



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique



Université Hadj lakhdar –Batna

Institut de Génie Civil, d'Hydraulique et d'Architecture

Département d'Hydraulique

Mémoire de Magister en Hydraulique

Option : Hydraulique numérique et environnement

Présenté par
SEGHIR Tarek

Pour obtenir le diplôme de Magister en en Hydraulique Numérique et environnement

Thème :
**MODELISATION DU COMPORTEMENT DYNAMIQUE DU BARRAGE
EN TERRE SOUS CHARGES SISMIQUES**

Sous la direction du Pr **FOURAR Ali**
Mémoire soutenu le 05/03/2014

Devant le jury composé de :

Jury	Grade	Affiliation	Qualité
ABBECHÉ Khelifa	Pr	U de Batna	Président
FOURAR Ali	Pr	U de Batna	Rapporteur
MELLAS Mekki	Pr	U de Biskra	Examineur
GUELATA Abdelhamid	Pr	U de Biskra	Examineur
TIRI Amar	MCB	U de Batna	Invité

Remerciements

« Je remercie en premier Dieu pour tout.

Je remercie en second Mon défunt père et ma mère et ma femme qui ont sacrifiés leur vie pour notre bien.

En fin, mes sincères reconnaissances et gratitudees à tous mes enseignants, et en particulier le directeur de ce mémoire Pr. **FOURAR Ali** et Mr **KERKOURI Ali** pour ses nombreux conseils, et sa disponibilité.

Je remercie également le président et les membres de jury d'avoir accepter d'examiner mon travail. »

Dédicaces

En signe de respect et de reconnaissance,

Je dédie ce modeste travail à

Mes chers parents pour leur patience et leurs sacrifices.

Ma femme, mon enfant Anes Abderrahmane

A mon frère et mes deux sœurs, à

Tous mes amis .

Mes collègues de promotion, et à tous

Personne ayant contribué à ce travail de près ou de loin.

Sommaire

Chapitre N° 01 : Etude bibliographique sur le comportement du sol

1.1. Introduction	03
1.2. Élasticité.....	03
1.2.1 Élasticité linéaire isotrope de Hooke.....	04
1.2.2. Élasticité non linéaire.....	04
1.2.3. Le comportement poro élastique linéaire	05
1.2.3.1. Contrainte effective, l'hypothèse de Terzaghi.....	06
1.2.3.2. Comportement poro-élastique linéaire isotrope.....	07
1.3. Elastoplasticité.....	08
1.3.1. Partition des déformations et relation incrémentale hypo élastique	09
1.3.2. Surface de charge et domaine d'élasticité.....	09
1.3.3. Écrouissage	10
1.3.4. Règle d'écoulement plastique	11
1.3.5. Relations incrémentales avec seuil plastique unique	11
1.3.6. Relations incrémentales pour l'élastoplasticité à potentiels multiples.....	12
1.4. Sols non saturés	13
1.4.1. Comportement des sols non saturés:	14
1.4.2. Le modèle élastoplastique d'Alonso, Gens et Josa :	14
1.4.2.1. Comportement sous chargement isotrope :	15
1.4.2.2. Comportement sous chargement triaxial :	17

Chapitre N° 02 : Méthodes d'analyse de la stabilité sismique des barrages en terre

2.1. Introduction :	19
2.2. Analyse pseudo-statique.....	19
2.3. L'approche de Newmark	20
2.4. L'analyse de Seed-Lee-Idriss :	21
2.5. Les méthodes numériques	21
2.5.1. Codes en contraintes totales	22
2.5.2. Codes en contraintes effectives	22

Chapitre N° 03 : Méthodes d'interaction sol-structure et fluide-structure

3.1. Méthodes d'interaction sol-structure.....	24
3.1.1. Définitions	24
3.1.1.1. Interaction cinématique et interaction inertielle.....	24
3.1.1.2. Fonctions d'impédance.....	24
3.1.2. Formulation d'un problème d'interaction sol-structure.....	25
3.1.3. Méthodes d'analyse de l'interaction sol-structure.....	26
a). Méthodes globales.. ..	26
b). Méthodes de sous-structure.. ..	27
b.1). Méthodes de frontière.....	27
b.1.1) Frontière rigide :	28
b.1.2) Frontière flexible :	30
b.2) Méthodes de volume.....	30
c). Méthodes hybrides.....	31
3.2. Méthodes d'interaction fluide-structure	32
2.2.1. Les différentes méthodes d'interaction fluide-structure.	33
2.2.1.1. La méthode de masse ajoutée :	33
a) Effet d'inertie :	33
b) Effet de compressibilité :	34
c) Effet de viscosité :	34
3.2.1.1.1. Solution de WESTERGAARD :	34
3.2.1.2. Méthode de couplage éléments finis-éléments finis :	35
3.2.1.2.1. Modèle pour l'analyse directe dans le domaine temporel :	35
3.2.1.2.2. Modèle pour l'analyse transitoire dans le domaine temps du système barrage - réservoir en introduisant l'effet du bas de réservoir.....	37
3.2.1.3. Méthode de couplage éléments finis-éléments infinis.	40
3.2.1.3.1. Représentation des éléments infinis.	40

Chapitre N° 04 : Etude de barrages par la méthode des éléments finis

4.1. Introduction.	44
4.2. État de contraintes-déformations	44
4.2.1. État de contraintes-déformations dans le cas élastique	44
4.2.2. État de contraintes-déformations dans le cas élastoplastique.	46
4.3. Application de la méthode des éléments finis	48
4.3.1. Modélisation.. ..	48
4.3.1.1. Modélisation du système barrage-fluide-fondation.	48
4.3.1.1.1. Barrage	48
4.3.1.1.2. Fondation	48
4.3.1.1.3. Fluide	48

4.3.1.2. Choix de type d'élément	48
4.3.1.3. Conditions aux frontières	49
4.3.2. Analyse dynamique	49
4.3.2.1. Formulation générale des équations de mouvement par la méthode des éléments finis	49
Matrice de rigidité	50
Matrice masse	50
4.3.2.2. Caractéristiques dynamique du système	50
4.3.2.2.1. Matrice de raideurs	50
4.3.2.2.2. Matrice masse	51
4.3.2.2.3. Matrice d'amortissement	52
4.3.2. 3. Résolution de problème :	53
4.3.2.3.1. Méthodes d'intégration directe :	53
4.3.2.3.2. Le cas linéaire :	53
4.3.2.3.2.1. Méthode de différences finies centrées :	53
4.3.2.3.2.2. Méthode de Newmark	54
4.3.2.3.3. Le cas non linéaire :	55
4.3.2.3.3.1. Méthode de différences finies centrées	56
4.3.2.3.3.2. Méthode de Newmark	56

Chapitre N° 05 : Modélisation du comportement dynamique du barrage en terre d'OUARKISS

5.1 Description du barrage :

5.1.1 Localisation :	59
5.1.2 Caractéristique générale :	60
5.1.2.1 Géologique et géotechnique :	60
5.1.2.2 Hydrogéologie :	61
5.1.2.3 Principales composantes du barrage :	61
5.2 Risque sismique :	62
5.3 APPLICATION :	63
5-3.1 Informations générales :	63
5-2. Géométrie et la Stratification de la structure avec des nœuds signifiants :	63
5-3. Matériaux des différentes couches :	64
5-4. Maillage :	65
5-5 –Phases de calcul :	65
5-6 .résultats et interprétation :	66
5-6-1 .Stabilité du barrage en phase finale de son exécution (barrage vide)	66
5-6-2 . Résultats des calculs numériques de la hauteur harmonique h (ligne de: saturation)...70	
5-6-3.Stabilité du barrage sous les charges hydrostatique et sous l'effet du poids propre des matériaux constituant la structure du barrage (barrage plein d'eau).....70	
5-6-5. Analyse du comportement dynamique du barrage sous sollicitation sismique	74
5-6-5-1.Caractéristiques de la secousse sismique supposée.....74	
5-6-5.2. Résultats des calculs sous l'effet de la sollicitation sismique	75
5- 6-5-2-1 Déplacements	75

5-6-5-2-2 Accélérations temporaires en un point de la structure :.....	77
5-6-5-2-3. Effets des accélérations sur les déplacements de la structure au point A.....	79
5-6-5-2-4 .distributions des accélérations dans les différentes zones du barrage:.....	80
5-6-5-2-5 .Contraintes :.....	81
Conclusions et Recommandations	86

Les notations

Symbole	Description
K	Coefficient sismique
W	Poids du sol impliqué
M	Masse de fluide
P	Pression interstitielle
p₀	Pression du fluide initiale
C	Tenseur de rigidité des modules d'élasticité
M	Vecteur courant de masse fluide (souvent appelé module de Biot)
C₀	Tenseur des modules d'élasticité isothermes drainés
K_{fl}	Module d'incompressibilité
K₀	Module d'incompressibilité drainé
K_s	Module d'incompressibilité de la matrice
B	Coefficient de Biot
v	Coefficient de Poisson
c'	Cohésion
f_{oct}	Coefficient de frottement octaédrale
k_{oct}	Cohésion octaédrale
G(p, q, p_c)	Potentiel plastique
G	Module de cisaillement
e₁	Indice des vides correspondant à la contrainte de référence : $s'_1 = 1KPa$
C_s	Indice de gonflement
C_c	Indice de compression
P	Pression moyenne nette
p_c	Pression capillaire
[p_c × p]	Plan définit la surface de charge
E	Indice des vides représente l'état de déformation du sol
p₀	Un paramètre d'écrouissage gouverné par l'indice des vides plastique
s₀	Un paramètre d'écrouissage
[M]	Matrices de masse, amortissement et raideur
[C]	Matrices d'amortissement
[K]	Matrices de raideur
{Q f }	Vecteur de charge
{u }	Déplacement total de la structure
{u_i }	Déplacement au nœud de la structure
{u_f }	Le déplacement au nœud de la fondation
u*	Déplacement d'interaction cinématique

F	Degré de libertés situées sur la frontière de séparation
[S_f]	Matrice d'impédance du sol.
[T]	Matrice de transformation.
{\tilde{u}_0}	Vecteur des déplacements et rotations du centre de la fondation.
{\tilde{p}_b}	Forces nodales
P	Surpression sur la face amont (y = 0)
H	Niveau d'eau du réservoir.
Z	Côté dans la partie immergée de la face amont.
P	Pression sur l'écran.
H	Profondeur de l'eau.
K	Module de compressibilité de l'eau
T	Période du mouvement de l'écran, supposé harmonique.
T₀	Période propre du réservoir.
C	Célérité des ondes de compression dans l'eau
C'₀	Un coefficient d'amplification.
Q	Matrice d'interaction
{E(t)}	Vecteur nodal 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
dσ_{ij}	Tenseur de comportement tangent
f (σ_{ij}, a k)	Surface de charge
a_k	Variable d'écrouissage
H c'	Module d'écrouissage.
[\bar{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
p₀	Accélération à i=0
\ddot{u}_0	Force à i=0
C	Amortissement de système
K	Rigidité de système
u₀	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
\tilde{k}	Rigidité à l'étape i

\tilde{p}_i	Force à l'étape i
$\Delta\tilde{p}_i$	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
\tilde{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.
π'	Tenseur des contraintes effectives en poroélasticité
σ'	Tenseur de Cauchy des contraintes effectives
ϕ_0	Porosité
λ, μ	Coefficients de Lamé.
$\sigma_1 \text{ et } \sigma_3$	Contraintes principales extrêmes
φ'	Angle de frottement
ψ	Angle de dilatance
δ	Facteur de dilatance
$\gamma_{\text{éq}}^p$	Distorsion plastique équivalente
δ_{ij}	Tenseur de Kronecker.
σ_p	Pression de pré consolidation
σ	Contrainte moyenne totale.
$d\varepsilon_p$	Déformation volumique
ε	Déformation volumique plastique.
ρ_w	Masse volumique du fluide
α	Coefficient de l'intensité sismique en direction horizontale
γ_w	Poids volumique de l'eau
$d\lambda_p$	Multiplicateur plastique
$\gamma \text{ et } \beta$	Taux d'amortissement visqueux

Liste des figures

La figure 1.1 Schématisation d'un milieu poreux selon Coussy [1].....	05
La figure 1.2 Différentes formes de lois d'écroutissage	10
La figure 1.3 Variation de l'indice de vides avec la pression moyenne nette lorsque $p_c = C_{tse}$	15
La figure 1.4 Domaine d'élasticité dans le plan $[P \times P_c]$	16
La figure 1.5 Comportement volumique caractéristique d'un sol non saturé à pression capillaire constante.....	16
La figure 1.6 Coupes à pression capillaire constante représentant les domaines d'élasticité dans le plan $[p \times q]$	18
La figure 2.1 Méthode de double intégration pour la détermination de la déformé du Parement du barrage [8].....	20
La figure 3.1 a Problème d'interaction.....	25
La figure 3.1 b Problème de réponse du sol en champ libre.....	26
La figure 3.1 c Interaction sol-structure.....	26
La figure 3.1 Théorème de superposition pour l'interaction sol-structure.....	26
La figure 3.2 Méthode des sous-structures Méthode de frontière.....	28
La figure 3.3 Méthode des sous-structures Méthode de volume.....	31
La figure 3.4 Méthode Hybride.....	32
La figure 3.5 Système avec différentes condition aux limites.....	36
La figure 3.6 Le système barrage réservoir.....	37
La figure 3.7 Transformation géométrique de l'élément semi-infini.....	41
La figure 3.10 Maillage du barrage et du réservoir.....	42
La figure 4.1 Conditions de déformation plane (exemple d'un barrage en terre).....	45
La figure 4. 2 représente les contraintes principales sur un petit élément dans le cas des déformations planes.....	45
La figure 4.3 Comportement plastique uni axial.....	47
La figure 4.4 Schéma de résolution sans et avec itération d'équilibre.....	56
La figure 5.1 Vue en plan.....	59
La figure 5.2 Carte géologique.....	60
La figure 5.3 intensité maximales obser5ées dans les wilayas de l'est algérien.....	62
La figure 5.4 géométrie et nœuds signifiants.....	63
La figure 5.5 maillages à 06 Nœud.....	65
La figure 5.6 Différent déplacement sous l'effet du poids propre $U_{Total\ max}$	67
La figure 5.7 Déplacement horizontale.....	68
La figure 5.8 Déplacement vertical.....	69
La figure 5-9 Ligne de saturation	70

La figure 5.10 Déplacement Total	71
La figure 5.11 Déplacement horizontale	72
La figure 5.12 Déplacement vertical	72
La figure 5.13 Pressions interstitielles actives Pression interstitielle actives maximale	73
La figure 5.14 Contraintes effectives Contrainte effective maximale	73
La figure 5.16a Déplacements totaux U maximal.....	75
La figure 5.16b Diagramme des déplacements selon la section horizontale ; Déplacement maximal	76
La figure 5.16c Diagramme des déplacements selon la section verticale ; déplacement maximal	76
La figure 5.17 Intensités des accélérations instantanées au point A (110/45)	77
La figure 5.18 Accélérations instantanées horizontale au point A (110/45)	78
La figure 5.19 Accélérations instantanées verticale au point D (219.60/-4).....	78
La figure 5.20 Intensités des accélérations -Déplacements au point G (31.20/13.50).....	79
La figure 5.21 Intensités des accélérations -Déplacements au point F (156.8/31).....	79
La figure 5.22 Accélérations totales. a max.....	80
La figure 5.23 Accélération horizontal.....	80
La figure 5.24 Accélération vertical a max.....	81
La Figure 5.25 Contrainte effective maximale.....	81
La Figure 5.25 a Contrainte effective horizontale	82
La Figure 5.25 b contraintes effectives verticales	82
Figure 5.26 Contrainte de cisaillement	83
La figure 5.27 Zones à l'état plastique et les zones dans un état qui ne dépasse pas les frontières décrites à travers le modèle de Mohr-Coulomb.....	83
La figure 5.28 Diagramme des contraintes effectives normales selon la section verticale.....	84
La figure 5.29 Pressions interstitielles actives en fonction du temps au Point A (110.45)	84
La figure 5.30 Accélérations horizontales -Pressions interstitielles actives au Point A (110 ,45).....	85

Table des tableaux

Tableau [5-1] De pointe pour les séismes	62
Tableau [5-2] Unités.....	63
Tableau [5-3] Modèle	63
Tableau [5-4] Matériaux des différentes couches	64
Tableau [5-5] Paramètres du voile étanche.....	64
Tableau [5-6] Nombre et type d'élément.....	65

Introduction générale

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

Quelques 245 barrages en remblai – principalement de petits barrages étaient endommagés suites au séisme de Bhuj d'une magnitude de 7.7 le 26 janvier 2001 à Gujârât en Inde. D'autres barrages ont reçu de sérieuses détériorations pendant les séismes de Koliniski le 17 août 1999 en Turquie et de Chi Chi à Taiwan.

Ces évènements récents ont montré que les tremblements de terre présentent toujours des dangers pour les barrages que les ingénieurs doivent bien prendre en charge pendant l'analyse de la sécurité sismique de ces ouvrages. La stabilité sismique était déjà évoquée en 1955 au 5ième congrès du comité international des grands barrages – ICOLD à Paris.

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

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

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

Dans ce travail le comportement sismique d'un barrage en terre a été investi en tenant compte des non linéarités physique des matériaux constituant le corps du barrage, l'effet de la rigidité des différentes zones du barrage et de la fondation.

Le présent mémoire est organisé en cinq chapitres, une introduction et une conclusion générale. Dans le premier chapitre, une étude bibliographique détaillée sur le comportement des barrages en terre et les modèles de comportement de sol a été présentée dans le deuxième chapitre.

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

Dans le dernier chapitre, nous présentons la modélisation du comportement dynamique d'un barrage en terre sous sollicitation sismique en utilisant le logiciel **PLAXIS**. Et enfin nous terminons par une conclusion générale.

Chapitre 01

Etude bibliographique sur le comportement du sol

1.1 Introduction

L'un des objectifs majeurs de ce travail repose sur l'utilisation d'un modèle de comportement des sols, adapté à la modélisation de digues en terre pour les différentes phases de la vie de ces ouvrages, telles que leur construction, leur mise en eau et leur résistance à l'aléa sismique.

Les modèles de comportement dits unifiés permettent de traiter le comportement des sables et des argiles dans le même cadre, pour des états lâches et denses des sols. Ces modèles apparaissent donc particulièrement bien adaptés aux problèmes de remblais sur sol compressible, systèmes associant argiles ou limons et sol granulaire. L'intérêt réside dans le fait qu'un unique modèle de comportement peut-être utilisé pour modéliser ces différents types de matériaux.

Pour décrire ces modèles, il est nécessaire de travailler, dans le cadre des **milieux poreux saturés et non saturés** et de présenter la théorie de **l'élasto plasticité**.

Ce chapitre s'inspire des différents travaux bibliographiques de Mestat (2002), Cambou et Hicher (2002), Hau (2003), Coquillay (2005), Jenck (2005) et Prunier (2008).

Un sol naturel saturé est un milieu poreux constitué de deux phases : la phase solide et la phase liquide. Le principe des contraintes effectives de Terzaghi permet une description satisfaisante de l'interaction entre les phases. Cette description s'appuie sur la loi de Darcy pour l'écoulement du fluide, sur les équations de conservation des masses fluides, de l'équilibre mécanique du milieu poreux et sur le modèle de comportement de la partie solide reliant le tenseur des contraintes effectives à ses déformations.

Le modèle de comportement d'un matériau est la relation fonctionnelle qui relie les efforts intérieurs aux grandeurs cinématiques décrivant les déformations de ce milieu. La forme générale de la relation fonctionnelle est donnée par l'équation suivante :

$$\sigma_{ij} = F(\epsilon_{ij}) \quad (1-1)$$

Où ϵ_{ij} désigne les composantes du tenseur des déformations, σ_{ij} celles du tenseur des contraintes et F la fonctionnelle

Il existe en géo mécanique un grand nombre de modèles de comportement plus ou moins complexes. La complexité des modèles dépend de la finesse de description des phénomènes naturels observés et de l'objectif poursuivi dans l'analyse. Les modèles simplifiés se limitent à représenter globalement le comportement des structures géotechniques, tandis que les modèles plus évolués permettent de mener des analyses locales plus avancées du comportement des sols.

1.2 Élasticité

Un comportement élastique d'un matériau implique la réversibilité des déformations du milieu. Les déformations peuvent alors être reliées aux contraintes par une relation fonctionnelle linéaire ou non linéaire.

1.2.1 Élasticité linéaire isotrope de Hooke

Dans le cas d'un comportement élastique linéaire isotrope, le tenseur des déformations est relié au tenseur des contraintes via la relation de Hooke, en composantes dans un repère cartésien :

$$\epsilon_{ij} = \frac{1+\nu}{E} (\sigma_{ij} - \sigma_{ij}^0) - \frac{\nu}{E} (\sigma_{kk} - \sigma_{kk}^0) \delta_{ij} \quad (1-2)$$

avec σ_{ij}^0 l'état de contraintes initial du sol assurant l'équilibre mécanique pour les sols naturels au repos.

Et la relation inverse :

$$(\sigma_{ij} - \sigma_{ij}^0) = \frac{E}{1+\nu} \epsilon_{ij} - \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \epsilon_{kk} \delta_{ij} \quad (1.3)$$

avec

- δ_{ij} : le symbole de Kronecker,
- E le module d'Young,
- ν le coefficient de Poisson.

E et ν sont les deux paramètres de l'élasticité isotrope, qui peuvent être substitués par le module de compressibilité K et le module de cisaillement G par les relations suivantes :

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

Le modèle élastique linéaire isotrope est peu utilisé pour décrire le comportement des sols, car il ne peut ni décrire l'irréversibilité du comportement, ni sa dépendance au chemin de chargement subi.

1.2.2 Élasticité non linéaire

L'approche élastique non-linéaire permet de tenir compte de la non linéarité réversible du comportement des sols à de très faibles niveaux de déformations. Elle permet, par exemple, de décrire la dépendance du comportement à l'état de contraintes ou de déformations.

Les modèles hyper élastiques constituent la première catégorie des modèles élastiques non linéaires. Un modèle est dit hyper élastique si la dissipation intrinsèque est toujours identiquement nulle (inégalité de Clausius-Duhem). Les contraintes s'exerçant sur le matériau découlent d'un potentiel d'énergie libre W de Helmholtz telle que :

$$\sigma_{ij} = \frac{\partial W(\epsilon)_{kl}}{\partial \epsilon_{ij}} \quad (1.5)$$

Dans ces conditions, le tenseur A liant les incréments de contraintes aux incréments de déformations vérifie la symétrie majeure en plus des symétries mineures. En utilisant les notations suivantes :

$$d\sigma_{ij} = A_{ijkl} d\epsilon_{kl} \quad (1.6)$$

cela signifie que $A_{ijkl} = A_{klij}$. Les symétries mineures sont assurées par la symétrie des tenseurs de contraintes et de déformations.

Les modèles hypo élastiques constituent la seconde classe de modèles de comportement non linéaires. Ils ne dérivent plus d'une potentielle thermodynamique et sont généralement issus de formulations empiriques. Des dissipations internes d'énergie se produisent au cours des cycles de charges/décharges. Ils permettent de traiter des grandes déformations (Simo et Hughes (2000)) en introduisant des déformations irréversibles et une relation incrémentale entre les taux de contraintes et les taux de déformations élastiques. Ces modèles sont surtout utilisés en complément d'une loi d'évolution portant sur les déformations plastiques du milieu. Pour une revue plus complète de ces modèles, on peut se référer au travail bibliographique de Lee (1994) cite par Coquillay (2005).

Ces modèles n'ont pas la prétention de représenter le comportement réel des sols mais sont utilisés comme base de départ pour les modèles élasto-plastiques présentes au paragraphe 1.3.

1.2.3 Le comportement poro élastique linéaire

Les équations classiques de la poro élasticité d'un milieu poreux isotrope saturé ont été développées par Biot en 1941. La proposition fondamentale de la mécanique du milieu poreux est de considérer que les contraintes exercées sont reprises en partie par la matrice solide et, En partie par la phase remplissant le volume poreux [1].

Un milieu poreux saturé est constitué de deux phases. La première est l'espace poreux connecté saturé par un fluide et qui peut être le lieu de filtration. La seconde est la matrice. La porosité ϕ est définie par le rapport volume de l'espace connecté/volume total (figure 1.1).

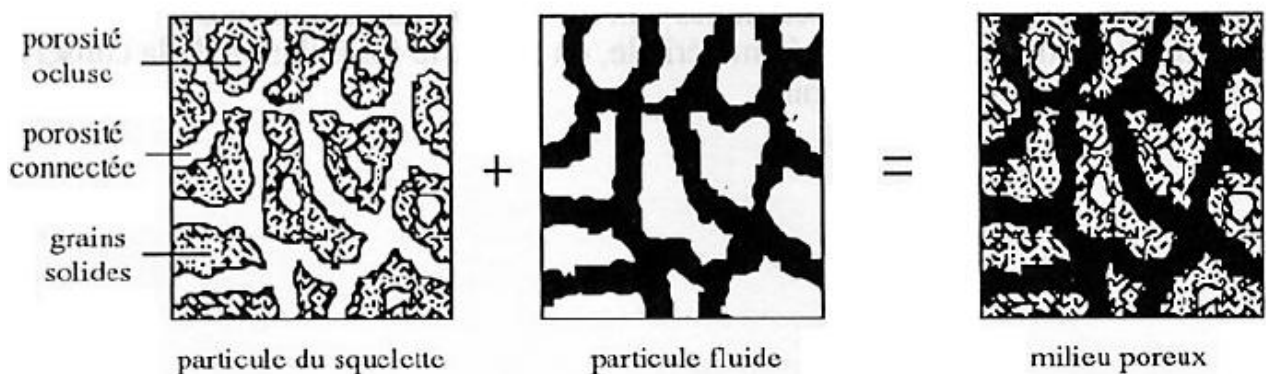


Figure 1.1: Schématisation d'un milieu poreux selon Coussy [1].

Les variables d'état permettant de décrire les évolutions du milieu sont : le tenseur de déformation Δ et une variable, m appelée masse de fluide que la particule de ce milieu poreux

a changé avec le milieu initial. Les contraintes généralisées associées sont le tenseur π des contraintes totales et p la pression interstitielle.

On se place dans le cadre des hypothèses de linéarisation physique et des transformations infinitésimales. La loi de comportement reliant les variables d'état aux contraintes généralisées s'écrit sous la forme :

$$\pi = \pi^0 + C : \varepsilon - MB \frac{m}{p_0}$$

$$\pi = p_0 + M \left(-B : \varepsilon + \frac{m}{p_0} \right) \quad (1.7)$$

p_0 : La pression du fluide initiale.

π^0 : Le tenseur de contraintes initiales.

m : L'apport de masse fluide.

C : Le tenseur de rigidité des modules d'élasticité.

M : Le vecteur courant de masse fluide (souvent appelé module de Biot)

Le tenseur des contraintes effectives en poro élasticité est :

$$\pi' = \pi'^0 + C_0 : \frac{\varepsilon}{C_0} = C - MB * B \quad (1.8)$$

$$\text{On a : } \pi' = \pi + Bp \text{ et } \pi'^0 = \pi^0 + Bp_0 \quad (1.9)$$

C_0 : Le tenseur des modules d'élasticité isothermes drainés.

1.2.3.1. Contrainte effective, hypothèse de Terzaghi

Dans le cas de transformations infinitésimales, on pourra remplacer π' par le tenseur de Cauchy σ' des contraintes effectives :

$$\sigma' = \sigma + p \mathbf{1} \quad (1.10)$$

Donc pour que l'hypothèse de Terzaghi soit vraie que si $B=1$, cette égalité n'est réalisé que si et seulement si la matrice est incompressible c'est-à-dire :

$$\varepsilon_s = 0 \Leftrightarrow B = 1 \text{ et } M = \frac{k_{fl}}{\phi_0} / \phi_0 : \text{la porosité, } k_{fl} : \text{module d'incompressibilité}$$

Dans le cas isotrope on a $B=b_1$ on a :

$$b = 1 - \frac{k_{f0}}{k_s} \text{ (relation de Biot) ;}$$

K_0 : module d'incompressibilité drainé du matériau poreux $0 \leq K_0 \leq (1-\phi_0) k_s$

K_s : module d'incompressibilité de la matrice.

L'hypothèse de Terzaghi sera d'autant mieux vérifiée que la matrice est peu compressible $k_s \rightarrow \infty \Rightarrow$ le coefficient de Biot $b \rightarrow 1$. Quand on a vérifié l'hypothèse de Terzaghi, cela permet d'écrire les équations de comportement poro élastique sous la forme :

$$\sigma - \sigma^0 = C_0 : \varepsilon - (p - p_0) \mathbf{1} \text{ et } p - p_0 = \frac{k_{fl}}{\phi_0} \left[-\varepsilon + \frac{m}{p_0^{fl}} \right] \quad (1.11)$$

Si la matrice et le fluide sont incompressibles, c'est-à-dire de plus $k_{fl} \rightarrow \infty$ ($p^{fl} = p_0^{fl}$)

On aura :

$$\sigma - \sigma^0 = C_0 : \varepsilon - (p - p_0) \mathbf{1} \text{ et } \varepsilon = \frac{m}{p_0^{fl}} \quad (1.12)$$

Les équations précédentes sont les plus couramment employées, en mécanique des sols notamment. Elles supposent ainsi implicitement vérifiée l'hypothèse d'incompressibilité de la matrice et du fluide

L'incompressibilité de la matrice est notamment assurée lorsque la matrice est constituée de grains incompressibles, comme c'est le cas dans de nombreux problèmes de mécanique des sols. Dans les problèmes de mécanique des sols, pour lesquels les perméabilités des milieux étudiés sont suffisamment importantes, les fluides ont plus tendance à s'écouler qu'à se comprimer. La validité de l'approximation d'incompressibilité pour le fluide repose alors surtout sur la nature des problèmes abordés.

1.2.3.2 Comportement poro-élastique linéaire isotrope

La loi de comportement poro-élastique linéaire isotrope est :

$$\sigma = \sigma^0 \mathbf{1} + \lambda \text{tr} \Delta \mathbf{1} + 2 \mu \Delta - M b \frac{m}{p_0^{fl}} \mathbf{1}$$

$$p = p_0 + M \left(-b \text{tr} \Delta + \frac{m}{p_0^{fl}} \right) \quad (1.13)$$

λ, μ : Coefficient de lamé

Le coefficient de Lamé ou module de cisailent μ demeure le même dans une expérience drainé ou non drainé, ceci du fait que dans ces expériences le fluide ne reprend en moyenne aucun cisaillement.

Les équations précédentes s'inversent sous la forme :

$$\Delta = \frac{1+\nu}{E} (\sigma - \sigma^0) - \frac{\nu}{E} \text{tr}(\sigma - \sigma^0) \mathbf{1} + \frac{M b}{3k} \frac{m}{p_0^{fl}} \mathbf{1}$$

$$p = p_0 + M \left(1 - \frac{M b^2}{k} \right) \frac{m}{p_0^{fl}} - \frac{M b}{3k} \text{tr}(\pi - \pi^0) \quad (1.14)$$

$$E = \mu \frac{3\lambda + 2\mu}{\lambda + \mu}, \nu = \frac{\lambda}{2(\lambda + \mu)}, 3k = 3\lambda + 2\mu$$

$$\lambda = \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)}, \mu = \frac{E}{2(1+\nu)}, 3k = \frac{E}{1-2\nu}$$

E , ν sont respectivement le module de Young et coefficient de Poisson.

1.3 Elastoplasticité

La formulation classique du comportement élastoplastique d'un milieu continu se place dans l'hypothèse de la transformation infinitésimale. Ces modèles de comportement écartent tout effet de vieillissement du matériau et de viscosité.

Les modèles élasto-plastiques permettent de décrire un comportement non linéaire avec une déformation irréversible des matériaux. Le schéma des modèles élasto plastiques intègre l'existence d'un palier d'écoulement sur la courbe contrainte déformation et de déformations irréversibles. Cette application permet de décrire de façon relativement satisfaisante les principaux aspects du comportement mécanique des sols saturés, en conservant néanmoins un domaine de réversibilité. Par ailleurs, Ce schéma est bien adapté à une implantation dans les logiciels de calcul par éléments finis. Le temps physique n'est pas suppose intervenir (pas d'effet de vitesse). Cette section vise à présenter les notions fondamentales de la théorie de l'élasto plasticité, qui sont, pour un modèle élasto-plastique à un seul mécanisme :

- la partition des déformations, qui décompose le tenseur des déformations totales en la somme du tenseur des déformations élastiques et du tenseur des déformations plastiques ;
- la surface de charge, qui définit le seuil de contrainte au sein de la duquel le comportement d'un matériau est irréversible ;
- le domaine d'élasticité, qui correspond a l'intérieur de la surface de charge et dans lequel les déformations sont réversibles ;
- le choix des variables internes décrivant la mémorisation de l'histoire des états du matériau (écrouissage, déformations plastiques) ;
- l'écrouissage, qui permet de faire évoluer la surface de charge dans l'espace des contraintes en fonction de l'intensité des sollicitations. Dans ce cas, le domaine d'élasticité varie également ;
- la règle d'écoulement plastique, qui décrit la manière dont évoluent les déformations plastiques et les autres variables internes ;
- le critère de plasticité parfaite, qui caractérise la rupture du matériau. Lorsque le seuil de contrainte n'évolue pas, ce critère est confondu avec la surface de charge.

