

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

FACULTE DE TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

N° :.....



DOMAINE: SCIENCE ET TECHNOLOGIE

FILIERE : GENIE CIVIL

OPTION : STRUCTURE

Mémoire présenté pour l'obtention
Du diplôme de Master Académique

Par:

FATHI Hamza

SAFER TABI Mohamed Amine

Intitulé

Analyse de la réponse sismique des barrages
en enrochement
(étude de cas : Barrage Soubella M'sila)

Soutenu devant le jury composé de:

.....	MCA	Université M'SILA	Président
OUZENDJA Djamel	MCA	Université M'SILA	Rapporteur
.....	MCA	Université M'SILA	Examineur

Année universitaire : 2021-2022

Remerciement

premier lieu, je tiens à remercier Dieu tout puissant qui m'a donné la force de continuer et d'achever ce travail.

Je remercie fortement mon encadreur **M^r D.OUZENDJA** de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.

Mon respect aux membres de jury qui me feront l'honneur d'évaluer mon travail.

Résumé

Les barrages en enrochement constituent le type le plus répandu dans le territoire algérien et dont la majeure partie se trouve dans le nord du pays car elle est la zone la plus pluviométrique. De plus, cette zone la plus exposée au danger des séismes de grande magnitude, cette situation démontre impérativement et l'exigence des études analytiques sur la réponse et le comportement de ces barrages lors d'un séisme. La prédiction de la réponse dynamique d'un barrage en enrochement à des sollicitations sismiques est un enjeu important dans l'évaluation de la sécurité de ces ouvrages en zone sismique. La rupture d'un barrage ou d'une digue, lorsqu'elle survient, a toujours de lourdes conséquences, qu'elles s'expriment en termes de coût ou en termes de vies humaines. Les facteurs tels que les caractéristiques du barrage, les conditions de site, les caractéristiques du chargement sismique et l'interaction sol-structure affectent fortement les réponses dynamiques des barrages. Une étude de cas a été menée pour le barrage de Soubella (M'sila) en utilisant le code de calcul ANSYS. L'analyse numérique de la réponse sismique conduit à une évaluation efficace des déformations et des contraintes dynamiques induites dans le corps du barrage en enrochement.

Mots clés : barrage en enrochement, interaction sol-structure, réponse dynamique, modélisation, méthode des éléments finis.

Abstract

Rockfill dams are the most popular type in the Algerian territory and most of them are in the north of the country because it is the most rainy zone, in addition, this area most exposed to the danger of great magnitude earthquakes, this situation demonstrates the importance and requirement of analytical studies on the response and behavior of these dams during a I factors such e dam characteristics, site conditions, and have highly dynamic responses. Predicting the dynamic response of a rockfill dam to seismic stresses is an important issue in the assessment of the safety of these structures in seismic zones. The failure of a dam or dyke, when it occurs, always has serious consequences, whether expressed in terms of cost or in terms of human lives. Factors such as dam characteristics, site conditions, seismic loading characteristics and soil-structure interaction strongly affect the dynamic responses of dams. A case study was conducted for the Soubella dam (M'sila) using the ANSYS calculation code. The numerical analysis of the seismic response leads to an efficient evaluation of the deformations and the dynamic stresses induced in the body of the rockfill dam.

Key words : rockfill dam, soil-structure interaction, dynamic response, modélisation, finite element method.

ملخص

السدود الصخرية هي النوع الأكثر انتشارا في القطر الجزائري و تتمركز معظمها في شمال البلاد لأنها المناطق الأكثر تسجيلا لتساقط الأمطار. بالإضافة إلى ذلك ، فهي المنطقة الأكثر عرضة للزلازل ذات الشدة الكبيرة ، هذه الوضعية أثبتت حتمية و وجوب القيام بدراسات تحليلية حول استجابة وسلوك هذه السدود أثناء حدوث الزلزال . يعد التنبؤ بالاستجابة الديناميكية للسدود الصخرية تجاه الضغوط الزلزالية رهان مهما في تقييم سلامة هذه الهياكل ضمن المناطق الزلزالية. دائما ما يكون لانهايار السد أو الحاجز ، عند حدوثه ، عواقب وخيمة ، سواء من حيث التكلفة أو من حيث الأرواح البشرية. تؤثر عوامل مثل خصائص السدود وظروف الموقع وخصائص التحميل الزلزالي والتفاعل بين الهيكل و التربة بشدة على الاستجابات الديناميكية للسدود. دراسة حالة كنا قد قمنا بها للسد الصخري سوبلة (المسيلة) باستخدام تطبيق ANSYS. يؤدي التحليل الرقمي للاستجابة الزلزالية إلى تقييم فعال للتشوهات والإجهادات الديناميكية التي تحدث في جسم سد صخري.

المفاتيح : السدود الصخرية ، تفاعل تربة - هيكل ، الاستجابة الديناميكية ، النمذجة ، طريقة العناصر المنتهية .

LISTE DES FIGURES :

Figure 1.1 : Barrage Poids	06
Figure 1.2 : Un barrage-poids évidé : le barrage amont d'Aussois en Savoie	07
Figure 1.3 : barrage voûte (Darguina-Bédjaia)	08
Figure 1.4 : barrage contrefort (El k'sob-M'sila)	09
Figure 1.5 : Catégories des barrages en remblai	10
Figure 1.6 : Barrage en terre homogène avec drain	10
Figure 1.7 : Barrage en terre hétérogène avec noyau central	11
Figure 1. 8: Barrage en terre à masque amont.....	11
Figure 1.9 : Barrage en enrochement barrage (Soubela-M'sila)	12
Figure 1.10 : Barrage en enrochement à noyau d'argile	12
Figure 1.11 : Barrage en enrochement à masque amont (béton ou bitume)	13
Figure 1. 12 : barrage en enrochement à écran interne diaphragme.....	13
Figure 2.1 : Interaction sol structure	16
Figure 2.2 : Théorème de superposition pour l'interaction sol-structure	19
Figure 2.3 : Accélération en champ libre	20
Figure 2.4 : Type de model	22
Figure 2.5 : Modélisation du sol par un système de ressort	23
Figure 2.6 : Modèle interaction sol structure.....	24
Figure 3.1 : Conditions de déformation plane (exemple d'un barrage en enrochement)	30
3.2 : Représentation des contraintes sur un petit élément dans le cas des déformations planes	30
Figure 3.3 : Comportement plastique uniaxial	31
Figure 3.4 : Schéma de résolution sans et avec itération d'équilibre.....	42
Figure 4.1 : Localisation géographique du barrage de Soubella	47
Figure 4.2 : Carte des zones sismique en Algérie version 2003.....	48
Figure 4.3 : Coupe transversale du barrage de Soubella	49
Figure 4.4 : modélisation du système barrage-fondation	52
Figure 4.5 : Enregistrements du séisme de Boumerdes (2003)	55
Figure. 4.6 : Contours nodaux des déplacements horizontaux du barrage (m).....	56

Figure 4.7 : Variation de l'accélération horizontale en fonction du temps à la crête du barrage (m/s ²).	56
Figure 4.8 : Variation de la vitesse horizontale en fonction du temps à la crête du barrage (m/s).	57
Figure 4.9 : Variation de déplacement horizontal en fonction du temps à la crête du barrage (m).	57
Figure 4.10 : Variation de l'accélération horizontale en fonction du temps à la base du barrage (m/s ²).	58
Figure 4.11 : Variation de la vitesse horizontale en fonction du temps à la base du barrage (m/s).	59
Figure 4.12 : Variation de déplacement horizontal en fonction du temps à la base du barrage (m).	59
Figure 4.13 : Variation des contraintes horizontales en fonction du temps à la base du barrage (Pa) .	60
Figure 4.14 : Variation des contraintes verticales en fonction du temps à la base du barrage (Pa).	60
Figure 4.15 : Variation des contraintes de cisaillement en fonction du temps à la base du barrage (Pa).	61
Figure 4.16 : Variation des contraintes horizontales en fonction du temps à la crête du barrage (Pa).	61
Figure 4.17 : Variation des contraintes verticales en fonction du temps à la crête du barrage (Pa).	62
Figure 4.18 : Variation des contraintes de cisaillement en fonction du temps à la crête du barrage (Pa).	62

LISTE DES TABLEAUX :

Tableau 1.1 : Les principaux rôles des barrages	5
Tableau 4.1 : caractéristiques principales du barrage	48
Tableau 4.2 : Caractéristiques de la fondation.....	50
Tableau 4.3 : Caractéristiques des matériaux du barrage.....	51
Tableau 4.4 : Fréquences naturelles pour les cinq premiers modes de vibration du système barrage-fondation	52

Notations

k	Coefficient sismique
w	Poids du sol impliqué
C	Tenseur de rigidité des modules d'élasticité
M	Vecteur courant de masse fluide (souvent appelé module de Biot)
C_0	Tenseur des modules d'élasticité isothermes drainés
K_{fl}	Module d'incompressibilité
K_0	Module d'incompressibilité drainé
K_S	Module d'incompressibilité de la matrice
ν	Coefficient de Poisson
C	Cohésion d'un sol
f_{oct}	Coefficient de frottement octaédrale
k_{oct}	Cohésion octaédrale
M	Paramètre du modèle de CAMBRIDGE
p	Contrainte moyenne du modèle de CAMBRIDGE
q	Déviateur des contraintes du modèle de CAMBRIDGE
$G(p,q,p_c)$	Potentiel plastique
G	Module de cisaillement
e_1	Indice des vides correspondant à la contrainte de référence :
C_S	Indice de gonflement
C_C	Indice de compression
$[M]$	Matrice de masse, amortissement et raideur
$[C]$	Matrice d'amortissement
$[K]$	Matrice de raideur
$\{Q_f\}$	Vecteur de charge
$\{u\}$	Déplacement total de la structure

$\{u_i\}$	Déplacement au nœud de la structure
$\{u_f\}$	Déplacement au nœud de fondation
u^*	Déplacement d'interaction cinématique
F	Degré de libertés situées sur la frontière de séparation
$[T]$	Matrice de transformation
$\{u_0\}$	Vecteur des déplacements et rotations du centre de la fondation
$\{\dot{P}_b\}$	Force nodales
σ	Contrainte
E	Module d'Young
φ	Angle de frottement interne d'un sol
e	Indice de vides d'un sol
C	Célérité des ondes de compression dans l'eau
C'_0	Un coefficient d'amplification
Q	Matrice d'interaction
$\{E(t)\}$	Vecteur scalaire des forces associées à la pression hydrodynamique
b_1, b_2	Des facteurs variables pour obtenir l'amortissement désiré du système
\ddot{u}_n	Représente la composante normale des accélérations
$d\sigma_{ij}$	Tenseur de comportement tangent
$f(\sigma_{ij}, a_k)$	Surface de charge
a_k	Variable d'écroutissage
H_c	Module d'écroutissage
$[K_e]$	Matrice de rigidité tangente
\ddot{u}_g	Accélération sismique
r	Vecteur de couplage dynamique
I	Matrice identité
w_1	Pulsation propre du premier mode

w_n	Pulsation propre d'un mode supérieur
\ddot{u}_0	Accélération à $i=0$
P_0	Force à $i=0$
c	Amortissement de système
k	Rigidité de système
u_0	Déplacement à $i=0$
m	Masse de système
u_{-1}	Déplacement à l'étape $i=-1$
Δt	Pas de temps
\dot{u}_0	Vitesse initiale
\check{k}	Rigidité à l'étape i
\dot{P}_i	Force à l'étape i
$\Delta \dot{P}_i$	Incrément de force à l'étape i
T_n	Période naturelle de système
F	Force interne totale
F_{int}	Force interne
ΔF	Incrément de la force
\check{k}_{iT}	Rigidité tangente à l'étape i
$\Delta R^{(j)}$	Incrément de résidu
Δ	Tenseur de déformation
π	Tenseur des contraintes totales
π^0	Tenseur de contraintes initiales

SOMMAIRE

REMERCIEMENTS

RESUME

TABLE DES MATIERES

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

NOTATIONS

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE _____ 1

CHAPITRE 1: GENERALITE SUR LES BARRAGES

1.1. INTRODUCTION _____ 4

1.2. UTILITE DES BARRAGES _____ 4

1.3. LES DIFFERENTS TYPES DES BARRAGES _____ 5

1.3.1. Les barrages en béton _____ 6

1.3.1.1. Barrage poids _____ 6

1.3.1.2. Barrage voute _____ 7

1.3.1.3 Barrage à contreforts ou multi _____ 8

1.3.2. Barrages en remblai _____ 9

1.3.2.1. Barrage en terre _____ 10

1.3.2.2. Barrages en enrochement _____ 12

1.3.3. Avantages et inconvénients des barrages en enrochement _____ 13

1.4. CONCLUSION _____ 14

CHAPITRE 2 : INTERACTION SOL STRUCTURE

2.1. INTRODUCTION _____ 16

2.2. DEFINITIONS _____ 17

2.2.1. Interaction cinématique et interaction inertielle _____ 17

2.2.2. Fonctions d'impédance _____ 17

2.2.3. Formulation d'un problème d'interaction sol-structure _____ 18

2.3. ETUDE DU PROBLEME D'INTERACTION SOL STRUCTURE _____ 19

2.3.1. Formulation d'un problème d'interaction _____ 19

2.3.2. Mouvement du sol en champ libre _____ 20

2.3.3. Modélisation de l'Interaction sol structure _____ 20

2.3.4. Modélisation par ressorts _____ 22

2.3.5. Méthodes aux éléments finis	23
2.4. FONDAMENTAUX DE L'ISS	23
2.5. MISE EN EQUATION	24
2.6. CONCLUSION	26

CHAPITRE 3: MODELISATION DU BARRAGE PAR ELEMENTS FINIS

3.1. INTRODUCTION	28
3.2. ÉTAT DE CONTRAINTES-DEFORMATIONS	29
3.2.1. État de contraintes-déformations dans le cas élastique	29
3.2.2. État de contraintes-déformations dans le cas élastoplastique	31
3.3. APPLICATION DE LA METHODE DES ELEMENTS FINIS	32
3.3.1. Modélisation	32
3.3.1.1. Modélisation du système barrage –fondation	32
3.3.1.2. Choix de type d'élément	33
3.3.1.3. Conditions aux frontières	33
3.3.2. Analyse dynamique	34
3.3.2.1. Formulation générale des équations de mouvement par la méthode des éléments finis	34
3.3.2.2. Caractéristiques dynamique du système	35
3.3.2.3. Résolution de problème	38

CHAPITRE 4 : APPLICATION NUMERIQUE

4.1. INTRODUCTION	46
4.2. PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE	46
4.2.1. Séismicité de la région	47
4.2.2. Caractéristiques principales du barrage	48
4.2.3. Profil type du barrage	49
4.2.4. Propriétés des matériaux	50
4.3. MODELISATION DU SYSTEME BARRAGE-SOL DE FONDATION PAR ELEMENTS FINIS	51
4.4. ANALYSE DYNAMIQUE	52
4.4.1. Analyse modale	52
4.4.2. Analyse transitoire	54
4.5. REPOSE SISMIQUE DU BARRAGE	55
4.5.1. Variation des déplacements	55

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE	63
---------------------	----

INTRODUCTION GENERALE

Le calcul sismique des barrages était toujours jusqu'à un passé proche fait par des méthodes pseudo statiques avec des accélérations horizontales du sol égales à 0.1g, alors qu'aujourd'hui tous les spécialistes s'accordent 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 se prononcer d'une manière fiable sur la sécurité sismique de ces ouvrages.

Les barrages en remblai sont des constructions importantes. Ces ouvrages subissent des déplacements, pendant la construction, lors de la première mise en eau et durant toutes les années d'exploitations. Leur sécurité nécessite, dans une grande part, la surveillance de leur comportement en vue d'anticiper les dangers susceptibles d'avoir lieu. L'auscultation in-situ à partir des appareils de mesures géotechniques et géodésiques est sans doute le moyen le plus utilisé et le plus fiable de nos jours. Néanmoins, cette technique ne peut pas suffire et n'échappe pas à certaines difficultés d'interprétation de certains aspects locaux à l'intérieur du corps du barrage, qui ne peuvent être ni mesurés, ni interprétés à partir des mesures in-situ. Une des possibilités d'améliorer les connaissances sur le comportement des barrages en remblai est de générer des informations à partir d'une analyse des phénomènes qui interviennent à l'intérieur du barrage et ses différents bords. Dans ce contexte, la modélisation et simulation numérique s'avère un outil incontournable. Elle permet de prédire la réponse et le comportement du barrage vis-à-vis des différents cas de chargement. La méthode des éléments finis est largement utilisée dans la modélisation simulation des phénomènes physique complexes, elle s'adapte très bien à la modélisation des barrages en remblai par la prise en compte des conditions de charges, de frontières complexes, de géométries irrégulières des barrages et des caractéristiques des matériaux. Elle permet aussi des simulée le comportement avec des lois de comportement variées reflétant ainsi un comportement plus proche de la réalité. De ces considérations, il convient de conclure que les mesures fournies par les méthodes géotechniques et géodésiques et les résultats obtenus par la M.E.F ne peuvent être que complémentaires.

La prévision de la réponse d'un barrage en enrochement pendant un séisme constitue un défi important. Les facteurs tels que les caractéristiques du barrage, les conditions de site, les caractéristiques du chargement sismique et l'interaction sol-structure affectent fortement les réponses dynamiques des barrages. La modélisation numérique constitue l'une des applications les plus complexes de l'étude des barrages en enrochement. Cette étude fait intervenir des modèles numériques différents, associés à chaque cas de charges et au niveau de submersion. Elle exige la connaissance des différentes caractéristiques géotechniques, dont la variation dépend de l'état de la zone considérée et des modèles de comportement à retenir.

L'objet de ce mémoire est d'exposer une méthodologie de modélisation d'un barrage en enrochement en vue de simuler son comportement dynamique en tenant compte de la non linéarité physique des matériaux constituant le corps du barrage et l'interaction sol-structure en utilisant la M.E.F à l'aide du logiciel ANSYS. Le barrage en enrochement de Soubella est considéré ici comme exemple dans cette étude.

