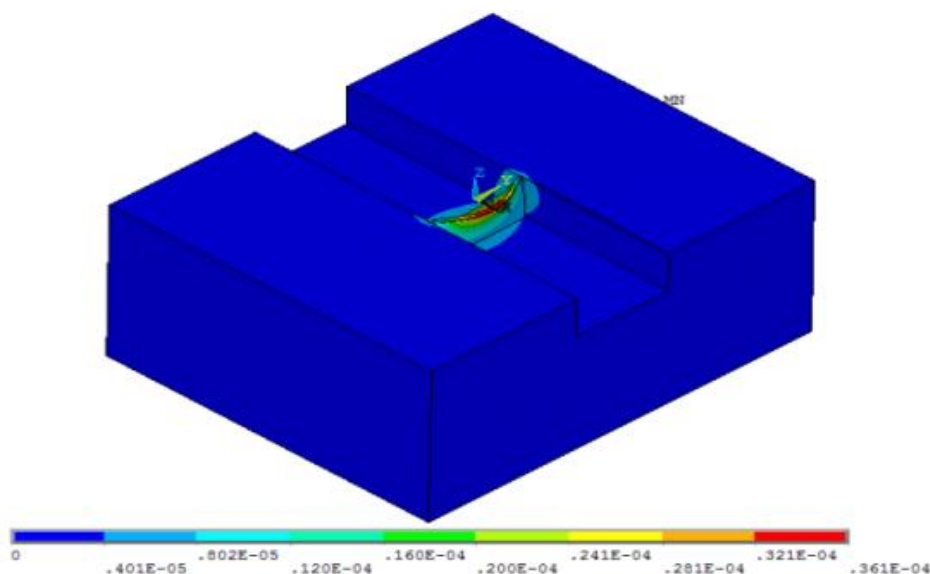


Figure 5.8 Forme du mode fondamental du système barrage-fondation avec $E_f/E_d = 0,5$

Tableau 5.3 Cinq premières fréquences naturelles du barrage-fondation avec $E_f/E_d = 1$

| Mode | Fréquence (Hz) | Période (second) |
|------|----------------|------------------|
| 1 | 2.72 | 0.36 |
| 2 | 3.11 | 0.321 |
| 3 | 3.16 | 0.316 |
| 4 | 3.4 | 0.294 |
| 5 | 3.45 | 0.289 |

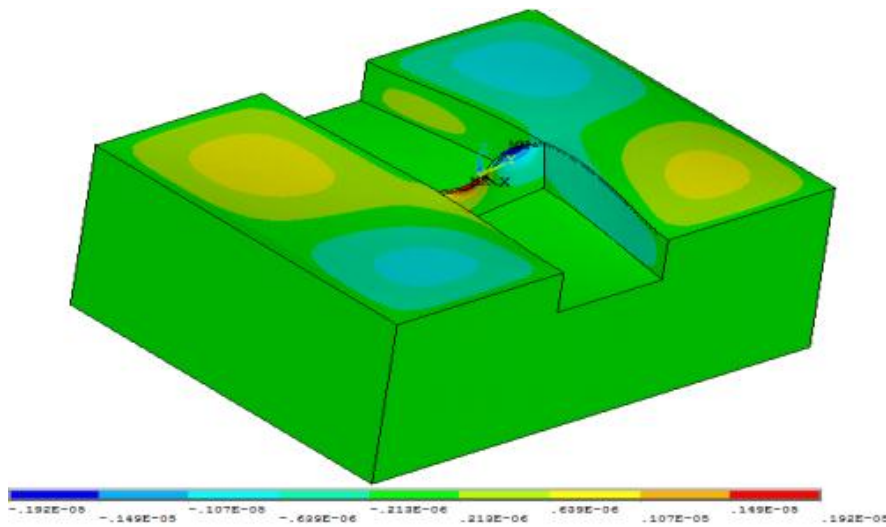


Figure 5.9 Forme du mode fondamental du système barrage-fondation avec $E_f/E_d = 1$

Tableau 5.4 Cinq premières fréquences naturelles du barrage-fondation avec $E_f/E_d = 1.5$

| Mode | Fréquence (Hz) | Période (second) |
|------|----------------|------------------|
| 1 | 2.87 | 0.348 |
| 2 | 3.79 | 0.263 |
| 3 | 3.87 | 0.258 |
| 4 | 4.13 | 0.242 |
| 5 | 4.17 | 0.239 |

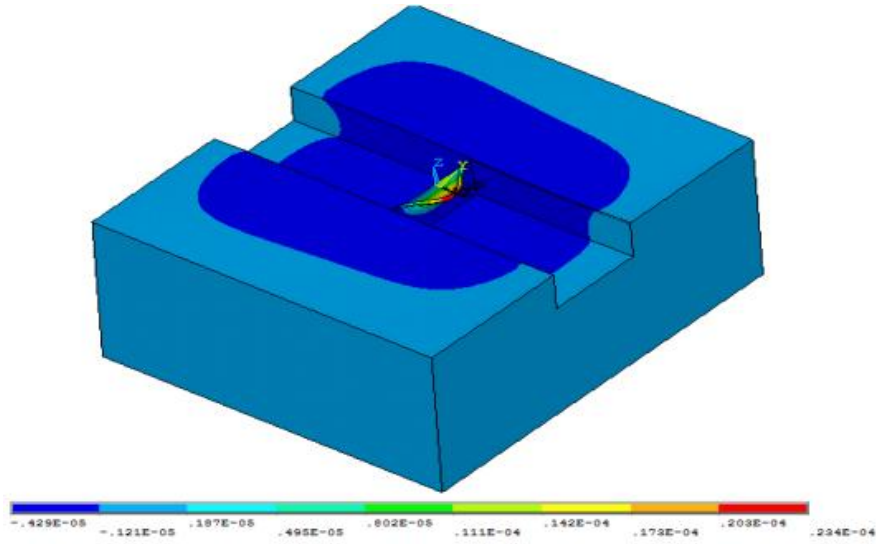


Figure 5.10 Forme du mode fondamental du système barrage-fondation avec $E_f/E_d = 1.5$

Tableau 5.5 Cinq premières fréquences naturelles du barrage-fondation avec $E_f/E_d = 3$

| Mode | Fréquence (Hz) | Période (second) |
|------|----------------|------------------|
| 1 | 3.02 | 0.331 |
| 2 | 4.35 | 0.229 |
| 3 | 5.32 | 0.187 |
| 4 | 5.44 | 0.183 |
| 5 | 5.74 | 0.174 |

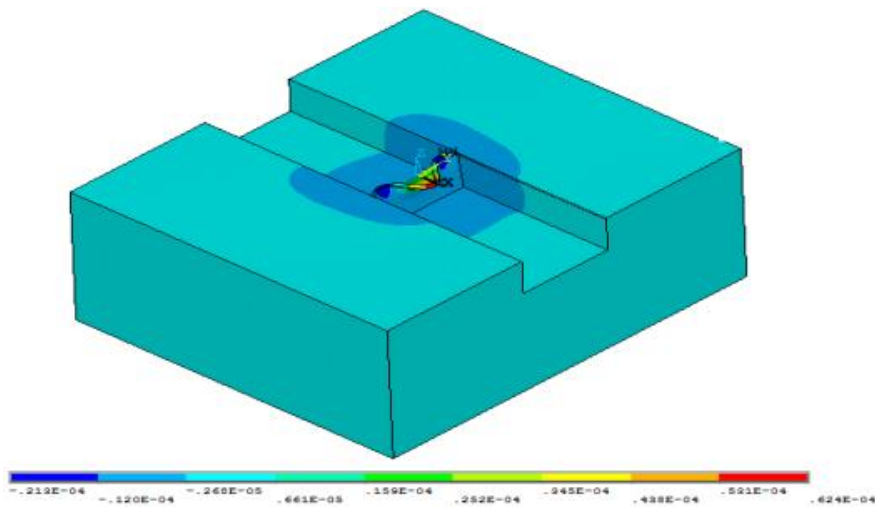
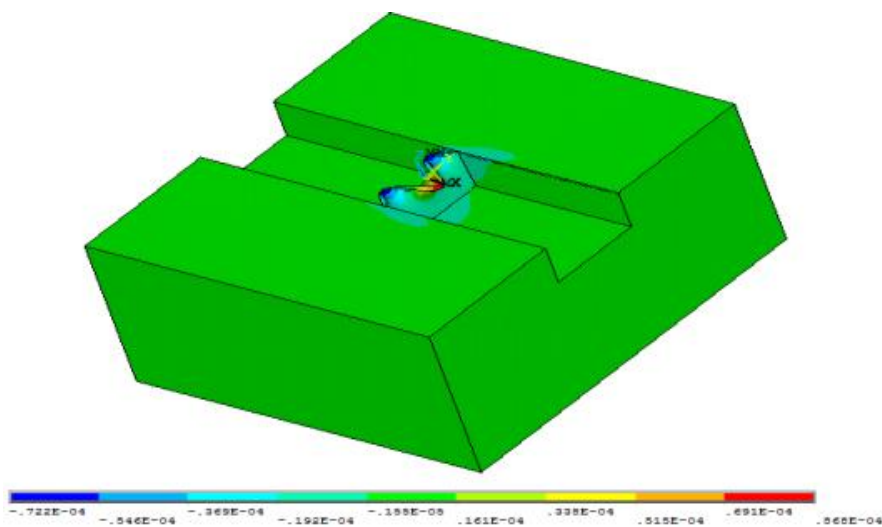