1.3.1 Partition des déformations et relation incrémentale hypo élastique

La plasticité se caractérise par la présence de déformations irréversibles au déchargement. Les déformations se décomposent en une partie élastique et une partie plastique. La partition des taux de déformations donne la relation suivante :

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \dot{\epsilon}_{ij}^e + \dot{\epsilon}_{ij}^p \quad (1.15)$$

Les taux de déformation élastique $\dot{\epsilon}_{ij}$ et de contrainte σ_{ij} sont liés par l'intermédiaire du tenseur d'élasticité A_{ijkl} :

$$\dot{\sigma}_{ij} = A_{ijkl} \dot{\epsilon}_{kl}^e \quad (1.16)$$

Avec

- $\dot{\epsilon}_{ij}^e$ le taux de déformation élastique,
- $\dot{\epsilon}_{ij}^p$ le taux de déformation plastique.

1.3.2 Surface de charge et domaine d'élasticité

Le deuxième concept fondamental est celui de domaine d'élasticité. Le domaine initial d'élasticité définit l'ensemble des trajets de chargement le long desquels le comportement du matériau est continuellement élastique. Lorsque le trajet de chargement sort de ce domaine, un phénomène physique supplémentaire se superpose à celui de la déformation élastique. Ce phénomène, qui correspond à la déformation plastique, est irréversible.

Le domaine d'élasticité est donc défini par une fonction scalaire f du tenseur de contrainte σ_{ij} , appelée fonction de charge du matériau et telle que :

- $f(\sigma_{ij}) < 0$ correspond à l'intérieur du domaine ;
- $f(\sigma_{ij}) = 0$ correspond à la frontière du domaine. Des déformations plastiques peuvent avoir lieu, à condition que $\frac{\partial f(\sigma_{ij})}{\partial \sigma_{ij}} \sigma_{ij} > 0$, correspondant au cas dit de chargement,

avec σ_{ij} le taux de contraintes ;

- $f(\sigma_{ij}) > 0$ correspond à l'extérieur du domaine. Cette partie du domaine est impossible à atteindre.

La condition $f(\sigma_{ij}) < 0$ est nommée critère d'élasticité et la condition $f(\sigma_{ij}) = 0$ est nommée critère de plasticité. f doit être une fonction convexe.

La surface de charge peut dépendre de l'état de contrainte seul : il s'agit alors du cas particulier de la plasticité parfaite. Elle peut également dépendre du trajet de déformation plastique ou d'une autre variable interne : il s'agit alors d'un modèle élasto-plastique avec écrouissage.

Pour le matériau écrouissable, le domaine d'élasticité actuel dépend de l'état d'écrouissage, représenté par un ensemble de variables k introduites dans l'expression de la surface de

charge. La surface de charge est alors notée $f(\sigma_{ij}, k)=0$. Les évolutions de l'état d'érouissage sont conditionnées par celles des déformations plastiques.

1.3.3 Écrouissage

Les changements de forme et de taille des surfaces de charge sont contrôlés par les lois d'évolution des variables d'érouissage. Les différents types d'érouissage peuvent être généralement séparés suivant un érouissage isotrope ou un érouissage cinématique.

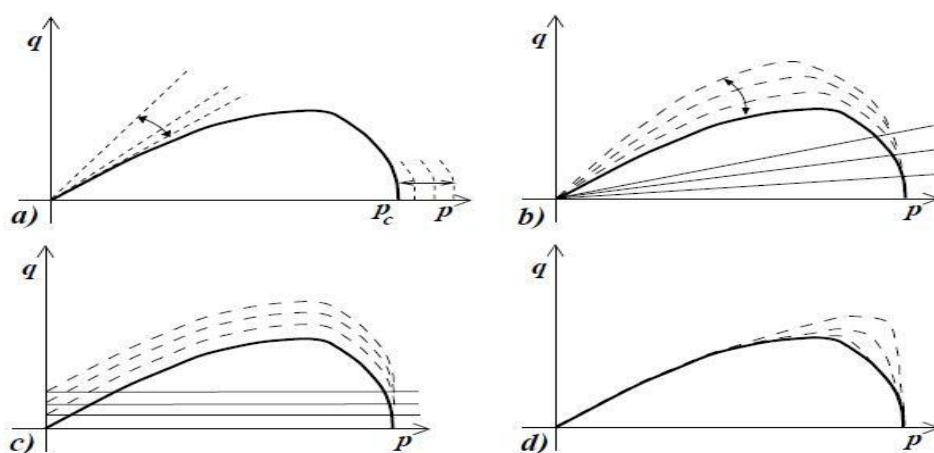
L'érouissage isotrope contrôle la taille de la surface de charge par l'intermédiaire d'une variable scalaire. Généralement, pour les modèles relatifs au comportement des géomatériaux, cet érouissage porte sur l'angle de frottement de Coulomb mobilisé ou sur la pression critique de confinement .

Les érouissages non isotropes peuvent modifier la surface de charge en lui appliquant une rotation, une translation cinématique ou une distorsion. L'érouissage cinématique par rotation, introduit par une variable tensorielle d'ordre(02), contrôle la rotation de la surface de charge autour d'un point fixe de cette surface.

L'érouissage cinématique par translation, introduit par une variable tensorielle du second ordre, permet la translation de la surface de charge, très utilisée pour modéliser le comportement cyclique des sols. L'érouissage par distorsion contrôle la forme de la surface de charge en introduisant une variable tensorielle d'ordre (04).

La figure 1.2 présente l'ensemble des érouissages cinématiques couramment utilisés dans la littérature. L'axe des abscisses représente la pression isotrope de confinement $p(p = \frac{\sigma_{ij} \delta_{ij}}{3})$ et l'axe des ordonnées le déviateur des contraintes

$$q \left(q = \sqrt{\frac{1}{2} s_{ij} s_{ij}} \text{ avec } s_{ij} = \sigma_{ij} - p \delta_{ij} \right)$$



a) isotrope ; b) rotation ;c)translation ; d) distorsion (Jeremić et al., 2009)

Figure 1.2 : Différentes formes de lois d'érouissage

1.3.4 Règle d'écoulement plastique

La règle d'écoulement plastique exprime l'accroissement de déformation plastique en fonction des états de contrainte σ_{ij} et σ'_{ij} , et d'écrouissage k , par l'intermédiaire d'un potentiel plastique g qui peut être différent de la fonction de charge f . L'expression générale de l'écoulement plastique prend la forme suivante :

$$\epsilon_{ij}^p = \lambda \cdot \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \quad (1.17)$$

avec λ un scalaire positif appelé multiplicateur plastique.

Lorsque les fonctions f et g diffèrent, la règle d'écoulement est dite non associée.

On introduit également, lorsqu'il y a écrouissage, la variable h (σ_{ij}, k)=0, appelée module d'écrouissage et définie par la relation :

$$h \lambda = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \sigma'_{ij} \quad (1.18)$$

1.3.5 Relations incrémentales avec seuil plastique unique

En considérant (σ_{ij}, k) l'état de contrainte et d'écrouissage sur la frontière du domaine d'élasticité actuel, les relations suivantes sont vérifiées :

$$f(\sigma_{ij}, k) = 0$$

$$\epsilon_{ij} = \epsilon_{ij}^e + \epsilon_{ij}^p = \epsilon_{ij}^e + \lambda \cdot \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \quad (1.19)$$

Avec $\lambda = 0$ en cas de déchargement et $\lambda > 0$ en cas de chargement.

Le multiplicateur plastique doit à son tour être déterminé pour définir complètement la relation de comportement. Il faut utiliser la condition de consistance $\dot{f} = 0$, qui indique que l'état de contrainte doit rester sur la surface de charge au cours du chargement $f = 0$ et $\lambda > 0$. Cette condition s'écrit :

$$\dot{f} = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \sigma'_{ij} + \frac{\partial f}{\partial k} k' = 0 \quad (1.20)$$

La loi d'écrouissage de la variable k qui gouverne l'évolution de cette variable peut s'écrire comme suit :

$$k' = l_k \lambda (\sigma_{ij}, k) \quad (1.21)$$

S'il y a d'autres variables internes pour décrire l'écrouissage, on définit aussi les règles d'écoulement qui leur correspondent sur le même modèle (équation 1.16).

Les relations précédentes permettent d'établir l'expression du module d'écrouissage h :

$$h \lambda = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \sigma'_{ij} = - \frac{\partial f}{\partial k} k' = - \frac{\partial f}{\partial k} l_k \lambda \quad (1.22)$$

D'ou, par identification des termes dans l'équation (1. 22), on obtient :

$$\mathbf{h} = - \frac{\partial f}{\partial \mathbf{k}} \mathbf{l}_k \quad (1.23)$$

En utilisant la propriété de partition des déformations élastique et plastique **équation (1.15)**, ainsi que la relation liant les incréments de contrainte aux incréments de déformations élastiques (équation 1.16), la condition de consistance (**équation 1.20**) permet d'établir l'expression du multiplicateur plastique λ en charge :

$$\lambda = \frac{\frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} A_{ijkl} \epsilon_{kl}}{h + \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} A_{ijkl} \frac{\partial g}{\partial \sigma_{kl}}} \quad (1.24)$$

La relation incrémentale liant les incréments de déformations a ceux de contraintes prend alors la forme suivante (en charge) :

$$\sigma_{ij} = \left(A_{ijkl} - \frac{\left(A_{ijnm} \frac{\partial g}{\partial \sigma_{nm}} \right) \left(\frac{\partial f}{\partial \sigma_{rs}} A_{rskl} \right)}{h + \frac{\partial f}{\partial \sigma_{nm}} A_{nmrs} \frac{\partial g}{\partial \sigma_{rs}}} \right) \epsilon_{kl} \quad (1.25)$$

1.3.6 Relations incrémentales pour l'élastoplasticité à potentiels multiples

Cette partie s'inspire fortement des travaux de Mestat (2002). Les résultats d'expériences ont parfois amène à remettre en cause le choix de la théorie élastoplastique à un mécanisme unique. Un schéma théorique plus large a été proposé par Koiter (1960), puis Mandel (1965) afin d'introduire des sources multiples de plasticité.

L'hypothèse de partition des déformations élastiques et plastiques demeure, mais la règle d'écoulement plastique devient une combinaison linéaire d'un certain nombre de potentiels plastiques distincts. Le nombre de potentiels plastiques peut, quant à lui, varier selon le chemin de chargement suivi. Chaque potentiel plastique définit un mécanisme plastique. La présence d'un potentiel plastique dans la règle d'écoulement indique que le mécanisme plastique associe est actif.

En supposant un nombre n maximum de mécanismes potentiellement actifs pour un matériau, le mécanisme i est caractérisé par une surface de charge $f_i(\sigma_{pq}, \mathbf{k}_i) = 0$, un potentiel plastique g_i et une variable d'écrouissage \mathbf{k}_i . Les variables d'écrouissage \mathbf{k}_i du mécanisme i peuvent dépendre de la plastification de tous les mécanismes actifs ou seulement du mécanisme i considéré. Il faut alors distinguer les variables de couplage des variables propres à chaque mécanisme. La notion de mécanisme actif est équivalente à la notion de mécanisme en charge, introduite ci-dessus dans le cas d'un mécanisme plastique unique.

Par définition, on a :

- si $f_i < 0$ ou $f_i = 0$ et $\dot{f}_i > 0$, le mécanisme i est considéré comme inactif et $\lambda_i = 0$;
- si $f_i = 0$ et $\dot{f}_i > 0$, le mécanisme est actif et $\lambda_i > 0$

Pour un nombre m de mécanismes actifs, avec $m \leq n$, à un instant donné de chargement, le taux de déformation plastique est obtenu à partir de la somme des contributions plastiques de chaque mécanisme :

$$\epsilon_{ij}^p = \sum_{i=0}^m \lambda_i \frac{\partial g}{\partial \sigma_{rs}} \quad (1.26)$$

L'application de la condition de consistance au mécanisme i , $f_i=0$, permet d'établir dans le cas général (présence de variables de couplage) la relation suivante :

$$\sum_{i=0}^m \left[\left(\left(\frac{\partial f_i}{\partial \sigma_{pq}} \right) A_{pqrs} \quad \left(\frac{\partial g}{\partial \sigma_{rs}} \right) \right) - \left(\frac{\partial f_i}{\partial k_i} \right) l_j \right] \lambda_j = \left(\frac{\partial f_i}{\partial \sigma_{pq}} \right) A_{pqrs} \quad \epsilon_{rs} \quad (1.27)$$

Dans le cas où la variable k_i est une variable restreinte à un seuil particulier, les fonctions d'écroutissage l_j pour $j \in \llbracket 1, m \rrbracket$, $j \neq i$ seront nulles.

Le modèle de comportement s'exprime sous la forme d'une relation multilinéaire entre le taux de contrainte et celui de déformation. L'équation précédente, écrite pour l'ensemble des mécanismes actifs, conduit à un système de m équations :

$$\sum_{i=0}^m D_{ij} \lambda_j = B_i \quad (1.28)$$

Avec

$$\begin{cases} D_{ij} = \left(\left(\frac{\partial f_i}{\partial \sigma_{pq}} \right) A_{pqrs} \quad \left(\frac{\partial g}{\partial \sigma_{rs}} \right) \right) - \left(\frac{\partial f_i}{\partial k_i} \right) l_j \\ B_i = \left(\frac{\partial f_i}{\partial \sigma_{pq}} \right) A_{pqrs} \quad \epsilon_{rs} \end{cases} \quad (1.29)$$

1.4 -Sols non saturés

Le comportement des sols non saturés en remblai ou dans les pentes est impliqué dans un grand nombre de situations différentes : compactage, consolidation, effondrement, gonflement et érosion. Pourtant, la prise en compte de la non-saturation n'est pas courante dans la pratique du dimensionnement à l'heure actuelle. En revanche, la prise en compte de l'augmentation de la résistance associée à la désaturation est un des principes de base de la conception moderne des barrages en terre et enrochement. La rupture d'un barrage en exploitation peut entraîner des dangers inadmissibles pour la population exposée et avoir des conséquences financières considérables. Or, la rupture finirait par se produire, par instabilité ou par érosion interne ou externe, si le barrage devenant entièrement saturé. De toute évidence, la non-saturation est bien un aspect fondamental de la sécurité des remblais. Les modèles de comportement des sols non saturés n'ont pas atteint le même niveau de développement que celui des sols saturés. Du fait de leur état de saturation variable, leur comportement est beaucoup plus complexe que celui des sols saturés.

Actuellement les recherches sur les modèles de comportement des sols non saturés se développent avec une grande activité dans le cadre de l'élastoplasticité écroutissable avec comme état de contraintes généralisées le couple $(\sigma_{ij} + p_g \cdot \delta_{ij}, p_c)$. Ces modèles ont

comme caractéristique commune l'adoption d'un critère de plasticité dans le plan $[(\sigma_{ij} + p_g \cdot \delta_{ij}), p_c]$ permettent de modéliser le phénomène d'effondrement. Une autre caractéristique commune à ces modèles est de dégénérer en un modèle d'état critique lorsque le degré de saturation est imposé à l'unité (en fait, lorsque la pression capillaire est nulle dans les modèles cités ci dessus).

Le plus connu de ces modèles est sans doute celui développé par ALONSO E. GENS A [2]. Ce modèle est capable de reproduire un grand nombre de traits caractéristiques du comportement mécanique des sols non saturés comme :

- La contrainte apparente de pré consolidation augmente avec la pression capillaire ;
- Après un effondrement, le sol saturé se trouve dans un état normalement consolidé ;
- L'existence d'une droite d'état critique à pression capillaire constante ;
- La résistance augmente avec la pression capillaire ;
- La rigidité du sol augmente avec la pression capillaire.

1.4.1 -Comportement des sols non saturés

Un sol peut être considéré comme un milieu diphasique : une phase solide constituée de grain et une phase liquide composée généralement d'eau interstitielle, dans ce cas le sol est qualifié de saturé. Quand une troisième phase gazeuse est présente, le sol est dit non saturé.

Toutes ces phases sont couplées entre elles. Le comportement des sols saturés, notamment le Phénomène important de consolidation est décrit correctement à l'aide de la notion de tenseur des contraintes effectives. Ce concept a été prolongé aux sols non saturés sous plusieurs formes dont la plus connue est la contrainte de Bishop : $\sigma' = (\sigma - p_{gz} I^d) + S_{lq} p_c I^d$ où $p_c = p_{gz} - p_{lq}$. Néanmoins, plusieurs essais expérimentaux volumétriques mettent en défaut ce concept, notamment celui décrivant le phénomène d'effondrement : un essai de consolidation est mené à l'oedomètre sur un sol non saturé à pression capillaire constante, puis l'échantillon est remouillé sous contrainte constante, il s'ensuit alors un effondrement de ce dernier, ce qui est en contradiction avec le concept de contrainte effective, puisque celle-ci diminuant lors du mouillage, le sol devrait plutôt avoir tendance à se dilater. Ceci suggère une approche alternative à deux contraintes indépendantes [3].

1.4.2 Le modèle élastoplastique d'Alonso, Gens et Josa

Ce modèle a été développé à l'université de Barcelone pour décrire le comportement des argiles dans le domaine **non saturé** il s'agit d'un modèle élasto plastique où le seuil décrit une ellipse dans le plan des contraintes d'autant plus grand que la pression capillaire est importante. Il comporte aussi un seuil d'irréversibilité hydrique qui engendre des déformations plastiques. Ce modèle permet également de distinguer les zones de contractante et de dilatance associées à écrouissage positif ou négatif [3].

1.4.2.1 Comportement sous chargement isotrope :

Pour définir les variables qui décrivent le trajet de chargement, on utilise :

$$\begin{cases} p = -(\sigma + p_g); \sigma = \frac{1}{3} \sigma_{ij} \\ p_c \end{cases} \quad (1.30)$$

Avec :

$p = -(\sigma + p_g)$: La pression moyenne nette ;

P_c : La pression capillaire ;

$\sigma = \frac{1}{3} \sigma_{ij}$: Étant la contrainte moyenne totale.

$[PxPc]$ → Le plan définit la surface de charge.

e → Indice des vides représente l'état de déformation du sol (Alonso et al. ont utilisé plutôt le volume spécifique).

Considérons dans un premier temps des expériences de chargements isotropes à P_c constante,

les résultats sont représentés dans la figure 1.10 $[\log Px e]$, le comportement est défini par :

$$de = -\lambda(p_c) \frac{dp}{p} \quad (1.31)$$

(Alonso et al. Ont proposé la fonction $\lambda(p_c) = \lambda(o)(1-r)\exp(-\beta p_c) + r$)

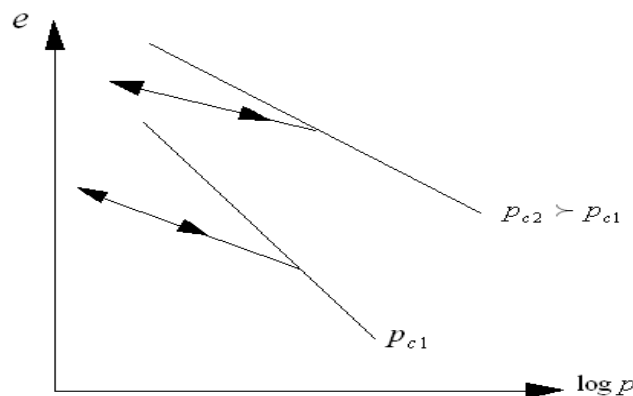


Figure 1.3 : Variation de l'indice de vides avec la pression moyenne nette lorsque $p_c = \text{cte}$.

Si à partir d'un point quelconque de cette courbe on décharge puis on recharge, le sol se comporte élastiquement selon une droite de pente κ :

$$de = -\kappa \frac{dp}{p}$$

Alonso et al. ont déterminé, à partir des constatations expérimentales, la forme du domaine élastique pour chaque valeur de p_c (**figure 1.4**), tel que :

$$-\kappa p_c \leq p \leq \text{PLC}(p_c, p_o).$$

Avec : $PLC(p_c, p_o) = p_r \left(\frac{p_o}{p_r} \right)^{\frac{\lambda(o)-k}{\lambda(p_c)-k}}$ (1.32)

LC : loading collapse.

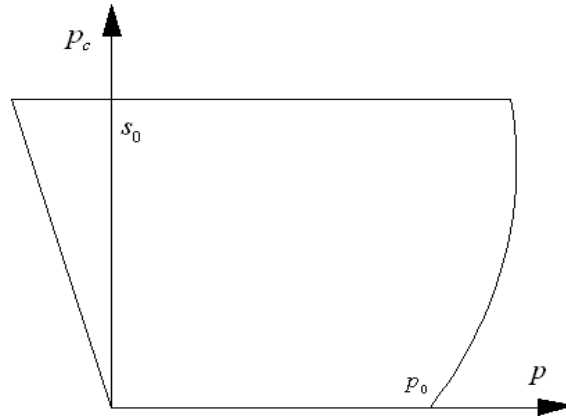


Figure 1.4 : *Domaine d'élasticité dans le plan [PxPc].*

La courbe $PLC(p_c, p_o)$ est un des éléments-clés du modèle, car elle permet de représenter les phénomènes d'effondrement observés lors d'une imbibition du sol (**figure 1.5**). En rapprochant ces résultats du comportement élastoplastique écrouissable, on peut considérer que sous un chargement de contraintes isotropes l'incrément d'indice des vides de donnée par $de = de^e + de^p$ tel que $de^e = -\kappa \frac{dp}{p}$ et de^e est définie par les règles d'écoulement suivantes:

$$\begin{cases} de^p < 0 \text{ si } p = PLC \text{ et } dp > 0 \\ de^p \geq 0 \text{ si } p = -kp_c \text{ et } dp = 0 \\ de^p = 0 \end{cases} \quad (1.33)$$

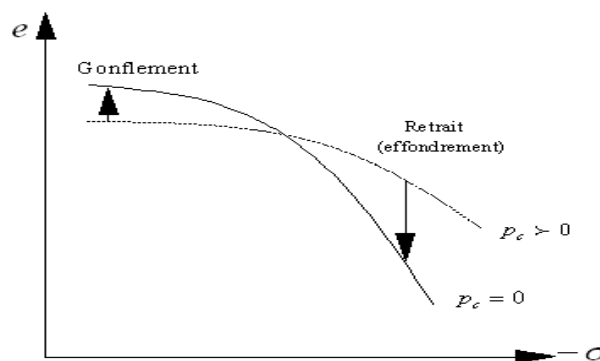


Figure 1.5: Comportement volumique caractéristique d'un sol non saturé à pression capillaire constante.

p est un paramètre d'écrouissage gouverné par l'indice des vides plastique, suivant la loi d'écrouissage donnée par l'expression suivante :

$$\frac{dp_o}{p_o} = -\frac{de^p}{\lambda(o)-\kappa} \quad (1.34)$$

- Si on considère des trajets de chargement en $p=cste$ et $\dot{p}=0$, alors :

$p_c < s_o \rightarrow$ la réponse du sol est élastique, tel que :

$$de^p = -\kappa_s \frac{dp_c}{p_{atm}} \quad (1.35)$$

Quand $p_c = s_o \rightarrow$ l'apparition de déformation irréversible.

Mais *Alonso et al.* ont proposé de définir le domaine d'élasticité par un critère simple :

$$p_c \leq s_o \quad (1.36)$$

Tandis que l'incrément d'indice des vides plastique est donné par la règle d'écoulement :

$$\begin{cases} de^p < 0 & \text{si } p = s_o \text{ et } dp_c > 0 \\ de^p = 0 & \end{cases} \quad (1.37)$$

s_o est un paramètre d'écrouissage donnée par l'expression suivante :

$$\frac{ds_o}{s_o} = -\frac{de^p}{\lambda_s - \kappa_s} \quad (1.38)$$

1.4.2.2 Comportement sous chargement triaxial:

L'état de contraintes et de déformations dans un essai triaxial classique est donné par les valeurs principales σ_1 et σ_2 , ε_1 et $\varepsilon_2 = \varepsilon_3$. La pression moyenne nette est alors donnée par

$p = \frac{1}{3}(2\sigma_3 + \sigma_1) - p_g$. On pose $q = (\sigma_1 - \sigma_3)$ et $\gamma = \frac{2}{3}(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)$. La déformation volumique est alors $e = 2e_3 + e_1$. Elle est liée à l'indice des vides par la relation $e = (e - e_0)/(1 + e_0)$.

La principale caractéristique qu'*Alonso et al.* ont voulu donner au modèle est que, lorsque l'on y impose une pression capillaire nulle (condition supposée impliquer un degré de

Saturation unitaire). Sa formulation soit identique à celle du modèle de *Cam-Clay* modifié choisi par *Alonso et al.* Comme étant un modèle prédisant fidèlement le comportement des sols saturés. Dans ce but, ils proposent de décrire la surface du domaine d'élasticité dans le plan $[p \times q]$, une courbe d'état critique de pente M , supposée constante, est définie pour chaque valeur de pression capillaire, cette courbe permet de préciser les conditions de rupture en cisaillement et notamment l'augmentation de la résistance à la rupture avec la pression capillaire (**figure 1.6**). Tel que, l'équation de l'ellipse est donnée par :

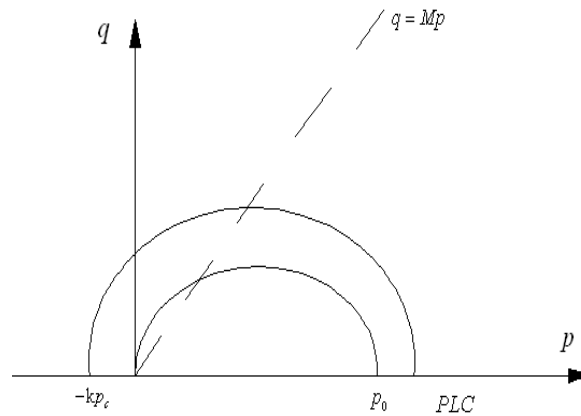
$$q = M(p + \kappa p_c)(p - PLC) = 0 \quad (1.39)$$

Pour un chargement tel que $\sigma_1 < \sigma_3$, on aura :

$$\frac{\sigma_3 - \sigma_1}{2} + \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + p_g \right) \frac{3M}{6+M} - \kappa p_c \frac{3M}{6+M} = 0 \quad (1.40)$$

(Représente un critère de Coulomb d'angle de frottement interne $\varphi = \frac{3M}{6+M}$ et de cohésion $C = \kappa p_c \tan \varphi$).

Figure 1.6: Coupes à pression capillaire constante représentant les domaines d'élasticité dans le plan $[p \times q]$.



Si l'on note m le module de cisaillement, le comportement élastique en cisaillement est simplement donné par :

$$d\gamma^e = \frac{1}{3\mu} dq \text{ avec } \gamma^e = \frac{2}{3} (\varepsilon_1^e - \varepsilon_3^e) \quad (1.41)$$

Concernant l'évolution de $\gamma^e = \frac{2}{3} (\varepsilon_1^p - \varepsilon_3^p)$, la règle d'écoulement proposée par *Alonso et al.* est une loi non associée paramétrée par α et conduisant ainsi à la relation :

$$\frac{d\gamma^e}{d\varepsilon^e} = \frac{2\alpha q}{M^2(2p + \kappa p_c - PLC)} \quad (1.42)$$

Où $d\varepsilon^p = \frac{de^p}{dv_0}$ est la déformation volumique plastique. Lorsque $\alpha \neq 1$, cette loi est non

associée. *Alonso et al.* Proposent de déterminer α par la relation suivante :

$$\alpha = \frac{M(9-M)(3-M)}{9(6-M)} \frac{\lambda(o)}{\lambda(o) - \kappa} \quad (1.43)$$

Chapitre 02

Méthodes d'analyse de la stabilité sismique des barrages en terre

2.1 Introduction

Les séismes imposent des charges additionnelles aux barrages en terre. Le chargement sismique est de courte durée et cyclique. Il entraîne le mouvement dans les directions horizontales et verticales. Les charges sismique peuvent affecter les barrages en remblai en causant: l'effondrement du remblai en particulier près de la crête du barrage, l'instabilité des pentes, l'érosion interne qui peut se développer en fissures, liquéfaction ou perte de résistance au cisaillement due à l'augmentation des pressions de pore induites par le tremblement de terre dans le remblai et ses bases [4].

De ce fait, on doit faire une analyse approfondie du comportement du barrage sous l'effet de toutes les composantes des excitations possibles, susceptibles d'affecter le barrage pendant la construction et l'exploitation.

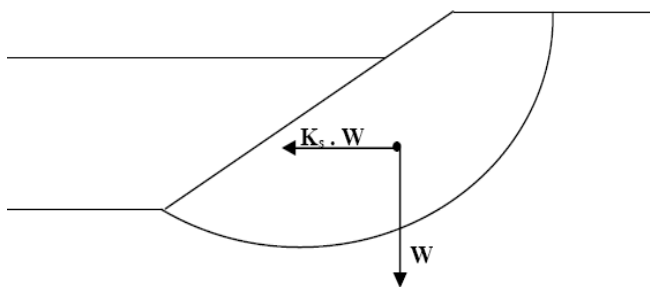
Les méthodes couramment utilisées pour l'analyse de la stabilité sismique des barrages en terre sont très nombreuses, allant de l'analyse d'équilibre limite la plus simple jusqu'aux techniques de modélisation numérique fortement sophistiqué [5]. Elles incluent

- L'Analyse pseudo-statique.
- Les méthodes simplifiées d'analyse de déformation.

- Les techniques de modélisation numérique :
 - ✓ Les contraintes totales.
 - ✓ Les contraintes effectives.

2.2 Analyse pseudo-statique

Vers les années 1970, l'analyse pseudo-statique était la méthode standard pour l'analyse de la stabilité des barrages en terre vis-à-vis des séismes, l'approche a impliqué une analyse conventionnelle de la stabilité d'équilibre limite, incorporation des forces d'inertie horizontales pour représenter l'effet de la charge sismique, cette force est exprimé par le produit d'un coefficient sismique « k » et du poids du sol impliqué « W ».



Plus la force d'inertie est grande, plus on a un facteur de sécurité petit tout ca sous l'effet des conditions sismique. Pour cette approche le facteur de sécurité est inférieur à 1 implique la rupture, et s'il est supérieur à 1 le barrage est stable. La méthode pseudo-statique est utilisée pour l'étude des barrages qui ne sont pas susceptible à la liquéfaction, et il est recommandé d'utiliser un coefficient sismique égal à la moitié de l'accélération de pic et des conditions non drainé pour les sols cohésifs et drainé pour les matériaux granulaires [6].

La méthode pseudo-statique a été basée sur certains nombre de conditions, par exemple, on suppose que le coefficient sismique agit dans une seule direction, mais en réalité, les

accélérations sismiques sont cycliques et agissant dans les deux directions. En plus le concept de rupture utilisé est influencé par celui utilisé dans le cas statique tel que le facteur de sécurité soit inférieur à 1.

2.3 L'approche de Newmark

À l'année 1965, Newmark introduit les éléments de base d'une procédure pour l'évaluation de potentiel de déformation d'un barrage sous l'effet de chargement sismique [7], Cette méthode peut être considérée comme un développement de la méthode pseudo statique, elle permet d'évaluer le déplacement d'une masse de sol donnée lors d'un séisme. La méthode originale de Newmark s'applique au déplacement d'un bloc rigide sur un plan. Dans un premier temps, cette méthode permet de calculer l'accélération critique qui provoque une rupture selon une surface de glissement dans le parement étudié, Le déplacement du bloc est obtenu par la double intégration de la partie de l'accéléro gramme mesuré au centre du bloc durant lesquels l'accélération critique a_c est dépassée (**figure 2.1**).

Des améliorations ont été introduites à cette technique afin de tenir compte de la variation de l'accélération dans la structure. Suite à l'étude de plusieurs cas de chargement sismiques pour des configurations différentes de barrages, La procédure d'évaluation des déplacements permanents par la méthode de Newmark comporte les étapes suivantes :

1. Détermination de l'accélération critique a_c pour la surface de rupture potentielle considérée.

Cette accélération limite correspond au coefficient sismique k , de la méthode pseudo-statique, qui produit un coefficient de sécurité égale à 1.

2. Détermination d'accéléro gramme moyen de la masse au dessus de la surface considérée.

3. Un calcul de la réponse dynamique de la structure est généralement réalisé à cette fin.

4. Calcul du déplacement le long de la surface considérée par double intégration des portions de l'accéléro gramme dépassant l'accélération limite a_c .

Cette méthode n'est valable que pour des matériaux dont la résistance n'est pas affectée par la sollicitation sismique.

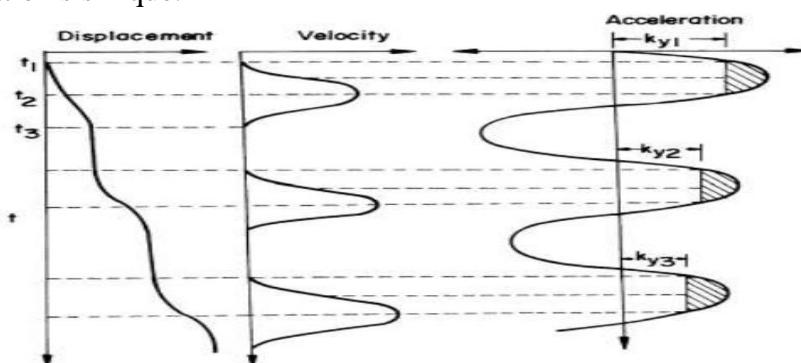


Figure 2.1 Méthode de double intégration pour la détermination de la déformée du parement du barrage [8].