Le présent mémoire est organisé en quatre chapitres, une introduction et une conclusion générale. Dans le premier chapitre, généralités ou introduction sur les barrages ont été présentées. Le deuxième chapitre présente les différentes méthodes d'interaction sol-structure. Dans le troisième, application de la méthode des éléments finis à l'étude du comportement dynamique d'un barrage en enrochement ainsi que les méthodes de résolution des équations découlant de la discrétisation par élément finis. Le dernier chapitre présente la simulation numérique du comportement sismique du barrage en enrochement en tenant compte de l'interaction sol-structure. Et en fin on termine par une conclusion générale.

CHAPTER 1

1.1. INTRODUCTION :

Les barrages sont par définition des ouvrages hydrauliques construits en travers d'un cours d'eau et destiné à réguler le débit du cours d'eau et à en stocker pour différents usages. Les barrages comptent parmi les constructions humaines les plus anciennes. Leur développement actuel coïncide avec les évolutions démographique et économique, qui imposent, dans la plupart des régions du globe, la construction de réservoirs de plus en plus grands, tant en hauteur qu'en longueur, afin d'assurer de manière continue et régulière les besoins en eau et en énergie des populations, des cultures et des industries.

D'une manière générale le choix de l'emplacement pour les barrages c'est l'endroit où la vallée se rétrécit. En amont du rétrécissement, la vallée doit être plus évasée et de faible pente pour permettre d'emmagasiner le plus grand volume. La digue est ainsi plus petite et donc moins coûteuse.

Les barrages peuvent être constitués de matériaux durs (autrefois en maçonnerie, aujourd'hui en béton), ou en matériaux meubles (terre, enrochements).

1.2. UTILITE DES BARRAGES :

Les barrages jouent deux rôles principaux celui d'une part de stocker les apports d'eau afin de répondre aux besoins vitaux et économiques des populations (eau potable, irrigation, fourniture d'énergie, navigation), et celui d'autre part, de protection contre des effets destructeurs de l'eau (maîtrise des crues, rétention de sédiments, protection contre les avalanches). D'autres fonctions assurées par les barrages sont présentées dans le tableau 1.1.

Eau élément vital Stockage de l'eau	Eau élément destructeur Ouvrages de protection
<ul style="list-style-type: none"> • Production d'énergie électrique • Approvisionnement en eau potable et industrielle, protection incendie • Irrigation • Pêche, pisciculture (élément économique essentiel dans certain pays) • Soutient d'étiage (garantie d'un débit minimal) • Navigation fluviale (garantie d'un tirant d'eau minimal) 	<ul style="list-style-type: none"> • Bassin de rétention contre les crues (inondation, érosion) • Digue de protection contre les crues • Bassin de rétention de sédiments charriés • Ouvrage de protection contre les avalanches • Régulation des lacs • Rétention des glaces en pays nordiques

Tableau 1.1 : Les principaux rôles des barrages

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.

1.3. LES DIFFERENTS TYPES DES BARRAGES :

Les techniques et les moyens disponibles à la fin du XIX^{ème} et au début du XX^{ème} siècle ne permettaient pas la construction de retenues d'une capacité importante. L'amélioration des techniques et des bétons dans le premier quart du XX^{ème} siècle permet d'envisager la réalisation de retenues plus conséquentes, capables de réguler la production hydro-électrique. La géologie (nature des roches sur lesquelles sera édifié le barrage, les matériaux disponibles sur le site) et la topographie (largeur de la vallée), déterminent le type de barrage à projeter.

Selon la nature du matériau de construction utilisée, on classe les barrages selon deux grandes catégories :

- Les barrages en béton
- Les barrages en remblai

1.3.1. Les barrages en béton :

Les barrages en béton se partagent en trois catégories :

1.3.1.1. Barrage poids :

Un barrage poids est un barrage dont la propre masse suffit à résister à la pression exercée par l'eau. Ce sont des barrages souvent relativement épais, dont la forme est généralement simple (leur section s'apparente dans la plupart des cas à un triangle rectangle). Le parement aval est vertical ou légèrement incliné, quant au parement amont il est incliné avec un fruit de talus de (75 à 80%) .

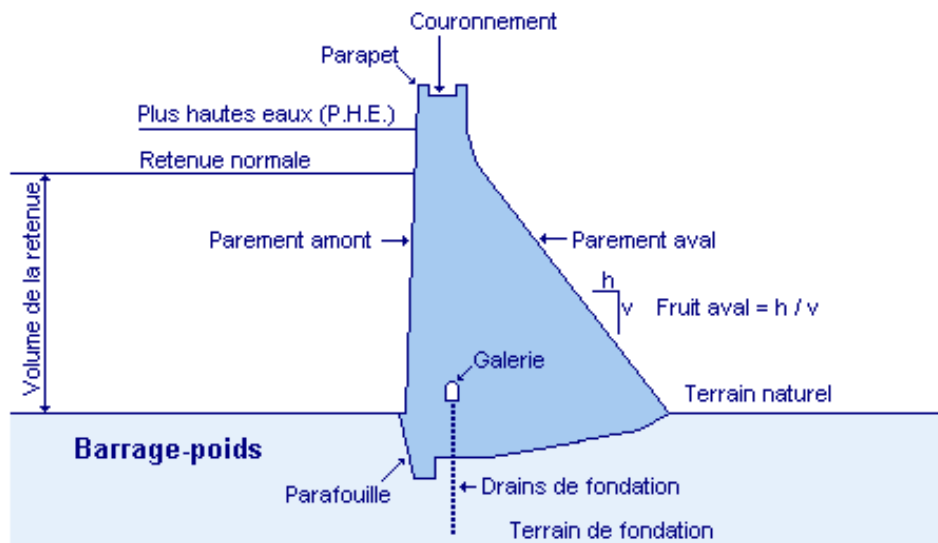


Figure 1. 1: Barrage poids

Même si les barrages voûtes ou à contrefort nécessitent moins de matériaux que les barrages poids, ces derniers sont encore très utilisés de nos jours. Le barrage-poids en béton est choisi lorsque le rocher du site (vallée, rives) est suffisamment résistant pour supporter un tel ouvrage (sinon, on recourt aux barrages en remblais), et lorsque les conditions pour construire un barrage voûte ne sont pas réunies. Le choix de la technique est

donc d'abord géologique : une assez bonne fondation rocheuse est nécessaire. Mais il faut également disposer des matériaux de construction (granulats, ciment) à proximité.



Figure1. 2:Un barrage-poids évidé : le barrage amont d'Aussois en Savoie

1.3.1.2. Barrage voûte :

Les barrages-voûtes sont des barrages généralement en béton dont la forme courbe permet un report des efforts de poussée de l'eau sur les rives rocheuses de la vallée. L'utilisation de l'effet d'arc bien connu des constructeurs de cathédrales est plutôt récente dans le domaine des barrages (encore qu'on en trouve des applications dès le XIII^{ème} siècle en Iran ainsi que, sous une forme plus rustique, par les Romains).

La réalisation d'une voûte est certainement la façon d'utiliser au mieux les capacités du béton à supporter les efforts de compression, de diminuer le volume du matériau à mettre en œuvre. Les barrages-poids-voûtes sont des barrages-poids dont la forme nettement arquée rend possible la création d'un véritable effet voûte et donc un report des efforts sur les appuis latéraux. Ce type de barrage convient bien lorsque la topographie permet de fermer la vallée par une forme arquée de longueur réduite sans pour autant avoir une qualité de rocher en fondation suffisante pour admettre des sollicitations ponctuelles fortes de type encastrement.



Figure 1. 3: barrage voûte (Darguina-Bédjaia)

1.3.2.3. Barrage à contreforts ou multi :

Lorsque les appuis sont trop distants, ou lorsque le matériau local est compact qu'une extraction s'avère presque impossible, la technique du barrage à contreforts permet de réaliser un barrage à grande économie de matériaux.

Le mur plat ou multivoûtes en béton s'appuie sur des contreforts en béton armé encastrés dans la fondation, qui reportent la poussée de l'eau sur les fondations inférieures et sur les rives et ces contreforts doivent être de qualité permettant des sollicitations élevées, et sont des éléments stabilisateurs de l'ouvrage.



Figure 1. 4: barrage contrefort (El k'sob-M'sila)

1.3.2. Barrages en remblai :

Il s'agit d'ouvrages de grand volume dont la construction a été rendue possible par l'emploi des engins modernes de terrassement et de manutention. On choisit ce type d'ouvrage lorsque la vallée est trop large et lorsqu'on trouve les matériaux sur place ou à faible distance. Ce type de barrage constitué de terre ou d'enrochements comporte généralement un noyau central d'argile qui assure l'étanchéité. Dans certains ouvrages, l'étanchéité est assurée par un masque amont en béton ou une géomembrane interne. Cette technique a également été utilisée pour la construction de retenues de moyenne capacité, Ce type d'ouvrage très ancien est le plus communément utilisé, il représente près de 70% du parc mondial des barrages

On distingue deux catégories de barrage en remblai :

- 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 1.5 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.

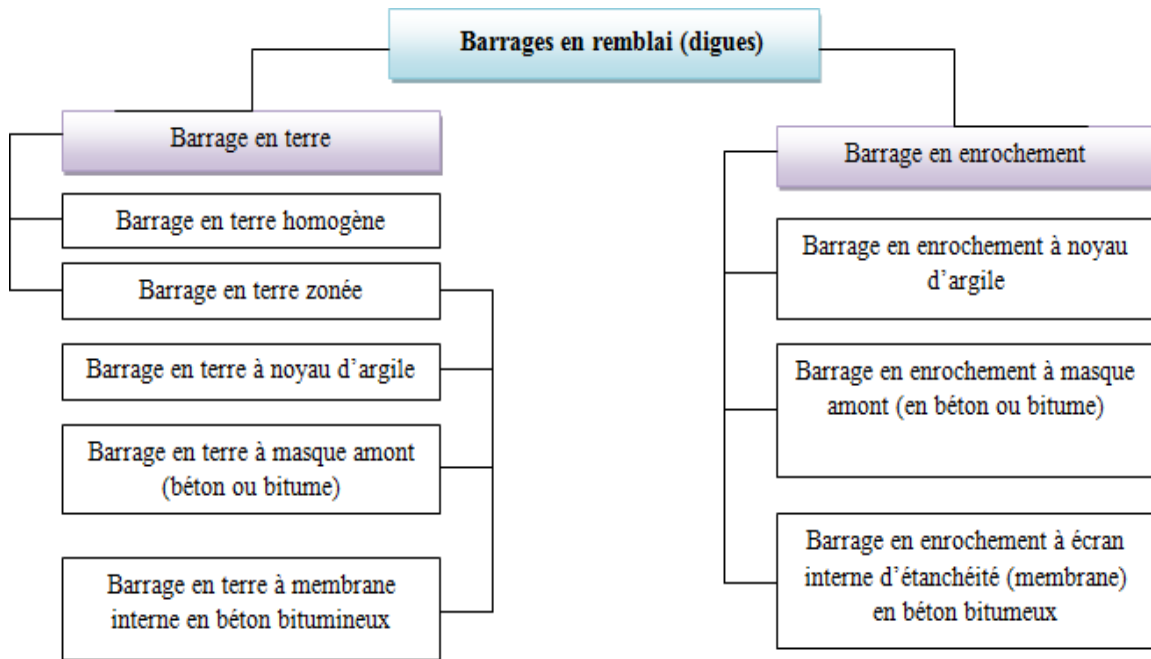


Figure 1. 5: Catégories des barrages en remblai

1.3.2.1. Barrage en terre :

Il existe trois types de barrages en terre, les ouvrages en terre homogènes, ceux à noyaux étanches et ceux à masques amont, qui diffèrent en fonction des matériaux utilisés et de la méthode utilisée pour assurer l'étanchéité du barrage.

A. Barrage en terre homogène :

Ce sont des barrages constitués d'un seul matériau qui assure l'imperméabilité et la stabilité, accompagné de dispositifs de drainage contre la filtration. Le remblai est constitué de matériaux de type argile, argile sablonneuse, limons, sable limoneux, etc. la (Figure 1.6) représente le profil générale d'un barrage homogène.

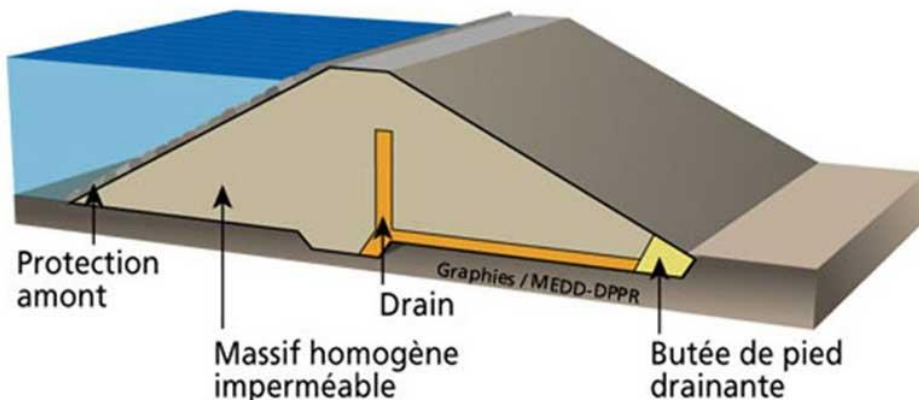


Figure1. 6: Barrage en terre homogène avec drain

B. Barrage en terre hétérogène ou zoné :

Ce sont des barrages composés d'une zone centrale, appelée noyau, qui garantit le rôle d'étanchéité. Placée au cœur du remblai, le noyau est constitué essentiellement de terre la plus possible imperméable (argile), d'épaisseur variable généralement plus large à la base à cause des pressions interstitielles plus fortes. La fonction de stabilité est apportée par les recharges (Figure1.7). Ces massifs plus perméables que le noyau sont réalisés en terre plus grossière. Pour se prémunir contre des phénomènes d'érosion interne, le noyau est entouré de couches filtrantes. Une granulométrie spécialement étudiée est utilisée entre la taille très petite des grains d'argile et les grains bien plus grossiers des recharges. Plusieurs couches de filtres successifs sont généralement nécessaires, enfin on subdivise les barrages zoné sur deux sous type selon le mode d'étanchéité (à noyau central d'argileux (vertical ou incliné), à membrane interne en béton bitumineux.

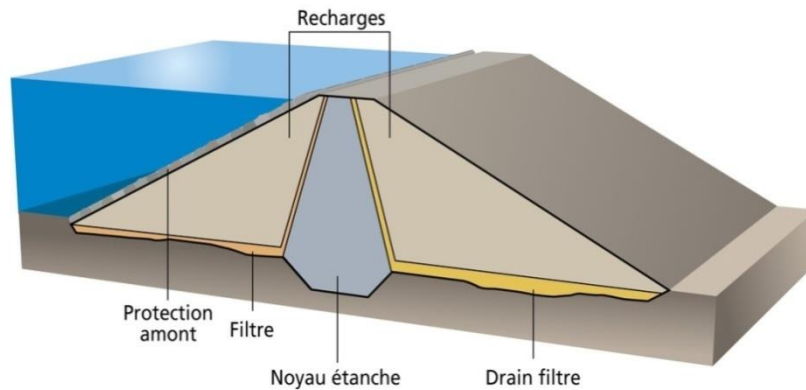


Figure1. 7: Barrage en terre hétérogène avec noyau central

C. Barrage en terre à masque amont :

Dans le cas de difficulté de réalisation du noyau ou de non disponibilité de matériaux fins, la solution d'un élément étanche sous forme de masque amont plaqué sur les parements.

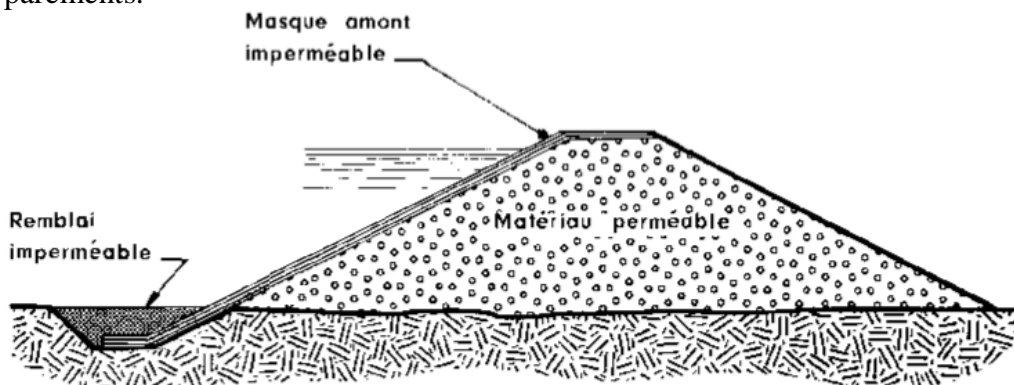


Figure1. 8: Barrage en terre à masque amont

1.3.2.2. Barrages en enrochement :

Un barrage en enrochement est essentiellement un « grand tas de gros cailloux », la fonction de résistance à la poussée de l'eau étant assurée par le poids du massif. Comme ce dernier n'est pas imperméable par lui-même, il faut lui adjoindre un organe d'étanchéité qui constitue la partie la plus délicate de l'ouvrage. L'enrochement étant un matériau dépourvu de cohésion, la stabilité du massif se subdivisent en trois sous type



Figure1. 9: Barrage en enrochement barrage (Soubela-M'sila)

A. Barrage en enrochement à noyau d'argile (avec organe d'étanchéité naturel) :

le corps du barrage en enrochement qui est disponibles sur le site. Dans ce cas les fonctions de résistance et d'étanchéité sont en quelques sortes séparées. D'une part, la résistance est assurée par les recharges placées sur les flancs de l'ouvrage, d'autre part l'imperméabilité est assurée par le noyau central constitué de terre, la plus imperméable possible (argile) . La stabilité du massif sera assurée par des zones perméables appelées recharges.

