

UNIVERSITÉ M'HAMED BOUGARA DE BOUMERDÈS
FACULTÉ DES SCIENCES DE L'INGÉNIEUR



MÉMOIRE

Présenté pour l'obtention de diplôme de **MAGISTÈRE**

Spécialité

GENIE CIVIL

Option

Sol-structures-matériaux

**CONTRIBUTION À L'ÉTUDE ET À L'ANALYSE DU
COMPORTEMENT DES BARRAGES EN TERRE ET DE LEUR
STABILITÉ**

Par

M^{elle} Boumaïza malika

Soutenu publiquement devant le jury composé de :

BELAKROUF Ali	MC/A	UMBB	Président
KADRI Mohammed	MC/A	UMBB	Encadreur
MEHADDENE Rachid	MC/A	UMMTO	Examineur
HAMADOUCHE Mohammed Ameziane	MC/A	UMBB	Examineur

Année universitaire 2009/2010

Remerciements

Je remercie en premier Dieu pour tout. Je remercie en second mes parents, qui ont sacrifiés leur vie pour notre bien, mes sœurs et mes beaux frères pour leurs soutient.

En fin, je voudrais exprimer mon sens plus profond de gratitude à mon directeur de mémoire **Mr. KADRI Mohammed** : Maitre de conférences, pour ses conseils, appuis, et encouragements.

Mes remerciements vont également à Messieurs **HAMADOUCHE Mohammed Ameziane**, **MEHADENE Rachid** pour m'avoir fait l'honneur d'examiner ce travail et accepté de participer au jury de soutenance.

Je remercie **Mr BELAKROUF Ali** pour avoir accepté de présider le jury de mémoire.

Résumé

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

Mots clés : barrage en terre, Ansys, interaction, séisme, plasticité, comportement linéaire, comportement non linéaire.

Abstract

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

Key words: earth dam, Ansys, interaction, seism, plasticity, linear behavior, nonlinear behavior.

ملخص

تنبؤ استجابة السد أثناء الزلزال يشكل تحديا كبيرا، إذ تؤثر عوامل مختلفة مثل خصائص السد، شروط الموقع، و خصائص القوة الزلزالية على الاستجابة الديناميكية للسدود، إضافة إلى الحالة الغير خطية للمواد الترابية التي تؤثر بشدة على استجابات السد. التطور في مجال الحسابات الجيوتقنية سمح بتوفير معدات مهمة من أجل تحليل استجابة السد و هذا بللا خذ بعين الاعتبار المشاكل المعقدة مثل: ليونة التربة، التغيرات في ضغط المسام أثناء تشييد السد و في أثناء وقوع الزلزال يسمح لنا بتتبع أثناء الزلزال التطورات الحركية للتربة، توزيع الضغط و التغير في الشكل، وزيادة ضغط المسام وأيضا تقييم توزيع الليونة، والتحقق من استقرار السد. التحليل العددي يؤدي أيضا إلى التحليل ألعاملي الذي بدوره يسمح لنا بالقيام ببحث حول تأثير العوامل الرئيسية وإستراتيجية المراقبة من أجل تصميم وبناء السد.

المفاتيح: السدود الترابية، الزلزال، الليونة، الحالة الخطية، الحالة الغير خطية، التفاعل، ANSYS.

Table des matières

Remerciements.....	1
Résumé.....	2
Table des matières.....	5
Liste des tableaux.....	7
Liste des figures.....	8
Notations.....	10
Introduction générale.....	14

CHAPITRE I: Recherche bibliographique

I.1	Introduction.....	17
I.2	Analyse pseudo-statique.....	18
I.3	Approche de Newmark.....	18
I.4	Analyse de Seed-Lee-Idriss.....	20
I.5	Méthodes numériques.....	21
	I.5.1 Codes en contraintes totales.....	21
	I.5.2 Codes en contraintes effectives.....	22
I.6	Sols saturés.....	23
	I.6.1 Comportement poroélastique linéaire.....	23
	I.6.1.1 Contrainte effective, l'hypothèse de Terzaghi	25
	I.6.1.2 Comportement poroélastique linéaire isotrope.....	26
	I.6.2 Comportement poroélastoplastique.....	26
	I.6.2.1 Modèle de Mohr-Coulomb.....	26
	I.6.2.2 Un modèle classique.....	28
	I.6.2.2.1 Critères de Von Mises et de Drucker-Prager.....	28
	I.6.2.2.2 Règle d'écoulement.....	29
	I.6.2.3 Modèles de Cambridge.....	30
	I.6.2.3.1 Étude de l'essai de compression isotrope.....	30
	I.6.2.3.2 Notion d'état critique.....	31
	I.6.2.3.3 Équations des modèles Cam-Clay.....	31
	I.6.2.3.4 Détermination des paramètres du modèle Cam-Clay modifié.....	33
	I.6.2.4 Modèle de comportement MÉLANIE.....	34
	I.6.2.4.1 Équations du modèle MÉLANIE en déformation plane.....	34
	I.6.2.4.2 Détermination des paramètres du modèle MÉLANIE.....	36
I.7	Sols non saturés.....	37
	I.7.1 Comportement des sols non saturés	38
	I.7.2 Modèle élastoplastique d'Alonso, Gens et Josa.....	39
	I.7.2.1 Comportement sous chargement isotrope.....	39
	I.7.2.2 Comportement sous chargement triaxial.....	42

CHAPITRE II:

Les méthodes d'interaction sol-structure, fluide-structure

II.1	Méthodes d'interaction sol-structure.....	45
II.1.1	Définitions.....	46
II.1.1.1	Interaction cinématique et interaction inertielle.....	46
II.1.1.2	Fonctions d'impédance.....	46
II.1.2	Formulation d'un problème d'interaction sol-structure.....	47
II.1.3	Méthodes d'analyse de l'interaction sol-structure.....	48
II.2	Méthodes d'interaction fluide-structure.....	57
II.2.1	Différentes méthodes d'interaction fluide-structure.....	58
II.2.1.1	Méthode de masse ajoutée.....	58
II.2.1.1.1	Solution de WESTERGAARD.....	60
II.2.1.2	Méthode de couplage éléments finis-éléments finis.....	61
II.2.1.2.1	Modèle pour l'analyse directe dans le domaine temporel.....	61
II.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.....	63
II.2.1.3	Méthode de couplage éléments finis-éléments infinis.....	66
II.2.1.3.1	Représentation des éléments infinis.....	66
II.2.1.3.2	Problème des Vibrations libres.....	70

CHAPITRE III:

L'étude de barrage par la méthode des éléments finis

III.1	Introduction.....	71
III.2	État de contraintes-déformations.....	72
III.2.1	État de contraintes-déformations dans le cas élastique.....	72
III.2.2	État de contraintes-déformations dans le cas élastoplastique.....	74
III.3	Application de la méthode des éléments finis.....	76
III.3.1	Modélisation.....	76
III.3.1.1	Modélisation du système barrage-fluide-fondation.....	76
III.3.1.1.1	Barrage.....	76
III.3.1.1.2	Fondation.....	76
III.3.1.1.3	Fluide.....	76
III.3.1.2	Choix de type d'élément.....	77
III.3.1.3	Conditions aux frontières.....	77
III.3.2	Analyse dynamique.....	77
III.3.2.1	Formulation générale des équations de mouvement par la méthode des éléments finis.....	77
III.3.2.2	Caractéristiques dynamique du système.....	79
III.3.2.2.1	Matrice de raideurs.....	79
III.3.2.2.2	Matrice masse.....	80
III.3.2.2.3	Matrice d'amortissement.....	81

III.3.2. 3 Résolution de problème.....	82
III.3.2.3.1 Méthodes d'intégration directe.....	83
III.3.2.3.2 Cas linéaire.....	83
III.3.2.3.2.1 Méthode de différences finies centrées.....	83
III.3.2.3.2.2 Méthode de Newmark.....	85
III.3.2.3.3 Cas non linéaire.....	85
III.3.2.3.3.1 Méthode de différences finies centrées.....	86
III.3.2.3.3.2 Méthode de Newmark.....	87

CHAPITRE IV: Application

IV.1	Analyse des vibrations libres.....	89
IV.1.1	Système barrage seul.....	90
IV.1.2	Effet de l'interaction barrage-fondation.....	91
IV.1.3	Effet de l'interaction barrage-réservoir	94
IV.2	Analyse de comportement sismique de barrage.....	95
IV.2.1	Réponse du barrage au tremblement de terre dans le cas linéaire.....	96
IV.2.2	Influence de la densité et de la rigidité.....	105
IV.2.2.1	Influence de la densité de noyau et des recharges amont et aval....	105
IV.2.2.2	Influence de la rigidité de noyau et des recharges amont et aval...	105
IV.3	Réponse du barrage au tremblement de terre dans le cas non linéaire.....	111
IV.3.1	Données de l'analyse.....	112
IV.3.2	Distribution de la plasticité dans le barrage.....	113
IV.3.3	Influence de la plasticité sur l'accélération, vitesse et déplacement.....	114
IV.3.4	Influence de la plasticité sur la distribution des contraintes dans le barrage.....	116
IV.3.5	Influence des paramètres.....	120
IV.3.5.1	Variation de la profondeur de la fondation.....	120
IV.3.5.2	Influence de la rigidité de la fondation.....	125
	Conclusion générale.....	128
	Références.....	129
	Annexes.....	133
	Annexe A : Présentation d'ANSYS.....	134

Liste des tableaux

Tableau I.1: Expression de la relation contrainte-dilatance, de la surface de charge et du potentiel plastique en fonction de l'état de contrainte et de l'état d'écrouissage p_c

Tableau I.2: Détermination des paramètres des modèles Cam-Clay

Tableau I.3: Détermination des paramètres du modèle MÉLANIE

Tableau I.4: Valeurs caractéristiques de paramètres [14]

Tableau I.5: Valeurs caractéristiques de paramètres [14]

Tableau IV.1 : Propriétés mécaniques

Tableau IV.2 : Périodes naturelles pour les cinq premiers modes de vibration du barrage seul

Tableau IV. 3: Périodes naturelles pour les cinq premiers modes de vibration du système barrage-fondation

Tableau IV. 4: Périodes naturelles pour les cinq premiers modes de vibration en fonction de la variation du rapport de rigidité E_f/E_b

Tableau IV. 5: Variation des périodes naturelles pour les cinq premiers modes de vibration du système barrage seul-réservoir en fonction du taux de remplissage

Tableau IV.6: Valeurs de la densité pour le noyau et les recharges amont et aval

Tableau IV.7: Valeurs de la rigidité pour le noyau et les recharges amont et aval

Tableau IV. 8: Propriétés mécaniques

Liste des figures

Figure I.1: Méthode de double intégration pour la détermination de la déformé du parement de barrage [5]

Figure I.2: Schématisation d'un milieu poreux selon Coussy [12]

Figure I.3 : a) Surface de charge de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes principales ($c=0$), b) Critère de rupture Mohr-Coulomb dans le diagramme de $\tau - \sigma$

Figure I.4 : Interprétation géométrique des critères de Von Mises et de Drucker-Prager dans l'espace des contraintes principales

Figure I.5 : Représentation d'un essai de compression isotrope

Figure I.6 : Surface de charge des modèles Cam-Clay dans le plan (p, q)

Figure I.7 : a) Surface de charge ou courbe d'état limite du modèle MÉLANIE, b) Direction des déformations plastiques et surface de charge du modèle MÉLANIE .c) Définition du paramètre d'écrouissage s'_p

Figure I.8: Variation de l'indice de vides avec la pression moyenne nette lorsque $p_c = \text{cste}$

Figure I.9: Domaine d'élasticité dans le plan $[p \times p_c]$

Figure I.10: Comportement volumique caractéristique d'un sol non saturé à pression capillaire constante

Figure I.11: Coupes à pression capillaire constante représentant les domaines d'élasticité dans le plan $[p \times q]$

Figure II.1: Théorème de superposition pour l'interaction sol-structure

Figure II.2: Représentation schématique d'un calcul interaction sol-structure méthode globale

Figure II.3: Méthode des sous-structures : Méthode de frontière

Figure II.4: Théorème de superposition de KAUSEL

Figure II.5: Méthode des sous-structures : Méthode de volume

Figure II.6: Méthode Hybride

Figure II.7: Présentation du barrage

Figure II.8: Système barrage réservoir

Figure II.9: Transformation géométrique de l'élément semi-infini

Figure II.10: Maillage du barrage et du réservoir

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

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

Figure III.3 : Comportement plastique uniaxial

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

Figure IV.1 : Géométrie de barrage

Figure IV.2 : Variation de la période pour les cinq premier modes en fonction du rapport de rigidité E_f/E_b

Figure VI.3 : Maillage de barrage

Figure IV.4: Enregistrement N.S du séisme de boumerdes (21Mai 2003) :Accélération, vitesse, déplacement

Figure VI.4 : Maillage de barrage

Figure IV.5 : Déformé de barrage à l'excitation maximale ($u_{\max} \approx 0.12\text{ m}$ à la crête de barrage)

Figure IV.6 : Variation de l'accélération horizontale en fonction de temps à la crête du Barrage (nœud B1)

Figure IV.7 : Variation de la vitesse horizontale en fonction de temps à la crête du barrage (nœud B1)

Figure IV.8 : Variation de déplacement horizontale en fonction de temps à la crête du barrage (nœud B1)

Figure IV.9 : Déplacement horizontal en fonction de la hauteur aux nœuds de la ligne 1-1

Figure IV.10 : Déplacement vertical en fonction de la distance horizontale aux nœuds de la ligne 2-2

Figure IV.11: Déplacement vertical en fonction de la distance horizontale aux nœuds de la ligne 3-3

Figure IV.12 : Contraintes horizontales, verticales aux nœuds de la ligne 1-1

Figure IV.13 : Contraintes de cisaillement aux nœuds de la ligne 1-1

Figure IV.14 : Contraintes horizontales, verticales et de cisaillement aux nœuds de la ligne 2-2

Figure IV.15 : Contraintes horizontales, verticales et de cisaillement aux nœuds de la ligne 3-3

Figure IV.16: Variation de la contrainte horizontale en fonction du temps

Figure IV.17 : Variation de la contrainte verticale en fonction du temps

Figure IV.18 : Variation de la contrainte de cisaillement en fonction du temps

Figure IV.19 : Variation des contraintes principales en fonction du temps pour un nœud (B1) situé à la crête du barrage

Figure IV.20 : Influence de la densité du noyau sur la distribution des contraintes (σ_{xx}), (σ_{yy}) et (σ_{xy})

Figure IV.21 : Influence de la densité des recharges amont et aval sur la distribution des contraintes (σ_{xx}), (σ_{yy}) et (σ_{xy})

Figure IV.22 : Influence de la rigidité de la fondation sur la distribution des contraintes (σ_{xx}), (σ_{yy}) et (σ_{xy})

Figure IV.23 : Influence de la rigidité des recharges amont et aval sur la distribution des contraintes (σ_{xx}), (σ_{yy}) et (σ_{xy})

Figure IV.24 : Influence de la rigidité de noyau sur la distribution des contraintes (σ_{xx}), (σ_{yy}) et (σ_{xy})

Figure IV.25: Relation contrainte-déformation dans le cas plastique

Figure IV.26 : Surface de rupture de Drucker Prager et Mohr Coulomb

Figure IV.27 : Déformé de barrage à l'excitation maximale ($u_{\max} \approx 0.10\text{ m}$ à la crête de barrage)

Figure IV.28 : Distribution de la plasticité dans le barrage (déformation plastique EPPL XX)

Figure IV.29 : Distribution de la plasticité dans le barrage (déformation plastique EPPL YY)

Figure IV.30 : Distribution de la plasticité dans le barrage (déformation plastique EPPL XY)

Figure IV.31: Variation de l'accélération horizontale en fonction de temps à la crête du barrage (nœud B1)

Figure IV.32 : Variation de la vitesse horizontale en fonction de temps à la crête du barrage (nœud B1)

Figure IV.33 : Variation de déplacement horizontal en fonction de temps à la crête du

barrage (nœud B1)

Figure IV.34 : Déplacement vertical en fonction de la distance horizontale aux nœuds de la ligne 3-3

Figure IV.35: Influence de la plasticité sur les vitesses , les déplacements et les accélérations horizontaux aux nœuds de la ligne 1-1

Figure IV.36 : Influence de la plasticité sur la distribution des contraintes horizontales, verticales et de cisaillement dans le barrage aux nœuds de la ligne 1-1

Figure IV.37 : Influence de la plasticité sur la distribution des contraintes horizontale, verticales et de cisaillement dans le barrage aux nœuds de la ligne 2-2

Figure IV.38 : Influence de la plasticité sur la distribution des contraintes horizontales, verticales et de cisaillement dans le barrage aux nœuds de la ligne 3-3

Figure IV.39 : Distribution de la plasticité dans le barrage dans le cas où la profondeur de la fondation est égale à 18m (*EPPL XX, EPPL YY*)

Figure IV.40 : Distribution de la plasticité dans le barrage dans le cas où la profondeur de la fondation est égale à 18m (*EPPL XY*)

Figure IV.41: Distribution de la plasticité dans le barrage dans le cas où la profondeur de la fondation est égale à 28m

Figure IV.42 : Distribution de la plasticité dans le barrage dans le cas où la profondeur de la fondation est égale à 28m (*EPPL XY*)

Figure IV.43: Evaluation de la variation de déplacement , de la vitesse aux nœuds de la ligne 1-1 en variant la profondeur de la fondation

Figure IV.44: Evaluation de la variation de l'accélération aux nœuds de la ligne 1-1 en variant la profondeur de la fondation

Figure IV.45 : Evaluation de la variation des contraintes horizontales, verticales et de cisaillements aux nœuds de la ligne 1-1 en variant la profondeur de la fondation

Figure IV. 46: Evaluation de la variations de déplacement, de vitesse et d' accélération aux nœuds de la ligne 1-1 en variant la rigidité de la fondation

Figure IV. 47: Evaluation de la variation des contraintes horizontales, verticales et de cisaillements aux nœuds de la ligne 1-1 en variant la profondeur de la fondation

Les notations

k	Coefficient sismique
W	Poids du sol impliqué
m	Masse de fluide
p	Pression interstitielle
p_0	Pression du fluide initiale
C	Tenseur de rigidité des modules d'élasticité
M	Vecteur courant de masse fluide (souvent appelé module de Biot)
C_0	Tenseur des modules d'élasticité isothermes drainés
K_{fl}	Module d'incompressibilité
K_0	Module d'incompressibilité drainé
K_s	Module d'incompressibilité de la matrice
b	Coefficient de Biot
ν	Coefficient de Poisson
c'	Cohésion
f_{oct}	Coefficient de frottement octaédrale
k_{oct}	Cohésion octaédrale
M	Paramètre du modèle de CAMBRIDGE
p	Contrainte moyenne du modèle de CAMBRIDGE
q	Déviateur des contraintes du modèle de CAMBRIDGE
$G(p, q, p_c)$	Potentiel plastique
G	Module de cisaillement
e_1	Indice des vides correspondant à la contrainte de référence : $s'_1 = 1KPa$
C_s	Indice de gonflement
C_c	Indice de compression
p	Pression moyenne nette
p_c	Pression capillaire
$[p \times p_c]$	Plan définit la surface de charge
e	Indice des vides représente l'état de déformation du sol
p_0	Un paramètre d'écrouissage gouverné par l'indice des vides plastique
s_0	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.
T_0	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
$d\sigma_{ij}$	Tenseur de comportement tangent
$f(\sigma_{ij}, a_k)$	Surface de charge
a_k	Variable d'écrouissage
Hc'	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
$\ddot{u}_0$	Accélération à $i=0$
p_0	Force à $i=0$
c	Amortissement de système
k	Rigidité de système
u_0	Déplacement à $i=0$
m	Masse de système
u_{-1}	Déplacement à l'étape $i=-1$

Δt	Pas de temps
$\dot{u}_0$	Vitesse initiale
$\tilde{k}$	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
γ_{eq}^p	Distorsion plastique équivalente.
δ_{ij}	Tenseur de Kronecker.
σ'_p	Pression de préconsolidation
σ	Contrainte moyenne totale.
$d\varepsilon^p$	Déformation volumique plastique.
ε	Déformation volumique
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
α_R, β_R	Coefficients de Rayleigh
ξ	Taux d'amortissement visqueux
$\gamma \text{ et } \beta$	Paramètres d'intégration de Newmark

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 Gujarât en Inde. D'autres barrages ont reçu de sérieuses détériorations pendant les séismes de Kollinki le 17 août 1999 en Turquie et de Chi Chi à Taiwan.

Ces événements 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 5^{ème} 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

INTRODUCTION GÉNÉRALE

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 étudié en tenant compte des non linéarités physiques des matériaux constituant le corps du barrage, l'effet de la rigidité des différentes zones du barrage et de la fondation et la hauteur de la fondation.

Le présent mémoire est organisé en quatre 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.

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

Dans le dernier chapitre, on présente la simulation numérique du comportement sismique d'un système barrage-fondation en tenant compte d'une relation non linéaire entre les déformations et les contraintes. Et en fin on termine par une conclusion générale.

CHAPITRE I

RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

I.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, la réduction du freeboard due au tassement, 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 [1].

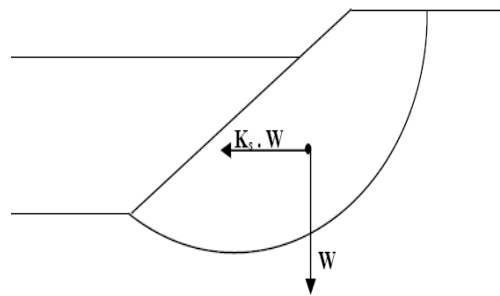
De ce fait, on doit faire une analyse approfondie du comportement du barrage sous l'effet de toutes les composantes des excitations possibles, susceptibles d'affecter le barrage pendant la construction et l'exploitation.

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 [2]. Elles incluent :

- L'Analyse pseudo-statique.
- Les méthodes simplifiées d'analyse de déformation.
- Les techniques de modélisation numérique :
 - ✓ Les contraintes totales.
 - ✓ Les contraintes effectives.

I.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 ça 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 [3].

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.

I.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 [4], 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'accélérogramme mesuré au centre du bloc durant lesquels l'accélération critique a_c est dépassée (figure I.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'accélérogramme 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'accélérogramme 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.

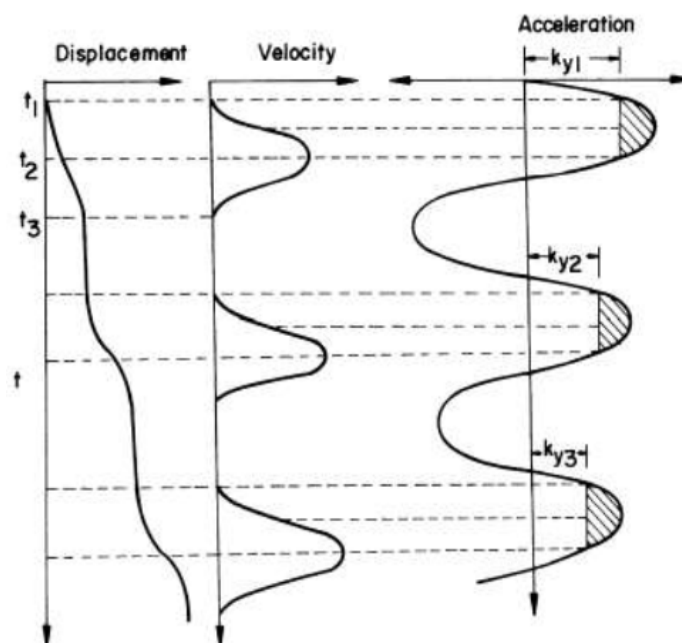


Figure I.1: Méthode de double intégration pour la détermination de la déformée du parement de barrage [5].

I.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 [6] :

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 [7].

I.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), Schnabel 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) [1].

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

I.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 [8], ANSYS [9], FLAC [10], etc. Les modèles constitutifs dans ces codes varient de simples non linéaire hystérétiques modèles aux plus complexes modèles élastoplastique cinématique écrouissables.

En comparant les deux familles de codes, on a constaté que les codes élastoplastiques 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.

I.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 ça pour avoir une meilleure approximation des déformations permanentes sous l'effet de chargement sismique [1]. 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 reliée 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.

I.6 Sols saturés :

Lorsqu'ils sont saturés, les sols présentent un comportement irréversible bien connu et dont les principales caractéristiques sont maintenant maîtrisées, notamment à travers des

modèles de références admis par l'ensemble de la communauté des chercheurs. Rappelons simplement quelques caractéristiques de ces modèles. Même si les phénomènes physiques à l'origine du comportement irréversible des sols saturés sont très différents des processus en cause dans les métaux, l'analogie de comportement entre ces deux familles de matériaux a été mise en évidence par DRUCKER D.C, GIBSON R.E, HENKEL D.J [11]. Le comportement des sols saturés peut donc être interprété comme celui de matériaux *élastoplastiques écrouissables*. Plusieurs modèles de comportement élastoplastique reproduisent le comportement des sols saturés, et en particulier des argiles, observé au triaxiale classique. Le plus célèbre de ces modèles, le modèle **Cam-Clay**, réalise ainsi la synthèse entre le phénomène de consolidation et la rupture des sols.

I.6.1 Le comportement poroélastique linéaire :

Les équations classiques de la poroélasticité 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 [12].

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 I.2).

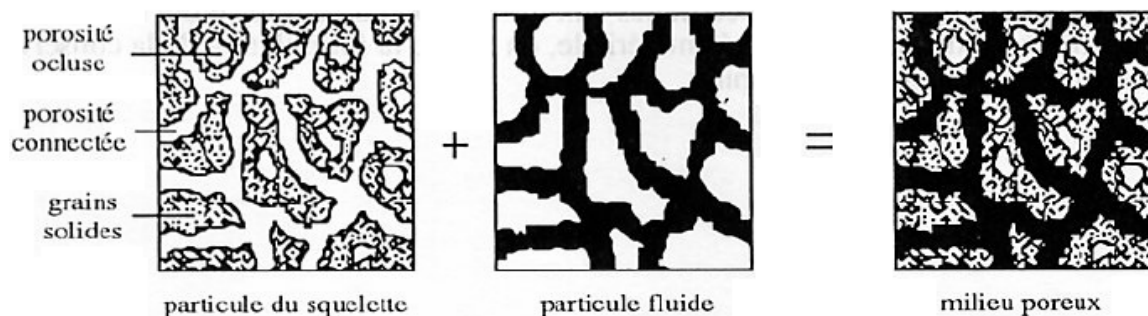


Figure I. 2: Schématisation d'un milieu poreux selon Coussy [12].

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 :

$$\begin{cases} \pi = \pi^0 + C : \varepsilon - MB \frac{m}{\rho_0^f} \\ \pi = p_0 + M(-B : \varepsilon + \frac{m}{\rho_0^f}) \end{cases} \quad (I.1)$$

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 poroélasticité est :

$$\pi' = \pi^0 + C_0 : \varepsilon / C_0 = C - MB \otimes B \quad (I.2)$$

$$\text{On a : } \pi' = \pi + Bp \text{ et } \pi'^0 = \pi^0 + Bp_0 \quad (I.3)$$

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

Note :

Le tenseur des contraintes π' c'est le tenseur des contraintes responsables des déformations (élastiques) du squelette. Pour des matériaux poreux dont la matrice est constituée de grains (milieux poreux granulaires, sols fins), la notion de tenseur π' des contraintes effectives est a priori distincte de la notion de tenseur des contraintes intergranulaires (définies comme les contraintes dues aux seuls efforts de contact entre grains).

Les notions de contraintes effectives et intergranulaires restent différentes et ne pourront éventuellement être rapprochées que pour des transformations infinitésimales et si l'hypothèse de Terzaghi $B=1$ est vérifiée.

I.6.1.1 Contrainte effective, l'hypothèse de Terzaghi :

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

$$\sigma' = \sigma + p1 \quad (I.4)$$

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

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

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

$$b = 1 - \frac{K_0}{K_s} \text{ (relation de Biot);}$$

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 poroélastique sous la forme :

$$\sigma - \sigma^0 = C_0 : \varepsilon - (p - p_0)1 \text{ et } p - p_0 = \frac{K_f}{\phi_0} \left[-\varepsilon + \frac{m}{\rho_0^f} \right] \quad (I.5)$$

Si la matrice et le fluide sont incompressibles, c'est-à-dire de plus $K_f \rightarrow \infty (\rho^f = \rho_0^f)$

$$\text{On aura: } \sigma - \sigma^0 = C_0 : \varepsilon - (p - p_0)1 \text{ et } \varepsilon = \frac{m}{\rho_0^f} \quad (I.6)$$

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.

I.6.1.2 Comportement poroélastique linéaire isotrope :

La loi de comportement poroélastique linéaire isotrope est :

$$\begin{cases} \sigma = \sigma^0 1 + \lambda tr \Delta 1 + 2\mu \Delta - Mb \frac{m}{\rho_0^\beta} 1 \\ p = p_0 + M(-b tr \Delta + \frac{m}{\rho_0^\beta}) \end{cases} / \lambda, \mu : \text{Coefficients de Lamé.} \quad (I.7)$$

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 :

$$\begin{cases} \Delta = \frac{1+\nu}{E}(\sigma - \sigma^0) - \frac{\nu}{E} tr(\sigma - \sigma^0) 1 + \frac{Mb}{3K} \frac{m}{\rho_0^\beta} 1 \\ p = p_0 + M(1 - \frac{b^2 M}{K}) \frac{m}{\rho_0^\beta} - \frac{Mb}{3K} tr(\pi - \pi^0) \end{cases} \quad (I.8)$$

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

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

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

I.6.2 Le comportement élastoplastique :

I.6.2.1 Le modèle de Mohr-Coulomb :

Cette loi élastique parfaitement plastique est utilisée pour décrire de manière approchée le comportement des sols pulvérulents (sable), des sols cohérents (argiles et limons) et de certaines roches. La loi de Tresca, qui est un cas particulier de la loi de Mohr-Coulomb.

Dans l'espace des contraintes principales effectives $(\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3)$ la surface définie par la fonction de charge F est une pyramide de section hexagonale ayant pour axe la droite d'équation (figure I.3) : $(\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3)$

L'équation de la surface de charge est la suivante :

$$F(\sigma'_{ij}) = |\sigma'_1 - \sigma'_3| - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi' - 2c' \cos \varphi' = 0 \quad (I.9)$$

Où σ'_1 et σ'_3 représentent les contraintes principales extrêmes.

Le potentiel plastique s'écrit, en fonction des contraintes principales extrêmes :

$$G(\sigma'_{ij}) = |\sigma'_1 - \sigma'_3| - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \psi \quad (I.10)$$

Note :

Lorsque les angles φ' et ψ sont égaux, la règle d'écoulement est dite associée. La partie élastique du comportement est définie par l'élasticité linéaire isotrope de Hooke. Au total, la loi de Mohr-Coulomb comprend cinq paramètres mécaniques : E (module d'Young), ν' (coefficient de Poisson), c' (cohésion), φ' (angle de frottement) et ψ (angle de dilatance).

Les paramètres de la loi de Mohr-Coulomb sont déterminés couramment à partir des résultats d'essais de laboratoire (par exemple, oedomètre et appareil triaxial pour un sol). A cause de la particularité de l'essai triaxial en compression ($\sigma'_2 = \sigma'_3$), deux surfaces de charge se trouvent simultanément activées : cet état est appelé régime d'arête. Un calcul simple montre que les déformations plastiques vérifient la relation suivante :

$$\frac{d\varepsilon_{vol}^p}{d\varepsilon_a^p} = \frac{-2 \sin \psi}{1 - \sin \psi} \quad (I.11)$$

La quantité $\frac{-2 \sin \psi}{1 - \sin \psi}$ caractérise la variation de volume au cours de la phase plastique ; pour cette raison, l'angle ψ est appelé angle de dilatance.

En mécanique des sols, la cohésion c et l'angle de frottement φ sont traditionnellement calculés dans le plan de Mohr (σ, τ) à partir des états de contraintes à la rupture (figure I.3).

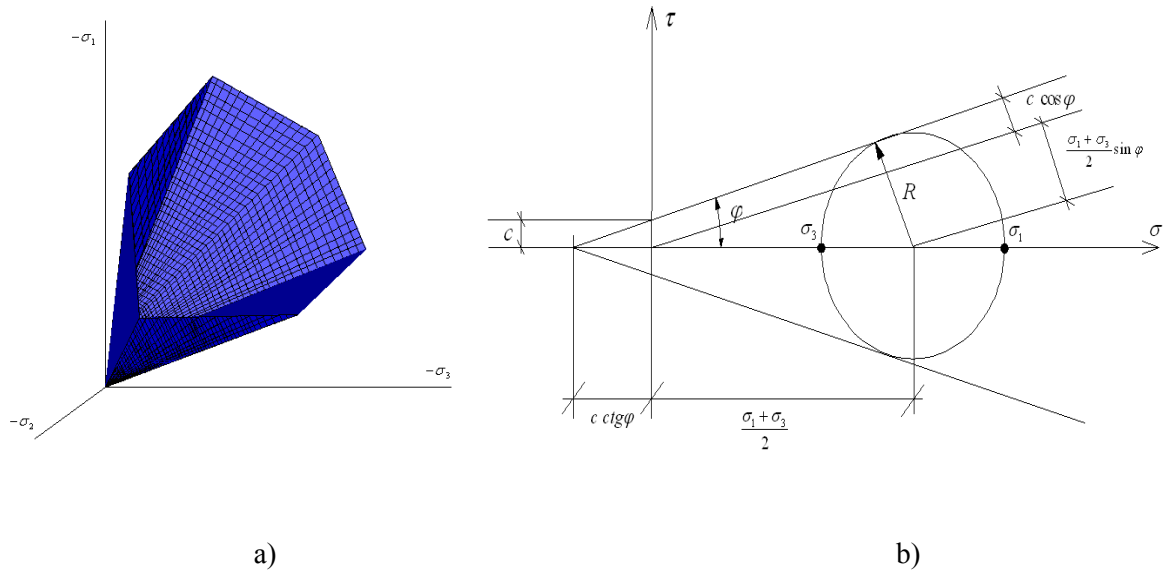


Figure I.3 : a) Surface de charge de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes principales ($c=0$),
b) Critère de rupture Mohr-Coulomb dans le diagramme de $\tau - \sigma$.

I.6.2.2 Un modèle classique :

I.6.2.2.1 Les critères de Von Mises et de Drucker-Prager :

Le modèle Drucker-Prager prend comme fonction de charge, pour le matériau isotrope plastique parfait :

$$f(\tau, \sigma, p) = \tau + f(\sigma + Bp) - k \quad (I.12)$$

$$\tau = \sqrt{J_2(\sigma)} = \sqrt{\frac{1}{2} s_{ij} s_{ij}} = \sqrt{\frac{1}{2} tr(s.s)}.$$

Avec: $s = \sigma - (tr \sigma / 3) \mathbf{1}$ et $J_2(\sigma)$: le second invariant de s .

f, B, k : Constantes.

La surface de charge correspondant à f est un cône de révolution, si $f(\tau, \sigma, p) = 0$ la fonction de charge est correspondante à la fonction de charge de Von Mises (figure I.4).

La fonction de charge de Drucker-Prager constitue ainsi l'extension naturelle de la fonction de charge de Von Mises aux matériaux dont la fonction de charge dépend de la pression moyenne σ et de la pression interstitielle p .

Le critère de plasticité $f = 0$ est identique au critère de plasticité :

$$\tau_{oct} + \sqrt{(2/3)} [f(\sigma + Bp) - k] = 0 \quad (I.13)$$

Alors le critère de Drucker-Prager apparaît ainsi comme un critère de Mohr-Coulomb relativement à la facette octaédrale, tel que : $f_{oct} = \sqrt{2/3} f$ c'est le coefficient de frottement octaédrale et $k_{oct} = \sqrt{2/3} k$ la cohésion octaédrale.

- Pour un matériau isotrope à écrouissage isotrope on a :

$$f = \tau + f(\sigma + Bp) - \zeta k \dots\dots\dots (a)$$

- Pour un matériau isotrope à écrouissage cinématique on a :

$$\begin{cases} f = \sqrt{\frac{1}{2}(s_{ij} + \varpi_{ij})(s_{ji} + \varpi_{ji})} + f[\sigma + \zeta_{ii} + B(p + \zeta)] - k \\ \varpi = \zeta - 1/3(tr\zeta)1/\zeta : \text{un paramètre d'écrouissage.} \end{cases} \dots\dots\dots (b)$$

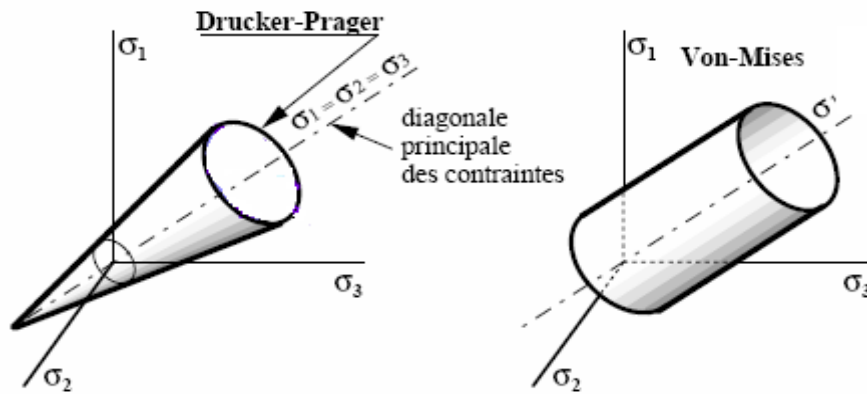


Figure I.4 : Interprétation géométrique des critères de Von Mises et de Drucker-Prager dans l'espace des contraintes principales.