2.4 L'analyse de Seed-Lee-Idriss

Cette méthode a été améliorée par Seed à l'aide d'autres collaborateurs au cours de ces dernières années. Ces améliorations ont surtout trait à l'introduction de nouvelles méthodes numériques.

Les méthodes pseudo statiques et de Newmark ne s'appliquent pas lorsque la résistance du matériau composant le barrage change significativement sous l'action d'une sollicitation sismique. En effet, cette méthode prend en compte le changement de la résistance du sol, bien qu'elle soit restée fondamentalement inchangée.

La procédure de l'analyse, consiste essentiellement en [09] :

1. La détermination du profil du barrage à utiliser dans le calcul.
2. La détermination de ou des accélérogrammes au niveau de la base de la structure qui représentent le séisme le plus sévère auquel peut être soumise cette structure.
3. La détermination, aussi précise que possible, des contraintes dans le barrage avant le séisme. La meilleure façon de faire est probablement d'utiliser un modèle par éléments finis.
4. La détermination des caractéristiques dynamiques des matériaux du barrage, telle que le module de cisaillement et les caractéristiques d'amortissement. Puisque les caractéristiques des sols ne sont pas linéaires. Il est nécessaire d'établir de quelle façon elles varient avec la déformation.
5. L'évaluation des contraintes induites dans la structure par l'accélérogramme appliqué à l'aide d'une procédure appropriée utilisant la méthode des éléments finis.
6. Des essais sur échantillons des matériaux (contraintes initiales et contraintes dynamiques supplémentaires) pour étudier la variation des pressions interstitielles et l'évolution des déformations. Ces essais doivent être assez nombreux pour permettre une estimation par interpolation des caractéristiques de l'ensemble des matériaux dans la digue.
7. L'évaluation du coefficient de sécurité contre la rupture de la structure durant ou après le séisme en considérant les contraintes statiques et sismiques, ainsi que la résistance des éléments de sol.
8. Si la stabilité est assurée, reste l'évaluation des déformations statiques et sismiques calculées aux étapes 3 et 5.

Les techniques disponibles pour la réalisation de ces étapes progressent sans cesse. Cependant, chacune des étapes de la procédure Seed-Lee-Idriss peut être réalisée de façons différentes plus ou moins exactes. Cette procédure a été utilisée afin d'étudier plusieurs barrages ayant subi un séisme elle a permis de retrouver à posteriori la bonne tenue ou la rupture de ces ouvrages, ainsi que les traits généraux de la cinématique observée [10].

2.5 Les méthodes numériques

Les techniques de la modélisation numérique comme la méthode des éléments finis, ont été employées la première fois par Clough et Chopra pour l'analyse dynamique des barrages en terre (1966), ensuite par Ghaboussi (1967), Shnabel et al. (1972), Ghaboussi et Wilson (1973), Idriss et al. (1973), Martin et al (1975), Finn et al (1977), Lee et Finn (1978), White et

al (1979), Zienkiewicz et Shiomi (1984), Finn et al (1986), Medina et al (1990) et Li et al (1992) [4].

Les codes numériques de la dynamique qui sont utilisés dans la pratique se divisent en deux catégories :

2.5.1 Codes en contraintes totales

Les codes en contraintes totales, sont basés sur le concept des contraintes totales, et ne tiennent pas compte de la pression des pores dans l'analyse.

Ils peuvent être divisés en deux grandes catégories:

1. Codes basé sur la méthode linéaire équivalente (EQL).
2. Codes non linéaire (Fully non-lineaire codes)

Les premiers codes en contraintes totales sont basés sur la méthode linéaire équivalente développée par Seed et ses collègues en 1972, EQL est essentiellement une analyse élastique, développé pour l'approximation du comportement non linéaire des sols sous l'effet de chargement cyclique. Les codes qui utilisent l'analyse EQL en pratique sont :

SHAKE (Schnabel et al 1972), QUAD-4 (Idriss et al 1973) et FLUSH (Lysmer et al 1975). SHAKE est un programme de propagation d'onde en 1-D est essentiellement utilisé pour l'analyse de la réponse de site [1]. QUAD-4 et FLUSH sont les versions en 2-D de SHAKE, sont utilisés pour étudier la réponse sismique des barrages en terre.

Cependant, ces codes ne peuvent pas prendre en compte la dégradation et la plastification des matériaux sous l'effet de chargement cyclique.

Les seconds codes, donnent des valeurs de la déformation proche de la réalité, les codes non linéaire élastoplastique typiquement utiliser pour l'analyse des barrages en terre sont DIANA [11], ANSYS [12], FLAC [13], etc. Les modèles constitutifs dans ces codes varient de simples non linéaire hystérétiques modèles aux plus complexes modèles élastoplastique cinématique écrouissable.

En comparant les deux familles de codes, on a constaté que les codes élastoplastique non linéaire sont plus complexes et demandent beaucoup plus de temps de calcul, cependant, ils prévoient une analyse plus réaliste de comportement des barrages en terre sous l'effet de séisme.

2.5.2 Codes en contraintes effectives

La majorité des codes en contraintes effectives ont été développées pour répondre au besoin de modéliser la pression des pores générée et dissipée dans les matériaux susceptibles à la liquéfaction. Tous ca pour avoir une meilleure approximation des déformations permanentes sous l'effet de chargement sismique [4]. Ces codes se divisent en deux catégories :

Codes complètement couplés, où le sol est traité comme milieu biphasiques : sol et l'eau, en considérant deux types de pressions de pore, la première transitoire reliée aux déformations élastique et la seconde résiduelle relié aux déformations plastiques, cette dernière représente le grand défi pour la prédire dans ces codes. La détermination de la pression de pores sous l'effet de chargement sismique est très complexe, les études effectuées sur différents codes,

suggèrent que les prédictions de la réponse dépendent forcément d'un certain pas : lorsque le pas de la charge est similaire au pas des contraintes utilisé pour la calibration de modèle, la prédiction est bonne, et dans le cas contraire on aura une faible prédiction. On trouve comme codes : DNAFLOW, DYNARD, SWANDYNE, et SUMDES.

Codes semi-couplé, représente moins de difficulté numérique, mais ils sont moins rigoureux. Ils utilisent des relations empiriques pour relier les contraintes et les déformations de cisaillement à la pression des pores, ce qui implique une faible restriction sur le type de modèle plastique utilisé. On cite comme exemple de codes semi-couplé : DESRA-2, DSAGE, TARA-3 et FLAC.

Chapitre 03

Méthodes d'interaction

sol-structure

fluide-structure

3.1 Méthodes d'interaction sol-structure

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.

L'abondance de la littérature concernant l'interaction sol-structure traduit à la fois la complexité du phénomène et l'intérêt qu'y ont porté nombre de chercheurs [14], [15], [16]. On considère l'interaction sol-structure est considéré afin :

- d'inclure dans les modes de déformations, les mouvements à la base de la structure.
- D'obtenir une meilleure approximation de la période de vibration du système couplé qui sera plus long que la période du système avec base rigide.

3.1.1 Définitions

3.1.1.1 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 la 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.

3.1.1.2 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. 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.

3.1.2 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 :

$$[[M]]\{\ddot{U}\} + [[C]]\{\dot{U}\} + [[K]]\{U\} = \{Q_f\} \tag{3-1}$$

$[[M]]$; $[[C]]$; $[[K]]$ Les matrices de masse, amortissement et raideur du système représenté par la **(Figure 3.1 a)**

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

$$\{U\} = \{U_i\} + \{U_f\} \tag{3-2}$$

On décompose le problème en deux sous problèmes :

- **Problème de réponse du sol en champ libre (figure 3.1 b) :**

$$[[M_F]]\{\ddot{U}_f\} + [C_f] \{\dot{U}_f\} + [K_f] \{U_f\} = \{Q_f\} \tag{3-3}$$

- **Problème source (figure 3.1 c) :**

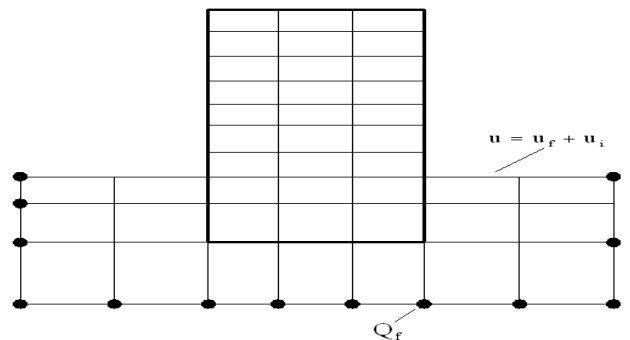
$$[[M]]\{\ddot{U}_i\} + [C] \{\dot{U}_i\} + [K] \{U_i\} = \{Q_i\} \tag{3-4}$$

Tel que $\{Q_i\}$ est donné par :

$$\{Q_i\} = ([M] - [[M_F]])\{\ddot{U}_f\} + ([C] - [C_f])\{\dot{U}_f\} + ([K] - [K_f]) \{U_f\} \tag{3-5}$$

A partir de cette dernière équation, on conclut 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.

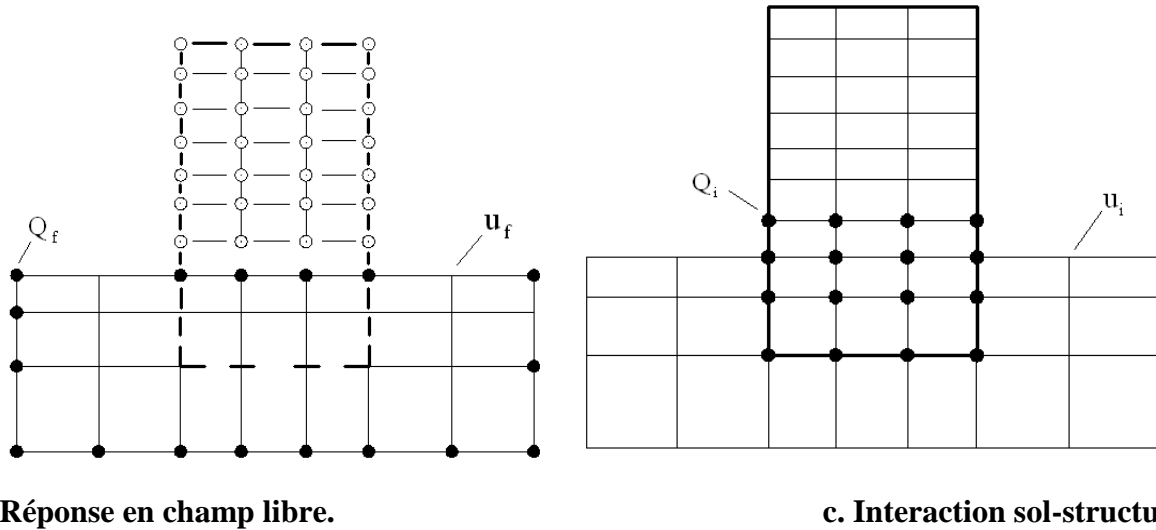


Figure 3.1: Théorème de superposition pour l'interaction sol-structure

3.1.3 Méthodes d'analyse de l'interaction sol-structure

Il existe trois grandes méthodes classiques pour tenir compte de l'interaction sol dans une analyse dynamique :

- Méthodes globales.
- Méthodes de sous-structure.
- Méthodes hybrides.

a) Méthodes globales

C'est les méthodes les plus directes mais souvent plus complexe, en particulier à cause de leur temps de calcul. On modélise le sol et la structure par des éléments finis. On utilise directement l'accélérogramme au rock et on obtient l'accélérogramme en champ libre, et l'accélérogramme à la base de la structure, ainsi que la réponse complète du dépôt de sol et de la structure. Le problème à résoudre sera défini par l'équation :

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = \{Q_f\} \quad (3.6)$$

En théorie, les méthodes globales peuvent être étendues aux cas tridimensionnels et sont susceptibles d'appréhender les comportements non linéaires dus à la loi de comportement des matériaux (sol le plus souvent) ou aux interfaces sol-structure. Si les méthodes globales sont généralement coûteuses du point de vue ordinateur, elles requièrent souvent moins de temps humain que d'autres méthodes approchées exigeant une grande réflexion. Ce temps de réflexion représente également un coût non négligeable [16].

Les méthodes globales ne font intervenir aucune notion de superposition et sont donc théoriquement adaptées aux problèmes non linéaires.

b) Méthodes de sous-structure :

Les méthodes de sous-structure font appel au principe de superposition (**figure 3.1**). L'idée de base est d'analyser le problème d'interaction sol-structure en plusieurs étapes successives ; chacune de ces étapes est réputée plus facile à résoudre, du point de vue de la modélisation ou du traitement, que le problème global. Ces méthodes ne sont bien entendu applicables qu'aux problèmes linéaires.

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

b.1) Méthodes de frontière

Le modèle global est décomposé en sous-modèles, tel que la compatibilité des efforts et des déplacements est écrite le long de la frontière séparant les deux sous structure.

Les différentes équations d'équilibre s'écrivent (négligeant les termes d'amortissement, pour alléger la présentation).

- **Structure :**

$$\begin{pmatrix} m_s & 0 \\ 0 & m_b \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \ddot{U}_S \\ \ddot{U}_B \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} K_{ss} & K_{sb} \\ K_{bs} & K_{bb} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} U_s \\ U_b \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ P_b \end{pmatrix} \quad (3.7)$$

- **Sol :**

$$\begin{pmatrix} m_f & 0 \\ 0 & m_a \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \ddot{U}_f \\ \ddot{U}_a \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} K_{ff} & K_{fa} \\ K_{af} & K_{aa} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} U_f \\ U_a \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -P_b \\ 0 \end{pmatrix} \quad (3.8)$$

- **En absence de structure :**

$$\begin{pmatrix} m_f & 0 \\ 0 & m_a \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \ddot{u}_f^* \\ \ddot{u}_a^* \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} K_{ff} & K_{fa} \\ K_{af} & K_{aa} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u_f^* \\ u_a^* \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \end{pmatrix} \quad (3.9)$$

Tel que \mathbf{u}^* représente le déplacement *d'interaction cinématique*.

Désignant par

$$\{u^i\} = \{u\} - \{u^*\} \quad \dots \dots \dots \quad (*)$$

On aura :

$$\begin{pmatrix} m_f & 0 \\ 0 & m_a \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \ddot{u}_f^i \\ \ddot{u}_a^i \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} K_{ff} & K_{fa} \\ K_{af} & K_{aa} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u_f^i \\ u_a^i \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -P_b \\ 0 \end{pmatrix} \quad (3.10)$$

Chapitre 03 : Méthodes d'interaction sol-structure et fluide-structure

Pour la résolution du problème d'interaction sol-structure par la méthode de sous-structure, on travaille dans le domaine fréquentiel, avec la transformée de Fourier $u = \sum \tilde{u}(\omega)e^{i\omega t}$ on obtient :

$$[-\omega^2[M] + [K]]\{\tilde{u}^i\} = \{-\tilde{P}\} \quad (3.11)$$

Sous forme condensé :

$$[S_f(\omega)]\{\tilde{u}_f^i(\omega)\} = \{-\tilde{p}_b(\omega)\} \quad (3.12)$$

f : degré de liberté situés sur la frontière de séparation.

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

Tenant compte de la condition de compatibilité et de la relation (*) ; on aura à la fin :

$$\left[-\omega^2 \begin{pmatrix} m_s & 0 \\ 0 & m_b \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} k_{ss} & k_{sb} \\ k_{bs} & k_{bb} + s_f \end{pmatrix} \right] \begin{pmatrix} \tilde{u}_s \\ \tilde{u}_b \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ \tilde{u}_f^* s_f \end{pmatrix} \quad (3.13)$$

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

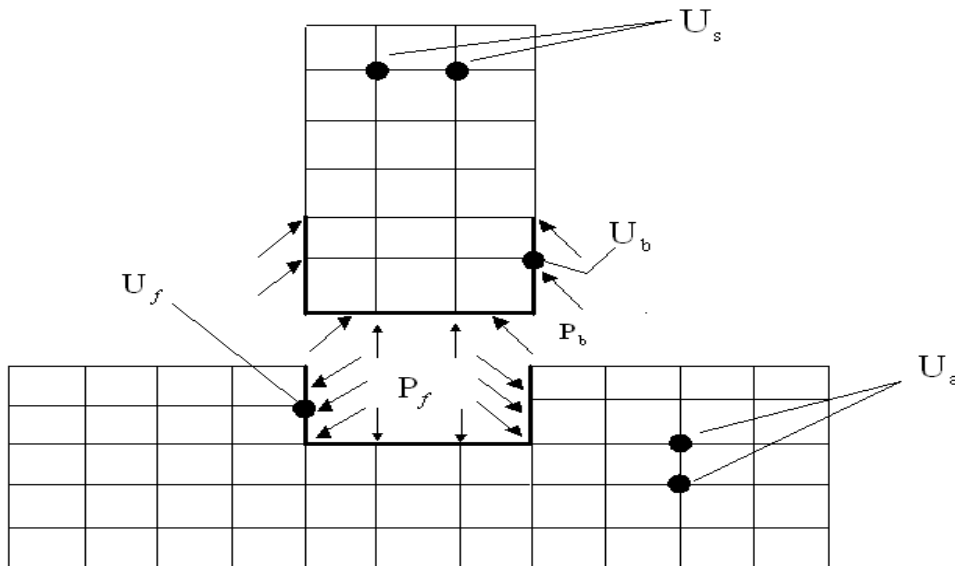


Figure 3.2: Méthode des sous-structures : Méthode de frontière.

b.1.1) Frontière rigide

Si la fondation est rigide le champ des déplacements de celle-ci peut s'exprimer en termes d'un mouvement de corps rigide défini par rapport à un point quelconque, par exemple son centre :

$$\{\tilde{u}_b\} = [T]\{\tilde{u}_0\} \quad (314)$$

$[T]$: est la matrice de transformation.

$\{\tilde{u}_0\}$: Le vecteur des déplacements et rotations du centre de la fondation.

De même, les forces nodales $\{\tilde{P}_0\}$ sont reliées aux forces et moments appliqués à la fondation en son centre:

$$\{\tilde{P}_0\} = [T]^T\{\tilde{P}_b\} \quad (3.15)$$

Avec ces définitions l'équation (7) prend la forme :

$$-\omega^2[M] + \begin{pmatrix} K_{ss} & K_{sb}T \\ T^T K_{bs} & T^T(K_{bb} + S_f)T \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \tilde{u}_s \\ \tilde{u}_0 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ T^T S_f \tilde{u}_f^* \end{Bmatrix} \quad (3.16)$$

L'examen de cette dernière équation montre que la matrice $K = T^T(S_f)T$ est la matrice d'impédance d'une fondation rigide contenant les raideurs complexes de sol, dépendante de la fréquence; $T^T S_f \tilde{u}_f^*$ est le vecteur contenant les résultantes des forces fictives $S_f \tilde{u}_f^*$. Le système étant constitué par la structure reliée aux impédances complexes du sol, l'équation (3.16) montre que la réponse du système peut être obtenue en appliquant, à son support, un mouvement défini par:

$$K^{-1} T^T S_f \tilde{u}_f^* = T^T \tilde{u}_f^* \quad (3.17)$$

Ainsi, dans l'hypothèse d'une fondation rigide, il est pertinent de scinder le problème global en trois sous-problèmes :

- a) Détermination du mouvement d'une fondation rigide sans masse soumise à la sollicitation sismique; cette étape représente la solution de l'équation (3.9);
- b) Détermination de la matrice d'impédance de la fondation (équation 3.12);
- c) Calcul de la réponse dynamique de la structure reliée à la matrice d'impédance et sujette à son support au mouvement d'interaction cinématique (équation 3.16).

Dans la mesure où la fondation est parfaitement rigide, cette démarche est rigoureusement identique à celle conduisant à la résolution du système global en une étape. Cette décomposition est connue sous le nom de théorème de superposition de Kausel. Son intérêt apparaît clairement s'il est possible de simplifier une des trois étapes du calcul.

Remarque :

Le problème de diffraction (étape a) existe toujours sauf pour une structure fondée en surface et soumise à la propagation verticale d'ondes de volume; dans ce cas, la résolution de l'étape (a) est identique à celle de la réponse d'un profil de sol en champ libre puisque l'interaction cinématique est nulle. La solution à la deuxième étape peut être évitée, pour certaines configurations, en utilisant les résultats de fonctions d'impédances publiés dans la littérature. La troisième étape est, en tout état de cause, indispensable; elle est cependant plus simple et plus familière aux ingénieurs car elle procède de l'analyse dynamique classique des structures.

b.1.2) Frontière flexible

Dans le cas général, la fondation n'est pas infiniment rigide, le problème à résoudre est plus complexe que celui défini par l'équation (3.13). La structure, reliée aux impédances de sol, est soumise à un système de sollicitations multiples à chacune de ses liaisons avec le sol. En principe, la résolution des trois mêmes étapes précédentes est nécessaire :

- Diffraction du champ libre ;
- Impédance ;
- Réponse de la structure.

Mais chacune est plus complexe que dans le cas d'une fondation rigide. En particulier, on ne peut plus avoir recours à des solutions publiées pour la détermination des impédances.

b.2) Méthodes de volume

L'interaction entre le sol et la structure est prise en compte, non seulement à l'interface sol structure, Mais à tous les nœuds de la structure sous la surface du sol [16] (figure 3.3).

On désigne par ;

[A] la matrice : $[A] = [K] - \omega^2[M]$; les équations d'équilibre des diverses sous structures sont

- **Sol :**

$$\begin{pmatrix} a_{ff} & a_{fg} & a_{fb} \\ a_{gf} & a_{gg} & a_{gb} \\ a_{bf} & a_{bg} & a_{bb} \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} u_f \\ u_g \\ u_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} Q_f \\ 0 \\ Q_b \end{Bmatrix} \quad (3.18)$$

- **Structure (moins sol excavé)**

$$\begin{Bmatrix} a_{ss} & a_{si} \\ a_{is} & a_{ii} - a_{ff} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} u_s \\ u_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ -Q_f \end{Bmatrix} \quad (3.19)$$

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

$$\begin{Bmatrix} a_{ff} & a_{fg} & a_{fb} \\ a_{gf} & a_{gg} & a_{gb} \\ a_{bf} & a_{bg} & a_{bb} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} u_f^* \\ u_g^* \\ u_b^* \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ Q_b \end{Bmatrix} \quad (3.20)$$

Par soustraction des équations (3.20) et (3.18), et par condensation aux f degrés de liberté, on obtient :

$$\{Q_f\} = [X_f]\{[u_f - u_f^*]\} \quad (3.21)$$

A la fin, l'équation de mouvement de la structure est donnée par :

$$\begin{Bmatrix} a_{ss} & a_{si} \\ a_{is} & a_{ii} - a_{ff} + X_f \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} u_s \\ u_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ -X_f u_f^* \end{Bmatrix} \quad (3.22)$$

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

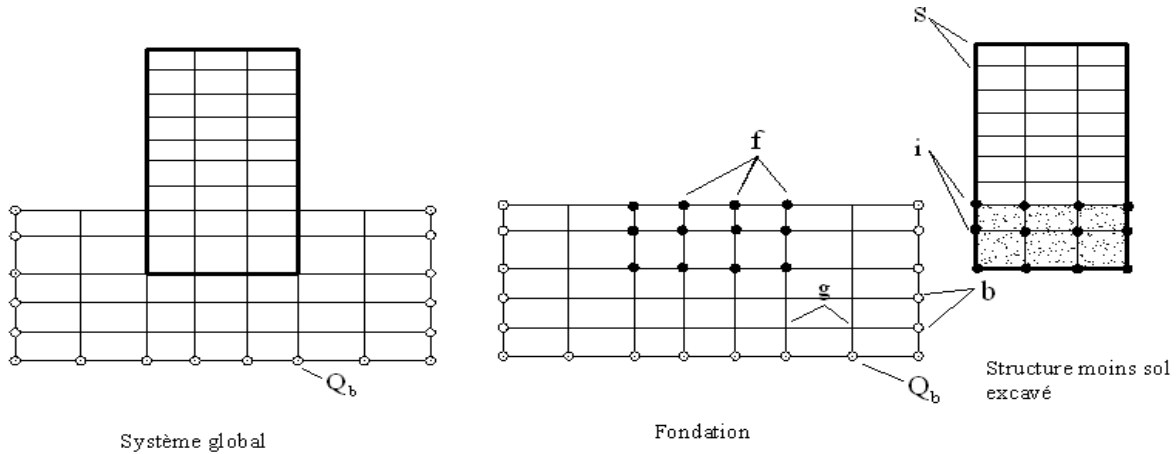


Figure 3.3: Méthode des sous-structures : Méthode de volume.

c) Méthodes hybrides

Exception faite du cas où il existe une solution analytique, ou une solution déjà publiée pour une configuration proche de celle étudiée, la résolution du problème d'impédance constitue une étape longue et coûteuse dans la méthode des sous-structures. La résolution du problème d'impédance nécessite la résolution, pour un grand nombre de fréquences, de l'équation (6).

Pour éviter ce problème, **GUPTA et al .1980 [16]**, ont développé une méthode *hybride* qui, dans son principe, consiste à séparer le sol en un champ libre et un champ lointain (**figure 3.4**). Le champ lointain est modélisé à l'aide d'une matrice d'impédance. En d'autres termes, le concept de sous-structures est étendu de façon à inclure le champ proche dans le modèle de structure. Le problème consiste alors à définir les coefficients de la matrice du champ lointain.

La difficulté de la méthode réside dans l'obtention, le long de la frontière séparant le champ proche du champ lointain, de la solution du problème de diffraction du champ incident.

GUPTA et al ont négligé cet aspect en admettant un mouvement uniforme. De toute évidence, cette hypothèse constitue une approximation très grossière qui limite considérablement l'intérêt de la méthode.

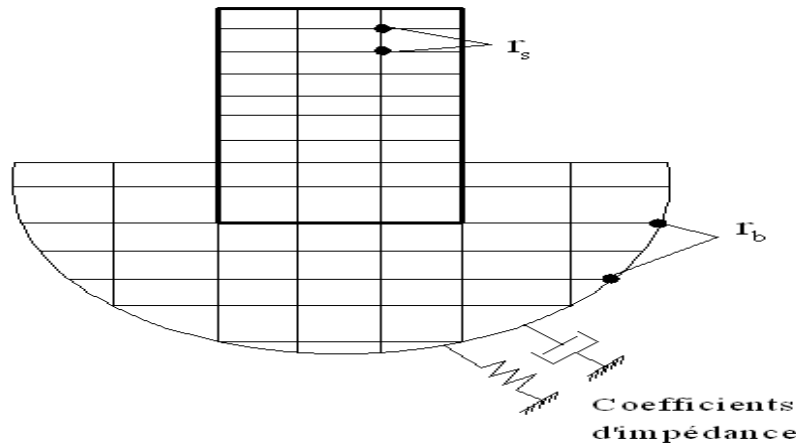


Figure 3.4: Méthode Hybride.

3.2 Méthodes d'interaction fluide-structure

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

La première solution au problème des pressions hydrodynamiques sur les barrages ayant un parement amont vertical exposé à un mouvement horizontal et harmonique a été publiée pour la première fois par **WESTERGAARD** en 1933. Depuis, beaucoup de recherches sont apparues sur ce sujet dans lesquelles différents aspects du problème ont été pris en compte.

Différentes méthodes de modélisation du fluide ont été développées, modélisation par des éléments fini ou bien des éléments infini. Ces différentes méthodes se basent sur diverses hypothèses :

- Le barrage est supposé infiniment rigide ce qui n'est pas le cas des barrages en terre ;
- Le liquide est considéré comme homogène, non visqueux et incompressible ;
- Le phénomène des ondes de surface est négligé ;
- Le mouvement du liquide est considéré comme irrotationnel ;
- Aucun changement n'intervient dans la configuration géométrique de la région occupée par le liquide durant les vibrations ;
- Seules les vibrations de petit ordre sont prises en considération.

Le problème de détermination de la pression hydrodynamique en cas de tremblement de terre est une partie essentielle de la tâche générale, qui consiste à assurer la stabilité sismique des structures :

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

3.2.1 Les différentes méthodes d'interaction fluide-structure

3.2.1.1 La méthode de masse ajoutée

La première approche de ce problème a été abordée par **WESTERGAARD**, qui a calculé la répartition des pressions sur un écran vertical limitant un réservoir semi-infini de profondeur constante dans l'hypothèse d'un mouvement horizontal harmonique de l'écran de période T .

Le problème de compressibilité de l'eau a été pris en considération dans une étude faite par **WESTERGAARD**, et d'après ces résultats, il a remarqué que pour une hauteur du parement limitée à 100 m, l'augmentation en pression n'excède pas **5%**, alors la compressibilité peut être négligée.

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

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

a) Effet d'inertie

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

Les hypothèses sur lesquelles repose cette méthode :

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

La superposition due à l'inertie de l'eau, peut être représentée par un diagramme parabolique (ou elliptique éventuellement), défini par l'expression :

$$P(Y = 0) = \frac{7}{8} \rho_w H \left(1 - \frac{Z}{H}\right)^{1/2} \ddot{u}_g \quad (3.23)$$

P : Surpression sur la face amont ($Y = 0$)

ρ_w : Masse volumique du fluide ;

H : Niveau d'eau du réservoir.

Z : Coté de la partie immergée de la face amont.

Le même effet peut être obtenu par un bloc d'eau attaché à la face amont du barrage.

Conformément à la théorie de WESTERGAARD, ce bloc doit avoir une forme parabolique avec une épaisseur à la base égale à $7/8 H$.

Les masses ajoutées, aux éléments de la matrice masse du barrage, correspondant aux **d.d.l** de l'interface barrage-fluide, sont proportionnelles aux aires tributaires de chaque nœud de la face amont.

b) Effet de compressibilité :

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

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

c) Effet de viscosité :

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

3.2.1.1.1 Solution de WESTERGAARD :

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

$$C_n = \sqrt{1 - \frac{16\gamma_w H_1^2}{n^2 g k T^2}} = \left[1 - \frac{1}{n^2} \left(\frac{T_0}{T}\right)^2\right]^{1/2} \quad \text{et} \quad T_0 = \frac{4H}{c} \quad (3.24)$$

$$P(Z) = \frac{8\alpha H}{\pi^2} \gamma_w \sum_{1,3,5} \frac{1}{n^2 C_n} \sin\left(\frac{n\pi}{2H} Z\right) \quad (3.25)$$

Avec :

P : Pression sur l'écran.

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

γ_w : Poids volumique de l'eau.

H : Profondeur de l'eau.

k : Module de compressibilité de l'eau.

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

T_0 : Période propre du réservoir.

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

On constate que le terme correctif $1 - \frac{1}{n^2} \left(\frac{T_0}{T}\right)^2$ dû à la compressibilité de l'eau est négligeable,

dès que la période propre du réservoir (T_0) est petite devant la période propre de l'écran.

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

- La répartition parabolique de WESTERGAARD :

$$P(Z) = \frac{7}{8} \alpha \gamma_w \sqrt{HZ} \quad (3.26)$$

- La répartition elliptique de KARMAN :

$$P(Z) = 0.707 \alpha \gamma_w \sqrt{Z(2H - Z)} \quad (3.27)$$

Remarque :

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

$$P(Z) = \frac{7}{8} C'_0 \alpha \gamma_w \sqrt{HZ} \quad (3.28)$$

3.2.1.2 Méthode de couplage éléments finis-éléments finis

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

Néanmoins, la nécessité de représenter des configurations géométriques quelconques du réservoir et des conditions aux frontières complexes ne se prêtant pas toujours à un traitement analytique, ainsi

que le besoin de prédire les dégâts susceptibles d'être engendrés par le comportement non linéaire des barrages en zones de forte sismicité impliquent que la solution doit être déterminée dans le domaine temporel.

On va présenter quelques modèles qui emploient cette méthode de couplage.

3.2.1.2.1 Modèle pour l'analyse directe dans le domaine temporel

C'est un modèle de calcul dynamique par la méthode des éléments finis pour l'analyse directe dans le domaine temporel des systèmes réservoir-barrages compte tenu des effets d'interaction hydrodynamique issu de la méthode présentée par B.TILIOUINE et A.SEGHIR, 97. Le système est représenté dans la figure (3.5) avec les différentes conditions aux limites [17].

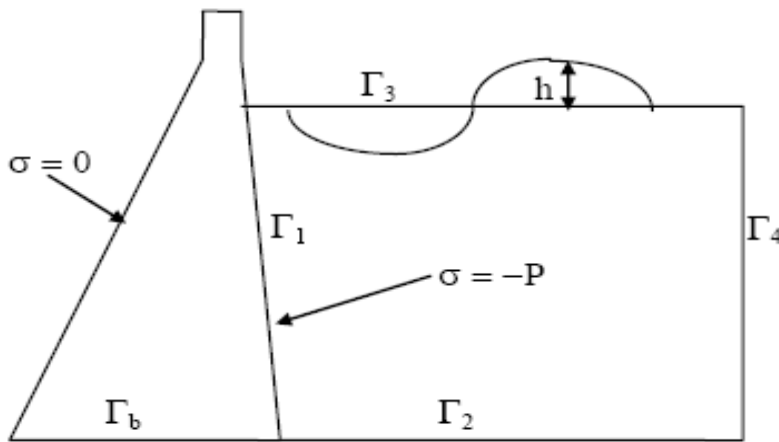


Figure 3.5: Système avec différentes conditions aux limites.