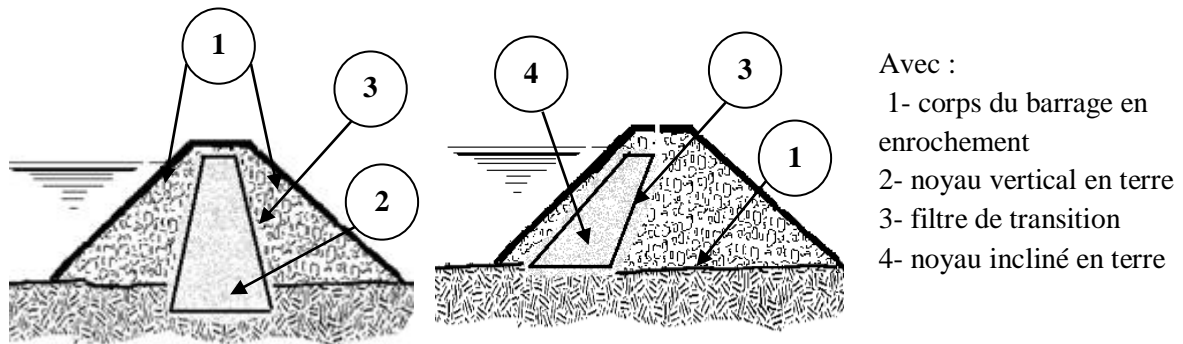
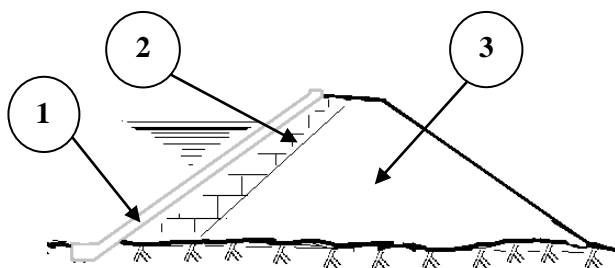


Figure1. 10: Barrage en enrochement à noyau d'argile

B. Barrage en enrochement à masque amont (en béton ou bitume) :

Sur des sites particuliers où aucune matériaux en terre imperméable (argile) n'est disponible et où seuls les enrochements sont dominants, Le corps du barrage est donc construit avec un matériau quelconque pour autant qu'il soit peu déformable et pouvant assurer la stabilité au glissement de l'ensemble de l'ouvrage. Le masque qui assure l'étanchéité peut être en béton, en produits bitumineux ou en géomembrane. La présence de ce masque sur le parement amont présente un double avantage de pouvoir faire des réparations en cas de dégradation du masque et de permettre de faire des vidanges rapides sans risque de glissements. Ses éléments sont montrés sur la figure 1.10 .

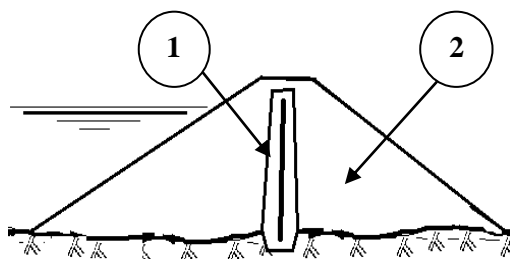


Avec :

- 1- masque amont (en béton armé , en béton bitumineux
- 2- sous couche en maçonnerie de pierres sèches
- 3- enrochement du barrage.

Figure1. 11: Barrage en enrochement à masque amont (béton ou bitume)

C. Barrage en enrochement a écran interne diaphragme :



Avec :

- 1- diaphragme (en béton au ciment, béton bitumineux, parois moulée)
- 2- enrochement du barrage.

Figure1. 12: barrage en enrochement à écran interne diaphragme

1.3.3. Avantages et inconvénients des barrages en enrochement :

A. Avantage :

Ces barrages sont construits dans les régions où les matériaux, enrochements sont disponibles en quantité suffisante et qualité acceptable et ils présentent les avantages suivantes :

- Possibilité d'exécuter les travaux durant toutes les saisons de l'année.
- Possibilité de mécanisation totale des travaux.
- Ils sont réalisés sur n'importe quelle assise.
- Ils résistent bien aux séismes.

- La hauteur de ces barrages n'est pas limitée.

B. Inconvénients :

- Dispositifs d'étanchéité très complexes et sensibles.
- L'ouvrage d'évacuation des crues et prise d'eau, séparés du barrage.
- mise en place de grands volumes de matériaux.
- le remblai du noyau en argile est influencé par les conditions atmosphériques (climat, pluie) et l'inconvénient majeur lié aux les infiltrations à travers le massif .

1.4. CONCLUSION :

Ce chapitre est une présentation des différents types de barrages existant et une explication très riche sur les barrages en remblai.

Dans le cadre du présent travail notre étude se limite à un seul cas à savoir l'étude du comportement d'un barrage en enrochement et son assise (c.à.d. l'interaction entre la structure et sa fondation). Cette notion sera présentée en détail dans le chapitre suivant.

CHAPTER 2



2.1. INTRODUCTION :

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

La résolution du problème d'interaction sol – structure, dépend de celle des problèmes suivants :

- La définition du risque sismique et du mouvement résultant ;
- L'étude du comportement du sol sous chargement cyclique ;
- L'évaluation du comportement du sol en champ libre ;
- L'évaluation de la réponse de la structure sous chargement dynamique.

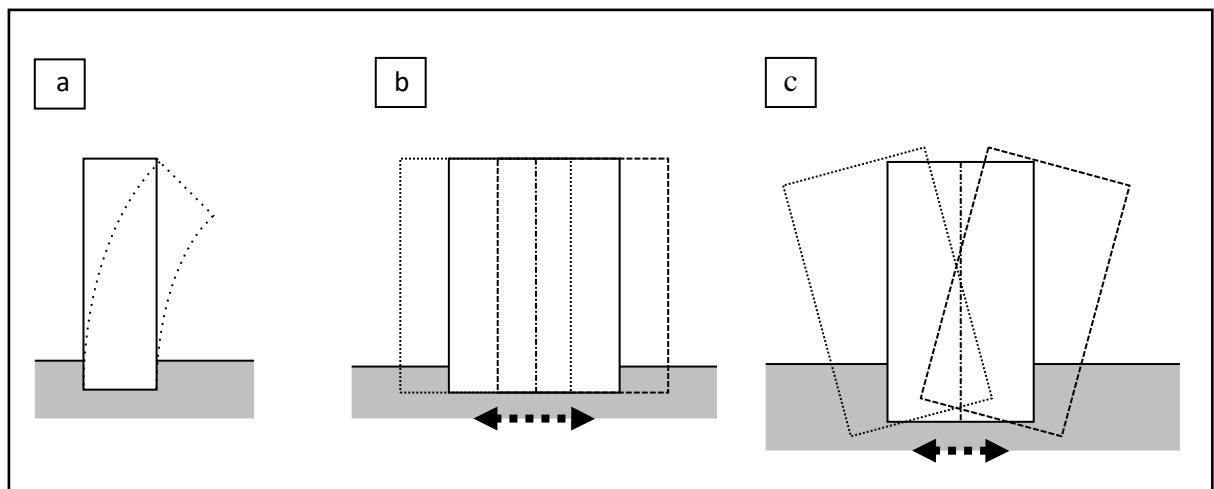


Figure 2. 1: Interaction sol – structure

- a) sans ISS, structure souple et sol de très bonne résistance mécanique
- b) sans ISS, structure raide et sol de très bonne résistance mécanique
- c) avec ISS, structure raide et sol de faible ou moyenne résistance mécanique.

2.2. DEFINITIONS :

Avant d'exposer les méthodes d'interaction sol-structure, on va introduire quelques définitions :

2.2.1. Interaction cinématique et interaction inertielle :

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

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

2.2.2. Fonctions d'impédance :

Pour une meilleure approximation de la réponse de la structure, on introduit l'effet du sol sur cette dernière, des fonctions reliant les forces et les déplacements à l'interface sol-structure ont été développés, en particulier pour les problèmes de fondations de machines. Ces fonctions sont appelées fonction d'impédance de la fondation. Les fonctions d'impédance sont définies généralement sous une forme complexe comportant une partie réelle caractérisant la rigidité et une partie imaginaire caractérisant l'amortissement du sol.

Ce genre de fonction d'impédance peut être utilisé dans une analyse dans le domaine fréquentiel. Cependant, l'analyse d'un système compliqué, nécessitant la mise en œuvre d'un grand nombre de degrés de liberté, ne peut être simplifiée que si les fonctions

d'impédance sont considérées indépendantes de la fréquence d'excitation. En outre, la résolution dans le domaine fréquentiel ne peut plus être envisagée si l'analyse est étendue au domaine non linéaire.

2.2.3. Formulation d'un problème d'interaction sol-structure :

Il est utile de formuler de façon générale le problème d'interaction sol-structure. Cette formulation est orientée vers un traitement par éléments finis du problème tel que le recours aux méthodes numériques est pratiquement inévitable.

En générale, l'équation du mouvement s'écrit :

$$[M]\{\ddot{\mathbf{u}}\} + [C]\{\dot{\mathbf{u}}\} + [K]\{\mathbf{u}\} = \{\mathbf{Q}_f\} \quad (2.1)$$

$[M]$, $[C]$, $[K]$: Les matrices de masse, amortissement et raideur du système représenté par la(*figure 2.2 .a*)

Comme la source de mouvement (foyer du séisme) n'est généralement pas incluse dans le modèle, le vecteur de charge $\{\mathbf{Q}_f\}$ n'a de valeurs non nulles que sur la frontière extérieure du modèle. Le déplacement total de la structure est défini par :

$$\{\mathbf{u}\} = \{\mathbf{u}_i\} + \{\mathbf{u}_f\} \quad (2.2)$$

On décompose le problème en deux sous problèmes :

- **Problème de réponse du sol en champ libre** (*figure 2.2 .b*) :

$$[M_f]\{\ddot{\mathbf{u}}_f\} + [C_f]\{\dot{\mathbf{u}}_f\} + [K_f]\{\mathbf{u}_f\} = \{\mathbf{Q}_f\} \quad (2.3)$$

- **Problème source** (*figure 2.2 .c*) :

$$[M]\{\ddot{\mathbf{u}}_i\} + [C]\{\dot{\mathbf{u}}_i\} + [K]\{\mathbf{u}_i\} = \{\mathbf{Q}_i\} \quad (2.4)$$

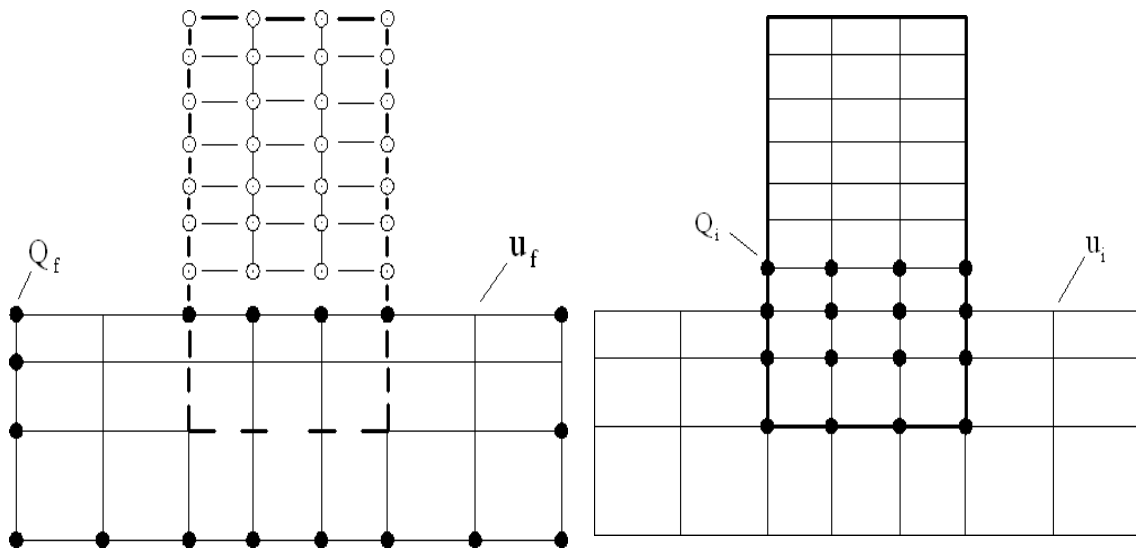
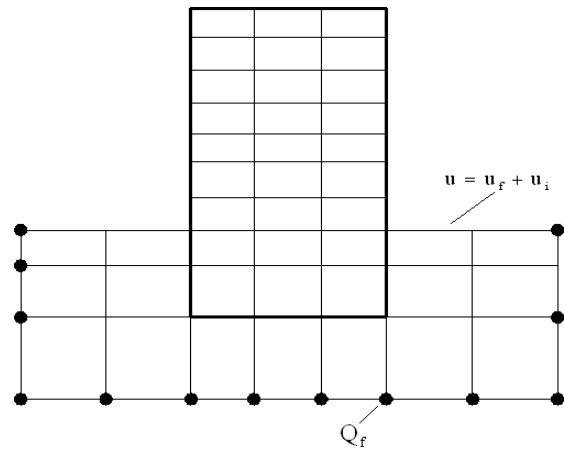
Tel que $\{\mathbf{Q}_i\}$ donne par :

$$\{\mathbf{Q}_i\} = \left[[M] - [M_f] \right] \{\ddot{\mathbf{u}}_f\} + \left[[C] - [C_f] \right] \{\dot{\mathbf{u}}_f\} + \left[[K] - [K_f] \right] \{\mathbf{u}_f\} \quad (2.5)$$

A partir de cette dernière équation, on conclue qu'il y a interaction dès qu'il y a différence de masse ou de raideur entre le sol et la structure.

- Noeuds chargés
- Noeuds fixés

a. Problème d'interaction.



b. Réponse en champ libre.

c. Interaction sol-structure.

Figure 2. 2: Théorème de superposition pour l'interaction sol-structure.

2.3. ETUDE DU PROBLEME D'INTERACTION SOL STRUCTURE :

2.3.1. Formulation d'un problème d'interaction :

L'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 ;

Pour les études de l'interaction sol – structure, le modèle d'ondes sismiques généralement considéré est celui d'onde de volume se propageant verticalement à partir d'un bed – rock horizontal supposé rigide.

2.3.2. Mouvement du sol en champ libre :

Le mouvement sismique est défini par un accélérogramme ou par un spectre de réponse. Ce mouvement est très influencé par les conditions géotechniques locales. L'étude d'un site doit suivre les principes suivants :

Définition du mouvement à la surface du sol ;

Niveau d'accélération réaliste pouvant être transmis par le sol ;

Caractéristique fréquentielle du mouvement compatible avec les caractéristiques physiques du site.

Variation de l'accélération avec la profondeur dans des limites raisonnables.

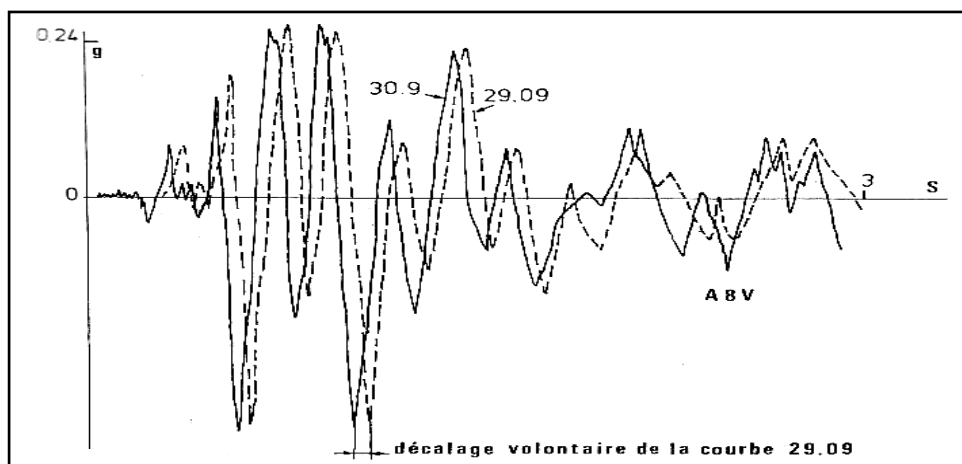


Figure 2. 3: Accélération en champ libre

2.3.3. Modélisation de l'Interaction sol structure :

Le comportement d'une structure soumise a une sollicitation sismique dépend de :

- La nature de ce mouvement
- Les propriétés dynamiques de l'ouvrage et de celles du sol

Compte tenu d'interaction entre la structure et le milieu extérieur pouvant avoir lieu et pour éliminer le problème de l'ISS on doit considérer une structure parfaitement encastrée dans le sol, cette hypothèse est d'autant plus valable que le sol, de fondation est peu déformable vis – à – vis de la structure qui peut être donc considérée comme encastrée.

Il n'y a pas non plus d'ISS dans le cas d'une structure rigide sur un sol rocheux. En générale, et plus particulièrement dans le cas de structures massives sur des sols moyennement ou faiblement raides, il y a une intervention non négligeable du sol (modes de sols) et une modification de la réponse de la structure.

L'interaction a un effet favorable ou défavorable, et souvent elle joue dans le sens favorable et diminue la réponse, malgré ça, elle peut occasionner des amplifications locales au niveau de certains degrés de liberté principalement en cas d'excursion en phase post élastique.

La modélisation la plus fréquente de l'ISS suppose que la structure soit fondée en surface sur un sol homogène et horizontal, avec des propriétés mécaniques connues et constantes au cours du séisme, et que le mouvement sismique sollicitant la structure soit des ondes de volume se propageant verticalement à partir d'un substratum horizontal (en réalité le sol est hétérogène et les propriétés dynamiques varient au cours du séisme donc apparition des ondes de surfaces).

Deux méthodes sont utilisées pour modéliser l'ISS :

- Soit intégrer dans un même modèle le sol associé et ouvrage (modélisé par des ressorts) c'est de loin la méthode la plus utilisée.
- Soit au contraire traiter par étape le sol jusqu'à sa surface puis la surface du sol et l'ouvrage (méthode globale ou directe).