Figure 5.11 Forme du mode fondamental du système barrage-fondation avec $E_f/E_d = 3$

Tableau 5.6 : Cinq premières fréquences naturelles du barrage-fondation avec $E_f/E_d = 4$

| Mode | Fréquence (Hz) | Période (second) |
|------|----------------|------------------|
| 1 | 3.06 | 0.326 |
| 2 | 4.38 | 0.228 |
| 3 | 6.03 | 0.165 |
| 4 | 6.13 | 0.163 |
| 5 | 6.23 | 0.160 |

**Figure 5.12** Forme du mode fondamental du système barrage-fondation avec $E_f/E_d = 4$

D'après les résultats présentés dans les tableaux (5.2) à (5.6), il est clair que les fréquences varient d'un rapport à l'autre. Plus le rapport est élevé, plus les fréquences sont élevées. Pour le cas du barrage avec la plus faible rigidité de fondation, les fréquences sont inférieures à celles du cas du barrage avec une plus grande rigidité de fondation. Ceci est dû au fait que la matrice de rigidité est située au numérateur de la formule de fréquence. Cela signifie que l'augmentation de la rigidité entraîne une augmentation de la fréquence et vice versa.

5.6.1.2. Analyse transitoire

Cette étude présente les effets de la flexibilité des fondations et de l'interaction barrage-réservoir-fondation sur la réponse sismique d'un barrage-poids en béton. À cet effet, la composante horizontale de la réplique du séisme d'El-Asnam (1980) mise à l'échelle par un facteur de 2,5 est utilisée dans les analyses (figure 5.13). Cette zone est classée zone de forte sismicité dans l'actuel règlement parasismique Algérien. Elle a été déjà secouée par le

séisme de fort magnitude (M7) en 1980. Malheureusement, nous ne disposons que d'un enregistrement d'une réplique de ce séisme avec une accélération maximale (PGA) 0,132 g. Par conséquent, nous avons choisi l'enregistrement de la réplique du séisme d'El-Asnam avec un facteur d'échelle de 2,5 pour obtenir un enregistrement sismique avec une accélération maximale (PGA) 0,33 g, presque égale à l'accélération maximale (PGA) de l'enregistrement du fort séisme (M7) qui a eu lieu en 1980.

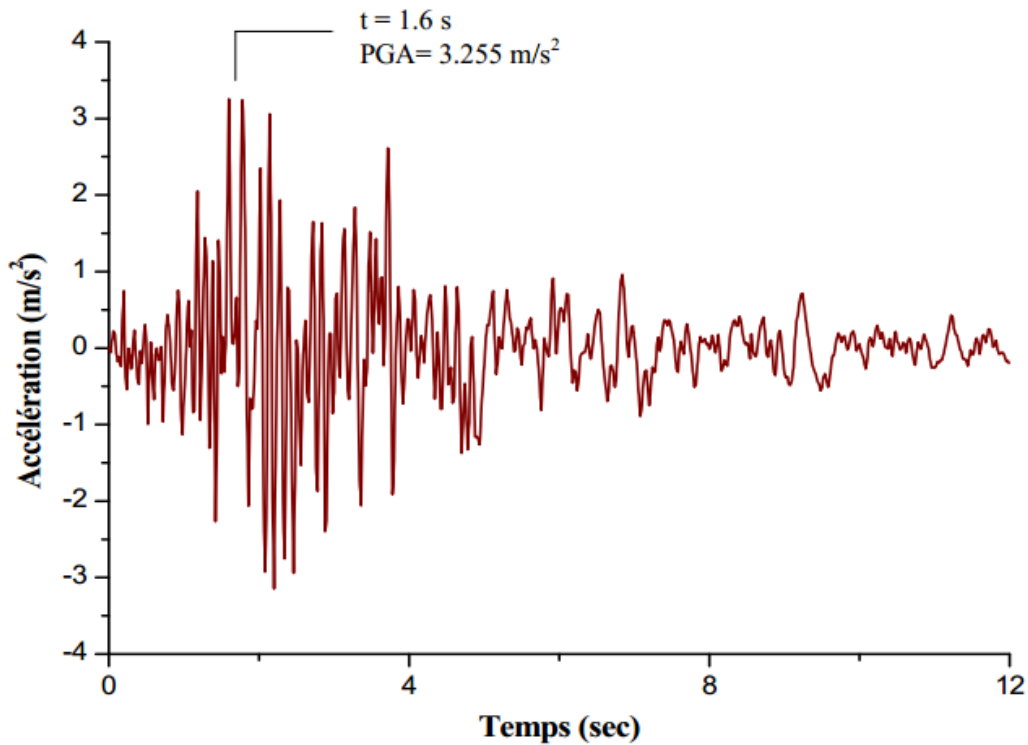


Figure 5.13 Enregistrement sismique de la composante horizontale de la réplique du séisme d'El-Asnam (1980) mise à l'échelle par un facteur de 2,5

➤ *Variation des déplacements*

Cette section présente les déplacements horizontaux maximaux du barrage dans la direction amont obtenus à partir des analyses transitoires linéaire pour le barrage avec différents cas de rapport E_f/E_d . Les résultats d'analyse sont présentés sur la figure (5.14):

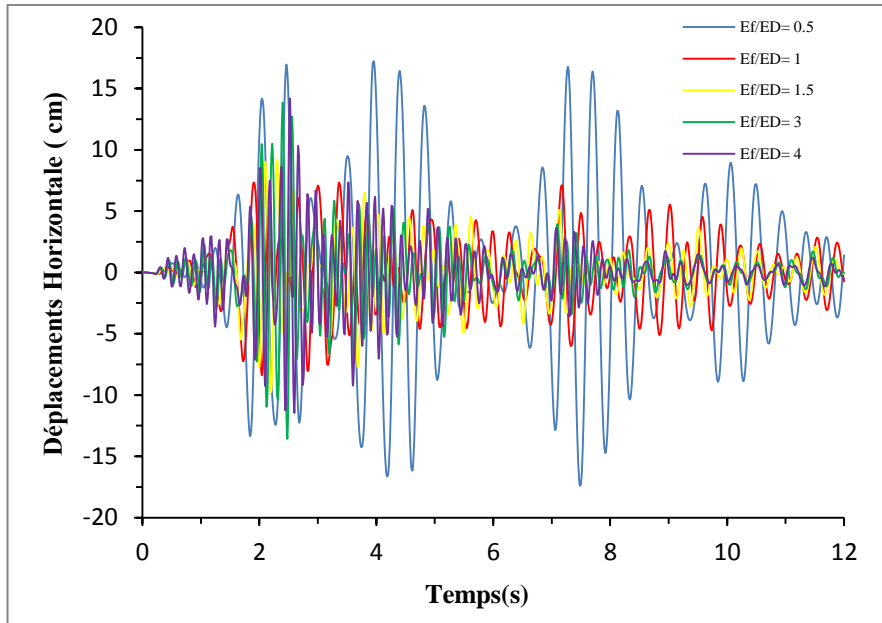


Figure 5.14 Variation des déplacements horizontaux à la crête du barrage

D'après la figure (5.14), il est évident que les valeurs de déplacements diffèrent d'un rapport à l'autre. Les déplacements horizontaux maximaux au point de crête sont plus élevés atteignant 17,2 cm et 14,1 cm avec des rapports E_f/E_d de 0,5 et 4 respectivement. Les déplacements diminuent aux rapports 1,5 et 3 dans lesquels ils atteignent respectivement 9,22 cm et 13,8 cm. Cependant, les déplacements sont plus faibles et atteignent 7,3 cm avec le cas de rapport $E_f/E_d = 1$.

On peut conclure que les déplacements sont plus importants lorsque le module de Young du barrage et le module de Young de la fondation est différent. Les résultats de l'analyse modale peuvent également être utilisés pour interpréter cette observation. Les formes modales des modes fondamentaux supportent les résultats obtenus. On remarque que les déplacements sont plus faibles lorsque le module de Young du barrage et le module de Young de la fondation sont égaux.