I.6.2.2.2 Règle d'écoulement:

On considère tout d'abord un matériau à écrouissage isotrope, ayant pour fonction de charge la fonction (a), on a le potentiel non associé défini par :

$$h = \tau + \delta(\sigma + \beta p) - \zeta k. \quad (I.14)$$

Avec: δ le facteur de dilataance

Avec :

$$d\varepsilon^p = d\lambda \left(\frac{s}{2\tau} + \frac{\delta}{3} 1 \right), \quad d\phi^p = d\lambda \delta\beta \quad (I.15)$$

Pour un matériau à écrouissage cinématique, ayant pour fonction de charge la fonction (b), le potentiel non associé est:

$$h = \sqrt{\frac{1}{2}(s_{ij} + \varpi_{ij})(s_{ji} + \varpi_{ji})} + \delta[\sigma + \zeta_{ii} + \beta(p + \zeta)] - k \quad (I.16)$$

$$\text{Et : } d\varepsilon^p = d\lambda \left(\frac{s + \varpi}{2\sqrt{\text{tr}(s + \varpi) \cdot (s + \varpi)}} + \frac{\delta}{3} 1 \right), \quad d\phi^p = d\lambda \delta\beta \quad (I.17)$$

Pour ce modèle on a : $d\lambda = d\gamma_{\text{eq}}^p$ avec γ_{eq}^p : est la distorsion plastique équivalente.

I.6.2.3 Les modèles de Cambridge :

Roscoe et al. [11] furent les premiers à établir, à l'Université de Cambridge (Royaume-Uni), des relations générales de comportement des sols fondées sur la théorie de l'élastoplasticité avec écrouissage et sur l'analyse des résultats de différentes études expérimentales (essais oedométriques et triaxiaux). Les modèles développés, connus sous le nom de « modèles Cam-Clay », sont destinés essentiellement à décrire le comportement des argiles reconstituées en laboratoire. Ces modèles sont basés sur quatre éléments principaux : l'étude de l'essai de compression isotrope, le concept d'état critique, une relation contrainte-dilatance et la règle de normalité pour la déformation plastique.

I.6.2.3.1 Étude de l'essai de compression isotrope :

Dans le plan $(e, \ln p)$ [où e est l'indice des vides et p la pression moyenne $P = \frac{1}{3}\sigma_{ij}\delta_{ij}$], la représentation des résultats d'un essai de compression isotrope met en évidence des courbes qui peuvent être assimilées à des droites (figure I.5) :

- **Une courbe de consolidation vierge**, dite courbe λ , qui décrit le chargement au cours de l'essai ;
- **Une courbe de déchargement-rechargement**, dite courbe κ , qui schématise un cycle de déchargement-rechargement. Par construction, cette courbe représente le comportement élastique non linéaire au cours de l'essai.

Les courbes λ et κ sont définies par les équations suivantes :

$$\text{Courbe } \lambda : e = e_1 - \lambda \ln \frac{p}{p_1} \quad (I.18) \quad \text{Courbe } \kappa : e = e^p - \kappa \ln \frac{p}{p_1} \quad (I.19)$$

Où e_1 et e^p correspondent aux valeurs obtenues pour une pression de référence p_1 (en général égale à 1 kPa) ; λ et κ sont deux paramètres du modèle.

La figure I.5 montre que la quantité e^p évolue au cours du chargement et qu'elle est liée à la limite du domaine d'élasticité actuel. Cette quantité peut donc être utilisée comme paramètre d'écrouissage dans la description de l'essai de compression isotrope.

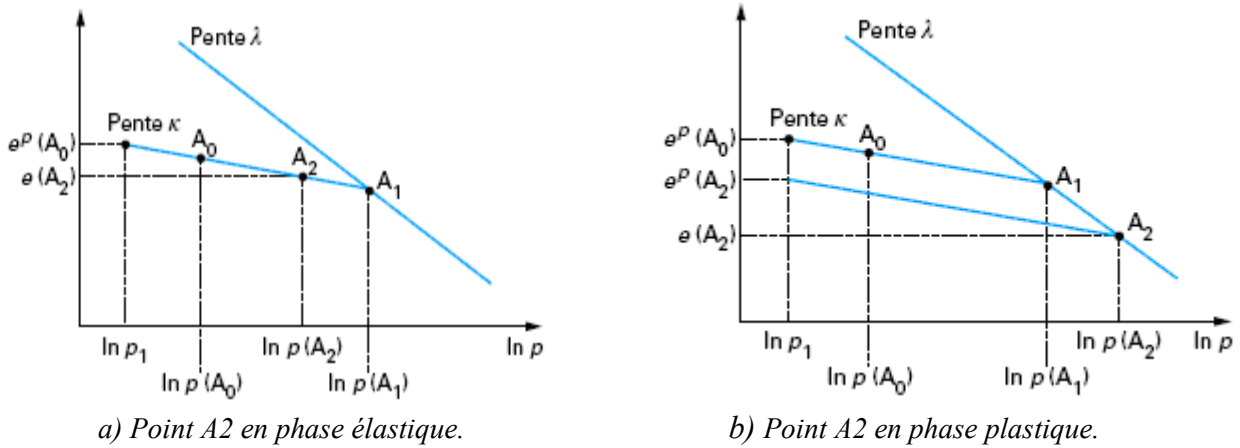


Figure I.5 : Représentation d'un essai de compression isotrope.

I.6.2.3.2 Notion d'état critique

Par ailleurs, l'analyse des résultats d'essais triaxiaux de cisaillement sur des argiles reconstituées a montré qu'au moment de la rupture (lorsque l'écoulement est atteint), le matériau se trouve dans un état dit critique et caractérisé par :

- un rapport de contraintes constant : $M = q / p$;
- l'absence de variations de volume : $d\varepsilon_{vol} = 0$;
- une courbe d'état critique dans le plan $(e, \ln p)$ de pente λ ,

Où M est un paramètre du modèle, p la contrainte moyenne et q le déviateur des contraintes. L'étude expérimentale montre également que, dans le plan $(e, \ln p)$, la courbe d'état critique est une droite approximativement parallèle à la courbe de consolidation isotrope.

I.6.2.3.3 Équations des modèles Cam-Clay

La plasticité est décrite à partir d'une relation contrainte-dilatance déduite de l'analyse des résultats d'essais triaxiaux de compression à pression moyenne constante et à rapport de contraintes fixé (tableau I.1). L'intégration de cette relation différentielle fournit l'expression du potentiel plastique $G(p, q, p_c)$ et l'application du principe de normalité donne celle de la surface de charge $F(p, q, p_c) = G(p, q, p_c)$

Modèle Cam-Clay	Relation cotrainte-dilatance	Potentiel plastique $G(p, q, p_c)$ et surface de charge $F(p, q, p_c)$
Version originale	$\frac{d\varepsilon_{vol}^p}{d\varepsilon_d^p} = M - \frac{q}{p}$ (I.20)	$G(p, q, p_c) = \frac{q}{Mp} - \ln\left(\frac{p_c}{p}\right) = 0$ (I.21) $F(p, q, p_c) = G(p, q, p_c)$
Version modifiée	$\frac{d\varepsilon_{vol}^p}{d\varepsilon_d^p} = \frac{M^2 - \left(\frac{q}{p}\right)^2}{2\frac{q}{p}}$ (I.22)	$G(p, q, p_c) = \frac{q^2}{M^2 p^2} + 1 - \frac{p_c}{p} = 0$ (I.23) $F(p, q, p_c) = G(p, q, p_c)$
$\varepsilon_v^p = \varepsilon_{ij}^p \delta_{ij}; \varepsilon_d^p = \sqrt{\frac{2}{3} e_{ij}^p e_{ij}^p}$ et $e_{ij}^p = \varepsilon_{ij}^p - \frac{1}{3} \varepsilon_{ij}^p \delta_{ij}$ (I.24)		

Tableau I.1: Expression de la relation contrainte-dilatance, de la surface de charge et du potentiel plastique en fonction de l'état de contrainte et de l'état d'écrouissage p_c .

Le modèle original a permis de décrire de manière qualitative les phénomènes observés expérimentalement. Mais, pour des chemins proches de l'axe de compression isotrope et des rapports de contraintes faibles, ce modèle prédit des déformations déviatorique trop fortes. Pour cette raison, la loi d'écoulement (ou relation contrainte-dilatance) a été modifiée par Burland et Roscoe [11]. La contrainte p_c est en fait la « constante » qui provient de l'intégration de la relation différentielle contrainte-dilatance. p_c est aussi la contrainte isotrope qui correspond au point d'intersection de la surface de charge avec l'axe de compression isotrope, limitant ainsi le domaine d'élasticité actuel (figure I.6); cette pression peut être considérée comme le paramètre qui commande l'évolution de la surface de charge, donc l'écrouissage. La relation d'écrouissage liant l'indice e^p et la contrainte p_c s'obtient en considérant les courbes λ et κ au point p_c . En général, on a :

$$e_1 - e^p = (\lambda - \kappa) \ln \frac{p_c}{p_1} \quad (I.25).$$

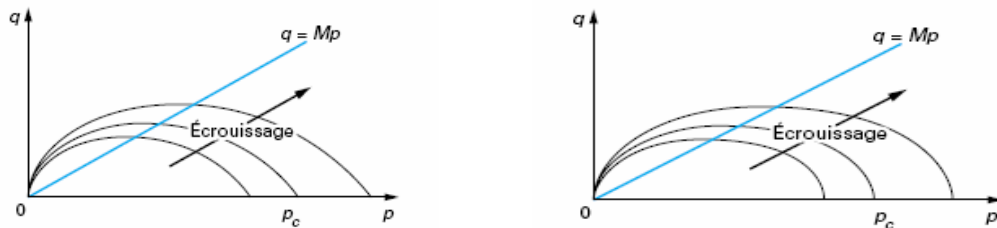
Cette dernière relation constitue la relation d'écrouissage. Par ailleurs, l'indice des vides incrémental de^p peut être relié à la déformation volumique plastique. L'évolution de l'écrouissage est alors gouvernée par la relation :

$$\frac{dp_c}{p_c} = \frac{1 + e_0}{\lambda - \kappa} d\varepsilon_{vol}^p \quad (I.26)$$

L'élasticité associée aux modèles Cam-Clay est une élasticité non linéaire isotrope, qui se généralise sous la forme tensorielle suivante :

$$d\varepsilon_{ij}^p = -\left(\frac{\kappa}{1+e_0} + \frac{3}{2}G\right)d\sigma_{ij} - \frac{\kappa}{1+e_0}\frac{dp}{p}\delta_{ij} \quad (I.27)$$

Avec G le module de cisaillement et δ_{ij} le tenseur de Kronecker.



a) Forme d'amande pour le modèle original. b) Forme d'ellipse pour le modèle modifié.

Figure I.6 : Surface de charge des modèles Cam-Clay dans le plan (p, q) .

I.6.2.3.4 Détermination des paramètres du modèle Cam-Clay modifié :

Le modèle Cam-Clay modifié comporte six paramètres : $M, \lambda, \kappa, e_1, p_1$ et G (voire E et ν), et trois paramètres caractérisant l'état initial du matériau (e_0, p_0, q_0) . Les paramètres du modèle Cam-Clay modifié peuvent être déduits de résultats d'essais triaxiaux (drainés et non drainés avec mesure de la pression interstitielle) et oedométriques classiques (tableau I.2)

Paramètres	Principe de détermination
e_0, p_0, q_0	Détermination à partir de l'état de contraintes initiales et des résultats d'essais de compression isotrope ou triaxiaux.
G (ou E et ν)	Détermination d'après les résultats d'essais triaxiaux comportant des déchargements
$\lambda, \kappa, e_1, p_1$	Détermination à partir d'essais de compression isotrope en représentant les résultats dans le plan $(e, \ln p)$ ou à partir de résultats oedométriques classiques.
M	Détermination à partir des contraintes correspondant à la rupture dans les essais triaxiaux de cisaillement et reportées dans le plan (p, q) . Pour un essai de compression, le paramètre M est relié à l'angle de frottement interne du sol par la relation : $M = \frac{6 \sin \varphi'}{3 - \sin \varphi'}$ (I.28)

Tableau I.2: Détermination des paramètres des modèles Cam-Clay.

L'analyse des travaux cités par Duncan [11] pour la modélisation de la consolidation autour des ouvrages de géotechnique construits sur des sols compressibles, montre que les modèles de type Cam-Clay sont toujours de nos jours les plus utilisés. Cela provient sans doute de la facilité de leur implantation dans un code de calcul par éléments finis, du nombre

réduit de paramètres et de leur détermination simple à partir des résultats de quelques essais classiques de mécanique des sols (essais oedométriques et triaxiaux).

I.6.2.4 Modèle de comportement MÉLANIE :

Les travaux de Tavenas et Leroueil [11] sur l'argile de Saint-Alban (Québec) et ceux de Magnan et al. sur l'argile de Cubzac-les-Ponts (France) ont confirmé l'applicabilité des concepts développés à l'Université de Cambridge, moyennant quelques corrections destinées à tenir compte des effets du temps et de l'anisotropie sur le comportement des argiles naturelles. Ces travaux ont donné naissance au modèle de comportement Ylight, créé par le groupe de géotechnique de l'Université Laval au Québec et au modèle MÉLANIE créé au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. Le modèle MÉLANIE (Modèle Élastoplastique ANIsotrope avec Écrouissage) permet de simuler par éléments finis le phénomène de consolidation et de reproduire assez fidèlement l'évolution au cours du temps des déformations et des contraintes dans les massifs de sol naturels.

I.6.2.4.1 Équations du modèle MÉLANIE en déformation plane :

L'originalité du modèle MÉLANIE par rapport aux modèles Cam-Clay réside dans la prise en compte des effets d'anisotropie et de viscosité du squelette du sol. Néanmoins, ce modèle a été construit selon la démarche adoptée par les chercheurs de l'Université de Cambridge. Les résultats des essais ont été interprétés à l'aide des contraintes réduites s' et t définies par les relations suivantes :

$$t = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \quad \text{(I.29)} \quad \text{et} \quad s' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \quad \text{(I.29)}$$

Les études expérimentales réalisées en laboratoire (essais oedométriques et triaxiaux) et en vraie grandeur ont conduit à admettre les points suivants :

- la surface de charge, ou courbe d'état limite, a une forme elliptique dans le plan de contraintes (s', t) ; son grand axe est confondu avec l'axe d'anisotropie et elle passe par l'origine des contraintes et par le point de l'axe Os' défini par $s'_p = 0,6\sigma'_p$ (où σ'_p est la pression de préconsolidation) (figure I.7.a) ;
- les surfaces de charge correspondant à des états de préconsolidation différents sont homothétiques (par rapport à l'origine) dans le rapport des contraintes de préconsolidation.

Cette observation justifie l'utilisation de la contrainte comme paramètre d'écrouissage; la règle de normalité n'est pas vérifiée. En effet, il apparaît que la direction du vecteur incrément de déformation plastique, en un point A du plan (s', t) , est systématiquement comprise entre la normale n à la surface de charge en A et le rayon vecteur OA . Dans le modèle, il a été admis que cette direction D est donnée par la bissectrice de l'angle formé par la normale et le rayon vecteur (figure I.7.b).

L'équation de la surface de charge est celle d'une ellipse dont le grand axe est incliné d'un angle q par rapport à l'axe des abscisses. La règle d'écoulement plastique en un point A du plan (s', t) s'écrit comme une combinaison linéaire entre la normale à la surface de charge et le rayon vecteur OA :

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial G}{\partial \delta_{ij}} \quad (I.31) \quad \text{tel que : } \frac{\partial G}{\partial \delta_{ij}} = \frac{\frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}}}{\left\| \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \right\|} + \eta \frac{OA}{\|OA\|} \quad (I.30)$$

Où $\|OA\|$ représente la norme euclidienne du vecteur OA et la valeur η (égale à 0 ou 1) permet de réaliser des calculs avec une loi associée ou non.

Enfin, le paramètre d'écrouissage s'_p est déterminé par l'intersection de la droite de consolidation avec la courbe vierge isotrope dans le plan (s', e) [au lieu du plan $(\ln p', e)$ dans le cas des modèles Cam-Clay] :

$$\text{Equation de la courbe vierge isotrope (ou courbe } \lambda \text{) : } e = e_1 - \lambda \ln \frac{s'}{s'_1} \quad (I.31)$$

$$\text{Equation de la courbe de déchargement-rechargement, qui est linéaire contrairement au cas des modèles Cam-Clay : } e = e^p - \alpha(s' - s'_1) \quad (I.32)$$

L'intersection de la surface de charge avec le plan (s', e) conduit à la relation (figure I.10.c):

$$e^p = e_1 - \lambda \ln \left(\frac{s'_p}{s'_1} \right) + \alpha(s'_p - s'_1) \quad (I.33)$$

Où e_1 désigne l'indice des vides correspondant à la contrainte de référence : $s'_1 = 1 \text{ KPa}$

Le paramètre α est le coefficient de compressibilité volumique du sol anisotrope soumis à un chargement isotrope. La relation entre le paramètre d'écroissance e_p et la contrainte effective moyenne s'_p permet d'utiliser en définitive cette pression comme paramètre d'écroissance.

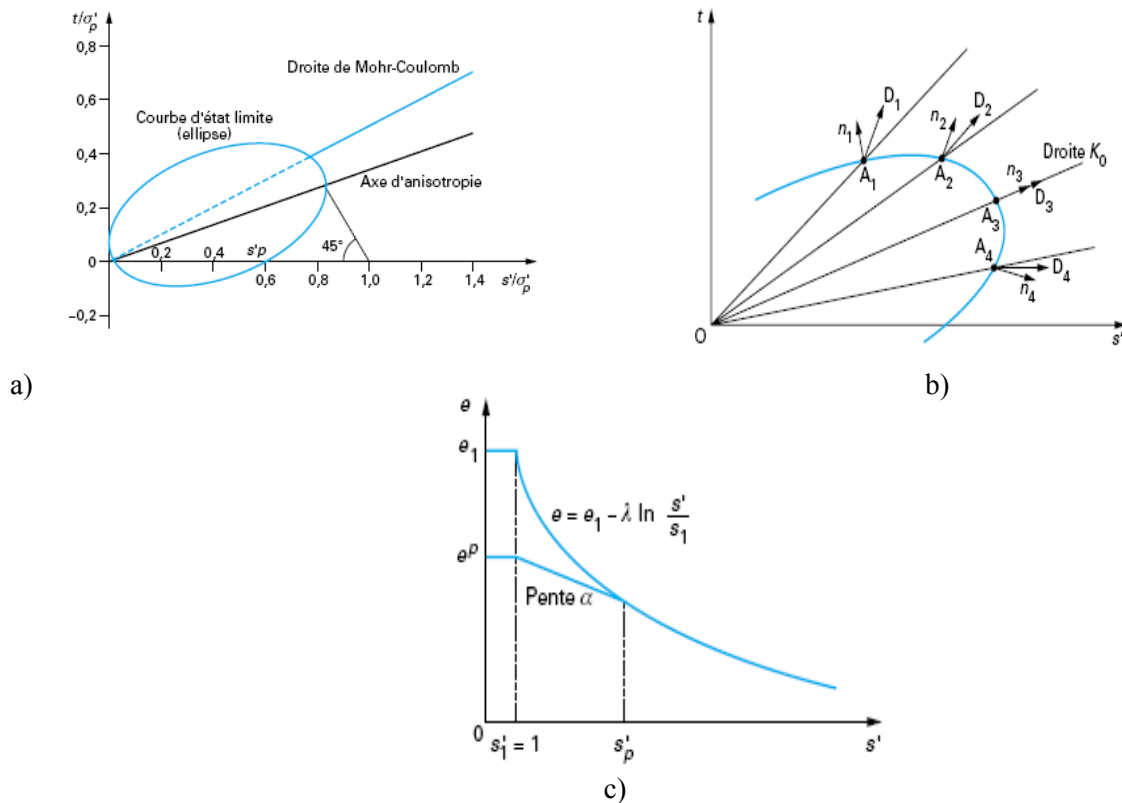


Figure I.7 : a) Surface de charge ou courbe d'état limite du modèle MÉLANIE, b) Direction des déformations plastiques et surface de charge du modèle MÉLANIE .c) Définition du paramètre d'écroissance s'_p .

I.6.2.4.2 Détermination des paramètres du modèle MÉLANIE :

Les paramètres du modèle MÉLANIE peuvent être déterminés à partir d'essais triaxiaux drainés et non drainés avec mesure de la pression interstitielle, et d'essais oedométriques classiques (tableau I.3).

Paramètres	Principe de la détermination
$e_0, K_0^{nc}, K_0^{oc}, \sigma'_{V0}$	Ces paramètres sont déterminés à partir de l'état de contrainte initiale verticale et des résultats d'essais en place ou en laboratoire. Les coefficients de pression des terres au repos (pour les sols normalement consolidés) et (pour les sols surconsolidés) sont donnés par les relations : $K_0^{nc} = 1 - \sin \varphi' \text{ et } K_0^{oc} = K_0^{nc} \sqrt{\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{V0}}} \quad (\text{I.34}).$ La pression de préconsolidation σ'_p est déduite de l'essai oedométrique.
$E'_V, E'_h, \nu'_{Vh}, \nu'_{hh}, G'_{Vh}$	Détermination à partir des résultats d'essais triaxiaux avec consolidation anisotrope sur des éprouvettes d'orientations différentes. Toutefois, dans la pratique, il est admis que les quantités $\frac{E'_h}{E'_V}, \frac{G'_{Vh}}{E'_V}, \nu'_{Vh}, \nu'_{hh}$ ont des valeurs fixes, qui sont en général choisies d'après les valeurs trouvées sur des sites de référence. Il reste alors à déterminer le module vertical : par exemple, à partir de la courbe oedométrique au moyen de la relation : $E'_V = \frac{(1 + e_0)(\sigma'_p - \sigma'_{V0})E'_h}{C_s \ln \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{V0}}} \left(1 - 2 \frac{\nu'^2_{Vh} E'_h}{(1 - \nu'_{Vh}) E'_V} \right) \quad (\text{I.35}).$ Où C_s est l'indice de gonflement déduit de l'essai oedométrique.
e_1, s'_1, λ	L'indice des vides e_1 peut être déterminé expérimentalement dans un essai oedométrique ou calculé au moyen de la relation : $e_1 = e_0 - \alpha (s'_1 - s'_p) + \lambda \ln \frac{s'_p}{s'_1} \quad (\text{I.36}).$ Où s'_p définit la position initiale de la surface de charge ou courbe d'état limite. La pression de référence s'_1 est souvent choisie égale à 1 kPa. Une autre valeur peut être retenue selon le système d'unité des contraintes utilisé. Le paramètre λ est souvent relié à l'indice de compression C_c, déterminé à l'essai oedométrique, par la relation : $\lambda = \frac{C_c}{\ln 10} \quad (\text{I.37}).$

Tableau I.3: Détermination des paramètres du modèle MÉLANIE.

I.7 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 écrouissable 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.E. GENSA. JOSA A [13]. Ce modèle est capable de reproduire un grand nombre de traits caractéristiques du comportement mécanique des sols non saturés comme :

- La contrainte apparente de préconsolidation 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.

I.7.1 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 [14].

I.7.2 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 élastoplastique 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 contractance et de dilatance associées à écoulement positif ou négatif [14].

I.7.2.1 Comportement sous chargement isotrope :

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

$$\begin{cases} p = -(\sigma + p_g); \sigma = 1/3 \sigma_{ii} \\ p_c \end{cases} \quad (I.38)$$

Avec :

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

p_c : La pression capillaire ;

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

$[p \times p_c] \rightarrow$ Le plan définit la surface de charge.

$e \rightarrow$ 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 I.8 $[\log p \times e]$, le comportement est défini par :

$$de = -\lambda(p_c) \frac{dp}{p} \quad (I.39)$$

[Alonso et al. ont proposé la fonction : $\lambda(p_c) = \lambda(0) ((1-r) \exp(-\beta p_c) + r)$].

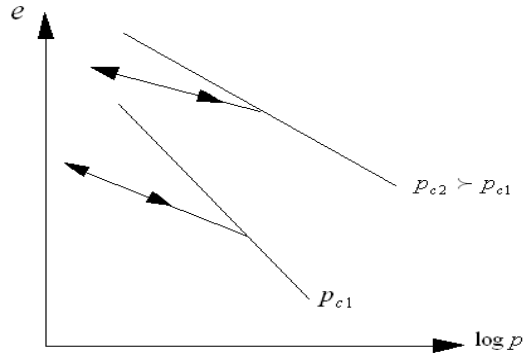


Figure I.8 : Variation de l'indice de vides avec la pression moyenne nette lorsque $p_c = \text{cste}$.

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 I.9), tel que :

$$-kp_c \leq p \leq PLC(p_c, p_0).$$

$$\text{Avec : } PLC(p_c, p_0) = p_r \left(\frac{p_0}{p_r} \right)^{\frac{\lambda(0)-\kappa}{\lambda(p_c)-\kappa}} \quad (I.40)$$

LC : loading collapse.

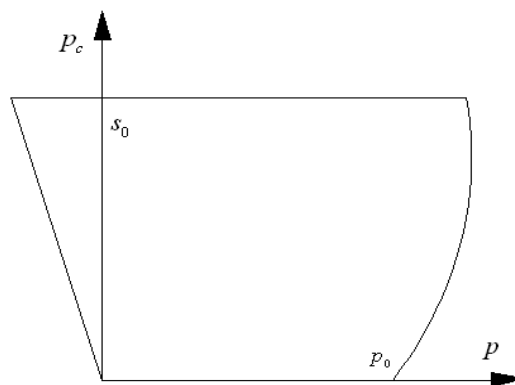


Figure I.9 : Domaine d'élasticité dans le plan $[p \times p_c]$.

La courbe $PLC(p_c, p_0)$ est un des éléments-clés du modèle, car elle permet de représenter les phénomènes d'effondrement observés lors d'une imbibition du sol (figure I.10). 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^p est définie par les règles d'écoulement suivantes:

$$\begin{cases} de^p < 0 \text{ si } p = PLC \text{ et } dp > 0 \\ de^p \geq 0 \text{ si } p = -kp_c \text{ et } dp = 0 \\ de^p = 0 \text{ sinon} \end{cases} \quad (I.41)$$

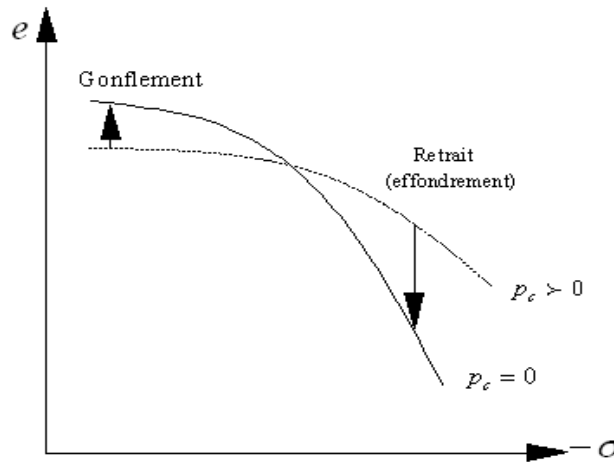


Figure I.10: Comportement volumique caractéristique d'un sol non saturé à pression capillaire constante.

p_0 est un paramètre d'écrouissage gouverné par l'indice des vides plastique, suivant la lois d'écrouissage donnée par l'expression suivante :

$$\frac{dp_0}{p_0} = -\frac{de^p}{\lambda(0) - \kappa} \quad (I.42)$$

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

$p_c < s_0 \rightarrow$ la réponse du sol est élastique, tel que :

$$de^e = -\kappa_s \frac{dp_c}{p_c + p_{atm}} \quad (I.43)$$

Quand $p_c = s_0 \rightarrow$ l'apparition de déformation irréversible.

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

$$p_c \leq s_0 \quad (I.44)$$

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

$$\begin{cases} de^p < 0 \text{ si } p = s_0 \text{ et } dp_c > 0 \\ de^p = 0 \text{ sinon} \end{cases} \quad (I.45)$$

s_0 est un paramètre d'écrouissage donnée par l'expression suivante :

$$\frac{ds_0}{s_0} = - \frac{de^p}{\lambda_s - \kappa_s} \quad (I.46)$$

L'ensemble des paramètres définissant le comportement sous chargement isotrope est figurent dans le tableau I.4.

Paramètre	Valeur
κ	0,01-0,02
$\lambda(0)$	0,06-0,2
r	0,25-0,75
$\beta(MPa^{-1})$	12-20
κ_s	0,001-0,1
λ_s	0,02-0,08
$p_r(MPa)$	0,01-0,1
k	0,6-1,25
$p_0(MPa)$	0,04-0,2
$s_0(MPa)$	0,02-1,1

Tableau I.4: Valeurs caractéristiques de paramètres [14].

I.7.2.2 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 $\varepsilon = 2\varepsilon_3 + \varepsilon_1$. Elle est liée à l'indice des vides par la relation $\varepsilon = (e - e_0)/(1 + e_0)$.

La principale caractéristique qu'Alonso et al. ont voulu donner au modèle est que, lorsque l'on y impose une pression capillaire nulle (condition supposé 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 I.11). Tel que, l'équation de l'ellipse est donnée par :

$$q + M(p + kp_c)(p - PLC) = 0 \quad (I.47)$$

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

$$\frac{\sigma_3 - \sigma_1}{2} + \left(\frac{\sigma_3 + \sigma_1}{2} + p_g \right) \frac{3M}{6+M} - kp_c \frac{3M}{6+M} = 0 \quad (I.48)$$

(Représente un critère de Coulomb d'angle de frottement interne $\varphi = 3M/(6+M)$ et de cohésion $C = kp_c \tan \varphi$).

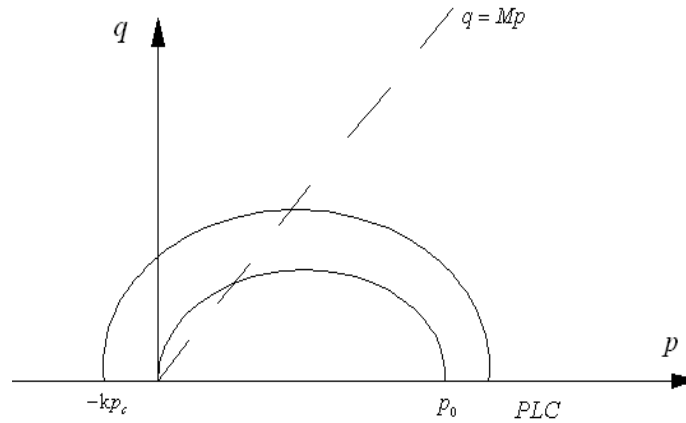


Figure I.11: Coupes à pression capillaire constante représentant les domaines d'élasticité dans le plan $[p \times q]$.

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

$$d\gamma^e = \frac{1}{3\mu} dq, \text{ avec : } \gamma^e = \frac{2}{3}(\varepsilon_1^e - \varepsilon_3^e) \quad (I.49)$$

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

$$\frac{d\gamma^p}{d\varepsilon^p} = -\frac{2q\alpha}{M^2(2p + kp_c - PLC)} \quad (I.50)$$

Où $d\varepsilon^p = \frac{de^p}{\nu_0}$ 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 :

$$\alpha = \frac{M(9-M)(3-M)}{9(6-M)} \frac{\lambda(0)}{\lambda(0) - \kappa} \quad (\text{I.51})$$

Les nouveaux paramètres du modèle associés au comportement sous chargement triaxial sont M et μ (tableau I.6)

Paramètre	Valeur
$\mu(\text{MPa})$	3-10
M	0,8-1,2

Tableau I.5: Valeurs caractéristiques de paramètres [14].

CHAPITRE II

LES MÉTHODES D'INTERACTION SOL-STRUCTURE FLUIDE-STRUCTURE

II.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 [15], [16], [17].

On considère l'interaction sol-structure :

- Dans le but d'inclure dans les modes de déformations, les mouvements à la base de la structure.

- Pour obtenir une meilleure approximation de la période de vibration du système couplé qui sera plus long que la période du système avec base rigide.

II.1.1 Définitions :

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

II.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 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.

II.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, en particulier pour les problèmes de fondations de machines. Ces fonctions sont appelées fonction d'impédance de la fondation. Les fonctions d'impédance sont définies généralement sous une forme complexe comportant une partie réelle caractérisant la rigidité et une partie imaginaire caractérisant l'amortissement du sol.

Ce genre de fonction d'impédance peut être utilisé dans une analyse dans le domaine fréquentiel. Cependant, l'analyse d'un système compliqué, nécessitant la mise en œuvre d'un

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

II.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 :

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{Q_f\} \quad (II.1)$$

$[M], [C], [K]$: Les matrices de masse, amortissement et raideur du système représenté par la figure II.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 définit par :

$$\{u\} = \{u_i\} + \{u_f\} \quad (II.2)$$

On décompose le problème en deux sous problèmes :

- **Problème de réponse du sol en champ libre** (figure II.1 b) :

$$[M_f]\{\ddot{u}_f\} + [C_f]\{\dot{u}_f\} + [K_f]\{u_f\} = \{Q_f\} \quad (II.3)$$

- **Problème source** (figure II.1 c) :

$$[M]\{\ddot{u}_i\} + [C]\{\dot{u}_i\} + [K]\{u_i\} = \{Q_i\} \quad (II.4)$$

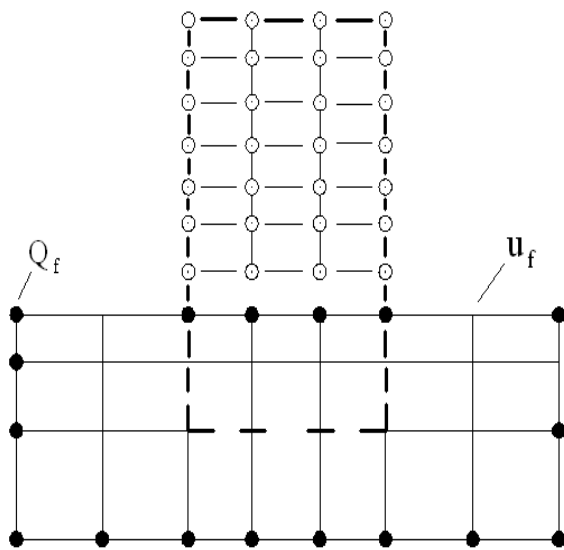
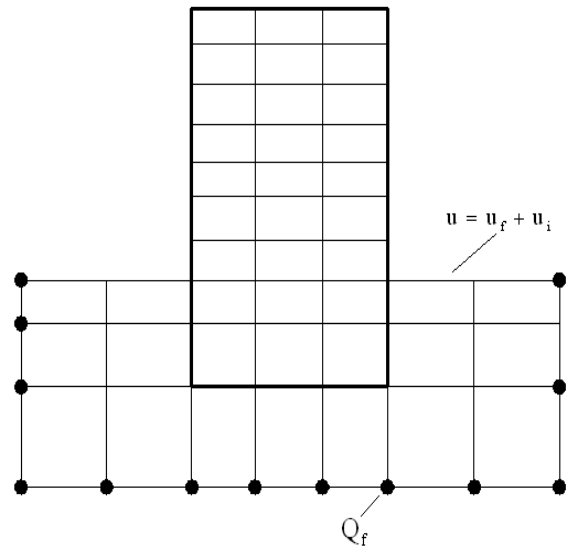
Tel que $\{Q_i\}$ est donné par :

$$\{Q_i\} = [[M] - [M_f]]\{\ddot{u}_f\} + [[C] - [C_f]]\{\dot{u}_f\} + [[K] - [K_f]]\{u_f\} \quad (II.5)$$

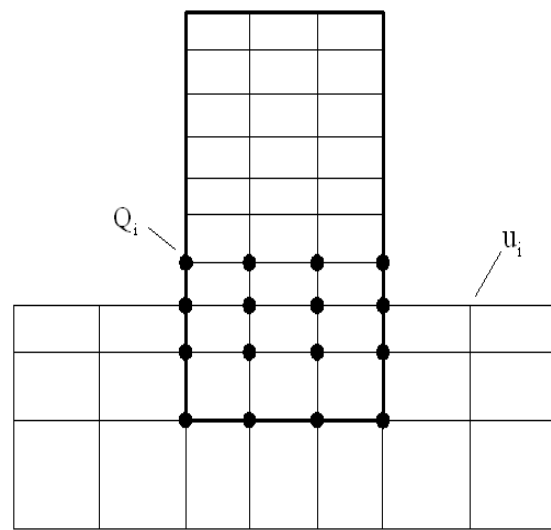
A partir de cette dernière équation, on conclue qu'il y a interaction dès qu'il y a différence de masse ou de raideur entre le sol et la structure.

- Noeuds chargés
- Noeuds fixés

a. Problème d'interaction.



b. Réponse en champ libre.



c. Interaction sol-structure.

