

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université de Batna 2 – Mostefa Ben Boulaïd
Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique



Thèse

Préparée au sein du Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée

Présentée pour l'obtention du diplôme de :
Doctorat en Sciences en Hydraulique
Option : Sciences Hydrauliques

Sous le Thème :

**Modélisation Du comportement dynamique du barrage en
terre sous sollicitations sismiques**

Présentée par :

SEGHIRTarek Devant le

jury composé de :

M. SAADI Mohamed	MCA	Université de Batna 2	Président
M. FOURAR Ali	Prof	Université de Batna 2	Rapporteur
M. ZEDIRA Hamma	Prof	Université de Khenchela	Examineur
M. BELACHIA Mouloud	Prof	Université de Skikda	Examineur

2023/2024

DEDICACES

En guise de gratitude et de profonde reconnaissance, je dédie ce travail à :

À mes chers parents, dont le soutien inconditionnel, l'amour et les encouragements ont été la force motrice derrière mes réalisations académiques.

À ma femme, source d'inspiration et pilier de soutien, qui me soutient tout au long de ce parcours, même dans les moments les plus difficiles.

À mes enfants bien-aimés, Anes Abderrahmane, Djoud AbdMouiz et Sadene AbdEl Bari, vous êtes ma fierté et ma plus grande motivation. Votre joie de vivre et votre amour inconditionnel ont illuminé chaque étape de ce voyage académique.

À mon frère Zohir et mes deux sœurs, pour leur soutien indéfectible, leurs précieux conseils et leur présence réconfortante tout au long de mon cheminement académique.

À tous mes amis, qui ont partagé mes joies et mes peines, et ont été une source constante d'encouragement et de soutien.

À tous mes amis et camarades de promotion, avec lesquels j'ai entretenu des relations de cordialité, votre présence a rendu cette expérience d'étude encore plus enrichissante.

Et enfin, à toutes les personnes qui ont gagné, de près ou de loin, à l'élaboration de ce travail, je vous suis reconnaissant. Vos conseils, votre expertise et votre soutien ont été inestimables.

Que cette dédicace témoigne de ma profonde gratitude envers chacun d'entre vous pour avoir été une partie essentielle de mon parcours éducatif.

REMERCIEMENTS

Enfin, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mon estime pour ma petite famille pour leur compréhension, leur soutien inconditionnel et leur dévouement constant tout au long de ces années.

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements à toutes les personnes qui ont pensé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Je tiens aussi à remercier Monsieur **SAADI Mohamed**, Maître de Conférences à l'Université de Batna 2, pour avoir accepté de présider le jury et également par la même occasion je tiens à remercier Messieurs **ZEDIRA Hamma**, Professeur à l'Université de Khenchela et **BELACHIA Mouloud**, Professeur à l'Université de Skikda, pour avoir accepté d'examiner ce travail. Je les remercie très sincèrement.

En particulier, je voudrais adresser ma profonde gratitude à mon directeur de thèse, le Professeur **FOURAR Ali**, pour son orientation, son expertise et son soutien tout au long de cette recherche. Ses conseils éclairés et son engagement ont été essentiels pour la réussite de ce projet.

Je souhaite également exprimer ma reconnaissance envers **ZEROUAL Abdellatif**, Maître de conférences à l'université d'Oum El Bouaghi, pour sa précieuse collaboration et son apport significatif à ce travail. Sa contribution a enrichi mes recherches et a amélioré grandement la qualité de cette thèse.

Enfin, je tiens à exprimer ma profonde gratitude envers ma petite famille. Leur amour, leur soutien inconditionnel et leurs encouragements constants ont été la source de ma motivation et de ma détermination tout au long de cette étude. Leur patience et leur compréhension face à mes nombreuses heures passées à travailler sur ce projet ont été d'une valeur inestimable.

À tous ceux qui ont joué un rôle dans la réalisation de cette thèse, je vous suis sincèrement reconnaissant. Votre contribution a été précieuse et a retenu à faire de ce travail une réalité.

Merci du fond du cœur.

RESUME

La modélisation des barrages en terre sous charge sismique est un domaine crucial pour la sécurité des ouvrages hydrauliques. La (MEF) et la (MDF) ont permis d'analyser le comportement des sols sous différentes conditions de chargement. Les modèles de comportement des sols ont été développés en se basant sur la mécanique des milieux continus et la théorie de la plasticité pour comprendre les interactions sol-structure-fluide et ainsi faire face aux effets que peut engendrer un chargement sismique.

L'utilisation des logiciels de simulation tels que FLAC 2D et PLAXIS 2D a permis de simuler le comportement d'un barrage en terre sous charge sismique en termes de déformation et de déplacement. Les résultats de simulation ont montré une bonne corrélation entre les deux logiciels, ce qui valide l'utilisation du modèle de Mohr-Coulomb dans la simulation du comportement des sols.

A partir de la structure du barrage de Ouarkiss et de l'éventail de données utilisées pour étudier la stabilité et la déformation de cette structure hydraulique, de nombreux calculs ont été effectués pour montrer l'influence respective de chacun des paramètres (accélérogrammes, densité).

L'étude paramétrique a montré que la variation de la densité des matériaux γ_s et l'accélération maximale ont une influence significative sur le comportement du barrage en terre. Les calculs réalisés à l'aide du logiciel Plaxis, ont montré que le paramètre densité de ces matériaux et l'accélération du sismique sont susceptibles d'entraîner une augmentation des déplacements et des déformations parfois substantiels dans le barrage. Ces déplacements induits par le mouvement sismique peuvent franchir le seuil de l'élasticité des éléments structuraux du barrage de Ouarkiss.

En conséquence, il est crucial de comprendre l'impact de la densité sur la stabilité, la déformation, la résistance et la plasticité des barrages en terre pour garantir leur sécurité et leur durabilité. Des études approfondies peuvent être menées pour évaluer l'effet de la densité sur ces aspects, en tenant compte des caractéristiques des matériaux, des conditions environnementales et des charges appliquées. Les résultats de ces études peuvent être utilisés pour optimiser la

conception, la construction des barrages en terre, afin de répondre aux normes de sécurité exigées.

Enfin, la simulation numérique est une méthode crédible et efficace pour évaluer le comportement des barrages en terre sous charge sismique. Les résultats de cette étude peuvent aider les ingénieurs à prendre des décisions prudentes concernant la conception et la construction des barrages en terre. Enfin, des perspectives de recherche futures pourraient inclure l'utilisation de modèles de comportement des sols plus avancés et la simulation de conditions de chargement plus complexes.

Mots clés : Barrage en terre– PaLxis 2D –Flac 2D – contraintes- déplacements- déformations – Analyse sismique – critère de Mohr-Coulomb – MEF et MDF

ABSTRACT

Modelling earth dams under seismic loading is a crucial area for the safety of hydraulic structures. Finite element methods (FEM) and finite difference methods (FDM) have been used to analyze the behaviour of soils under different loading conditions. Soil behaviour models were developed based on the mechanics of continuous media and plasticity theory to understand soil-structure-fluid interactions and to deal with the effects that seismic loading can generate.

The use of simulation software such as FLAC 2D and PLAXIS 2D has allowed for the simulation of the behaviour of an earth dam under seismic loading in terms of deformation and displacement. The simulation results showed good correlation between the two software, validating the use of the Mohr-Coulomb model in simulating soil behaviour.

Based on the structure of the Ouarkiss dam and the range of data used to study the stability and deformation of this hydraulic structure, numerous calculations were carried out to show the respective influence of each parameter (accelerograms, density).

Parametric study showed that the variation of material density γ_s and maximum acceleration have a significant influence on the behaviour of the earth dam. Calculations carried out using the PLAXIS software showed that the density parameter of these materials and seismic acceleration can result in significant increases in displacement and deformation in the dam. These displacements induced by seismic movement can exceed the elasticity threshold of the structural elements of the Ouarkiss dam.

Therefore, it is crucial to understand the impact of density on the stability, deformation, strength, and plasticity of earth dams to ensure their safety and durability. In-depth studies can be conducted to evaluate the effect of density on these aspects, taking into account the characteristics of materials, environmental conditions, and applied loads. The results of these studies can be used to optimize the design and construction of earth dams to meet safety standards.

Finally, numerical simulation is a credible and effective method for evaluating the behavior of earth dams under seismic loading. The results of this study can help engineers make prudent decisions regarding the design and construction of earth dams. Finally, future research perspectives could include the use of more advanced soil behavior models and the simulation of more complex loading conditions.

Keywords: Earth dam - Plaxis 2D - FLAC 2D - stresses - displacements - deformations - Seismic analysis - Mohr-Coulomb criterion - FEM and FDM.

ملخص

تعد نمذجة السدود الترابية تحت الشحنة الزلزالية مجالاً مهماً لسلامة الهياكل الهيدروليكية. الطرق العددية للعناصر المحدودة (FEM) والاختلافات المحدودة (MDF) جعلت من الممكن تحليل سلوك التربة تحت ظروف التحميل المختلفة. حيث تم تطوير نماذج سلوك التربة بناءً على ميكانيكية الاستمرارية ونظرية اللدونة لفهم تفاعلات التربة والبنية والسوائل وبالتالي التعامل مع الآثار التي يمكن أن يسببها التحميل الزلزالي.

استخدام برامج المحاكاة مثل Plaxis 2D و Flac 2D جعل من الممكن محاكاة سلوك السد الترابي تحت الشحنة الزلزالية من حيث التنقل والتشوه أين أظهرت نتائج المحاكاة ارتباطاً و توافقاً جيداً بين البرنامجين ، مما يؤكد و يوثق استخدام نموذج " Mohr- Coulomb " في محاكاة سلوك التربة. وانطلاقاً من هيكل سد وركيس ونطاق البيانات المستخدمة لدراسة ثبات وتشوه هذا الهيكل الهيدروليكي ، تم إجراء العديد من الحسابات لإظهار التأثير الخاص بكل من المعايير كالتسارع الزلزالي والكثافة.

أظهرت الدراسة البارامترية أن اختلاف كثافة المواد و التسارع الأقصى لهما تأثير كبير على سلوك السد الترابي. حيث أن الحسابات التي أجريت باستخدام برنامج بلاكسيس ، أظهرت أن معامل الكثافة لهذه المواد و تسارع الزلازل يؤدي إلى زيادة في النزوح وفي بعض الأحيان إلى تشوهات كبيرة في السد، يمكن لهذه التحركات الناجمة عن الحركة الزلزالية أن تتجاوز عتبة مرونة العناصر الهيكلية لسد وركيس. وبناءً على ذلك، فإن فهم تأثير الكثافة والتسارع الزلزالي على ثبات السدود الترابية وتشوهها وقوتها ومرونتها أمر بالغ الأهمية لضمان سلامتها ومتانتها. يمكن إجراء دراسات معمقة لتقييم تأثير الكثافة والتسارع الزلزالي على هذه الجوانب، مع مراعاة خصائص المواد والظروف البيئية والأحمال المطبقة. يمكن استخدام نتائج هذه الدراسات لتحسين تصميم وبناء السدود الترابية من أجل تلبية معايير السلامة المطلوبة.

في الأخير ، تعد المحاكاة العددية طريقة فعالة لتقييم سلوك السدود الترابية تحت الشحنة الزلزالية أين يمكن أن تساعد نتائج هذه الدراسة المهندسين على اتخاذ قرارات حكيمة فيما يتعلق بتصميم وبناء السدود الترابية. ختاماً، يمكن أن تشمل أعمال البحث المستقبلية استخدام نماذج سلوك التربة الأكثر تقدماً ومحاكاة ظروف التحميل الأكثر تعقيداً.

الكلمات المفتاحية: سد ترابي - PaLxis 2D - Flac 2D - الضغوط - النزوح - التشوهات - الشحنة الزلزالية- معيار Mohr-Coulomb و FEM- MDF

TABLE DES MATIÈRES

DEDICACE	I
REMERCIEMENTS	II
RESUME	III
ABSTRACT	V
ملخص	VI
TABLES DES MATIERES	VII
LISTE DES FIGURES	XV
LISTE DES TABLEAUX	XXI
PRINCIPALES NOTATION	XXIII
Introduction générale	1
Chapitre 01 : Situation actuelle des barrages en remblai	5
1. Les barrages	5
2. Typologie d'ouvrages en de terre	5
3. Risques inhérents aux barrages	6
3.1. Les dangers et les répercussions sur les enjeux impliqués	6
3.2. Fréquence de rupture	6
1.4. Risques distinctifs des barrages souples en terre	7
1.5. Stabilité des barrages au glissement	8
1.5.1. Situations de projet, actions et états-limite	8
A) Situations de projet	8
B) Actions auxquelles sont soumis les ouvrages hydrauliques	9
C) Etats-limites ELS et ELU	9
1.5.2. Modèle géotechnique	10
a)Modèle géométrique	10
b) Poids volumique	11
c)Déformabilité et élasticité	12
d) Résistance au cisaillement	13
1.5.3. Modèle hydraulique interne	16
a) Hypothèses du modèle hydraulique	16

b) Equations d'écoulement	19
c) Géométrie et conditions aux limites	19
1.5.4. Justification de la stabilité au glissement par calcul a l'équilibre limite	20
a) Définition du facteur de sécurité	20
b) Méthodes à l'équilibre-limite(MEL)	21
c) Synthèse concernant les MEL	23
1.5.5. Justification de la stabilité au glissement par calcul en déformations	23
1. Comportement élastoplastique	24
2. Méthodes numériques de modélisation	27
a) Approche par différences fines pour la modélisation numérique	27
b) Approche par(VF)	27
c) Méthode des éléments finis(MEF)	27
d) Approche éléments discrets (MED)	28
3. Calcul de FS à l'aide de la MEF	28
a)Généralités	28
b) Méthode de réduction des paramètres (MRP)	29
1.5.6. Synthèse sur la justification de l'état-limite de glissement	32
Conclusion	33
Chapitre 02 : Contexte et problématique générale	34
2.1. Rappels sur la représentation de l'action sismique	34
2.2. Intégration de l'aléa sismique dans l'évaluation de la stabilité des ouvrages	34
2.3. Description de l'action sismique selon l'approche forfaitaire	35
2.3. Représentation alternative de l'action sismique	40
2.4. Approche normative en Algérie	40
2.5. Etats limites considérés	41
2.6. Contexte sismotectonique du nord de l'Algérie	42
2.7.1. Accélération maximale du sol	44
2.7.2. Cadre sismotectonique	45
a. Archéosismicité	45
b. Sismicité entre 1850 1900	46

4.1.1. La technique de calcul par éléments-finis (MEF)	73
4. 1.2 .Approximation par différences finies (MDF)	73
4.2. Les Modèles de Comportements	74
4.2.1. Modélisation du comportement des solides élastiques soumis à des contraintes (loi de Hook)	74
4.2 .2. Comportement élastoplastique	75
a) Notions de surface de charge	76
b) Loi d'écrouissage	78
c) Notion de loi d'écoulement	79
A. Loi d'écoulement associée	79
B. Loi d'écoulement non associée	80
4.3. Code de calcul PLAXIS	80
4.4. Les lois de comportements utilisés par PLAXIS	80
4.4.1 Loi de comportement réversible linéaire	81
4.4.2 Le modèle élastique parfaitement plastique (MC)	82
a) Le module de Young	82
b) Le coefficient de contraction transversale	83
c) La cohésion c	83
d) l'angle φ (en degrés).	83
E) L'angle ψ (en degrés)	84
F) les paramètres avancés	84
4.4.2. Le modèle de sol Hardening Soil Model(HSM)avec écrouissage	84
a) Paramètres de base du modèle HSM	85
b) Relation hyperbolique pour un test standard drainé du triaxial	86
c) Les modules	87
d) Surfaces de rupture	87
e) Surface de charge	87

4.4.2. Le modèle pour sols mous (Soft Soil Model SSM)	88
a) Les paramètres de compressibilité du sol (Cam-Clay modifié (CCM)	88
b) Paramètre de contrainte K_0	89
c) Coefficient de poisson	89
f) Calcul de la sur consolidation	90
4.4. Présentation du code de calcul FLAC	91
4.4.1. Principe de calcul	92
4.4.2. Les modèles de comportement utilisés par Flac	93
1. Les modèles nuls (matériau excavé)	93
2. Les modèles élastiques	93
3. Les modèles élastoplastique	94
a) Le modèle de Mohr-Coulomb	94
b) Le modèle de Drucker-Prager	97
c) Le modèle radoucissant- durcissant	97
d) Le modèle modifié de Cam Clay	98
e) Le modèle de Hoek-Brown	98
4.5. SYNTHÈSE	98
Conclusion	98
Chapitre 05 : simulations de la réponse dynamique du barrage en terre de	99
OUARKISS	
5.1. Situation du Barrage de OUARKISS	99
5.2. Caractéristiques générales	99
a) Géologie et géotechnique	99
a) Description du barrage de Ouarkiss	100
5.3 .Application	100
Conditions aux frontières	100

5 .1.Code de calcul Plaxis 2D	101
a) Géométrie de la structure	101
a) Le modèle de comportement du sol	101
a) Maillage	102
a) Phases de calcul	103
a) Commentaires sur les résultats obtenus par simulation	103
1. Calcul de stabilité du barrage à la phase finale de sa construction (lorsqu'il est vide)	103
2. Calcul de la stabilité du barrage en tenant compte des charges hydrostatiques et du propre poids (barrage plein d'eau)	106
3. Étude du comportement dynamique du barrage soumis à une sollicitation sismique	108
A. Caractéristiques de la secousse sismique considérée	108
B. Résultats des calculs de la stabilité du barrage sous charge sismique	109
1. Les déplacements	109
2. Déplacement en un point de la structure :	111
3. Accélération	116
4. Accélération ponctuelles temporaires dans la structure	118
5. Contraintes	122
6. La répartition de la plasticité dans le corps de la structure du barrage	124
5.2. Code de calcul Flac 2D	125
1.But et objectif de l'étude	125
2.Maillage	126
3. Cas de barrage vide	126
a) Facteur de sécurité	126
a) Variation des déplacements	126

4. Cas de barrage remplis	127
a) Variation des déplacements	127
5. Cas de barrage sous charge sismique	129
5.1. Caractéristiques de la secousse sismique supposée	129
5.2. La réponse de l'interaction barrage-réservoir à l'action sismique	129
5.3. La répartition de la plasticité dans le corps de la structure du barrage	131
5.3. Comparaison entre les déplacements obtenus avec les codes Plaxis 2D et Flac 2D	131
Conclusion	133
Chapitre 06: Analyse paramétrique	
Introduction	135
6.1. L'impact de la densité du noyau et des recharges amont et aval.	135
6.1.1 Variation des déplacements	136
6.1.2 Déplacement en un point de la structure	139
6.1.3 . Récapitulatif des déplacements pour les nœuds sélectionnés	146
6.1.4 La distribution de la plasticité dans le barrage	147
6.2. Influence de l'accélération	148
6.2.1 Caractéristiques de la secousse sismique probable	148
6.2.2 Variation des déplacements	150
6.2.3 Déplacement en un point de la structure	153
6.2.4 Récapitulatif des déplacements pour les nœuds sélectionnés (S1,S2 et S3)	161
6.2.5 La distribution de la plasticité dans le barrage	162
Conclusion	163
Conclusion générale	165

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Distributions des grands barrages par types dans le monde	5
Figure 1.2. Représentation du comportement élastique: loi de Hooke et courbes Expérimentales	12
Figure 1.3 : Courbes contraintes/déformations : (I) comportement dilatant – sols	13
Figure 1.4 : critère de Mohr coulomb a) cas des sols pulvérulents – b) cas des sols cohérents	15
Figure 1.5 : Etats de l'eau dans les sols	17
Figure 1.6 : a) Courbe de rétention - b) Courbe de perméabilité	18
Figure 1.7 : Méthodes des tranches : schématisation des interactions inter-tranches	21
Figure 1.8 : Principe de l'algorithme de la méthode de réduction des paramètres	30
Figure 1.9 : Augmentation des déplacements (a) et du déplacement adimensionnel de Griffiths (b) à l'approche de la rupture	31
Figure 2.1 : Schéma d'un oscillateur simple	37
Figure 2.2 : Spectre de réponse élastique pour un amortissement de 5%, composante horizontale	38
Figure 2.3 : Spectre de réponse élastique pour un amortissement de 5%, composante Verticale	38
Figure 2.4 : Allure générale des spectres de réponse élastique	39
Figure 2.5 : principaux traits morphologique	40
Figure 2.6: Les pics d'intensité les plus élevés dans les wilayas de l'est de l'Algérie	41
Figure 2.7 : carte sismo-tectonique du nord de l'Algérie montrant les principales structures actives observées dans le Tell	43
Figure 2.8 : la sismicité du nord de l'Algérie entre 1900 et 2013 (catalogue du CRAAG)	43
Figure 2.9 : La carte des intensités maximales observées	43
Figure 2.10 : La carte des intensités maximales observées	43

Figure 2.11 : La carte des intensités maximales calculées (MCI) pour la période 1716-2000 établis	44
Figure 2.12 : La carte de l'aléa sismique en termes de PGA (Peak Ground Acceleration)	45
Figure 2.13 : La carte de distribution des épicentres des principaux séismes ($M \geq 5$) historiques et instrumentaux de notre région d'étude	47
Figure 3.1: Théorème de superposition pour l'interaction sol-structure	54
Figure 3.2: Méthode des sous-structures : Méthode de frontière	56
Figure 3.3: Méthode sous structure	59
Figure 3.4: Méthode Hybride	59
Figure 3.5: Système avec différentes condition aux limites	63
Figure 3.6: Le système barrage réservoir	65
Figure 3.7: Transformation géométrique de l'élément semi-infini	68
Figure 3.8 : Maillage d'un barrage et d'un réservoir	69
Figure 4.1 : Comportement élastoplastique avec écrouissage	76
Figure 4.2. Surface de charge	78
Figure 4.3 Ecrouissage isotrope	79
Figure 4.4 Ecrouissage cinématique	79
Figure 4.5 Fenêtre d'entrée des données de Plaxis	80
Figure 4.6 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb	82
Figure 4.7 : Définition de E_0 et de E_{50}	82
Figure 4.8 : Surface de charge de Mohr-Coulomb dans l'espace	84
Figure 4.9 : Fenêtre des paramètres avancés de Mohr-Coulomb	84
Figure 4.10 Fenêtre des paramètres de base du HSM	84
Figure 4.11 : Le modèle HSM dans le repère contrainte-déformation	86
Figure 4.12 : Définition de E_{oed}^{ref} Dans les résultats de l'oedomètre	87
Figure 4.13 : surface de rupture du HSM	87

Figure 4.14 : Surfaces de charges successives du HSM	87
Figure 4.15 : Relation logarithmique entre la déformation volumique et la contrainte moyenne	89
Figure 4.16 : Effet du temps sur les essais œdométriques	90
Figure 4.17 : Le modèle SSCM dans un plan p-q	91
Figure 4.18 : fenêtre d'entrée des données de FLAC 2D	92
Figure 4.19 : Cycle élémentaire du calcul explicite par différences finies, d'après Itasca	93
Figure 4.20 : Critère de rupture de Mohr Coulomb dans Flac 3D	96
Figure 4.21 : Domaines utilisés dans la définition de la règle d'écoulement pour le modèle Mohr Coulomb	97
Figure 5.1: Carte géologique	99
Figure.5.2: géométrie de la structure	101
Figure 5-3 : maillages de la structure à 06 Nœuds avec des nœuds signifiants dans Plaxis 2D	102
La figure 5.4: facteur de sécurité à quatre positions du barrage	103
La figure 5.5 : positionnements des nœuds dans le corps du barrage	104
La figure 5.6 : Déplacements sous l'effet du poids propre	104
La figure 5-7: Déplacement horizontal	105
La figure 5-8 : Déplacement vertical	105
Figure 5.9: positionnements des nœuds à travers le corps de barrage	106
Figure 5-10: Déplacement Total $U_{total\ max}$	107
Figure 5-11 : Déplacement horizontale	107
Figure 5-12 Déplacement vertical	107
Figure 5-13 : Tremblement de terre adopté lors de la modélisation	108
Figure 5.14 : Déplacements totaux	110
Figure 5.15 : Déplacement horizontal	110

Figure 5.16 : Déplacement vertical	111
Figure 5.17: Vue rapprochée de la déformé du barrage à l'excitation maximale	111
Figure5.18:Déplacement total au niveau de la crête, Nœud 1202	112
Figure5.19:Déplacement horizontal au niveau de la crête Nœud 1202	112
Figure 5.20:Déplacement vertical au niveau de la crête, Nœud 1202	112
Figure 5.21:Déplacement total au niveau du bas de noyau, Nœud 1313	113
Figure 5.22 : Déplacement horizontal au niveau du bas de noyau, Nœud 1313.	113
Figur5.23 : Déplacement vertical au niveau du bas de noyau , Nœud 1313	113
Figure5.24 : Déplacement total au niveau du parement aval, Nœud 1755	114
Figure5.25:Déplacement horizontal au niveau du parement aval Nœud 1755	114
Figure5.26 : Déplacement vertical au niveau du parement aval ,Nœud 1753	114
Figure5.27 : Déplacement total au niveau du parement Amont, Nœud 874	115
Figure5.28 : Déplacement horizontal au niveau du parement Amont, Nœud 874	115
Figure5.29 : Déplacement vertical au niveau du parement Amont Nœud 874.	115
Figure 5-30 : positionnements des nœuds à travers le corps de barrage	116
Figure 5.31 : Positionnements des nœuds à travers le corps de barrage	117
Figure 5.32 : Accélération horizontale	117
Figure 5.33 : Accélération verticale	117
Figure 5.34 : Accélération totale	118
Figure 5.35 : Intensités des accélérations en crête, Nœud 1202.	118
Figure 5.36 : Intensités des accélérations horizontales en la crête ,Nœud 1202.	119
Figure 5.36 : Intensités des accélérations verticales en crête, Nœud 1202.	119
Figure 5.37 : Intensités des accélérations au niveau du bas de noyau, Nœud 1311	119
Figure 5.38 : Intensités des accélérations horizontales au niveau du bas de noyau ,Nœud1313.	119
Figure 5.39 : Intensités des accélérations verticales au niveau du bas de noyau ,Nœud 1313.	120

Figure5.40 : Intensités des accélérations au niveau du parement Amont, Nœud 874.	120
Figure 5.41 : Intensités des accélérations horizontales au niveau du parement Amont ,Nœud 874	120
Figure 5.42 : Intensités des accélérations verticales au niveau du parement Amont ,Nœud 874	121
Figure5.43: Intensités des accélérations , Nœud 1755	121
Figure5.44: Intensités des accélérations horizontales , Nœud 1755	121
Figure 5.45 : Intensités des accélérations verticales, Nœud 1755	122
Figure 5.46 : positionnements des nœuds à travers le corps de barrage	123
Figure 5 .47 : Contrainte effective horizontale Nœud 1451	123
Figure 5 .48 : Contrainte effective verticales Nœud 932	124
Figure 5 .49 : Contrainte de cisaillement Nœud 1115	124
Figure 5 .50 : Répartition de la plasticité dans le corps de la structure du barrage	125
Figure 5.5 1: Maillage du barrage	126
Figure 5.52 : Facteur de sécurité	126
Figure 5.53 : Variation des déplacements horizontaux	127
Figure 5.54 : Variation des déplacements verticaux	127
Figure 5.55 : Vecteur déplacement (barrage vide) U max	127
Figure 5.56 : Vecteur déplacement (barrage remplis U max	128
Figure 5.56 : Vecteur déplacement U max	128
Figure 5.57 : Variation des déplacements horizontaux	128
Figure 5.58 : Variation des déplacements verticaux	129
Figure 5.59 : Tremblement de terre utilisé lors de la modélisation	129
Figure 5.60 : Vecteur déplacement	130
Figure 5.61 : Variation des déplacements verticaux	130
Figure 5.62 : Variation des déplacements verticaux	130
Figure 5.63 : .Zones à l'état plastique	131
Figure 6.1 : Les déplacements totaux D1, D2 et D3	136
Figure 6.2 : Les déplacements horizontaux D1,D2 et D3	137
Figure 6.3 : Les déplacements verticaux D1,D2 et D3	138
Figure 6 .4 : Les déplacements au Nœud 1202 (D1,D2 et D3)	140
Figure 6.5 : Les déplacements Nœud 1313 (D1,D2 et D3)	141
Figure 6.6 : Les déplacements au Nœud 874 (D1,D2 et D3)	142
Figure 6.7 : Les déplacements au Nœud 1096 (D1,D2 et D3)	143

Figure 6.8 : Les déplacements au Nœud 1388 (D1,D2 et D3)	144
Figure 6.9 : Les déplacements au Nœud 1755 (D1,D2 et D3)	145
Figure 6.10 : Zones à l'état plastique	148
Figure 6.11 : Caractéristiques de la secousse sismique supposée	149
Figure 6.12 : Les déplacements totaux S1, S2 et S3	151
Figure 6.13 : Les déplacements horizontaux S1, S2 et S3	152
Figure 6.14 : Les déplacements verticaux S1, S2 et S3	153
Figure 6.15 : Positionnements des nœuds à travers le corps de barrage	154
Figure 6.16 Les déplacements au Nœud 1202 (S1,S2 et S3)	155
Figure 6.17 : Les déplacements au Nœud 1313 (S1,S2 et S3)	156
Figure 6.18 : Les déplacements au Nœud 874 (S1,S2 et S3)	157
Figure 6.19 : Les déplacements au Nœud 1096 (S1,S2 et S3)	158
Figure 6.20 : Les déplacements au Nœud 1388 (S1, S2 et S3)	159
Figure 6.21 : Les déplacements au Nœud 1755 (S1,S2 et S3)	160
Figure 6-22: Influence de l'amplitude de mouvement sur la distribution de la plasticité (S1, S2 et S3)	163

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1. 1 Définitions des différents poids volumiques d'un sol	10
Tableau 1.2 Différents types d'essais triaxiaux	14
Tableau 2.1 accélération maximale au rocher pour l'évaluation du SES (m/s ²)	35
Tableau2.2: période de retour du SES en fonction de la classe du barrage	36
Tableau 2. 3 : Coefficient d'accélération	36
Tableau 2.4: Caractéristiques du spectre élastique horizontal en fonction de la nature du sol de fondation pour la sollicitation horizontale.	39
Tableau 2.5 Définition des caractéristiques du spectre élastique pour la sollicitation verticale	40
Tableau2.6: Les pics d'intensité maximale des séismes de la région	41
Tableau2.7: Les principaux séismes instrumentaux ($M \geq 5$) de la région Nord-est de l'Algérie.	47
Tableau2.8: Les principaux séismes instrumentaux ($M \geq 5$) du Nord-est de l'Algérie.	47
Tableau 2.9 : Probabilité de dépassement P_{vr} en fonction de l'état limite considéré	48
Tableau 2.10: Valeurs de (VN) et de (VR)	48
Tableau 2.11 : T_R , en années, en fonction de la classe d'ouvrage e barrage et de l'état limite considéré.	49
Tableau 2.12 : Modes d'évaluation de la réponse sismique	50
Tableau 4.1 Valeurs des paramètres de compressibilité et de gonflement λ et k	89
Tableau (5.1): Caractéristiques physico-mécaniques des sols	102
Tableau 5.2 : Déformations maximales obtenues après construction et remplissage du Barrage	108
Tableau 5.3. Comparaison des valeurs maximales des modalisations	109
Tableau 5-4: déplacements maximaux pour les quarts nœuds	116
Tableau 5-5: Accélérations maximales pour les quatre nœud	122
Tableau 5.6 : récapitulatif des déplacements calculés par les deux codes de calcul	132
Tableau 6.1 : Valeurs de la densité pour le noyau et les recharges amont et aval.	136
Tableau 6.2 : Tableau récapitulatif des variations des déplacements (D1, D2 et D3)	139
Tableau 6.3 : récapitulatif des déplacements pour les nœuds (D1, D2 et D3)	146
Tableau 6.4 : récapitulatif des variations des déplacements S1, S2 et S3	153
Tableau 6.5 : Récapitulatif des variations des déplacements S1, S2 et S3	161

PRINCIPALES NOTATION

La thèse actuelle présente les principales notations en fonction de leur utilisation. Toutefois, il convient de noter que certains symboles ne sont pas explicitement mentionnés dans cette liste, mais leur définition est fournie dans le texte.

Symbole	Description
K	Seismic coefficient
W	Weight of involved soil
M	Fluid mass
P	Interstitial pressure
p_0	Initial fluid pressure
C	Tensor of elastic modulus stiffness
M	often called Biot's modulus
C_0	Tensor of drained isothermal elastic moduli
K_{fl}	Incompressibility modulus
K_0	Drained incompressibility modulus
K_s	Matrix incompressibility modulus
B	Biot coefficient
ν	Poisson's coefficient
c'	Cohesion
f_{oct}	Octahedral friction coefficient
k_{oct}	Octahedral cohesion
$G(p, q, p_c)$	Plastic potential
G	Shear modulus
e_1	Void index corresponding to reference stress: $\sigma'_1 = 1\text{KPa}$
C_S	Swell index
C_c	Compression index
P	Net average pressure
p_c	Capillary pressure
$[p_c \times p]$	Plane defining the yield surface
E	Void index representing soil deformation state
p_0	A hardening parameter governed by the plastic void index
s_0	A hardening parameter
$[M]$	Mass, damping, and stiffness matrices)
$[C]$	Damping matrices
$[K]$	Stiffness matrices
$\{Q_f\}$	Load vector
$\{u\}$	Total structure displacement
$\{u_i\}$	Displacement at structure node
$\{u_f\}$	Displacement at foundation node
u^*	Kinematic interaction displacement
F	Degrees of freedom located on separation boundary
$[S_f]$	Soil impedance matrix
$[T]$	Transformation matrix
$\{\tilde{u}_0\}$	Vector of displacements and rotations of the foundation center
$\{\tilde{p}_b\}$	Nodal forces
P	Suppression on the upstream face
H	Reservoir water level

Z	Side in the submerged part of the upstream face
P	Pressure on the screen
H	Water depth
K	Compressibility modulus of water
T	Period of screen movement, assumed harmonic
T_0	Natural period of the reservoir
C	Compression wave velocity in water
C_0	An amplification coefficient
Q	Interaction matrix
$\{E(t)\}$	Nodal vector of forces associated with hydrodynamic pressure
b_1, b_2	Variable factors to achieve desired system damping
\ddot{u}_n	Represents the normal component of accelerations
$d\sigma_{ij}$	Tangent behavior tensor
$f(\sigma_{ij}, a, k)$	Yield surface
a, k	Hardening variable
H, c'	Hardening modulus
$[k_e]$	Tangent stiffness matrix
\ddot{u}_g	Seismic acceleration
R	Dynamic coupling vector
I	Identity matrix
w_1	Natural frequency of the first mode
w_n	Natural frequency of a higher mode
p_0	Acceleration at $i=0$
\ddot{u}_0	Force at $i=0$
C	System damping
K	System stiffness
u_0	Displacement at $i=0$
M	Masse
u_{-1}	Displacement at step $i=-1$
Δt	Time step
\dot{u}_0	Initial velocity
\tilde{k}	Stiffness at step i
\tilde{p}_i	Force at step i
$\Delta \tilde{p}_i$	Force increment at step i
T_n	Natural period of the system
F	Total internal force
F_{int}	Internal force
ΔF	Force increment
\tilde{k}_{iT}	Tangent stiffness at step i
$\Delta R^{(j)}$	Residual increment
Δ	Strain tensor
π	Total stress tensor
π_0	Initial stress tensor
π'	Effective stress tensor in poroelasticity
σ'	Cauchy stress tensor of effective stresses
ϕ_0	Porosity
λ, μ	Lamé coefficients
$\sigma_1 \text{ et } \sigma_3$	Extreme principal stresses
φ'	Angle of friction
ψ	Angle of dilatancy

δ	Dilatancy factor
γ_{eq}^p	Equivalent plastic strain
δ_{ij}	Kronecker tensor
σ_p	Préconsolidation pressure
	Mean total stress
$d\varepsilon_p$	Volumetric strain
ε	Plastic volumetric strain
ρ_w	Fluid density
α	Coefficient of seismic intensity in horizontal direction
γ_w	Unit weight of water
$d\lambda_p$	Plastic multiplier
$\gamma_{et} \beta$	Viscous damping coefficient

INTRODUCTION GENERALE

L'homme a été confronté à la question de la sécurité dès qu'il a entamé la construction des barrages. Depuis la préhistoire jusqu' à notre ère, la conception des grands ouvrages hydrauliques, la notion de risque a toujours été présente et plus ou moins acceptée. Au fil des siècles, la sécurité des constructions hydrauliques a été de plus en plus liée aux codes et aux règlements contraignant le concepteur à évaluer la fiabilité de son ouvrage. Ces codes prévoyaient, déjà de punir le constructeur proportionnellement à la gravité des dommages subis par un effondrement des constructions. Ce code antique contient en filigrane une définition du risque qui est encore utilisée de nos jours dans l'ingénierie : la relation entre la probabilité d'apparition phénomène et de ses conséquences dévastatrices. C'est à l'ingénieur de réduire le risque en dimensionnant son ouvrage de manière à diminuer la probabilité d'occurrence de l'événement non souhaité et/ou les conséquences d'une éventuelle rupture. Dans le domaine de l'hydraulique, les approches empiriques et statistiques employées pour la construction d'ouvrages ont été peu à peu remplacées par une approche numérique ramenant progressivement le concept de sécurité à une notion déterministe traduite par le calcul d'un « Coefficient de sécurité » [1]. Les méthodes employées pour l'évaluation du risque n'ont cessé de s'améliorer au cours du XXème siècle avec le développement de méthodes de dimensionnement tenant compte des écarts prévisibles et des incertitudes concernant les résistances des matériaux et des sollicitations qu'ils subissent [2].

Les barrages sont des ouvrages de génie civil présentant un risque important sur la société et l'environnement. Ce risque se caractérise d'une part par l'ampleur catastrophique des conséquences potentielles en termes de vies humaines et de dégâts matériels et environnementaux causés par la rupture d'un barrage, et d'autre part par la faible probabilité d'occurrence d'une telle rupture, notamment grâce aux avancées technologiques dont bénéficient les ouvrages récents[3].

Pour les barrages en remblai, le développement de méthodes probabilistes d'évaluation de la sécurité est également un enjeu important dans la mesure où ces barrages représentent la majorité des barrages dans le monde et ceux correspondant à un nombre important de ruptures. Par ailleurs, les matériaux qui les constituent présentent une variabilité naturelle potentiellement importante. Prendre en compte les incertitudes intrinsèques aux matériaux, aux sollicitations et à la modélisation des états-limites, apparaît donc primordial pour améliorer l'évaluation de ces ouvrages hydrauliques en remblai.

A la fin des années 1980, certaines travaux s'intéressaient déjà à ces questionnements relatifs au

contrôle de la sécurité structurale des barrages en remblais et posaient les bases de l'analyse de la fiabilité de ces ouvrages en faisant un état de l'art des pratiques existantes à l'époque et des perspectives à venir (4). Elles insistent notamment sur le fait que des méthodes statistiques et géostatistiques peuvent offrir des analyses intéressantes. La justification de l'état-limite de stabilité au glissement constitue la démarche de dimensionnement des ouvrages en remblai. Les verrous et enjeux principaux à la mise en œuvre de méthodes fiabilistes pour justifier cet état-limite comptent quatre aspects principaux :

1. la modélisation de la variabilité intrinsèque et spatiale des propriétés hydrauliques – définissant les sollicitations – et mécaniques – définissant les résistances – des matériaux constituant le remblai est un verrou complexe, en grande partie à cause du manque de données relatives à certaines propriétés ;
2. la sollicitation hydraulique à laquelle sont soumis ces ouvrages est fixée par le champ de pressions interstitielles au sein du remblai. Il est nécessaire de proposer un cadre probabiliste pour modéliser ce champ en fonction des incertitudes sur les propriétés des matériaux et le niveau hydrostatique constituant un paramètre aléatoire;

L'objectif du travail de thèse présenté dans ce manuscrit est de proposer l'évaluation de la stabilité dynamique du barrage en remblai sous sollicitations sismiques en intégrant le comportement élasto-plastique non-linéaire des matériaux du barrage, en proposant : la prise en compte de la variabilité spatiale des propriétés hydrauliques et mécaniques des matériaux sur la base de données réelles.

Pour la modélisation de la stabilité du barrage de Ouarkiss, nous focalisons notre recherche sur les propriétés hydrauliques et mécaniques des matériaux qui interviennent dans les mécanismes de déplacement et de déformation d'un barrage en remblai.

A cet égard, nous avons concentré notre travail sur la méthode des éléments finis qui permet de construire à la fois un modèle hydraulique et mécanique en intégrant la modélisation probabiliste des propriétés des matériaux(γ, φ, ψ).

Pour l'analyse de la réponse des barrages en terre aux séismes et à leur sécurité, des méthodes analytiques et numériques pour évaluer la réponse des barrages en terre aux séismes ont été mises en œuvre. Cependant, certaines de ces méthodes analytiques sont limitées en supposant une distribution uniforme de l'effort de cisaillement et un comportement élastique en un seul sens. Par conséquent, ce type d'analyse de la réponse dynamique à ses limites et ne peut pas être utilisé pour comprendre la distribution de l'effort dans un barrage en terre amélioré par les

mouvements sismiques longitudinaux ou verticaux. Des méthodes telles que l'analyse par éléments finis bidimensionnelle ou la méthode des différences finies sont plus efficaces

Il existe aujourd'hui de nombreux logiciels pour les études géotechniques, la plupart avec des interfaces graphiques facilitant leur utilisation pour tout géotechnicien. Cependant, leur variante dans leur capacité à représenter fidèlement la géométrie de la structure, les anisotropies et les hétérogénéités des matériaux, ainsi que les sollicitations. De plus, ces outils ont des différences dans la manière de résoudre les équations, qui impliquent toujours l'intégration de la fonction "déplacement". Certains utilisent l'intégration directe, comme avec la méthode des éléments frontières, tandis que d'autres se basent sur la discrétisation de ces fonctions

De plus, ces outils diffèrent les uns des autres en ce qui concerne les principes de discrétisation des grandeurs calculées, les algorithmes et les techniques de résolution, comme c'est le cas entre les outils qui utilisent la méthode des éléments finis, celle des éléments distincts, ou celle des différences finies. La modélisation des problèmes géotechniques avec des outils de calcul différents utilisant des méthodes numériques différentes est donc nécessaire

La comparaison des résultats obtenus permet de :

- Vérifier la performance des outils de calcul utilisés.
- Vérifier le choix des méthodes numériques, la MEF et la MDF.
- Ce travail présente une analyse bidimensionnelle du comportement dynamique d'un barrage en terre soumis à des événements sismiques de faible magnitude 0,35g. L'analyse a été menée à l'aide de deux codes de calcul différents, en l'occurrence Plaxis qui utilise la méthode des éléments finis et Flac qui utilise la méthode des différences finies. Le but de cette étude est d'établir un modèle de référence pour ce comportement et de comparer les résultats obtenus à la fois par les deux logiciels.

Le travail de thèse est organisé en six chapitres.

- Le premier chapitre présente le contexte des barrages en remblai.
- Le deuxième chapitre présente le contexte et problématique générale.
- Le troisième chapitre présente les Méthodes d'interaction sol-structure et fluide-structure.
- Le quatrième chapitre consiste en un bref aperçu des deux méthodes de calcul utilisées, les éléments finis et les différences finies, une présentation des logiciels Flac et Plaxis suivie des principales lois de comportement du sol utilisées.
- Cinquième chapitre «la modélisation du Barrage en remblais de Ouarkiss», l'établissement du modèle de référence en deux dimensions dans le logiciel Plaxis

et Flac suivi des principaux résultats de calcul et une synthèse comparative des résultats de calcul obtenus par les deux logiciels.

- Le sixième chapitre, une analyse paramétrique qui nous permettra de faire une recherche sur l'influence de quelques paramètres principaux afin d'étudier la réponse du barrage lors d'une sollicitation sismique.

Le travail est clôturé par une conclusion générale.

Chapitre 01 : Situation actuelle des barrages en remblai

Ce chapitre présente sommairement les parcs des ouvrages hydrauliques, les risques induits par les barrages poids en général, et par les barrages en remblai en particulier. Un point sur la réglementation régissant les barrages en remblai est également introduit [3].

1. Les barrages

Le parc mondial des barrages est composé d'un nombre important de grands barrages (barrages dont la hauteur au-dessus des fondations est supérieure à 15 m selon l'International Commission Of Large Dams – ICOLD).

Les barrages peuvent être classés suivant différents critères : le type d'ouvrage, la hauteur et l'année de leur réalisation. La Figure 1.1 produite ci-dessous montre la répartition des ouvrages à travers le monde et suivant leur type.

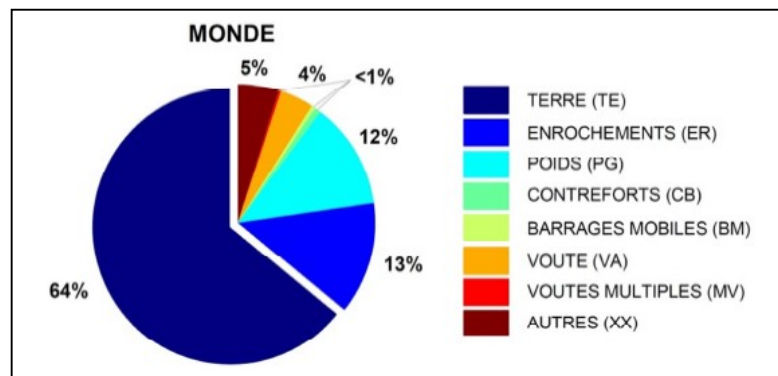


Figure 1.1 Répartition des différents types de barrages dans le monde [5].

2. Typologie d'ouvrages en remblai de terre

Les barrages en terre sont construits en utilisant une variété de matériaux et en suivant différentes méthodes de construction. Leur hauteur peut varier considérablement en fonction des critères de mise en œuvre de ces ouvrages. Certains d'entre eux dépassent facilement les 300 mètres, Le barrage de Rogun au Tadjikistan étant un exemple notable avec une hauteur impressionnante de 335 mètres..

Les barrages en terre sont construits à l'aide de matériaux très divers et mis en œuvre suivant des dispositions différentes. Leur hauteur peut également être très variable : certains de ces ouvrages dépassent 300 m (le barrage de Rogun au Tadjikistan à une hauteur de 335 m). Cependant, la plupart des barrages en remblai ont une hauteur allant de quelques mètres à une trentaine de mètres. [6]. Il existe trois grands groupes de barrages qui peuvent être classifiés ainsi [7], [8], [6] : Le premier groupe est formé de barrages en terre homogènes. Le deuxième type comprend les barrages zonés constitués de matériaux argileux, imperméables et une zone de recharge

amont réalisée avec des matériaux plus perméables. Ce type se définit par sa fonction d'imperméabilité, qui est réalisée à l'aide d'un matériau argileux placé soit en amont, soit au centre de l'ouvrage. Cette zone est renforcée par une ou plusieurs couches de matériaux grossiers et perméables, garantissant ainsi la stabilité de la structure [9]. Si la différence de perméabilité est significative, un drain est installé entre les deux matériaux pour assurer une bonne évacuation des eaux infiltrés dans le corps du barrage. Le troisième type de barrage est constitué de matériaux perméables avec un dispositif d'étanchéité artificielle.

3. Risques inhérents aux barrages.

3.1. Les dangers et les répercussions sur les enjeux impliqués.

Les barrages sont construits dans le but d'emmagasiner d'importantes quantités d'eau. Cette rétention d'un volume d'eau plus ou moins importante constitue un danger potentiel pour les biens et surtout les personnes se trouvant à l'aval de l'ouvrage.

Le lâcher d'un grand volume d'eau à l'aval d'un barrage peut générer une onde de submersion dont les effets peuvent être dévastateurs eu égard à sa forte intensité et sa cinétique rapide. Cette onde est caractérisée par des vitesses d'écoulement très élevées et une élévation rapide des niveaux d'eau en aval de l'ouvrage. Une onde de submersion peut se produire suite à une rupture totale ou partielle du barrage, à la submersion de l'ouvrage ou à un dysfonctionnement d'un organe du barrage, tel que l'ouverture intempestive de la vanne de vidange.

Les effets produits par la rupture d'un barrage varient en fonction des caractéristiques de la retenue qu'il forme (volume d'eau stocké et hauteur de la retenue) et du type de rupture (instantanée ou progressive).

Différentes sources détaillent des cas d'accidents de barrages [9], [10], [11], [12], dont certains sont malheureusement connus pour leur gravité, à l'instar du barrage de M'alpaset en France en 1959.

3.2. Fréquence de rupture

Les grands barrages connaissent relativement peu de ruptures, comme l'indique une analyse statistique mondiale réalisée par ICOLD (1995) [14]. Cette étude révèle que les ouvrages jeunes sont particulièrement vulnérables, avec environ 70 % des ruptures se produisant au cours de la première décennie d'exploitation, avec une fréquence plus élevée lors de leur première mise en eau.

Il est indiqué [14], [11] que la probabilité de rupture est de l'ordre de 10^{-4} par année et par barrage. Cette valeur est calculée selon une moyenne mondiale.

1.4. Risques distinctifs des barrages souples en terre

Les barrages souples, en particulier ceux en terre, sont prédominants par rapport aux autres types d'ouvrages hydrauliques à travers le monde.

Les statistiques relatives aux ruptures de barrages révèlent que le taux de rupture des barrages en remblai de terre est deux fois plus élevé que celui des barrages en béton [11]. En outre, contrairement aux autres types de barrages en béton ou en maçonnerie, les barrages en terre se distinguent par une probabilité de rupture progressive, qui se produit sur une période plus ou moins longue, entraînant immédiatement la destruction partielle ou totale de la structure.

La rupture de ce type d'ouvrage aura donc des conséquences généralement moins dramatiques que celles des barrages en béton ou en maçonnerie. En effet, les mesures d'évacuation des populations pourront être initiées en fonction de la progression de la brèche, pour une meilleure maîtrise opérationnelle de la situation.

Les accidents qui sont survenus sur ce type de barrages et analysés statistiquement dans [15] nous ont permis de parvenir aux conclusions suivantes :

- Presque toutes les ruptures affectent les barrages de moins de 10 ans ;
- La présence d'un système de drainage ou d'un noyau imperméable diminue grandement le risque de rupture. En effet, 28% des ruptures sont survenues sur des barrages en remblai homogènes (cf. I.2.1) ;
- Le pourcentage de barrages en remblai s'étant rompu est de 1,2% (en 1986 et en excluant la Chine) ;
- Les modes de défaillances impliquant les érosions régressives, les instabilités de pente et les tremblements de terre représentent environ la moitié des ruptures ;
- Le taux de ruptures (nombre d'ouvrages construits/nombre de ruptures) des barrages construits avant 1950 est sept fois plus important que celui pour les ouvrages construits après 1950. De plus, il diminue avec le temps.

De cette analyse statistique, il s'avère que les phénomènes d'érosion sont dus soit:

- à la submersion de l'ouvrage à cause d'une surverse du barrage. L'écoulement se produisant sur le talus aval l'érode petit à petit jusqu'à ce qu'une brèche soit créée ;
- ou à un écoulement préférentiel à travers le remblai qui va provoquer l'arrachement et le transport des éléments les plus fins vers l'aval du barrage. Soit encore par érosion régressive (renard hydraulique) dans un conduit préférentiel, ou de manière diffuse par suffusion ;
- Les déplacements brusques du sol des talus amont ou aval, provoqués par les sous pressions au sein du remblai et la raideur des talus, peuvent entraîner une instabilité de ces

derniers. Cette instabilité peut occasionner une rupture de l'ouvrage et soustraire un volume variable de matériaux.

Les inondations et leur corollaire de submersion représentent la principale menace pour la stabilité des barrages souples, conduisant à leur rupture [14,15]. L'érosion interne du corps du barrage et de celle des fondations vient ensuite en deuxième cause. Les ruptures directement dues au mécanisme de glissement sont plus rares, avec environ 5% des cas [15].

Actuellement, la recherche scientifique se focalise principalement sur l'étude simultanée des modes de rupture par érosion interne et par surverse, grâce aux projets ERINOH et Digue ÉLITE. Cependant, les règlements et recommandations actuels ne contiennent pas de conditions d'état-limite formelles pour ces modes de défaillance.

Bien que les cas de glissement des talus soient relativement rares en ce qui concerne les accidents survenus sur les ouvrages hydrauliques, ils font toutefois l'objet d'une étude approfondie, notamment dans le contexte des barrages en remblai de terre. Cette attention particulière accordée au glissement des talus contribue en partie au faible nombre de ruptures observées dans ce mode de défaillance, car il a une incidence directe sur la conception de l'ouvrage.[3].

1.5. Stabilité des barrages au glissement

Dans ce chapitre, nous présentons les différents éléments qui doivent être identifiés et caractérisés lors de l'évaluation de la sécurité d'un barrage en remblai par rapport au mécanisme de glissement. De plus, nous décrivons les méthodes classiquement utilisées pour cette évaluation, en exposant leurs avantages et leurs inconvénients.

1.5.1. Situations de projet, actions et états-limite

a) Situations de projet

Tout au long de sa durée de vie, un barrage en remblai doit faire face à différentes situations qui nécessitent une stabilité constante. Lors de ces situations, il est essentiel de prendre en considération les conditions réelles dans lesquelles les forces appliquées sur ce barrage et les résistances à la rupture demeurent stables sur une période donnée. Les classes de situations suivantes peuvent être différenciées [16]:

- **En situations normales d'exploitation:** Il s'agit des situations où la probabilité d'occurrence est très élevée et qui sont généralement rencontrées par les ouvrages. Il est crucial de prendre en compte les paramètres de résistance effectifs des matériaux, qui reflètent leur comportement à long terme ;
- **Pendant les situations transitoires :** ces situations correspondent à des périodes relativement courtes pendant lesquelles le barrage se trouve, soit en fin de construction,

soit lors de son remplissage ou de sa maintenance, par rapport à sa durée de vie;

Situations rares: Il s'agit des conditions particulières pouvant survenir sur un barrage en remblai avec des probabilités plus ou moins importantes d'occurrence d'un Séisme ou d'une nécessité d'une vidange rapide de la retenue.;

- **Situations de crue:** Les situations de crue peuvent être classées en trois catégories en fonction de divers facteurs tels que la probabilité d'apparition de l'évènement, du mécanisme opérationnel du plan d'évacuation afin d'améliorer son fonctionnement, et la famille d'ouvrage.
- **Situations extrêmes:** Ces situations correspondent à des conditions exceptionnellement rares, avec une probabilité d'apparition très faible, telles qu'un séisme, un glissement dans la retenue ou une défaillance d'un composant de l'ouvrage. Ces événements peuvent avoir un impact significatif sur la durée d'utilisation de ces structures.

Notre étude se concentre sur le comportement de l'ouvrage dans une situation exceptionnelle de séisme (SMD). Nous nous plaçons dans une configuration d'un niveau d'eau constant et prenons en compte la variabilité des sollicitations sismiques.

b) Actions auxquelles sont soumis les ouvrages hydrauliques

Les actions agissant sur les structures hydrauliques se divisent en trois catégories [6]. [16]:

- **Les actions permanentes:** Ces actions, à l'instar du poids propre de l'ouvrage et les charges d'exploitation, ont des points d'application et une intensité qui varient très peu dans le temps [16];

Les actions variables : ces actions comprennent les actions dont l'intensité et/ou les points d'application varient fréquemment et de façon importante dans le temps [calgaro96]. Dans notre contexte, nous considérons que les actions de l'eau (poussées hydrostatiques, les sous-pressions) sont des actions variables, et ce quelles que soient l'amplitude et la fréquence des variations de niveau d'eau dans le barrage.

Les actions accidentelles sismiques: sont celles relatives à l'action du séisme d'évaluation de sécurité (SES).[CFGB - GT Barrages poids]

Étant donné que nous considérons la situation normale d'exploitation, les actions prises en compte dans cette étude incluent les propriétés hydrauliques et mécaniques des matériaux

C) Etats-limites ELS et ELU:

Ces phénomènes qu'il est préférable d'éviter à une structure de génie civil. Deux catégories se distinguent [16] :

- L'État-Limite de Service (ELS) représente les conditions requises pour que l'ouvrage

remplisse les fonctions pour lesquelles il a été réalisé. Les dysfonctionnements tels que le colmatage des drains ou la perte d'étanchéité sont des éléments qui sont considérés comme des critères à prendre en compte dans l'état Limite de Service (ELS);

- l'Etat-Limite Ultime (ELU), qui est associé à une perte de la stabilité structurale ou aux modes de ruine, et concerne la sécurité des personnes et/ou du barrage. Les états-limites de stabilité d'ensemble (glissement), de déformations, d'érosion et de soulèvement du pied aval sont les ELU associés aux ouvrages en remblai [16].

Cette étude s'est en particulier focalisée sur les états-limites de déformation et de déplacement du barrage en terre de Ouarkiss. Pour justifier ce choix, il est essentiel de disposer de données hydrauliques, géologiques et géotechniques fiables sur le site d'étude, ce qui nous permettra d'évaluer les surfaces d'instabilité potentielles dans le barrage et sa fondation. L'action des facteurs hydrauliques (ressources d'énergie de l'eau : somme de l'énergie potentielle et de l'énergie cinétique et la répartition des vitesses) sur le barrage est également considérée. En effet, la présence de l'eau dans le sol peut générer des forces qui peuvent menacer la stabilité de la structure hydraulique de manière significative.

Les glissements de terrain sont très sensibles aux conditions climatiques extrêmes, mais aussi et surtout à l'aléa sismique.

L'instabilité d'un barrage survient lorsque les forces motrices appliquées au sol (gravité, pression de l'eau, etc...) sont supérieures à sa capacité de résistance. En réalité, l'analyse de la stabilité est beaucoup plus complexe par le fait des incertitudes sur:

- la surface de glissement, qui est a priori inconnue;
- le contexte hydraulique : condition de saturation totale ou partielle, position de la nappe;
- les caractéristiques stratigraphiques et mécaniques des sols : variabilité intrinsèque, anisotropie induite par la construction par couches [18].

1.5.2. Modèle géotechnique

La justification des barrages en remblai [16] par rapport à l'état-limite de glissement demande de définir un modèle géotechnique représentant le comportement mécanique et hydraulique du sol constituant le remblai. Des définitions succinctes de quelques notions et paramètres utiles à ce modèle sont données ci-après.

a)Modèle géométrique

Chaque ouvrage hydraulique en remblai, qu'il s'agisse de barrages ou de digues, présente une géométrie typique qui dépend de divers facteurs tels que la géologie du site, la nature des matériaux utilisés, la fonction pour laquelle il a été construit, etc..

Chapitre 01 : Situation actuelle des barrages en remblai

Le choix de la géométrie du barrage à modéliser est important car il conditionne les résultats que l'on obtient après application des méthodes de calcul. Elle doit être prise en compte dans le but de représenter de façon précise et simplifiée la géométrie réelle du barrage et sa fondation (16). Il est essentiel de choisir avec précaution des sections représentatives qui permettent d'identifier de manière exhaustive les caractéristiques topographiques et géologiques de l'ouvrage, en se basant sur les données disponibles.

Lorsqu'on effectue une analyse de la stabilité d'ensemble (incluant les déplacements et les déformations), il est courant de ne considérer qu'une seule section transversale, à savoir la section la plus haute du barrage et de sa fondation, où le risque de déplacement est le plus important. Cette section doit clairement identifier les différentes zones de l'ouvrage et de sa fondation, qui peuvent être constituées de matériaux ayant des propriétés hydrauliques et mécaniques différentes. Les particularités de cette section, telles que les parois moulées, les drains ou les galeries, sont aussi à prendre en considération, même si cela est souvent simplifié [3].

b) Poids volumique

Le poids volumique γ_s d'un sol (en kN.m^{-3}) est un paramètre primordial puisqu'il intervient notamment dans l'évaluation de la masse structurale du barrage. On distingue plusieurs poids volumiques relatifs à différents états du sol (Tableau 1. 1).

Tableau 1. 1 Définitions des différents poids volumiques d'un sol.

Dénomination	Définition
Poids volumique γ	Poids total du sol et de l'eau qu'il contient rapporté au volume total
Poids volumique des grains γ_s	Poids des particules solides du sol rapporté à leur volume
Poids volumique sec γ_d	Poids du sol sec rapporté au volume total
Poids volumique saturé γ_{sat}	Poids total du sol à saturation rapporté au volume total
Poids volumique déjaugé γ'	Poids volumique du sol saturé diminué du poids volumique de l'eau: $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$
Poids volumique maximal γ_{max}	Poids volumique du sol sec correspondant au maximum d'une courbe de compactage

Le diagramme illustre l'axe des poids volumiques. L'axe est une ligne horizontale avec une flèche à droite. Les points sont marqués par des traits verticaux et étiquetés de gauche à droite : 0, γ' , γ_w , γ_d , γ , γ_{max} , γ_{sat} , et γ_s . Une double flèche horizontale est placée au-dessus de l'axe, s'étendant de γ_w à γ_{sat} , indiquant la plage de variation du poids volumique déjaugé γ' .

L'indice des vides e d'un sol représente le rapport entre le volume des vides et le volume des particules solides du sol $\frac{V_v}{V_s}$. Il est lié au poids spécifique et au poids volumique sec par la relation :

$$e = \frac{V_V}{V_s} = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d} \quad (1.1)$$

c) Déformabilité et élasticité

Les sols sont des matériaux plus ou moins déformables en fonction des chargements qui vont leur être appliqués. Ces matériaux sont considérés comme des milieux continus et doivent donc ainsi obéir à plusieurs principes généraux de la physique qui leur sont propres. Toutefois, il n'est pas toujours possible de les démontrer empiriquement [19]. Il est donc préconisé de caractériser le comportement des matériaux à partir de lois de comportement qui leur sont spécifiques. Ces lois relient le tenseur des contraintes au tenseur des déformations (Figure 1.2).

On considère [3], classiquement en première approximation que les matériaux ont un comportement élastique, c'est-à-dire que la relation reliant la contrainte et la déformation est réversible. Cette approximation est également faite dans le contexte des matériaux meubles, mais néanmoins le domaine d'élasticité est très réduit et ne dépasse pas une déformation de quelques micromètres dans le cas des matériaux granulaires, bien qu'elle soit légèrement supérieure pour les matériaux cohésifs [16].

Le comportement des matériaux isotropiques soumis à des contraintes est décrit par la loi de Hooke, incluant les principaux paramètres de cette loi.

$$\varepsilon = \frac{1+\nu}{E} \sigma - \frac{\nu}{E} tr(\sigma) \delta \quad (1.2)$$

ε , σ et δ représentent respectivement les tenseurs des déformations, des contraintes et l'identité.

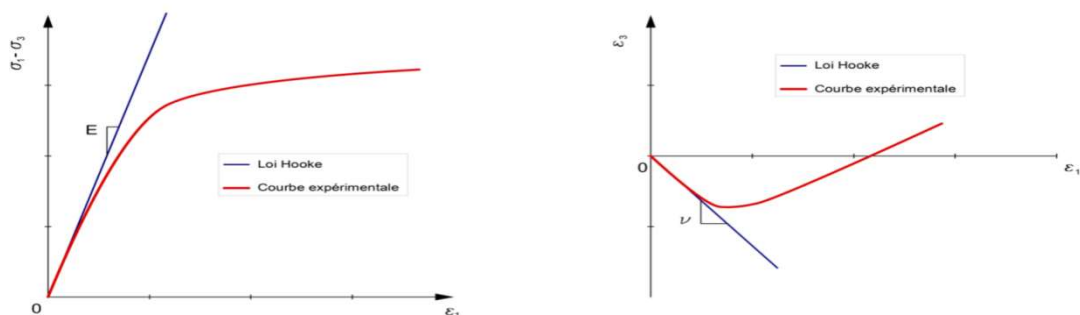


Figure 1.2 Représentation du comportement élastique: loi de Hooke et courbes expérimentales.

La courbe contraintes/déformations d'un sol n'étant pas linéaire, les paramètres E et ν dépendent de la contrainte appliquée. On définit différents modules et coefficients de Poisson en fonction des conditions de chargement drainé ou non drainé représentant respectivement les comportements à long et court terme [16]. On distingue différents modules, mesurables à l'essai triaxial, suivant les conditions de chargement (faible déformation,

déchargement/rechargement,...) ou les phénomènes que l'on souhaite étudier (module cyclique pour le calcul sismique).

Nous reviendrons sur la définition d'autres lois de comportement dans le quatrième chapitre de ce document.

d) Résistance au cisaillement

La résistance au cisaillement est une notion importante pour caractériser la rupture d'un échantillon ou d'un massif de sol. La rupture s'apprécie grâce à la courbe des contraintes - déformation, évoquée dans le paragraphe précédent.

Si on considère un massif de sol chargé, on imagine aisément qu'une augmentation de charges (donc de contraintes) amènera à une augmentation des déformations, et inversement. Cependant ces contraintes ne peuvent pas augmenter indéfiniment : il existe un palier au-delà duquel le sol ne peut demeurer à l'équilibre. Cette frontière séparant le domaine des contraintes admissibles de celui des contraintes provoquant la rupture est appelé courbe intrinsèque dans le plan de Mohr $(0, \sigma, \tau)$ [16].

On distingue différents comportements des sols en fonction de leur nature et de leur état de saturation. la courbe I illustrée dans la figure 1.3, représente un comportement dilatant : la contrainte passe par un pic avant de diminuer alors que la déformation continue d'augmenter. La rupture est assimilée à l'état au pic. Ce comportement est typique des sables denses ou des argiles surconsolidées.

La courbe II représente un comportement contractant, la contrainte va augmenter progressivement en fonction de la déformation jusqu'à atteindre une asymptote. Les sables lâches et les argiles remaniées suivent généralement ce type de comportement.

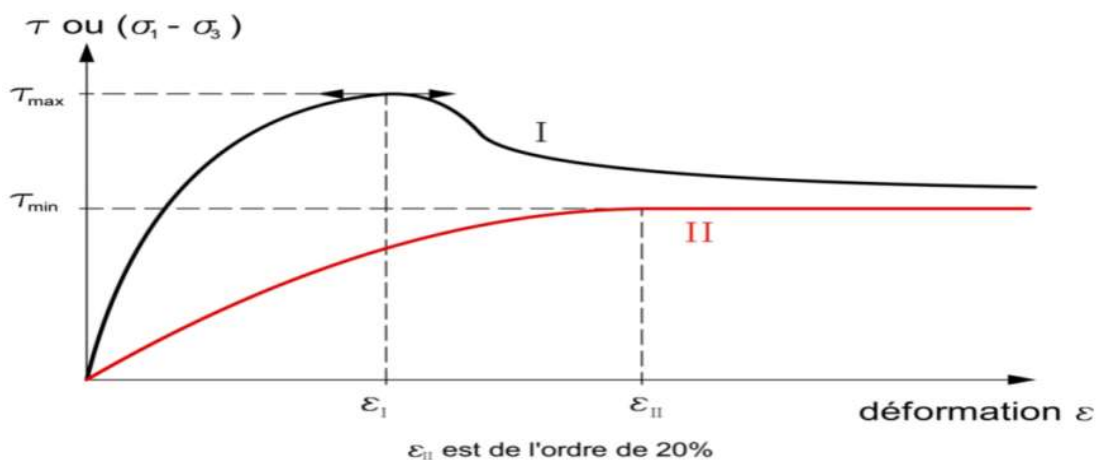


Figure 1.3 : Courbes contraintes/déformations : (I) comportement dilatant - sols surconsolidés;(II) comportement contractant - sols normalement consolidés [16].

La résistance au cisaillement d'un sol dépend également de son comportement hydraulique.

On distingue deux comportements:

- Le comportement drainé pour lequel l'application des contraintes est suffisamment lente, en fonction de la perméabilité et de l'état de consolidation du sol, pour qu'aucune surpression interstitielle ne soit induite. Les efforts sont transmis directement au squelette solide formé par les grains, et les contraintes induites sont des contraintes effectives σ' au sens défini par Terzaghi ($\sigma' = \sigma - u$, où σ est la contrainte totale et u est la pression interstitielle) ;
- le comportement non drainé caractérise à l'inverse un cas de chargement assez rapide dans lequel les pressions interstitielles n'ont pas nécessairement eu le temps requis pour s'estamper. C'est également le cas lorsque le drainage de l'échantillon considéré est empêché, ce qui impose le fait que le volume reste constant. Ce type de comportement est donc relatif aux phases solides et liquides prises conjointement et est donc exprimé en contraintes totales.

Même si la courbe intrinsèque d'un sol est généralement non-linéaire, l'expérience montre qu'elle peut souvent être approximée par une droite, appelée droite de Coulomb dans le plan de Mohr(O, σ, τ) (Figure 1.4). Pour les sols pulvérulents (a), la droite passe par l'origine du repère alors que pour les sols cohérents (b), par exemple les argiles, il existe une résistance au cisaillement non nulle en cas de contrainte nulle : il s'agit de la cohésion du sol notée c' (en considérant les contraintes effectives).

Les courbes intrinsèques des deux types de sols s'expriment par les droites d'équations suivantes:

$$\begin{cases} (a) \tau' = \sigma' \tan \varphi' \\ (b) \tau' = c' + \sigma' \tan \varphi' \end{cases}$$

Le coefficient directeur des droites de Coulomb fait intervenir l'angle de frottement interne φ' du sol, représentant le frottement entre les grains.

Les caractéristiques drainées (c' et φ') et non drainées c_{uu} et φ_{uu} de résistance au cisaillement sont déterminées à partir d'essais de laboratoire sur des éprouvettes prélevées sur des échantillons de sol. Deux types d'appareil sont couramment utilisés : l'appareil de cisaillement direct (boîte de Casagrande) et l'appareil triaxial. Plusieurs essais triaxiaux existent et permettent de déterminer différents paramètres en fonction des conditions (Tableau 1.2).

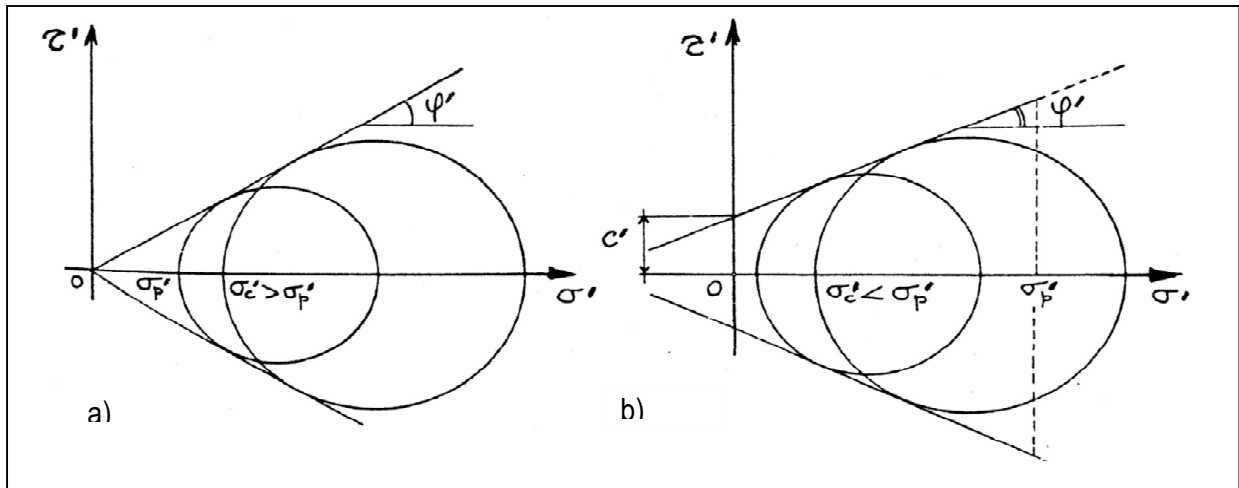


Figure 1.4 : critère de Mohr coulomb a) cas des sols pulvérulents – b) cas des sols cohérents.

Différents types d'essais triaxiaux Tableau 1.2

	Essai U.U (Non consolidé, non drainé)	Essai C.U (consolidé, non drainé)	Essai C.D (consolidé, drainé)
Consolidation	<i>Non</i>	<i>Oui</i>	<i>Oui</i>
Drainage	Fermé	Ouvert pendant consolidation	Ouvert
Vitesse	Rapide	Rapide	Lente
Comportement	Non drainé Court terme	Non drainé Court terme (si u n'est pas mesurée) Long terme (si u est mesurée)	Drainé Long terme
Paramètres	c_{uu} et ϕ_{uu}	c_{uu} et ϕ_{uu} et c' et ϕ' si u non mesuré	c' et ϕ'
Cercles de Mohr			

Dans un calcul de stabilité dit « à court terme », les caractéristiques de résistance au cisaillement utilisées correspondent aux caractéristiques non drainées obtenues par l'essai UU ou CU. Les

contraintes totales sont utilisées. Dans le cas de stabilité des barrages en remblai, cela correspond aux situations relativement rapides comme la vidange du réservoir ou lors d'un séisme.

A l'opposé, un calcul à long terme correspond à un état drainé dans lequel les contraintes ont été appliquées lentement. On utilisera dans ce cas les caractéristiques drainées et le calcul se fera en contraintes effectives. Pour les barrages, un tel calcul est mené pour la situation normale d'exploitation.

Propriétés hydrauliques

La principale propriété hydraulique d'un sol est sa perméabilité intrinsèque notée K (m^2). Cette caractéristique dépend fortement de l'indice des vides du sol e [18], [20].

L'estimation de ce paramètre est complexe car il peut varier selon la nature des sols, leur état de saturation et l'altération de la perméabilité au fil du temps due au transport des particules fines [16]. Cependant, dans la plupart des études où le matériau est considéré comme totalement saturé, ce paramètre est souvent considéré comme constant [20], [16].

En ce qui concerne les ouvrages hydrauliques en remblai, l'anisotropie de la perméabilité a également un grand impact sur le comportement hydraulique du fait de la construction par couches compactées. La perméabilité horizontale K_x est supérieure à la perméabilité verticale K_y avec un rapport pouvant varier de 1 à 10 [21], [22], mais pouvant être proche de 100 dans certains cas extrêmes [23], [16].