La figure (5.15) montre une comparaison des déplacements en fonction de la hauteur du barrage pour les différents cas étudiés :

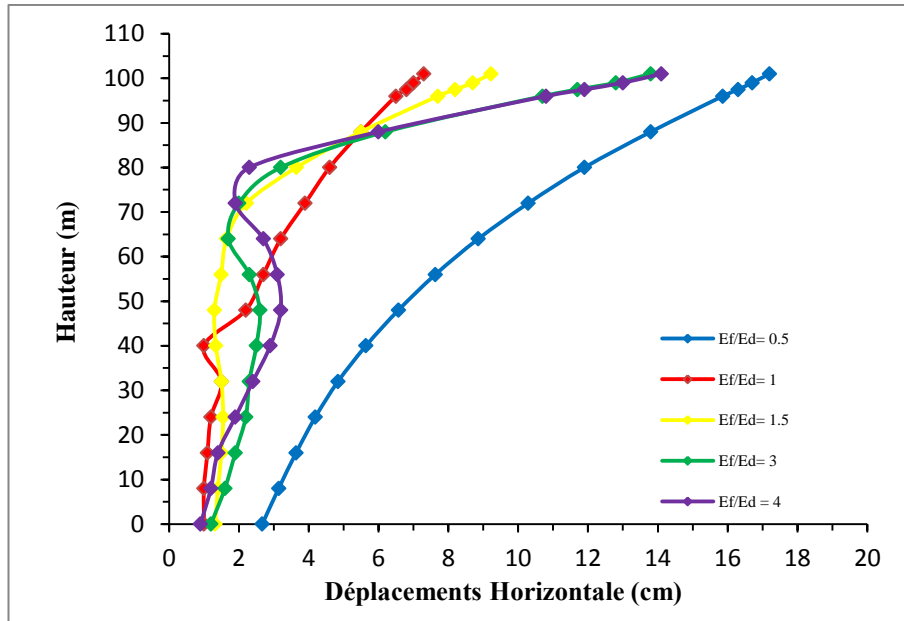


Figure 5.15 Déplacements horizontaux maximaux dans la direction amont du barrage

La figure (5.15) montre que dans le cas du barrage avec fondations de ratios de 0,5 et 4, le déplacement horizontal maximal à la crête est de 17,2 cm et 14,1 cm alors que dans le cas du barrage avec fondation le ratio de 1 est de 7,3 cm. Cela indique qu'il y a environ 57 % et 48 % de diminution de l'amplitude de déplacement au pic.

Il faut reconnaître que la fondation de ratio ($E_f/E_d = 1$) a un impact significatif sur les déplacements du barrage.

Les figures (5.16), (5.17) et (5.18) représentent les contours de déplacement horizontal maximum du barrage pour les rapports (0,5, 1 et 4) :

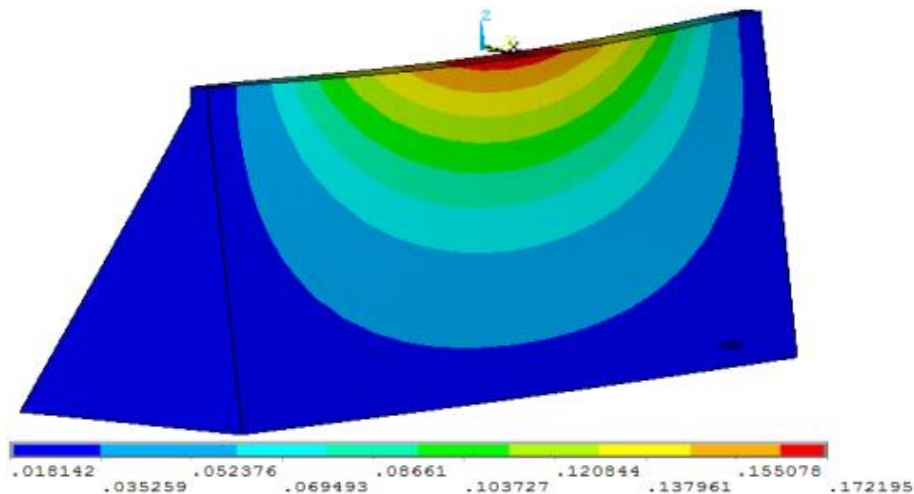


Figure 5.16 Contours des déplacements horizontaux maximaux du barrage avec $E_f/E_d = 0,5$

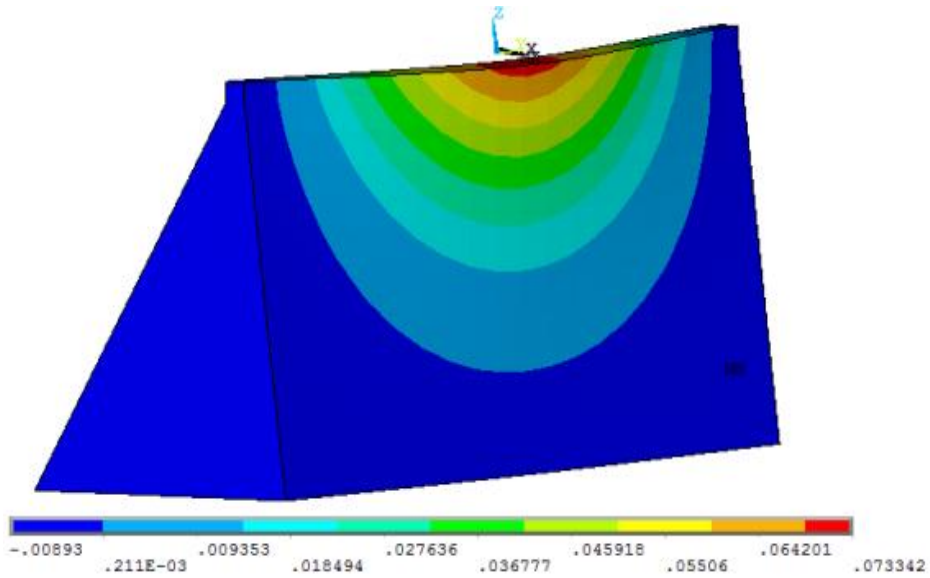


Figure 5.17 Contours des déplacements horizontaux maximums du barrage avec $E_t/E_d = 1$

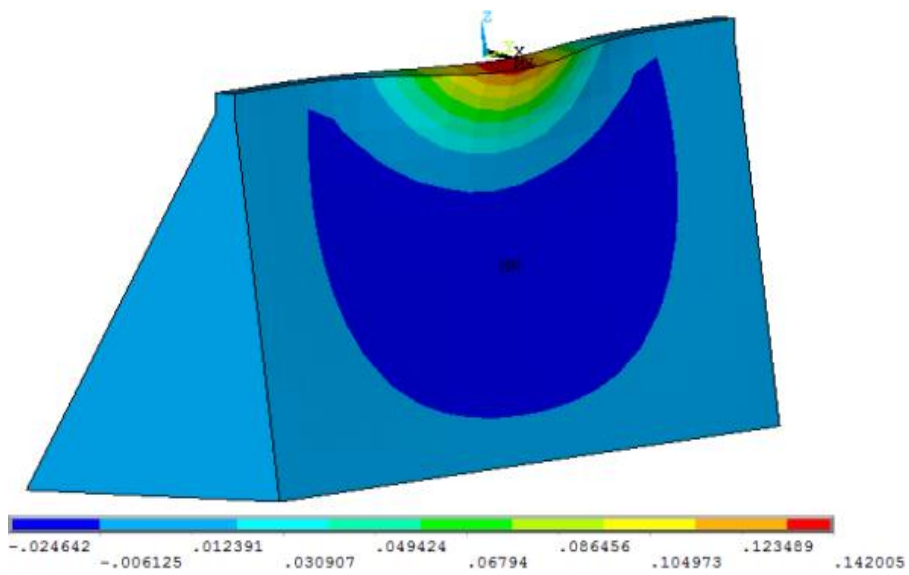


Figure 5.18 Contours des déplacements horizontaux maximums du barrage avec $E_t/E_d = 4$

D'après les figures (5.16), (5.17) et (5.18), il est clair que les déplacements maximums se produisent dans la région médiane de la crête du barrage.