Figure II.1: Théorème de superposition pour l'interaction sol-structure.

II.1.3 Méthodes d'analyse de l'interaction sol-structure :

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

- a) Méthodes globales.
- b) Méthodes de sous-structure.
- c) 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 :

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{Q_f\} \quad (II.6)$$

(La mise en œuvre pratique de telles solutions est illustrée sur la figure II.2).

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 d'un 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 [17].

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

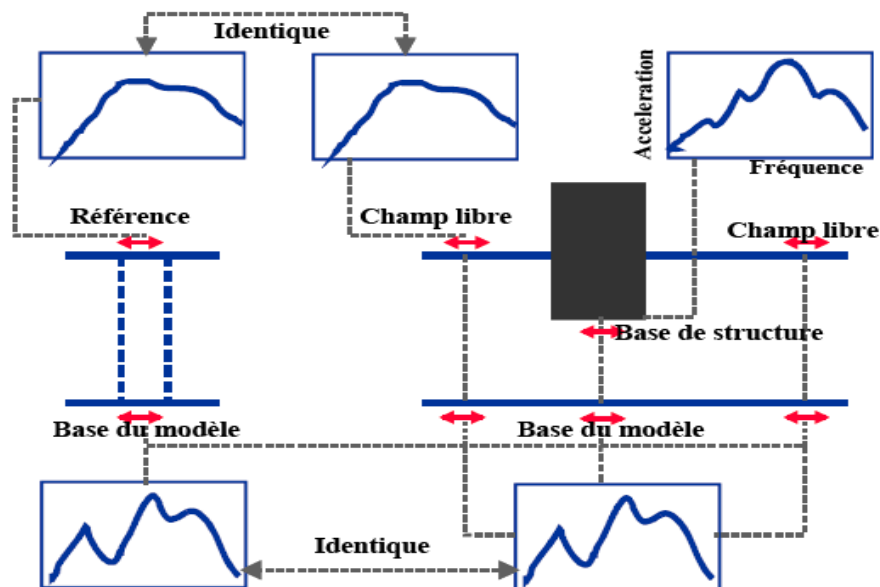


Figure II.2: Représentation schématique d'un calcul interaction sol-structure méthode globale.

Remarque :

Un des avantages principaux des méthodes globales est leur capacité à prendre en compte les hétérogénéités résultant soit des variations de faciès, soit des variations des caractéristiques de sol provenant de non linéarités. L'expérience montre qu'elles sont généralement mieux adaptées et plus faciles de mise en œuvre pour l'étude d'ouvrages enterrés.

b) Méthodes de sous-structure :

Les méthodes de sous-structure font appel au principe de superposition (figure II.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 globale. 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, illustré à la figure II.3, 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 :

$$\begin{pmatrix} m_s & 0 \\ 0 & m_b \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_s \\ \ddot{u}_b \end{Bmatrix} + \begin{pmatrix} k_{ss} & k_{sb} \\ k_{bs} & k_{bb} \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} u_s \\ u_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ P_b \end{Bmatrix} \quad (II.7)$$

- Sol :

$$\begin{pmatrix} m_f & 0 \\ 0 & m_a \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_f \\ \ddot{u}_a \end{Bmatrix} + \begin{pmatrix} k_{ff} & k_{fa} \\ k_{af} & k_{aa} \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} u_f \\ u_a \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -P_b \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (II.8)$$

- En absence de structure :

$$\begin{pmatrix} m_f & 0 \\ 0 & m_a \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_f^* \\ \ddot{u}_a^* \end{Bmatrix} + \begin{pmatrix} k_{ff} & k_{fa} \\ k_{af} & k_{aa} \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} u_f^* \\ u_a^* \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (\text{II.9})$$

Tel que u^* représente le déplacement *d'interaction cinématique*.

Désignant par :

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

On aura :

$$\begin{pmatrix} m_f & 0 \\ 0 & m_a \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_f^i \\ \ddot{u}_a^i \end{Bmatrix} + \begin{pmatrix} k_{ff} & k_{fa} \\ k_{af} & k_{aa} \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} u_f^i \\ u_a^i \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -P_b \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (\text{II.10})$$

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

$$[-\omega^2 [M] + [K]] \{\tilde{u}^i\} = \{-\tilde{P}\} \quad (\text{II.11})$$

Sous forme condensé :

$$[S_f(\omega)] \{\tilde{u}_f^i(\omega)\} = \{-\tilde{P}_b(\omega)\} \quad (\text{II.12})$$

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 :

$$\left[-\omega^2 \begin{pmatrix} m_s & 0 \\ 0 & m_b \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} k_{ss} & k_{sb} \\ k_{bs} & k_{bb} + S_f \end{pmatrix} \right] \begin{Bmatrix} \tilde{u}_s \\ \tilde{u}_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ S_f \tilde{u}_f^* \end{Bmatrix} \quad (\text{II.13})$$

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 ave le sol.

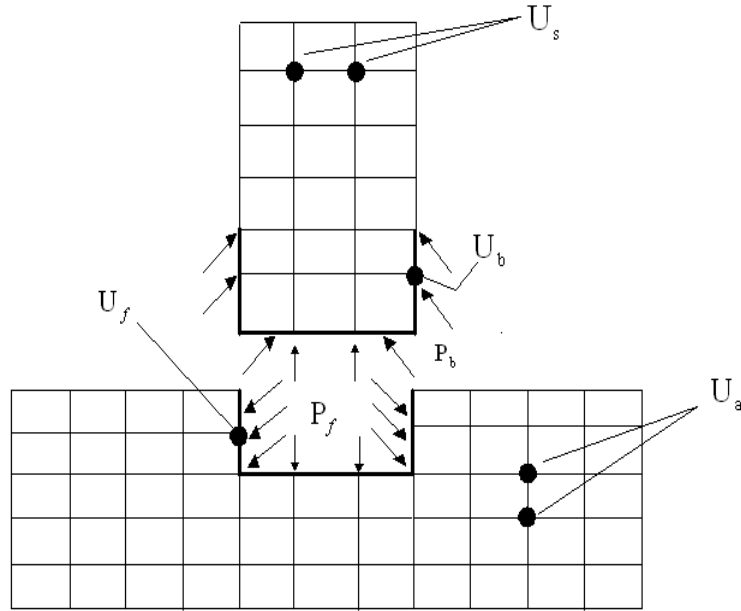


Figure II.3: Méthode des sous-structures : Méthode de frontière.

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 :

$$\{\tilde{u}_b\} = [T] \{\tilde{u}_0\} \quad (\text{II.14})$$

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

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

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

$$\{\tilde{P}_0\} = [T]^T \{\tilde{P}_b\} \quad (\text{II.15})$$

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

$$-\omega^2 [M] + \begin{pmatrix} k_{ss} & k_{sb} T \\ T^T k_{bs} & T^T (k_{bb} + S_f) T \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \tilde{u}_s \\ \tilde{u}_0 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ T^T S_f \tilde{u}_f^* \end{Bmatrix} \quad (\text{II.16})$$

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 (II.16) montre que la réponse du système peut être obtenue en appliquant, à son support, un mouvement défini par :

$$K^{-1} T^T S_f \tilde{u}_f^* = T^T \tilde{u}_f^* \quad (\text{II.17})$$

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 (II.9);
- b) Détermination de la matrice d'impédance de la fondation (équation (II.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 (II.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 et est illustrée sur la figure II.4. 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.

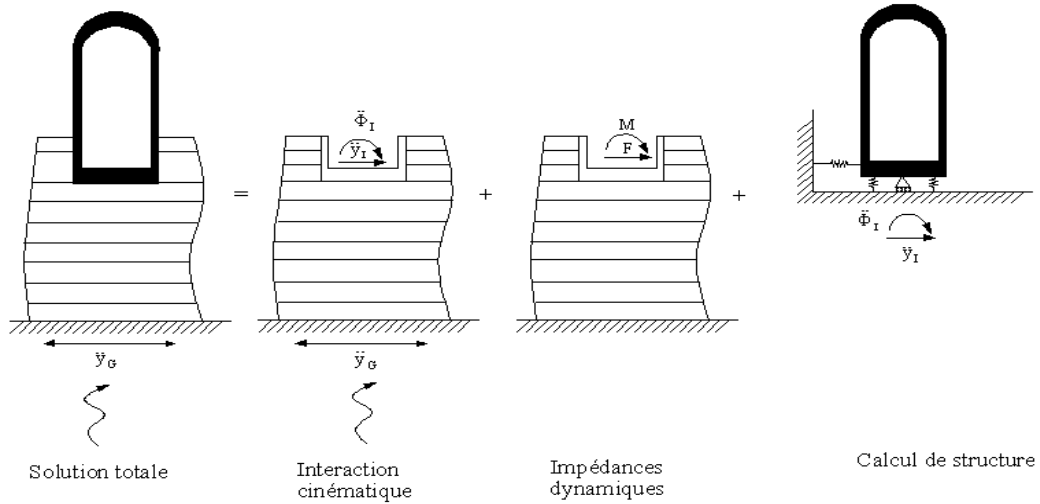


Figure II.4: Théorème de superposition de KAUSEL.

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 (II.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 [17] (figure II.5).

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

- Sol :

$$\begin{pmatrix} a_{ff} & a_{fg} & a_{fb} \\ a_{gf} & a_{gg} & a_{gb} \\ a_{bf} & a_{bg} & a_{bb} \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} u_f \\ u_g \\ u_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} Q_f \\ 0 \\ Q_b \end{Bmatrix} \quad (\text{II.18})$$

- *Structure (moins sol excavé):*

$$(II.19)$$

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

$$(II.20)$$

Par soustraction des équations (II.20) et (II.18), et par condensation aux f degrés de liberté, on obtient :

(II.21)

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

$$(II.22)$$

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

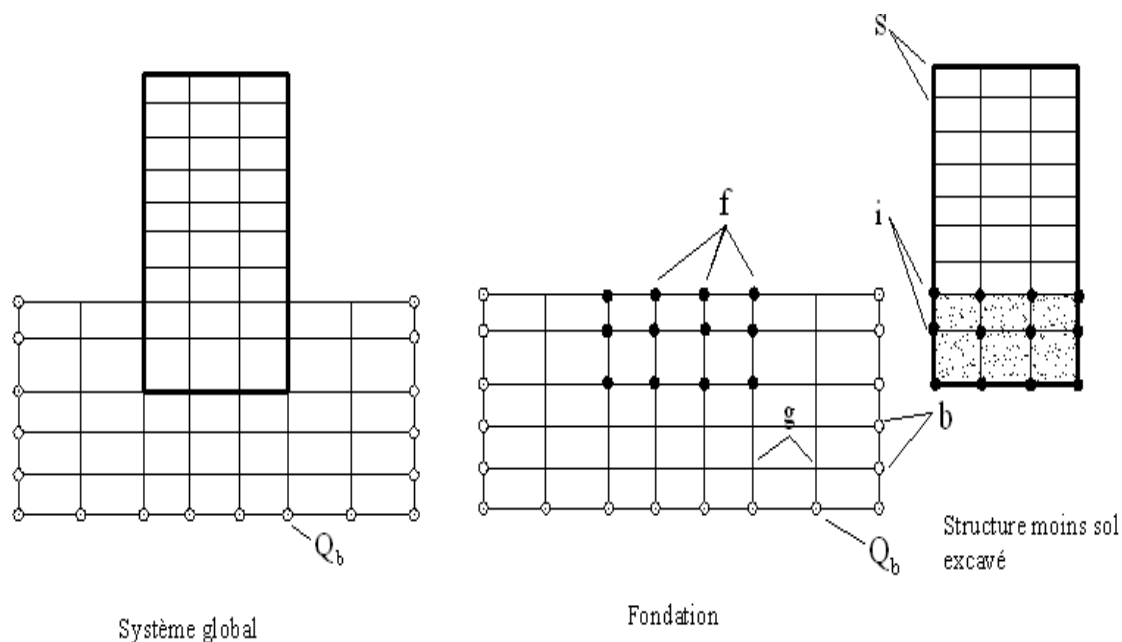


Figure II.5: Méthode des sous-structures : Méthode de volume.

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 [17], ont développé une méthode *hybride* qui, dans son principe, consiste à séparer le sol en un champ libre et un champ lointain (figure II.6). 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.

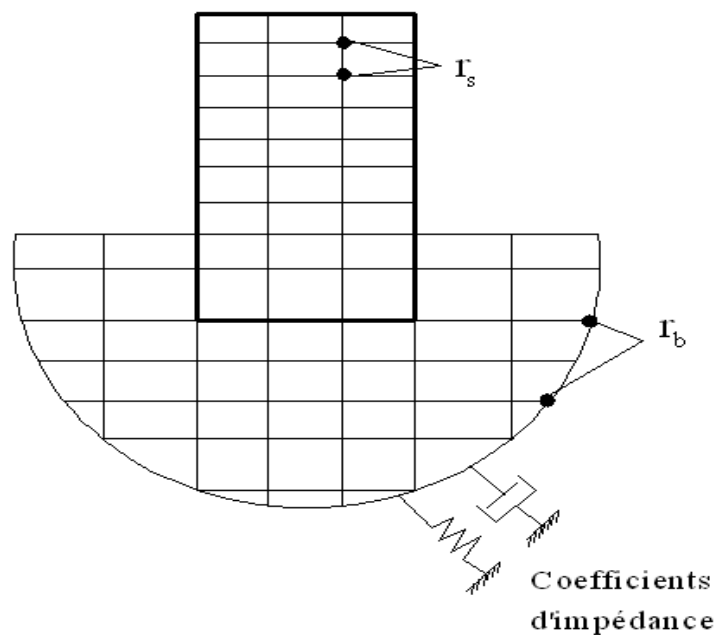


Figure II.6: Méthode Hybride.

II.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.

II.2.1 Les différentes méthodes d'interaction fluide-structure :

II.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 :

$$P(y=0) = \frac{7}{8} \rho_w H \left(1 - \frac{Z}{H}\right)^{1/2} \ddot{u}_g \quad (\text{II.23})$$

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.

II.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 :

$$C_n = \sqrt{1 - \frac{16\gamma_w H_1^2}{n^2 g k T^2}} = \left[1 - \frac{1}{n^2} \left(\frac{T_0}{T} \right)^2 \right]^{1/2} \text{ et } T_0 = \frac{4H}{C} \quad (\text{II.24})$$

$$P(Z) = \frac{8\alpha H}{\pi^2} \gamma_w \sum_{1,3,5} \frac{1}{n^2 C_n} \sin\left(\frac{n\pi}{2H} Z\right) \quad (\text{II.25})$$

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 ($C \cong 1440 \text{ m/s}$).

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

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

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

- La répartition parabolique de WESTERGAARD :

$$P(Z) = \frac{7}{8} \alpha \gamma_w \sqrt{HZ} \quad (\text{II.26})$$

- La répartition elliptique de KARMAN :

$$P(Z) = 0.707 \alpha \gamma_w \sqrt{Z(2H - Z)} \quad (\text{II.27})$$

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 :

$$P(Z) = \frac{7}{8} C'_0 \alpha \gamma_w \sqrt{HZ} \quad (\text{II.28})$$

II.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.

II.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 issus de la méthode présentée par B.TILIOUINE et A.SEGHIR, 97. Le système est représenté dans la figure II.7 avec les différentes conditions aux limites [18].

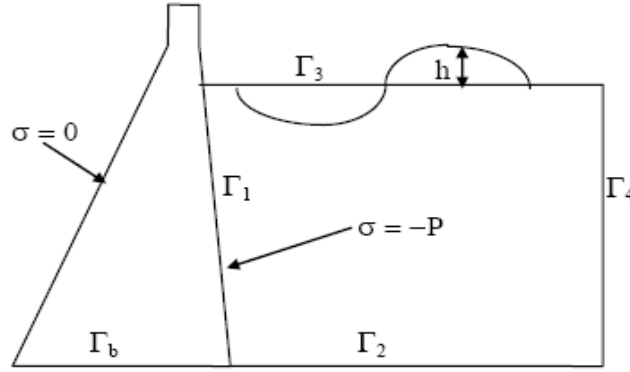


Figure II.7: Présentation du barrage.

Les équations d'équilibre dynamique :

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = QP - F \quad (II.29)$$

$$S\ddot{P} + D\dot{P} + HP = -\rho Q^T \ddot{U} \quad (II.30)$$

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

$S\ddot{P}$: représentent les effets combiné 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 son ignorées).

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

HP : 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 :

$$Q = - \int_{\Gamma_1} N_u^T n N_p d\Gamma. S = \int_{\Omega} N_p^T \frac{1}{C^2} N_p d\Omega - \int_{\Omega} N_p^T \frac{1}{g} N_p d\Gamma \quad (II.31)$$

$$D = \int_{\Gamma_4} N_p^T \frac{1}{C} N_p d\Gamma. H = \int_{\Omega} \nabla N_p^T \nabla N_p d\Omega \quad (II.32)$$

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

$$\begin{pmatrix} M & 0 \\ \rho Q^T & S \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U} \\ \ddot{P} \end{Bmatrix} + \begin{pmatrix} C & 0 \\ 0 & D \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{U} \\ \dot{P} \end{Bmatrix} + \begin{pmatrix} K & -Q \\ 0 & H \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} U \\ P \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (II.33)$$

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

$$\begin{pmatrix} \rho M + QH^{-1}\rho^2 Q^T & \rho QH^{-1}S \\ \rho SH^{-1}Q^T & SH^{-1}S \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U} \\ \ddot{P} \end{Bmatrix} + \begin{pmatrix} \rho K & 0 \\ 0 & S \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{U} \\ \dot{P} \end{Bmatrix} = 0 \quad (II.34)$$

II.2.1.2.2 Modèle pour l'analyse transitoire dans le domaine temps du système barrage-reservoir 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. COŞKUN, B. TAŞKIN. La figure II.8 illustre la géométrie du système étudié [19].

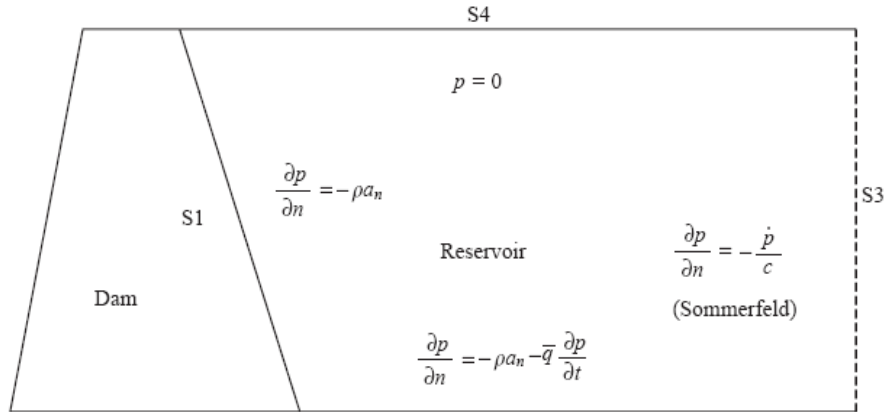


Figure II.8: Le système barrage réservoir.

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

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[M]\{\ddot{u}_g\} + \{E(t)\} \quad (II.35)$$

$\{E(t)\}$: Le vecteur nodal des forces associées à la pression hydrodynamique du réservoir.

On utilise la matrice d'amortissement de type Rayleigh :

$$[C] = b_1[M] + b_2[K] \quad (II.36)$$

(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 :

$$\nabla^2 p = \frac{1}{c^2} \frac{\partial^2 p}{\partial t^2} \quad (\text{II.37})$$

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

$$[G]\{\ddot{p}\} + [C_f]\{\dot{p}\} + [H]\{p\} = \{b\}. \quad (\text{II.38})$$

Avec :

$$H_{ij} = \sum_{R_e} \int \left[\frac{\partial N_i}{\partial x} \frac{\partial N_j}{\partial x} + \frac{\partial N_i}{\partial y} \frac{\partial N_j}{\partial y} \right] dR; \quad (\text{II.39})$$

$$G_{ij} = \sum_{R_e} \frac{1}{c^2} \int N_i N_j dR; \quad (\text{II.40})$$

$$\{b\}^T = \left\{ -\rho S^T (\ddot{u}_s + \ddot{u}_g) \quad -\rho S^T \ddot{u}_g \quad 0 \quad 0 \right\} \quad (\text{II.41})$$

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

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 (II.35) :

$$[\bar{K}]\{u^i\} = \{R^i\} / i : i^{eme} \text{ étape.} \quad (\text{II.42})$$

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

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

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

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

- Appliquant la même méthode à l'équation (II.38) :

$$[\bar{H}]\{p^i\} = \{b^i\} \quad (\text{II.43})$$

$$\text{avec : } [\bar{H}] = [H] + a_0 [G] + a_1 [C_f]$$

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

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

$$\{\ddot{u}_s^i\} = a_0 \left(\{u_s^i\} - \{u_s^{i-1}\} \right) - a_2 \{\dot{u}_s^{i-1}\} - a_3 \{\ddot{u}_s^{i-1}\} \quad (\text{II.44})$$

Avec :

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

Tel que :

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

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

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

Donc :

$$[\hat{K}] = [K] + a_0 ([M] + [\bar{M}]) + a_1 [C] \quad (\text{II.45})$$

$$\begin{aligned} \{\hat{R}^i\} = & -([M] + [\bar{M}])\{\ddot{u}_g\} + ([M] + [\bar{M}])\left(a_0 \{u^{i-1}\} + a_2 \{\dot{u}^{i-1}\} + a_3 \{\ddot{u}^{i-1}\}\right) \\ & + [C]\left(a_1 \{u^{i-1}\} + a_4 \{\dot{u}^{i-1}\} + a_5 \{\ddot{u}^{i-1}\}\right) - \{E^*\} \end{aligned} \quad (\text{II.46})$$

$$[\bar{M}] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \bar{M}_s \end{bmatrix} / [\bar{M}_s] = \rho [S][h_{11}][S^T] \quad (\text{II.47})$$

$$\begin{aligned} \{E_{s1}^*\} = & [S][h_1][G][G]\left(a_0 \{p^{i-1}\} + a_2 \{\dot{p}^{i-1}\} + a_3 \{\ddot{p}^{i-1}\}\right) \\ & + [S][h_1][C_f]\left(a_1 \{p^{i-1}\} + a_4 \{\dot{p}^{i-1}\} + a_5 \{\ddot{p}^{i-1}\}\right) + \rho [S][h_{12}][S^T]\{\ddot{u}_g^i\} \end{aligned} \quad (\text{II.48})$$

- La vitesse et l'accélération :

$$\{\dot{u}^i\} = \{\dot{u}^{i-1}\} + a_6 \{\ddot{u}^{i-1}\} + a_7 \{\ddot{u}^i\} \quad (\text{II.49})$$

$$\{\ddot{u}^i\} = a_0 \left(\{u^i\} - \{u^{i-1}\} \right) - a_2 \{\dot{u}^{i-1}\} - a_3 \{\ddot{u}^{i-1}\} \quad (\text{II.50})$$

$$a_6 = \Delta t(1 - \gamma) \text{ et } a_7 = \gamma \Delta t \quad (\text{II.51})$$

- La première et la seconde dérivée de la pression :

$$\{\dot{p}^i\} = \{\dot{p}^{i-1}\} + a_6 \{\ddot{p}^{i-1}\} + a_7 \{\ddot{p}^i\} \quad (\text{II.52})$$

$$\{\ddot{p}^i\} = a_0 \left(\{p^i\} - \{p^{i-1}\} \right) - a_2 \{\dot{p}^{i-1}\} - a_3 \{\ddot{p}^{i-1}\} \quad (\text{II.53})$$

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

II.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 poids en béton 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 symétrisation 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.

II.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") [20].

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

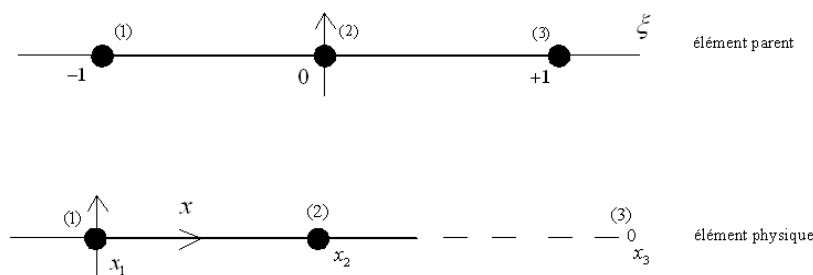


Figure II.9: Transformation géométrique de l'élément semi-infini.

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 :

$$x = \left(1 + \frac{2\xi}{1-\xi}\right)x_2 - \left(\frac{2\xi}{1-\xi}\right)x_1 \quad (\text{II.54})$$

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 II.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 nœuds de contact entre les deux maillages [21].

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 :

$$\sigma_{ij,j} + f_i = \rho_s \ddot{u}_i \quad |\Omega_s \quad (\text{II.55})$$

Avec les conditions aux limites suivantes :

$$\sigma_{ij,j} n_j = p n_j \quad |\Gamma_1 ; \sigma_{ij,j} n_j = 0 \quad |\Sigma_s - \Gamma_1 - \Gamma_b ; u_i = 0 \quad |\Gamma_b \quad (\text{II.56})$$

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 :

$$\begin{aligned} \Delta p - \frac{1}{C^2} \ddot{p} &= 0 \quad |\Omega_f & (\text{a}) \\ \frac{\partial p}{\partial n} &= -\rho \ddot{u}_n \quad |\Gamma_1 ; \frac{\partial p}{\partial n} = 0 \quad |\Gamma_2 ; \frac{\partial p}{\partial n} = -\frac{1}{\rho g} \ddot{p} \quad |\Gamma_2 & (\text{b}) \end{aligned} \quad (\text{II.57})$$

$\ddot{u}_n$ 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 :

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\frac{1}{C} \dot{p} \quad |\Gamma_4 \quad (\text{II.58})$$

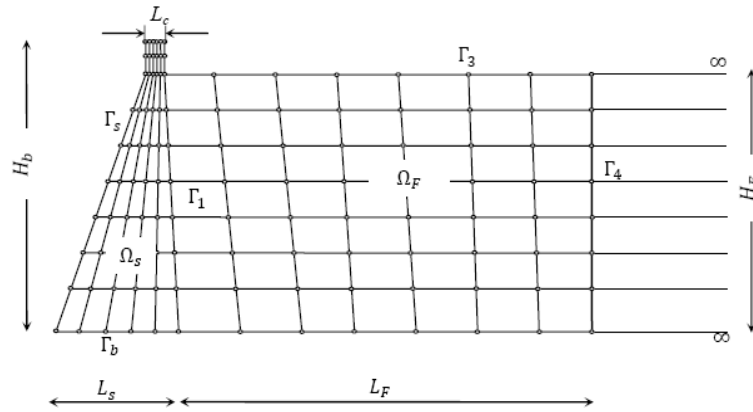


Figure II.10: Maillage du barrage et du réservoir.

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 II.55 et II. 57.a. avec introduction du terme d'amortissement de la structure dans le système matriciel :

$$\begin{bmatrix} M_S & 0 \\ \rho Q^T & M_F \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U} \\ \ddot{P} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_S & 0 \\ 0 & C_F \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{U} \\ \dot{P} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_S & -Q \\ 0 & K_F \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U \\ P \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_g \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (\text{II.58})$$

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. La matrice "d'amortissement fluide" associée aux effets de radiation n'intervient pas dans le modèle de couplage éléments finis – éléments infinis.

❖ **Implémentation des éléments infinis :**

L'objectif principal visé dans l'emploi des éléments infinis pour l'analyse des systèmes barrage-réservoir est de modéliser économiquement le domaine réservoir non borné et d'éviter l'utilisation de la matrice C_F associée à la condition de radiation. En général, deux approches peuvent être utilisées :

- L'approche directe par des fonctions de forme décroissantes.
- L'approche inverse par des transformations géométriques ascendantes.

L'approche directe par des fonctions décroissantes, appliquée ici pour établir un élément infini à partir de l'élément fini isoparamétrique à huit noeuds (Q8), consiste à étendre le domaine de définition des coordonnées naturelles en dehors de l'élément jusqu'à l'infini dans la direction amont. Les nouvelles fonctions d'interpolation F_i associées au nœud i , sont obtenues en multipliant les fonctions de formes ordinaires N_p par des fonctions décroissant asymptotiquement vers zéro lorsque la coordonnée horizontale tend vers l'infini. Les fonctions décroissantes sont sélectionnées de telle sorte à reproduire l'atténuation de la pression dans la direction amont. Ainsi, les nouvelles expressions des fonctions d'interpolation s'écrivent comme suit :

$$F_i(\xi, \eta) = N_{pi}(\xi, \eta) e^{\frac{\xi_i - \xi}{L}} \quad (\text{II.59})$$

L'indice i fait référence au numéro du nœud, ξ représente la coordonnée horizontale locale et L est un paramètre introduit pour contrôler la sévérité de la décroissance.

La matrice Jacobienne originale ainsi que le maillage d'éléments finis initial du réservoir restent inchangés. L'inclusion de ξ_i a pour but d'assurer que les fonctions de décroissance, par suite les fonctions d'interpolation, prennent des valeurs unitaires aux noeuds pour lesquels elles sont définies. Les modifications nécessaires pour insérer l'approche directe dans un programme de calcul par éléments finis concernent essentiellement l'intégration numérique et l'évaluation des nouvelles fonctions de forme et de leurs dérivées. Les points et poids d'intégration numérique sont calculés selon la méthode de Gauss-Laguerre puis modifiés pour l'intervalle $[-1, \infty[$.

Les matrices "masse fluide" et "rigidité fluide" prennent, pour les éléments infinis, les expressions suivantes :

$$\left(M_{F_\infty}\right)_{ij} = \left[\sum_{-1}^{+1} \int_{-1}^{\infty} F_j \frac{1}{C^2} F_i \det(J) \, a\eta \, d\xi \right] + \left[\int_{-1}^{\infty} F_j \frac{1}{g} F_i \det(J) \, d\xi \right] \Big|_{\eta=1} \quad (\text{II.60})$$

$$\left(K_{F_\infty}\right)_{ij} = \left[\sum_{-1}^{+1} \int_{-1}^{\infty} \left\langle F_{j,\xi} \, F_{j,\eta} \right\rangle \left\{ \begin{matrix} F_{i,\xi} \\ F_{i,\eta} \end{matrix} \right\} \det(J) \, d\eta \, d\xi \right] \quad (\text{II.61})$$

La virgule en indice signifie la différentiation par rapport à la coordonnée locale qui la suit.

II.2.1.3.2 Problème des Vibrations libres :

Le problème des vibrations libres du système couplé barrage-réservoir s'obtient en réécrivant le système d'équations (II.58) sans considération des matrices de dissipation :

$$\left(\begin{bmatrix} M_S & 0 \\ \rho Q^T & M_F \end{bmatrix} \begin{bmatrix} K_S & -Q \\ 0 & K_F \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U \\ P \end{Bmatrix} - \omega^2 \begin{bmatrix} M_S & 0 \\ \rho Q^T & M_F \end{bmatrix} \right) = 0 \quad (\text{II.62})$$

Ce système n'est pas symétrique, par conséquent, les méthodes d'analyse modale usuelles ne sont pas directement applicables. Cependant, il existe plusieurs techniques permettant de le réécrire sous diverses formes symétriques. Toutefois, elles présentent en général, un inconvénient majeur relatif à des changements de variables, des inversions matricielles et des produits de trois matrices [21]. La technique, proposée ici, se base sur l'inversion de la matrice masse de la structure et ne demande aucun changement de variable. De plus les effets des ondes de surface peuvent être facilement inclus. Le système symétrique résultant s'écrit :

$$\left(\begin{bmatrix} \frac{1}{\rho} K_F + Q^T M_S^{-1} Q & -Q^T M_S^{-1} K_S \\ K_S^T M_S^{-1} Q & K_S^T M_S^{-1} K_S \end{bmatrix} - \omega^2 \begin{bmatrix} \frac{1}{\rho} M_F & 0 \\ \rho Q^T & K_S^T \end{bmatrix} \right) \begin{Bmatrix} P \\ U \end{Bmatrix} = 0 \quad (\text{II.63})$$

On voit clairement dans la forme de ce système que les calculs de l'inversion matricielle sont évités puisque l'inverse de la matrice masse diagonale n'est autre que l'inverse de ses éléments diagonaux. Il s'ensuit des réductions considérables dans les calculs des doubles produits matriciels qui se réduisent à de simples produits.

CHAPITRE III

L'ÉTUDE DE BARRAGE PAR LA MÉTHODE DES ÉLÉMENTS FINIS

III.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 [22].

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.

III.2 État de contraintes-déformations:

III.2.1 État de contraintes-déformations dans le cas élastique:

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

$$\sigma_{ij} = E.\varepsilon_{ij} \quad (\text{III.1})$$

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 III.1).

- **Relation contrainte-déformation :**

$$\sigma_{ij} = D\varepsilon_{ij} \quad (\text{III.2})$$

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

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

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

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

Et :

$$\sigma_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma_{ii} & \sigma_{ij} \\ \sigma_{ji} & \sigma_{jj} \end{bmatrix} \equiv \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (\text{III.3})$$

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

La figure III.2 représente les contraintes principales sur un petit élément dans le cas des déformations planes.

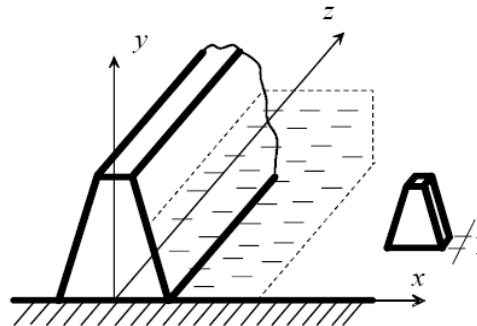
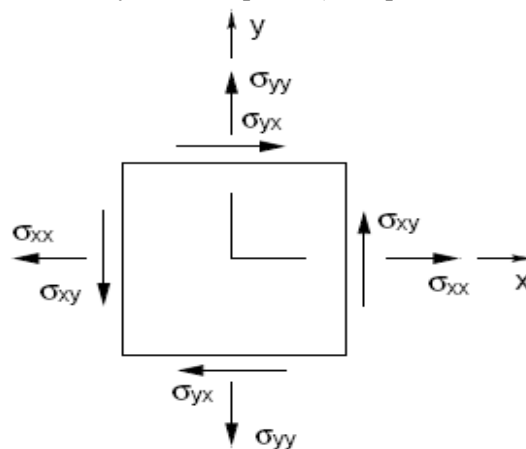


Figure III.1 : Conditions de déformation plane (exemple d'un barrage en terre).



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

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

$$\sigma = \frac{\sigma_X + \sigma_Y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_X - \sigma_Y}{2}\right)^2 + \sigma_{XY}^2} \quad (\text{III.4})$$

$$\tau_{\max} = \sigma_3 = \sqrt{\left(\frac{\sigma_X - \sigma_Y}{2}\right)^2 + \sigma_{XY}^2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \quad (\text{III.5})$$

Le tenseur des déformations est :

$$\varepsilon_{ij} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{ii} & \frac{1}{2}\gamma_{ji} \\ \frac{1}{2}\gamma_{ji} & \varepsilon_{jj} \end{bmatrix} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (\text{III.6})$$

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

• **La relation déformations- déplacements:**

$$\varepsilon_{ij} = S.U_{ij} \quad (\text{III.7})$$

Avec :

$$U_{ij} = \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} \text{ et } S = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (\text{III.8})$$

III.2.2 État de contraintes-déformations dans le cas élastoplastique:

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

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^e + \varepsilon_{ij}^p \quad (\text{III.9})$$

Pour un comportement élastique on a :

$$\sigma_{ij} = D_{ijkl} \varepsilon_{kl}^e \quad (\text{III.10})$$

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 III.3)

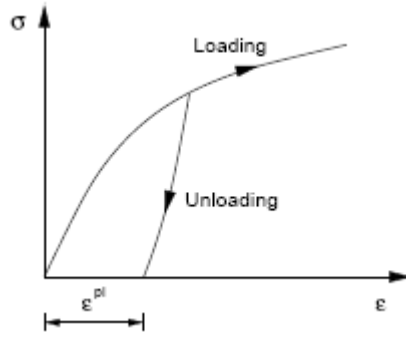


Figure III.3 : *Comportement plastique uniaxial.*

Les déformations plastiques sont défini par :

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda_p \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \quad (\text{III.11})$$

La surface de charge $f(\sigma_{ij}, a_k)$ représente le critère de plasticité permettant de définir le comportement élastoplastique. a_k est une variable d'écrouissage et $d\lambda_p$ étant le multiplicateur plastique [23].

La loi de comportement est donnée par :

$$\{d\sigma_{ij}\} = [\bar{D}]\{d\varepsilon\} \quad (\text{III.12})$$

Où :

$$[\bar{D}] = [D] - \frac{[D]\left\{\frac{\partial f}{\partial \sigma}\right\} \left\{\frac{\partial f}{\partial \sigma}\right\}^t [D]}{\left\{\frac{\partial f}{\partial \sigma}\right\}^t [D]\left\{\frac{\partial f}{\partial \sigma}\right\} + H} \quad (\text{III.13})$$

Avec : H module d'écrouissage.

Alors la matrice de rigidité tangente prend la forme :

$$[\bar{K}_e] = \int_{V_e} [B]^t [C_t] [B] dV \quad (\text{III.14})$$

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

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

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

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

III.3 Application de la méthode des éléments finis:

III. 3.1 Modélisation :

III.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.