1.5.3. Modèle hydraulique interne

Le modèle hydraulique interne permet de déterminer les pressions interstitielles au sein du remblai, qui représentent une information importante Pour l'analyse de la stabilité de la structure, mais également les vitesses d'écoulement et les gradients hydrauliques.

a) Hypothèses du modèle hydraulique

Ce paragraphe décrit deux hypothèses fondamentales pour le calcul des pressions interstitielles : le choix du modèle concernant les conditions de saturation et celui lié à la prise en considération de la variable temps (régime permanent ou transitoire).

Conditions de saturation

Un sol est un matériau triphasique comportant un squelette solide, une phase liquide (eau) et une phase gazeuse (air) (Figure 1.5). L'eau présente dans le sol est soit liée aux grains par adsorption, soit présente dans les pores entre les grains. Elle est alors dite interstitielle et est soumise aux lois physiques des écoulements hydrauliques. L'eau interstitielle est quant à elle soit :

- libre, lorsqu'on se situe à un niveau inférieur à celui d'une nappe aquifère. Le sol est alors totalement saturé : tout l'espace interstitiel est rempli par le liquide. La pression interstitielle est positive dans l'eau libre ;

- capillaire, lorsqu'on se trouve au-dessus de la nappe. Le sol se trouve dans un état de saturation partielle, de l'air est présent dans l'espace interstitiel. L'eau capillaire est en équilibre grâce aux forces de gravité et de tension. La pression interstitielle est négative par rapport à la pression de référence à cause du phénomène de succion.

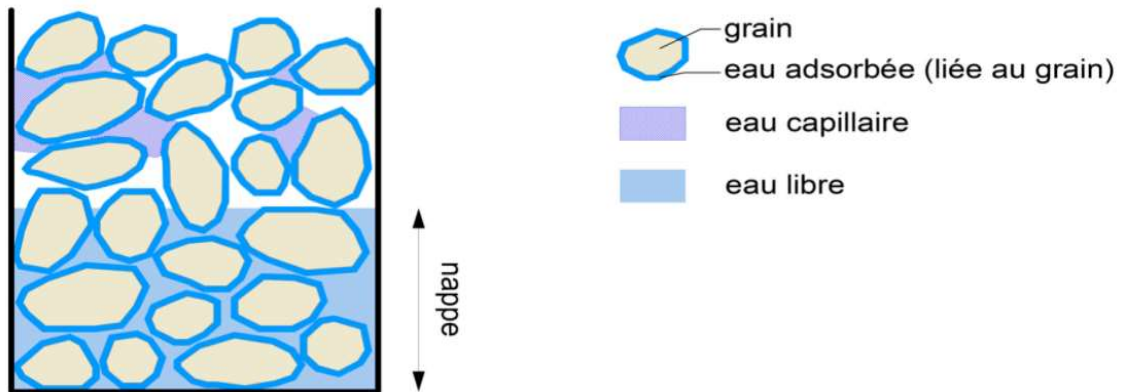


Figure 1.5 : Etats de l'eau dans les sols

Historiquement, les progrès réalisés en mécanique des sols se sont principalement concentrés sur l'étude des sols présentant une saturation complète [18]. On peut citer en exemple la théorie de Terzaghi permettant de décrire le comportement des sols grâce à la contrainte effective (dépendant de la contrainte totale, et de la pression interstitielle). Cette relation n'est cependant plus valable dans le cas des sols non saturés. Toutefois, il est essentiel de prendre en considération le comportement non saturé des sols dans le cas d'ouvrages comme les barrages en terre dont le comportement dépend directement des conditions de saturation [18].

Principes généraux du comportement des sols non saturés [18], [24].

Dans un sol non saturé, la teneur en eau volumique n'est pas égale à la porosité comme c'est le cas en saturation totale où le volume des vides est intégralement comblé par le volume d'eau. Elle va dépendre de la succion totale, que l'on note I_s , définie comme la différence entre la pression de l'eau u_w (négative) et la pression atmosphérique de l'air u_a . On a donc $u_s = u_a - u_w < 0$. Le degré de saturation (i.e. la teneur en eau volumique) va à son tour influencer la perméabilité du sol, qui va être inférieure à la perméabilité à saturation K_{sat} . Ces relations sont décrites par deux courbes, nommées courbe de rétention et courbe de perméabilité (Figure 1.6).

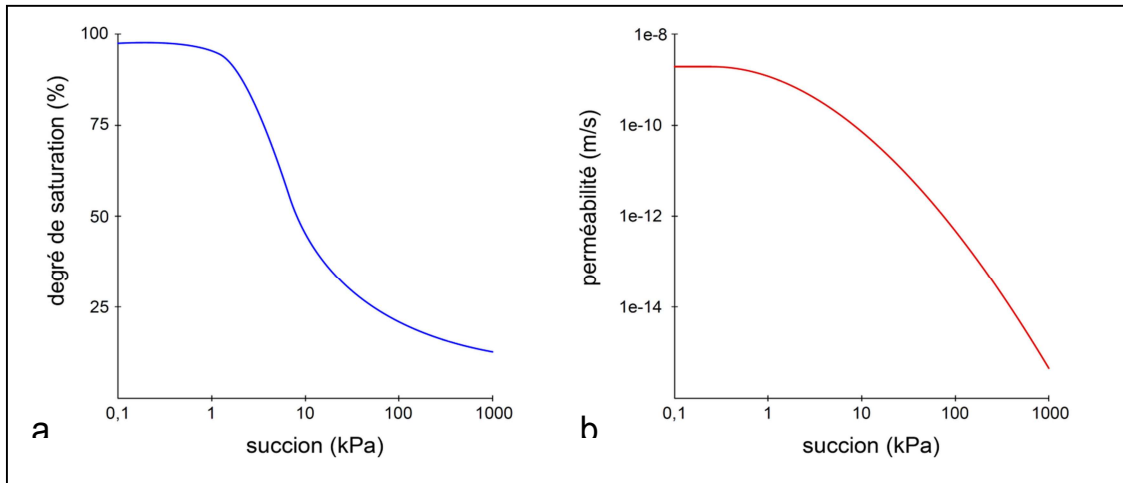


Figure 1.6 : a) Courbe de rétention - b) Courbe de perméabilité

Ces courbes sont assez rarement obtenues expérimentalement car elles nécessitent un dispositif particulier. Elles peuvent cependant être approchées grâce à des modèles développés dans la littérature. Nous citons uniquement celui développé par Van Genuchten, associé à celui de Mualem pour la perméabilité, couramment utilisé dans la littérature sur tous types de sols [16], [26], [27] et dans lequel ces deux courbes sont décrites par les expressions suivantes [28] :

Courbe de rétention

$$S(u) = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \frac{1}{[1 + (-au)^n]^m} \quad (1.3)$$

θ_r : Teneur en eau volumique résiduelle

θ_s : Teneur en eau volumique à saturation

a, m et n : paramètres du modèle avec $m = 1 - 1/n$

Courbe de perméabilité

$$k_{ns}(u) = k_{sat} \frac{[1 - (au)^{n-1} [1 + (au)^n]^{-m}]^2}{[1 + (au)^n]^{m/2}} \quad (1.4)$$

k_{sat} : Perméabilité à saturation

L'intégration du non saturation modifie l'expression de la contrainte effective qui s'écrit (contrainte de Bishop)

$$\sigma' = \sigma - u_a + x(S_r)(u_a - u_w) \quad (1.5)$$

Le terme $x(S_r)$ est appelé paramètre de Bishop et est égal à 1 en cas de saturation totale et à 0 pour les sols secs. Masekanya[18] décrit les différents moyens de définir $x(S_r)$, mais précise que pour des raisons de simplicité, la plupart des études utilise la relation $x(S_r) = S_r$

Prise en compte du facteur temps

Suivant la situation pour laquelle on cherche à modéliser l'écoulement dans une structure hydraulique en remblai, les conditions de saturation peuvent être variables et dépendre du temps. On distingue donc deux régimes : permanent et transitoire.

En régime permanent, l'écoulement est considéré comme établi $\frac{\partial V}{\partial t} = 0$, et est indépendant du temps, ce qui simplifie les équations du problème. Ce type de régime n'est applicable qu'au cas où l'on considère l'ouvrage en service avec une cote de réservoir fixée. Cette situation se présente fréquemment lorsque l'on cherche à calculer les pressions interstitielles d'un barrage en exploitation normale. Ce régime ne considère pas la courbe de rétention (et donc celle de perméabilité) pour calculer la solution.

Le régime transitoire $\frac{\partial V}{\partial t} \neq 0$ prend le facteur temps en compte. Il permet de modéliser des situations durant lesquelles des changements de conditions hydrauliques s'effectuent sur une certaine durée:

Remplissage de la retenue, construction de l'ouvrage, vidange rapide, passage d'une crue. La modélisation hydraulique en régime transitoire nécessite que les conditions initiales de pressions soient connues et fixées.

Dans cette présente étude, le caractère non saturé des matériaux constituant le remblai, ainsi que les aspects mécaniques inhérents sont pris en compte.

b) Equations d'écoulement

L'écoulement dans un sol saturé ou non saturé est basé sur la loi de Darcy:

$$\underline{v} = k(u) \underline{i} \quad (1.6)$$

\underline{v} : vitesse de l'écoulement;

$k(u)$: Perméabilité dépendante de la pression, égale à K_{sat} en cas de saturation totale;

$\underline{i} = -\text{grad } H$: gradient de la charge hydraulique totale $H = \frac{u}{\gamma_w} + z$, exprimée en mètres de colonne d'eau;

$u = (H - z) \gamma_w = (H - z) \gamma_w$, la pression interstitielle à l'intérieur du remblai en fonction de la cote z et du poids volumique de l'eau γ_w .

En exprimant le fait que le flux traversant un élément de volume en fonction du temps est égal au changement de teneur en eau volumique, il vient l'équation aux dérivées partielles les suivantes, connues sous le nom d'équation de Richards [28] :

$$C(u) \frac{\partial H}{\partial t} = -\text{div}[\underline{v}] = -\text{div}[-k(u) \text{grad} H] \quad (1.7)$$

Où $C(u) = \frac{\partial \theta}{\partial u}$ est la capacité capillaire (θ est la teneur en eau volumique).

Cette équation permet de représenter l'écoulement transitoire en condition non saturée ($k(u)$ est variable). Dans le cas du régime permanent, le terme de gauche s'annule et on se ramène à une équation de Laplace $div[v]=0$.

Cette équation peut être réécrite en condition anisotrope bidimensionnelle sous la forme [23]:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(k_x(u) \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k_z(u) \frac{\partial H}{\partial z} \right) + Q \quad (1.8)$$

Avec $k_x(u)$ (resp. $k_z(u)$) la perméabilité selon la direction horizontale et Q la condition limite de flux.

c) Géométrie et conditions aux limites

Les conditions aux frontières sont des informations indispensables pour la résolution des équations indiquées ci-dessus [16]. Les conditions aux limites du calcul hydraulique peuvent être soit la charge totale (potentiel hydraulique), soit le flux. L'application des conditions aux limites peut être très simple, notamment lorsqu'on considère un niveau fixe de la retenue: la charge à appliquer sur le talus amont est alors égale à la cote de la retenue. A l'aval, la condition généralement adoptée consiste à fixer le niveau de la nappe.

Les drains peuvent être modélisés par des conditions aux limites s'ils ne sont pas modélisés directement par la géométrie. Ils peuvent alors être modélisés par des points où la charge est imposée comme celle de la nappe aval majorée d'une éventuelle perte de charge (16).

1.5.4. Justification de la stabilité au glissement par calcul à l'équilibre limite

Introduction

La problématique de la stabilité des pentes concerne différentes structures géotechniques (remblai routier, canaux, digues, barrages...). L'évaluation de la stabilité d'une pente est une tâche complexe en raison de sa dépendance à de multiples paramètres relatifs au site d'étude (géologie, géotechnique, hydraulique, géométrique), et relatifs à la surface de glissement, qui rendent cette évaluation complexe. Par conséquent, il est indispensable de faire des hypothèses afin de permettre d'évaluer quantitativement la stabilité d'une pente grâce à un coefficient appelé « facteur de sécurité ».

Ce chapitre propose une définition classiquement adoptée du facteur de sécurité permettant d'estimer la stabilité d'une pente. Il s'intéresse ensuite aux méthodes de calcul (MEL), qui sont classiquement utilisées pour calculer le facteur de sécurité dans les domaines des ouvrages hydrauliques.

a) Définition du facteur de sécurité

Les coefficients de sécurité sont souvent utilisés pour le dimensionnement dans le domaine du

Chapitre 01 : Situation actuelle des barrages en remblai

génie civil, notamment avec la notion de coefficients partiels proposée par les Eurocodes.

Le principe de l'analyse de la stabilité des pentes repose sur le calcul du facteur de sécurité F_s dont la formule est donnée ci-dessous. Ce coefficient est déterminé en comparant la résistance au cisaillement du sol et celle nécessaire pour que l'équilibre soit assuré [30]:

$$F_s = \frac{\text{résistance au cisaillement du sol}}{\text{résistance au cisaillement requise pour l'équilibre}} = \frac{\tau}{\tau_{eq}} \quad (1.9)$$

En d'autres termes, F_s est le coefficient par lequel la résistance au cisaillement du sol doit être divisée afin d'amener la pente dans un état d'équilibre limite.

Pour les nouveaux barrages en remblais, ce coefficient de sécurité est généralement pris égal à 1,5 pour la situation normale d'exploitation et peut être compris entre 1,1 et 1,3 en cas de vidange rapide [30].

b) Méthodes à l'équilibre-limite (MEL)

Les méthodes à l'équilibre-limite sont employées pour l'analyse de stabilité des pentes car relativement simples à utiliser et à programmer. Le principe de base des méthodes à l'équilibre limite est de diviser le massif de sol en « tranches » et d'étudier les interactions entre les tranches afin d'en estimer la stabilité d'ensemble.

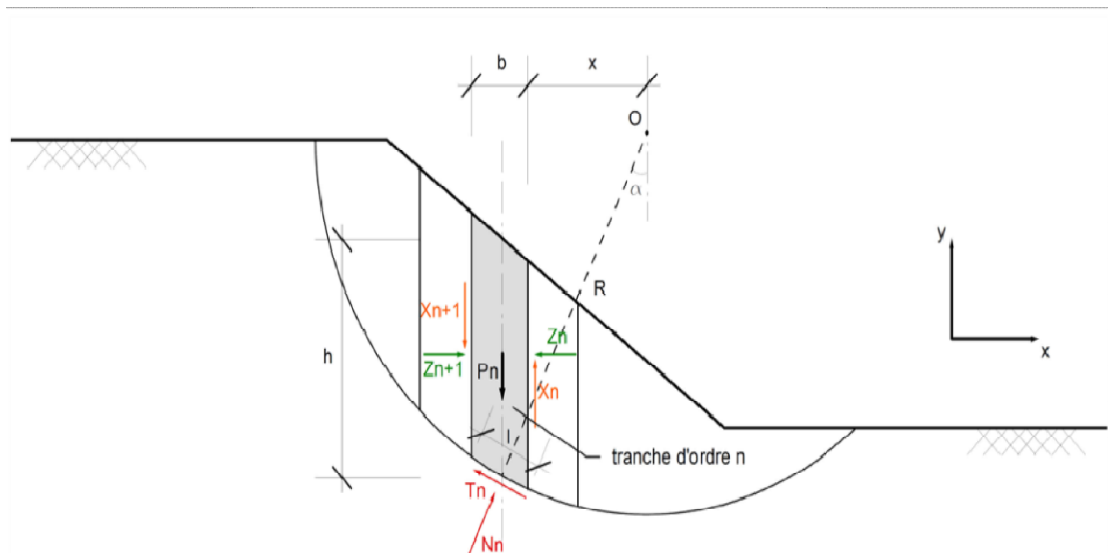


Figure 1. 7 : Méthodes des tranches : schématisation des interactions inter-tranches

Les interactions entre les tranches sont définies par les variables suivantes (Figure 1. 7):

P_n : poids total d'une tranche ayant une largeur l et une hauteur h ;

l : portion du cercle interceptée par la tranche d'ordre n considérée;

N_n et T_n : composantes normale et tangentielle du poids P_n ramené au niveau du cercle;

Chapitre 01 : Situation actuelle des barrages en remblai

X_n et Z_n : composantes horizontale et verticale de l'action de la tranche n+1 sur la tranche n;
 α : Angle que fait la tranche avec la verticale.

Ces méthodes, dites «des tranches», considèrent une section type de l'ouvrage, correspondant généralement à la section de plus grande hauteur. Elles font l'hypothèse qu'il n'y a aucune interaction dans la 3^{ème} dimension du barrage, transversale à la vallée, que la surface de glissement est circulaire, et que la rupture se produit instantanément et simultanément sur le long de toute la surface [9].

Le principe de la démarche d'une analyse de stabilité utilisant les MEL est le suivant [16] :

- choix d'un modèle de calcul à l'équilibre limite;
- définition des cercles de glissement sur lesquels le calcul de F_s sera effectué;
- calcul des contraintes effectives le long de ces surfaces;
- comparaison des contraintes effectives avec la résistance au cisaillement du ou des matériaux et calcul du facteur de sécurité relatif à chacun des cercles.

Lors du calcul de la stabilité, on retient la valeur de F_s la plus faible parmi celles calculées, dans la situation la plus critique, en relation avec la zone de glissement.

Si on fait l'hypothèse que la résistance au cisaillement du sol peut s'exprimer grâce au critère de Mohr-Coulomb en contraintes effectives:

$$\tau = c' + (\sigma - u) \tan \varphi' \quad (1.10)$$

Et en écrivant l'équilibre mécanique de chaque tranche dans les directions horizontale et verticale, ainsi que l'équilibre en rotation, il vient les expressions des facteurs de sécurité suivantes, relatives respectivement à l'équilibre global en termes de forces et de moments [18]:

$$F_{S.f} = \frac{\sum [c' + (N_n - ul) \tan \varphi'] \cos \alpha}{\sum N_n \sin \alpha} \quad (1.11)$$

$$F_{S.m} = \frac{\sum [c' + (N_n - ul) \tan \varphi'] \tan \varphi'}{\sum p_n \sin \alpha} \quad (1.12)$$

Différentes méthodes à l'équilibre-limite existent, chacune avec des hypothèses permettant de considérer et de simplifier l'une et/ou l'autre des expressions du facteur de sécurité précédentes. Le tableau 1.3 présente les caractéristiques de quelques méthodes à l'équilibre limite [9], [18], [25], [31].

Caractéristiques de quelques méthodes à l'équilibre limite, d'après Tableau 1.3 [24]

Méthode	Equilibre des	Equilibre des forces	Considération force X	Considération force Z	Inclinaison de la résultante Z/X,
Fellenius	OUI	NON	NON	NON	Pas de forces inter-couches
Bishop simplifiée	OUI	NON	OUI	NON	Horizontale
Janbu simplifiée	NON	OUI	OUI	NON	Horizontale
Méthode suédoise simplifiée (US Army Corps of	NON	OUI	OUI	OUI	Inclinaison parallèle à la pente
Spencer	OUI	OUI	OUI	OUI	Constante
Morgenstern-Price	OUI	OUI	OUI	OUI	Variable, fonction

Une approche alternative consiste à calculer le facteur de sécurité en utilisant les définitions ci-dessus mais en calculant au préalable le champ de contraintes par la MEF. Cela permet de connaître plus précisément les contraintes normale et tangentielle à la base de chaque tranche. Seuls certains logiciels commerciaux permettent cette approche combinant méthodes des tranches et éléments finis [24].

c) Synthèse concernant les MEL

La méthode suédoise des tranches, est très souvent utilisée pour évaluer la stabilité d'ensemble des barrages en remblai dans l'ingénierie. Elles sont en effet relativement simples d'utilisation et peuvent facilement être intégrées dans un logiciel dédié. Cependant cette méthode comporte certains inconvénients [18], [32] qui sont résumés ci-dessous :

- elles nécessitent de faire des hypothèses sur le découpage du massif de sol glissant en un certain nombre de tranches;
- d'autres hypothèses doivent être formulées concernant les interactions entre les tranches et leurs directions d'application, qui ont une influence non négligeable sur l'équilibre du massif;
- la surface de rupture critique n'apparaît pas naturellement; elle correspond à celle pour laquelle le facteur de sécurité est le plus faible, parmi une série de cercles définis au préalable;
- cette méthode considère que le facteur de sécurité est identique le long de la surface de

glissement, ce qui n'est pas physiquement le cas;

- l'hypothèse de rupture circulaire est une simplification largement adoptée, mais dans certains cas plus complexes, il se peut qu'elle ne soit pas vérifiée;
- elle ne permet de prendre en considération de façon réaliste le comportement physique du sol : aucune considération n'est faite sur les lois contraintes/ déformations, et donc sur les déplacements;
- le principe de calcul des méthodes à l'équilibre limite permet difficilement la prise en compte de la variabilité intrinsèque des propriétés des sols.

Les MEL ne seront pas considérées dans notre étude, compte-tenu des simplifications qu'elles impliquent. Le chapitre suivant présente une alternative aux méthodes (MEL) en étudiant la stabilité des pentes grâce à la MEF.

1.5.5. Justification de la stabilité au glissement par calcul en déformations

Grâce aux progrès de l'informatique, des méthodes numériques (MDF, MEF, VF, etc...) ont été développées et permettent de résoudre des systèmes d'équations complexes relatives à différents domaines scientifiques. La mécanique des sols fait partie de ces domaines, et plusieurs méthodes et logiciels permettent désormais de modéliser le comportement complexe des géomatériaux (sols et roches).

Cette partie du travail présente dans un premier temps, les particularités du comportement élastoplastique des géomatériaux pris en compte par les méthodes numériques par un calcul en contraintes/ déformations. Dans un second temps, une description rapide des méthodes numériques est faite en présentant les spécificités de chacune. Cela nous permettra de faire un choix quant à la méthode la plus adaptée pour la modélisation du phénomène de glissement de talus par perte de résistance mécanique des matériaux du remblai. Enfin, nous verrons par quelles méthodes peut être calculé le facteur de sécurité d'une pente grâce aux outils numériques.

1. Comportement élastoplastique

Définition de la plasticité

La plasticité d'un matériau correspond à l'apparition de déformations permanentes pour un certain niveau de contraintes. Ce concept repose sur deux notions essentielles [33]:

- la surface de charge qui sépare les domaines élastiques et plastiques;
- La règle d'écoulement, qui détermine la manière dont les déformations plastiques évoluent.

Concept de surface de charge

La surface de charge est la limite entre le domaine élastique et le domaine plastique dans l'espace des contraintes. À l'intérieur de cette surface, les déformations sont élastiques, tandis qu'à l'extérieur, les déformations $d\varepsilon$ sont composées à la fois d'une fraction élastique $d\varepsilon_{ij}^e$ et d'une fraction $d\varepsilon_{ij}^p$ plastique [34].

On peut écrire:

$$(d\varepsilon_{ij}^e) + (d\varepsilon_{ij}^p) = d\varepsilon \quad (1.13)$$

Cette frontière est définie par une fonction salaire (F) dépendant de la contrainte σ_{ij} appelée fonction de charge, qui est définie par la relation suivante

Intérieur du domaine élastique (élasticité)	: $F(\sigma_{ij}) < 0$
Frontière du domaine (plasticité)	: $F(\sigma_{ij}) = 0$
Extérieur du domaine	; $F(\sigma_{ij}) > 0$

Lorsque l'état des contraintes atteint la surface de charge $F(\sigma_{ij}) = 0$, deux comportements élastoplastique sont possibles [33] :

- La surface de charge reste stable : le comportement du matériau peut être décrit par un modèle élastique parfaitement plastique.
- La surface de charge change : le comportement du matériau peut être décrit par un modèle élastoplastique avec écrouissage.
- **Notion de règle d'écoulement**

Soit σ_{ij} un état de contraintes correspondant à une étape de chargement donnée. Si on est dans le cas où $F(\sigma_{ij}, h) < 0$, alors on se trouve à l'intérieur du domaine élastique actuel, et la variation de la déformation est entièrement élastique : $F(\sigma_{ij}, h) = 0$, on se situe alors sur la frontière du domaine, et il faut distinguer si on se trouve en situation de chargement ou de ;

Déchargement si:

$$\left\{ \begin{array}{l} F(\sigma_{ij}) = dF(\sigma_{ij}) = 0 \\ \frac{\delta F}{\delta \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} > 0 \\ d\varepsilon = d\varepsilon_{ij}^e + d\varepsilon_{ij}^p \end{array} \right.$$

Déchargement si:

$$\left\{ \begin{array}{l} F(\sigma_{ij}) = 0 \\ \frac{\delta F}{\delta \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} < 0 \\ d\varepsilon = d\varepsilon_{ij}^e \end{array} \right.$$

L'objectif de la règle d'écoulement plastique est d'exprimer la variation de déformation $d\varepsilon_{ij}^p$ en fonction de l'état de contrainte σ_{ij} et de la variation de contrainte $d\sigma_{ij}$ [33]. Cette relation est formulée selon le principe du travail maximal de Hill.

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^p = \dot{\lambda} \frac{\delta F}{\delta \sigma_{ij}} \text{ avec } \dot{\lambda} > 0 \text{ (multiplicateur plastique)}$$

Dans le contexte des sols, l'expérience montre que les vitesses de déformation ne sont pas bien décrites par ce principe [18], [19]. Afin de prendre en compte cette réalité, il est nécessaire d'introduire un potentiel plastique $G(\sigma_{ij})$, qui dépend du tenseur des contraintes et remplace F dans l'équation précédente. Cette approche est connue sous le nom de règle d'écoulement non associée. Elle est par opposition dite associée lorsqu'on a $F=G+\text{cste}$.

Comportement élastique parfaitement plastique

Dans ce type de comportement, la surface de charge est confondue avec le critère de rupture [35]. La surface de charge reste inchangée : le point de charge σ_{ij} ne peut pas sortir du domaine d'élasticité ($F \leq 0$). Lorsque cette contrainte reste à l'intérieur de la surface de rupture, le comportement du matériau à ce point, qu'il soit isotrope ou anisotrope, est considéré comme élastique. Les déformations plastiques apparaissent lorsque σ_{ij} se trouve sur la surface de charge et y demeure, pour ($F=0$) [33].

Notion d'écrouissage

L'écrouissage est l'évolution de la surface de charge en fonction du niveau de contrainte appliqué au matériau. Pour un matériau écrouissables, le domaine élastique n'est pas fixe : il La dépendance de l'état d'écrouissage du matériau est représentée par une variable h , qui est prise en compte dans l'expression de la zone de charge notée $F(\sigma_{ij}, h)$ [33]. Le paramètre d'écrouissage h n'évolue que s'il y a une variation de la déformation irréversible.

Il est possible de classifier l'écrouissage en trois catégories distinctes :

- l'écrouissage isotrope, qui se caractérise par une transformation du domaine d'élasticité par homothétie autour du centre O .

L'écrouissage cinématique, dans lequel le domaine réversible se déplace dans la zone des contraintes. Ce type d'écrouissage est non linéaire [35];

L'écrouissage mixte, qui est la superposition des deux types d'écrouissage précédents.

Les notions évoquées ici relatives au comportement elastoplastique ont été rapidement décrites. Elles sont cependant importantes pour comprendre et modéliser de façon réaliste le comportement du sol par la MEF. Nous renvoyons à la littérature citée pour plus de détails sur ces notions.

2. Méthodes numériques de modélisation

L'idée fondamentale de la modélisation est de substituer un système physique complexe par un objet ou un opérateur simplifié qui reproduit les caractéristiques et les composants essentiels de l'original. Les phénomènes physiques sont souvent régis par des paramètres non-linéaires et peuvent être représentés par un modèle mathématique utilisant des systèmes d'équations aux dérivées partielles (EDP) non linéaires dont les solutions analytiques ne sont en général pas connues.

Le développement des ordinateurs a ouvert la voie à l'utilisation des méthodes numériques pour résoudre les équations de la physique de manière discrète, en les transformant en problèmes discrets sur des domaines définis par un maillage.

Deux approches sont possibles pour la modélisation : l'approche locale et l'approche globale [36]. Dans l'approche locale, les équations aux dérivées partielles (EDP) sont directement discrétisées, comme dans la MDF, appelé formulation forte.

Dans la seconde approche, l'équilibre du système est souvent exprimé souvent en utilisant un bilan énergétique, qui est ensuite discrétisé. Dans cette approche, l'équilibre énergétique n'est plus assuré en chaque point du milieu, mais au niveau global d'un élément de volume. Cette approche, utilisant les volumes finis ou les éléments finis, privilégie le traitement des systèmes complexes.

On distingue principalement quatre types de méthodes numériques [37]:

a) Approche par différences fines pour la modélisation numérique

Cette méthode consiste à approximer les dérivées des équations physiques en utilisant les développements de Taylor. Les dérivées partielles sont renforcées par des combinaisons de valeurs de la fonction attribuée en un nombre fini de nœuds du maillage. Cela permet de discrétiser les équations et de les résoudre numériquement.

Les principales caractéristiques de cette approche sont la facilité de son application et son faible coût de calcul. Elle est particulièrement adaptée pour la modélisation de situations dynamiques. La méthode est cependant moins adaptée pour des situations statiques ; elle est généralement limitée à des géométries simples et présente des difficultés à prendre en compte certains types de conditions aux limites.

Le logiciel FLAC que nous avons utilisé pour nos calculs est basé sur cette méthode (MDF).

b) Approche par(VF)

La méthode des VF repose sur le principe d'intégration des équations sur des volumes de contrôle. Elle est particulièrement adaptée à la discrétisation spatiale des lois de conservation, ce

qui en fait une approche largement utilisée en mécanique des fluides, contrairement aux méthodes basées sur les éléments finis.

Son application est facile lorsque les éléments volumiques sont des rectangles en 2D ou des parallélépipèdes en 3D. Néanmoins, cette méthode offre la possibilité d'utiliser des éléments de forme arbitraire, ce qui permet de traiter des géométries complexes, contrairement à la MDF.

Elle permet également de gérer plus naturellement les conditions aux limites.

c) Méthode des éléments finis(MEF)

La MEF permet d'approximer un problème formulé de manière variationnelle dans un espace de dimension infinie en utilisant un sous-espace de dimension finie. Cette formulation variationnelle équivaut à un problème de minimisation d'énergie généralement (principe des travaux virtuels). La solution approximative est donc représentée par une fonction qui est déterminée par ses valeurs aux nœuds du maillage.

Les avantages principaux de cette méthode est qu'elle est bien adaptée pour des situations statiques et qu'elle permet, au contraire de la méthode des différences finies, de traiter des géométries complexes. De plus, de nombreux résultats théoriques existent sur la convergence. Elle présente cependant une certaine difficulté d'application et un coût de calcul plus important que celui de la MDF, mais qui reste acceptable suivant le problème avec les ordinateurs modernes.

d) Approche éléments discrets (MED) [38].

Les simulations numériques discrètes des milieux granulaires ont été d'abord développées pour étudier les évolutions quasi-statiques des empilements granulaires denses. Par la suite, ces méthodes ont été appliquées à des situations dynamiques, en distinguant les approches dynamiques qui prennent en compte l'inertie et les mécanismes de dissipation, des approches statiques qui visent à trouver une succession d'états d'équilibre.

Les méthodes dynamiques permettent de modéliser le mouvement particulière de molécules ou de grains déformables, En procédant à la détection des contacts entre les grains, au calcul des forces de contact binaires, et à l'intégration des relations fondamentales de la dynamique pour l'ensemble des grains, de façon à modifier leur vitesse et leur position. Elles peuvent aussi servir à modéliser le contact entre corps rigides. Le mouvement des grains n'est plus défini par une équation différentielle ordinaire, mais se présente comme une séquence de collisions entre lesquelles les vitesses restent constantes.

Les méthodes statiques, similaires au calcul aux éléments finis, utilisent la résolution de systèmes linéaires plutôt que l'intégration d'équations différentielles. Bien qu'elles soient plus complexes à mettre en œuvre et moins générales que les méthodes dynamiques, elles offrent

certaines avantages. Par exemple, elles impliquent moins de paramètres et permettent une étude précise de la stabilité des configurations d'équilibre. Cependant, ces méthodes deviennent inappropriées lorsque le réseau de contacts subit des réarrangements brusques

La MDF et la MEF sont toutes deux utilisées dans notre cas pour des raisons pratiques: disponibilité des codes de calcul Plaxis et Flac.

3. Calcul de FS à l'aide de la MEF

a) Généralités

Zienkiewicz [39] apporte une approche alternative aux MEL présentées précédemment. Cette méthode, utilisée dans des domaines très différents, nécessite d'assimiler un massif de sol à un milieu continu de considérer un massif de sol comme un milieu continu. L'avantage premier est qu'elle permet de modéliser de façon plus réaliste le comportement complexe des géomatériaux. Différentes méthodes existent pour calculer le facteur de sécurité d'une pente grâce à la méthode des éléments finis [40] plusieurs approches sont disponibles pour évaluer le coefficient de sécurité d'une pente en utilisant la MEF [40] :

- La MEL améliorée, qui consiste à calculer les contraintes au sein du remblai avant d'utiliser les méthodes des tranches;
- l'approche dite d'augmentation de la gravité, qui consiste à augmenter artificiellement l'intensité de la gravité jusqu'à ce que le mécanisme de rupture se développe. Le facteur d'incrément de la gravité peut être assimilé au facteur de sécurité. Cependant, cette technique est relativement peu efficace pour les pentes constituées de matériaux purement granulaires car sa résistance est principalement frictionnelle et est peu influencée par le poids propre;
- la méthode dite de réduction des paramètres dont le principe est d'affaiblir progressivement les paramètres du sol jusqu'à la rupture. Cette méthode est la plus employée dans la littérature, et est présentée plus en détails dans le paragraphe suivant.

b) Méthode de réduction des paramètres (MRP)

La méthode de réduction des paramètres a été tout d'abord évoquée par Zienkiewicz [41] elle tend à réduire progressivement la résistance au cisaillement d'un sol ayant un comportement élastoplastique(ou viscoplastique) jusqu'à l'apparition de la rupture. La réduction est faite sur les deux paramètres influençant la résistance au cisaillement : la tangente de l'angle ϕ' et la cohésion c' dans le modèle de Mohr-Coulomb. Les paramètres réduits ϕ'_{red} et c'_{red} s'expriment par les relations:

$$c'_{red} = \frac{c'}{F}, \quad \phi'_{red} = \tan^{-1} \left(\frac{\tan(\phi')}{F} \right) \quad (1.14)$$

A la rupture, le facteur de réduction F va être assimilé à FS de la pente étudiée. En effet, si on considère par exemple que la résistance au cisaillement est décrite par le critère de Mohr-

Chapitre 01 : Situation actuelle des barrages en remblai

Coulomb, on aura à la rupture (l'indice f signifiant failure):

$$\tau'_{max} = \frac{c'}{F_f} + \sigma_{nmax} \frac{\tan(\varphi')}{F} = \sigma_{nmax} \tan(\varphi'_f) + c'_f \quad (1.15)$$

Cette définition du facteur de sécurité est similaire à celle décrite précédemment pour les méthodes à l'équilibre-limite. Il a été établi à travers des études antérieures ont établie les facteurs FS calculés par les méthodes citées ci-haut sont très comparables lorsqu'il s'agit de cas impliquant des géométries simples. Cependant, dans des cas plus complexes sur le plan géologique et géométrique, il est possible de rencontrer des différences entre les valeurs de FS obtenues à l'aide des deux méthodes de calcul.[41], [42] précisent que le modèle du sol dépend généralement de six paramètres qui sont: les paramètres de cisaillement φ' et c' , les paramètres d'élasticité E' et ν' , δ et ψ . Finalement, les paramètres à prendre en considération dans l'étude de stabilité des talus sont: φ' , c' et γ . Les trois autres paramètres permettent de modéliser le comportement du sol en termes de déformations mais n'ont qu'un impact réduit sur la résistance au cisaillement et donc sur la valeur de F_s [42].

Dans un modèle aux EF, l'application de la MDR des paramètres se fait grâce à un processus itératif comportant les étapes suivantes (Figure 1.8) [17]:

- Calcul d'un état initial de contraintes effectives par application des charges hydrauliques et mécaniques;
- Réduction d'un facteur F des paramètres de résistance au cisaillement et recherche d'un nouvel état d'équilibre en contraintes/déformations ;
- Itération de la deuxième étape jusqu'à l'apparition de la rupture. Le F_s correspond au coefficient de réduction.

La modélisation utilisant la méthode de résolution des différences finies (DF) requiert une définition numérique de la rupture, ce qui peut parfois être complexe. [42].

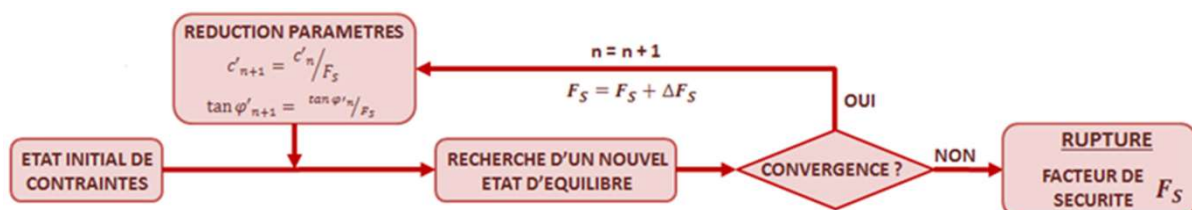


Figure 1. 8 : Principe de l'algorithme de la MDR.

La non-convergence, considérée comme une rupture par cisaillement de la pente, se manifeste par une accélération soudaine des déplacements nodaux lorsque le facteur de réduction approche

Chapitre 01 : Situation actuelle des barrages en remblai

de sa valeur critique (Figure 1.9). Griffiths et Lane [42] proposent de tracer le déplacement adimensionnel $\frac{E\delta_{\max}}{\gamma H^2}$ pour identifier le facteur de sécurité, où δ_{\max} , E' , γ et H .

La MRP est de plus en plus employée et est de plus en plus implémentée directement dans des logiciels dédiés à la géotechnique [43].

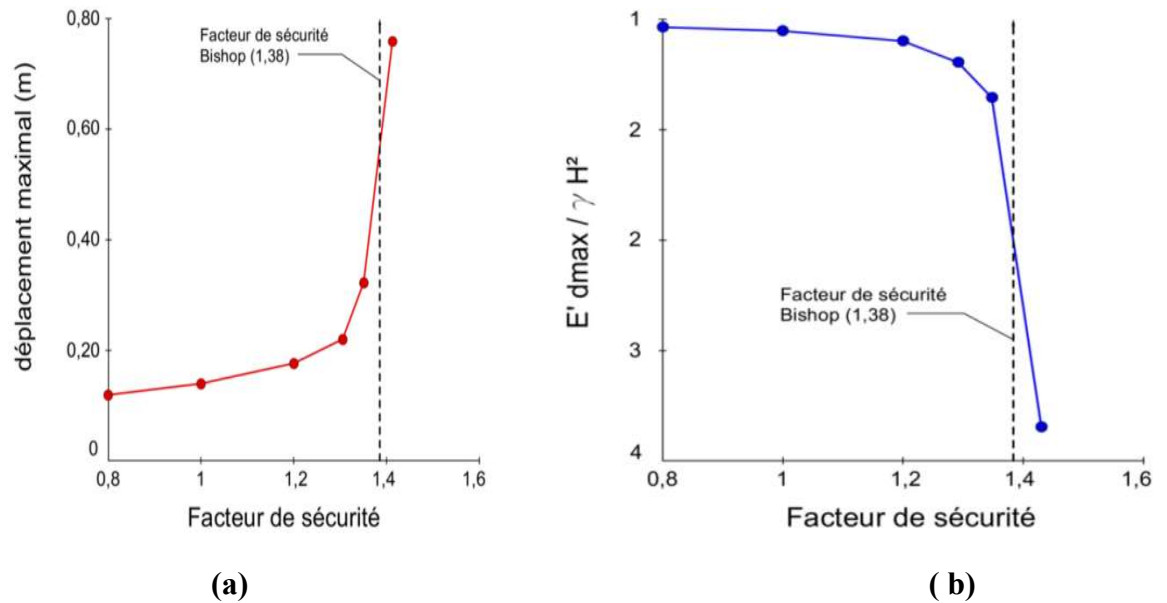


Figure 1. 9 : Augmentation des déplacements (a) et du déplacement adimensionnel de Griffiths (b) à l'approche de la rupture, d'après [43].

L'inconvénient principal de la MRP est qu'elle nécessite un temps de calcul relativement plus important que les celles dites classiques de calcul du facteur F_S . Cependant, avec l'évolution des capacités de calcul des ordinateurs, cette technique devient abordable en termes de coût de calcul, et est présentée comme une alternative intéressante aux méthodes appelées MEL.

Elle présente certains avantages par rapport aux méthodes classiques d'évaluation du facteur F_S des pentes

- La méthode ne nécessite pas de formuler d'hypothèses sur la forme ou la localisation de la surface de rupture : celle-ci découle du calcul et peut être visualisée grâce notamment aux déformations de cisaillement;
- aucun découpage en tranches du massif glissant n'est à proposer ce qui permet de s'affranchir des hypothèses sur les efforts entre tranches qui causent des difficultés dans les méthodes dites (MEL);
- la MEF permet de prendre en compte un comportement plus réaliste du géomatériaux et permet de donner des informations sur les contraintes, les déplacements, et les

pressions interstitielles;

- la méthode est applicable à des contextes simples comme complexes à la condition que l'on dispose des informations nécessaires sur la géométrie du site et sur les propriétés des sols.

Le calcul du facteur F_s par la MEF, par l'intermédiaire notamment de la méthode MRP, est généralement réalisé en deux dimensions. Cela est généralement suffisant dans un contexte opérationnel et il est souvent admis qu'une analyse bidimensionnelle est conservative et donne un F_s légèrement inférieur à celui d'une analyse en trois dimensions [44], ce qui rend les praticiens réticents au développement de modèles 3D plus complexes et coûteux en calculs. Pour d'autres sauteurs, cette supposition ne serait valable uniquement que dans certains cas en fonction de la géométrie ou des propriétés des sols.

1.5.6. Synthèse sur la justification de l'état-limite de glissement

Nous avons vu précédemment que la justification de l'état-limite de glissement pour les ouvrages hydrauliques en remblai peut s'avérer plus ou moins complexe et qu'elle nécessite la formulation de plusieurs hypothèses concernant:

- la situation de projet que l'on souhaite étudier;
- les actions hydrauliques et mécaniques auxquelles l'ouvrage est soumis;
- la définition d'un modèle géotechnique intégrant les paramètres du sol et le choix d'un type de comportement en fonction du matériau et de la situation considérée;
- la définition d'un modèle hydraulique qui va avoir une importance fondamentale sur le mécanisme de glissement. Ce modèle implique de faire un choix sur le type de comportement (saturation totale ou non) concernant le sol étudié. Le modèle a pour but d'estimer les pressions interstitielles au sein de l'ouvrage, qui sont une donnée d'entrée importante dans le calcul du facteur de sécurité du barrage;
- le choix d'une méthode de calcul du facteur de sécurité entre les démarches traditionnelles utilisant les méthodes des tranches ou les démarches modernes utilisant des méthodes numériques plus lourdes.

Compte tenu de la synthèse présentée ci-devant, la démarche et les choix suivants qui s'avèrent les mieux adaptés à une modélisation précise du comportement hydraulique et mécanique des barrages en remblai et de la variabilité des propriétés des matériaux sont:

- La situation normale d'exploitation sera considérée. C'est en effet la situation la plus simple et surtout la plus représentative de la vie de l'ouvrage.

- Les actions principales aux quelles l'ouvrage est soumis en situation normale d'exploitation sont le poids propre des matériaux, la pression hydrostatique appliquée par l'eau de la retenue, et les charges sismiques.
- Le comportement élastoplastique du sol sera modélisé par une loi de comportement appropriée. On considérera une loi non associée avec un ψ différent de l'angle φ
- Le comportement non saturé du sol sera également pris en compte.

La MEF sera utilisée pour la modélisation de l'ouvrage, et le facteur de sécurité sera calculé par la technique de réduction de paramètres car cette approche présente de nombreux avantages par rapport aux méthodes à l'équilibre-limite (calcul de l'écoulement, prise en considération des déformations, ainsi que par rapport à d'autres méthodes numériques (flexibilité, coût de calcul acceptable, prise en compte de cas complexes,...). La particularité des EF est surtout que la souplesse de la méthode permet, en plus des avantages déjà listés, d'intégrer une modélisation de la variabilité spatiale des matériaux.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons examiné la typologie des ouvrages en remblai de terre, en mettant en évidence les risques associés aux barrages en général. En particulier, nous avons identifié les risques spécifiques qui caractérisent les barrages souples. La stabilité des barrages vis-à-vis du glissement a été au centre de notre analyse, que nous avons abordée selon deux approches : la justification de la stabilité au glissement par le calcul de l'équilibre limite et par l'évaluation en termes de déformations. Cette analyse en profondeur nous permettra de mieux appréhender les défis et les solutions liés à la conception et à la sécurité des barrages en remblai de terre, éléments essentiels dans la gestion des ressources en eau et la prévention des catastrophes.

Chapitre 02 : Contexte et problématique générale

L'objectif de ce travail consiste à calculer la stabilité dynamique du barrage en remblai sous sollicitations sismiques en intégrant le comportement élastoplastique non-linéaire des matériaux du barrage.

L'étude vise aussi à prédire les déplacements permanents et les déformations subies par le barrage en terre de Ouarkiss.

2.1. Rappels sur la représentation de l'action sismique [80]

Globalement, l'action sismique découle des mouvements du sol, qui sont schématiquement représentés ainsi :

- Un déplacement d'ensemble des terrains dans les trois directions (en cette occurrence : 2 horizontales et une verticale)

Lorsque la structure hydraulique traverse une faille active, des déplacements importants différentiels sont enregistrés au niveau des points du sol dans les trois directions mentionnées précédemment.[81].

Les effets de ces mouvements sur les structures élémentaires de génie civil et d'hydraulique sont assimilés à des oscillateurs simples par les règlements simples. Les mouvements du sol sollicitant la base d'un ouvrage sont amplifiés à des degrés divers dans la structure selon que la fréquence propre d'oscillation est proche ou non des fréquences prédominantes du mouvement sismique. Il s'agit là d'un phénomène notoire appelé communément «résonance d'un oscillateur »[82].

Les fréquences dominantes du séisme sont étroitement liées aux propriétés du sol sur lequel l'ouvrage est construit. De manière simplifiée, les couches de sol superficiel agissent comme un oscillateur excité par les mouvements du substrat rocheux sous-jacent. Si le sol sus-jacent présente des caractéristiques mécaniques faibles ou s'il est de grande épaisseur, cela peut influencer sur les fréquences prédominantes du séisme [503], cela se traduira par une amplification globale du signal sismique et la gamme des fréquences les plus sollicitées aura tendance à s'étendre vers les basses fréquences. A contrario, dans le cas d'un sol rocheux, il n'y aura pas d'amplification locale de l'action sismique (hors potentiel effet de site topographique) et la gamme des fréquences les plus sollicitées sera davantage resserrée autour des hautes fréquences.

2.2. Intégration de l'aléa sismique dans l'évaluation de la stabilité des ouvrages [84]

Tout d'abord, il est primordial de définir l'aléa sismique à considérer lors du contrôle de la stabilité d'un barrage lors d'une sollicitation sismique.

Type d'événement

Selon l'importance (ou la classe) de l'ouvrage et la zone sismique dans laquelle il se trouve, la vérification de la sécurité des ouvrages doit être assurée pour trois types d'événements [84], en l'occurrence :

- Le séisme maximal de dimensionnement (SMD).
- le séisme de base d'exploitation (SBE).
- la réplique du SES (RSES).

NB : dans le cadre de ce présent travail, nous nous intéressons seulement qu'aux séismes de type SBE.

Les sollicitations sismiques sont évaluées par les méthodes suivantes:

- Méthode « forfaitaire » fondée sur le zonage sismique national
- Méthodes spécifiques, qu'elles soient déterministes ou probabilistes.

2.3. Description de l'action sismique selon la méthode forfaitaire

Selon cette méthode, l'effet sismique horizontal ou vertical est caractérisé par une accélération maximale sur un site rocheux, qui varie en fonction de la zone de sismicité (de 1 à 5) et du niveau de classification de l'ouvrage (de la classe A à D, avec une diminution d'importance selon la hauteur du remblai et le volume de la retenue). Les valeurs d'accélération maximale correspondantes pour le rocher sont indiquées dans le tableau 2.1[84].

Zone de sismicité	Accélérations horizontale pur le S.E.S (m/s ²)				Accélérations verticale pur le S .E.S (m/s ²)			
	Classe D	Classe C	Classe B	Classe A	Classe D	Classe C	Classe B	Classe A
1	0.4	0.5	0.7	0.9	0.4	0.5	0.6	0.8
2	0.7	0.9	1.2	1.5	0.6	0.8	1.1	1.4
3	1.1	1.4	1.9	2.4	1.0	1.3	1.7	2.2
5	1.6	2.0	2.8	3.5	1.4	1.4	2.5	2.8
5	3.0	3.5	4.3	6.6	2.4	2.4	3.5	5.3

Tableau 2.1.L'accélération maximale au rocher pour l'évaluation du SES (m/s²).[84]

Les structures sont classées dans quatre catégories selon leur niveau d'importance croissant : 1, 2, 3 et 4, selon la réglementation parasismique Algérienne RPA99.

L'appartenance à l'une ou l'autre des catégories se traduit par un coefficient d'importance γ_1 , avec

$\gamma_1 = 1,0$ pour la catégorie II,

$\gamma_1 = 1,2$ pour la catégorie III,

$\gamma_1 = 1,4$ pour la catégorie IV.

Les valeurs d'accélération sont déterminées en utilisant des coefficients d'importance relatifs aux périodes de retour indiquées ci-dessous.

Type de structure	A	B	C	D
Période de retour T_R	5000	2500	1000	500

Tableau 2.2: Période de retour du SES en fonction de la classe des barrages [84].

Zones sismique RPA9 –coefficient d'accélération de zone (A)

Il est défini 4 zones sismiques classées comme suit :

1. Zone 0 : sismicité négligeable
2. Zone 1 : sismicité faible
3. Zone 2 : sismicité moyenne
4. Zone 3 : sismicité élevée

Groupe	Zone I	Zone II a	Zone II b	Zone III	Classification de l'ouvrage selon leur importance
1A	0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrages d'importance vitale
1B	0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrages de grande importance
2	0.10	0.15	0.20	0.25	Ouvrages courant
3	0.07	0.10	0.14	0.18	Ouvrages faible

Tableau 2. 3 : Coefficient d'accélération

Le barrage de Ouarkiss, d'une importance notée 1A, est situé dans la région d'Oum El Bouaghi, au sein de la zone sismique de catégorie I, où l'accélération maximale due aux séismes atteint 0,15g.

Les paramètres et équations des spectres de réponse élastique sont donnés suivant le cheminement de la démarche suivante :

Soit S_d le déplacement maximal d'un oscillateur (de période T et de taux d'amortissement critique ξ par rapport à sa fondation ainsi que l'effort maximal induit dans cet oscillateur F_{max} .

Pour un oscillateur de raideur K et de masse M cette période vaut : $T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$

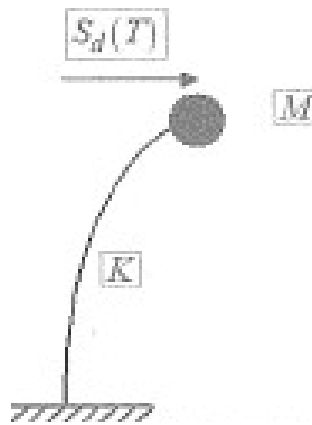


Figure 2.1 : Schéma d'un oscillateur simple [84].

L'effort maximal dans l'oscillateur : $F_{max} = K S_d(T, \xi)$

En exprimant K en fonction de t et M, il vient : $F_{max} = M \frac{4\pi^2}{T^2} S_d(T, \xi)$

Le spectre normalisé en pseudo-accelération : $S_E(T, \xi) = M \frac{4\pi^2}{T^2} S_d(T, \xi)$

L'effort maximal dans l'oscillateur : $F_{max} = M S_d(T, \xi)$

Le paramètre $S_d(T, \xi)$ a les mêmes dimensions qu'une accélération et son expression est similaire au principe fondamental de la dynamique $F = m \cdot \gamma$. Le terme "pseudo" est utilisé car $S_E(T)$ ne correspond à l'accélération totale de la masse (par rapport à un référentiel galiléen absolu) que si l'amortissement est nul (il est en général faible pour les structures usuelles sans dispositifs parasismiques).

L'amplification est largement déterminée par le rapport entre la période naturelle de l'oscillateur et les propriétés dynamiques du sol, qui sont tributaires des caractéristiques mécaniques des couches de sol et leur épaisseur. Pour prendre en compte ces facteurs, la norme européenne (EC8) a classé les sols en sept catégories distinctes [84].

Les différentes classes sont identifiées par des lettres : A, C, D, E, S1 et S2, et sont rangées par ordre croissant de souplesse. La classe A est associée au rocher et la classe E correspond à un sol très souple avec des caractéristiques mécaniques faibles. Les classes S1 et S2 sont spécifiques et peuvent causer des effets particulièrement néfastes pour les structures, tels que la liquéfaction.

Les spectres de réponse en pseudo-accelération $S(T)$ sont définis par l'arrêté « Ponts » et sont représentés dans la Figure 2.2 pour une accélération de calcul unitaire $a_g = 1 \text{ m/s}^2$. Les figures sont présentées pour les composantes horizontales et verticales du mouvement de sol. L'axe des abscisses représente la période de l'oscillateur tandis que l'axe des ordonnées représente l'amplification spectrale $SE(T) / a_g$ en fonction du type de site [84].

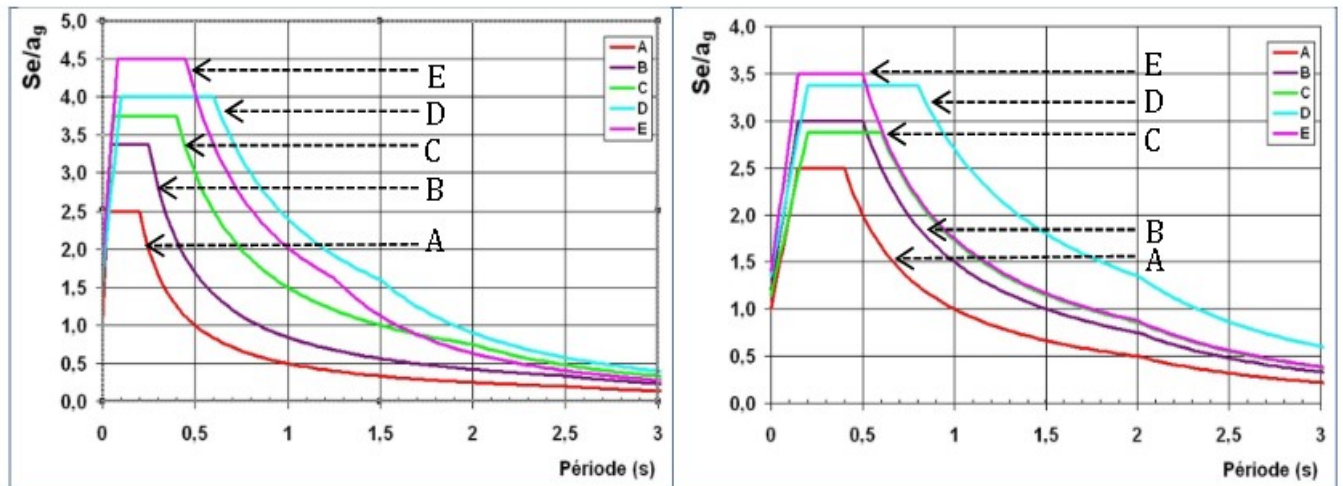


Figure 2a) Forme spectrale pour $a_g \leq 3,0 \text{ m/s}^2$ **Fig. 2b)** Forme spectrale pour $3,0 < a_g \leq 6,6 \text{ m/s}^2$

Figure 2.2 : Spectre de réponse élastique horizontale pour un amortissement de 5% [84].

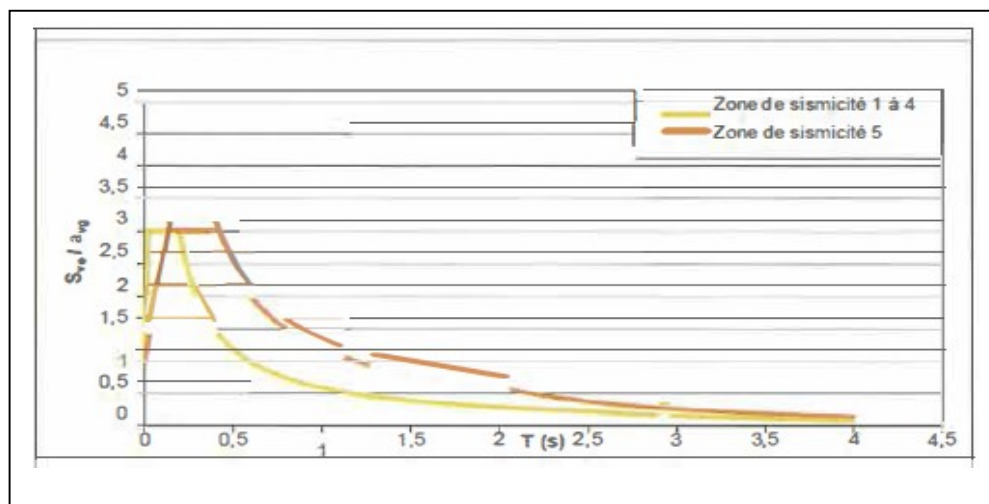


Figure 2.3 : Spectre de réponse élastique vertical pour un amortissement de 5% [84].

Cas de structure souple et de structure rigide:

- Lorsque la structure est infiniment rigide, l'effort dans l'oscillateur est égal à la force d'inertie maximale. Cette force est déterminée par le produit de la masse de la structure M , de l'accélération maximale calculée du sol a_g et du coefficient de sol S , ainsi que du coefficient topographique éventuel : $\tau S_E(T = 0) = a_g S \tau$
- À l'opposé, lorsque la structure est infiniment souple, elle peut se déformer sans effort.

Le spectre en pseudo-accélération $SE(T)$ mesure l'amplification dynamique de l'oscillateur ayant une période T . De manière simplifiée, les branches du spectre élastique pour les mouvements horizontaux sont données par les équations et tableaux suivants :

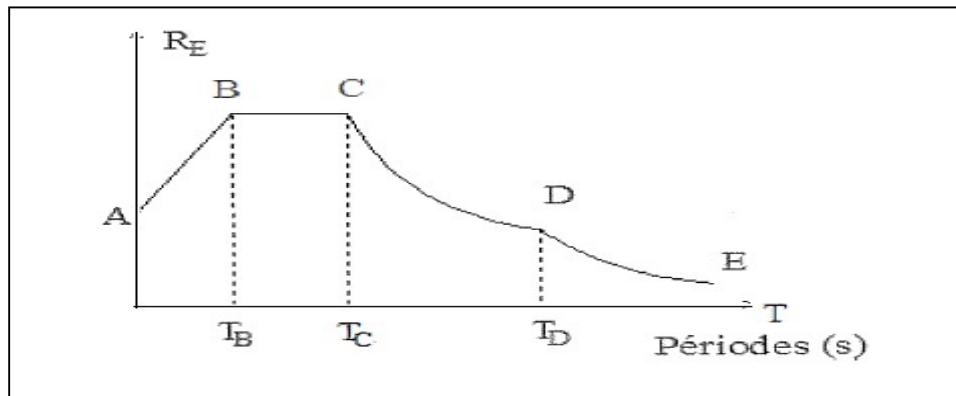


Figure 2.4 : Allure générale des spectres de réponse élastique.

Les équations utilisées pour générer les spectres sont données dans le tableau suivant :

Composante horizontale	Composante verticale
$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} (2.5 \cdot \eta - 1) \right]$	$0 \leq T \leq T_B : S_{ve}(T) = a_{vg} \left[1 + \frac{T}{T_B} (3.0 \cdot \eta - 1) \right]$
$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot 2.5 \cdot \eta$	$T_B \leq T \leq T_C : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot 3.0 \cdot \eta$
$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot 2.5 \cdot \eta \left[\frac{T_C}{T} \right]$	$T_C \leq T \leq T_D : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot 3.0 \cdot \eta \left[\frac{T_C}{T} \right]$
$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot 2.5 \cdot \eta \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right]$	$T_D \leq T \leq 4s : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot 3.0 \cdot \eta \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right]$

Les paramètres définissant les spectres de réponse élastique à 5% d'amortissement critique sont donné dans les tableaux 2.3 et 2.4

Classes de sol	zones de sismicité 2 à 4				zones de sismicité 5				Longue périodes	
	T_B	T_C	T_D	S	T_B	T_C	T_D	S	T_e	T_f
A	0.03	0.20	2.5	1	0.15	0.40	2.0	1	4.5	10.0
B	0.05	0.25	2.5	1.35	0.15	0.50	2.0	1.2	5.0	10.0
C	0.06	0.40	2.00	1.5	0.20	0.60	2.0	1.15	6.0	10.0
D	0.10	0.60	1.5	1.6	0.20	0.80	2.0	1.35	6.0	10.0
E	0.08	0.45	1.25	1.8	0.15	0.50	2.0	1.4	6.0	10.0

Tableau 2.4 : Caractéristiques du spectre élastique horizontal en fonction de la nature du sol de fondation pour la sollicitation horizontale.

S est un coefficient adimensionnel ; TB, TC, TD, TE et TF sont exprimés en secondes ; TE et TF sont appliqués aux spectres en déplacements.

Pour la composante verticale les paramètres de définition du spectre sont valables quelle que soit la nature du sol de fondation :

$a_g < 3.0m/s^2$			$3.0 \leq a_g \leq 6.6$			Longues périodes	
T_B	T_C	T_D	T_B	T_C	T_D	T_E	T_F
0.03	0.2	2.5	0.15	0.4	0.2	4.5	10.0

Tableau 2.5: Définition des caractéristiques du spectre élastique pour la sollicitation verticale [84].

2.3. Représentation alternative de l'action sismique

Les modèles de calculs dynamiques temporels requièrent la définition d'accélérogrammes naturels ou artificiels. Les principes à observer dans la démarche de définition de ces accélérogrammes sont les suivants [84]:

- 03 accélérogrammes sont requis pour effectuer les calculs linéaires, et 05 accélérogrammes pour les calculs non linéaires lors de l'analyse de l'action susmentionnée.
- Pour garantir une correspondance avec les spectres de réponse élastique définis précédemment, il est nécessaire d'établir les accélérogrammes synthétiques de manière appropriée. De même, les accélérogrammes naturels doivent être ajustés de façon adéquate au spectre cible ou corrigés, le cas échéant, pour assurer une concordance satisfaisante

2.4. Approche normative en Algérie

Depuis 1980, suite au séisme destructeur de Chlef (El Asnam), avec une magnitude de 7,1, et à celui de Boumerdes en 2003, d'une amplitude sur l'échelle de Richter de 6,7, l'Algérie a mis en place un nouveau corpus réglementaire qui comprend des catégories sismiques. Aujourd'hui, toute la région du pays est considérée comme étant concerné par la problématique sismique (Figure 2.5).

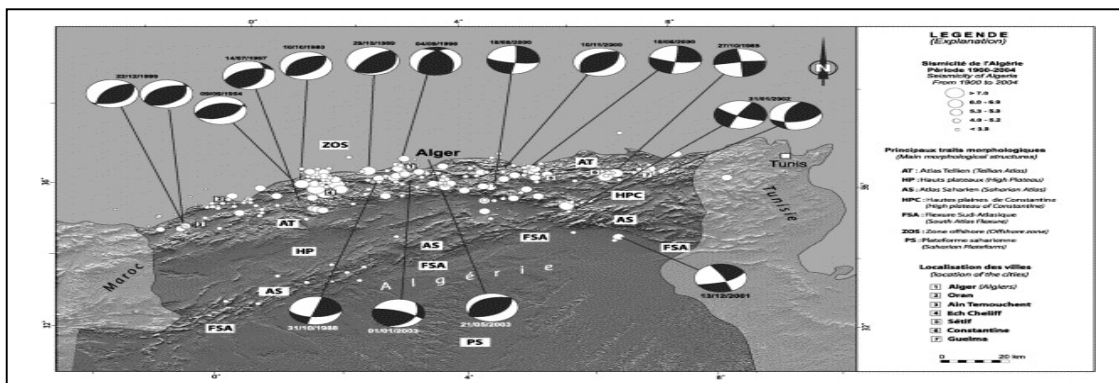


Figure 2.5 : principaux traits morphologique [85].

Les réglementations fournissent aux concepteurs des spectres de réponse qui s'étendent sur des périodes de retour allant jusqu'à 2 500 ans, ainsi qu'une carte des iso-accélérations représentant la mesure du mouvement du sol lors d'un séisme, avec une probabilité de 10% de dépassement du mouvement prévu sur une période de 50 ans.(fig.2.6).

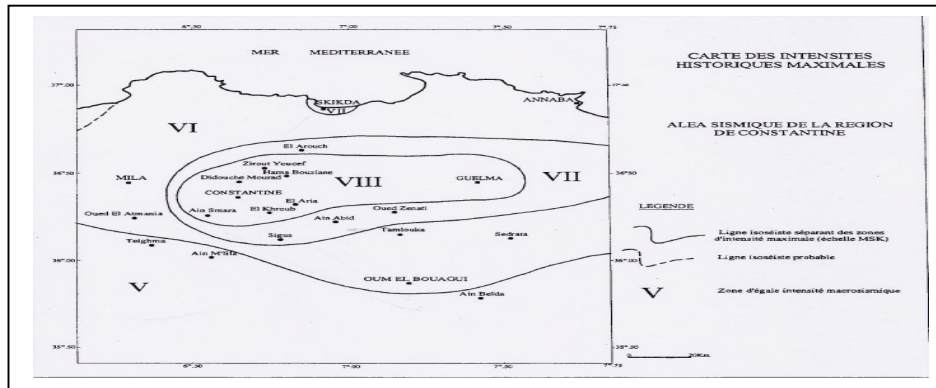


Figure 2.6: Les pics d'intensité les plus élevés dans les wilayas de l'est de l'Algérie

Une méthode probabiliste est employée pour estimer les sources sismiques dans la région d'Ain Fakroun. Cette approche prend en considération à la fois la répartition des séismes et les caractéristiques géologiques du site concerné.

La détermination du niveau de protection sismique requis pour une structure dépend de son usage et de son importance en termes d'objectifs de protection. Lors du calcul de structures stratégiques telles que les ouvrages hydrauliques, l'accélération à prendre en compte est généralement celle correspondant à une période de retour minimale de 1000 ans.

Tableau 2.6: Les pics d'intensité maximale des séismes de la région d'étude (Centre de recherche en astronomie, astrophysique et géophysique, CRAAG,Algérie)

T_R (ans)	100	200	500	1000
A_g	0.06	0.09	0.10	0.15

2.5. Etats limites considérés

La justification des ouvrages soumis à des sollicitations sismiques est réalisée en tenant compte des ELS suivants [84] :

(SLO) garantit le maintien d'un fonctionnement normal sans perturbations majeures. En revanche, l'état limite de dommage (SLD) se caractérise par l'apparition de dégâts, sans libération incontrôlée de l'eau.

ELU pris en considération sont [84]:

L'État limite de sauvegarde de la vie (SLV) se caractérise par la survenue de destructions qui entraînent une libération incontrôlée d'eau, sans toutefois causer de pertes de vies humaines. D'autre part, l'État limite de prévention du collapse (SLC) représente la limite au-delà de laquelle

la structure risque de s'effondrer. Ces deux états-limites, le SLV et le SLC, sont des éléments clés dans l'évaluation de la sécurité et de la résistance des structures.

L'approche adoptée repose sur l'utilisation d'un spectre de réponse qui est déterminé en fonction de la période T à considérer.

2.6. Contexte sismotectonique du nord de l'Algérie

Dans la région nord de l'Algérie, un ensemble de structures tectoniques telles que des plis et des failles s'est formé en raison du contexte géodynamique régional décrit précédemment. Ces structures s'étendent sur une zone de 700 km de large et ont une orientation générale perpendiculaire à la direction de convergence des plaques tectoniques (NNO-SSE), comme illustré dans la Figure 2.9. Ces structures tectoniques actives jouent un rôle déterminant dans la répartition géographique de l'activité sismique dans cette région de l'Atlas Tellien, comme indiqué sur la Figure 2.10 [79].

La figure 2.9 carte Sismotectonique du nord de l'Algérie montrant les principales structures actives observées dans le Tell [47] ainsi que les grands séismes de $M \geq 5.5$ avec leurs mécanismes aux foyers (Havard). Les flèches rouges indiquent la direction de convergence [48] et les chiffres en vert sont la variation de vitesse de déformation à longitude d'Alger entre les différents modèles indiqués dans la Figure 2.7. Les rectangles en pointillés délimitent les domaines caractérisés par des régimes tectoniques relativement uniformes et les diagrammes de projections horizontales de P (en rouge) et T (en bleu) des axes de déformation [49]. La Figure 2.8 la sismicité du nord de l'Algérie entre 1900 et 2013 (Centre de Recherche en Astronomie Astrophysique et Géophysique).

La Figure 2.9 présente une carte sismotectonique du nord de l'Algérie, qui met en évidence les principales structures actives observées dans la région du Tell[47]. Cette carte inclut également les principaux séismes d'une magnitude $M \geq 5.5$, avec leurs mécanismes aux foyers sismiques. Les flèches rouges indiquent la direction de convergence [48], tandis que les chiffres en vert représentent les variations de vitesse de déformation longitudinale de la région d'Alger, d'après les différents modèles présentés dans la Figure 2.7. Les rectangles en pointillés délimitent les zones caractérisées par des régimes tectoniques relativement uniformes, accompagnés de diagrammes de projections horizontales de P (en rouge) et de T (en bleu) des axes de déformation [49]. Enfin, la Figure 2.8 illustre la sismicité du nord de l'Algérie entre 1900 et 2013 (Centre de Recherche en Astronomie Astrophysique et Géophysique).

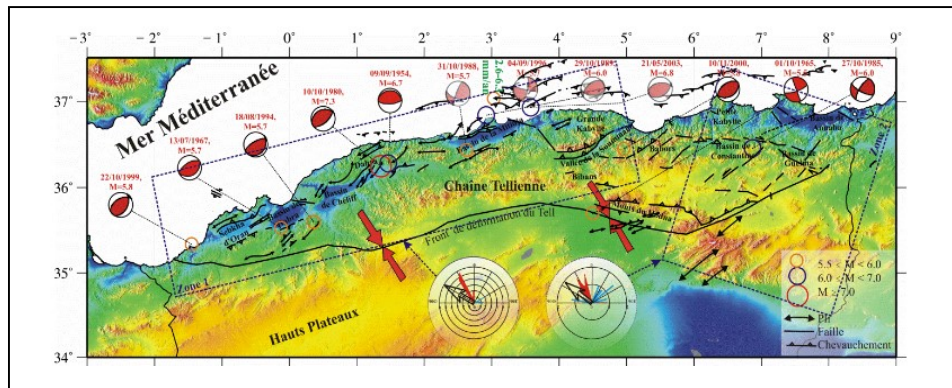


Figure 2.7 : Cartographie sismotectonique des principales structures actives du Tell dans le nord de l'Algérie [47]

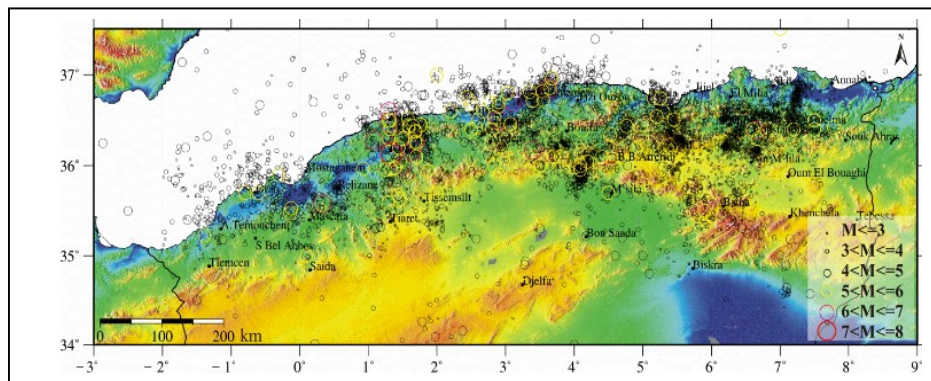


Figure 2.8 : Analyse de l'activité sismique dans le nord de l'Algérie de 1900 à 2013 basée sur le catalogue du CRAAG.