➤ **Variation des contraintes**

Les figures (5.19) et (5.20) montrent la variation des contraintes principales maximums de traction et de compression le long de la hauteur de la face amont du barrage

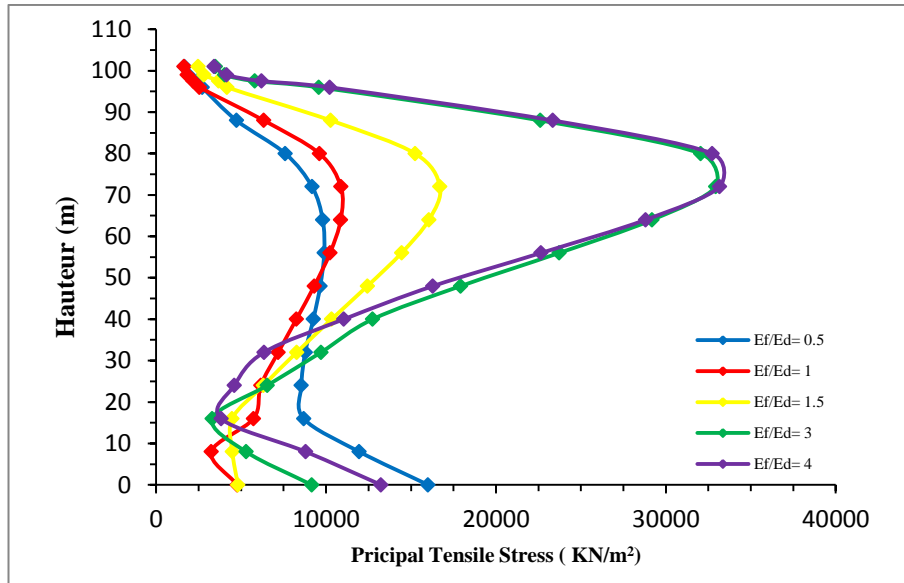


Figure 5.19 Distribution des contraintes principales de traction le long la hauteur du barrage

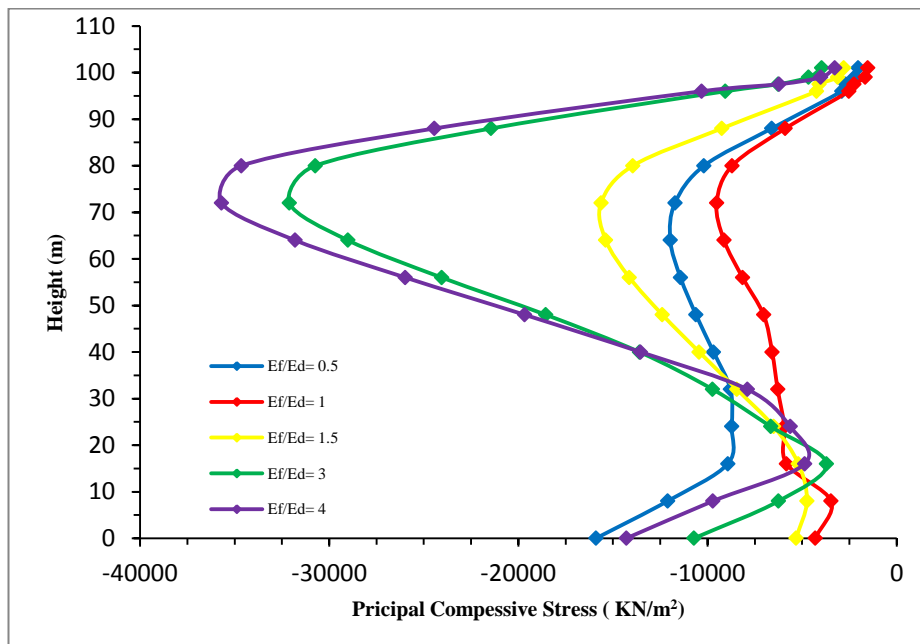


Figure 5.20 Distribution des contraintes principales de compression le long la hauteur du barrage

Les analyses numériques montrent que les contraintes principales maximales deviennent plus importantes à la hauteur de 70 m du barrage. Les contraintes de traction principales maximales atteignent 16703.8, 32932 et 33160 kN/m^2 avec les rapports 1.5, 3 et 4 respectivement. Tandis que les contraintes de compression sont de -15632.4, -32112 et -35703 kN/m^2 . De plus, les contraintes principales maximales de traction et de compression diminuent à 10870 et -9521 kN/m^2 respectivement avec un rapport de 1.

A la base du barrage, par contre, les contraintes principales maximales de traction et de compression sont plus élevées au rapport de 0,5 que les autres rapports atteignant respectivement 16406.1 kN/m² et -15899 kN/m². Cependant, les contraintes principales maximales sont inférieures au rapport de 1 dans lesquelles elles atteignent 4767.7 kN/m² et -4303.4 kN/m².

Il est évident que les contraintes principales de traction et de compression sont plus faibles dans un rapport de 1. Ceci est dû à la rigidité égale à la fois du barrage et de la fondation.

Les figures (5.21) et (5.22) montrent la variation des contraintes de traction principales au pied amont du barrage et des contraintes de compression principales au pied aval du barrage.

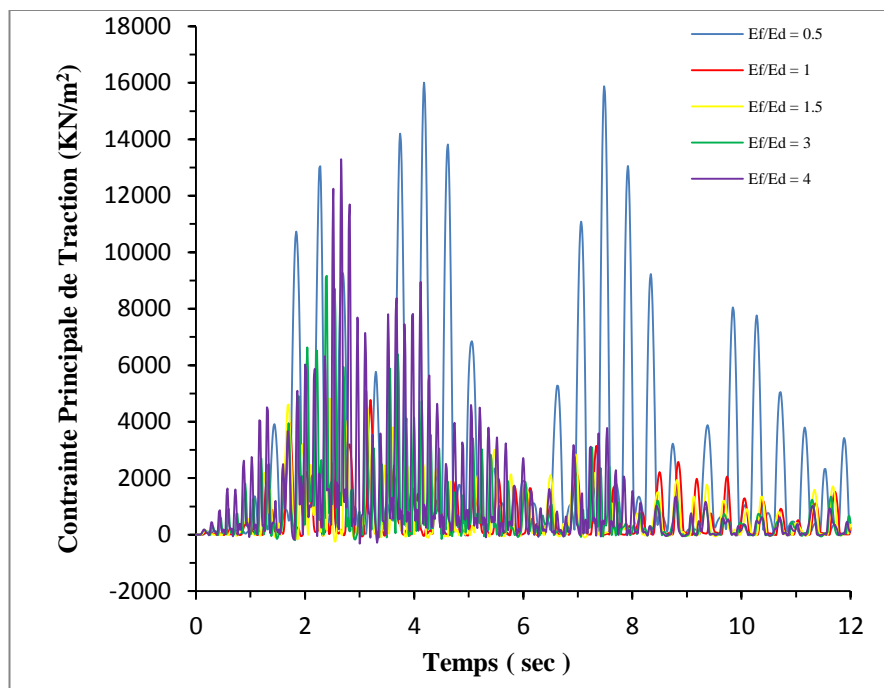


Figure 5.21 Variation des contraintes de traction en fonction du temps au pied amont du barrage

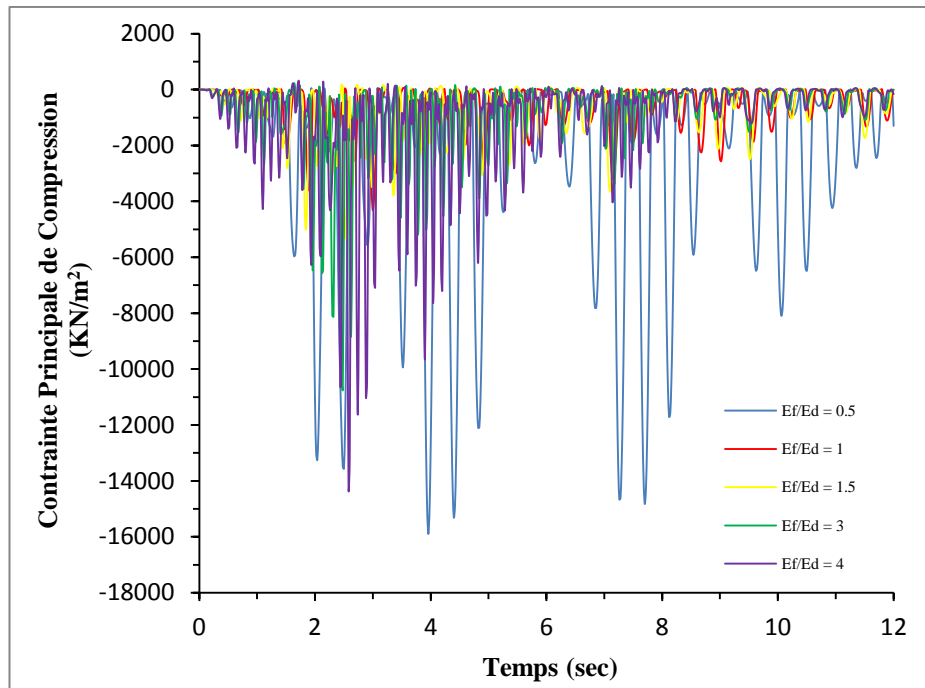


Figure 5.22 Variation des contraintes de compression en fonction du temps au pied aval du barrage

Les figures (5.21) et (5.22) montrent la variation des contraintes de traction principales au pied amont du barrage et des contraintes de compression principales au pied aval du barrage pour les différents rapports étudiés. Pour les contraintes de traction principales, on remarque qu'elles diminuent de 16406.1 et 13253.8 KN/m^2 pour les rapports 0.5 et 4 respectivement à 4767.7 KN/m^2 pour le rapport 1. Cela signifie qu'il y a une diminution approximative de 71 % et 64 % de l'amplitude des contraintes principales de traction au pied amont du barrage.

