

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET  
POPULAIRE MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR  
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA**

**FACULTE DE TECHNOLOGI**

**DEPARTEMENT : GÉNIE CIV.**



**FILIERE : GÉNIE CIVIL**

**OPTION : STRUCTURES**

**Mémoire Présenté Pour L'obtention Du Diplôme De Master  
Académique**

**Par : Ben Guesmia Yassine  
Haddad Abderrahmane**

**Intitulé**

**Contribution à l'analyse du comportement dynamique  
d'un barrage en terre (Barrage de Soubella)**

**Encadré par : Dr. OUZANDJA Djamel**

**Dr. BOUALLEG Saida**

**Soutenu devant le jury composé de :**

|       |                   |           |
|-------|-------------------|-----------|
| ..... | Université M'sila | Président |
| ..... | Université M'sila | Examineur |
| ..... | Université M'sila | Examineur |

**Année Universitaire: 2023 /2024**

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

١٤٣٨ هـ

# Remerciements

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

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

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

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

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

# Dédicaces

**je tiens c'est avec grande plaisir que je dédie ce modeste travail : À l'être le plus cher de ma  
vie, ma mère**

**À celui qui m'a fait de moi un homme, mon père À mes chers frère et sœurs**

**Et tous les membres de ma famille**

**À mon binôme Yassine et tous mes amis de promotion de 2<sup>ème</sup> année master structure en  
génie civil**

**Toute personne qui occupe une place dans mon cœur**

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

**Haddad Abderrahmane**

# Dédicaces

**je tiens c'est avec grande plaisir que je dédie ce modeste travail : À l'être le plus cher de ma  
vie, ma mère**

**À celui qui m'a fait de moi un homme, mon père À mes chers frère et sœurs**

**Et tous les membres de ma famille**

**À mon binôme Abderrahmane et tous mes amis de promotion de 2<sup>ème</sup> année master structure  
en génie civil**

**Toute personne qui occupe une place dans mon cœur**

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

**Ben Guesmia Yassine**

# Résumé

La prévision de la réponse d'un barrage en terre pendant un séisme constitue un défi important. Les facteurs tels que les caractéristiques de barrage, les conditions de site, et caractéristiques de chargement sismique affectent fortement les réponses dynamiques des barrages. Le comportement non linéaire des matériaux de sol, influencent intensivement les réponses de barrage. Le progrès dans le secteur du calcul géotechnique offre des équipements intéressants pour l'analyse de la réponse de barrage en considérant les issues complexes telles que la plasticité de sol, l'évolution de la pression de pore durant la construction de barrage et au moment de tremblement de terre. Ils nous permettent à suivre pendant le séisme l'évolution du mouvement de sol, la distribution de déformations et de contraintes, et l'excès de pression interstitielle. Et aussi a évalué la distribution de la plasticité et vérifier la stabilité de barrage. L'analyse numérique conduit également à une analyse paramétrique qui nous permettra de faire une recherche sur l'influence des paramètres principaux et aux stratégies de contrôle pour la conception et la construction de barrage.

**Mots clés :** barrage en terre, interaction sol-structure, réponse dynamique, comportement non linéaire, éléments finis

# Abstract

The prediction of the response of an earth dam during a seism constitutes a significant challenge. The factors such as the characteristics of dam, the conditions of site, and characteristic of seismic loading strongly affect the dynamic responses of the dam. The nonlinear behavior of materials of ground, influence the response of dam intensively. Progress in the sector of geotechnical calculation offers equipment interesting for the analysis of the response of dam by considering the complex exits such as the plasticity of ground, the evolution of the pressure of pore during construction of dam and at the time of earthquake. They enable us to follow during the seism the evolution of the movement of ground, the distribution of strains and stresses, and the excess of pore water pressure, evaluated the distribution of plasticity and to check the stability of dam. The numerical analysis also leads to a parametric analysis which will enable us to make a research on the influence of the principal parameters and with the strategies of control for the design and the construction of dam.

**Key words:** Earthen dam, soil-structure interaction, dynamic response, nonlinear behavior, finite elements.

## ملخص

يشكل التنبؤ باستجابة السد الأرضي أثناء وقوع الزلزال تحديًا كبيرًا. عوامل مثل خصائص السد، وظروف الموقع، وخصائص التحميل الزلزالي تؤثر بقوة على الاستجابات الديناميكية للسد. يؤثر السلوك غير الخطي لمواد الأرض على استجابة الضرر بشكل مكثف. يقدم التقدم في قطاع الحسابات الجيوتقنية معدات مثيرة للاهتمام لتحليل استجابة السد من خلال النظر في المخارج المعقدة مثل مرونة الأرض، وتطور ضغط المسام أثناء بناء السد وفي وقت الزلزال. فهي تمكننا من متابعة تطور حركة الأرض أثناء الزلزال، وتوزيع السلالات والضغوطات، وزيادة ضغط المياه المسامية، وتقييم توزيع اللدونة والتحقق من استقرار السد. ويؤدي التحليل العددي أيضًا إلى تحليل حدودي يمكننا من إجراء بحث حول تأثير العوامل الرئيسية واستراتيجيات التحكم في تصميم وبناء السد.

الكلمات المفتاحية: السد الترابي، التفاعل بين التربة وبنيتها، الاستجابة الديناميكية، السلوك غير الخطي، العناصر المحدودة.

# Table des matières

REMERCIEMENTS

RESUME

|  |           |
|--|-----------|
| <b>INTRODUCTION GENERALE.....</b>  | <b>1</b>  |
| <b>CHAPITRE 1 GENERALITES SUR LES BARRAGES EN TERRE .....</b>                          | <b>3</b>  |
| 1.1 INTRODUCTION.....  | 4         |
| 1.2 HISTORIQUE.....  | 4         |
| 1.3 LES BARRAGES EN ALGERIE.....   | 4         |
| 1.4 UTILITE DES BARRAGES .....   | 5         |
| 1.5 TERMINOLOGIE .....   | 6         |
| 1.6 CLASSIFICATION DES BARRAGES EN TERRE.....  | 7         |
| 1.6.1 Barrage en terre homogene .....  | 8         |
| 1.6.2 Barrage en terre heterogene ou zone .....  | 8         |
| 1.6.3 Barrage à masque amont.....  | 9         |
| 1.6.4 Barrage a membrane centrale.....   | 11        |
| 1.7 FACTEURS INFLUENÇANT LA CONCEPTION ET LA REALISATION DES BARRAGES EN REMBLAIS : 12 |           |
| 1.8 CONCLUSION.....  | 14        |
| <b>CHAPITRE 2 INTERACTION SOL-STRUCTURE.....</b>                                       | <b>15</b> |
| 2.1 INTRODUCTION.....  | 16        |
| 2.2 FORMULATION D'UN PROBLEME D'INTERACTION SOL-STRUCTURE.....                         | 17        |
| 2.3 DIFFERENTS TYPES D'INTERACTION SOL-STRUCTURE.....                                  | 19        |
| 2.4 METHODES D'ANALYSE DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE .....                            | 19        |
| 2.4.1 Méthode globale.....   | 19        |
| 2.4.2 Méthode de sous-structures.....  | 21        |
| 2.4.2.1. Méthode de frontière.....   | 21        |
| 2.4.2.2. Méthode de volume .....   | 23        |
| 2.4.3 Méthode hybride .....  | 24        |
| 2.5 CONCLUSION .....   | 25        |
| <b>CHAPITRE 3 ÉTUDE DU SYSTEME BARRAGE-FONDATION PAR LA METHODE DES</b>                |           |
| <b>ELEMENTS FINIS .....</b>  | <b>27</b> |
| 3.1 INTRODUCTION.....  | 27        |

|   |           |
|---|-----------|
| 3.2 ETAT DE CONTRAINTES-DEFORMATIONS .....  | 27        |
| 3.2.1 Etat de contraintes-déformations dans le cas élastique.....                         | 27        |
| 3.2.2. État de contraintes-déformations dans le cas elastoplastique.....                  | 30        |
| 3.3 APPLICATION DE LA METHODE DES ELEMENTS FINIS .....                                    | 31        |
| 3.3.1 Modélisation.....   | 31        |
| 3.3.1.1 Modélisation du système barrage-fluide-fondation.....                             | 31        |
| 3.3.1.1.1 Barrage.....  | 31        |
| 3.3.1.1.2 Fondation.....  | 32        |
| 3.3.1.1.3 Fluide .....  | 32        |
| 3.3.1.2 Choix de type d'élément .....   | 32        |
| 3.3.1.3 Conditions aux frontières.....  | 32        |
| 3.3.2 Analyse dynamique .....   | 32        |
| 3.3.2.1 Formulation générale des équations de mouvement par la méthode des éléments finis |           |
| :   | 32        |
| 3.3.2.2 Caractéristique dynamique du système.....   | 34        |
| 3.3.2.2.1 Matrice de raideurs.....  | 34        |
| 3.3.2.2.2 Matrice masse .....   | 35        |
| 3.3.2.2.3 Matrice d'amortissement .....   | 35        |
| 3.3.2.3 Résolution de problème .....  | 37        |
| 3.3.2.3.1 Méthodes d'intégration directe.....   | 37        |
| 3.3.2.3.2 Le cas linéaire.....  | 37        |
| 3.3.2.3.2.1 Méthode de différences finies centrées .....                                  | 37        |
| 3.3.2.3.2.2 Méthode de Newmark .....  | 38        |
| <b>CHAPITRE 4 APPLICATION NUMERIQUE.....</b>  | <b>40</b> |
| 4.1. INTRODUCTION.....  | 41        |
| 4.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE .....  | 41        |
| 4.2.1. Séismicité de la région.....   | 42        |
| 4.2.2. Caractéristiques principales du barrage.....                                       | 43        |
| 4.2.3. Profil type du barrage .....   | 43        |
| 4.2.4. Propriétés des matériaux.....  | 45        |
| 4.3. MODELISATION DU SYSTEME BARRAGE-SOL DE FONDATION PAR ELEMENTS FINIS .....            | 45        |
| 4.4. ANALYSE DYNAMIQUE.....   | 46        |
| 4.4.1. Analyse modale.....  | 46        |

|   |           |
|---|-----------|
| 4.4.2. Analyse transitoire.....         | 48        |
| 4.5. REPONSE SISMIQUE DU BARRAGE.....   | 49        |
| 4.5.1. Variation des déplacements ..... | 49        |
| 4.5.2. Variation des contraintes .....  | 52        |
| 4.6. CONCLUSION.....                    | 55        |
| <b>CONCLUSION GENERALE .....</b>        | <b>56</b> |
| <b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....</b> | <b>57</b> |

# Liste de figure

|  |    |
|--|----|
| <b>Figure 1.1:</b> Barrage de Béni Haroun, Wilaya de Mila – Algérie.....                                     | 5  |
| <b>Figure 1.2:</b> Coupe schématique d'un barrage en remblai (Millogo Founémé A. ,2009) .....                | 7  |
| <b>Figure 1.3:</b> Les différents types de barrage en remblai .....  | 8  |
| <b>Figure 1.4:</b> Barrage en terre homogène avec drain .....  | 8  |
| <b>Figure 1.5:</b> Barrage zoné .....  | 9  |
| <b>Figure 1.6:</b> Barrage à masque amont .....  | 10 |
| <b>Figure 1.7:</b> Masque en béton armé (barrage New Spicer Meadow, USA).....                                | 10 |
| <b>Figure 1.8:</b> Pose de géomembrane (Barrage de Sar Cheshmeh, Iran) .....                                 | 11 |
| <b>Figure 1.9:</b> Barrages en remblai avec membranes centrales.....   | 12 |
| <b>Figure 1.10:</b> Influence de la fondation sur la conception du barrage (Schleiss, A. J. 2004).....       | 13 |
| <b>Figure 2.1:</b> Modèle d'interaction sol-structure .....  | 17 |
| <b>Figure 2.2:</b> Représentation schématique d'un calcul d'interaction sol-structure : méthode globale ...  | 20 |
| <b>Figure 2.3:</b> Méthode de sous-structures : méthode de frontière.....                                    | 22 |
| <b>Figure 2.4:</b> Méthode de sous-structures : méthode de volume .....                                      | 23 |
| <b>Figure 2.5:</b> Méthode Hybride .....   | 25 |
| <b>Figure 3.1 :</b> Conditions de déformation plane (exemple d'un barrage en terre).....                     | 29 |
| <b>Figure 3.2 :</b> Représentation des contraintes sur un petit élément dans le cas des déformations planes. | 29 |
| <b>Figure3.3 :</b> Comportement plastique uni axial.....   | 30 |
| <b>Figure 4.1 :</b> Localisation géographique du barrage de Soubella.....                                    | 42 |
| <b>Figure 4.2 :</b> Carte des zones sismique en Algérie version 2003.....                                    | 43 |
| <b>Figure 4.3 :</b> Coupe transversale du barrage de Soubella .....  | 44 |
| <b>Figure 4.4 :</b> modélisation du système barrage-fondation .....  | 46 |

|   |       |
|---|-------|
| <b>Figure 4.5</b> : Cinq premiers modes de vibration du système barrage-fondation .....   | 47-48 |
| <b>Figure 4.6</b> : Enregistrements du séisme de Boumerdès (2003).....  | 48    |
| <b>Figure. 4.7</b> : Contours nodaux des déplacements horizontaux du barrage (m) .....  | 49    |
| <b>Figure 4.8</b> : Variation de l'accélération horizontale en fonction du temps à la crête du barrage (m/s <sup>2</sup> )<br>..... | 49    |
| <b>Figure 4.9</b> : Variation de la vitesse horizontale en fonction du temps à la crête du barrage (m/s)<br>.....                   | 50    |
| <b>Figure 4.10</b> : Variation de déplacement horizontal en fonction du temps à la crête du barrage (m)<br>.....                    | 50    |
| <b>Figure 4.11</b> : Variation de l'accélération horizontale en fonction du temps à la base du barrage (m/s <sup>2</sup> )<br>..... | 51    |
| <b>Figure 4.12</b> : Variation de la vitesse horizontale en fonction du temps à la base du barrage (m/s)<br>.....                   | 51    |
| <b>Figure 4.13</b> : Variation de déplacement horizontal en fonction du temps à la base du barrage (m)<br>.....                     | 52    |
| <b>Figure 4.14</b> : Variation des contraintes horizontales en fonction du temps à la base du barrage (Pa)<br>.....                 | 52    |
| <b>Figure 4.15</b> : Variation des contraintes verticales en fonction du temps à la base du barrage (Pa)<br>.....                   | 53    |
| <b>Figure 4.16</b> : Variation des contraintes de cisaillement en fonction du temps à la base du barrage (Pa)<br>.....              | 53    |
| <b>Figure .17</b> : Variation des contraintes horizontales en fonction du temps à la crête du barrage (Pa)<br>.....                 | 54    |
| <b>Figure 4.18</b> : Variation des contraintes verticales en fonction du temps à la crête du barrage (Pa)<br>.....                  | 54    |

**Figure 4.19 :** Variation des contraintes de cisaillement en fonction du temps à la crête du barrage (Pa)

..... 55

## Liste des tableaux

**Tableau I.1:** Anton et *Als*, 2011 ..... 5-6

**Tableau 4.1 :** caractéristiques principales du barrage ..... 43

**Tableau 4.2 :** Caractéristiques de la foundation..... 45

**Tableau 4.3 :** Caractéristiques des matériaux du barrage ..... 45

**Tableau 4.4 :** Fréquences naturelles pour les cinq premiers modes de vibration du système barrage-fondation .....46

## Les notations

$F_{int}$  : Force interne

$F$  : Force interne totale

$\varphi'$  : Angle de frottement

$\psi$  : Angle de dilatance

$\delta$  : Facteur de dilatance

$s$  : Déformation volumique

$p_w$  : Masse volumique du fluide

$\alpha_R, \beta$  : Coefficients de Rayleigh

$\xi$  : Taux d'amortissement visqueux

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

$T_0$  : Période propre du réservoir.

$H$  : Niveau d'eau du réservoir.

$\{u_f\}$  : Déplacement au noeud de la fondation

$\{u_i\}$  : Déplacement au noeud de la structure

$\{u\}$  : Déplacement total de la structure

$\{Q_f\}$  : Vecteur de charge

$b$  : Coefficient de Biot

$\nu$  : Coefficient de Poisson

$K$  : Coefficient sismique

$W$  : Poids du sol impliqué

$M$  : Masse de fluide

$[P]$  : pressions

$[\rho]$  : masse volumique de l'eau

$[g]$  : gravitation

$[h]$  : hauteur d'eau au-dessus du point considéré

$[F]$  : force de pression

[H] : hauteur totale du barrage en contact avec l'eau.  
 [L] : largeur totale du plot  
 [C11 ] : module de compressibilité  
 [ $\epsilon_v$ ] : déformations volumétriques du fluide  
 [ $U'$ ] : Composantes du déplacement  
 [Px]: contraintes rotationnelle  
 [ $\sigma_f$ ] : Vecteur contrainte  
 [ $e_f$ ]: Déformation du fluide  
 [Cf]: matrice d'élasticité du fluide  
 [U f ]: vecteur déplacement nodal  
 [K f ]: matrice de rigidité du système fluide  
 [U sf ]: vecteur déplacement nodal vertical  
 [Sf] : matrice de rigidité de la surface libre du système fluide  
 [ $U'$ ] : Vecteur de la vitesse nodale  
 [Mf]: matrice de masse du système fluide  
 [ $U''$ ] : Vecteur de l'accélération nodale  
 [Mc] : matrices de la masse  
 [Cc] : matrice de l'amortissement  
 [Kc ]: matrice de la rigidité  
 [UC] : vecteur du déplacement  
 [ $U'_c$ ]: Vecteur de la vitesse  
 [ $U''_c$ ] : Vecteur de l'accélération  
 [ ag ]: vecteur d'accélération du sol  
 [M ]: masse constante  
 [C ]: matrice de l'amortissement  
 [ $\Delta t$ ]: incrément du temps  
 [Sij]: contraintes déviatrices croissantes  
 [K]: modules de compressibilité  
 $\alpha, \beta, \gamma$ : Les paramètres d'intégration de Newmark

# **INTRODUCTION GENERALE**

## Introduction générale

À l'état naturel un massif en terre est en équilibre sous l'effet des contraintes en place, et la moindre perturbation de cet état naturel donne naissance à un nouvel état de déformations-contraintes. Ces perturbations peuvent être d'origine naturelle, les séismes par exemple, comme elles peuvent être dues à l'activité de l'homme ; exploitation des carrières ou par exemple élévation d'une structure de retenue pour palier aux problèmes de l'envasement de ces retenues et des inondations de régions.