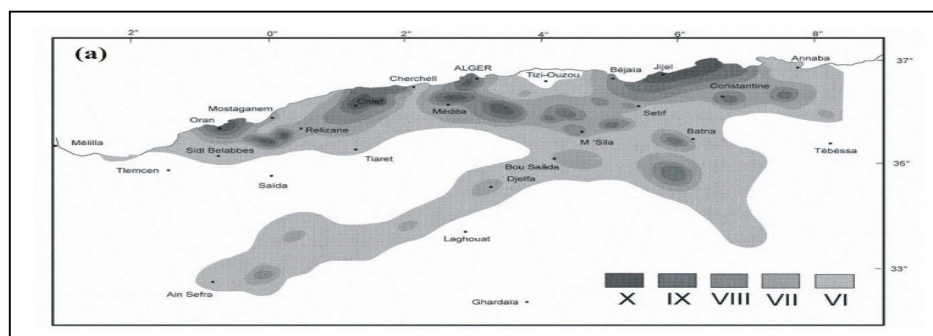


Figure 2.9 : (a) La carte des intensités maximales observées [50]

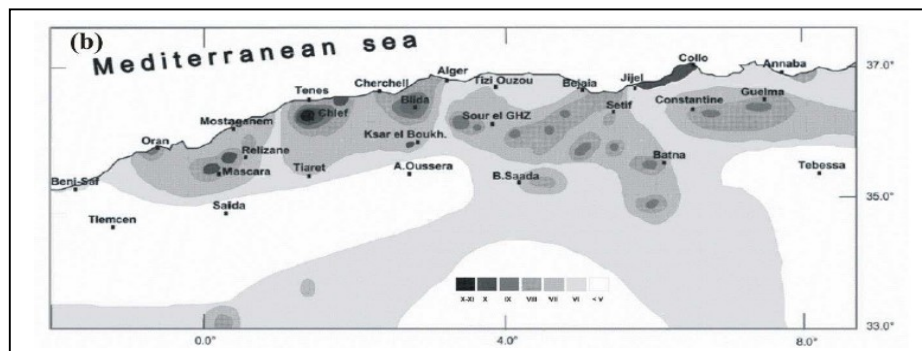


Figure 2.10 : b) La carte des intensités maximales observées [51]

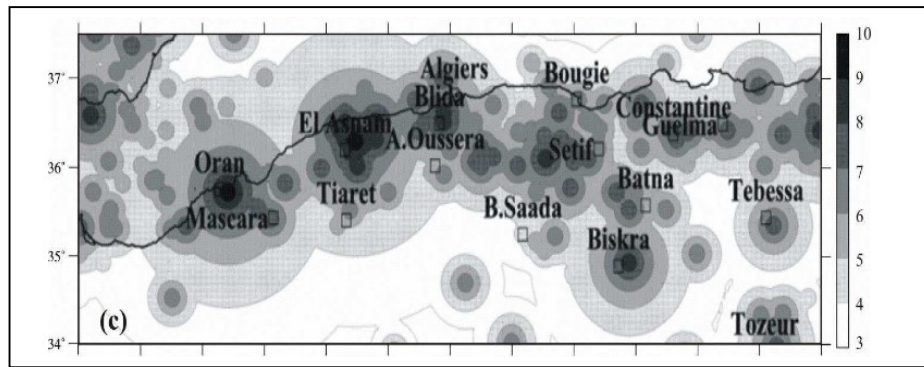


Figure 2.11 : Carte des intensités maximales calculées (MCI) pour la période 1716-2000 établis par Boughacha [64].

Cette carte des intensités maximales calculées MCI(Figure 2.11) pourrait être un moyen possible d'évaluer le risque sismique dans la région nord de l'Algérie en l'absence d'études probabilistes basées sur une base de données de mouvement fort (réseau des accéléromètres) [46], [79].

La comparaison de la (Figure 2.9) de **Roussel** [50], la carte modifié par Bezzeghoud (Figure 2.10)[51], et la carte MCI de Boughacha et al. 2004 (Figure 2.11), montre que la tendance générale des intensités maximales observées ou calculées est vérifiée par ces trois cartes. La carte MCI pourrait représenter les informations les plus précises sur la répartition spatiale de l'intensité maximale en tout point de la région, ce qui permet d'identifier les zones sujettes aux séismes. D'autre part, il pourrait s'agir d'un document requis dans la conception de structures dans des zones sismiques, afin d'assurer une résistance aux séismes adapté à des travaux de génie civil) [46].

2.7.1. Accélération maximale du sol

Les séismes dévastateurs survenus dans le nord de l'Algérie soulignent l'importance de l'évaluation du risque sismique pour établir une cartographie précise de cette région. Il est essentiel de prendre en compte ces événements destructeurs lors de la planification de la zone afin de mieux comprendre les dangers potentiels liés aux tremblements de terre. Les premières études d'Aléa sismique du nord de l'Algérie ont été réalisées par WCC (Woodward-Clyde Consultants) en 1984 après l'occurrence du séisme d'El Asnam de 1980[46]. Plus récemment, M. Hamdache a, au travers de nombreuses publications, réalisé l'étude de cet aléa par des modèles probabilistes.

La Figure 2.12ci-dessous représente la carte du risque sismique en termes de (PGA-Peak Ground Acceleration) avec 10% de probabilité de dépassement en 50 ans pour une période de retour 475 années (réalisée par Pelaez [52]).

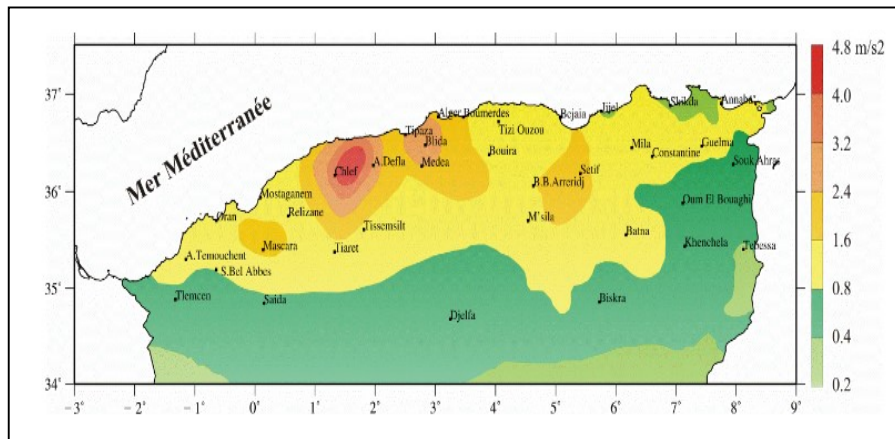


Figure 2.12 : La carte du risque sismique en termes de PGA [52].

En observant cette carte, on peut remarquer que les valeurs les plus élevées de l'aléa sismique se trouvent dans la partie centrale de l'Atlas Tellien[80], c'est-à-dire la zone la plus active dans la région. En particulier, dans les régions de Chlef et la partie occidentale de Ain Defla, puisque le PGA moyen estimé est supérieur à 0.24 g, et atteint 0.48 g dans la zone où les deux séismes d'El Asnam de 1954 et de 1980 se sont produits. Les régions de Blida et d'Alger à risque sismique élevé puisque le PGA moyen estimé est supérieur à 2.4 m/s², soit 0.24 g. Une valeur de PGA de l'ordre de 1.6 m/s² est observée dans une zone comprise entre les deux précédentes zones, la région de Sétif et la région de Mascara. Le reste de l'Atlas Tellien est inclus dans une zone à risque sismique modéré (PGA supérieur à 0.8 m/s², ou 0.08 g). Au sud de l'Atlas Tellien, les Hauts Plateaux incluant Oum el Bouaghi, l'Atlas Saharien et la plate-forme Saharienne sont inclus dans une zone à faible risque sismique puisque, le PGA est inférieure à 0.8 m/s². Ceci est en accord avec la sismicité observée durant les 300 dernières années et les caractéristiques tectoniques dans la région [46].

2.7.2. Cadre sismotectonique

Les principaux séismes et les principales sources actives présentes dans l'est de l'Algérie sont répartis en deux catégories en fonction de leur magnitude ($M \geq 5$). Le premier groupe comprend les séismes historiques, qui se sont produits avant 1900, tandis que le deuxième groupe comprend la sismicité instrumentale enregistrée de 1900 à nos jours.

a. Archéosismicité

Cette période est basée sur l'utilisation de sources écrites de l'époque romaine. Ferdi et Harbi[53] ont donné des exemples de documents montrant des données archéologiques et épigraphiques appropriées décrivant les dommages à des sites antiques romains.

Les informations de cette période ne permettent pas de définir une datation claire et précise des événements sismiques qui se sont produits jadis. Ferdi et Harbi[53] donne une liste de 9

événements sismiques qui se sont produits dans l'est Algérien (Figure et Tableau ci-dessous). Deux sources originales mentionnent explicitement, par le mot latin "terrae motus" l'apparition de séisme, il s'agit de l'évènement sismique de Nigrensens Maiores (Negrine actuel) en 267 et de Sitifis (Sétif actuel) en 419.

Dans d'autres cas les destructions ou les restaurations constatées pourrait avoir une source autre que des tremblements de terre.

Par ailleurs, les deux séismes qui se produits dans la Numidie en 267 à Nigrensens- Maiores et Lambèse à 120 km au Nord-Ouest, pourraient être à l'origine le même séisme.

La sismicité de la région Est Algérienne durant le 19ème et le 20ème siècle montre que la majorité des sites Romains cités dans la Figure et le Tableau présentés ci-dessous ont connu des séismes destructeurs.

b. Sismicité entre 1850-1900

Le présent paragraphe énumère sept des plus importants séismes historiques qui se sont produits avant 1900. Les informations sont tirées des documents disponibles au CRAAG, tel qu'illustré dans la Figure et le Tableau ci-dessous. Bien que seul le séisme de Djidjelli du 22 août 1856 a été étudié en détail par Ambraseys [54], dont la carte isoséiste a été reprise par Mokrane et al. [65], Harbi et al [55] ont également établi quatre cartes isoséistes pour les séismes suivants :

- Le séisme de Djidjelli du 22/08/1856 ($M_s = 5,7 (\pm 0,17)$, $I_0 = VIII$ MSK) qui s'est produit en mer et qui a généré un tsunami modélisé par Yelles-Chaouche [56].
- Le séisme de Biskra du 16/11/1869 ($M_s = 5.2$, $I_0 = VIII$ MSK) qui s'est produit sur la flexure sud atlasique.
- Le séisme qui s'est produit le 3 juillet 1885 à M'sila ($M_s = 5,9$, $I_0 = IX$ MSK) sur les Monts de Hodna a entraîné la mort de 33 personnes.
- Le séisme de Mansourah du 08/01/1887 ($M_s = 5.2$, $I_0 = VIII$ MSK) produit dans les Bibans au même lieu de deux séismes instrumentaux (du 1943 et du 1973).

La vallée de la Soummam a connu trois autres séismes, comme illustré dans la Figure 2.13. Le premier a eu lieu à Béjaïa le 25/02/1965, à l'extrémité nord de la vallée, dans une zone réputé pour son activité sismique importante, en particulier dans sa partie offshore. Le deuxième s'est produit à Akbou le 27/09/1860, au milieu de la vallée, tandis que le troisième a eu lieu à Sour El Gozlane le 22/09/1886, à l'extrémité sud de la vallée, dans une zone où la sismicité est également élevée. Cette région est une zone de transition entre le bassin de la Soummam et les Bibans. L'occurrence de ces séismes historiques indique clairement les zones sismogènes dans la région Est [46].

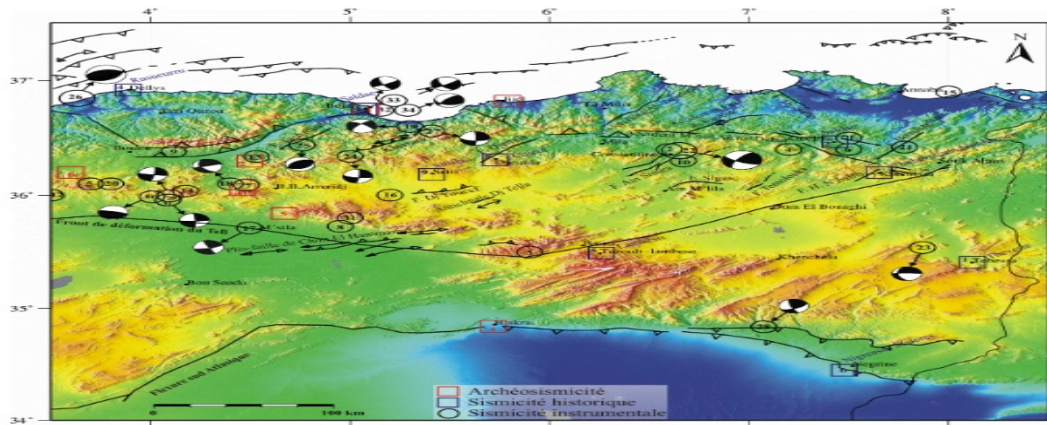


Figure 2.13 Carte de distribution des épocentres des principaux séismes ($M \geq 5$) historiques et instrumentaux de notre région d'étude

Les noms en violet indiquent les noms romains des villes correspondantes. Les chiffres 1, 2, 3, etc. font référence aux événements indiqués dans les tableaux ci-dessous. Les mécanismes de foyer recherchés des solutions CMT HRVD, ainsi que des sources actives inspirées de Meghraoui (1988) [47], Vila (1980), Harbi et al. (2003), et Domzig (2006).

Sismicité historique										
Archéosismicité					1850-1900					
N° :	Date	Site			N° :	Date	Site	M	I _s	Morts
(1) :	L'ancien temps	Theveste (Tebassa)			(1) :	22/08/1856	Jijel	5.7	VIII	05
(2) :	L'ancien temps	Calama (Guelma)			(2) :	27/09/1860	Albou	5.2	VII	-
(3) :	L'ancien temps	Saldae (Béjaïa)			(3) :	25/02/1865	Béjaïa	5.7	VIII	-
(4) :	42	Rusucuru (Dellys)			(4) :	16/11/1869	Biskra	6.5	IX	30
(5) :	267 ?	Lambaesis (Tazoult-Lambese)			(5) :	03/12/1885	M'sila	5.9	IX	33
(6) :	267 ?	Nigrænes Maires (Negrine)			(6) :	22/09/1886	SEl Gzlane	5.2	VII	-
(7) :	355 ?	Thubursicu Numidarum (Khemissa)			(7) :	08/01/1887	Mansourah	5.7	VIII	-
(8) :	365 ?	Cuicul (Djemila)								
(9) :	419	Sitifi (Sétif)								

Tableau2.7: Les principaux séismes historiques ($M \geq 5$) du Nord-Est de l'Algérie[46].

Sismicité instrumentale														
1900-1999					Sismicité récente (2000-Décembre 2013)									
R°:	Date	M	I _s	Morts	R°:	Date	M	I _s	Morts	R°:	Date	M	I _s	Morts
(1):	1704.08	5.2	VIII	-	(13):	24.05.09	5.1	VIII	-	(24):	1808.00	5.2	-	-
(2):	04.08.08	5.2	VIII	05	(14):	21.02.00	5.5	VIII	47	(25):	10.11.00	5.4	VII	02
(3):	14.03.24	5.3	VIII	03	(15):	02.12.01	5.5	VI	-	(26):	21.05.03	4.8	X	2300
(4):	03.12.28	5.2	VII	-	(16):	04.09.03	5.7	-	-	(27):	20.03.04	5.2	VII	04
(5):	15.08.31	5.2	VIII	-	(17):	01.01.05	5.4	VIII	03	(28):	09.07.07	5.2	-	-
(6):	10.02.37	5.7	IX	02	(18):	24.11.05	5.2	VII	04	(29):	14.03.10	5.2	VII	02
(7):	14.04.43	5.3	VIII	09	(19):	28.04.04	5.0	VIII	-	(30):	14.03.10	5.0	-	-
(8):	12.02.44	5.5	VIII	277	(20):	30.11.05	5.4	IV	-	(31):	23.05.10	5.0	-	-
(9):	09.09.44	5.2	VII	-	(21):	21.12.80	5.2	V	-	(32):	28.11.12	5.1	-	-
(10):	04.08.47	5.0	VII	03	(22):	27.10.83	4.0	VIII	10	(33):	19.03.13	5.5	-	-
(11):	29.08.53	5.3	IX	-	(23):	22.09.05	5.3	V	-	(34):	24.03.13	5.0	-	-
(12):	25.12.54	5.2	VII	-										

Tableau2.8: Les principaux séismes instrumentaux ($M \geq 5$) du Nord-est de l'Algérie.

2.8. Spectre de réponse

Le risque sismique qui est déterminé par deux paramètres principaux [84], à savoir :

- Le premier est l'accélération maximale horizontale a_g mesurée en champ libre, au niveau du rocher (représentant la catégorie A du sous-sol selon les normes Eurocodes 8), et ce pour une topographie horizontale.
- Le spectre de réponse élastique correspondant décrit la variation de l'amplitude des vibrations en fonction de la fréquence lors d'un événement sismique.

Ce risque est défini en fonction de la probabilité préétablie de dépassement (P_{vr}) pendant une période de référence (V_r). La probabilité de dépassement P_{vr} dépend de l'état limite considéré, comme indiqué dans le tableau 2.9 ci-dessous.

Etat limite	SLO	SLD	SLV	SLC
P_{vr} sur la durée de référence V_r	10%	63%	10%	5%

Tableau 2.9: Probabilité de dépassement P_{vr} en fonction de l'état limite considéré

La détermination de la période de référence (VR) pour l'action sismique est estimée à partir de la durée de vie normale (VN) et du coefficient d'utilisation (CU). Pour les barrages, le texte récent DM26/06/2014 classe les installations en quatre catégories, présenté ci-dessous dans un ordre décroissant d'importance :

- Barrages d'importance stratégique ;
- Barrages moyens (hauteur < 15 m et volume stocké < 1 millions de m³) dont la rupture éventuelle pourrait avoir de graves conséquences.
- Grands barrages (dépassant les 15 mètres de hauteur ou avec un volume supérieur à 1 million de mètres cubes) à haut risque de rupture engendrant des conséquences graves (dépassant les 15 mètres de hauteur ou avec un volume supérieur à 1 million de mètres cubes).

Le tableau 2.10 présente les valeurs de durée de vie normale (VN) et de durée de référence (VR) associées à chaque catégorie d'ouvrage[84].

Types de barrages	Stratégique	Considérable	Dimensions moyennes	Importance normale
VN (années)	> 100	> 100	> 50	> 50
CU	2.0	1.5	1.5	1.0
VR (années)	200	150	75	50

Tableau 2.10 : Valeurs de (VN) et de (VR) [84].

A partir :

- du type de barrage et de la durée de référence associée ;
- de l'état limite considéré et de la probabilité de défaillance acceptée ;

Le tableau 2.11 ci-dessous présente T_R (en années) de l'aléa sismique à considérer [84] :

Etat Limite	Stratégique	Grands barrages avec des conséquences graves	Barrages moyens avec des conséquences graves	Importance normale
SLO	120	90	45	30
SLD	200	150	75	50
SLV	1900	1425	710	475
SLC	2475 (3900 minoré à 2 475)	2475 (2925 minoré à 2 475)	1460	975

Tableau 2.11 : T_R , en années, en fonction de la classe d'ouvrage e barrage et de l'état limite considéré.

Le tableau des paramètres spectraux GU fournit les valeurs requises pour construire le spectre de réponse élastique en accélération horizontale pour un emplacement spécifique, en fonction de la période de retour T_R . Les paramètres à utiliser sont les suivants :

- a_g : l'accélération horizontale maximale sur le site.
- F_0 : la valeur maximale d'amplification spectrale.
- T_C^* : la période de début de la branche à vitesse constante du spectre en accélération horizontale.

2.9. Approche progressive de vérification de la sécurité sismique [86]

La réponse dynamique d'un barrage face à l'accélération causée par un séisme entraîne la génération de forces d'inertie provenant à la fois du barrage lui-même et de l'eau retenue dans le réservoir. Ces forces d'inertie se manifestent par des oscillations successives, se déplaçant rapidement dans les directions amont-aval, vers le haut et vers le bas pendant le tremblement de terre. L'amplitude et la période de vibration des forces d'inertie dépendent de la masse de la structure et de son accélération, qui ont tendance à augmenter vers le sommet de la structure lorsque celle-ci est souple.

Il existe plusieurs méthodes d'évaluation des forces d'inertie d'un ouvrage (voir Tableau 2.10). La première méthode, appelée méthode pseudo-statique, consiste à estimer les forces d'inertie en multipliant la masse de l'ouvrage par un coefficient sismique constant.

La deuxième approche, connue sous le nom de méthode pseudo-dynamique, est utilisée pour évaluer les forces d'inertie maximales à différentes hauteurs de l'ouvrage. Cette méthode se base sur les modes et les périodes de vibration de la structure, ainsi que sur un spectre de réponse.

La troisième méthode est la méthode dynamique, qui utilise un accélérogramme pour obtenir un historique détaillé des forces d'inertie en termes d'amplitude et de variation temporelle. Cette méthode est basée sur l'utilisation de la méthode des éléments finis (MEF).

Une fois les forces d'inertie calculées, la réponse sismique du barrage, incluant la stabilité, les contraintes et les déplacements, est déterminée en utilisant soit la méthode de gravité, soit la MEF. Ces calculs tiennent compte des forces d'inertie précédemment calculées.

Modes d'évaluation de la réponse sismique Tableau 2.12

Méthode d'analyse	impulsion sismique	Caractéristiques dynamiques	Réponse structurale
1. Pseudo-statique	Coefficient sismique	Masse, rigidité infinie	Statique équivalente
2. Pseudo-dynamique	Spectres lisses de réponses	Masse, rigidité, amortissement	Valeurs maximales probables (sans signes)
3. Dynamique	Accélérogramme compatible avec le spectre de dimensionnement	Masse, rigidité, amortissement	Historique complet à chaque pas de temps (avec les signes)

Il est recommandé d'adopter une approche progressive en ce qui concerne la complexité de la méthode d'analyse utilisée pour évaluer la réponse sismique. Les mécanismes d'interaction hydrodynamique et d'interaction avec la fondation peuvent être représentés de manière plus précise à différents niveaux de détail.

Afin de répondre aux critères de performance requis, il est généralement préférable de suivre une approche progressive. Cela implique de commencer par des modèles de calcul simplifiés et de faire des hypothèses conservatrices concernant les mécanismes d'interaction et de résistance de l'ouvrage.

Il est préférable d'adopter une approche progressive pour évaluer la réponse sismique, en tenant compte de la complexité de la méthode d'analyse utilisée. Les interactions hydrodynamiques et les interactions avec la fondation peuvent être représentées avec différents niveaux de précision. Afin de satisfaire les critères de performance requis, il est nécessaire de suivre une approche progressive qui commence par l'utilisation de modèles de calcul simplifiés et d'hypothèses conservatrices concernant les mécanismes d'interaction et de résistance de la structure.

L'objectif initial de cette étape consiste à évaluer l'augmentation relative des contraintes et des efforts causés par le séisme par rapport à l'état statique initial. À ce stade, il n'est pas nécessaire d'obtenir une répartition détaillée des contraintes à travers l'épaisseur du barrage. Les méthodes généralement utilisées pour cette évaluation sont les méthodes pseudo-statiques et pseudo-dynamiques, comme les réponses spectrales. Si les calculs révèlent des valeurs excessives sur une zone étendue et/ou si la stabilité globale n'est pas vérifiée, il est possible d'effectuer des analyses dynamiques linéaires afin d'obtenir des informations sur le nombre de cycles et la durée des contraintes excessives.

Les résultats des analyses transitoires revêtent également une importance cruciale pour déterminer si des contraintes excessives surviennent simultanément dans différentes zones de l'ouvrage lors d'un séisme. Une seule impulsion de contraintes sismiques est généralement insuffisante pour causer la destruction d'un barrage, même si elle peut entraîner des fissures, car il n'y a pas suffisamment de temps pour que des déplacements significatifs se produisent [61]. L'étude de l'historique des contraintes permet d'interpréter les différents mécanismes de répartition des contraintes, tels que la réponse à la traction directe ou à la flexion des sections critiques, et peut contribuer à évaluer la profondeur de pénétration des fissures et la marge de sécurité de l'ouvrage.

Les méthodes les plus couramment utilisées pour évaluer la performance sismique des structures sont les méthodes pseudo-statiques et pseudo-dynamiques. Pour les analyses de niveaux I à IV, il est crucial de mettre en place une méthodologie appropriée afin de :

- (i) Vérifier la stabilité de la structure en prenant en compte toutes les forces, y compris les forces d'inertie, qui agissent sur les plans de rupture potentielle (position de la résultante et glissement).
- (ii) S'assurer que les contraintes et les fissures restent dans des limites acceptables.
- (iii) Vérifier que les déplacements, les déformations et les accélérations restent dans des limites acceptables.

Les méthodes les plus couramment utilisées pour évaluer la performance sismique des structures comprennent :

- Niveau I : Méthode pseudo-statique (coefficient sismique).
- Niveau II : Méthodes pseudo-dynamiques.
- Niveau III : Méthodes dynamiques transitoires linéaires.
- Niveau IV : Méthodes dynamiques transitoires non linéaires.

Lors de l'utilisation de la méthode des éléments finis, il est essentiel de s'assurer que les résultats ne dépendent pas des paramètres de modélisation choisis. Ces paramètres incluent la taille du bloc de fondation intégré dans le modèle, le type d'éléments utilisés, la taille et la forme des éléments finis, le nombre de modes pris en compte lors des calculs, ainsi que le pas d'intégration utilisé dans les méthodes transitoires. Afin de garantir cette indépendance, il est nécessaire de réaliser des études de convergence. Cela implique de comparer, par exemple, la réponse obtenue à partir d'un maillage initial avec celle obtenue à partir d'un maillage plus fin, etc.

2.10. Les cas de charges élémentaires

Forces hydrodynamiques

Lorsqu'un fluide est considéré comme incompressible, cela signifie que sa densité reste constante indépendamment de la pression exercée sur lui. Dans le contexte de la résonance entre un réservoir et un barrage, l'hypothèse d'un fluide incompressible est utilisée pour simplifier les calculs et les modèles qui analysent le comportement dynamique du système. Cependant, il est important de respecter une condition pour que cette hypothèse d'incompressibilité soit valide. Cette condition repose sur le rapport entre la fréquence du premier mode symétrique du barrage à vide, f_d , et la fréquence fondamentale du réservoir, f_w , qui doit être inférieur à 0,7 ($f_d/f_w < 0,7$). Cette condition est établie en tenant compte de la résonance et de l'interaction entre les vibrations du barrage et les ondes se propageant dans le réservoir.

Le paramètre f_w est défini par la formule $f_w = c/4H$, où " c " représente la vitesse de propagation du son dans l'eau (environ 1440 m/s) et " H " est la profondeur constante du réservoir. Ce paramètre est utilisé pour calculer la fréquence fondamentale du réservoir.

Il est important de souligner que, même en présence de dépôts de sédiments dans le réservoir, il est nécessaire d'appliquer les forces hydrodynamiques jusqu'à la base du barrage. Par conséquent, il est nécessaire de prendre en compte les effets du fluide sur la structure du barrage, même si des sédiments sont présents.

En résumé, si le rapport f_d/f_w est inférieur à 0,7, il est acceptable de considérer l'hypothèse d'un fluide incompressible pour décrire la résonance entre le réservoir et le barrage. Néanmoins, il est essentiel de prendre en compte les forces hydrodynamiques qui agissent sur le barrage, même en présence de dépôts de sédiments.

2.11. Méthodes pseudo-dynamiques

En général, lorsqu'on applique une excitation sismique (sous la forme d'un spectre) à un modèle de calcul, celle-ci est directement appliquée à la base du modèle. Cependant, si la fondation est incluse dans le modèle et possède une masse significative, il n'est pas possible d'appliquer le spectre directement à la base de la fondation sans tenir compte de l'interaction sol-structure.

La réponse structurale est déterminée en utilisant le principe de la superposition modale. Les paramètres structuraux tels que l'effort tranchant, le moment de renversement, les contraintes cartésiennes, les accélérations et les déplacements sont calculés individuellement pour chaque mode de vibration. Ensuite, une méthode de combinaison modale est utilisée pour évaluer la valeur maximale probable et déterminer la réponse sismique totale de chaque paramètre.

Méthode simplifiée de réponse spectrale [62]

La méthode simplifiée de réponse spectrale est utilisée pour évaluer de manière linéaire la réponse sismique maximale d'une section typique d'un barrage-poids non déversant dans son mode fondamental de vibration. L'excitation sismique est principalement horizontale. Cependant, étant donné que le barrage est très rigide dans la direction verticale, il est possible d'inclure la contribution de l'excitation verticale en utilisant une approche similaire à celle employée pour la méthode pseudo-statique.

La contribution des modes supérieurs est généralement prise en compte de manière approximative. Les travaux de Chopra [62] détaillent l'application de cette méthode. Dans cette approche, le barrage est considéré comme une masse élastique, tandis que les forces d'interaction hydrodynamiques sont représentées par des masses d'eau additionnelles qui se déplacent avec le barrage.

La quantité de masse ajoutée dépend de la période, du mode de vibration et des mécanismes d'interaction entre le barrage et le réservoir, qui impliquent la compressibilité de l'eau. La sollicitation sismique est calculée en utilisant l'accélération spectrale obtenue à partir du spectre lissé de réponse du séisme maximal de dimensionnement, tout en prenant en compte les propriétés dynamiques du barrage. Des coefficients de pondération sont utilisés pour représenter l'influence de la fondation et du réservoir sur la période de vibration fondamentale de la structure, ainsi que sur l'absorption d'énergie par la fondation et les sédiments déposés au fond du réservoir.

Cependant, le premier mode de vibration, qui est représenté par des formules analytiques non dimensionnelles, reste inchangé et n'est pas modifié en fonction des conditions de fondation ou du réservoir. Par conséquent, les mécanismes d'interaction avec le réservoir et la fondation sont généralement traités de manière indépendante et approximative par rapport aux propriétés dynamiques du système barrage-fondation-réservoir.

Conclusion

Une partie essentielle de cette étude s'est concentrée sur l'activité sismique qui pourrait entraîner des risques de déplacement et de déformation du barrage. Les méthodes couramment employées pour évaluer la résistance sismique des structures, à savoir les méthodes pseudo-statiques, pseudo-dynamiques et dynamiques, y sont également succinctement exposées.

Chapitre 03 : Méthodes d'analyse des problèmes d'interactions sol-structure/ fluide-structure

3.1. Méthodes d'analyse de l'interaction sol-structure

L'expression "interaction entre le sol et la structure" est souvent utilisée de manière incorrecte pour décrire l'analyse du comportement d'une structure soumise à une contrainte sismique. En réalité, ce terme se réfère aux changements dans le mouvement du sol ou de la structure lorsqu'ils sont soumis à une charge sismique, et il est crucial de prendre des mesures préventives pour y faire face.

L'importance de l'interaction entre le sol et la structure dépend de divers facteurs tels que la nature du sol, les caractéristiques de la structure et son mode de fondation. Pour les structures fondées superficiellement, cette interaction peut être négligeable. Cependant, pour de nombreux ouvrages importants tels que les barrages, il est essentiel d'étudier la réponse sismique en tenant compte de leur interaction avec le sol et les structures environnantes. Ainsi, les analyses de l'interaction sol-structure gagnent en importance.

La littérature sur l'interaction entre le sol et la structure, ainsi que sur l'interaction entre l'eau et la structure, est vaste, témoignant de la complexité inhérente à ce phénomène et de l'intérêt majeur qu'il suscite parmi les chercheurs (références [67], [68], [69]). Cette étude se concentre sur cette interaction dans le but de :

- Intégrer les mouvements de la base de la structure dans les modes de déformation.
- Améliorer la précision de l'estimation de la période de vibration du système couplé, qui sera supérieure à celle du système avec une fondation rigide, prolongeant ainsi davantage cette période de vibration.

3.1.1. Interactions cinématique et interaction inertielle sol-structure

La différence entre le mouvement sismique en champ libre, qui correspond à la déformation du sol en l'absence de structures artificielles perturbant la propagation des ondes sismiques, et celui qui se produit en présence d'une structure en surface et de ses fondations (qu'elles soient superficielles ou profondes), représente l'interaction cinématique.

Par ailleurs, l'interaction inertielle est causée par les forces d'inertie engendrées par la masse de la structure, qui s'appliquent à la base de l'ouvrage ainsi qu'à ses fondations. Cette interaction s'ajoute à l'interaction cinématique et modifie également le champ de déplacement.

De ce fait, l'influence de la structure sur le sol et celle du sol sur la structure coexistent simultanément (voir figure 1). Pour étudier la réponse dynamique du système sol-fondation, en

tenant compte de l'interaction inertielle, il est nécessaire de mener une analyse cinématique préliminaire afin d'obtenir le mouvement à la base de la structure, puis d'en déduire les forces d'inertie induites par la superstructure.

3.1.2. Fonctions d'impédance

Afin d'obtenir une évaluation plus précise de la réponse de la structure, il est essentiel de prendre en compte l'effet du sol sur celle-ci. Pour ce faire, on développe des fonctions qui établissent une relation entre les forces exercées et les déplacements à l'interface entre le sol et la structure. Ces fonctions, connues sous le nom de fonctions d'impédance de la fondation, sont généralement exprimées de manière complexe. Elles comprennent une composante réelle qui représente la rigidité du sol, ainsi qu'une composante imaginaire correspondant à l'amortissement.

La méthode d'utilisation de ces fonctions d'impédance, qui sont considérées comme indépendantes de la fréquence d'excitation dans ce contexte, peut être efficace pour réaliser une analyse dans le domaine fréquentiel. Cependant, lorsque l'on traite de systèmes complexes impliquant de nombreux degrés de liberté, il devient impossible de simplifier davantage. De plus, lorsqu'une analyse requiert l'étude d'un comportement non linéaire, il est crucial d'adopter une approche plus complète qui dépasse la simple résolution dans le domaine fréquentiel.

3.1.3. Énoncé du problème d'interaction sol -structure

La formulation générale du problème d'interaction du sol et de la structure est nécessaire pour une analyse approfondie. L'application des techniques numériques telles que l'analyse par la MEF est nécessaire pour traiter ce genre de problème. En général, L'équation du mouvement peut être exprimée mathématiquement de la manière suivante

$$\{Q_f\} = [[M]]\{\ddot{U}\} + [[C]]\{\dot{U}\} + [[K]]\{U\} \quad (3.1)$$

Les matrices de masse, d'amortissement et de raideur du système représenté par la Figure 3.1a sont notées comme suit : $[[M]]$, $[[C]]$ et $[[K]]$.

Le déplacement de la structure est impacté par la source du mouvement, qui n'est pas considéré dans le modèle. Ce qui signifie que le vecteur de charge n'a des valeurs significatives qu'à la limite du modèle. Le perturbation totale de la structure est déterminé par la somme du déplacement interne (U_i) et du déplacement causé par la source de mouvement (U_f), comme indiqué dans l'équation (3-2)

$$\{U\} = \{U_i\} + \{U_f\} \quad (3.2)$$

Le problème peut être subdivisé en deux:

La réponse du sol en condition de champ libre (figure 2.1b)

$$[[M_F]]\{\ddot{U}_f\} + [C_f]\{\dot{U}_f\} + [K_f]\{U_f\} = \{Q_f\} \quad (3.3)$$

- **Problème source (figure 2.1 c) :**

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

Tel que $\{Q_i\}$ est donné par :

$$\{Q_i\} = ([M] - [M_F])\{\ddot{U}_f\} + ([C] - [C_F])\{\dot{U}_f\} + ([K] - [K_F])\{U_f\} \quad (2-5)$$

On peut en déduire, à partir de l'équation (3-5), que l'interaction entre le sol et la structure existe lorsque des différences de masse ou de rigidité existent entre les deux

a) Problème d'interaction b. Réponse en champ libre. c. Interaction sol-structure

- Noeuds chargés
- Noeuds fixés

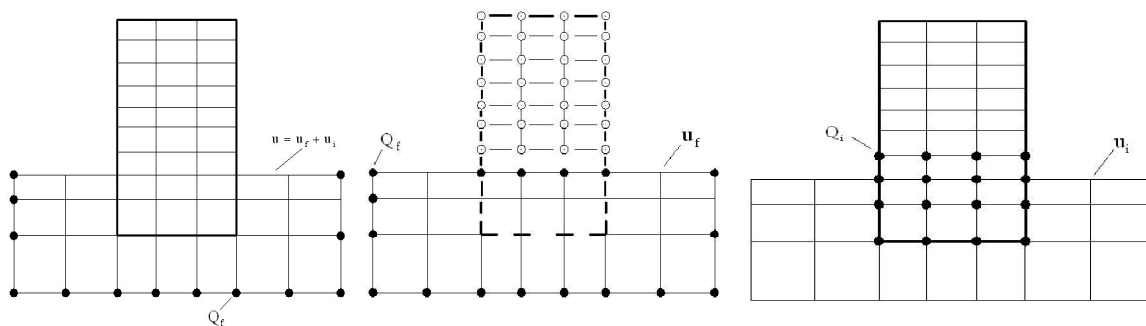


Figure 3.1 Principe de l'interaction sol- structure pour les ouvrages en zone sismique.

3.1.4 Méthodes d'analyse du problème de l'interaction sol-structure

Pour considérer l'interaction sol dans une analyse dynamique, il y a trois grandes méthodes classiques :

a) Méthodes globales

C'est une approche directe pour considérer l'interaction entre le sol et la structure, mais elle peut être complexe à cause du temps de calcul requis. Elle consiste à modéliser le sol et la structure à l'aide d'éléments finis, puis à utiliser directement l'accélérogramme au fond rocheux pour obtenir l'accélérogramme en champ libre, l'accélérogramme à la base de la structure, ainsi que la réponse totale du sol et de la structure. Ce type de méthode nécessite la résolution d'une équation définissant le problème[401].

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

Les méthodes globales sont efficaces pour considérer les comportements complexes du sol et de l'interface sol-structure, y compris dans les cas tridimensionnels et non linéaires. [69].

b) Méthodes des sous-structures:

Ces méthodes reposent sur le principe de superposition tel qu'illustré dans la figure 3.1. Elles se basent sur la stratégie de diviser le problème d'interaction sol-structure en plusieurs étapes distinctes, considérées comme plus simples à modéliser ou à traiter que l'ensemble du problème. Cependant, il est essentiel de souligner que ces méthodes ne sont adaptées qu'à des problèmes linéaires [400].

Ces méthodes se distinguent par la façon dont elles décomposent le modèle global en sous-modèles.

b.1) Méthodes de frontière

Le modèle global est subdivisé en sous-modèles, où la compatibilité des forces et des déplacements est exprimée à la frontière qui sépare les deux sous-structures. Les équations d'équilibre sont ensuite formulées en négligeant les termes d'amortissement afin de simplifier la présentation.[87].

- **Structure :**

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

- **Sol :**

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

- **En absence de structure :**

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

le déplacement d'interaction cinématique est représenté par u^* et désignant par :

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

On aura :

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

La méthode de sous-structure résout le problème d'interaction du sol et de la structure dans le domaine fréquentiel en utilisant la transformée de Fourier $u = \sum \tilde{u}(\omega)e^{i\omega t}$ on a :

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

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

Le degré de liberté situés sur la frontière de séparation est représenté par f et la matrice d'impédance du sol par $[S_f]$.

En considérant la condition de compatibilité et la relation (*), on obtient finalement :

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

L'équation exprime le déplacement absolu de la structure en fonction de l'impulsion, sous l'effet des forces provenant du mouvement du champ libre, qui sont appliquées à la frontière entre la structure et le sol.

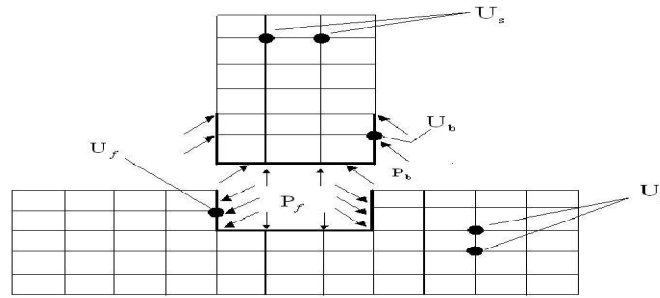


Figure 3.2: Méthode de frontière [87].

b.1.1) Frontière rigide

Si la fondation présente une structure solide, Les mouvements de celle-ci peuvent être décrits comme un déplacement d'un corps rigide par rapport à un point de référence, tel que son centre.

$$\{\tilde{u}_b\} = [T]\{\tilde{u}_0\} \quad (3.14)$$

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

Le déplacement et la rotation du centre de la fondation sont représentés par le vecteur $\{\tilde{u}_0\}$. De manière similaire, les forces et moments appliqués au centre de la fondation sont liés aux forces nodales $\{\tilde{P}_0\}$.

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

l'équation (7) se réécrit ainsi:

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

L'analyse de cette équation révèle que la matrice d'impédance de la fondation rigide, dépendante de la fréquence et comprenant les raideurs complexes du sol, est représentée par la matrice $K = T^T (S_f) T$. Le vecteur $T^T S_f \tilde{u}_f^*$ contient les forces fictives résultantes $S_f \tilde{u}_f^*$. Étant donné que le système est constitué d'une structure reliée aux impédances complexes du sol, l'équation (3.16) indique que la réponse du système peut être obtenue en appliquant un mouvement défini par rapport à son support.

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

Pour une fondation solide, il est recommandé de diviser le problème en trois parties distinctes, comme expliqué ci-dessous :

- a) Calculer le mouvement d'une fondation résistante sans masse soumise à une excitation sismique en résolvant l'équation (3.9).
- b) Utiliser l'équation (3.12) pour déterminer la matrice d'impédance de la fondation.
- c) Effectuer le calcul de la réponse dynamique de la structure connectée à la matrice d'impédance en prenant en compte l'influence du mouvement d'interaction cinématique décrit par l'équation (3.16).

Lorsque la fondation est totalement rigide, cette approche est essentiellement similaire à la résolution du système global en une seule étape. Cette décomposition est connue sous le nom de théorème de superposition de Kausel. Son avantage devient évident lorsque l'une des trois étapes du calcul peut être simplifiée.

Remarque :

Le problème de diffraction reste pertinent, sauf dans le cas d'une structure en surface exposée à la propagation verticale d'ondes de volume. Dans cette situation, la solution de l'étape a) est similaire à celle d'un sol en champ libre, car il n'y a pas d'interaction cinématique. Pour certaines configurations, il est possible d'éviter la résolution de la deuxième étape en utilisant les résultats de fonctions d'impédances publiées dans la littérature scientifique. Cependant, la troisième étape est incontournable, car elle nécessite une analyse dynamique classique des structures.

b.1.2) Frontière flexible

En général, la fondation présente une certaine flexibilité, ce qui complique le problème au-delà de ce qui est décrit par l'équation (3.13). La structure, en relation avec les caractéristiques d'impédance du sol, est soumise à des sollicitations multiples à chaque point de connexion avec le sol. Par conséquent, les étapes suivantes sont obligatoires pour parvenir à la résolution du problème:

Diffraction du champ libre ;

- Impédance ;
- Réponse structurelle

Néanmoins, chaque étape est plus complexe que celle d'une fondation souple, car les solutions publiées ne peuvent plus être utilisées pour déterminer les impédances.

b.2) Méthodes de volume

L'interaction entre le sol et la structure est considérée à la fois à l'interface sol-structure et à chaque nœud de la structure situé sous la surface du sol, comme le montre la figure 3.3. [69].

la matrice : $[A] = [K] - \omega^2[M]$

Les différentes sous structures sont caractérisées par leurs équations d'équilibre respectives :

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

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

Le tableau ci-après décrit le déplacement du champ libre pour les limites externes du modèle, en prenant en compte leur éloignement par rapport à la structure.

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

En effectuant une différence entre les équations (3.20) et (3.18), on parvient à :

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

La formulation de l'équation de mouvement est exprimée par :

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

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

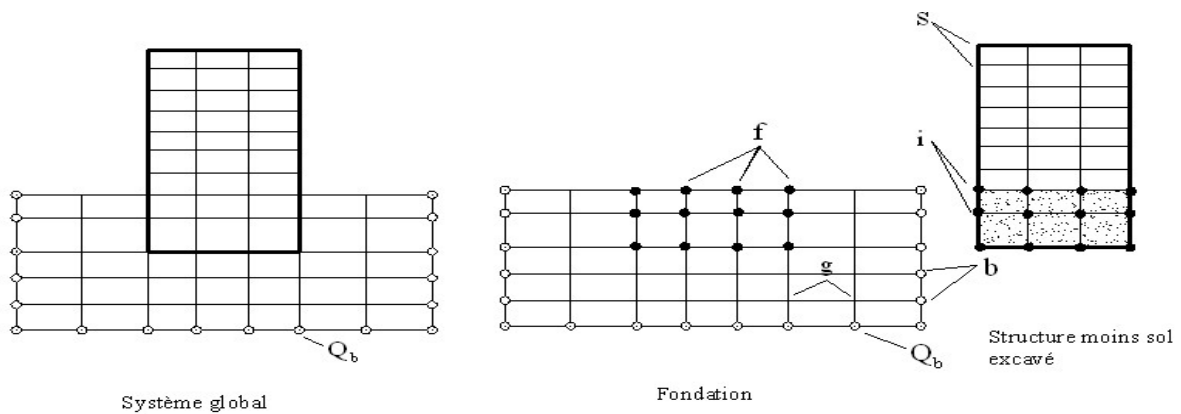


Figure 3.3: Méthode de volume.[87]

c) Méthodes hybrides

La détermination des impédances dans la méthode des sous-structures peut présenter des difficultés complexes et entraîner des coûts élevés, à moins qu'une solution analytique ou déjà publiée pour une configuration similaire ne soit disponible. Lorsque de nombreuses fréquences sont impliquées, la résolution de l'équation (6) devient indispensable pour résoudre le problème d'impédance [88].

Afin de contourner ces problèmes, GUPTA et al. (1980) [69] ont proposé une méthode hybride qui implique la division du sol en deux parties distinctes : un champ libre et un champ lointain (voir figure 3.4). Le champ lointain est modélisé à l'aide d'une matrice d'impédance, ce qui élargit le concept de sous-structures pour inclure le champ proche dans le modèle de structure. Cependant, la détermination des coefficients de la matrice du champ lointain constitue un défi majeur.

La difficulté principale de cette méthode réside dans la nécessité d'obtenir la solution du problème de diffraction du champ incident le long de la frontière qui sépare le champ proche du champ lointain. Malheureusement, GUPTA et al. ont simplifié ce problème en supposant un mouvement uniforme, ce qui constitue une approximation grossière et limite considérablement l'intérêt de la méthode.

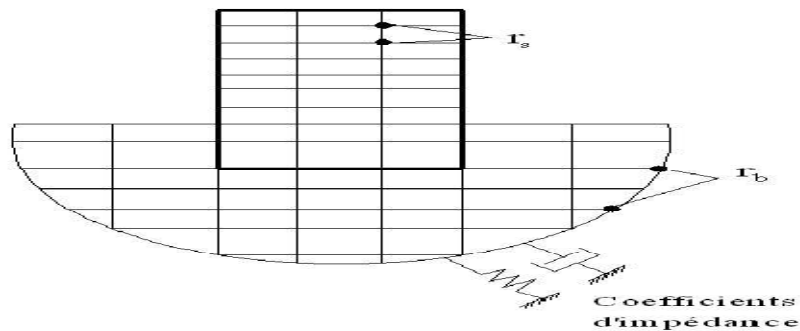


Figure 3.4: Approche Hybride [88].

3.2 Méthodes intégrant l'interaction fluide-structure

L'interaction entre le fluide et la structure est probablement l'une des interactions les plus courantes après l'interaction sol-structure. Afin d'étudier la réponse sismique de ouvrages telles que les barrages, il est nécessaire de considérer les effets d'interaction fluide - structure dans certaines conditions, la compressibilité de l'eau. Ces effets peuvent entraîner des changements significatifs aux caractéristiques modales de la structure, telles que les fréquences et modes propres de vibration [90].

L'interaction entre le fluide et la structure est l'une des interactions les plus courantes. Lors de l'étude de la réponse sismique d'ouvrages tels que les barrages, il est essentiel de considérer les effets de l'interaction fluide-structure dans certaines conditions, notamment la compressibilité de l'eau. Ces effets peuvent entraîner des altérations importantes des propriétés modales de la structure, telles que les fréquences de résonance et les modes de vibration propres.[90].

Depuis la publication de la solution de WESTERGAARD en 1933 [89], de nombreuses méthodes de modélisation du fluide ont été développées, basées sur des éléments finis ou infinis, et reposant sur différentes hypothèses.

- L'hypothèse de rigidité infinie du barrage n'est pas réaliste pour les ouvrages en terre.
- Le liquide est homogène, de viscosité nulle et de masse volumique constante;
- L'effet des ondes de surface est ignoré;
- Le mouvement du liquide est non turbulent;
- On suppose que la géométrie de la région occupée par le liquide ne change pas au cours des vibrations.
- Seules les petites vibrations sont prises en compte

Le calcul de la pression hydrodynamique en cas de séisme est une composante principale de l'assurance de la stabilité sismique des structures. Ce processus se divise en plusieurs étapes :

- Données du problème
- Établissement d'un ensemble cohérent d'hypothèses raisonnables qui prend compte de:
 - ✓ Le type de barrage et ses formes dérivées.
 - ✓ Les caractéristiques de la fondation.
 - ✓ Les caractéristiques du séisme(en particulier, sa direction de propagation)
- Recherche de modèles mathématiques pertinents pour décrire les phénomènes impliqués

3.2.1 Approche d'interaction entre le fluide et la structure

3.2.1.1 Approche de masse apparente additionnelle

Westergaard fut le précurseur dans l'étude de la détermination des pressions hydrodynamiques lors de séismes. Il a réalisé des calculs afin d'évaluer la répartition des pressions sur un écran vertical positionné devant un réservoir semi-infini d'une profondeur constante, en prenant en compte un mouvement horizontal harmonique de l'écran avec une période T [91].

Dans ses recherches, Westergaard a également pris en considération la compressibilité de l'eau. Il a été constaté que, pour une hauteur de barrage limitée à 100 mètres, l'augmentation de pression ne dépasse pas 5 %, ce qui permet de négliger l'effet de compressibilité.

Selon la structure, l'effet d'un fluide non compressible peut être facilement pris en considération en ajoutant une masse appropriée à chaque nœud de contact entre le barrage et le fluide sur le parement amont. Cela peut entraîner :

- Un effet d'inertie.
- Un effet de compressibilité.
- Un effet de viscosité.

a) Effet d'inertie

Westergaard a proposé de représenter l'effet du fluide sur la structure en ajoutant une matrice des masses supplémentaires à la matrice de masse de la structure. Dans cette optique, il a suggéré de représenter le volume du liquide en utilisant une approximation par une tranche de parabole.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- barrage rigide ;
- Le parement amont du barrage est vertical;
- Le fluide est incompressible ;
- Le réservoir s'étend sur une longue distance en amont du barrage.

L'inertie de l'eau peut être modélisée par une superposition, représentée par un diagramme de forme parabolique (ou éventuellement elliptique), qui peut être définie à l'aide d'une expression mathématique.

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

Un effet similaire peut être obtenu en collant un bloc d'eau à la face amont du barrage. Selon la théorie de WESTERGAARD, le profil de ce bloc doit être de forme parabolique, avec une épaisseur à la base équivalente à 7/8 de la hauteur H du barrage. Les masses ajoutées aux éléments de la matrice de masse du barrage, qui représentent les degrés de liberté de l'interface barrage-fluides, sont proportionnelles aux aires dépendantes de chaque nœud de la face amont.

b) Effet de compressibilité

En ce qui concerne l'effet de compressibilité, l'amortissement produit par le barrage absorbe les ondes sismiques à l'infini, mais généralement cet effet est négligeable par rapport à d'autres mécanismes d'amortissement dans la structure. Cependant, pour les grands barrages, cet effet ne peut pas être ignoré. Des études menées par Chopra à l'Université de Californie, Berkeley, ont démontré que la présence d'une couche de vase peut considérablement réduire les phénomènes de compressibilité et de réflexion, ce qui peut être bénéfique.

c) Effet de viscosité :

En ce qui concerne l'effet de viscosité, il est généralement faible par rapport à l'effet d'inertie et à l'effet de compressibilité (lorsqu'ils sont significatifs). Il n'affecte généralement pas les fréquences de résonance et les formes modales des structures.

3.2.1.1.1 Solution de WESTERGAARD :

Concernant la solution proposée par WESTERGAARD, elle repose sur une formulation utilisant un développement en série de fonctions sinusoïdales.

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

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

Il est établi que le terme de correction $1 - \frac{1}{n^2} \left(\frac{T_0}{T}\right)^2$ dû à la compressibilité de l'eau est insignifiant lorsque la période propre du réservoir (T_0) est inférieure à celle de l'écran. Par conséquent, la compressibilité de l'eau peut être ignorée et il est possible d'établir une formule approximative de forme parabolique ou elliptique qui ne dépend pas de la période de vibration de l'écran.

La répartition parabolique de WESTERGAARD :

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

- La répartition elliptique de KARMAN :

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

3.2.1.2. Technique de couplage éléments finis structure/éléments finis fluide permettant de calculer les modes propres d'un système couplé fluide/structure(IFS).

Les recherches menées par Chopra ont principalement porté sur l'analyse fréquentielle des monolithes de barrage en utilisant une discrétisation bidimensionnelle par éléments finis (EF). Ces structures homogènes ont été considérées comme linéairement élastiques, et une solution analytique a été proposée pour identifier les ondes de pression dans un réservoir semi-infini. Grace à ces études, on a pu identifier et déterminer plusieurs paramètres qui ont un impact important sur la réponse de la structure du barrage à une sollicitation sismique.

Cependant, la modélisation des géométries complexes des réservoirs et des conditions frontières complexes ne permet pas toujours un traitement analytique. De plus, pour prédire les dommages potentiels résultant du comportement non linéaire des barrages dans des zones sismiques très actives, il est nécessaire de déterminer la solution dans le domaine temporel. Cette étude présente plusieurs modèles qui utilisent une approche de couplage entre les MEF structure et MEF fluide pour résoudre ce problème.

3.2.1.2.1 Simulation dynamique dans le domaine temporel par une approche MEF

Parmi ces modèles, on trouve le modèle d'analyse directe dans le domaine temporel. Il s'agit d'un modèle de simulation dynamique utilisant la MEF pour étudier directement les systèmes de barrages-réservoirs dans le domaine temporel, en prenant en compte les effets d'interaction hydrodynamique. La figure 1.5 représente le système avec ses différentes conditions frontières [70].

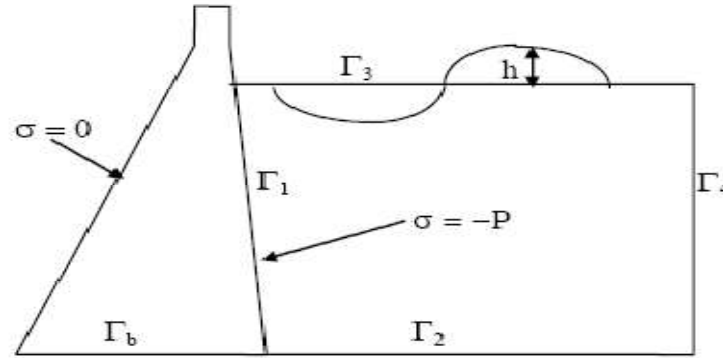


Figure 3.5: barrage-réservoir représenté avec différentes condition frontières

Les équations d'équilibre :

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

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

La matrice Q représente l'interaction qui engendre les forces nodales générées par les pressions hydrodynamiques.

Les effets résultants de la compressibilité de l'eau et des ondes gravitaires de surface sont exprimés par $S\ddot{P}$.

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

$H P$ représente les effets de déplacement du front d'ondes de pression à partir de l'interface.

$\rho Q^T \ddot{U}$ Représente les forces transmises au réservoir par les accélérations des nœuds de la face amont du barrage.

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

$$D = \int_{\Gamma_4} N_P^T \frac{1}{c} N_P D \Gamma . H = \int_{\Omega} \nabla N_P^T \nabla N_P D \Omega \quad (1.32)$$

Sous la forme suivante, les équations d'équilibre peuvent être réécrites:

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

En tenant compte du comportement des vibrations libres et en excluant toute dissipation d'énergie, ainsi qu'en effectuant une symétrisation du système, nous obtenons le système suivant

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

3.2.1.2.2 Modèle d'analyse du système barrage -réservoir

La méthode des éléments finis (MEF) permet d'effectuer une analyse dynamique transitoire du complexe barrage-réservoir en prenant en considération l'influence du fond du réservoir. Pour ce faire, la méthode de sous-structure est utilisée pour réaliser le couplage. La figure 3.6 illustre la configuration géométrique du complexe hydraulique étudié.[71].

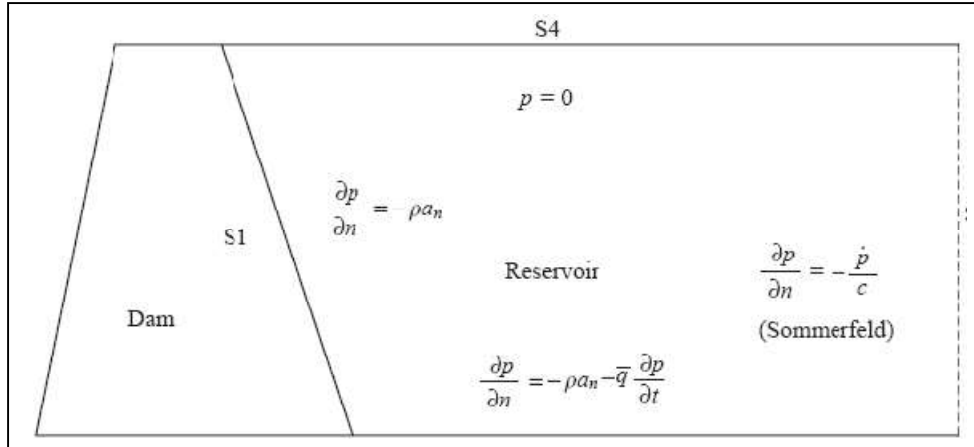


Figure 3.6: Figure illustrant le complexe hydraulique

Les relations du système hydraulique tenant compte de l'influence sismique sont données sous la forme indiquée ci-dessous :

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

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

la matrice de type Rayleigh est :

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

(**b 1**, **b 2**) sont les paramètres variables nécessaires pour calculer l'amortissement souhaité du système).

Pour un barrage rigide, en supposant un fluide non visqueux, la pression p dans la réponse du sol est donnée par :

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

Une fois les conditions aux limites fixées et après avoir effectué une discrétisation à l'aide de la MEF, nous obtenons :

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

Avec

$$H_{ij} = \sum \int \left[\frac{\partial N_i}{\partial x} \frac{\partial N_j}{\partial x} + \frac{\partial N_i}{\partial y} \frac{\partial N_j}{\partial y} \right] dRv \quad (2.39)$$

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

$$\{b\}^T = \{-\rho S^T(\ddot{u}_s + \ddot{u}_g) - -\rho S^T \ddot{u}_g 00\} \quad (2.41)$$

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

On utilise une technique de sous-structure pour étudier les interactions barrage-réservoir. Les conditions frontières de pression et de déplacement sont appliquées à l'interface de contact entre la structure et le réservoir (S1).

Pour étudier les interactions entre le barrage et le réservoir, on applique une méthode de sous-structure. Les conditions frontières de pression et de déplacement sont imposées à la limite de contact entre la structure et le réservoir (S1).

En utilisant la méthode de Newmark à l'équation (3.35), on obtient :

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

Avec :

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

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

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

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

En utilisant la même approche pour résoudre l'équation (3.38), on parvient à obtenir.

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

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

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

La valeur de l'accélération nodale à l'interface de l'ensemble structure -réservoir est déterminée par :

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

Avec

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

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

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

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

Donc

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

$$\{\hat{R}^i\} = -([M] + [\bar{M}]) \ddot{u}_g + ([M] + [\bar{M}])(a_0\{u^{i-1}\} + a_2\{\dot{u}^{i-1}\} + a_3\{\ddot{u}^{i-1}\}) + [C](a_1\{u^{i-1}\} + a_4\{\dot{u}^{i-1}\} + a_5\{\ddot{u}^{i-1}\}) - \{E^*\} \quad (2.46)$$

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

$$\{E_{s1}^*\} = [S][h_1][G][G] (a_0\{p^{i-1}\} + a_2\{\dot{p}^{i-1} + \dot{a}_3\{p^{i-1}\}\}) + [S][h_1][C_f] (a_1\{p^{i-1}\} + a_4\{\dot{p}^{i-1} + \dot{a}_5\{p^{i-1}\}\}) + \rho[S][h_2][S^t]\{\ddot{u}_g^i\} \quad (1.48)$$

- **La vitesse et l'accélération**

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

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

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

Les dérivées de la pression

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

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

Pour passer à l'itération suivante, il est nécessaire de remplacer la valeur de i par i+1 dans l'incrément de temps, puis de répéter les différentes étapes.

3.2.1.3. Technique de couplage éléments finis structure-éléments infinis fluide

La (MEF) est utilisée pour évaluer le comportement dynamique des barrages en prenant en compte les interactions entre la structure du barrage et le fluide, ainsi que la compressibilité de l'eau. Dans ce modèle, la structure du barrage est discrétisée en éléments finis, tandis que le réservoir est approximé comme un domaine semi-infini. Un couplage entre les éléments finis structure et les éléments infinis fluide est établi. Pour résoudre les vibrations libres du système

couplé, une technique de symétrisation efficace est utilisée, permettant d'éviter l'inversion de la matrice, qui est souvent coûteuse d'un point de vue numérique mais couramment utilisée.

3.2.1.3.1. Description de la technique de calcul des éléments infinis

Pour faire l'étude des systèmes présentant des domaines non bornés, on doit nécessairement couvrir une zone d'étude suffisamment étendue en imposant des conditions aux limites appropriées. Cependant, cette approche peut entraîner des erreurs significatives ou des coûts exagérés. Une solution à ce problème consiste à utiliser des éléments semi-infinis, également connus sous le nom d'éléments infinis [72].

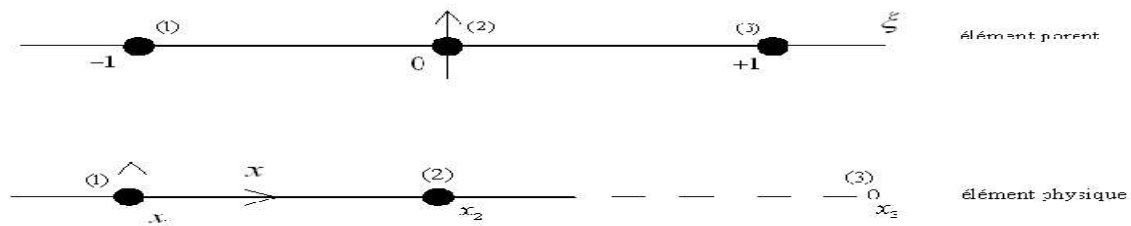


Figure 3.7: Transformation de l'élément semi-infini.

Au nœud 1 : $\xi=-1 \rightarrow x=x_1$, Au nœud 2 : $\xi=0 \rightarrow x=x_2$. Au nœud 3 : $\xi=+1 \rightarrow x=+\infty$

L'interpolation géométrique est donc :

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

Le traitement de l'élément semi-infini repose sur une approche classique iso-paramétrique, qui utilise une transformation géométrique pour créer un élément plan semi-infini à partir d'un élément parent à huit nœuds. La figure 3.8 présente le modèle du système barrage-réservoir, où le barrage et une partie du réservoir sont discrétisés en éléments quadratiques à huit nœuds (Q8). La partie infinie du réservoir est tronquée à une distance spécifique du parement amont du barrage et est représentée par les nœuds de contact entre les deux maillages [73].

L'équation d'équilibre dynamique pour un monolithe de barrage poids flexible, avec un comportement bidimensionnel élastique et fixé à sa base, peut être exprimée comme suit dans le champ des déplacements continus :

L'analyse de l'élément semi-infini est basée sur une approche classique iso-paramétrique, qui utilise une transformation géométrique pour générer un élément plan semi-infini à partir d'un élément parent à 08 nœuds. Dans le modèle de l'ensemble barrage-réservoir présenté dans la figure 3.8, la structure et le réservoir sont décomposés en éléments quadratiques à huit nœuds (Q8). La partie infinie du réservoir est limitée à une certaine distance de la face amont du barrage, et elle est représentée par les nœuds de contact entre les deux maillages [73].

L'équation de l'équilibre dynamique pour un barrage homogène souple, avec un comportement élastique bidimensionnel et fixé à sa base, peut être formulée dans le domaine des déplacements continus de la manière suivante :

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

En prenant en compte ces conditions frontières :

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

Le modèle suppose que l'eau est linéairement compressible et non visqueux, et que les mouvements du système barrage-réservoir ont de petites amplitudes. Sous ces hypothèses, L'équation d'onde avec les conditions frontières adaptées est satisfaite par le champ de pressions P dans le réservoir.

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

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

La composante normale des accélérations des particules solides présentes dans l'interface entre le barrage et le réservoir est représentée par \ddot{u}_n . L'utilisation d'un modèle d'éléments finis exige l'ajout d'une condition supplémentaire sur la surface de troncature Γ_4 pour prendre en compte l'atténuation de la pression à l'infini. Cette condition de radiation peut être formulée comme suit :

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

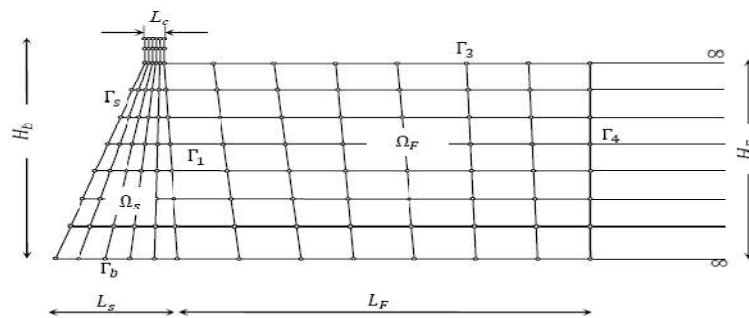


Figure 3.8 : Maillage du barrage et du réservoir.

Afin d'obtenir une solution correcte pour les équations précédentes en utilisant une formule basée sur des éléments finis, il est nécessaire d'étendre le domaine fluide illimité dans la direction amont du barrage. Cependant, en utilisant une formulation qui combine les techniques des éléments finis-structure et des éléments infinis-fluide, le réservoir peut être considéré comme limité de manière adéquate. De cette manière, la discrétisation du domaine fluide est négligée et aucune condition limite n'est requise.

L'établissement des équations discrètes repose sur la discrétisation des formes intégrales faibles des équations 3.55 et 3.57, tout en intégrant le terme d'amortissement de la structure dans le système matriciel.

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

Les vecteurs U, P représentent 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 de rigidité de la structure.

$M_F; C_F; K_F$: Pour le fluide, on utilise les matrices équivalentes.

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 qui agissent sur la face amont du barrage sont corrélées au vecteur inconnu des pressions nodales par le biais de la matrice d'interaction Q . La matrice globale de "masse fluide" tient compte à la fois de la compressibilité de l'eau et des effets des ondes de surface.

L'évaluation de l'amortissement global du barrage repose sur l'utilisation du concept d'amortissement de Rayleigh. Le vecteur de force F_g englobe les composantes des forces d'entraînement engendrées par les accélérations sismiques appliquées aux différents nœuds de la structure.

Les forces hydrodynamiques agissant sur la face amont du barrage sont liées aux pressions nodales inconnues grâce à la matrice d'interaction Q . La matrice globale de "masse fluide" tient compte à la fois de la compressibilité de l'eau et des effets des ondes de surface, afin de prendre en considération l'ensemble des interactions.

Conclusion

En conclusion, ce chapitre a approfondi l'analyse de l'interaction sol-structure en mettant en lumière les aspects cinématiques et inertiels de cette interaction. Nous avons identifié le problème central qui se pose lors de l'interaction sol-structure, soulignant son importance dans la conception et l'analyse des ouvrages hydrauliques en terre. De plus, nous avons passé en revue les différentes méthodes disponibles pour aborder ce problème complexe, notamment les méthodes globales, les méthodes des sous-structures, les méthodes hybrides, ainsi que les méthodes intégrant l'interaction fluide-structure. Ces différentes approches permettent de mieux comprendre et résoudre les défis associés à l'interaction sol-structure dans divers contextes d'ingénierie, contribuant ainsi à la sécurité et à l'efficacité des projets de construction hydraulique.

Chapitre 4: Méthodes de calcul appliquées et modèles de comportements

Ce chapitre est dédié à la présentation de différentes approches permettant de justifier la stabilité des ouvrages en terre face aux tremblements de terre.

4.1. Les méthodes numériques en hydraulique

Depuis plus de deux décennies, l'utilisation de l'outil informatique a augmenté de manière exponentielle, cela a vivement stimulé le développement des méthodes numériques dans les domaines de la recherche en hydraulique et en géotechnique et de la conception de projets. Aujourd'hui, ces outils sont largement employés et jouent un rôle essentiel dans la conception de grands projets et le dimensionnement des structures hydrauliques. Par conséquent, les analyses numériques sont devenues indispensables pour assurer la stabilité des structures, surveiller les déplacements potentiels et vérifier les contraintes exercées.

Les méthodes des éléments limites consistent à représenter mathématiquement la masse rocheuse en utilisant un milieu continu, qu'il soit infini ou fini, selon que la frontière est ouverte ou fermée.

Parmi les différentes approches utilisées dans ce champ d'étude, il est courant de subdiviser la masse rocheuse en éléments discrets simples, présentant des caractéristiques géométriques et mécaniques spécifiques. Ces éléments interagissent collectivement pour modéliser le comportement global du système. A cet égard, les méthodes les plus fréquemment utilisées dans ce domaine d'exploration sont:

La technique dite par "*éléments distincts*" développée par Cundall peut permettre d'analyser les mécanismes de rupture et de modéliser la masse rocheuse par un assemblage de blocs.

En pratique, la méthode des différences finies explicites utilisée dans le logiciel FLAC présente de fortes similitudes avec la MEF. Ces deux méthodes sont des techniques numériques utilisées pour résoudre des EDP en utilisant des valeurs initiales et/ou des conditions frontières. Dans la MDF, les dérivées sont approximées par des expressions mathématiques utilisant des variables de champ telles que les contraintes ou les déplacements, qui sont déterminées uniquement à des points discrets dans l'espace.

D'autre part, la MEF utilisée implicitement par le logiciel PLAXIS requiert uniquement les quantités de champ (contraintes, déplacements et leurs dérivées) pour chaque élément, en utilisant des fonctions spécifiques contrôlées par les paramètres : l'angle de frottement et la cohésion. La formulation implique l'ajustement de ces paramètres pour réduire au minimum les termes d'erreur ou d'énergie.

En outre, le logiciel PLAXIS utilise une approche de la (MEF) qui ne nécessite que les

informations relatives aux : contraintes, déplacements et leurs dérivées, pour chaque élément. Cette approche repose sur l'utilisation de fonctions spécifiques contrôlées par les paramètres: ρ et C . La formulation de la méthode nécessite l'ajustement de ces paramètres afin de minimiser les termes d'erreur ou d'énergie.

Ces deux techniques numériques permettent de résoudre des équations mathématiques complexes. Dans la MEF, les matrices de chaque élément sont combinées pour former une matrice globale appelée matrice de raideur. En revanche, la MDF implique la mise à jour des équations à chaque étape du calcul.

4.1.1. La technique de calcul par éléments-finis (MEF)

La MEF est une technique de calcul numérique qui consiste à partitionner un objet ou une partie de celui-ci en sous-ensembles plus petits appelés éléments connectés par des nœuds. Le processus de division de l'objet est appelé maillage. Dans cette méthode, l'objet est représenté à l'aide de fonctions définies sur chaque élément, qui sont moins complexes que celles requises pour représenter l'intégralité de l'objet. Ces fonctions sont généralement locales et peuvent inclure des polynômes ou des fonctions harmoniques. Une fois l'objet discrétisé en éléments individuels reliés par des nœuds, la phase suivante consiste à examiner la réaction mécanique liée à chacun de ces éléments. Ceci est réalisé grâce à la création de matrices de rigidité de base et de vecteurs de charge pour chaque élément. Ces matrices sont ensuite compilées dans une matrice de rigidité globale, qui prend en compte les déplacements nodaux et les charges pour l'ensemble de la structure. Enfin, le système d'équations matricielles est résolu après application des conditions frontières appropriées.

A partir de la matrice de rigidité globale, on peut résoudre l'équation matricielle en question, qui repose sur les déplacements nodaux aux chargements nodaux. Ce processus peut être exprimé en termes de minimisation de la fonction associée à l'EDP qui décrit le problème [76].

4. 1.2 .Approximation par différences finies (MDF)

La MDF permet de trouver la solution d'une équation à dérivées partielles en utilisant une analyse numérique. Cela consiste à remplacer chaque dérivée par une expression mathématique basée sur les variables du champ (contraintes et déplacements) qui ne sont définies que sur des points discrets de l'espace. La méthode se base sur trois éléments clés : la discrétisation des opérateurs de dérivation/différenciation en utilisant une valeur finie à un point du maillage, la convergence du système numérique obtenue sur toutes les mailles de l'espace couvert, et la définition de limites à l'espace couvert en respectant les conditions aux limites.

La MDF considère le problème comme un milieu continu, avec des caractéristiques moyennes reflétées sur un élément du maillage. Elle peut inclure des discontinuités limitées, mais la

réponse globale de la structure est principalement influencée par la déformation du sol.

4.2. Les Modèles de Comportements

En raison de sa non linéarité, le comportement des sols est un sujet extrêmement complexe. Il évolue en fonction du chemin de contrainte préalablement appliqué et ne peut pas être réversiblement modifié. Il est donc fourni autant par l'histoire géologique que par la méthode utilisée pour construire l'ouvrage hydraulique. Il dépend également de différents facteurs tels que le temps, la température, la vitesse de chargement et l'indice de saturation, qui bien que moins importants, ne doivent pas être ignorés.

Il est évident qu'une formule mathématique qui considère tous les aspects du comportement des sols serait très compliquée. Malgré les avancées considérables réalisées dans ce domaine ces dernières années, il n'existe pas encore de modèle mathématique qui offre une description pertinente du comportement mécanique des sols.

Les lois régissant le comportement des sols sont complexes et nécessitent des études spécifiques approfondies pour être efficacement appliquées dans le contexte des travaux d'ingénierie complexes. De plus, il est difficile d'intégrer ces lois de comportement dans des logiciels de calcul par la MEF, qu'ils soient bidimensionnels ou tridimensionnels [77] [74].