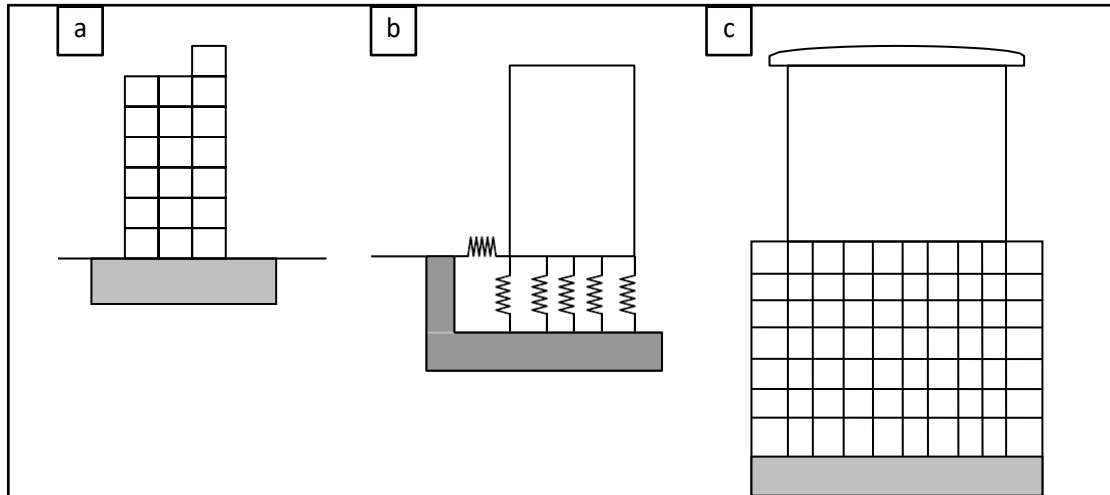


Figure 2. 4: Types de modèles

a) Encastrement parfait ; b) Ressorts ; c) Eléments finis

2.3.4. Modélisation par ressorts :

Pour la prise en compte de l'ISS on utilise une méthode simple consistant à séparer le sol et la structure (approche par sous – structures). Dans ces conditions le mouvement de structure est égal à la somme :

- Du mouvement que prendrait le structure fictif, supposé sans masse sous l'action de l'excitation sismique imposé à la base du modèle : interaction cinématique.
- Et du mouvement que prendrait le mouvement réel en l'absence de l'excitation sismique à la base du modèle, s'il était soumis aux forces résultant d'un calcul utilisant le mouvement précédent : interaction inertielle.

Il est à remarquer, pour une structure dont les fondations sont superficielles, l'interaction cinématique est nulle et le mouvement de la base du modèle est identique au mouvement du sol en champ libre.

Pour l'étude de l'interaction sol – structure, en plus de l'amortissement interne du sol, on considère l'amortissement géométrique ou radiatif qui ne dépend que de la forme de la fondation, des propriétés du sol et de la fréquence du mouvement. L'amortissement géométrique correspond à une perte d'énergie par propagation à l'infini, par rayonnement des

vibrations dans le sol.

La modélisation de l'ISS par ressorts concentrés est plus simple pour l'analyse dynamique d'ensemble, cependant elle nécessite par la suite une modélisation spécifique du radier. On obtient ainsi formellement quatre raideurs de sol en fonction de la fréquence :

- Raideur de translation verticale : $K_v(f)$;
- Raideur de translation horizontale : $K_h(f)$;
- Raideur de balancement (rocking) : $K_F(f)$;
- Raideur de torsion autour d'un axe verticale : $K_R(f)$;

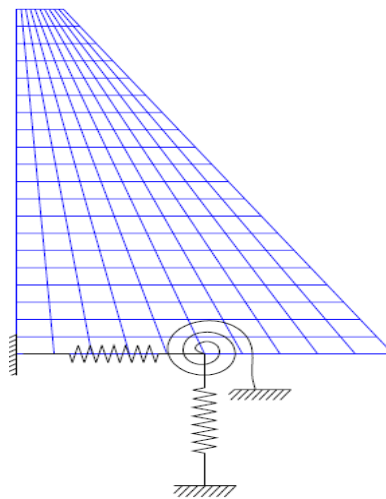


Figure 2. 5: Modélisation du sol par un système de ressort

2.3.5. Méthodes aux éléments finis :

La modélisation par la méthode aux éléments finis se base sur la discrétisation du milieu étudié pour résoudre les équations différentielles qui régissent son comportement. La démarche consiste dans un premier temps à construire un maillage prenant en compte les différents éléments du système, puis à choisir les lois de comportement pour chaque matériau et enfin à résoudre le problème numériquement.

2.4. FONDAMENTAUX DE L'ISS :

Le vecteur chargement est déterminé à partir des déplacements en champs libres. S'il

Il y a interaction entre la structure et le sol

- Différence de masse
- Différence de raideur

Interaction inertielle : liée à la différence de masse entre le sol et la structure.

Interaction cinématique : liée à la différence de raideur entre le sol et la structure dans les domaines communs.

2.5. MISE EN EQUATION :

a) interaction sol structure

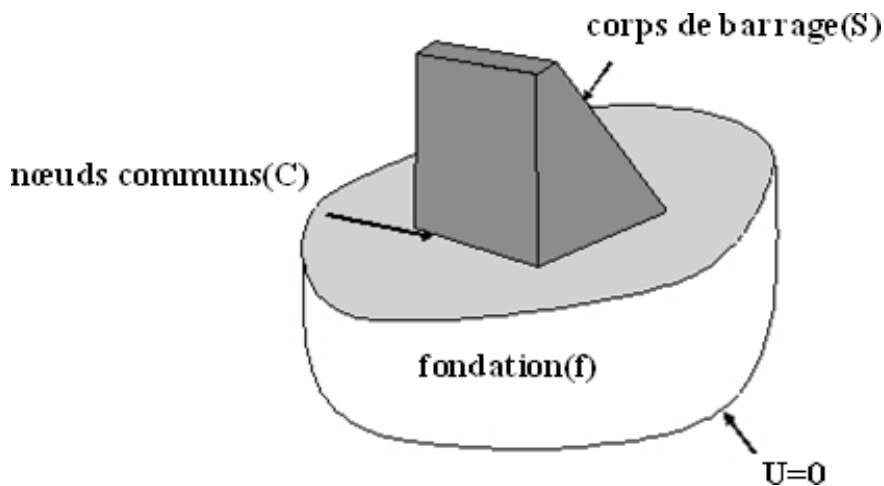


Figure 2. 6: Modèle interaction sol structure

Considérons que le modèle d'ISS est divisé en trois ensembles de nœuds. Les nœuds communs à l'interface de la structure et de la base sont identifiés avec "c" ; les nœuds dans la structure sont des nœuds de "s" ; et les autres nœuds dans la base sont les nœuds de "f".

L'approche directe d'analyse structurale de rigidité, l'équilibre dynamique de la force du système est donné en termes des déplacements absolus, \mathbf{U} , par l'équation de matrice - secondaire suivante:

$$\begin{bmatrix} M_{ss} & 0 & 0 \\ 0 & M_{cc} & 0 \\ 0 & 0 & M_{ff} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{\mathbf{U}}_s \\ \ddot{\mathbf{U}}_c \\ \ddot{\mathbf{U}}_f \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sf} & 0 \\ K_{cf} & K_{cc} & K_{cf} \\ 0 & K_{sf} & K_{ff} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{U}_s \\ \mathbf{U}_c \\ \mathbf{U}_f \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (2.6)$$

La masse et la rigidité aux nœuds de contact qui sont la somme de la contribution de la structure (s) et de la base (f), sont donnés par

$$M_{cc} = M_{cc}^{(s)} + M_{cc}^{(f)} \quad (2.7)$$

En termes de mouvement absolu, il n'y a aucune force externe agissant sur le système. Cependant, les déplacements à la frontière de la base doivent être connus.

Pour éviter de résoudre ce problème d'ISS directement, on calcule la réponse dynamique de la base sans structure. Dans plusieurs cas, la solution de champ- libre peut être obtenue à partir d'un modèle unidimensionnel simple d'emplacement. La solution tridimensionnelle de champ- libre est indiquée par les déplacements absolus V et des accélérations absolues V'' . Par un changement des variables simples il est maintenant possible d'exprimer les déplacements absolus U et des accélérations U'' en termes de déplacements U relativement aux déplacements de champ- libre V . Ou ;

$$\begin{bmatrix} U_s \\ U_c \\ U_f \end{bmatrix} \equiv \begin{bmatrix} U_s \\ U_c \\ U_f \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} V_s \\ V_c \\ V_f \end{bmatrix} \quad \text{et} \quad \begin{bmatrix} \ddot{U}_s \\ \ddot{U}_c \\ \ddot{U}_f \end{bmatrix} \equiv \begin{bmatrix} \ddot{U}_s \\ \ddot{U}_c \\ \ddot{U}_f \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \ddot{V}_s \\ \ddot{V}_c \\ \ddot{V}_f \end{bmatrix} \quad (2.8)$$

On peut écrire l'équation (5.3) comme suit :

$$\begin{bmatrix} M_{ss} & 0 & 0 \\ 0 & M_{cc} & 0 \\ 0 & 0 & M_{ff} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{U}_s \\ \ddot{U}_c \\ \ddot{U}_f \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sc} & 0 \\ K_{cs} & K_{cc} & K_{cf} \\ 0 & K_{fc} & K_{ff} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} U_s \\ U_c \\ U_f \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} M_{ss} & 0 & 0 \\ 0 & M_{cc} & 0 \\ 0 & 0 & M_{ff} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{V}_s \\ \ddot{V}_c \\ \ddot{V}_f \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sc} & 0 \\ K_{cs} & K_{cc} & K_{cf} \\ 0 & K_{fc} & K_{ff} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} V_s \\ V_c \\ V_f \end{bmatrix} = R \quad (2.10)$$

Si le déplacement V_c de champ- libre est constant au-dessus de la base de la structure, la limite V_s est le mouvement de corps rigide de la structure. Par conséquent, l'équation (2.10) peut être encore simplifiée par le fait que le mouvement statique de corps rigide de la structure est :

$$\begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sc} \\ K_{cs} & K_{cc}^{(s)} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} V_s \\ V_c \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (2.11)$$

En outre, le mouvement dynamique de libre-champ de la base exige que :

$$\begin{bmatrix} M_{cc}^{(f)} & 0 \\ 0 & M_{ff} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} V_c \\ V_f \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{cc}^{(f)} & K_{cf} \\ K_{cf} & K_{ff} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} V_s \\ V_f \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (2.12)$$

Par conséquent, le côté droit de l'équation (2.10) peut être écrit :

$$R = \begin{bmatrix} M_{ss} & 0 & 0 \\ 0 & M_{cc}^{(s)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{V}_s \\ \dot{V}_c \\ 0 \end{bmatrix} \quad (2.13)$$

Par conséquent, le côté droit de l'équation (2.10) ne contient pas la masse de la base. L'équation dynamique tridimensionnelle d'équilibre, pour le système complet de sol-structure avec l'atténuation supplémentaire, est de la forme suivante pour le système de masse

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = m\ddot{x} V_x(t) - m\ddot{y} V_y(t) - m\ddot{z} V_z(t) \quad (2.14)$$

2.6. CONCLUSION :

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

CHAPTER 3



3.1. INTRODUCTION :

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

Ce développement s'est accompagné de la mise au point de programmes de calcul capables de résoudre des problèmes d'une grande complexité. Mais pour l'utilisateur, il s'agit souvent de boîtes noires. Ainsi, il est aujourd'hui courant de réaliser, pour des grands projets, des analyses par éléments finis afin de vérifier la stabilité d'un ouvrage en interaction avec son environnement.

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques ou leur inexistence, l'ingénieur a recours aux méthodes qui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes. La méthode des éléments finis est devenue éventuellement la plus performante des méthodes numériques, vu son grand champ d'application.

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

La mécanique de structures : élasticité, résistance des matériaux, dynamique, plasticité,....etc.

- a) L'analyse numérique : méthodes d'approximation, résolution des systèmes linéaires,....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. ÉTAT DE CONTRAINTES-DEFORMATIONS:

3.2.1. État de contraintes-déformations dans le cas élastique:

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

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

Les problèmes d'élasticité plane peuvent être divisés en deux groupes distincts, les problèmes de contraintes planes et les problèmes de déformations planes. Dans le premier cas, la structure a une petite épaisseur par rapport à ses autres dimensions et, les contraintes normales au plan sont négligées, tandis que dans le deuxième cas la structure à une dimension très grande par rapport à ses autres dimensions et la déformation normale au plan de la charge est nulle (le cas des barrages en enrochement figure (3.1).

• Relation contrainte-déformation :

$$\sigma_{ij} = D \varepsilon_{ij} \quad (3.2)$$

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

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

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

E et ν sont respectivement le module d'élasticité et le coefficient de Poisson du matériau. Et :

$$\sigma_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma_{ii} & \sigma_{ij} \\ \sigma_{ji} & \sigma_{jj} \end{bmatrix} = \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_{xj} \end{Bmatrix} \quad (3.3)$$

Avec : $\sigma_{ij} = \sigma_{ji}$

La figure 3.2 représente les contraintes principales sur un petit élément dans le cas des déformations planes.

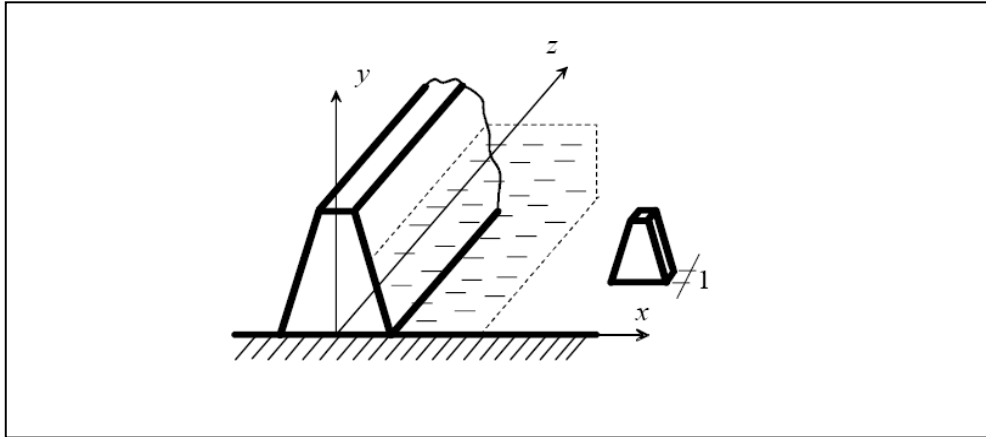


Figure 3. 1: Conditions de déformation plane (exemple d'un barrage en enrochement).

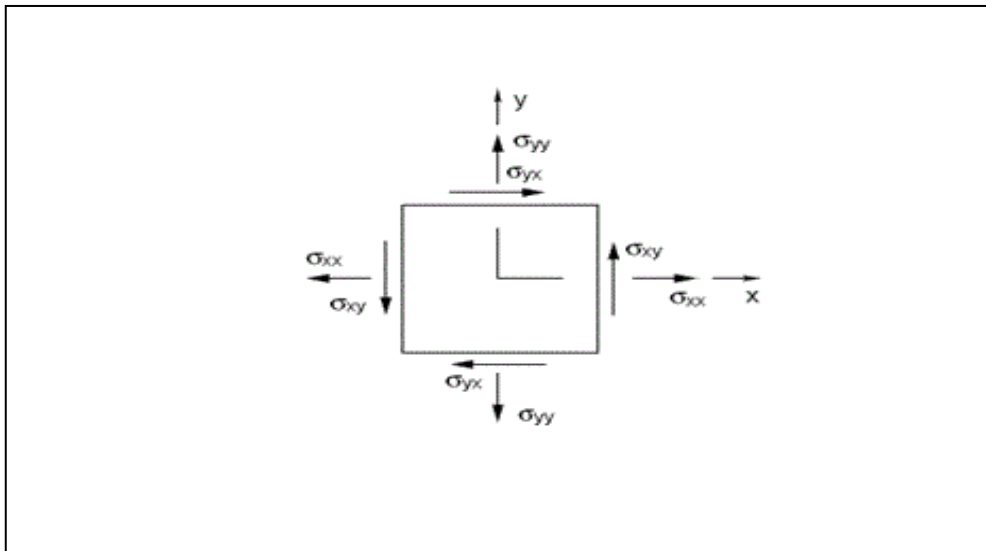


Figure 3. 2: Représentation des contraintes sur un petit élément dans le cas des déformations planes.

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

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

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

Le tenseur des déformations est :

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

Avec : $\gamma_{xy} = \gamma_{yz}$

La relation déformations- déplacements:

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

Avec :

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

3.3.2. État de contraintes-déformations dans le cas élastoplastique :

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 :

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

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

$$d\sigma_{ij} = \bar{D}_{ijkl} d\varepsilon_{kl}$$

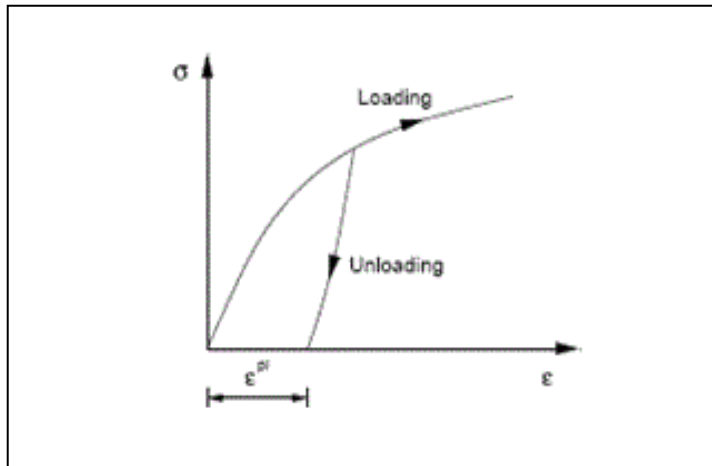


Figure 3. 3: Comportement plastique uniaxial

Les déformations plastiques sont défini par :

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

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'érouissage et $d\lambda_p$ étant le multiplicateur plastique .

La loi de comportement est donnée par :

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

Ou :

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

Avec : H module d'érouissage.