III.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.

III.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.

III.3.1.1.3 Fluide :

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

III.3.1.2 Choix de type d'élément :

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

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

Le premier type d'élément a été utilisé pour 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 quadratique ont une précision meilleure, offrent l'avantage de déterminer la réponse dynamique de barrage, avec une très bonne précision d'une part, et réduisent considérablement le temps machine d'autre part, surtout dans une analyse dynamique non linéaire.

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

III.3.1.3 Conditions aux frontières:

Généralement, les barrages sont traités comme un système bidimensionnel dans lequel on considère un comportement planaire, le barrage et le sol de fondation sont considérés comme deux sous structures du système combiné, représentés par un maillage d'éléments finis bidimensionnel, chaque nœud libre de l'élément fini considéré possède deux degrés de liberté (u_x, u_y) .

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

III.3.2 Analyse dynamique :

III.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 extérieur est inférieur au travail virtuel forces intérieur, 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 $\Psi = \delta U$.

$$W = \int_{\Omega} \delta U_i (\sigma_{ij,j} + f_i - \rho \gamma_i) d\Omega \quad (III.15)$$

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

$$W = - \int_{\Omega} \delta \varepsilon^T \cdot \sigma \cdot d\Omega + \int_{\Gamma} \delta U \cdot \sigma \cdot \vec{n} \cdot d\Gamma + \int_{\Omega} \delta U \cdot f \cdot d\Omega - \int_{\Omega} \delta U \cdot \rho \cdot \ddot{U} \cdot d\Omega = 0 \quad (III.16)$$

Ou :

$$\begin{aligned} W_{\text{int}} &= - \int_{\Omega} \delta \varepsilon^T \cdot \sigma \cdot d\Omega && : \text{Travail virtuel intérieur.} \\ W_s &= \int_{\Gamma} \delta U \cdot \sigma \cdot \vec{n} \cdot d\Gamma && : \text{Travail virtuel des forces de surface.} \\ W_v &= \int_{\Omega} \delta U \cdot f \cdot d\Omega && : \text{Travail virtuel des forces de volume.} \\ W_{\Omega} &= \int_{\Omega} \delta U \cdot \rho \cdot \ddot{U} \cdot d\Omega && : \text{Travail virtuel des forces d'inertie.} \end{aligned}$$

Dans le cas du barrage l'expression devient :

$$W = - \int_{\Omega_s} \delta \varepsilon^T \cdot \sigma \cdot d\Omega + \int_{\Gamma_{am}} \delta U \cdot (-P) \cdot \vec{n} \cdot d\Gamma + \int_{\Omega_s} \delta U \cdot \rho \cdot r \cdot \ddot{u}_g \cdot d\Omega - \int_{\Omega_s} \delta U \cdot \rho \cdot \ddot{U} \cdot d\Omega = 0 \quad (III.17)$$

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 :**

$$K_e = \int_{\Omega} [B]^T [D] [B] d\Omega_e \quad (III.18)$$

❖ **Matrice masse :**

$$M = \int_{\Omega_e} N^T \rho N d\Omega_e \quad (III.19)$$

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

L'expression explicite est :

$$M_{JJ} = I \int_{\Omega_e} \rho N_J d\Omega_e \quad (\text{Pour le cas de masse concentrée}), \quad (III.20)$$

I : matrice identité

❖ **Vecteur chargement sismique:**

$$F_i = M.I.\ddot{u}_g \quad (III.21)$$

III.3.2.2 Caractéristiques dynamique du système :

III.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 données par :

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

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 :

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

III.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.

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

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

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

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

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

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

$$C = \alpha_R M + \beta_R K \quad (\text{III.28})$$

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 [24].

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

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

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

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

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

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

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

III.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.

III.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 [25].

Deux grandes familles sont bien connues :

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

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

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

III.3.2.3.2 Le cas linéaire :

III.3.2.3.2.1 Méthode de différences finies centrées :

i) Conditions initiales :

$$1. \quad \ddot{u}_0 = \frac{p_0 - c\dot{u}_0 - ku_0}{m} \quad (\text{III.35})$$

$$2. \quad u_{-1} = u_0 - \Delta t \dot{u}_0 + \frac{(\Delta t)^2}{2} \ddot{u}_0 \quad (\text{III.36})$$

$$3. \quad \tilde{k} = \frac{m}{(\Delta t)^2} + \frac{c}{2\Delta t} \quad (\text{III.37})$$

$$4. \quad a = \frac{m}{(\Delta t)^2} - \frac{c}{2\Delta t} \quad (\text{III.38})$$

$$5. \quad b = k - \frac{2m}{(\Delta t)^2} \quad (\text{III.39})$$

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

$$1. \quad \tilde{p}_i = p_i - au_{i-1} - bu_i \quad (\text{III.40})$$

$$2. \quad u_{i+1} = \frac{\tilde{p}_i}{\tilde{k}} \quad (\text{III.41})$$

$$3. \quad \dot{u}_i = \frac{u_{i+1} - u_{i-1}}{2\Delta t} ; \ddot{u}_i = \frac{u_{i+1} - 2u_i + u_{i-1}}{2(\Delta t)^2} \quad (\text{III.42})$$

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

III.3.2.3.2.2 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 :

$$1. \quad \ddot{u}_0 = \frac{p_0 - c\dot{u}_0 - ku_0}{m} \quad (\text{III.43})$$

2. Choisir Δt

$$3. \quad \tilde{k} = k + \frac{m}{\beta(\Delta t)^2} + \frac{\gamma c}{\beta\Delta t} \quad (\text{III.44})$$

$$4. \quad a = \frac{1}{\beta\Delta t} m + \frac{\gamma}{\beta} c \quad (\text{III.45})$$

$$5. \quad b = \frac{1}{2\beta} m + \Delta t \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) c \quad (\text{III.46})$$

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

$$1. \quad \Delta\tilde{p}_i = \Delta p_i + a\dot{u}_i + b\ddot{u}_i \quad (\text{III.47})$$

$$2. \quad \Delta u_i = \frac{\Delta\tilde{p}_i}{\tilde{k}} \quad (\text{III.48})$$

$$3. \quad \Delta\dot{u}_i = \frac{\gamma}{\beta\Delta t} \Delta u_i - \frac{\gamma}{\beta} \dot{u}_i + \Delta t \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta} \right) \ddot{u}_i \quad (\text{III.49})$$

$$4. \quad \Delta \ddot{u}_i = \frac{1}{\beta(\Delta t)^2} \Delta u_i - \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{u}_i - \frac{1}{2\beta} \ddot{u}_i \quad (\text{III.50})$$

$$5. \quad u_{i+1} = u_i + \Delta u_i; \dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \Delta \dot{u}_i; \ddot{u}_{i+1} = \ddot{u}_i + \Delta \ddot{u}_i \quad (\text{III.51})$$

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

Remarque :

1) La méthode des différences finies centrées est conditionnellement stable et exige l'utilisation d'un pas de temps très petit :

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

2) La méthode de Newmark est stable si :

$$\frac{\Delta t}{T_n} \leq \frac{1}{\pi\sqrt{2}} \frac{1}{\sqrt{\gamma-2\beta}} \quad (\text{III.52})$$

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

III.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 élastoplastiques nécessite une analyse incrémentale puisque l'état de la structure dépend de l'histoire du chargement et de l'état initial de la structure. À fin de pouvoir suivre la trajectoire du chargement, la force interne totale $\{F\}$ est subdivisée en un certain nombre d'incréments $\{\Delta F\}$, 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 III.3). Il est donc indispensable d'introduire des procédures itératives garantissant l'équilibre des forces internes et externes à la fin de chaque incrément [26], [27].

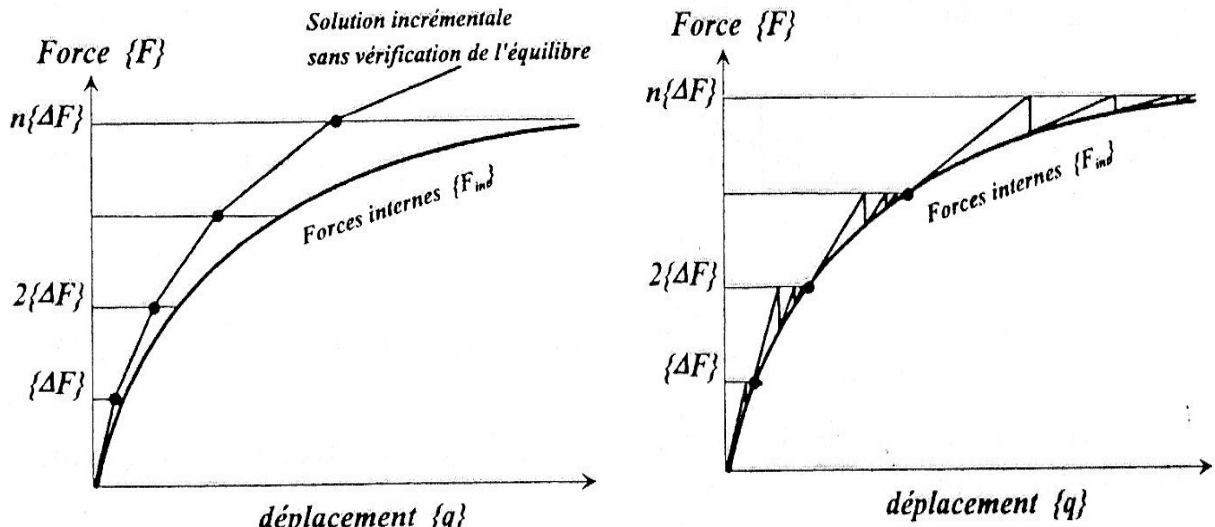


Figure III.4 : Schéma de résolution sans et avec itération d'équilibre.

III.3.2.3.3.1 Méthode de différences finies centrées :

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

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

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

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

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

III.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 :

$$1. \quad \ddot{u}_0 = \frac{p_0 - c\dot{u}_0 - ku_0 - F_{\text{int}0}}{m} \quad (\text{III.56})$$

2. Choisir Δt

$$3. \quad a = \frac{1}{\beta\Delta t}m + \frac{\gamma}{\beta}c \quad (\text{III.57})$$

$$4. \quad b = \frac{1}{2\beta}m + \Delta t\left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1\right)c \quad (\text{III.58})$$

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

$$1. \quad \Delta\tilde{p}_i = \Delta p_i + a\dot{u}_i + b\ddot{u}_i \quad (\text{III.59})$$

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

$$3. \quad \tilde{k}_{iT} = k_{iT} + \frac{m}{\beta(\Delta t)^2} + \frac{\gamma c}{\beta\Delta t} \quad (\text{III.60})$$

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

$$5. \quad \Delta\dot{u}_i = \frac{\gamma}{\beta\Delta t}\Delta u_i - \frac{\gamma}{\beta}\dot{u}_i + \Delta t\left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right)\ddot{u}_i \quad (\text{III.61})$$

$$6. \quad \Delta\ddot{u}_i = \frac{1}{\beta(\Delta t)^2}\Delta u_i - \frac{1}{\beta\Delta t}\dot{u}_i - \frac{1}{2\beta}\ddot{u}_i \quad (\text{III.62})$$

$$7. \quad u_{i+1} = u_i + \Delta u_i; \dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \Delta\dot{u}_i; \ddot{u}_{i+1} = \ddot{u}_i + \Delta\ddot{u}_i \quad (\text{III.63})$$

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

() Itérations de Newton-Raphson :**

Algorithme de calcul :

a. Calcul des données initiales :

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

R : le résidu.

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

$$1. \quad \tilde{k}_{iT} \Delta u^{(j)} = \Delta R^{(j)} \quad (\text{III.64})$$

$$2. \quad u_{i+1}^{(j)} = u_{i+1}^{(j-1)} + \Delta u^{(j)} \quad (\text{III.65})$$

$$3. \quad \Delta F^{(j)} = F^{(j)} - F^{(j-1)} + (\tilde{k}_T - k_T) \Delta u^{(j)} \quad (\text{III.66})$$

$$4. \quad \Delta R^{(j+1)} = \Delta R^{(j)} - \Delta F^{(j)} \quad (\text{III.67})$$

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

CHAPITRE IV

APPLICATION

L'exemple de référence concerne un barrage en terre à noyau construit sur une couche homogène de sol figure IV.1.

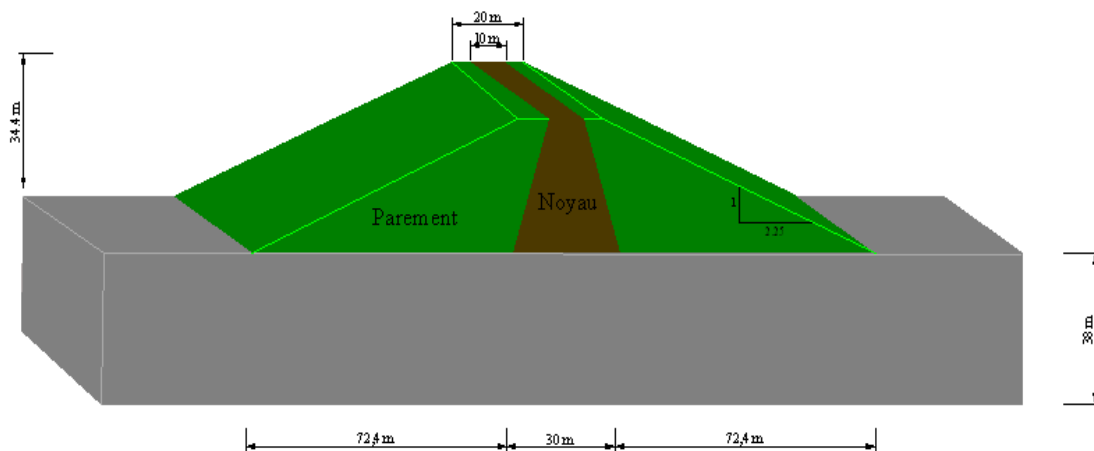


Figure IV.1 : La géométrie du barrage.

IV.1 Analyse des vibrations libres :

Commençant par l'étude du comportement dynamique du barrage en vibrations libres, en tenant compte de l'effet de l'interaction barrage-fondation et barrage- réservoir.

Les propriétés mécaniques du barrage sont récapitulées dans le tableau IV.1

	Densité ρ (t/m ³)	Coefficient de poisson ν	Module d'élasticité E (MPa)
Fondation	2.2	0.25	1000
Noyau (en argile)	1.98	0.3	30.7
Parement	2.13	0.3	60

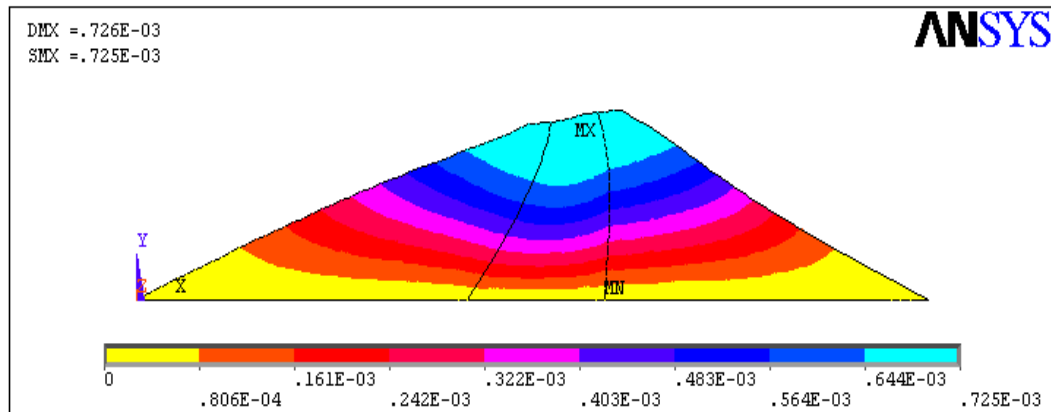
Tableau IV.1 : Propriétés mécaniques.

IV.1.1 Barrage seul :

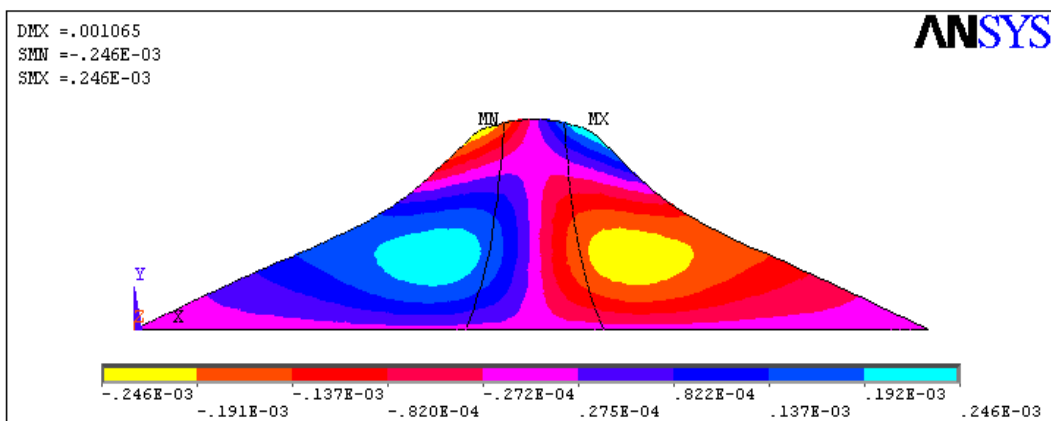
Le tableau suivant récapitule les périodes naturelles de barrage seul pour les cinq premiers modes de vibration.

Modes	1	2	3	4	5
Périodes (Sec)	1.1475	0.81023	0.66150	0.65467	0.53558

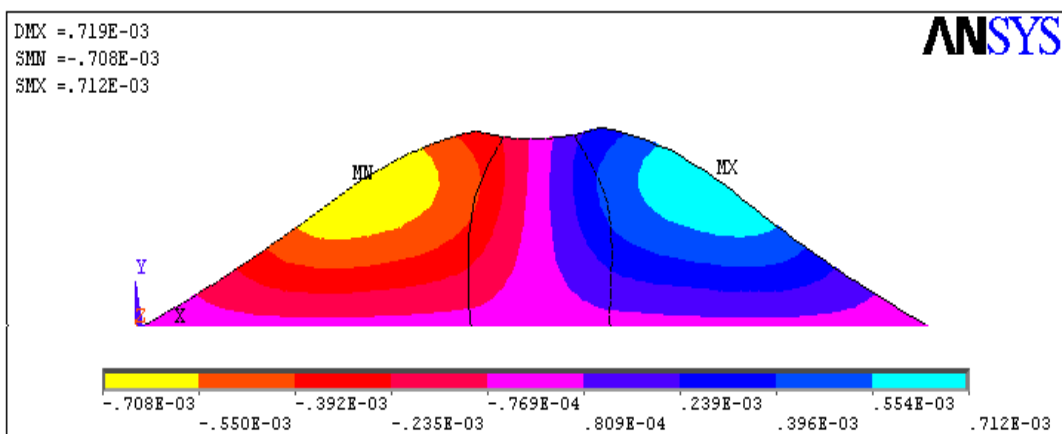
Tableau IV.2 : Périodes naturelles pour les cinq premiers modes de vibration du barrage seul.
Les figures suivantes représentent les cinq modes de déformations :



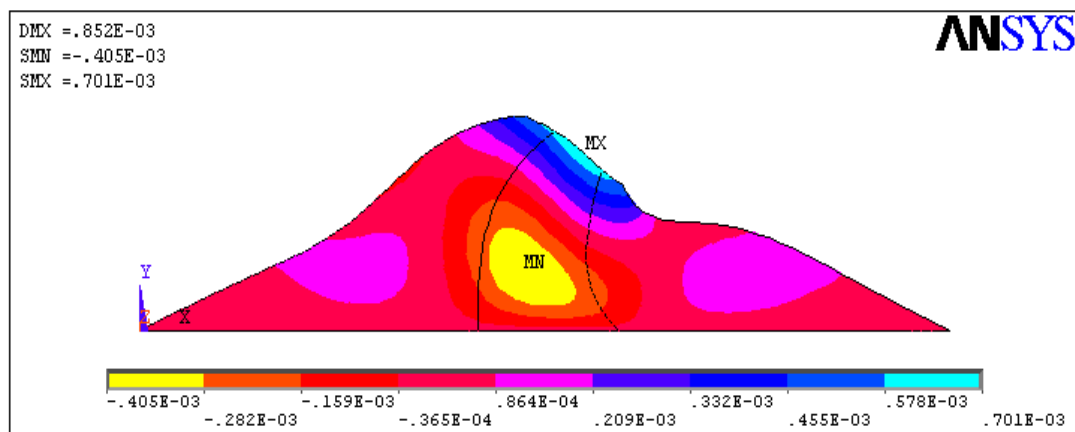
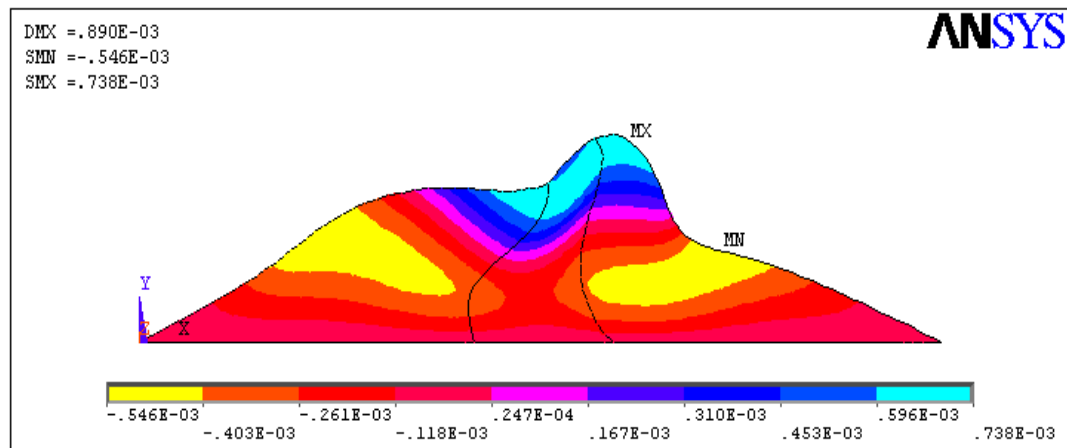
Premier mode de vibration et la répartition des contraintes σ_{xx} (Pa).



Deuxième mode de vibration et la répartition des contraintes σ_{xx} (Pa).



Troisième mode de vibration et la répartition des contraintes σ_{xx} (Pa).

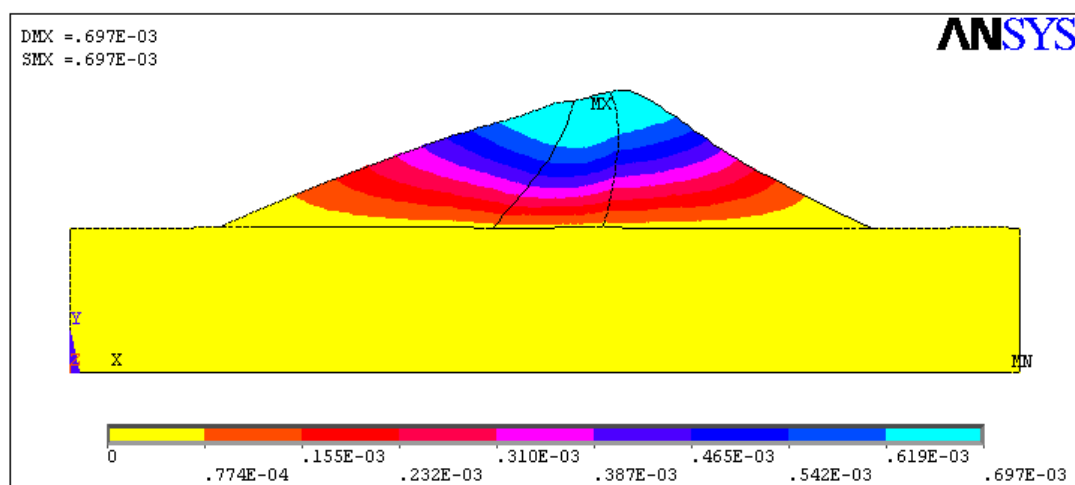


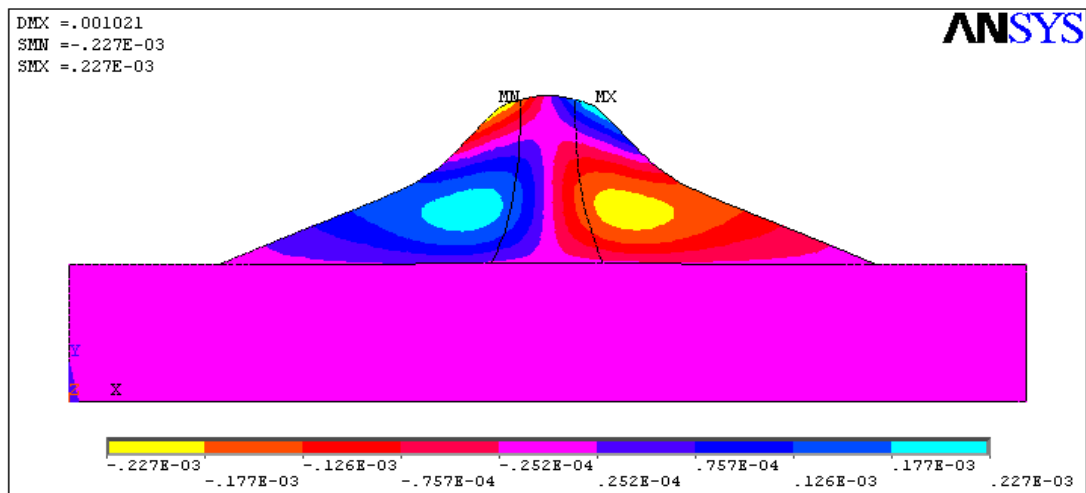
IV.1.2 Système barrage-fondation :

Modes	1	2	3	4	5
Périodes (Sec)	1.1948	0.83738	0.68837	0.67459	0.56437

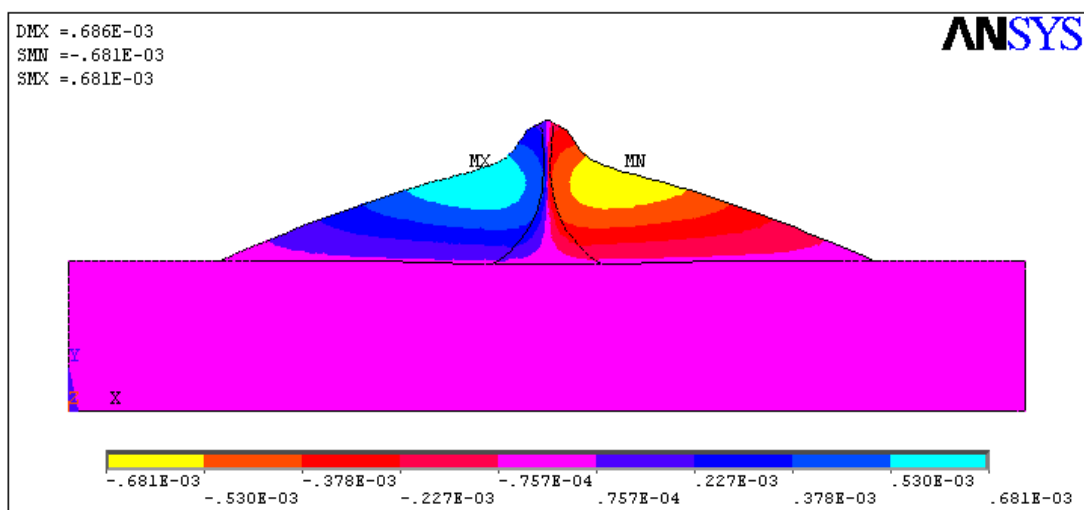
Tableau IV. 3: Périodes naturelles pour les cinq premiers modes de vibration du système barrage-fondation.

Les figures suivantes représentent les cinq modes de déformations :

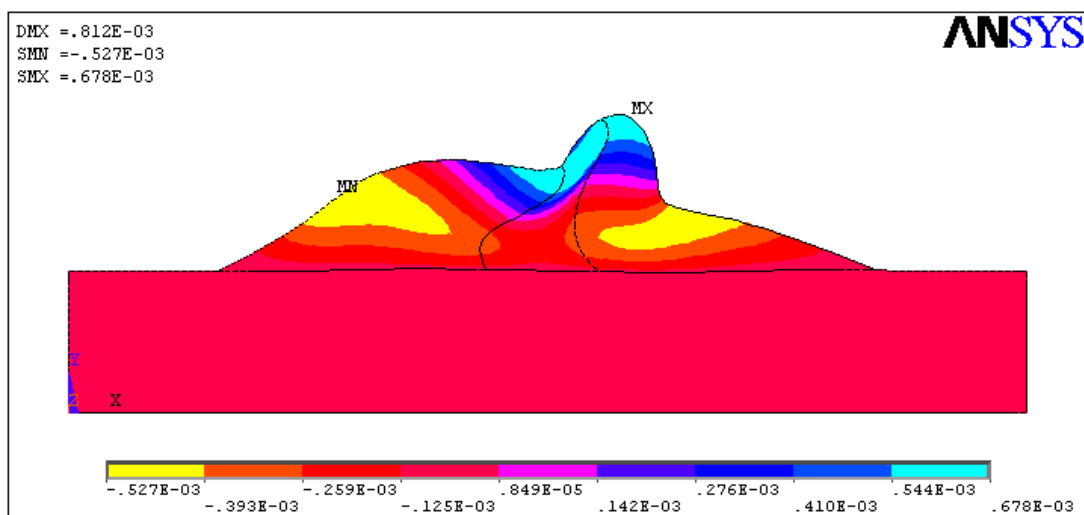




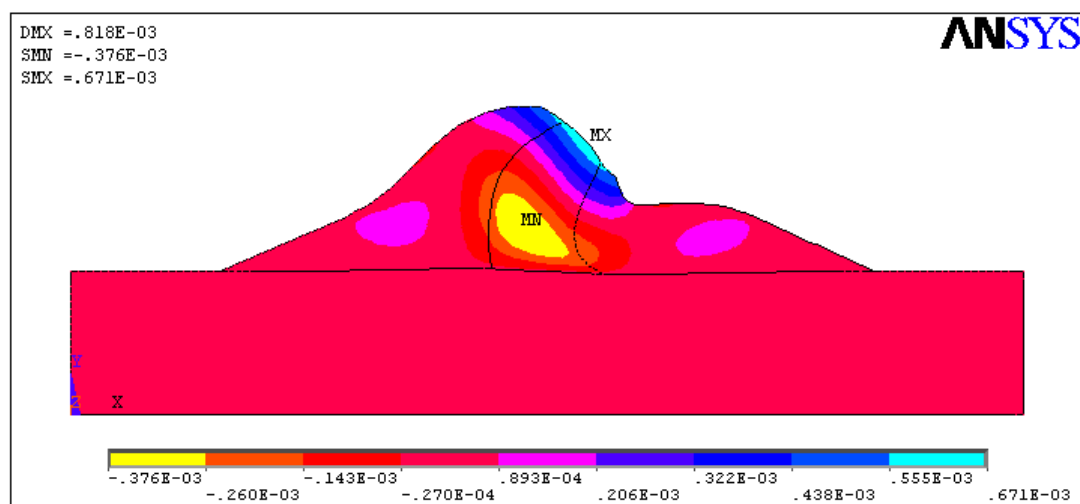
Deuxième mode de vibration et la répartition des contraintes σ_{xx} (Pa).



Troisième mode de vibration et la répartition des contraintes σ_{xx} (Pa.)



Quatrième mode de vibration et la répartition des contraintes σ_{xx} (Pa).



Cinquième mode de vibration et la répartition des contraintes σ_{xx} (Pa).

En comparant les résultats obtenus pour le cas du barrage seul et ceux obtenus pour le système barrage-fondation, on remarque que la prise en compte de la fondation a tendance d'allonger les périodes de vibration du barrage. Pour mieux comprendre l'effet de l'interaction barrage-fondation, on va tenir compte de différentes conditions de site et voir leur influence sur les caractéristiques de vibration libre du barrage. Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau IV.4 et la figure IV.2.

Modes	Les rapports de rigidité E_f/E_b					
	4	2	1	1/2	1/4	1/8
1	1.2893	1.4533	1.7765	1.2583	3.1312	4.3088
2	0.89526	1.0058	1.2377	0.87572	2.2252	3.0731
3	0.74087	0.83539	1.0537	0.72340	1.9086	2.6218
4	0.72070	0.83109	1.0171	0.70425	1.6866	2.2498
5	0.6488	0.75860	0.88611	0.61985	1.4533	1.9320

Tableau IV. 4: Périodes naturelles pour les cinq premiers modes de vibration en fonction de la variation du rapport de rigidité E_f/E_b .

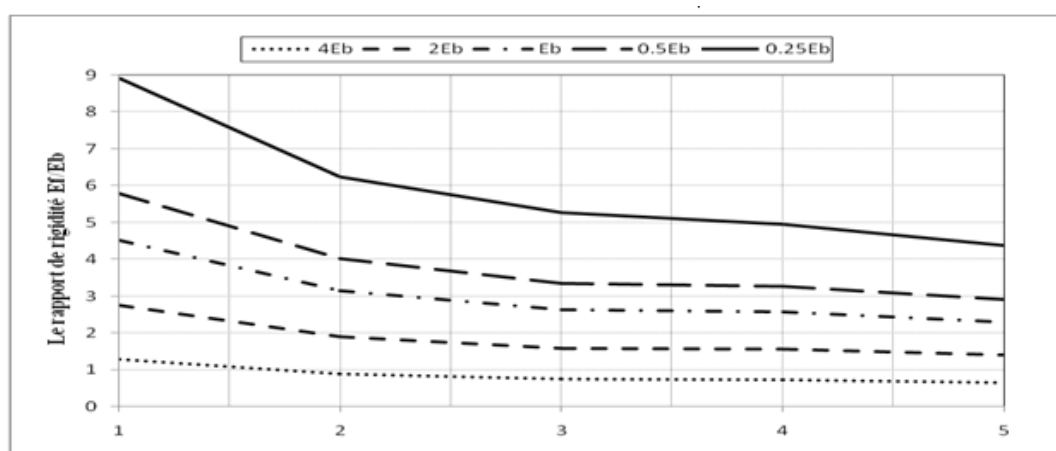


Figure IV.2 : Variation de la période pour les cinq premier modes en fonction du rapport de rigidité E_f/E_b .

- On constate que lorsque la fondation est très rigide $E_f/E_b \geq 4$, la période du système barrage-fondation est presque identique à celle du barrage seul (sans interaction).
- Par contre, dans le cas où le rapport de rigidité $E_f/E_b < 4$, l'influence de l'interaction apparaît d'une manière significative.
- Pour le cas $E_f/E_b = 1/8$ on observe une augmentation qui dépasse le double pour le mode fondamental et presque le double pour les modes supérieurs.

Donc on peut conclure que :

- Pour le cas d'un sol flexible les périodes de vibrations sont supérieures à celles obtenues pour un cas de sol rigide.
- Avec l'augmentation de la rigidité de la fondation, les périodes de vibrations convergent vers les périodes propres pour le cas d'un barrage considéré encastré à sa base.

IV.1.3 Effet de l'interaction barrage-réservoir :

Les cinq premiers modes de vibrations du barrage sont calculés (tableau IV.5), tel qu'on a considéré un barrage encastré à sa base, avec une variation du taux de remplissage, où l'interaction hydrodynamique est prise en considération en se basant sur le principe de la masse ajoutée de Westergaard

Modes	Le taux de remplissage				
	Barrage vide	Barrage plein	3/4H	1/2 H	1/4H
1	1.1475	1.1638	1.1553	1.1551	1.1453
2	0.81023	0.86270	0.84974	0.83972	0.80974
3	0.66150	0.69283	0.65853	0.65445	0.65853
4	0.65467	0.68297	0.65403	0.65300	0.65473
5	0.53558	0.55284	0.53005	0.53112	0.53455

Tableau IV. 5: Variation des périodes naturelles pour les cinq premiers modes de vibration du système barrage seul-réservoir en fonction du taux de remplissage.

On peut conclure qu'à chaque fois que le niveau de remplissage de la retenue augmente on aura une augmentation des périodes propres de vibration, et elles sont plus importantes dans le cas d'un taux de remplissage supérieur à la moitié. Pour le cas d'un taux de remplissage inférieur à la moitié les périodes propres de vibration sont plus proches d'un cas d'un retenue vide.

IV.2 Analyse de comportement sismique du barrage :

L'analyse du comportement dynamique du barrage sous l'effet du séisme (sans pression d'eau) dans le cas élastique est faite, avec une étude paramétrique tenant compte de l'influence des principaux paramètres tels que les propriétés mécaniques du sol : rigidité, densité.

Ensuite on a procédé à une analyse plus réaliste du barrage, où le comportement élastoplastique du sol est considéré, en employant le critère non associé de Drucker-Prager.