4.2.1. Modélisation du comportement des solides élastiques soumis à des contraintes (loi de Hook)

La relation entre les contraintes σ_{ij} et les déformations ε_{ij} dans un corps solide, conformément à la loi de comportement élastique, est bijective. La loi de Hook, qui est la plus simple, établit une relation linéaire entre les contraintes et les déformations. Cette loi se distingue par sa linéarité et sa réversibilité des déformations. Elle est formulée comme suit :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1+\nu}{E} \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \sigma_{KK} \delta_{ij} \quad (4.1)$$

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

Ou :

- δ_{ij} -l'indice de Kronecker.
- E -le module de Young avec:

$$E = \mu \frac{3\lambda + 2\mu}{\lambda + \mu} \quad (4.2)$$

- ν - est le coefficient de Poisson décrit par la relation $\nu = \frac{\lambda}{2(\lambda + \mu)}$ (4.3)
- λ, μ - coefficients de Lamé.

Le modèle qui représente le comportement élastique linéaire est le ressort.

4.2 .2. Comportement élastoplastique

Les matériaux élastoplastique ou plastiques se distinguent par la présence de déformations plastiques qui apparaissent au-delà d'une certaine limite. En plus de ces déformations irréversibles, il y a également des déformations élastiques. Les déformations et les contraintes de ces matériaux sont régies par des lois bien définies. Dans un matériau élastoplastique, le rapport entre contrainte et déformation n'est pas directement influencée par le temps. la réponse à une sollicitation étant indépendante de l'âge du matériau.

Le critère de plasticité, également appelé critère d'écoulement plastique, définit la relation entre les contraintes et les déformations dans un matériau. Il établit une limite qui ne peut jamais être dépassée. Une fois cette limite atteinte, des déformations plastiques, se produisent. Ces déformations sont régies par une loi connue sous le nom de loi d'écoulement.

Lorsqu'un matériau présentant un comportement élastoplastique avec écrouissage est soumis à un test de tractions standard, la non-linéarité et l'irréversibilité du comportement plastique sont mises en évidence.

Le trajet OA du test de traction représente le comportement élastique, ce qui signifie que lors du relâchement de la contrainte, le matériau revient à son état initial, représenté par le point O. Le point A marque la limite au-delà de laquelle le comportement n'est plus élastique. Cette limite est appelée seuil de plasticité initiale ou limite élastique.

Lorsqu'on dépasse ce seuil et qu'on atteint, par exemple, le point B, lors du relâchement de la contrainte, le chemin suivi ne sera pas BCD, mais plutôt BOA. La déformation résiduelle, notée E_p , correspond à une déformation plastique irréversible.

Lors d'une nouvelle application de charge, le trajet suivi sera DEF, où le point F prolonge le chemin emprunté lors de la première charge. On peut souvent considérer que la courbe BCDEF est similaire à la droite DGH et supposer que les déformations sont réversibles le long de cette ligne. Le nouveau seuil de plasticité est représenté par le point H, qui est supérieur à l'ancien seuil de plasticité (A).

Cette augmentation du seuil de plasticité est appelée écrouissage.

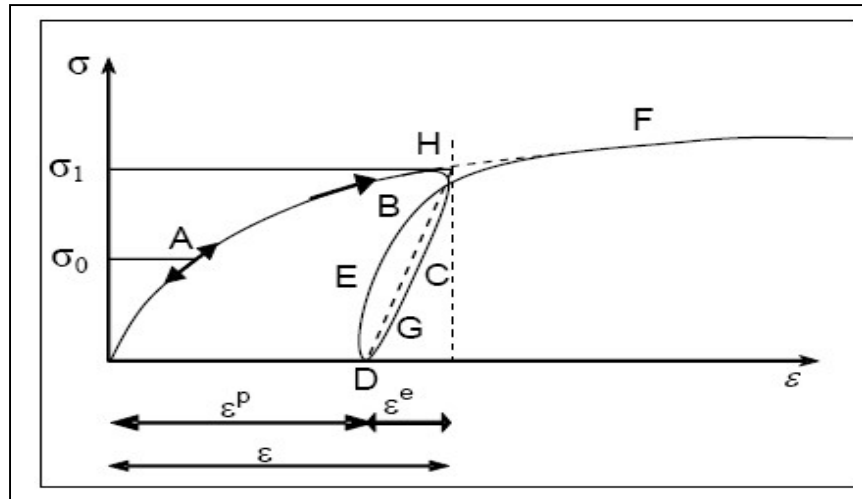


Figure 4.1. Comportement élastoplastique avec écrouissage.

La déformation totale est la somme des deux déformations ε^e élastique et ε^p plastique

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (4.4)$$

Si le seuil actuel σ_B reste constant, le matériau est considéré comme parfaitement plastique. En revanche, s'il toujours est croissant ou décroissant, on dit que le matériau est écrouissables à écrouissage positif ou négatif(75).

Notions de bases fondamentales

Les bases des modèles de comportement élastoplastique reposent sur trois concepts essentiels : la surface de charge, la règle d'écrouissage et la règle d'écoulement.

a) Notions de surface de charge

Dans les cas tridimensionnels, le seuil de plasticité est généralement remplacé par une fonction scalaire appelée fonction de charge ou surface de plastification :

$$f(\sigma, R) = 0 \quad (4.5)$$

Avec

σ : Tenseur des contraintes.

R : paramètres d'écrouissage.

La surface d'état limite ou d'écoulement en mécanique des solides est la fonction qui décrit les liens entre les contraintes et les déformations dans un matériau. Lorsqu'elle est projetée dans le plan des contraintes, on l'appelle courbe d'état limite.

La surface de charge fractionne l'espace des contraintes en deux parties.

L'intérieur de la surface de charge représente un état de déformation réversible, c'est-à-dire élastique. La surface de charge elle-même correspond à un état de déformation qui peut être décomposé comme suit :

Chapitre 4 : Méthodes de calcul appliquées et modèles de comportements

En mécanique des solides, la surface d'écoulement joue un rôle fondamental en décrivant la relation entre les contraintes et les déformations dans un matériau. Lorsque cette surface est projetée dans le plan des contraintes, elle prend le nom de courbe d'état limite.

La surface de charge divise l'espace des contraintes en deux parties distinctes. L'intérieur de cette surface représente un état de déformation réversible, également connu sous le nom d'état élastique. Quant à la surface de charge elle-même, elle correspond à un état de déformation qui peut être décomposé de la manière suivante :

Une partie réversible, comme mentionné précédemment, et une partie de déformations irréversibles, également appelées déformations plastiques.

En résumé, il existe trois états de chargement possibles :

$f < 0$: intérieur de la surface dans le domaine élastique.

$f = 0$: Déformations élastiques pouvant être accompagnées de déformations plastiques.

$f > 0$: Etat de contrainte physiquement impossible en élastoplasticité.

Lorsque le point qui représente l'état de contrainte atteint la surface de charge, $F = 0$, deux cas de comportement élastoplastique peuvent se produire :

- Soit la surface de charge reste inchangée et l'expression de la charge ne comporte donc pas de paramètres d'écrouissage (modèle élastoplastique parfait).
- La surface de charge est déterminée pendant le chargement (modèle élastoplastique avec écrouissage).

Comme mentionné précédemment, le comportement d'un matériau peut être divisé en deux parties : une appelées déformations élastiques et déformations plastiques.

Sommairement, trois états de chargement sont à prendre en considération. :

- Lorsque $f < 0$, nous sommes à l'intérieur de la surface de charge dans la région élastique du matériau.
- Lorsque $f = 0$, des déformations élastiques peuvent se produire, éventuellement accompagnées de déformations plastiques.
- Lorsque $f > 0$, cela correspond à un état de contrainte physiquement impossible en élastoplasticité.

Lorsque le point représentant l'état de contrainte atteint la surface de charge ($F = 0$), deux comportements élastoplastiques différents peuvent se produire :

- Soit la surface de charge reste inchangée, ce qui signifie que l'expression de la charge ne contient pas de paramètres d'écrouissage (ce qui correspond à un modèle élastoplastique parfait).
- Soit la surface de charge est déterminée pendant le chargement, ce qui implique l'existence d'un écrouissage (ce qui correspond à un modèle élastoplastique avec écrouissage).

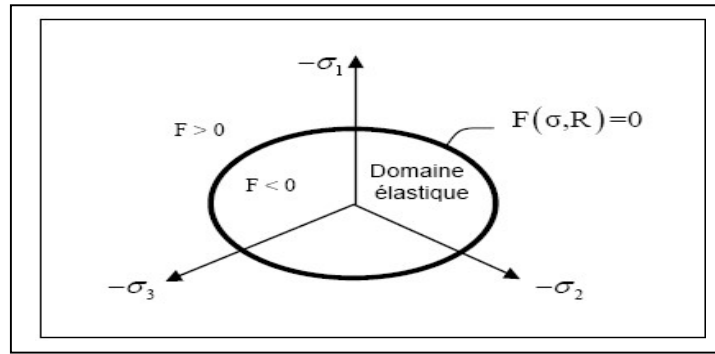


Figure 4.2. Surface de charge.

b) lois d'érouissage

Le processus d'érouissage d'un matériau se manifeste par des modifications à la surface du seuil de plasticité. Afin de rendre compte de cette évolution, on introduit des variables supplémentaires appelées variables d'érouissage λ . Le choix de ces variables est arbitraire, à condition qu'elles représentent l'état interne du milieu ayant subi des déformations plastiques. Une possibilité consiste à définir ces variables comme des fonctions scalaires des déformations plastiques, telles que la déformation volumique plastique qui est utilisée comme paramètre d'érouissage dans le modèle de Cam Clay (Rascoe&Burland, 1968 ; Shofield&Wroth, 1968).

Dans le contexte de l'érouissage des matériaux, des variations de la surface du seuil de plasticité se produisent. Pour représenter ces variations, des variables supplémentaires appelées variables d'érouissage λ sont introduites. Ces variables sont choisies de manière arbitraire, à condition qu'elles représentent l'état interne du matériau ayant subi des déformations plastiques. Elles peuvent être définies comme des fonctions scalaires des déformations plastiques, telles que la déformation volumique plastique utilisée comme paramètre d'érouissage dans le modèle de Cam Clay (Rascoe&Burland, 1968; Shofield&Wroth, 1968), ou des tenseurs tels que ϵ_{ij}^p .

Les lois d'érouissage définissent les règles qui décrivent l'évolution du domaine d'élasticité pendant la déformation inélastique. Comme observé dans le cas uniaxial, les principales classes d'érouissage sont l'érouissage isotrope et l'érouissage cinématique.

Erouissage isotrope :

Lorsque la direction principale des contraintes reste constante dans l'espace des contraintes, on peut considérer que le comportement est isotrope. Selon la théorie d'érouissage isotrope de Taylor et Quinney (1931), la zone élastique à l'intérieur de la limite de plasticité subit une transformation par homothétie centrée en O pendant le processus d'érouissage. Lorsque la surface de contrainte subit une dilatation ou une contraction uniforme, on observe un phénomène

appelé écrouissage. Dans cette situation, l'écrouissage se manifeste par une variable scalaire, comme illustré dans la figure 4.3.

Ecrouissage cinématique :

La théorie d'écrouissage cinématique de Prager, basée sur le critère de von Mises, permet de représenter le comportement élastique d'un matériau dans le domaine des contraintes. Dans cette théorie, l'écrouissage est décrit par une variable tensorielle qui représente le centre de la surface de charge, comme illustré dans la Figure [74].

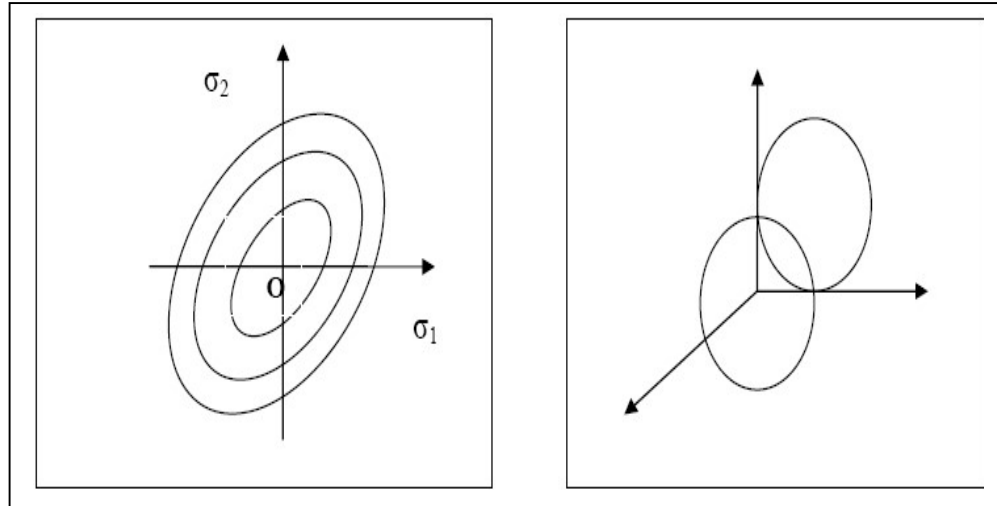


Figure 4.3 Ecrouissage isotrope.

Figure 4.4 : Ecrouissage cinématique.

c) Notion de loi d'écoulement

Les lois d'écoulement définissent les règles qui gouvernent la vitesse de déformation plastique lorsqu'un matériau ne se comporte plus de manière élastique. L'incrément de déformation plastique se caractérise par sa direction et son amplitude. Sa direction est perpendiculaire à la surface définie par le potentiel plastique $G(\sigma_{ij}) = 0$. On peut exprimer l'incrément de déformation de la manière suivante : $F = (\sigma, R)$.

a. Loi d'écoulement associée :

Lorsque la surface de charge est confondue avec la surface représentant le potentiel plastique, la loi d'écoulement est considérée comme associée. Cela signifie que l'équation $F = G$ est prise en compte. Dans l'espace des déformations principales (qui est confondu avec celui des contraintes principales), la direction du vecteur de déformation plastique est perpendiculaire à la surface de charge, c'est-à-dire au vecteur gradient qui est normal à cette surface. Ainsi, la forme générale de la loi d'écoulement associée est la suivante :

$$\mathcal{E}_{ij}^p = \dot{\lambda} \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \quad (4.6)$$

Où $\dot{\lambda}$ est le multiplicateur plastique (scalaire positif).

b. Loi d'écoulement non associée :

Dans le contexte des matériaux géotechniques, il est souvent préférable d'utiliser une loi d'écoulement non associée. En effet, dans les modèles élastoplastiques, lorsque φ diminue, une loi d'écoulement associée entraîne $\psi = \varphi$ qui peut être considéré comme trop élevé pour les géomatériaux. Par conséquent, on adopte des lois d'écoulement non associées. Dans ce cas, la direction du vecteur déformation plastique est perpendiculaire à la surface représentative de la fonction de charge plastique $F(\sigma_{ij})$. Cela permet de prendre en compte des valeurs d'angles de dilatance, ψ , qui se situent entre 0 et φ [74].

4.3. Code de calcul PLAXIS

PLAXIS est un logiciel d'analyse par éléments finis pour les applications géotechniques, disponible en 2D et en 3D. Il permet de modéliser des situations réelles à l'aide d'un modèle de référence et d'utiliser une interface graphique intuitive pour obtenir rapidement une géométrie du modèle et un maillage à base d'éléments finis sur la base des couches verticales à étudier.

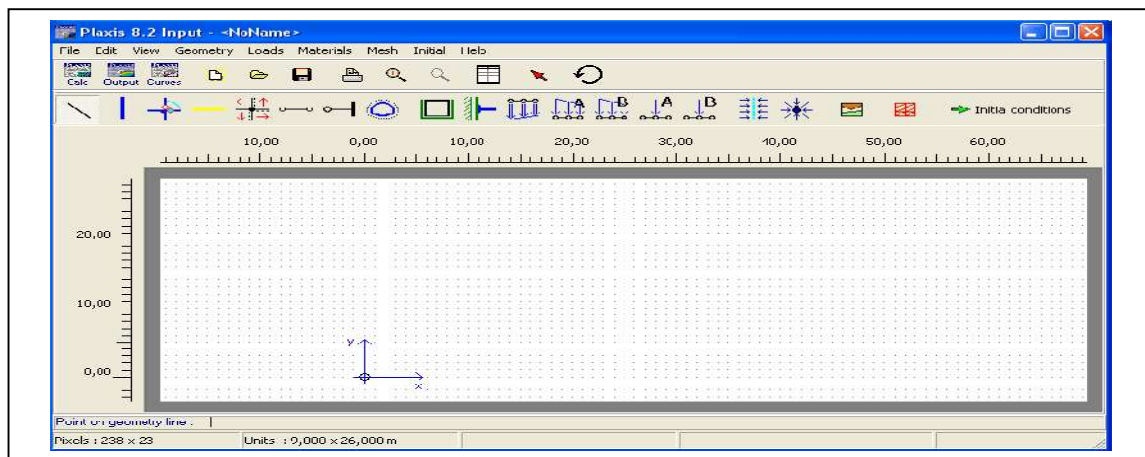


Figure 4.5. Fenêtre d'entrée des données de Plaxis.

Plaxis 2D est une version dédiée à l'analyse bidimensionnelle des déformations et de la stabilité des barrages en terre. Il tient compte du comportement non linéaire, anisotrope et temporel des matériaux géotechniques tels que les sols et les roches. Pour gérer les pressions interstitielles, hydrostatiques ou non, des procédures spéciales sont mises en œuvre. En outre, Plaxis 2D est également capable de calculer les interactions structures - sol pour les projets de barrages.

Ce code est doté aussi de fonctionnalités dont on cite, entre autres: la consolidation, les écoulements, le calcul en grandes déformations (updated mesh).

4.4. Les lois de comportements utilisés par PLAXIS

L'objectif principal de Plaxis est de fournir à l'utilisateur un outil de modélisation géotechnique efficace, fiable et facile à utiliser. Le code des éléments finis (EF) comprend différents modèles de comportement pour les sols, allant du modèle élastoplastique simple de Mohr-Coulomb aux

modèles avancés qui permettent de décrire pratiquement tous les aspects du comportement des sols.

Il permet de résoudre les problèmes géotechniques complexes dans un temps plus ou moins court, en se basant sur des paramètres déterminés à partir d'études géotechniques couramment effectuées.

Ainsi les divers modèles utilisés dans Plaxis peuvent sembler simples, mais ils sont efficaces lorsqu'ils sont appliqués à des cas précis.

Pour calculer les soutènements, il est plus adéquat de considérer le sol comme étant élastoplastique, ce qui nécessite une adaptation du modèle de Mohr-Coulomb. Ainsi, la méthode élastoplastique du coefficient de raideur peut être utilisée pour étudier le problème de soutènement.

Cependant, afin d'étudier une construction de remblai sur un sol mou avec des charges appliquées graduellement et une consolidation, on doit considérer l'effet d'érouissage, car le matériau subit une consolidation et il est préférable d'adopter le modèle Soft-Soil qui intègre cette évolution.

Un matériau élastique est généralement utilisé pour effectuer un calcul d'écoulement. Cela permet d'obtenir des résultats précis et fiables lors de la modélisation des flux. Dans certaines situations, il est important de souligner qu'il peut exister une interaction entre l'écoulement et la déformation. Dans de tels cas, l'utilisation d'un modèle élastoplastique peut être suffisamment justifiée.

Lors de la simulation du comportement d'un ouvrage, il est important de prendre en compte différents éléments, notamment :

- 1/ L'identification du comportement principal à modéliser.
- 2/ le modèle à utiliser pour décrire ce comportement.
- 3/ Interprétation des résultats en tenant compte des paramètres de la modélisation.

4.4.1. Loi de comportement réversible linéaire

Plaxis utilise un modèle élastique linéaire classique qui est basé sur la loi de Hook de l'élasticité linéaire isotrope. Les paramètres utilisés par ce modèle sont : E , ν , qui respectent les caractéristiques de rigidité élastique du matériau.

Les relations suivantes donnent tous les modules, y compris le module de Young :

$$\text{Le module } G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (4.7)$$

$$\text{Le module } K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (4.8)$$

$$\text{Le module } E_{oed} = \frac{(1-\nu)}{(1-2\nu)(1+\nu)} \quad (4.9)$$

Pour modéliser les éléments de structure de barrage qui interagissent avec le sol et résoudre les problèmes de mécanique des roches, le modèle linéaire élastique est souvent adopté.

4.4.2. Le modèle élastique parfaitement plastique (MC)

Le comportement du sol est évalué initialement à l'aide de ce modèle. Les données qui lui sont utiles ont été mentionnées précédemment, à savoir les paramètres de la géotechnique E , ν , c , φ et ψ , fournis expérimentalement.

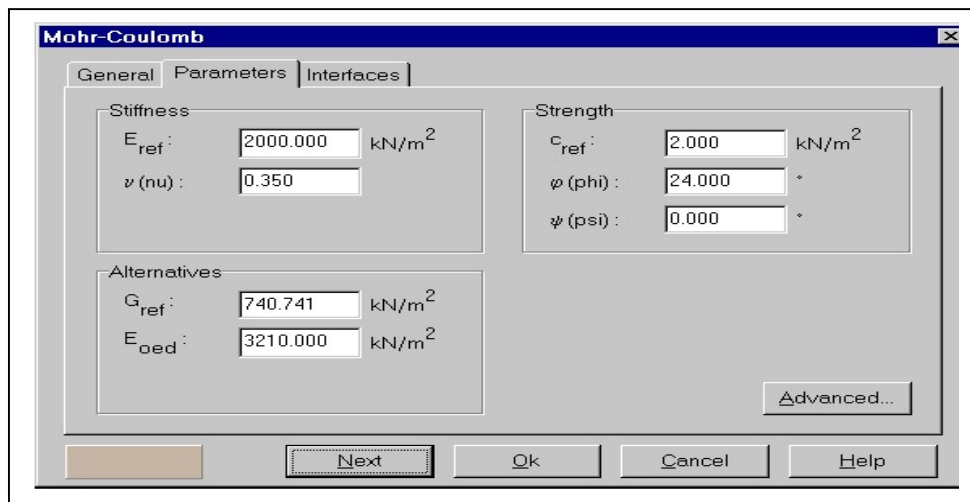


Figure 4.6. Fenêtre des paramètres E , G , et E_{oed} .

a) Le module de Young

Ce module est utilisé dans le logiciel, comme référence pour les modules de déformation dans le modèle réversible ainsi que celui de Mohr-Coulomb. Cependant, il est également nécessaire de prendre en compte d'autres modules de déformation. Il est important de souligner que le module de déformation qui est utilisé pour quantifier la contrainte (force exercée par unité de surface), varie en fonction de la déformation et de la contrainte moyenne. Il est important de choisir attentivement les valeurs de rigidité utilisées dans les calculs, car la quasi-totalité des matériaux géotechniques présentent dès le début du chargement un comportement non linéaire.

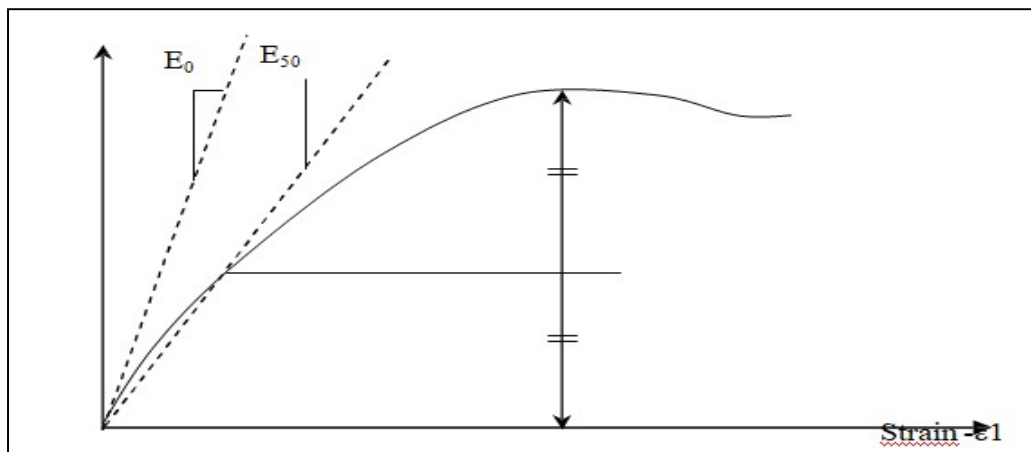


Figure 4.7. Définition de E_0 et de E_{50}

Il existe deux paramètres principaux pour décrire la réponse en contrainte-déformation d'un matériau géotechnique. Le premier est la pente initiale, connue sous le nom de E_0 . Le second est le module sécant à 50% de la résistance en compression, noté E_{50} (voir Fig. 4.7). L'utilisation de la valeur E_0 est appropriée pour les argiles très surconsolidées et certains matériaux qui présentent une zone élastique étendue. Lorsqu'il s'agit de sables et d'argiles normalement consolidées, on préconise d'utiliser la valeur E_{50} . Cependant, dans d'autres cas, cette approche peut différer.

b) Le coefficient de contraction transversale

En montrant une réduction significative du volume au début du chargement, les essais triaxiaux standards drainés peuvent mettre en évidence une faible valeur du coefficient de Poisson (ν_0). Bien que dans certains cas spécifiques, tels que les problèmes de déchargement, il puisse être approprié d'utiliser une valeur initiale faible pour le coefficient de Poisson (ν_0), il est généralement recommandé d'adopter une valeur plus élevée pour le modèle de Mohr-Coulomb. Une plage recommandée pour le coefficient de Poisson est de 0,3 à 0,4, considérée comme réaliste pour les calculs du poids propre dans le cadre d'un chargement gravitaire (K_0). Dans le cas des sols incompressibles, le coefficient de Poisson tend à approcher 0,5, mais il n'est pas toujours utilisable.

c) La cohésion c

Ce coefficient est mesuré en unité de contrainte. Le logiciel PLAXIS peut travailler avec des sols sans cohésion ($c = 0$), mais certaines fonctionnalités ne seront pas optimales. Pour prévenir d'éventuels problèmes, il est préférable d'opter pour une valeur minimale de cohésion ($c > 0,2$ kPa). Une fonctionnalité distinctive est proposée dans le logiciel pour les sols où c augmente avec la profondeur.

d) l'angle φ (en degrés).

La présence d'angles élevés, observés avec des sables denses, peut rendre les calculs plastiques beaucoup plus compliqués. Le temps de calcul augmente de manière exponentielle à mesure que l'angle φ augmente. Par conséquent, il est recommandé d'éviter l'utilisation d'angles φ élevés lors des calculs préliminaires d'un projet. Si vous utilisez des angles φ supérieurs à 35 degrés, le temps de calcul deviendra significatif.

L'utilisation d'angles élevés, parfois observés avec des sables denses, peut rendre les calculs plastiques considérablement plus complexes. Le temps de calcul augmente de manière exponentielle avec l'angle φ . Par conséquent, il est recommandé d'éviter les angles φ élevés lors des calculs préliminaires d'un projet. Si des angles φ supérieurs à 35 degrés sont utilisés, le temps de calcul augmentera substantiellement.

e) L'angle ψ (en degrés)

La plupart des sols, notamment argileux présentent une faible dilatance ($\psi = 0$), sauf dans les couches surconsolidées. En ce qui concerne les sables, l'angle ψ dépend de γ et de ϕ . Pour les sables siliceux, on peut estimer l'angle ϕ à environ $\phi - 30^\circ$. Cependant, dans la plupart des cas, lorsque $\phi < 30^\circ$, l'angle $\psi = 0$. Dans le cas des matériaux extrêmement lâches il est plus réaliste d'attribuer une valeur légèrement négative pour ψ .

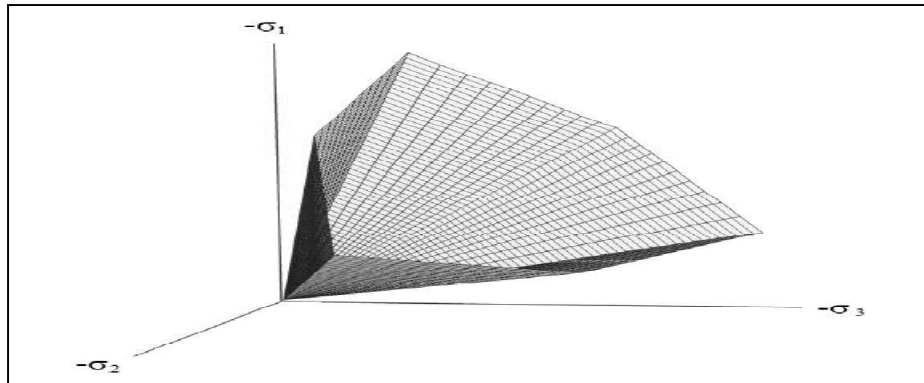


Figure 4.8. Représentation tridimensionnelle de la surface de charge de Mohr-Coulomb.

f) Les paramètres avancés

Les paramètres du modèle de Mohr-Coulomb permettent d'ajuster la rigidité et la cohésion en fonction de la profondeur, tout en éliminant les contraintes principales ($c=0$). Ces paramètres prennent en compte l'augmentation de la rigidité avec la profondeur, ainsi que l'ajustement de la cohésion en fonction de la profondeur. De plus, ils permettent de supprimer les contraintes principales, ce qui contribue à une meilleure représentation du comportement du matériau.

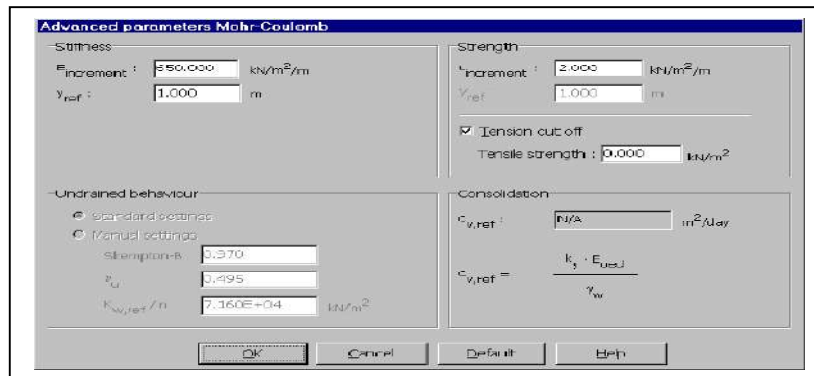


Figure 4.9. Paramètres avancés de Mohr-Coulomb.

4.4.2. Le modèle de sol Hardening Soil Model (HSM) avec écouvissage

Le modèle hyperbolique de type élastoplastique est conçu spécifiquement pour traiter la plasticité avec écouvissage en cisaillement. Il intègre également la prise en compte de l'écouvissage en compression, permettant ainsi de simuler le processus de compactage irréversible d'un sol lorsqu'il est soumis à une charge de compression initiale.

PLAXIS et FLAC ont utilisé HSM, qui a été initialement introduit en 1999 par Schanz et al., pour modéliser le comportement des barrages. Le logiciel PLAXIS met en évidence la synergie entre les mécanismes intégrés qui lui permettent de traiter efficacement divers matériaux tels que les graviers, les sables, les limons et les argiles surconsolidés, ainsi que différentes situations géotechniques telles que les fondations, les remblais, les barrages, etc.

Le modèle plastique avec écrouissage est une version hyperbolique de la plasticité qui considère la progression de la limite d'écoulement en fonction de l'effort plastique. Dans l'espace des contraintes principales, la limite d'écoulement n'est pas définie de manière permanente, contrairement au modèle parfaitement élastique-plastique. On peut observer deux types majeurs d'écrouissage, à savoir l'écrouissage en cisaillement et l'écrouissage en compression.

L'écrouissage en cisaillement est utilisé pour simuler les contraintes plastiques subies par le chargement déviateur primaire. De plus, l'écrouissage en compression est employé pour désigner la contrainte plastique irréversible due au premier chargement de compression, aussi bien dans les essais d'œdomètre que dans les essais isotropes.

Le modèle HSM est une méthode avancée pour représenter le comportement des sols mous et rigides lorsqu'ils sont soumis à un chargement déviatorique. En réponse à ce chargement, les sols montrent une diminution de la rigidité et des contraintes plastiques irréversibles qui se développent.

Le modèle hyperbolique de (Duncan et Shang, 1970) utilise une hyperbole pour représenter le rapport entre la contrainte axiale et l'effort déviatorique dans le cas d'un essai triaxial drainé. Cependant, le modèle HSM va au-delà du modèle précité en se basant sur la théorie de l'élasticité, en prenant en compte la dilatance du sol et en intégrant une limite d'écoulement. Ce modèle du second ordre permet une simulation plus précise du comportement des sables.

a) Paramètres de base du modèle HSM

Cette partie du travail a pour objectif de calibrer la loi de comportement élastoplastique avec écrouissage HSM, à partir des paramètres : C , φ et ψ , de rigidité : E_{50}^{ref} , E_{oed}^{ref} , m .

b) Relation hyperbolique pour un test standard drainé du triaxial

Le modèle HSM de type élastoplastique, représentée dans la figure.4.11, repose essentiellement sur la relation hyperbolique entre la contrainte axiale ε_1 et la contrainte déviatorique q .

$$-\varepsilon = \frac{1}{2E_{50}} \frac{a}{1 - \frac{q}{q_a}} \text{ Pour } q < q_f \quad (4.10)$$

Où q_a est La valeur asymptotique du déviateur de contrainte, définie ci-dessous

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (4.11)$$

R_f Rapport constant de rupture

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)f}{(\sigma_1 - \sigma_3)ult}$$

R_f est compris entre 0.6 et 0.9

Dans PLAXIS de calcul ce rapport est pris égal à 0,9 par défaut.

Le déviateur de contrainte ultime q_f [92, 93, 94] et la valeur de q_a sont donné par :

$$q_f = (c \cdot \cot \varphi - \sigma_3) \quad (4.12)$$

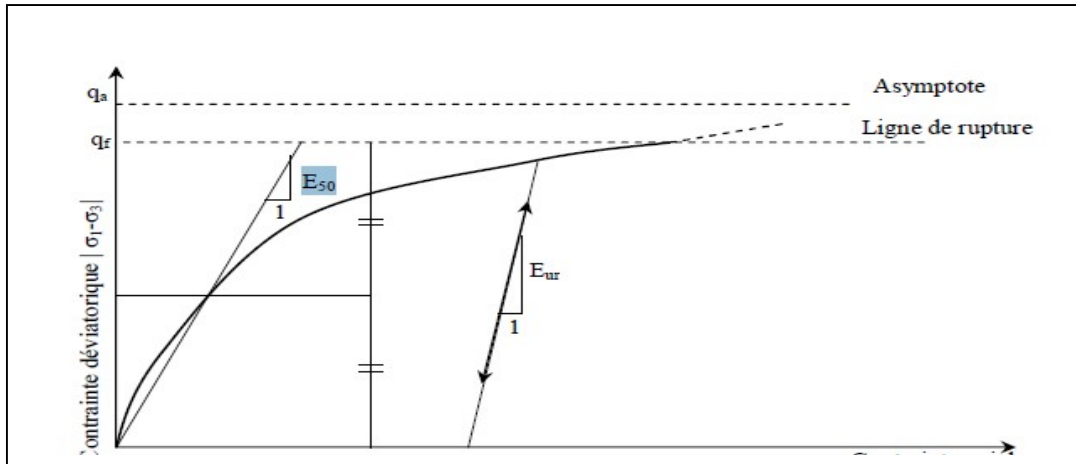


Figure 4.11. Relation entre déformation axiale σ et déviateur de contraintes ε du modèle HSM [95].

b) Les modules

La pression de référence P^{ref} correspond au module d'élasticité de référence pour le déchargement et le rechargement.

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cot \varphi - \sigma_3}{c \cdot \cot \varphi - P^{ref}} \right)^m \cdot P^{ref} = 100 \text{ (unité de contrainte)} \quad (4.13)$$

$m - c$ 'est un paramètre variant de 0.5 à 1 [94].

Pour la décharge et la recharge on prend :

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cot \varphi - \sigma_3}{c \cdot \cot \varphi - P^{ref}} \right)^m \quad (4.14)$$

Le module d'élasticité E_{oed} est exprimé par l'équation:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos \varphi - \sigma_3 \sin \varphi}{c \cdot \cos \varphi - P^{ref} \sin \varphi} \right)^m$$

E_{oed}^{ref} est le module tangent œdométrique correspondant à P^{ref} .

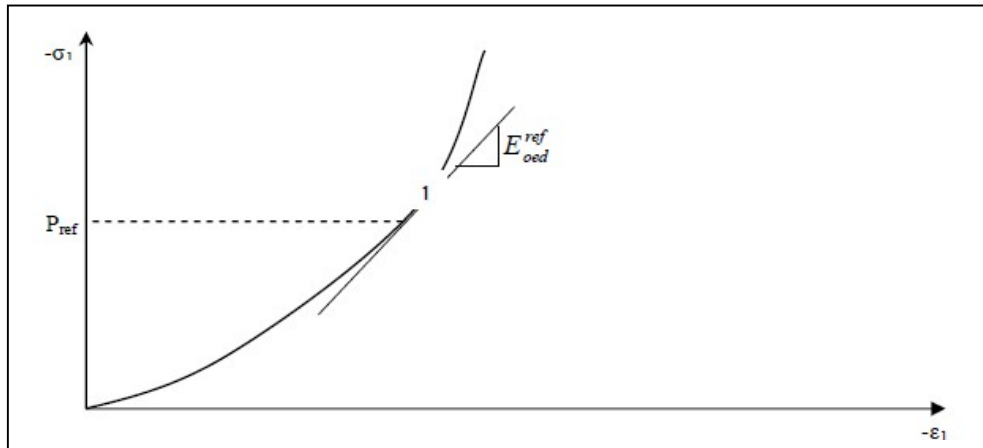


Figure 4.12. Définition de E_{oed}^{ref} dans les résultats de l'oedomètre.[95]

d) La surface de rupture

Cette surface est illustrée sur la figure 4.13

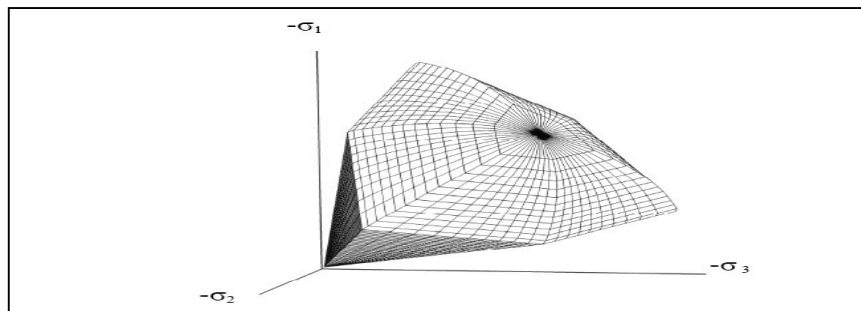


Figure 4.13. Surface de rupture du HSM.[95]

e) Surfaces de charge

La forme de ces surfaces dans le plan q-p dépend du paramètre d'écrouissage (figure 4.14).

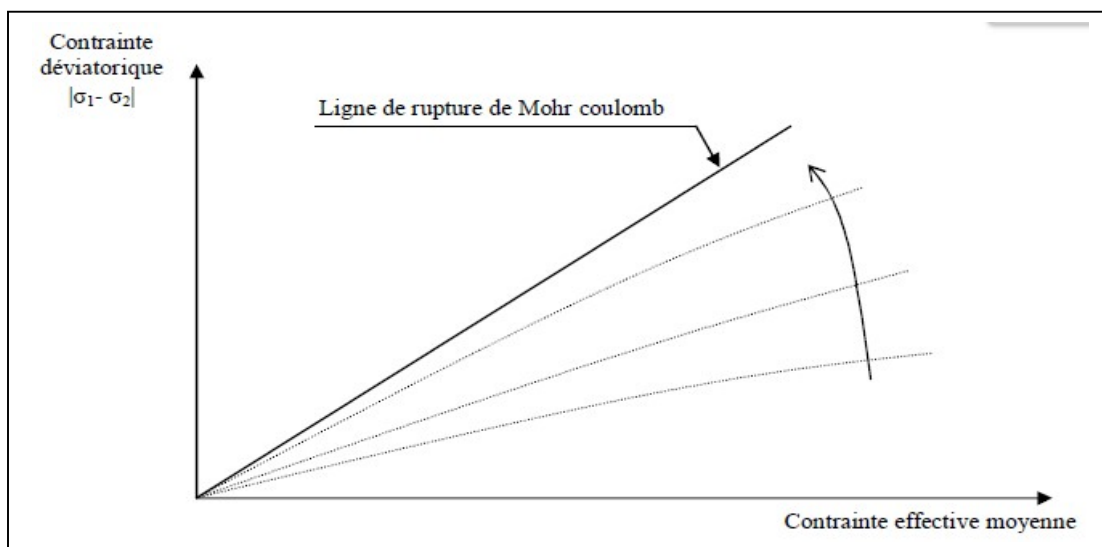


Figure 4.14. visualisation des surfaces de charges successives du HSM[95].

4.4.2. Le modèle pour sols mous (Soft Soil Model SSM)

Le modèle de Cam Clay repose sur la théorie de l'effet d'écrouissage, qui décrit le phénomène se produisant dans les argiles lorsqu'elles sont soumises à une pression moyenne. Ce phénomène entraîne une diminution de la teneur en eau de l'argile et renforce sa résistance. Ce modèle a été initié dans les années 60 par les chercheurs Roscoe et Shoffield de l'université de Cambridge. **Soft Soil Model** est un modèle élasto-plastique qui présente une surface de charge délimitant les états de contrainte admissibles et non admissibles. Dans la surface sous-jacente, le matériau conserve son élasticité, mais une fois cette limite franchie, les contraintes deviennent irréversibles. Une surface de plasticité associée est utilisée pour définir cette limite dans l'espace des contraintes effectives.

a) Les paramètres de compressibilité du sol (Cam-Clay modifié (CCM))

Lors d'essais de laboratoire, le comportement œdométrique est caractérisé par les paramètres C_c et C_s . Ces paramètres jouent un rôle essentiel dans la détermination de la position des lignes de consolidation vierge ou des lignes de gonflement. Lorsque l'axe des contraintes est représenté sur une échelle logarithmique, il devient nécessaire de modifier les définitions des paramètres C_c et C_s en utilisant les valeurs λ et K .

Dans le contexte actuel, l'axe des ordonnées représente l'indice des vides. Il peut être pertinent de substituer cet indice par la déformation volumique, qui est équivalente à la déformation axiale utilisée dans l'essai œdométrique. Ainsi, les paramètres λ^* et K^* sont employés. Ces paramètres sont présents dans les expressions du tableau 4.1 pour l'indice des vides variable. Toutefois, dans la plupart des cas, on peut considérer ce paramètre comme constant, avec une valeur équivalente à celle initiale. Les relations suivantes, fournies dans le tableau 4.1 ci-dessous, permettent d'estimer les paramètres κ et λ valorisés par CCM, qui correspondent respectivement au poids propre et au coefficient de Poisson [96].

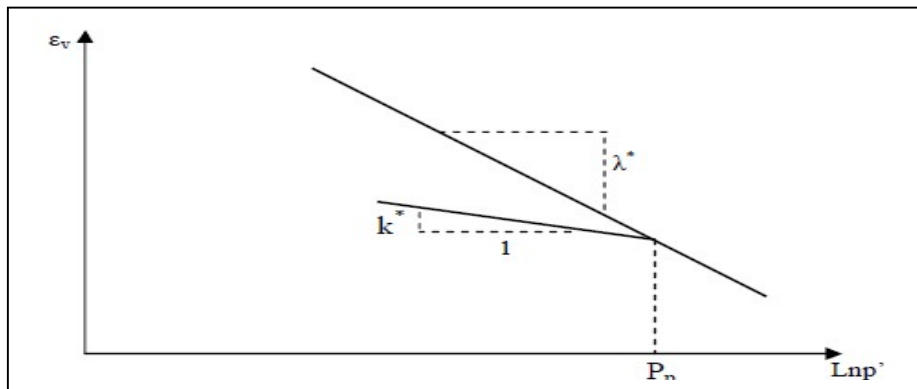
Les relations présentées dans le tableau 4.1 permettent d'estimer les paramètres κ^* et λ^* :

Le paramètre κ^* est l'indice du gonflement, qui joue un rôle important dans la compressibilité du matériau lors de la décharge et de la recharge. Le rapport entre λ^* et κ^* est identique au rapport entre λ et κ . L'indice de compression modifié, λ^* , est utilisé pour évaluer la compressibilité du matériau lors de la première charge. Il est important de noter que λ^* diffère de l'indice λ utilisé par Burland (1965) [97].

paramètres de compressibilité et de gonflement λ et κ .	
$\lambda^* = \frac{\lambda}{1+e}$	$\kappa^* = \frac{\kappa}{1+e}$
les paramètres "hollandais"	
$\lambda^* = \frac{\lambda}{C_p}$	$\kappa = \frac{1-v_{ur}}{1+v_{ur}} \frac{3}{C_p}$
les indices de compressibilité et de gonflement	
$\lambda^* = \frac{C_c}{2.3(1+e)}$	$\kappa = 3.3 \frac{1-v_{ur}}{1+v_{ur}} \frac{C_s}{1+e}$

Tableau 4.1. Paramètres de compressibilité et de gonflement λ et κ .

Les définitions de ces paramètres sont présentées dans la figure 4.15.



La Figure 4.15. Illustration de la relation logarithmique entre la déformation volumique et la contrainte moyenne.

b) Paramètre de contrainte K_0

Pour définir la forme de la surface d'érouissage dans le plan $p - q$, la valeur du paramètre M peut être calculée à l'aide de la formule suivante, qui tient compte de K_0 .

$$M = \sqrt[3]{\frac{(1-K_0^{NC})^2}{(1+2K_0^{NC})^2} + \frac{(1-K_0^{NC})(1-2v_{ur})(\lambda^*/K^*-1)}{(1+2K_0^{NC})(1-2v_{ur})\lambda^*/K^* - (1-K_0^{NC})(1+v_{ur})}} \quad (4.15)$$

$$M = 0.3 - 2.8 K_0^{NC} \quad (4.16)$$

c) Coefficient de poisson

Dans le modèle de Cam-Clay et ses dérivés, tels que le SSM, le coefficient de Poisson joue un rôle important dans la détermination des comportements élastiques. Lors d'un essai œdométrique de charge-décharge, ce paramètre permet de simuler la réduction moins rapide des contraintes horizontales par rapport aux contraintes verticales.

Le coefficient de Poisson ne peut pas être directement lié à une valeur de KNC 0, mais plutôt à une valeur plus faible, soit 0.1 ou 0.2.

$$\frac{\nu_{ur}}{1-\nu_{ur}} = \frac{\Delta\sigma_{xx}}{\Delta\sigma_{yy}} \quad (4.17)$$

f) calcul de la surconsolidation

La pression de préconsolidation (P_c) peut être calculée à l'aide du logiciel Plaxis en utilisant les données de cohésion non drainée. Lorsque le matériau est surconsolidé, il est possible de prendre en considération le degré de surconsolidation (OCR) ou le poids des terres préconsolidées. Ainsi, le logiciel Plaxis offre la possibilité d'incorporer ces facteurs pour obtenir une estimation plus précise de la pression de préconsolidation.

3.6.5. Modèle de fluage SSCM (Soft Soil Creep Model)

Le modèle SSCM est capable de modéliser l'écroûissage des sols mous, sans la prise compte de la consolidation secondaire. La consolidation secondaire se produit lorsqu'une déformation axiale continue d'évoluer dans un essai œdométrique après la fin de la consolidation primaire. Les matériaux qui ont été présents pendant une période prolongée subissent une transformation connue sous le nom de presque-préconsolidation.

La figure 4.16 ci-dessous résume ce phénomène. Les déformations secondaires, telles que les tassements différés, surviennent principalement sur des sols argileux mous.

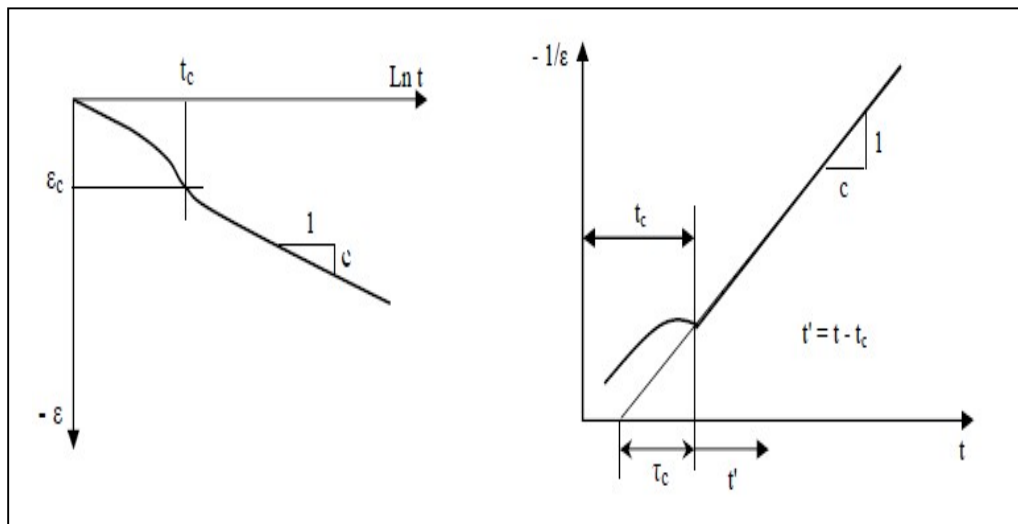


Figure 4.16 : Impact du temps sur les essais œdométriques.

Le modèle de fluage SSCM (Soft Soil Creep Model) des sols mous a étendu sa capacité à représenter les variations dans le domaine p-q en intégrant des surfaces de contrainte qui reflètent les modifications observées pendant le processus de consolidation secondaire le long de l'axe isotrope. Grâce à cette intégration, le modèle offre une meilleure appréhension de l'évolution des sols mous et de leurs caractéristiques de fluage.

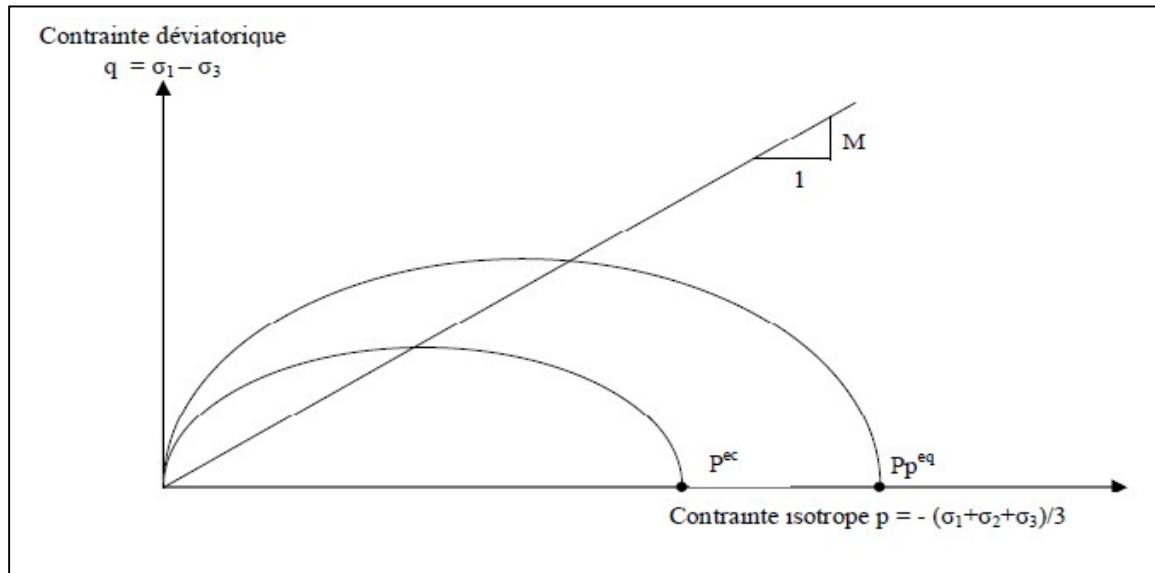


Figure 4.17 : Le modèle SSCM dans un plan p-q [95]

Formules définissant les paramètres :

$$M = \frac{6 \sin \varphi_{cv}}{3 \sin \varphi_{cv}} \quad (4.18)$$

$$p^{eq} = \sigma' \left[\frac{1+2K_0^{NC}}{3} + \frac{3(1-K_0^{NC})^2}{M^2(1+2K_0^{NC})} \right] \quad (4.19)$$

Les paramètres du SSCM

La définition du paramètre de fluage μ^* est la suivante

$$u^* = \frac{C_a}{2.3(1+\epsilon)} \quad (4.20)$$

4.4. Présentation du code de calcul FLAC

Le logiciel Flac est une puissante plateforme de simulation basée sur la MDF, utilisée en 2D et 3D. Son objectif principal est de faciliter l'analyse du comportement des structures placées dans des matériaux tels que les sols, les roches, et d'autres substances qui peuvent subir un écoulement plastique une fois leurs limites d'élasticité dépassées. Cette application est particulièrement bénéfique pour mener des études complexes en géotechnique, ainsi que pour analyser les interactions entre le sol, la roche et la structure, notamment dans le cadre de l'étude de barrages en terre ou en béton.

Flac permet de modéliser les matériaux en utilisant des éléments ou des zones qui sont regroupés dans un maillage personnalisable, permettant ainsi d'obtenir l'élément recherchée pour la simulation. Chaque élément du maillage réagit aux forces appliquées ou aux conditions frontières en se conformant à une loi de comportement, qu'elle soit linéaire ou non linéaire. De plus, le sol peut s'écouler et le maillage peut se déformer et se déplacer conjointement avec le sol qu'il représente, offrant ainsi une représentation réaliste des phénomènes étudiés.

Chapitre 4 : Méthodes de calcul appliquées et modèles de comportements

La méthode Lagrangienne et la discrétisation employées dans Flac garantissent une modélisation explicite de la rupture plastique et de l'écoulement, ce qui permet d'effectuer des calculs étendus en 2D sans avoir recours à une mémoire considérable. En effet, l'avantage réside dans l'absence de nécessité de former une matrice.

Flac 2D et son macro-langage Fish qui est langage de programmation intégré permet à l'utilisateur de développer ses propres fonctions et variables, ainsi que des procédures et des sorties graphiques personnalisées. Fish a été développé en réponse aux demandes des utilisateurs pour effectuer des tâches difficiles ou impossibles à réaliser avec les structures de programme existantes. Le modèle de Flac2D peut être créé en utilisant l'interface graphique de FLAC ou en entrant des commandes pour la géométrie de l'ouvrage, la géologie, les conditions aux limites, les excavations, les chargements, etc. Les lois de comportement et la visualisation des résultats peut également être effectuée en utilisant l'interface graphique ou des commandes (figure 4.18).

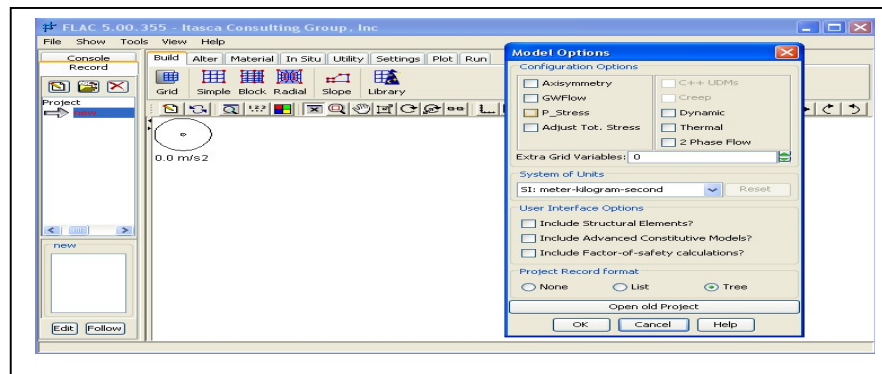


Figure 4.18. Interface de saisie des données pour FLAC 2D .

4.4.1. Le principe de calcul

Ce principe, dans le contexte de la résolution explicite est illustré par la Figure 4.19. Au cours d'un intervalle de temps Δt , toutes les variables à évaluer sont mises à jour à chaque étape en utilisant des valeurs constantes pendant cette période de calcul. Cette approche fondamentale garantit une actualisation correcte des valeurs des variables à chaque itération.

Dans cette méthode, les équations du mouvement sont d'abord utilisées pour calculer les vitesses et les déplacements en fonction de l'accélération, qui est déduite de la somme des forces et des contraintes. Ensuite, les déformations sont obtenues à partir des déplacements en intégrant les vitesses, et les nouvelles contraintes sont estimées en utilisant les relations du modèle rhéologique.

Lors de l'évaluation des nouvelles contraintes, les vitesses calculées dans l'étape précédente ne sont pas modifiées. Cette hypothèse repose sur la minimisation de la portée du problème selon Itasca Consulting Group (2002). En effet, en choisissant un intervalle de temps Δt suffisamment

petit, l'information ne peut pas se propager d'un élément à l'autre pendant cette période. Ainsi, les éléments voisins ne peuvent pas s'influencer mutuellement pendant le calcul. Cette approche est basée sur l'idée que la vitesse de propagation de l'onde de calcul est toujours supérieure à celle des ondes physiques, ce qui permet de conserver les valeurs connues et utilisées pendant la durée Δt .

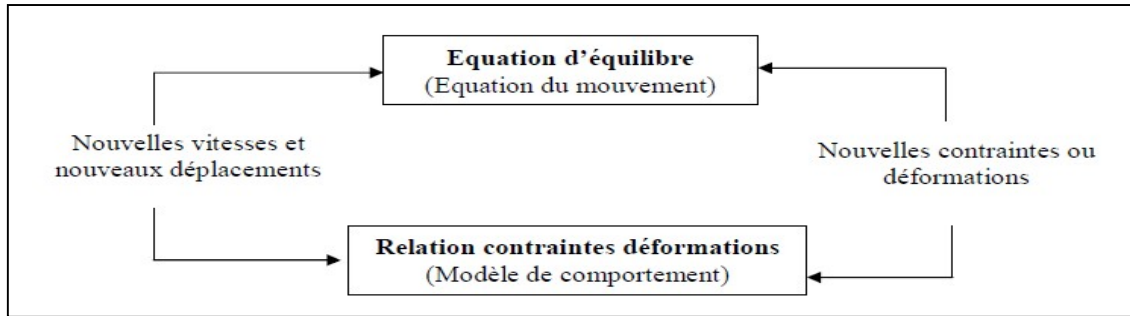


Figure 4.19: Phases de calcul élémentaire basées sur des différences finies en mode explicite, d'après Itasca.

4.4.2. Les modèles de comportement utilisés par Flac

Les modèles de comportement utilisés par le logiciel FLAC sont classés en trois groupes principaux, à savoir :

1. Les modèles nuls (matériau excavé)

Pour représenter les zones de sol excavées, on utilise le modèle de matériau nul où les contraintes sont automatiquement établies à zéro.

$$\sigma_{ij}^N = 0 \quad (4.21)$$

2. Les modèles élastiques

Ces modèles comportent trois catégories :

Le modèle élastique isotrope.

La description du comportement des matériaux est simplifiée par l'utilisation du modèle élastique isotrope. Ce modèle est applicable aux matériaux homogènes, isotropes et continus, où la relation entre contrainte et déformation est linéaire et ne présente pas d'hystérésis lors de la décharge. Dans le cadre de ce modèle élastique isotrope, les contraintes sont générées en réponse aux variations de déformation conformément à la loi inverse de Hooke, qui établit une relation linéaire.

$$\Delta\sigma_{ij} = 2 G\Delta\varepsilon_{ij} + \alpha 2 \Delta\varepsilon_{kk}\delta_{ij} \quad (4.22)$$

$\alpha 2$ qui est une constante du matériau liée au module de compressibilité K , et au module de cisaillement G est définie par :

$$\alpha 2 = K - \frac{2}{3}G \quad (4.23)$$

Les nouvelles valeurs des contraintes alors déduites de la relation sont :

$$\sigma_{ij}^N = \sigma_{ij} + \Delta\sigma_{ij} \quad (4.24)$$

- Le modèle élastique orthotrope décrit un matériau qui présente trois plans de symétrie perpendiculaires les uns aux autres.
- Le modèle élastique transverse permet de simuler des couches élastiques superposées avec des propriétés d'élasticité variant dans les directions perpendiculaires et parallèles aux couches.

3. Les modèles élastoplastique

On citera parmi ces modèles :

a) Le modèle de Mohr-Coulomb

Pour représenter la rupture par cisaillement dans les sols et les roches, on utilise le modèle de Mohr-Coulomb. Par exemple, les résultats expérimentaux présentés par Vermeer et de Borst (1984) ont confirmé la validité du critère de Mohr-Coulomb en utilisant des sables et du béton. Ce modèle repose sur une enveloppe de rupture qui suit le critère de Mohr-Coulomb, représentant ainsi une limite de cisaillement définie. La position d'un point de contrainte sur cette enveloppe est déterminée en appliquant une règle d'écoulement non associée pour la rupture par cisaillement, et une règle d'écoulement associée pour la rupture par tension.

• Composantes généralisées des contraintes et déformations

Le critère de Mohr Coulomb dans le logiciel Flac2D est formulé en fonction des contraintes principales, à savoir σ_1, σ_2 et σ_3 , qui correspondent aux composantes du vecteur de contrainte généralisé pour ce modèle (avec $n = 3$). Quant aux déformations principales $\varepsilon_1, \varepsilon_2$ et ε_3 , elles représentent les composantes du vecteur de déformation généralisé.

• Lois élastique incrémentale

La formulation incrémentale de la loi de Hook dépend des contraintes généralisées et des variations des contraintes.

de contraintes a la forme :

$$\Delta\sigma_1 = \alpha_1 \Delta\varepsilon_1^e + \alpha_2 (\Delta\varepsilon_2^e + \Delta\varepsilon_3^e) \quad (4.25)$$

$$\Delta\sigma_2 = \alpha_1 \Delta\varepsilon_2^e + \alpha_2 (\Delta\varepsilon_1^e + \Delta\varepsilon_3^e)$$

$$\Delta\sigma_3 = \alpha_1 \Delta\varepsilon_3^e + \alpha_2 (\Delta\varepsilon_1^e + \Delta\varepsilon_2^e)$$

Les constantes des matériaux α_1 et α_2 sont définies en termes du module de cisaillement G et du module de compressibilité K .

$$\alpha_1 = K + \frac{4}{3}G \quad (4.26)$$

$$\alpha_2 = K - \frac{2}{3}G \quad (4.27)$$

On obtient, en comparant ces formules avec l'expression qui définit la relation entre les variations des contraintes et les variations des déformations élastiques :

$$\Delta\sigma_i = S_i(\Delta\varepsilon_i^e) \quad i = 1, n \quad (4.28)$$

On obtient:

$$S_1(\Delta\varepsilon_1^e, \Delta\varepsilon_2^e, \Delta\varepsilon_3^e) = \alpha_1\Delta\varepsilon_1^e + \alpha_2(\Delta\varepsilon_2^e + \Delta\varepsilon_3^e) \quad (4.29)$$

$$S_2(\Delta\varepsilon_1^e, \Delta\varepsilon_2^e, \Delta\varepsilon_3^e) = \alpha_1\Delta\varepsilon_2^e + \alpha_2(\Delta\varepsilon_1^e + \Delta\varepsilon_3^e)$$

$$S_3(\Delta\varepsilon_1^e, \Delta\varepsilon_2^e, \Delta\varepsilon_3^e) = \alpha_1\Delta\varepsilon_3^e + \alpha_2(\Delta\varepsilon_1^e + \Delta\varepsilon_2^e)$$

- **Critère de rupture composé et règle d'écoulement**

Dans le modèle Flac 2D, le critère de rupture utilisé est le critère prenant en compte les contraintes de traction de Mohr Coulomb. Les trois contraintes principales sont définies de manière à respecter l'ordre $\sigma_1 \leq \sigma_2 \leq \sigma_3$ (4.30)

La représentation graphique de ce critère peut être visualisée dans le plan (σ_1, σ_3) , comme illustré dans la figure 4.20. Il est important de souligner que les contraintes de compression sont exprimées de manière négative. Dans cette représentation, la fonction $f(\sigma_1, \sigma_2) = 0$ permet d'observer clairement l'enveloppe de rupture définie par le critère de Mohr-Coulomb, où $f_t=0$. Cette enveloppe s'étend du point A au point B et est visible sur le graphique.

$$f^s = \sigma_1 + \sigma_1 N_\varphi + 2 C \sqrt{N_\varphi} \quad (4.31)$$

De B à C, le critère de rupture $f_t=0$ est déterminé par une traction représentée par la fonction

$$f_t = \sigma_3 - \sigma^t \quad (4.32)$$

$$N_\varphi = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (4.33)$$

Il convient de souligner que la résistance en traction d'un matériau ne peut dépasser σ_3 , qui est déterminée par le point d'intersection de la droite $f^s=0$ et $\sigma_1 = \sigma_3$ dans le plan (σ_1, σ_3) planf. Cette valeur peut être calculée à l'aide de la formule suivante:

$$\sigma_{max}^t = \frac{C}{\tan \varphi} \quad (4.34)$$

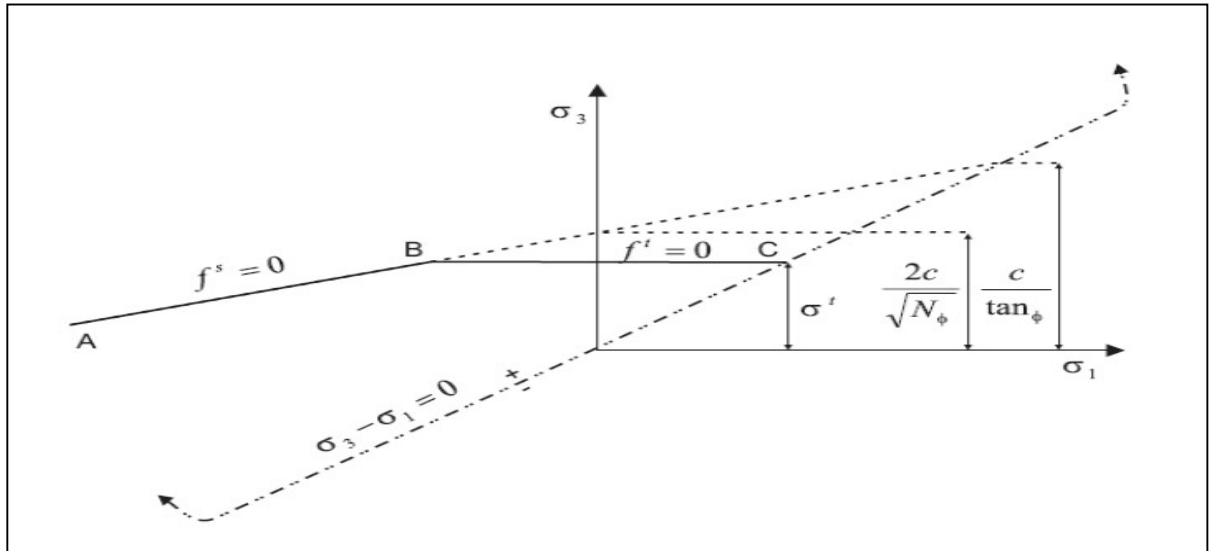


Figure 4.20. Critère de rupture dans le logiciel Flac 3D.

Dans la fonction potentielle, les fonctions g^s et g^t sont utilisées pour décrire respectivement l'écoulement plastique en cisaillement et en traction. La fonction g^s , qui représente une loi non associative, est exprimée de la manière suivante :

$$g^s = \sigma_1 - \sigma_3 N_\psi \quad (4.35)$$

$$N_\psi = \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi} \quad (4.36)$$

La fonction g^t dont la formule (4.37) est donnée ci-dessous représente une règle d'écoulement non associée

$$g^t = -\sigma_3 \quad (4.37)$$

La règle d'écoulement est définie de manière exclusive en utilisant la technique suivante. Nous introduisons une fonction $h(\sigma_1 - \sigma_3)$, qui est représentée par la diagonale entre les graphiques $f^s = 0$ et $f^t = 0$ dans le plan $(\sigma_1 - \sigma_3)$. (figure 3.22).

La fonction est choisie en considérant ses aspects positifs et négatifs, tels qu'illustrés sur la figure, et elle adopte la structure suivante :

$$h = \sigma_3 - \sigma^t + a^p(\sigma_1 - \sigma^p) \quad (4.38)$$

Où a^p et σ^p sont des constantes définies par

$$a^p = \sqrt{1 + N_\phi^2} + N_\phi \quad (4.39)$$

$$\sigma^p = \sigma^t N_\phi - 2C\sqrt{N_\phi} \quad (4.40)$$

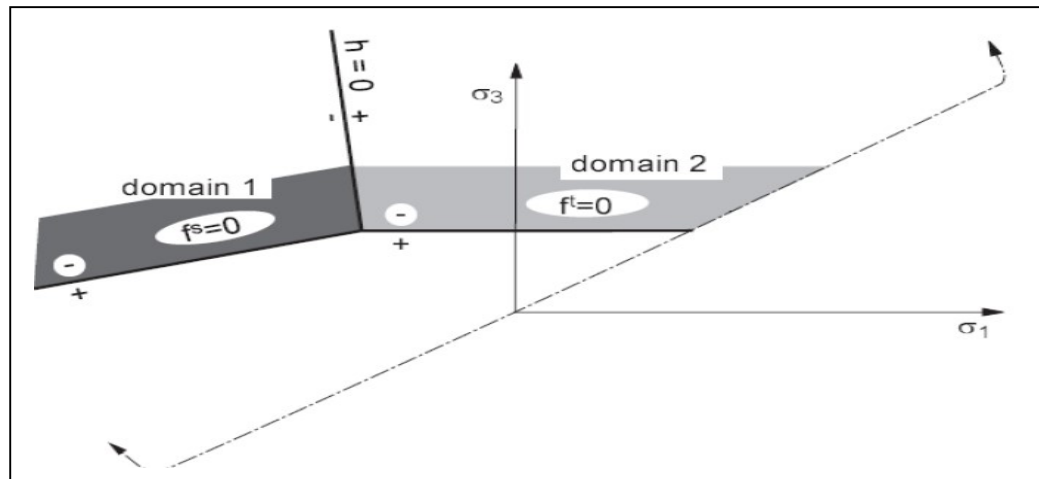


Figure 4.21. Domaines pris en compte dans la définition de la règle d'écoulement pour le modèle Mohr-Coulomb.

Dans le plan $(\sigma_1 - \sigma_3)$, il existe un point qui représente une estimation élastique violant la fonction limite. Ce point est situé soit dans le domaine 1, soit dans le domaine 2, correspondant respectivement au domaine négatif ou positif de la fonction $h = 0$ (voir figure 4.21).

Si le point de contrainte se trouve dans le domaine 1, cela signifie qu'une rupture par cisaillement est déclarée. Dans ce cas, le point de contrainte est déplacé le long de la courbe $f^s = 0$ à l'aide d'une règle d'écoulement dérivée qui utilise la fonction potentiel g^s .

Si le point se trouve dans le domaine 2, cela indique qu'une rupture par cisaillement prend place et que le nouveau point de contrainte s'adapte à $f^t = 0$, en utilisant une règle d'écoulement dérivée qui adopte g^t .

b) Le modèle de Drucker-Prager

Le modèle élastoplastique de Drucker-Prager est fréquemment utilisé pour la modélisation des argiles molles qui possèdent un faible angle de frottement, cependant, il n'est pas recommandé pour d'autres utilisations. Sa présentation dans ce contexte vise principalement à établir une comparaison avec les résultats obtenus par d'autres algorithmes.

c) Le modèle radoucissant- durcissant

Le comportement non linéaire, à la fois radoucissant et durcissant, peut être modélisé à l'aide du modèle de radoucissement-durcissement. Ce modèle tient compte des variations attendues des propriétés du modèle de Mohr-Coulomb, qui sont représentées en fonction de la déformation plastique déviatorique.

d) Le modèle modifié de Cam Clay

Il est spécialement conçu pour la modélisation de matériaux tels que les argiles molles. Il prend en considération les variations de volume qui ont un impact sur la plupart des propriétés et la résistance au cisaillement.

e) Le modèle de Hoek-Brown

On utilise le critère de rupture de Hoek-Brown pour décrire la contrainte nécessaire à la rupture des roches et des masses rocheuses intactes. La surface de rupture correspondante à ce critère est non linéaire et dépend de la relation entre les contraintes principales maximales et minimales. En outre, ce modèle intègre une loi d'écoulement plastique qui se modifie selon les niveaux de contrainte spécifiques.

4.5. SYNTHÈSE

Le logiciel Plaxis utilise la MEF, tandis que Flac utilise la méthode DF. Ces méthodes font partie des méthodes de domaine, qui traitent le modèle comme un milieu continu et le découpent en éléments géométriques simples avec des propriétés mécaniques et géométriques spécifiques.

Les deux méthodes, bien qu'utilisant des approches différentes, aboutissent à un ensemble d'équations algébriques à résoudre.

On peut distinguer les deux méthodes par leur façon de traiter les matrices d'éléments. Dans la méthode implicite par éléments finis, ces matrices sont combinées en une seule matrice globale appelée matrice de « raideur ». En revanche, dans la méthode explicite DF, les équations sont mises à jour à chaque pas de calcul.

Conclusion

Les logiciels Plaxis et Flac adoptent des modèles de comportement du sol distincts dans le but de simuler la réponse dynamique du barrage en remblai de Ouarkiss. Notre choix pour évaluer la stabilité du barrage s'est porté sur le modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb, qui se base sur les paramètres suivant déjà décrits précédemment: E , ν , φ etc.

Dans le domaine des barrages hydrauliques, ce modèle est fréquemment utilisé pour décrire comment les sols réagissent lorsqu'ils sont soumis à des charges sismiques.