Les équations d'équilibre dynamique :

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + K U = QP - F \tag{3.29}$$

$$S\ddot{P} + D\dot{P} + H P = -\rho Q^T \ddot{U} \tag{3.30}$$

Q : La matrice d'interaction générant les forces nodales induites par les pressions hydrodynamiques.

S \ddot{P} : représentent les effets combinés de compressibilité de l'eau et des ondes gravitaires de surface (dans le cas d'un fluide incompressible ce terme devient nul si les ondes de surfaces dont l'effet est en général peu important sont ignorées).

D \dot{P} : représente les forces d'amortissement associées à la dissipation d'énergie par atténuation des ondes à la limite de rayonnement.

H P : Ces forces caractérisent les effets de déplacement du front d'ondes de pressions à partir de l'interface.

$\rho Q^T \ddot{U}$: Les forces transmises au réservoir par le biais des accélérations des nœuds du parement amont du barrage.

Les matrices Q, S, D et H sont données par les expressions suivantes :

$$Q = - \int_{\Gamma_1} N_u^T n N_P D\Gamma . S = \int_{\Omega} N_P^T \frac{1}{c^2} N_P D\Omega - \int_{\Omega} N_P^T \frac{1}{g} N_P D\Gamma \quad (3.31)$$

$$D = \int_{\Gamma_4} N_P^T \frac{1}{c} N_P D\Gamma . H = \int_{\Omega} \nabla N_P^T \nabla N_P D\Omega \quad (3.32)$$

A la fin les équations d'équilibre peuvent être réécrites sous la forme suivante :

$$\begin{pmatrix} M & 0 \\ \rho Q^T & S \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U} \\ \ddot{P} \end{Bmatrix} + \begin{pmatrix} C & 0 \\ 0 & D \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{U} \\ \dot{P} \end{Bmatrix} + \begin{pmatrix} K & -Q \\ 0 & H \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} U \\ P \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (3.33)$$

Si nous considérons le comportement en vibrations libres et omettons par suite toutes formes de dissipation d'énergie et après une symétrisations du système, on obtient finalement le système suivant :

$$\begin{pmatrix} \rho M + QH^{-1}\rho^2 Q^T & \rho QSH^{-1} \\ \rho SH^{-1}Q^T & SH^{-1}S \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U} \\ \ddot{P} \end{Bmatrix} + \begin{pmatrix} \rho K & 0 \\ 0 & S \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{U} \\ \dot{P} \end{Bmatrix} = 0 \quad (3.34)$$

3.2.1.2.2 Modèle pour l'analyse transitoire dans le domaine temps du système barrage -réservoir en introduisant l'effet du bas de réservoir :

Une analyse transitoire dans le domaine temps du système barrage-réservoir en introduisant l'effet du bas de réservoir tout ça à l'aide de la méthode des éléments finis, la procédure de couplage est faite à l'aide de la méthode de sous-structure issu de la méthode présenté par S. KÜÇÜKARSLAN, S.B. COSKUN, B. TASKIN. La figure 3.6 illustre la géométrie du système étudié [18].

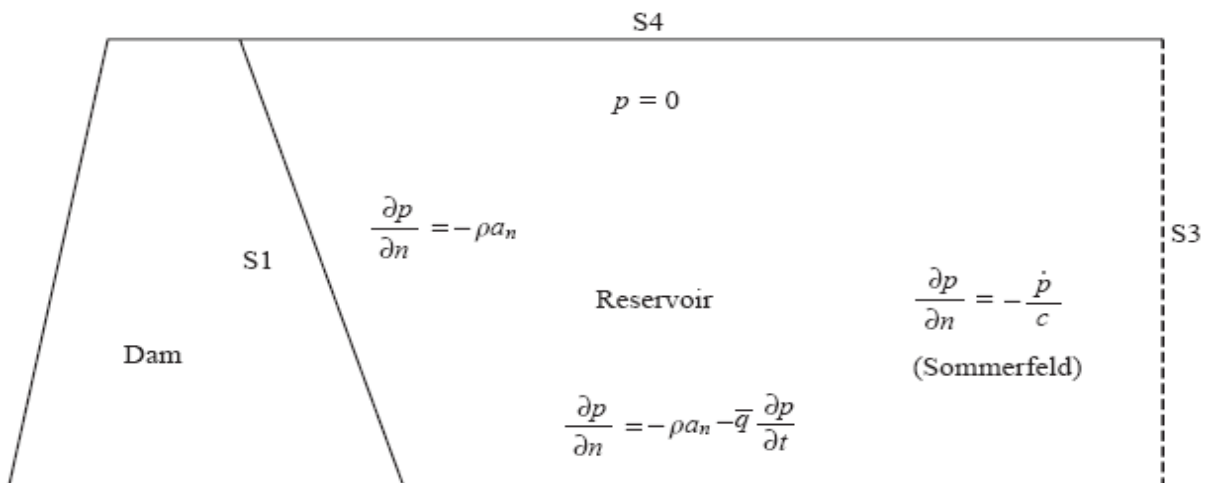


Figure 3.6: Le système barrage réservoir.

Les équations du système sous l'effet de l'action séismique s'écrivent sous la forme suivante :

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[M]\{\ddot{u}_g\} + \{E(t)\} \quad (3.35)$$

$\{E(t)\}$: Le vecteur nodal des forces associées à la pression hydrodynamique du réservoir. On utilise la matrice d'amortissement de type Rayleigh :

$$[C] = b_1[M] + b_2[K] \quad (3.36)$$

(b_1, b_2) Des facteurs variables pour obtenir l'amortissement désiré du système)

On considère un fluide compressible non visqueux, la pression hydrodynamique p résultante de la réponse du sol pour un barrage rigide est :

$$\nabla^2 p = \frac{1}{c^2} \frac{\partial^2 p}{\partial t^2} \quad (3.37)$$

En introduisant les conditions aux limites et après une discrétisation à l'aide de la méthode des éléments finis, on aura :

$$[G]\{\ddot{P}\} + [C_f]\{\dot{P}\} + [H]\{P\} = \{b\} \quad (3.38)$$

avec

$$H_{ij} = \sum \int \left[\frac{\partial N_i}{\partial x} \frac{\partial N_j}{\partial x} + \frac{\partial N_i}{\partial y} \frac{\partial N_j}{\partial y} \right] dRv \quad (3.39)$$

$$G_{ij} = \sum \frac{1}{c^2} \int N_i N_j dR \quad (3.40)$$

$$\{b\}^T = \{-\rho S^T (\ddot{u}_s + \ddot{u}_g) - -\rho S^T \ddot{u}_g \quad 0 \quad 0\} \quad (3.41)$$

$$[C_f] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \bar{q} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1/c & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

On utilise la technique de sous-structure, et on applique les conditions aux limites de pression et déplacement à l'interface de contact barrage-réservoir (S1).

- Appliquant la méthode de Newmark à l'équation (3.35) :

$$[\bar{K}]\{u^i\} = \frac{\{R^i\}}{i} : i^{eme} \text{ étape} \quad (3.42)$$

Avec :

$$[\bar{K}] = [K] + a_0[M] + a_1[C]$$

$$\{R^i\} = -[M]\ddot{u}_g + [E^i] + [M](a_0\{u^{i-1}\} + a_2\{\dot{u}^{i-1}\} + a_3\{\ddot{u}^{i-1}\}) \\ + [C](a_1\{u^{i-1}\} + a_4\{\dot{u}^{i-1}\} + a_5\{\ddot{u}^{i-1}\})$$

$$a_0 = \frac{1}{\beta\Delta t^2}; a_1 = \frac{\gamma}{\beta\Delta t}, a_2 = \frac{1}{\beta\Delta t}, a_3 = \frac{1}{2\beta}-1; a_4 = \frac{\gamma}{\beta}-1, a_5 = \frac{\Delta t}{2}\left(\frac{\gamma}{\beta} - 2\right)$$

$$\gamma = 0.5, \beta = 0.5$$

- Appliquant la même méthode à l'équation (3.38)

$$[\bar{H}]\{P^i\} = \{b^i\} \quad (3.43)$$

$$\text{Avec } [\bar{H}] = [H] + a_0[G] + a_1 [[G_f]]$$

$$\{b^i\} = \begin{Bmatrix} -\rho S^T(\ddot{u}_s + \ddot{u}_g) \\ -\rho S^T(\ddot{u}_g) \\ 0 \end{Bmatrix} + [G](a_0\{p^{i-1}\} + a_2\{\dot{p}^{i-1}\} + a_3\{\ddot{p}^{i-1}\}) \\ + [G_f](a_1\{p^{i-1}\} + a_4\{\dot{p}^{i-1}\} + a_5\{\ddot{p}^{i-1}\})$$

- Accélération nodale à l'interface barrage-réservoir est donnée par

$$\{\ddot{u}_s^i\} = a_0\{u_s^i\} - \{u_s^{i-1}\} - a_2\{\dot{u}_s^{i-1}\} - a_3\{\ddot{u}_s^{i-1}\} \quad (3.44)$$

Avec

$$[h] = [\bar{H}]^{-1} = \begin{bmatrix} h_1 \\ h_2 \\ h_3 \\ h_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} h_{11} & h_{12} & h_{13} & h_{14} \\ h_{21} & h_{22} & h_{23} & h_{24} \\ h_{31} & h_{32} & h_{33} & h_{34} \\ h_{41} & h_{42} & h_{43} & h_{44} \end{bmatrix}$$

$$\text{Tel que } \{p^i\} = [h]\{b^i\}$$

$$\{E^i\} = [S]\{p^i\}$$

$$[\hat{K}]\{u^i\} = \{\hat{R}^i\}$$

Donc

$$[\hat{K}] = [K] + a_0 ([M] + [\bar{M}]) + a_1 [C] \quad (3.45)$$

$$\{\hat{R}^i\} = -([M] + [\bar{M}]) \ddot{u}_g + ([M] + [\bar{M}])(a_0\{u^{i-1}\} + a_2\{\dot{u}^{i-1}\} + a_3\{\ddot{u}^{i-1}\}) + [C](a_1\{u^{i-1}\} + a_4\{\dot{u}^{i-1}\} + a_5\{\ddot{u}^{i-1}\} - \{E^*\}) \quad (3.46)$$

$$[\bar{M}] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \bar{M}_s \end{bmatrix} / [\bar{M}_s] = \rho [s] [h_{11}] [S^t] \quad (3.47)$$

$$\{E_{s1}^*\} = [S][h_1][G][G](a_0\{p^{i-1}\} + a_2\{\dot{p}^{i-1} + \dot{a}_3\{p^{i-1}\}\}) + [S][h_1][C_f](a_1\{p^{i-1}\} + a_4\{\dot{p}^{i-1} + \dot{a}_5\{p^{i-1}\}\}) + \rho [s] [h_2] [S^t]\{\ddot{u}_g^i\} \quad (3.48)$$

- **La vitesse et l'accélération**

$$\{\dot{u}^i\} = \{\dot{u}^{i-1}\} + a_6\{\ddot{u}^{i-1}\} + a_7\{\ddot{u}^i\} \quad (3.49)$$

$$\{\ddot{u}^i\} = a_0(\{\dot{u}^i\} - \{\dot{u}^{i-1}\}) - a_2\{\ddot{u}^{i-1}\} - a_3\{\ddot{u}^{i-1}\} \quad (3.50)$$

$$a_6 = \Delta t(1 - \gamma) \quad \text{et} \quad a_7 = \gamma \Delta t \quad (3.51)$$

La première et la seconde dérivée de la pression

$$\{\dot{p}^{i-1}\} = \{\dot{p}^{i-1}\} + a_6\{\ddot{p}^{i-1}\} + a_7\{\ddot{p}^i\} \quad (3.52)$$

$$\{\ddot{p}^i\} = a_0(\{\dot{p}^i\} - \{\dot{p}^{i-1}\}) - a_2\{\ddot{p}^{i-1}\} - a_3\{\ddot{p}^{i-1}\} \quad (3.53)$$

Répétition pour l'incrément de temps suivant remplacer **i** par **i+1** et répéter les différentes étapes.

3.2.1.3 Méthode de couplage éléments finis-éléments infinis

Un modèle numérique de couplage éléments finis-éléments infinis permettant d'évaluer le comportement dynamique des barrages compte tenu des effets d'interaction fluide-structure et de la compressibilité de l'eau. Ce modèle est basé sur la discrétisation en éléments finis de la structure du barrage et l'idéalisation du réservoir semi infini avec un couplage éléments finis-éléments infinis. De plus, une technique de symétrisations performante, est utilisée pour résoudre le problème des vibrations libres du système couplé tout en évitant le processus d'inversion matriciel qui est, bien que numériquement indésirable, communément utilisé.

3.2.1.3.1 Représentation des éléments infinis

Dans l'analyse de certains systèmes, on se trouve face à des domaines non bornés (Frontière infini). Une solution de base consiste à mailler suffisamment loin de la zone D'étude, en imposant des

conditions aux limites appropriées. Cette approximation conduit soit à des erreurs significatives soit à des coûts trop élevés. Ce problème est résolu en utilisant des éléments semi-infinis (ou simplement appelés **infini**) [19].

Les fonctions de forme de ces éléments sont du type $\frac{c_1}{\gamma} + \frac{c_2}{\gamma^2} + \frac{c_3}{\gamma^3}$ Pour l'exemple d'un élément iso paramétrique à trois nœuds (figure II.9), les conditions géométriques sont :

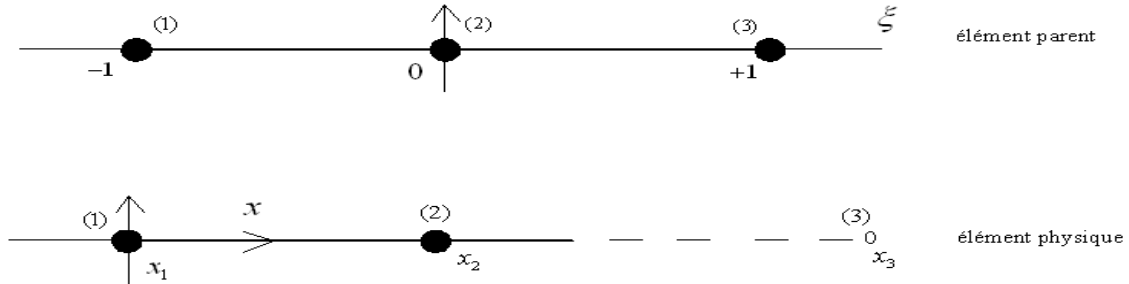


Figure 3.7: Transformation géométrique de l'élément semi-infini.

Au nœud 1 : $\xi = -1 \rightarrow x = x_1$; . Au nœud 2 : $\xi = 0 \rightarrow x = x_2$. Au nœud 3 : $\xi = +1 \rightarrow x = +\infty$
L'interpolation géométrique est donc :

$$x = \left(1 + \frac{2\xi}{1-\xi}\right) x_2 - \left(\frac{2\xi}{1-\xi}\right) x_1 \quad (3.54)$$

L'élément est ainsi traité comme un élément isoparamétrique classique. Et à l'aide d'une transformation géométrique on génère un élément plan semi-infini à partir d'un élément parent à huit nœuds.

Le modèle d'éléments finis représentant le système barrage-réservoir est montré sur **la figure 3.10**. Le barrage ainsi qu'une partie du réservoir sont discrétisés en éléments quadrilatéraux quadratiques à huit nœuds (Q8). La partie du réservoir s'étendant à l'infini est tronquée à une certaine distance du parement amont du barrage, est représentée par les noeuds de contact entre les deux maillages [20].

L'équation d'équilibre dynamique, exprimée en champ des déplacements continus, d'un monolithe de barrage poids flexible, à comportement bidimensionnel élastique fixé à sa base s'écrit comme suit :

$$\sigma_{ij,j} + f_i = \rho_s \ddot{u}_i \quad | \quad \Omega_s \quad (3.55)$$

Avec les conditions aux limites suivantes :

$$\sigma_{ij,j} n_j = p n_j \quad | \quad \Gamma_1 ; \sigma_{ij,j} n_j = 0 \quad | \quad \Sigma_s - \Gamma_1 - \Gamma_b \quad ; \quad u_i = 0 \quad | \quad \Gamma_b \quad (3.56)$$

En se basant sur les hypothèses d'eau linéairement compressible sans viscosité, et en supposant de petites amplitudes pour les mouvements du système barrage-réservoir, le champ des pressions hydrodynamiques dans le réservoir satisfait l'équation d'onde avec les conditions aux limites suivantes :

$$\Delta P - \frac{1}{c^2} \ddot{P} = 0 \quad | \quad \Omega_F \quad (a)$$

$$\frac{\partial P}{\partial n} = -\rho \ddot{u}_n \quad | \quad \Gamma_1 ; \frac{\partial P}{\partial n} = 0 \quad | \quad \Gamma_2 ; \frac{\partial P}{\partial n} = -\frac{1}{\rho g} \ddot{P} \quad | \quad \Gamma_2 \dots (b) \quad (3.57).$$

\ddot{u}_n Représente la composante normale des accélérations des particules solides appartenant à l'interface barrage-réservoir. L'utilisation d'un modèle d'éléments finis impose une condition supplémentaire sur la surface de troncature Γ_4 afin de traduire l'atténuation de la pression à l'infini. Cette condition de radiation peut s'écrire comme suit :

$$\frac{\partial P}{\partial n} = -\frac{1}{c} \dot{P} \quad | \quad (3.58)$$

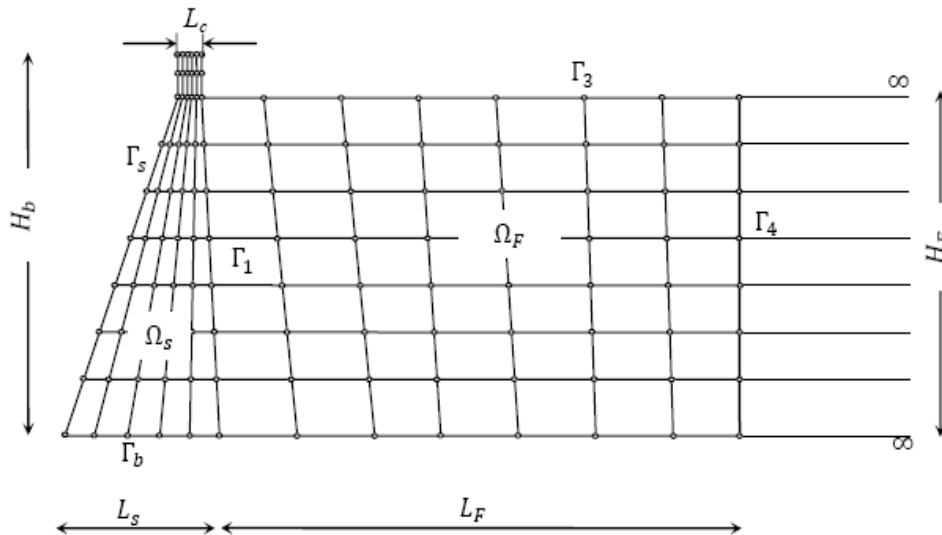


Figure 3.10: Maillage d'un barrage et d'un réservoir.

À fin d'obtenir une solution satisfaisante avec une formulation en éléments finis à partir des équations précédentes, le domaine fluide non borné doit être très étendu dans la direction amont, spécialement si aucune condition de radiation n'est utilisée. Cependant, dans une formulation en couplage éléments finis-éléments infinis, le réservoir peut être convenablement traité non borné. Ainsi, la troncature du domaine fluide est contournée et aucune condition à la limite n'est nécessaire.

L'établissement des équations discrètes s'appuie sur la discrétisation des formes intégrales faibles des équations 3.55 et 3.57. a. avec introduction du terme d'amortissement de la structure dans le système matriciel :

$$\begin{bmatrix} M_S & 0 \\ \rho Q^T & M_F \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U} \\ \ddot{P} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_S & 0 \\ 0 & C_F \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{U} \\ \dot{P} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_S & -Q \\ 0 & K_F \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U \\ P \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_g \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (3.58)$$

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

$M_S; C_S; K_S$: Les matrices assemblées de masse, amortissement et rigidité de la structure.

$M_F; C_F; K_F$: Leurs analogues pour le fluide.

L'amortissement global du barrage est évalué selon le concept d'amortissement de Rayleigh. Le vecteur force $F_g = -M_S \ddot{u}_g$ contient les composantes des forces d'entraînement générées par le vecteur des accélérations sismiques appliquées aux nœuds de la structure.

Les forces hydrodynamiques agissant sur la face amont du barrage sont reliées au vecteur inconnu des pressions nodales, à travers la matrice d'interaction Q . La matrice globale "masse fluide" inclue la compressibilité de l'eau et les effets des ondes de surface.

Chapitre 04

Etude de barrage par

La méthode

Des éléments finis

4.1 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 [21].

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 :

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

4.2 État de contraintes-déformations

4.2.1 État de contraintes-déformations dans le cas élastique

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

$$\sigma_{ij} = E \cdot \varepsilon_{ij} \quad (4.1)$$

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 terre figure 4.1).

• Relation contrainte-déformation

$$\sigma_{ij} = D \cdot \varepsilon_{ij} \quad (4.2)$$

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

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

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

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

Et :

$$\sigma_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma_{ii} & \sigma_{ij} \\ \sigma_{ji} & \sigma_{jj} \end{bmatrix} = \begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_{xy} \end{pmatrix} \quad (4.3)$$

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

La figure 4.2 représente les contraintes principales sur un petit élément dans le cas des déformations planes.

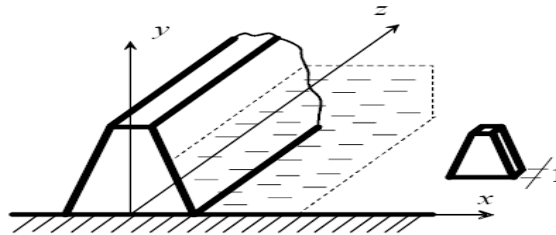


Figure 4.1 : Conditions de déformation plane (exemple d'un barrage en terre).

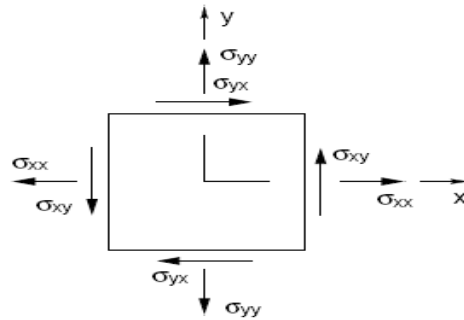


Figure 4.2 : Représentation des contraintes sur un petit élément dans le cas des déformations planes.

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

$$\sigma = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \sigma_{xy}^2} \quad (4.4)$$

$$\tau_{\max} = \sigma_3 = \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \sigma_{xy}^2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_y}{2} \quad (4.5)$$

Le tenseur des déformations est :

$$\varepsilon_{ij} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{ii} & \frac{1}{2} \gamma_{ij} \\ \frac{1}{2} \gamma_{ji} & \varepsilon_{jj} \end{bmatrix} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_{xy} \end{Bmatrix} \quad (4.6)$$

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

- **La relation déformations- déplacements:**

$$\varepsilon_{ij} = S \cdot U_{ij} \quad (4.7)$$

Avec :

$$U_{ij} = \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} \text{ et } S = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (4.8)$$

4.2.2 État de contraintes-déformations dans le cas élastoplastique

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

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon^e_{ij} + \varepsilon^p_{ij} \quad (4.9)$$

Pour un comportement élastique on a :

$$\sigma_{ij} = D_{ijkl} \varepsilon^e_{ij} \quad (4.10)$$

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 :

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

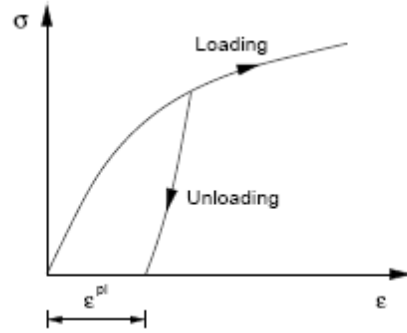


Figure 4.3 : Comportement plastique uni axial.

Les déformations plastiques sont défini par :

$$d\epsilon_{ij}^p = d\lambda_p \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \quad (4.11)$$

La surface de $f(\sigma_{ij}, \mathbf{a}_k)$ représente le critère de plasticité permettant de définir le comportement élastoplastique. \mathbf{a}_k est une variable d'écrouissage et $d\lambda_p$ étant le multiplicateur plastique [22].

La loi de comportement est donnée par :

$$\{d\sigma_{ij}\} = [\bar{D}]\{d\epsilon\} \quad (4.12)$$

Où :

$$[\bar{D}] = [D] - \frac{[D]\left\{\frac{\partial f}{\partial \sigma}\right\}\left\{\frac{\partial f}{\partial \sigma}\right\}^t [D]}{\left\{\frac{\partial f}{\partial \sigma}\right\}^t [D]\left\{\frac{\partial f}{\partial \sigma}\right\} + H} \quad (4.13)$$

Avec : H module d'écrouissage.

Alors la matrice de rigidité tangente prend la forme :

$$[\bar{K}_e] = \int_{V_e} [B]^t [C_t] [B] dV \quad (4.14)$$

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

$[C_t] = [C]$ Comportement élastique.

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

$[C_t] = [C]$ Décharge élastique.

4.3 Application de la méthode des éléments finis

4.3.1 Modélisation

4.3.1.1 Modélisation du système barrage-fluide-fondation

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

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

4.3.1.1.1 Barrage

Dans notre cas le barrage est composé d'un noyau, le parement aval et amont, sont représentés par un maillage d'élément finis de même type, le matériau constituant le barrage est considéré homogène, élastique et isotrope dans le cas de l'analyse linéaire, et pour le cas de l'analyse non linéaire est considéré élastique parfaitement plastique.

4.3.1.1.2 Fondation

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

4.3.1.1.3 Fluide

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

4.3.1.2 Choix de type d'élément

Le type d'élément utilisé pour la modélisation du système sol-barrage :

- Elément finis triangulaire à Six nœuds ou à quinze nœuds.

Ce 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 degré de liberté, les éléments à champ triangulaire 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.

4.3.1.3 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 $(\mathbf{u}_x, \mathbf{u}_y)$.

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.

4.3.2 Analyse dynamique

4.3.2.1 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 $\psi = \delta U$.

$$W = - \int_{\Omega} \delta U_i (\sigma_{ij,j} + f_i - \rho \gamma_i) d\Omega \quad (4.15)$$

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

$$W = - \int_{\Omega} \delta \cdot \varepsilon^t \cdot \sigma \cdot d\Omega + \int_{\Gamma} \delta U \cdot \vec{n} \cdot d\Gamma + \int_{\Omega} \delta U \cdot f \cdot d\Omega - \int_{\Omega} \square \delta U \cdot \rho \cdot \ddot{U} \cdot d \quad (4.16)$$

Ou :

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

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

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

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

Dans le cas du barrage l'expression devient :

$$W = - \int_{\Omega_s} \delta \cdot \varepsilon^t \cdot \sigma \cdot d\Omega + \int_{\Gamma_{am}} \delta U \cdot (-\rho) \cdot \vec{n} \cdot d\Gamma + \int_{\Omega_s} \delta U \cdot \rho \cdot r \cdot \ddot{u}_g \cdot d\Omega - \int_{\Omega_s} \square \delta U \cdot \rho \cdot \ddot{U} \cdot d = 0 \quad (4.17)$$

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 et en remplaçant les termes contraintes par les produits $D^*\varepsilon$, on a :

- ❖ **Matrice de rigidité**

$$K_e = \int_{\Omega} [B]^T \cdot [D] \cdot [B] d\Omega_e \quad (4.18)$$

- ❖ **Matrice masse**

$$M = \int_{\Omega_e} N^T \rho N d\Omega_e \quad (4.19)$$

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 :

$$M_{JJ} = I \int_{\Omega_e} \rho N_j d\Omega_e \quad (4.20)$$

I : matrice identité

- ❖ **Vecteur chargement sismique**

$$F_i = M.I. \ddot{u}_g \quad (4.21)$$

4.3.2.2 Caractéristiques dynamique du système

4.3.2.2.1 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 donnée par :

$$K_b = \begin{bmatrix} k_{bb} & K_{bi} & 0 \\ K_{ib} & K_{ii} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (4.22) , \quad K_f = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & K_{ii} & K_{if} \\ 0 & K_{fi} & K_{ff} \end{bmatrix} \quad (4.23)$$

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 compte tenu des degrés de liberté d'interface, la matrice globale prend la configuration suivante :

$$K = \begin{bmatrix} k_{bb} & K_{bi} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ K_{ib} & K_{ii} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & K_{ii} & K_{if} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & K_{fi} & K_{ff} \end{bmatrix} \quad (4.24)$$

4.3.2.2.2 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.

$$[M_b] = \begin{bmatrix} m_{bb} & m_{bi} & 0 \\ m_{ib} & m_{ii} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (4.25) , \quad [M_f] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_{ii} & m_{if} \\ 0 & m_{fi} & m_{ff} \end{bmatrix} \quad (IV.26)$$

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

$$[M] = [M_b] + [M_f] = \begin{bmatrix} k_{bb} & K_{bi} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ K_{ib} & K_{ii} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & K_{ii} & K_{if} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & K_{fi} & K_{ff} \end{bmatrix} \quad (4.27)$$

4.3.2.2.3 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 hystérique 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 :

$$C = \alpha_R M + \beta_R K \quad (4.28)$$

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 [23].

$$\begin{Bmatrix} \alpha_R \\ \beta_R \end{Bmatrix} = \frac{2\xi}{w_1 + w_2} \begin{Bmatrix} w_1 w_n \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (4.29)$$

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 :

- Barrage :

$$[C_b] = \alpha_{Rb} [M_b] + \beta_{Rb} [K_b] \quad (4.30)$$

$$[C_b] = \begin{bmatrix} C_{bb} & C_{bi} & 0 \\ C_{ib} & C_{ii} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (4.31)$$

- Fondation :

$$[C_f] = \alpha_{Rf} [M_f] + \beta_{Rf} [K_f] \quad (4.32)$$

$$[C_f] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & C_{ii} & C_{if} \\ 0 & C_{fi} & C_{ff} \end{bmatrix} \quad (4.33)$$

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

$$[C] = \begin{bmatrix} C_{bb} & C_{bi} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ C_{ib} & C_{ii} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & C_{ii} & C_{if} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & C_{fi} & C_{ff} \end{bmatrix} \quad (4.34)$$

4.3.2.3 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.

4.3.2.3.1 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 [24].

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 PLAXIS pour résoudre notre problème :

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

4.3.2.3.2 Le cas linéaire

4.3.2.3.2.1 Méthode de différences finies centrées

i) **Conditions initiales**

$$\mathbf{1} \cdot \ddot{\mathbf{u}}_0 = \frac{p_0 - c \dot{u}_0 - k u_0}{m} \quad (4.35)$$

$$2. \quad u_{-1} = u_0 - \Delta t \dot{u}_0 + \frac{(\Delta t)^2}{2} \ddot{u}_0 \quad (4.36)$$

$$3. \quad \tilde{k} = \frac{m}{(\Delta t)^2} + \frac{c}{2 \Delta t} \quad (4.37)$$

$$4. \quad a = \frac{m}{(\Delta t)^2} + \frac{c}{2 \Delta t} \quad (4.38)$$

$$5. \quad b = k - \frac{m}{(\Delta t)^2} \quad (4.39)$$

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

$$\tilde{p}_i = p_0 - a u_{i-1} - b u_i \quad (4.40)$$

$$1. \quad u_{i+1} = \frac{\tilde{p}_i}{\tilde{k}} \quad (4.41)$$

$$2. \quad \dot{u}_i = \frac{u_{i+1} - u_{i-1}}{2 \Delta t} \quad ; \quad \ddot{u}_i = \frac{u_{i+1} - 2 u_i + u_{i-1}}{2 \Delta t} \quad (4.42)$$

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

4.3.2.3.2 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 :

$$1. \quad \ddot{u}_0 = \frac{p_0 - c \dot{u}_0 - k u_0}{m} \quad (4.43)$$

2. choisir Δt

$$3. \quad \tilde{k} = k + \frac{m}{\beta (\Delta t)^2} + \frac{\gamma c}{\beta \Delta t} \quad (4.44)$$

$$4. \quad a = \frac{1}{\beta \Delta t} m + \frac{\gamma}{\beta} c \quad (4.45)$$

$$5. \quad b = \frac{1}{2\beta} m + \Delta t \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) \quad (4.46)$$

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

$$1. \quad \Delta \tilde{p}_i = \Delta p + a \dot{u}_i + b \ddot{u}_i \quad (4.47).$$

$$2. \quad \Delta u_i = \frac{\Delta \tilde{p}_i}{\tilde{k}} \quad (4.48)$$

$$3. \quad \Delta \dot{u}_i = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \Delta u_i - \frac{\gamma}{\beta} \dot{u}_i + \Delta t \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right) \ddot{u}_i \quad (4.49)$$

$$4. \quad \Delta \ddot{u}_i = \frac{1}{\beta(\Delta t)^2} \Delta u_i - \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{u}_i - \frac{1}{2\beta} \ddot{u}_i \quad (4.50)$$

$$u_{i+1} = u_i + \Delta u_i \quad ; \quad \dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \Delta \dot{u}_i \quad ; \quad \ddot{u}_{i+1} = \ddot{u}_i + \Delta \ddot{u}_i \quad (4.51)$$

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 :

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

2) La méthode de Newmark est **stable si**

$$\frac{\Delta t}{T_n} \leq \frac{1}{\pi\sqrt{2}} \frac{1}{\sqrt{\gamma-2\beta}} \quad (4.52)$$

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

4.3.2.3.3 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 élastoplastique 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 4.3). Il est donc indispensable d'introduire des procédures itératives garantissant l'équilibre des forces internes et externes à la fin de chaque incrément [25], [26].