Pour les contraintes principales de compression, en revanche, elles sont de -15899.3 et -14296.1 KN/m^2 pour les rapports 0.5 et 4, alors qu'elles diminuent à -4303,4 KN/m^2 pour le rapport 1. Cela signifie qu'il y a une diminution de 72 % et 69 % de l'amplitude des contraintes de compression principales.

On constate que les principaux facteurs de traction et de compression les contraintes diminuent lorsque le rapport 1 est pris en compte. Cela fait référence au fait que le barrage et la fondation ont une rigidité égale.

Les figures (5.23), (5.24) et (5.25) représentent les contours des contraintes principales maximales de traction du barrage pour les trois rapports 0,5, 1 et 4

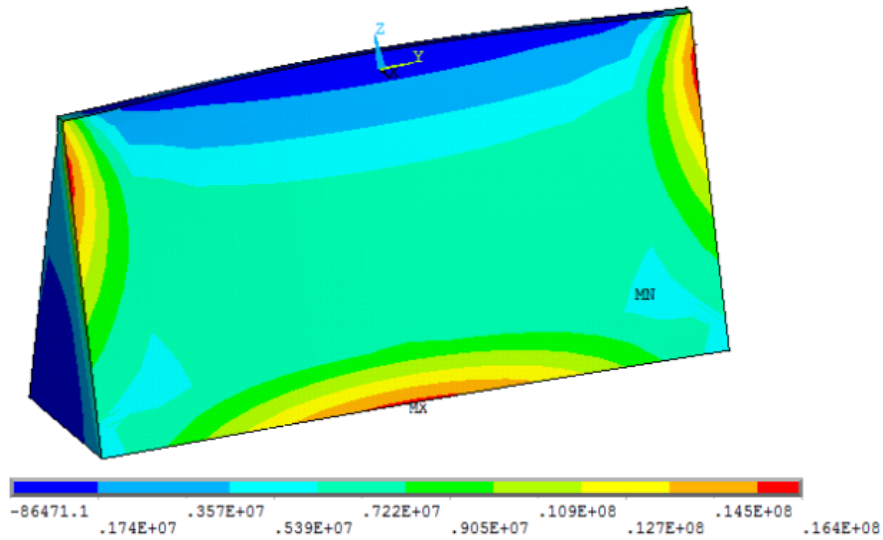


Figure 5.23 Contours de contrainte de traction principale maximale du barrage avec $E_f/E_d = 0,5$

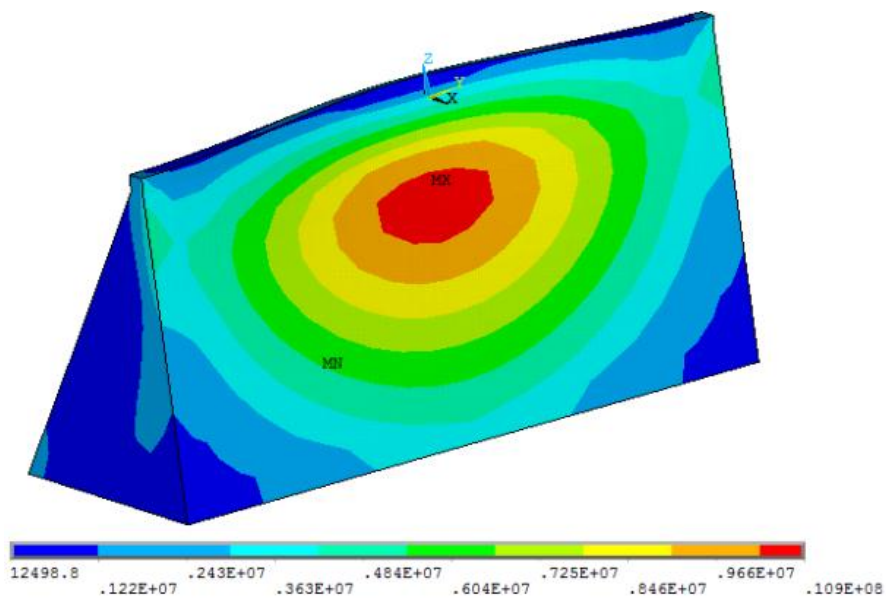


Figure 5.24 Contours de contrainte de traction principale maximale du barrage avec $E_f/E_d = 1$

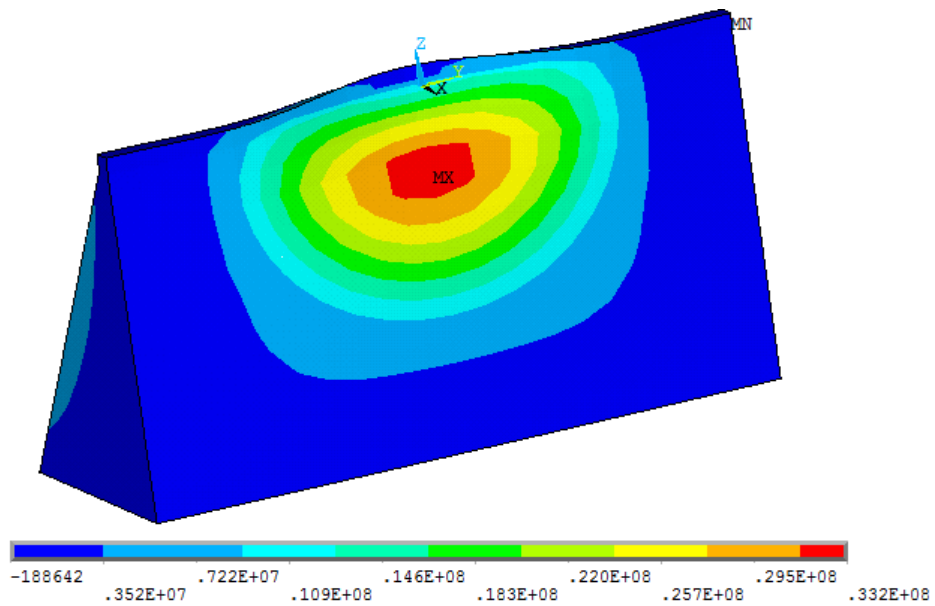


Figure 5.25 Contours de contrainte de traction principale maximale du barrage avec $E_f/E_d = 4$

D'après les figures (5.23), (5.24) et (5.25), il est évident que les contraintes de traction principales maximales se produisent à la base du barrage pour le rapport 0.5 alors qu'elles se produisent au niveau de la poitrine du corps du barrage pour les deux ratios restants.

La figure (5.26) montre la variation des contraintes de cisaillement en fonction du temps au pied amont du barrage pour tous les cas étudiés

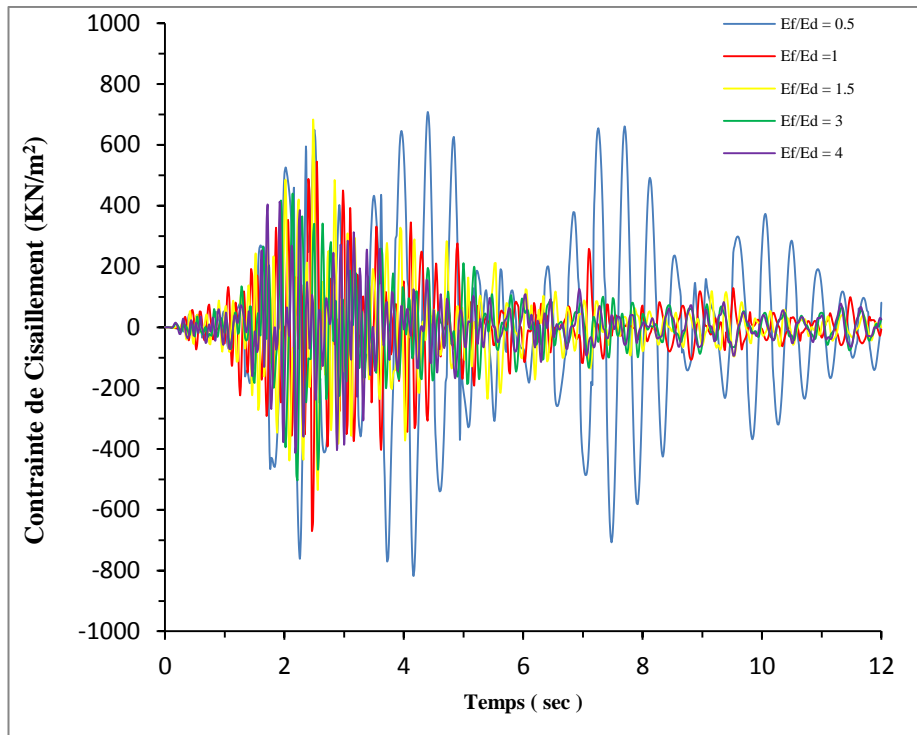


Figure 5.26 Variation des contraintes de cisaillement en fonction du temps au pied aval du barrage