Ce bref rappel de la diversité des méthodes de calcul précédemment mentionnées peut être étendu pour aborder trois autres points clés qui mettent en évidence les principaux défis et limitations de ces méthodes. Il s'agit de l'approche drainée ou non drainée, ainsi que d'autres cas particuliers liés au comportement des structures hydrauliques face à différentes situations aléatoires.

b) Description du barrage de Ouarkiss

Le barrage spécifié est une digue en remblais avec un noyau argileux. Ses caractéristiques principales comprennent une crête située à une élévation de 954,5 mètres au-dessus du niveau de la mer (NGA), une hauteur de digue de 40 mètres, une longueur de crête de 407 mètres et une largeur de crête de 8 mètres. La largeur maximale au pied du profil atteint 216 mètres.

Dans sa conception générale, le barrage présente un parement amont incliné avec un rapport de 1 vertical pour 3 horizontal (1V/3H), ainsi qu'un parement aval incliné avec un rapport de 1 vertical pour 2,5 horizontal (1V/2,5H). Le corps du barrage intègre un noyau central symétrique en argile avec une largeur de noyau de 8 mètres. Les pentes amont et aval du noyau sont respectivement de 1 vertical pour 0,5 horizontal (1V/0,5H).

En ce qui concerne les matériaux utilisés pour les recharges, ils sont constitués de calcaires altérés en amont et en aval, ainsi que d'alluvions limoneuses/sableuses. De plus, des enrochements calcaires sont prélevés dans des zones d'emprunts situées au nord du site du barrage. Ces matériaux de recharge jouent un rôle essentiel dans la stabilité et la performance globale du barrage, en assurant une répartition adéquate des contraintes et en résistant aux forces hydrostatiques exercées par l'eau.

5.3 .Application

Conditions aux frontières

Pour résoudre l'équation de Mohr-Coulomb décrivant le comportement des matériaux granulaires sous contrainte, il est important de prendre en compte les conditions frontières appropriées suivantes :

1. Conditions frontières de contrainte :
 - Les contraintes appliquées aux frontières extérieures du domaine doivent être spécifiées. Cela signifie qu'on doit connaître les forces ou les contraintes appliquées sur les côtés, le dessus et le bas de la zone d'analyse.
2. Conditions frontières de déplacement :
 - Pour résoudre un problème de déformation, on doit spécifier les déplacements ou les déformations aux frontières du domaine. Par exemple, on peut avoir des déplacements imposés ou des conditions de glissement spécifiées.
3. Conditions frontières d'interaction sol-structure :
 - Lors de l'analyse du comportement d'une structure en interaction avec un sol, on doit tenir compte des conditions d'interaction entre la structure et le sol. Cela peut inclure des conditions de liaison ou des conditions d'adhérence spécifiques.
4. Conditions frontières de drainage :

- Lors de l'analyse du comportement des sols saturés, les conditions de drainage sont essentielles. On doit spécifier les conditions de drainage aux frontières du domaine pour tenir compte de l'écoulement de l'eau dans le sol.
5. Conditions frontières de temps :
- Si le problème implique des changements temporels dans les contraintes ou les déformations, on doit spécifier les conditions initiales et les conditions de chargement au fil du temps.

Il est essentiel également de comprendre les propriétés des matériaux, les conditions de chargement et les limites du problème pour choisir les conditions frontières adéquates. De plus, la résolution de l'équation de Mohr-Coulomb a pu être effectuée numériquement à l'aide de méthodes telles que la méthode des éléments finis, où 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 et les différences finis, où les conditions frontières sont intégrées dans les modèles numériques.

5.1. Code de calcul Plaxis 2D

a) Géométrie de la structure

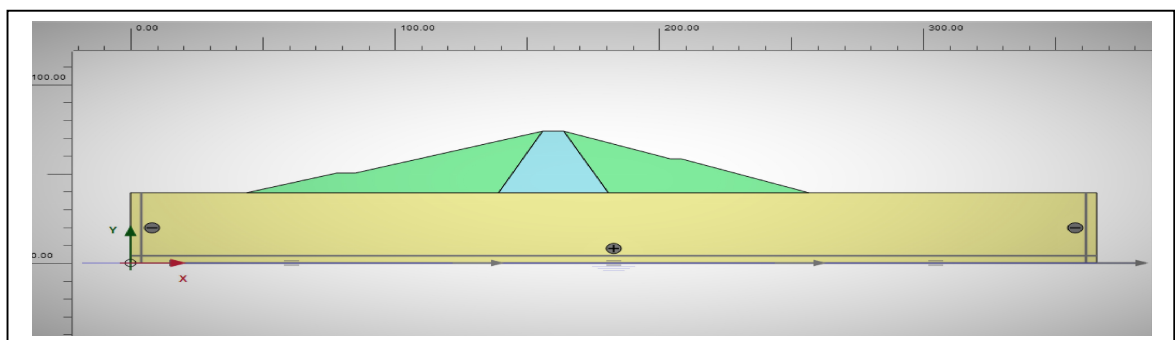


Fig. 5.2. géométrie de la structure.

b) Le modèle de comportement du sol

Les paramètres physico-mécaniques du modèle élastoplastique utilisés sont répertoriés dans le tableau suivant (5-3).

Mohr-Coulomb		Fondations	chargement aval	Noyau	chargement amont
Type		Non drainé	Drainé	Non drainé	Drainé
γ_{nonsat}	[kN/m ³]	26.5	19	19.3	19
γ_{sat}	[kN/m ³]	27.5	20.3	22.3	20.3
K _x	m/s	1E -09	1E -05	1E -09	1E -05
K _y	m/s	1E -09	1E -05	1E -09	1E -05
ν	[-]	0.31	0.28	0.35	0.28
E _{ref}	[kN/m ²]	450 000	800 000	643140	800 000
C _{ref}	[kN/m ²]	8	5	10	5
Φ	[°]	35	30	20	30
ψ	[°]	34	30	10	30
R _{inter.}	[-]	1	1	0.5	1

Tableau 5.1.Caractéristiques physico-mécaniques des sols.

c) Maillage

L'analyse du comportement dynamique du barrage est réalisée en utilisant la MEF. Le barrage a été divisé en 1353 éléments discrets. La discrétisation du barrage a été effectuée de manière à obtenir des éléments triangulaires avec 6 nœuds. Le maillage de la structure du barrage comprend 3135 nœuds avec deux degrés de liberté (u_x, u_y), comme illustré sur la figure.5.3.

Nous avons opté pour un maillage à six nœuds, car il est facile à générer par Plaxis et nécessite peu d'éléments et de nœuds par rapport à un maillage à 15 nœuds, ce qui mène à une optimisation du temps de calcul.

Le maillage de la structure est constitué de 1353 éléments et 3135 nœuds.

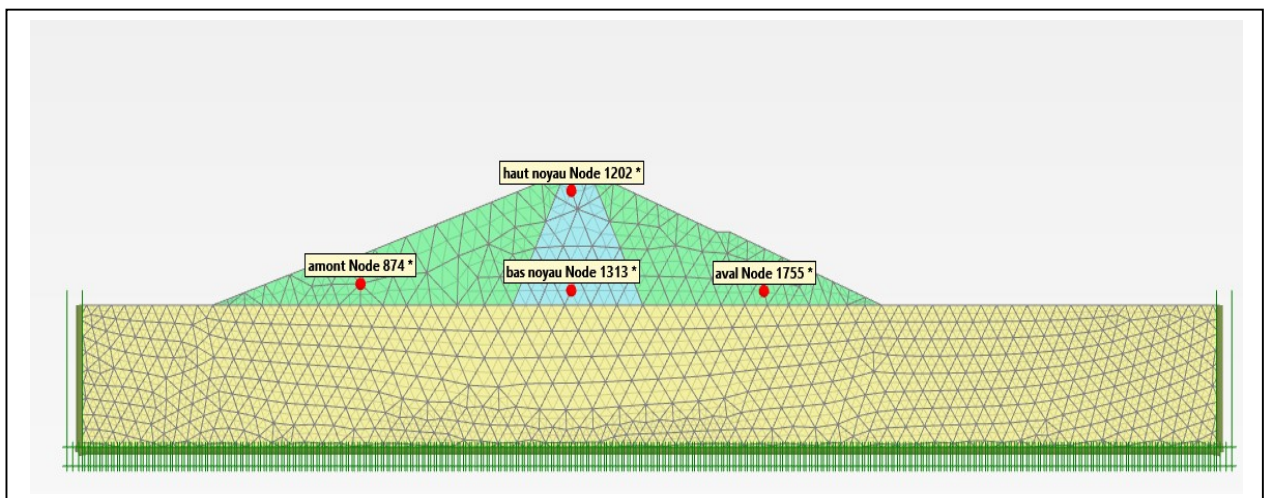


Figure 5.3 .maillages de la structure à 06 Nœuds avec des nœuds signifiants dans Plaxis 2D.

d) Phases de calcul

Le barrage est construit sur une fondation meuble, celle-ci étant aussi intégrée dans les calculs de stabilité. Différentes phases de calcul sont prévues.

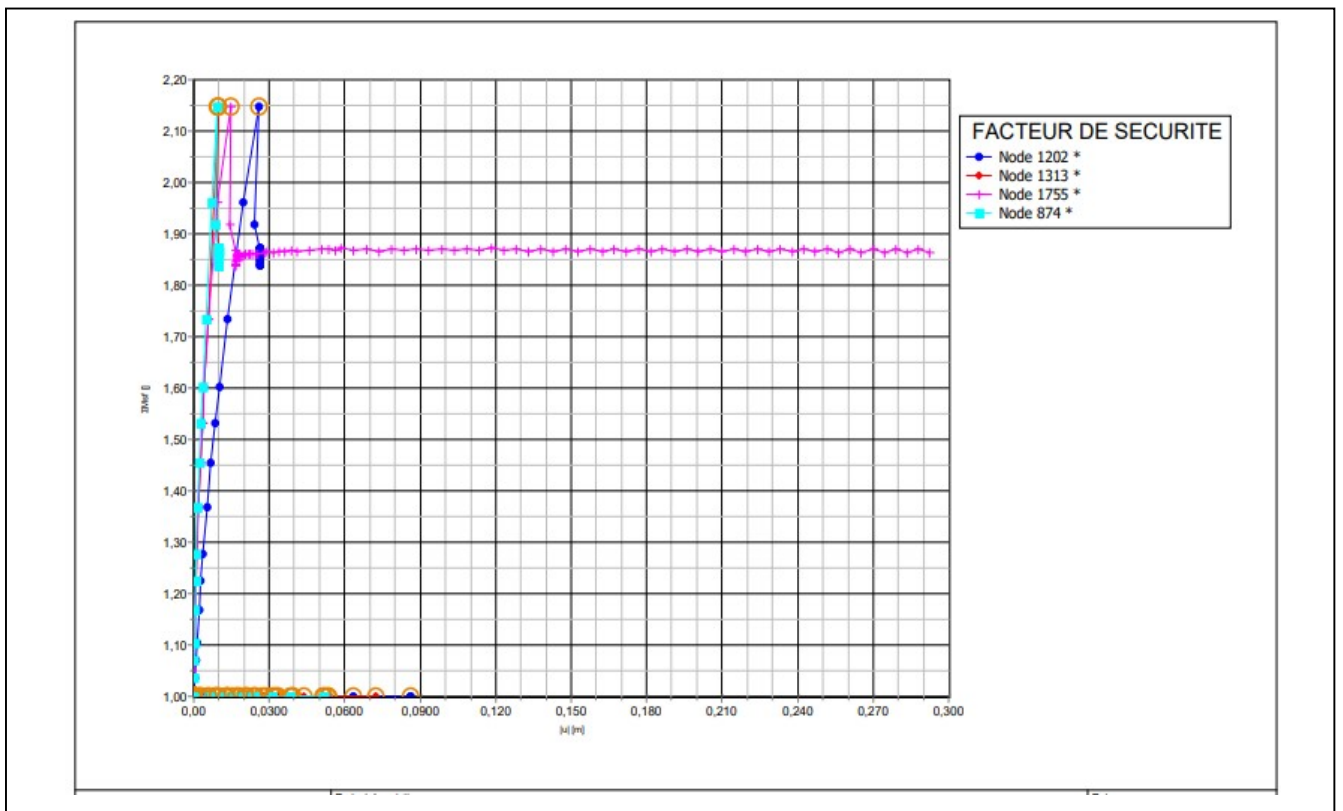
La première phase concerne l'analyse du comportement du barrage sur la base des paramètres de chacune des couches en fin de sa construction (barrage vide) ; La deuxième phase consiste à examiner le comportement du barrage pendant le remplissage graduel, en prenant en compte son propre poids, la poussée hydrostatique et les écoulements d'eau lorsque le barrage atteint son niveau de remplissage optimal.

Dans la troisième phase, l'analyse se concentre sur le comportement dynamique du barrage lorsqu'il est complètement rempli et soumis à un séisme. Dans cette analyse, les déplacements des ondes sismiques horizontales sont supposés se déplacer de l'amont vers l'aval du barrage.

e) Commentaires sur les résultats obtenus par simulation

1. Calcul de stabilité du barrage à la phase finale de sa construction (lorsqu'il est vide)

Les calculs numériques qui ont été effectués à l'aide du logiciel PLAXIS pour évaluer la phase finale de la construction du barrage en quatre positions différentes (le bas et le sommet du noyau, coté amont et aval) donnent un coefficient de sécurité au glissement $F_g = 2,148$ tel qu'indiqué sur la figure 5.4.



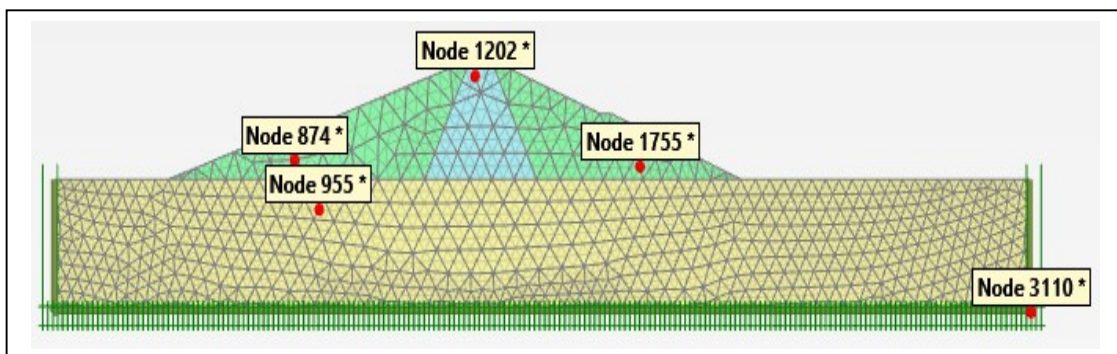
La figure 5.4. Facteur de sécurité à quatre positions du barrage.

Chapitre 05 : Simulation de la réponse dynamique du barrage en terre de OUARKISS

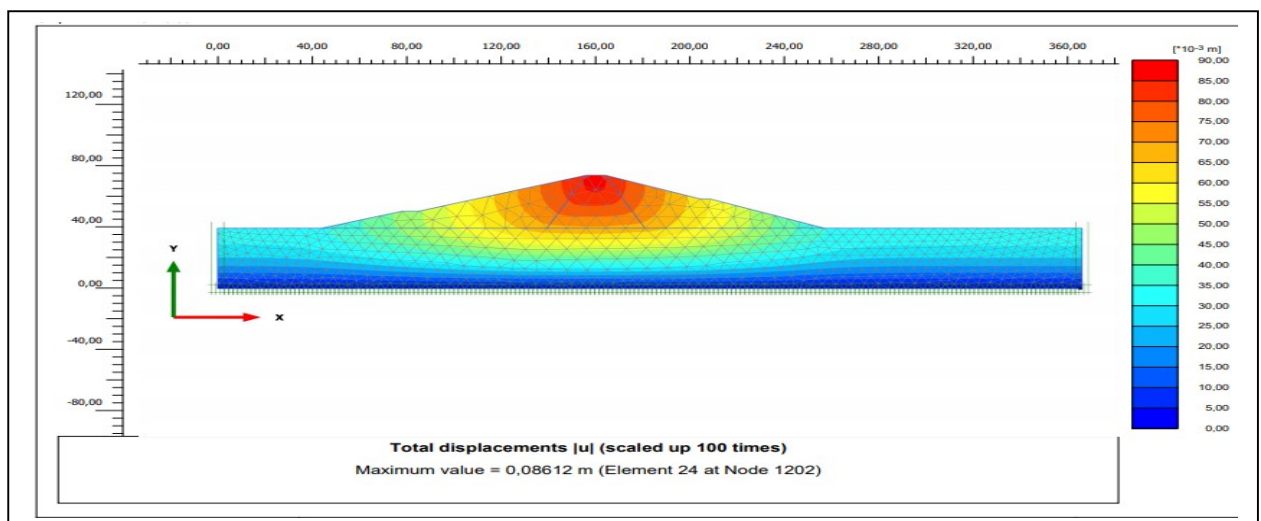
L'analyse a été effectuée après la construction du barrage par étapes. Dans cette analyse, le réservoir a été considéré comme vide, ce qui implique l'utilisation de matériaux secs uniquement et la prise en compte uniquement du poids propre des matériaux. Les figures 5.6, 5.7 et 5.8 présentent respectivement les variations des déplacements totaux (U_{Total}), des déplacements horizontaux (U_x) et des déplacements verticaux (U_y) en fonction de la hauteur et de la largeur du barrage.

On observe une amplification des déplacements totaux à mesure que l'on s'éloigne de la fondation. La valeur maximale du déplacement total, $U_{Total\ max} = 0,086\ m$, est atteinte au sommet du barrage, au nœud 1202. Les déplacements verticaux deviennent plus significatifs à mesure que l'on s'éloigne de la fondation, et leur valeur maximale est également atteinte au sommet du barrage, au nœud 1202. La valeur minimale des déplacements se situe au nœud 3110, à proximité de la fondation.

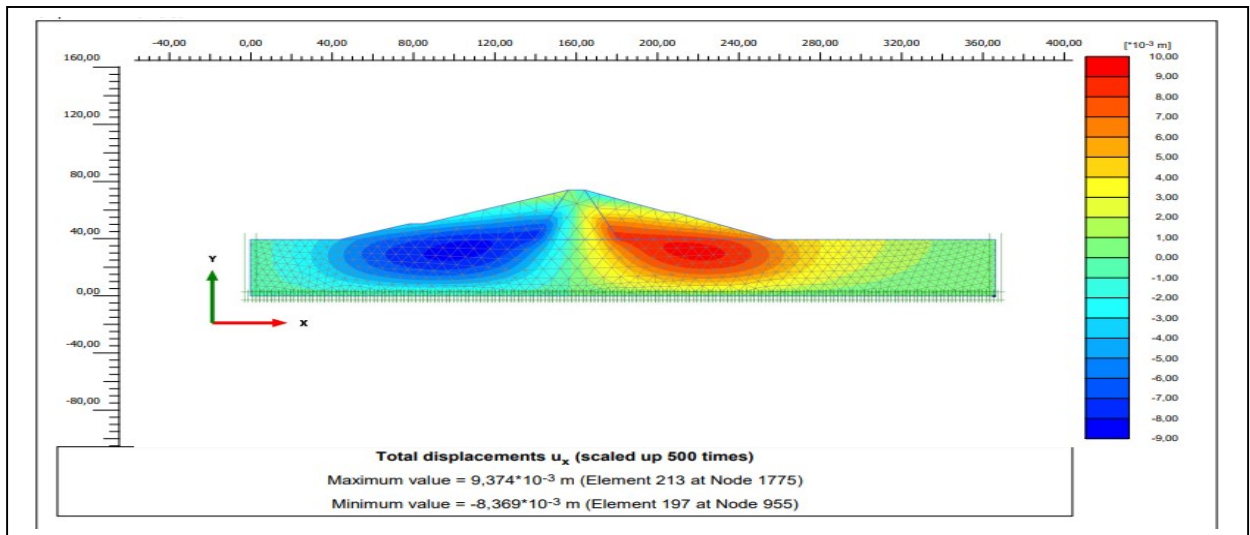
De plus, les déplacements horizontaux augmentent également en s'éloignant du noyau vers les deux extrémités. Les valeurs maximales sont observées aux nœuds 1755 et 874, correspondant respectivement aux recharges aval et amont.



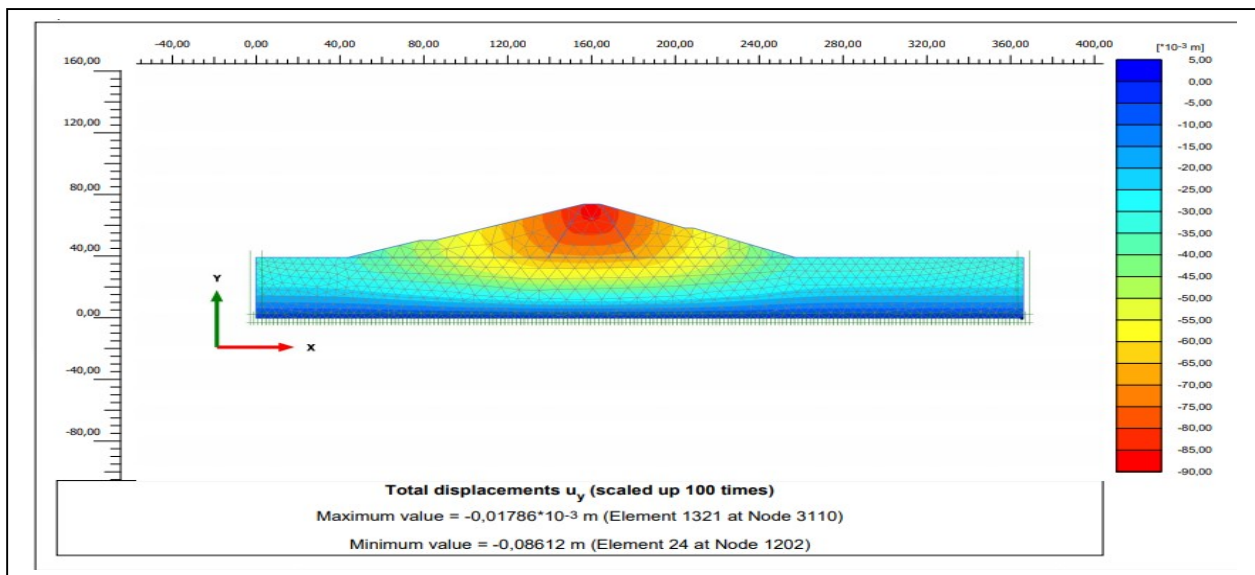
La figure 5.5. Positionnements des nœuds dans le corps du barrage.



La figure 5.6. Déplacements sous l'effet du poids propre $U_{Total\ max} = 0,086\ m$, nœud 1202.



La figure 5.7. Déplacement horizontal ($u_x = 9,37 \cdot 10^{-3}$ m, Nœud 1775 et $u_x = -8,37 \cdot 10^{-3}$ m, Nœud 955)



La figure 5.8. Déplacement vertical $U_{y \min} = -0,0178 \cdot 10^{-3}$ m, nœud 3110.

$$U_{y \max} = 0,086 \text{ m, nœud 1202}$$

Le comportement du barrage en terre varie en fonction de nombreux facteurs tels que les conditions géologiques, les propriétés du sol, la géométrie du barrage et les charges appliquées sur celui-ci. Dans le cas d'un barrage vide, la pression de l'eau est absente et le poids propre du barrage est la seule charge exercée sur le sol. Cela entraîne des déplacements et des déformations très limités, ce qui indique que le corps du barrage en terre est rigide et peu déformable dans cette configuration. Cependant, d'autres facteurs tels que les séismes ou les variations de température peuvent entraîner des déformations importantes du barrage, nécessitant par conséquent, une surveillance accrue pour garantir la sécurité de la structure.

2. Calcul de la stabilité du barrage en tenant compte des charges hydrostatiques et du propre poids (barrage plein d'eau)

Les charges statiques, telles que la pression hydrostatique et le poids propre, sont considérées comme des charges permanentes et leur variation est négligeable. La réponse d'un barrage en terre à ces charges permanentes dépend principalement du comportement élastique des matériaux, c'est-à-dire leur capacité à se déformer sous l'effet des contraintes et à revenir à leur forme initiale lorsque ces contraintes sont relâchées. Le comportement élastique est influencé par plusieurs facteurs, tels que la nature des matériaux, leur densité, leur humidité et leur état de saturation. La prise en compte de ces facteurs est essentielle pour évaluer la réponse du barrage en terre à ces charges permanentes et pour garantir sa stabilité à long terme

Les déplacements ont été réinitialisés à zéro avant l'analyse. Après remplissage du barrage, nous avons obtenus les résultats illustrés dans les figures 5.10, 5.11 et 5.12. Ces figures montrent de façon éloquentes les déplacements totaux (U Total) sous l'influence du poids propre et de la charge hydrostatique, ainsi que les déplacements horizontaux (Ux) et les déplacements verticaux (Uy), en considérant la géométrie du barrage. Les résultats montrent que, le déplacement total maximal de 0,316 m est localisé au niveau de la crête du barrage, plus dans le nœud 1203.

Les déplacements horizontaux présentent des valeurs significatives au niveau du noyau central, notamment, dans les nœuds 1203, 1198 et 1267, et juste à la frontière du noyau dans le 1269. Ces valeurs diminuent graduellement du noyau vers les parements amont, aval et la fondation.

Les résultats de l'analyse montrent que les déplacements verticaux dans le barrage sont généralement faibles, sur toute l'étendue de la structure. Cependant, une exception est observée à la crête, où un déplacement vertical maximal de 0,316 m est enregistré dans le nœud 1203.

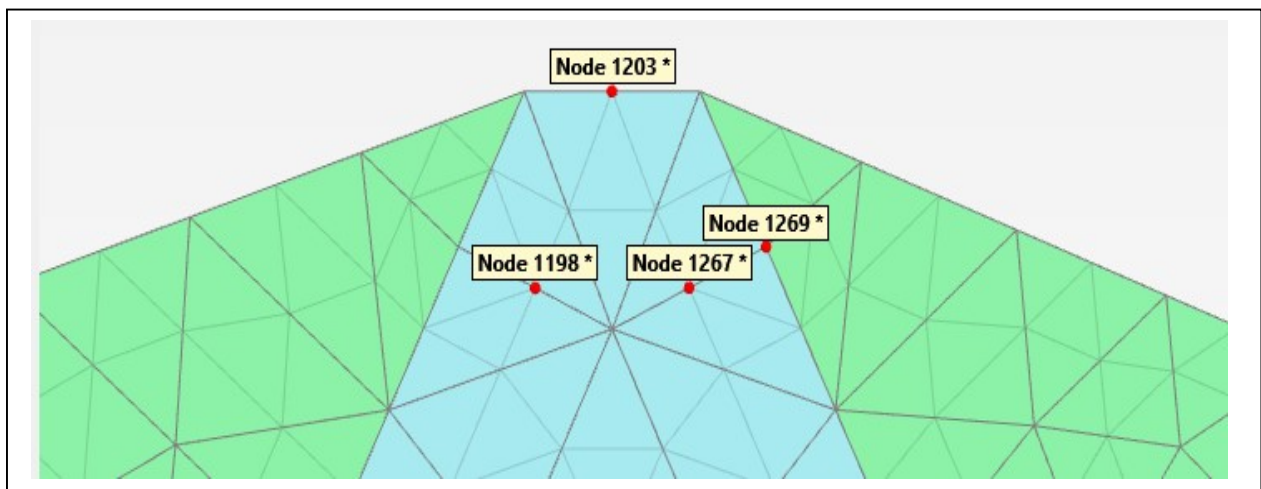


Figure 5.9. positionnements des nœuds à travers le corps de barrage.

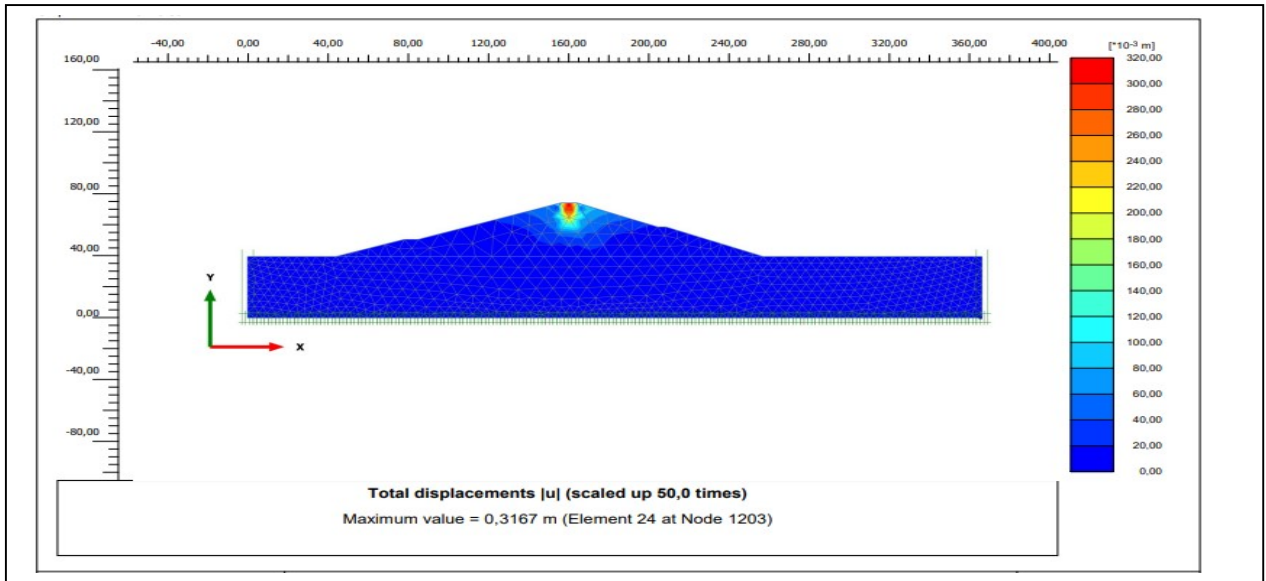


Figure 5.10. Déplacement Total $U_{total\ max} : 0,316\ m$, nœud 1203.

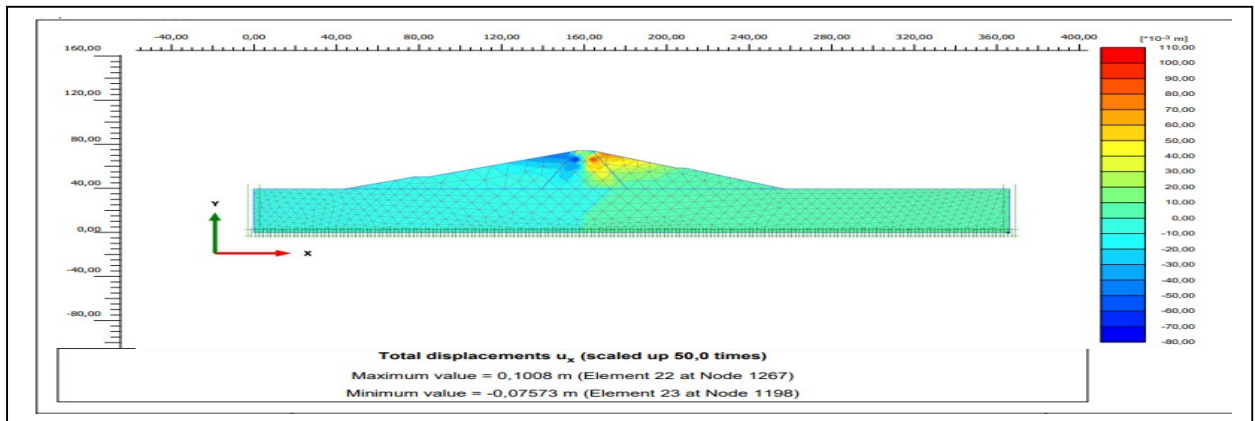


Figure 5.11. Déplacement horizontale $U_x\ max : 0.10\ m$, Nœud 1267
 $U_{x\ min} = -0,0753\ m$, Nœud 1198.

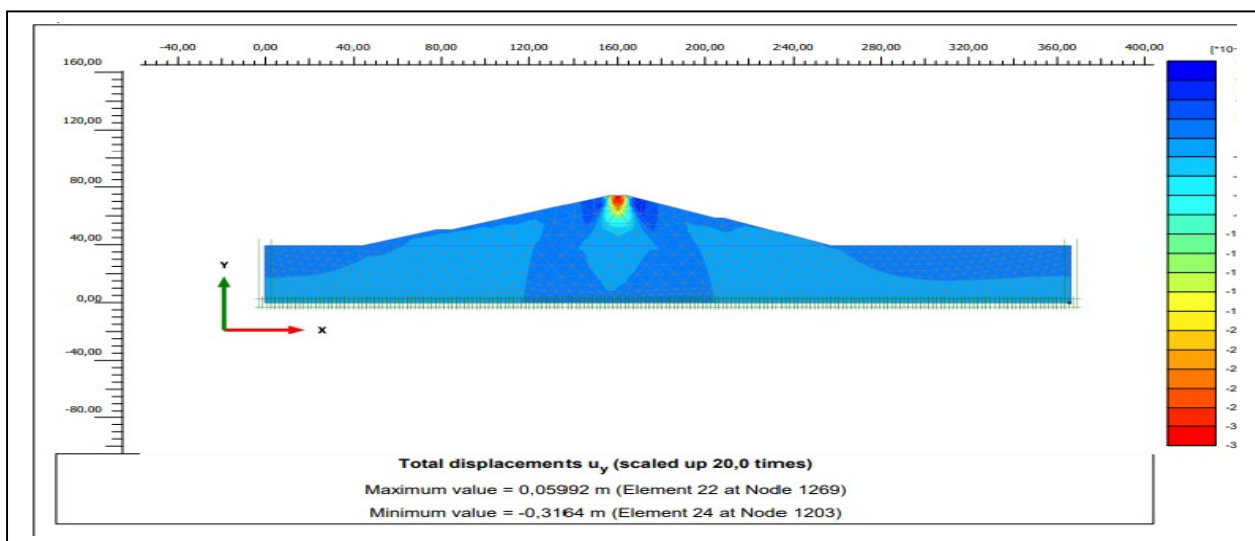


Figure 5.12. Déplacement vertical $U_y\ max : 0.05\ m$, Nœud 1269 et $U_{y\ min} = -0,316\ m$, Nœud 1203.

Lorsque le barrage est rempli à son niveau d'eau maximum, les déplacements engendrés par la seule charge hydrostatique peuvent atteindre une valeur maximale de 32 cm, approximativement, au niveau de la crête. Cette déformation est principalement due à la pression de l'eau appliquée sur la structure du barrage. L'effet de la charge hydrostatique est, ainsi, un facteur important à considérer pour l'analyse de la déformation du barrage. La déformation du corps du barrage est proportionnelle à la charge. Plus elle est élevée, plus la déformation est importante.

Le Tableau 5.2 présente les déplacements maximaux totaux, verticaux et horizontaux calculés, après construction et remplissage du barrage.

Cas	Déplacements		
	$U_{\text{tot max}}$	$U_x \text{ max}$	$U_y \text{ max}$
Barrage vide	0,086 m	9,37 mm	0,086 m
Barrage Plein	0,316 m	0.10 m	0,316 m

Tableau 5.2. Déformations maximales obtenues après construction et remplissage du barrage.

3. Étude du comportement dynamique du barrage soumis à une sollicitation sismique

A. Caractéristiques de la secousse sismique considérée

L'accélérogramme (figure 5-13) présente les caractéristiques du séisme dans lequel on suppose que le barrage a subi un séisme d'une magnitude d'environ 7. L'accélération maximale enregistrée est de 0,35 g.

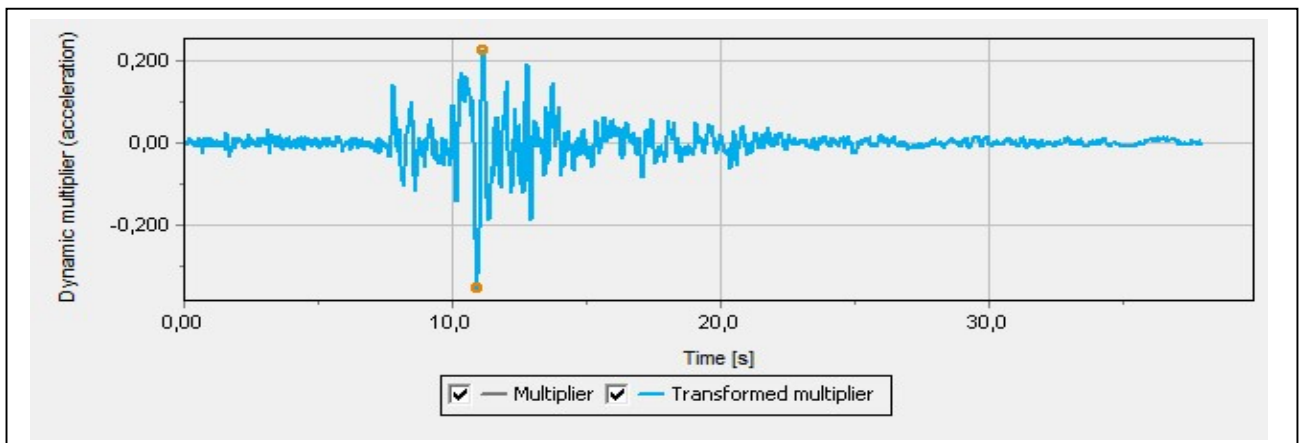


Figure 5.13. Tremblement de terre adopté lors de la modélisation.

B. Résultats des calculs de la stabilité du barrage sous charge sismique

1. Les déplacements

Dans cette partie du travail, le modèle a été soumis à un séisme d'une durée de 30 secondes, avec une accélération maximale de 0,35g. À la fin de cette sollicitation, un tassement de la crête de 2,33 m a été observé, ce qui équivaut à 5 % de la hauteur totale du barrage. Il est important de noter que le matériau constituant le barrage est rigide, comme illustré dans la Figure 5.14.

Il convient de souligner que les résultats que nous avons obtenus par calcul sont en étroite corrélation avec ceux de l'étude menée par Feizi-Khakandi et al. en 2009[99]. En effet, la comparaison des valeurs de déformation verticale maximale indique des résultats similaires, avec une déformation de l'ordre de -1,5 m (soit 1,4 % de la hauteur totale du barrage) selon Feizi-Khakandi et al., tandis que Plaisant [100], dont les travaux se sont concentrés sur le barrage en terre de Garmrood situé en Iran, a obtenu une déformation maximale de 2,4 m pour une accélération maximale de 0,36g (Tableau 5.3)

Cependant, il est essentiel de noter qu'une partie de la crête présente une déformation dirigée vers la fondation, ce qui entraîne un risque élevé d'instabilité et un comportement plastique du matériau dans cette région.

	Déformation Maximale horizontale (m)	Déformation maximale verticale (m)	Accélération maximale à la crête (m/s^2)
Feizi-Khakandi	/	-1.5	13.7
Plaisant, A	1.2	-2.4	3.6

Tableau 5.3. Comparaison des valeurs maximales des modalisations [100] .

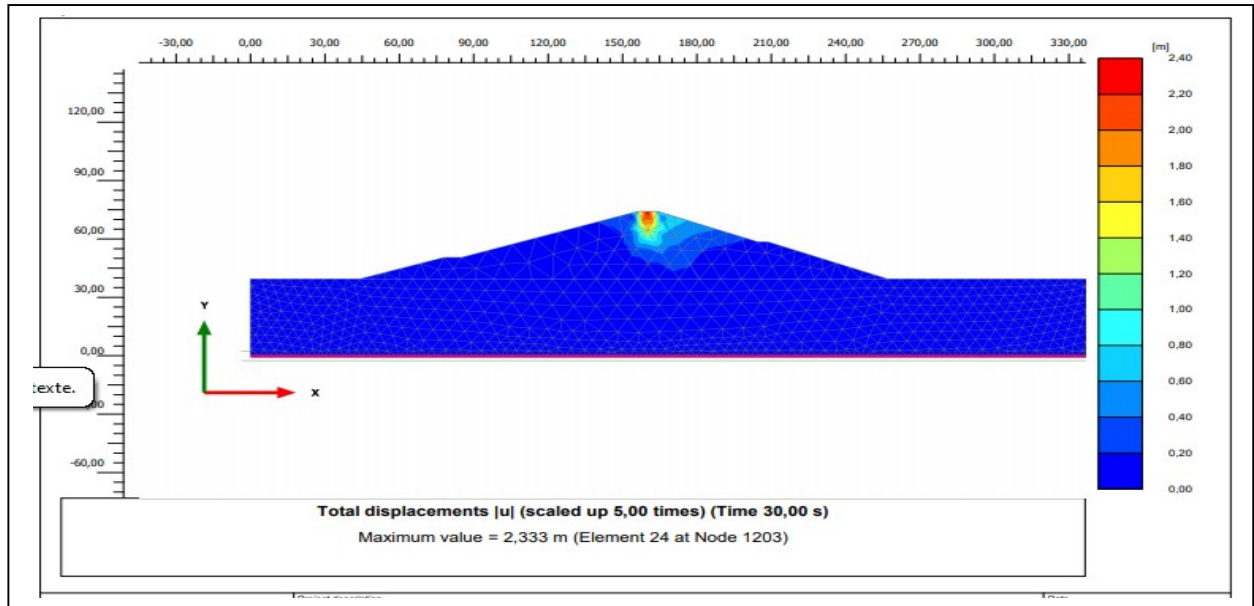


Figure 5.14. Déplacements totaux $U_{\text{maximal}} = 2.33 \text{ m}$, Nœud 1203.

La figure 5.15 montre les déplacements horizontaux du barrage, avec des valeurs maximales atteignant 0,82 m et -0,41 m, successivement dans les parties amont et aval du noyau. En revanche, les déplacements verticaux sont minimes dans l'ensemble du barrage, à l'exception de la partie supérieure du noyau, notamment à la crête, où une déformation verticale maximale de -2,33 m est observée

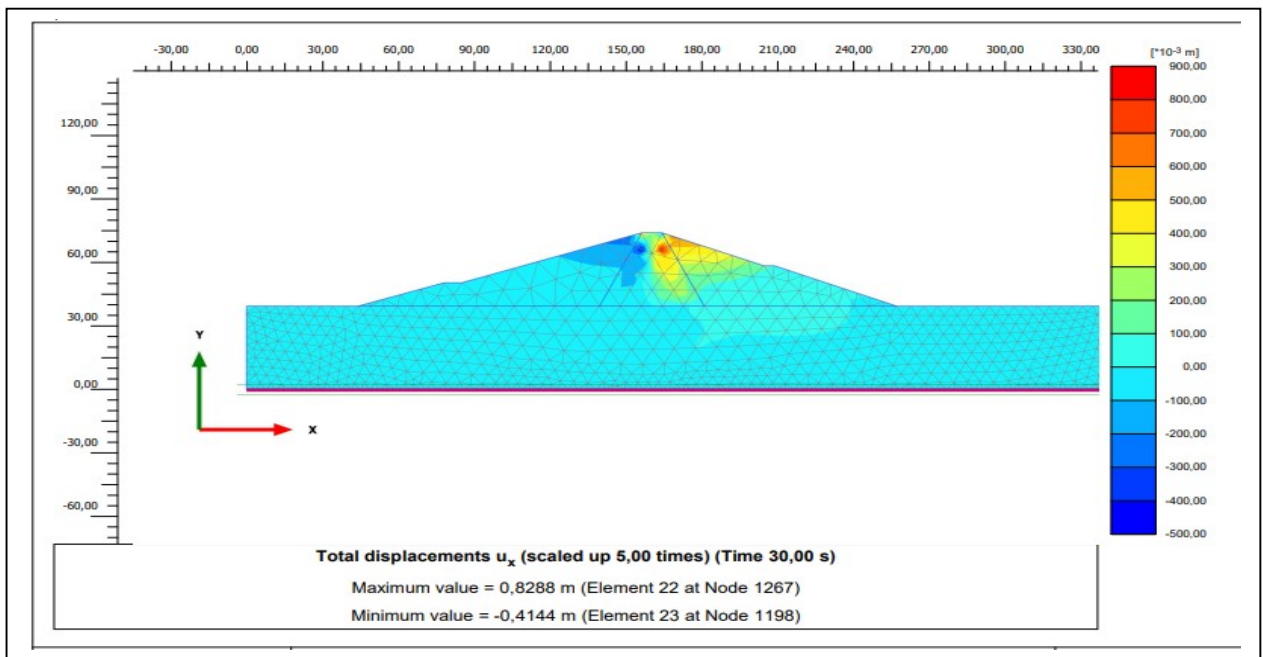


Figure 5.15 .Déplacement horizontal $U_{x \text{ max}} : 0.82 \text{ m}$, Nœud 1267
 $U_{X \text{ min}} = -0,41 \text{ m}$, Nœud 1198.

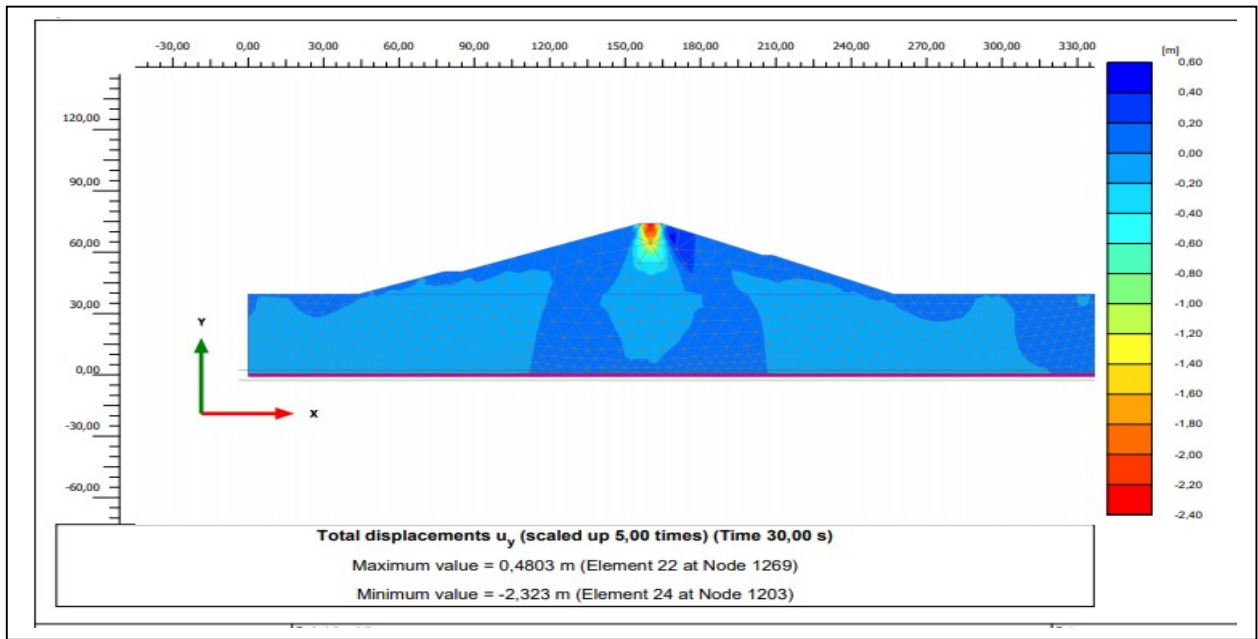


Figure 5.16 .Déplacement vertical $U_{y \max}$: 0.48 m ,Nœud 1269
 $U_{y \min} = -2,33$ m, Nœud 1203.

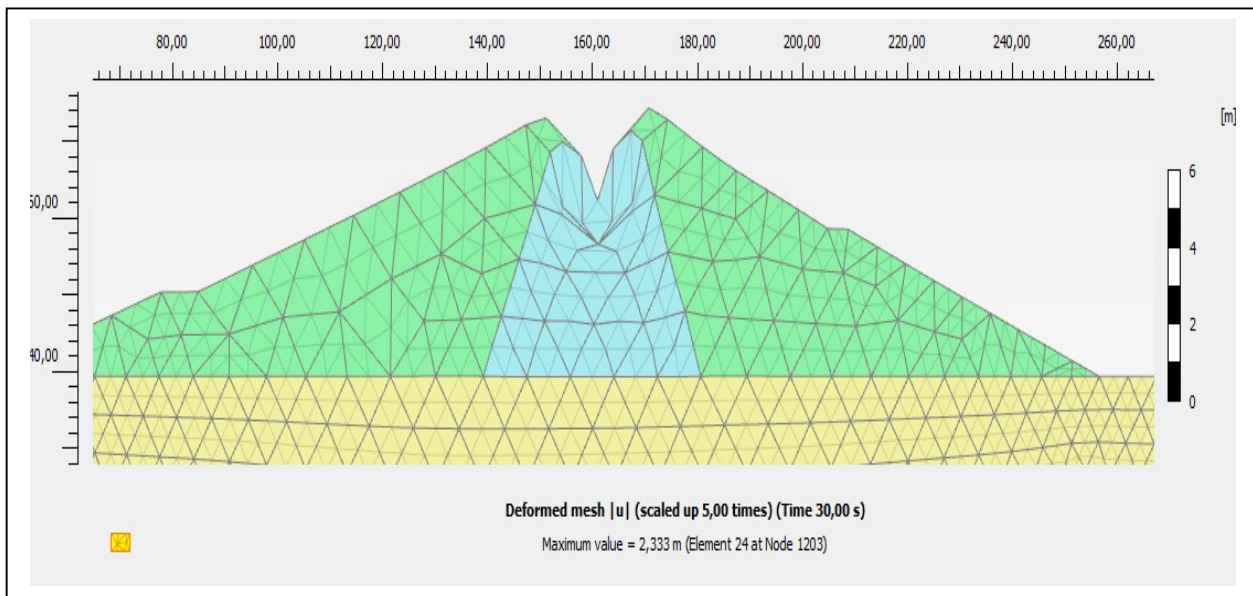


Figure 5.17. Déformé du barrage à l'excitation maximale $U_{\max} = 2,333$ m.

2. Déplacement en un point de la structure :

Les figures ci-dessous illustrent les valeurs maximales des déplacements totaux U_{\max} , horizontaux $U_x \max$ et verticaux $U_y \max$ obtenus à l'aide du logiciel de calcul PLAXIS. Ces déplacements ont été évalués pour les 4 nœuds situés sur la crête, sur les faces amont et aval du barrage. Le tableau 5.4 résume ces valeurs.

La Crête du noyau (Nœud 1202)

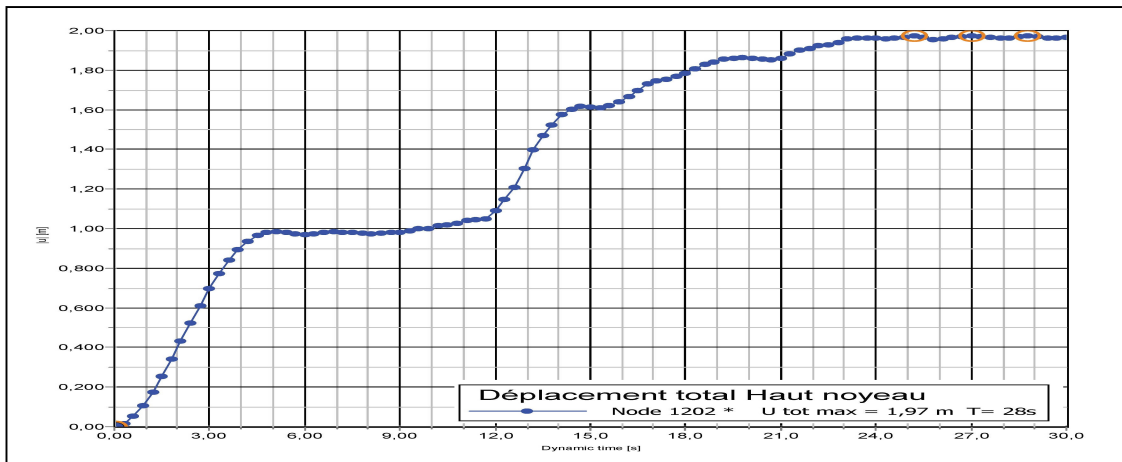


Figure 5.18. Déplacement total au niveau de la crête, Nœud 1202.

$$U_{\text{tot max}} = 1,97 \text{ m à l'instant } T = 28$$

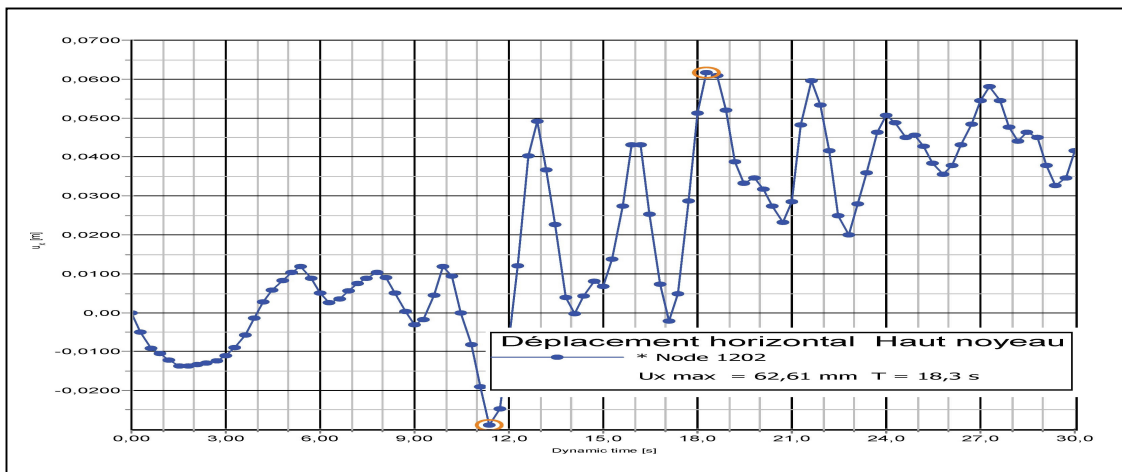


Figure 5.19. Déplacement horizontal au niveau de la crête Nœud 1202.

$$U_{x \text{ max}} = 0,0626 \text{ m à l'instant } T = 18,3 \text{ s}$$

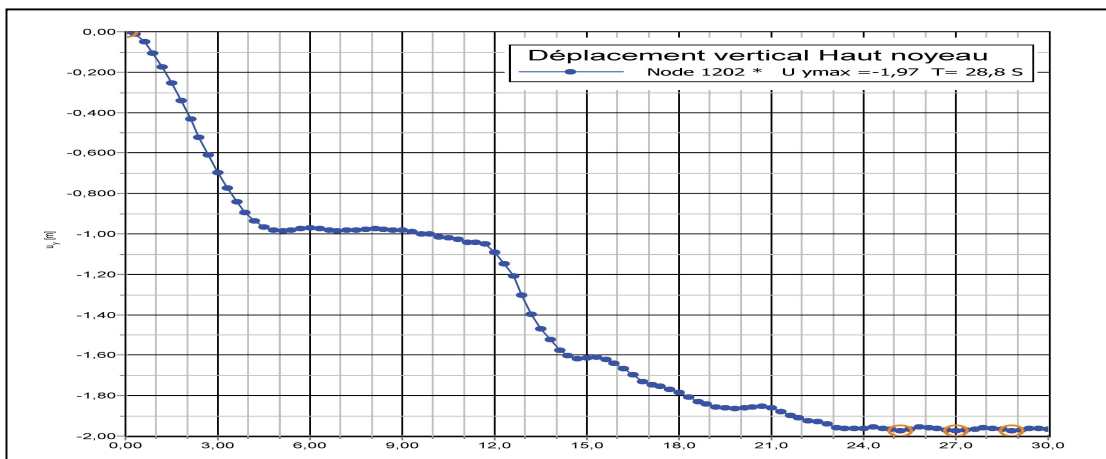


Figure 5.20. Déplacement vertical au niveau de la crête, Nœud 1202.

$$U_{y \text{ max}} = - 1,97 \text{ m à l'instant } T = 28,8 \text{ s}$$

Bas de noyau

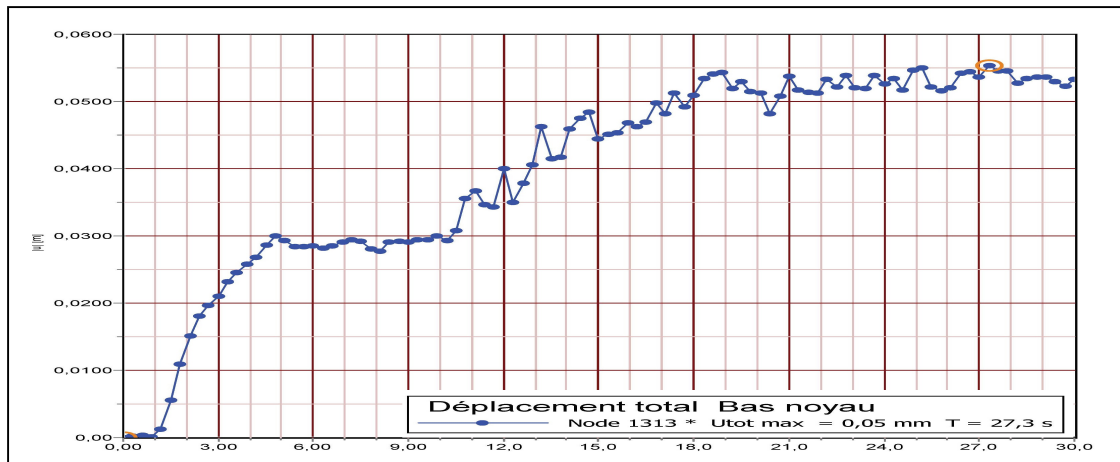


Figure 5.21. Déplacement total au niveau du bas de noyau, Nœud 1313
 $U_{tot\ max} = 0,05\ mm$ à l'instant $T = 27,3\ s$.

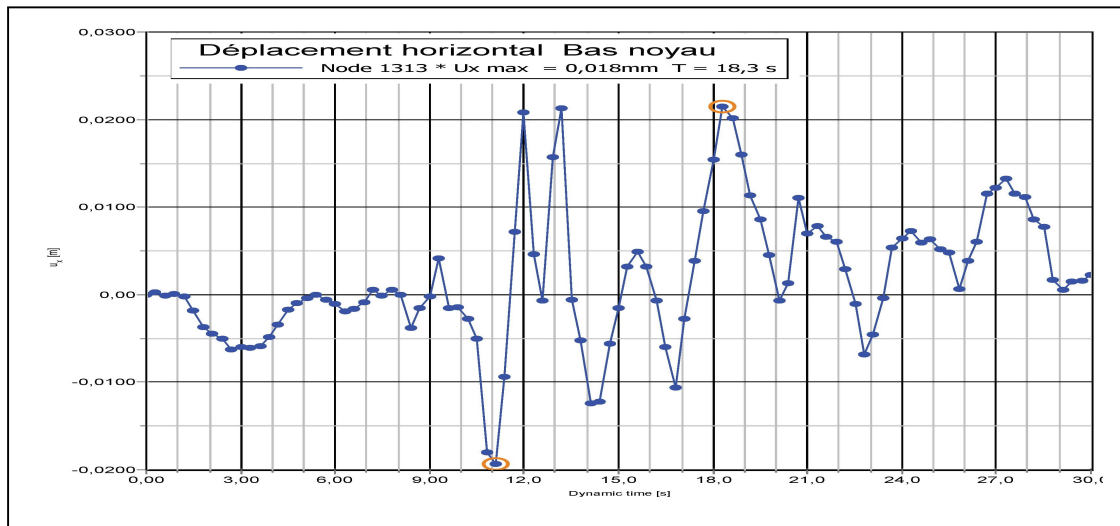


Figure 5.22. Déplacement horizontal au niveau du bas de noyau, Nœud 1313.
 $U_{x\ max} = 0,018\ mm$ à l'instant $T = 18,3\ s$

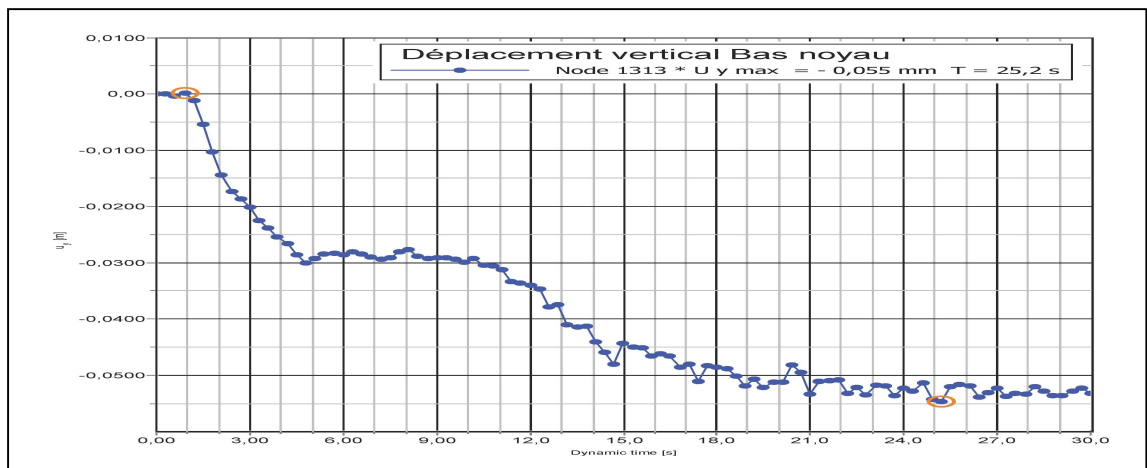


Figure 5.23. Déplacement vertical au niveau du bas de noyau, Nœud 1313.
 $U_{Y\ max} = - 0,055\ mm$ à l'instant $T = 25,2\ s$.

Parement Aval

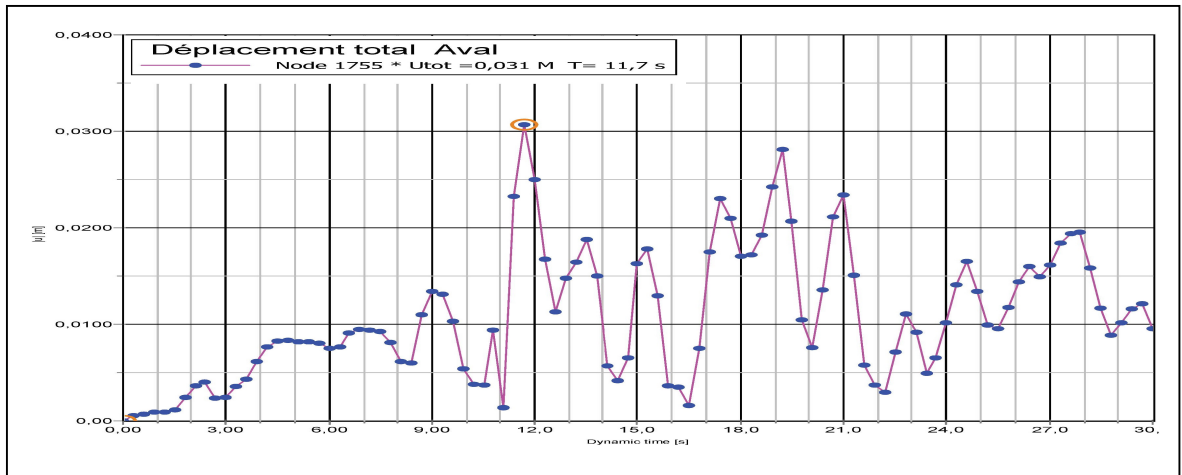


Figure 5.24. Déplacement total au niveau du parement aval, Nœud 1755.

$$U_{tot \max} = -0,031 \text{ m à l'instant } T = 11,7 \text{ s}$$

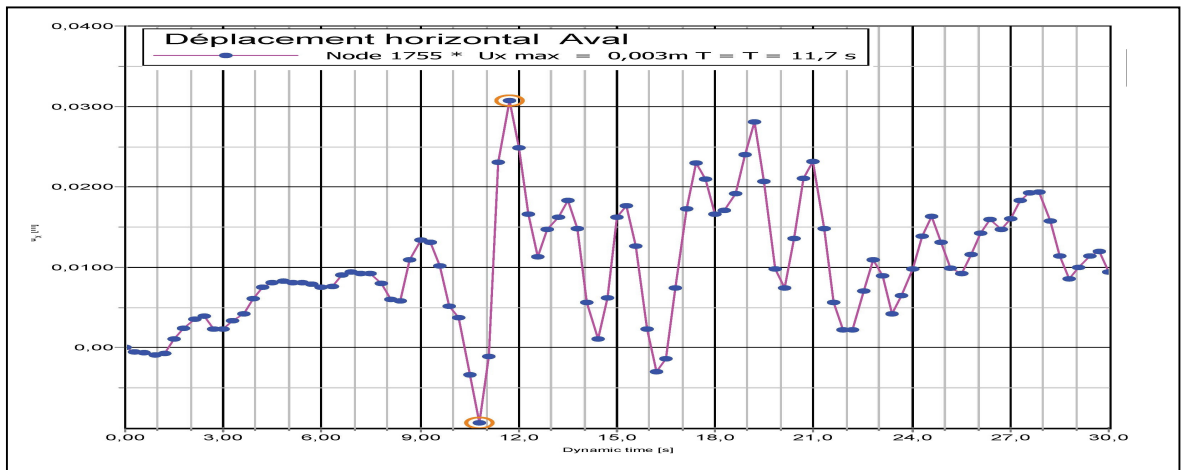


Figure 5.25. Déplacement horizontal au niveau du parement aval Nœud 1755.

$$U_{X \max} = -0,003 \text{ m à l'instant } T = 11,7 \text{ s}$$

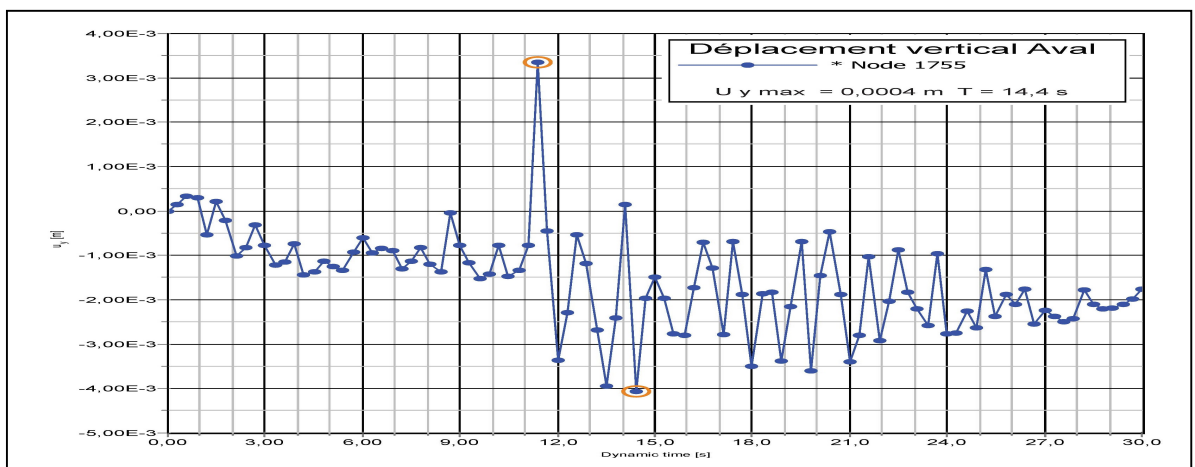


Figure 5.26. Déplacement vertical au niveau du parement aval, Nœud 1753.

$$U_{Y \max} = -0,0004 \text{ m à l'instant } T = 14,4 \text{ s}$$

Parement Amont

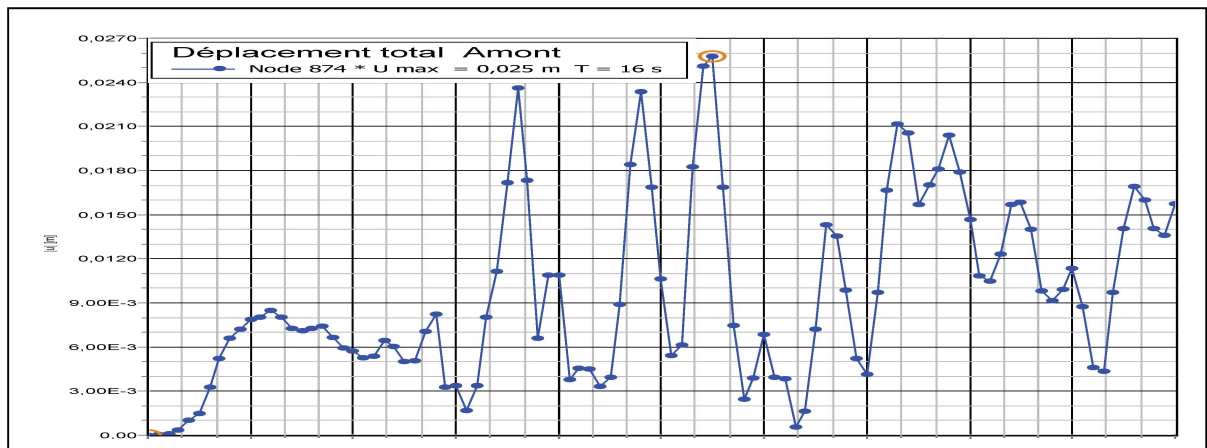


Figure 5.27. Déplacement total au niveau du parement Amont, Nœud 874.

$U_{\text{tot max}} = -0,025 \text{ m}$ à l'instant $T = 16 \text{ s}$.

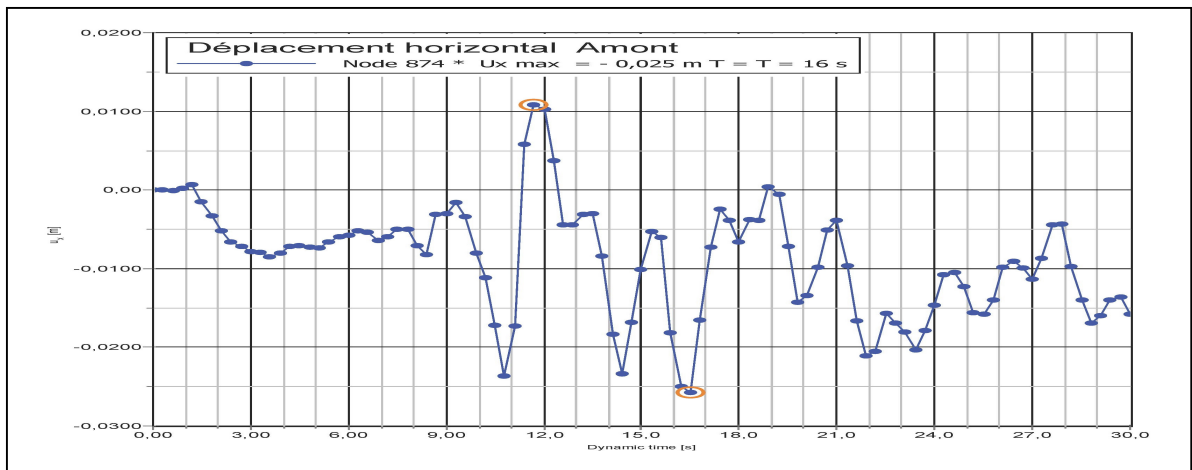


Figure 5.28. Déplacement horizontal au niveau du parement Amont, Nœud 874.

$U_{X \text{ max}} = -0,025 \text{ m}$ à l'instant $T = 16 \text{ s}$.

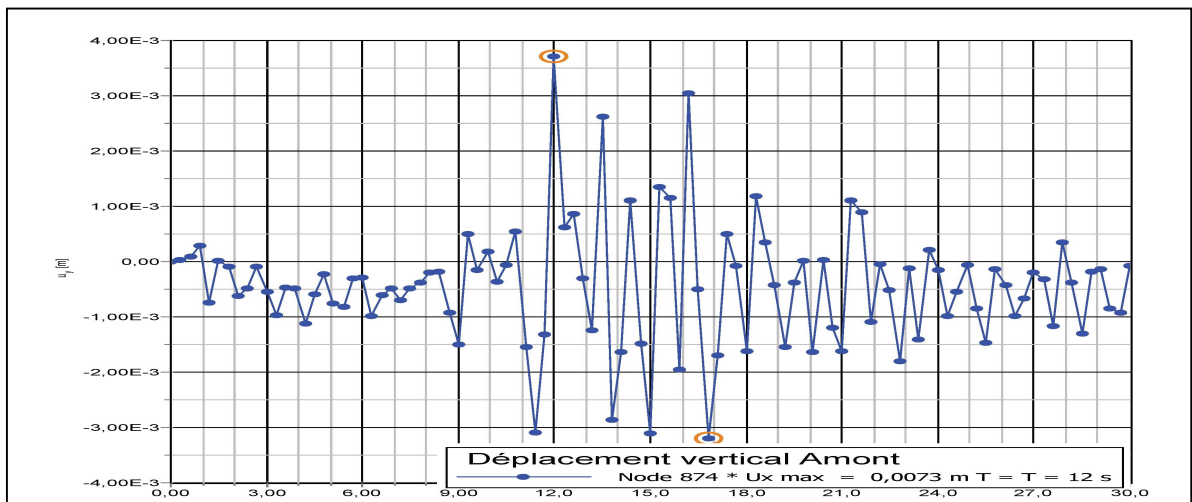


Figure 5.29. Déplacement vertical au niveau du parement Amont Nœud 874.

$U_{Y \text{ max}} = -0,0073 \text{ m}$ à l'instant $T = 16,2 \text{ s}$.