L'analyse du comportement dynamique du barrage est faite avec la méthode des éléments finis en utilisant des éléments quadratiques à deux degré de liberté (u_x et u_y) (figure IV.3)

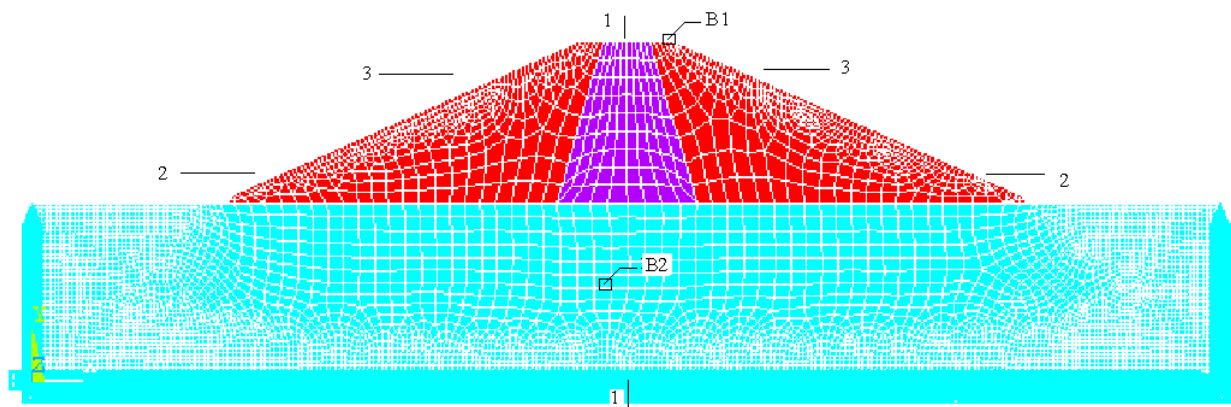
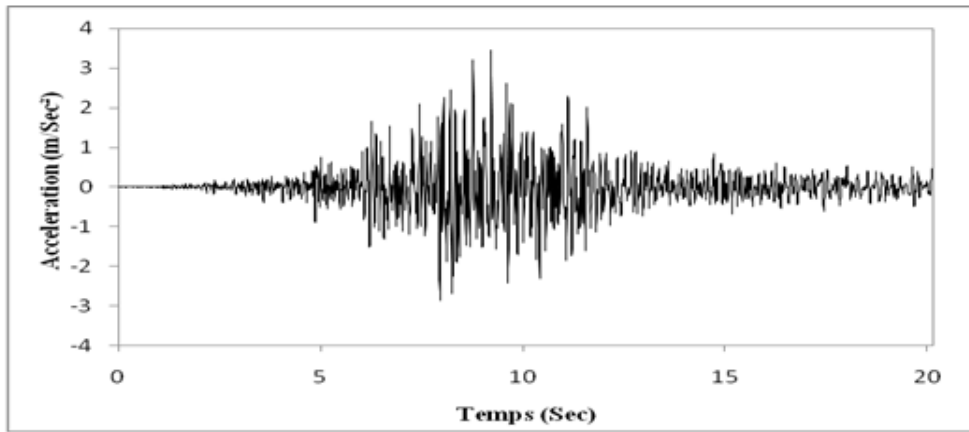


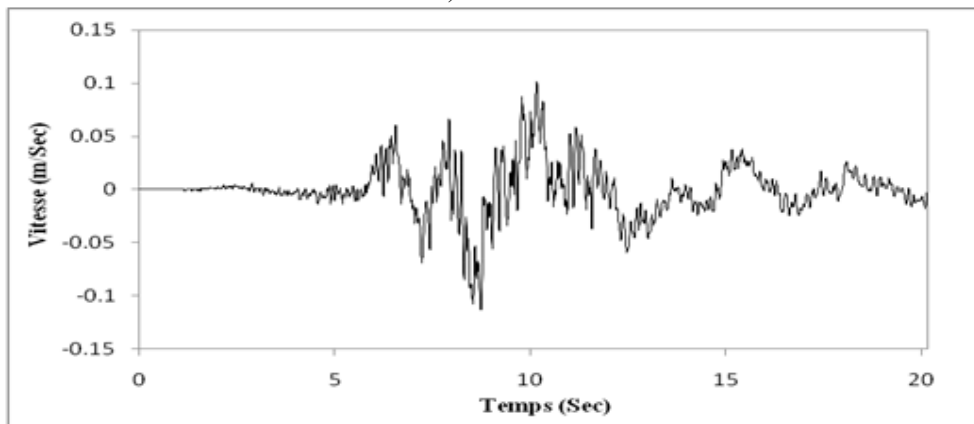
Figure VI.3 : Maillage du barrage.

Pour étudier la réponse sismique du barrage, le système est soumis aux accélérations du séisme de Boumerdes du 21 mai 2003 enregistrées à la station n°2 du barrage de Kaddara (la composante NS), la vitesse du pic enregistré est estimée à 0.10 m/sec (l'accélération au pic est 0.345g) figure IV.4.

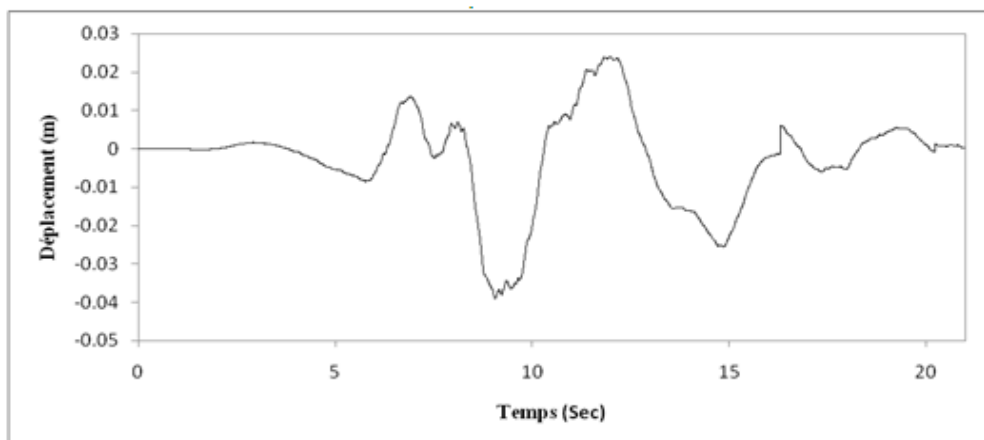
Le rapport d'amortissement visqueux $\xi=5\%$. Les valeurs de coefficients de Rayleigh $\alpha_R=0.32$ et $\beta_R=0.0078$. La méthode de Newmark est utilisée. Avec les valeurs des paramètres d'intégration sont $\gamma=0.5$ et $\beta=0.25$ pour avoir la solution inconditionnellement stable. Le pas de temps est pris égal à $\Delta t=0.005$.



a) Accélération.



b) Vitesse.



c) Déplacement.

Figure IV.4: Enregistrement de la composante N.S du séisme de boumerdes (21Mai 2003) : Accélération, vitesse, déplacement.

IV.2.1 La réponse du barrage au tremblement de terre dans le cas linéaire :

La réponse du barrage à l'excitation maximale est représentée dans la figure IV.5, on remarque une déformation latérale importante dans le barrage en s'éloignant de la fondation, tel que le déplacement maximal est observé à la crête du barrage et atteint une valeur de $u_{\max} \approx 0.12 \text{ m}$.

On peut observer que l'amplification est négligeable à la fondation tandis qu'elle augmente en allant vers la crête du barrage.

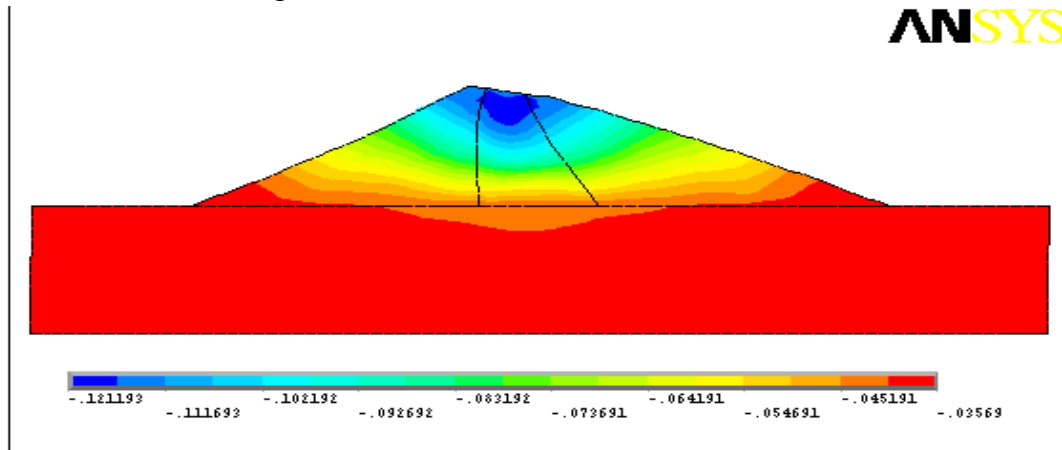


Figure IV.5 : Déformé du barrage à l'excitation maximale ($u_{\max} \approx 0.12 \text{ m}$ à la crête de barrage)

Les figures IV.6, IV.7, montrent la variation de l'accélération et de la vitesse en fonction de temps pour le nœud B1 situé à la crête du barrage, on remarque une amplification des accélérations ($a_{\max} \approx 11 \text{ m/Sec}^2$), et de même pour la vitesse ($v_{\max} \approx 0.91 \text{ m/Sec}$).

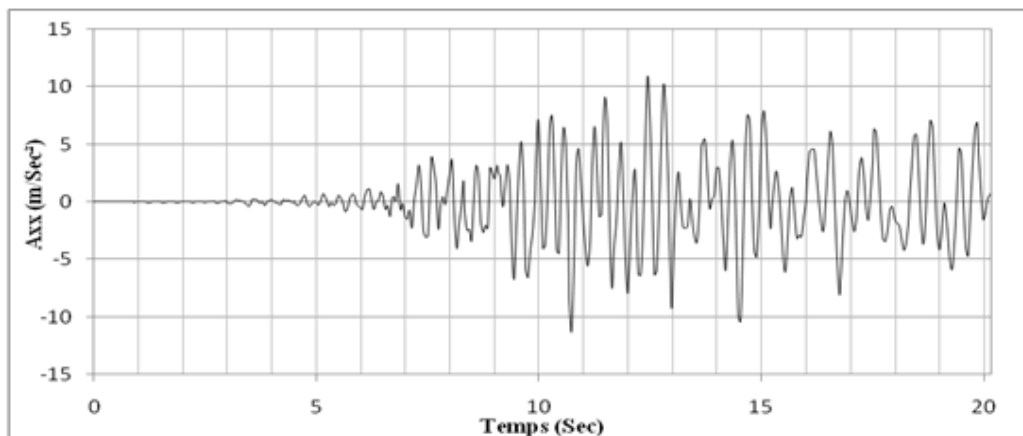


Figure IV.6 : Variation de l'accélération horizontale en fonction de temps à la crête du Barrage (nœud B1).

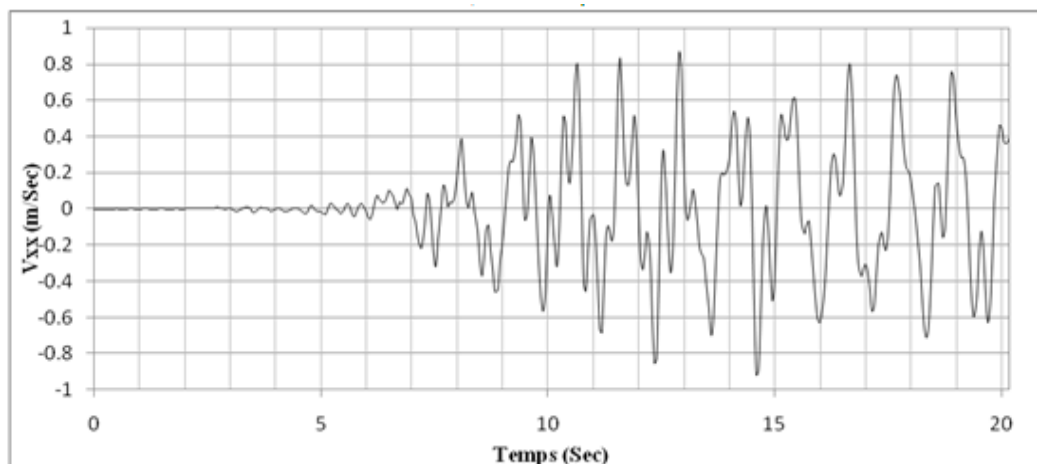


Figure IV.7 : Variation de la vitesse horizontale en fonction de temps à la crête du barrage (nœud B1).

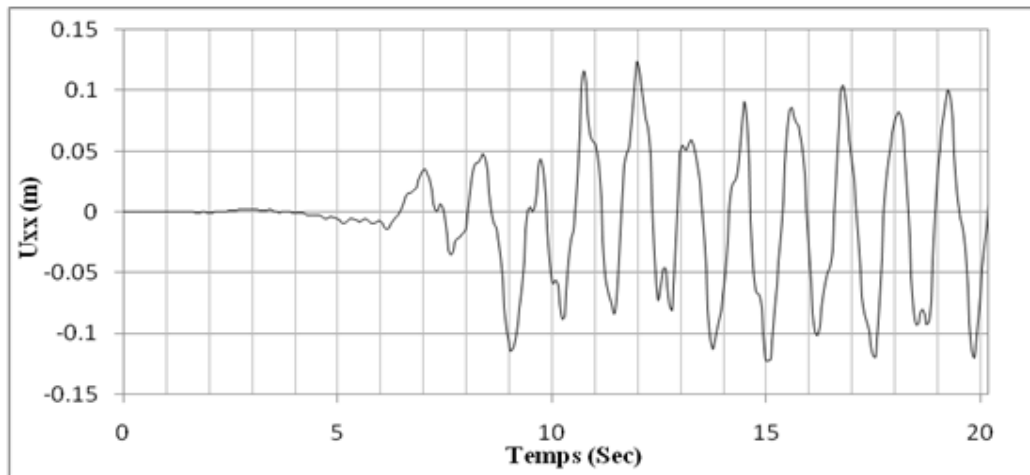


Figure IV.8 : *Variation de déplacement horizontale en fonction de temps à la crête du barrage (nœud B1).*

❖ **Variation des déplacements :**

Les figures IV.9, IV.10, IV.11 représentent la variation des déplacements U_x et U_y selon la hauteur et la largeur du barrage, on remarque que :

Les déplacements horizontaux augmentent en s'éloignant de la fondation, la valeur maximale est atteinte à la crête du barrage. De même, les déplacements verticaux augmentent en s'éloignant du noyau, les valeurs maximales sont observées aux parements pour les nœuds de la ligne 2-2. Aux nœuds de la ligne 3-3, on remarque que les valeurs minimales de déplacement vertical sont aux parements.

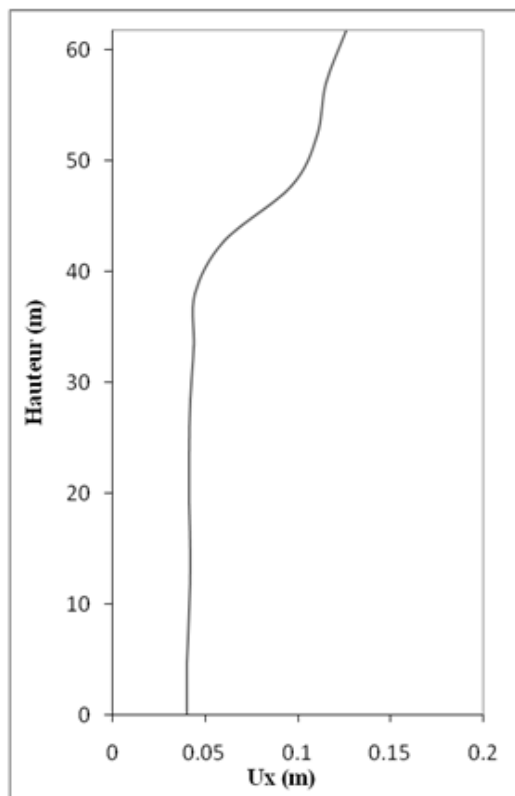


Figure IV.9 : *Déplacement horizontal en fonction de la hauteur aux nœuds de la ligne 1-1.*

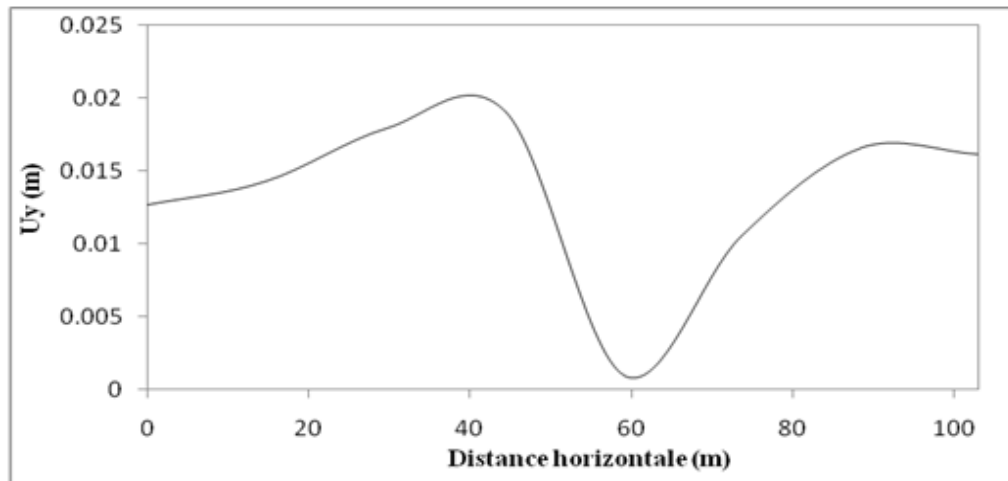


Figure IV.10 : *Déplacement vertical en fonction de la distance horizontale aux nœuds de la ligne 2-2.*

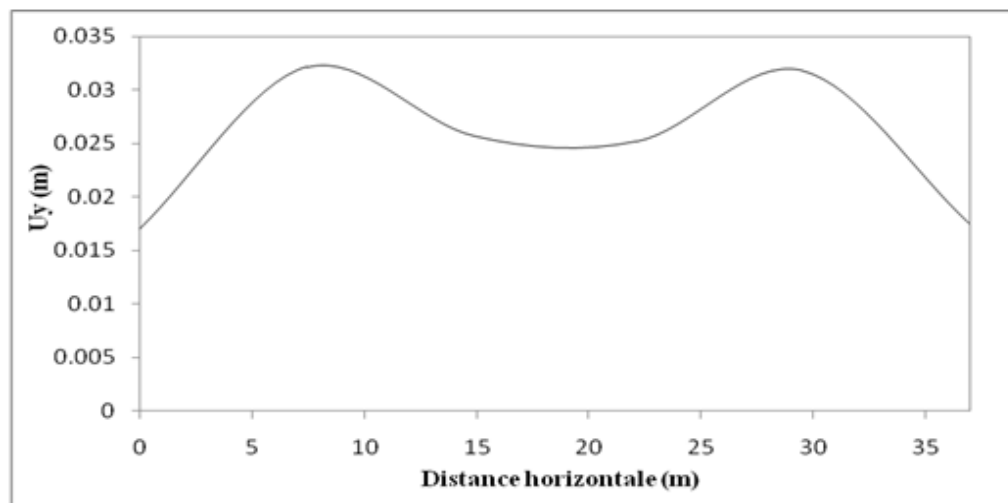
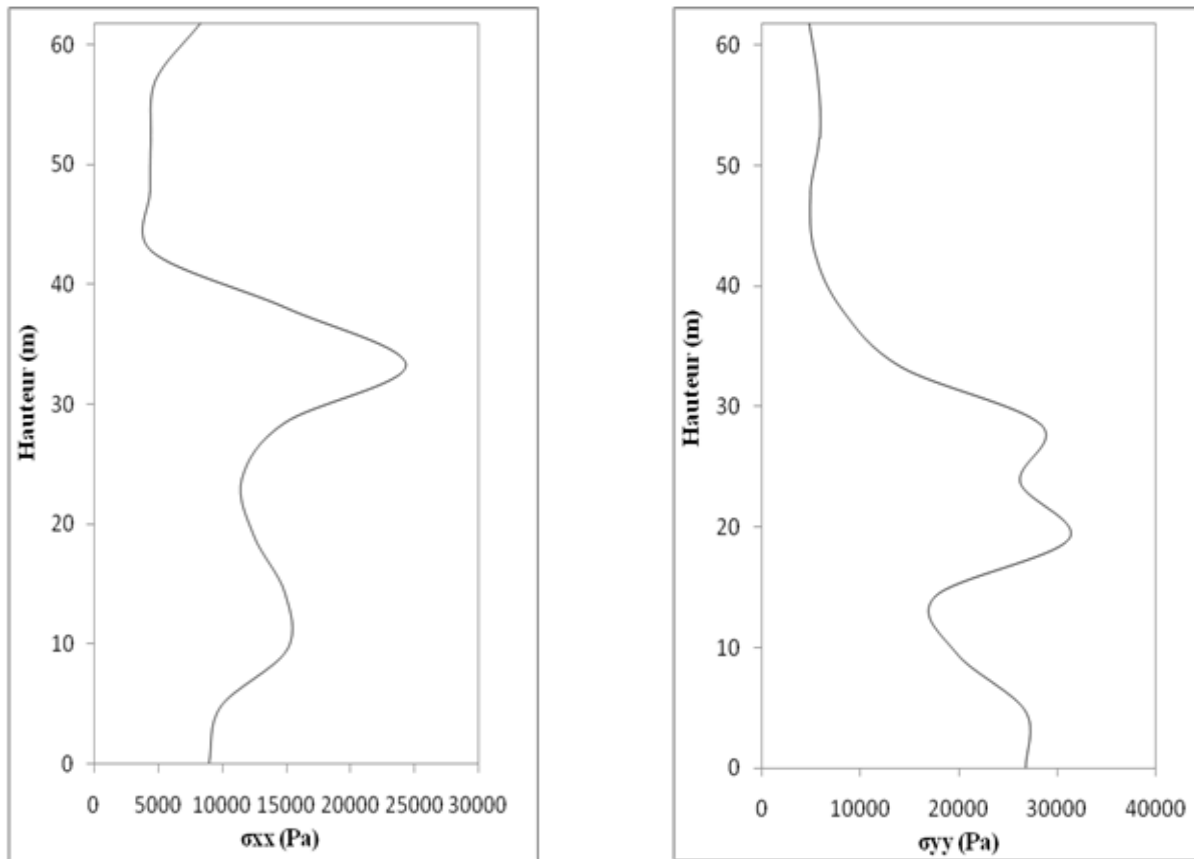


Figure IV.11: *Déplacement vertical en fonction de la distance horizontale aux nœuds de la ligne 3-3.*

❖ Variation des contraintes :

La variation des contraintes horizontales, verticales et de cisaillement en fonction de la hauteur (ligne 1-1) est représentée dans les figures IV.12 et IV.13, on remarque que la valeur maximale des contraintes horizontales est de 24364.80 Pa à l'interface barrage-fondation.

Les contraintes verticales et de cisaillement diminuent en s'éloignant de la base de la fondation.



a) Contraintes horizontales

b) Contraintes verticales.

Figure IV.12 : Contraintes horizontales, verticales aux nœuds de la ligne 1-1.

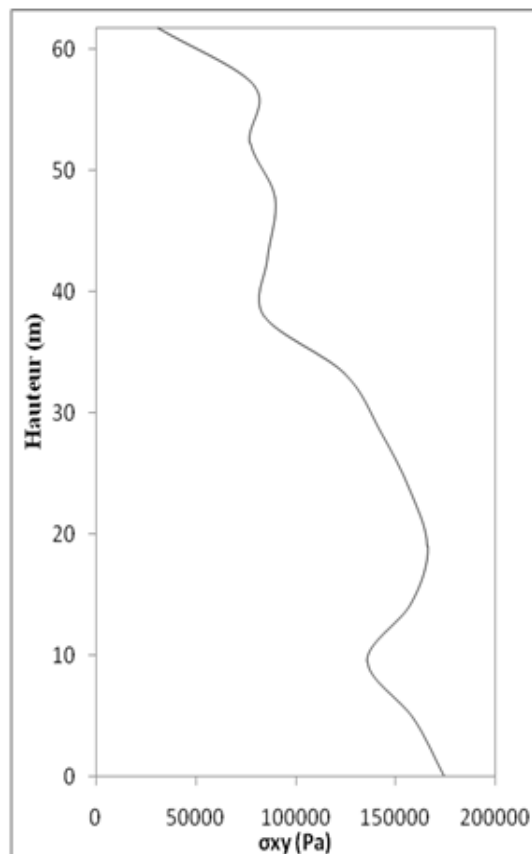
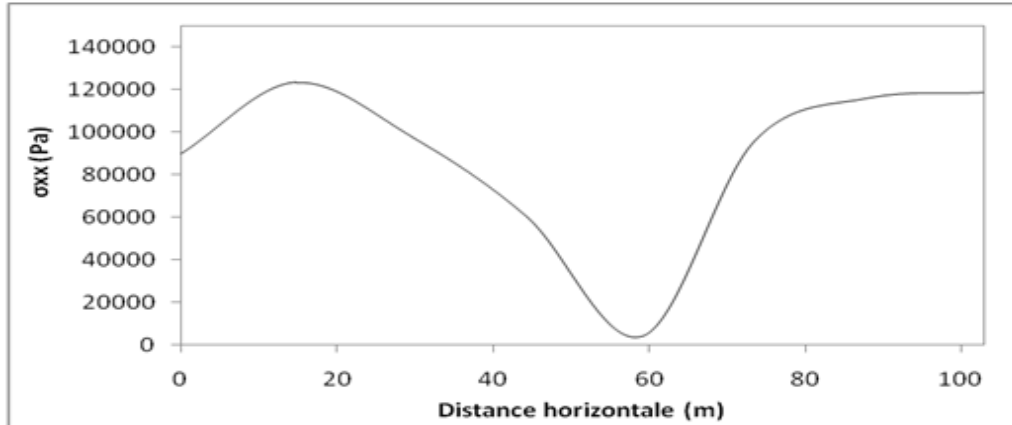
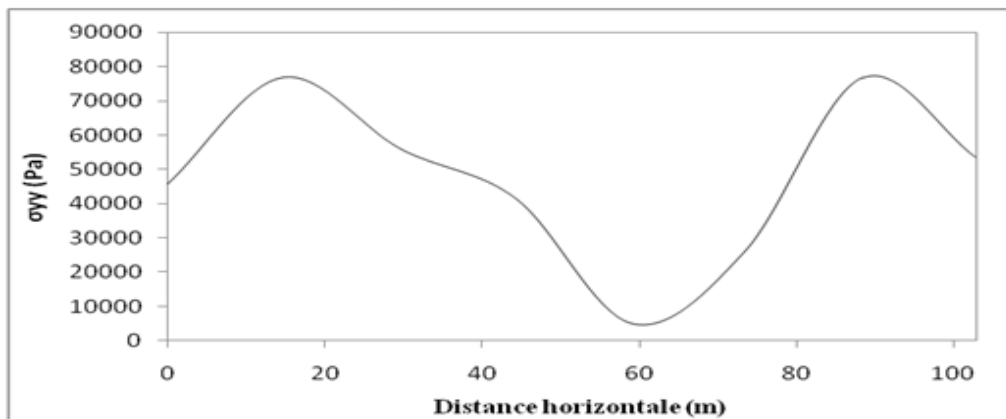


Figure IV.13 : Contraintes de cisaillement aux nœuds de la ligne 1-1.

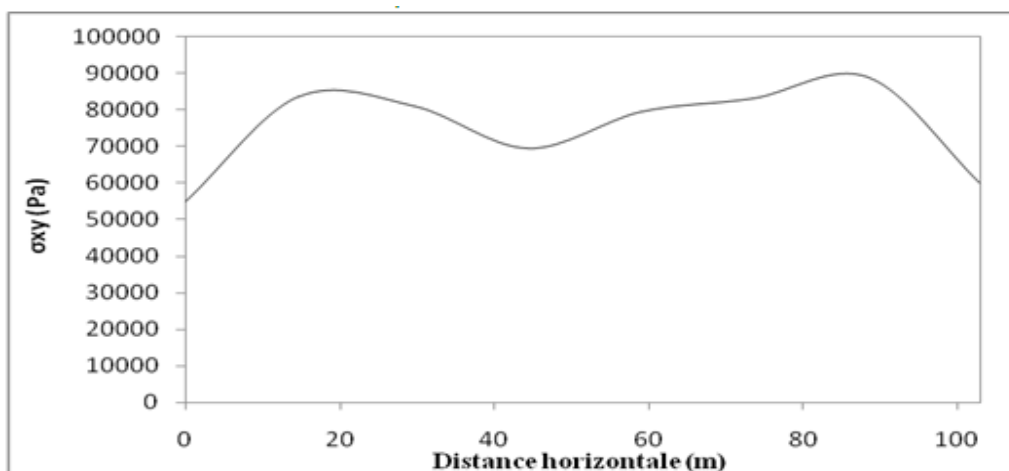
En analysant la variation des contraintes en fonction de la distance horizontale on remarque qu'à chaque fois qu'on s'éloigne du noyau les contraintes augmentent, tel que pour les contraintes horizontales, verticales et de cisaillement, leurs valeurs maximales sont atteintes au parement, pour les deux lignes 2-2 et 3-3 (figures IV.14 et IV.15). En plus on remarque que les valeurs des contraintes sont plus grandes pour les nœuds situés à ligne la plus proche à la crête (ligne 2-2) par rapport aux nœuds de la ligne 3-3.



a) Contraintes horizontales.

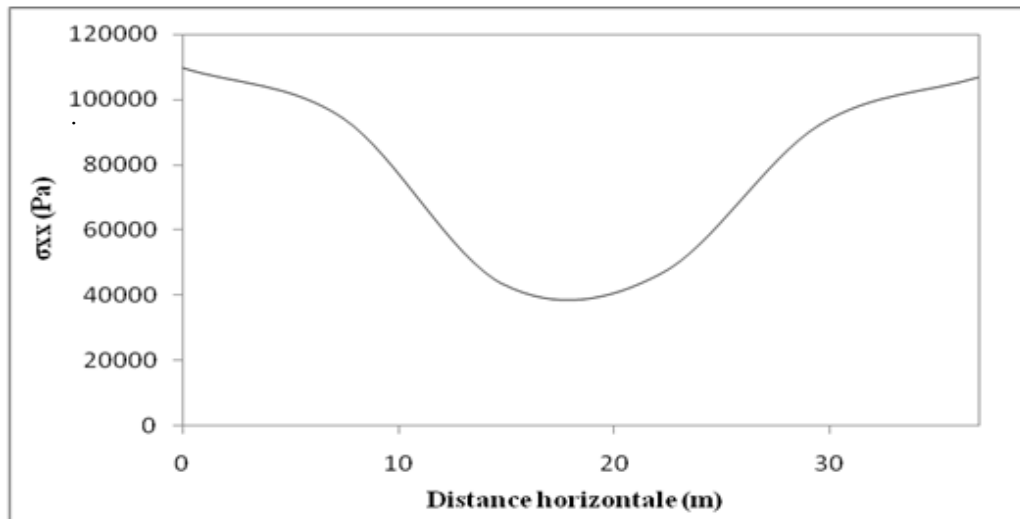


b) Contraintes verticales.

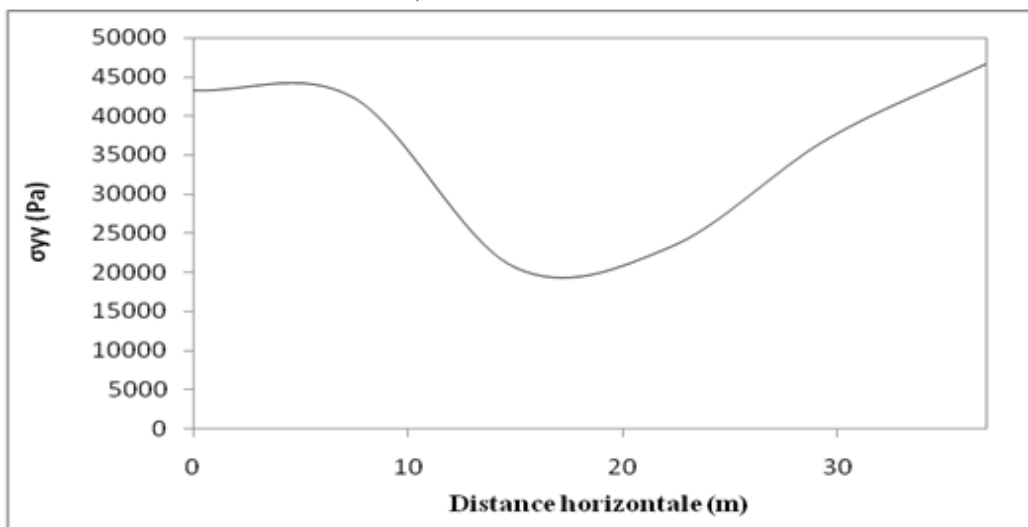


c) Contraintes de cisaillement.

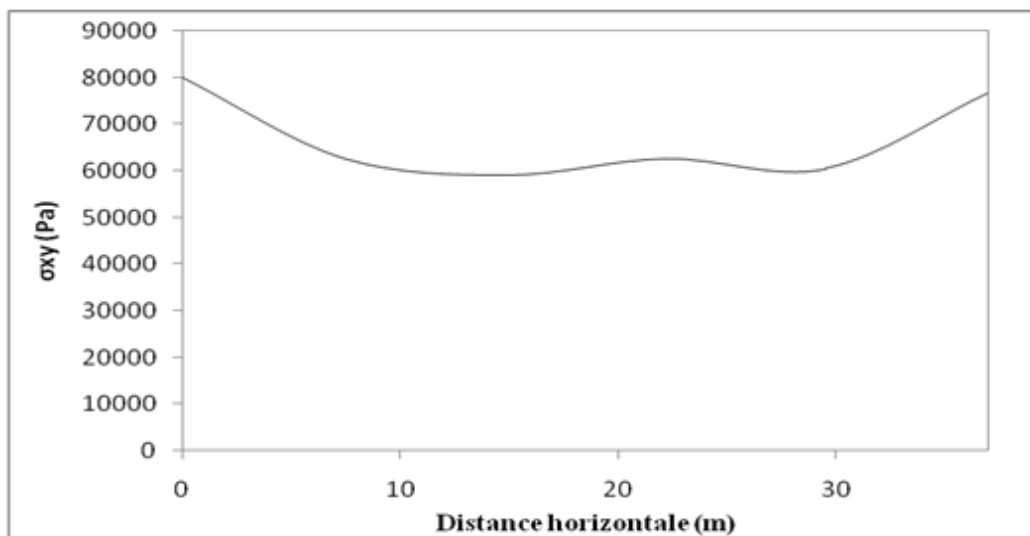
Figure IV.14 : Contraintes horizontales, verticales et de cisaillement aux nœuds de la ligne 2-2.



a) Contraintes horizontales.

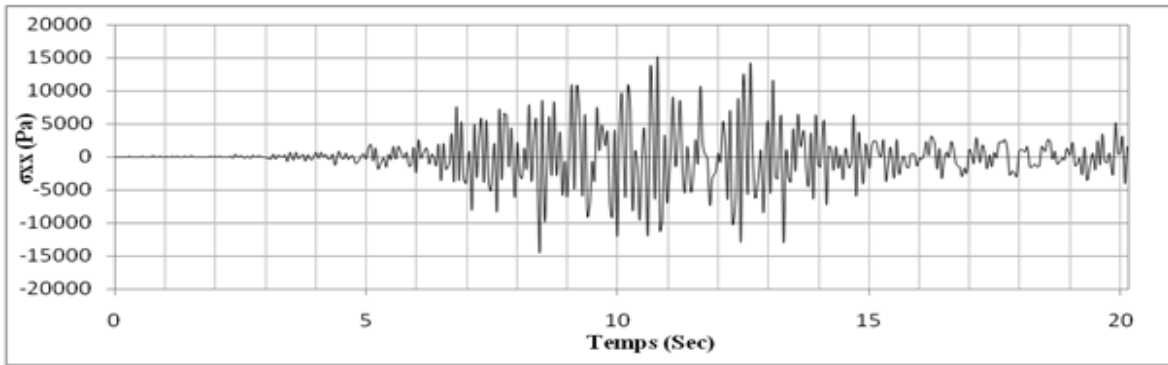


b) Contraintes verticales.

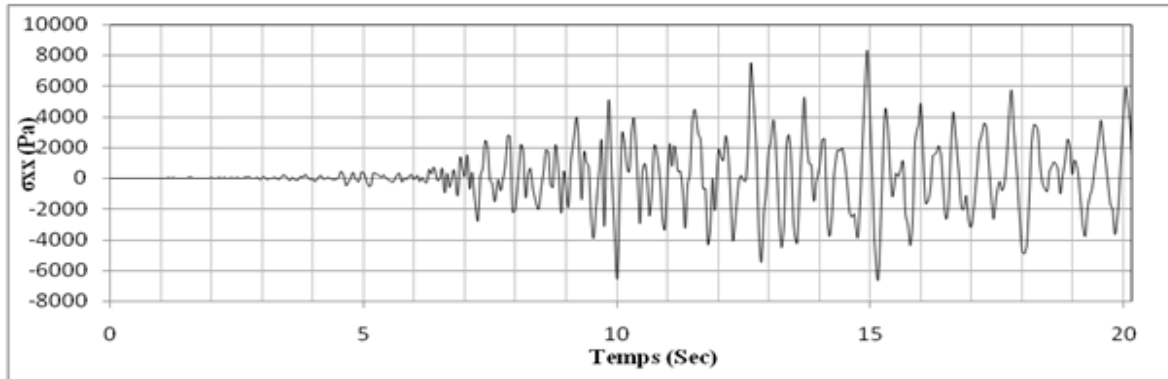


c) Contraintes de cisaillement.