Alors la matrice de rigidité tangente prend la forme :

$$[\bar{K}_e] = \int_{ve} [B]^t [C_t] [B] dv \quad (3.14)$$

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

$[C_t] = [C] \Rightarrow$ Comportement élastique.

$[C_t] = [\bar{C}] \Rightarrow$ Ecoulement plastique.

$[C_t] = [C] \Rightarrow$ Décharge élastique.

3.3. APPLICATION DE LA METHODE DES ELEMENTS FINIS:

3.3.2. Modélisation :

3.3.1.1. Modélisation du système barrage -fondation :

Le système à étudier est constitué par un barrage en enrochement 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.

a) Barrage :

Dans notre cas le barrage est composé d'un noyau, le parement aval et amont, sont représentés par un maillage d'éléments 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.

b) Fondation :

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

3.3.1.2. Choix de type d'élément :

Deux types d'éléments 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 la modélisation de comportement de barrage sous l'effet de séisme, sachant que, pour un même nombre de degrés de liberté, les éléments à champ quadratique ont une précision meilleure, offrent l'avantage de déterminer la réponse dynamique de barrage, avec une très bonne précision d'une part, et réduisent considérablement le temps machine d'autre part, surtout dans une analyse dynamique non linéaire.

Le deuxième type d'élément a été employé pour la modélisation de comportement de barrage en vibration libre.

3.3.1.3. Conditions aux frontières :

Généralement, les barrages sont traités comme un système bidimensionnel dans lequel on considère un comportement planaire, le barrage et le sol de fondation sont

considérés comme deux sous structures du système combiné, représentés par un maillage d'éléments finis bidimensionnel, chaque nœud libre de l'élément fini considéré possède deux degrés de liberté (u_x, u_y) .

Pour simplifier le traitement des nœuds des extrémités latérales, dans le cas d'un séisme de direction horizontale, on suppose que ces points sont libres de se déplacer dans le sens horizontal, mais non dans le sens vertical, et dans le cas de séisme vertical on a le contraire.

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 variationnelle (intégrale) aux équations de mouvements.

En prenant comme fonction poids $\Psi = \delta U$.

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

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

Après plusieurs étapes on obtient alors l'expression des travaux

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

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

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

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

Dans le cas du barrage l'expression devient :

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

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 Ω_e termes contraintes par les produits $D^* \varepsilon$, on a :

❖ **Matrice de rigidité :**

$$K_e = \int_{\Omega} [B]^T \cdot [D] \cdot [B] d\Omega_e \quad (3.18)$$

❖ **Matrice masse :**

$$M = \int_{\Omega_e} N^T \rho N d\Omega_e \quad (3.19)$$

C'est l'expression de la matrice masse non condensée (cohérente), qui caractérise l'inertie de la structure. Elle peut être exprimée sous forme condensée (matrice diagonale) si l'on opte pour le concept de la condensation de la masse sur les nœuds.

L'expression explicite est :

$$M_{jj} = I \int_{\Omega_e} \rho N_j d\Omega_e \quad (\text{Pour le cas de masse concentrée}) \quad (3.20)$$

I : matrice identité

• **Vecteur chargement sismique:**

$$F_i = M \cdot I \cdot \ddot{u}_g \quad (\text{Pour le cas de masse concentrée}) \quad (3.21)$$

3.3.2.2 Caractéristiques dynamique du système :

a) Matrice de raideurs :

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

Le système pouvant être représenté par deux sous-structures liées entre elles par des nœuds communs dits nœuds d'interfaces, on peut alors écrire les matrices de raideurs de chaque partie barrage ou fondation séparément, puis procéder à l'assemblage des deux sous matrices obtenues, afin d'obtenir la matrice de raideurs du système global en utilisant pour cela la méthode des sous-structures.

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

$$K_b = \begin{bmatrix} K_{bb} & K_{bi} & 0 \\ K_{ib} & K_{ii} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (3. 22) \quad K_f = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & K_{ii} & K_{if} \\ 0 & K_{fi} & K_{ff} \end{bmatrix} \quad (3. 23)$$

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 suivante :

$$K = \begin{bmatrix} K_{bb} & K_{bi} & 0 \\ K_{ib} & K_{ii} & 0 \\ 0 & 0 & K_{ii} & K_{if} \\ & 0 & K_{fi} & K_{ff} \end{bmatrix} \quad (3. 24)$$

b) Matrice masse :

Le même principe est utilisé pour la construction de la matrice masse globale. Sauf que dans le cas de la présence de l'eau dans la retenue du barrage, la matrice masse contient des valeurs ajoutées aux nœuds de contacts avec l'eau, ces valeurs sont calculées en fonction de la surface tributaire à chaque nœuds.

$$[M_b] = \begin{bmatrix} m_{bb} & m_{bi} & 0 \\ m_{ib} & m_{ii} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (3. 25) \quad [M_f] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_{ii} & m_{if} \\ 0 & m_{fi} & m_{ff} \end{bmatrix} \quad (3. 26)$$

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

$$[M] = [M_b] + [M_f] = \begin{bmatrix} m_{bb} & m_{bi} & 0 & 0 \\ m_{ib} & m_{ii} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_{ii} & m_{if} \\ 0 & 0 & m_{fi} & m_{ff} \end{bmatrix} \quad (3. 27)$$

c) Matrice d'amortissement :

L'amortissement dans une structure ou dans le sol est une réalité physique essentiellement liée à la plastification des matériaux. Selon les phénomènes physiques mis en cause on distingue plusieurs types d'amortissements :

- L'amortissement visqueux pour lequel la force d'amortissement est proportionnelle à la vitesse.
- L'amortissement hystérétique pour lequel la force d'amortissement est proportionnel au déplacement et a un signe opposé à celui de la vitesse.
- L'amortissement de coulomb, qui correspond à un amortissement de frottement ou la force d'amortissement est proportionnelle à la force de réaction normale à la direction de déplacement et a aussi un signe opposé à celui de la vitesse.

En pratique il est généralement impossible de définir la matrice de viscosité μ nécessaire à la détermination de la matrice d'amortissement C.

L'amortissement de Rayleigh qui exprime la matrice d'amortissement sous forme d'une combinaison linéaire de la matrice masse M et de la matrice de rigidité K est communément utilisé :

$$C = \alpha_R M + \beta_R K \quad (3. 28)$$

α_R , β_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.

$$\begin{Bmatrix} \alpha_R \\ \beta_R \end{Bmatrix} = \frac{2 \cdot \xi}{w_1 + w_2} \cdot \begin{Bmatrix} w_1 \cdot w_2 \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (3. 29)$$

Avec :

w_1 : Pulsation propre du premier mode.

w_n : Pulsation propre d'un mode supérieur.

ξ : Taux d'amortissement critique.

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

$$[C_b] = \alpha_{Rb} [M_b] + \beta_{Rb} [K_b] \quad (3. 30)$$

• Barrage :

$$[C_b] = \begin{bmatrix} c_{bb} & c_{bi} & 0 \\ c_{ib} & c_{ii} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (3. 31)$$

• Fondation : $[C_f] = \alpha_{Rf} [M_f] + \beta_{Rf} [K_f]$ (3. 32)

$$[C_f] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & c_{ii} & c_{if} \\ 0 & c_{fi} & c_{ff} \end{bmatrix} \quad (3. 33)$$

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

$$[C] = \begin{bmatrix} c_{bb} & c_{bi} & 0 & 0 \\ c_{ib} & c_{ii} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & c_{ii} & c_{if} \\ 0 & 0 & c_{fi} & c_{ff} \end{bmatrix} \quad (3. 34)$$

3.3.2. 3 Résolution de problème :

La méthode de résolution la mieux adaptée, ou la plus efficace, dépend du comportement de l'ouvrage à étudier (linéaire ou non linéaire) et du mode de définition de la

sollicitation appliquée (temporelle, fréquentielle). Il convient de réaliser que dans la plupart des applications pratiques, l'obtention d'une solution analytique est inaccessible et que le recours à des méthodes numériques se révèle indispensable.

A. Méthodes d'intégration directe :

Dans ces méthodes, on discrétise le temps en certain nombre de pas (ou intervalles) de taille Δt . On pose une interpolation à l'intérieur de chaque intervalle, ce qui limite la résolution de l'équation du mouvement (initialement continu) à la fin de chaque pas de temps

Deux grandes familles sont bien connues :

- Méthodes explicites : différences finies centrées.
- Méthodes implicites : Newmark, Wilson θ , Park.

On se limite à l'exposition des deux méthodes utilisées dans ANSYS pour résoudre notre problème :

- La méthode de différences finies centrées.
- La méthode de Newmark.

B. Cas linéaire :

B.1. Méthode de différences finies centrées :

i) Conditions initiales :

$$1. \quad \ddot{u}_0 = \frac{p_0 - c\dot{u}_0 - ku_0}{m} \quad (3.35)$$

$$2. \quad u_{-1} = u_0 - \Delta t \dot{u}_0 + \frac{(\Delta t)^2}{2} \ddot{u}_0 \quad (3.36)$$

$$3. \quad \tilde{k} = \frac{m}{(\Delta t)^2} + \frac{c}{2\Delta t} \quad (3.37)$$

$$4. \quad a = \frac{m}{(\Delta t)^2} - \frac{c}{2\Delta t} \quad (3.38)$$

$$5. \quad b = k - \frac{2m}{(\Delta t)^2} \quad (3.39)$$

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

$$1. \quad \tilde{p}_i = p_i - au_{i-1} - bu_i \quad (3.40)$$

$$2. \quad u_{i+1} = \frac{\tilde{p}}{\tilde{k}} \quad (3.41)$$

$$3. \quad u_i = \frac{u_{i+1} - u_{i-1}}{2\Delta t} ; \ddot{u}_i = \frac{u_{i-1} - 2u_i + u_{i+1}}{2(\Delta t)^2} \quad (3.42)$$

iii) Répétition pour l'incrément de temps suivant : remplacer i par i+1 et répéter les étapes ii.1, ii.2, ii.3.

B.2. 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 :

$$1. \quad \ddot{u}_0 = \frac{p_0 - cu_0 - ku_0}{m} \quad (3.43)$$

2. Choisir Δt

$$3. \quad \tilde{k} = k + \frac{m}{\beta(\Delta t)^2} + \frac{\gamma c}{\beta \Delta t} \quad (3.44)$$

$$4. \quad \alpha = \frac{1}{\beta \Delta t} m + \frac{\gamma}{\beta} c \quad (3.45)$$

$$5. \quad \alpha = \frac{1}{2\beta} m + \Delta t \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) c \quad (3.46)$$

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

$$1. \Delta \tilde{p}_t = \Delta p_t + a\dot{u}_t + b\ddot{u}_t \quad (3.47)$$

$$1. \Delta \mathbf{u}_t = \frac{\Delta \tilde{p}_t}{k} \quad (3.48)$$

$$2. \Delta \ddot{\mathbf{u}}_t = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \Delta \mathbf{u}_t - \frac{\gamma}{\beta} \dot{\mathbf{u}}_t + \Delta t \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta} \right) \ddot{\mathbf{u}}_t \quad (3.49)$$

$$3. \Delta \ddot{\mathbf{u}}_i = \frac{1}{\beta (\Delta t)^2} \Delta \mathbf{u}_i - \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{\mathbf{u}}_i - \frac{1}{2\beta} \ddot{\mathbf{u}}_i \quad (3.50)$$

$$4. \mathbf{u}_{i+1} = \mathbf{u}_i + \Delta \mathbf{u}_i; \dot{\mathbf{u}}_{i+1} = \dot{\mathbf{u}}_i + \Delta \dot{\mathbf{u}}_i; \ddot{\mathbf{u}}_{i+1} = \ddot{\mathbf{u}}_i + \Delta \ddot{\mathbf{u}}_i \quad (3.51)$$

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 :

$$\Delta t \leq \frac{T_n}{\pi}, \text{ tel que } : T_n \text{ c'est la période naturelle de système}$$

2) La méthode de Newmark est stable si :

$$\frac{\Delta t}{T_n} \leq \frac{1}{\pi\sqrt{2}} \frac{1}{\sqrt{\gamma - 2\beta}} \quad (3.52)$$

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 l'accélération \ddot{u}_i donne la valeur de la réponse de sol.

B. Le cas non linéaire :

La non linéarité du phénomène rend impossible la description d'une relation directe entre l'état final des contraintes et celui des déformations. La résolution des problèmes élastoplastiques nécessite une analyse incrémentale puisque l'état de la structure dépend de l'histoire du chargement et de l'état initial de la structure. À fin de pouvoir suivre la trajectoire du chargement, la force interne totale $\{F\}$ est subdivisée en un certain nombre d'incrément $\{\Delta F\}$, suffisamment petits pour assurer la convergence.

Toutefois, ces incréments ne garantissent pas le suivi du comportement réel, car il existe un cumul d'erreur au cours des incréments successifs. La matrice de rigidité tangente conduit à la linéarisation du comportement à l'intérieur de chaque incrément, cette linéarisation par morceaux s'écarte progressivement de la courbe du comportement réel (figure 3.3). Il est donc indispensable d'introduire des procédures itératives garantissant l'équilibre des forces internes et externes à la fin de chaque incrément.

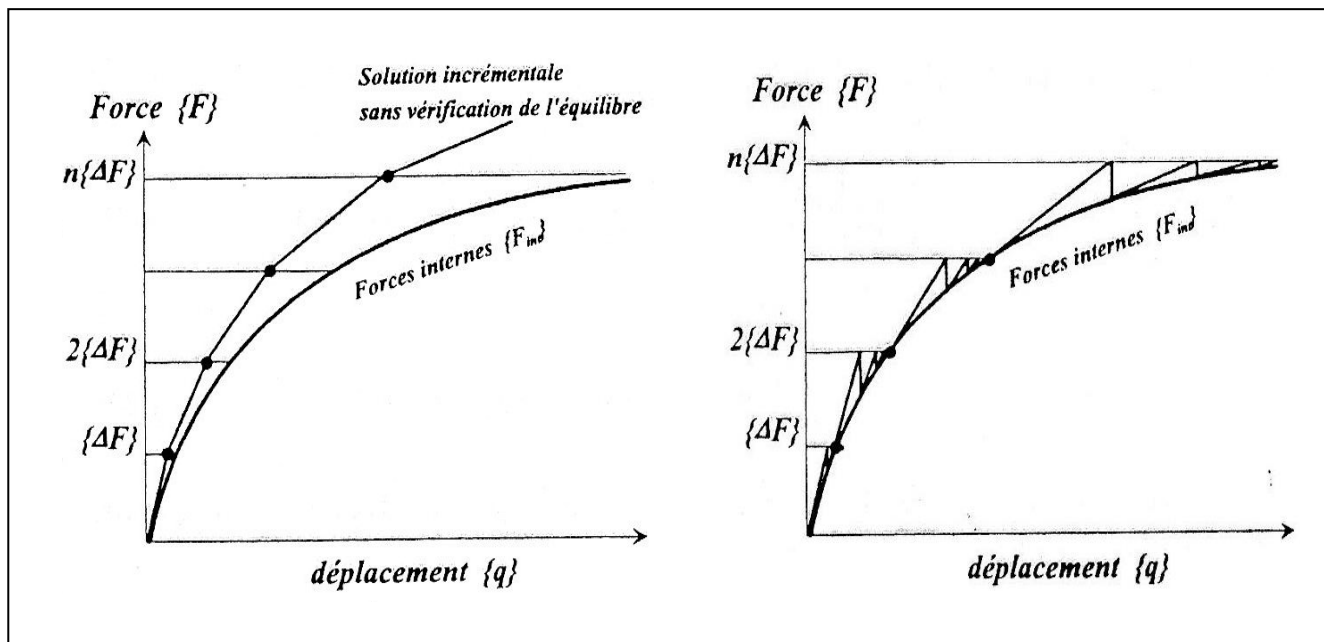


Figure 3. 4: Schéma de résolution sans et avec itération d'équilibre.

C.1. Méthode de différences finies centrées :

Dans cette méthode pour le cas non linéaire, remplacé dans l'expression \tilde{p}_i le terme ku_i par la valeur de l'effort interne représenté par F_{int} , on aura :

$$\tilde{k}u_{i+1} = \tilde{p}_i \quad (3. 53)$$

$$\tilde{k} = \frac{m}{(\Delta t)^2} + \frac{c}{2\Delta t} \quad (3. 54)$$

$$\tilde{p}_i = p_i - \left[\frac{m}{(\Delta t)^2} + \frac{c}{2\Delta t} \right] u_{i-1} - F_{int} + \frac{2m}{(\Delta t)^2} u_i \quad (3. 55)$$

On comparant avec le cas linéaire, on remarque que la seule différence est dans l'expression de la force externe \tilde{p}_i , aucun changement pour les autres étapes.

C.2 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 :

$$1. \quad \ddot{u}_0 = \frac{p_0 - c\dot{u} - ku_0 - F_{int0}}{m} \quad (3.56)$$

2. Choisir Δt

$$3. \quad \alpha = \frac{1}{\beta \Delta t} + \frac{\gamma}{\beta} c \quad (3.57)$$

$$4. \quad b = \frac{1}{2\beta} m + \Delta t \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) c \quad (3.58)$$

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

$$1. \quad \Delta \tilde{p}_t = \Delta p_t + a\dot{u}_t + b\ddot{u}_t \quad (3.59)$$

2. Détermination de la matrice de rigidité tangente k_{iT}

$$3. \quad \tilde{k}_{iT} = k_{iT} \frac{m}{\beta(\Delta t)^2} + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \quad (3.60)$$

4. Résoudre Δu_t à partir de \tilde{k}_a et $\Delta \tilde{p}_t$ en utilisant les itérations de Newton-Raphson(**).

$$5. \quad \Delta \ddot{u}_t = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \Delta u_t - \frac{\gamma}{\beta} \dot{u}_t + \Delta t \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta} \right) \ddot{u}_t \quad (3.61)$$

$$6. \quad \Delta \ddot{u}_i = \frac{1}{\beta(\Delta t)^2} \Delta u_i - \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{u}_i - \frac{1}{2\beta} \ddot{u}_i \quad (3.62)$$

$$7. \quad u_{i+1} = u_i + \Delta u_i; \quad \dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \Delta \dot{u}_i; \quad \ddot{u}_{i+1} = \ddot{u}_i + \Delta \ddot{u}_i \quad (3.63)$$

iii. Répétition pour l'incrément de temps suivant : remplacer i par i+1 et répéter les étapes ii.1 à ii.7.