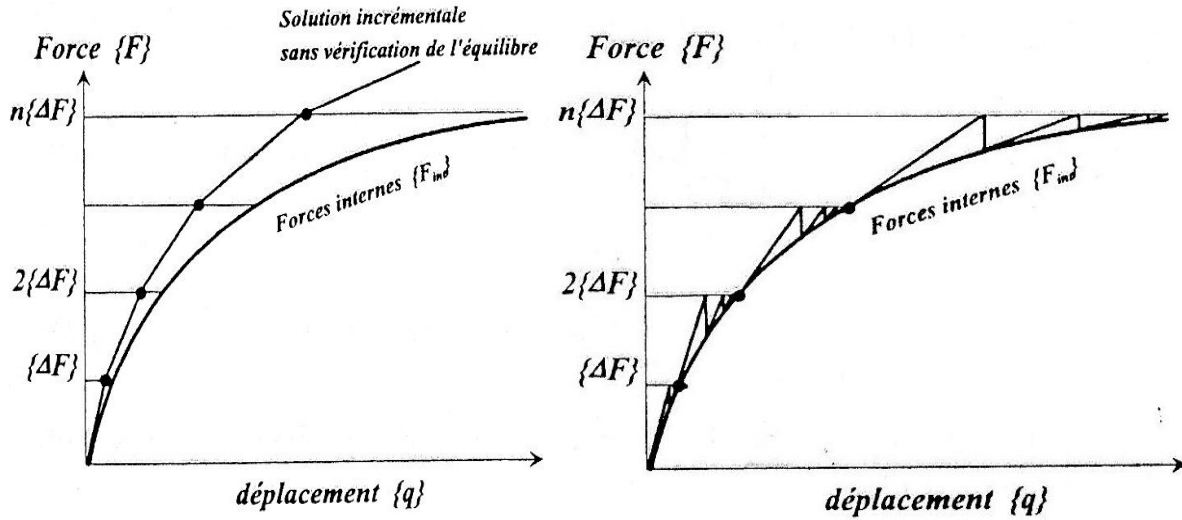


Figure 4.4 : Schéma de résolution sans et avec itération d'équilibre.

4.3.2.3.3.1 Méthode de différences finies centrées

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

$$\widetilde{k} u_{i+1} = \widetilde{p}_i \quad (4.53)$$

$$\widetilde{k} = k + \frac{m}{(\Delta t)^2} + \frac{c}{2 \Delta t} \quad (4.54)$$

$$\widetilde{p}_i = p_i - \left[\frac{m}{(\Delta t)^2} + \frac{c}{2 \Delta t} \right] u_{i-1} - F_{int} + \frac{2m}{(\Delta t)^2} u_i \quad (4.55)$$

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

4.3.2.3.3.2 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 : $\gamma = \frac{1}{2}$, $\beta = \frac{1}{6}$

ii) Conditions initiales

$$1. \quad \ddot{u}_0 = \frac{p_0 - c \dot{u}_0 - k u_0 - F_{int 0}}{m} \quad (4.56)$$

2. choisir Δt

$$3. \quad a = \frac{1}{\beta \Delta t} m + \frac{\gamma}{\beta} c \quad (4.57)$$

$$4. \quad b = \frac{1}{2\beta} m + \Delta t \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) c \quad (4.58)$$

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

$$1. \quad \Delta \tilde{p}_i = \Delta p + a \dot{u}_i + b \ddot{u}_i \quad (4.59)$$

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

$$\square 3. \quad \widetilde{k}_{iT} = k_{iT} + \frac{m}{\beta (\Delta t)^2} + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} c \quad (4.60)$$

4. Résoudre Δu_i à partir de \widetilde{k}_{iT} et $\Delta \tilde{p}_i$ en utilisant les itérations de Newton-Raphson (**).

$$5. \quad \Delta \dot{u}_i = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \Delta u_i - \frac{\gamma}{\beta} \dot{u}_i + \Delta t \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta} \right) \ddot{u}_i \quad (4.61)$$

$$6. \quad \Delta \ddot{u}_i = \frac{1}{\beta (\Delta t)^2} \Delta u_i - \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{u}_i - \left(\frac{1}{2\beta} \right) \ddot{u}_i \quad (4.62)$$

$$7. \quad u_{i+1} = u_i + \Delta u_i \quad ; \quad \dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \Delta \dot{u}_i \quad ; \quad \ddot{u}_{i+1} = \ddot{u}_i + \Delta \ddot{u}_i \quad (4.63)$$

IV) 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 :

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

R : le résidu

b. Calcul pour chaque itération, j=1, 2, 3,.....

1. $\widetilde{k}_{iT} \Delta u^{(j)} = \Delta R^{(j)}$ (4.64)

2. $u_{i+1}^{(j)} = u_{i+1}^{(j-1)} + \Delta u^{(j)}$ (4.65)

3. $\Delta F^{(j)} = F^{(j)} - F^{(j-1)} + (\widetilde{k}_T - k_T) \Delta u^{(j)}$ (4.66)

4. $\Delta R^{(j+1)} = \Delta R^{(j)} - \Delta F^{(j)}$ (4.67)

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

Chapitre 05

Modélisation du comportement dynamique du barrage en terre d'OURKISS

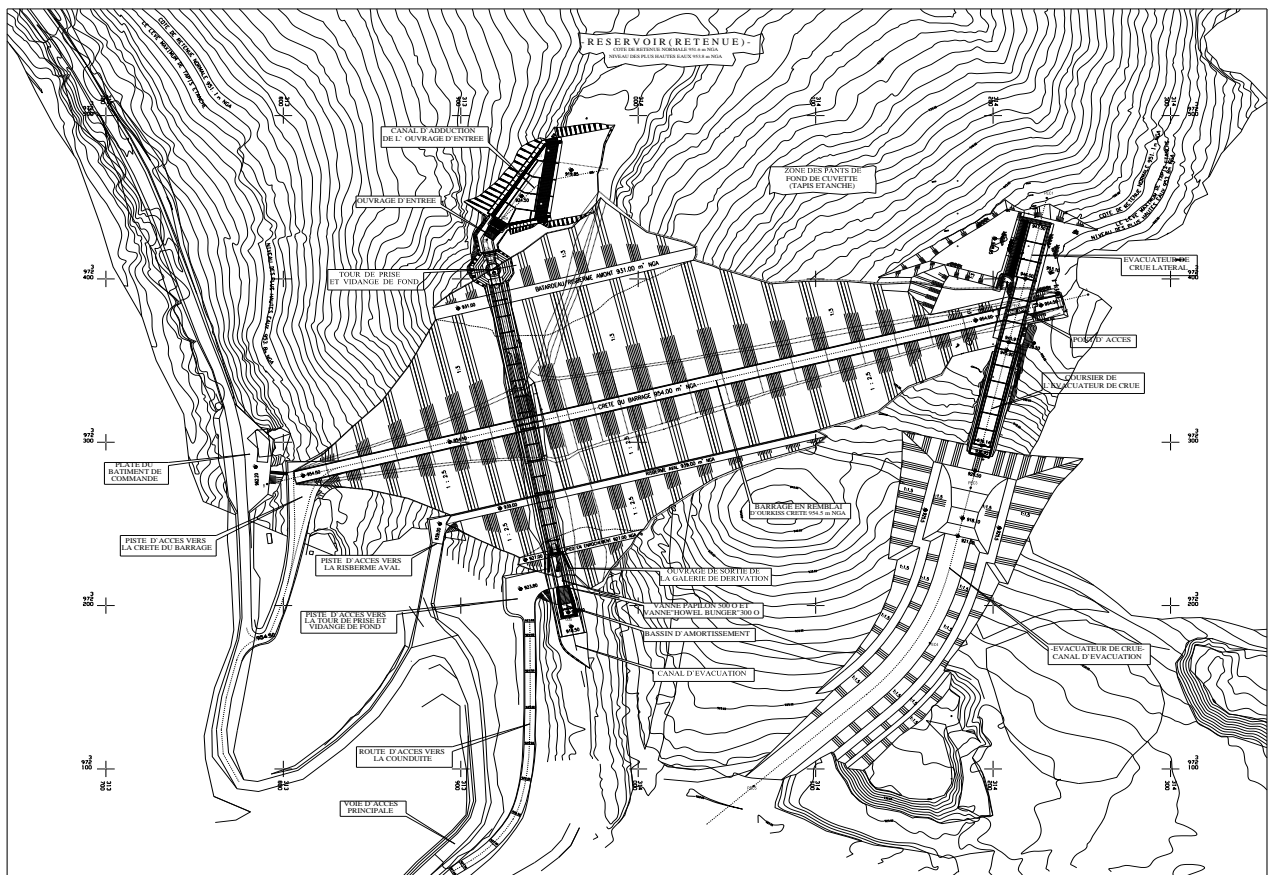
5.1 Description du barrage d'OUARKISS

5.1.1 Localisation

Le barrage d'OURKISS est situé dans la wilaya d'OUUM EL BOUAGHI, à environ 25km au sud de la ville d'AIN FAKROUNE, à l'aval du confluent des oueds EL KEBIR et OURKISS, dans une gorge, à tra5ers djebel OUM KERICHE, le long de la route qui rejoint les localités de AIN FAKROUNE et BOUGHRARA

L'implantation du barrage résulte d'une optimisation de la position de la digue vis-à-vis de la topographie. l'axe du barrage d'orientation O-E est rectiligne.

- Les coordonnées du site (système YTM) son : X : 857 400 ; Y : 3 979 800
- Le barrage de OURKISS est un barrage d'équilibrage, avec pour rôle principale de stoker les eaux provenant du barrage de BENI HAROUN, en transitant par le barrage de oued el ATHMANIA (w) de MILA.



5.1.2.2 Hydrogéologie

- Superficie du bassin versant: **62km²**
- Capacité maximale : **69,10 Hm³**
- volume utile: **65Hm³**
- volume mort : **4,10Hm³**
- Cote de la retenue normale (RN): **951,6m NGA**
- Cotes des plus hautes eaux (PHE): **953,80 m NGA**
- Cotes de la crête du Barrage : **954,50mNGA**

5.1.2.3 Principales composantes du barrage

La digue

- Type de barrage Digue en remblais avec noyau argileux et protection en Rip rap
- Cote de la crête du barrage : 954.5NGA
- Hauteur de la digue: 40m
- Longueur de la crête: 407m
- Largeur de la crête: 8m
- Largeur au pied maximale du profil: 216m
- le tapis étanche en complexe :

Synthétique en géo-membrane géotextile s'étend sur les deux rives sur surface de 50 ha et il est destiné à couvrir les affleurements du calcaires

5.2 Risque sismique

l'histoire sismique de la région de Constantine est incontestablement un élément important dans la perspective de l'évaluation de l'aléa sismique de cette région .certains séismes sont largement décrits et étudiés .il s'agit notamment des séismes destructeurs de 1908,de 1947, le plus récent de 1985.l'analyse de la sismicité historique de la zone d'étude a donné la distribution des intensités maximale des séismes et récapitulés dans la figure suivante :

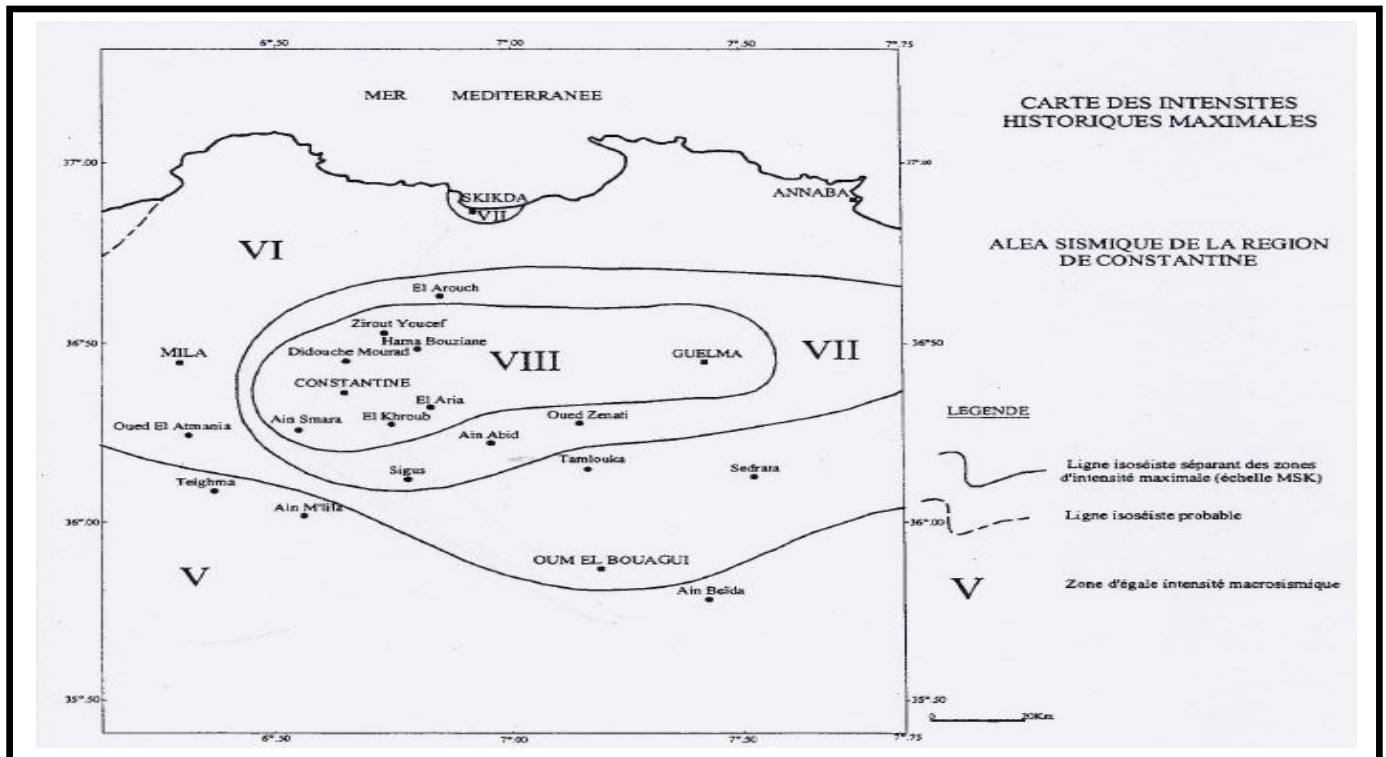


Figure 5.3 : intensité maximales observées dans les wilayas de l'est algérien

Le modèle des sources sismiques de la région de AIN FAKROUN est obtenu à travers une analyse probabiliste en considérant les zones de sources sismiques modalisés sur la base de la distribution de la sismicité et sur la base de la nature géologique du site affecté .le niveau minimale de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis-à-vis des objectifs de protection .pour le calcul d'ouvrage stratégique .tels que les barrages ,l'accélération à considérer est normalement celle qui correspondrait à une période de retour minimum de 1000 ans.

Tableau de pointe pour les séismes [5-1]

Période de retour (ans)	100	200	500	1000
Accélération de pointe	0.06	0.09	0.10	0.15

5.3 APPLICATION

5-3.1 Informations générales

Tableau [5-2] : Unités

Type	Unités
Dimensions linéaires	m
Force	KN
Temps	jours, s

Tableau [5-3] : Modèle

Modèle	Déformations planes
Éléments	6-Nœuds

5-2. Géométrie et la Stratification de la structure avec des nœuds signifiants :

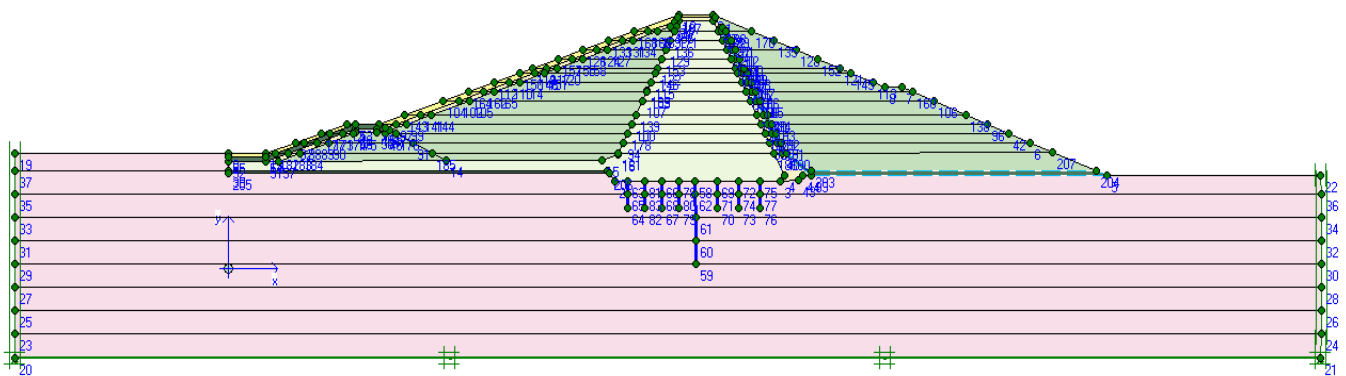


Fig. 5-4 : géométrie et nœuds signifiants

5-3. Matériaux des différentes couches

Tableau [5-4]

Mohr-Coulomb		fondations	couche de transition	noyau	filtre et drain
Type		Non drainé	Drainé	Non drainé	Drainé
γ_{nonsat}	[kN/m ³]	26.5	18	19.3	20
γ_{sat}	[kN/m ³]	27.5	21	22.3	22
K_x	m/s	1E -09	1E -05	1E -09	0.01
K_y	m/s	1E -09	1E -05	1E -09	0.01
ν	[-]	0.31	0.3	0.35	0.3
E_{ref}	[kN/m ²]	450 000	30 000	643140	40 000
C_{ref}	[kN/m ²]	8	1	10	0.0001
φ	[°]	35	34	20	35
ψ	[°]	34	33	10	35
$R_{\text{inter.}}$	[-]	1	0.67	0.5	0.67
Mohr-Coulomb		chargement amont	chargement aval		protection
Type		Drainé	Drainé	Drainé	
γ_{nonsat}	[kN/m ³]	19	19	19	
γ_{sat}	[kN/m ³]	20.3	20.3	21	
K_x	m/s	1E -05	1E -05	1E -07	
K_y	m/s	1E -05	1E -05	1E -07	
ν	[-]	0.28	0.28	0.3	
E_{ref}	[kN/m ²]	800 000	800 000	40 000	
C_{ref}	[kN/m ²]	5	5	10	
φ	[°]	30	30	36	
ψ	[°]	30	30	31	
$R_{\text{inter.}}$	[-]	1	1	1	

Tableau [5-5] : Paramètres du voile étanche

E A	E I	W	ν	Mp	Np
[kN/m]	[kNm ² /m]	[kNm /m]	[-]	[kNm /m]	[kN /m]
200 0000	8000	2	0.2	1E 15	1E 15

5-4. Maillage

L'analyse du comportement dynamique du barrage est faite avec la méthode des éléments finis en utilisant des éléments triangulaires (06 nœuds) à deux degré de liberté (u_x, u_y)

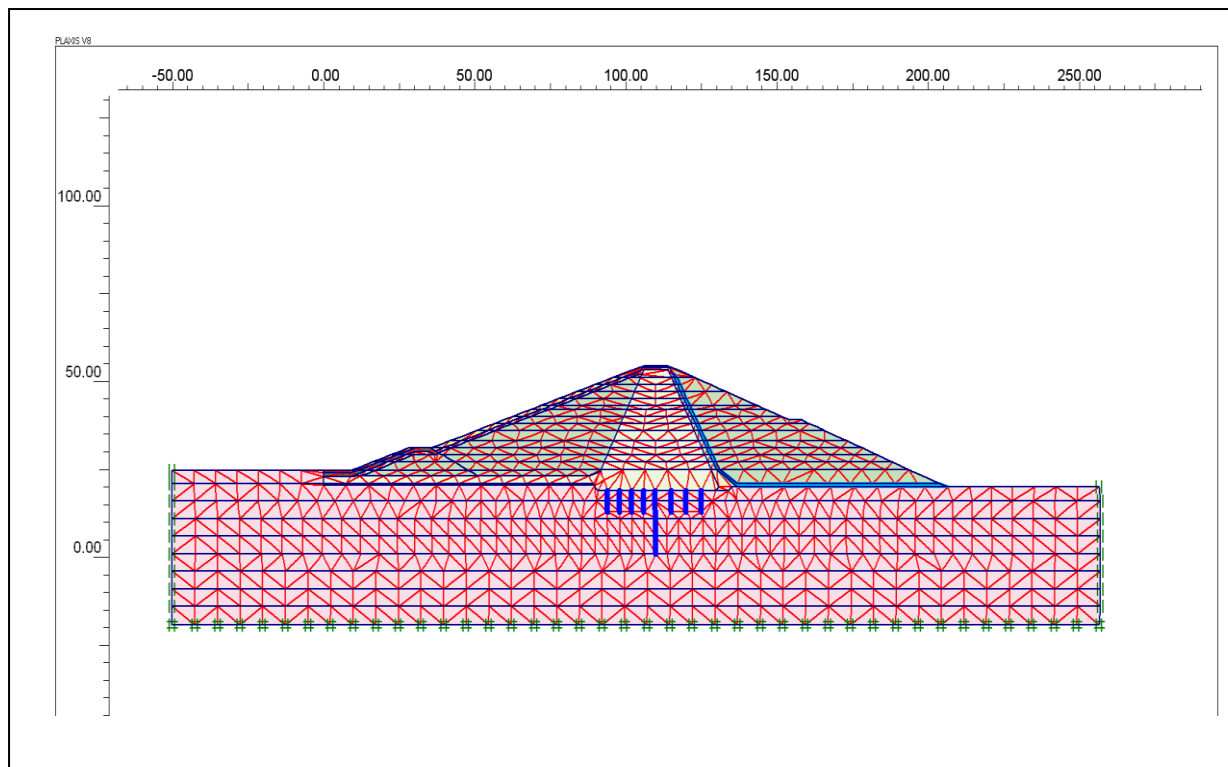


Figure 5-5 maillages de la structure à 06 Nœuds

Tableau [5-6]: nombre et type d'élément

désignation	Type des éléments	Type d'intégration	total
Sol	06 nœud affectés au triangle	3 point de gauss	1436
voile étanche	03 nœud pour un ligne	3 point de gauss	06 point

5-5 –Phases de calcul

Les calculs numériques ont été faits en 31 phases qui sont :

Les 17 premières phases : des calculs pour l'analyse du comportement du barrage au cours de son exécution sur la base des paramètres des couches alternées jusqu'à la fin de sa construction ;

La 18^{ième} phase de calcul, pour l'analyse de la stabilité du barrage en fin de sa construction (barrage vide) ;

De la 19^{ième} phase jusqu' à la 29^{ième} phase : des calculs pour l'analyse du comportement du barrage au cours de remplissage progressif du barrage par les eaux sous l'effet du poids propre du barrage et les forces hydrostatiques et ainsi sous l'effet des écoulements des eaux jusqu' à la 29^{ième} phase qui est le cas où le barrage est plein (le niveau optimal des eaux de remplissage du barrage).

-la 30^{ième} phase : des calculs pour l'analyse de la stabilité du barrage en état plein par les eaux.

- Les 31^{ième} phases : des calculs pour l'analyse dynamique du comportement du barrage en état plein soumis aux sollicitations sismiques dont la prescription des déplacements des ondes sismiques horizontales est supposée dirigées de l'amont du barrage vers son aval.

5-6 .Résultats et interprétation

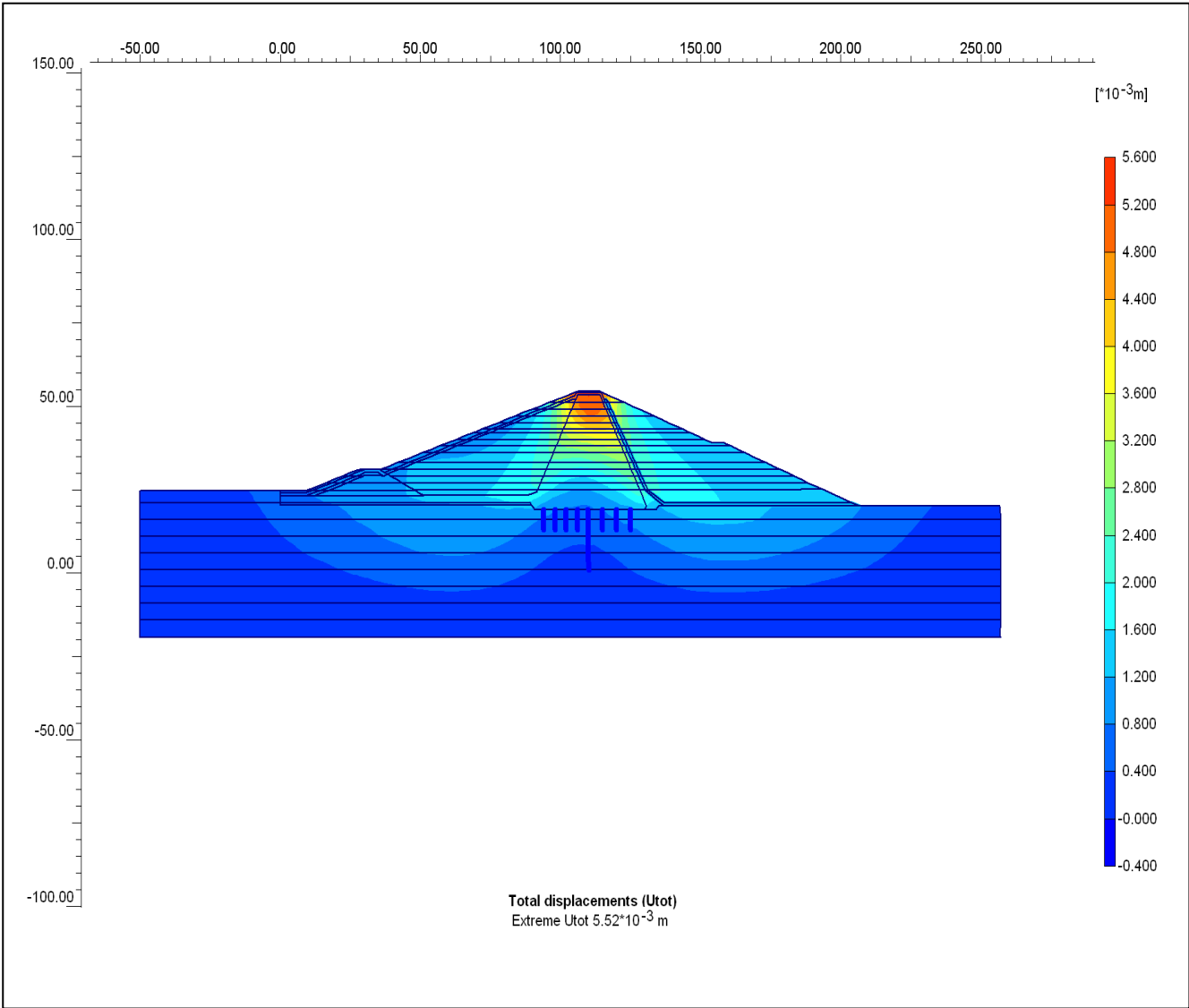
5-6-1 .Stabilité du barrage en phase finale de son exécution (barrage vide) :

Les calculs numériques effectués par le code numérique PLAXIS en phase finale de l'exécution du barrage donnent un coefficient de sécurité $F_s=1,811$.

Les figures **5.6**, **5.7** et **5.8** représentent la variation des déplacements total U_{Total} , les déplacements horizontaux (U_x) et les déplacements verticaux (U_y) selon la hauteur et la largeur du barrage sous l'effet du poids propre, on remarque que :

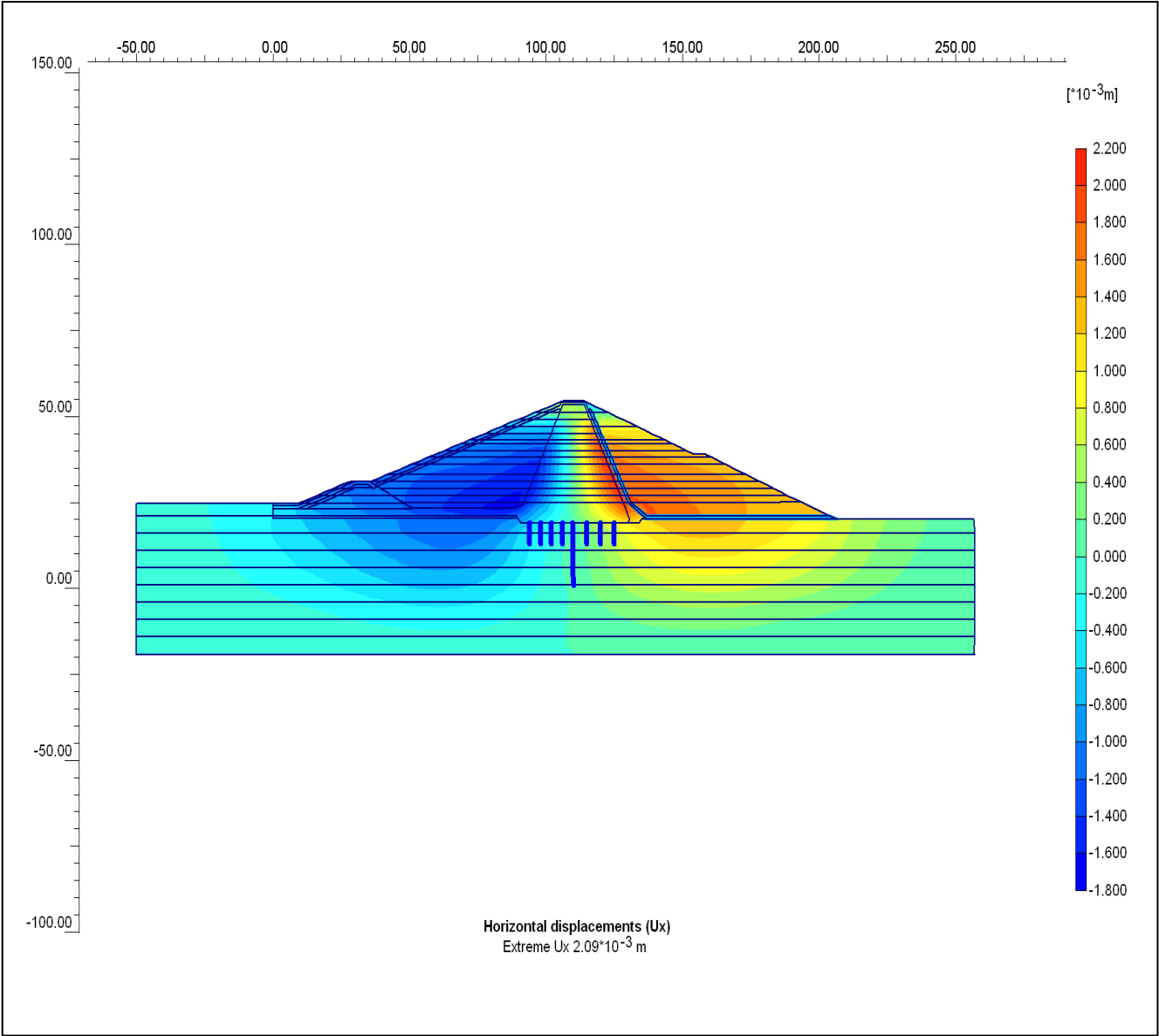
Les déplacements totaux augmentent en s'éloignant de la fondation, la valeur maximale est atteinte à la crête du barrage avec un déplacement total $U_{Total\ max}= 5.52 * 10^{-3} \text{ m/s}$.

Les déplacements verticaux augmentent en s'éloignant de la fondation, la valeur maximale est atteinte à la crête du barrage. De même, les déplacements horizontaux augmentent en s'éloignant du noyau, les valeurs maximales sont observées aux parements aval et amont. Et on remarque aussi que les valeurs minimales de déplacement Vertical sont enregistrées à la partie inférieure et à proximité de la fondation.