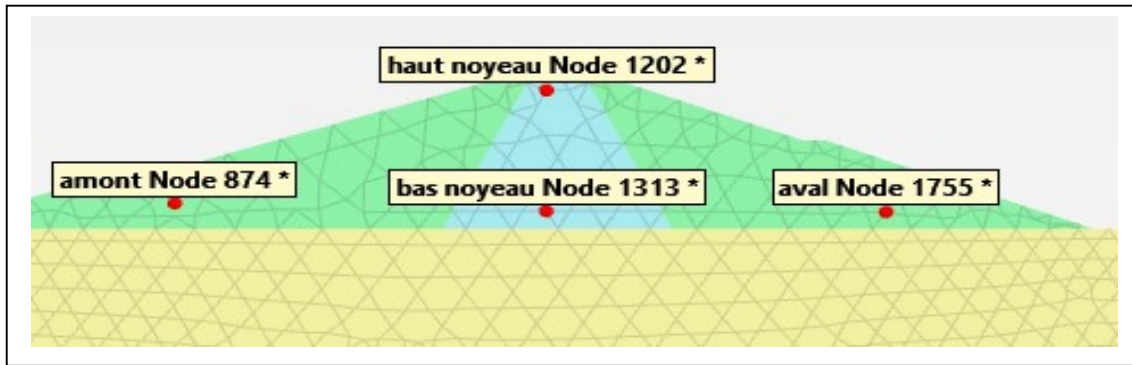


Figure 5-30. Positionnements des nœuds à travers le corps de barrage

Tableau 5.4: déplacements maximaux pour les quarts nœuds.

Nœuds	Position	U_{tot} max	Temps	U_x max	Temps	U_y max	Temps
1202	Noyau	1,97 m	28 s	0,0626 m	18,3 s	- 1,97 m	28,8 s
1313	Noyau	0,05 m	27,3 s	0,018 m	18,3 s	- 0,055 m	25,2 s
874	Amont	- 0,025 m	16 s	- 0,025 m	16 s	- 0,0073 m	16,2 s
1755	Aval	- 0,031 m	11,7 s	- 0,003 m	11,7 s	- 0,0004 m	14,4 s

3. Accélération

Les figures ci-dessous illustrent les accélérations maximales totales mesurées à différents points du barrage, ainsi que les accélérations dans les directions horizontales et verticales. En examinant la figure 5.34, il est observé que l'accélération totale atteint sa valeur maximale de $0,38 \text{ m/s}^2$ au niveau du nœud 1317, qui se situe au centre du noyau.

Dans la figure 5.32, il est possible d'observer que les accélérations horizontales atteignent une valeur maximale de $0,264 \text{ m/s}^2$ au niveau du nœud 2276 dans la fondation. Une valeur minimale de $-0,37 \text{ m/s}^2$ est également observée dans la partie supérieure du parement amont, au niveau du nœud 944.

La figure 5.35 présente les valeurs maximales d'accélérations verticales. On constate une valeur maximale de $0,338 \text{ m/s}^2$ enregistrée au niveau du nœud 1389 dans la partie supérieure du parement aval. Une valeur minimale de $-0,24 \text{ m/s}^2$ est enregistrée au niveau du nœud 1893, situé dans le pied du parement aval. Ces valeurs d'accélération sont traduites à travers leur comportement sismique de la structure hydraulique en cause.

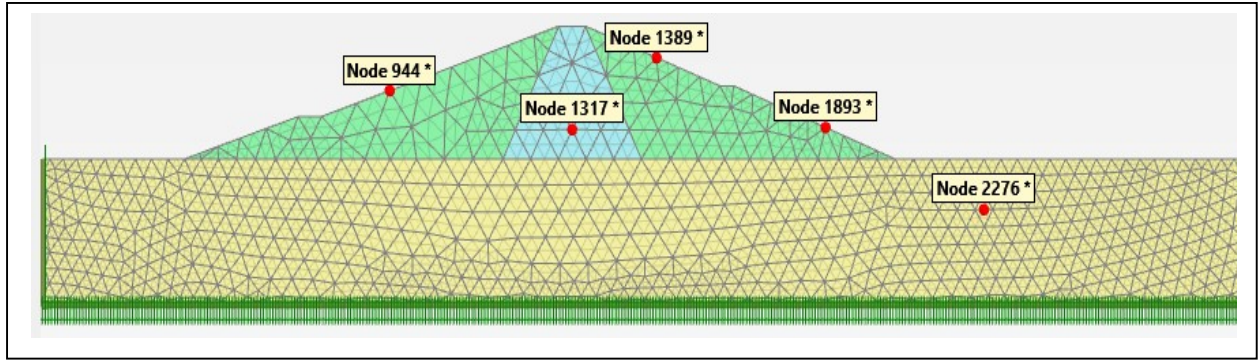


Figure 5.31. Positionnements des nœuds à travers le corps de barrage

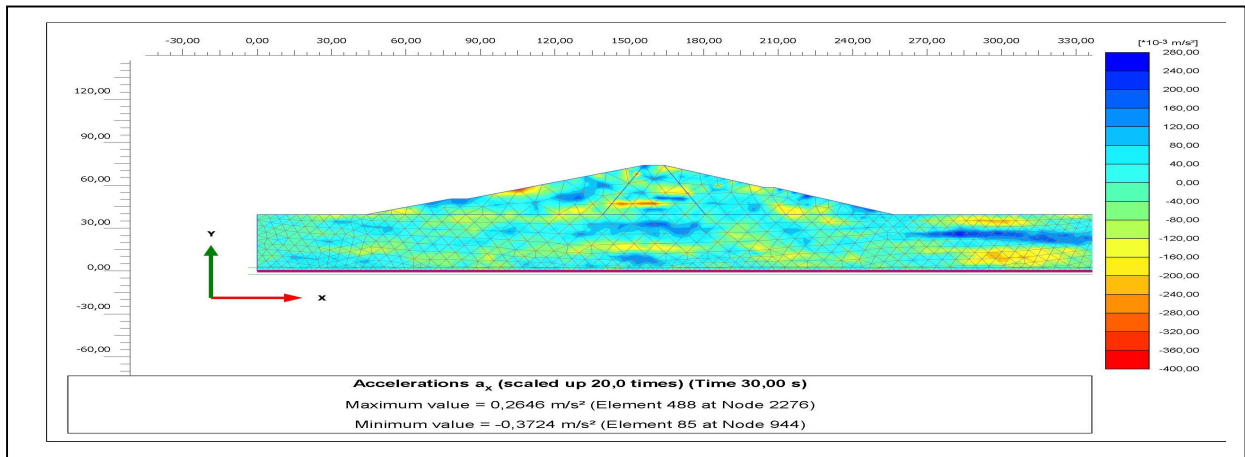


Figure 5.32. Accélération horizontale

$$A_{x \max} : 0,264 \text{ m/s}^2, \text{ Nœud 2276}$$

$$A_{x \min} = -0,37 \text{ m/s}^2, \text{ Nœud 944}$$

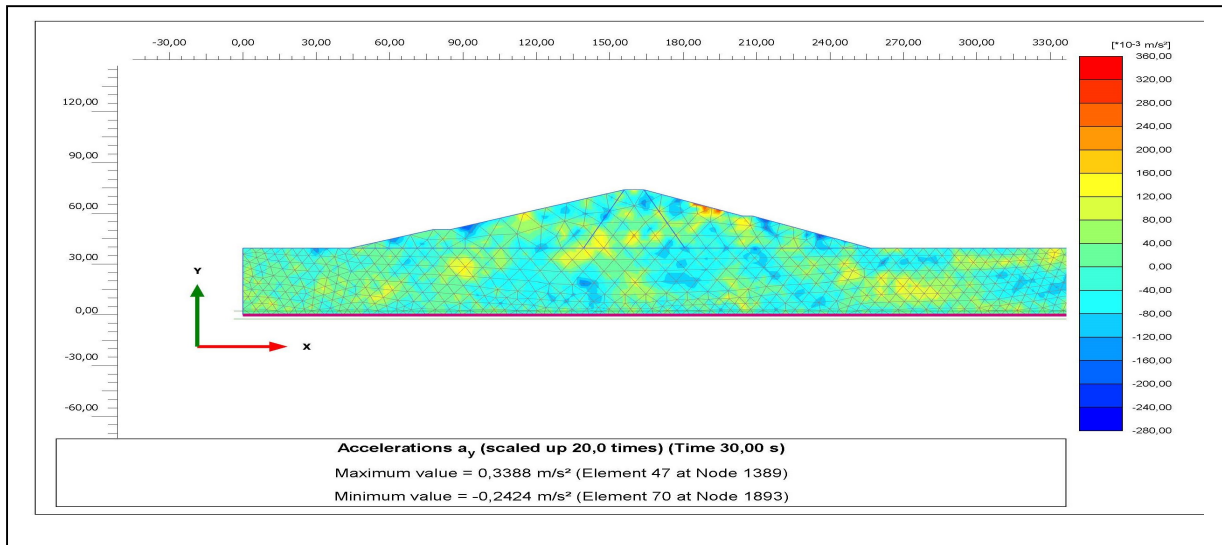


Figure 5.33. Accélération verticale

$$A_{y \max} : 0,338 \text{ m/s}^2, \text{ Nœud 1389}$$

$$A_{y \min} = -0,24 \text{ m/s}^2, \text{ Nœud 1893}$$

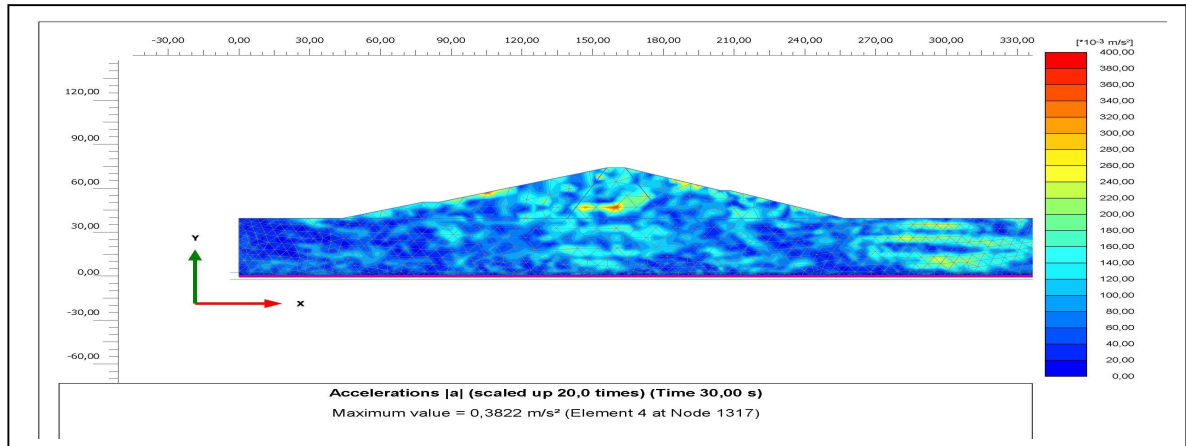


Figure 5.34. Accélération totale
 $A_{\max} : 0,38 \text{ m/s}^2$, nœud 1317

4. Accélérations ponctuelles temporaires dans la structure :

Les figures ci-dessous montrent la variation de l'accélération en fonction du temps obtenue à l'aide du code de calcul PLAXIS. Les accélérations maximales ont été déterminées dans les nœuds situés au niveau de la crête, sur les faces amont et aval du barrage. Les valeurs correspondantes sont répertoriées dans le tableau 5.4.

.La Crête du noyau (Nœud 1202)

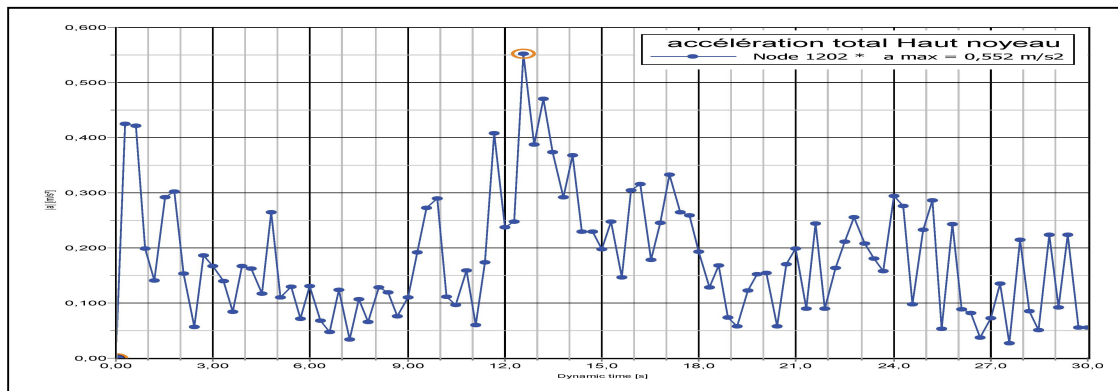


Figure 5.35. Intensités des accélérations en crête, Nœud 1202.

$A_{\text{tot max}} = 0,552 \text{ m/s}^2$ à l'instant $T = 12,6 \text{ s}$.

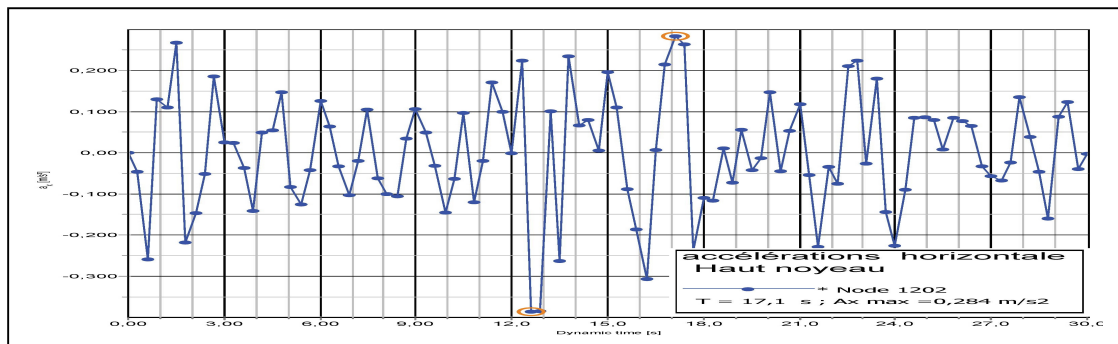


Figure 5.36. Intensités des accélérations horizontales en la crête ,Nœud 1202.

$A_{x \text{ max}} = 0,284 \text{ m/s}^2$ à l'instant $T = 17,1 \text{ s}$.

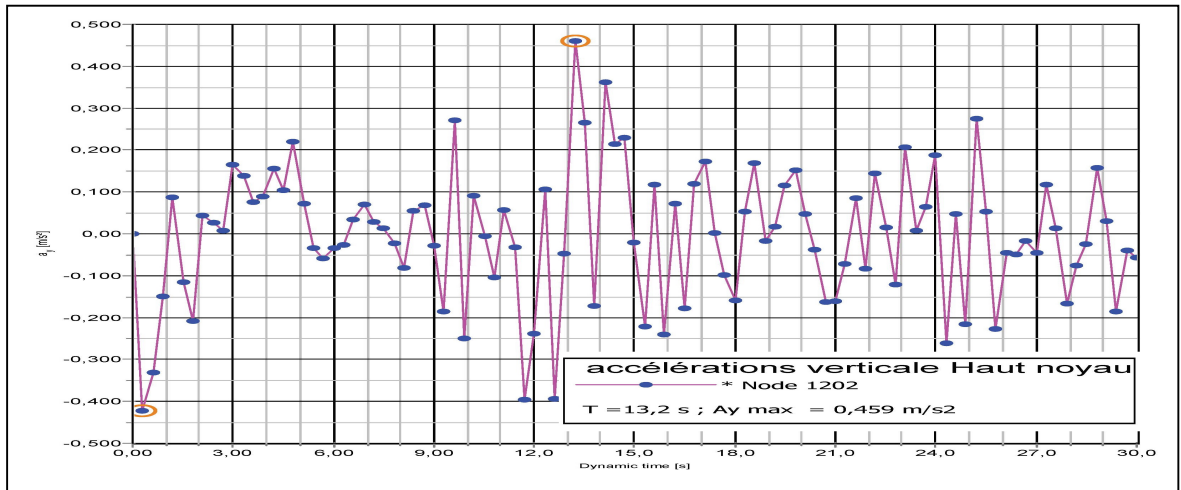


Figure 5.36. Intensités des accélérations verticales en crête, Nœud 1202.

$$A_{y \max} = 0,459 \text{ m/s}^2 \text{ à l'instant } T = 13,2 \text{ s}$$

Bas du noyau du barrage qui constitue aussi une zone d'intérêt dans ce contexte.

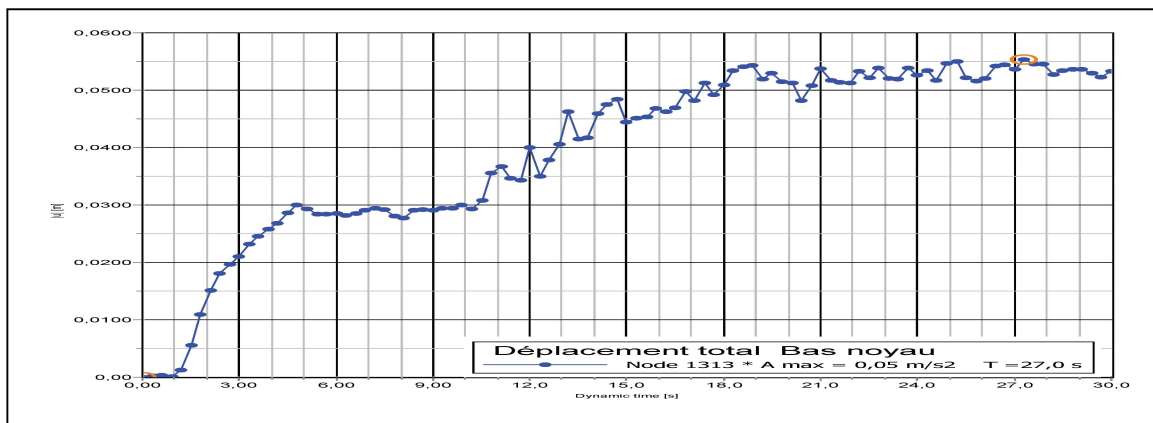


Figure 5.37. Intensités des accélérations au niveau du bas de noyau, Nœud 1311

$$A_{\text{tot max}} = 0,05 \text{ m/s}^2 \text{ à l'instant } T = 27,0 \text{ s.}$$

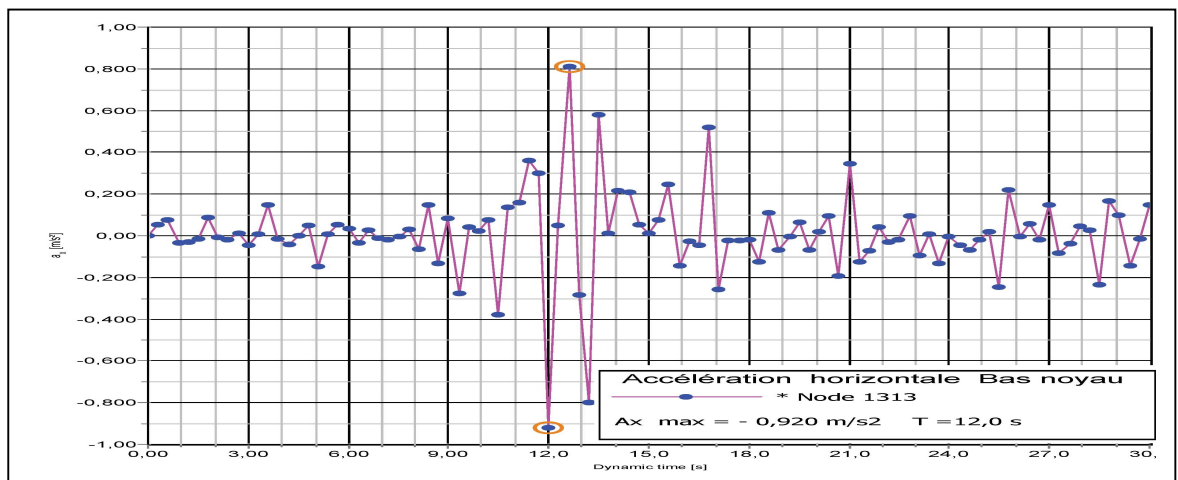


Figure 5.38: Intensités des accélérations horizontales au niveau du bas de noyau, Nœud 1313.

$$A_{x \max} = 0,920 \text{ m/s}^2 \text{ à l'instant } T = 12 \text{ s.}$$

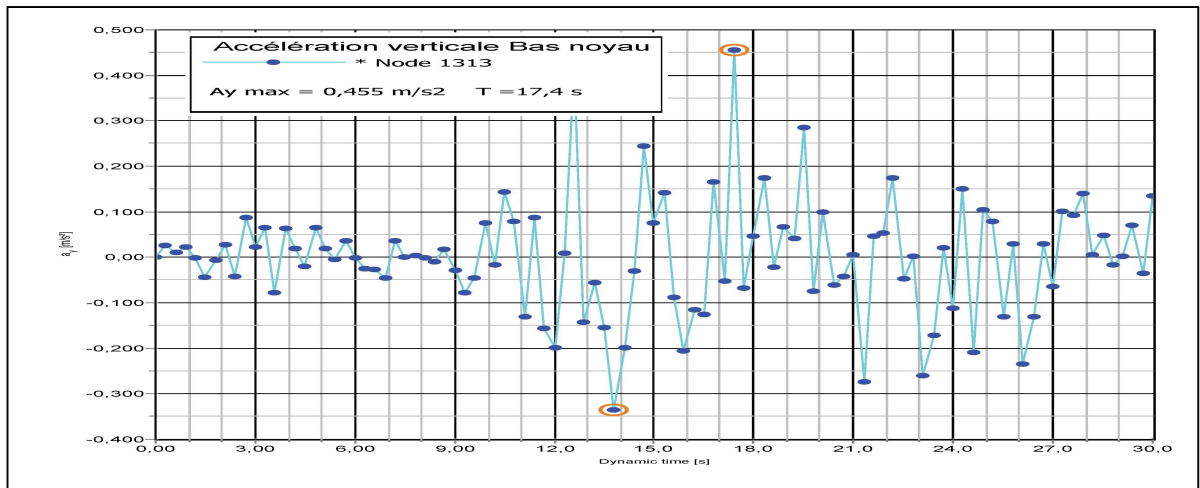


Figure5.39: Intensités des accélérations verticales au niveau du bas de noyau ,Nœud 1313.
 $A_{Y \max} = 0,455 \text{ m/s}^2$ à l'instant $T = 17,4 \text{ s}$.

Parement Amont du barrage

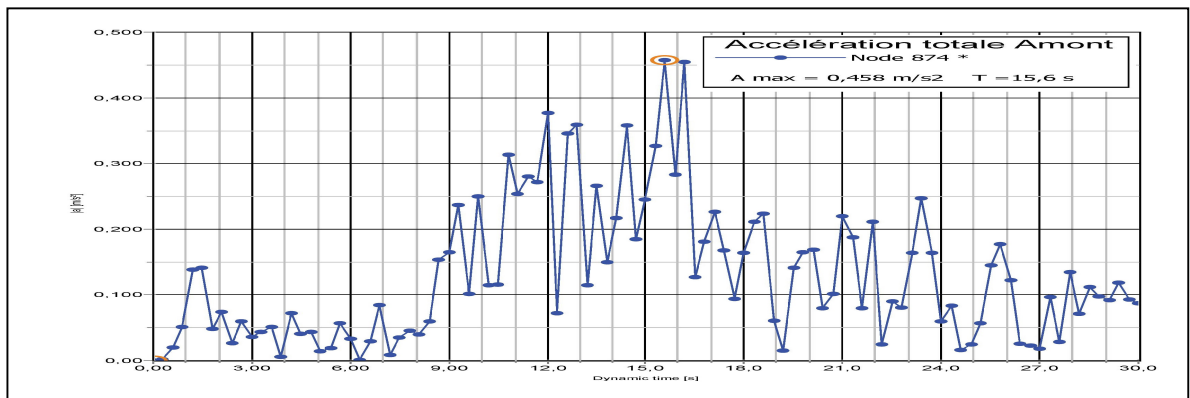


Figure5.40: Intensités des accélérations au niveau du parement Amont, Nœud 874.
 $A_{\text{tot max}} = 0,458 \text{ m/s}^2$ à l'instant $T = 15,6 \text{ s}$

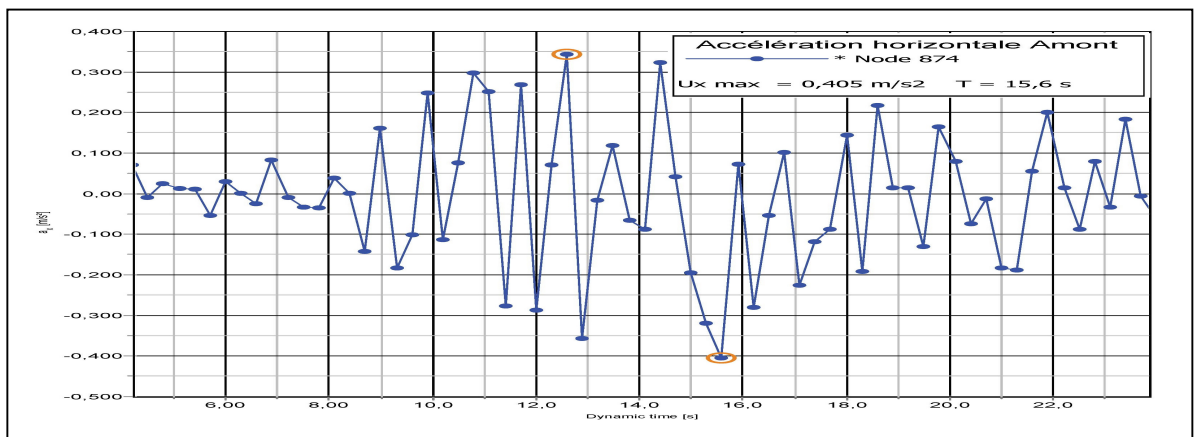


Figure5.41: Intensités des accélérations horizontales au niveau du parement Amont ,Nœud874. $A_{X \max} = 0,405 \text{ m/s}^2$ à l'instant $T = 15,6 \text{ s}$

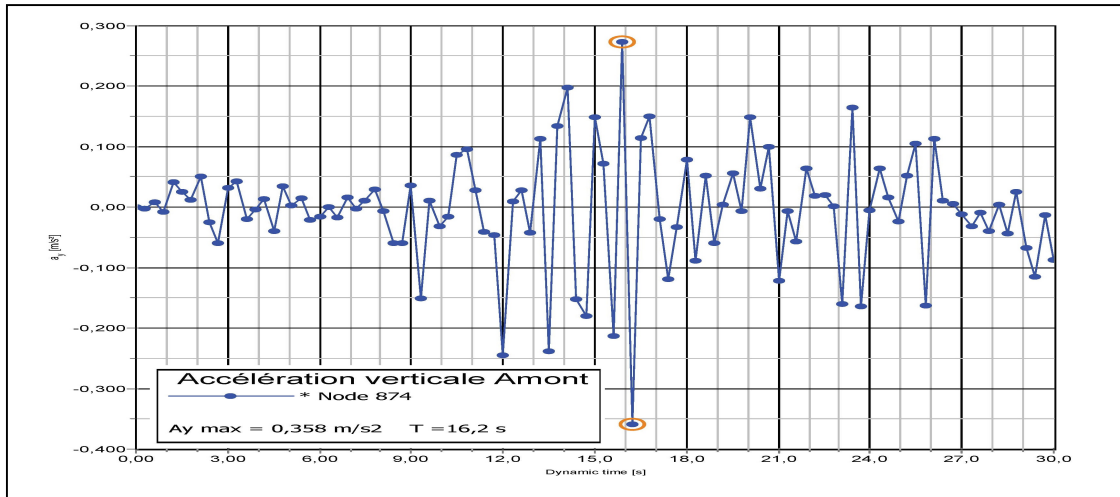


Figure 5.42: Intensités des accélérations verticales au niveau du parement amont, Nœud 874.

$$A_{Y_{\max}} = 0,358 \text{ m/s}^2 \text{ à l'instant } T = 16,2$$

Parement Aval du barrage

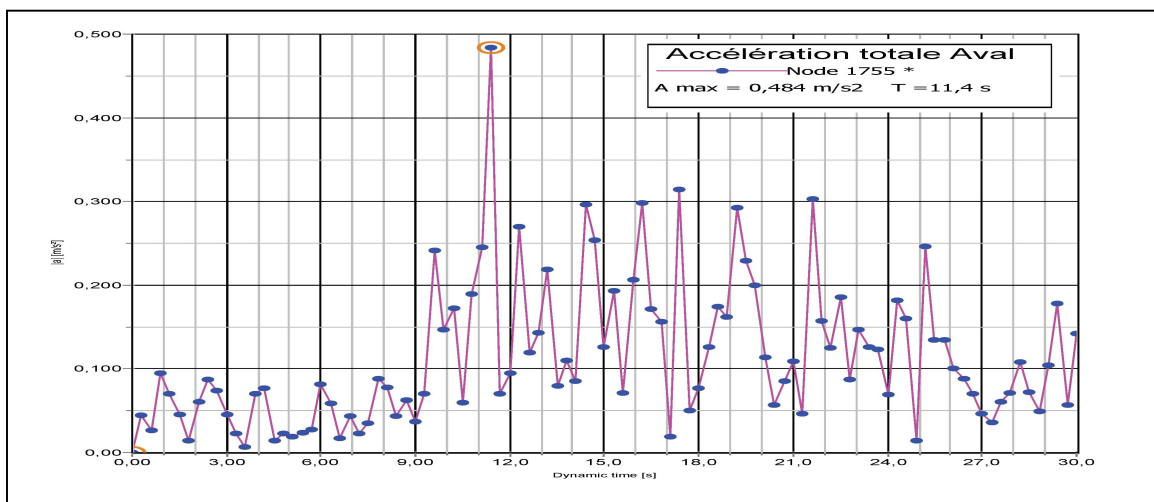


Figure 5.43: Intensités des accélérations, Nœud 1755.

$$A_{\text{tot max}} = 0,484 \text{ m/s}^2 \text{ à l'instant } T = 11,4 \text{ s}$$

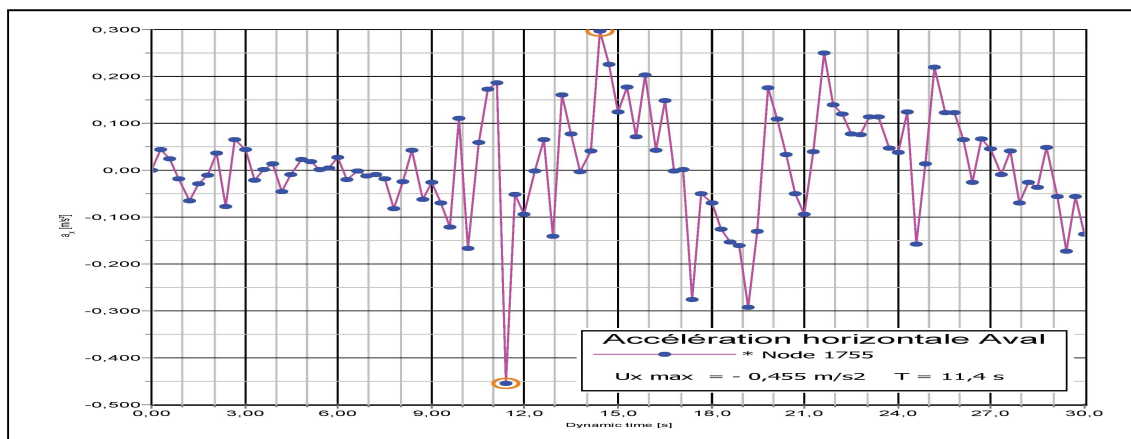


Figure 5.44: Intensités des accélérations horizontales, Nœud 1755.

$$A_{X \text{ max}} = 0,455 \text{ m/s}^2 \text{ à l'instant } T = 11,4 \text{ s}$$

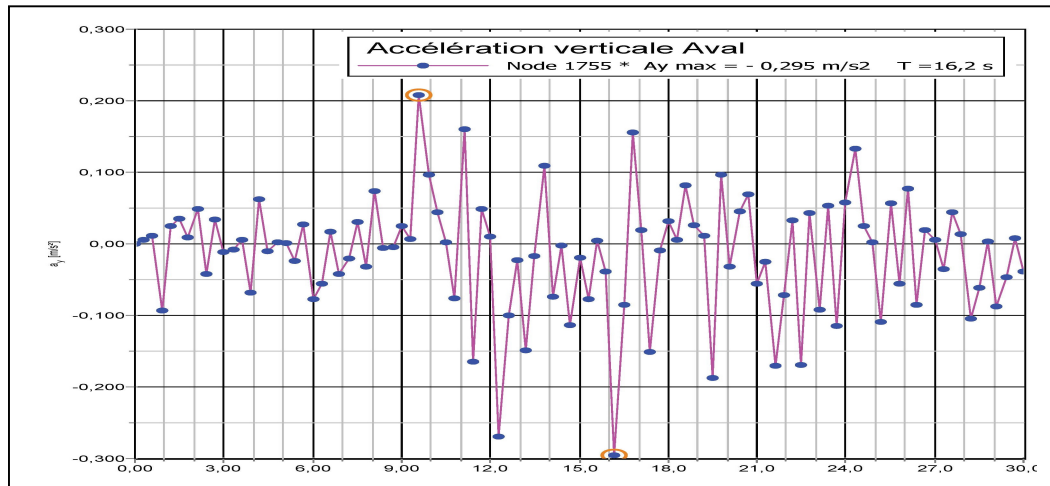


Figure 5.45: Intensités des accélérations verticales, Nœud 1755.

$$A_{Y \max} = 0,295 \text{ m/s}^2 \text{ à l'instant } T = 16,22 \text{ s.}$$

Tableau 5.5: Accélérations maximales pour les quatre nœuds.

Nœuds	Position	$A_{\text{tot}} \max$	Temps	$A_x \max$	Temps	$A_y \max$	Temps
1202	Noyau	0,552 m	12,6 s	0,284 m	17,1 s	0,459 m	13,2 s
1313	Noyau	0,05	27,0 s	0,920	12 s	0,455	17,4 s
874	Amont	0,458	15,6 s	0,405	15,6 s	0,358	16,2 s
1755	Aval	0,484 m	11,4 s	0,455 m	11,4 s	0,295 m	16,22 s

Le Tableau 5.5 résume les valeurs maximales d'accélération observées lors de la sollicitation sismique. Ce tableau met en évidence que les accélérations maximales se produisent spécifiquement dans la partie inférieure et sur la crête du noyau du barrage. Cela confirme clairement l'existence d'un risque d'instabilité dans cette région.

On remarque également que les profils d'accélération ne sont pas identiques à chaque nœud à la fin du séisme. Des déformations importantes sont observées, en particulier au nœud 1202, situé au niveau de la crête.

Lors du tremblement de terre S1, les déformations finales et les accélérations enregistrées à la crête sont élevées. Il est donc possible de constater que plus la magnitude du séisme augmente, plus les déplacements finaux augmentent.

5. Contraintes

Les contraintes totales et les contraintes effectives subissent des variations remarquables pendant le chargement sismique, entraînant une diminution ou une augmentation considérable de ces

Chapitre 05 : Simulation de la réponse dynamique du barrage en terre de OUARKISS

dernières. Les déformations sont directement liées à ces variations de contraintes. Les figures 5.47, 5.48 et 5.49 illustrent la répartition des contraintes horizontales, verticales et de cisaillement en fonction de la hauteur du barrage. On peut observer que les valeurs maximales de ces contraintes sont respectivement de $-157.17 \cdot 103 \text{ KN/m}^2$, $-260.5 \cdot 103 \text{ KN/m}^2$ et $-16.45 \cdot 103 \text{ KN/m}^2$ à l'interface entre le barrage et la fondation. La fondation subit la pression exercée par la structure, qui à son tour est poussée par le réservoir, ce qui entraîne une augmentation des contraintes effectives.

En s'éloignant de l'interface barrage-fondation, les contraintes horizontales, verticales et de cisaillement diminuent.

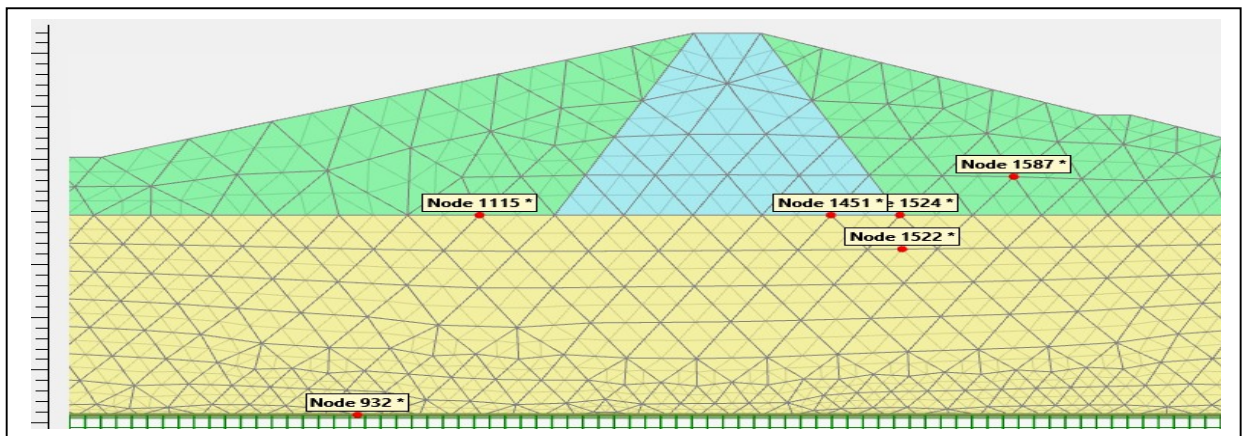


Figure 5.46 : positionnements des nœuds à travers le corps de barrage.

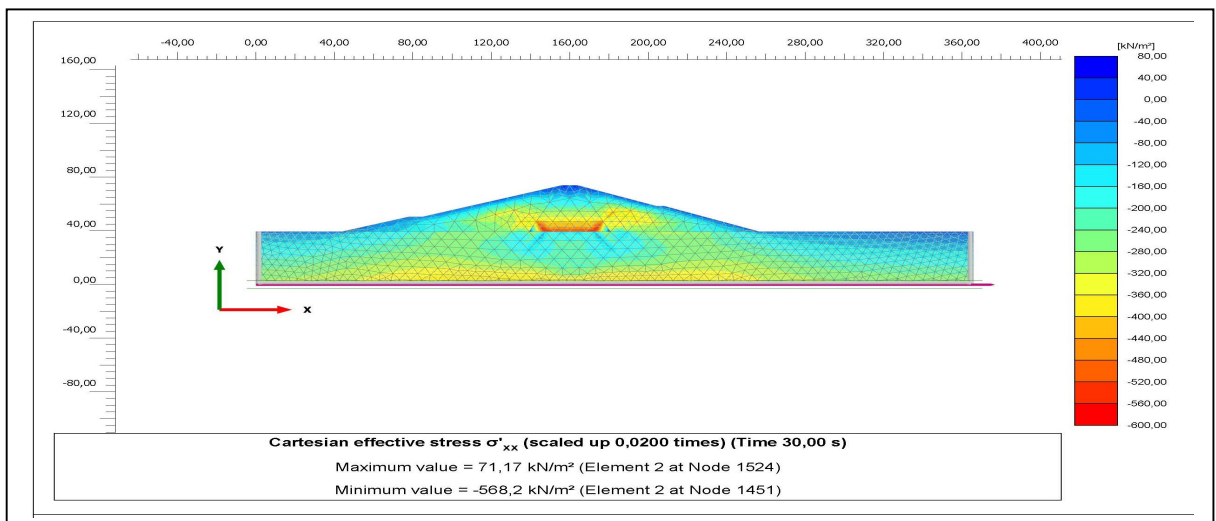


Figure 5.47 : Contrainte effective horizontale
Valeur maximale 71,17 KN/m², Nœud 1524
Valeur minimale -568.2KN/m², Nœud 1451

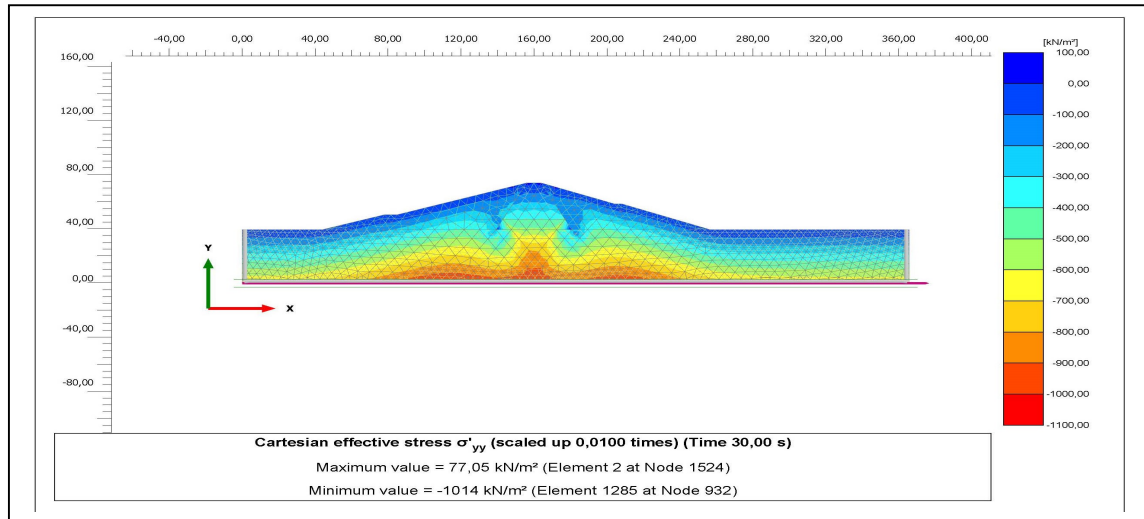


Figure 5.48 : Contrainte effective verticale

Valeur maximale 77,05 KN/ m², Nœud 1524 Valeur minimale -1014 KN/ m², Nœud 932.

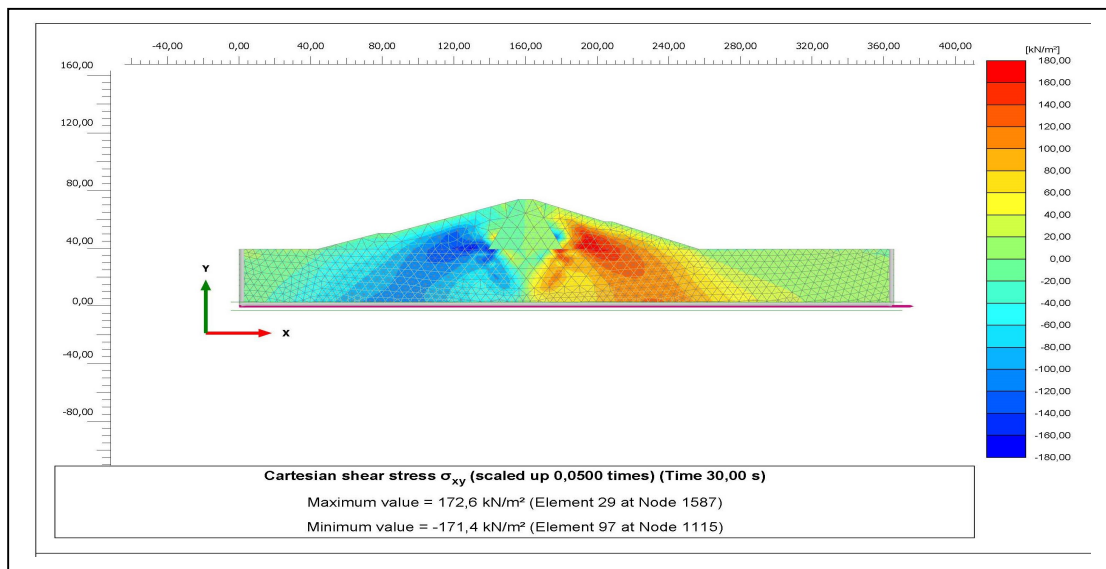


Figure 5.49 : Contrainte de cisaillement.

Valeur maximale 172,6 KN/ m², Nœud 1587 Valeur minimale -173.4 KN/ m², Nœud 1115.

6. La répartition de la plasticité dans le corps de la structure du barrage

La figure 5.50 illustre la répartition de la plasticité dans le barrage. Il est clairement observé que la plasticité est concentrée principalement dans le noyau du barrage, ainsi que dans les zones sous-jacentes, la fondation et les surfaces des talus amont et aval. En revanche, on constate une absence quasi totale de plasticité dans les autres parties du barrage, ce qui suggère que la sollicitation sismique entraîne principalement la formation de plasticité dans une grande partie du noyau du barrage.

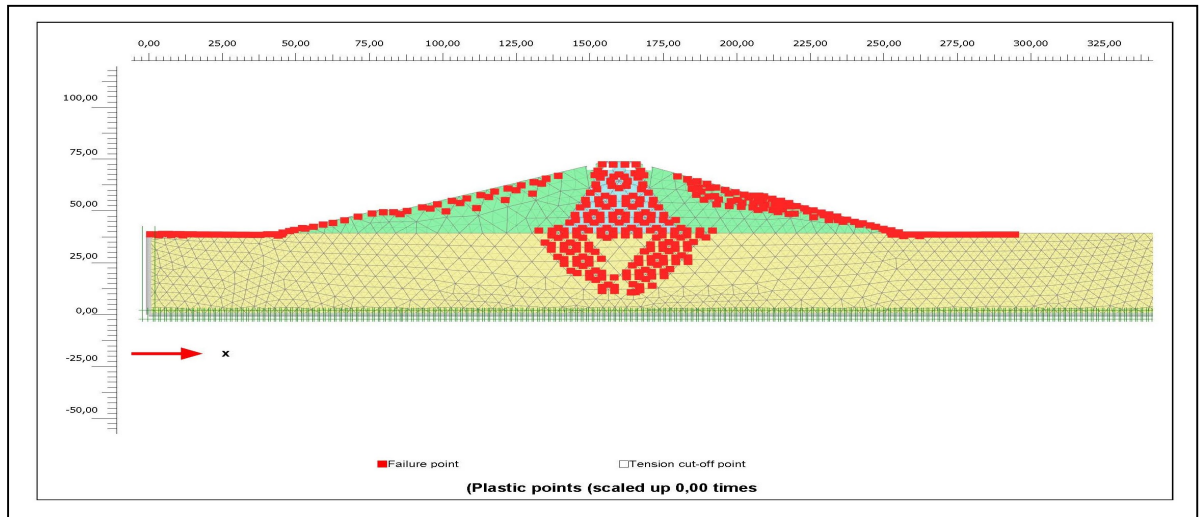


Figure5 .50 : Répartition de la plasticité dans le corps de la structure du barrage

En conclusion, le code de calcul PLAXIS 2D, basé sur la méthode des éléments finis 2D, a été utilisé pour évaluer et représenter le comportement dynamique bidimensionnel du barrage en termes de déplacements, tenseurs de contraintes et déformations. Le maillage utilisé pour la simulation est composé de 6 nœuds. En appliquant une charge sismique dans la direction des X, nous avons pu évaluer le comportement dynamique bidimensionnel du barrage en termes de déplacements, tenseurs de contraintes et déformations. Les résultats ont montré que le barrage a subi une déformation caractéristique au niveau de la crête, avec un déplacement de 2,33 m, soit 5,8% de la hauteur totale du barrage. L'effet de la charge hydrostatique sur le barrage est très important, notamment en termes de déformations. Les cisaillements totaux sont également plus élevés dans la partie amont que dans la partie aval. Les résultats ont montré que l'augmentation de la charge hydrostatique a une influence significative sur le comportement du corps du barrage et joue un rôle clé dans l'évolution des déformations et des déplacements.

5.2. Code de calcul Flac 2D

1. But et objectif de l'étude

Pour valider les résultats des simulations obtenus avec le code de calcul PLAXIS, cette étude vise à évaluer la réponse dynamique du barrage en 2-D en utilisant le logiciel FLAC. Le logiciel FLAC, qui est basé sur la méthode de calcul lagrangienne, permet d'intégrer la non-linéarité du comportement des sols. Pour cela, un signal enregistré à la base du barrage a été utilisé pour vérifier et valider les déplacements obtenus lors de la simulation avec PLAXIS.

Le modèle de Mohr Coulomb a été utilisé pour le comportement du sol dans les calculs avec Flac 2D, comme dans Plaxis. Les propriétés élastiques des géomatériaux dans Flac sont définies par

le module volumique K et le module de cisaillement G , qui sont liés aux modules de Young E et au coefficient de Poisson ν .

Les étapes de calcul sont pratiquement identiques à celles exécutées dans Plaxis 2D.

2. Maillage

Le maillage a été conçu pour obtenir des éléments carrés, chacun étant défini par quatre nœuds identifiés par un numéro.

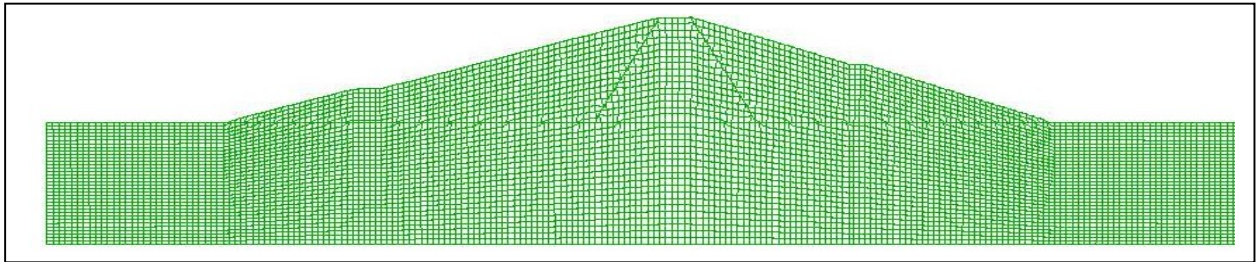


Figure 5.51: Maillage du barrage.

3. Cas de barrage vide

a) Facteur de sécurité

Étant donné que le réservoir est vide et que seules les propriétés des matériaux ont été prises en compte, un calcul du facteur de sécurité a été effectué afin de vérifier la condition de stabilité. Les résultats démontrent un facteur de sécurité de 2,03, avec la surface de rupture la plus critique se formant le long de la pente aval, comme illustré dans la figure 5.52.

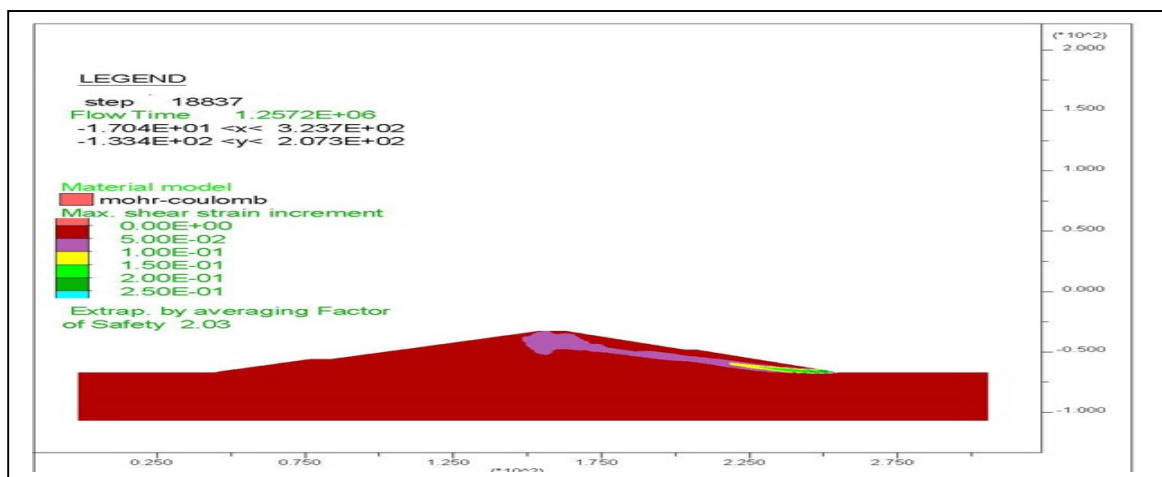


Figure 5.52 :Facteur de sécurité

b) Variation des déplacements

La figure 5.53 montre que les déplacements horizontaux se produisent à la fois en amont et en aval du barrage, avec une valeur maximale de 0,01 m. Les déplacements verticaux se concentrent

Chapitre 05 : Simulation de la réponse dynamique du barrage en terre de OUARKISS

principalement dans la partie supérieure du noyau, près de la crête, et sont très faibles, atteignant environ 0,02 m, comme le montre la figure 5.54. Ces résultats confirment que, à ce stade, le modèle fonctionne en considérant de petites déformations afin de maintenir l'élévation de la crête inchangée.

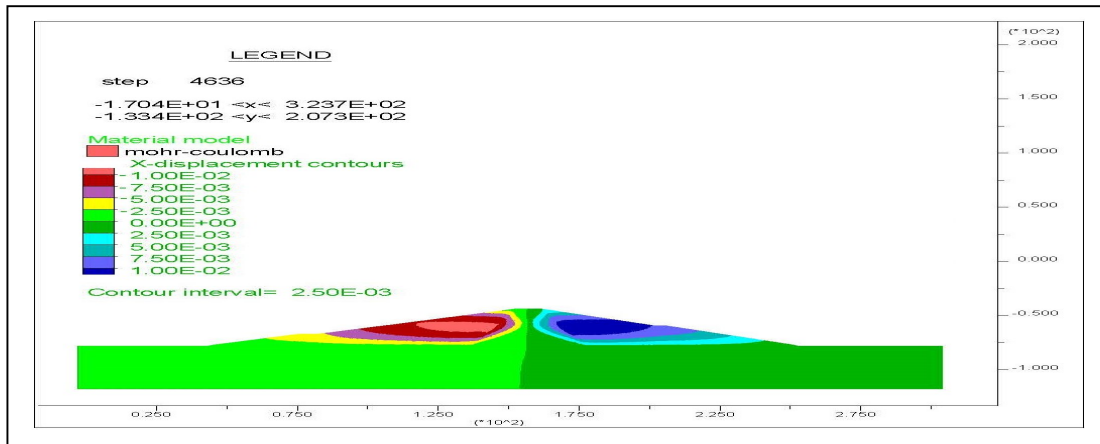


Figure 5.53: Variation des déplacements horizontaux $U_{X_{max}} = 0,01$ m

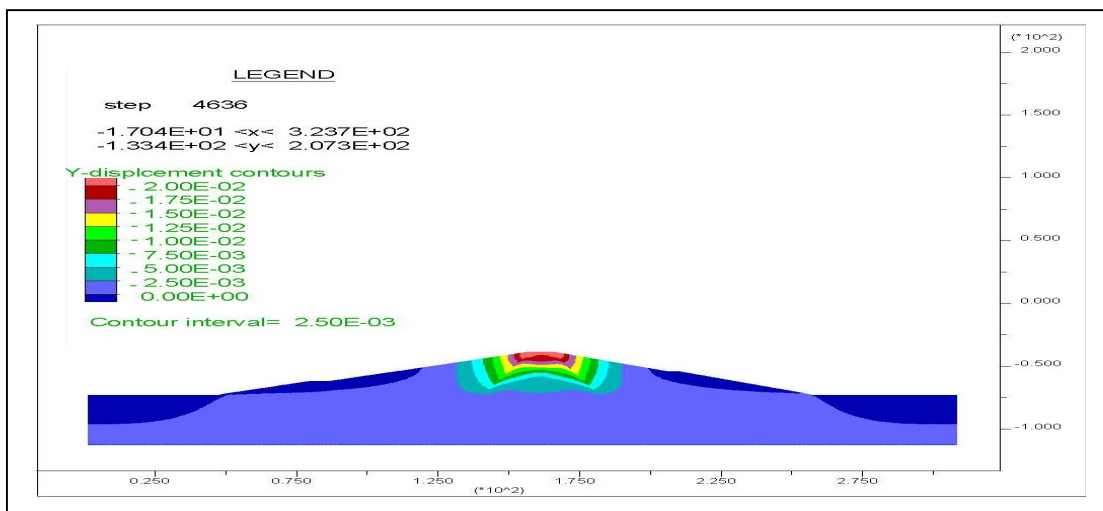


Figure 5.54: Variation des déplacements verticaux $U_{Y_{max}} = 0,02$ m.

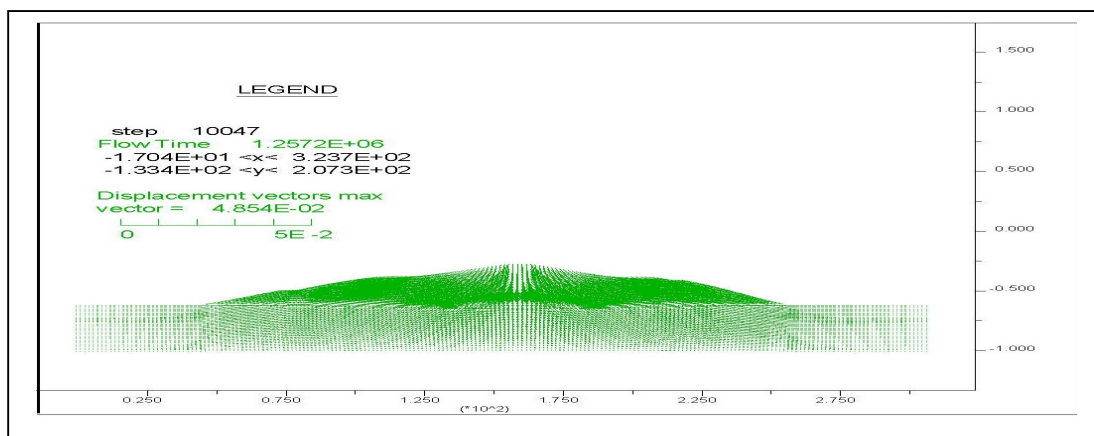


Figure 5.55 : Vecteur déplacement (barrage vide) $U_{max} = 0,0485$ m.

4. Cas de barrage remplis

a) Variation des déplacements

Lorsque le réservoir est rempli, les propriétés des matériaux en amont du barrage sont prises en compte. La figure 5.56 montre que les déplacements dans cette situation sont plus remarquables, atteignant une valeur maximale de 0,26 m à la crête du barrage, indiquant un risque d'instabilité dans ces zones.

La figure 5.57 montre la variation des déplacements horizontaux, qui sont presque symétriques et distribués dans le parement amont et aval du barrage, avec un déplacement maximal de 0,125 m. Quant aux déplacements verticaux (Figure 5.58), ils se concentrent dans la partie supérieure du noyau, avec un déplacement d'environ 0,25 m. La comparaison entre le barrage rempli et vide montre que la présence d'eau entraîne une augmentation des déplacements, en particulier près des extrémités latérales des parements amont et aval, et en crête du barrage.

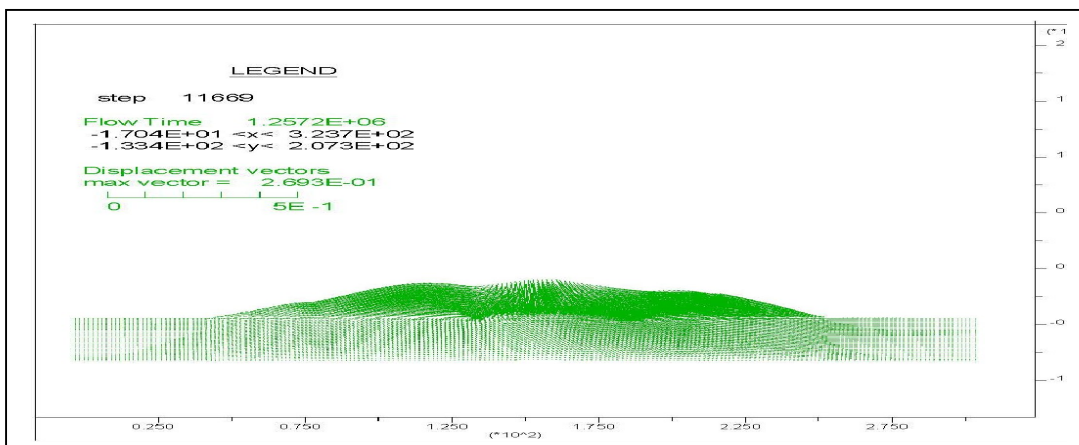


Figure 5.56 : Vecteur déplacement (barrage rempli) $U_{\max} = 0,269$ m.

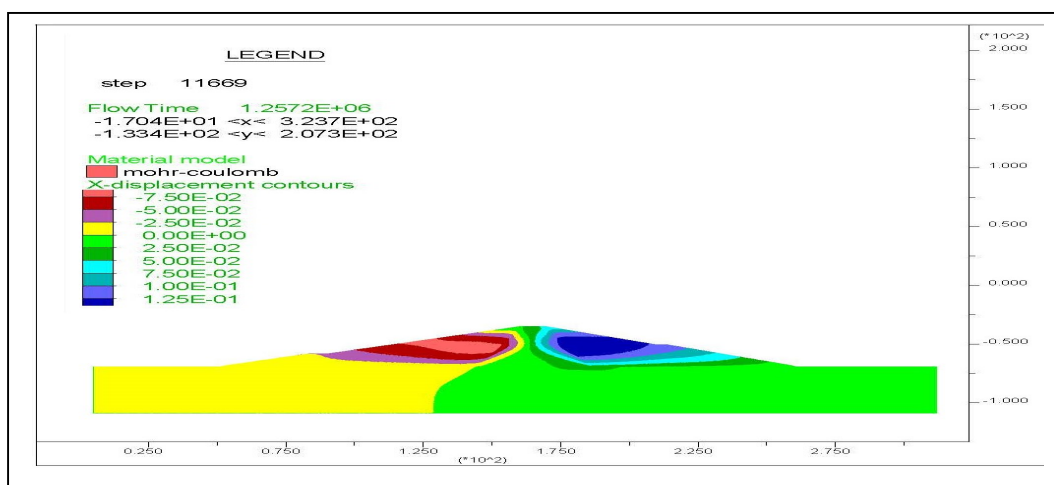


Figure 5.57: Variation des déplacements horizontaux. $U_{X_{\max}} = 0,125$ m.

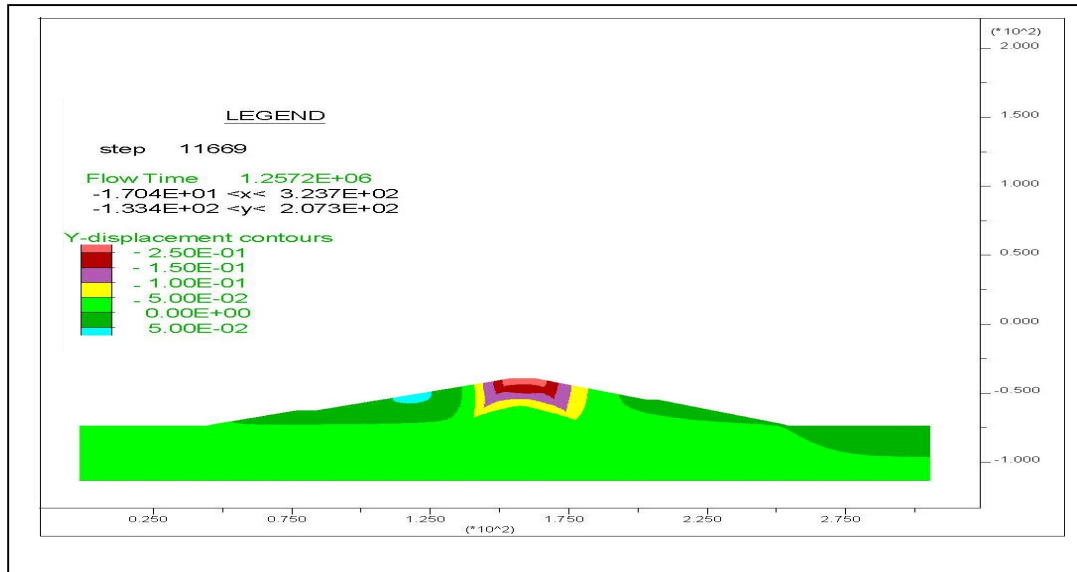


Figure 5.58: Variation des déplacements verticaux $U_{Y_{max}} = 0,25$ m.

5. Cas de barrage sous charge sismique

5.1. Caractéristiques de la secousse sismique supposée

L'étude de la réponse sismique du barrage a été réalisée en utilisant un événement sismique d'une durée de 30 secondes et d'une accélération maximale de 0,35 g, appliquée directement à la fondation du barrage.

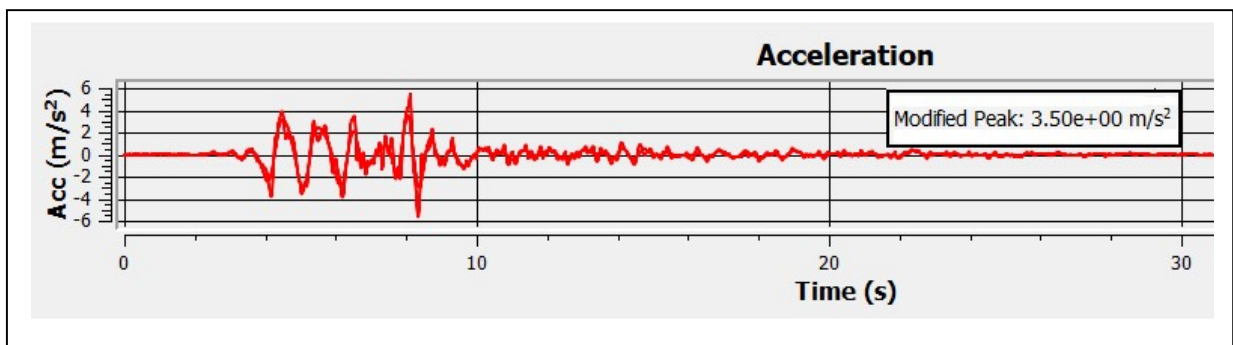


Figure 5.59: Tremblement de terre utilisé lors de la modélisation.

5. 2.La réponse de l'interaction barrage-réservoir à l'action sismique

La réponse du barrage à l'excitation maximale est présentée dans les figures 5.60, 5.61 et 5.62. Une déformation importante au sommet du barrage est observée, comme indiqué par le vecteur des déplacements maximums dépassant la valeur de 2,46 m.

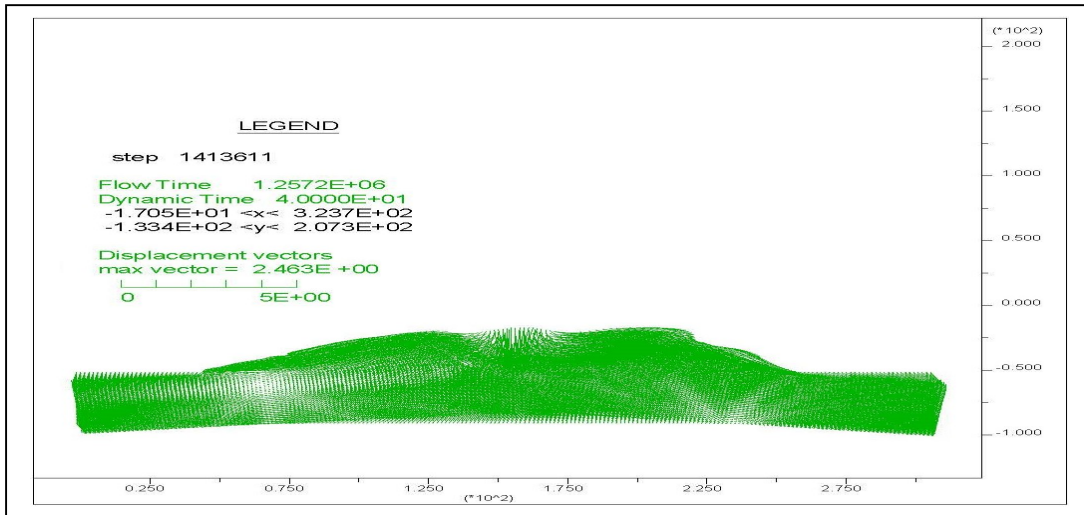


Figure 5.60 : Vecteur déplacement $U_{\max} = 2,463$ m.

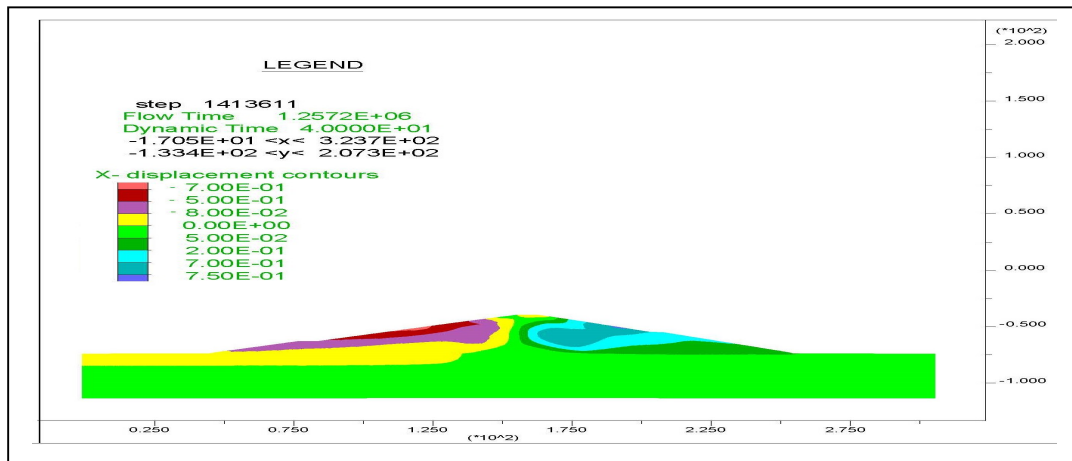


Figure 5.61: Variation des déplacements verticaux $U_{X\max} = 0,75$ m.

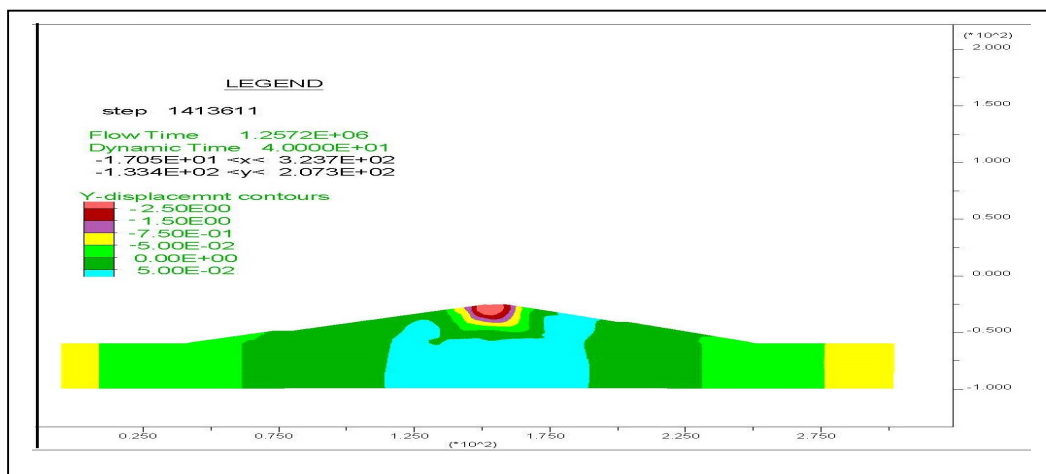


Figure 5.62: Variation des déplacements verticaux $U_{Y\max} = -2,50$ m.

5.3..La répartition de la plasticité dans le corps de la structure du barrage

La figure 5.63 présente la répartition de la plasticité à l'intérieur du barrage. On peut observer une concentration de celle-ci dans le noyau du barrage, ainsi qu'au niveau de la fondation et des surfaces des recharges amont et aval. En revanche, dans les autres parties du barrage, la présence de plasticité est pratiquement nulle. Cette répartition montre que l'effort de l'action sismique entraîne une plasticité importante dans une quasi-totalité du noyau du barrage.

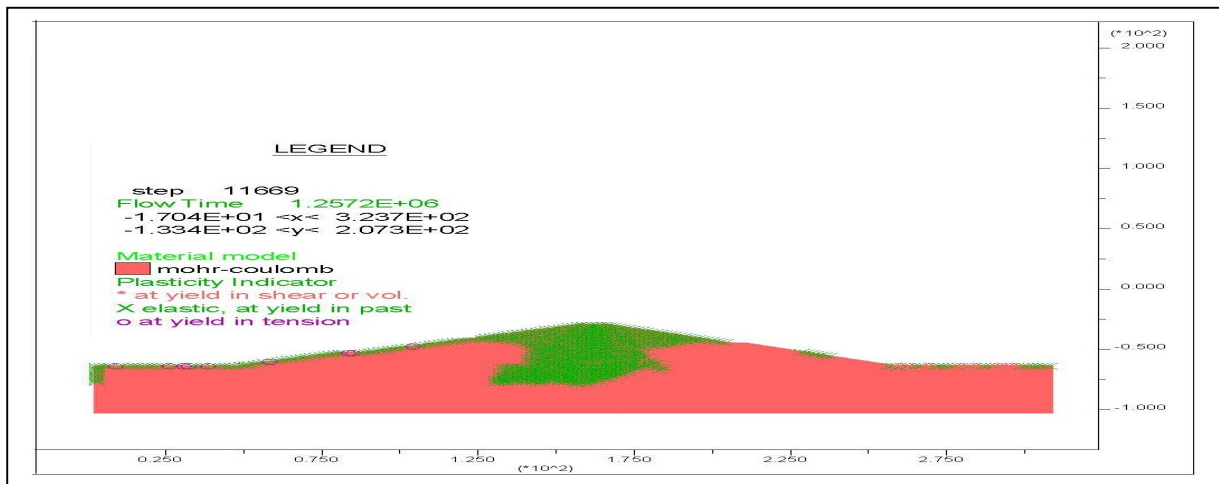


Figure 5.63 :Répartition de la plasticité dans le corps de la structure du barrage

5.3 . Comparaison entre les déplacements obtenus avec les codes Plaxis 2D et Flac 2D

Ce chapitre a permis d'analyser la capacité de PLAXIS, basé sur la MEF, à modéliser le comportement statique et dynamique d'un barrage en terre soumis à une sollicitation sismique. Les résultats obtenus à l'aide de ce logiciel ont été comparés à ceux réalisés à l'aide de FLAC 2D, basée sur les différences finies. La comparaison entre l'effet de l'interaction barrage-réservoir et le barrage vide met en évidence l'augmentation des déplacements horizontaux latéraux par le fait de la saturation en eau entraîne, surtout près des extrémités latérales du barrage (côté amont et aval), ainsi qu'en la crête, pour les déplacements verticaux.