Désormais dans le monde, il n'y a pas de zones qu'on peut considérer comme non sismiques. Le calcul sismique de barrages étaient toujours jusqu'à 1989 par de méthodes pseudo statiques avec des accélérations horizontales du sol égale à 0.1g, alors qu'aujourd'hui tout le monde s'accorde à dire que les tremblements de terres peuvent induire des accélérations beaucoup plus élevées que cette valeur et dans les deux sens, et que les méthodes à utiliser doivent effectivement reproduire le comportement réelle des ouvrages, pour pouvoir bien se prononcer sur la sécurité sismique des ouvrages.

Avec l'avènement de la micro-informatique et la mise au point des méthodes numériques performantes, un développement considérable a été enregistré dans le domaine de l'analyse dynamique dans le cas élastique linéaire, mais dans le domaine non linéaire les recherches sont toujours en cour pour mettre en place des outils et des modèles permettant à l'ingénieur de mieux décrire le comportement sismique et prendre les solutions qui s'imposent.

Cependant la sécurité en matière de ressources hydriques est liée directement à la mobilisation de ses ressources, ceci nous amène souvent à construire des barrages dans des zones avec une sismicité élevée, d'où la nécessité de faire une analyse sismique minutieuse pour parer à toute éventualité de rupture de barrage pendant les séismes.

L'objet de ce mémoire est d'exposer une méthodologie de contribution à l'analyse du comportement dynamique des barrages en terre en tenant compte de l'interaction sol-structure en utilisant la MEF à l'aide du logiciel Ansys. Le barrage en terre de Barrage de Soubella (Msila) est considéré ici comme exemple.

Le présent mémoire est organisé en quatre chapitres, une introduction et une conclusion générale. Dans le premier chapitre, une étude bibliographique sur les barrages en terre a été présentée.

Le deuxième chapitre présente les différentes méthodes d'interaction sol-structure. Dans le troisième, l'application de la méthode des éléments finis à l'étude du comportement dynamique d'un barrage en terre ainsi que les méthodes de résolution des équations découlant de la discrétisation par élément finis.

Dans le dernier chapitre, on présente l'application numérique du comportement sismique d'un système barrage-fondation, et en fin on termine par une conclusion générale.

**CHAPITRE 1**  
**GENERALITES SUR LES BARRAGES**  
**EN TERRE**

## **1.1 Introduction :**

Les barrages sont des structures artificielles qui retiennent l'eau. Ils peuvent être installés dans des cours d'eau pour retenir le débit et élever le niveau de l'eau en amont, ou dans des bassins versants naturels pour retenir l'eau de pluie et le ruissellement. Les barrages peuvent être constitués de matériaux durs (autrefois la maçonnerie, aujourd'hui le béton) ou de matériaux souples (terre, enrochement).

## **1.2 Historique :**

Tout au long de l'histoire, l'homme a cherché à utiliser les réservoirs non seulement pour répondre aux besoins vitaux et économiques, mais aussi pour se protéger des inondations et de l'érosion, et à la fin du 19e siècle, l'énergie hydraulique a été utilisée pour répondre aux besoins en hydroélectricité. Le développement des grands barrages s'est donc accompagné d'une augmentation de la population des villes. Parallèlement, des aménagements de cours d'eau, le développement de canaux d'irrigation et des mesures de prévention des étiages ont été entrepris.

Les premiers grands barrages ont été construits à l'époque des premières civilisations antiques, notamment dans le bassin du Nil, en Mésopotamie, en Chine et en Asie du Sud.

Aux États-Unis, de nombreux barrages en remblai ont été construits à partir du milieu du XIXe siècle.

Certains d'entre eux ont été détruits par des inondations.

## **1.3 Les barrages en algerie :**

Selon le ministère des ressources en eau, 50 barrages sont en service en Algérie, 11 sont en cours de construction et 50 autres sont à l'étude. Ces derniers devraient être achevés d'ici 2020. Parmi les barrages en service figurent El Hamiz à Alger, Beni Haroun à Mira, Timgad, Taksebt, Tich Haf, Tiresdit et Khudiat Asserdoun.

Le barrage de Beni Haroun est considéré comme le plus grand barrage d'Algérie, avec une capacité de stockage de 960 millions de mètres cubes.

Le barrage dispose d'une grande station de pompage d'eau brute d'une capacité de 180 MW. Le barrage fournit de l'eau potable à plusieurs régions voisines de la Wilaya de Mira, notamment Jijel, Constantine, Um el Bouaghi, Batna et Kenchela. Le barrage fournit également de grandes quantités d'eau d'irrigation à des centaines d'hectares de fermes dans les régions voisines.

En juin 2011, le barrage a été inondé par 851 millions de mètres cubes d'eau, atteignant ainsi son niveau le plus élevé depuis le début des inondations progressives en 2005.



Figure 1.1: Barrage de Béni Haroun, Wilaya de Mila – Algérie

#### 1.4 Utilité des barrages :

Les barrages ont deux rôles principaux. L'un est de stocker les réserves d'eau pour répondre aux besoins vitaux et économiques de la population (eau potable, irrigation, approvisionnement en énergie, navigation) et l'autre est de protéger contre les effets destructeurs de l'eau (contrôle des inondations, rétention des sédiments, protection contre les avalanches). Les autres fonctions assurées par les barrages sont énumérées dans le tableau 1.1.

| Eau élément vital<br>l'eau  | Eau élément destructeur<br>Ouvrages de protection   |
|---|---|
| <ul style="list-style-type: none"> <li>• Production d'énergie électrique</li> <li>• Approvisionnement en eau potable et industrielle, protection incendie</li> <li>• Irrigation</li> <li>• Pêche, pisciculture (élément, économique)</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Bassin de rétention contre les crues (inondation, érosion)</li> <li>➤ Digue de protection contre les crues</li> <li>➤ Bassin de rétention de sédiments charriés</li> <li>➤ Ouvrage de</li> </ul> |

|   |   |
|---|---|
| essentiel dans certainpays) <ul style="list-style-type: none"> <li>• Soutient d'étiage (garantie d'un débitminimal)</li> <li>• Navigation fluviale (garantie d'untirant d'eau minimal)</li> </ul> | protection contre les avalanches <ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Régulation des lacs</li> </ul> Rétention des glaces en pays nordiques |
|---|---|

Tableau I.1: (Anton et Als, 2011)

Certains de ces objectifs peuvent être complémentaires sur un même ouvrage. D'autres sont, à priori, opposés : il est, par exemple, impossible d'avoir en même temps une retenue pleine pour fournir une réserve d'eau potable mais aussi une retenue vide pour limiter au maximum l'impact des crues. Notamment, les barrages excréteurs de crue sont des ouvrages conçus spécialement à cette fin avec des dispositions particulières de conception et d'exploitation.

### 1.5 Terminologie :

La figure suivante donne la coupe schématique d'un barrage en remblai (Figure 1.2). Sont aussi mentionnés les principaux termes utilisés pour caractériser les composantes de ce type de barrage. On notera surtout :

- Crête : Elle facilite la circulation sur le barrage une fois terminée. Le niveau de la crête définit la hauteur maximale qu'atteint le barrage.
- Berme (Risberme) : Elle permet la réalisation et la réparation des revêtements de talus, contribue à la stabilité des digues, réduit la vitesse des eaux de ruissèlement sur les surfacesdes talus avals.
- Ecran d'injection : C'est généralement un coulis de ciment ou de résine injecté dans la base du barrage pour diminuer les fuites à travers le sol de fondation en colmatant les pores et les fissures.
- Drains : Ce sont des organes de barrage réalisés en matériaux pulvérulent et drainants. Ils servent à contrôler et à orienter les infiltrations dans le corps du barrage. Ils peuvent être horizontaux, verticaux ou de pied
- Filtres : Ce sont des dispositifs incorporés avec les drains. Ils sont réalisés en matériaux drainant et permettent d'éviter le colmatage des drains et l'érosion interne du massif.

- Noyau : C'est un organe réalisé souvent en matériau fin imperméable, il permet l'étanchéité des barrages zonés.
- Recharge : Elle est réalisée en matériau grossier et placée de part et d'autre du noyau. Elle est indispensable pour la fonction de stabilité du barrage.
- Parement de protection : C'est une couche mince placée sur les parements pour lutter contre l'action des vagues et de la pluie.
- Revanche : La revanche R est la différence de cote entre les Plus Hautes Eaux (PHE) correspondant à la crue de projet et la crête pour éviter la submersion du remblai par les vagues.

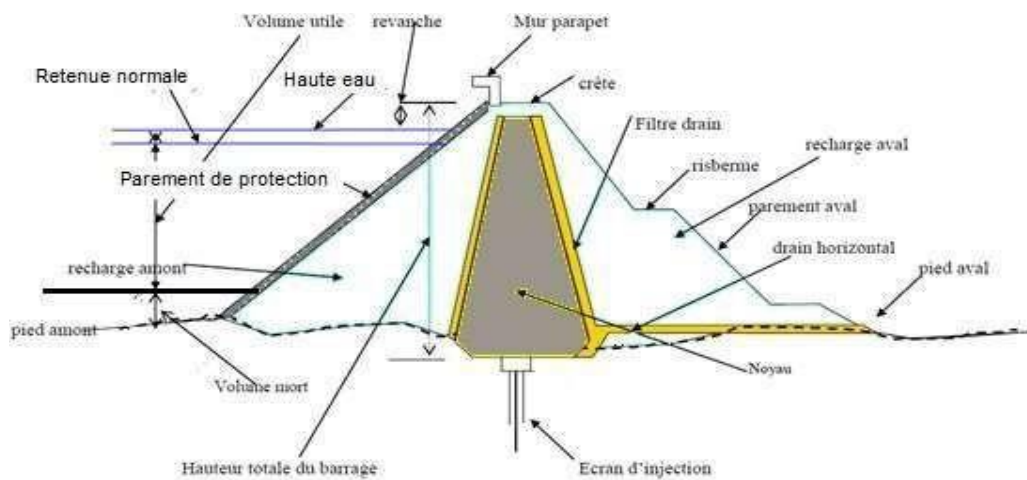


Figure 1.2: Coupe schématique d'un barrage en remblai (Millogo Founémé A. ,2009).

## 1.6 Classification des barrages en terre :

Les barrages en remblai de terre se classent :

- Les barrages en terre : réalisés à partir de sols naturels meubles prélevés à proximité du site de l'ouvrage.
- Les barrages en enrochement : dont la majeure partie est constituée de matériau de carrières concassé.

La figure 1.3 représente les sous types de barrage, pour les deux catégories de barrages en remblai en fonction du matériau de construction, et du dispositif d'étanchéité.

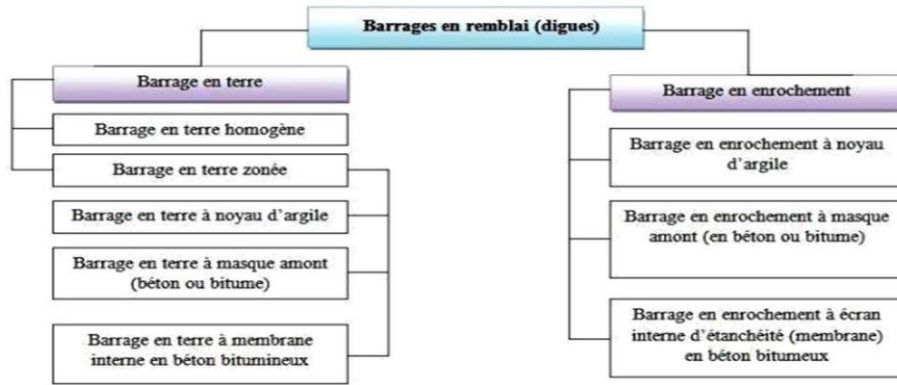


Figure 1.3: Les différents types de barrage en remblai.

### 1.6.1 Barrage en terre homogène :

Il s'agit d'un barrage constitué d'un seul matériau qui garantit l'imperméabilité et la stabilité, accompagné d'un système de drainage pour éviter la filtration (figure 1.4). La digue est constituée de matériaux tels que l'argile, l'argile sableuse, le limon et le sable silteux.

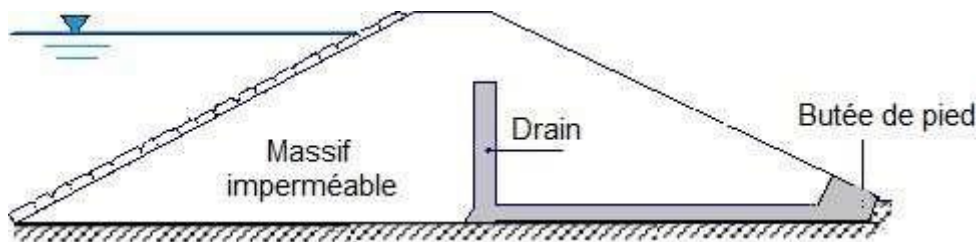


Figure 1.4: Barrage en terre homogène avec drain

### 1.6.2 Barrage en terre hétérogène ou zone :

Ces barrages sont constitués d'une section centrale, appelée noyau, qui joue le rôle de joint d'étanchéité. Le noyau (vertical ou incliné), situé au centre de la digue, est constitué d'un matériau argileux imperméable de différentes épaisseurs et est généralement plus large à la base en raison de la pression élevée de l'eau interstitielle. La fonction stabilisatrice est assurée par les recharges (Figure 1.5). Ceux-ci sont plus perméables que les noyaux et sont constitués d'enrochements ou de sols grossiers. Pour éviter l'érosion interne, le noyau est entouré d'une couche filtrante. Des gammes de granulométrie spécialement conçues sont utilisées, allant de la très petite taille des grains d'argile à la granulométrie beaucoup plus grossière des remblais. En général, plusieurs couches successives de filtres sont nécessaires. Les filtres sont abordés au point 4.1.

L'épaisseur du noyau dépend (Le Delliou 2003) :

- D'une largeur minimale en crête pour le passage des engins
- De la disponibilité des terres imperméables
- Du gradient hydraulique en contact avec la fondation

Parmi les plus hauts barrages du monde, Nourek au Tadjikistan, est un barrage en remblai zoné qui atteint 304 mètres de hauteur.

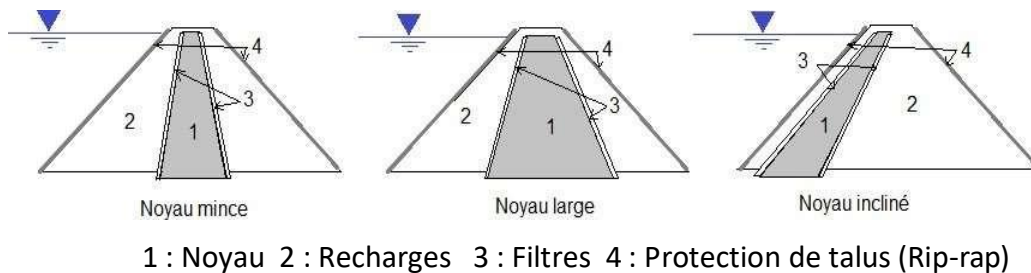


Figure 1.5: Barrage zoné

La solution du noyau central mince est choisie lorsque la roche de fondation est peu déformable, imperméable et résistante à l'érosion interne. Ces noyaux minces sont peu pénalisants pour la stabilité des talus.

Dans le cas d'une digue à noyau incliné, le noyau est déplacé vers l'amont, ce qui présente certains avantages comme :

- la possibilité de construire le corps d'appui séparément du noyau (en période de forte pluviométrie) ;
- Le noyau est comprimé par la poussée de l'eau ;
- La surélévation du barrage est plus facile à réaliser.

### 1.6.3 Barrage à masque amont :

Il est généralement constitué d'un substratum perméable qui assure sa stabilité. L'imperméabilisation est réalisée par une couche appelée masque, posée en amont du lit. Le masque est étanche sur toute sa surface (figure 1.6). Le record du monde actuel est détenu par le barrage de Shuiwuyuan en Chine, avec une hauteur de 233 mètres à partir de la fondation.