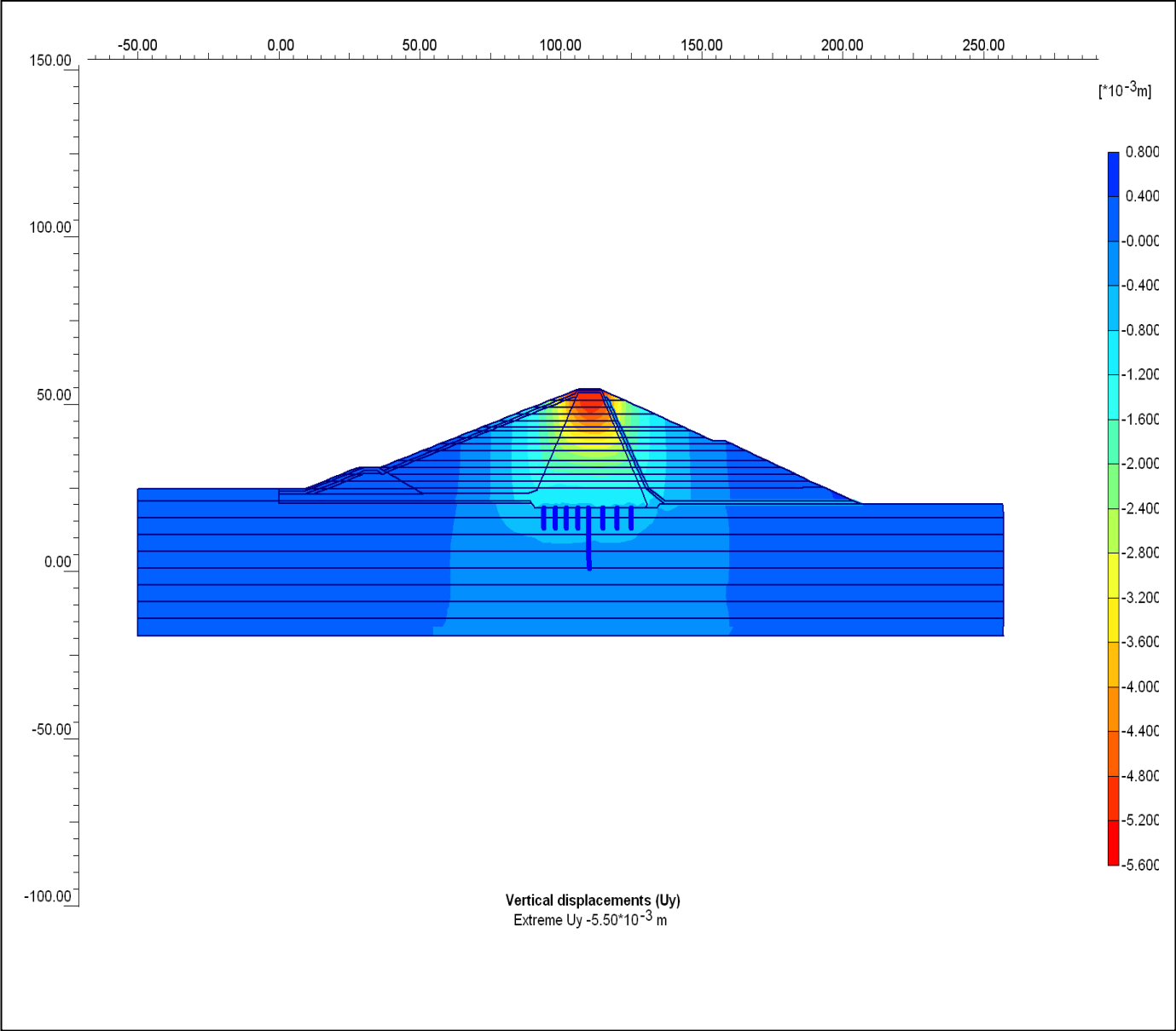
La figure 5-6 : Déplacements sous l'effet du poids propre

$$U_{\text{Total max}} = 5.52 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$$



La figure 5-7 : Déplacement horizontale

$U_{x \max} : 2.09 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$



La figure 5-8 : Déplacement vertical

$$U_{y \max} : -5.50 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$$

5-6-2. Résultats des calculs numériques de la hauteur harmonique h (ligne de Saturation) :

Voir la figure 5-9 après chargement du barrage.

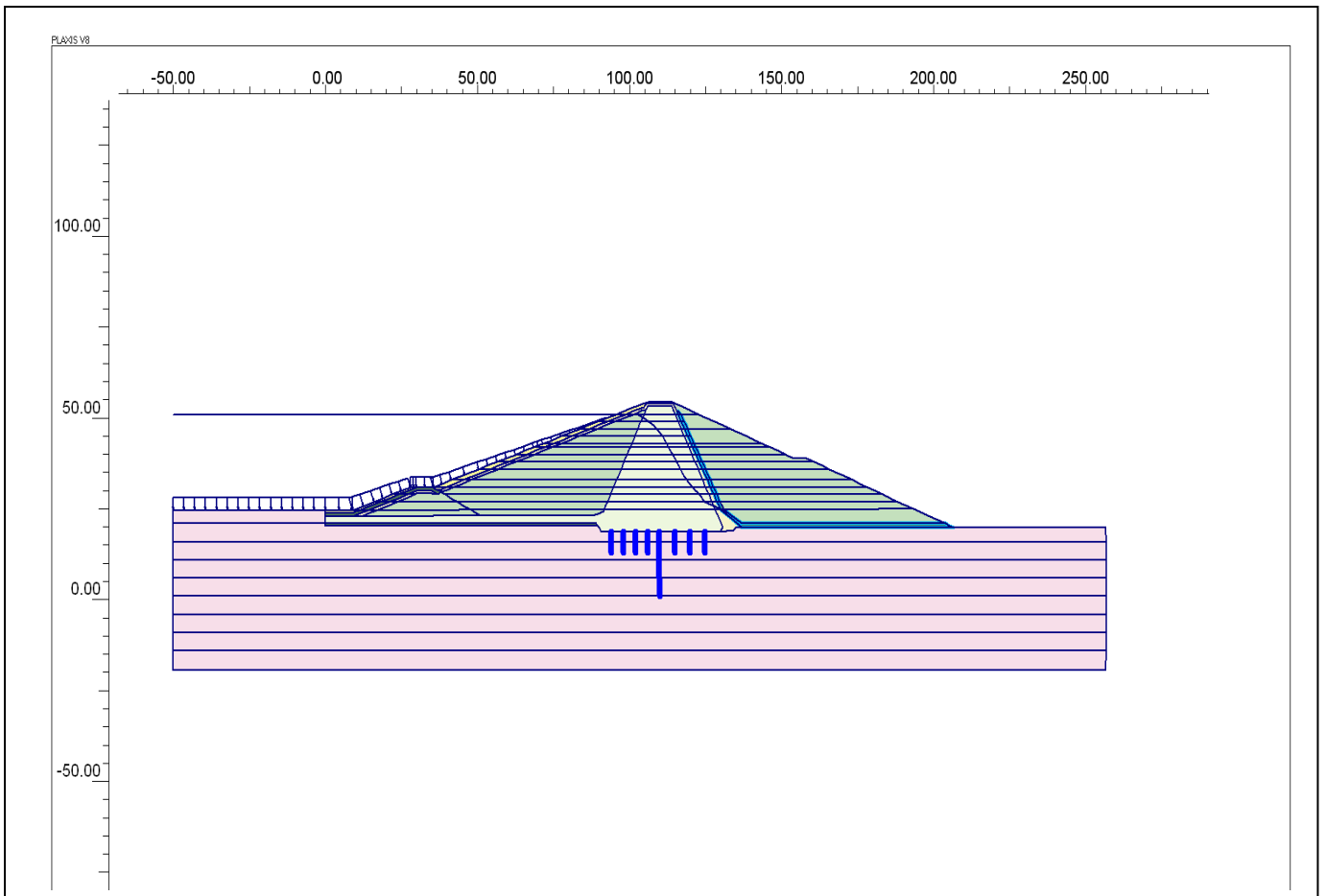


Figure 5-9. Ligne de saturation

5-6-3. Stabilité du barrage sous les charges hydrostatique et sous l'effet du poids propre des matériaux constituant la structure du barrage (barrage plein d'eau):

Les calculs numériques par le code numérique PLAXIS en phase de chargement du barrage par les eaux jusqu'au niveau optimal donnent un coefficient de sécurité $F_s=1.818$.

Les figures 5.10, 5.11 et 5.12 représentent la variation des déplacements total U_{Total} , les déplacements horizontaux (U_x) et les déplacements verticaux (U_y) selon la hauteur et la largeur du barrage sous l'effet du poids propre et la charge hydrostatique, on remarque que :

Les déplacements totaux augmentent en s'éloignant du noyau en allant vers le pied du talus aval, la valeur maximale est de $7.34 * 10^{-3} \text{ m/s}$.

Les déplacements horizontaux apparaissent au noyau et augmentent au fur et à mesure qu'on se déplace vers le pied du talus aval de $6.23 * 10^{-3} \text{ m/s}$.

On remarque des valeurs minimales de déplacement Vertical dans tout le barrage sauf un déplacement vertical maximal aux pieds du parement aval et amont qui atteint une valeur de $3.89 * 10^{-3} \text{ m/s}$.

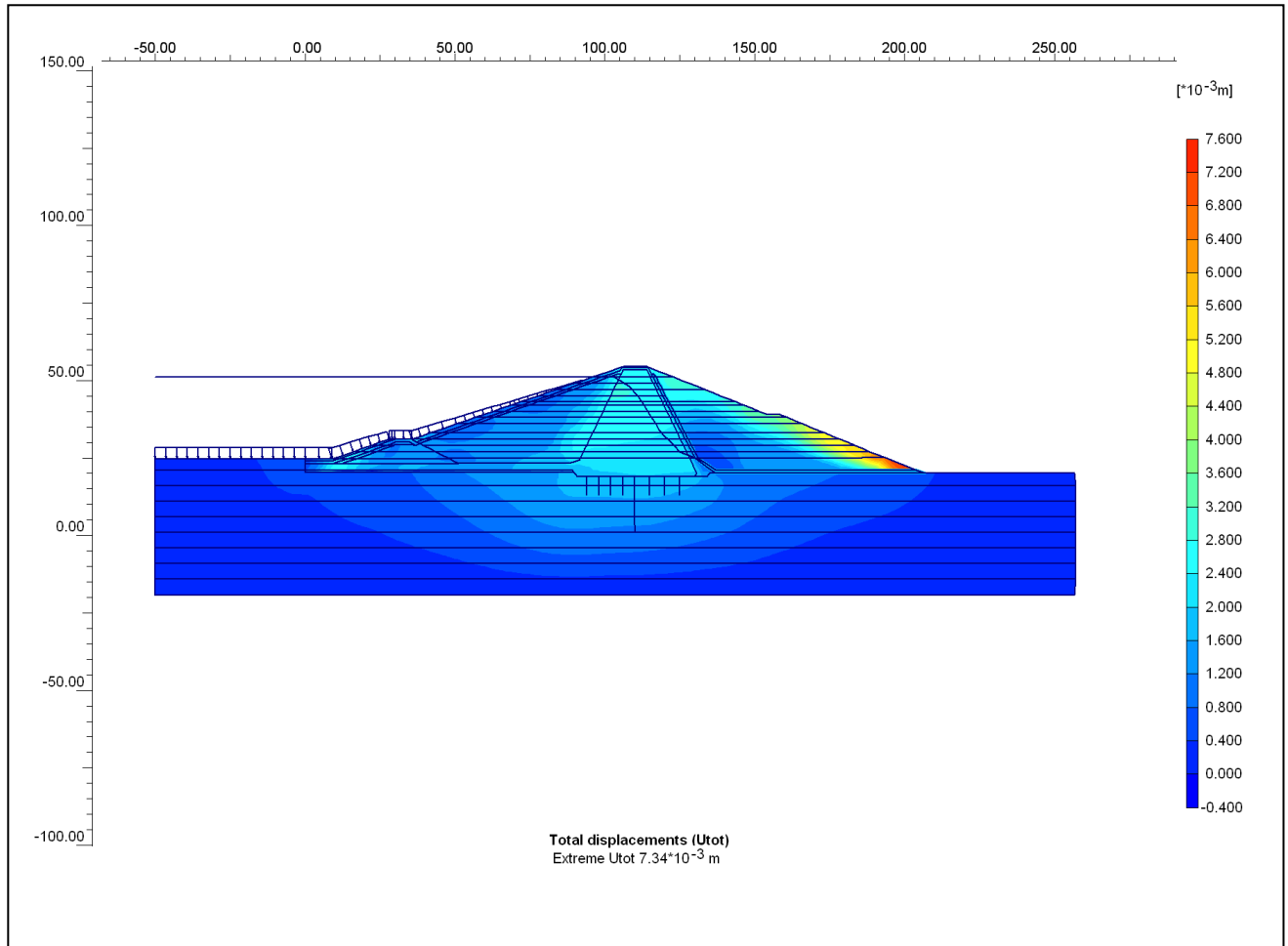


Figure 5-10 : Déplacement Total

$$U_{\text{total max}} : 7.34 * 10^{-3} \text{ m/s}$$

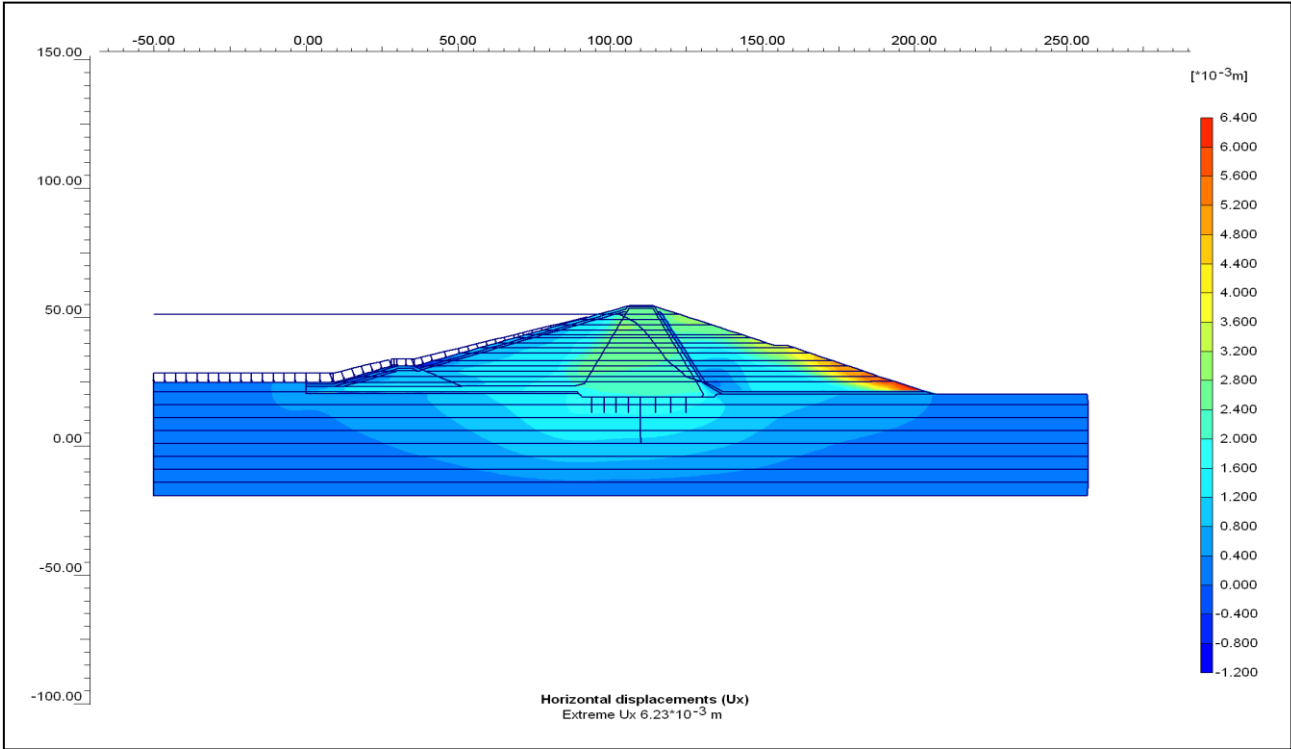


Figure 5-11 Déplacement horizontale

$U_{x \max} : 6.23 * 10^{-3} \text{ m/s}$

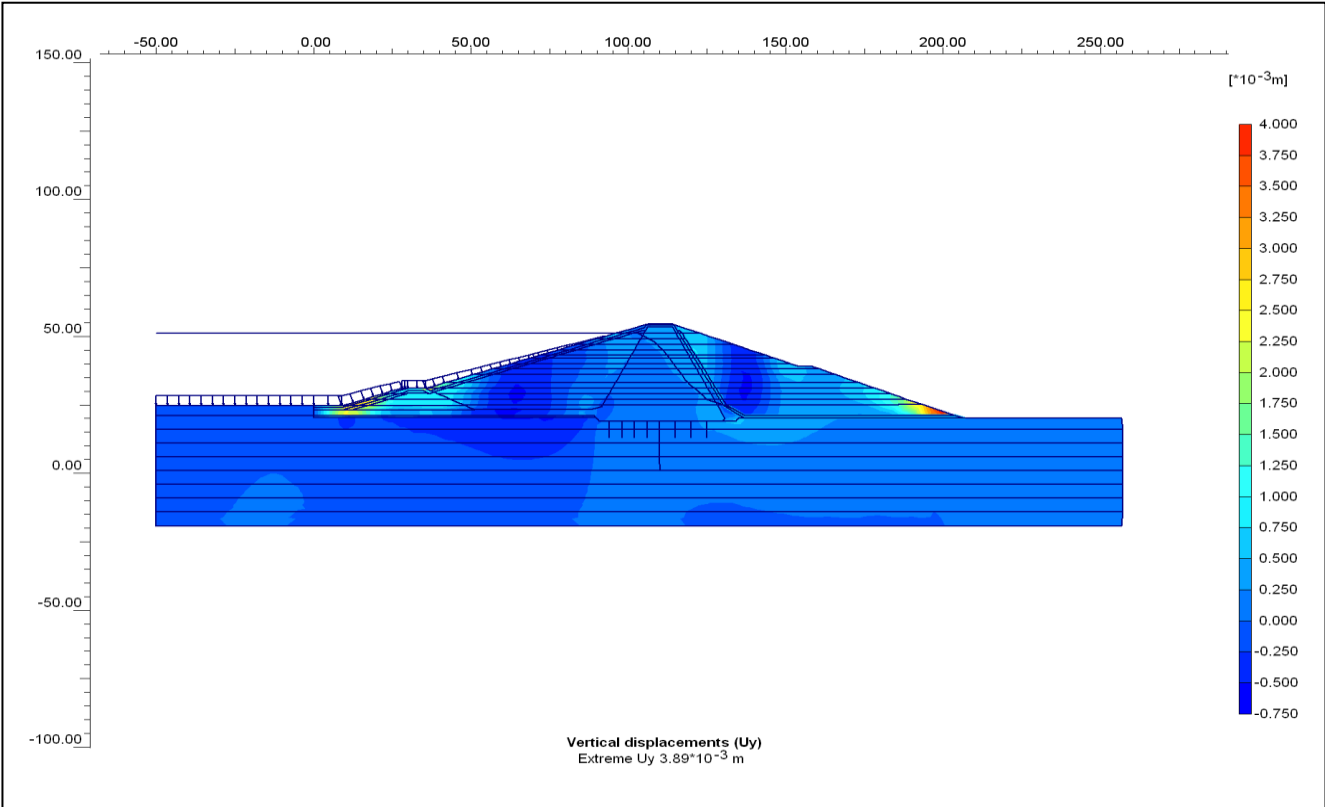


Figure 5-12 Déplacement vertical

$U_{y \max} : 3.89 * 10^{-3} \text{ m/s}$

La variation des pressions interstitielles et des contraintes en fonction de la hauteur est représentée dans les figures 5.10 et 5.11, on remarque que la valeur maximale des ces derniers est de 256.64 KN/m² et $180.99 \cdot 10^{-3}$ KN /m² à l'interface barrage-fondation sous le tapis étanche à l'amont du barrage.

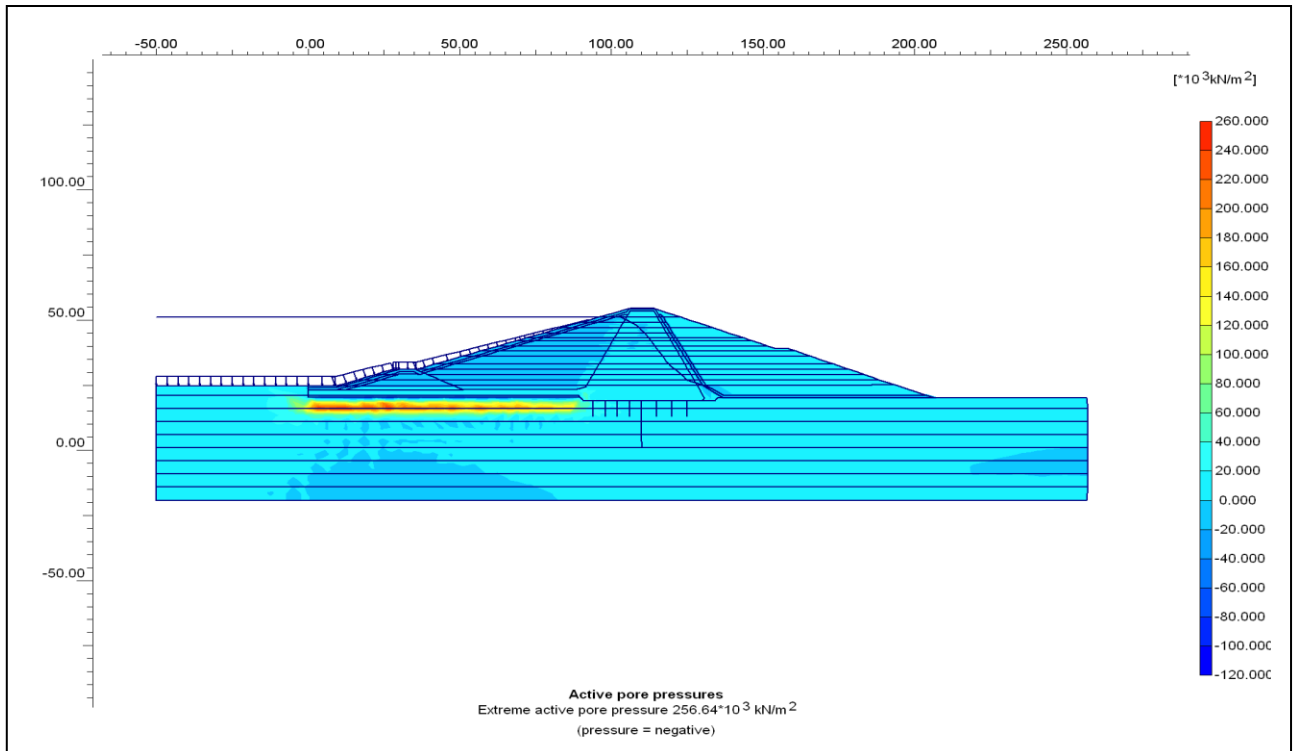


Figure 5-13. Pressions interstitielles actives
Pression interstitielle actives maximale 256.64 KN/m²

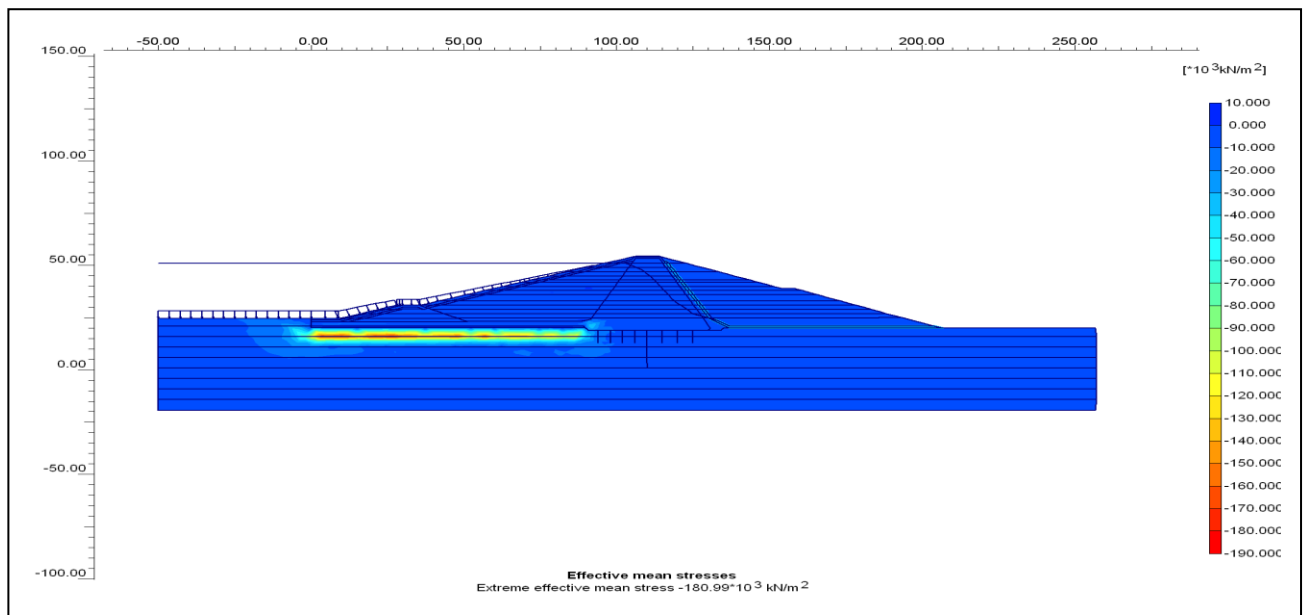


Figure 5-14. Contraintes effectives
Contrainte effective maximale = $-180.99 \cdot 10^{-3}$ KN/m²

5-6-5. Analyse du comportement dynamique du barrage sous sollicitation sismique

5-6-5-1. Caractéristiques de la secousse sismique supposée

la figure ci-dessous montre les caractéristiques du séisme dans lequel on suppose que le barrage est sous sa sollicitation, telles que : la magnitude, distance d'épicentre, l'accélération de pic et la fréquence dominante, ainsi que l'allure de l'accélérogramme prise dans les calculs :

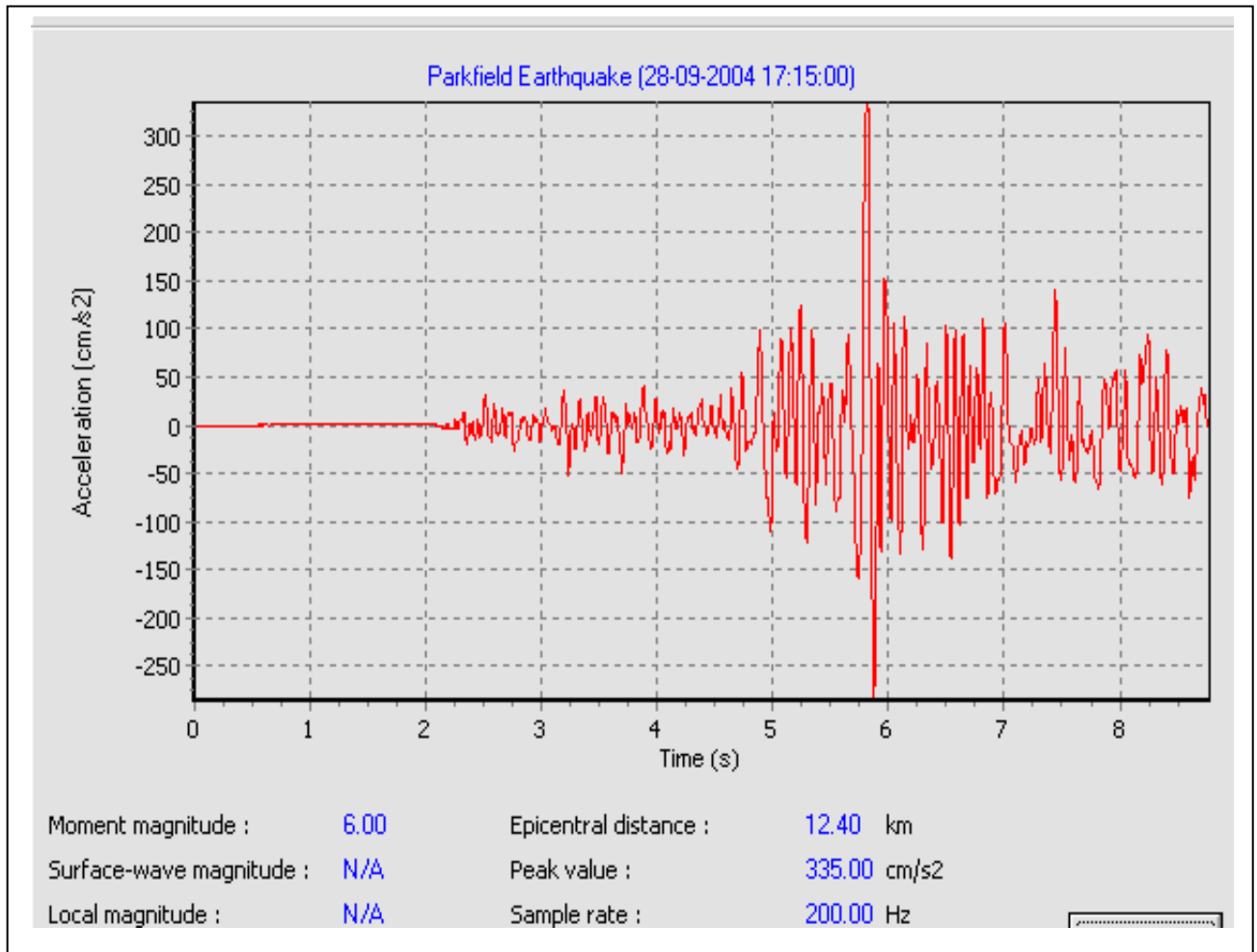


Figure 5-15

5-6-5.2. Résultats des calculs sous l'effet de la sollicitation sismique

5- 6-5-2-1. Déplacements :

En analysant la figure 5.16a, 5.16 b et 5.16 c, on remarque que le déplacement total est maximal au parement aval et atteint une valeur de 3.88 m, ce qui indique que dans cette région on a un grand risque d'instabilité.

Dans la figure 5.13 b on représente le déplacement horizontal selon la coupe (A -A'), on remarque que les déplacements atteignent une valeur maximale de 2.45 m et selon la coupe verticale (figure 5.13 c) une valeur de $12.00 \cdot 10^{-3}$ m.