(**) *Itérations de Newton-Raphson :*

Algorithme de calcul :

a) Calcul des données initiales :

$$\ddot{u}_{i+1}^{(0)} = u_i; F_{int}^{(0)} = (F_{int})_0; \Delta R^{(1)} = \Delta \tilde{p}_i; \tilde{k}_T = \tilde{k}_i \quad (3.64)$$

R : le résidu.

b) Calcul pour chaque itération, $j=1, 2, 3, \dots$

$$1. \quad \tilde{k}_{iT} \Delta u^{(j)} = \Delta R^{(j)} \quad (3.68)$$

$$2. \quad u_{i+1}^{(j)} = u_{i+1}^{(j-1)} + \Delta u^{(j)} \quad (3.65)$$

$$3. \quad \Delta F^{(j)} = F^{(j)} - F^{(j-1)} + (\tilde{k}_T - k_T) \Delta u^{(j)} \quad (3.66)$$

$$4. \quad \Delta R^{(j+1)} = \Delta R^{(j)} - \Delta F^{(j)} \quad (3.67)$$

Répétition pour l'incrément de temps suivant : remplacer j par $j+1$ et répéter les étapes b.1 à b.4.

CHAPTER 4

4.1. INTRODUCTION :

Ce chapitre présente une analyse numérique du comportement sismique du barrage en enrochement 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 hm³.

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 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.

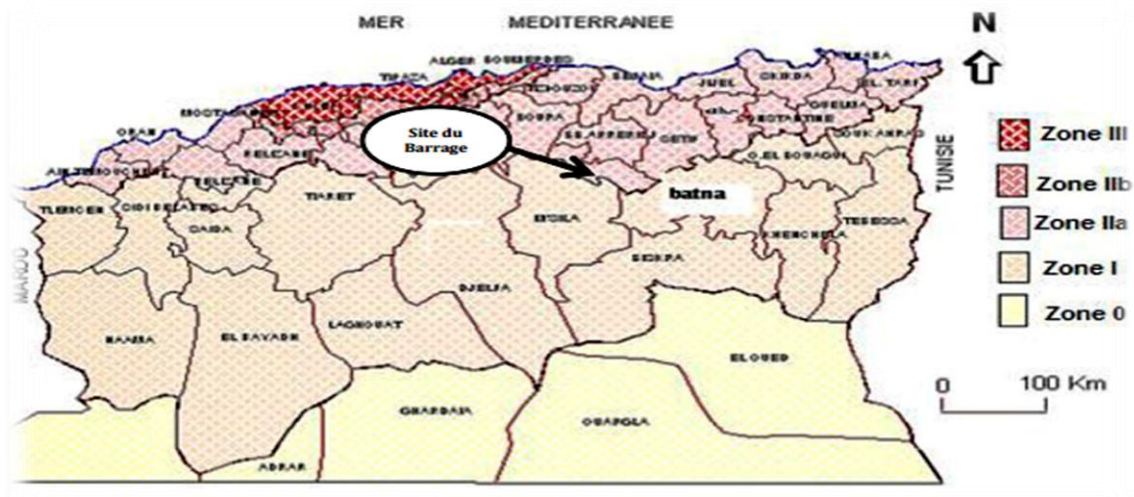


Figure 4. 2: Carte des zones sismique en Algérie version 2003.

4.2.2. Caractéristiques principales du barrage :

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

Tableau 4. 1: caractéristiques principales du barrage.

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.

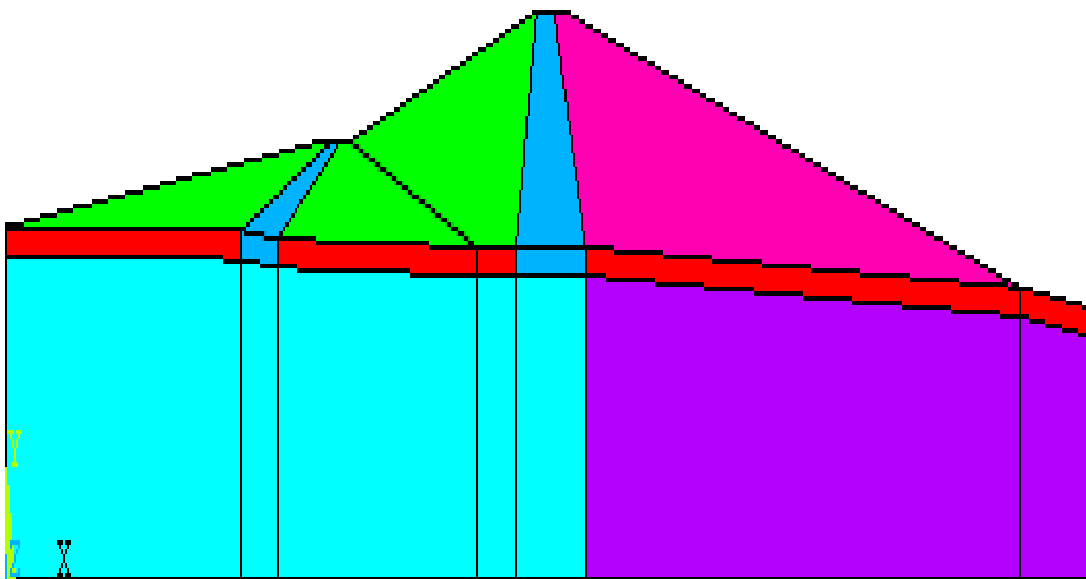


Figure 4. 3 :Coupe transversale du barrage de Soubella.

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. (Dans notre cas on a trois profils avec un espacement de 2 m).

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 (γ), le module de Young (E), le coefficient de Poisson (ν), la cohésion (C) et l'angle de frottement interne ϕ . Les propriétés mécaniques du barrage sont récapitulées dans les tableaux suivants :

	C (KPa)	ϕ (°)	γ (KN/m³)	E (MPa)	ν
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. 2: Caractéristiques de la fondation.

	C (KPa)	ϕ (°)	γ (KN/m³)	E (MPa)	ν
4- Surcharge amont	10	30	20	765	0,3
5- Batardeau amont	10	30	20	765	0,3
6- Noyau externe	25	21	19	216	0,4
7- Recharge amont	10	33	20	765	0,3
8- Noyau argileux	25	21	19	216	0,4
9- Filtre et drains	0	40	19	770	0,3
10- Recharge aval	10	33	20	765	0,3
11- Batardeau aval	10	45	20	104	0,3

Tableau 4. 3 Caractéristiques des matériaux du barrage.

4.3. MODELISATION DU SYSTEME BARRAGE-SOL DE FONDATION PAR ELEMENTS FINIS :

Une discrétisation par éléments finis en deux dimensions (2D) représentée dans la figure 5.4, 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.

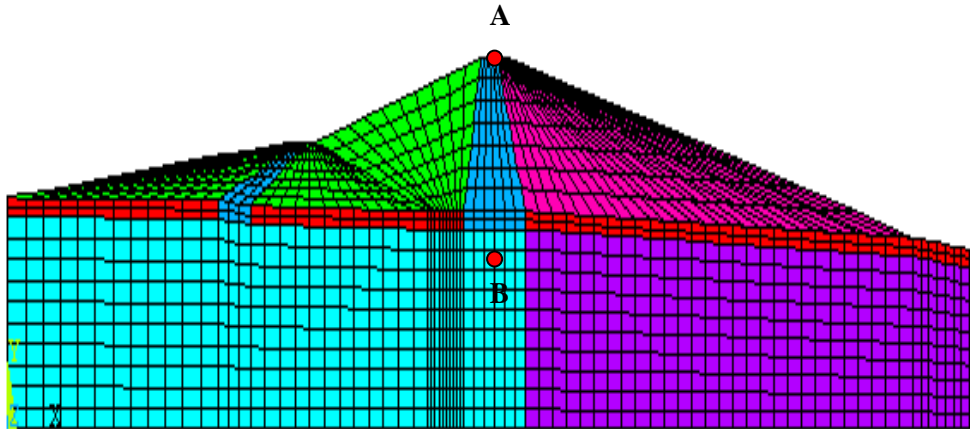


Figure 4. 4: modélisation du système barrage-fondation.

4.4. ANALYSE DYNAMIQUE :

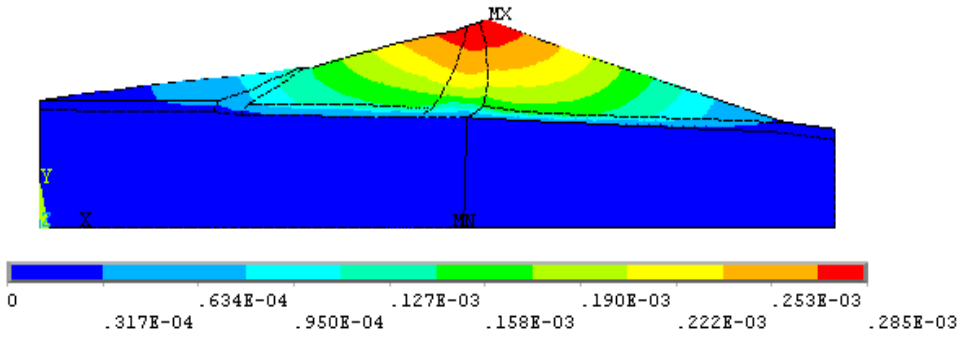
4.4.1. Analyse modale :

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

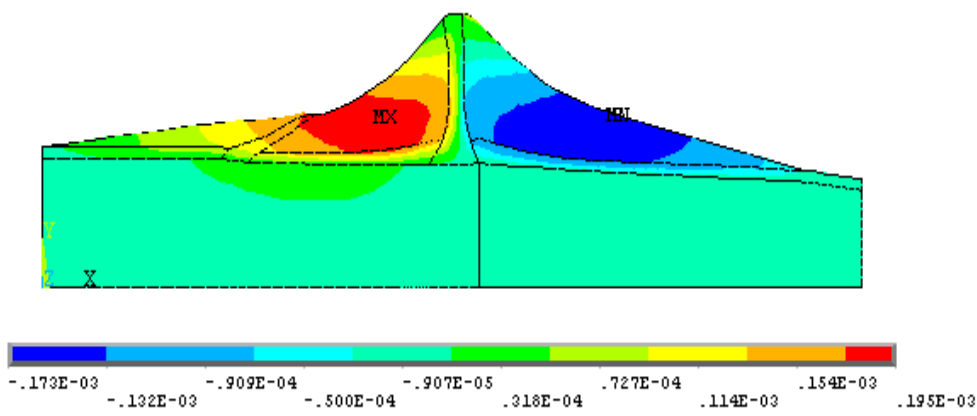
Mode	Fréquence (Hz)	Période (second)
1	1,148	0,871
2	1,625	0,615
3	1,986	0,503
4	2,005	0,498
5	2,223	0,449

Tableau 4. 4: Fréquences naturelles pour les cinq premiers modes de vibration du système barrage-fondation

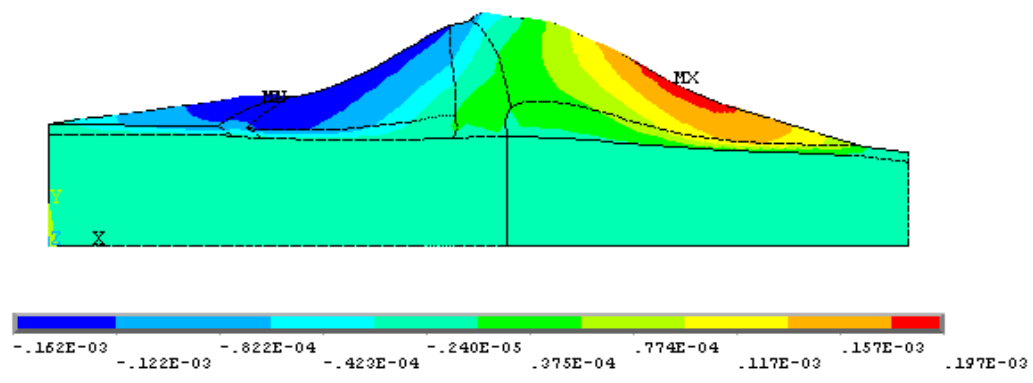
Les figures suivantes représentent les cinq modes de déformations :



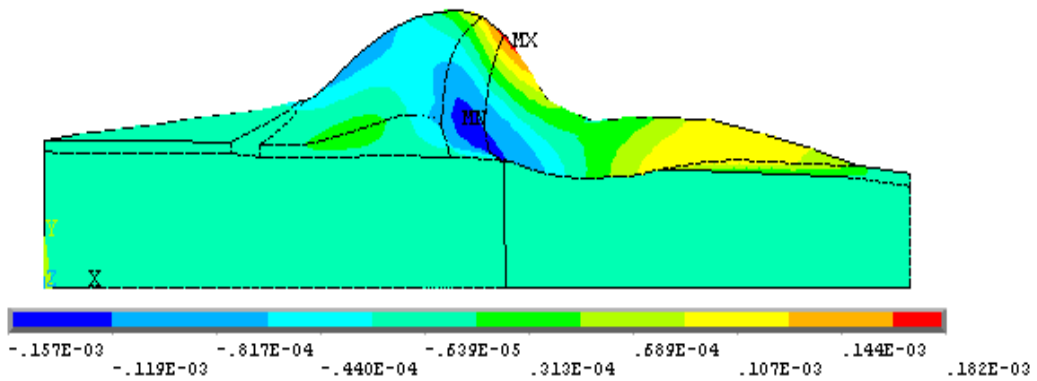
Premier mode de vibration



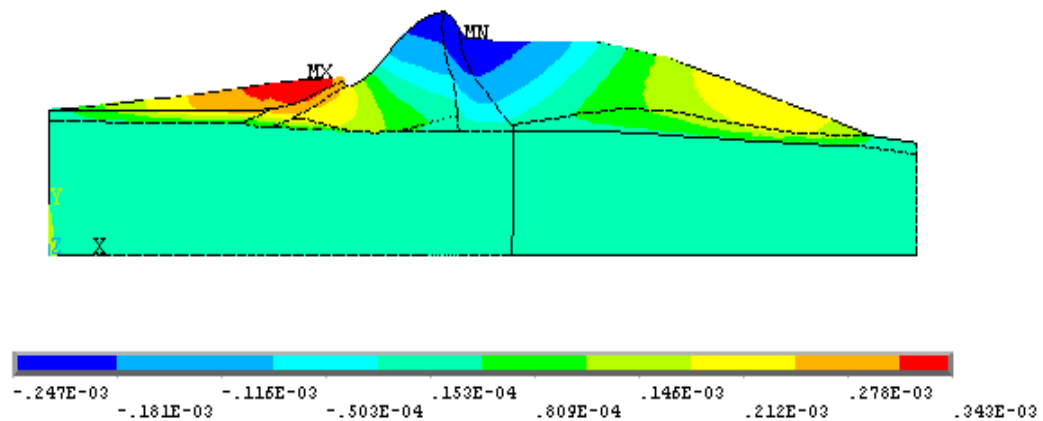
Deuxième mode de vibration



Troisième mode de vibration



Quatrième mode de vibration



Cinquième mode de vibration

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 4.5).

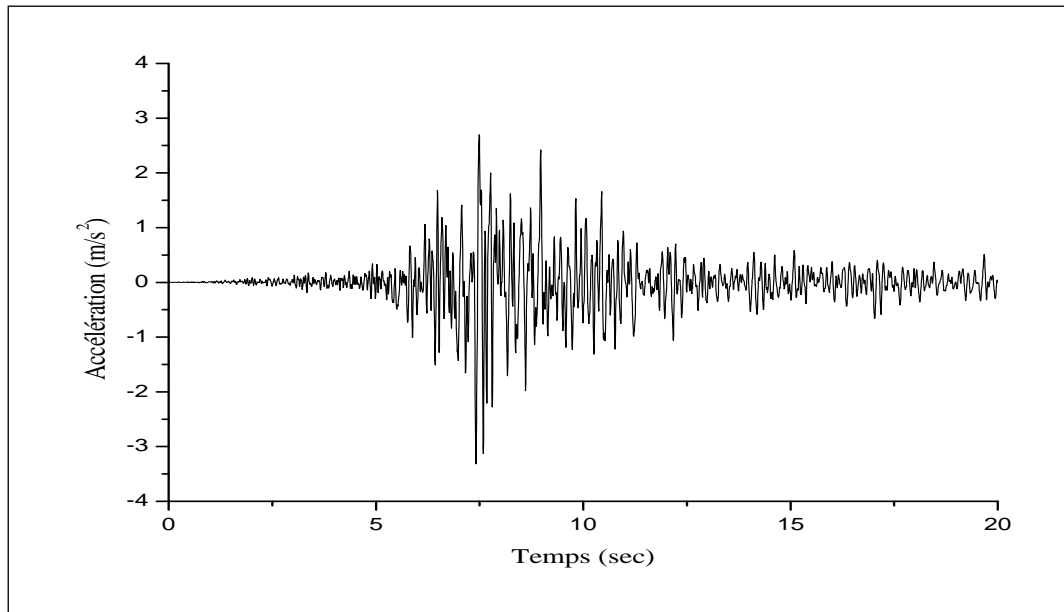


Figure 4. 5: Enregistrements du séisme de Boumerdès (2003) .

4.5. REPOSE SISMIQUE DU BARRAGE :

4.5.1. Variation des déplacements :

La réponse du barrage à l'excitation sismique est représentée dans la figure 4.6, 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 $u_{\max} = 2.74$ cm. On peut observer que l'amplification est négligeable à la fondation tandis qu'elle augmente en allant vers la crête du barrage.