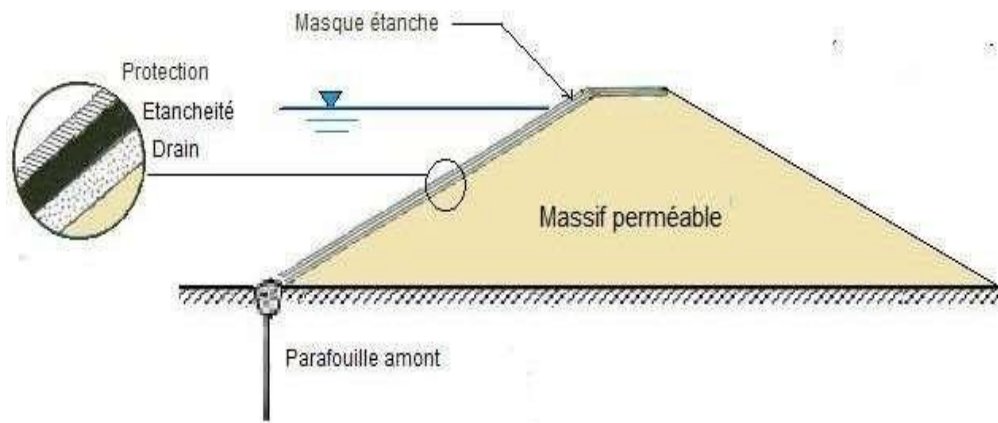


Figure 1.6: Barrage à masque amont

Le masque lui-même peut être réalisé :

- Par une dalle de béton armé coulée par plots successifs sur toute la surface du parement amont (Figure 1.7).

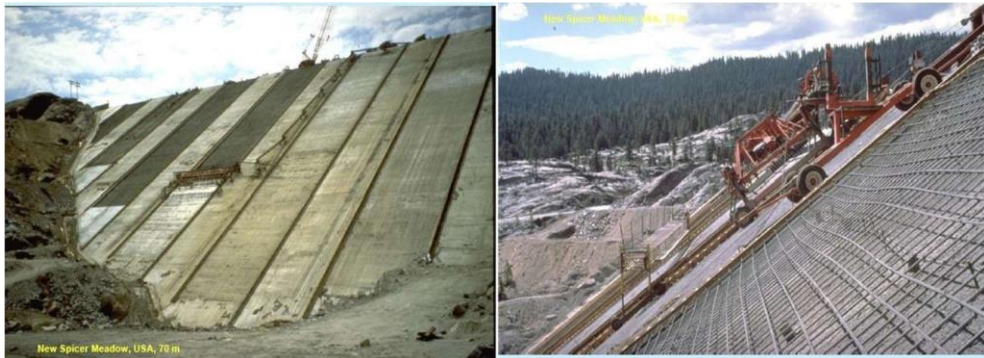


Figure 1.7: Masque en béton armé (barrage New Spicer Meadow, USA)

- Par une ou des couches de béton bitumineux mises en place par des engins routiers adaptés.
- Par des géomembranes (typiquement des feuilles de PVC de forte épaisseur) livrées enlées et soudées les unes aux autres. Les feuilles sont posées sur une couche de transition en matériau fin (pour éviter de déchirer la membrane qui s'appuierait directement sur les enrochements) et protégées par des dalles ou des pavés (Figure 1.8).



Figure 1.8: Pose de géomembrane (Barrage de Sar Cheshmeh, Iran)

Le barrage à masque amont présente les avantages suivants :

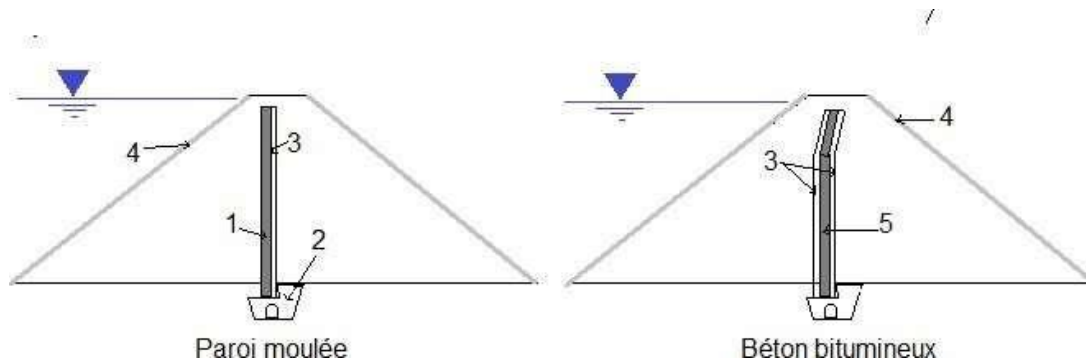
- Le corps d'appui est situé hors d'eau donc pas d'infiltration et pas de variations de pressions interstitielles ;
- La poussée de l'eau s'exerce dans une direction favorable à la stabilité, elle renforce ainsi la résistance au glissement des talus.

Il présente aussi des inconvénients :

- Le gradient hydraulique au pied amont est très élevé, un traitement particulier de la fondation est nécessaire
- Le masque est sensible aux sollicitations dynamiques.

#### **1.6.4 Barrage à membrane centrale :**

Si les matériaux nécessaires à la réalisation du noyau ne sont pas disponibles à proximité du site, une solution de barrage utilisant une membrane centrale doit être envisagée. Deux types de membranes sont couramment utilisés (Figure 1.9) :



1 : membrane (Bentonite +ciment) 2 : Galerie d'injection 3 : Zones de transitions 4 : Protection de surface 5 : Membrane bitumineuse

Figure 1.9: Barrages en remblai avec membranes centrales.

– Béton bitumineux

Cette méthode est très utilisée du fait de la flexibilité du matériau lors des tassements et du tremblement de terre. Une galerie d'injection et de contrôle est nécessaire pour surveiller l'étanchéité.

– Paroi moulée

La technique de la paroi moulée consiste à réaliser un mur en béton armé après achèvement du remblai puis excavation à partir de la crête. Elle n'est applicable que pour des barrages de faibles hauteurs du fait de la rigidité des parois moulées qui crée des difficultés en cas de tassement ou de tremblement de terre.

### 1.7 Facteurs influençant la conception et la réalisation des barrages en remblais :

La conception et la réalisation des barrages en remblai doit tenir compte de plusieurs aspects tels que :

– La disponibilité des matériaux

La construction de barrages en remblai nécessite un apport important de matériaux. Les sites d'emprunt doivent donc être situés le plus près possible du site de construction afin d'optimiser les coûts de construction. La quantité et la qualité des matériaux sur le site de l'ouvrage influencent fortement le type et la méthode de construction du barrage.

– Type de fondation

La topographie et la nature du sol sous-jacent influencent la conception des barrages en terre.

Pour les roches perméables, l'injection est nécessaire pour améliorer les problèmes de perméabilité,

de fissuration et de faille. Dans le cas d'un sol perméable mou, il convient d'utiliser une natte imperméable pour élargir le flux de filtration, réduire les débits et fournir

Une pente douce pour résoudre les problèmes de tassement (figure1.10)

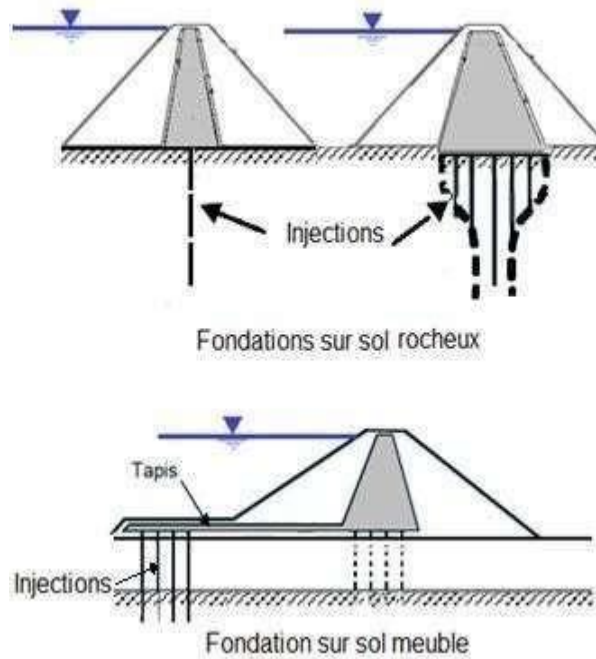


Figure 1.10: Influence de la fondation sur la conception du barrage (Schleiss, A. J. 2004)

– Action des vagues

Le recouvrement du talus de la digue doit être dimensionné pour palier à l'action des vagues. On peut aussi choisir le site de réalisation de sorte qu'il soit protégé du vent et diminuer ainsi l'effet des vagues.

– Climat

Les conditions climatiques ont une forte influence sur le délai d'exécution des ouvrages en terre. La teneur en eau étant le critère le plus important dans le compactage optimal des matériaux, les travaux sont souvent interrompus dans les zones où les précipitations sont élevées. Dans ces zones, la conception de digue avec un noyau incliné ou avec un volume minimal de matériaux argileux est préférable.

– Séismicité

De part leurs capacités à supporter les grandes déformations, les barrages en remblai sont les plus résistants aux sollicitations dynamiques. Néanmoins les barrages situés dans des zones sismiques doivent être conçus avec des talus moins abrupts, des crêtes plus larges, des filtres et des drains plus importants.

## **1.8 Conclusion**

Les barrages en terre sont les seuls barrages adaptés aux fondations non rocheuses et présentent l'avantage de pouvoir être adaptés à la plupart des fondations et d'être construits sur différents types de sol.

Le principal inconvénient des barrages en terre est l'infiltration à travers les fondations.

Par conséquent, la partie la plus délicate d'un barrage en terre ou en enrochement est l'élément d'étanchéité, qui est l'un des éléments les plus critiques du processus.

**CHAPITRE 2**  
**INTERACTION SOL-STRUCTURE**

## 2.1 Introduction

L'interaction sol-structure fait généralement référence à l'étude du comportement des structures sous contrainte sismique. L'interaction sol-structure fait référence au changement de mouvement du sol (ou de la structure) lors d'un tremblement de terre en raison de la présence de l'autre composant (la structure ou le sol). Cette interaction est bien entendu plus ou moins importante selon la nature du sol, les caractéristiques de la structure et le mode de fondation. Pour certaines structures superficiellement établies, cette interaction peut être si faible qu'elle est pratiquement négligeable. D'autre part, la nécessité d'étudier la réponse sismique des structures non pas isolément, mais comme partie intégrante d'un tout incluant le sol et les structures adjacentes, rend l'analyse de l'interaction entre le sol et les structures essentielle pour un nombre croissant d'études. Les grands ouvrages, tels que les barrages, les centrales nucléaires et les réservoirs de gaz naturel liquéfié.

L'interaction sol-structure est une branche de la mécanique appliquée qui s'intéresse au développement et à l'étude de méthodes théoriques et pratiques pour l'analyse des structures soumises à des charges dynamiques, en tenant compte du comportement des sols sous-jacents. Jusqu'au tremblement de terre de San Fernando en 1971 et au début de la construction des centrales nucléaires en Californie, l'influence des effets de l'interaction sol-structure (SSI) sur la réponse sismique n'était pas sérieusement prise en compte. Structure du sol (SSI) sur la réponse sismique n'était pas sérieusement prise en compte. Les conséquences dévastatrices de plusieurs tremblements de terre récents dans le monde ont mis les ingénieurs au défi de mieux comprendre le comportement sismique des structures en tenant compte des effets de l'interaction sol-structure. L'analyse sismique des structures qui prend en compte les caractéristiques locales du site est différente de l'analyse sismique des structures encastrées dans leurs fondations. Il est donc particulièrement important de prendre en compte l'ISS dans les zones sismiques, où la réponse dynamique du sol peut modifier la réponse des structures soumises à une excitation sismique. En outre, les sols mous (terrains meubles) soumis à des structures rigides ou massives peuvent modifier de manière significative les propriétés dynamiques de ces dernières.

Le comportement sismique d'une structure est déterminé par le mouvement sismique induit par le sol, la réponse dynamique de la structure, le comportement des fondations pendant et après le tremblement de terre et la capacité portante de la superstructure. Les propriétés du sol jouent un rôle important dans les trois premiers aspects.

La pléthore de littérature sur l'interaction sol-structure reflète la complexité de ce phénomène et l'intérêt de nombreux chercheurs. La prise en compte des aspects généraux de l'interaction sol-structure nécessite la mobilisation de ressources et de temps de calcul considérables, qui ne se justifient que pour des structures exceptionnelles.

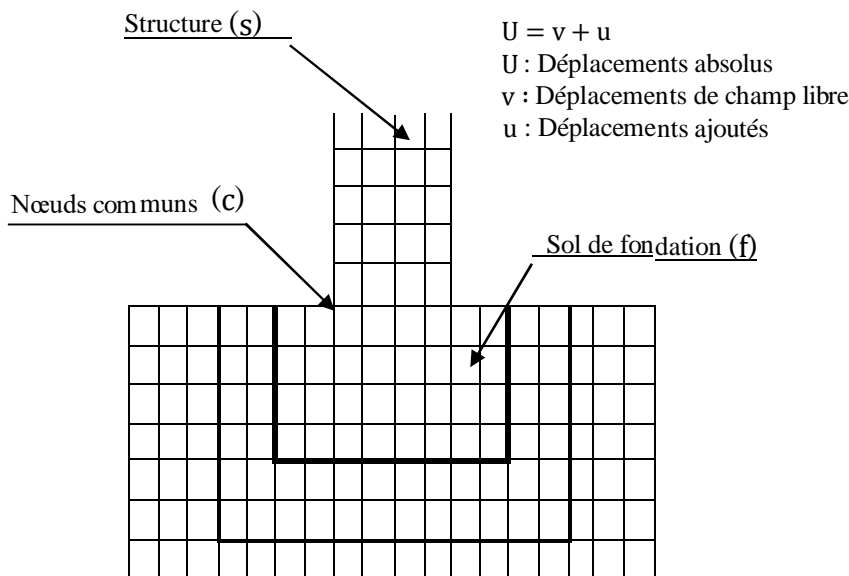
## 2.2 Formulation d'un problème d'interaction sol-structure

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 d'étude de l'interaction sol-structure, il est utile de formuler le problème en termes généraux. Cette formulation est orientée vers un traitement du phénomène d'interaction par la méthode des éléments finis. En effet, le problème est si complexe que le recours à des méthodes numériques est pratiquement inévitable.

Dans le problème de l'interaction sol-structure, le sol et la structure sous-jacente ne vibrent pas comme des systèmes distincts sous l'effet d'une excitation externe mais agissent de manière couplée. Par conséquent, ces problèmes doivent être traités de manière couplée. Pour développer les équations d'équilibre dynamique de base pour l'interaction sol-structure le système sol-structure illustré à la figure 1.1 est considéré.



**Figure 2.1** Modèle d'interaction sol-structure

Considérons que le modèle ISS est divisé en trois ensembles de nœuds. Les nœuds communs à l'interface entre la structure et la fondation sont "c" les autres nœuds à l'intérieur de la structure sont "s" et les autres nœuds à l'intérieur de la fondation sont "f". L'équilibre de la dynamique du système est donné par l'équation suivante en fonction du déplacement absolu  $U$ .

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

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 :

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

En termes de mouvement absolu, il n'y a pas de forces extérieures agissant sur le système.

Pour éviter de résoudre directement ce problème SSI, la réponse dynamique d'une fondation sans structure est calculée. Dans de nombreux cas, la solution en champ libre peut être obtenue à partir d'un simple modèle de site unidimensionnel. Les solutions en champ libre sont appelées déplacements en champ libre. En changeant simplement les variables, les déplacements absolus peuvent être exprimés en termes de déplacements relatifs aux déplacements en champ libre  $v$ .

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

L'équation (1.1) peut maintenant être écrite comme suit :

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

Si le déplacement en champ libre  $v_c$  est constant sur la base de la structure, ce terme  $v_c$  correspond au mouvement du corps rigide de la structure. L'équation (1.4) peut donc être simplifiée par le fait que le mouvement statique du corps rigide de la structure est le suivant

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

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

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

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

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

Par conséquent, le côté droit de l'équation (1.4) n'inclut pas la masse de la fondation. Les équations d'équilibre dynamique tridimensionnelles pour le système complet sol-structure avec amortissement sont de la forme suivante

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

$[M]$ ,  $[C]$  et  $[K]$  sont les matrices de masse, d'amortissement et de rigidité, respectivement, du modèle sol-structure. Les déplacements relatifs ajoutés,  $\{\dot{u}\}$ , 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.

### 2.3 Différents types d'interaction sol-structure

Même en l'absence de superstructure, en raison de la différence de rigidité entre la fondation et le sol environnant, le mouvement de la fondation diffère du mouvement du champ libre et le champ d'ondes incident est réfléchi et diffracté par la fondation, ce qui modifie le mouvement global du sol environnant. Ce phénomène est connu sous le nom d'interaction cinématique.

En outre, le mouvement induit par la fondation fait vibrer la superstructure, produisant des forces d'inertie qui sont transférées à la fondation sous forme de forces et de moments. Ce phénomène est connu sous le nom d'interaction inertielle. Il est évident que ces deux interactions doivent être prises en compte lors du dimensionnement des fondations

### 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 directe) traite le problème de l'interaction sol-structure dans son ensemble : le modèle numérique est basé sur une discrétisation spatiale de la structure et du sol.

Le modèle numérique est basé sur une discrétisation spatiale de la structure et du sol. Le système complet est analysé en une seule étape. En principe, cette méthode peut inclure le comportement non linéaire des sols et des structures et l'hétérogénéité présente dans le sol. Ce type de méthode peut également être utilisé pour traiter les conditions de contact à l'interface sol/structure et les conditions de radiation et de dissipation d'énergie dans une partie infinie non limitée du sol. Les principales méthodes utilisées pour traiter ces conditions sont l'utilisation de frontières absorbantes, le couplage élément fini-élément frontière, le couplage élément fini-élément fini et d'autres méthodes. Le problème à résoudre est défini par l'équation suivante

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

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  $\ddot{u}_g$  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.

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

La mise en œuvre pratique de telles solutions est illustrée sur la figure 1.2. 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.