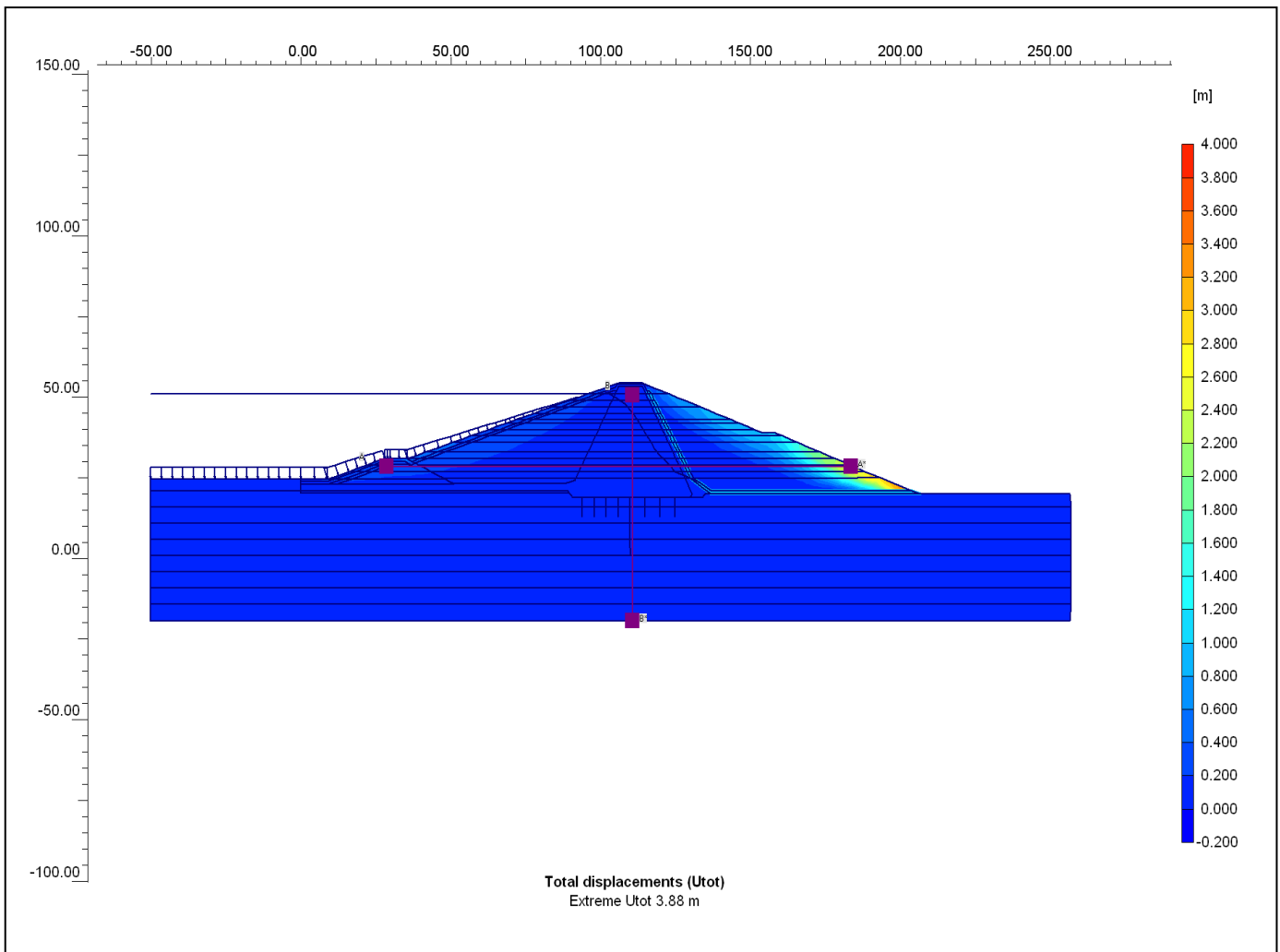


Figure 5-16a. Déplacements totaux U maximal = 3.88 m

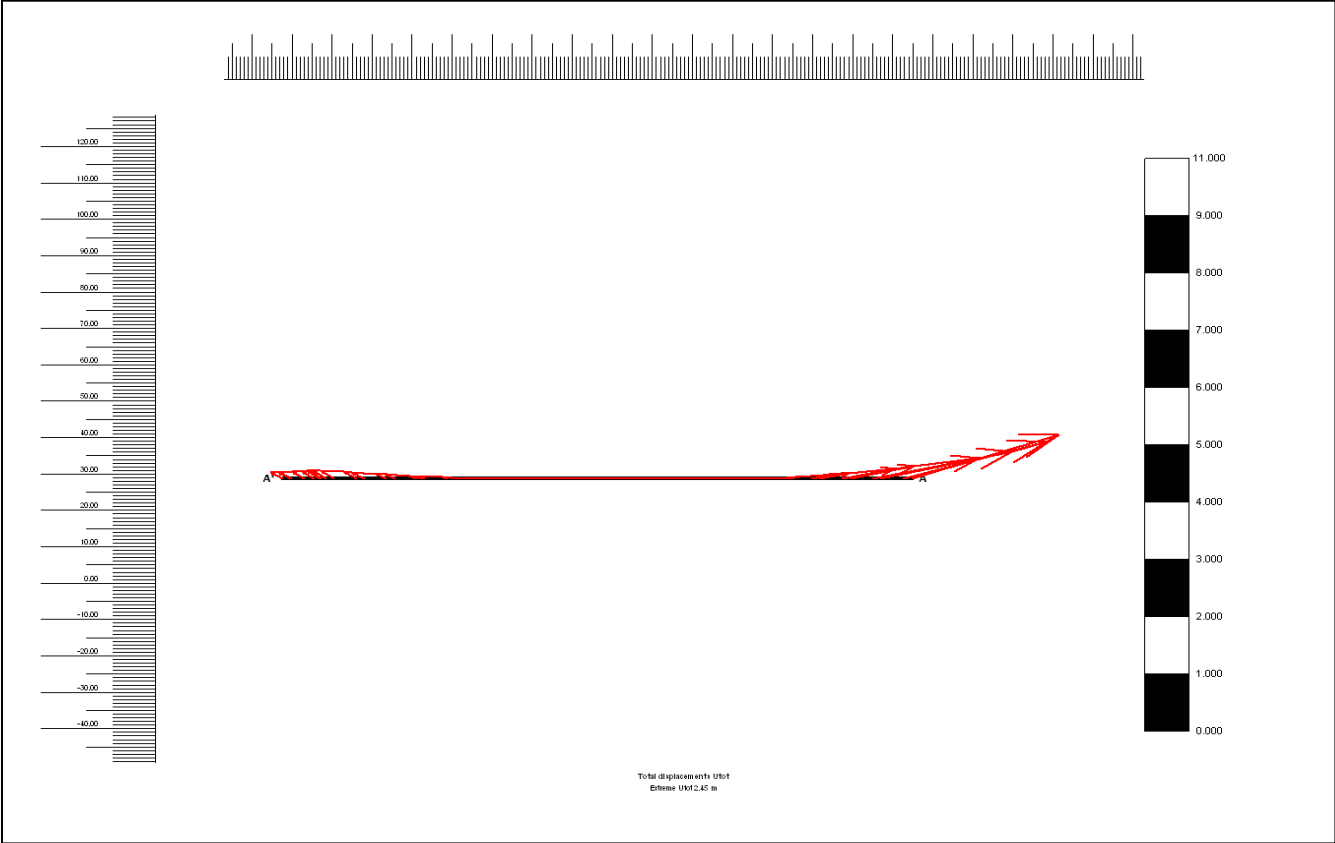


Figure 5-16b. Diagramme des déplacements selon la section horizontale
Déplacement maximal : 2.45 m

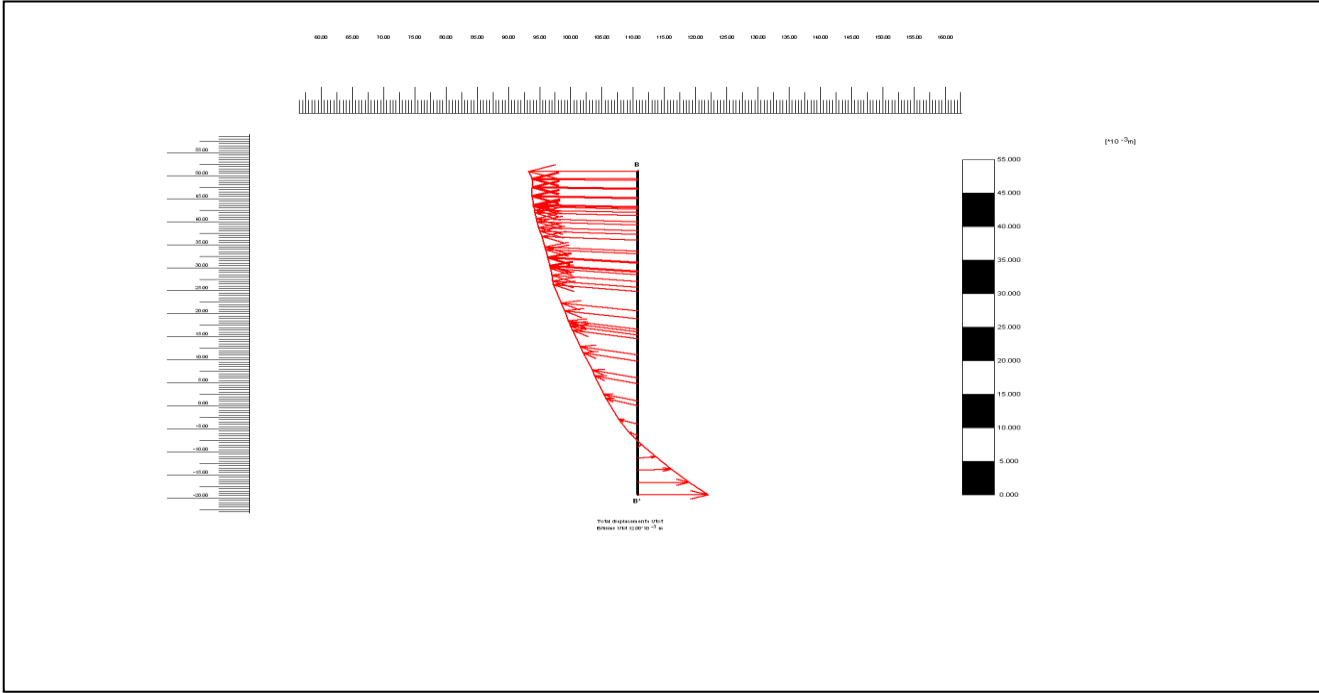


Figure 5-16c. Diagramme des déplacements selon la section verticale
Déplacement maximal : 12.00*10⁻³ m

5-6-5-2-2 Accélérations temporaires en un point de la structure :

On a présenté dans les figures 5.17 ,5.18 et 5.19 la variation des accélérations en fonction du temps à travers le corps du barrage et la fondation.

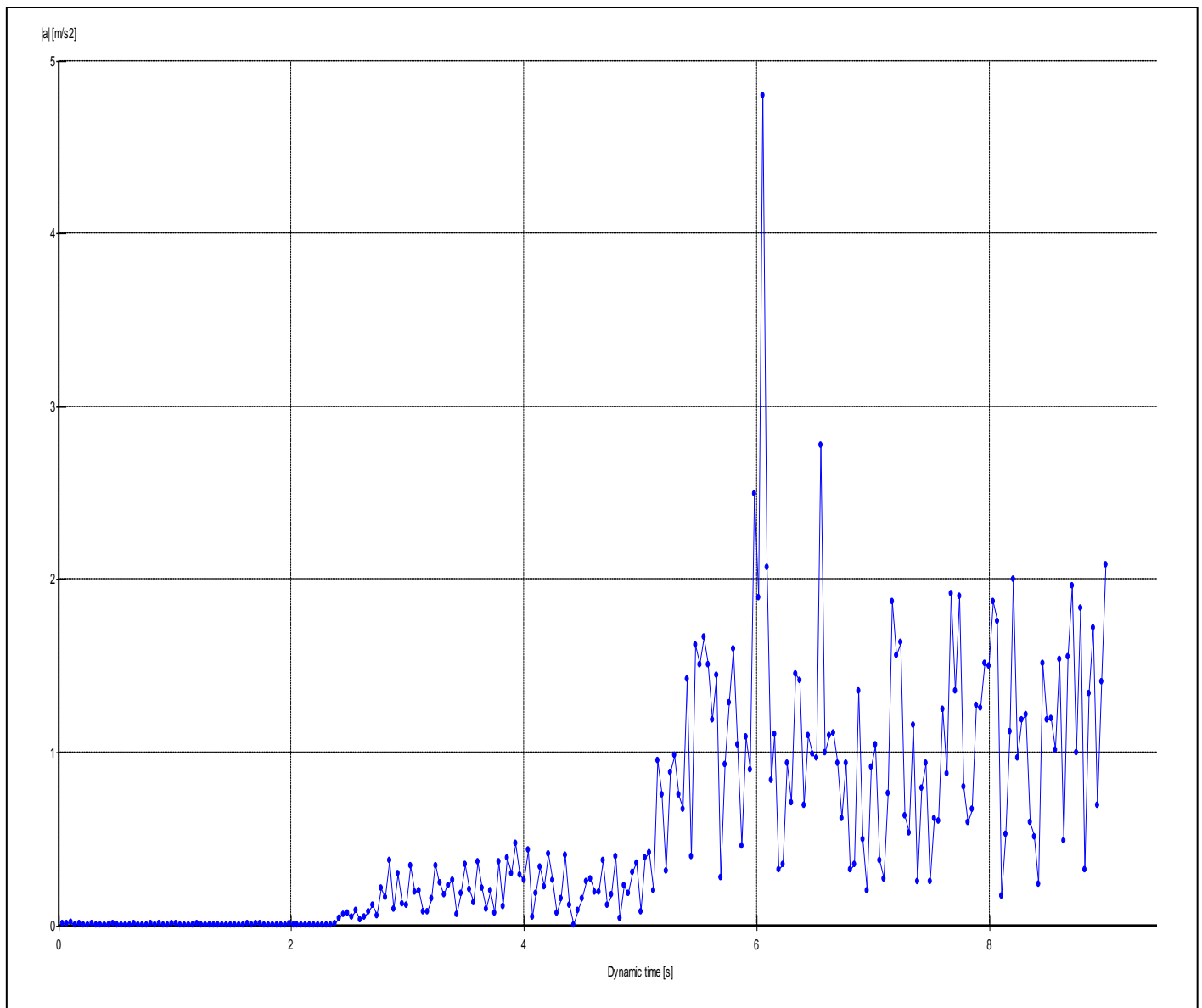


Figure 5-17. Intensités des accélérations instantanées au point A (110/45).

$$T = 6.048 \text{ s} ; A_{\max} = 4.801 \text{ m/s}^2$$

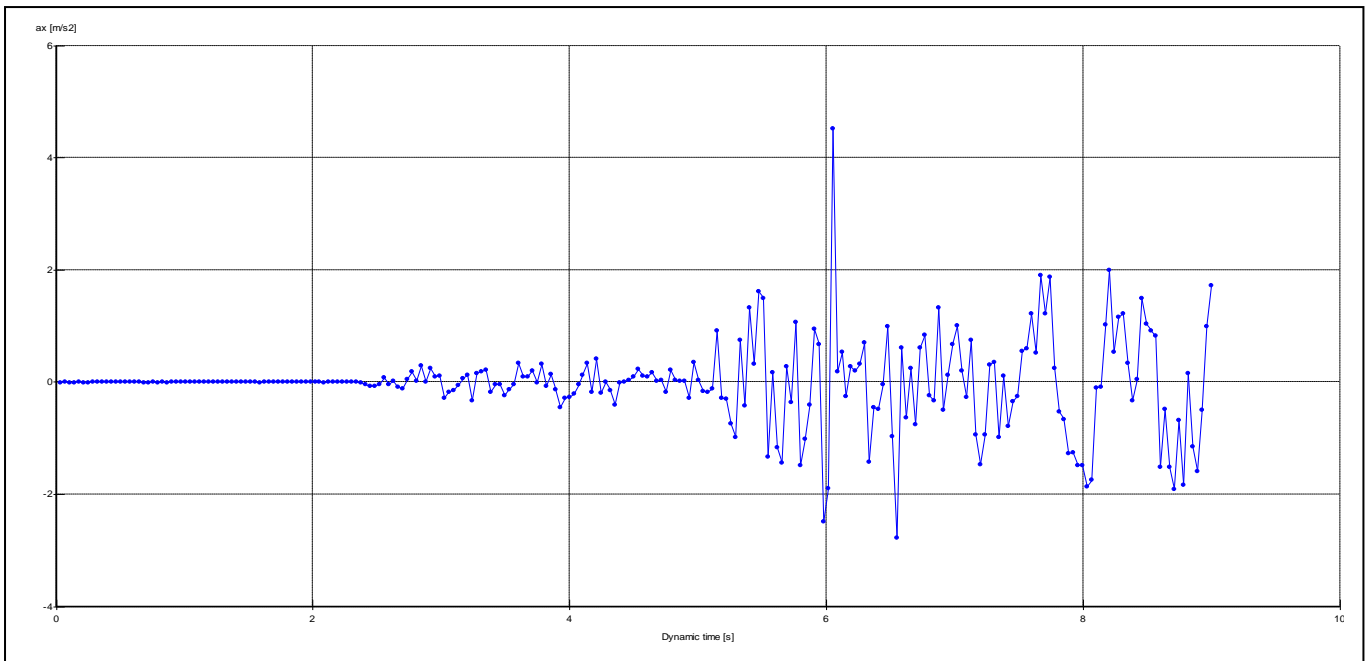


Figure 5-18. accélérations instantanées horizontale au point A (110/45) .

$$T = 6.048 \text{ s} ; A_{X \max} = 4.526 \text{ m/s}^2$$

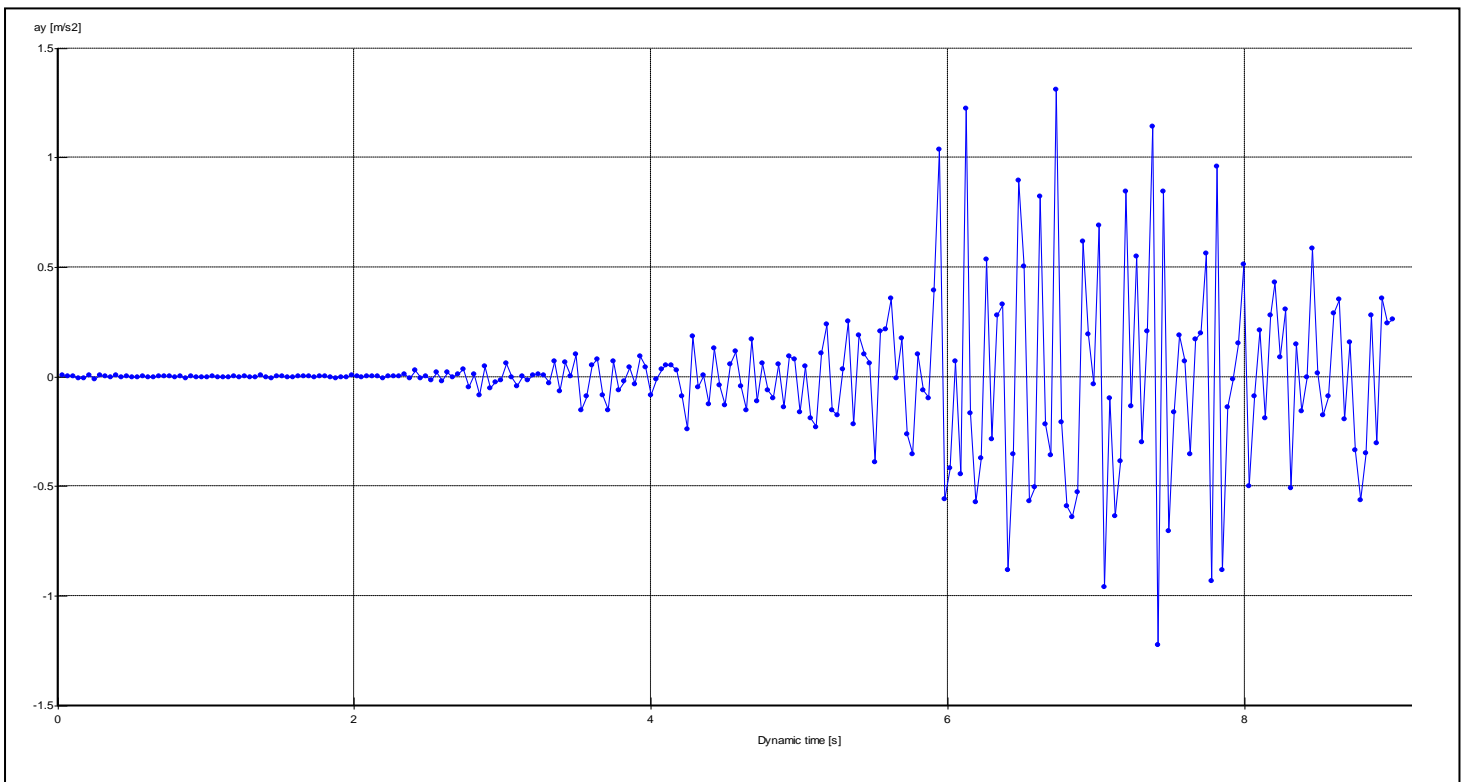


Figure 5-19. Accélérations instantanées verticale au point D (219.60/-4).

$$T = 6.732 \text{ s} ; A_{Y \max} = 1.313 \text{ m/s}^2$$

5-6-5-2-3. Effets des accélérations sur les déplacements de la structure au point A

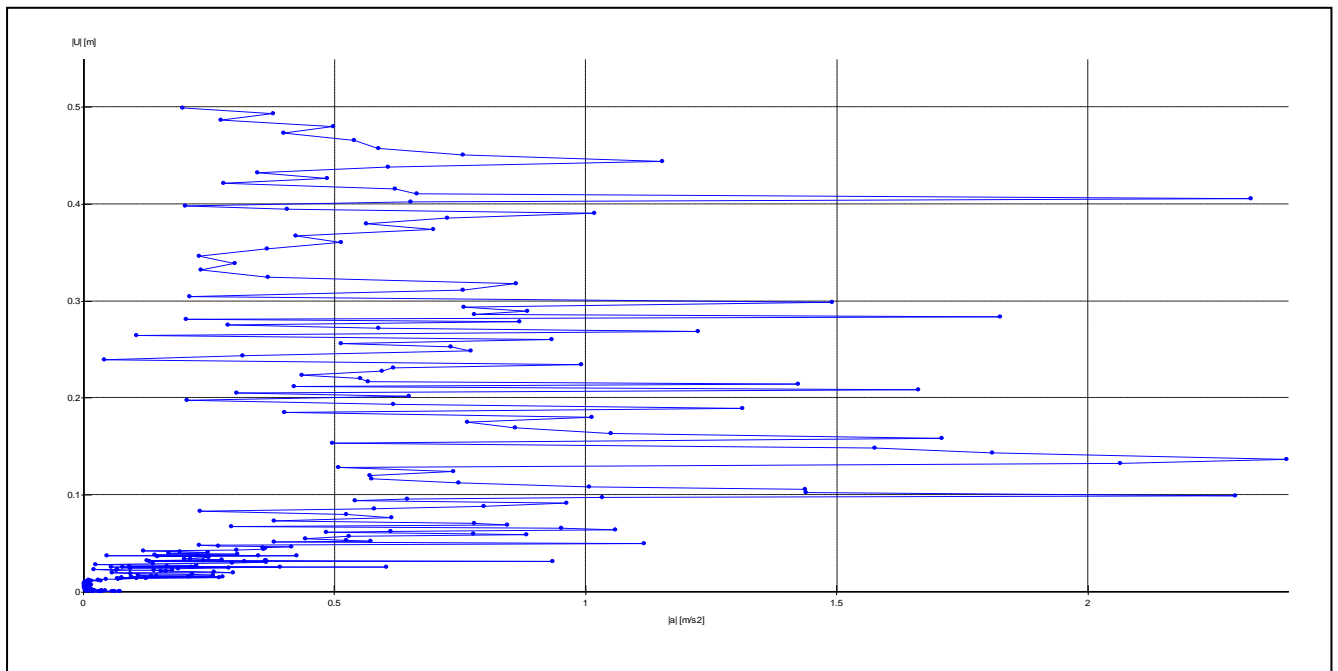


Figure 5-20 : Intensités des accélérations -Déplacements au point G (31.20/13.50)
A =0.198 m/s² U max= 0.499 m

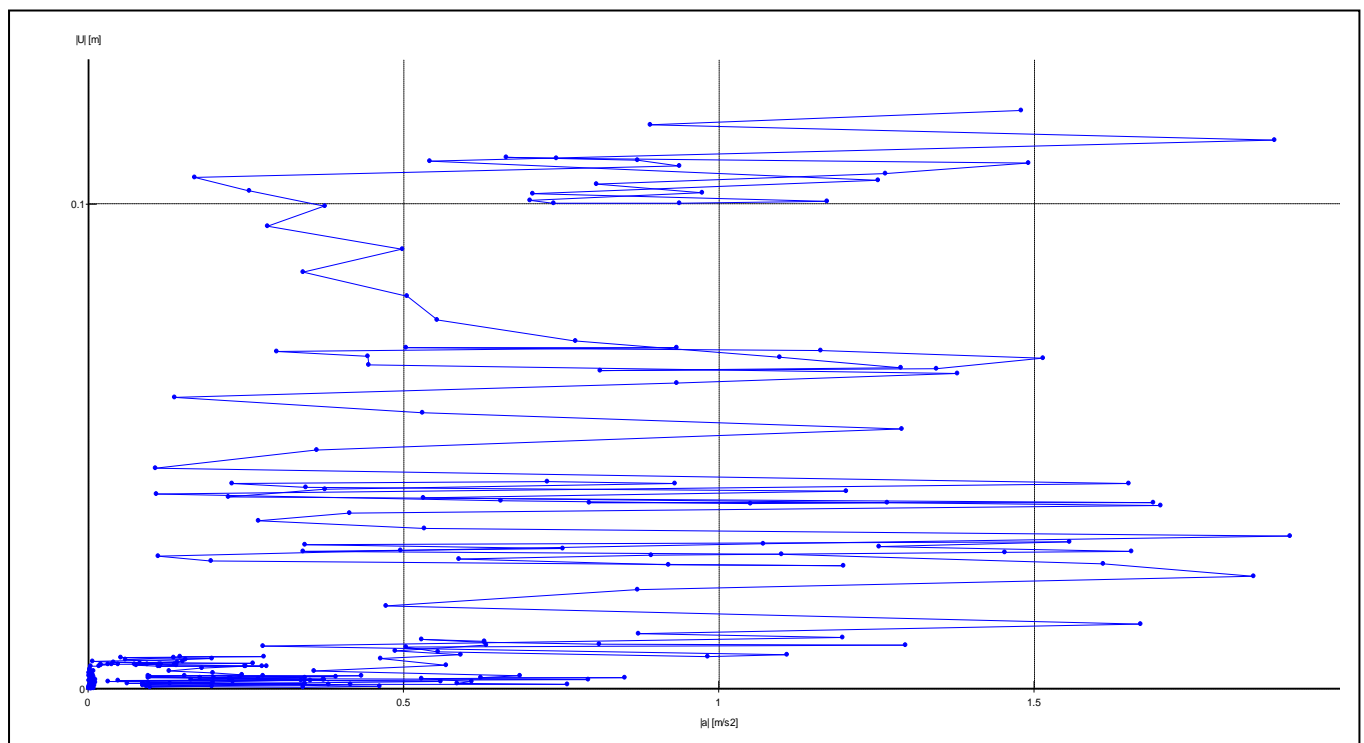


Figure 5-21: Intensités des accélérations -Déplacements au point F (156.8/31)
A =1.479 m/s² Umax= 0.119m

5-6-5-2-4 .Distributions des accélérations dans les différentes zones du barrage

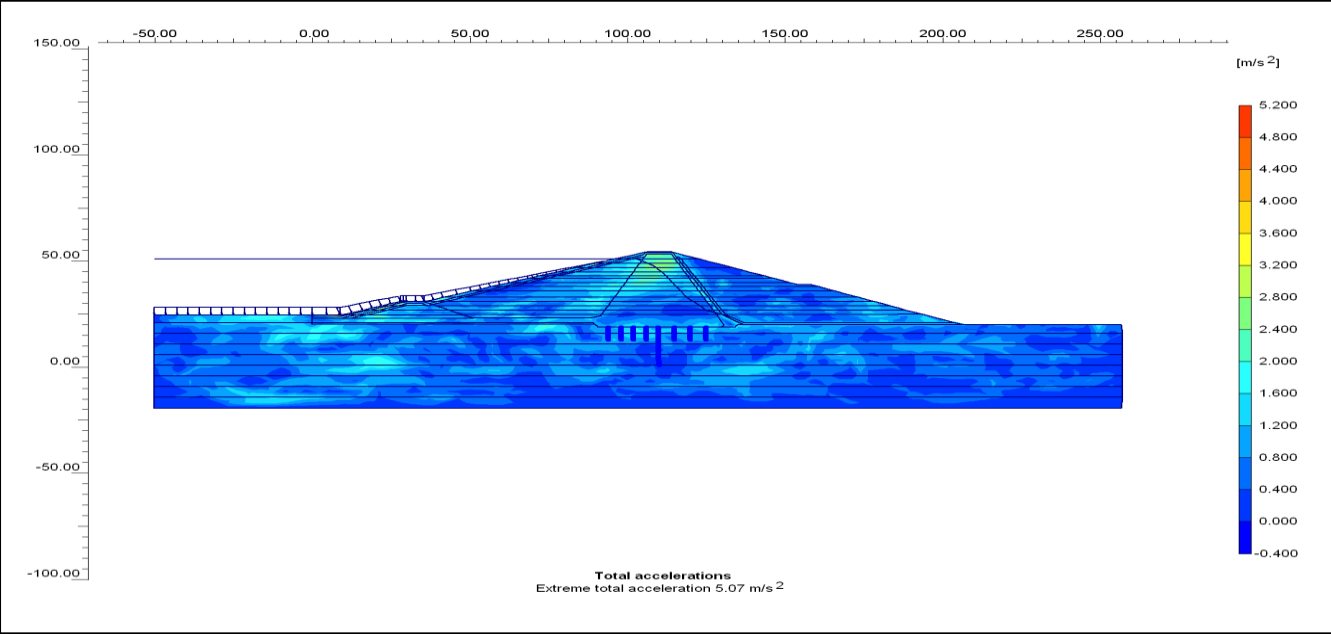


Figure 5-22 Accélération totales. $A_{max} = 5.07 \text{ m/s}^2$

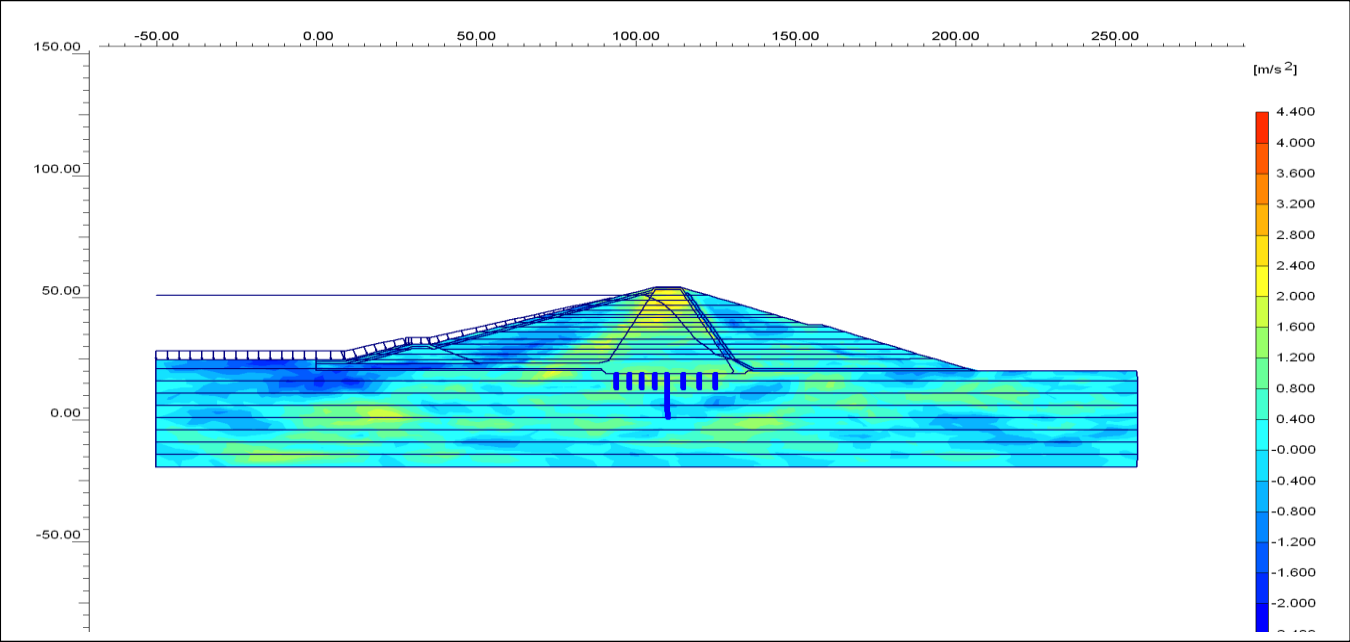


Figure 5-23 accélération horizontale $a_{max} = 4.32 \text{ m/s}^2$

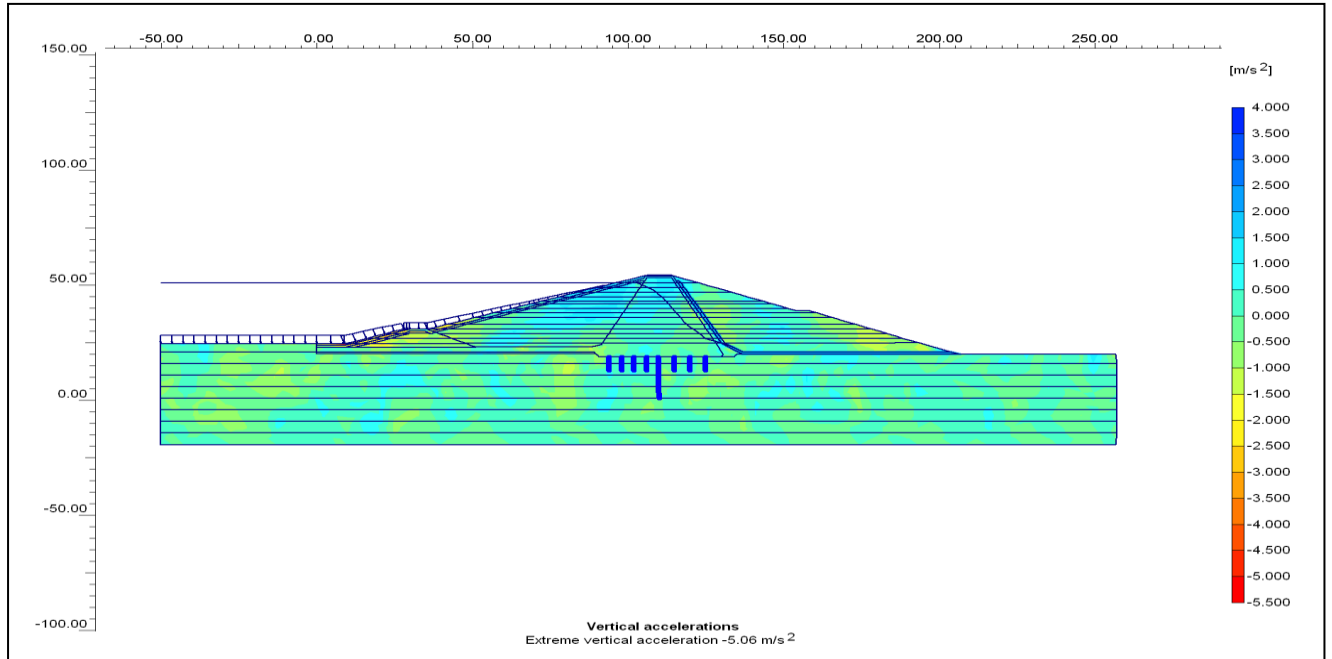


Figure 5-24 accélération vertical $a_{max} = -5.06 \text{ m/s}^2$

5-6-5-2-5 .Contraintes

On sait que les déformations sont liées aux variations des valeurs de différentes contraintes, ce qui nous amène à exposer le résumé de ceci à travers les figures suivantes: 5.25 a, 5.25 b et 5.26 qui représente la variation des contraintes horizontales, verticales et de cisaillement en fonction de la hauteur, on remarque que la valeur maximale des ces derniers est de $-157.17 \cdot 10^3 \text{ KN/m}^2$, $-260.5 \cdot 10^3 \text{ KN/m}^2$ et de $-16.45 \cdot 10^3 \text{ KN/m}^2$ à l'interface barrage-fondation sous le tapis étanche dans l'amont du barrage.