Figure IV.15 : Contraintes horizontales, verticales et de cisaillement aux nœuds de la ligne 3-3.

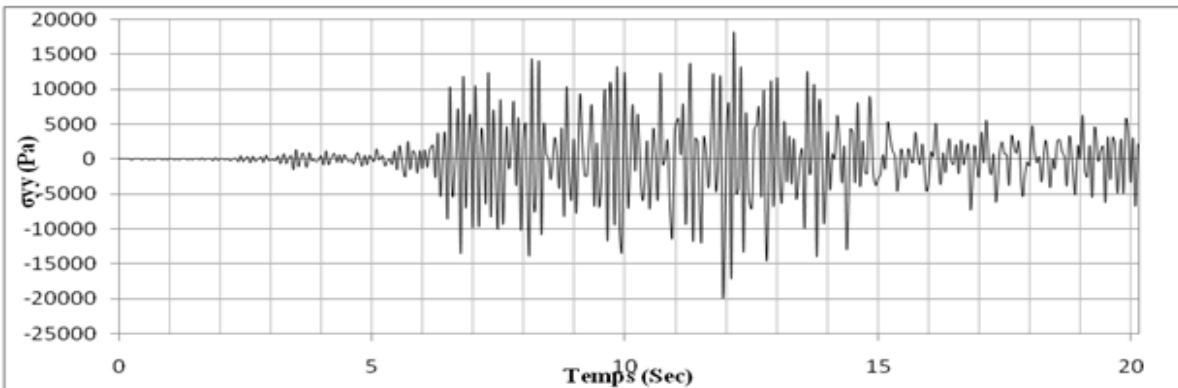


a) Pour le nœud (B2) situé à la fondation

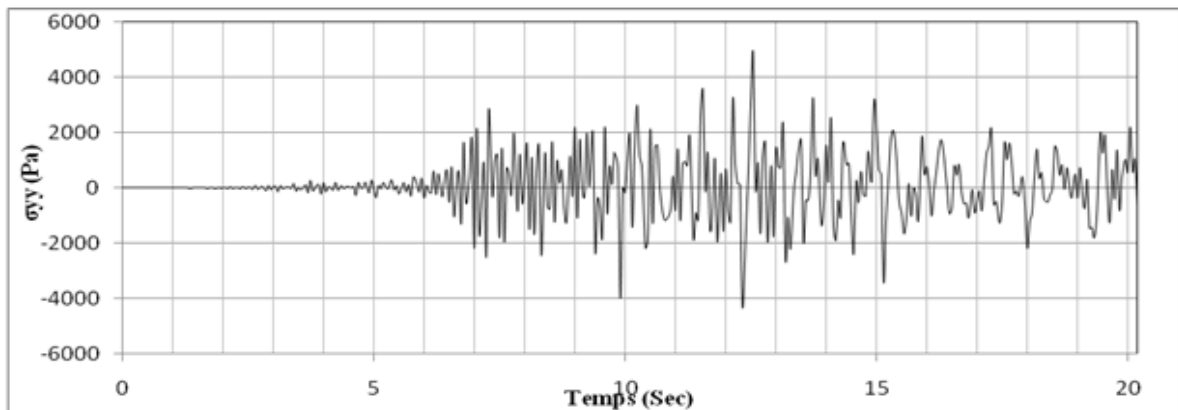


a) Pour le nœud (B1) situé à la crête.

Figure IV.16: Variation de la contrainte horizontale en fonction du temps.

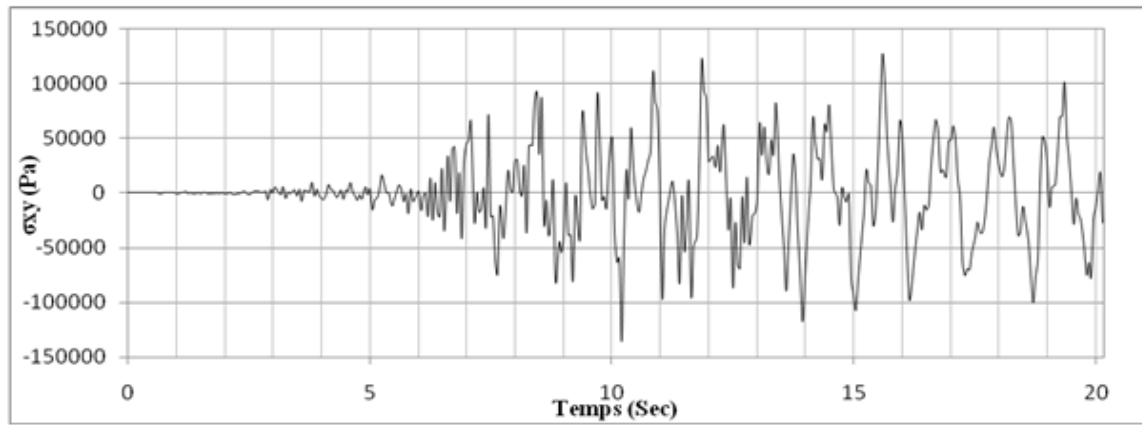


a) Pour le nœud (B2) situé à la fondation

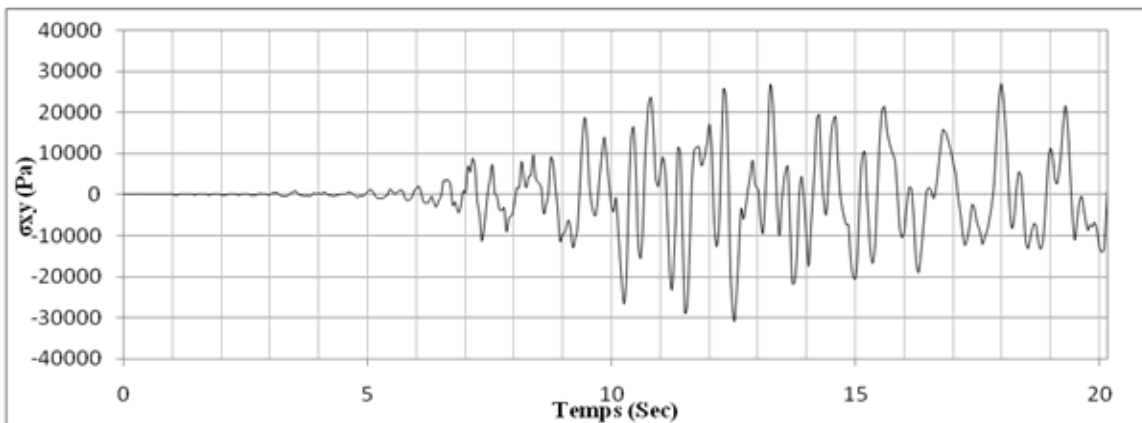


a) Pour le nœud (B1) situé à la crête.

Figure IV.17 : Variation de la contrainte verticale en fonction du temps.



a) Pour le nœud (B2) situé à la fondation



b) Pour le nœud (B1) situé à la crête.

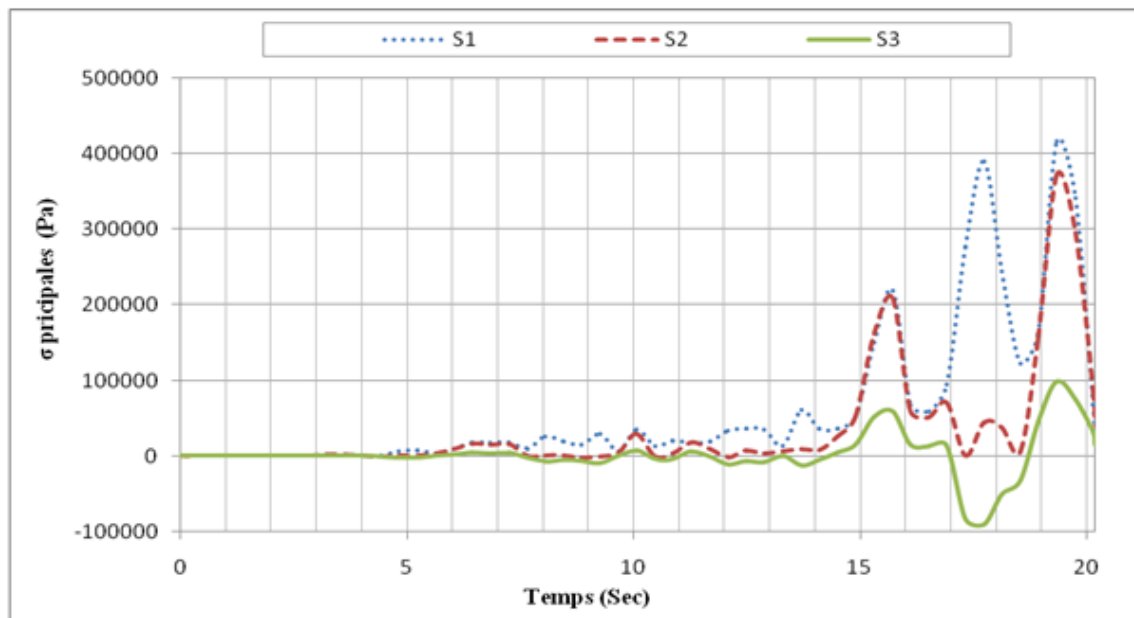


Figure IV.18 : Variation de la contrainte de cisaillement en fonction du temps.

Figure IV.19 : Variation des contraintes principales en fonction du temps pour un nœud (B1) situé à la crête du barrage.

IV.2.2 Influence de la densité et de la rigidité:

Pour étudier l'influence de la densité et de la rigidité, on procède de la manière suivante :
En premier, nous varions la densité de noyau et des recharges amont et aval (tableau IV.6),
Ensuite la rigidité de noyau, recharges amont et aval et fondation (tableau IV.7).

IV.2.2.1 Influence de la densité de noyau et des recharges amont et aval:

La densité de noyau	(Kg/m^3)	1980	3000	3200
La densité des recharges amont et aval		1700	1980	2130

Tableau IV.6: Valeurs de la densité pour le noyau et les recharges amont et aval.

Les figures IV.20 et IV.21 montrent l'influence de la densité du noyau et des recharges amont et aval sur les contraintes, on remarque que l'augmentation de la densité du noyau conduit à une augmentation négligeable des contraintes (la masse du noyau représente une petite partie de la masse de barrage), tandis que la diminution de la densité des recharges amont et aval implique une augmentation des contraintes.

IV.2.2.2 Influence de la rigidité de noyau et des recharges amont et aval:

La rigidité de noyau	(MPa)	30.70	50.70	70.70
La rigidité des recharges amont et aval		30	40	60
La rigidité de la fondation		500	7500	1000

Tableau IV.7: Valeurs de la rigidité pour le noyau et des recharges amont et aval.

En analysant les figures IV.22, IV.23 et IV.24, on remarque :

La diminution de la rigidité de la fondation implique une diminution des contraintes à la base de la fondation du barrage et en s'éloignant de la base on aura une augmentation considérable des contraintes, donc quand la fondation est flexible on a l'accroissement des contraintes horizontales, verticales et de cisaillement dans le barrage.

Si la rigidité des recharges amont et aval diminue on aura une augmentation importante des contraintes horizontales, verticales et de cisaillement, par contre celle de noyau n'a pas une grande influence sur les contraintes. Tandis que la variation de la rigidité de la fondation, influe modérément les contraintes du barrage.

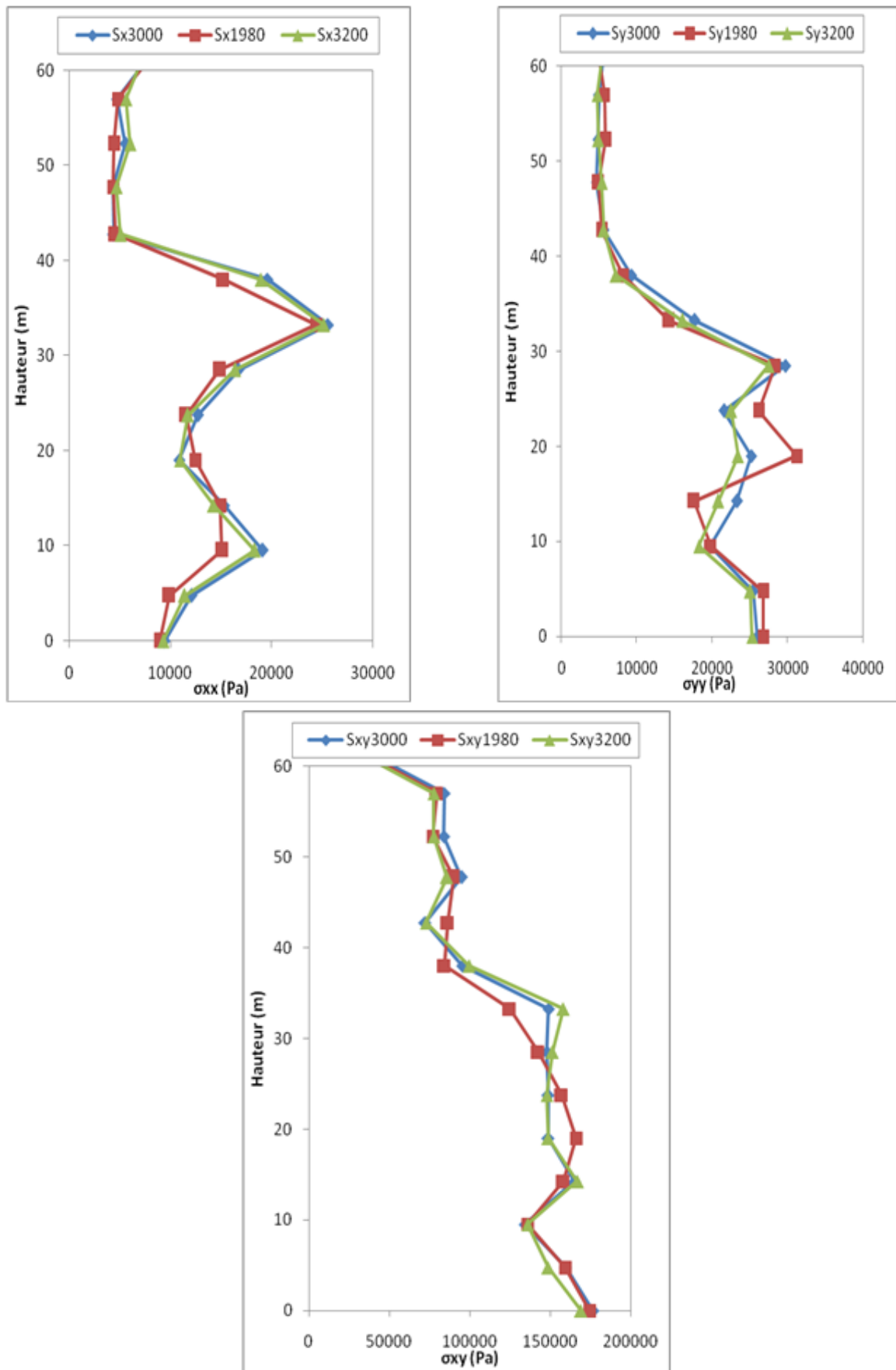


Figure IV.20 : Influence de la densité du noyau sur la distribution des contraintes (σ_{xx}), (σ_{yy}) et (σ_{xy}).

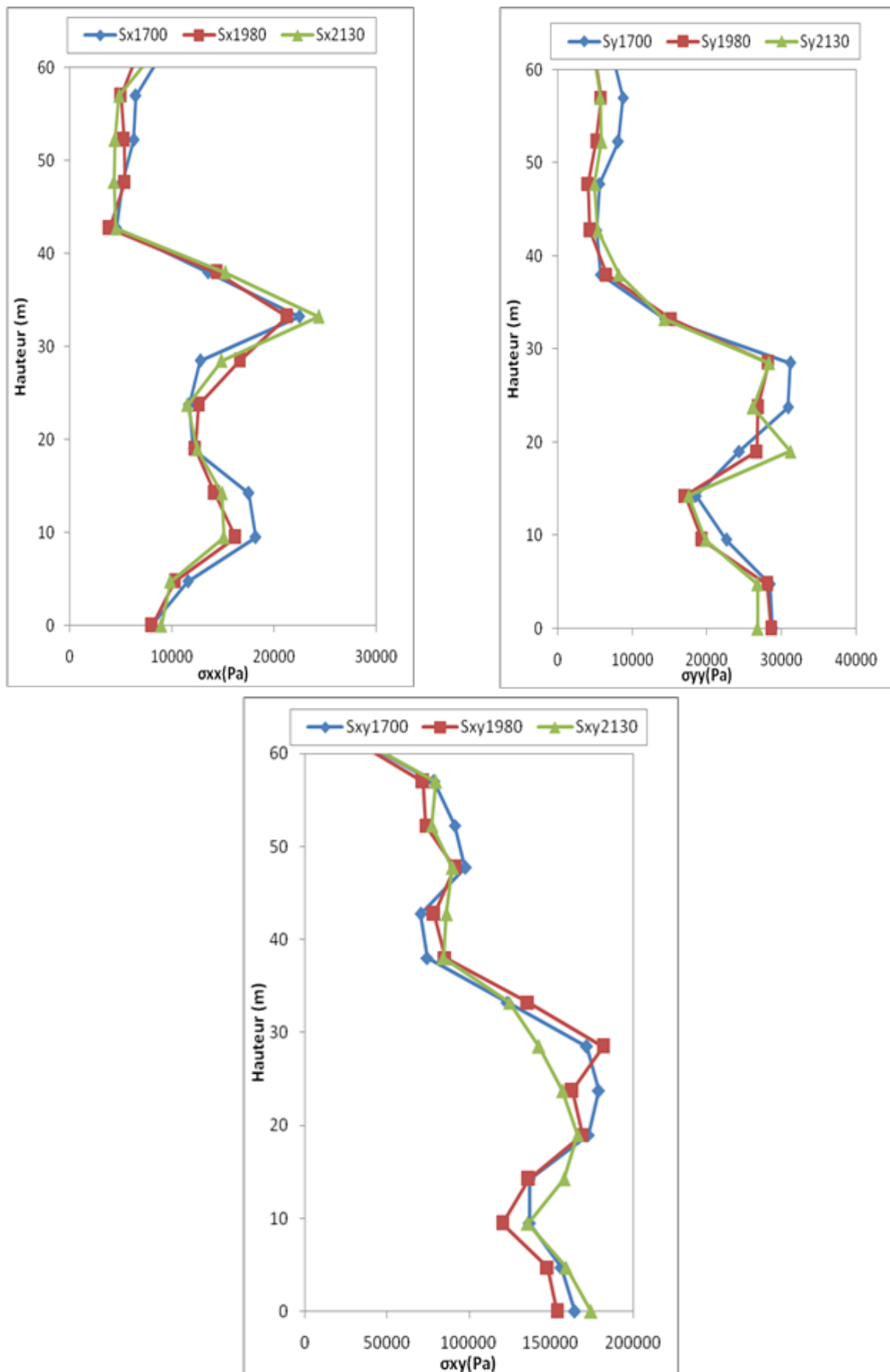


Figure IV.21 : Influence de la densité des recharges amont et aval sur la distribution des contraintes (σ_{xx}), (σ_{yy}) et (σ_{xy}).

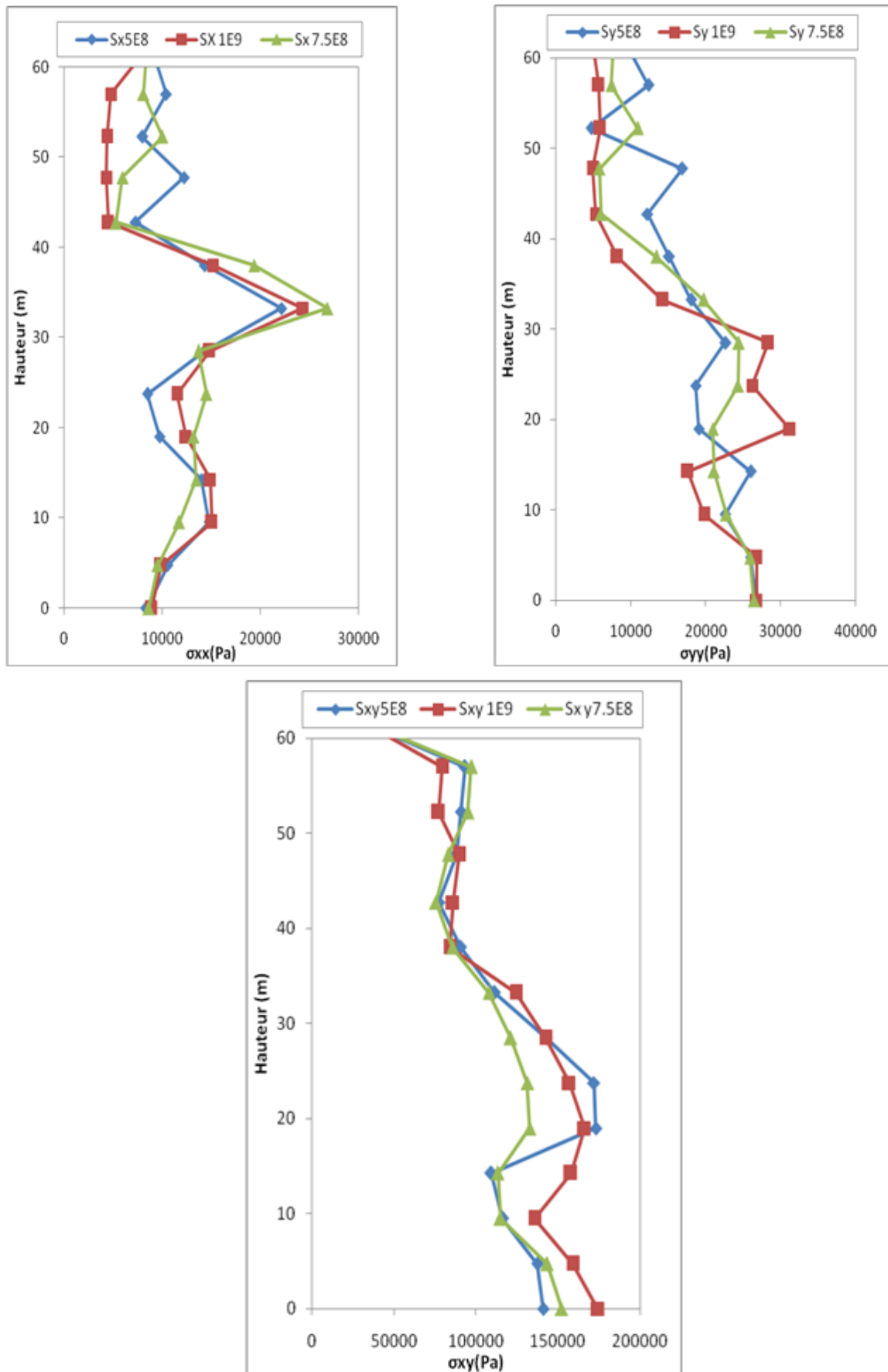


Figure IV.22 : Influence de la rigidité de la fondation sur la distribution des contraintes (σ_{xx}), (σ_{yy}) et (σ_{xy}).

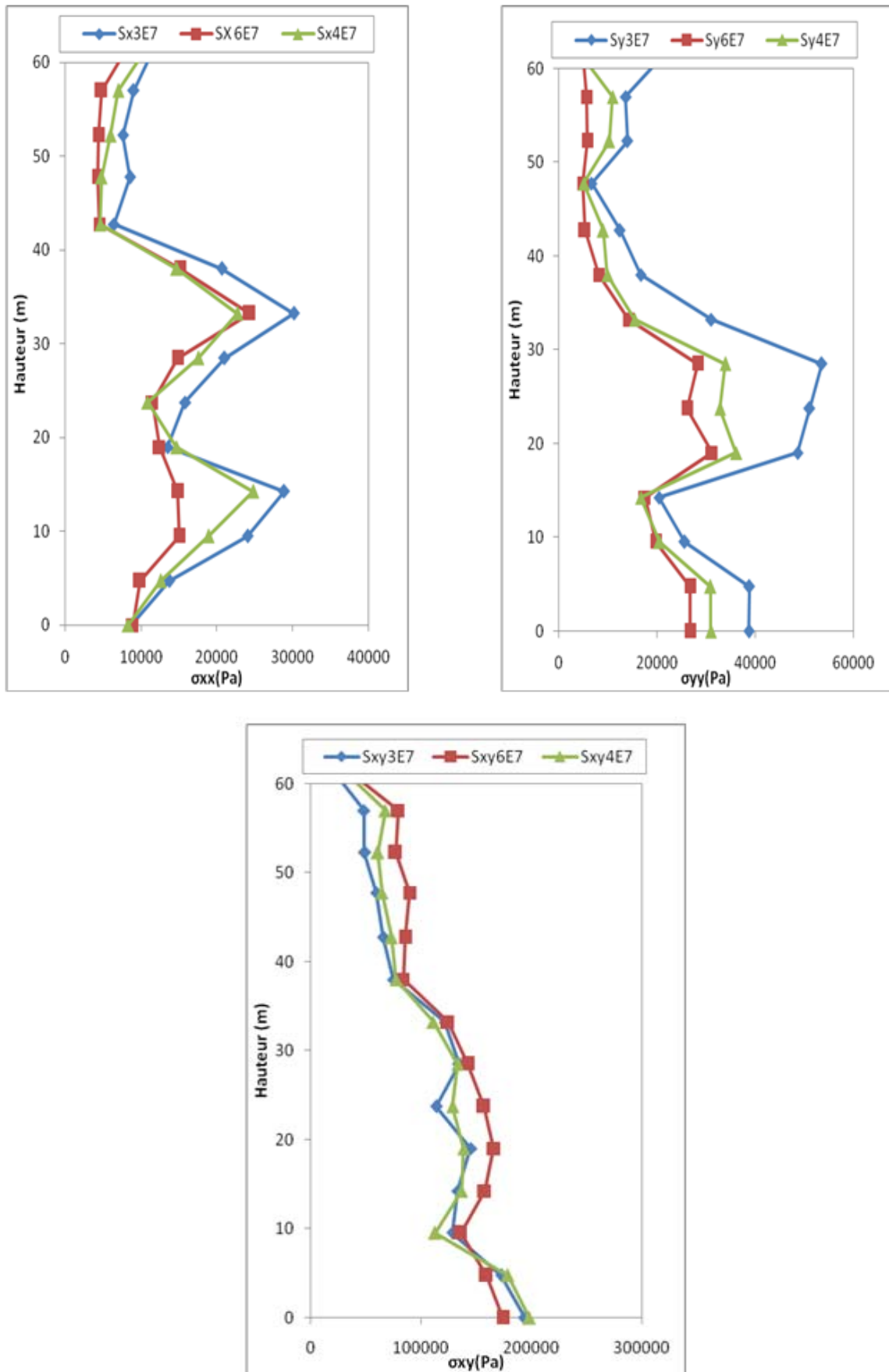


Figure IV.23 : Influence de la rigidité des recharges amont et aval sur la distribution des contraintes (σ_{xx}), (σ_{yy}) et (σ_{xy}).

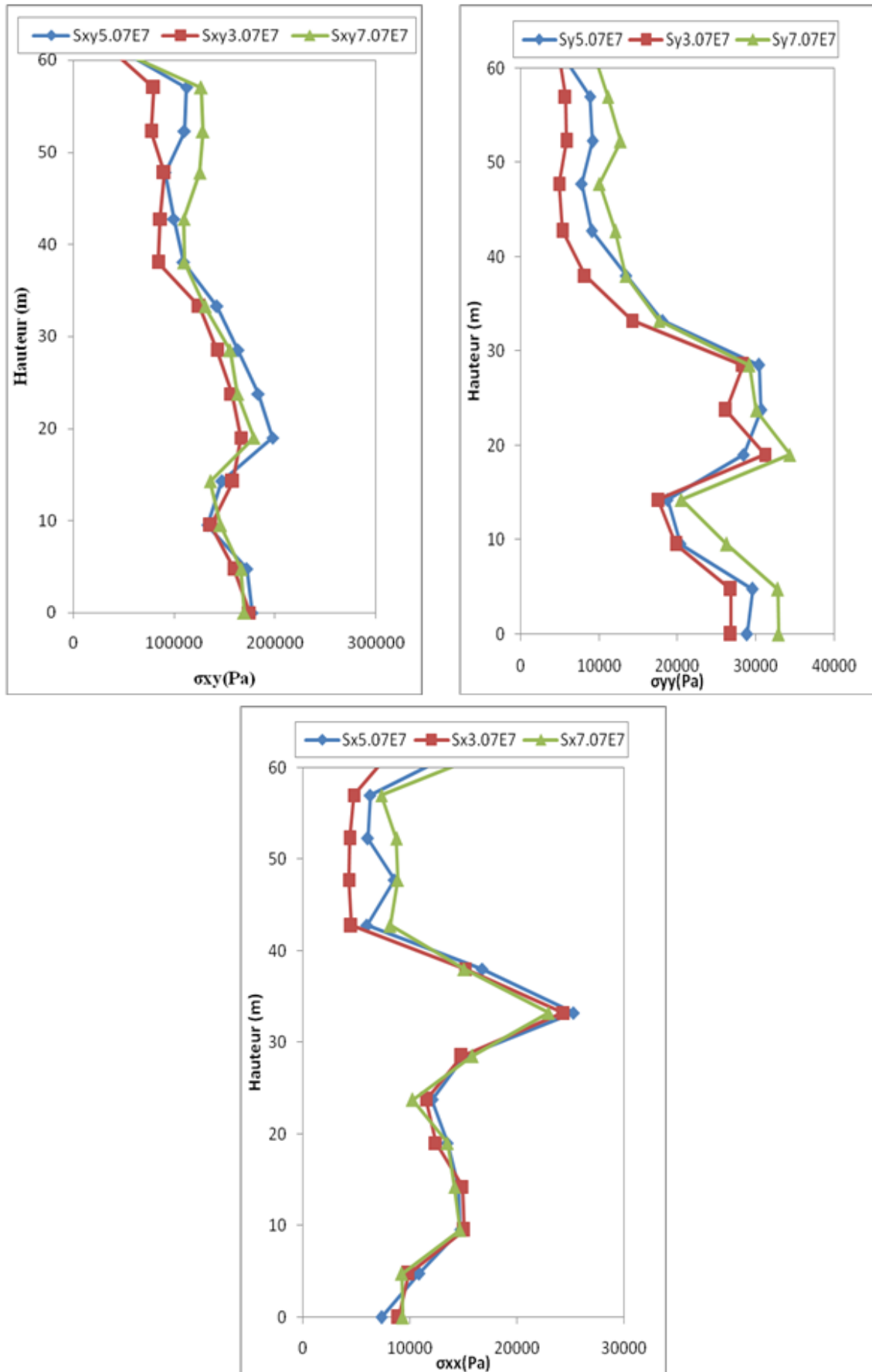


Figure IV.24 : Influence de la rigidité de noyau sur la distribution des contraintes (σ_{xx}), (σ_{yy}) et (σ_{xy}).

L'analyse élastique prouve que le chargement sismique induit principalement le déplacement latéral, ce qui augmente avec la distance de la base du barrage. On observe le maximum près de la crête. Les propriétés mécaniques du noyau (rigidité, densité) affectent modérément la réponse élastique, alors que ceux des recharges amont et aval affectent de manière significative la réponse du barrage.

IV.3 La réponse du barrage au tremblement de terre dans le cas non linéaire :

Dans ANSYS, on retrouve le critère de rupture de Drucker Prager avec les deux lois d'écoulement associé et non associé, tel que la surface de rupture ne change pas avec l'augmentation de l'écoulement, par conséquent il n'y a aucune règle d'écrouissage et le matériau est élastique parfaitement plastique (figure IV.25). La contrainte équivalente de Drucker Prager est exprimée par :

$$\sigma_e = 3\beta\sigma_m + \left[\frac{1}{2} \{S\}^T [M] \{S\} \right]^{1/2}$$

$\{S\}$ Tenseur des contraintes déviatorique ;

$\beta = \frac{2 \sin \varphi}{\sqrt{3} (3 - \sin \varphi)}$: C'est un paramètre de matériau ;

σ_m Contrainte

moyenne.

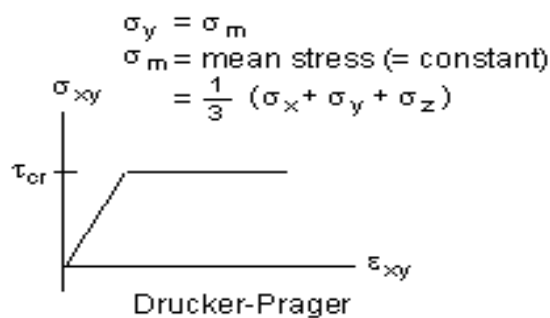


Figure IV.25: Relation contrainte-déformation dans le cas plastique.

C'est une modification du critère de rupture de Von Mises, pour introduire l'influence des contraintes moyennes : plus la contrainte moyenne est élevée plus la force d'écoulement est grande.

Le critère de rupture de Drucker Prager est défini comme suit :

$$F = 3\beta\sigma_m + \left[\frac{1}{2} \{S\}^T [M] \{S\} \right]^{1/2} - \sigma_y = 0$$

$\sigma_y = \frac{6 \sin \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)}$: C'est le deuxième paramètre d'écoulement de matériau.

La surface d'écoulement représente un cône circulaire (figure IV.26), tel que les paramètres de matériau sont choisis pour qu'ils correspondent aux cotés externe de la surface hexagonale d'écoulement de Mohr Coulomb.

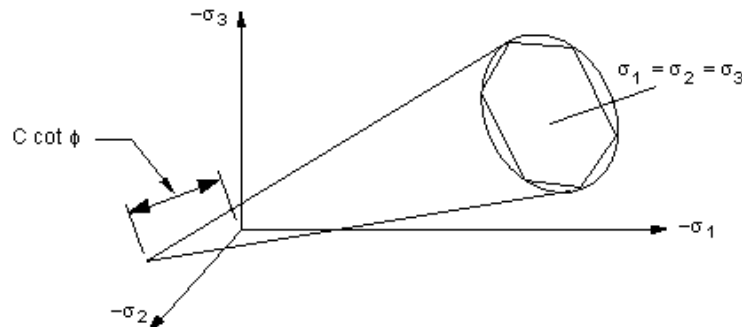


Figure IV.26 : Surface de rupture de Drucker Prager et Mohr Coulomb.

IV.3.1 Données de l'analyse :

On garde le même exemple que le précédent (figure IV.1), les paramètres du modèle de Drucker Prager sont donnés dans le tableau (tableau IV.6). Le système est soumis aux accélérations du séisme de Boumerdes qui c'est produit le 21 mai 2003 enregistrées à la station n°2 du barrage de Kaddara, la composante NS (figure IV.3).

	Densité ρ (t/m ³)	Coefficient de poisson ν	Module d'élasticité E (MPa)	La cohésion c' (Pa)	Angle de frottement φ (°)	Angle de dilatance Ψ (°)
Fondation	2.2	0.25	1000	/	/	/
Noyau (en argile)	1.98	0.3	30.7	0.1E6	15	3
Parement	2.13	0.3	60	100	35	10

Tableau IV. 8: Propriétés mécaniques.

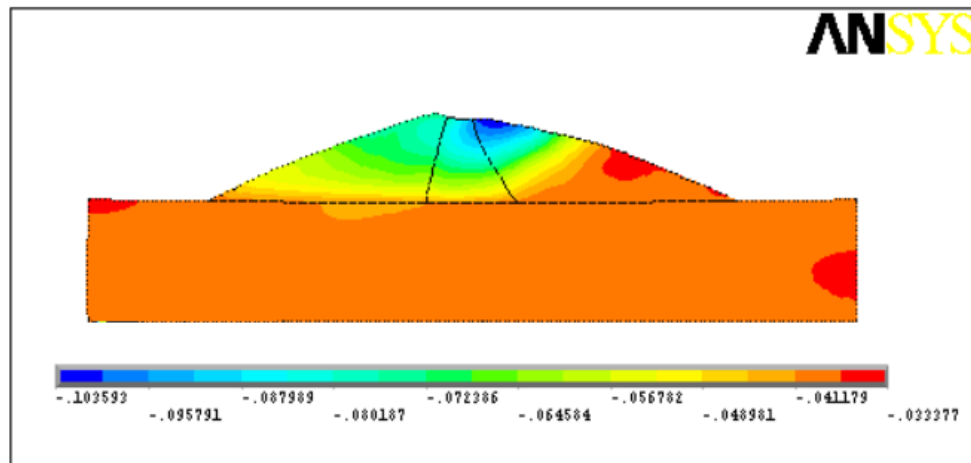


Figure IV.27 : Déformé du barrage à l'excitation maximale ($u_{\max} \approx 0.10 \text{ m}$ à la crête de barrage).