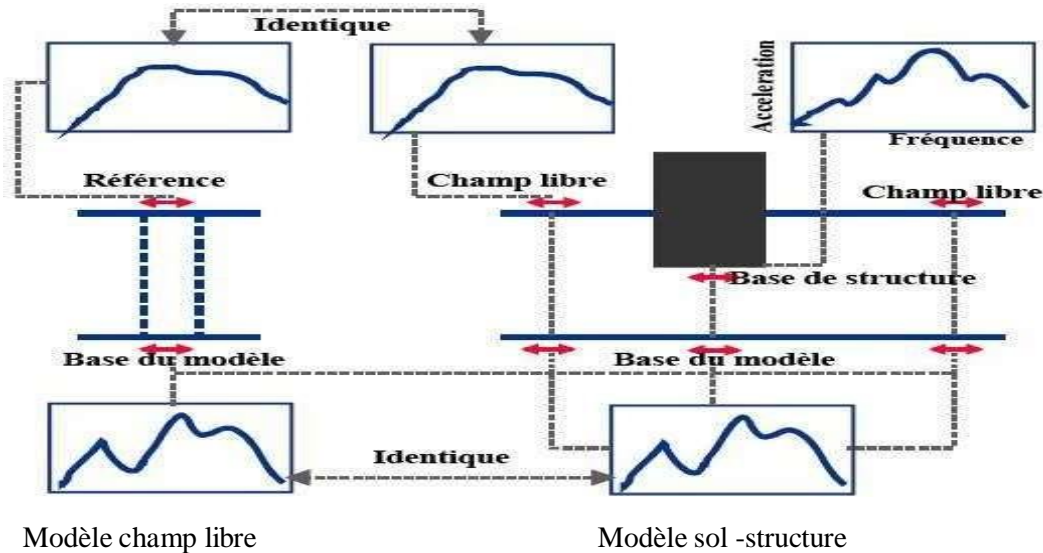


Figure 2.2 Représentation schématique d'un calcul d'interaction sol-structure : méthode globale

Théoriquement, la méthode globale peut être étendue à des cas tridimensionnels pour comprendre les lois de comportement de l'un des matériaux (généralement le sol) et le comportement non linéaire dû à l'interface sol/structure (délamination ou glissement de la structure sur la fondation). Dans la pratique, le coût de la résolution des problèmes tridimensionnels est clairement prohibitif et doit être limité aux problèmes bidimensionnels. Il faut garder à l'esprit que les méthodes globales sont généralement plus coûteuses d'un point de vue informatique, mais nécessitent souvent moins de temps humain que d'autres méthodes approximatives qui demandent beaucoup de réflexion. Ce temps de réflexion représente également un coût important.

L'un des principaux avantages des méthodes globales est qu'elles peuvent prendre en compte l'hétérogénéité résultant des variations des propriétés du sol dues à la variation stratigraphique et à la non-linéarité. En outre, l'expérience a montré qu'elles sont généralement mieux adaptées à l'étude des structures enterrées et qu'elles sont plus faciles à mettre en œuvre.

Le programme FLUSH est l'un des programmes de calcul les plus couramment utilisés dans la pratique pour résoudre les problèmes d'interaction sol-structure à l'aide de méthodes globales. Ce programme intègre des lois de comportement viscoélastique linéaire équivalent pour les sols et dispose d'une résolution dans le domaine des fréquences. Le programme dispose de limites d'absorption, ce qui permet de réduire considérablement les dimensions du maillage des éléments finis.

## 2.4.2 Méthode de sous-structures

Cette méthode est basée sur le principe de superposition. Le système global est divisé en deux parties, appelées sous-structures, qui se rapportent à la structure elle-même et au sol sur lequel elle est posée. Chaque sous-structure peut être analysée séparément et la réponse totale peut être obtenue en superposant les contributions des deux réponses à l'interface reliant les deux sous-structures. Cette méthode est beaucoup plus rapide que la méthode globale car elle réduit considérablement la taille du problème. Cependant, comme elle est basée sur le principe de superposition, son champ d'application est limité au cas linéaire. Elle ne convient pas aux problèmes d'interaction où le comportement non linéaire du matériau est pris en compte.

Les différentes méthodes de sous-structure se distinguent par la décomposition du modèle global en sous-modèles : on distingue les méthodes de frontière et de volume.

### 2.4.2.1. Méthode de frontière

Cette méthode a été développée par Chopra-Gutierrez, Gutierrez et Kausel et al. Le modèle global de la structure du sol est divisé en deux sous-modèles (figure 1.3) représentant la structure et le sol, et la compatibilité des forces et des déplacements est décrite le long de la limite séparant les deux sous-structures. En utilisant la notation de la figure 1.3, les diverses équations d'équilibre s'écrivent comme suit :

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 :

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

Dans les équations ci-dessus, [M] et [K] ont la signification habituelle des matrices de masse et de rigidité, tandis que {U} représente le vecteur de déplacement absolu. Pour simplifier l'explication, les termes d'amortissement ont été négligés. La solution numérique de la méthode des sous-structures est obtenue par intégration dans le domaine des fréquences.

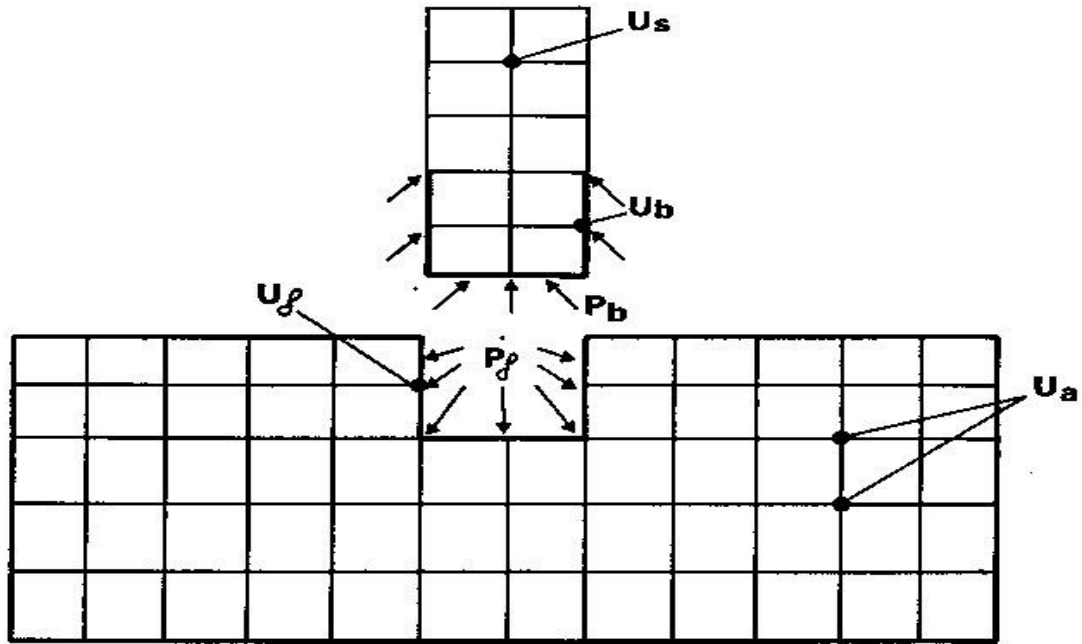


Figure 2.3 Méthode de sous-structures : méthode de frontière

L'analogie de l'équation (1.12) 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 (1.12) et (1.13), 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 présent, les équations ont été formulées dans le domaine temporel. Bien qu'il soit possible de trouver des solutions dans le domaine temporel en utilisant la méthode de la sous-structure, celle-ci est très complexe et numériquement inefficace. Des équations différentielles en nombres entiers doivent être résolues. Dans le domaine des fréquences, une formulation plus simple est possible. L'équation (1.14) peut être écrite en utilisant les symboles de la transformée de Fourier comme suit :  $U = \sum U(\omega)e^{i\omega t}$  :

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

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 (1.16) dans l'équation (1.11) conduit à :

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

Cette équation définit le mouvement d'une structure en déplacement absolu lorsqu'elle est soumise à des forces résultant du mouvement du champ libre imposé le long de sa frontière (avec le sol).

### 2.4.2.2. Méthode de volume

L'interaction sol-structure est prise en compte à tous les nœuds de la structure sous la surface du sol, ainsi qu'à l'interface sol-structure, comme indiqué par la division en sous-structures définie dans la figure 1.4.

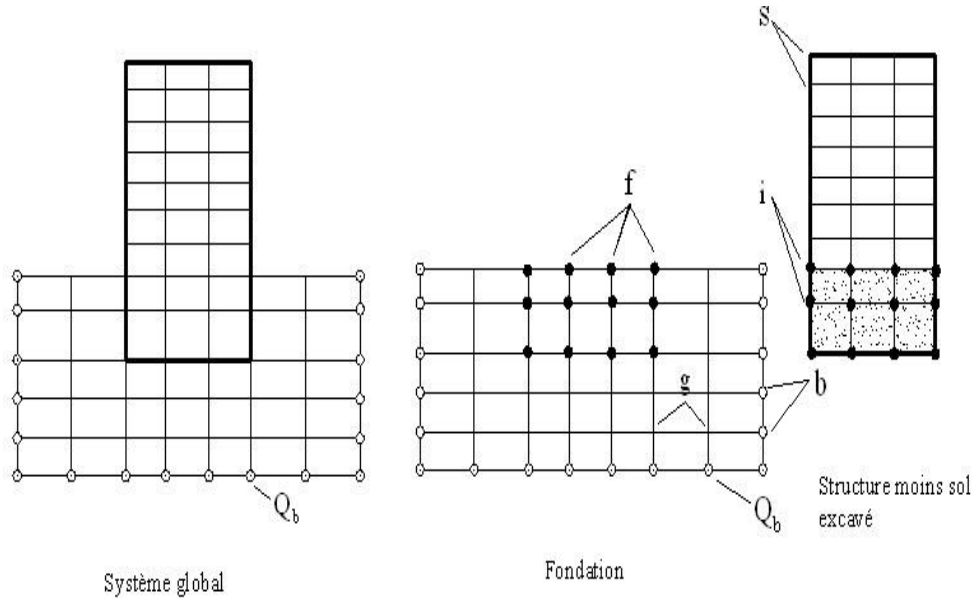


Figure 2.4 Méthode de sous-structures : méthode de volume

Les équations en question peuvent être formulées de la même manière que dans la méthode de la sous-structure décrite plus haut. Sachant que cette méthode ne peut pratiquement être utilisée que pour des intégrations dans le domaine des fréquences, la matrice est notée  $[A]$  pour des raisons de simplicité :

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

La matrice de raideur  $[K]$  est formée à partir des modules complexes. En se référant à la figure 1.4, 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 (1.23) et (1.21), et par condensation aux f degrés de liberté, on obtient de façon analogue à l'équation (1.16) :

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

L'équation du mouvement de la structure s'obtient par substitution dans l'équation (1.22) :

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

$[X_f]$  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.
- Détermination de la réponse dynamique de la structure. Il s'agit d'un problème classique.

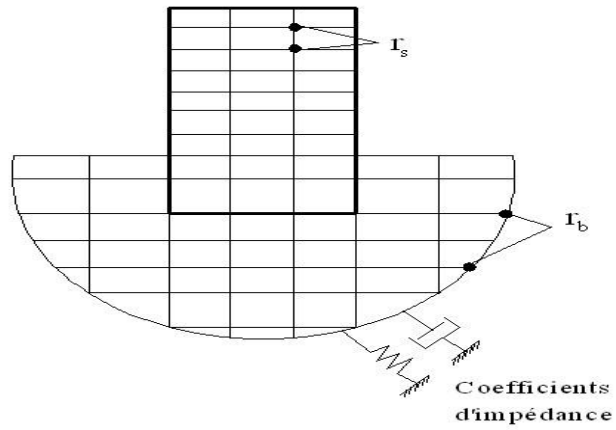
Cette méthode a été incorporée dans un programme de calcul SASSI qui permet de traiter le problème d'interaction sol-structure ; le caractère tridimensionnel du problème peut être pris en compte, à un cout raisonnable, si la stratigraphie reste relativement régulière autour de la structure.

### 2.4.3 Méthode hybride

À moins qu'il n'existe une solution analytique ou qu'une solution ait déjà été publiée pour une configuration proche de celle étudiée, la résolution du problème d'impédance est une étape longue et coûteuse de la méthode de sous-structuration. La résolution du problème d'impédance nécessite de résoudre l'équation (1.16) pour un grand nombre de fréquences.

Pour éviter cette étape, Gupta et al. ont mis au point une méthode hybride qui, en principe, sépare le sol en champs libre et lointain (figure 1.5). Le champ lointain est modélisé à l'aide d'une matrice d'impédance. En d'autres termes, le concept de sous-structure est étendu pour inclure le champ proche dans le modèle structurel. Le problème consiste alors à définir les coefficients de la matrice de champ lointain ; Gupta et al. ont résolu ce problème en utilisant la méthode d'identification pour s'assurer que le modèle hybride recouvre l'impédance connue d'un disque circulaire sur la surface d'un demi-espace.

La difficulté de cette méthode réside dans la recherche d'une solution au problème de diffraction pour le champ incident le long de la limite séparant les champs proche et lointain ; Gupta et al. ignorent ce problème en supposant un mouvement uniforme le long de toute la limite, qui est égal au champ libre à la surface. Il est clair que cette hypothèse est une approximation très grossière et limite considérablement l'intérêt de la méthode.



**Figure 2.5** Méthode Hybride

## 5. CONCLUSION

Dans ce chapitre, un aperçu sur les éléments de l'effet de l'interaction sol-structure et les différentes méthodes utilisées pour tenir compte de ce phénomène ont été présentés, ainsi que quelques travaux effectués dans le passé ont été discutés.

**CHAPITRE 3**

**ÉTUDE DU SYSTEME BARRAGE-  
FONDATION PAR LA METHODE DES  
ELEMENTS FINIS**

### 3.1 Introduction :

La méthode des éléments finis est une méthode numérique permettant de résoudre des équations différentielles décrivant des phénomènes physiques d'ingénierie. Depuis 1970 environ, associée au développement et à l'augmentation des performances des micro-ordinateurs, la méthode des éléments finis a fait de grands progrès. Elle est devenue un outil de travail, de calcul et de conception pour les ingénieurs dans de nombreux domaines, notamment l'analyse structurelle, le transfert de chaleur, la dynamique des fluides, l'électromagnétisme, les écoulements souterrains, la combustion et la diffusion des polluants.

Parallèlement à ce développement, des programmes de calcul ont été mis au point, capables de résoudre des problèmes très complexes. Cependant, ils sont souvent des boîtes noires pour les utilisateurs. Par exemple, dans les grands projets, des analyses par éléments finis sont couramment effectuées pour vérifier la stabilité des structures qui interagissent avec l'environnement.

Les développements technologiques ont conduit les ingénieurs à réaliser des projets de plus en plus complexes et coûteux, avec des contraintes de sécurité de plus en plus fortes. La complexité ou l'absence de méthodes analytiques pour mener à bien de tels projets oblige les ingénieurs à recourir à des méthodes qui simulent le comportement du système.

**Systèmes physiques complexes** La méthode des éléments finis est probablement la plus puissante de toutes les méthodes numériques en raison de son large éventail d'applications.

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.

### 3.2 Etat de contraintes-déformations :

#### 3.2.1 Etat de contraintes-déformations dans le cas élastique :

On considère un matériau isotrope, élastique linéaire et donc la relation contrainte-déformation s'écrit :

$$\sigma_{ij} = \mathbf{E} \cdot \varepsilon_{ij} \quad (3.1)$$

Les problèmes d'élasticité plane peuvent être divisés en deux groupes : les problèmes de contraintes planes et les problèmes de déformations planes. Dans le premier cas, l'épaisseur de la structure est faible par rapport aux autres dimensions et les contraintes perpendiculaires au plan sont négligées, tandis que dans le second cas, la structure est très grande par rapport aux autres dimensions et la déformation perpendiculaire au plan de la charge est nulle (dans le cas du barrage en terre de la Figure 1).

• **Relation contrainte-déformation :**

$$\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D} \cdot \boldsymbol{\varepsilon}_{ij} \quad (3.2)$$

Avec : D est la matrice d'élasticité, s'exprime par

$$\mathbf{D} = \begin{bmatrix} d_1 & d_2 & 0 \\ d_2 & d_1 & 0 \\ 0 & 0 & d_3 \end{bmatrix}$$

$$d_1 = \frac{E}{1 - \nu^2} = \nu \cdot d_2 \text{ et } d_3 = \frac{1}{2}(d_1 - d_2)$$

E et  $\nu$  sont respectivement le module d'élasticité et le coefficient de Poisson du matériau

Et

$$\boldsymbol{\sigma}_{ii} = \begin{bmatrix} \sigma_{i1} & \sigma_{ij} \\ \sigma_{ii} & \sigma_{ij} \end{bmatrix} \equiv \begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \end{bmatrix} \quad (3.3) \quad :$$

Avec:

$$\sigma_i = \sigma_{ij}$$

La figure 1 représente les contraintes principales sur un petit élément dans le cas des déformations planes.

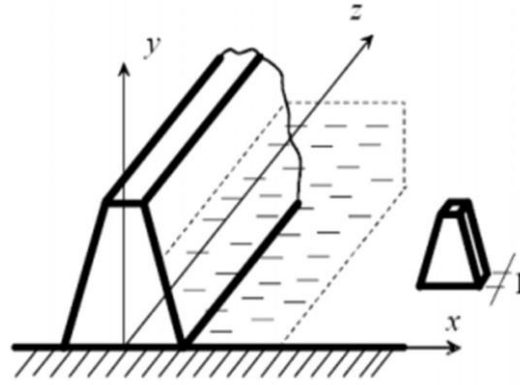


Figure 3.1 : Conditions de déformation plane (exemple d'un barrage en terre).