Les contraintes horizontales, verticales et de cisaillement diminuent en s'éloignant de l'interface barrage-fondation

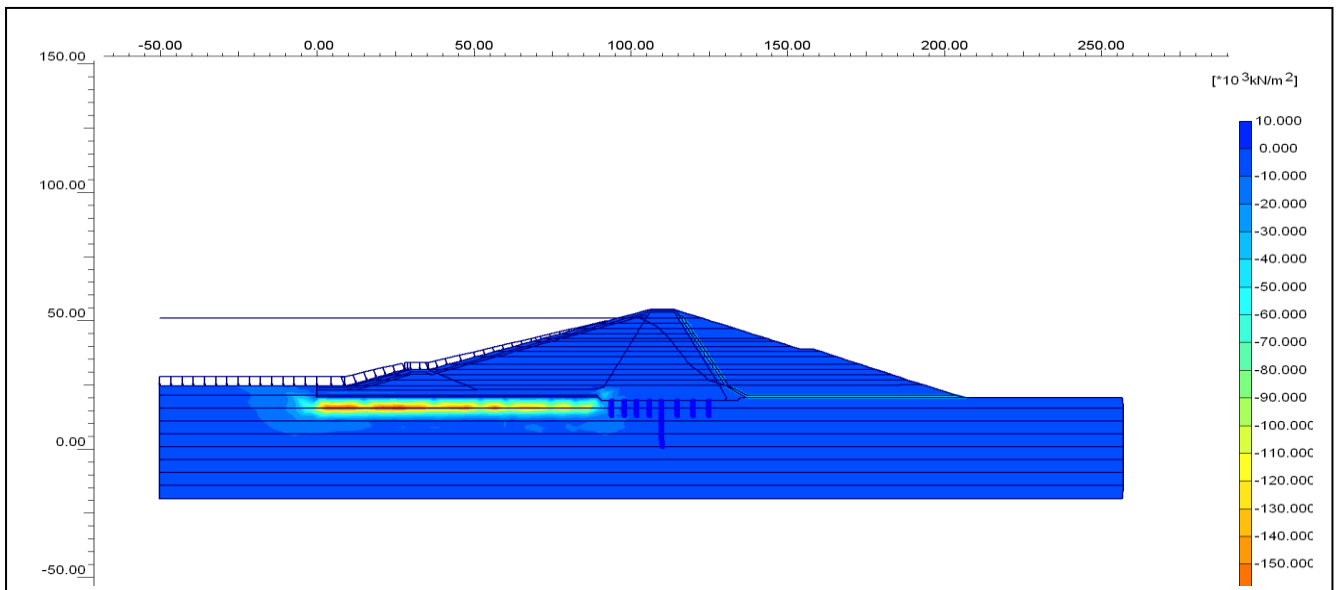


Figure 5-25 Contrainte effective maximale $-181.79 \cdot 10^3 \text{ KN/m}^2$

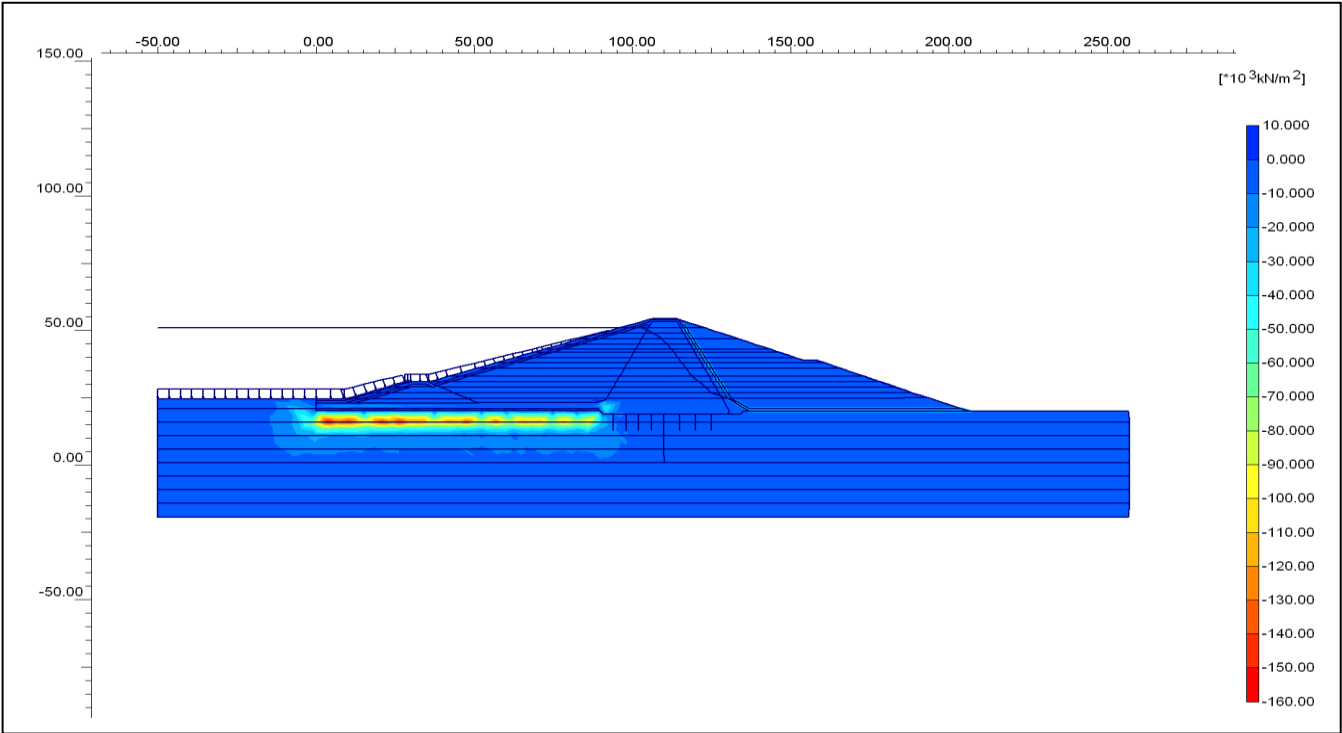


Figure 5-25 a Contrainte effective horizontale
Valeur maximale $-157.17 \cdot 10^3 \text{ KN/m}^2$

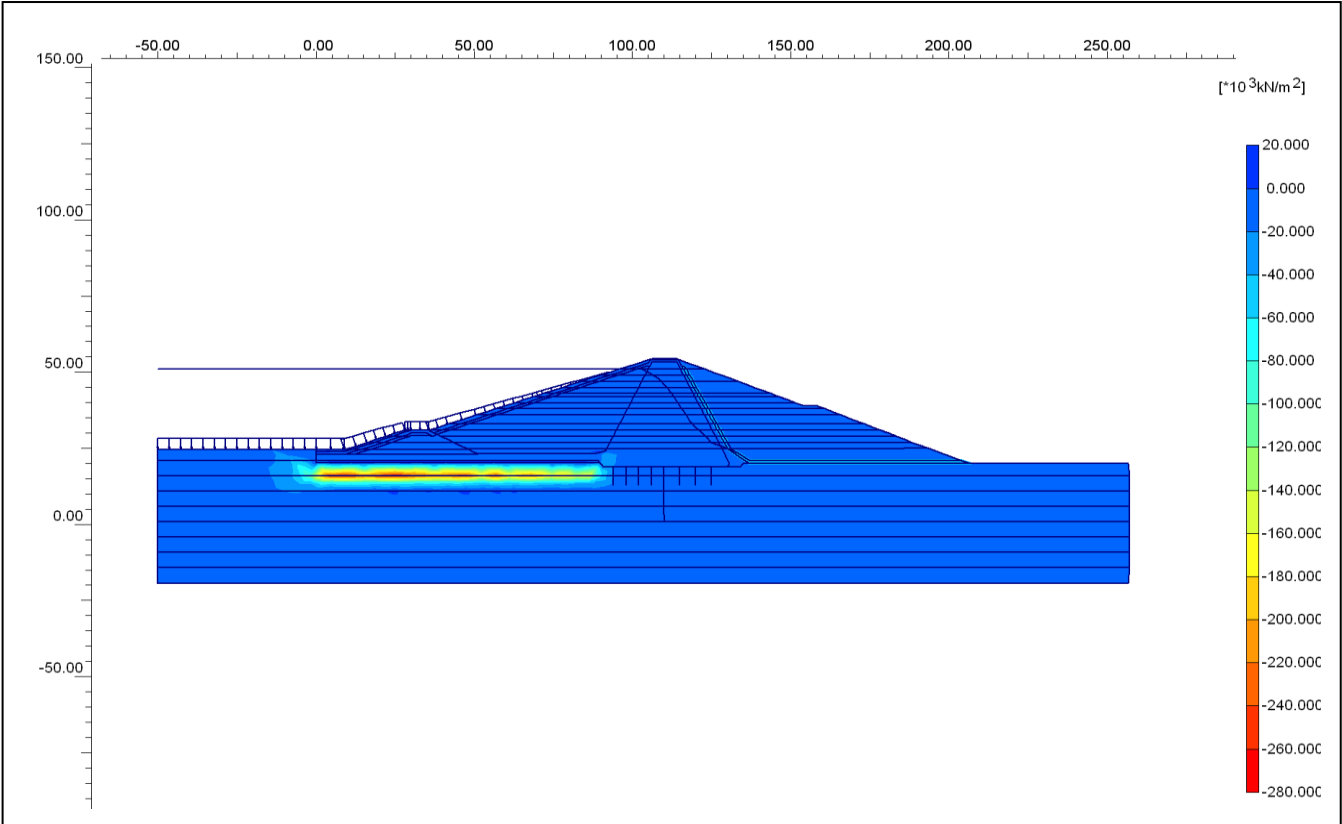


Figure 5-25 b : contraintes effectives verticales
Valeur maximale $-260.50 \cdot 10^3 \text{ KN/m}^2$

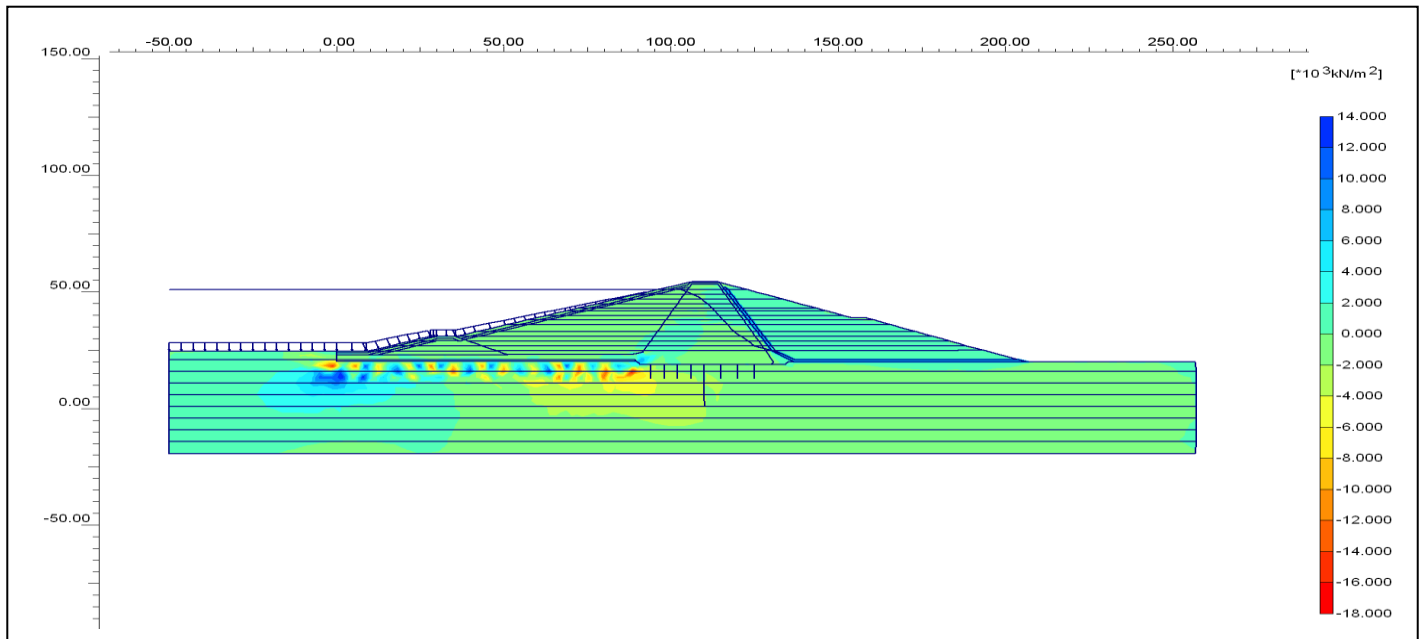


Figure 5-26 : Contrainte de cisaillement
 Valeur maximale $-16.45 \cdot 10^3 \text{ KN/m}^2$

La figure 5.27 montre la distribution de la plasticité dans le barrage, on remarque que la plasticité est concentrée dans le talus aval et à la crête du barrage ainsi que le pied du talus amont tandis que elle est presque nul dans le noyau, ce qui indique que le chargement sismique induit la plasticité dans une grande partie de parement.

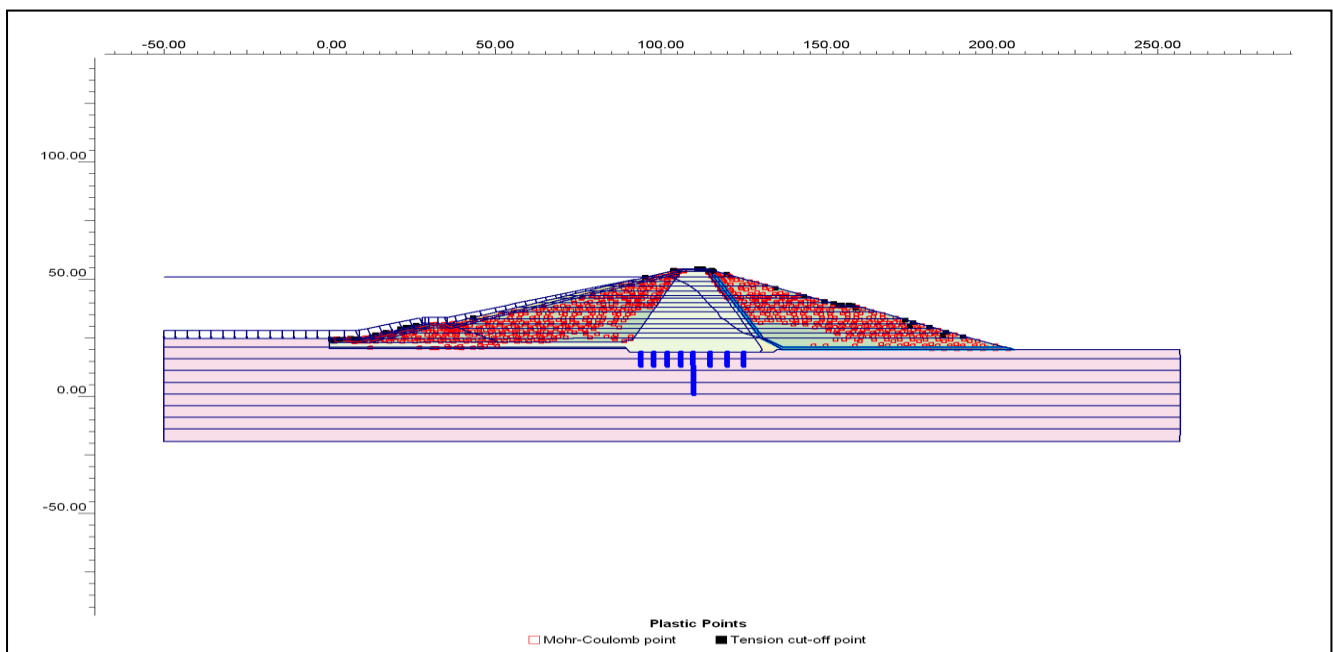
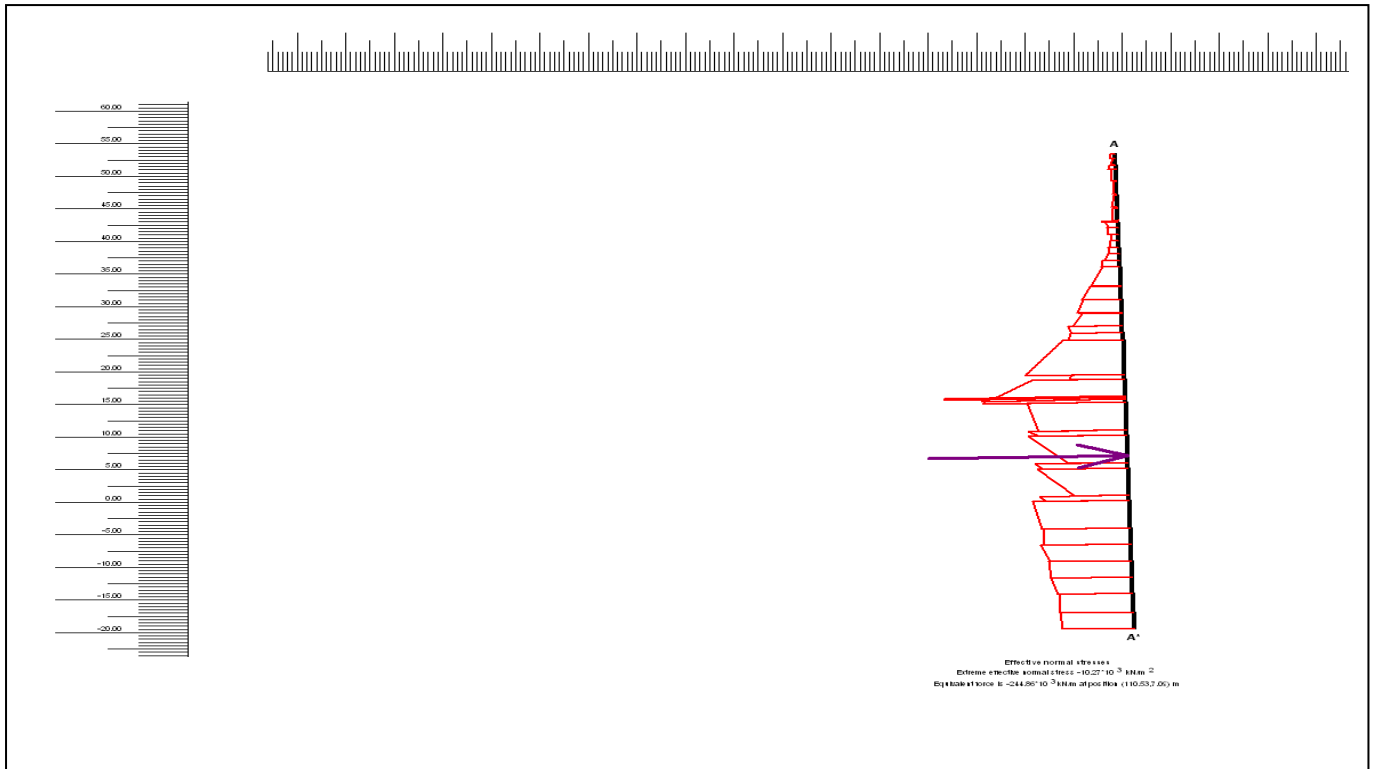


Figure 5-27. Zones à l'état plastique et les zones dans un état qui ne dépasse pas les frontières décrites à travers le modèle de Mohr-Coulomb.



**Figure 5-28 Diagramme des contraintes effectives normales selon la section verticale
valeur maximale -10250 KN/m², force équivalente -244860 KN/m
Position du centre de poussé est (101.53 ,7.09)**

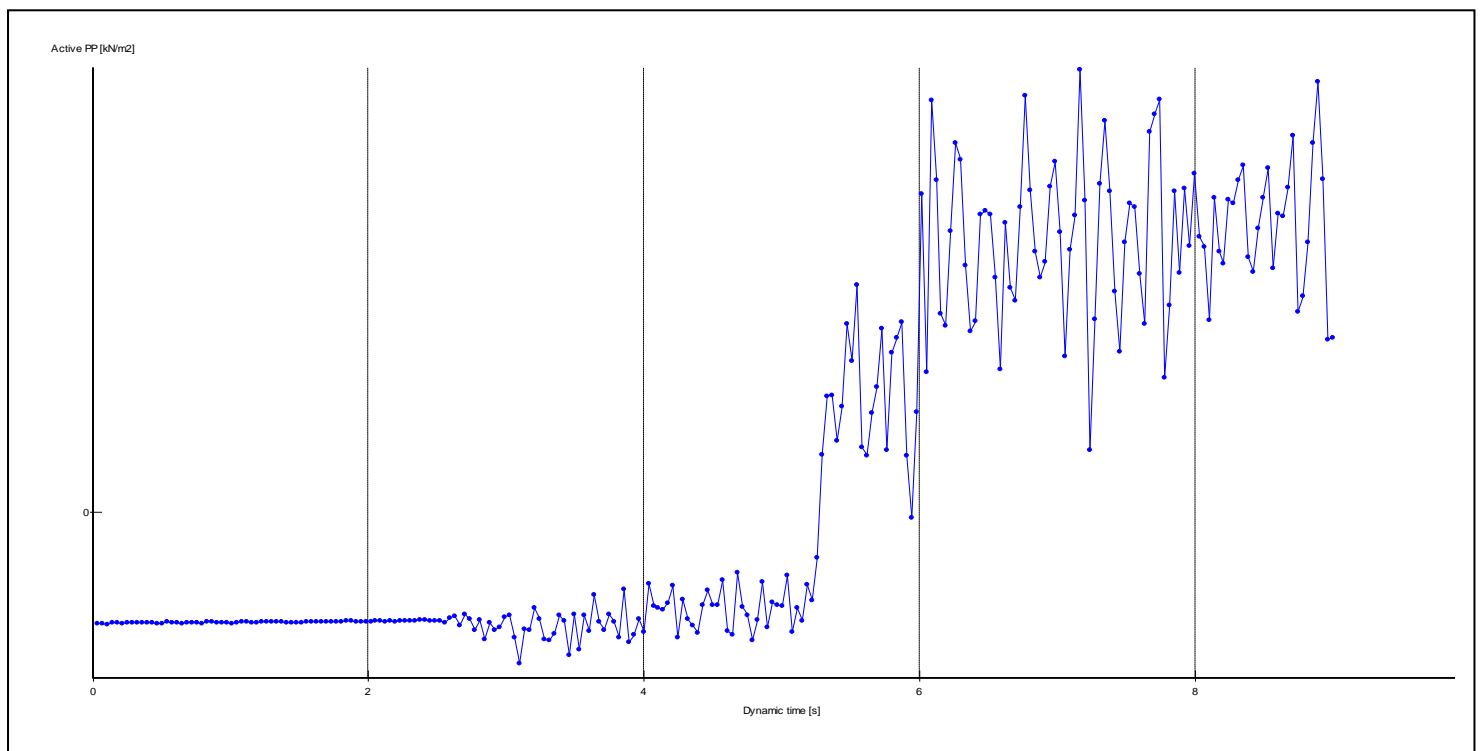


Figure 5-29 Pressions interstitielles actives en fonction du temps au Point A (110.45)

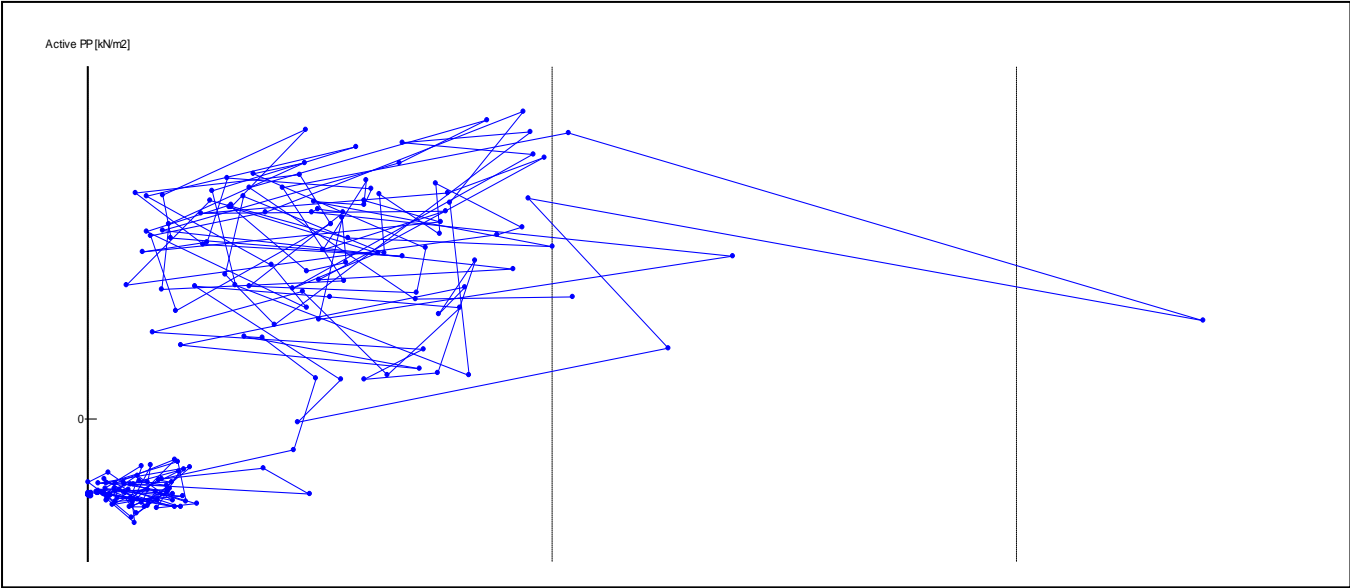


Figure 5-30. Accélérations horizontales -Pressions interstitielles actives au point A(110 ,45)

Conclusions et Recommandations

Le présent travail concerne la modélisation du comportement dynamique d'un barrage en terre, basé sur la méthode des éléments finis en tenant compte du comportement non linéaire des matériaux constituant le barrage.

L'étude des comportements dynamiques des barrages en terre est nécessaire par le fait des exigences en matière d'analyse de ces phénomènes et des méthodes de calcul qui tendent à devenir de plus en plus sophistiqués que celles utilisées habituellement pour les charges statiques. Le développement des méthodes d'analyse numérique a notablement progressé, toutefois il faudra disposer de plus d'informations sur les phénomènes de rupture des barrages notamment en terre avant de pouvoir déterminer avec précision le comportement de ces barrages lors de fortes secousses du sol.

Les propriétés des matériaux de fondation et du corps de la digue sont d'une importance primordiale pour la stabilité des barrages en terre lors des séismes. Des sollicitations cycliques peuvent engendrer des pressions interstitielles importantes dans les matériaux non homogènes saturés. Ceci entraîne des contraintes effectives réduites et dans le cas extrême à une perte complète de la résistance au cisaillement du matériau. La mise en place de tels matériaux est non souhaitée.

Une étude assez exhaustive sur le phénomène sismique, sa complexité et les conséquences préjudiciables pouvant être induites par celui-ci sur les barrages tous types confondus a été produite en préambule. Ensuite, en enchaînant dans un ordre parfaitement logique, les méthodes de modélisation de la réponse des matériaux sous charge sismique utilisées de nos jours ont été présentées. S'agissant du barrage d'OUARKISS qui est un barrage en terre sur lequel l'étude est apportée, on a considéré qu'un calcul par éléments finis est amplement suffisant. Les sollicitations sismiques sont supposées parallèles aux axes principaux de l'ouvrage en question. Les calculs ont été réalisés en divisant la structure étudiée en plusieurs éléments liés entre eux par plusieurs nœuds (six au total). Les déplacements et rotations sont introduits comme inconnus aux différents nœuds. Leurs calculs sont effectués à l'aide des conditions d'équilibre et des lois de comportement cinématique des matériaux en chaque nœud compte tenu du critère de Mohr-coulomb.

L'analyse des résultats montre que le séisme induit de grands déplacements latéraux, ces derniers augmentent en vers talus aval. En plus on a une amplification des accélérations et des vitesses

La densité des recharges amont et aval influe d'une façon considérable sur la distribution des contraintes dans le barrage, et la diminution de leur rigidité a tendance d'augmenter les contraintes dans le barrage

Le chargement sismique induit les déformations plastiques dans la grande partie du Parement, la variation des déplacements en fonction de la distance horizontale montre une augmentation aux extrémités, ce qui indique un risque d'instabilité dans cette partie du barrage.

La diminution de la profondeur conduit à une augmentation considérable de la déformation plastique dans le barrage. Pour l'accélération et la vitesse, on constate une variation considérable surtout à la crête du barrage. Et une diminution des contraintes, en allant de la base vers la crête de barrage.

Conclusions et Recommandations

La comparaison entre la réponse de l'analyse élastique et élastoplastique montre que la présence des déformations plastiques conduit à l'atténuation des accélérations dans le barrage en particulier à la crête de barrage, ce résultat est attribué à la dissipation d'énergie par la déformation plastique.

L'étude s'est poursuivie en traitant des sujets aussi importants les uns que les autres, tous liés à l'analyse de la stabilité sismique des barrages en terre. Les techniques de l'analyse de la stabilité sismique des barrages y sont décrites, telle que celle développée par Seed- Lee- Idriss basée sur les travaux de Newmark qui est une méthode fiable et rigoureuse car elle intègre tous les éléments qui contrôlent la stabilité d'un barrage.

Enfin, Après traitement des méthodes de calcul, un logiciel industriel PLAXIS a été utilisé pour l'évaluation des contraintes statiques et dynamiques ainsi que l'influence des pressions interstitielles sur la stabilité du barrage d'OARKISS. Des résultats très concluants ont été obtenus pouvant servir comme base de données pour d'éventuels travaux d'investigation dans le domaine de modélisation des comportements dynamiques des barrages en terre.

Dans les travaux futurs nous suggérons, la prise en compte de l'effet de l'interaction réservoir barrage-fondation.

References

- [4] **Robin Fell, Patrick MacGregor, David Stapledon and Graeme Bell (2005).** Geotechnical engineering of dams. A.A.BALKEMAPUBLISHERS Leiden/London/New York/Philadelphia/Singapore.
- [5] **ANCOLD (1998).** Guidelines for design of dams for earthquake. Australian National Commintute on Large dams, Melbourne.
- [6] **US Corps of Engineers (1984).** Rationalising the seismic coefficient method. Miscellaneous Paper GL84-13.
- [7] **Newmark, N.M. (1965).** Effects of earthquakes on dams and embankments. 5th Rankine lecture, Geotechnique, vol.15, No.2, 139-160.
- [8] **R. Ziaie Moayed and M.F. Ramzanpour (2008).** Seismic behavior of zoned core embankment dam. EJGE. Vol, 13, Bund. A.
- [9] **Seed, H.B., (1979).** "Considerations in the earthquake-resistant design of earth and rock fill dams". Geotechnique, Vol.29, No.3.
- [10] **GIGB (ICOLD) (1986).** Méthodes de calcul sismique pour barrages, Bulletin 52.
- [11] **Kawai.T. (1985).** Summary report on the development of the computer program DIANADynamic interaction aproch and non linear analysis, Science University of Tokyo.
- [12] **Swanson (1992).** A computer program designed by Swanson analysis system, Inc.
- [13] **Cundull, P (1993).** Flac lagrangian analysis of continua. ITASCA.
- [14] **LYSMER J. (1978).** Analytical procedures soil dynamics-state of the Art ASCEConference on soil dynamics and earthquake engineering.
- [15] **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.
- [16] **Alain-PECKER.** Dynamique des sols. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées.
- [17] **B.Tiliouine, A. Seghir (1997).** Influence de l'interaction fluide-structure sur le comportement sismique du barrage d'Oued-Fodda. CAM97, Damas, Syrie.
- [18] **S. Köçökaslan, S.B. Coskun, B. Taskin (2005).** Transient analysis of dam-reservoir interaction including the reservoir bottom effects. Journal of fluid and structure 20 ,1073-1084.
- [19] **Alaa CHATEAUNEUF (2005).** Comprendre les éléments finis. Ellipses Edition Marketing S.A,

[20] **Abdelghani Seghir, Abdelkader Tahakourt (2007)**. Analyse dynamique des systèmes barrage-réservoir avec couplage éléments finis-éléments infinis, 7eme Colloque national AFPS. Ecole centrale Paris.

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

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

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

[24] **ANIL K.CHOPRA (2007)**. Dynamics of structures. Theory and Applications To Earthquake Engineering. Third Edition. PEARSON Prentice Hall.

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

[26] **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