IV.3.2 Distribution de la plasticité dans le barrage :

Les figures IV.28, IV.29, IV.30 montrent la distribution de la plasticité dans le barrage, on remarque que la plasticité est concentrée dans le parement tandis qu'elle est presque nulle dans le noyau, ce qui indique que le chargement sismique induit la plasticité dans une grande partie de parement.

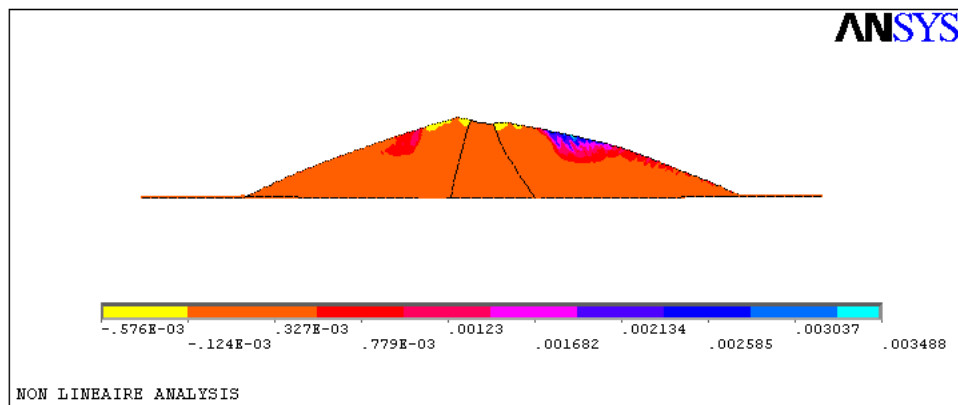


Figure IV.28 : Distribution de la plasticité dans le barrage (déformation plastique EPPL XX).

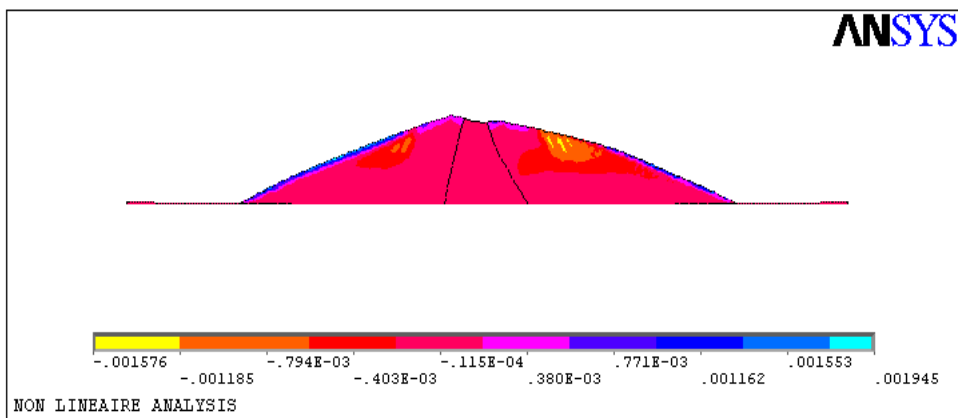


Figure IV.29 : Distribution de la plasticité dans le barrage (déformation plastique EPPL YY).

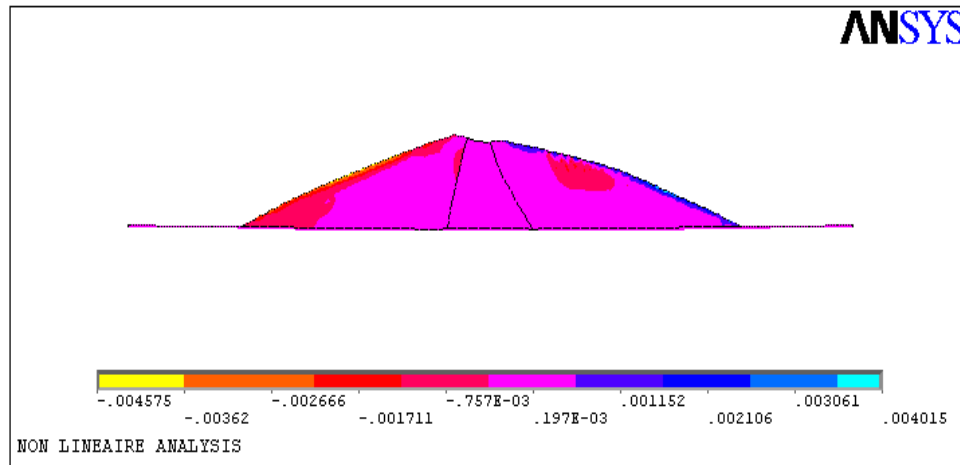


Figure IV.30 : Distribution de la plasticité dans le barrage (déformation plastique EPPL XY).

IV.3.3 Influence de la plasticité sur l'accélération, vitesse et déplacement :

Les figures IV.31, IV.32, IV.33, montrent la variation de l'accélération, la vitesse et du déplacement en fonction du temps pour un nœud B1 situé à la crête du barrage. On remarque une atténuation des accélérations ($a_{\max} \approx 3 \text{ m/Sec}^2$), et des vitesses ($v_{\max} \approx 0.3 \text{ m/Sec}$) en comparant avec les résultats du cas linéaire.

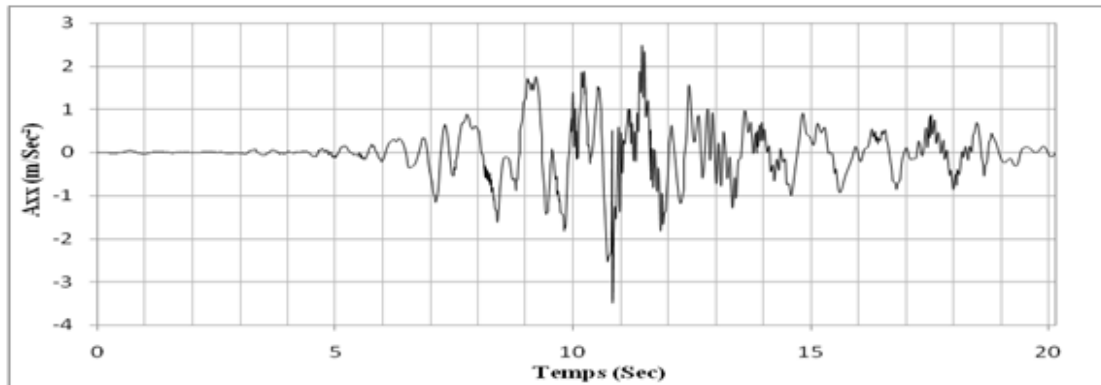


Figure IV.31: Variation de l'accélération horizontale en fonction de temps à la crête du barrage (nœud B1).

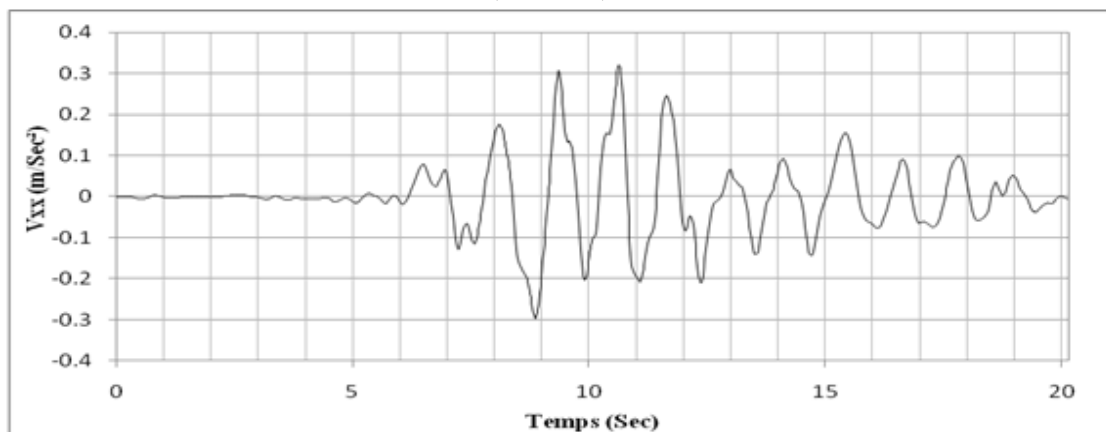


Figure IV.32 : Variation de la vitesse horizontale en fonction de temps à la crête du barrage (nœud B1).

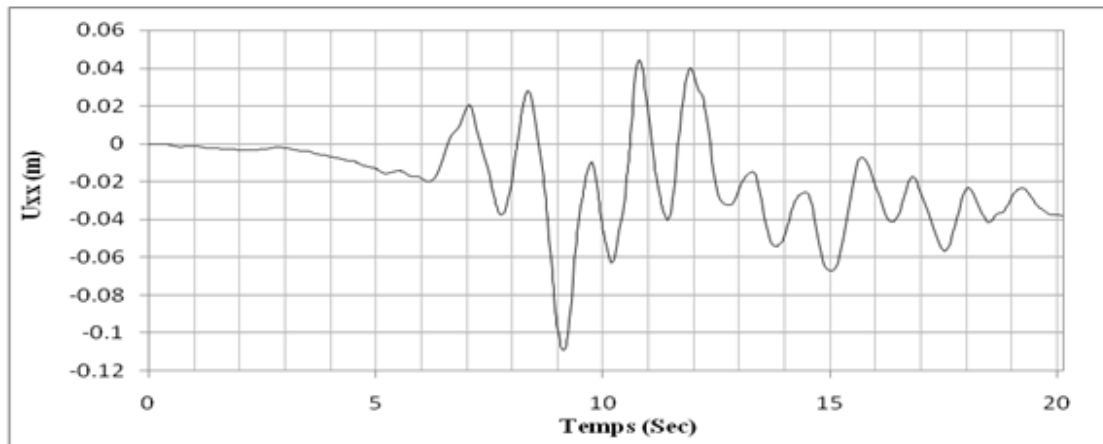


Figure IV.33 : Variation de déplacement horizontal en fonction de temps à la crête du barrage (nœud B1).

❖ **Variation de déplacement, vitesse, et accélération :**

En analysant la figure IV.34, on remarque que le déplacement vertical est maximal aux parements et atteint une valeur de 0.23m (la ligne 3-3), ce qui indique que dans cette région on a un risque d'instabilité.

Dans la figure IV.35 on représente la variation du déplacement horizontal en fonction de la hauteur (la ligne 1-1), on remarque que les déplacements dans le cas plastique sont plus proches aux déplacements dans le cas élastique et atteignent une valeur maximale de 0.10 m à la crête du barrage, pour ce qui concerne les vitesses et les accélérations, la prise en compte d'un comportement plastique conduit à une atténuation de leurs valeurs, surtout dans la partie supérieure de barrage, tout ça est dus à la dissipation d'énergie par la déformation plastique.

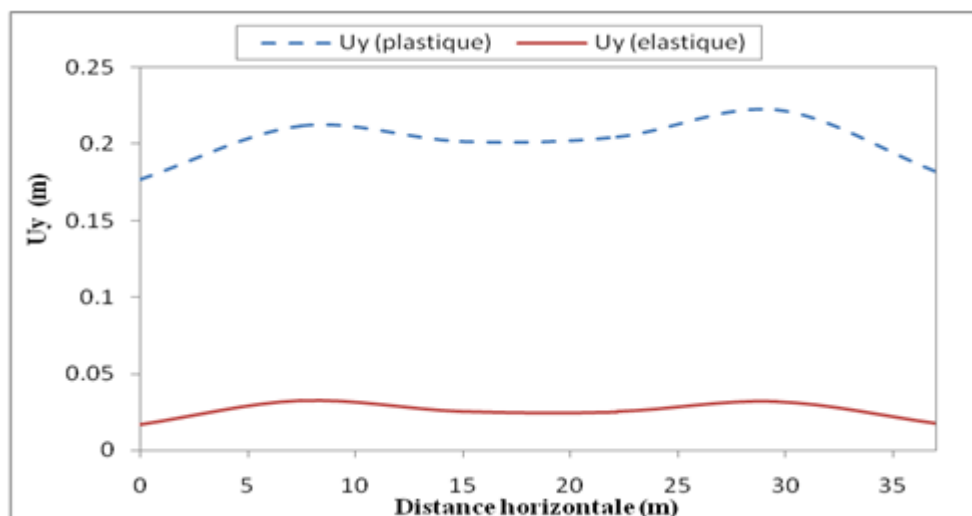


Figure IV.34 : Déplacement vertical en fonction de la distance horizontale aux nœuds de la ligne 3-3.

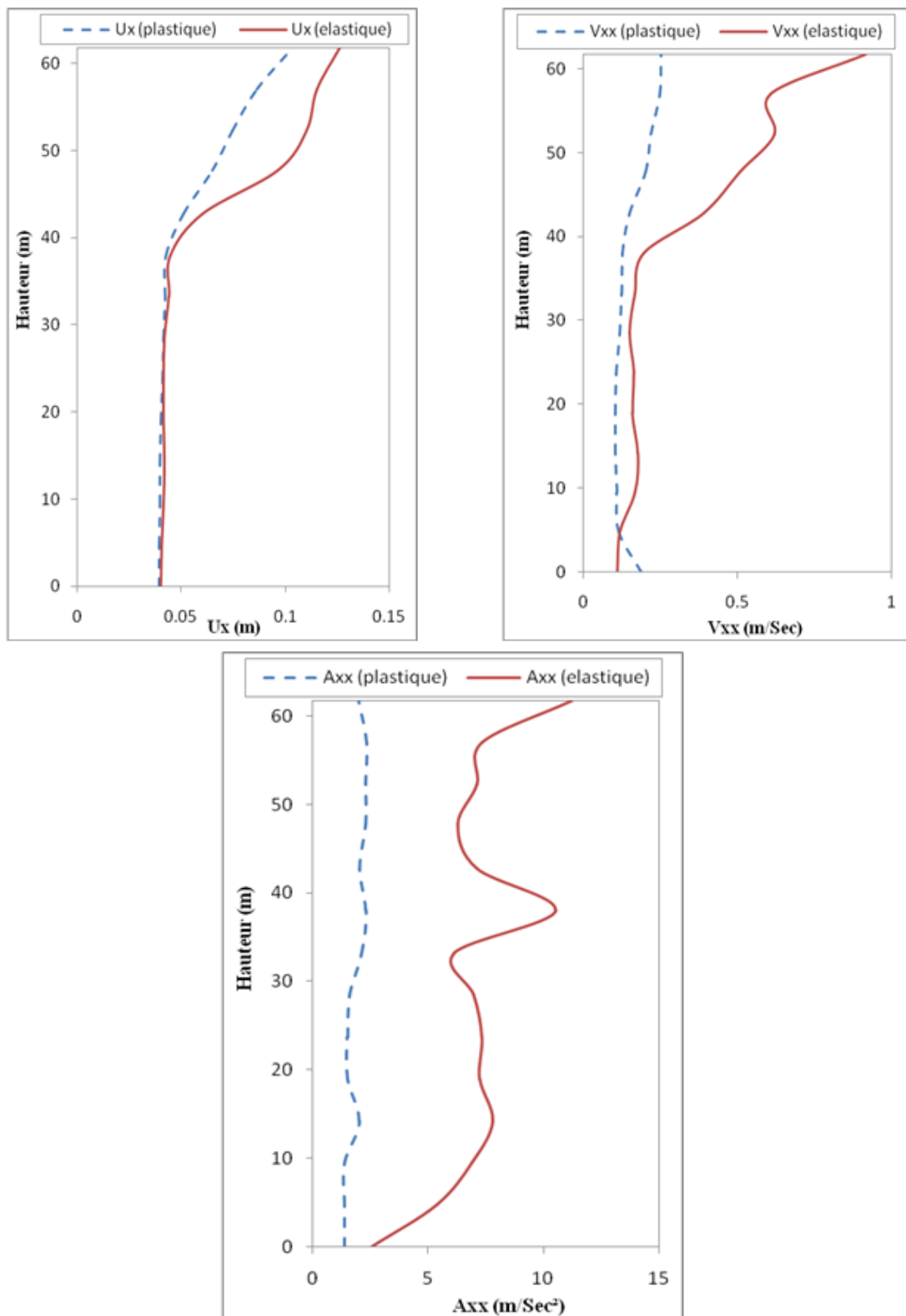


Figure IV.35: Influence de la plasticité sur les vitesses, les déplacements et les accélérations horizontaux aux nœuds de la ligne 1-1.

IV.3.4 Influence de la plasticité sur la distribution des contraintes dans le barrage :

Dans la figure IV.36, on remarque que les contraintes horizontales, verticales et de cisaillement dans le cas plastique sont plus grands que les contraintes dans le cas élastique (

$\sigma_{xyp\max} = 449009\text{Pa}$, $\sigma_{yyp\max} = 1.35\text{E}6\text{Pa}$), tandis que les contraintes de cisaillement plastique sont plus faibles que les contraintes de cisaillement élastique ($\sigma_{xyp\max} = 83877.2\text{Pa}$).

On remarque que la plasticité induit une augmentation des contraintes horizontales, verticales et une atténuation des contraintes de cisaillement.

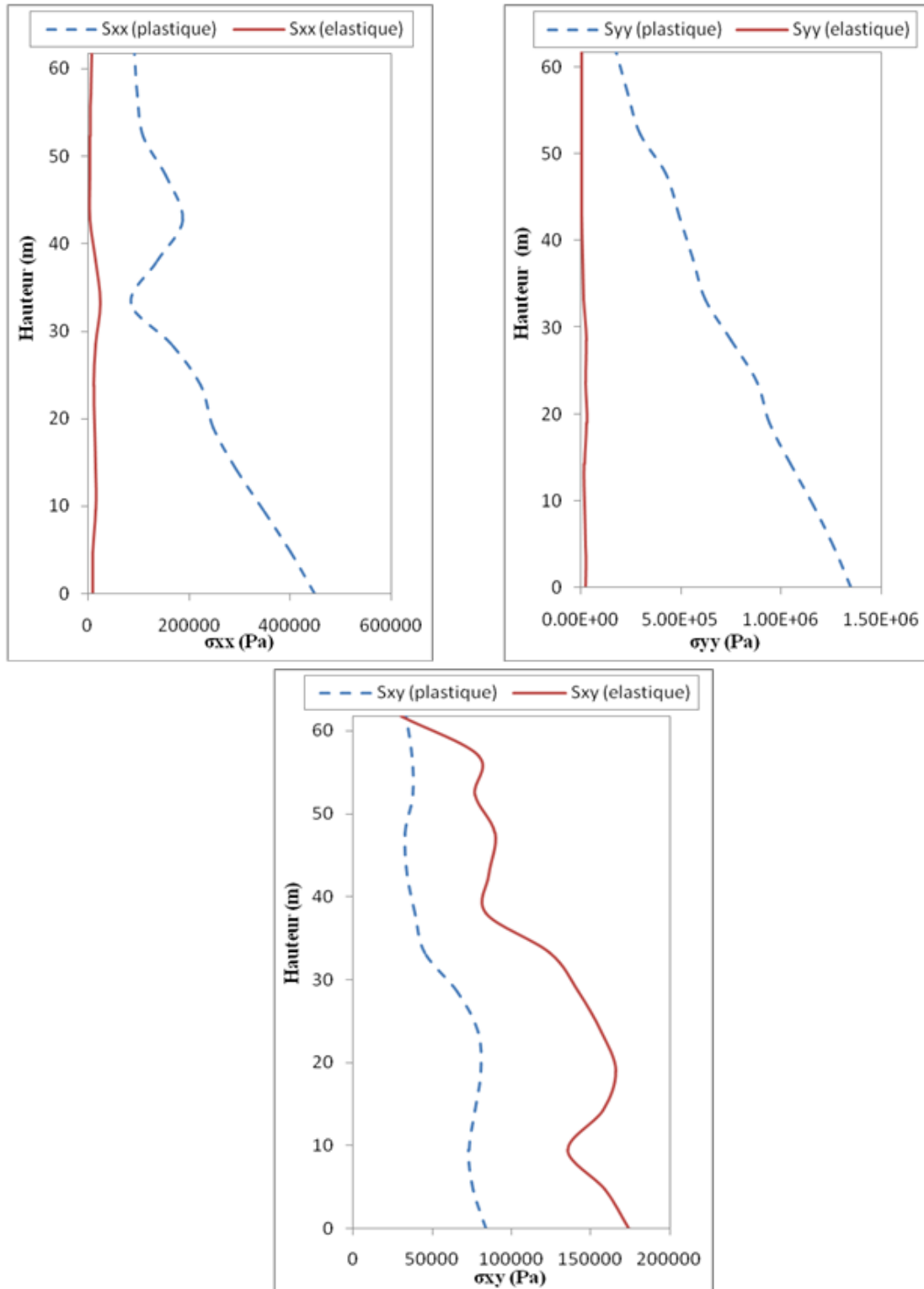
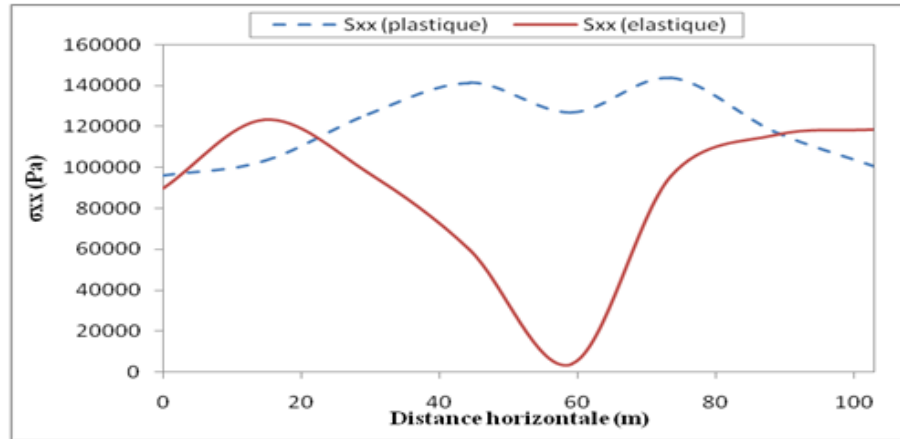
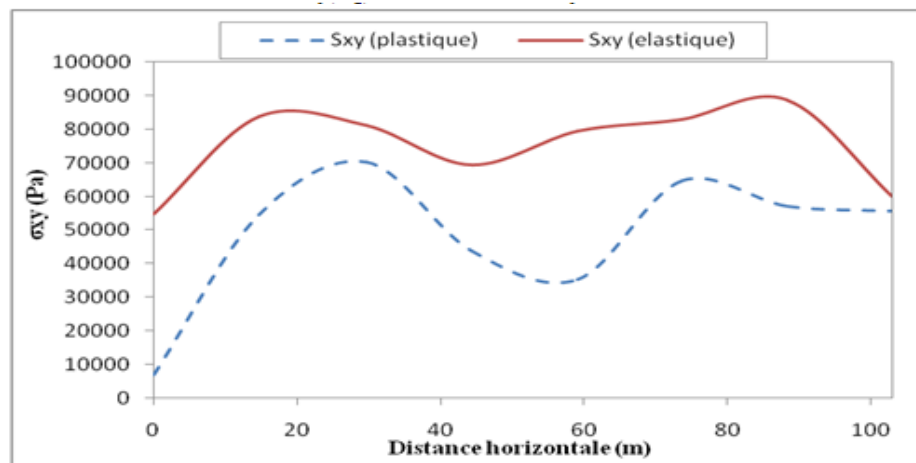
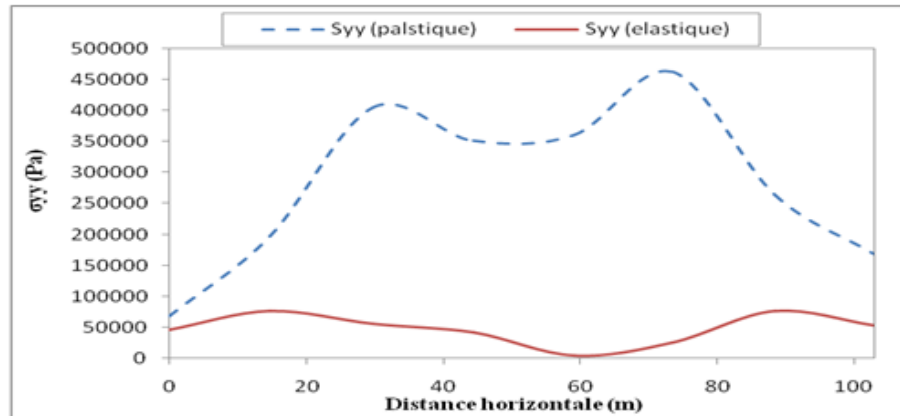


Figure IV.36 : Influence de la plasticité sur la distribution des contraintes horizontales, verticales et de cisaillement dans le barrage aux nœuds de la ligne I-I.

Pour la variation des contraintes en fonction de la distance horizontale (figures IV.37, IV.38), on a toujours les contraintes horizontales et verticales dans le cas plastique plus grandes que le cas élastique, tel qu'elles sont maximales aux parements du barrage, avec une diminution des contraintes de cisaillement (plastique).

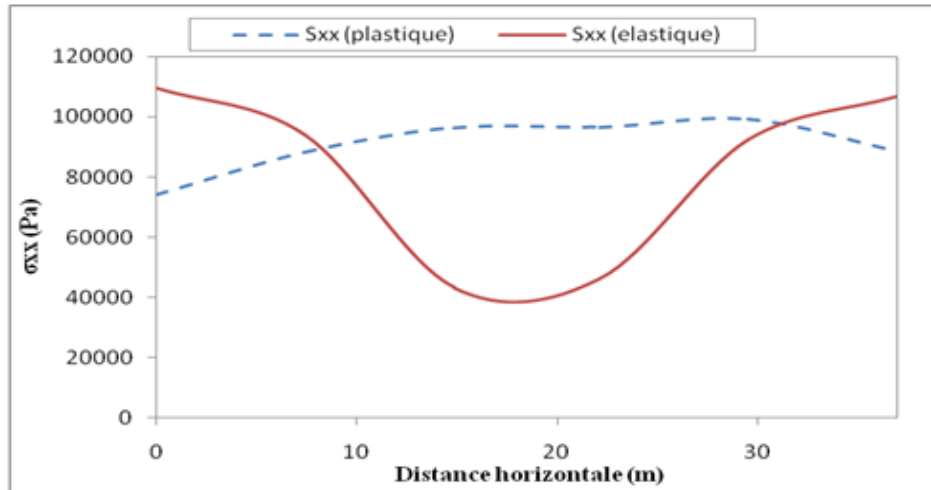


a) Contraintes horizontales.

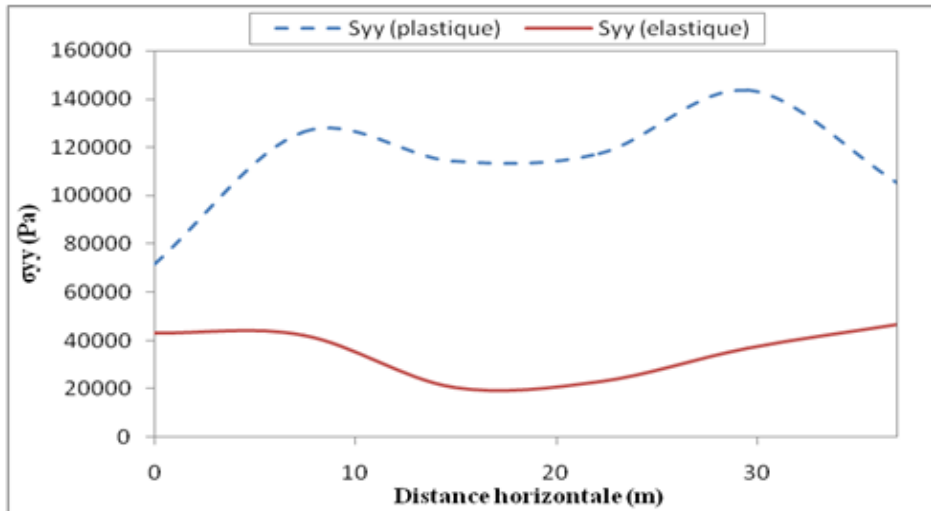


c) Contraintes de cisaillement.

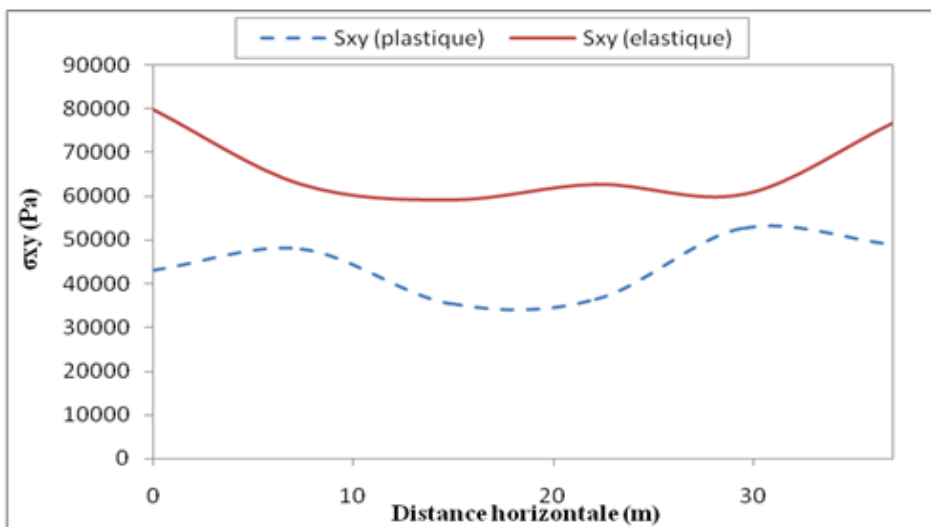
Figure IV.37 : Influence de la plasticité sur la distribution des contraintes horizontales, verticales et de cisaillement dans le barrage aux nœuds de la ligne 2-2



a) Contraintes horizontales.



b) Contraintes verticales.



c) Contraintes de cisaillement.

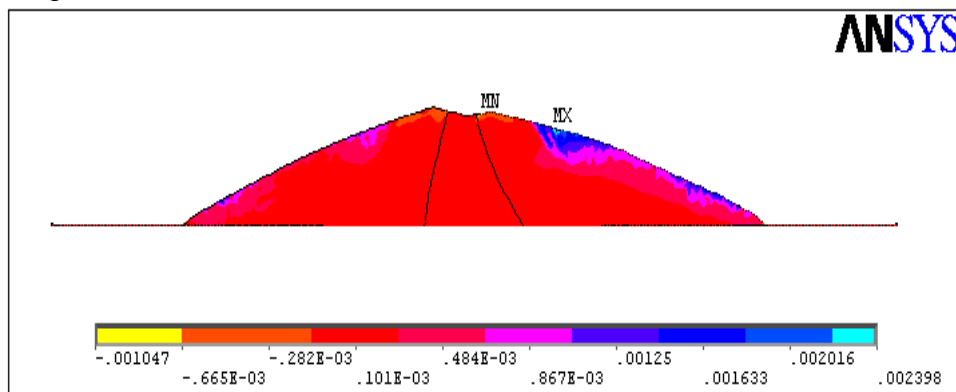
Figure IV.38 : Influence de la plasticité sur la distribution des contraintes horizontales, verticales et de cisaillement dans le barrage aux nœuds de la ligne 3-3.

L'analyse élastoplastique prouve que le chargement sismique induit des déformations plastiques dans une grande partie du parement, par contre dans le noyau sont faibles. La variation du déplacement montre une augmentation sensible aux extrémités, ceci indique un risque d'instabilité dans cette région. La comparaison entre les réponses élastiques et élastoplastique prouve que la déformation plastique mène à une diminution de la vitesse dans le barrage. Ce résultat peut être attribué à la dissipation d'énergie dus à la déformation plastique.

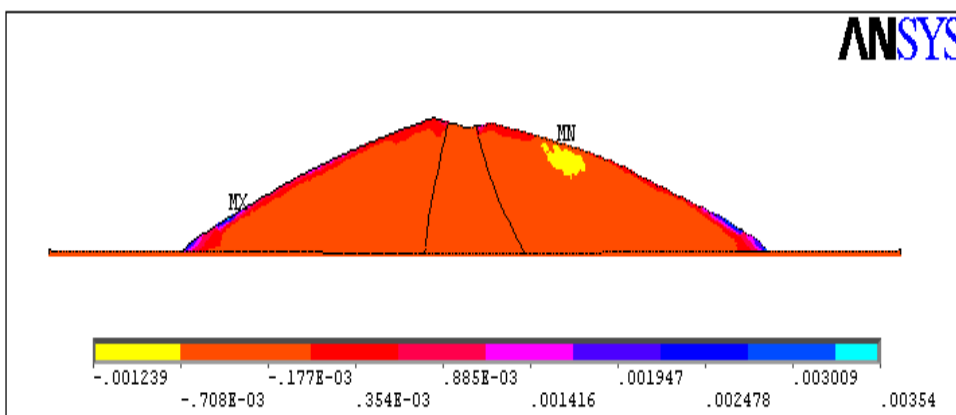
IV.3.5 Influence des paramètres :

IV.3.5.1 Variation de la profondeur de la fondation :

En variant la profondeur de la fondation, pour des valeurs égales à 18m et 28m, les figures IV 39.IV.40, IV.41, IV.42 montrent la distribution de la plasticité dans le barrage. On remarque qu'à chaque fois que la profondeur de la fondation diminue on aura une augmentation considérable de la déformation plastique dans le barrage, et la valeur maximale est toujours observée aux parements.

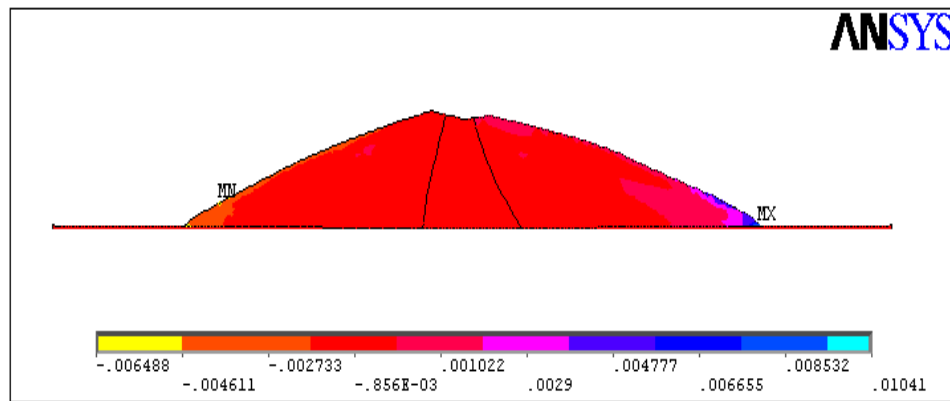


a) Déformation plastique EPPL XX.



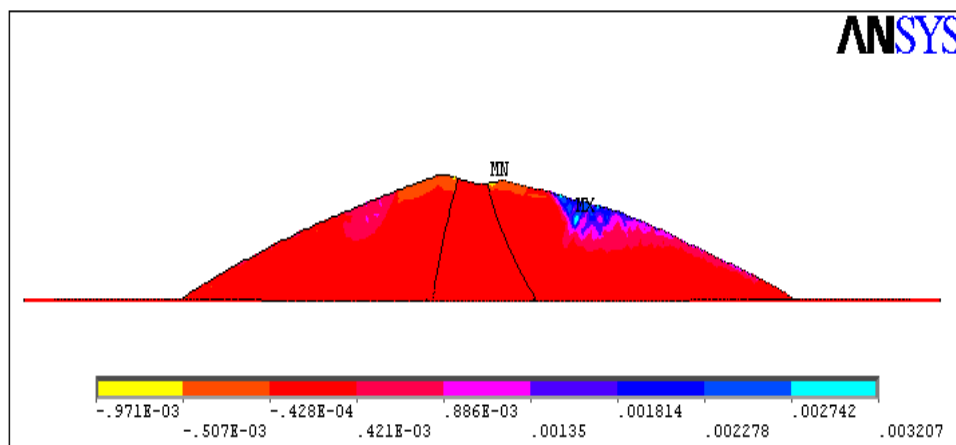
b) Déformation plastique EPPL YY.

Figure IV.39: Distribution de la plasticité dans le barrage dans le cas où la profondeur de la fondation est égale à 18m (EPPL XX, EPPL YY).