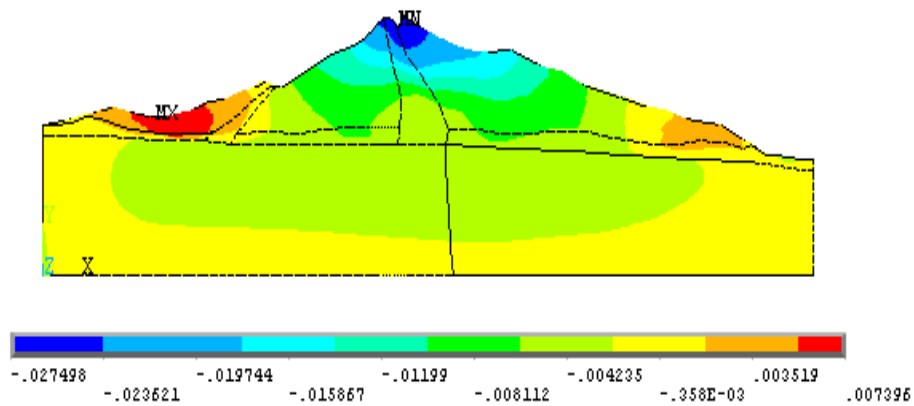


Figure 4. 6: Contours nodaux des déplacements horizontaux du barrage (m).

Les figures 4.7, 4.8 et 4.9 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 $a_{max} = 10.56 \text{ m/s}^2$, des vitesses $v_{max} = 0.330 \text{ m/s}$, et de même pour les déplacements $d_{max} = 0.0274 \text{ m}$.

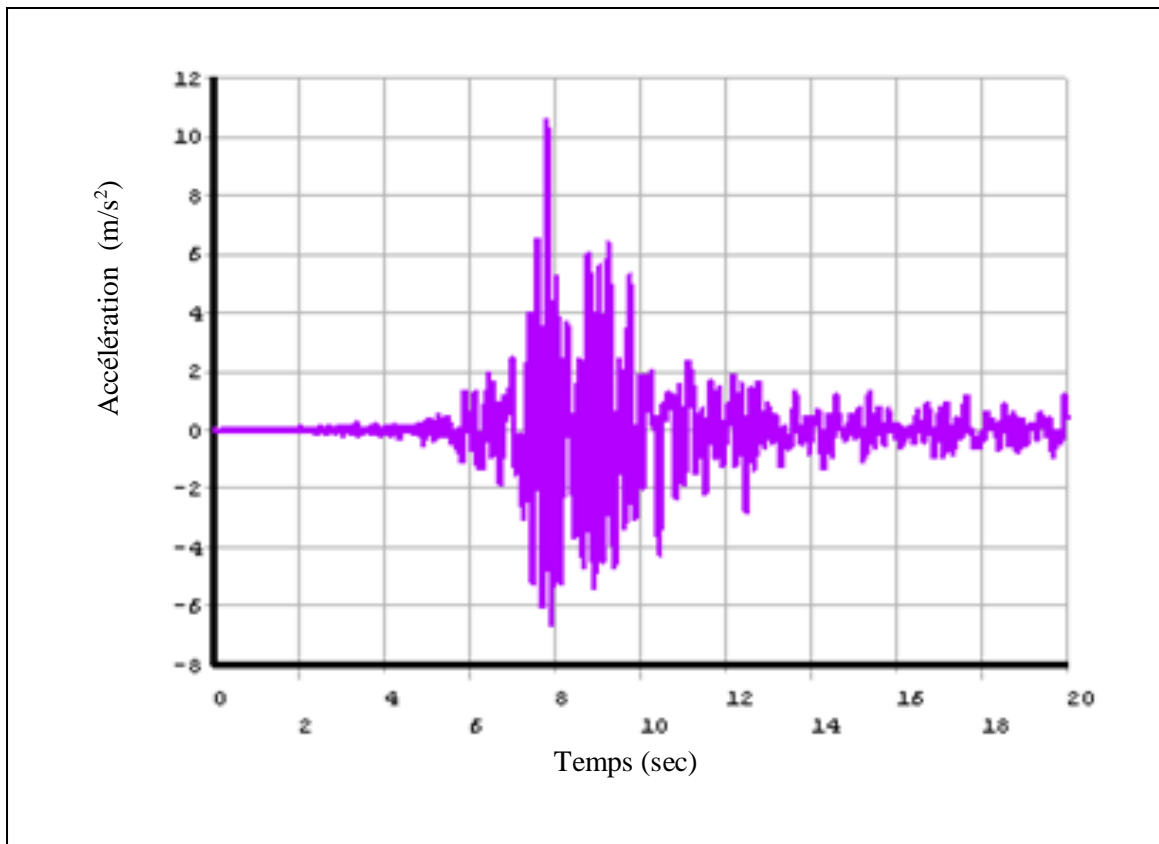


Figure 4. 7: Variation de l'accélération horizontale en fonction du temps à la crête du barrage (m/s²).

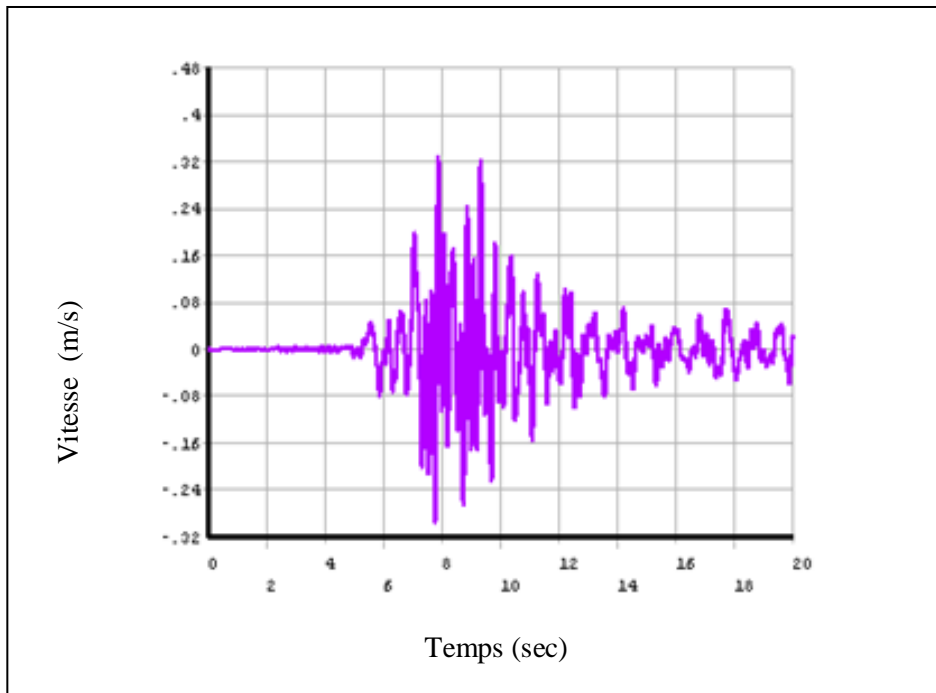


Figure 4. 8 : Variation de la vitesse horizontale en fonction du temps à la crête du barrage (m/s).

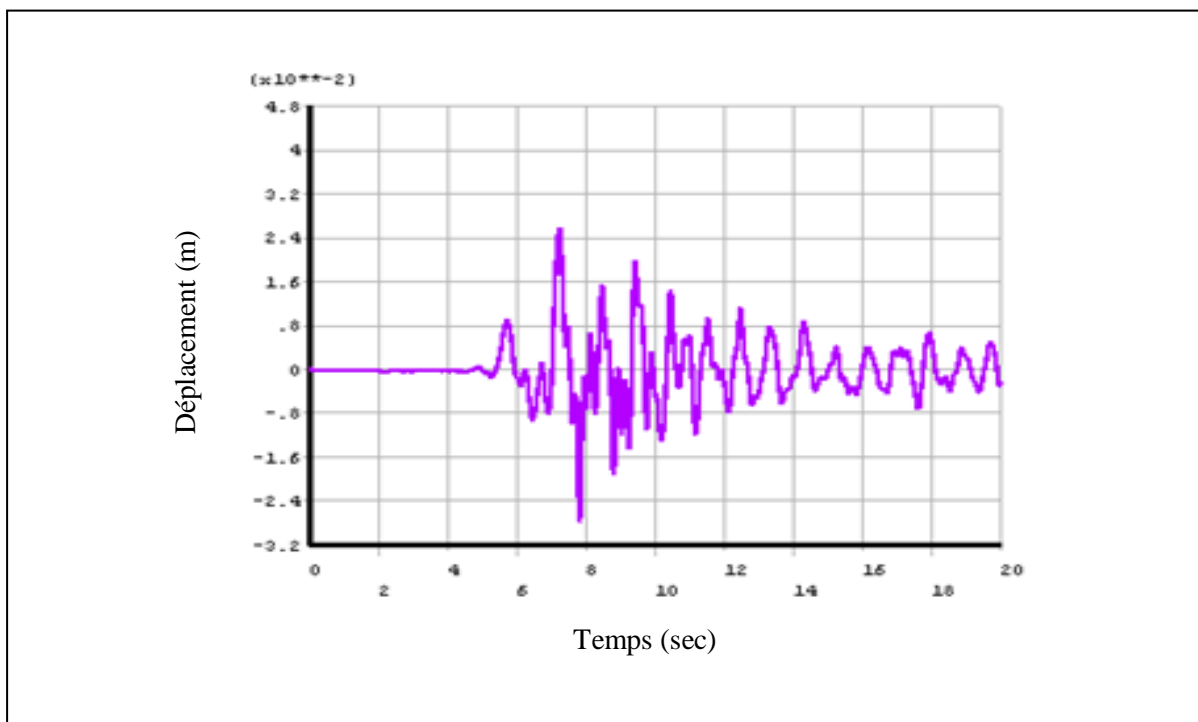


Figure 4. 9 : Variation de déplacement horizontal en fonction du temps à la crête du barrage (m).

Pour le noeud situé à la base du barrage (point B), on remarque aussi une amplification des accélérations $a_{max} = 6.992 \text{ m/s}^2$, des vitesses $v_{max} = 0.302 \text{ m/s}$, et de même pour les déplacements $d_{max} = 0.0146 \text{ m}$ (figures 4.10, 4.11 et 4.12).

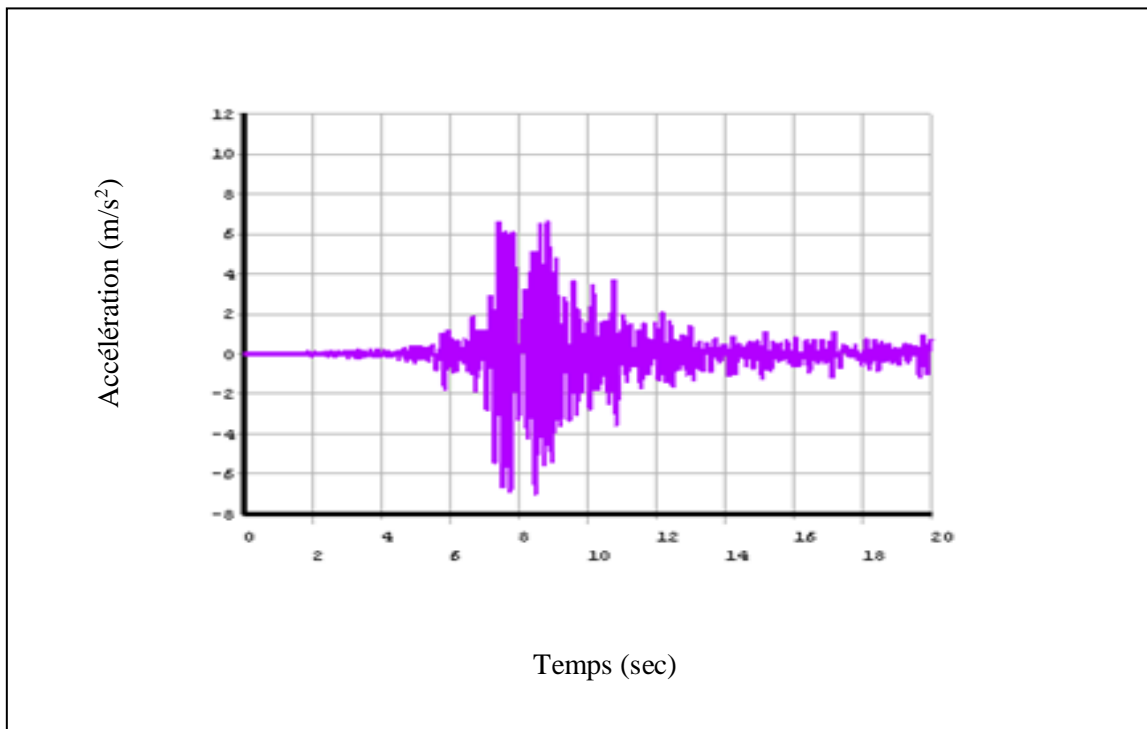


Figure 4. 10: Variation de l'accélération horizontale en fonction du temps à la base du barrage (m/s^2).

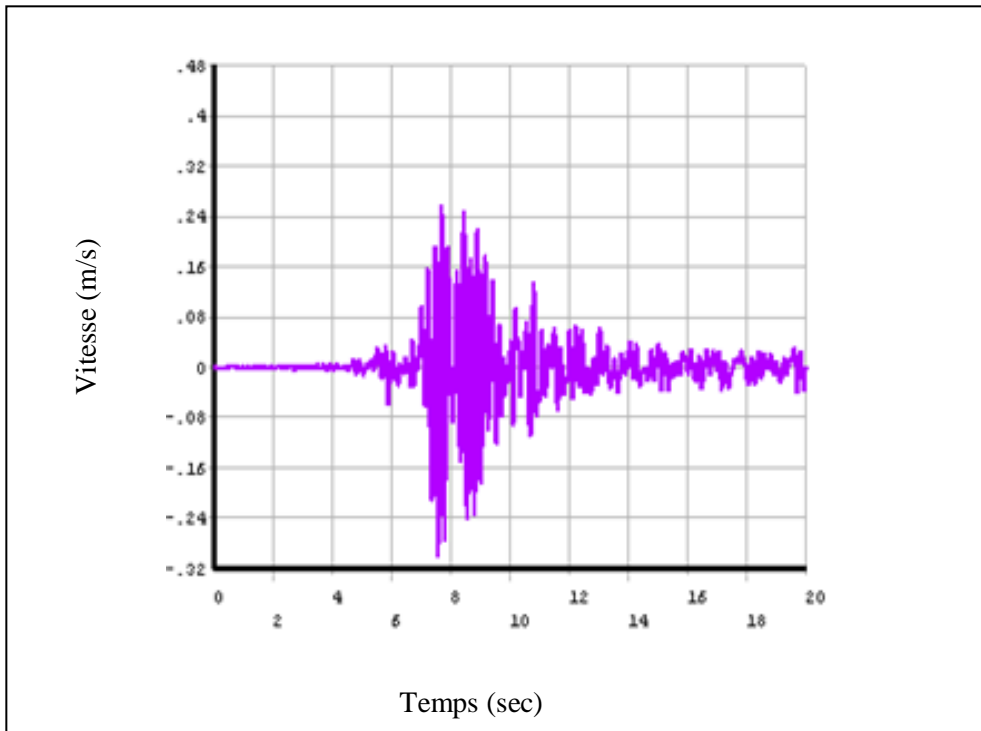


Figure 4. 11 : Variation de la vitesse horizontale en fonction du temps à la base du barrage (m/s).

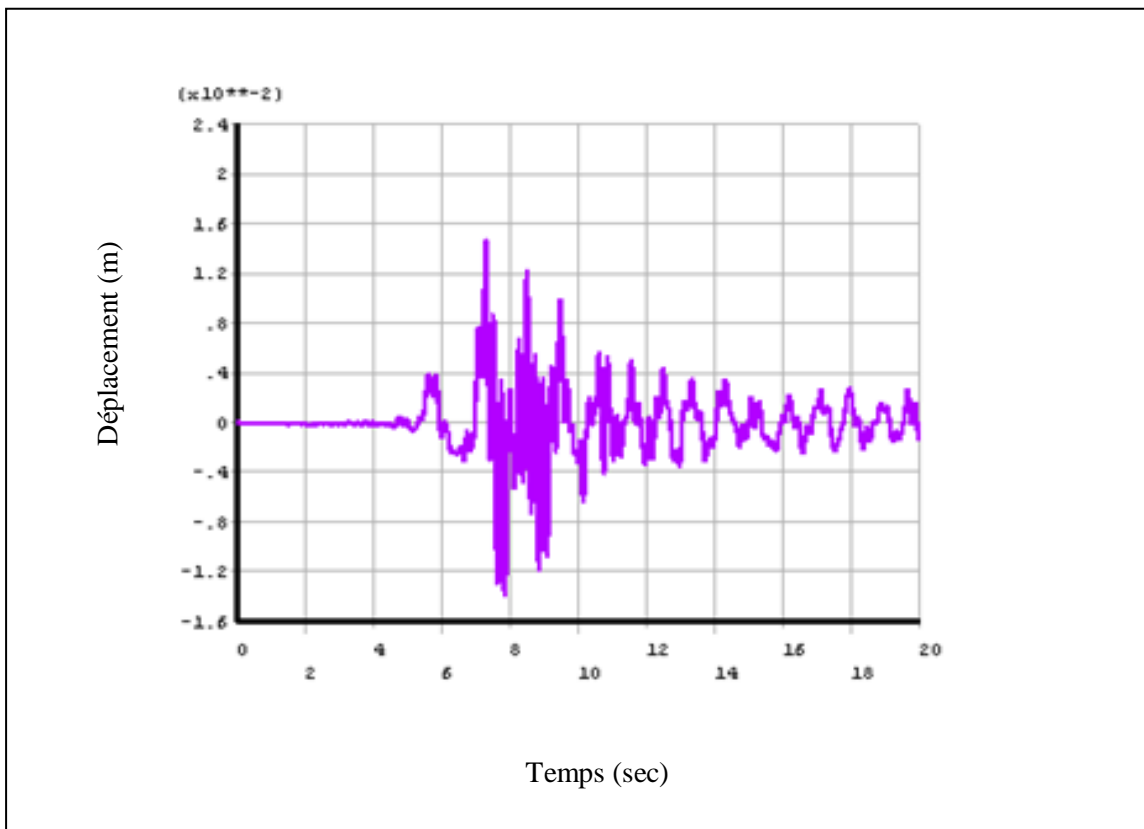


Figure 4. 12: Variation de déplacement horizontal en fonction du temps à la base du barrage (m).