La figure (5.26) montre la variation de la contrainte de cisaillement principale en fonction du temps au pied amont du barrage pour les différents rapports. Les contraintes de cisaillement sont de 437.2 et 412.8 KN/m^2 pour les rapports 3 et 4 respectivement ; Cependant, les contraintes de cisaillement augmentent à 707.8 et 679.6 KN/m^2 avec les rapports 0.5 et 1.5 alors qu'elles sont de 540.2 KN/m^2 pour le rapport 1. Pour la structure sur fondation avec les rapports 3 et 4, l'accélération sismique donne lieu à un moment de renversement et cisaillement transversal. La roche étant très rigide, ces deux résultantes de contraintes n'entraîneront pas de déformation supplémentaire ni de mouvement de bascule à la base. Pour la structure fondée sur un sol de rapport 0.5, le mouvement de la base de la structure sera différent du mouvement en champ libre en raison du couplage du système sol-structure.

5.7. CONCLUSION

Dans ce chapitre, on a examiné les effets de la flexibilité des fondations et de l'interaction barrage-réservoir-fondation sur la réponse sismique d'un barrage-poids en béton d'Oued Fodda. La pression hydrodynamique du réservoir d'eau est modélisée comme une masse ajoutée en utilisant l'approche de Westergaard. Une étude paramétrique a été réalisée pour différents rapports entre le module de Young de la fondation et le module de Young du barrage E_f/E_d (qui varie de 0,5 à 4).

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

- La rigidité égale du barrage et de la fondation réduire les valeurs des paramètres de réponse du barrage.
- La fondation avec rapport de $(E_f/E_d = 1)$ a un impact significatif sur les déplacements horizontaux de barrage dans lesquels les déplacements diminuent.
- Le cas de l'égalité de la rigidité à la fois du barrage et de la fondation est plus conservateur que le cas où la rigidité diffère.

CONCLUSION GÉNÉRALE

CONCLUSION GÉNÉRALE

Le présent travail de recherche vise à enrichir les études liées à la réponse sismique des barrage-poids en béton. Où, cette étude tente d'identifier les effets de la flexibilité de la fondation sur la réponse sismique d'un barrage poids en béton. A cet effet, le barrage poids en béton d'oued Fodda, Chlef, Nord-ouest algérien, est sélectionné comme un exemple. Un modèle d'éléments finis tridimensionnel est utilisé pour étudier les effets de la flexibilité des fondations et de l'interaction barrage-réservoir-fondation. Ce dernier a été obtenu en prenant en compte différents rapports d'interaction barrage-fondation de E_F/E_D , c'est-à-dire (E_F : module d'élasticité de la fondation / E_D : module d'élasticité du béton du barrage. D'après les résultats numériques obtenus dans cette étude, les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- Pour le cas du barrage avec la plus faible rigidité de fondation, les fréquences sont généralement inférieures à celles du cas du barrage avec une plus grande rigidité de fondation.
- Les déplacements horizontaux sont plus faibles lorsque le module de Young du barrage et le module de Young de la fondation sont égaux par rapport au cas où ils sont différents.
- La fondation avec le rapport de $E_f/E_d = 1$ a un impact significatif sur les déplacements des barrages dans lesquels les déplacements diminuent.
- Les déplacements horizontaux maximaux à la crête atteignent leur amplitude la plus élevée pour les rapports 0.5 et 4.
- La rigidité égale du barrage et de la fondation réduit les contraintes principales de traction et de compression.
- Les contraintes principales de traction et de compression sont plus importantes aux rapports 3 et 4 à la hauteur de 70 m du barrage.
- Les contraintes principales de traction et de compression sont plus élevées au rapport 0.5 à la base du barrage.
- Les contraintes principales maximales sont plus faibles dans le rapport de 1 à la fois à la base du barrage et à la hauteur de 70 m de celui-ci.

- Pour la structure sur fondation rigide où la roche est très rigide, les contraintes de cisaillement résultantes n'entraîneront aucune déformation supplémentaire ou mouvement de bascule à la base.
- La rigidité égale du barrage et de la fondation doit être prise en compte dans les analyses numériques pour évaluer la réponse critique du système barrage-fondation.
- Le cas de l'égalité de la rigidité à la fois du barrage et de la fondation est plus prudent que le cas où la rigidité diffère.

En perspective, la rigidité égale du barrage et de la fondation est plus excitée que le cas où la rigidité diffère, ce qui est justifié par la différence de contraintes et de déplacements pour les différents cas étudiés. Par conséquent, le cas de l'égalité de la rigidité à la fois du barrage et de la fondation doit être pris en compte dans la modélisation du phénomène d'interaction barrage-fondation pour obtenir des résultats plus fiables.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

1. Wolf, J. P. "Dynamic soil-structure-interaction Englewood Cliffs." Inc., Prentice-Hall, New Jersey (1985).
2. Fenves, Gregory, and Anil K. Chopra. "Earthquake analysis of concrete gravity dams including reservoir bottom absorption and dam-water-foundation rock interaction." *Earthquake engineering & structural dynamics* 12.5 (1984): 663-680.
3. Leger, P., and M. Boughoufalah. "Earthquake input mechanisms for time-domain analysis of dam—foundation systems." *Engineering Structures* 11.1 (1989): 37-46. [https://doi.org/10.1016/0141-0296\(89\)90031-x](https://doi.org/10.1016/0141-0296(89)90031-x)
4. Bayraktar, Alemdar, Ebru Hançer, and Mehmet Akköse. "Influence of base-rock characteristics on the stochastic dynamic response of dam—reservoir—foundation systems." *Engineering structures* 27.10 (2005): 1498-1508. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2005.05.004>
5. Long, Yuchuan, Chuhan Zhang, and Yanjie Xu. "Nonlinear seismic analyses of a high gravity dam with and without the presence of reinforcement." *Engineering Structures* 31.10 (2009): 2486-2494. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.06.004>
6. Bayraktar, Alemdar, et al. "Comparison of near-and far-fault ground motion effect on the nonlinear response of dam—reservoir—foundation systems." *Nonlinear Dynamics* 58.4 (2009): 655-673. <https://doi.org/10.1007/s11071-009-9508-x>
7. Akköse, M., & Şimşek, E. (2010). Non-linear seismic response of concrete gravity dams to near-fault ground motions including dam-water-sediment-foundation interaction. *Applied Mathematical Modelling*, 34(11), 3685–3700. <https://doi.org/10.1016/j.apm.2010.03.019>
8. Bayraktar, Alemdar, et al. "The effect of reservoir length on seismic performance of gravity dams to near-and far-fault ground motions." *Natural hazards* 52.2 (2010): 257-275. <https://doi.org/10.1007/s11069-009-9368-1>
9. Sevim, Barış, et al. "Water length and height effects on the earthquake behavior of arch dam-reservoir-foundation systems." *KSCE Journal of Civil Engineering* 15.2 (2011): 295-303. <https://doi.org/10.1007/s12205-011-0815-7>