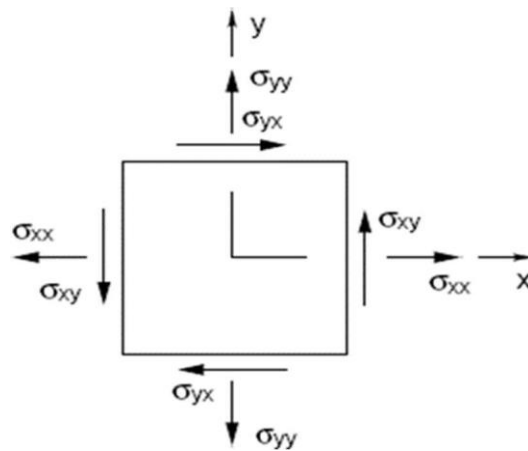


Figure 3.2 : Représentation des contraintes sur un petit élément dans le cas des déformations planes.

Tel que, les contraintes normale et tangentielle sont exprimées par :

$$\sigma = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \sigma^2_{xy}} \quad (3.4)$$

$$\tau_{max} = \sigma_3 = \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \sigma^2_{xy}} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \quad (3.5)$$

Le tenseur des déformations est :

$$\varepsilon_{ij} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{ii} & \frac{1}{2} \\ \gamma_{ji} & \\ \frac{1}{2}\gamma_{ji} & \varepsilon_{jj} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} \quad (3.6)$$

Avec:

$$\gamma_{xy} = \gamma_{yx}$$

- **La relation déformations- déplacements :**

$$\varepsilon_{ij} = S \cdot U_{ij} \quad (3.7)$$

Avec:

$$U_{ij} = \begin{bmatrix} u \\ v \end{bmatrix} \text{ et } S = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (3.8)$$

### État de contraintes-déformations dans le cas elastoplastique :

La déformation totale est décomposée en une partie élastique et une autre plastique :

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^e + \varepsilon_{ij}^p \quad (3.9)$$

Pour un comportement élastique on a :

$$\sigma_{ij} = D_{ijkl} \cdot \varepsilon_{kl}^e \quad (3.10)$$

Le déchargement est toujours élastique linéaire  $d\sigma_{ij} = D_{ijkl} \cdot d\varepsilon_{kl}$ . Et le chargement, est défini Par un tenseur de comportement tangent :  $d\sigma_{ij} = \overline{D}_{ijkl} \cdot d\varepsilon_{kl}$

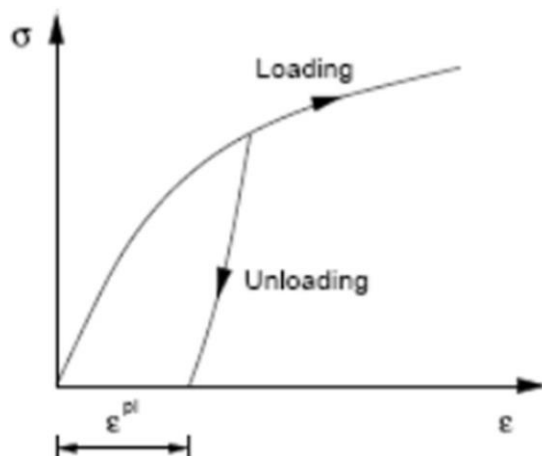


Figure3.3 : Comportement plastique uni axial

Les déformations plastiques sont définies par :

$$d\varepsilon_{ij}^p = D\lambda_p \cdot \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \quad (3.11)$$

La surface de charge  $f(\sigma_{ij}, a_k)$  représente le critère de plasticité permettant de définir le Comportement élastoplastique.  $a_k$  est une variable d'écrouissage et  $d\lambda_p$  étant le multiplicateur plastique.

La loi de comportement est donnée par :

$$\{d\sigma_{ij}\} = [\overline{D}]\{d\varepsilon\} \quad (3.12)$$

$$[D] = [\overline{D}] - \frac{[\overline{D}]\left(\frac{\partial f}{\partial \sigma}\right)\left(\frac{\partial f}{\partial \sigma}\right)^t [\overline{D}]}{\left(\frac{\partial f}{\partial \sigma}\right)^t [\overline{D}]\left(\frac{\partial f}{\partial \sigma}\right) + H} \quad (3.13)$$

Avec :  $H$  module d'écrouissage.

Alors la matrice de rigidité tangente prend la forme :

$$[\overline{K}_e] = \int v_e [B]^t [C_t] [B] dv \quad (3.14)$$

$[C_t]$  Prend différentes valeurs selon la nature du comportement :

$[C_t] = [C] \rightarrow$  Comportement élastique

$[C_t] = [C] \rightarrow$  Ecoulement plastique

$[C_t] = [C] \rightarrow$  Décharge élastique

### 3.3 Application de la méthode des éléments finis :

#### 3.3.1 Modélisation :

##### 3.3.1.1 Modélisation du système barrage-fluide-fondation :

Le système à étudier est constitué par un barrage en terre de type à noyau, supporté par une surface horizontale d'un milieu élastique plan, cette dernière est limitée en profondeur par la base rocheuse horizontale. L'accélération est appliquée à la base de la fondation.

Le barrage peut être subdivisé en deux sous structure : barrage et fondation.

##### 3.3.1.1.1 Barrage :

Dans notre cas le barrage est composé d'un noyau, le parement aval et amont, sont représentés par un maillage d'élément finis de même type, le matériau constituant le barrage est considéré

homogène, élastique et isotrope dans le cas de l'analyse linéaire, et pour le cas de l'analyse non linéaire est considéré élastique parfaitement plastique.

### **3.3.1.1.2 Fondation :**

La fondation limitée par une surface horizontale rigide, a été aussi modélisée en élément finis de même type que le barrage et de même type de matériau pour le cas linéaire et non linéaire.

### **3.3.1.1.3 Fluide :**

L'action du fluide est prise en compte par l'utilisation de la théorie de Westerwald.

### **3.3.1.2 Choix de type d'élément :**

Deux types d'élément sont utilisés pour la modélisation du système sol-barrage :

- Élément finis quadratique à huit nœuds.
- Élément finis triangulaire à trois nœuds.

Le premier type d'élément a été utilisé pour modéliser le comportement du barrage sous l'influence sismique. Pour le même nombre de degrés de liberté, les éléments de champ du second ordre sont plus précis et présentent l'avantage de pouvoir déterminer la réponse dynamique du barrage avec une très grande précision, surtout si l'on tient compte du fait que le temps machine peut-être réduit de manière significative dans les analyses dynamiques non linéaires.

Le deuxième type d'élément a été utilisé pour modéliser le comportement du barrage en vibration libre.

### **3.3.1.3 Conditions aux frontières :**

En général, le barrage est traité comme un système bidimensionnel dont le comportement plan est considéré, tandis que le barrage et le sol sous-jacent sont considérés comme deux sous-structures d'un système composite représenté par un maillage d'éléments finis bidimensionnel, chaque nœud libre de l'élément fini étant considéré comme ayant deux degrés de liberté ( $u_x, u_y$ ).

Pour simplifier le traitement des nœuds aux extrémités latérales, on suppose que pour les tremblements de terre horizontaux, ces points se déplacent librement dans la direction horizontale mais pas dans la direction verticale, et vice versa pour les tremblements de terre verticaux.

## **3.3.2 Analyse dynamique :**

### **3.3.2.1 Formulation générale des équations de mouvement par la méthode des éléments finis :**

Un solide déformable est en équilibre si le travail virtuel des forces extérieures est inférieur au travail virtuel des forces intérieures, l'expression du principe des travaux

virtuels peut être Obtenue par application de la formulation vibrationnelle (intégrale) aux équations demouvements.

En prenant comme fonction poids  $\psi = \delta_u$

$$W = \int_{\Omega} \delta U_i(\sigma_{i,j} + f_i - \rho\gamma_i)d\Omega \quad (3.15)$$

Après plusieurs étapes on obtient alors l'expression des travaux virtuels suivante :

$$W = - \int_{\Omega} \delta \varepsilon^T \cdot \sigma \cdot d\Omega + \int_{\Gamma} \delta U \cdot \sigma \cdot \vec{n} \cdot d\Gamma + \int_{\Omega} \delta U \cdot f \cdot d\Omega - \int_{\Omega} \delta U \cdot \rho \cdot U \cdot d\Omega = 0 \quad (3.16)$$

Où :

$$W_{\text{int}} = - \int_{\Omega} \delta \varepsilon^T \cdot \sigma \cdot d\Omega \quad : \text{Travail virtuel intérieur.}$$

$$W_x = \int_{\Gamma} \delta U \cdot \sigma \cdot \vec{n} \cdot d\Gamma \quad : \text{Travail virtuel des forces de surface.}$$

$$W_r = \int_{\Omega} \delta U \cdot f \cdot d\Omega \quad \text{Travail virtuel des forces de volume.}$$

$$W_{\Omega} = \int_{\Omega} \delta U \cdot \rho \cdot U \cdot d\Omega \quad : \text{Travail virtuel des forces d'inertie.}$$

Dans le cas du barrage l'expression devient :

$$W = - \int_{\Omega} \delta \varepsilon^T \cdot \sigma \cdot d\Omega + \int_{\Gamma_a} \delta U \cdot (-P) \cdot \vec{n} \cdot d\Gamma + \int_{\Omega_s} \delta U \cdot \rho \cdot r \cdot i_g \cdot d\Omega - \int_{\Omega_s} \delta U \cdot \rho U \cdot d\Omega = 0 \quad (3.17)$$

Tel que :

$\ddot{u}_g$ : Accélération sismique

$r$  : Vecteur de couplage dynamique qui relie la direction du mouvement avec la direction de chaque degré de liberté.

### • Caractéristiques des éléments (matrices élémentaires) :

En appliquant le principe des travaux virtuels sur un sous domaine  $\square_e$  et en remplaçant les termes contraints par les produits  $D^* \square$ , on a :

#### ❖ Matrice de rigidité :

$$K_e = \int_{\Omega} [B] \cdot [D][B]d\Omega_c \quad (3.17)$$

#### ❖ Matrice masse :

$$\mathbf{M} = \int_{\Omega_s} \mathbf{N}^T \rho \mathbf{N} d\Omega \quad (3.18)$$

Il s'agit d'une représentation de la matrice de masse non condensée (cohérente) qui caractérise l'inertie de la structure. Elle peut être représentée sous forme condensée (matrice diagonale) si l'on choisit le concept de condensation de la masse aux nœuds. L'expression explicite est :

$$M_{\bar{z}i} = I \int_{\Omega_e} \rho N_j d\Omega_e \quad (\text{Pour le cas de masse concentrée}), \quad (3.19)$$

I : matrice identité

❖ **Vecteur chargement sismique :**

$$F_i = M \cdot I \cdot i l_g \quad (3.20)$$

### 3.3.2.2 Caractéristique dynamique du système :

#### 3.3.2.2.1 Matrice de raideurs :

La matrice de rigidité est obtenue par une procédure simple d'assemblage des matrices élémentaires.

Comme le système peut être représenté par deux sous-structures reliées par des nœuds communs appelés nœuds d'interface, la matrice de rigidité de chaque barrage ou section de fondation peut être écrite séparément, puis les deux sous-matrices résultantes peuvent être assemblées pour obtenir la matrice de rigidité de l'ensemble du système à l'aide de la méthode des sous-structures. Cette opération peut être réalisée à l'aide de la méthode des sous-structures.

Les matrices de raideurs pour les deux sous-structures, barrage et fondation, sont données par :

$$K_b = \begin{bmatrix} k_{bb} & k_{bj} & 0 \\ k_{ib} & k_{ii} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (3.21)$$

$$K_f = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & k_{ii} & k_{if} \\ 0 & k_{fi} & k_{ff} \end{bmatrix} \quad (3.22)$$

i : Indice des nœuds de l'interface barrage  
fondation.

b : Indice des nœuds de barrage.

f : Indice des nœuds de la fondation.

Après assemblage des deux sous matrices correspondant à chaque sous structure, et comptetenu des degrés de liberté d'interface, la matrice globale prend la configuration

$$K = \begin{bmatrix} k_{bb} & k_{bi} & 0 & 0 \\ k_{ib} & k_{ij} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & k_{ij} & k_{if} \\ 0 & 0 & k_{fi} & k_{ff} \end{bmatrix} \quad (3.23)$$

### 3.3.2.2 Matrice masse :

Le même principe est utilisé pour la construction de la matrice de masse globale. Cependant, si de l'eau est présente dans le réservoir du barrage, la matrice de masse comprendra des valeurs ajoutées aux nœuds en contact avec l'eau. Ces valeurs sont calculées en fonction de la surface de l'affluent à chaque nœud.

$$[M_b] = \begin{bmatrix} m_{bb} & m_b & 0 \\ m_{ab} & m_u & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (3.24)$$

$$[M_f] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_{ij} & m_{if} \\ 0 & m_{fi} & m_{ff} \end{bmatrix} \quad (3.25)$$

Après assemblage de ces deux sous matrices correspondant à chaque sous domaine, la matrice globale prend la configuration suivante :

$$[M] = [M_b] + [M_f] = \begin{bmatrix} m_{bs} & m_{bs} & 0 & 0 \\ m_{\Delta s} & m_a & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_N & m_{sf} \\ 0 & 0 & m_f & m_{ff} \end{bmatrix} \quad (3.26)$$

### 3.3.2.2.3 Matrice d'amortissement

L'amortissement des structures et des sols est essentiellement une réalité physique liée à la plasticité des matériaux. Selon les phénomènes physiques mis en jeu, on distingue plusieurs types d'amortissement

- ❖ L'amortissement visqueux, où la force d'amortissement est proportionnelle à la vitesse.
- ❖ L'amortissement hystérétique : la force d'amortissement est proportionnelle au déplacement et de signe opposé à la vitesse.
- ❖ Amortissement de Coulomb : correspond à l'amortissement par frottement, où la force d'amortissement est proportionnelle à la force de réaction perpendiculaire à la direction du déplacement et de signe opposé à la vitesse.

Dans la pratique, il n'est généralement pas possible de définir la matrice visqueuse  $\mu$ , qui est nécessaire pour déterminer la matrice d'amortissement  $C$ .

L'amortissement de Rayleigh, où la matrice d'amortissement est exprimée comme une

couramment utilisé :

$$C = \alpha_R M + \beta_R K \quad (3.27)$$

$\alpha_R, \beta_R$  : Sont des coefficients satisfaisants la condition d'orthogonalité de  $C$  dans la base modale. Ils peuvent être déterminés à partir de l'analyse modale de la structure en prenant deux pulsations propres de deux modes distincts.

$$\begin{Bmatrix} \alpha_R \\ \beta_R \end{Bmatrix} = \frac{2\xi}{w_1 + w_n} \begin{Bmatrix} w_1 & w_n \\ 1 & 1 \end{Bmatrix} \quad (3.28)$$

Avec :

$w_1$  : Pulsation propre du premier mode.

$w_n$  : Pulsation propre d'un mode supérieur.

$\xi$  : Taux d'amortissement critique.

Les matrices d'amortissement pour les deux sous structures barrage-fondation, sont calculées par la relation :

- Barrage :  $[C_b] = \alpha_{Rb} [M_b] + \beta_{Rb} [K_b]$  (3.29)

$$[C_b] = \begin{bmatrix} C_{bb} & C_{bi} & 0 \\ C_{ib} & C_{ii} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (3.30)$$

Fondation :  $[C_f] = \alpha_{Rf} [M_f] + \beta_{Rf} [K_f]$  (3.31)

$$[C_f] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & C_{ii} & C_{if} \\ 0 & C_{fi} & C_{ff} \end{bmatrix} \quad (3.32)$$

Alors la matrice d'amortissement globale est obtenue par un assemblage des matrices d'amortissement correspondant à chaque sous structure :

$$[C] = \begin{bmatrix} C_{bb} & C_{bi} & 0 & 0 \\ C_{ib} & C_{ii} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & C_{ii} & C_{if} \\ 0 & 0 & C_{fi} & C_{ff} \end{bmatrix} \quad (3.33)$$

### 3.3.2.3 Résolution de problème :

La solution la plus appropriée ou la plus efficace dépend du comportement de la structure étudiée (linéaire ou non linéaire) et de la manière dont les charges appliquées sont définies (temps, fréquence). Il est important de comprendre que pour la plupart des applications pratiques, il n'est pas possible d'obtenir une solution analytique et qu'il est essentiel de s'appuyer sur des méthodes numériques.

#### 3.3.2.3.1 Méthodes d'intégration directe :

Dans ces méthodes, le temps est discrétisé en plusieurs étapes (ou intervalles) de la taille de  $\Delta t$ . Dans chaque intervalle, une interpolation est appliquée et la résolution des équations du mouvement (initialement continues) est limitée à la fin de chaque pas de temps.

Deux méthodes principales sont connues :

- ❖ Méthode de solution positive : méthode de la différence centrale.
- ❖ Méthode de solution implicite : Newmark, Wilson- $\theta$  et Park.

Cette section décrit les deux méthodes utilisées dans ANSYS pour résoudre ce problème :

- Méthode de la différence centrale
- Méthode de Newmark.