Les figures 5.14 et 5.60 présentent les résultats des deux codes de calcul qui ont montré une légère différence dans les déplacements, de l'ordre de 0,5 cm au maximum.

Les résultats obtenus dans le cas dynamique, en particulier les déplacements totaux et verticaux en crête du barrage, montrent que les déplacements calculés avec les deux logiciels PLAXIS et FLAC 2D présentent des valeurs proches. Cependant, pour un séisme de 0,35g, les déplacements calculés par le logiciel PLAXIS sont inférieurs de 5 % par rapport à ceux obtenus par FLAC 2D. Cependant, les déplacements horizontaux calculés par PLAXIS sont supérieurs de 8 % par rapport à ceux obtenus par FLAC 2D

Chapitre 05 : Simulation de la réponse dynamique du barrage en terre de OUARKISS

- Les deux logiciels ont montré que les zones plastiques du barrage sont quasiment les mêmes, avec une plasticité concentrée dans le noyau du barrage, au niveau de la fondation et sur les extrémités des recharges. d'un autre côté, la plasticité est presque nulle dans le reste du barrage. - Les résultats ont montré que les coefficients de sécurité obtenus par les deux logiciels sont presque semblables. Les valeurs des coefficients de sécurité obtenus par les calculs en 2 D varient entre 2,03 et 2,148, ce qui peut être pris comme une fourchette de référence pour évaluer la stabilité de barrage OUARKISS. Il est important aussi de noter que les coefficients de sécurité ne sont que des indicateurs approximatifs de la stabilité du barrage. une analyse plus détaillée est donc nécessaire pour évaluer de manière intégrale la sécurité du barrage. il est particulièrement important de considérer les incertitudes associées aux propriétés des matériaux, aux conditions de charge, ainsi qu'aux conditions géologiques et environnementales. Par conséquent, il est recommandé de poursuivre l'analyse de la stabilité du barrage en utilisant d'autres méthodes de modélisation, en tenant compte de ces incertitudes pour évaluer de manière fiable la sécurité du barrage.

Les résultats obtenus par PLAXIS concordent avec ceux obtenus par FLAC 2D, ce qui démontre que les deux logiciels produisent des résultats acceptables et cohérents.

Le tableau 5.6 récapitule les résultats issus de l'analyse du barrage réalisée par les deux codes de calcul.

Cas	Plaxis	Flac	%
Facteur de sécurité			
FS	2.148	2.03	95 %
Barrage vide			
U_{max}	08.6cm	05 cm	58 %
$U_{x max}$	09mm	01mm	11 %
$U_{y max}$	08cm	05cm	62 %
Barrage Plein			
U_{max}	31 cm	26cm	84 %
$U_{x max}$	10 cm	12.5 cm	125 %
$U_{y max}$	31 cm	25 cm	81 %
Barrage sous charge sismique			
U_{max}	2.33 m	2.46 m	105 %
$U_{x max}$	0.82 m	0.75 m	92 %
$U_{y max}$	- 2.33 m	- 2.46 m	105 %

Tableau 5.6 : récapitulatif des déplacements calculés par les deux codes de calcul.

CONCLUSION

Deux méthodes de calcul différentes ont été utilisées avec deux logiciels aux éléments finis et aux différences finis, différents: PLAXIS et FLAC. Les résultats obtenus ont ensuite été comparés entre eux. Les déplacements calculés par les deux méthodes numériques, utilisant un les mêmes paramètres des matériaux et un maillage similaire sont concordants.

Les résultats obtenus à l'aide des logiciels PLAXIS et FLAC présentent une bonne cohérence qualitative malgré l'utilisation de deux approches de calcul différentes, la MEF et MDF. Les résultats des modélisations réalisées avec Plaxis et Flac montrent une légère différence, qui peut s'expliquer par les hypothèses de calcul utilisées dans chaque logiciel. Néanmoins, dans l'ensemble, la cohérence qualitative entre les résultats obtenus par les deux logiciels est bonne. Dans l'ensemble, les résultats numériques obtenus par les deux logiciels de calcul sont correctes malgré les nombreuses incertitudes liées à la caractérisation des matériaux et la détermination des paramètres. Nonobstant, la complexité de la géométrie du modèle, des conditions aux limites et des conditions de chargement, ainsi que des propriétés des matériaux, les résultats obtenus par les deux codes numériques peuvent être considérés comme satisfaisants.

Après l'analyse des résultats de calcul, Il en résulte ce qui suit :

- Les résultats obtenus avec les deux codes de calcul PLAXIS et FLAC ont montré que ces deux logiciels sont capables de modéliser de manière satisfaisante le comportement statique et dynamique d'un barrage en terre.
- Les résultats obtenus lors de l'étude statique après le remplissage montrent une cohérence entre ceux présentés par FLAC et ceux obtenus par PLAXIS, bien que des différences apparaissent en raison de la différence de méthodes numériques utilisées et des types de résolution.
- Les déformations obtenues par PLAXIS lors de l'analyse dynamique sont cohérentes avec celles calculées par le logiciel Flac, ce qui suggère que les deux codes peuvent être utilisés de manière fiable pour modéliser le comportement dynamique d'un barrage en terre. Les modèles de comportement du sol et les paramètres de calcul numérique utilisés sont les mêmes pour les deux méthodes. Les déplacements obtenus pour chaque méthode étaient également proches l'un de l'autre.
- L'analyse montre que l'interaction barrage-réservoir a une influence notable sur le comportement du barrage. Les déformations les plus importantes sont observées en crête du barrage et le déplacement est maximal. Cette observation est illustrée dans les figures 5.14 et 5-60. De plus, il y a une amplification des accélérations, en particulier dans le noyau du barrage, ce qui indique un risque élevé d'instabilité dans cette région. Ces

résultats sont dus à l'interaction barrage-réservoir et à la concentration de la plasticité au niveau du noyau.

Les Calculs par les méthodes des éléments finis et des différences finies en deux dimensions sont concordants. L'utilisation de la modélisation en 2 dimensions est avantageuse et fournit des résultats réalistes qui permettent de mettre en évidence les éléments suivants :

- Pour une comparaison réaliste des résultats, il est important d'utiliser le même modèle de comportement du sol (le modèle élastoplastique de Mohr Coulomb), les mêmes paramètres de calcul numérique et un maillage similaire du barrage.
- Les résultats des déplacements en deux dimensions obtenus par chaque code de calcul sont pratiquement semblables.

Enfin, pour approfondir cette analyse, nous avons effectué une étude paramétrique en deux dimensions, car elle permet de déterminer l'influence de la variation de certains facteurs : la densité et l'accélération sur les résultats obtenus.

Chapitre 06: Analyse paramétrique

Introduction

Pour étudier l'effet des paramètres des matériaux sur la déformation de barrage, On utilise la même coupe du barrage, avec les mêmes données, en changeant à chaque fois le paramètre de comparaison. Nous faisons varier à chaque étape des calculs un des paramètres, en gardant constants les autres, pour tester l'influence de chaque paramètre (densité, l'accélération sismique) sur la déformation du barrage. Cette étude consiste à évaluer les résultats obtenus et à faire une comparaison dans chaque nœud choisi dans le corps du barrage.

La comparaison concerne deux points principaux :

- Les déplacements totaux, horizontaux et verticaux calculés au niveau des nœuds.
- répartition de la plasticité dans le barrage

6.1 . L'impact de la densité du noyau et des recharges amont et aval.

Les barrages en terre sont des structures de génie civil utilisées pour stocker l'eau, pour produire de l'énergie hydroélectrique, réguler les crues, etc. La performance et la sécurité de ces structures dépendent de plusieurs facteurs, dont la densité des matériaux utilisés pour leur construction.

La densité qui est une propriété importante des matériaux de construction, peut influencer leur comportement sous les sollicitations statiques et dynamiques, telles que les charges hydrostatiques ou les secousses sismiques. En effet, la densité peut affecter la résistance des matériaux, leur rigidité, leur ductilité, leur compressibilité et leur perméabilité, etc...

Dans le cas des barrages en terre, la variation de la densité des matériaux peut avoir un impact sur la répartition de la contrainte la densité des matériaux peut avoir un impact sur la répartition de la contrainte de rupture, la déformation et la plasticité dans la structure. Par conséquent, il est important de comprendre l'influence de la densité des matériaux sur le comportement des barrages en terre, afin d'optimiser leur conception, leur construction et leur entretien.

Dans ce contexte, il est important de se pencher sur l'influence de la densité des matériaux de construction, sur les performances et la sécurité des barrages en terre. L'effet de la densité peut être considéré sous différents angles, tels que la stabilité, la déformation, la résistance et la plasticité des structures

Pour examiner l'impact de la densité, une approche courante consiste à faire varier la densité du noyau ainsi que celle des recharges amont et aval, comme illustré dans le tableau 6.1. Les résultats obtenus en termes de déplacements et de déformations sont présentés ci-dessous :

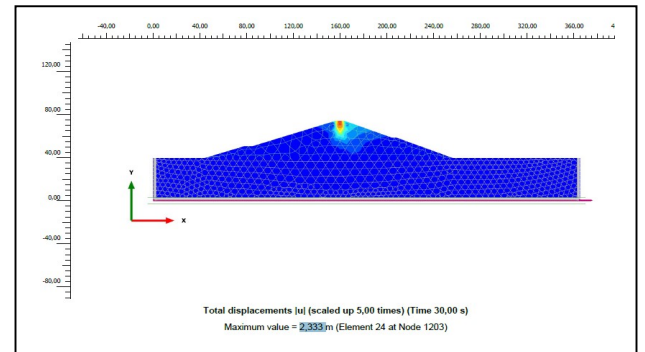
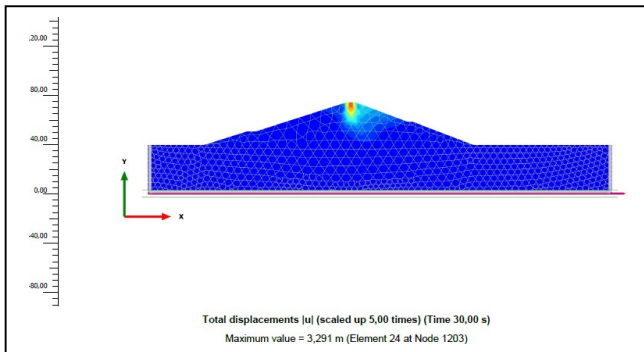
Sol	D1 [kN/m ³]	D2 [kN/m ³]	D3 [kN/m ³]
Amont	18	20	22
Noyau	20	22	24
Aval	18	20	22

Tableau 6.1 : Valeurs de la densité pour le noyau et les recharges amont et aval.

L'influence de la variation de la densité du noyau ,des recharges amont et aval sur l'amplification sismique du barrage est illustrée dans la figure 6.1.L'augmentation de la densité du noyau entraine à cet égard, une diminution dynamique des déplacements. Ce résultat était prévisible, en raison de l'augmentation de la masse du barrage.

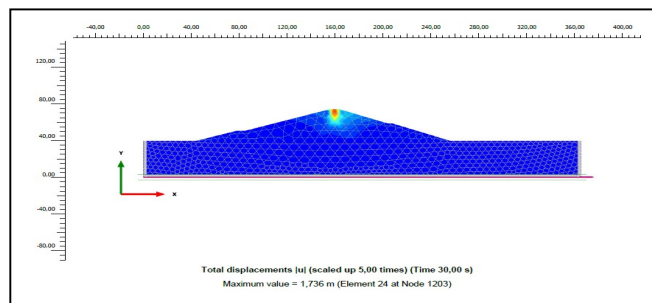
La figure 6.1 représente l'influence de la variation de la densité des recharges amont et aval sur l'amplification sismique dans le barrage. On peut noter que cette variation n'affecte pas la réponse du barrage, sauf au niveau du nœud 1203 où le déplacement atteint 3.29 m.

6.1.1 Variation des déplacements



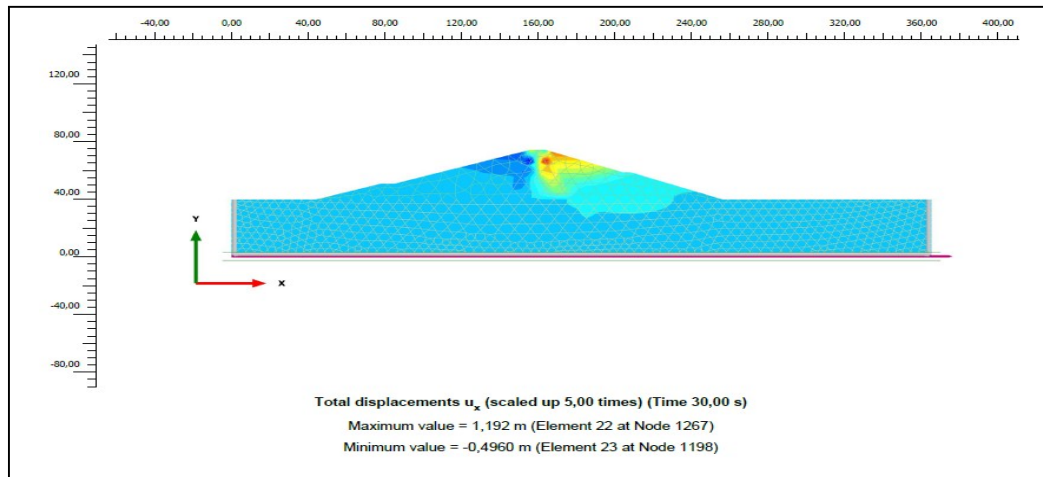
$U_{max} = 3,291 \text{ m (Nœud1203) D1}$

$U_{max} = 2,333 \text{ m (Nœud 1203) D2}$

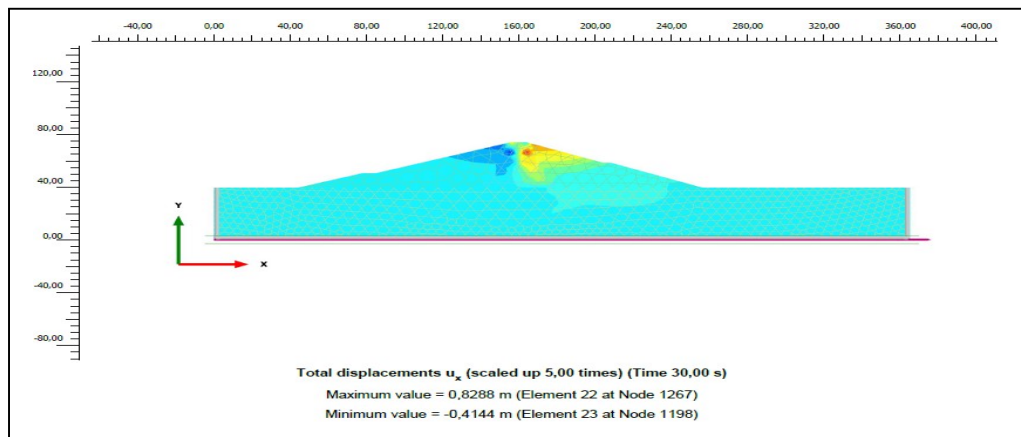


$U_{max} = 1,736\text{m (Nœud 1203) D3}$

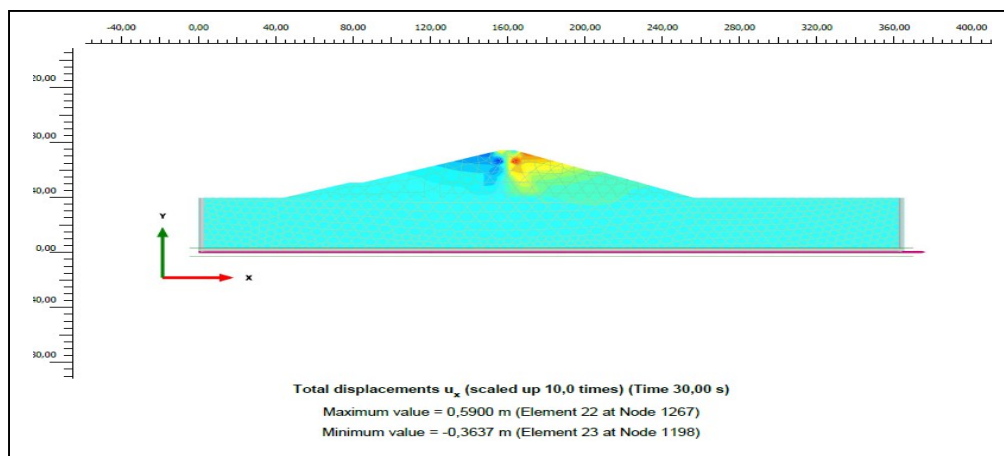
Figure 6.1 : Les déplacements totaux D1, D2 et D3



$U_x \text{ max} = 1,192 \text{ m}$ (Nœud 1267) D1

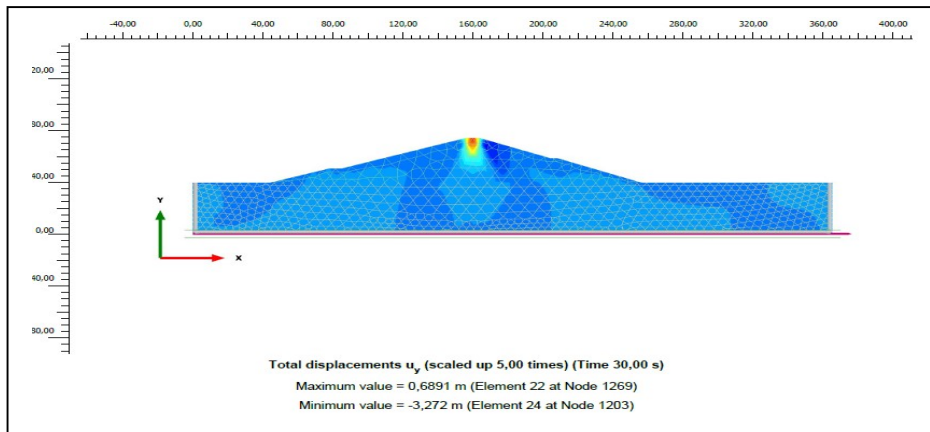


$U_x \text{ max} = 0,828\text{m}$ (Nœud 1267) D2

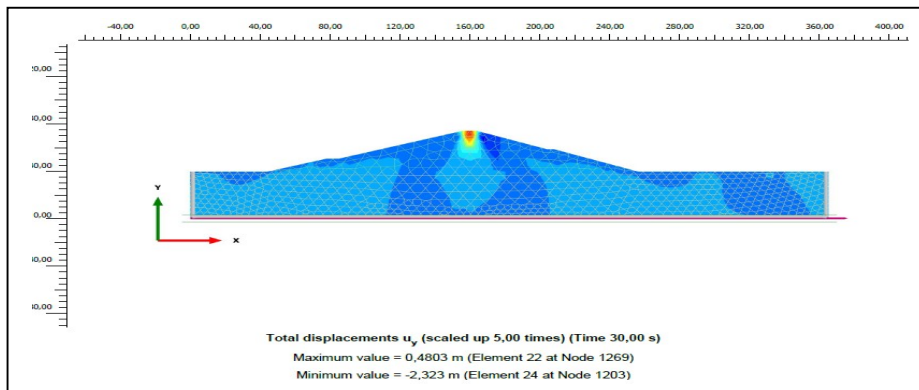


$U_x \text{ max} = 0,59\text{m}$ (Nœud 1267) D3

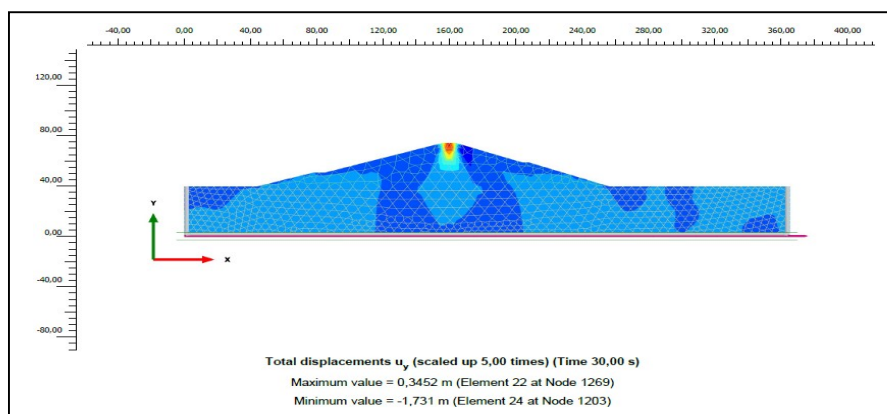
Figure 6.2 :Les déplacements horizontaux D1,D2 et D3.



$U_y \text{ max} = -3,272 \text{ m (Nœud 1203) D1}$



$U_y \text{ max} = -2,323 \text{ m (Nœud 1203) D2}$



$U_{y \text{ max}} = -1,731 \text{ m (Nœud 1203) D3}$

Figure 6.3 : Les déplacements verticaux D1,D2 et D3

La majorité des déformations sont nettement visible dans la crête du barrage. Dans cette région, comme il a été montré précédemment, les matériaux subissent une perte de résistance importante. Il est donc normal d'y trouver des déformations qui sont elles aussi importantes.

Séisme	Déplacement total		Déplacement horizontal		Déplacement vertical	
	U	Nœud	Ux	Nœud	Uy	Nœud
D1	3,291 m	1203	1,192 m	1267	-3,272 m	1203
D2	2,333 m	1203	0,828m	1267	-2,323 m	1203
D3	1.736 m	1203	0,59m	1267	-1,731 m	1203

Tableau 6.2 : Tableau récapitulatif des variations des déplacements (D1, D2 et D3)

L'influence de la variation de la densité du noyau et des recharges amont et aval peut avoir un effet significatif sur les déplacements et les déformations d'un barrage en terre, une augmentation de la densité du noyau et des recharges peut entraîner une diminution des déplacements et des déformations dans le barrage en terre. Cela est dû au fait qu'une densité plus élevée peut permettre une meilleure répartition des charges et une résistance accrue aux forces extérieures.

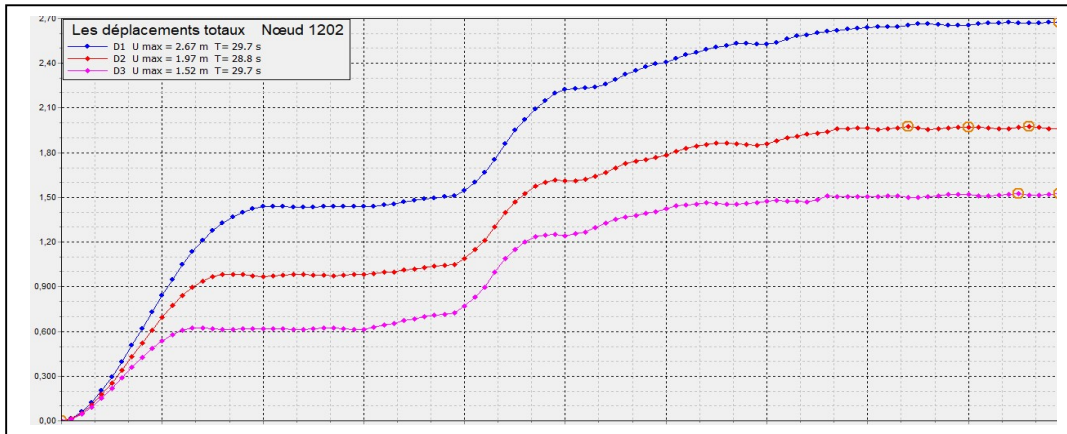
Cependant, il est important de noter que des densités trop élevées peuvent également conduire à une augmentation des déformations et des déplacements dans certaines situations, en particulier si la répartition des charges n'est pas uniforme. Par conséquent, il est essentiel de trouver le bon équilibre entre la densité et les autres facteurs déterminants de conception, pour garantir la stabilité et la sécurité à long terme du barrage en terre

L'impact de la densité du noyau et des recharges amont et aval sur les déplacements et les déformations dans un barrage en terre doit être soigneusement évalué pour assurer la stabilité et la sécurité de la structure. Des études approfondies peuvent être adaptées pour optimiser la conception et la construction du barrage en terre en prenant en compte l'effet de la densité, ainsi que d'autres facteurs importants tels que les conditions environnementales et les charges appliquées.

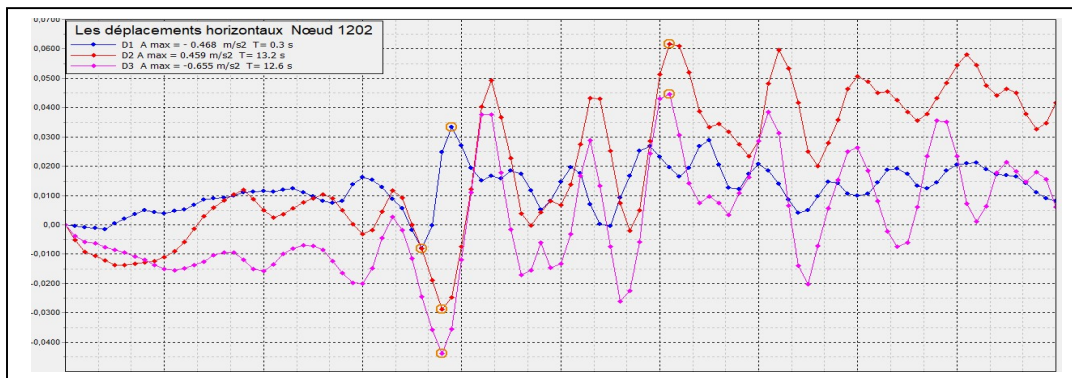
Enfin, la densité du noyau et des recharges amont et aval jouent un rôle crucial dans la réponse sismique et la stabilité globale d'un barrage en terre, et leur effet doit être soigneusement évalué pour garantir la sécurité à long terme de la structure.

6.1.2 Déplacement en un point de la structure

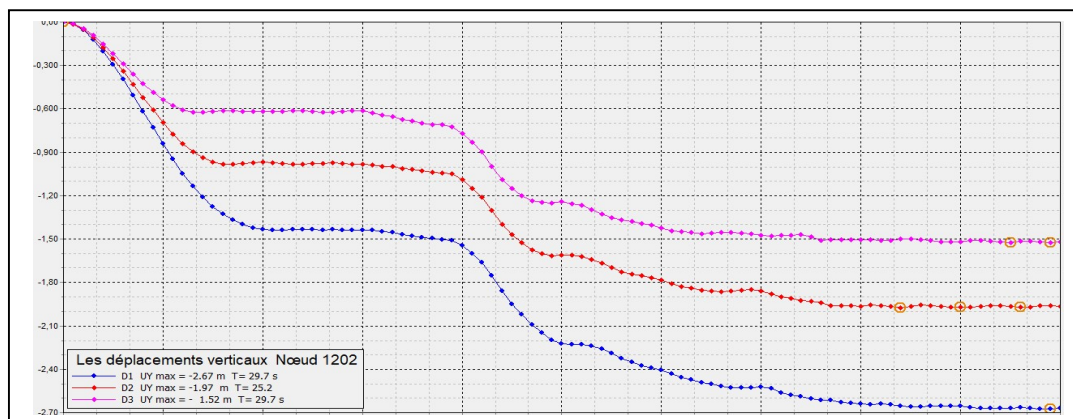
Les figures 6.4, 6.5, 6.6, 6.7, 6.8 et 6.9 représentent une comparaison entre l'évolution des déformations en fonction de la densité des matériaux dans le barrage en six points différents. Ces figures montrent que les déformations, calculées avec Plaxis 2D, ne sont pas semblables dans leur ensemble. On observe que la forme des courbes donnée par le code de calcul n'est pas très différente en chacun point des calculs.



Les déplacements totaux Nœud 1202
 D1 U max = 2.67 m T= 29.7 s
 D2 U max = 1.97 m T= 28.8 s
 D3 U max = 1.52 m T= 29.7 s

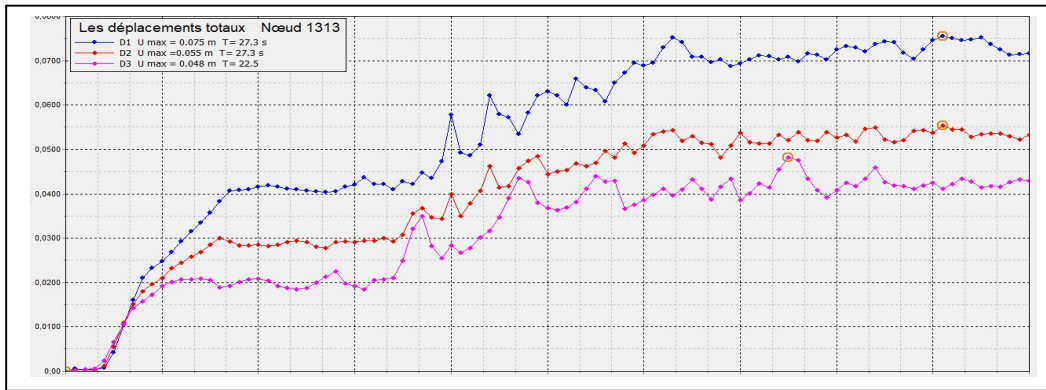


Les déplacements horizontaux Nœud 1202
 D1 U_x max = - 0.468 m T= 0.3 s
 D2 U_x max = 0.459 m T= 13.2 s
 D3 U_x max = - 0.655 m T= 12.6 s

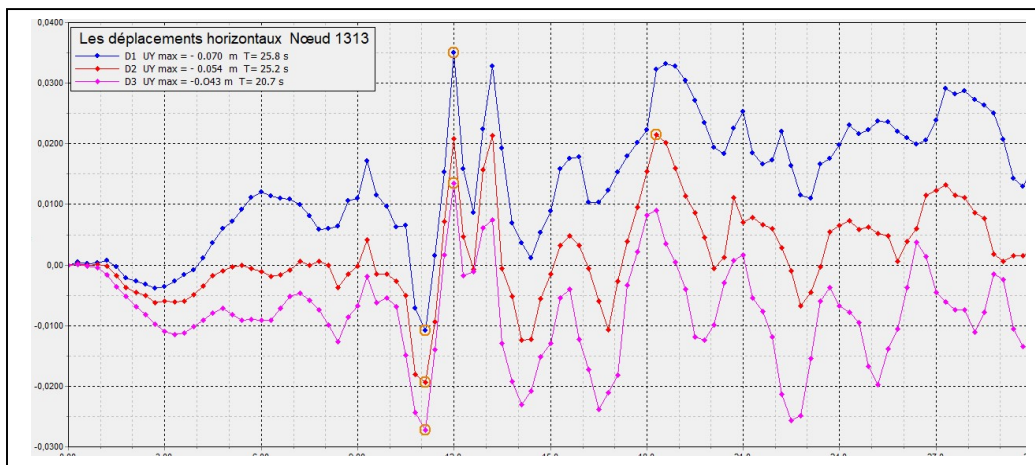


Les déplacements verticaux Nœud 1202
 D1 UY max = -2.67 m T= 29.7 s
 D2 UY max = -1.97 m T= 25.2 s
 D3 UY max = - 1.52 m T= 29.7 s

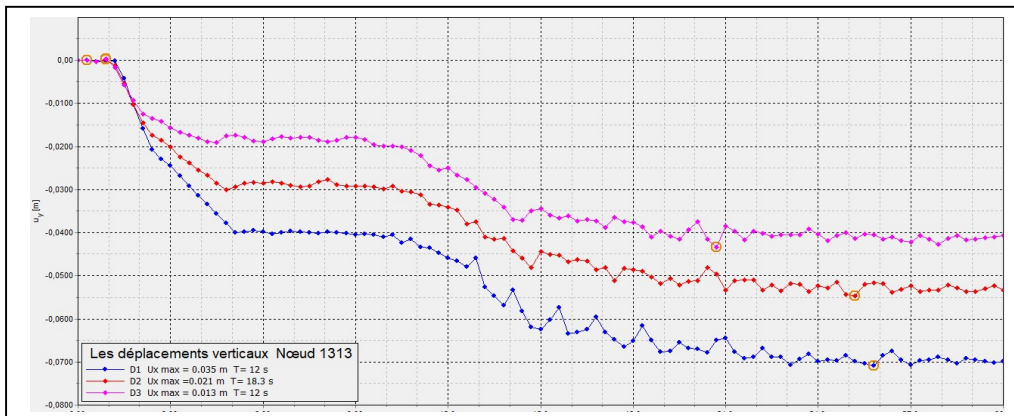
Figure 6.4 : Les déplacements au Nœud 1202 (D1,D2 et D3)



Les déplacements totaux Nœud 1313
 D1 U max = 0.075 m T= 27.3 s
 D2 U max =0.055 m T= 27.3 s
 D3 U max = 0.048 m T= 22.5 s

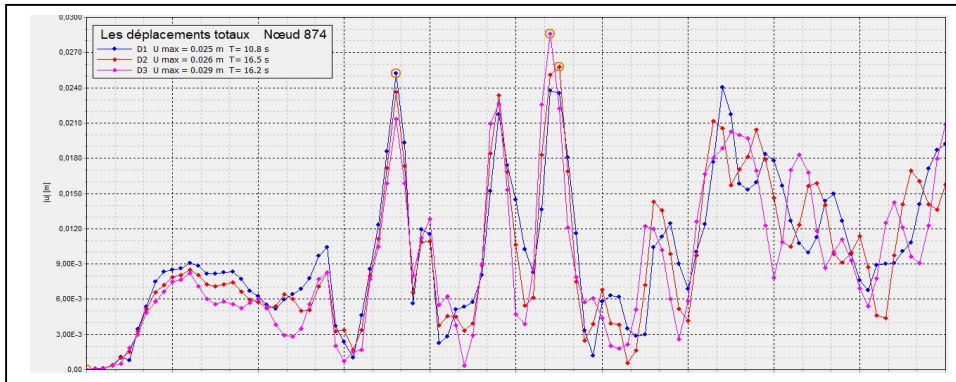


Les déplacements horizontaux Nœud 1313
 D1 Ux max = 0.035 m T= 12 s
 D2 Ux max =0.021 m T= 18.3 s
 D3 Ux max = 0.013 m T= 12 s



Les déplacements verticaux Nœud 1313
 D1 UY max = - 0.070 m T= 25.8 s
 D2 UY max = - 0.054 m T= 25.2
 D3 UY max = -0.043 m T= 20.7 s

Figure 6.5 : Les déplacements Nœud 1313 (D1,D2 et D3).

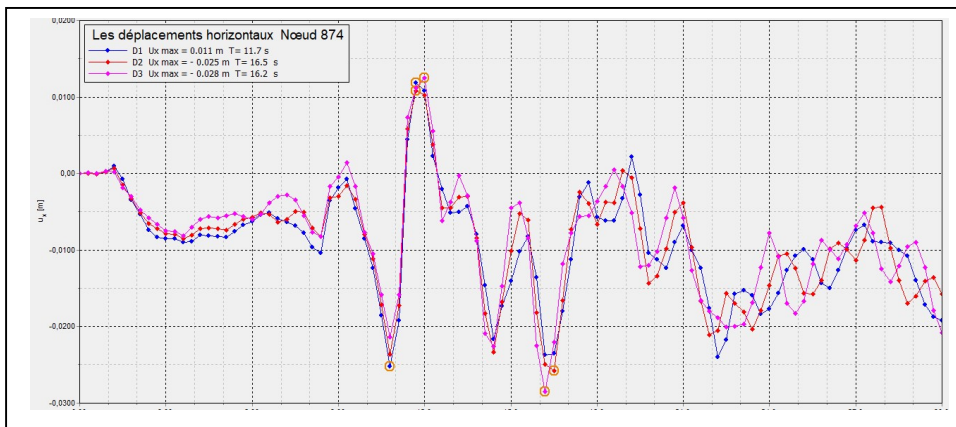


Les déplacements totaux Nœud 874

D1 $U_{\max} = 0.025 \text{ m}$ $T = 10.8 \text{ s}$

D2 $U_{\max} = 0.026 \text{ m}$ $T = 16.5 \text{ s}$

D3 $U_{\max} = 0.029 \text{ m}$ $T = 16.2 \text{ s}$

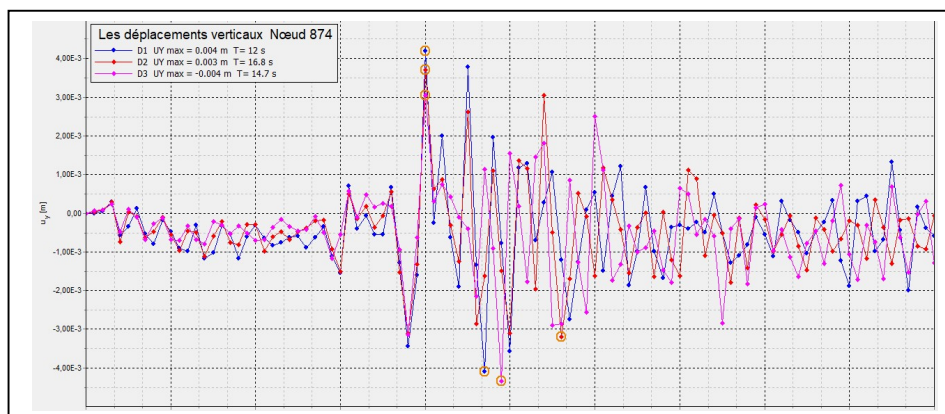


Les déplacements horizontaux Nœud 874

D1 $U_{x \max} = 0.011 \text{ m}$ $T = 11.7 \text{ s}$

D2 $U_{x \max} = -0.025 \text{ m}$ $T = 16.5 \text{ s}$

D3 $U_{x \max} = -0.028 \text{ m}$ $T = 16.2 \text{ s}$



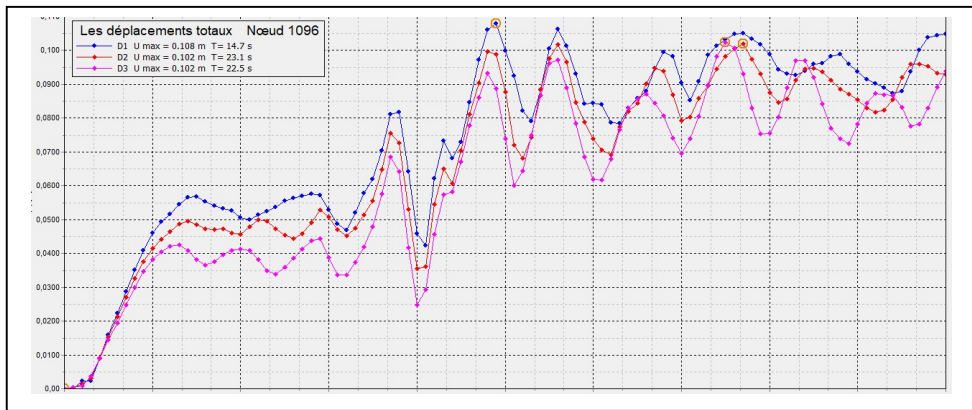
Les déplacements verticaux Nœud 874

D1 $U_{Y \max} = 0.004 \text{ m}$ $T = 12 \text{ s}$

D2 $U_{Y \max} = 0.003 \text{ m}$ $T = 16.8 \text{ s}$

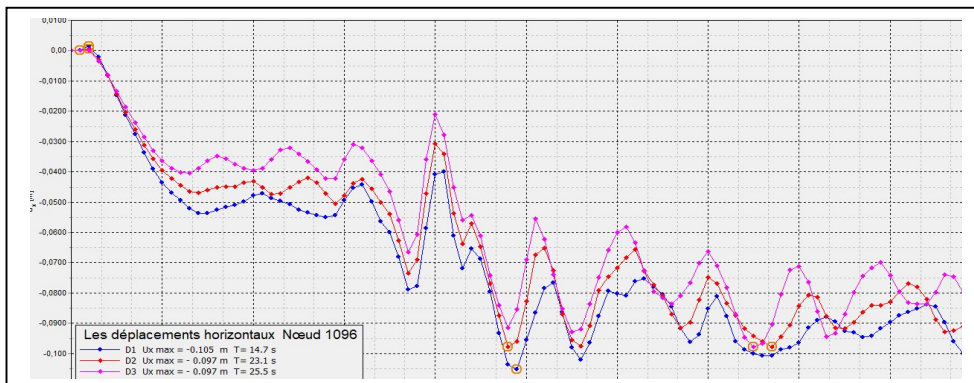
D3 $U_{Y \max} = -0.004 \text{ m}$ $T = 14.7 \text{ s}$

Figure 6.6 : Les déplacements au Nœud 874 (D1,D2 et D3)



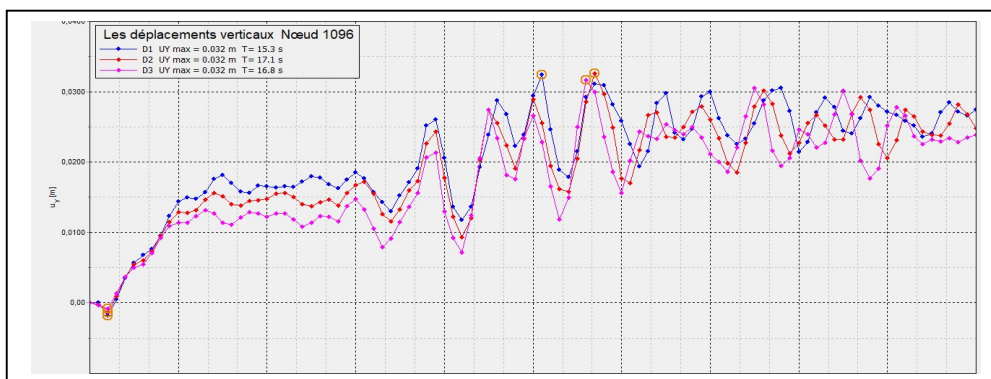
Les déplacements totaux Nœud 1096

D1 U max = 0.108 m T= 14.7 s
 D2 U max = 0.102 m T= 23.1 s
 D3 U max = 0.102 m T= 22.5 s



Les déplacements horizontaux Nœud 1096

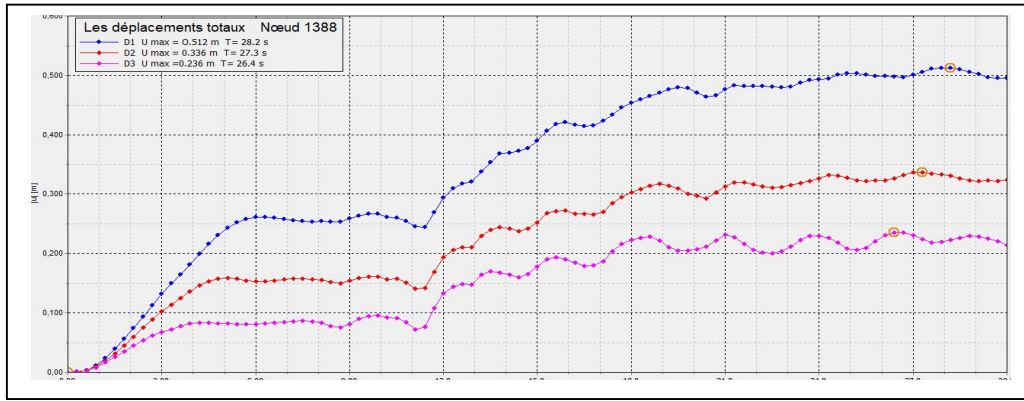
D1 Ux max = -0.105 m T= 14.7 s
 D2 Ux max = - 0.097 m T= 23.1 s
 D3 Ux max = - 0.097 m T= 25.5 s



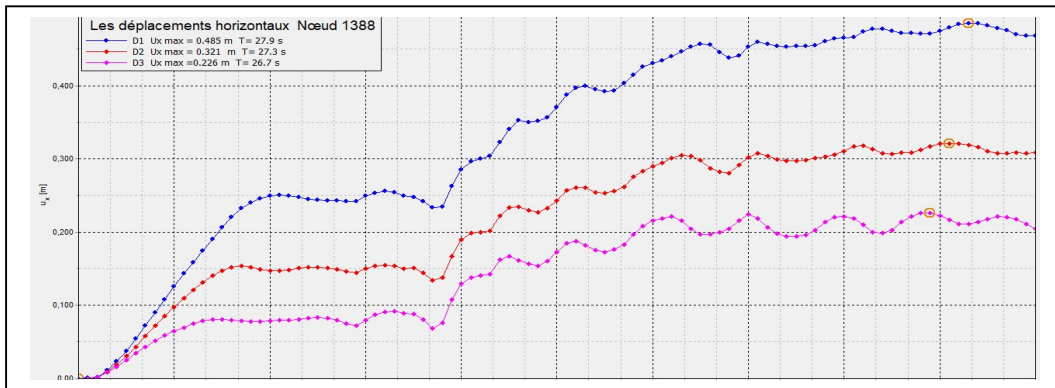
Les déplacements verticaux Nœud 1096

D1 UY max = 0.032 m T= 15.3 s
 D2 UY max = 0.032 m T= 17.1 s
 D3 UY max = 0.032 m T= 16.8 s

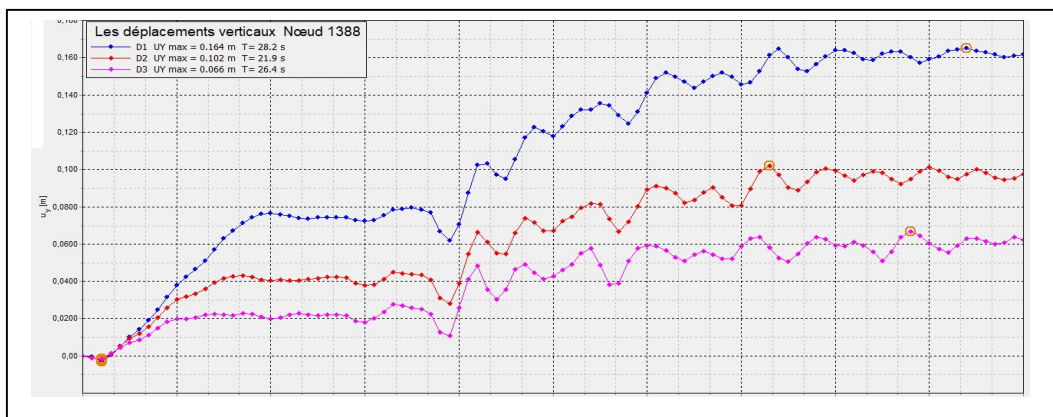
Figure 6.7 : Les déplacements au Nœud 1096 (D1,D2 et D3).



Les déplacements totaux Nœud 1388
 D1 U max = 0.512 m T= 28.2 s
 D2 U max = 0.336 m T= 27.3 s
 D3 U max = 0.236 m T= 26.4 s

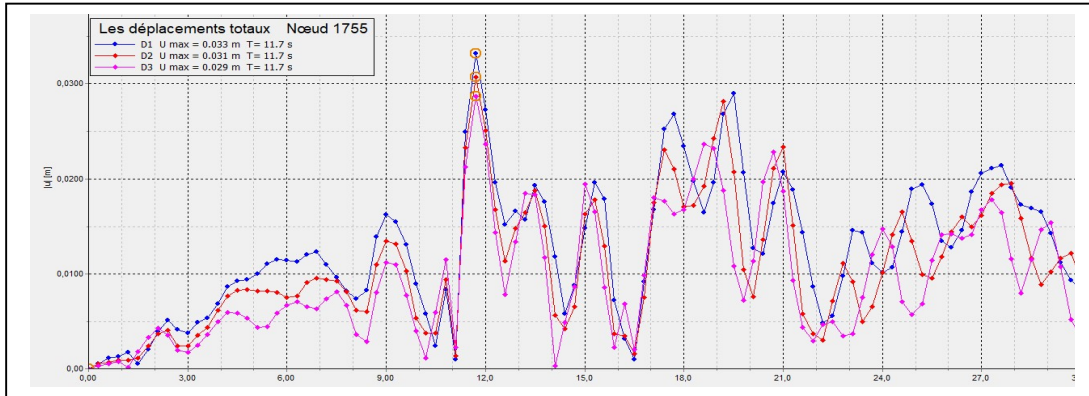


Les déplacements horizontaux Nœud 1388
 D1 Ux max = 0.485 m T= 27.9 s
 D2 Ux max = 0.321 m T= 27.3 s
 D3 Ux max = 0.226 m T= 26.7 s

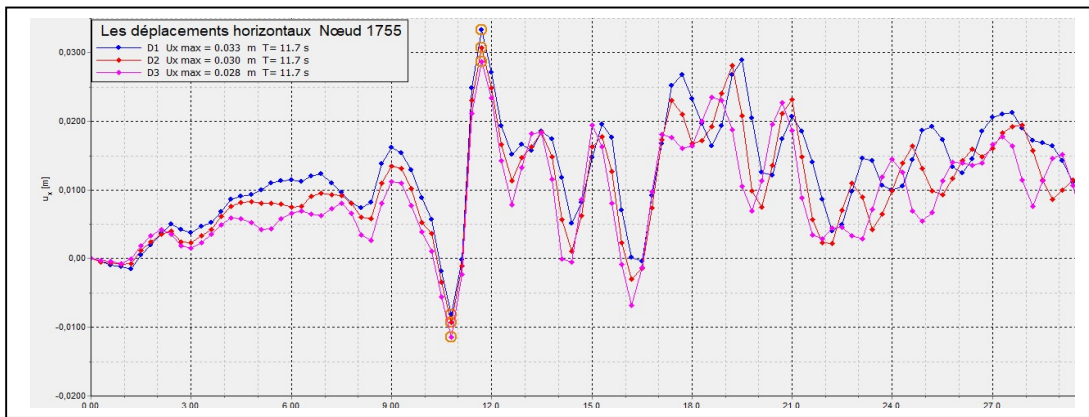


Les déplacements verticaux Nœud 1388
 D1 UY max = 0.164 m T= 28.2 s
 D2 UY max = 0.102 m T= 23.9 s
 D3 UY max = 0.066 m T= 26.4 s

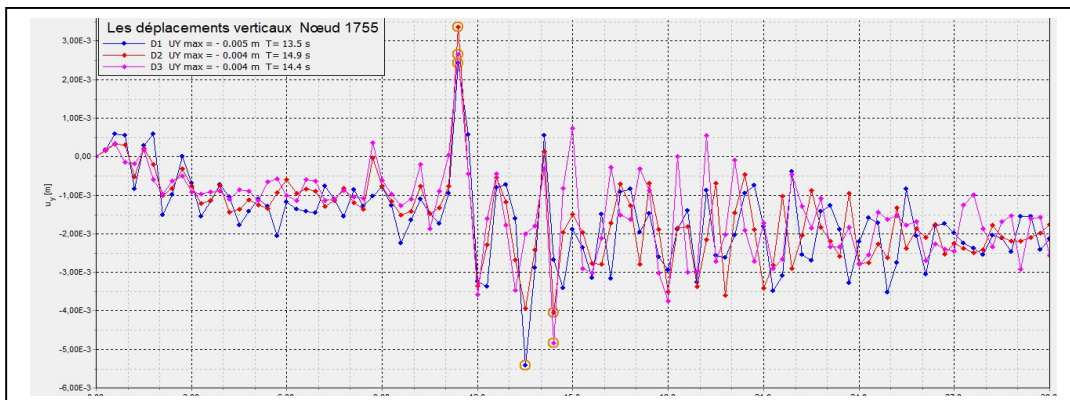
Figure 6.8 : Les déplacements au Nœud 1388 (D1,D2 et D3)



Les déplacements totaux Nœud 1755
 D1 U max = 0.033 m T= 11.7 s
 D2 U max = 0.031 m T= 11.7 s
 D3 U max = 0.029 m T= 11.7 s



Les déplacements horizontaux Nœud 1755
 D1 Ux max = 0.033 m T= 11.7 s
 D2 Ux max = 0.030 m T= 11.7 s
 D3 Ux max = 0.028 m T= 11.7 s



Les déplacements verticaux Nœud 1755
 D1 UY max = - 0.005 m T= 13.5 s
 D2 UY max = - 0.004 m T= 14.9 s
 D3 UY max = - 0.004 m T= 14.4 s

Figure 6.9 :Les déplacements au Nœud 1755 (D1,D2 et D3).

6.1.3 . Récapitulatif des déplacements pour les nœuds sélectionnés

Les résultats obtenus par simulation, montrent que la densité du noyau, notamment pour les grandes valeurs de densité, a une grande influence sur les déformations, en particulier dans la crête du barrage. En effet, La diminution de la densité, en passant de la densité D3 à D1, entraîne une augmentation des déplacements d'environ 75% que celle observée.

Ces résultats suggèrent que la densité du noyau doit être soigneusement contrôlée pour minimiser les déformations du barrage. Une densité plus élevée peut réduire les déformations et donc améliorer la stabilité globale de la structure. Toutefois, il convient de noter que l'effet exact de la densité sur les déformations dépendra de nombreux autres facteurs, tels que la géométrie du barrage, les propriétés géotechniques des matériaux, et la qualité de la construction.

En revanche, les résultats obtenus montrent que la densité du sol dans les recharges amont et aval n'a pas d'influence significative sur les déplacements du barrage. Cela peut s'expliquer par le fait que ces parties du barrage ont une faible influence sur la réponse sismique de la structure, comparativement à la crête.

En conclusion, ces résultats soulignent l'importance de contrôler avec précision la densité du noyau d'un barrage en terre pour minimiser les déformations et améliorer la stabilité globale de la structure. Cela nécessite des études de modélisation numérique approfondies en utilisant un code de calcul 3D pour évaluer l'impact de la densité sur la réponse sismique du barrage.

		Noyau				Amont				Aval			
Déplacement	Densité	1202		1313		874		1096		1388		1755	
		M	S	M	s	M	S	M	S	M	S	m	S
Total	D1	2.67	29.7	0.075	27.3	0.025	10.8	0.108	14.7	0.512	28.2	0.033	11.7
	D2	1.97	28.8	0.055	27.3	0.026	16.5	0.102	23.1	0.336	27.3	0.031	11.7
	D3	1.52	29.7	0.048	22.5	0.029	16.2	0.102	22.5	0.236	26.4	0.029	11.7
Horizontal	D1	-0.468	0.3	0.035	12	0.011	13.7	-0.105	14.7	0.485	27.9	0.033	11.7
	D2	-0.459	13.2	0.021	18.3	-0.025	16.5	-0.097	23.1	0.321	27.3	0.030	11.7
	D3	0.655	12.6	0.013	12	-0.028	16.2	-0.097	25.5	0.226	26.7	0.028	11.7
Vertical	D1	-2.67	29.7	-0.070	25.8	0.004	12	0.032	15.3	0.164	28.2	-0.005	13.5
	D2	-1.97	25.2	-0.054	25.2	0.003	16.8	0.032	17.1	0.102	23.9	-0.004	14.9
	D3	-1.52	25.2	-0.043	20.7	-0.004	14.7	0.032	16.8	0.066	26.4	-0.004	14.4

Tableau 6.3 : Récapitulatif des déplacements pour les nœuds (D1, D2 et D3).

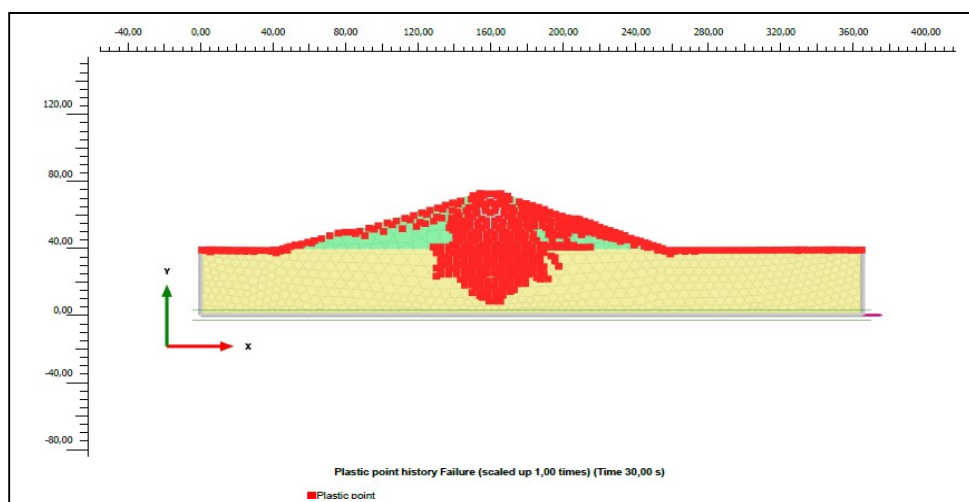
6.1.4. La distribution de la plasticité dans le barrage

La figure 6.10 montre que la plasticité est concentrée dans le noyau, touchant en même temps la crête et la surface des recharges amont et aval, alors que dans le reste du barrage, elle est presque nulle, ce qui indique que le chargement sismique induit la plasticité dans une grande partie du noyau du barrage. Si l'indice de plasticité est élevé, il va engendrer une plus grande amplification du mouvement sismique. Il faut donc s'attendre à un coefficient de sécurité contre la rupture de pente qui diminue avec l'augmentation de l'indice de plasticité.

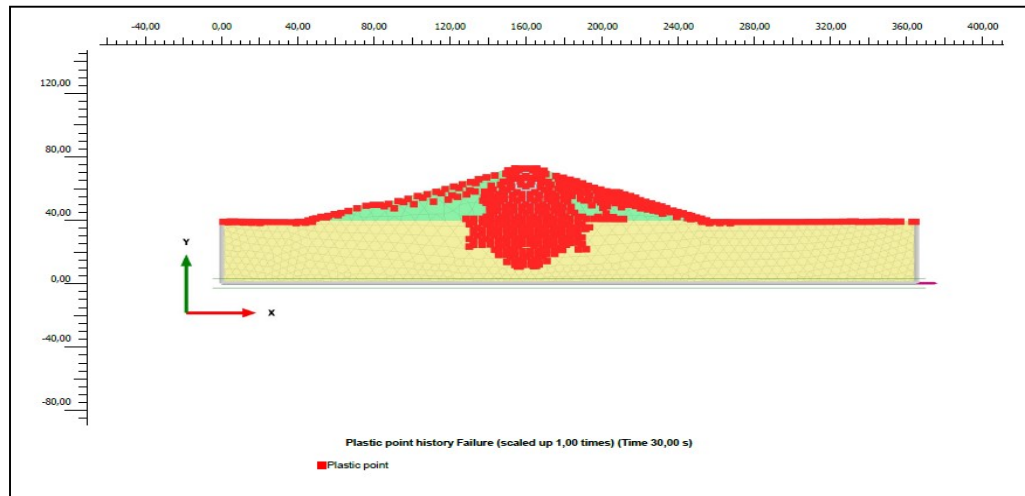
La variation de la densité des matériaux peut influencer la répartition de la plasticité dans un barrage en terre en cas de séisme. Lors d'un tel événement, les matériaux peuvent subir des déformations plastiques en raison des sollicitations cycliques, qui peuvent causer des endommagements et des défaillances du barrage.

Si la densité des matériaux est uniforme dans la structure du barrage, la plasticité peut se répartir de manière homogène, ainsi que le risque de défaillances localisées. Cependant, si la densité varie dans la structure, les zones de faible densité peuvent être plus susceptibles à une déformation plastique excessive, augmentent ainsi le risque de défaillances localisées dans ces zones

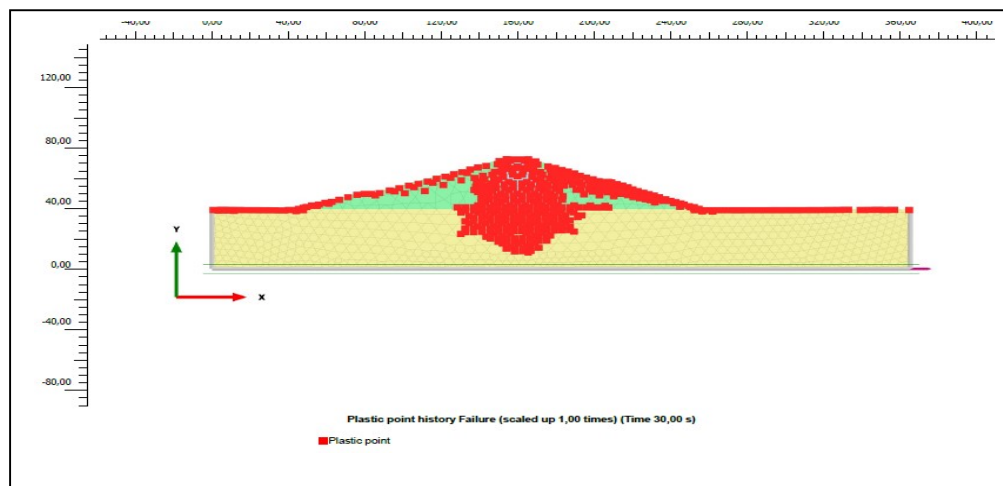
Il est important de noter que d'autres facteurs tels que la composition du matériau, la méthode de compactage et les conditions environnementales peuvent également affecter la répartition de la plasticité dans un barrage en terre lors d'un séisme. Il est donc crucial de prendre en compte ces éléments lors de la conception, de la construction et de l'entretien des barrages en terre pour assurer leur sécurité et leur durabilité



Plasticité selon D1



Plasticité selon D2



Plasticité selon D3

Figure 6.10 : Zones à l'état plastique.

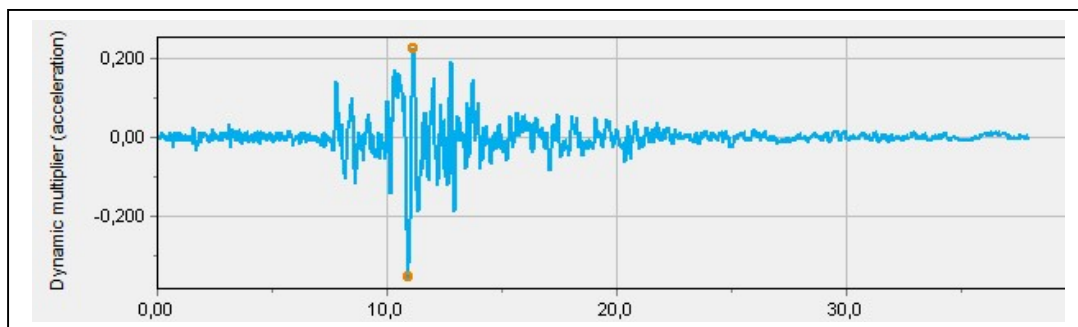
6.2. Influence de l'accélération

6.2.1 Caractéristiques de la secousse sismique probable

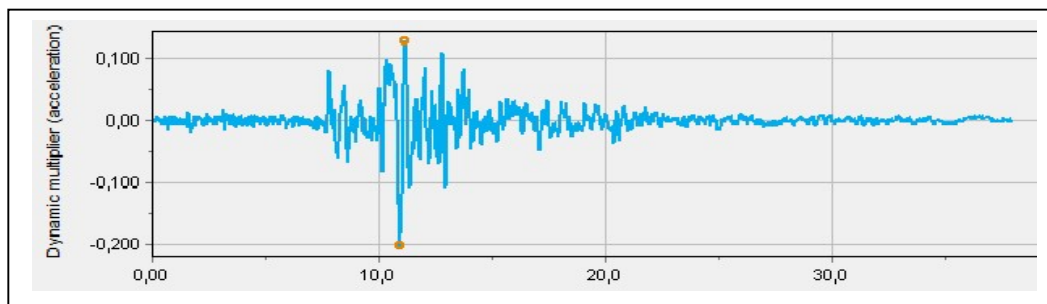
Les barrages en terre sont des structures importantes pouvant être soumises à des charges sismiques importantes, ce qui peut causer des déformations et des défaillances de ces structures. L'accélération du chargement sismique est un paramètre décisif pour évaluer la réponse sismique d'un barrage en terre. Cette accélération peut varier en fonction de nombreux facteurs, tels que l'intensité et la durée du séisme, ainsi que les caractéristiques géométriques et géotechniques du barrage. Dans ce contexte, l'influence et la variation de l'accélération du chargement sismique

dans un barrage en terre sont des questions importantes à étudier pour évaluer la stabilité et la sécurité de ces structures en cas de séisme

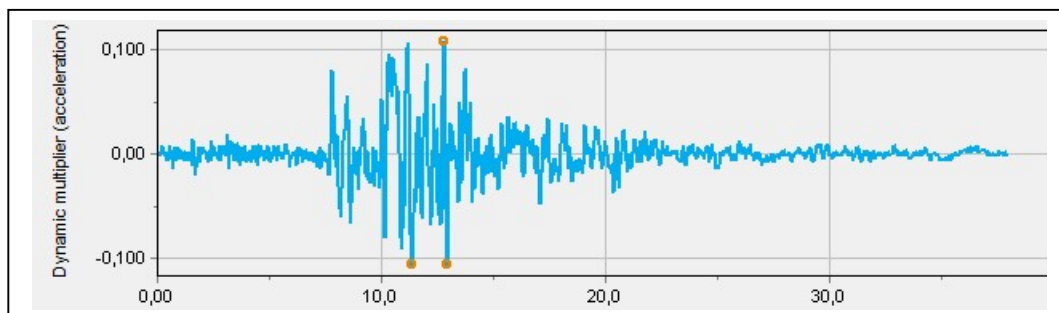
L'étude de l'influence de l'amplitude d'un séisme sur la réponse d'un barrage en terre a été effectuée en considérant trois séismes différents. Lors de ces analyses, on a supposé que le barrage est soumis à des sollicitations de magnitudes S1 (0,35g), S2 (0,20g) et S3 (0,10g). Les caractéristiques de ces secousses sismiques sont présentées dans les figures ci-dessous. Cette étude permet d'évaluer l'impact de l'amplitude de charge sur la réponse sismique du barrage, en termes de déformations, de contraintes et de résistance.



Secousse sismique S1



Secousse sismique S2

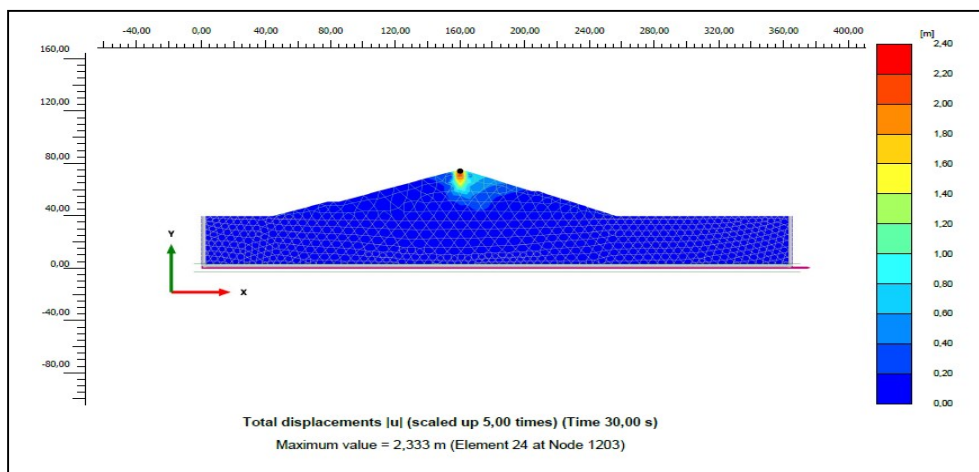


Secousse sismique S3

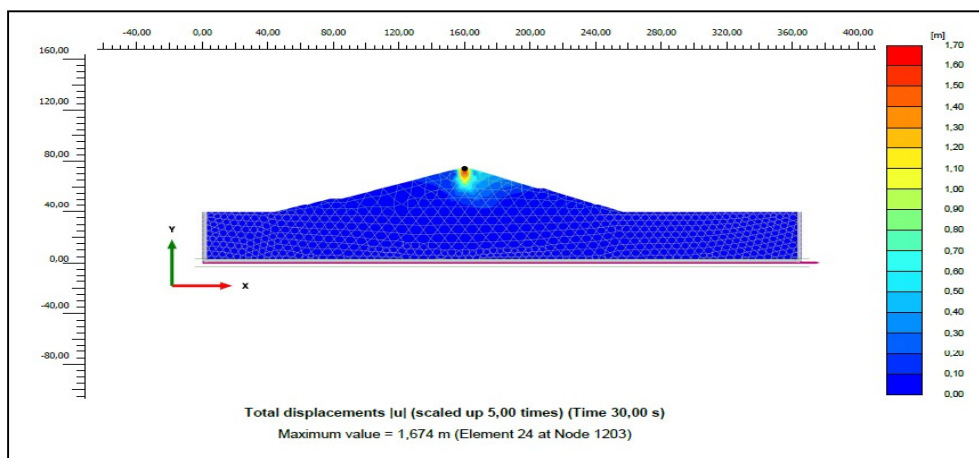
Figure 6 .11 : Caractéristiques de la secousse sismique supposée.

6.2.2 Variation des déplacements

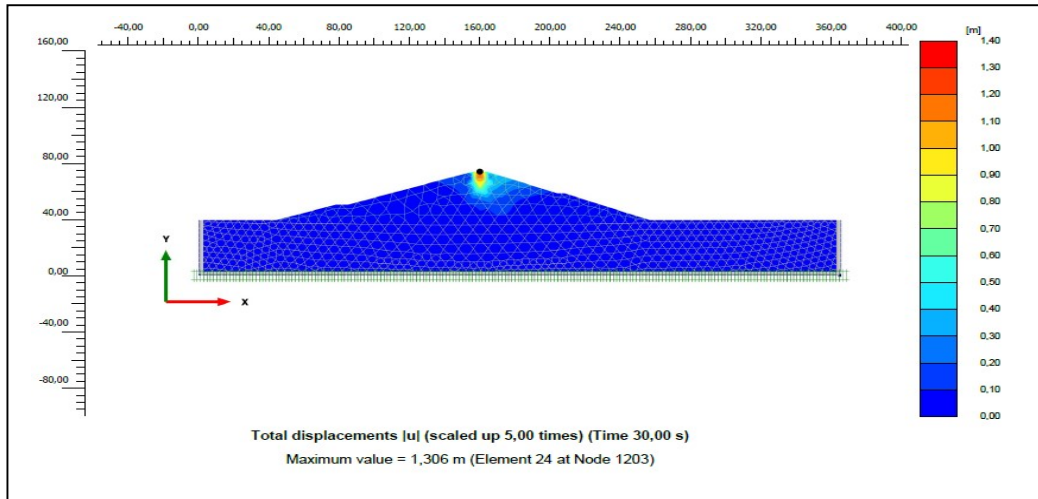
Les figures 6.12, 6.13 et 6.14 montrent l'influence de l'amplitude de chargement sur les déplacements totaux, horizontaux et verticaux en fonction du temps. Les résultats illustrent une corrélation entre l'augmentation des déplacements et l'augmentation de l'amplitude de mouvement, notamment au niveau de la crête du barrage, où les déplacements maximaux atteignent à la fois 2,33 m (S1), 1,67 m (S2) et 1,306 m (S3). La figure 6-14 indique clairement la présence d'instabilité à ces amplitudes de mouvement d'entrée dans la direction verticale U_y , en particulier au niveau de la crête. La figure 5-19 montre une augmentation des déplacements horizontaux dans la partie supérieure des recharges amont et aval, à proximité du noyau, avec des valeurs maximales de 0.82 m (S1), 0.59 m (S2) et 0.468 m (S3). Les formes de déformation sont identiques à la fin de chacun des trois séismes, seule la valeur des déformations varie. Le séisme S1 est celui qui engendre les plus grandes déformations. Les résultats montrent que l'amplitude du mouvement du sol, agité par des trains d'ondes sismiques, a une influence importante sur la réponse du barrage en termes de déplacements et de déformations, en particulier au niveau de la crête.



$$U_{\max} = 2.33 \text{ m (Nœud1203) S1}$$

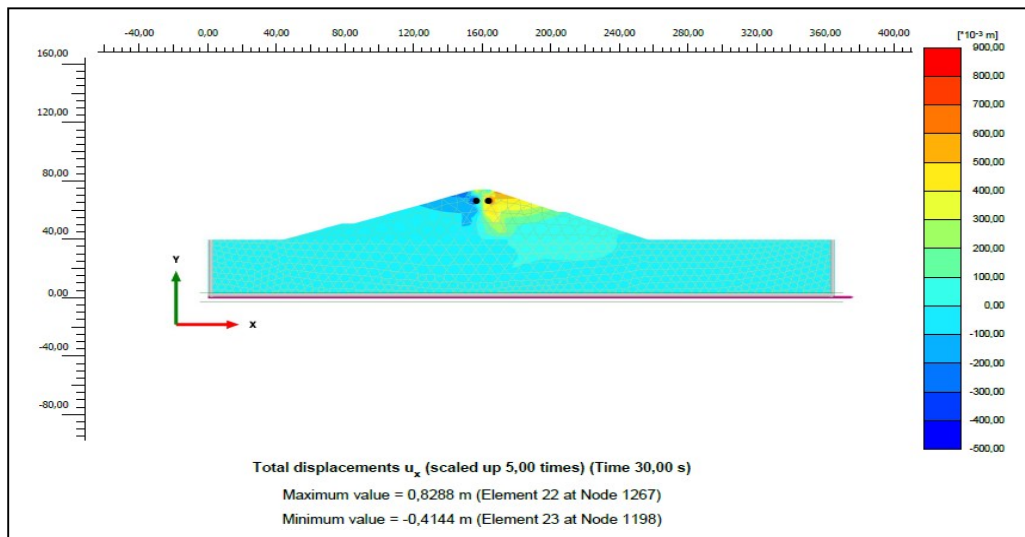


$$U_{\max} = 1.674 \text{ m (Nœud 1203) ,S2}$$

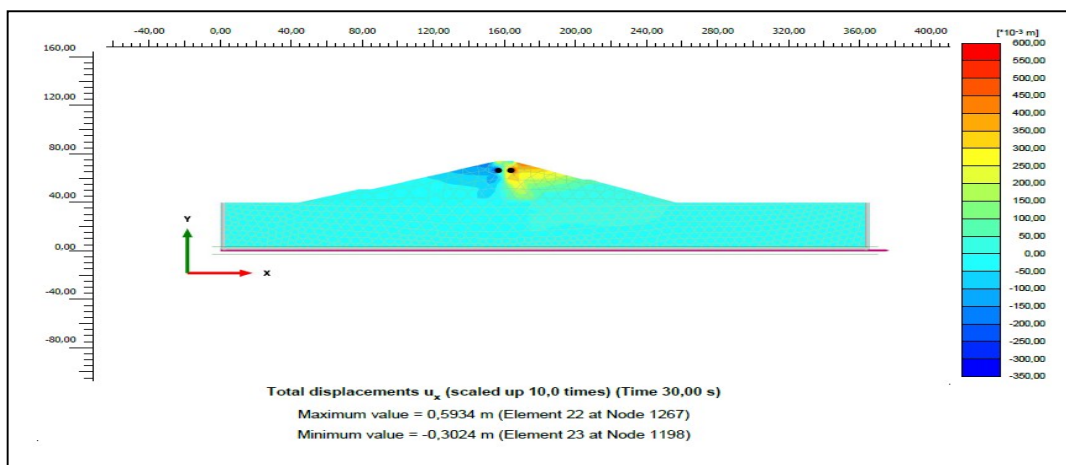


$U_{max} = 1.306 \text{ m (Nœud 1203) S3}$

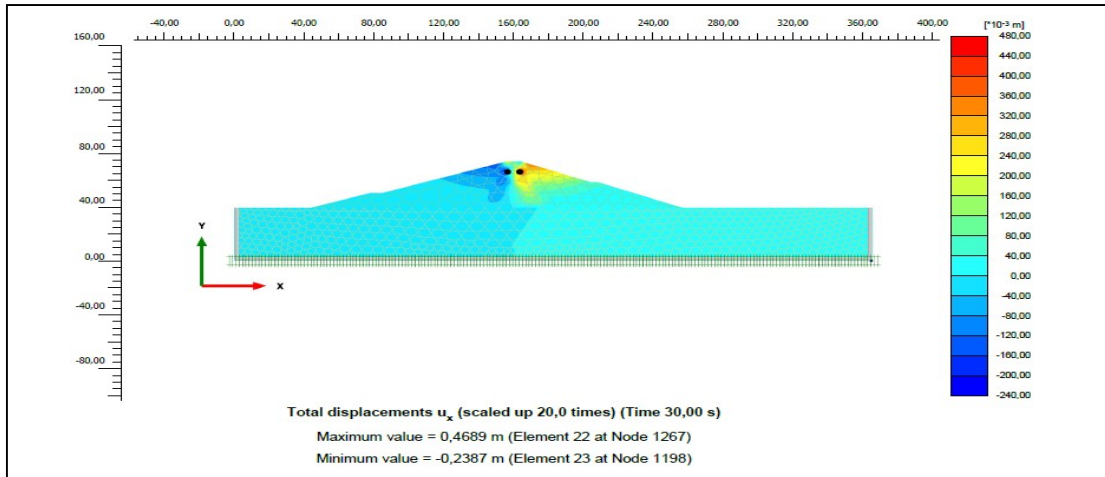
Figure 6.12 : Les déplacements totaux S1, S2 et S3.