10. Wang, Haibo, Minghui Feng, and Huichen Yang. "Seismic nonlinear analyses of a concrete gravity dam with 3D full dam model." *Bulletin of Earthquake Engineering* 10.6 (2012): 1959-1977. <https://doi.org/10.1007/s10518-012-9377-4>
11. Seyedpoor, Seyed Mohammad, Javad Salajegheh, and Eysa Salajegheh. "Shape optimal design of materially nonlinear arch dams including dam-water-foundation rock interaction using an improved PSO algorithm." *Optimization and engineering* 13.1 (2012): 79-100. <https://doi.org/10.1007/s11081-011-9156-0>
12. Ardebili, MA Hariri, and H. Mirzabozorg. "Effects of near-fault ground motions in seismic performance evaluation of a symmetric arch dam." *soil mechanics and foundation engineering* 49.5 (2012): 192-199. <https://doi.org/10.1007/s11204-012-9189-1>
13. Zhang, Sherong, and Gaohui Wang. "Effects of near-fault and far-fault ground motions on nonlinear dynamic response and seismic damage of concrete gravity dams." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 53 (2013): 217-229. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2013.07.014>
14. Pan, Jianwen, et al. "A unified approach for long-term behavior and seismic response of AAR-affected concrete dams." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 63 (2014): 193-202. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2014.03.018>
15. Wang, Gaohui, et al. "XFEM based seismic potential failure mode analysis of concrete gravity dam–water–foundation systems through incremental dynamic analysis." *Engineering Structures* 98 (2015): 81-94. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.04.023>
16. Amina, Tahar Berrabah, et al. "Fluid–structure interaction of Brezina arch dam: 3D modal analysis." *Engineering Structures* 84 (2015): 19-28. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.11.011>
17. Hariri-Ardebili, M. A., S. M. Seyed-Kolbadi, and M. R. Kianoush. "FEM-based parametric analysis of a typical gravity dam considering input excitation mechanism." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 84 (2016): 22-43. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2016.01.013>
18. Hariri-Ardebili, M. A., et al. "Random finite element method for the seismic analysis of gravity dams." *Engineering Structures* 171 (2018): 405-420. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.05.096>
19. Wolf, John P., and Pius Obernhuber. "Non-linear soil-structure-interaction analysis using dynamic stiffness or flexibility of soil in the time domain." *Earthquake*

- engineering & structural dynamics 13.2 (1985): 195-212. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290130205>
20. Tan, Hanchen, and Anil K. Chopra. "Earthquake analysis of arch dams including dam-water-foundation rock interaction." *Earthquake engineering & structural dynamics* 24.11 (1995): 1453-1474. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290241104>
 21. Tan, Hanchen, and Anil K. Chopra. "Dam-foundation rock interaction effects in earthquake response of arch dams." *Journal of Structural Engineering* 122.5 (1996): 528-538. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(1996\)122:5\(528\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(1996)122:5(528))
 22. Chopra, Anil K. "Earthquake analysis of arch dams: factors to be considered." *Journal of Structural Engineering* 138.2 (2012): 205-214. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0000431](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0000431)
 23. Fenves, Gregory, and Anil K. Chopra. "Effects of reservoir bottom absorption and dam-water-foundation rock interaction on frequency response functions for concrete gravity dams." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 13.1 (1985): 13-31. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290130104>
 24. Guan, F., Ian D. Moore, and G. Lin. "Transient response of reservoir–dam–soil systems to earthquakes." *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics* 18.12 (1994): 863-880. <https://doi.org/10.1002/nag.1610181204>
 25. Ghaemian, Mohsen, Ali Noorzad, and MR Moradi Moghaddam. "Foundation effect on seismic response of concrete arch dams including dam-reservoir interaction." *European Earthquake Engineering* 19.3 (2005): 49.
 26. ANSYS. *Theory user's manual*, Swanson Analysis Systems Inc, Houston, PA, USA, 2012.
 27. Schleiss, Anton J., and Henri Pougatsch. *Les barrages: du projet à la mise en service*. Vol. 17. PPUR Presses polytechniques, 2011.
 28. *RT 4 – Rupture De Barrage*. RT 4 – Rupture de barrage " Mémento du maire et des élus locaux. (n.d.). Retrieved July 3, 2022, from <https://www.mementodumaire.net/risques-technologiques/rt-4-rupture-de-barrage/>
 29. "Barrage De Chatou." *Fotocommunity*, <https://www.fotocommunity.fr/photo/barrage-de-chatou-ray-veri/36577703>.
 30. Bendimerad, A. Z. "Comportement des Barrages en BCV et en BCR Étude Comprative." *université abou bekr belkaid, Tlemcen*, 2011.
 31. MOULAY ELBOUDKHILI, Abdelhakim. "Étude Parametree de La Stabilité des Barrages Poids." *Université Abou Bekr Belkaid*, 2014.

32. Futura. "Le Barrage Pine Flat Et Son Lac, L'un Des plus Grands Réservoirs De Californie." Futura, 12 Nov. 2019, <https://www.futura-sciences.com/planete/photos/geologie-plus-grands-barrages-monde-19-photos-1401/geologie-barrage-pine-flat-son-lac-plus-grands-reservoirs-californie-10144/>.
33. "Barrages Hydrauliques." *Echosciences*, <https://www.echosciences-paca.fr/articles/barrages-hydrauliques>.
34. Le Delliou, Patrick. *Les barrages: conception et maintenance*. Presses Universitaires Lyon, 2003.
35. Comité Français des Barrages et Réservoirs. "Technologie Des Barrages." *Accueil*, <https://www.barrages-cfbr.eu/Barrages-a-contreforts.html>.
36. SAIDANI, Bilal. "contribution a l'étude de l'effet des sous-pressions et de la pousse des sédiments sous la sollicitation sismique dans un barrage poids." *ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-*, 2014.
37. Abdelmadjid, AIT SALEM Ahmed. "Influence Des Modes De Drainages Sur l'Évolution Des Pressions Interstitielles Autour Des Murs De Soutènement." *UNIVERSITE ABOU BEKR BELKAID -TLEMCEM*, 2017.
38. Thual, Olivier. *Hydraulique pour l'ingénieur généraliste*. Éditions Cepaduès, 2018.
39. Abdullah, Qusailah, and Nekbil Souhaib. "Effet Du Contact De Frottement à l'Interface Barrage-Fondation Sur Le Comportement Sismique Des Barrages-Poids En Béton (Étude De Cas : Barrage De Oued Fodda)." *UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA*, 2019.
40. Pecker, A. *Dynamique des sols*. Presses Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1984.
41. Wong, H. L. and Luco, J.E. Dynamic response of rigid foundations of arbitrary shape. *Earthquake Eng. Struct. Dyn.* 1976; 4:587-97.
42. Smith, H.A., Wu, W.H. and Borja, R.I. Structural control considering soil-structure interaction effects. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 1994; 23:609-626.
43. Mihailo, D.T., Maria, I.T. and Tzong-Ying, H. Full-scale experimental studies of soil structure interaction. In: *Proceedings of the 2nd US -Japan workshop on soil structure interaction*, Tsukuba City, Japan, March 6-8, 2001.
44. John, P.W. and Chongmin, S. Some cornerstones of dynamic soil-structure interaction. *Eng. Struct.* 2002; 24:13-28.
45. Lysmer, J. (1978). *Analytical procedures soil dynamics-state of the Art ASCE-Conference on soil dynamics and earthquake engineering*.

46. Idriss, J.M. and Kennedy, R.P (1980). Analysis for soil-structure interaction effects for Nuclear Power Plants-Report by the Ad Hoc Group soil structure interaction of the committee on Nuclear Structures and Materials of the structural division of ASCE.
47. Messaad, Mokhtar, et al. "Three-dimensional seismic analysis of concrete gravity dams considering foundation flexibility." *Mechanics and Mechanical Engineering* 25.1 (2021): 88-98.
48. Wilson, E.L. Three-dimensional static and dynamic analysis of structures. A physical approach with emphasis on earthquake engineering, 3rd Ed (Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA), 2002.
49. Pecker, A. Dynamique des ouvrages, dynamique des structures. Polycopie des cours, ENPC, website : <http://www.enpc.fr/fr/formations/école.vite/cours/pecker>, 2004.
50. Wang, J. Influence of different boundary conditions on analysis of SSI. In 18th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT 18), pages 3157-3164, Beijing, China, 2005.
51. Wight, L.H. Soil-structure interaction in nuclear power plants: A comparison of methods. Proceeding 6th World Conference on Earthquake Engineering, vol. 4, New Delhi, India, 1977.
52. Lysmer, J., Udaka T., Tsai C. and Seed, H.B. FLUSH: A computer program for approximate 3D analysis of soil -structure interaction problems. Earthquake engineering Research Center report 75-30, University of California, Berkeley, 1975.
53. Chopra, A. K. and Gutierrez, J.A. Earthquake analysis of multistory buildings including foundation interaction. Earthquake Engineering Research Center report 73-13, niversity of California, Berkeley, 1973.
54. Gutierrez, J.A. A substructure method for earthquake analysis of structure -soil interaction. Earthquake Engineering Research Center report 76-9, University of California, Berkeley, 1976.
55. Kausel, E., Whitman, A., Murray, J. and Elsabee, F. The spring method for embedded foundations. Nuclear Engineering and Design, vol. N°. 48, 1978.
56. Lysmer, J., Raissi, M., Tajirian, F., Vahdani, S. and Ostadan, F. SASSI: A system for analysis of soil-structure interaction. Geotechnical report N°. 81-02, University of California, Berkeley, 1981.
57. Kausel, E. Forced vibrations of circular foundations on layered media. Solls Publication N°. 336, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambdige 1974.