#### 3.3.2.3.2 Le cas linéaire :

##### 3.3.2.3.2.1 Méthode de différences finies centrées :

###### i) Conditions initiales :

$$1. \quad u_0 = \frac{p_0 - cu_0 - ku_0}{m} \quad (3.34)$$

$$2. \quad u_{-1} = u_0 - \Delta t u_0 + \frac{(\Delta t)^2}{2} \ddot{u}_0 \quad (3.35)$$

$$3. \quad \bar{k} = \frac{m}{(\Delta t)^2} + \frac{c}{2\Delta t} \quad (3.36)$$

$$4. \quad a = \frac{m}{(\Delta t)^2} - \frac{c}{2\Delta t} \quad (3.37)$$

$$5. \quad b = k - \frac{2m}{(\Delta t)^2} \quad (3.38)$$

###### ii) Pour le temps à l'étape i, calculer :

$$\bar{p}_i = p_i - au_{i-1} - bu_i \quad (3.39)$$

$$u_{j+1} = \frac{\bar{p}_i}{\bar{k}} \quad (3.40)$$

$$\dot{u}_i = \frac{u_{i+1} - u_{j-1}}{2\Delta t}; \ddot{u}_i = \frac{u_{i+1} - 2u_i + u_{t-1}}{2(\Delta t)^2}$$

iii) Répétition pour l'incrément de temps suivant : remplacer i par i+1 et répéter les étapes ii.1, ii.2,

### 3.3.2.3.2.1 Méthode de Newmark :

Dans la méthode de Newmark on a deux cas spéciaux :

Méthode d'accélération moyenne :  $\gamma = \frac{1}{2}, \beta = \frac{1}{4}$

Méthode d'accélération linéaire :  $\gamma = \frac{1}{2}, \beta = \frac{1}{6}$

#### i) Conditions initiales :

$$\ddot{u}_0 = \frac{p_0 - cu_0 - ku_0}{m} \quad (3.41)$$

Choisir  $\Delta_t$ :

$$k = k + \frac{m}{(\Delta_t)^2} + \frac{\gamma c}{\beta \cdot \Delta_t} \quad (3.42)$$

$$a = \frac{1}{\beta \cdot \Delta_t} m + \frac{\gamma}{\beta} c \quad (3.43)$$

$$b = \frac{1}{2\beta} m + \Delta_t \left( \frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) c \quad (3.44)$$

ii) Pour le temps à l'étape i, calculer :

$$\Delta \bar{p}_i = \Delta p_i + a \dot{u}_i + b \ddot{u}_i \quad (3.45)$$

$$\Delta u_i = \frac{\Delta p_i}{\bar{k}} \quad (3.46)$$

$$\Delta \dot{u}_i = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \Delta u_i - \frac{\gamma}{\beta} \dot{u}_i + \Delta t \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right) \ddot{u}_i$$

$$\Delta \ddot{u}_i = \frac{1}{(\Delta t)^2} \Delta u_i - \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{u}_i - \frac{1}{2\beta} \ddot{u}_i$$

$$u_{i+1} = u_i + \Delta u_i ; \dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \Delta \dot{u}_i ; \ddot{u}_i = \ddot{u}_{i+1} + \Delta \ddot{u}_i$$

iii) Répétition pour l'incrément de temps suivant : remplacer i par i+1 et répéter les étapes ii.1 à ii.5.

**Remarque :**

1) La méthode des différences finies centrées est conditionnellement stable et exige l'utilisation d'un pas de temps très petit :  $\Delta t \leq \frac{T_n}{\pi}$ , tel que :  $T_n$  c'est la période naturelle de système.

2) La méthode de Newmark est stable si :

$$\frac{\Delta t}{T_n} \leq \frac{1}{\pi\sqrt{2}} \frac{1}{\sqrt{\gamma - 2}}$$

3) Si l'excitation est une accélération de sol  $\ddot{u}_g(t)$ , remplacer  $p_i$  par  $-m \ddot{u}_{gi}$  Le Calcul de déplacement  $u_i$ , vitesse  $\dot{u}_i$  et accélération  $\ddot{u}_i$  donne la valeur de la réponse de sol.

# **CHAPITRE 4**

## **APPLICATION NUMERIQUE**

## 4.1. Introduction

Ce chapitre présente une analyse numérique du comportement sismique du barrage en terre de Soubella. Elle correspond à la réponse du barrage avant le remplissage de l'eau basée sur une analyse plus réaliste, où le comportement élastoplastique du sol est considéré. Cette analyse est conduite en utilisant le critère de Drucker-Prager.

## 4.2. Présentation de l'ouvrage

Le barrage de Soubella est situé dans la commune de Magra, Wilaya de M'Sila, à environ 60 km à l'est de la ville de M'Sila et à 4 km au nord de la ville de Magra (Wadhah), caractérisé par une hauteur de 67 m en altitude de 785 m NGA (nivellement géodésique algérien), et un volume totale de la retenue de 17,4 hm<sup>3</sup>.

Ce barrage est l'un des barrages en Algérie (région Est) construit en terre zoné pour l'irrigation et l'alimentation des villes proches de la commune de Magra par l'eau potable. La route nationale RN28 qui lie Magra à Sétif nous permet d'arriver facilement au site du barrage de Soubella.

Les coordonnées du site du barrage de Soubella UTM sont :

$$X = 694\,499 \text{ m}$$

$$Y = 3\,952\,558 \text{ m}$$

$$Z = 725 \text{ m (fond de vallée)}$$

L'extrait de carte ci-dessous (Figure 4.1) illustre la situation du site du barrage à l'échelle régionale.

Le barrage de Soubella est composé par plusieurs matériaux à partir leurs granularités, chaque matériau placé dans une zone bien déterminé dans le corps du barrage pour protéger le noyau, la séparation entre les différentes zones se fait par les filtres de transition.

On peut classer le barrage de Soubella selon la nature des matériaux de construction (argile compacte, pierres cassées...etc.) et la hauteur du barrage 67 m (35 m-75 m) dans la classe II.



Figure 4.1 : Localisation géographique du barrage de Soubella

#### 4.2.1. Séismicité de la région

L'Algérie se situe sur une frontière active de plaques au niveau de la convergence de l'Afrique et de l'Eurasie, ces plaques se rapprochent à une vitesse de l'ordre de 6 millimètres par an, ce qui génère une accumulation importante de contraintes, lorsque ces contraintes deviennent trop fortes, certaines failles peuvent être mises en mouvement. Le déplacement rapide des bords de la faille génère alors des ondes sismiques qui se propagent jusqu'à la surface.

Les principales failles actives sont localisées au niveau de la chaîne de montagne nord africaine (Atlas).

La wilaya de M'sila est située dans la zone I et la région du barrage de Soubella située au frontière de deux zones sismiques différentes, dommages légères et fortes sans dommage classés respectivement en zone II (sismicité moyenne) et en zone I (sismicité faible).

On trouve dans l'histoire de cette wilaya 03 séismes :

21 février 1960 magnitude 5.5, 47 morts.

1 er janvier 1965 magnitude 5.5, 05 morts.

14 mai 2010 magnitude 3.7, 02 morts et 43 blessés.



Figure 4.2 : Carte des zones sismique en Algérie version 2003

#### 4.2.2. Caractéristiques principales du barrage

Tableau 4.1 : caractéristiques principales du barrage

|   |  |
|---|--|
| <b>1. Type</b>  | <b>Digue en remblais</b>                     |
| <b>2. Terrain de fondation</b>                          | <b>Dépôts alluviaux, marnes et calcaires</b> |
| <b>3. Hauteur maximum sur fondation</b>                 | <b>67 m</b>                                  |
| <b>4. Longueur en crête</b>                             | <b>265 m</b>                                 |
| <b>5. Largeur en crête</b>                              | <b>10 m</b>                                  |
| <b>6. Largeur maximale au niveau du terrain naturel</b> | <b>380 m</b>                                 |
| <b>7. Altitude de la crête du barrage</b>               | <b>785,00 m NGA</b>                          |
| <b>8. Altitude de la crête du réservoir</b>             | <b>780,00 m NGA</b>                          |
| <b>9. Volume total du corps du barrage</b>              | <b>1 385 000 m<sup>3</sup></b>               |

#### 4.2.3. Profil type du barrage

La coupe-type étudiée dans la présente étude correspond à la coupe transversale du barrage, dans la partie la plus haute de l'ouvrage, c'est-à-dire en fond de vallée. La fondation alluviale, jusqu'à 6 m sous le terrain naturel, ainsi que la fondation marneuse et la fondation calcaire sont intégrées à la coupe-type du barrage pour les calculs.

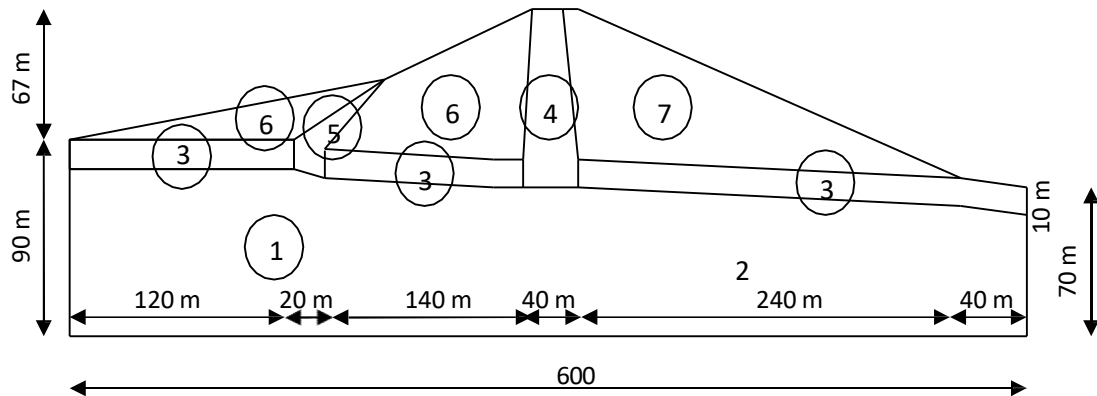


Figure 4.3 : Coupe transversale du barrage de Soubella

Notre barrage de Soubella constitue comme tous les barrages en terre par des matériaux naturels comme l'argile, des roches, des pierres, ses parties principales sont :

- 1- **le noyau** : on l'utilise par des sols fins pour assurer l'étanchéité du barrage et sa position est centrée.
- 2- **les recharges** : on les construit par des sols différents que le sol du noyau (sols frottant perméables) pour supporter et protéger le noyau.
- 3- **le drain** : à partir de son nom, il assure l'écoulement de l'eau dans le sol et diminue la pression interstitielle pour cela il doit contenir des sols très perméables.
- 4- **les filtres** : ce sont des parties peu épaisses, on les place entre les différentes parties contre l'infiltration des eaux et pour éviter le phénomène de renard (l'érosion interne).
- 5- **le rip-rap** : couche superficielle constitué par des blocs d'enrochements sur les côtés du remblai pour le protéger contre les vagues, la relation entre les dimensions des blocs.
- 6- **batardeau amont et aval** : on le construit pour protéger notre chantier de travaux contre le risque de la crue par les eaux arrivées de l'oued.
- 7- **bermes**: elles donnent la stabilité aux digues et réduisent la vitesse des eaux qui glissent sur les surfaces du talus aval, en contribuant à éviter l'érosion. Ils servent aussi d'appui aux revêtements des talus en amont.
- 8- **écran d'injection** : Elle permet de couper ou de diminuer le flux d'eau à travers la fondation, Il est construit en injectant un mélange de ciment et d'eau qui remplit les pores et les fentes.

#### 4.2.4. Propriétés des matériaux

Chacun des différents sols considérés est modélisé par un matériau dont les caractéristiques sont les suivantes : le poids volumique ( $\gamma$ ), le module de Young (E), le coefficient de Poisson ( $\nu$ ), la cohésion (C) et l'angle de frottement interne  $\phi$ . Les propriétés mécaniques du barrage sont récapitulées dans les tableaux suivants :

**Tableau 4.2** : Caractéristiques de la fondation

|                            | <b>C (KPa)</b> | <b><math>\Phi</math> (°)</b> | <b><math>\gamma</math> (KN/m<sup>3</sup>)</b> | <b>E (MPa)</b> | <b><math>\nu</math></b> |
|----------------------------|----------------|------------------------------|---|----------------|-------------------------|
| 1- Fondation marneuse      | 30             | 25                           | 22  | 7500           | 0.3                     |
| 2- Fondation calcaire      | 5000           | 45                           | 25  | 6000           | 0.3                     |
| 3- Fondation alluvionnaire | 0.0            | 32                           | 20  | 104            | 0.3                     |

**Tableau 4.3** : Caractéristiques des matériaux du barrage

|                          | <b>C (KPa)</b> | <b><math>\phi</math>(°)</b> | <b><math>\gamma</math> (KN/m<sup>3</sup>)</b> | <b>E (MPa)</b> | <b><math>\nu</math></b> |
|--------------------------|----------------|-----------------------------|---|----------------|-------------------------|
| <b>4- Noyau argileux</b> | <b>25</b>      | <b>21</b>                   | <b>19</b>                                     | <b>216</b>     | <b>0.4</b>              |
| <b>5- Noyau externe</b>  | <b>25</b>      | <b>21</b>                   | <b>19</b>                                     | <b>216</b>     | <b>0.4</b>              |
| <b>6- Recharge amont</b> | <b>10</b>      | <b>30</b>                   | <b>20</b>                                     | <b>765</b>     | <b>0.3</b>              |
| <b>7- Recharge aval</b>  | <b>10</b>      | <b>33</b>                   | <b>20</b>                                     | <b>765</b>     | <b>0.3</b>              |

#### 4.3. Modélisation du système barrage-sol de fondation par éléments finis

Une discrétisation par éléments finis en deux dimensions (2D) représentée dans la figure 4.4, est utilisée pour la modélisation du système barrage-fondation en utilisant le code de calcul ANSYS, qui est l'un des principaux programmes commerciaux d'éléments finis dans le monde et peut être appliquée à un grand nombre d'applications dans l'ingénierie. Il est généralement admis que les barrages ont des rapports d'amortissement visqueux de 2% à 5%. L'amortissement pour l'ensemble du système structural est modélisé par l'amortissement de Rayleigh. Dans cette étude, un amortissement de Rayleigh de 5% est appliquée au système couplé barrage-fondation.

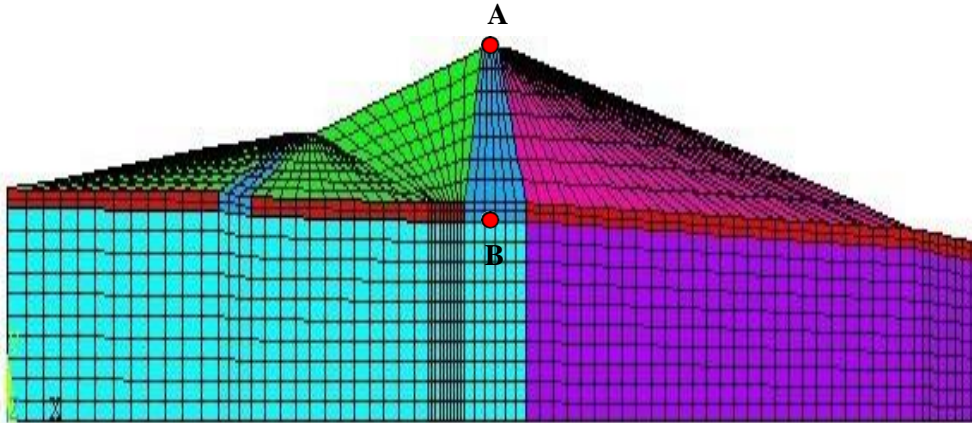


Figure 4.4 : modélisation du système barrage-fondation

## 4.4. Analyse dynamique

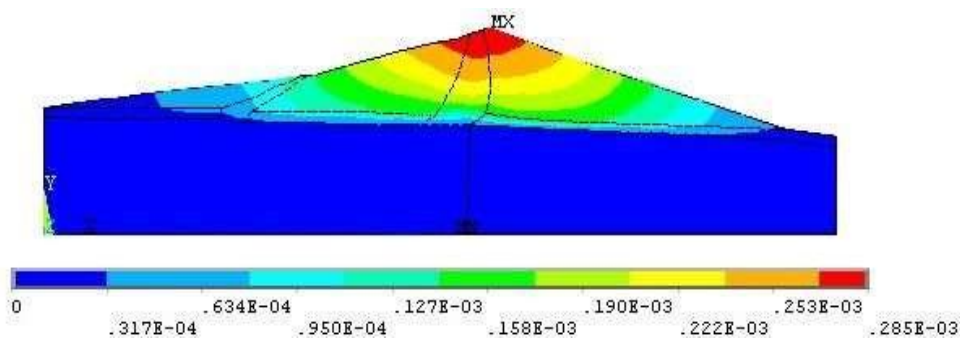
### 4.4.1. Analyse modale

Le tableau suivant récapitule les fréquences naturelles du système barrage-fondation pour les cinq premiers modes de vibration.

**Tableau 4.4** : Fréquences naturelles pour les cinq premiers modes de vibration du système barrage-fondation

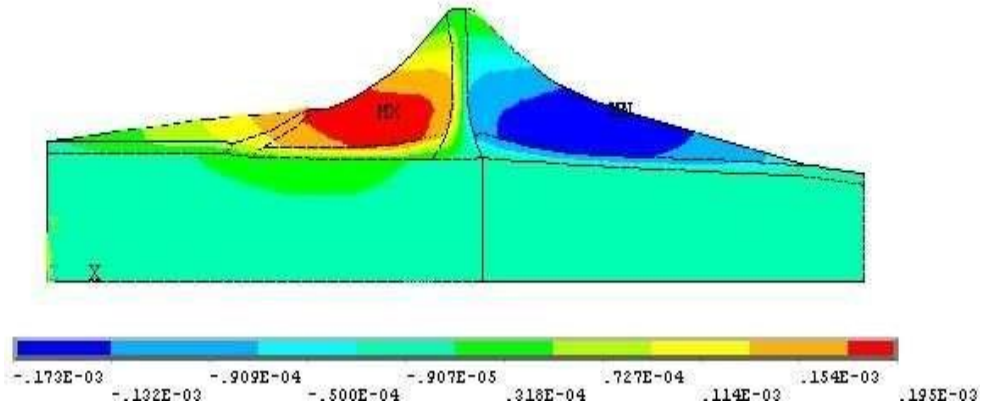
| Mode | Fréquence (Hz) | Période (second) |
|------|----------------|------------------|
| 1    | 1.148          | 0.871            |
| 2    | 1.625          | 0.615            |
| 3    | 1.986          | 0.503            |
| 4    | 2.005          | 0.498            |
| 5    | 2.223          | 0.449            |

La figure 4.5 représentent les cinq premiers modes de vibration du système barrage-fondation.