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 4.13, 4.14 et 4.15.

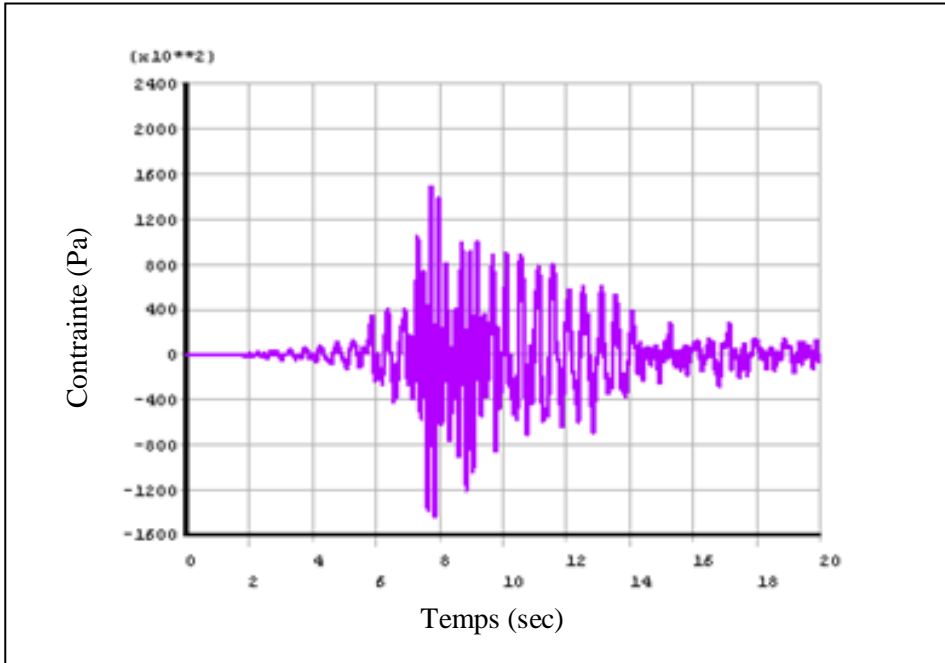


Figure 4. 13: Variation des contraintes horizontales en fonction du temps à la base du barrage (Pa)

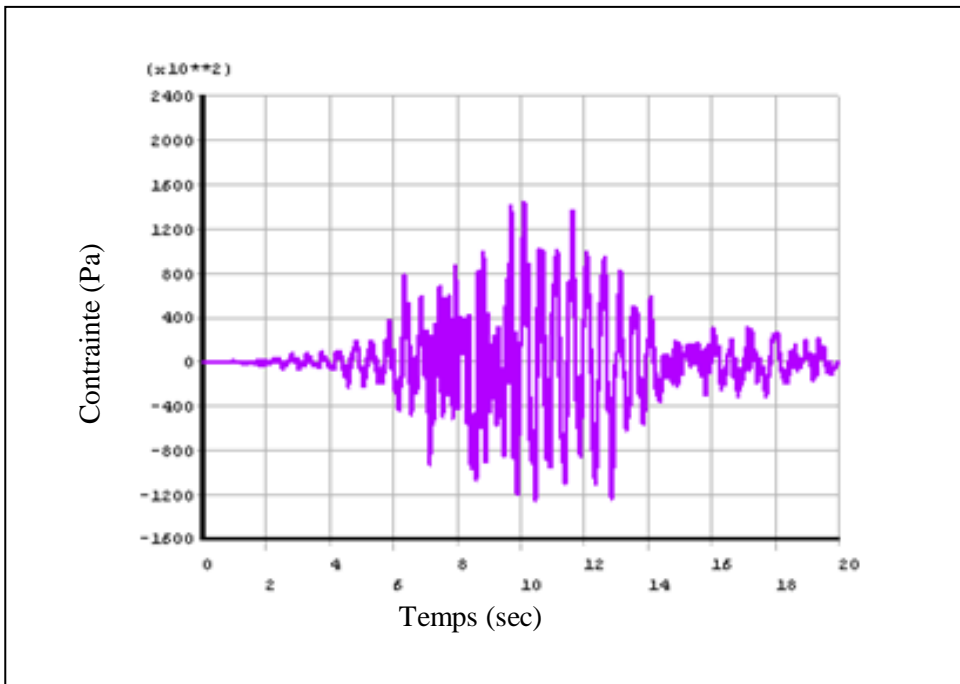


Figure 4. 14: Variation des contraintes verticales en fonction du temps à la base du barrage (Pa).

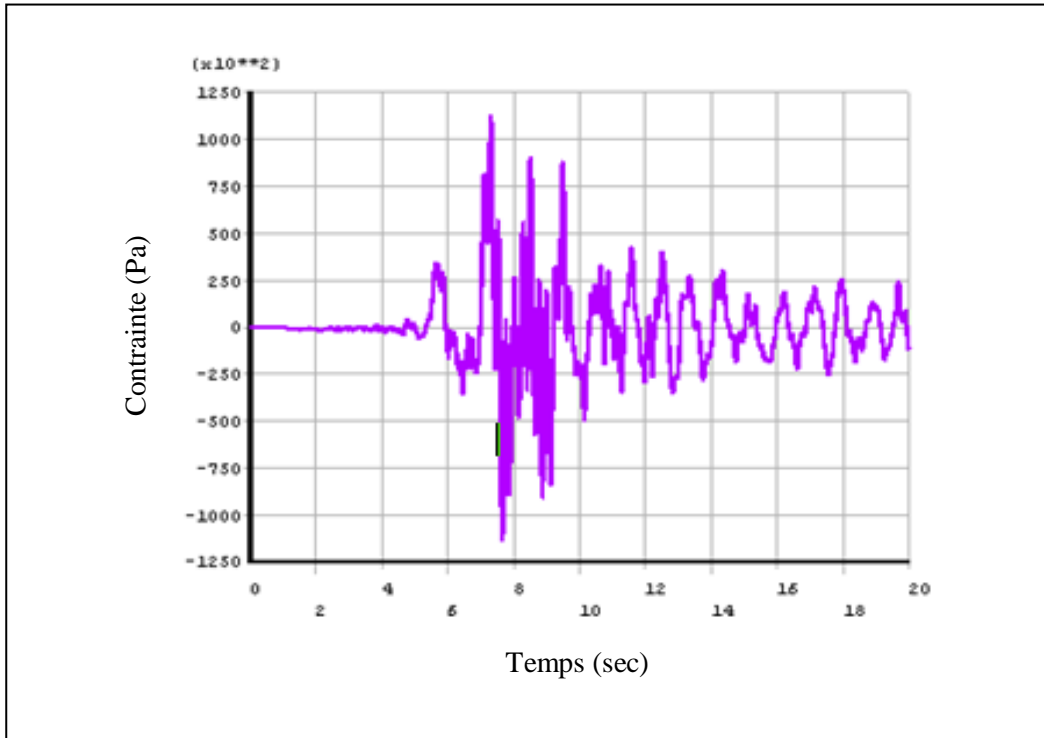


Figure 4. 15: Variation des contraintes de cisaillement en fonction du temps à la base du barrage (Pa).

La variation des contraintes horizontales, verticales et de cisaillement en fonction du temps à la crête du barrage est représentée dans les figures 4.16, 4.17 et 4.18. Les contraintes diminuent en s'éloignant de la base de la fondation du barrage.

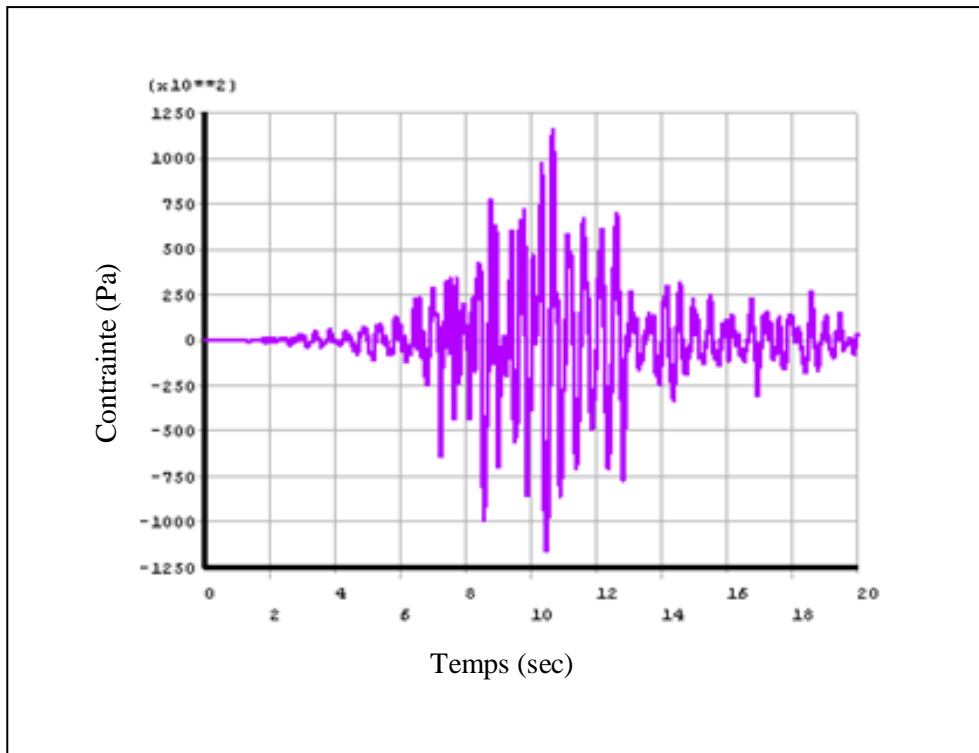


Figure 4. 16 : Variation des contraintes horizontales en fonction du temps à la crête du barrage (Pa).

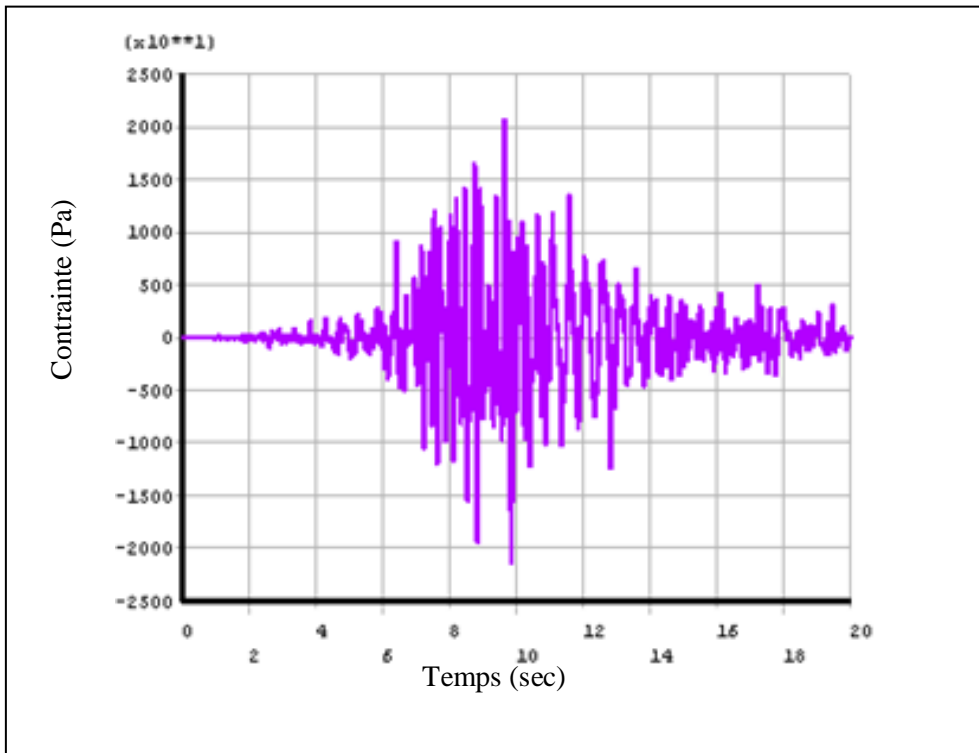


Figure 4. 17: Variation des contraintes verticales en fonction du temps à la crête du barrage (Pa).

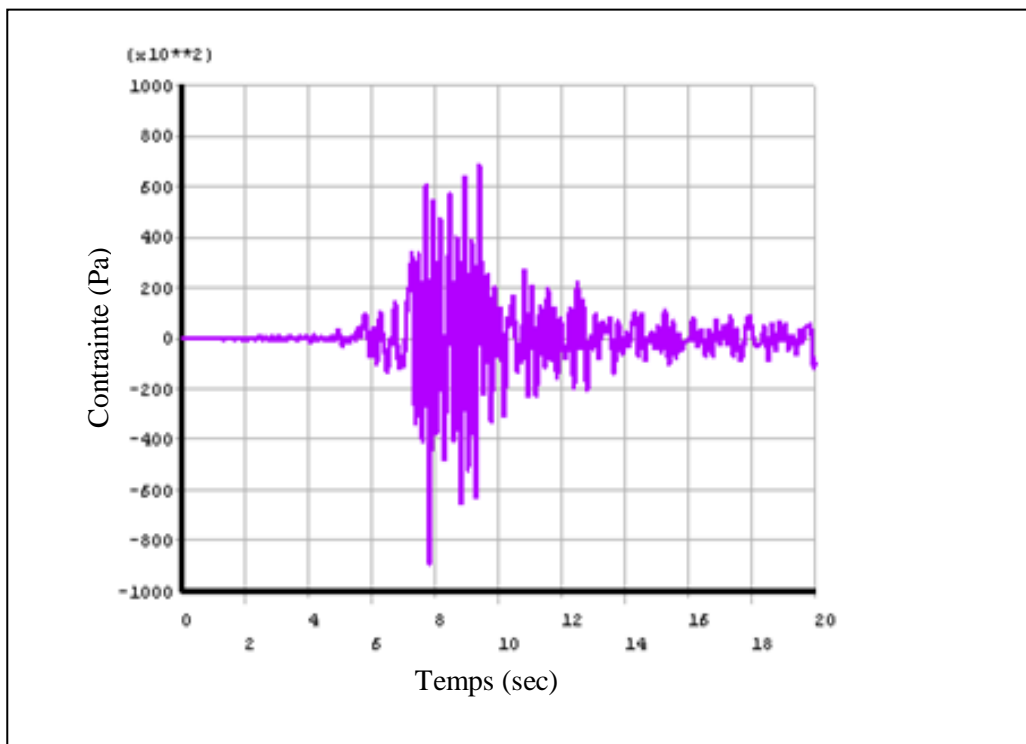


Figure 4. 18: Variation des contraintes de cisaillement en fonction du temps à la crête du barrage (Pa).

4.5. CONCLUSION

Ce chapitre comprend une analyse du comportement sismique des barrages en enrochement. 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 enrochement. Les analyses ont été effectuées en utilisant le critère de Mohr-Coulomb.

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 et des contraintes.

CONCLUSION GENERALE

La présente étude concerne l'analyse numérique de l'effet de tremblement de terre sur les barrages en enrochement, 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 de 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 enrochement, 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.

Référence :

André Filiatrault (1996).Eléments de génie parasismique et de calcul dynamique des structures. Editions de l'école Polytechnique de Montréal.

Anton.S et Pougatsch.H, 2011. LES BARRAGES- DU PROJET A LA MISE EN SERVICE. Presses Polytechniques et Universitaires Romandes (PPUR), école polytechnique fédérale de Lausanne, 714p.

Delliou. P, 2003. LES BARRAGES : CONCEPTION ET MAINTENANCE. Presses universitaires de Lyon, Vaulx-en-Velin, vol. 1, 270 p.

Chopra, A. K. and Gutierrez, J.A. Earthquake analysis of multistory buildings including foundation interaction. Earthquake Engineering Research Center report 73-13, University of California, Berkeley, 1973.

Evgeny Barkanov. Introduction to the finite element method. Institute of Materials and Structures Faculty of Civil Engineering Riga Technical University.

Gutierrez, J.A. A substructure method for earthquake analysis of structure-soil interaction. Earthquake Engineering Research Center report 76-9, University of California, Berkeley, 1976.

Gupta, S., Lin, T.W., Penzien, J. and Yen, C.S. Hybrid modeling of soil-structure interaction. Earthquake Engineering Research Center report 80-9, University of California, Berkeley, 1980.

Idriss, J.M. and Kennedy, R.P (1980). Analysis for soil-structure interaction effects for Nuclear Power Plants-Report by the Ad Hoc Group soil structure interaction of the committee on Nuclear Structures and Materials of the structural division of ASCE.

John, P.W. and Chongmin, S. Some cornerstones of dynamic soil-structure interaction. Eng. Struct. 2002; 24:13-28.

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.

Michel DYSLI (1997).Modélisation en contraintes-déformation, école polytechnique fédérale de Lausanne.

Mihailo, D.T., Maria, I.T. and Tzong-Ying, H. Full-scale experimental studies of soil structure interaction. In: Proceedings of the 2nd US-Japan workshop on soil structure interaction, Tsukuba City, Japan, March 6-8, 2001.

Mohammed Kadri (2005). Effet de la non linéarité géométrique sur le comportement des barrages. Algerian Journal of Technology.

Mohammed Kadri (2009). Modélisation du comportement sismique d'un barrage en terre en tenant compte de l'interaction avec le sol et le réservoir. 27èmes rencontres de génie civil, 3-5 juin, Saint Malo - France

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

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

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

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

Ouzandja, D., Tiliouine, B., & Ouzandja, T. (2017, July). Nonlinear seismic response of concrete gravity dams. In *International Congress and Exhibition " Sustainable Civil Infrastructures: Innovative Infrastructure Geotechnology"* (pp. 13-21). Springer, Cham.

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

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

Pecker, A. Dynamique des sols. Presses Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1984.

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

Smith, H.A., Wu, W.H. and Borja, R.I. Structural control considering soil-structure interaction effects. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 1994; 23:609-626.

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.