58. Gupta, S., Lin, T.W., Penzien, J. and Yen, C.S. Hybrid modeling of soil-structure interaction. Earthquake Engineering Research Center report 80-9, University of California, Berkeley, 1980.
59. Westergaard, Harold Malcolm. "Water pressures on dams during earthquakes." Transactions of the American Society of Civil Engineers 98.2 (1933): 418-433.
60. Feltrin, Glauco. Absorbing boundaries for the time-domain analysis of dam-reservoir-foundation systems. Vol. 232. ETH Zurich, 1997.
61. LOUNIS, Guechari. *Réponse sismique des tours de prise d'eau*. Diss. Université de Béjaïa-Abderrahmane Mira, 2010.
62. Aouadj, Linda. COMPORTEMENT DYNAMIQUE D'UN BARRAGE EN BETON INTERACTION SOL-FLUIDE-STRUCTURE. Diss. Université de Batna 2, 2009.
63. SEGHIR, Tarek. Modelisation du comportement dynamique du barrage En terre sous charges sismiques. Diss. Université de Batna 1-Hadj Lakhder, 2014.
64. Chopra, A. K. and Gupta, S. Hydrodynamic and foundation interaction effects in earthquake response of a concrete gravity dam. J. Struct. Div. Am. Soc. Civ. Eng., vol.578, 1899-1412, 1981.
65. Hall, J. F. and Chopra, A. K. Hydrodynamic effects in the dynamic response of concretegravity dams. J. Earthquake Eng. Struct. Dyn., vol. 10, 333-395, 1982.
66. Fenves, G. and Chopra, A. K. Effects of reservoir bottom absorption and dam-water-foundation interaction of frequency response functions of concrete gravity dams. Earthquake Eng. Struct. Dyn. vol. 13, 13-31, 1985.
67. Zienkiewicz, O. C. and Newton, R. E. Coupled vibrations of a structure submerged in a compressible fluid. In Int. Sym. Finite Element Techniques, 1st -15th May 1969.
68. Fenves, G. and Chopra, A. K. Reservoir bottom absorption effects in earthquake response of concrete gravity dams. Journal of Sound and Vibration, 111(3) : 545-562, 1985.
69. Bougacha, S. and Tassoulas, J. L . Seismic response of gravity dams. I: Modeling of sediments. ASCE Journal of Engineering Mechanics, 117(8) : 1826-1837, 1991.
70. Bougacha, S. and Tassoulas, J. L. Seismic response of gravity dams. II: Effects of sediments. ASCE Journal of Engineering Mechanics, 117(8) : 1839-1850, 1991.
71. Dominguez, J., Gallego, R. and Japon, B. Effects of porous sediments on seismic response of concrete gravity dams. ASCE Journal of Engineering Mechanics, 123(4) :302-311, 1997.

72. Gogoi, I. and Maity, D. Influence of sediment layers on dynamic behavior of aged concrete dams. *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, 133(4) : 400-413, 2007.
73. Zienkiewicz, O.C., Kelly, D.W. and Bettess, P. The Sommerfeld (radiation) condition on infinite domains and its modelling in numerical procedures. In *Computing Methods in Applied Sciences and Engineering I*, pages 169-203. Springer Berlin / Heidelberg, Palo Alto, CA, 1971.
74. Manach, Pierre-Yves. *Lois de comportement et mise en forme des matériaux métalliques*. Diss. Université de Bretagne Sud, 2004.
75. Sidoroff, François. "Mécanique des milieux continus." (1980): 166.
76. Jacobsen, L. S. An approximate solution of the steady forced vibration of a system of One-DOF under the influence of various types of damping. *Bulletin of Seismological Society of America*, vol. 20, 1930.
77. Lemaitre, Jean, and Jean-Louis Chaboche. "Mecanique des materiaux solides. Dunod." *Mechanics of Solid Materials*, Springer (1985).
78. Fortunier, Roland. "Comportement mécanique des matériaux." Cours , ENS des Mines de Saint-Etienne (2001): 214.
79. Drucker, D.C. and Prager, W. Soil mechanics and plastic analysis of limit design. *Q. Appl. Math.* 10(2), 157-165 (1952).
80. Chen, W.F. and Mizuno, E. *Nonlinear Analysis in Soil Mechanics*, Elsevier, New York, 1990.
81. Besseling, J. F. A theory of elastic, plastic, and creep deformations of an initially isotropic material showing anisotropic strain-hardening creep recovery and secondary creep. *Journal of Applied Mechanics*. pp. 529-536. December 1958.
82. Owen, R. J., Prakash, A. and Zienkiewicz, O. C. Finite element analysis of non-linear composite materials by use of overlay systems. *Computers and Structures*, Pergamon Press. Vol. 4. pp. 1251-1267.
83. Kadid, Abdelkrim. *Analyse non linéaire par éléments finis des plaques en béton armé soumises aux explosions*. Diss. Université de Batna 2, 2007.
84. Chen, En-Sheng, and Oral Buyukozturk. "Constitutive model for concrete in cyclic compression." *Journal of engineering mechanics* 111.6 (1985): 797-814.
85. Lorrain, M. "Contribution à l'étude micromécanique des matériaux granulaire cohérents-application au béton". Thèse de doctoraten Sciences, Toulouse, (1974).
86. Mazars, Jacky. "Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure." THESE DE DOCTEUR ES

- SCIENCES PRESENTÉE A L'UNIVERSITÉ PIERRE ET MARIE CURIE-PARIS 6 (1984).
87. Berthaud, Yves. Mesure de l'endommagement du béton par une méthode ultrasonore. Diss. Paris 6, 1988.
 88. Torrenti, J. M. "Comportement mécanique du béton—Bilan de 6 années de recherche." Mémoire d'Habilitation à diriger des travaux de recherche (1993).
 89. Rossi, P., and F. Toutlemonde. "Effect of loading rate on the tensile behaviour of concrete: description of the physical mechanisms." *Materials and structures* 29.2 (1996): 116-118.
 90. Richart, Frank Erwin, Anton Brandtzæg, and Rex Lenoï Brown. A study of the failure of concrete under combined compressive stresses. University of Illinois at Urbana Champaign, College of Engineering. Engineering Experiment Station., 1928.
 91. Balmer, Glenn G. "Shearing strength of concrete under high triaxial stress-computation of Mohr's envelope as a curve." *Structural Research Laboratory Report, United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation* (1949): No-SP.
 92. Jamet, P., Alain Millard, and G. Nahas. Triaxial behaviour of a micro-concrete complete stress-strain curves for confining pressures ranging from 0 to 100 MPa. No. CEA-CONF--7303. CEA Centre d'Etudes Nucleaires de Saclay, 1984.
 93. Chen, W.F. "Plasticity in reinforced concrete". New York, McGraw-Hill Bookstore, pp 465, (1982).
 94. Ramatani, S. "Contribution à la modélisation du comportement multiaxial du béton endommagé avec description du caractère unilatéral". Thèse de Génie civil : Paris E.N.S de Cachan, (1999).
 95. Tiliouine, B. et Seghir, A. Influence de l'interaction fluide-structure sur le comportement sismique du barrage de Oued Fodda (Nord-Ouest Algérien). Conférence CAM97, Damas, Syrie (1997).
 96. Karsan, I. Demir, and James O. Jirsa. "Behavior of concrete under compressive loadings." *Journal of the Structural Division* 95.12 (1969): 2543-2564.
 97. Terrien, Michel. "Emission acoustique et" comportement mécanique post-critique" d'un béton sollicité en traction." *BULL LIAISON LAB PONTS CHAUSS* 105 (1980).
 98. Ramtani, Salah. Contribution à la modélisation du comportement multiaxial du béton endommagé avec description du caractère unilatéral. Diss. Paris 6, 1990.
 99. Moussaoui, S. E., and B. Tiliouine. "Etude de l'effet de l'interaction dynamique sur le comportement sismique du barrage de l'Oued Fodda." Colloque International sur la vulnérabilité. 2003.

100. Yazdchi, M., N. Khalili, and S. Valliappan. "Dynamic soil–structure interaction analysis via coupled finite-element–boundary-element method." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 18.7 (1999): 499-517. [https://doi.org/10.1016/S0267-7261\(99\)00019-6](https://doi.org/10.1016/S0267-7261(99)00019-6)
101. Ouzandja, Djamel, and Boualem Tiliouine. "Effects of Dam–Foundation Contact Conditions on Seismic Performance of Concrete Gravity Dams." *Arabian Journal for Science and Engineering* 40.11 (2015): 3047-3056. <https://doi.org/10.1007/s13369-015-1770-2>
102. Dreher, K. J. (1981). 19 seismic analysis and design considerations for Concrete Dams. *Dams and Earthquake*, 161–169. <https://doi.org/10.1680/dae.01237.0022> .