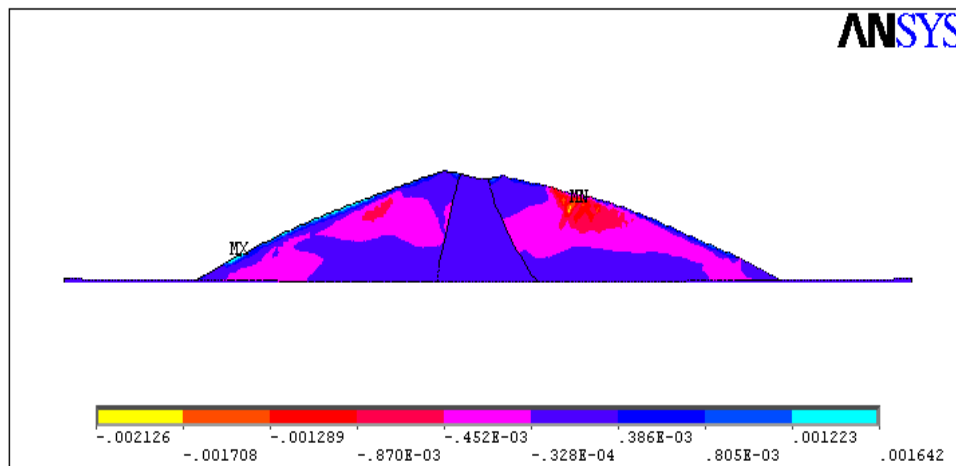


c) La déformation plastique EPPL XY.

Figure IV.40 : Distribution de la plasticité dans le barrage dans le cas où la profondeur de la fondation est égale à 18m (EPPL XY).

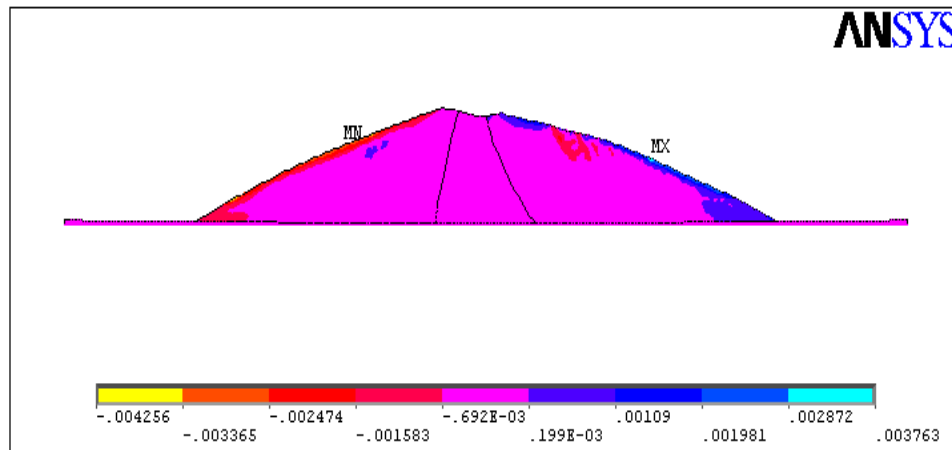


a) La déformation plastique EPPL XX.



b) La déformation plastique EPPL YY.

Figure IV.41: Distribution de la plasticité dans le barrage dans le cas où la profondeur de la fondation est égale à 28m (EPPL XX, EPPL YY).



c) La déformation plastique EPPL XY.

Figure IV.42 : Distribution de la plasticité dans le barrage dans le cas où la profondeur de la fondation est égale à 28m (EPPL XY).

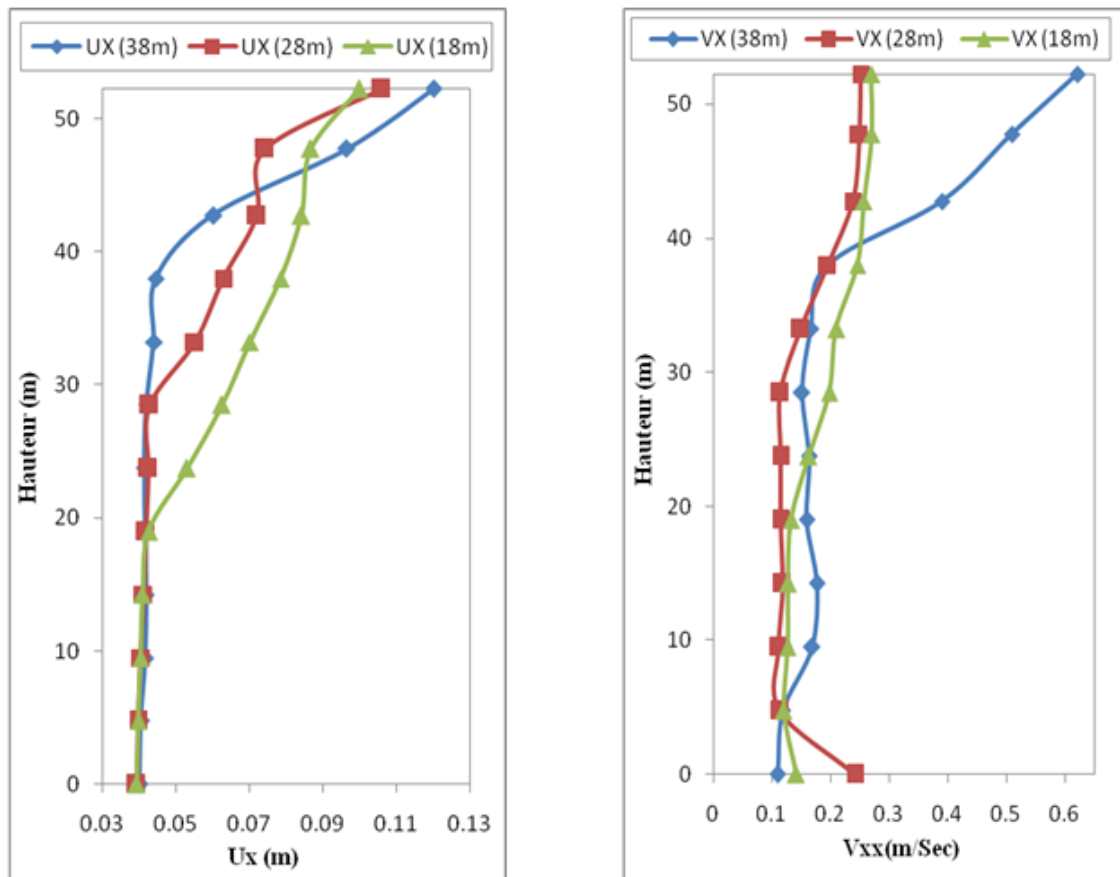


Figure IV.43: Evaluation de la variations de déplacement de la vitesse aux nœuds de la ligne 1-1 en variant la profondeur de la fondation.

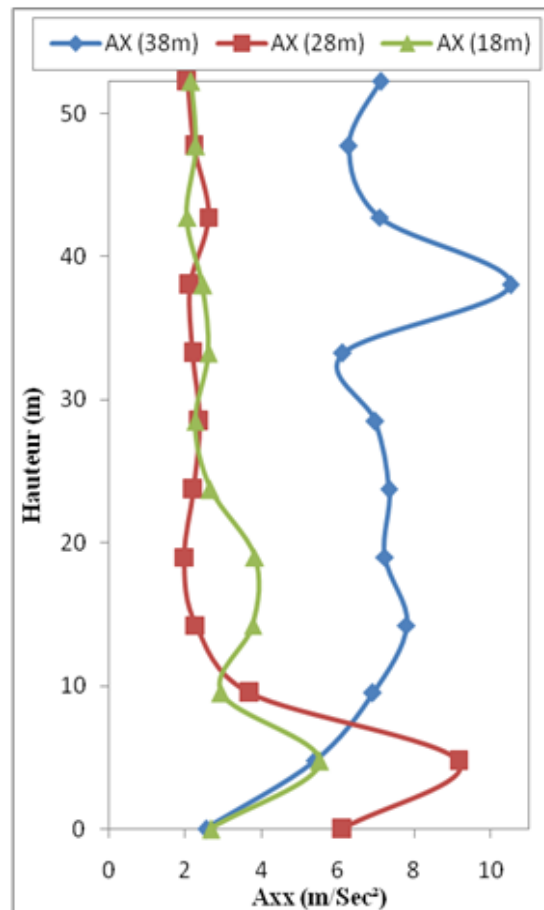


Figure IV.44: Evaluation de la variations de l' accélération aux nœuds de la ligne 1-1 en variant la profondeur de la fondation.

❖ Le déplacement, la vitesse et l'accélération :

En analysant les figures IV.43, IV.44 on remarque que la variation de la profondeur de la fondation influe d'une façon significative sur la vitesse et l'accélération du barrage. Pour le déplacement, la variation est presque négligeable.

❖ Les contraintes :

La diminution de la profondeur de la fondation implique une diminution considérable des contraintes, en allant de la base vers la crête du barrage (figure IV.45).

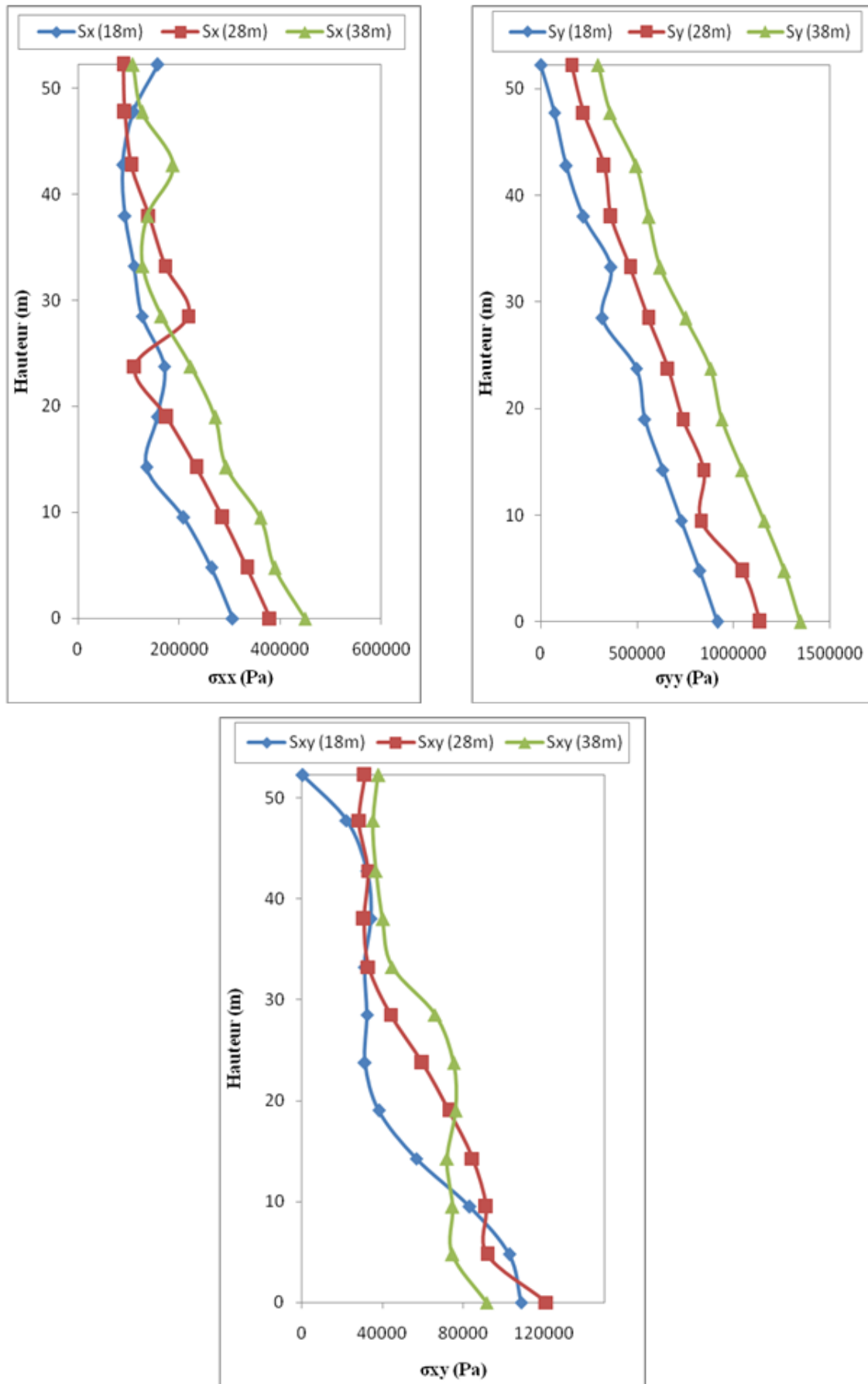


Figure IV.45 : Evaluation de la variation des contraintes horizontales, verticales et de cisaillement aux nœuds de la ligne 1-1 en variant la profondeur de la fondation.

IV.3.5.2 Influence de la rigidité de la fondation :

Faisant varier la rigidité de la fondation et fixant celle du barrage, et prenant comme valeur pour la rigidité de la fondation la moitié de celle du barrage : $E_f = 4.535E07$

En analysant les figures IV.46, IV.47 :

On constate une atténuation des vitesses et des accélérations dans le barrage quand la fondation est flexible, les déplacements sont peu sensible à la variation de la rigidité.

Une variation négligeable des contraintes horizontales et verticales dans le barrage, pour les contraintes de cisaillement la variation est considérable telle qu'elles atteignent une valeur maximale de 450000 Pa.

On peut conclure que :

Quand la fondation est flexible, on aura une atténuation considérable des vitesses et accélération.

L'influence de la rigidité de la fondation sur les contraintes horizontales et verticales est négligeable, et a tendance d'augmenter les contraintes de cisaillement.

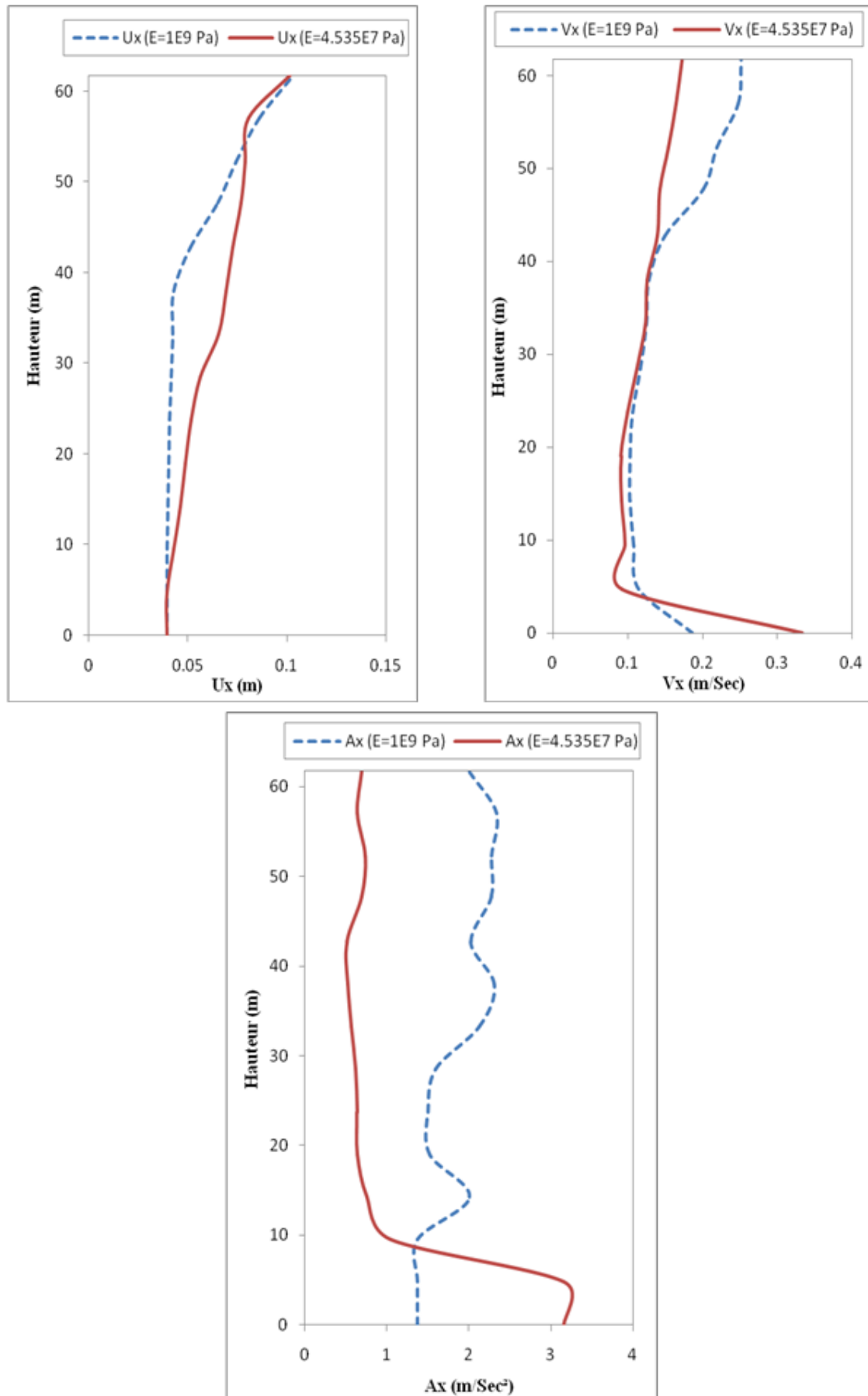


Figure IV. 46: Evaluation de la variations de d éplacement, la vitesse et l' accélération aux nœuds de la ligne 1-1 en variant la rigidité de la fondation.

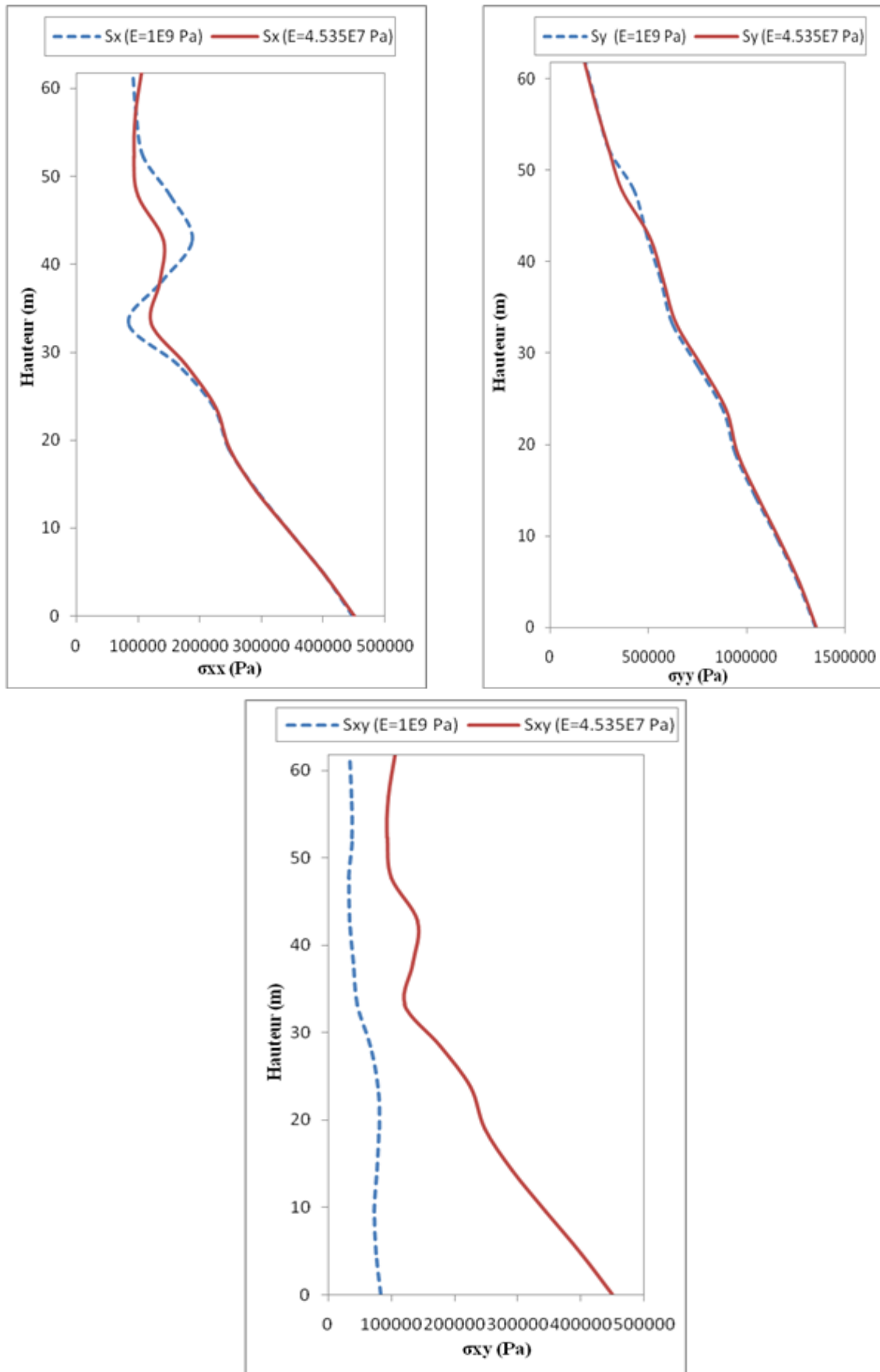


Figure IV. 47 : *Evaluation de la variation des contraintes horizontales, verticales et de cisaillement aux nœuds de la ligne 1-1 en variant la rigidité de la fondation.*

CONCLUSION GÉNÉRALE

La présente étude concerne l'analyse du comportement dynamique de barrage en terre, basé sur la méthode des éléments finis en tenant compte du comportement non linéaire des matériaux constituant le barrage.

Les résultats obtenus montrent que :

1. En vibrations libres:

- La prise en compte de l'interaction barrage-fondation a tendance de prolonger les périodes de vibration.
- L'augmentation de la rigidité de la fondation implique que les périodes de vibration se rapprochent des périodes d'un barrage encastré à sa base, et on a le cas contraire dans le cas où la fondation est flexible.
- Le fait de prendre en compte l'interaction barrage-fluide implique une prolongation des périodes de vibration, et à chaque fois que le taux de remplissage est inférieure à la moitié les périodes de vibration se rapprochent de celles d'un réservoir vide.

2. En vibration forcées :

- L'analyse élastique montre que le séisme induit de grands déplacements latéraux, ces derniers augmentent en s'éloignant de la fondation et allant vers la crête de barrage. En plus on a une amplification des accélérations et de vitesses.

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

- Dans l'analyse élastoplastique, le comportement de sol a été décrit en utilisant le modèle de Drucker Prager non associé. On remarque que :

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 le déplacement, la variation est presque négligeable, mais 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.

Quand la fondation est flexible, une atténuation considérable des vitesses et accélération. L'influence de rigidité de la fondation sur les contraintes horizontales et verticales est négligeable, et a tendance d'augmenter les contraintes de cisaillement.

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.

En perspective, nous suggérons, la prise en compte de l'effet de la pression porale, et l'effet du l'interaction réservoir-barrage-fondation par la méthode de couplage FEM-BEM (finite element method- boundary element method)

Références :

- [1] **Robin Fell, Patrick MacGregor, David Stapledon and Graeme Bell (2005).** Geotechnical engineering of dams. A.A.BALKEMAPUBLISHERS Leiden/London/New York/Philadelphia/Singapore.

- [2] **ANCOLD (1998).** Guidelines for design of dams for earthquake. Australian National Committee on Large dams, Melbourne.

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

- [4] **Newmark, N.M. (1965).** Effects of earthquakes on dams and embankments. 5th Rankine lecture, Geotechnique, vol.15, No.2, 139-160.

- [5] **R. Ziaie Moayed and M.F. Ramzanpour (2008).** Seismic behavior of zoned core embankment dam. EJGE. Vol, 13, Bund. A.

- [6] **Seed, H.B., (1979).** "Considerations in the earthquake-resistant design of earth and rock fill dams". Geotechnique, Vol.29, No.3.

- [7] **GIGB (ICOLD) (1986).** Méthodes de calcul sismique pour barrages, Bulletin 52.

- [8] **Kawai.T. (1985).** Summary report on the development of the computer program DIANA-Dynamic interaction approach and non linear analysis, Science University of Tokyo.

- [9] **Swanson (1992).** A computer program designed by Swanson analysis system, Inc.

- [10] **Cundull, P (1993).** Flac lagrangian analysis of continua. ITASCA.

- [11] **Jean-Pierre MAGNAN, Philippe MESTAT.** Lois de comportement et modélisation des sols. Technique d'ingénieur, traité construction, volume C218.

- [12] **Olivier COUSSY (1991)**. Mécanique des milieux poreux. Editions technip-Paris.
- [13] **ALONSOE.E. GENSA. JOSA A. A (1990)**. constitutive model for partially saturated soils, geotechnics, vol.40 n°3, p.405-430.
- [14] **Olivier COUSSY. Jean-Marie FLEUREAU (2002)**. Mécanique des sols non saturés. Editions. Lavoisier.
- [15] **LYSMER J. (1978)**. Analytical procedures soil dynamics-state of the Art ASCE-Conference on soil dynamics and earthquake engineering.
- [16] **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.
- [17] **Alain-PECKER**. Dynamique des sols. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées.
- [18] **B.Tiliouine, A. Seghir (1997)**. Influence de l'interaction fluide-structure sur le comportement sismique du barrage d'Oued-Fodda. CAM97, Damas, Syrie.
- [19] **S. Kūçūkaslan, S.B. Coşkun, B. Taşkin (2005)**. Transient analysis of dam-reservoir interaction including the reservoir bottom effects. Journal of fluid and structure 20 ,1073-1084.
- [20] **Alaa CHATEAUNEUF (2005)**. Comprendre les éléments finis. Ellipses Edition Marketing S.A,
- [21] **Abdelghani Seghir, Abdelkader Tahakourt (2007)**. Analyse dynamique des systèmes barrage-réservoir avec couplage éléments finis-éléments infinis, 7eme Colloque national AFPS. Ecole centrale Paris.
- [22] **Evgeny Barkanov**. Introduction to the finite element method. Institute of Materials and Structures Faculty of Civil Engineering Riga Technical University.
- [23] **Michel DYSLI (1997)**.Modélisation en contraintes-déformation, école polytechnique fédérale de Lausanne.

- [24] **André Filiatrault (1996)**.Eléments de génie parasismique et de calcul dynamique des structures. Editions de l'école Polytechnique de Montréal.
- [25] **ANIL K.CHOPRA (2007)**. Dynamics of structures. Theory and Applications To Earthquake Engineering. Third Edition. PEARSON Prentice Hall.
- [26] **Mohammed Kadri (2005)**. Effet de la non linéarité géométrique sur le comportement des barrages. Algerian Journal of Technology.
- [27] **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
- [28] **Job Thomas, Ananth Ranaswamy**, Nonlinear analysis of shear dominant prestressed concrete beams using Ansys.
- [29] **Zhao Shangyi. Zheng Yingren**, Slope Safety factor analysis using Ansys, Logistical engineering university, chonQingtion, china.

ANNEXES

Annexe A

PRÉSENTATION D'ANSYS

Le nom ANSYS est le synonyme de la simulation par élément finis de haut niveau, c'est l'un des principaux programmes d'éléments finis commerciaux dans le monde et peut être appliqué à un grand nombre de domaines de technologie. Les solutions d'éléments finis sont disponibles pour plusieurs disciplines de la technologie comme la statique, la dynamique, l'écoulement de la chaleur, le flux de fluide, l'électromagnétiques et les problèmes de couplage de champ.

L'utilisateur d'ANSYS peut courir des simulations pour des problèmes linéaires et non-linéaires tel que la non-linéarité structurale peut se produire en raison du comportement matériel non linéaire, des grandes déformations ou l'état de contact des frontières.

Une classification générale des problèmes dynamiques qui peuvent être résolus avec ANSYS sont donnés en considérant non seulement l'implicite mais également les possibilités explicites de la solution.

Un dispositif utile d'ANSYS qui est non seulement disponible pour des problèmes dans la dynamique structurale, c'est ANSYS Parametric Design Language (APDL) qui permet à l'utilisateur de paramétrer complètement le modèle.

Le logiciel ANSYS permet aux ingénieurs d'accomplir plusieurs tâches tel que :

- Établir les modèles numériques ou transférer les modèles de DAO des structures, des produits, des composants, ou des systèmes.
- Appliquer les charges dynamiques ou autres états de conditions de conception.

- Étudier les réponses physiques, telles que les niveaux de contraintes, déformations, et les distributions de la température, ...etc.
- Optimiser une conception dans le procédé de développement pour réduire des coûts de production.
- Faire le prototype examinant dans les environnements où il autrement serait indésirable ou impossible (par exemple, applications biomédicales).
- Étudier les problèmes d'interaction fluide-structure.

Le logiciel ANSYS a été utilisé pour résoudre divers problèmes de génie civil, tel que :

- ❖ Les problèmes géotechniques (la stabilité des talus par les professeurs ZHAO Shengyi et ZHENG /Yingren Logistical Engineering University, ChongQing, China) [28];
- ❖ Étude dynamique des structures (détermination de la réponse des bâtiments vis-à-vis du séisme, du vent) ;
- ❖ Étudier le comportement de différents matériaux de génie civil sous l'effet de chargement (la rupture d'une poutre en T en béton précontraint dans le cas non linéaire sous l'effet de cisaillement par les docteurs Job Thomas et Ananth /Ramaswamy Indian Institute of Science, Bangalore, Inde) [29].

A.1 Interface graphique :

On générale l'interface graphique d'Ansys contient dix principales commandes (figure V.1):

1. **Icon Toolbar Menu** : contient les boutons graphiques qui exécutent des commandes fréquemment utiliser par ANSYS.
2. **Utility Menu**: contient les fonctions de service qui sont disponibles dans toute la session d'ANSYS.
3. **Input Line**: sert a exécuté des commandes plus complexes, ou même des programmes APDL.
4. **Raise/Hidden Icon**;
5. **Abbreviation Toolbar Menu**;
6. **Main Menu**: contient les principales fonctions d'ANSYS organisé comme suit (preprocessor, solution, general postprocessor, design optimzer, etc.)
7. **Graphics Area**;

8. **User Prompt Info;**

9. **Current Setting;**

10. **Output Windows:** reçoit tout le texte externe du programme : les réponses des commandes, notes, erreurs, et d'autres messages.

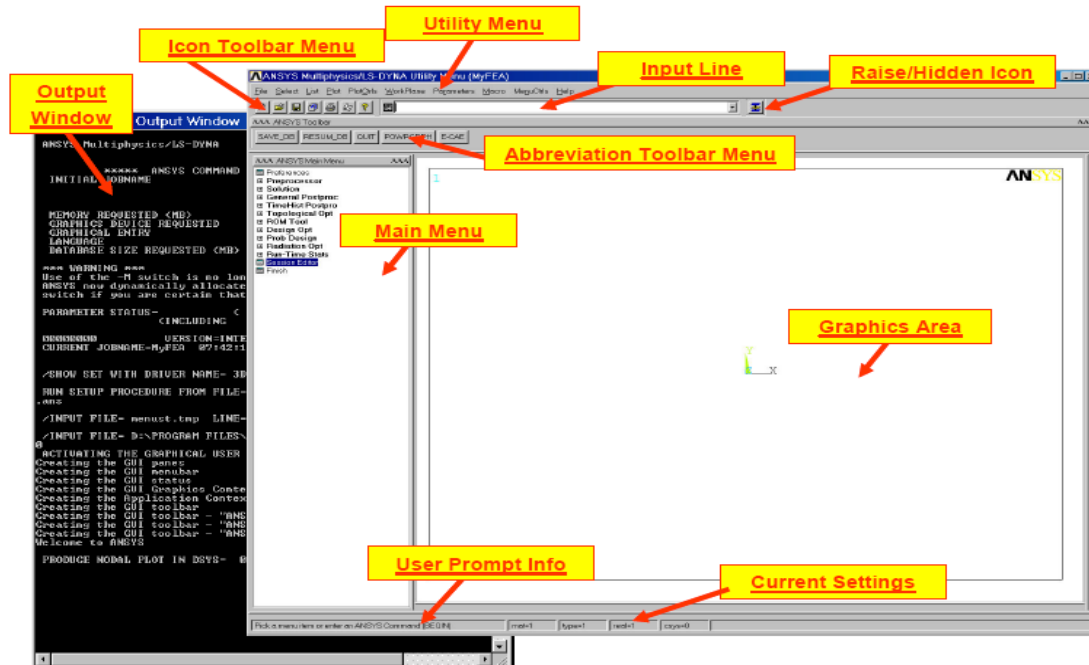


Figure A.1: Interface graphique d'ANSYS.

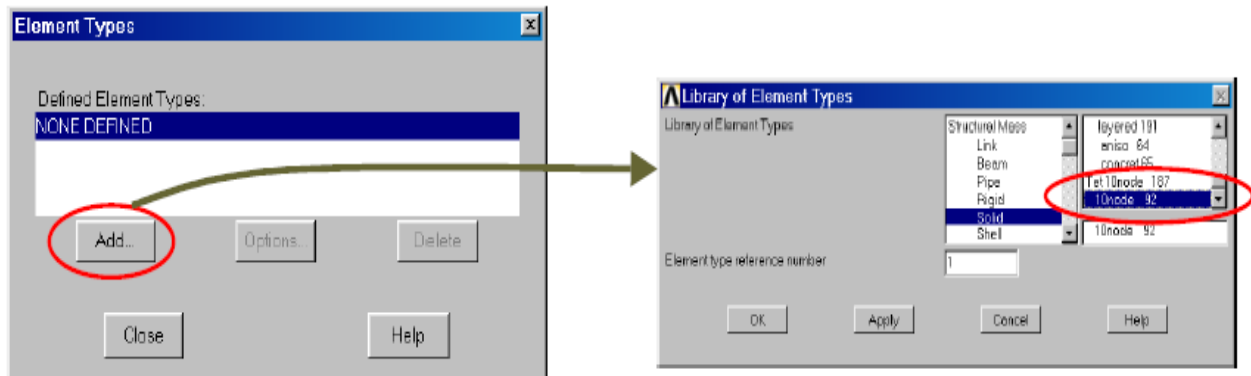
A.2 Bibliothèque des éléments et le maillage:

Ansyes possède une riche bibliothèque des éléments de maillage tel qu'il a deux cent cinquante deux éléments, pour différents type de problèmes (thermique, dynamique, statique, linéaires, non linéaires, en deux ou en trois dimensions).

Le choix du type d'élément c'est l'étape la plus importante, car on détermine les caractéristiques des éléments tel que :

- Le degré de liberté (D.O.F), par exemple pour l'élément structural à plus de six degrés de liberté : U_x , U_y , U_z , ROT_x , ROT_y , ROT_z .
- La forme d'élément : 2D solide, 3D solide.

- Définir un élément :



A.3 Les méthodes de maillage:

Il existe deux principales méthodes de maillage : libre et tracé.

1. Le maillage libre :

- Le maillage n'épouse pas aucune forme.
- Préférable pour les formes de surface et volume complexe.
- Le volume maillé possède grand D.O.F (10 nœuds).

2. Le maillage tracé :

- Forme des éléments est limitée, pour les quadrilatérales (surface) et les hexaèdre (volume).
- Typiquement ont aura un modèle régulier.
- Préférable pour des formes régulières comme les rectangles et les cubes.



A.4 Propriétés des éléments:

Chaque analyse a besoin de définir les propriétés de matériaux, tel que: module d'élasticité, coefficient de Poisson...etc.

Un ou plusieurs propriétés de matériaux peuvent être définie selon le problème.

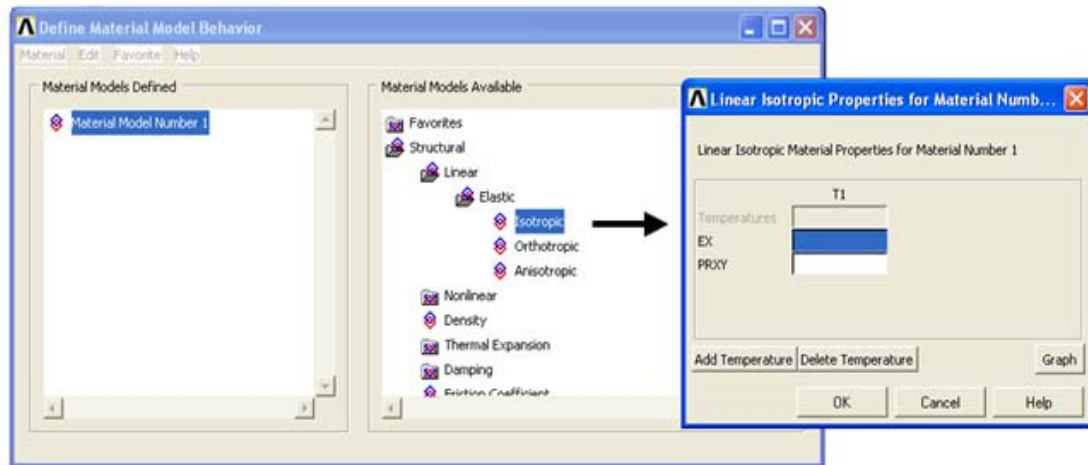


Figure A.2 : *Choix des propriétés des éléments.*

Système d'unité:

ANSYS n'exige pas un système d'unité pour les analyses (sauf pour l'analyse magnétique)

On peut choisir n'importe quel système d'unité, mais on doit l'employer pour toutes les données entrées durant l'analyse.

Il est préférable d'utiliser le système d'unité international pour éviter tout les problèmes.

Temps	Longueur	Masse	Force	Température	Energie
S	m	kg	N	K	J
Densité	Conductivité	Chaleur spécifique	Flux	Contrainte	Convection
Kg/m ³	J/(S.m.K)	J/(kg.K)	J/(S.m ²)	J/(S.m ² .K)	Pa