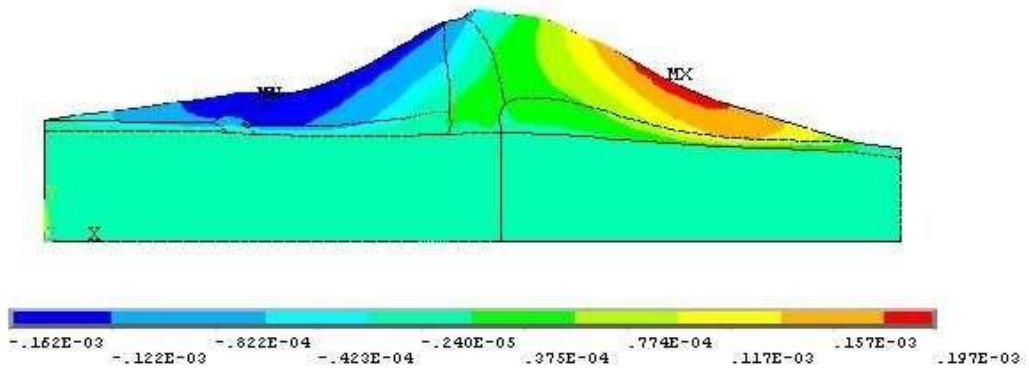


Premier mode de vibration

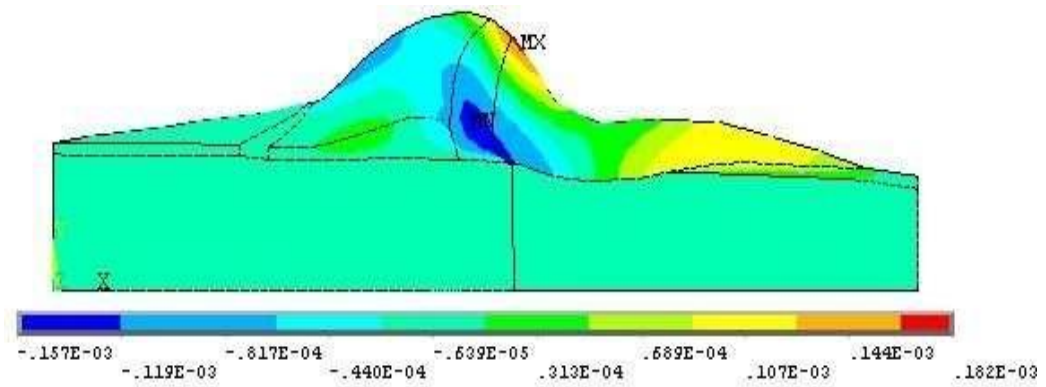
## Chapitre 4 Application numérique



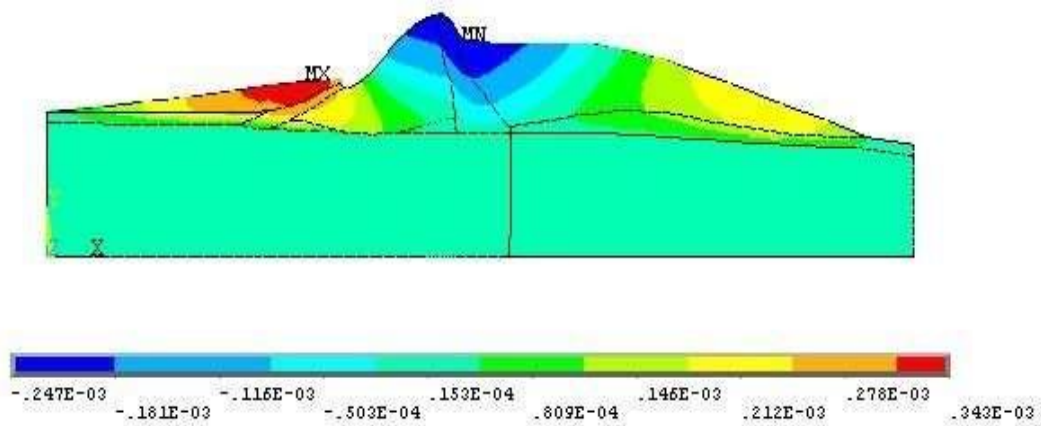
Deuxième mode de vibration



Troisième mode de vibration



Quatrième mode de vibration



Cinquième mode de vibration

Figure 4.5 : Cinq premiers modes de vibration du système barrage-fondation

#### 4.4.2. Analyse transitoire

L'analyse du comportement dynamique du barrage sous l'effet du séisme est faite par une analyse plus réaliste du barrage, où le comportement élastoplastique du sol est considéré, en employant le critère de Drucker-Prager.

L'analyse du comportement dynamique du barrage est réalisée avec la méthode des éléments finis en utilisant des éléments quadratiques à deux degré de liberté ( $u_x$  et  $u_y$ ).

Pour étudier la réponse sismique du barrage, le système est soumis aux accélérations du séisme de Boumerdès (2003) enregistrées à la station de Kaddara (l'accélération au pic est 0.345g) (figure 4.6).

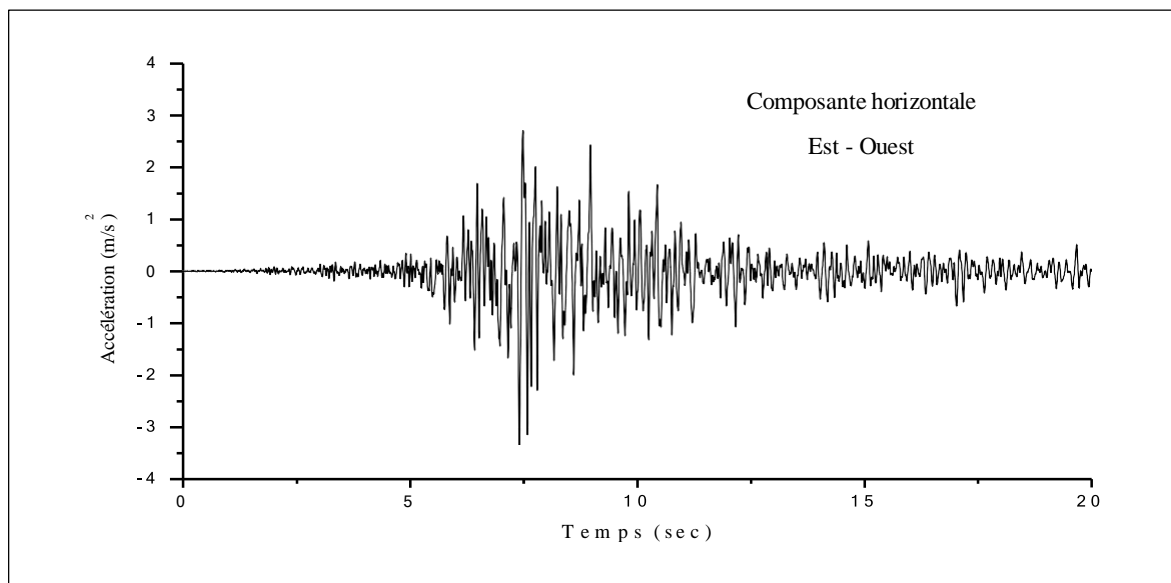


Figure 4.6 : Enregistrements du séisme de Boumerdès (2003)

## 4.5. Réponse sismique du barrage

### 4.5.1. Variation des déplacements

La réponse du barrage à l'excitation sismique est représentée dans la figure 4.7, on remarque une déformation latérale dans le barrage en s'éloignant de la fondation, tel que le déplacement maximal est observé à la crête du barrage et atteint une valeur de  $u_{max} = 2.75$  cm. On peut observer que l'amplification est négligeable à la fondation tandis qu'elle augmente en allant vers la crête du barrage.

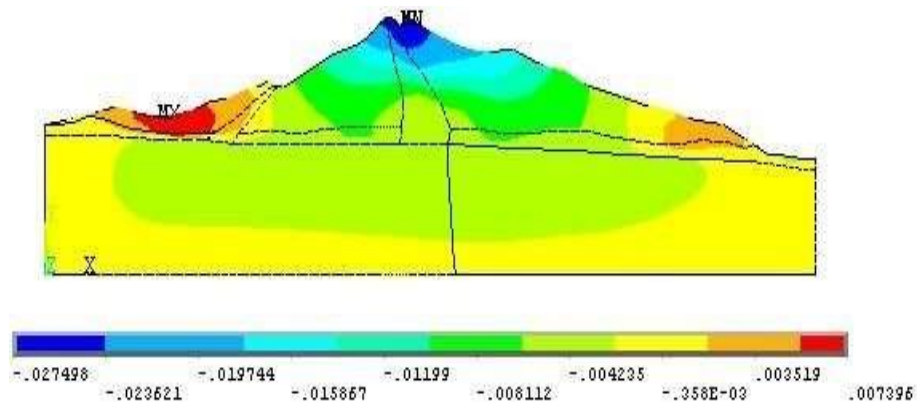


Figure. 4.7 : Contours nodaux des déplacements horizontaux du barrage (m)

Les figures 4.8, 4.9 et 4.10 montrent la variation de l'accélération et de la vitesse et du déplacement en fonction du temps pour le nœud situé à la crête du barrage (point A), on remarque une amplification des accélérations  $a_{max} = 10.56$  m/s<sup>2</sup>, des vitesses  $v_{max} = 0.330$  m/s, et de même pour les déplacements  $d_{max} = 0.0274$  m.

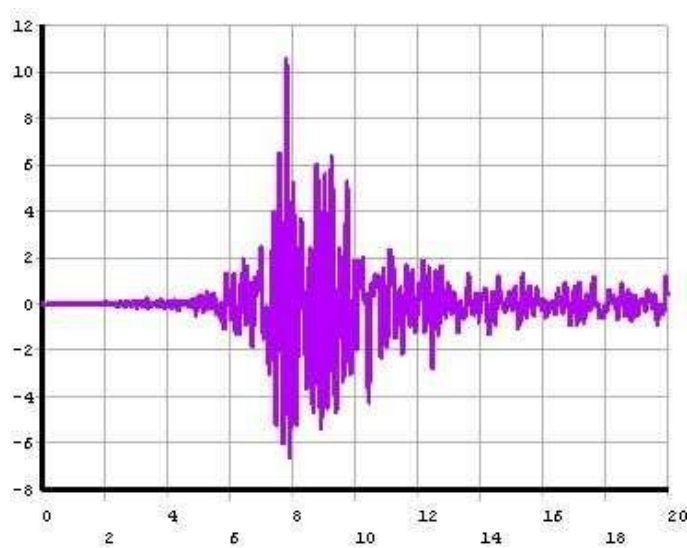


Figure 4.8 : Variation de l'accélération horizontale en fonction du temps à la crête du barrage (m/s<sup>2</sup>)

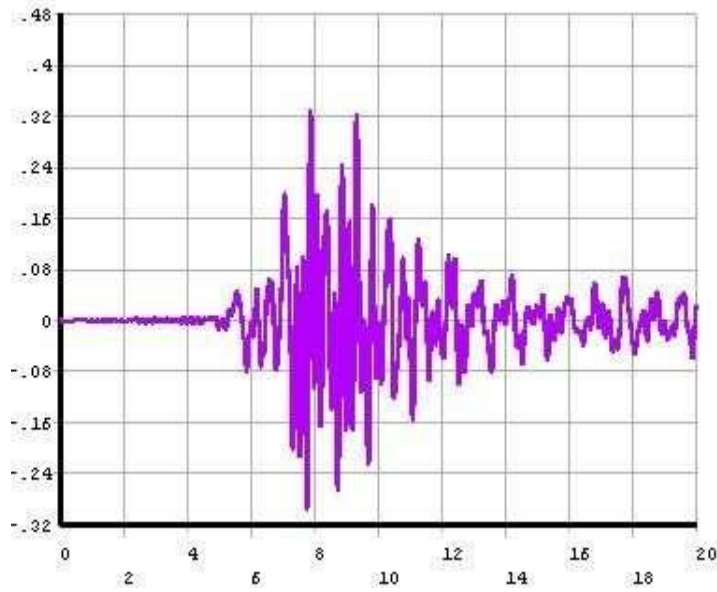


Figure 4.9 : Variation de la vitesse horizontale en fonction du temps à la crête du barrage (m/s)

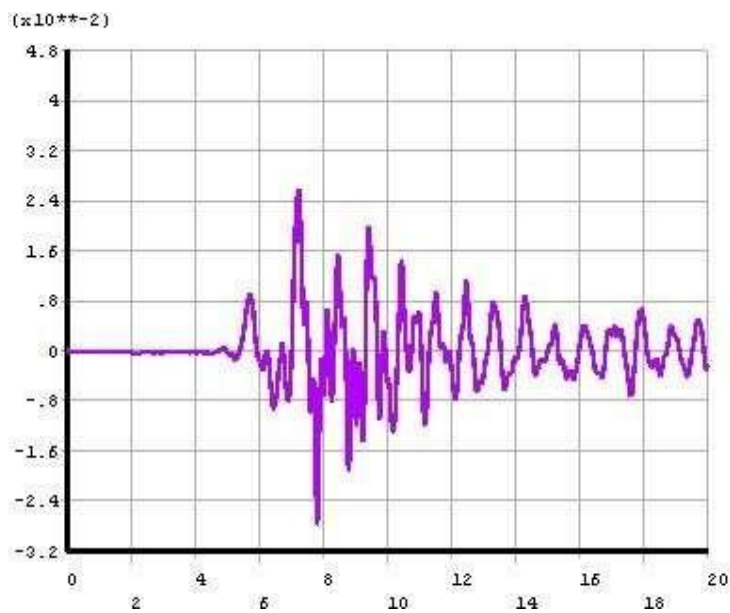


Figure 4.10 : Variation de déplacement horizontal en fonction du temps à la crête du barrage (m)

Les figures 4.11, 4.12 et 4.13 représentent la variation de l'accélération et de la vitesse et du déplacement en fonction du temps à la base du barrage (point B). Les valeurs maximales sont respectivement  $a_{max} = 6.992 \text{ m/s}^2$ ,  $v_{max} = 0.302 \text{ m/s}$ , et  $d_{max} = 0.014 \text{ m}$ . On remarque que ces valeurs (accélérations, vitesses, déplacements) augmentent en s'éloignant de la fondation, la valeur maximale est atteinte à la crête du barrage.

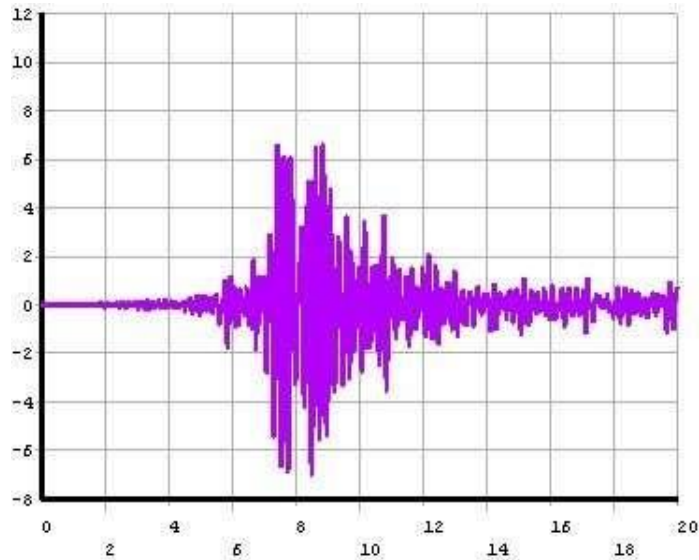


Figure 4.11 : Variation de l'accélération horizontale en fonction du temps à la base du barrage ( $\text{m/s}^2$ )

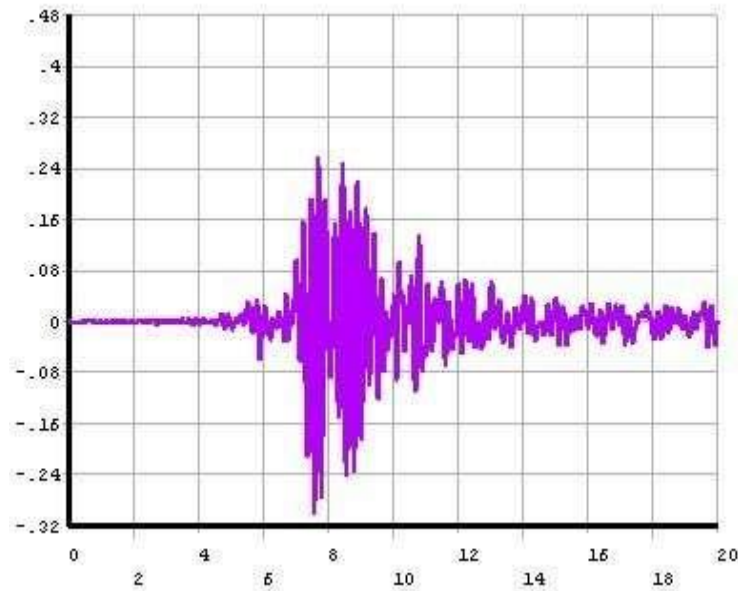


Figure 4.12 : Variation de la vitesse horizontale en fonction du temps à la base du barrage ( $\text{m/s}$ )

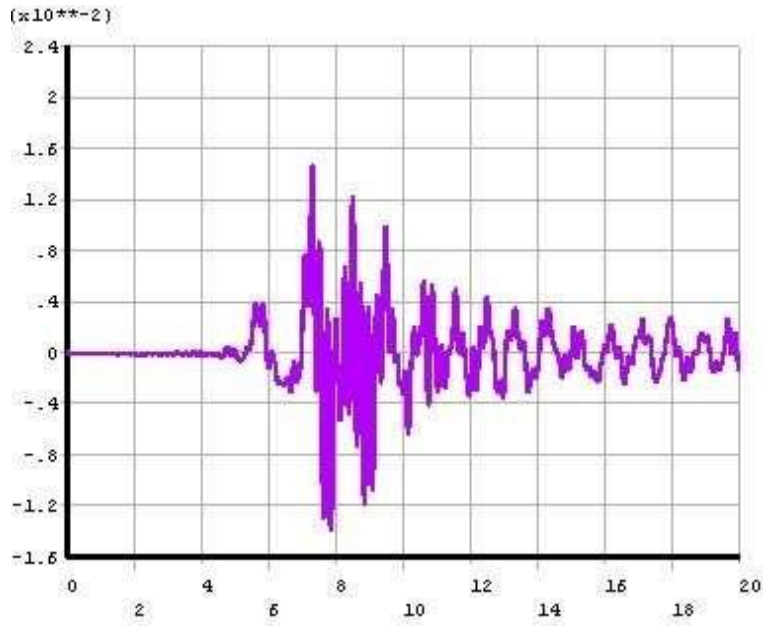


Figure 4.13 : Variation de déplacement horizontal en fonction du temps à la base du barrage (m)

#### 4.5.2. Variation des contraintes

La variation des contraintes horizontales, verticales et de cisaillement en fonction du temps à la base du barrage est représentée dans les figures 4.14, 4.15 et 4.16.

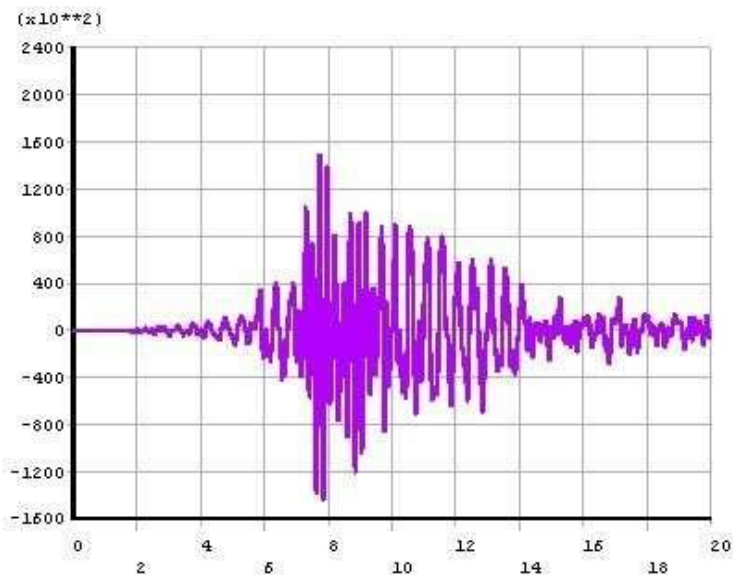


Figure 4.14 : Variation des contraintes horizontales en fonction du temps à la base du barrage (Pa)

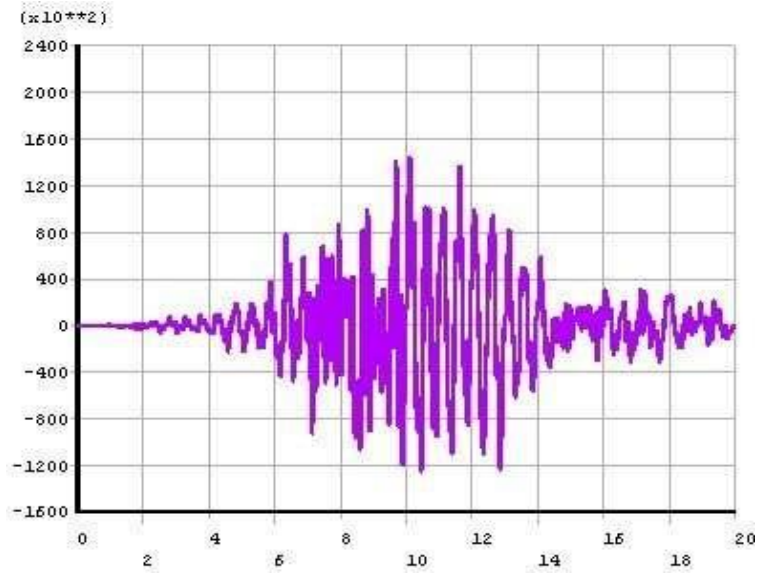


Figure 4.15 : Variation des contraintes verticales en fonction du temps à la base du barrage (Pa)

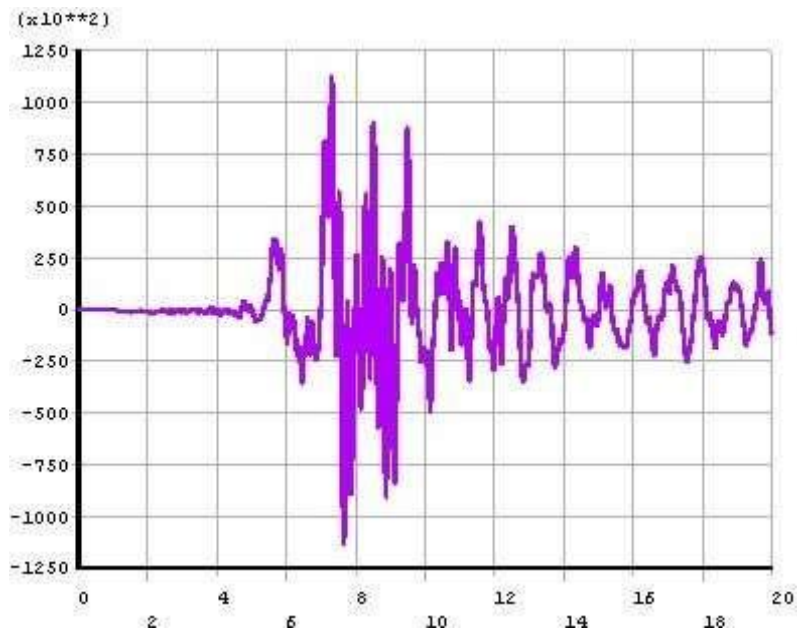


Figure 4.16 : Variation des contraintes de cisaillement en fonction du temps à la base du barrage (Pa)

La variation des contraintes horizontales, verticales et de cisaillement en fonction du temps à la crête du barrage est représentée dans les figures 4.17, 4.18 et 4.19. Les contraintes diminuent en s'éloignant de la base de la fondation du barrage.

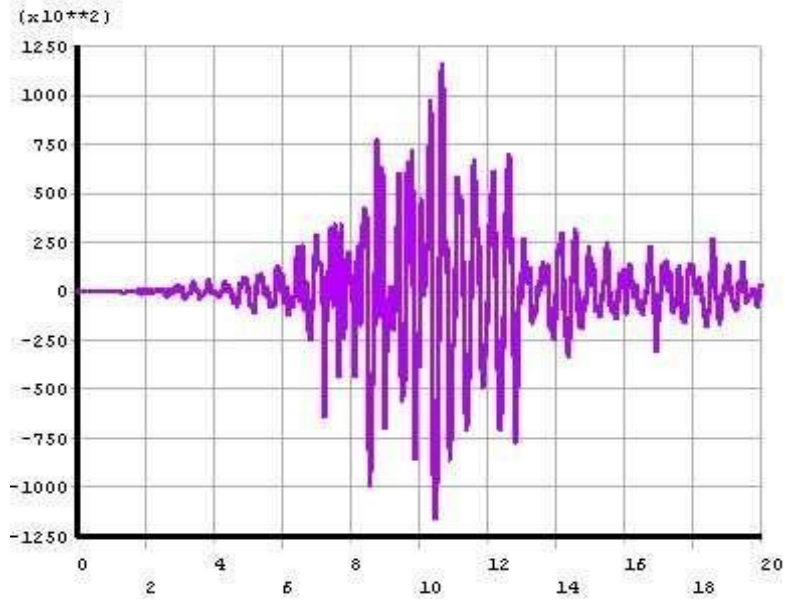


Figure .17 : Variation des contraintes horizontales en fonction du temps à la crête du barrage (Pa)

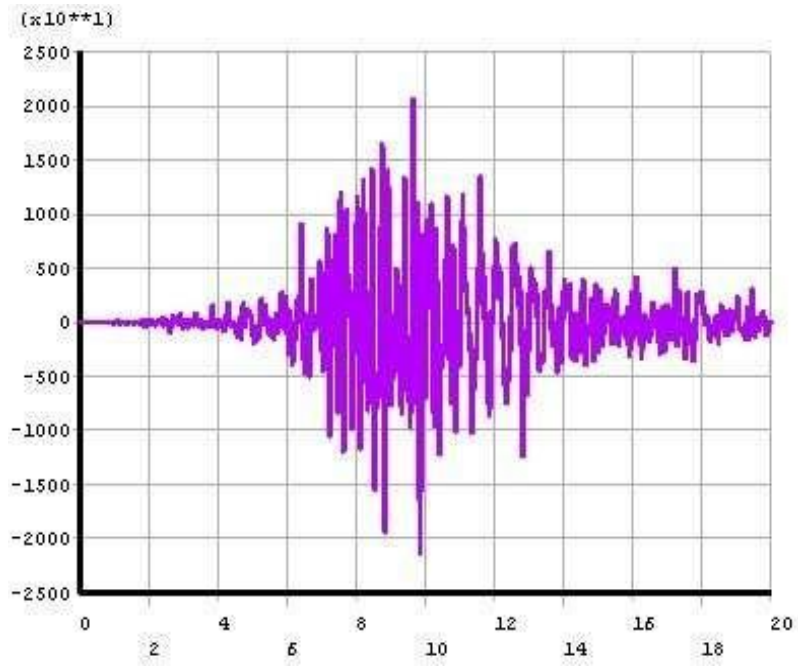


Figure 4.18 : Variation des contraintes verticales en fonction du temps à la crête du barrage (Pa)

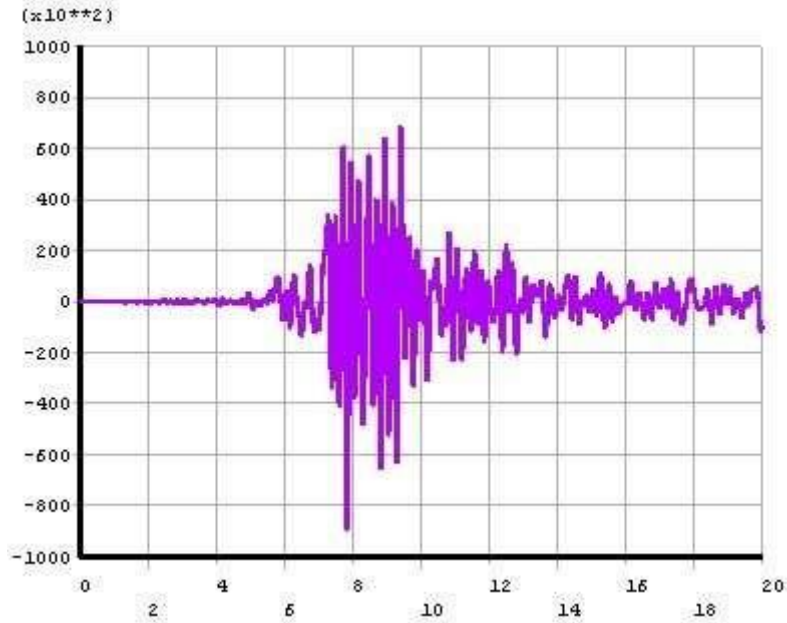


Figure 4.19 : Variation des contraintes de cisailment en fonction du temps à la crête du barrage (Pa)

#### 4.6. Conclusion

Ce chapitre comprend une analyse du comportement sismique des barrages en terre. Il correspond à la réponse du barrage avant le remplissage d'eau. Les analyses ont été effectuées pour l'enregistrement du tremblement de terre en supposant une géométrie typique pour le barrage en terre. Les analyses ont été effectuées en utilisant le critère de Drucker-Prager. L'analyse montre que le séisme induit des déplacements latéraux, ces derniers augmentent en s'éloignant de la fondation et allant vers la crête de barrage. En plus, on a une amplification des accélérations et des vitesses. Les contraintes diminuent en s'éloignant de la base de la fondation du barrage.

## **Conclusion générale**

La présente étude concerne l'analyse numérique de l'effet de tremblement de terre sur les barrages en terre, basée sur la méthode des éléments finis en utilisant le code ANSYS. L'exemple étudié est une représentation simplifiée d'une géométrie typique d'un barrage en remblai, le système est soumis aux accélérations du séisme Boumerdes (2003). L'analyse des résultats de simulation de la présente étude permet de dégager les conclusions suivantes :

La réponse du barrage montre que le séisme induit des déplacements latéraux, ces derniers augmentent en s'éloignant de la fondation et allant vers la crête de barrage. En plus, on a une amplification des accélérations et des vitesses et des contraintes dans le corps du barrage.

En conclusion nous recommandons de faire une étude bien précise avec des comparaisons entre les méthodes analytiques et les méthodes empiriques pour bien comprendre le comportement sismique des barrages en terre, et cela pour but d'améliorer les travaux de recherche de l'effet de tremblement de terre sur les ouvrages géotechniques principalement l'influence de l'interaction sol-structure-fluide.

## Références bibliographiques

- [1] **ANCOLD (1998)**. Guidelines for design of dams for earthquake. Australian National Committee on Large dams, Melbourne.
- [2] A numerical model for time domain analysis of dams including fluid-structure interaction B. Tiliouine A. Seghir Ecole Nationale Polytechnique, Algeria.
- [3] **Antar K. (2004)**, Prise en compte de l'interaction sol-structure dans la réponse des structures en béton armé, Mémoire de Magister, Département de Génie Civil, Université des sciences et Technologie Mohamed Boudiaf U.S.T.O.M.B, Oran (Algérie).
- [4] **Emilio Rosenblueth (1980)**, Design of earthquake resistant structures, Design (BNB/PRECIS).
- [5] **EvgenyBarkanov**. Introduction to the finite element method. Institute of Materials and Structures Faculty of Civil Engineering Riga Technical University.
- [6] Fluid-structure models for dynamic studies of dam-water systems B. Tiliouine & A. Seghir Ecole Nationale Polytechnique, Algiers, ALGERIA
- [7] **GIGB (ICOLD) (1986)**. Méthodes de calcul sismique pour barrages, Bulletin 52.
- [8] 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.
- [9] **Mohammed Kadri (2005)**. Effet de la non linéarité géométrique sur le comportement des barrages. Algerian Journal of Technology.
- [10] Newmark, N.M. (1965). Effects of earthquakes on dams and embankments. SthRankine lecture, Geotechnique, vol.15, No.2, 139-160.
- [11] **Ouzandja, D., &Tiliouine, B. (2015)**. Effects of Dam-Foundation Contact Conditions on Seismic Performance of Concrete Gravity Dams. Arabian Journal for Science and Engineering, 40(11), 3047-3056.
- [12] **Ouzandja, D. (2017)**. Three-dimensional nonlinear seismic response of oued fodda concrete gravity dam considering contact elements at dam-reservoir interaction interface.
- [13] **Ouzandja, D., Benkechida, F., Ouzandja, T., & BELHADED, H.** Study of dynamic soilstructure interaction of concrete gravity dams. In Proceeding of the Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology.
- [14] **Ouzandja, Djamel, Boualem Tiliouine, and Toufiq Ouzandja.**"Nonlinear seismic response of concrete gravity dams."International Congress and Exhibition" Sustainable Civil Infrastructures: Innovative Infrastructure Geotechnology". Springer, Cham, 2017.
- [15] **Ouzandja, D. (2016)**. Effets des conditions de contact à l'interface barrage-fondation sur la performance sismique des barrages-poids en béton (Doctoral dissertation).
- [16] **OUZANDJA, D., & MESSAAD, M.**Effect of dynamic fluid-structure interaction phenomenon on earthquake response of concrete gravity dams-case study: oued fodda dam effet du phénomène d'interaction dynamique fluide-structure sur la réponse sismique des barrages-poids en béton-étude de.
- [17] **OUZANDJA, D., & TILIOUINE, B.** Formules empiriques de calcul des périodes fondamentales de systèmes sol-structure: validation et étude paramétrique empirical formulas for computation of fundamental periods of soil-structure systems: validation and parametricstudy.
- [18] **Ouzandja, D., Tiliouine, B., & Ouzandja, T.** Dynamic behavior analysis of concrete gravity dams analyse du comportement dynamique des barrages-poids en béton.
- [19] Pecker, A. Dynamique des sols. Presses Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1984.

[20] Pecker, A. Dynamique des ouvrages, dynamique des structures. Polycopie des cours, ENPC, website : <http://www.enpc.fr/fr/formations/école.vite/cours/pecker>, 2004.

[21] **Robin Feil, Patrick MacGregor, David Stapledon and Graeme Bell (2005).** Geotechnical engineering of dams. AA.B ALKEMAPUBLISHERS Leiden/London/New

[22] **US Corps of Engineers (1984).** Rationalising the seismic coefficient method. Miscellaneous Paper GL84-13.

[23] 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.

[24] 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.