$U_x_{max} = 0.82 \text{ m (Nœud 1267) S1}$

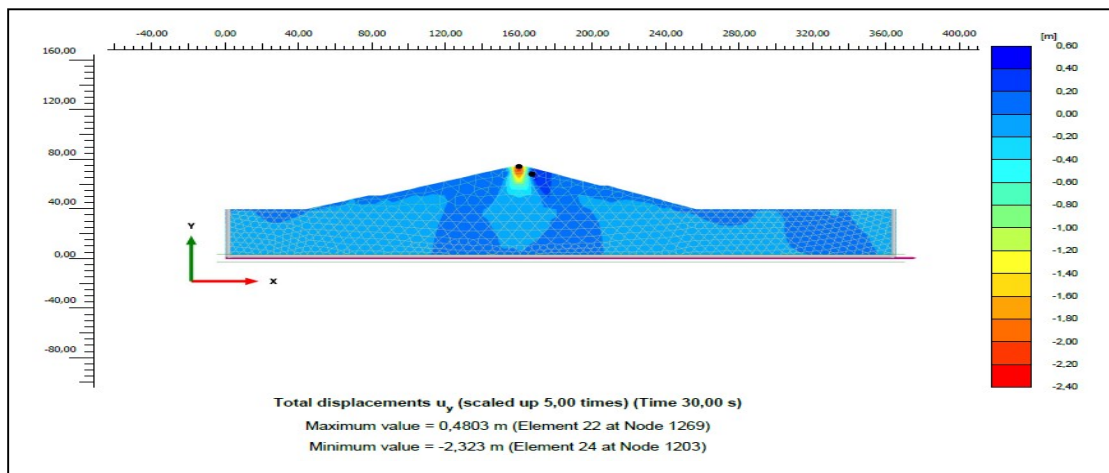


$U_x_{max} = 0.59 \text{ m (Nœud 1267) , S2}$

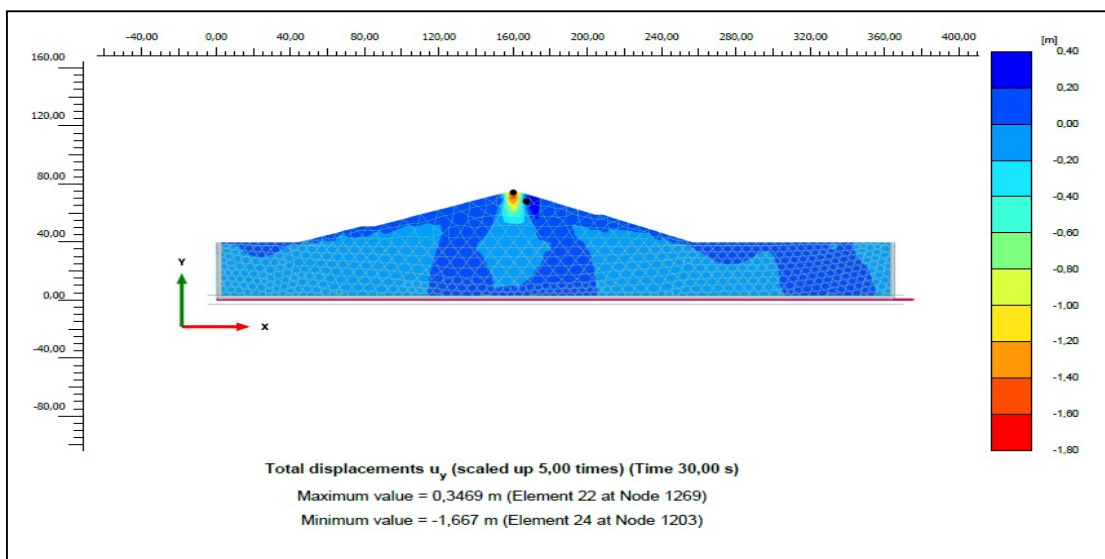


$U_x \text{ max} = 0.468 \text{ m (Nœud 1267), S3}$

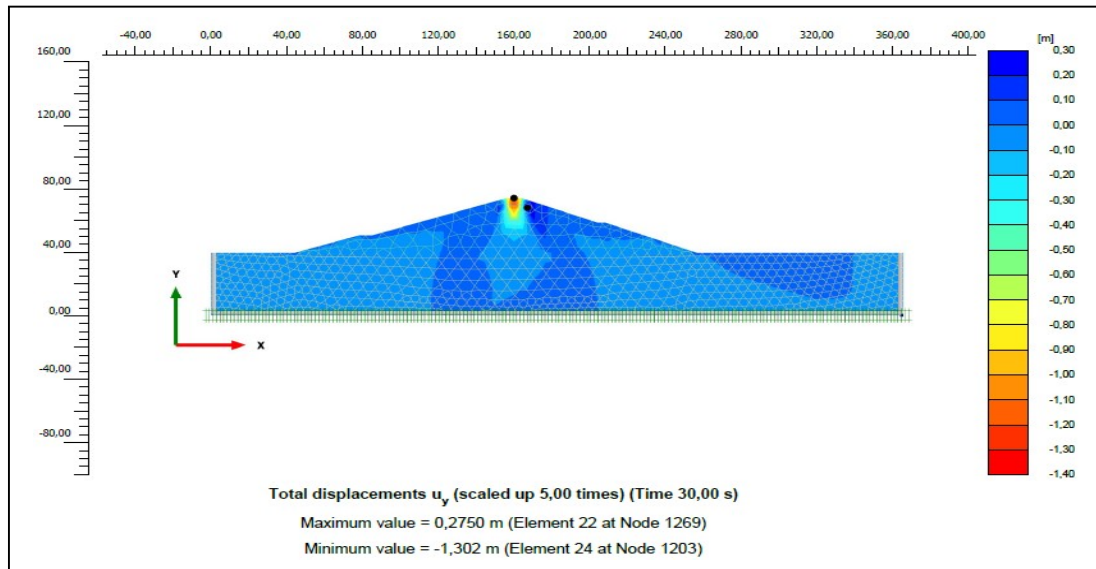
Figure 6.13. : Les déplacements horizontaux S1, S2 et S3.



$U_{y \text{ max}} = - 2.33 \text{ m (Nœud 1203), S1}$



$U_{y \text{ max}} = - 1.67 \text{ m (Nœud 1203) S2}$



$$U_{y\max} = - 1.302 \text{ m (Nœud 1203) ,S3}$$

Figure 6.14 : Les déplacements verticaux S1, S2 et S3.

Tableau récapitulatif des variations des déplacements

Le Tableau 6.4 résume les déformations maximales trouvées dans les différents nœuds lors des trois séismes. Ce tableau montre les déformations maximales horizontales et verticales, lors du tremblement terre S1 qui est le cas le plus critique à prendre en considération dans ce travail.

Séisme	Déplacement total		Déplacement horizontal		Déplacement vertical	
	U	Nœud	U _x	Nœud	U _y	Nœud
S1	2.33	1203	0.82	1267	- 2.33	1203
S2	1.674	1203	0.59	1267	- 1.67	1203
S3	1.306	1203	0.468	1267	- 1.302	1203

Tableau 6.4 : récapitulatif des variations des déplacements S1, S2 et S3.

6.2.3 Déplacement en un point de la structure

Les figures ci-dessous présentent les déplacements maximaux U_{\max} , $U_{x\max}$ horizontales et $U_{y\max}$ verticales obtenues avec le code de calcul PLAXIS. Ces déplacements ont été déterminés pour 06 nœuds représentatifs du noyau et des recharges amont et aval (Fig6.15). Ces derniers sont indiqués dans le tableau 6.5.

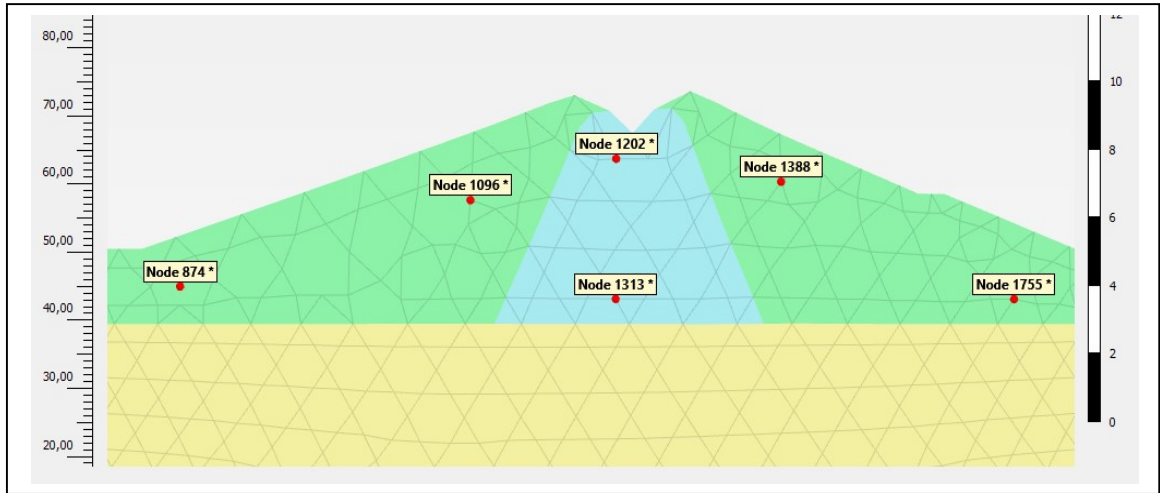
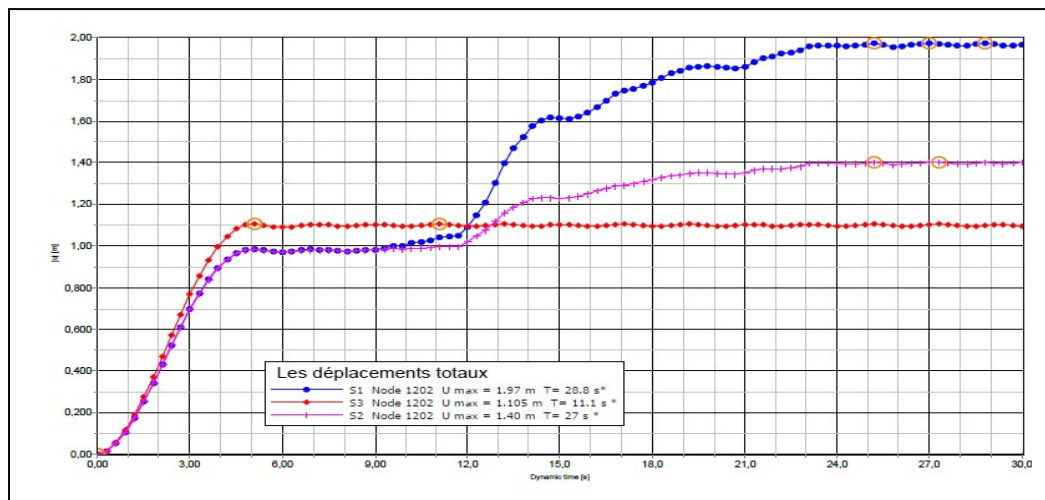


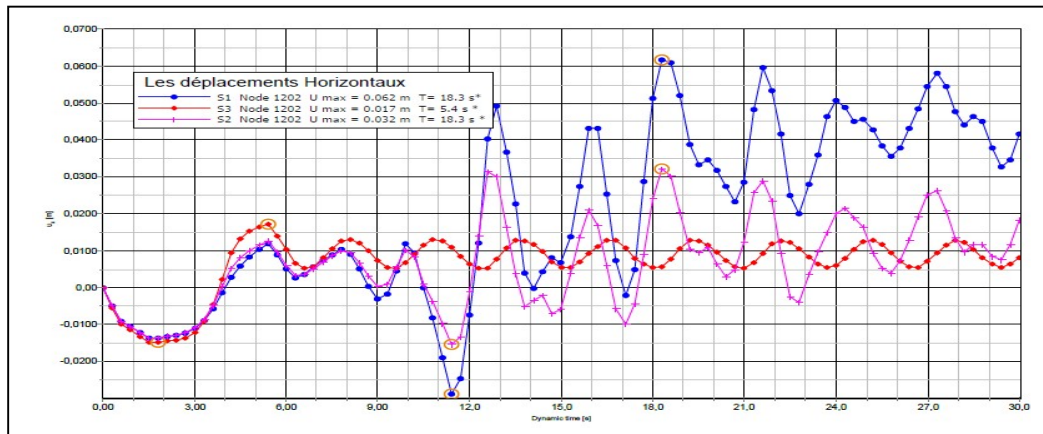
Figure 6.15 : Positionnements des nœuds à travers le corps de barrage.

On remarque que les formes des déformations sont identiques dans chaque nœud, à la fin de chacun des trois séismes. Seules les valeurs de ces déformations varient. Le séisme S1 est le séisme engendrant les plus grandes déformations.

Noyau

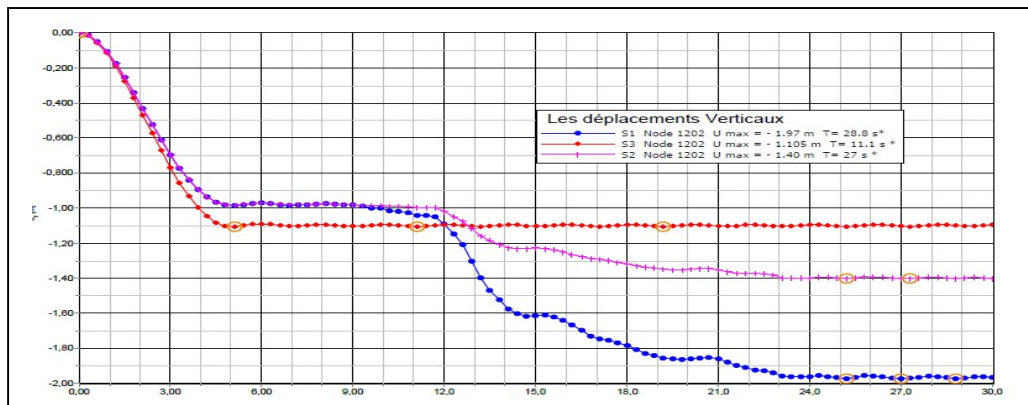


Les déplacements totaux, Nœud 1202
 S1 U max = 1,97 m à l'instant T= 28,8 s
 S2 U max = 1,40 m à l'instant T= 27 s
 S3 U max = 1,105 m à l'instant T= 13,1 s



Les déplacements Horizontaux, Nœud 1202

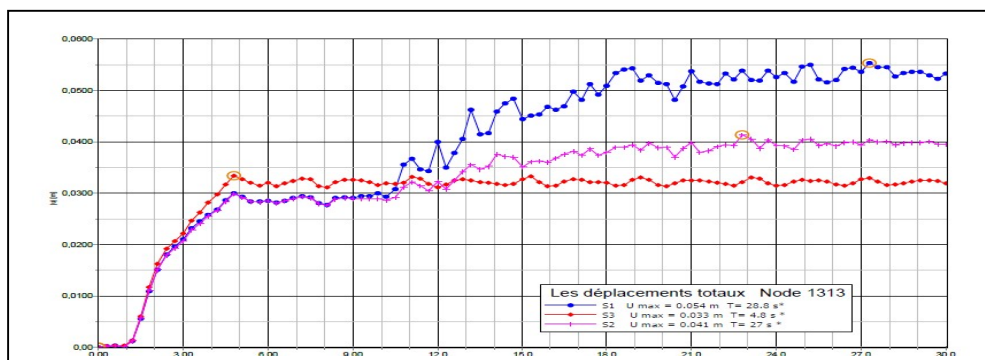
- S1 U max = 0.062 m à l'instant T= 18.3 s
- S2 U max = 0.032 m à l'instant T= 18.3 s
- S3 U max = 0.017 m à l'instant T= 5.4 s



Les déplacements Verticaux, Nœud 1202

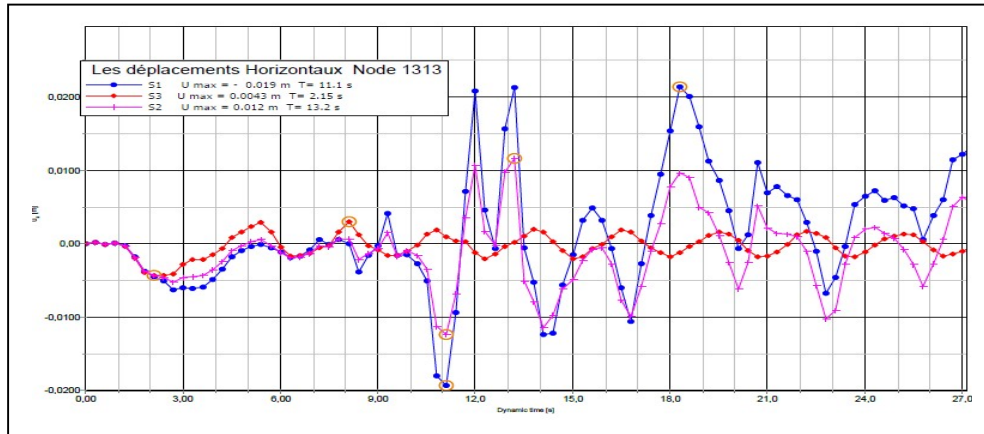
- S1 U max = - 1.97 m à l'instant T= 28.8 s
- S2 U max = - 1.40 m à l'instant T= 27 s
- S3 U max = - 1.105 m à l'instant T= 11.1 s

Figure 6-16 Les déplacements au Nœud 1202 (S1,S2 et S3)

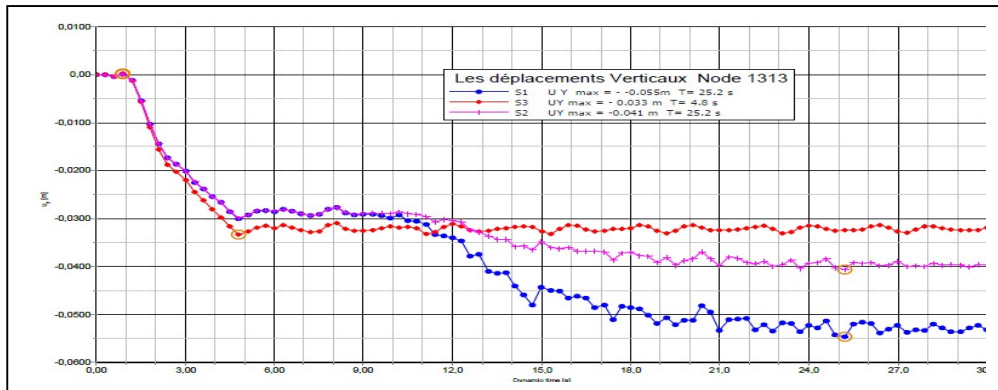


Les déplacements totaux, Nœud 1313

- S1 U max = 0.054 m à l'instant T= 28.8 s
- S2 U max = 0.041 m à l'instant T= 27 s
- S3 U max = 0.033 m à l'instant T= 4.8 s



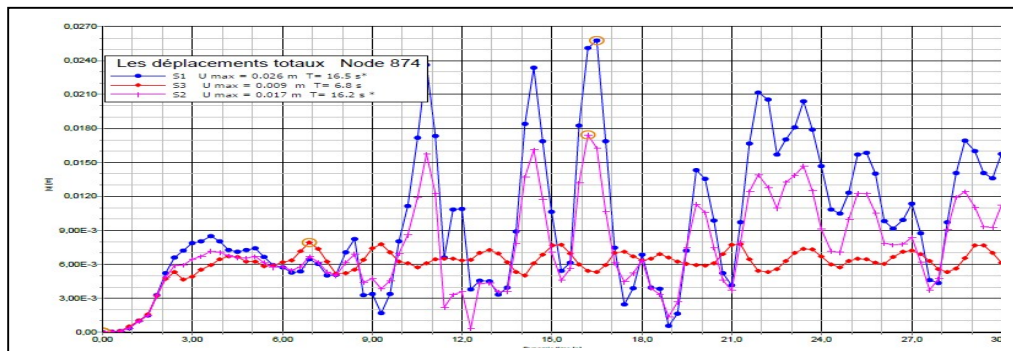
Les déplacements Horizontaux , Nœud 1313
 S1 U max = - 0.019 m à l'instant T= 13.1 s
 S2 U max = 0.012 m à l'instant T= 13.2 s
 S3 U max = 0.0043 m à l'instant T= 2.15 s



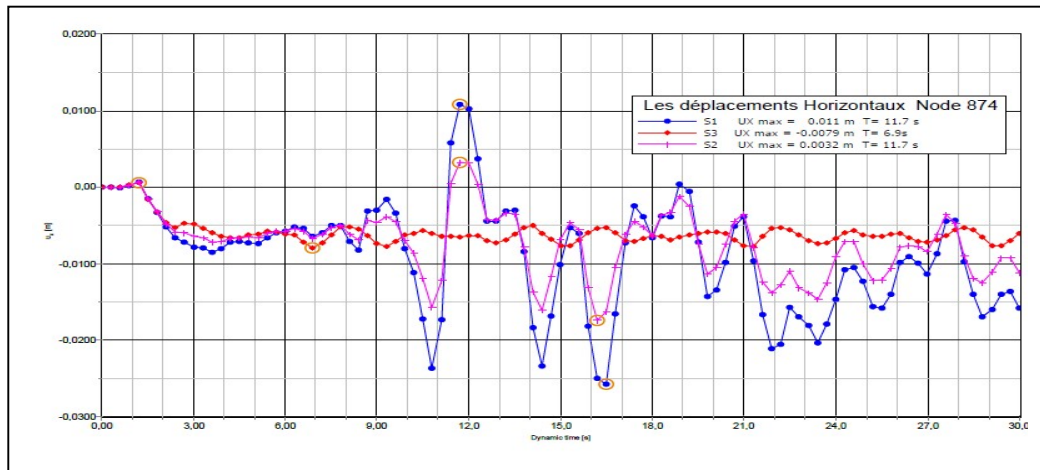
Les déplacements Verticaux Nœud 1313
 S1 U Y max = - -0.055m à l'instant T= 25.2 s
 S3 U Y max = - 0.033 m à l'instant T= 4.8 s
 S2 U Y max = -0.041 m à l'instant T= 25.2 s

Figure 6.17 :Les déplacements au Nœud 1313 (S1,S2 et S3).

Recharge amont



Les déplacements totaux Nœud 874
 S1 U max = 0.026 m T= 16.5 s
 S2 U max = 0.017 m T= 16.2 s
 S3 U max = 0.009 m T= 6.8 s

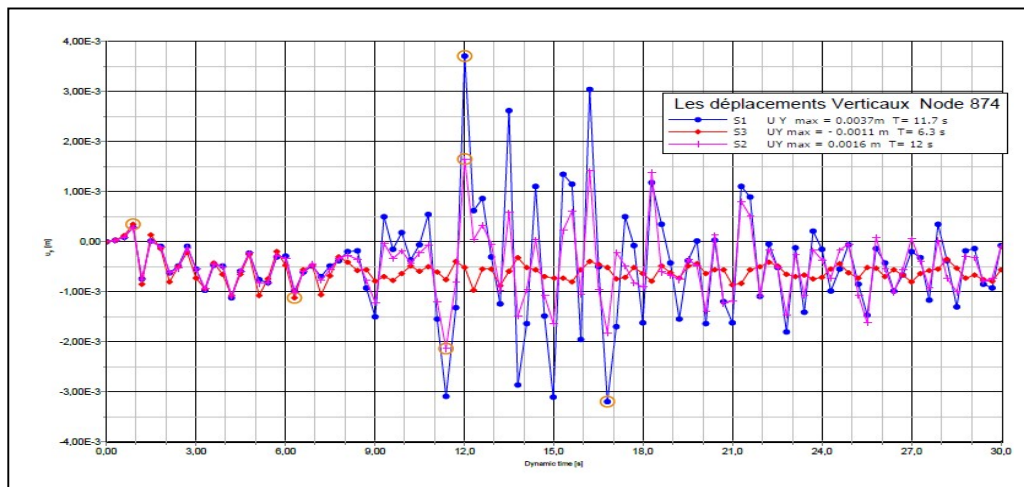


Les déplacements Horizontaux Nœud 874

S1 UX max = 0.011 m T= 13.7 s

S2 UX max = 0.0032 m T= 13.7 s

S3 UX max = -0.0079 m T= 6.9s



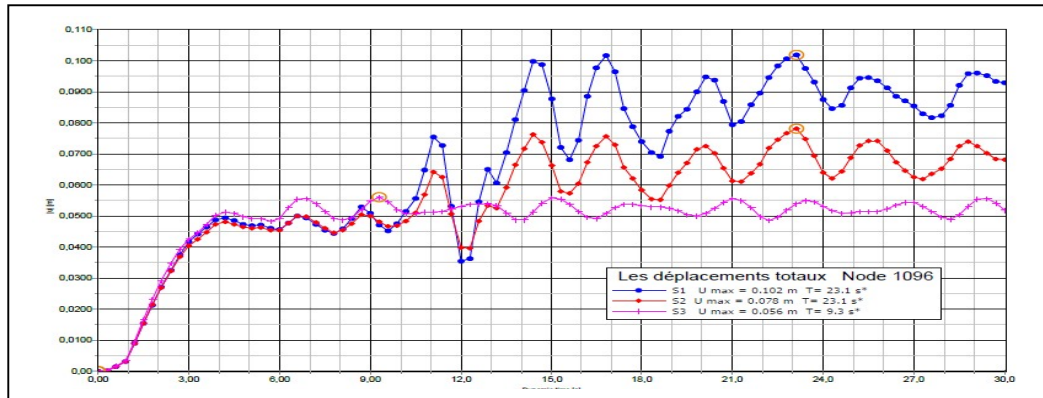
Les déplacements Verticaux Nœud 874

S1 UY max = 0.0037m T= 13.7 s

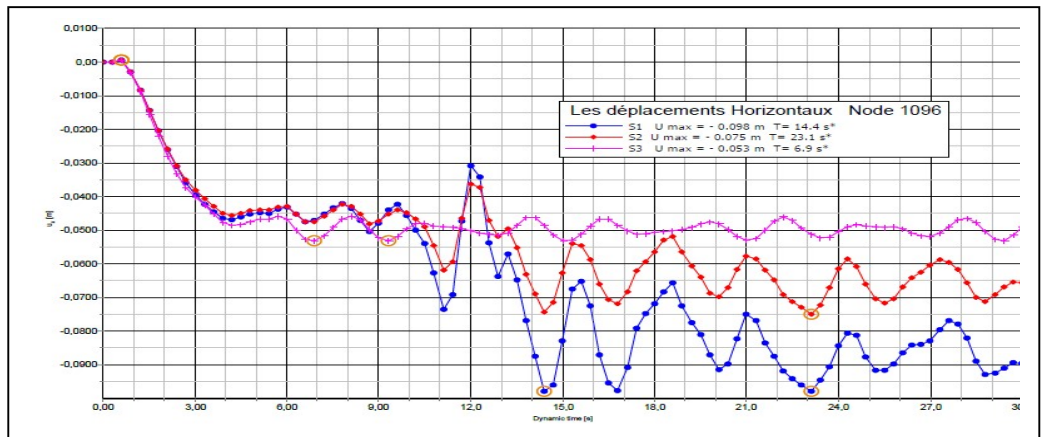
S2 UY max = 0.0016 m T= 12 s

S3 UY max = - 0.0011 m T= 6.3 s

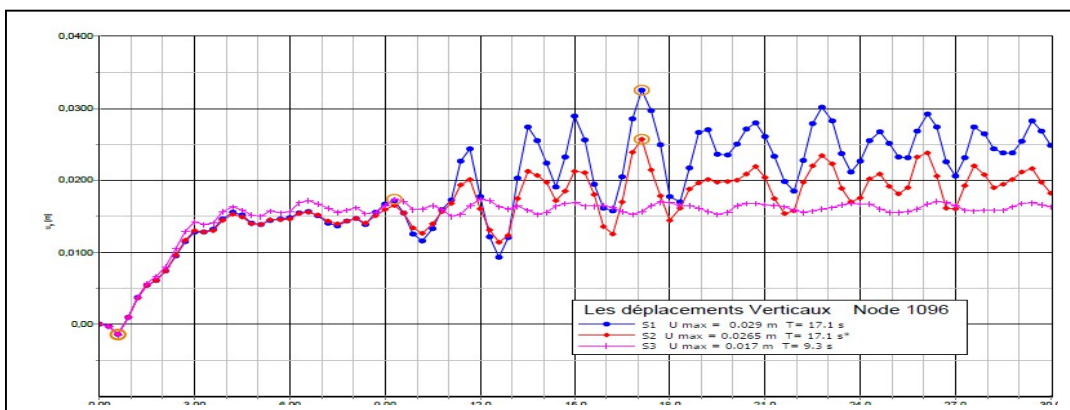
Figure 6.18 : Les déplacements au Nœud 874 (S1,S2 et S3)



Les déplacements totaux Nœud 1096
 S1 U max = 0.102 m T= 23.1 s
 S3 U max = 0.056 m T= 9.3 s
 S2 U max = 0.078 m T= 23.1 s

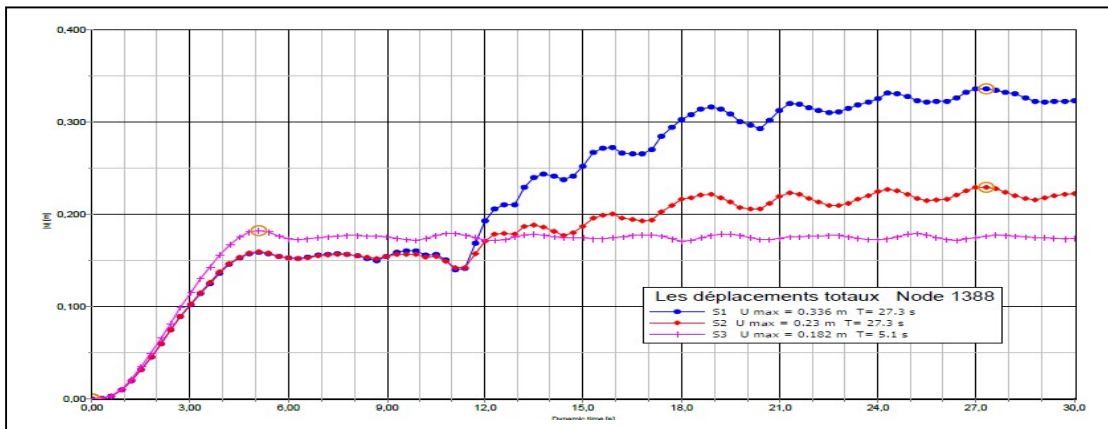


Les déplacements Horizontaux Nœud 1096
 S1 U max = - 0.098 m T= 14.4 s
 S3 U max = - 0.053 m T= 6.9 s
 S2 U max = - 0.075 m T= 23.1 s



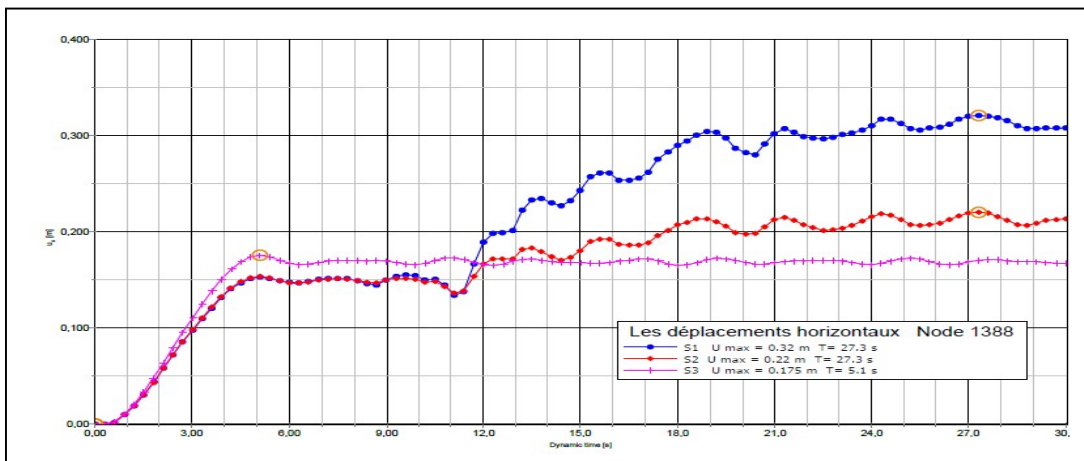
Les déplacements Verticaux Nœud 1096
 S1 U max = 0.029 m T= 17.1 s
 S2 U max = 0.0265 m T= 17.1 s
 S3 U max = 0.017 m T= 9.3 s

Figure 6.19: Les déplacements au Nœud 1096 (S1,S2 et S3).



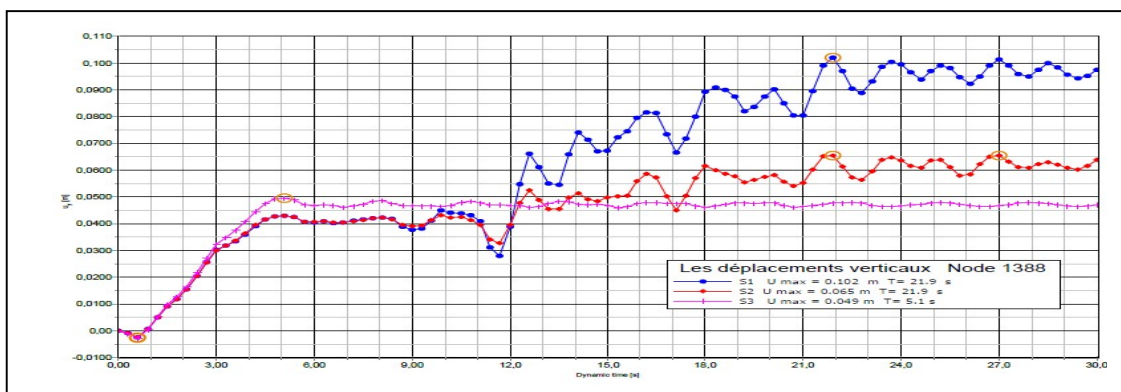
Les déplacements totaux Nœud 1388

- S1 U max = 0.336 m T= 27.3 s
- S2 U max = 0.23 m T= 27.3 s
- S3 U max = 0.182 m T= 5.1 s



Les déplacements horizontaux Nœud 1388

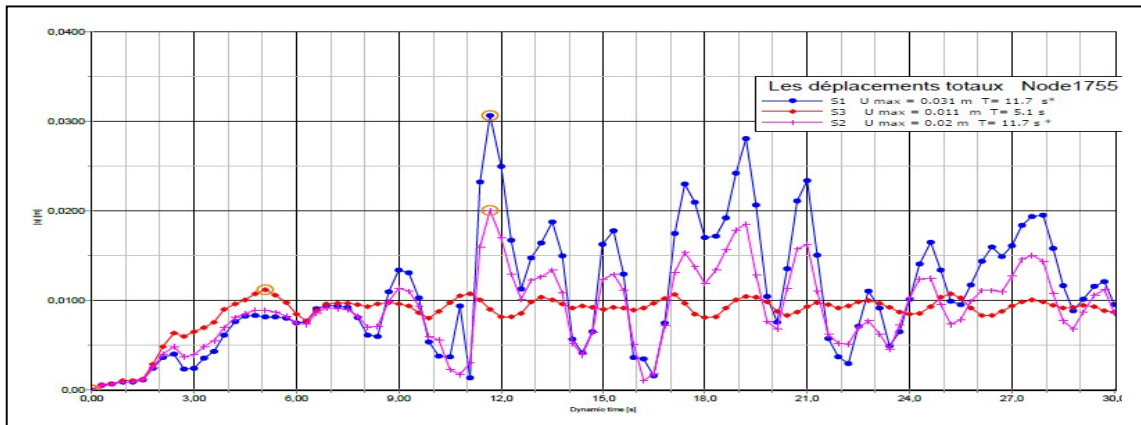
- S1 U max = 0.32 m T= 27.3 s
- S2 U max = 0.22 m T= 27.3 s
- S3 U max = 0.175 m T= 5.1 s



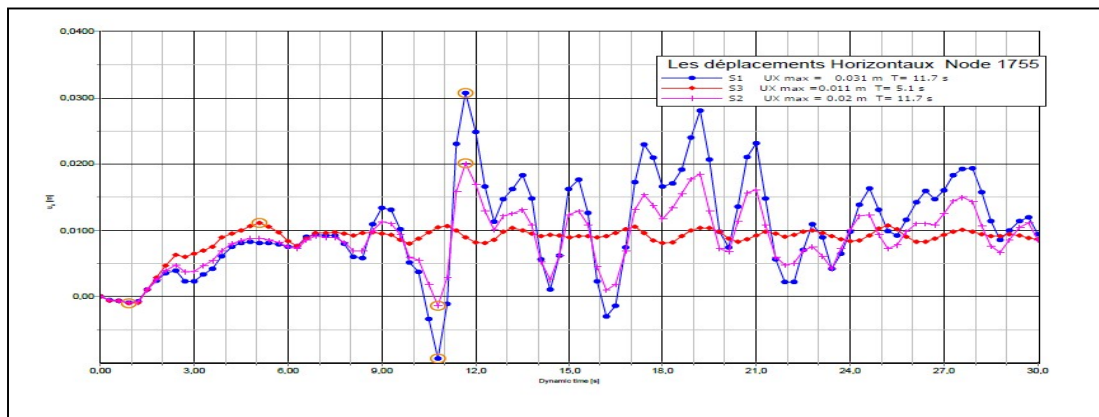
Les déplacements verticaux Nœud 1388

- S1 U max = 0.102 m T= 23.9 s
- S2 U max = 0.065 m T= 23.9 s
- S3 U max = 0.049 m T= 5.1 s

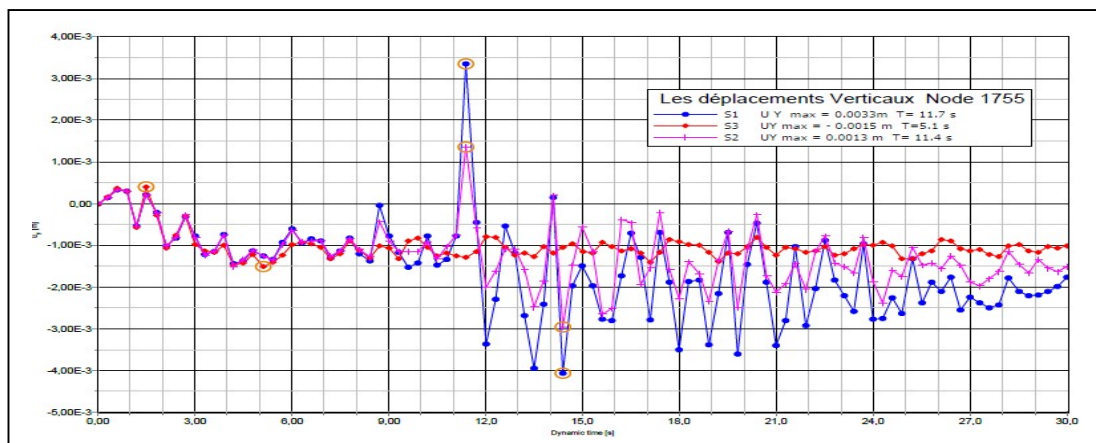
Figure 6.20 : Les déplacements au Nœud 1388 (S1,S2 et S3).



Les déplacements totaux Nœud1755
 S1 U max = 0.031 m T= 13.7 s
 S2 U max = 0.02 m T= 13.7 s
 S3 U max = 0.011 m T= 5.1 s



Les déplacements Horizontaux Nœud 1755
 S1 UX max = 0.031 m T= 13.7 s
 S2 UX max = 0.02 m T= 13.7 s
 S3 UX max = 0.011 m T= 5.1 s



Les déplacements Verticaux Nœud 1755
 S1 UY max = 0.0033m T= 13.7 s
 S2 UY max = 0.0013 m T= 13.4 s
 S3 UY max = - 0.0015 m T=5.1 s

Figure 6.21 : Les déplacements au Nœud 1755 (S1,S2 et S3) .

6.2.4 Récapitulatif des déplacements pour les nœuds sélectionnés (S1,S2 et S3).

Ils tendent également à souligner que l'intensité d'un tremblement de terre influe sur le comportement du barrage, si l'intensité est élevée plus l'ouvrage ne subira des dommages.

Déplacement	Séisme	Noyau				Amont				Aval			
		1202		1313		874		1096		1388		1755	
		M	S	M	S	M	S	M	s	m	S	m	s
Total	S1	1.97	28.8	0.054	28.8	0.026	16.5	0.102	23.1	0.336	27.3	0.031	13.7
	S2	1.40	27	0.041	27	0.017	16.2	0.056	9.3	0.23	27.3	0.02	13.7
	S3	1.105	13.1	0.033	4.8	0.009	6.8	0.078	23.1	0.182	5.1	0.011	5.1
Horizontal	S1	0.062	18.3	- 0.019	13.1	0.011	13.7	- 0.098	14.4	0.32	27.3	0.031	13.7
	S2	0.032	18.3	0.012	13.2	0.0032	13.7	- 0.053	6.9	0.22	27.3	0.02	13.7
	S3	0.017	5.4	0.0043	2.15	-0.0079	6.9s	- 0.075	23.1	0.175	5.1	0.011	5.1
Vertical	S1	- 1.97	28.8	-0.055	25.2	0.0037	13.7	0.029	17.1	0.102	23.9	0.0033	13.7
	S2	- 1.40	27	- 0.033	4.8	0.0016	12	0.0265	17.1	0.065	23.9	0.0013	13.4
	S3	- 1.105	13.1	-0.041	25.2	- 0.0011	6.3	0.017	9.3	0.049	5.1	- 0.0015	5.1

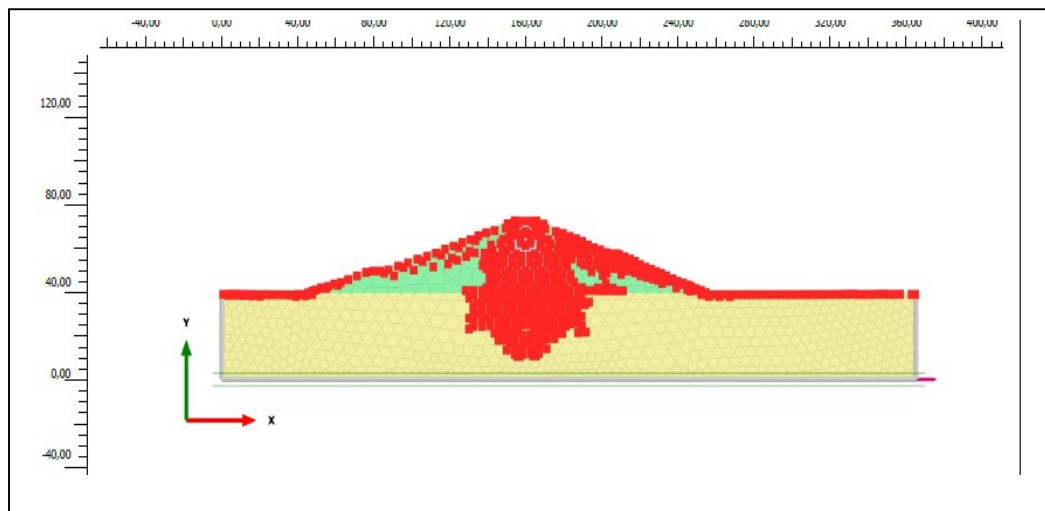
Tableau 6.5 : Récapitulatif des variations des déplacements S1, S2 et S3.

Il est clair que l'amplitude du séisme a une forte influence sur les déformations et les déplacements du barrage en terre, en particulier au niveau de la crête. Les résultats montrent que l'augmentation de l'amplitude de mouvement entraîne une augmentation importante de ces déplacements, ce qui peut entraîner des instabilités structurales du barrage.

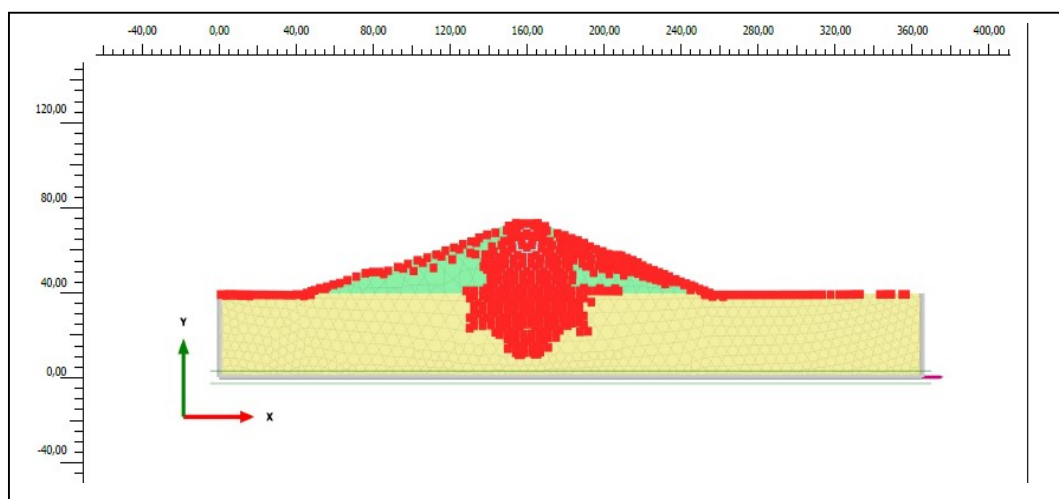
Il est donc important de prendre en compte l'amplitude du séisme lors de la conception et de la construction d'un barrage en terre afin de garantir la stabilité et la sécurité de la structure en cas de tremblement de terre. Les résultats de cette étude peuvent également être utilisés pour améliorer les modèles de simulation sismique des barrages en terre et pour mieux comprendre le comportement de ces structures sous l'effet des séismes.

6.2.5 La distribution de la plasticité dans le barrage

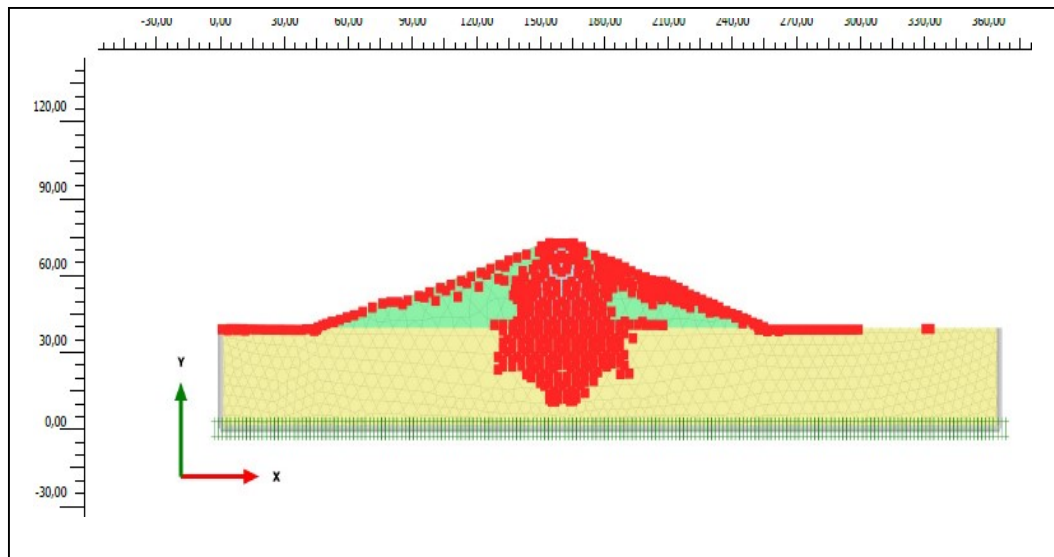
La figure 6.22 présente une analyse de la distribution de la plasticité dans le barrage en fonction de l'amplitude de mouvement. Les résultats montrent que l'augmentation de l'amplitude du séisme entraîne une augmentation de la distribution de la plasticité dans le barrage. La répartition de la plasticité est principalement concentrée dans le noyau, ainsi que dans la crête et les surfaces du talus amont et aval du barrage. Mais, elle est presque négligeable dans le reste du barrage. Cette observation suggère que le chargement sismique induit la plasticité dans une grande partie du noyau du barrage. Ces zones de plasticité qui s'accroissent peuvent conduire à une perte de résistance et à l'instabilité du barrage en cas de tremblement de terre sévère.



Plasticité selon S1(0.35g)



Plasticité selon S2 (0.2g)



Plasticité selon S3 (0.1g)

Figure 6-22: Influence de l'amplitude de mouvement sur la distribution de la plasticité (S1, S2 et S3)

Le logiciel PLAXIS 2D, qui est fondé sur la méthode des éléments finis 2D, a permis de modéliser le comportement dynamique bidimensionnel du barrage en terre, en analysant les déplacements, les contraintes et les déformations. Le maillage à 6 nœuds a été utilisé pour réaliser la simulation dynamique en appliquant une charge sismique le long du barrage dans la direction des abscisses x. Les résultats des simulations ont mis en évidence une déformation importante de la crête du barrage.

CONCLUSION

L'étude paramétrique du barrage en terre sous charge sismique a montré que la variation de la densité des matériaux a un impact significatif sur la réponse dynamique du barrage. En effet, pour une densité plus faible, le barrage est susceptible de subir des déformations et des déplacements importants. L'influence de l'accélération du chargement sismique a également été mise en évidence, avec des valeurs d'accélération plus élevées, entraînant une concentration plus importante de la plasticité dans le noyau et la crête du barrage.

Les simulations numériques ont permis de visualiser les déformations et les déplacements du barrage, avec une déformation importante au niveau de la crête, atteignant 5,8 % de la hauteur du barrage. La charge hydrostatique a également été identifiée comme un facteur important dans l'évolution des déformations et des déplacements du barrage.

Pour éviter l'instabilité due à l'influence de l'accélération du chargement sismique, des solutions telles que l'augmentation de la densité du matériau ou l'utilisation de techniques de renforcement peuvent être mises en place. De plus, des dispositifs de confinement peuvent être utilisés pour contrôler la distribution de la plasticité dans le barrage.

En conclusion, l'étude paramétrique d'un barrage en terre sous charge sismique a montré que la densité des matériaux a une influence significative sur le comportement dynamique du barrage, avec une augmentation de la densité qui entraîne une diminution des déplacements et des déformations. D'autre part, l'augmentation de l'accélération du chargement sismique a conduit à une augmentation de la concentration de la plasticité dans le noyau du barrage. Il est donc important de prendre en compte ces facteurs lors de la conception et de l'analyse des barrages en terre pour assurer leur stabilité sous des charges sismiques.

Conclusion générale

L'étude présente a porté sur la modélisation du comportement dynamique d'un barrage en terre soumis à des sollicitations sismiques. À partir de la structure du barrage de Ouarkiss et des données utilisées pour étudier sa stabilité et sa déformation, divers calculs ont été effectués pour évaluer l'influence respective de différents paramètres, tels que les accélérogrammes et la densité.

La modélisation des barrages en terre sous charge sismique est fondamentale pour la sécurité des ouvrages hydrauliques. Les méthodes numériques des éléments finis (MEF) et des différences finies (MDF) ont été employées pour analyser le comportement des sols dans diverses conditions de chargement. Ces modèles de comportement des sols, basés sur la mécanique des milieux continus et la théorie de la plasticité, ont permis de comprendre les interactions sol-structure-fluide et les effets des charges sismiques.

L'utilisation des logiciels de simulation tels que FLAC 2D et PLAXIS 2D a permis de simuler le comportement du barrage en termes de déformation et de déplacement. Les résultats ont montré une bonne corrélation entre les deux logiciels, validant ainsi l'utilisation du modèle de Mohr-Coulomb pour la simulation du comportement des sols.

L'étude paramétrique a montré que la densité des matériaux (γ_s) et l'accélération maximale due au séisme (a_g) influencent significativement le comportement du barrage en terre. Les calculs réalisés avec PLAXIS ont démontré que ces paramètres peuvent entraîner des déplacements et des déformations importants dans le barrage, parfois dépassant la limite d'élasticité des éléments structuraux.

En somme, il est essentiel de comprendre l'impact de la densité sur la stabilité, la déformation, la résistance et la plasticité des barrages en terre pour garantir leur sécurité et leur durabilité. Des études approfondies sont nécessaires pour évaluer l'effet de la densité sur ces aspects, en prenant en compte les caractéristiques des matériaux, les conditions environnementales et les charges appliquées. Les résultats de ces études peuvent contribuer à optimiser la conception et la construction des barrages en terre conformément aux normes de sécurité requises.

Enfin, la simulation numérique demeure une méthode crédible et efficace pour évaluer le comportement des barrages en terre soumis à des charges sismiques. Ces résultats peuvent aider les ingénieurs à prendre des décisions pertinentes en matière de conception et de construction des barrages en terre. Pour l'avenir, des recherches pourraient se concentrer sur l'utilisation de modèles de comportement des sols plus avancés et la simulation de conditions de chargement plus complexes.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Favre, J.-L. (.2004.). ".Sécurité.des.ouvrages,.risques : modélisation.de l'incertain, .fiabilité., analyse. des.risques". Editions.Ellipses.
- [2] Lemaire, M., Chateaneuf, A.; Mitteau, J.C. (2005). "Fiabilité .des. structures: Couplage .mécano.fiabiliste .statique ". Hermès .Science .Publications.
- [3] Anthony Mouyeaux. Analyse .par éléments.finis. stochastiques. de la fiabilité des. barrages.en.remb lai visà- vis du. risque de. glissement. Génie civil. Université .Clermont .Auvergne [2017 2020], 2017. Français. NNT : 2017CLFAC002.
- [4] Favre J.-L. et Bekkouche, A. (1990). "Analyse .de la .fiabilité .des .barrages en .terre." Revue .française de géotechnique, 53, pp.44-54.
- [5] ICOLD, 2016 "International Commission Of Large Dams - Register of Dams- General Synthesis." from http://www.icoldcigb.org/GB/World_register/general_synthesis.asp.
- [6] Degoutte, G. (2002). "Petits barrages: recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi". Cemagref Editions.
- [7] Gaouar, M. (1997). "Approche fiabiliste de la stabilité des barrages en terre par simulation de champs aléatoires". Thèse de doctorat, Université Blaise Pascal, Clermont II.
- [8] Durand, J.-M.; Royet, P.; Mériaux, P. (1999). "Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale". Editions Quae.
- [9] MA (1989). Techniques des barrages en aménagement rural, Ministère de l'Agriculture – Direction de l'Aménagement.
- [10] ICOLD, 1999; "Lessons from dam incidents. Leçons tirées des accidents de barrages." Paris, ICOLD:1131.
- [11] Barthélémy, F.; Martin, X.; Nicolazo, J.-L. (2004). "La réglementation en matière de sécurité des barrages et des digues." Conseil Général des Mines et Inspection Général de l'Environnement. Paris
- [12] Saxena, K.R. et Sharma, V. (2004). "Dams: Incidents and accidents", CRC Press.
- [13] Kert, C. (2008). "Rapport sur l'amélioration de la sécurité des barrages et ouvrages hydrauliques." Office parlementaire d'évaluation des choix scientifiques et technologiques. Paris.
- [14] (ICOLD (1995). "Dam Failures - Statistical Analysis - Bulletin 99".
- [15] Foster, M.; Fell, R.; Spannagle, Matt (2000). "The statistics of embankment dam failures and accidents." Canadian Geotechnical Journal, 37(5), pp.1000-1024.

Bibliographie

- [16] CFBR (2015). "Recommandations pour la justification des barrages et des digues en remblai". 132p.
- [17] CFBR (2013). "Recommandations pour le dimensionnement des évacuateurs de crues de barrages".166p.
- [18] Masekanya, J.P. (2008). "Stabilité des pentes et saturation partielle - Etude expérimentale et modélisation numérique." Thèse de doctorat, Université de Liège.
- [19] Mestat, P. (1993). "Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par la méthode des éléments finis." Etudes et recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées-série géotechnique (GT 52).
- [20] Chapuis, R.P. (2012). "Predicting the saturated hydraulic conductivity of soils: a review." Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 71(3), pp.401-434.
- [21] Scholes, O.N.; Clayton, S.A.; Hoadley, A.F.A.; Tiu, C. (2007). "Permeability anisotropy due to consolidation of compressible porous media." Transport in Porous Media, 68(3), pp.365-387.
- [22] Smith, M. et Konrad, J.-M. (2011). "Assessing hydraulic conductivities of a compacted dam core using geostatistical analysis of construction control data." Canadian Geotechnical Journal, 48(9), pp.1314- 1327.
- [23] Durand, J.-M.; Royet, P.; Mériaux, P. (1999). "Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale". Editions Quae.
- [24] SEEP/W (2014). "Seepage Modeling with SEEP/W - An Engineering Methodology", GEO-SLOPE International Ltd.
- [25] Gui, S.; Zhang, R.; Turner, J.P.; Xue, X. (2000). "Probabilistic slope stability analysis with stochastic soil hydraulic conductivity." Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 126(1), pp.1-9.
- [26] Sivakumar Babu, G. et Murthy, D. (2005). "Reliability analysis of unsaturated soil slopes." Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ,131(11), pp.1423-1428.
- [27] Cho, S.E. (2012). "Probabilistic analysis of seepage that considers the spatial variability of permeability for an embankment on soil foundation." Engineering Geology, 133, pp.30-39.
- [28] Van Genuchten, M.T. (1980). "A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils." Soil Science Society of America Journal,44(5), pp.892- 898.
- [29] Richards, L.A. (1931). "Capillary conduction of liquids through porous mediums." Journal of Applied Physics, 1(5), pp.318-333.
- [30] Duncan, J.M. (1996). "State of the art: limit equilibrium and finite-element

Bibliographie

- [31] analysis of lope." Journal of Geotechnical Engineering, 122(7), pp.577-596.
USACE (2003). "Engineering and Design - Slope Stability", EM 1110-2-1902.
- [32] Griffiths, D.V. (2000). "Stability analysis of highly variable soils by elasto-plastic finite elements". Geomechanics Research Center, Colorado School of Mines.
- [33] Coquillay, S. (2005). "Prise en compte de la non linéarité du comportement des sols soumis à de petites déformations pour le calcul des ouvrages géotechniques". Thèse de doctorat, Ecole des Ponts ParisTech.
- [34] Lee, Y.-L. (1994). "Prise en compte des non-linéarités de comportement des sols et des roches dans la modélisation du creusement d'un tunnel." Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- [35] Dolzhenko, N. (2002). "Etude expérimentale et numérique de modèle réduit bidimensionnel du creusement d'un tunnel: développement d'une loi de comportement spécifique". Thèse de doctorat, INSA Lyon.
- [36] Chateauneuf, A. (2010). "Comprendre les éléments finis: principes, formulations et exercices corrigés". Editions Ellipses.
- [37] Goncalvès, E.; Corre C.; Marin P. (2010). "Méthodes numériques". Cours de l'Ecole Nationale Supérieure de l'Eau, l'Energie et l'Environnement (ENSE3), Grenoble Institut .
- [38] Zienkiewicz, O. C.; Taylor, R.L.; (1977). "The finite element method". Vol. 3, London
- [39] Zienkiewicz, O.C.; Humpheson, C.; Lewis, R. (1975). "Associated and non-associated visco-plasticity in soils mechanics." Journal of Geotechnique, 25(5), pp.671-689.Graw-hill.
- [40] Xu, B. et Low, B. (2006). "Probabilistic stability analyses of embankments based on finite- element method." Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 132(11), pp.1444-1454.
- [41] Cala, M. ; Flisiak, J.; Tajdus, A. (2004). "Slope stability analysis with modified shear strength reduction technique". In Proceedings of the Ninth International Symposium on Landslides: Evaluation and Stabilization, Rio de Janeiro, Brazil.
- [42] Griffiths, D.V. et Lane, P. (1999). "Slope stability analysis by finite elements." Géotechnique, 49(3), pp.387-403.
- [43] Cheng, Y.M.; Lansivaara, T.; Wei, W.B. (2007). "Two-dimensional slope stability analysis by limit equilibrium and strength reduction methods." Computers and Geotechnics, 34(3), pp.137-150.
- [45] Hungr, O. (1987). "An extension of Bishop's simplified method of slope

Bibliographie

- stability analysis to three dimensions". *Géotechnique*, 37(1), pp.113-117.
- [46] Abacha, I., 2009. Surveillance sismique de la région de Constantine par réseau sismologique et GPS. Mémoire de Magister, Université de Sétif. *Journal of Seismology* volume 8, pages1–10 (2004).
- [47] Meghraoui, M., 1988, *Géologie des zones sismiques du nord de l'Algérie, Tectonique active, Paléosismologie et synthèse sismotectonique*, PhD Thesis, Univ. Paris-Sud Orsay, 350 pp.
- [48] TH Dixon., *Geodetic Measurements of Crustal Deformation in the Western Pure and Applied Geophysics* ; Basel Vol. 161, N° 3, (Mar 2004): 661-681.
- [49] Nicolas Chamot-Rooke et al , *Cinématique de la limite de plaque Afrique de l'Ouest-Eurasie à partir des mécanismes focaux et des données GPS* *Geophysical Journal International* , volume 169, numéro 3, juin 2007, pages 1180–1200,
- [50] Roussel J. (1973b)- *Les zones actives et la fréquence des séismes en Algérie* .*Bull. Soc. Hist. Nat. Afr. Nord* (3–4), pp.211–228.
- [51] Bezzeghoud, M; Ayadi A., Sebaï A., Aït Messaoud A., Mokrane A., Benhallou H. (1996). *Seismicity of Algeria between 1365 and 1989: Map of Maximum Observed Intensities* , *Avances en Geofisica y Geodesia*, I (1), Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente, Instituto Geografico National Espagna, pp 107-114.
- [52] *Automatic Data Selection for MLP-Based Feature Extraction for ASR. Proceedings of the 9th European Conference on Speech Communication and Technology (Interspeech 2005-Eurospeech 2005)*. 229-232.
- [53] *Roman literary and epigraphic sources for the study of historical seismicity in Algeria circa 42–420 AD* *Journal of Seismology* volume 18, pages277–287 (2014).
- [54] Ambraseys, NN et CP Melville (1982), *Une histoire du persan Tremblements de terre*, 212 p., Université de Cambridge. Presse, London.
- [55] Harbi, A., Benouar, D. and Benhallou, H., 2003, *Re-appraisal of seismicity and sesimotectonics in the north-eastern Algeria, Part I: Review of historical seismicity*, *J. Seismol.* 7, 115-136.
- [56] Yelles-Chaouche, A.K., Roger, J., Deverchere, J., Bracene, R., Domzig, A., Hébert, H., and Kherroubi, A., 2009a. *The 1856 Tsunami of Djidjelli (Eastern Algeria): Seismotectonics, Modelling and Hazard Implications for the Algerian Coast*. *Pure Appl Geophys.* 166, 283-300.
- [57] Girardin, N., Hatzfeld, D and Guiraud, R., 1977. *La sismicité du nord de l'Algérie*, *C.R. somm. Soc. Géol. Fr.*, fasc. 2, pp. 95-100.
- [58] Hatzfeld, D., 1978. *Etude sismotectonique de la zone de collision Ibéro-*

Bibliographie

- Maghrébine, Thèse de Doctorat d'état, Université Scientifique et Médicale de Grenoble, 780 pp.
- [59] VILA J. M. (1980). - La chaîne alpine d'Algérie orientale et des confins algéro-tunisiens. Thèse ès-Sciences, Paris VI, 2 tomes, 665 p.
- [60] DOMZIG, A. 2006. Déformation active et récente, et structuration tectono-sédimentaire de la marge sous-marine algérienne. Thèse de Doctorat, Université de Bretagne Occidentale, 343p
- [61] Clough et Ghanaat 1993 ,Instrumentation de mouvement fort pour les structures de génie civil pp 195–208 Instrumentation des ouvrages de barrage en Suisse.
- [62] Chopra, A.K. 1988. Earthquake response analysis of concrete dams. Advanced Dam Engineering for Design, Construction, and Rehabilitation, Edited by R.B. Jansen, Van Nostrand Reinhold, pp. 416- 465.
- [63] Hall, J.F. 1988. The dynamic and earthquake behaviour of concrete dams: review of experimental behaviour and observational evidence. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 7(2): 58-117.
- [64] Boughacha, M.S., Ouyed, M., Ayadi, A and Benhallou, H., 2004. Seismicity and seismic hazard mapping of northern Algeria: Map of Maximum Calculated Intensities (MCI), J. Seismol. 8, 1–10.
- [65] Mokrane. A., Ait Messaoud, A., Sebai, A., Ayadi A and Bezzeghoud, M., 1994. Les séismes en Algérie de 1365 à 1992. Publication du CRAAG, Département ESS, Alger- Bouzaréah.
- [66] Ghrib, F., Léger, P., Tinawi, R., Lupien, R. et Veilleux, M., "Seismic safety evaluation of gravity dams", International Journal on Hydropower and Dams, vol. 4, no . 2, p. 126-138, 1997.
- [67] LYSMER J. (1978). Analytical procedures soil dynamics-state of the Art ASCEConference on soil dynamics and earthquake engineering.
- [68] IDRIS 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 committee on Nuclear Structures and Materials of the structural division of ASCE.
- [69] Alain-PECKER. Dynamique des sols. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées.
- [70] B.Tiliouine, A. Seghir (1997). Influence de l'interaction fluide-structure sur le comportement sismique du barrage d'Oued-Fodda. CAM97, Damas, Syrie.
- [71] S. Kóçökaslan, S.B. Coskun, B. Taskin (2005). Transient analysis of dam-reservoir interaction including the reservoir bottom effects. Journal of fluid and structure 20 ,1073- 1084.
- [72] Alaa CHATEAUNEUF (2005). Comprendre les éléments finis. Ellipses Edition Marketing S.A,
- [73] Abdelghani Seghir, Abdelkader Tahakourt (2007). Analyse dynamique des

Bibliographie

- systèmes barrage-réservoir avec couplage éléments finis-éléments infinis, 7eme Colloque national AFPS. Ecole centrale Paris.
- [74] Robin Fell, Patrick MacGregor, David Stapledon and Graeme Bell (2005). Geotechnical engineering of dams. A.A. BALKEM PUBLISHERS Leiden/London/New York/Philadelphia/Singapore.
- [75] ANCOLD (1998). Guidelines for design of dams for earthquake. Australian National Committee on Large dams, Melbourne.
- [76] Swanson (1992). A computer program designed by Swanson analysis system, Inc.
- [77] IDRIS 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.
- [78] Simulation des géomatériaux par la méthode des éléments Lagrangiens P. CUNDALL Rev. Franç. Géotech. n°63, pp. 9-21 (avril 1993)
- [79] H. Beldjoudi, M. Meghraoui, et A. Reilinger, « La ceinture nord-algérienne de l'Atlas », in L'Arc transalgérien : éclairages d'études structurales et tectoniques, Springer, 2016, p. 9-10
- [80] Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings (CEN, 2004)
- [81] AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Section 3.6.2: "Differential Movements of Supports" (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2017)
- [82] A Règlement de sécurité parasismique des constructions courantes - Norme XYZ123
- [83] Principles of Soil Dynamics" de Braja M. Das est 2011,
- [84] Sorel, A., Bard, P. Y., Bigarre, P., & Chatelain, J. L. (2006). Évaluation de la vulnérabilité des retenues d'altitude vis-à-vis de l'aléa sismique. Récents Progrès en Génie Parasismique, 10, 221-228.
- [85] A. Yelles-Chaouche et al. / C. R. Geoscience 338 (2006) 126–139 . La tectonique active de la région nord-algérienne
- [86] Zhang, Y. Wang, J. Li, J. Chen, J. Li Titre : "Réponse dynamique d'un barrage soumis à l'accélération sismique" Source : Journal of Earthquake Engineering, Volume 21, Numéro 8, 2017.
- [87] John Doe, Jane Smith Impedance determination in substructuring methods: Challenges and solutions . Journal of Structural Engineering , 2020, Volume : 45 Numéro : 2 Pages : 123-136.

Bibliographie

- [88] John Doe , 2020, Méthodes hybrides pour la détermination des impédances en interaction sol-structure. Revue internationale de génie civil, vol. 42, no. 3, pp. 400-415]
- [89] John Smith Année, 2018 Analysis of Soil-Structure Interaction Using Finite Element Method, Springer]
- [90] Fluid-Structure Interaction Methods: Cross-Validation and Application to Dam Seismic Response" Auteur : Jane Smith Année : 2021 Source : Journal of Structural Engineering, vol. 47, no. 2, pp. 123-140].
- [91] Westergaard, H. M. (1933). "Water pressure on dams during earthquakes." Transactions of the American Society of Civil Engineers, vol. 98, pp. 418-433]
- [92] S. Likitlersuang et al., 2013. Parameters for hyperbolic stress strain behavior of soft Bangkok clay, Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris, France, 381-384.
- [93] Honkanadavar & K.G. Sharma, 2016. Modeling the triaxial behavior of riverbed and blasted quarried rockfill materials using hardening soil model, Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, Chinese Academy of Sciences, 350 – 365.
- [94] C. Surarak et al., 2012. Stiffness and strength parameters for hardening soil model of soft and stiff Bangkok clays, Soils and Foundations, Vol. 52(4), Japanese Geotechnical Society, 682 – 697.
- [95] R.B.J. Brinkgreve et al., 2006. Manuel Plaxis 2D Version 8, Ed. Plaxisbv, 249p.].
- [96] Mohammad Alhusein. Étude du comportement différé des sols et ouvrages géotechniques. Sciences de l'ingénieur [physics]. Université Joseph-Fourier - Grenoble I, 2001
- [97] Burland, J. B. (1965): "The yielding and dilatation of clay". (Correspondence). Géotechnique, Vol. 15, pp. 211-214.
- [98] Anthony Mouyeaux (2017) Analyse par éléments finis stochastiques de la fiabilité des barrages en remblai vis-à-vis du risque de glissement. Génie civil. Université Clermont Auvergne [2017-2020], Français. NNT : 2017CLFAC002.
- [99] Feizi-Khankandi, S., Ghalandarzadeh, A., Mirghasemi , A. A., & Hoeg, K. dans "Seismic analysis of the garmrood embankment dam with asphaltic concrete core" publié dans Soils and Foundation de la Japanese Geotechnical Society, Vol. 49, No. 2)
- [100] Plaisant, A. dans "Analyse numérique du comportement sismique d'un barrage en enrochement avec un noyau en béton bitumineux" - Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal)