

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed Khider – Biskra
Faculté des Sciences et de la technologie
Département : Génie civil et hydraulique
Ref :



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم: الهندسة المدنية والرى
المرجع:

Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de

Magister en Génie civil
Option : Interaction sol-structure

SIMULATION NUMERIQUE DE L'EFFET DE
TREMBLEMENT DE TERRE SUR
LES BARRAGES EN TERRE

Présenté par :

BOUAICHA Allaoua

Soutenu publiquement le **10/01/2013**

Devant le jury composé de :

| | | | |
|----------------------|---------------------------|------------|----------------------|
| Dr. BENMEBAREK Sadok | Professeur | Président | Université de Biskra |
| Dr. BENMEBAREK Naïma | Professeur | Rapporteur | Université de Biskra |
| Dr. BELOUNAR Lamine | Professeur | Examineur | Université de Biskra |
| Dr. TATI Abdelouahab | Maitre de Conférences 'A' | Examineur | Université de Biskra |

REMERCIEMENTS

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

Je tiens d'abord à remercier les membres de mon jury pour le temps et l'intérêt qu'ils ont consacrés à ce travail :

- Dr. BENMEBAREK Sadok, professeur de l'université de Biskra (président) ;
- Dr. BELOUNAR Lamine, professeur de l'université de Biskra ;
- Dr. TATI Abdelouahab, maitre de conférences de l'université de Biskra ;
- Dr. BENMEBAREK Naïma, professeur de l'université de Biskra.

Je n'oublie pas de remercier aussi l'ensemble du corps enseignement et administratif du département de Génie Civil et Hydraulique de l'université de Biskra. Je remercie également les collègues de ma promotion et à leur tête MEZERDI Abdelkrim.

Enfin je dédie ce travail aux familles, amis, étudiants, collègues de travail et tous ceux qui nous ont aidé de près ou de loin à élaborer ce mémoire.



RESUME

Un nombre important de barrages en remblai a subi des ruptures et des déplacements importants durant des tremblements de terre en raison de rupture ou liquéfaction du sol. Selon le Comité international des Grands Barrages, la majorité des anciens barrages ont été conçues en utilisant les méthodes et les critères séismiques, qui sont considérés maintenant comme obsolètes. Pendant les dernières décennies, des progrès importants ont été réalisés dans l'évaluation de l'analyse dynamique des barrages. Les méthodes numériques en éléments finis ou en différences finies peuvent fournir un outil puissant pour prévoir la réponse des barrages aux actions sismiques. Le présent sujet porte sur l'analyse numérique de l'effet de tremblement de terre sur les barrages en terre. Après une synthèse bibliographique sur les ruptures et les dégâts occasionnés par les tremblements de terre, les effets de la plasticité du sol et des surpressions interstitielles sur le comportement dynamique seront examinés à l'aide du logiciel FLAC2d basé sur la méthode différences finies.

Mots clés : Barrage en terre, Séisme, modélisation numérique, hydrodynamique, liquéfaction.

ABSTRACT

A significant number of embankment dams underwent failures and significant displacements during the earthquakes because of failure or liquefaction of the soil. According to the International Commission on Large Dams, the majority of the old dams were designed using methods and seismic criteria, which are considered now as obsolete. During the last decades, important progress has been made in assessing the dynamic analysis of dams. The numerical methods in finite elements or of finite differences can provide a powerful tool to envisage the response of the dams to the seismic actions. This subject relates to the numerical analysis of the effect of earthquake on the earth dams. After a bibliographical synthesis on the failures and the damage caused by the earthquakes, the effects of soil plasticity and excess pore pressure on the dynamic behavior will be examined using the software FLAC2d based on the method of finite differences.

Key words: Earth dam, earthquake, numerical modeling, hydrodynamics, liquefaction.

TABLE DES MATIERES

| | |
|------------------------------------|-----------|
| Résumé | 1 |
| Abstract | 2 |
| Table des matières | 3 |
| Liste des figures | 9 |
| Liste des tableaux | 16 |
| Notations | 18 |
| Introduction générale | 22 |

CHAPITRE I : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

| | |
|---|-----------|
| I.1 INTRODUCTION | 26 |
| I.1.1 Généralité | 27 |
| I.1.2 Histoire | 28 |
| I.1.3 Quelques exemples de grands barrages dans le monde | 28 |
| I.1.4 Les barrages en Algérie | 28 |
| I.2 SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES RECHERCHES RECENTES | 30 |
| I.3 SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES BARRAGES EN TERRE | 42 |
| I.3.1 Types des barrages en terre | 42 |
| <i>I.3.1.1 Barrage homogène</i> | 42 |
| <i>I.3.1.2 Barrage à masque amont</i> | 43 |
| <i>I.3.1.3 Barrages à noyaux</i> | 44 |
| I.3.2 Études géotechniques | 45 |
| I.3.3 Choix du type de barrage en terre | 47 |
| I.3.4 Traitement de la fondation de l'ouvrage | 47 |
| <i>I.3.4.1 Étanchéité de la fondation</i> | 48 |
| <i>I.3.4.2 Drainage de la fondation</i> | 49 |
| I.3.5 Conception du remblai | 49 |
| <i>I.3.5.1 Définition du profil général du barrage</i> | 49 |
| <i>I.3.5.2 Protection des parements et de la crête</i> | 52 |

| | | |
|------------|--|-----------|
| I.3.6 | Filtres et drains | 54 |
| | <i>I.3.6.1 Nature des matériaux granulaires</i> | <i>54</i> |
| | <i>I.3.6.2 Dispositif drainant du remblai</i> | <i>54</i> |
| | <i>I.3.6.3 Utilisation des géotextiles comme filtre ou drain</i> | <i>55</i> |
| I.3.7 | Étanchéités artificielles | 56 |
| | <i>I.3.7.1 Les géomembranes</i> | <i>56</i> |
| | <i>I.3.7.2 Paroi moulée</i> | <i>57</i> |
| I.3.8 | Dispositif d'auscultation | 57 |
| | <i>I.3.8.1 Mesure de la cote du plan d'eau</i> | <i>57</i> |
| | <i>I.3.8.2 Mesure des débits</i> | <i>58</i> |
| | <i>I.3.8.3 Mesure de la piézométrie</i> | <i>58</i> |
| | <i>I.3.8.4 Mesure des déplacements</i> | <i>58</i> |
| I.4 | SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES TREMBLEMENTS DE TERRE | 59 |
| I.4.1 | Caractéristiques principales | 59 |
| | <i>I.4.1.1 Trois catégories de tremblements de terre</i> | <i>59</i> |
| | <i>I.4.1.2 Magnitude</i> | <i>60</i> |
| | <i>I.4.1.3 Intensités d'un séisme</i> | <i>61</i> |
| | <i>I.4.1.4 Mesure d'un tremblement de terre selon RICHTER</i> | <i>61</i> |
| I.4.2 | Propagation des ondes sismiques | 62 |
| | <i>I.4.2.1 Ondes de volume</i> | <i>62</i> |
| | <i>I.4.2.2 Ondes de surface</i> | <i>63</i> |
| I.4.3 | Séismes et risque sismique en Algérie | 63 |
| I.5 | SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LE COMPORTEMENT SISMIQUE | |
| | DES BARRAGES EN TERRE | 65 |
| I.5.1 | Le risque de rupture de barrage | 65 |
| I.5.2 | Ruptures des barrages en terre occasionnées par un tremblement de terre | 67 |
| | <i>I.5.2.1 Rupture par liquéfaction</i> | <i>68</i> |
| | <i>I.5.2.2 Rupture par des fissures longitudinales</i> | <i>69</i> |
| | <i>I.5.2.3 Rupture par des fissures transversales</i> | <i>70</i> |
| | <i>I.5.2.4 Rupture par un glissement du talus du barrage</i> | <i>70</i> |
| | <i>I.5.2.5 Rupture par érosion interne (effet de renard hydraulique)</i> | <i>71</i> |
| | <i>I.5.2.6 Rupture par érosion externe</i> | <i>72</i> |
| | <i>I.5.2.7 Rupture totale</i> | <i>72</i> |
| I.5.3 | Cas historiques de ruptures observées | 73 |
| | <i>I.5.3.1 Barrage inférieur de San Fernando</i> | <i>73</i> |
| | <i>I.5.3.2 Barrage Sheffield de Santa Barbara</i> | <i>75</i> |
| | <i>I.5.3.3 Barrage inférieur de Van Norman</i> | <i>75</i> |
| | <i>I.5.3.4 Barrage d' Hebgen</i> | <i>76</i> |
| | <i>I.5.3.5 Les levées à Taïwan lors du séisme de Chi-Chi (M =7.3)</i> | <i>77</i> |
| | <i>I.5.3.6 Barrages du Japon</i> | <i>77</i> |

| | | |
|------------|---|-----------|
| I.5.4 | Problèmes et recommandations | 79 |
| I.5.4.1 | L'aléa sismique | 79 |
| I.5.4.2 | Traitement de la variabilité de la fondation | 79 |
| I.5.4.3 | Évaluation de la résistance sismique des graves et limons | 79 |
| I.5.4.4 | Réhabilitation des zones de faiblesse | 80 |
| I.6 | CONCLUSION | 81 |

CHAPITRE II : METHODES D'ANALYSE SISMIQUES DES BARRAGES EN TERRE

| | | |
|-------------|--|------------|
| II.1 | INTRODUCTION | 82 |
| II.2 | GENERALITES SUR LE COMPORTEMENT CYCLIQUE DU SOL | 83 |
| II.2.1 | Modélisation du comportement cyclique du sol | 83 |
| II.2.2 | Définition du module de cisaillement G et du Coefficient d'amortissement ξ | 85 |
| II.2.2.1 | Module de cisaillement G | 85 |
| II.2.2.2 | Coefficient d'amortissement ξ | 85 |
| II.2.3 | Modèle linéaire équivalent | 86 |
| II.2.3.1 | Paramètres cycliques équivalents | 86 |
| II.2.3.2 | Module de cisaillement G sous conditions de chargements cycliques | 88 |
| II.2.3.3 | Facteur d'amortissement ξ sous conditions de chargements cycliques | 90 |
| II.3 | METHODES D'ANALYSE SISMIQUES DES BARRAGES EN TERRE | 91 |
| II.3.1 | Les méthodes théoriques | 91 |
| II.3.1.1 | Méthode Pseudo-statique | 91 |
| II.3.1.2 | Méthode de NEWMARK (1965) | 92 |
| II.3.1.3 | Méthode de SARMA (1973) | 93 |
| II.3.1.4 | Méthode de MAKDISI-SEED (1977) | 94 |
| II.3.1.5 | Méthode de MINEIRO (1975,1979) | 97 |
| II.3.2 | Les méthodes empiriques | 97 |
| II.3.2.1 | Méthode de JANSEN (1990) | 97 |
| II.3.2.2 | Méthode de SWAISGOOD (1995,1998) | 98 |
| II.3.2.3 | Méthode de BUREAU (1985,1997) | 101 |
| II.3.3 | Les méthodes numériques | 102 |
| II.3.3.1 | Codes en contraintes totales | 102 |
| II.3.3.2 | Codes en contraintes effectives | 103 |
| II.4 | CONCLUSION | 104 |

CHAPITRE III : PRESENTATION DE L'OUTIL DE SIMULATION NUMERIQUE

| | |
|---|------------|
| III.1 INTRODUCTION | 105 |
| III.2 DESCRIPTION DU CODE DE CALCUL | 106 |
| III.2.1 Méthode des différences finies | 106 |
| III.2.2 Analyse Lagrangienne | 106 |
| III.2.3 Schéma de résolution explicite | 106 |
| III.2.4 Modélisation numérique en différences finies : passage du problème continu à la discrétisation | 109 |
| III.2.5 Implémentation de modèles de comportement mécaniques dans le logiciel | 111 |
| III.2.6 Eléments d'interface | 112 |
| III.2.7 Eléments structurels | 113 |
| III.2.7.1 Eléments câble | 114 |
| III.2.7.2 Eléments poutre | 114 |
| III.3 MODELES DE COMPORTEMENT POUR LES SOLS | 115 |
| III.3.1 Elasticité | 115 |
| III.3.1.1 Elasticité linéaire isotrope | 115 |
| III.3.1.2 Elasticité non linéaire (cas de l'hypoélasticité) | 116 |
| III.3.2 Elastoplasticité | 116 |
| III.3.2.1 Partition des déformations | 117 |
| III.3.2.2 Surface de charge | 117 |
| III.3.2.3 Notion d'écrouissage | 118 |
| III.3.2.4 Surface de rupture | 119 |
| III.3.2.5 Règle d'écoulement plastique | 119 |
| III.3.3 Hypoplasticité | 120 |
| III.4 ANALYSE DYNAMIQUE PAR FLAC2D | 121 |
| III.4.1 Définition de la géométrie et des paramètres rhéologiques du modèle | 121 |
| III.4.1.1 Définition d'une grille d'éléments représentative de la géométrie du problème étudié | 121 |
| III.4.1.2 Mise en place des différents matériaux | 123 |
| III.4.2 Définition des conditions initiales et des conditions aux limites | 124 |
| III.4.3 Recherche d'un état d'équilibre en conditions statiques | 125 |
| III.4.4 Analyse dynamique | 125 |
| III.4.4.1 Définition des conditions aux limites | 125 |
| III.4.4.2 Définition de l'amortissement mécanique | 126 |

| | |
|---|------------|
| III.4.4.3 Définition du signal sismique | 129 |
| III.4.4.4 Application du signal sismique à la base du modèle (simulation d'un séisme) | 129 |
| III.5 CONCLUSION | 130 |

CHAPITRE IV : PROCEDURE DE SIMULATION DE L'ACTION SISMIQUE

| | |
|---|------------|
| V.1 INTRODUCTION | 131 |
| V.2 L'ANALYSE ELASTIQUE | 132 |
| IV.2.1 Exemple de l'analyse | 132 |
| IV.2.2 Propriétés des matériaux | 132 |
| IV.2.3 Modélisation numérique | 133 |
| IV.2.4 L'accélérogramme | 135 |
| IV.2.5 La réponse du barrage au tremblement de terre | 136 |
| IV.2.5.1 Variation des déplacements | 140 |
| IV.2.5.2 Variations des déformations de cisaillement | 142 |
| IV.2.5.3 Variation des fréquences | 143 |
| IV.2.5.4 Choix de l'amortissement de Rayleigh | 145 |
| IV.2.5.5 Choix du module de cisaillement | 145 |
| IV.2.6 Analyse paramétrique | 146 |
| IV.2.6.1 Influence de la densité de noyau et des recharges amont et aval | 146 |
| IV.2.6.2 Influence de la rigidité de noyau et des recharges amont et aval | 149 |
| V.3 L'ANALYSE ELASTOPLASTIQUE | 152 |
| IV.3.1 Présentation du modèle de Mohr-Coulomb | 152 |
| IV.3.2 Exemple de l'analyse | 153 |
| IV.3.3 La réponse du barrage au tremblement de terre | 154 |
| IV.3.3.1 Distribution de la plasticité dans le barrage | 155 |
| IV.3.3.2 Variation des déplacements | 158 |
| IV.3.4 Analyse paramétrique | 160 |
| IV.3.4.1 Influence de l'accélération | 160 |
| IV.3.4.2 Influence de l'amortissement | 164 |
| IV.3.4.3 Influence de la réduction du module de cisaillement | 168 |
| V.4 CONCLUSION | 173 |

CHAPITRE V : ANALYSE DU COMPORTEMENT HYDRODYNAMIQUE DES BARRAGES EN TERRE

| | |
|---|------------|
| V.1 INTRODUCTION | 174 |
| V.2 L'ANALYSE DE L'INTERACTION BARRAGE-RESERVOIR | 175 |
| V.2.1 Exemple de l'analyse | 175 |
| V.2.2 La réponse de l'interaction barrage-réservoir au tremblement de terre | 176 |
| V.2.2.1 <i>Distribution de la plasticité dans le barrage</i> | 178 |
| V.2.2.2 <i>Variation des déplacements</i> | 181 |
| V.2.2.3 <i>Variation des pressions interstitielles</i> | 183 |
| V.2.2.4 <i>Variation des contraintes totales</i> | 184 |
| V.2.2.5 <i>Variation des contraintes effectives</i> | 186 |
| V.2.2.6 <i>Variations des déformations de cisaillement</i> | 187 |
| V.2.3 Analyse paramétrique | 188 |
| V.2.3.1 <i>Influence de l'accélération</i> | 188 |
| V.2.3.2 <i>Influence de l'amortissement</i> | 192 |
| V.2.3.3 <i>Influence de la réduction du module de cisaillement</i> | 197 |
| V.2.3.4 <i>Influence de la diminution du niveau de réservoir</i> | 201 |
| V.3 CONCLUSION | 206 |
| | |
| Conclusion générale | 207 |
| Références bibliographiques | 209 |

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I :

| | |
|--|-----------|
| Figure 1.1 : Le barrage de Béni Haroun | 29 |
| Figure 1.2 : Modélisation du barrage par élément fini | 30 |
| Figure 1.3 : Discrétisation du barrage par élément fini | 31 |
| Figure 1.4 : Le barrage de Marana Capacciotti (ITALIE) | 32 |
| Figure 1.5 : Déformation du barrage sous l'action sismique | 33 |
| Figure 1.6 : Le barrage de Keban Elazig (TURQUIE) | 34 |
| Figure 1.7 : Maillage du barrage par élément fini | 34 |
| Figure 1.8 : Modélisation du barrage par le logiciel LIQCA | 35 |
| Figure 1.9 : Modélisation du barrage Marana Capacciotti (ITALIE) | 36 |
| Figure 1.10 : La géométrie du barrage (unité en mètre) | 37 |
| Figure 1.11 : La déformation du barrage pendant le tremblement de terre | 38 |
| Figure 1.12 : La géométrie du barrage de la région de Kachchh, Gujarat, (INDIA) | 38 |
| Figure 1.13 : La modélisation du barrage par le logiciel QUAKE/W (GEO - SLOPE) | 39 |
| Figure 1.14 : Vue en 3D du barrage de Long Valley (CALIFORNIA) | 40 |
| Figure 1.15 : La discrétisation du barrage par FLAC2D | 40 |
| Figure 1.16 : Barrage en terre homogène | 43 |
| Figure 1.17 : Barrage en terre à masque amont | 44 |
| Figure 1.18 : Barrage en terre à noyau | 44 |
| Figure 1.19 : Compactage d'argile dans la clé d'étanchéité | 48 |
| Figure 1.20 : Schéma de répartition des tranches dans la retenue | 50 |
| Figure 1.21 : Drain vertical recreusé dans le remblai et remplissage par du sable drainant et autofiltrant | 55 |
| Figure 1.22 : Géotextile anticontaminant sous un drain horizontal en graviers | 56 |
| Figure 1.23 : Mise en place d'une géomembrane | 57 |
| Figure 1.24 : Épicentre, hypocentre (foyer) et faille | 59 |
| Figure 1.25 : Les trois grands types de failles | 60 |

| | |
|---|-----------|
| Figure 1.26 : La faille entre les plaques tectoniques africaine et eurasiennne passe par tout le littoral algérien | 64 |
| Figure 1.27 : Rupture par liquéfaction d'un barrage en terre | 68 |
| Figure 1.28 : Rupture par des fissures longitudinales | 69 |
| Figure 1.29 : Rupture par des fissures transversales due au tassement différentiel | 70 |
| Figure 1.30 : Rupture par glissement du talus du barrage | 71 |
| Figure 1.31 : Rupture par érosion interne | 71 |
| Figure 1.32 : Rupture par érosion externe | 72 |
| Figure 1.33 : Rupture total du barrage | 73 |
| Figure 1.34 : Barrage de San Fernando | 73 |
| Figure 1.35 : Barrage inférieur de San Fernando après le séisme de 1971 | 74 |
| Figure 1.36 : Barrage supérieur de San Fernando après le séisme de 1971 | 74 |
| Figure 1.37 : Rupture du barrage de Sheffield de Santa Barbara | 75 |
| Figure 1.38 : Rupture du barrage de Yamanaka, JAPON 1968 | 75 |

CHAPITRE II :

| | |
|--|-----------|
| Figure 2.1 : Evolution du module de cisaillement G en fonction de la déformation de cisaillement cyclique et des propriétés de plasticité | 84 |
| Figure 2.2 : Evolution du module de cisaillement G en fonction de la déformation de cisaillement cyclique et des propriétés de plasticité | 84 |
| Figure 2.3 : Schématisation de la réponse du sol lors d'un chargement cyclique | 85 |
| Figure 2.4 : Changement de G avec chaque itération | 86 |
| Figure 2.5 : Variation des contraintes de cisaillement en fonction du temps | 87 |
| Figure 2.6 : Cycles uniformes équivalents en fonction des magnitudes | 87 |
| Figure 2.7 : Contraintes de cisaillement cycliques équivalentes | 88 |
| Figure 2.8 : Fonction G/G_{\max} | 89 |
| Figure 2.9 : Fonction du facteur d'amortissement | 90 |
| Figure 2.10 : Illustration de la méthode pseudo-statique | 92 |
| Figure 2.11 : Intégration de l'accélérogramme afin de déterminer les vitesses et les déplacements | 93 |
| Figure 2.12 : Rapports mesurés des accélérations de la crête et de la base de barrages en remblai à la suite de séismes | 95 |
| Figure 2.13 : Méthode de Makdisi/Seed | 96 |

| | |
|--|------------|
| Figure 2.14 : Amplification des barrages en remblai pendant un tremblement de terre | 97 |
| Figure 2.15 : Relation entre tassement différentiel et indice de gravité du séisme | 98 |
| Figure 2.16 : Comportement anticipé (de Bureau 1997) | 101 |

CHAPITRE III :

| | |
|--|------------|
| Figure 3.1 : Séquence de calcul générale, d'après Billaux et Cundall (1993) | 107 |
| Figure 3.2 : Discrétisation mixte | 110 |
| Figure 3.3 : Eléments d'interface | 112 |
| Figure 3.4 : Nomenclature pour un élément poutre | 114 |
| Figure 3.5 : Surface de charge. Cas de charge (a) et de décharge (b) | 118 |
| Figure 3.6 : Ecrouissage isotrope (a) et cinématique (b) | 119 |
| Figure 3.7 : Les différentes étapes d'un calcul dynamique avec le logiciel FLAC2D | 122 |
| Figure 3.8 : Courbes de décroissance de la cohésion C (a) et de l'angle de frottement interne φ (b) en fonction des déformations plastiques | 124 |
| Figure 3.9 : Variation de l'amortissement avec la fréquence | 127 |
| Figure 3.10 : Sélection de l'amortissement de Rayleigh | 128 |

CHAPITRE IV :

| | |
|---|------------|
| Figure 4.1 : La géométrie du barrage | 132 |
| Figure 4.2 : La modélisation du barrage en terre | 134 |
| Figure 4.3 : Vue rapproché du modèle de barrage en terre | 134 |
| Figure 4.4 : Enregistrement du séisme de Loma Prieta en Californie | 135 |
| Figure 4.5 : Spectre de Fourier de l'accélération pour une fréquence de 5 Hz | 136 |
| Figure 4.6 : Déformé du barrage à l'excitation maximale | 136 |
| Figure 4.7 : Vue rapproché de la déformé du barrage à l'excitation maximale | 137 |
| Figure 4.8 : Variation de l'accélération horizontale à la crête du barrage | 137 |
| Figure 4.9 : Variation de la vitesse horizontale à la crête du barrage | 138 |
| Figure 4.10 : Variation de déplacement horizontale à la crête du barrage | 138 |
| Figure 4.11 : Variation de l'accélération horizontale au milieu du barrage | 139 |
| Figure 4.12 : Variation de la vitesse horizontale au milieu du barrage | 139 |
| Figure 4.13 : Variation de déplacement horizontale au milieu du barrage | 139 |
| Figure 4.14 : Variation des déplacements horizontaux | 140 |

| | |
|---|------------|
| Figure 4.15 : Variation des déplacements verticaux | 140 |
| Figure 4.16 : Variation de déplacement en fonction de la hauteur | 141 |
| Figure 4.17 : Variation de déplacement en fonction de la distance horizontale à la crête du barrage | 141 |
| Figure 4.18 : Variation de déplacement en fonction de la distance horizontale au milieu du barrage | 142 |
| Figure 4.19 : Variation des déformations du cisaillement | 142 |
| Figure 4.20 : déformation du cisaillement pour différentes régions | 143 |
| Figure 4.21 : Variation des fréquences pour différentes régions | 144 |
| Figure 4.22 : Fonction du facteur d'amortissement | 145 |
| Figure 4.23 : Fonction du module de cisaillement G/G_{max} | 145 |
| Figure 4.24 : Influence de la densité des recharges amont et aval sur la distribution des : déplacements, vitesses et accélérations | 147 |
| Figure 4.25 : Influence de la densité du noyau sur la distribution des : déplacements, vitesses et accélérations | 148 |
| Figure 4.26 : Influence de la rigidité des recharges amont et aval sur la distribution des : déplacements, vitesses et accélérations | 150 |
| Figure 4.27 : Influence de la rigidité du noyau sur la distribution des : déplacements, vitesses et accélérations | 151 |
| Figure 4.28 : a)- Surface de charge de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes principales ($c=0$), b)- Critère de rupture Mohr-Coulomb dans le diagramme de (σ, τ) | 153 |
| Figure 4.29 : Déformé du barrage à l'excitation maximale | 154 |
| Figure 4.30 : Vue rapproché de la déformé du barrage à l'excitation maximale | 154 |
| Figure 4.31 : Distribution de la plasticité dans le barrage | 155 |
| Figure 4.32 : Variation de l'accélération horizontale à la crête du barrage | 156 |
| Figure 4.33 : Variation de la vitesse horizontale à la crête du barrage | 156 |
| Figure 4.34 : Variation de déplacement horizontale à la crête du barrage | 156 |
| Figure 4.35 : Variation de l'accélération horizontale au milieu du barrage | 157 |
| Figure 4.36 : Variation de la vitesse horizontale au milieu du barrage | 157 |
| Figure 4.37 : Variation de déplacement horizontale au milieu du barrage | 157 |
| Figure 4.38 : Variation des déplacements horizontaux | 158 |
| Figure 4.39 : Vue rapproché de la variation des déplacements horizontaux | 158 |
| Figure 4.40 : Variation de déplacement en fonction de la hauteur | 159 |

| | |
|---|------------|
| Figure 4.41 : Variation de déplacement en fonction de la distance horizontale à la crête du barrage hauteur | 159 |
| Figure 4.42 : Variation de déplacement en fonction de la distance horizontale au milieu du barrage | 160 |
| Figure 4.43 : Influence de l'amplitude de mouvement sur la distribution de la plasticité | 161 |
| Figure 4.44 : Variation de déplacement en fonction de la hauteur | 162 |
| Figure 4.45 : Variation de déplacement en fonction de la distance horizontale à la crête du barrage | 162 |
| Figure 4.46 : Variation de déplacement en fonction de la distance horizontale au milieu du barrage | 163 |
| Figure 4.47 : Influence de l'amplitude de mouvement sur les déformations de cisaillement | 164 |
| Figure 4.48 : Influence de l'amortissement sur la distribution de la plasticité | 165 |
| Figure 4.49 : Variation de déplacement en fonction de la hauteur | 166 |
| Figure 4.50 : Variation de déplacement en fonction de la distance horizontale à la crête du barrage | 166 |
| Figure 4.51 : Variation de déplacement en fonction de la distance horizontale au milieu du barrage | 167 |
| Figure 4.52 : Influence de l'amortissement sur les déformations de cisaillement | 168 |
| Figure 4.53 : Influence de la réduction du module de cisaillement sur la distribution de la plasticité | 169 |
| Figure 4.54 : Variation de déplacement en fonction de la hauteur | 170 |
| Figure 4.55 : Variation de déplacement en fonction de la distance horizontale à la crête du barrage | 170 |
| Figure 4.56 : Variation de déplacement en fonction de la distance horizontale au milieu du barrage | 171 |
| Figure 4.57 : Influence de la réduction du module de cisaillement sur les déformations de cisaillement | 172 |

CHAPITRE V :

| | |
|--|------------|
| Figure 5.1 : La géométrie du barrage-réservoir | 175 |
| Figure 5.2 : Déformé du barrage à l'excitation maximale | 177 |

| | |
|--|-----|
| Figure 5.3 : Vue rapproché de la déformé du barrage à l'excitation maximale | 177 |
| Figure 5.4 : Distribution de la plasticité dans le barrage | 178 |
| Figure 5.5 : Variation de l'accélération horizontale à la crête du barrage | 179 |
| Figure 5.6 : Variation de la vitesse horizontale à la crête du barrage | 179 |
| Figure 5.7 : Variation de déplacement horizontale à la crête du barrage | 179 |
| Figure 5.8 : Variation de l'accélération horizontale au milieu du barrage | 180 |
| Figure 5.9 : Variation de la vitesse horizontale au milieu du barrage | 180 |
| Figure 5.10 : Variation de déplacement horizontale au milieu du barrage | 180 |
| Figure 5.11 : Variation des déplacements horizontaux | 181 |
| Figure 5.12 : Variation de déplacement en fonction de la hauteur | 182 |
| Figure 5.13 : Variation de déplacement en fonction de la distance horizontale à la crête du barrage | 182 |
| Figure 5.14 : Variation de déplacement en fonction de la distance horizontale au milieu du barrage | 182 |
| Figure 5.15 : Variation des pressions interstitielles | 183 |
| Figure 5.16 : Variation des pressions interstitielles pour différentes régions | 184 |
| Figure 5.17 : Variation des contraintes totales | 185 |
| Figure 5.18 : Variation des contraintes totales pour différentes régions | 185 |
| Figure 5.19 : Variation des contraintes effectives | 186 |
| Figure 5.20 : Variation des contraintes totales pour différentes régions | 187 |
| Figure 5.21 : Variation des déformations de déformations | 187 |
| Figure 5.22 : Influence de l'amplitude de mouvement sur la distribution de la plasticité | 189 |
| Figure 5.23 : Variation de déplacement en fonction de la hauteur | 189 |
| Figure 5.24 : Variation de déplacement en fonction de la distance horizontale à la crête du barrage | 190 |
| Figure 5.25 : Variation de déplacement en fonction de la distance horizontale au milieu du barrage | 190 |
| Figure 5.26 : Variation des pressions interstitielles, contraintes totales et les contraintes effectives au sommet de la fondation | 191 |
| Figure 5.27 : Variation des pressions interstitielles, contraintes totales et les contraintes effectives pour $a=0.35g$ | 192 |
| Figure 5.28 : Influence de l'amortissement sur la distribution de la plasticité | 193 |
| Figure 5.29 : Variation de déplacement en fonction de la hauteur | 194 |
| Figure 5.30 : Variation de déplacement en fonction de la distance horizontale à la crête du barrage | 194 |

| | |
|--|------------|
| Figure 5.31 : Variation de déplacement en fonction de la distance horizontale au milieu du barrage | 194 |
| Figure 5.32 : Variation des pressions interstitielles | 195 |
| Figure 5.33 : Variation des contraintes totales | 196 |
| Figure 5.34 : Variation des contraintes effectives | 196 |
| Figure 5.35 : Variation des pressions interstitielles, contraintes totales et les contraintes effectives pour $\xi = 0.0\%$ | 197 |
| Figure 5.36 : Influence de la réduction du module de cisaillement sur la distribution de la plasticité | 198 |
| Figure 5.37 : Variation de déplacement en fonction de la hauteur | 199 |
| Figure 5.38 : Variation de déplacement en fonction de la distance horizontale à la crête du barrage | 199 |
| Figure 5.39 : Variation de déplacement en fonction de la distance horizontale au milieu du barrage | 199 |
| Figure 5.40 : Variation des pressions interstitielles, contraintes totales et les contraintes effectives au sommet de la fondation | 200 |
| Figure 5.41 : Variation des pressions interstitielles, contraintes totales et les contraintes effectives pour $f = 0.4$ | 201 |
| Figure 5.42 : Influence de la diminution du niveau de réservoir sur la distribution de la plasticité | 202 |
| Figure 5.43 : Variation de déplacement en fonction de la hauteur | 203 |
| Figure 5.44 : Variation de déplacement en fonction de la distance horizontale à la crête du barrage | 203 |
| Figure 5.45 : Variation de déplacement en fonction de la distance horizontale au milieu du barrage | 203 |
| Figure 5.46 : Variation des pressions interstitielles, contraintes totales et les contraintes effectives au sommet de la fondation | 205 |
| Figure 5.47 : Variation des pressions interstitielles, contraintes totales et les contraintes effectives pour $h_{\text{eau}}=12.85\text{m}$ | 205 |

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I :

| | |
|--|-----------|
| Tableau 1.1 : Études géotechniques d'un barrage en terre | 46 |
| Tableau 1.2 : Valeur des pentes | 50 |
| Tableau 1.3 : Revanche minimale en remblai en fonction de $H^2\sqrt{V}$ | 51 |
| Tableau 1.4 : Largeur minimale en crête | 52 |
| Tableau 1.5 : Hauteur des vagues h en m | 53 |
| Tableau 1.6 : Dimension de la protection amont en enrochements | 54 |
| Tableau 1.7 : Épaisseur minimale du drain cheminée en sable | 55 |
| Tableau 1.8 : Effet sur quelques barrages en terre | 66 |

CHAPITRE II :

| | |
|---|------------|
| Tableau 2.1 : Valeurs de l'accélération limite k_y | 95 |
| Tableau 2.2 : Déformation de barrages en enrochement due aux séismes | 100 |

CHAPITRE III :

| | |
|--|------------|
| Tableau 3.1 : Méthodes explicites et implicites (Cundall, 1980) | 109 |
|--|------------|

CHAPITRE IV :

| | |
|--|------------|
| Tableau 4.1 : Propriétés des matériaux utilisées dans l'analyse | 133 |
| Tableau 4.2 : Valeurs de la densité pour le noyau et les recharges amont et aval | 146 |
| Tableau 4.3 : Valeurs de la rigidité pour le noyau et des recharges amont et aval | 149 |
| Tableau 4.4 : Propriétés des matériaux utilisées dans l'analyse | 153 |

CHAPITRE V :

Tableau 5.1 : Propriétés mécaniques des matériaux utilisées dans l'analyse175

Tableau 5.2 : Propriétés hydrauliques des matériaux utilisées dans l'analyse176

NOTATIONS

Les notations suivantes sont utilisées dans le présent mémoire.

Lettres majuscules

| | |
|--------------|--|
| A | Aire de l'élément |
| A_r | Profondeur des alluvions |
| C | Cohésion |
| DH | Hauteur total du barrage |
| D | Profondeur de l'eau |
| E | Module d'élasticité |
| F | Force |
| FFT | Transformation de Fourier |
| F_e | Longueur du plan d'eau |
| F_n | Force normale |
| F_S | Facteur de sécurité |
| $F_{S\ max}$ | Force de cisaillement |
| G | Module de cisaillement |
| G_{max} | Valeur maximale du module de cisaillement |
| H | Hauteur du remblai |
| J | Fonctionnelle |
| K | Module volumique |
| K_s | Coefficient sismique de la méthode pseudo statique |
| L | Longueur de l'élément |
| L_c | Largeur en crête |
| L_m | Longueur associée au point M |
| L_n | Longueur associée au point N |
| M | Magnitude de séisme |
| M_B | Magnitude des ondes de volumes |
| M_D | Magnitude de durée |
| M_L | Magnitude locale |
| M_S | Magnitude des ondes de surfaces |
| M_W | Magnitude de moment |

| | |
|-------|--------------------------------|
| N | Nombre de cycles uniformes |
| PI | Indice de plasticité |
| P | Ondes primaires |
| Q | Module d'écrouissage |
| R | Revanche du barrage |
| RF | Facteur de résonance |
| S | Ondes secondaires |
| SEF | Facteur d'énergie sismique |
| T | Contrainte de traction |
| U_y | Déplacement dans le sens y |
| U_C | Tassement total de la crête |
| U_x | Déplacement dans le sens x |
| U | Vitesse du vent |
| V | Fonction tensorielle |
| V_P | Vitesses des ondes primaires |
| V_S | Vitesses des ondes secondaires |
| W | Energie imposée |

Lettres minuscules

| | |
|-----------------------|--|
| a_{max} | Accélération maximale |
| a_y | Accélération limite |
| d_{50} | Diamètre des blocs |
| $d\varepsilon_{ij}^e$ | Incrément de déformation élastique |
| $d\varepsilon_{ij}^P$ | Incrément de déformation plastique |
| $d\lambda$ | Multiplicateur plastique |
| e | Épaisseur de la couche d'embrochements |
| \dot{e}_{ij} | Taux de déformations |
| f | Scalaire, vecteur ou tenseur défini sur A et son périmètre. |
| $free\ field$ | Frontières pour champ Libre |
| $freq$ | Fréquence du signal sismique |
| f_{ce} | Coefficient de la valeur maximale de contrainte effective |
| f_{ct} | Coefficient de la valeur maximale de contrainte totale |
| f_{pp} | Coefficient de la valeur maximale de pression interstitielle |
| f_{min} | Le centre fréquentiel de l'amortissement de Rayleigh |

| | |
|-------------------------|--|
| $f(y)$ | Fonction de l'amortissement |
| g | Accélération de la pesanteur |
| h | Hauteur des vagues |
| k | Paramètre d'écroûissage |
| k_{max} | Accélération maximale de la zone de glissement potentielle |
| k_n | Raideur normal |
| k_p | Perméabilité du sol |
| k_s | Raideur tangentielle |
| k_{typ} | Type de barrage |
| k_y | Accélération limite de la zone de glissement potentielle |
| n_i | Vecteur unitaire normal |
| <i>quiet boundaries</i> | Frontières absorbantes |
| s | Périmètre de l'élément |
| u | Déplacement |
| \dot{u} | Vecteur vitesse |
| v | Vitesse de propagation des vagues |
| v_{max} | Vitesse maximale |
| v_N | Vitesse particulière normale |
| v_S | Vitesse particulière tangentielle |

Lettres en crochets

| | |
|-------|-------------------------|
| $[C]$ | Matrice d'amortissement |
| $[K]$ | Matrice de rigidité |
| $[M]$ | Matrice de masse |

Lettres grecques

| | |
|--------------------------|--|
| α | Contribution de la masse de l'amortissement de Rayleigh |
| α_L | Le coefficient d'amortissement local |
| β | Contribution de la rigidité de l'amortissement de Rayleigh |
| δ_{ij} | Indice de Kronecker |
| $\delta\varepsilon_{ij}$ | L'incrément de déformation |
| $\delta\sigma_{ij}$ | L'incrément de contrainte |
| Δl | Taille des éléments |
| Δs | Distance du point a au point b |

| | |
|---|--|
| Δt | Pas du temps |
| ΔW | Aire intérieure du cycle d'hystérésis |
| Δz_{min} | La plus petite dimension dans la direction normale |
| ε | Déformations dans la direction perpendiculaire |
| $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$ | Déformations principales pour les trois dimensions |
| ε_{ij} | Tenseur des déformations |
| ε_l | Déformations dans la direction principale |
| ε_v | Déformation volumétrique |
| γ | Poids volumiques du sol |
| γ_a | Déformation de cisaillement dans un point a. |
| γ_{max} | Déformation maximale de cisaillement |
| φ | Angle de frottement |
| ν | Coefficient de Poisson |
| ξ | Amortissement du matériau |
| ξ_i | Le taux critique d'amortissement pour le mode i |
| ξ_{max} | Valeur maximale de l'amortissement |
| λ | Longueur d'onde |
| λ_l | Constante de Lamé |
| ψ | Angle de dilatance |
| ρ | Densité du milieu |
| σ | Contrainte |
| σ_{ij} | Tenseur des contraintes |
| σ'_m | Contrainte principale moyenne effective de confinement. |
| σ_n | Contrainte normale |
| σ_{ni} | Nouvelles contraintes |
| σ_p | Contraintes du cycle de calcul précédent |
| σ_s | Contrainte tangentielle |
| $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ | Contraintes principales dans la direction 1, 2 et 3 |
| $\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3$ | Contraintes principales effectives dans la direction 1, 2 et 3 |
| τ_{cycle} | Contrainte de cisaillement cyclique |
| τ_{peak} | Contrainte de cisaillement maximale (pic) |
| ω_i | La fréquence angulaire |
| ω_{min} | La fréquence angulaire minimale |

INTRODUCTION GENERALE

Les séismes, de part leurs natures, sont des phénomènes complexes et dangereux. Au cours de ce dernier siècle, leurs nombres se sont amplifiés, et leurs conséquences se sont avérées catastrophiques. Ainsi plusieurs pays dont le nôtre, en l'occurrence l'Algérie, se trouvent confrontés à ce problème et cherchent à améliorer la conception de leurs ouvrages pour faire face à ces séismes.

Les barrages représentent des systèmes constructifs complexes à caractères économique et stratégique importants. Leur rupture, sous l'effet des séismes, est en général accompagnée par des conséquences dramatiques sur le double plan, humain et matériel. En conséquence, il est nécessaire d'étudier de manière précise le comportement dynamique des barrages en vue de l'évaluation de leur performance et de leur sécurité sous l'action des séismes. Maints accidents de rupture sont survenus aux barrages qui ne supportent pas une sollicitation sismique, même dans des zones considérées non sismiques, exemple le barrage de Malpasset en France et barrage de Koyna à l'Inde.

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

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

Désormais dans le monde, il n'y a pas de zones qu'on peut considérer comme non sismiques. Le calcul sismique de barrages étaient toujours jusqu'à 1989 par de méthodes pseudo statiques avec des accélérations horizontales du sol égale à 0.1g, alors qu'aujourd'hui tout le monde s'accorde à dire que les tremblements de terres peuvent

induire des accélérations beaucoup plus élevées que cette valeur et dans les deux sens, et que les méthodes à utiliser doivent effectivement reproduire le comportement réelle des ouvrages, pour pouvoir bien se prononcer sur la sécurité sismique des ouvrages.

Pendant les dernières décennies, un effort considérable a été mis sur l'analyse de la réponse dynamique des barrages en terre et de leur sûreté contre les séismes. Des techniques analytiques et numériques pour évaluer la réponse des barrages en terre soumis aux secousses sismiques ont été développées. Par exemple, une des techniques analytiques existantes suppose toujours l'uniforme distribution de l'effort de cisaillement (console en cisaillement), avec un comportement élastique dans un seul sens dans la plupart des cas et celui de la réponse de déformation horizontale de cisaillement. Ainsi, pour ces raisons simplificatrices, ce type d'analyses de la réponse dynamique a beaucoup de limitations et ne peut être employé pour examiner la nature de la distribution des efforts dans un barrage en terre dû au mouvement de sol longitudinal ou vertical. En outre, la méthode des éléments finis tridimensionnel ou celle des différences finies serait plus efficace mais plus coûteuse.

Bien que les études du mouvement amont/aval d'un barrage en terre soient les plus importantes pour la conception parasismique, le problème de la vibration longitudinale des barrages en terre est également significatif pour la sûreté du barrage.

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

Plus tard, lorsqu'un nombre important de barrages fut sérieusement endommagé par les séismes, des développements importants relatifs à la définition du comportement cyclique des sols et la réponse de l'ouvrage ont pu voir le jour.

Il convient de signaler à cette occasion que parmi les méthodes de modélisation de la réponse des matériaux soumis à une sollicitation cyclique qui sont plus applicables à l'heure actuelle on cite, la méthode basée sur des valeurs caractéristiques linéaires équivalentes du sol. En général, pour les barrages en terre un calcul bidimensionnel par éléments finis ou en différence finis est suffisant. Les sollicitations peuvent être admises parallèles aux axes principaux de l'ouvrage. Les calculs par éléments finis ou en différence finis sont basés sur une discrétisation de la structure étudiée en plusieurs éléments liés entre eux par des nœuds. Les déplacements sont introduits comme inconnues aux différents nœuds. Ils sont calculés à l'aide des conditions d'équilibres et des lois de comportement des matériaux en chaque nœud. Les contraintes et les déformations des éléments résultent des déplacements dans les nœuds.

Lors d'une secousse sismique, les pressions interstitielles qui se développent dans le corps du barrage n'ont généralement pas le temps de se dissiper conduisant ainsi à des ruptures partielles ou totales. En effet pendant le séisme, l'état des contraintes sismiques vient se superposer à l'état des contraintes statiques générant en conséquence une augmentation de la pression interstitielle qui tendrait à réduire, voire à annuler la résistance au cisaillement des matériaux constituant le barrage.

Dans cette optique le but de notre travail est l'analyse numérique de l'effet de tremblement de terre sur les barrages en terre, les effets de la plasticité du sol et des surpressions interstitielles sur le comportement dynamique et leurs influences sur la stabilité du barrage.

Le présent mémoire est scindé en cinq chapitres :

Le premier chapitre est une synthèse bibliographique des travaux de recherches récents sur le calcul sismique des barrages en terre à l'aide des méthodes numériques basées sur la méthode des éléments ou différences finies. Des notions sur les barrages en terre, nous rappelons les concepts essentiels sur les tremblements de terre et une synthèse bibliographique du comportement sismique des barrages en terre.

Le deuxième chapitre présente un rappel sur le comportement cyclique du sol et les méthodes d'analyses sismiques des barrages en terre tel que méthodes analytiques, empiriques et numériques.

Le troisième chapitre nous présenterons le code FLAC2D, quelque loi de comportement utilisées dans le code et étapes d'analyses sismiques des ouvrages géotechniques.

Le quatrième chapitre présente une analyse numérique du comportement sismique des barrages en terre. Elle correspond à la réponse de barrage avant le remplissage de l'eau. L'analyse est d'abord conduite pour un cas simple qui concerne la réponse élastique du barrage. La deuxième partie du chapitre concerne une analyse plus réaliste du barrage, où le comportement élastoplastique du sol est considéré. Cette analyse est conduite en utilisant le critère de Mohr-Coulomb.

L'étude numérique a pour objectif d'analyser l'amplification dynamique, les déplacements horizontaux, l'influence de la plasticité et les déformations de cisaillement.

Le cinquième chapitre présente une analyse numérique de l'influence de l'interaction barrage réservoir sur la réponse sismique des barrages en terre. L'analyse est menée en contraintes effectives en utilisant le modèle de comportement de Mohr-Coulomb. Cette analyse fournit la variation des pressions interstitielles, les contraintes effectives et les contraintes totales.

CHAPITRE I:

SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1 INTRODUCTION :

Dans ce chapitre nous allons présenter une synthèse bibliographique des travaux de recherches récents sur le calcul sismique des barrages en terre à l'aide des méthodes numérique basées sur la méthode des éléments ou différences finis. Nous présentons quelque notion sur les barrages en terre tel que leurs types, études géotechniques, conception du remblai et dispositif d'auscultation. Nous rappelons les notions essentielles sur les tremblements de terre, les caractéristiques principales d'un séisme, la propagation des ondes sismique et le risque sismique en Algérie.

Nous conclurons ce chapitre par une synthèse bibliographique du comportement sismique des barrages en terre. Notamment le risque de rupture des barrages avec quelque publication de la Commission internationale des grands barrages (CIGB) des dégâts dans le monde. Les différents types de ruptures des barrages en terre occasionnées par un tremblement de terre avec quelque cas historique de ruptures observées.

I.1.1 Généralité

Un barrage est un ouvrage d'art construit en travers d'un cours d'eau et destiné à en retenir l'eau. Par extension, on appelle barrage tout obstacle placé sur un axe de communication et destiné à permettre un contrôle sur les personnes et/ou les biens qui circulent (barrage routier, barrage militaire).

Quand le barrage est submersible, on parle plutôt de chaussée ou de digue (ce dernier terme est également préféré à celui de barrage lorsqu'il s'agit de canaliser un flot et non de créer une étendue d'eau stagnante).

Un barrage fluvial permet par exemple la régulation du débit d'une rivière ou d'un fleuve (favorisant ainsi le trafic fluvial), l'irrigation des cultures, une prévention relative des catastrophes naturelles (crues, inondations), par la création de lacs artificiels ou de réservoirs. Un barrage autorise aussi, sous certaines conditions, la production de force motrice (moulin à eau) et d'électricité (barrage hydroélectrique), à un coût économique acceptable, le coût environnemental étant plus discuté (fragmentation écopaysagère, phénomènes d'envasement à l'amont du barrage, dégradation de la qualité de l'eau).

Toutefois, plus un projet est ambitieux, plus ses conséquences sont lourdes : en noyant des vallées entières, la construction d'un barrage peut provoquer à la fois des bouleversements humains en forçant des populations entières à se déplacer, et avoir un impact écologique non négligeable en changeant fondamentalement l'écosystème local.

Les barrages sont construits dans le monde entier pour différents usages :

- ✚ **Irrigation** des cultures, en particulier dans les régions arides ou semi-arides ;
- ✚ **Alimentation en eau** des hommes et des animaux, ainsi que des entreprises et de l'industrie ;
- ✚ **Nivellement des crues** ;
- ✚ **Production** d'énergie électrique ;
- ✚ **Régularisation des rivières navigables et alimentation des canaux** (eau de consommation des écluses) ;
- ✚ **Flottage** du bois coupé (Canada) ;
- ✚ Alimentation des industries en **eau de refroidissement** (centrales thermiques par exemple) ;
- ✚ **Pisciculture** ou élevage d'autres espèces animales ou végétales aquatiques ;
- ✚ **Création** de paysages, de zones de repos ou de centres sportifs.

I.1.2 Histoire

Les barrages existent probablement depuis la préhistoire (réserve d'eau potable, d'irrigation, viviers, piscicultures) mais c'est au Moyen Âge qu'ils se sont fortement développés en Europe pour alimenter les moulins à eau. Il semble qu'ils aient parfois pu s'appuyer sur des sédiments accumulés en amont d'embâcles naturels, ou sur les lieux de barrages de castors dont la toponymie conserve des traces. Les cartes anciennes, de Cassini par exemple, portent témoignage des nombreux barrages de petites rivières faits par les paysans ou les moines locaux, pour conserver l'eau et y élever du poisson ou pour le rouissage du lin ou du chanvre.

En conservant des volumes d'eau et une hauteur d'eau plus importante en saison sèche, ces barrages ont également pu tamponner les fluctuations estivales des nappes (car toutes choses égales par ailleurs, c'est la hauteur d'eau qui contrôle la vitesse de percolation, Loi de Darcy).

I.1.3 Quelques exemples de grands barrages dans le monde

- ✚ Le barrage Hoover aux États-Unis (1931-1935) ;
- ✚ Les barrages d'Assouan sur le Nil, en Égypte ;
- ✚ Le barrage d'Inga sur le Congo, en République démocratique du Congo ;
- ✚ Le barrage d'Itaipu à la frontière entre le Brésil et le Paraguay ;
- ✚ La centrale Robert-Bourassa au Québec, Canada ;
- ✚ Le barrage de Kapanda sur le Cuanza en Angola ;
- ✚ Le barrage des Trois Gorges en Chine ;
- ✚ Le barrage de la Grande-Dixence, en Suisse, plus précisément en Valais, dans le val d'Hérens ;
- ✚ Le barrage Atatürk sur l'Euphrate en Turquie ;
- ✚ Le barrage Daniel-Johnson sur la Manicouagan au Québec, Canada ;
- ✚ Le barrage de Gurí au Vénézuéla ;
- ✚ Le barrage de Nourek (300 m) au Tadjikistan est le plus haut du monde.

I.1.4 Les barrages en Algérie

Selon le ministère des Ressources en eau : « *l'Algérie compte 50 barrages en exploitation, 11 sont en cours de réalisation et 50 autres barrages à l'étude* ». Ces derniers devraient être réalisés avant 2020.

L'Algérie doit rattraper le retard constaté. Le pays perd 50 % d'eau dans les fuites. Le dessalement est favorisé par l'État. En effet, le gouvernement a installé quelques stations de dessalement à Alger et Tipasa. Plusieurs centres importants, comme à Arzew qui fourni

90 000 m³ ou le centre de Beni Saf, ont améliorés la situation du manque d'eau dans certaines villes.

Les barrages en Algérie sont Hamiz, situé à 35 kilomètres d'Alger ; Béni Haroun dans la wilaya de Mila ; barrage de Timgad; Taqsebt; Tichy-haf ; Tilesdit ; Koudiat Acerdoun ; barrage Ourkis ; barrage de Kherrata dans la Wilaya de Béjaïa ; etc.

Le barrage de Béni Haroun est un grand complexe hydraulique stratégique en Algérie, situé dans la Wilaya de Mila au nord-est de l'Algérie. Le barrage de 120 m de hauteur, est le plus important et le plus grand barrage en Algérie avec une capacité de 960 millions de mètres cubes.

Avec sa grande station de pompage d'eau brute, dont la puissance est de 180 MW, le barrage alimente en eau potable plusieurs régions limitrophes de la wilaya de Mila, notamment les wilayas de Jijel, Constantine, Oum el Bouaghi, Batna et Khenchela. Le barrage fournit également une quantité importante d'eau d'irrigation pour quelques centaines d'hectares d'exploitations agricoles dans les régions voisines.

En juin 2011, le barrage a atteint son niveau le plus élevé depuis le début de son remplissage graduel en 2005 en atteignant le volume de 851 millions de mètres cube.



Figure 1.1 : Le barrage de Béni Haroun.

I.2 SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES RECHERCHES RECENTES :

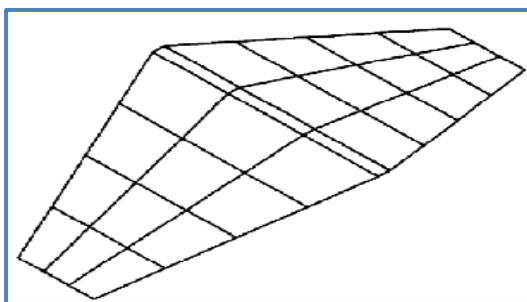
La prévision de la réponse d'un barrage en terre pendant un séisme constitue un défi important. Les facteurs tels que les caractéristiques de barrage, les conditions de site, et caractéristiques de chargement sismique affectent fortement les réponses dynamiques des barrages. Le comportement non linéaire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

La stabilité des barrages en terre soumis à l'action sismique peut être évaluée par différentes approches. GEORGE GAZETAS [1] a discuté les élaborations historiques des méthodes théoriques pour estimer la réponse dynamique des barrages en terre à l'excitation du sol et a décrit leurs dispositifs principaux, leurs avantages et limitations.

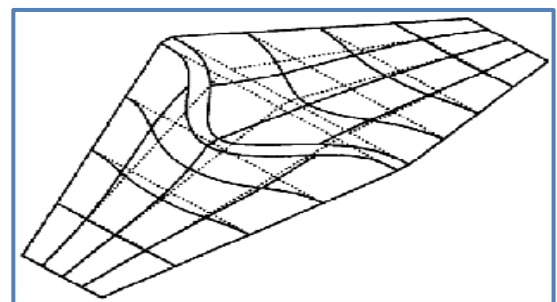
Après le tremblement de terre de San Fernando 1971 en Californie, des avancements principaux ont été atteints dans la compréhension de l'action de tremblement de terre sur les barrages [2].

L'analyse numérique conduit également à une analyse paramétrique qui nous permettra de faire une recherche sur l'influence des paramètres principaux et aux stratégies de contrôle pour la conception et la construction de barrage.

Pour ce but, des nombreux travaux de recherche réalisée sur l'analyse de l'effet de tremblement de terre sur les barrages en terre, alors que M. ZEGHAL et A.M. ABDEL-GHAFFAR (1992) [3] travaillent sur le comportement dynamique élasto-plastique des barrages en terre par la méthode des éléments finis. Cette dernière illustrée par une application au barrage en terre de Long Valley (CALIFORNIA).



(a) Maillage du barrage



(b) Le mode de vibration fondamentale

Figure 1.2 : Modélisation du barrage par élément fini. [3]

Une autre étude a été réalisée par P.K. WOODWARDA et D.V. GRIFFITH (1996) [4] sur l'influence de l'amortissement visqueuse dans l'analyse dynamique du barrage en terre de Long Valley (CALIFORNIA) en utilisant un modèle de comportement simple. Dans cette étude la réponse du barrage à l'excitation sismique a été calculée et comparée à la réponse mesurée du barrage et aux résultats présentés par des études précédentes. Les résultats de l'analyse de fréquence normale comparent favorablement aux fréquences obtenues à partir d'une analyse spectrale d'accélération mesurée. La réponse du barrage au tremblement de terre de 27 mai 1980 a été calculée en utilisant un modèle élastique-parfaitement plastique de sol combiné avec l'amortissement de Rayleigh pour donner une bonne approximation à la réponse mesurée du barrage en son mode fondamental.

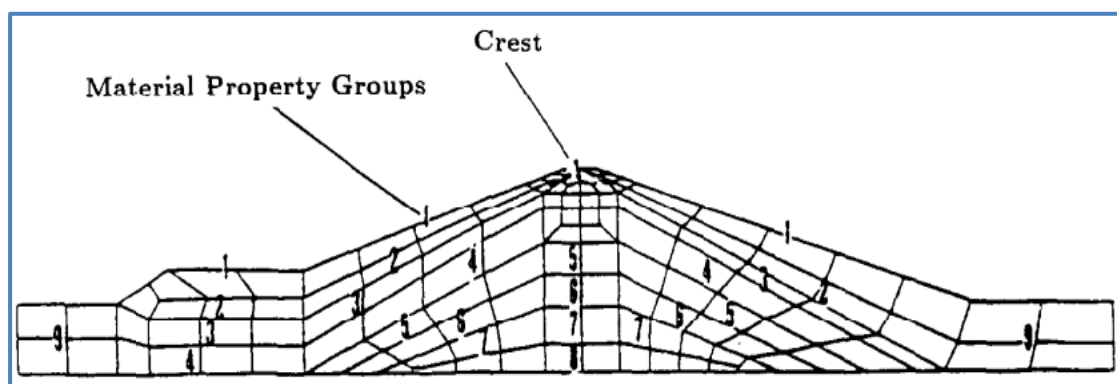


Figure 1.3 : Discretisation du barrage par élément fini. [4]

La méthode des éléments finis ont prouvé que les simples modèles constitutifs combinés avec l'amortissement de Rayleigh peuvent être employés pour estimer la réponse du barrage à l'excitation forte de tremblement de terre.

H. ABOUSSEDA et P. DAKOULAS (1996) [5] étudié le comportement non-linéaire de l'interaction barrage-fondation pendant un tremblement de terre en utilisant le couplage de la méthode des éléments frontières (*boundry element*) et la méthode des éléments finis (BE-FE) avec une comparaison entre une fondation flexible et rigide. Cette méthode a été développée pour les problèmes complexes (géométrie, hétérogénéité du matériau et la non-linéarité du sol). Les résultats obtenus dans cette étude montrèrent l'efficacité de l'utilisation de la méthode (BE-FE) et peut être employée pour évaluer l'effet de la non-linéarité du sol, l'interaction sol-structure, le type des ondes de Rayleigh et autres paramètres dans l'analyse sismique des barrages en terre.

En 2003 ERNESTO CASCONI et SEBASTIANO RAMPOLLO [6] étudié la réponse dynamique du barrage en terre de Marana Capacciotti (ITALIE) par une comparaison entre deux méthodes numériques. La stabilité sismique du barrage a été évaluée par une simulation découplée à l'aide des accélérogrammes obtenus pour calculer les déplacements

induits par le tremblement de terre. Dans la première méthode (1D) le barrage a été modélisé comme une colonne du sol de la même hauteur du barrage et a été étudié en utilisant le code SHAKE91, la deuxième méthode (2D) a été effectuée en utilisant le code QUAD4M basé sur la méthode des éléments finis.

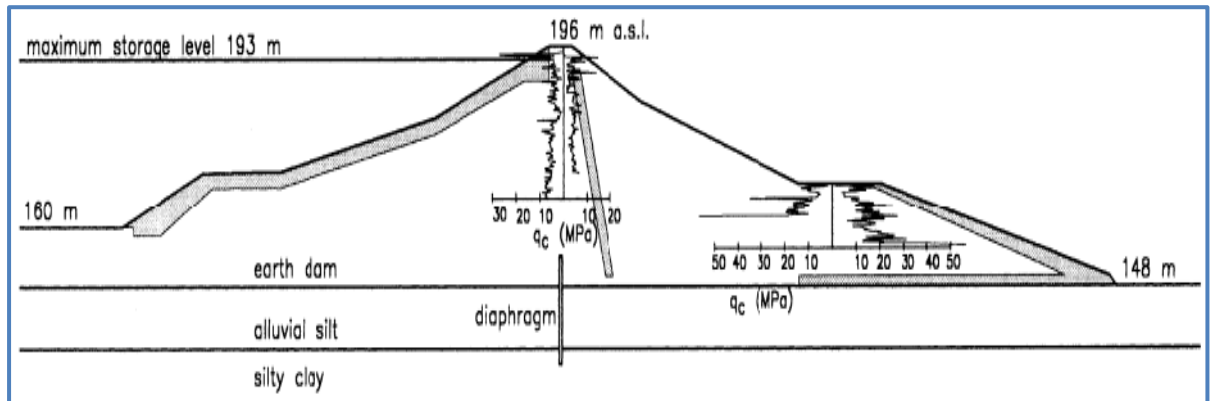


Figure 1.4 : Le barrage de Marana Capacciotti (ITALIE). [6]

Le déplacement a été adopté selon la procédure suivante :

- Les surfaces critiques du glissement et les accélérations limites correspondantes ont été déterminées par l'approche pseudo-statique ;
- La contrainte effective à l'état initial a été calculée par la méthode (2D) pour évaluer le module de cisaillement G en petite déformation ;
- Le mouvement séismique sous la fondation a été obtenu en considérant quatre profondeurs possibles de la roche ;
- La réponse du barrage par (1D, 2D) et de la couche de fondation ont été effectués en utilisant les mouvements obtenus dans l'étape précédente;
- Les déplacements étaient calculés en utilisant le spectre d'accélération évalué par (1D, 2D).

Les déplacements permanents maximum étaient petits, les résultats obtenus peuvent être considérés comme satisfaisants pour la conception sismique du barrage.

En 2006 ZHI-LIANG et al. [7] présentent des applications pratiques de l'approche non linéaire à l'analyse sismique des barrages en terre utilisant le modèle de comportement *Bounding surface hypoplasticity model for sand* publié par WANG ZL. La simulation a été faite par le code FLAC2D (Fast Lagrangian Analysis of Continua version 4) basé sur la méthode des différences finies.

L'analyse sismique de l'étude inclut les étapes suivantes :

- Les mouvements du sol sont estimés à la base rocheuse de fondation ;

- La réponse du remblai à l'excitation sismique est calculée pour estimer les contraintes induits dans les éléments représentatifs du remblai ;
- La résistance cyclique du sol est évaluée en utilisant des essais in situ et la résistance de liquéfaction basée sur la performance observée au cours de séismes passés ;
- En comparant les contraintes de cisaillement induit à la résistance cyclique, le potentiel de la liquéfaction des sols de remblai et de fondation ;
- Pour les zones de la digue qui sont déterminées pour avoir le potentiel de liquéfaction pendant le tremblement de terre, une résistance résiduelle est attribuée en fonction de la densité du sol ;
- La stabilité de la digue et la fondation est évaluée à l'aide de la méthode d'équilibre limite; si le remblai à être stable, le tremblement de terre induits des déplacements permanents estimés à l'aide de la méthode de Newmark.

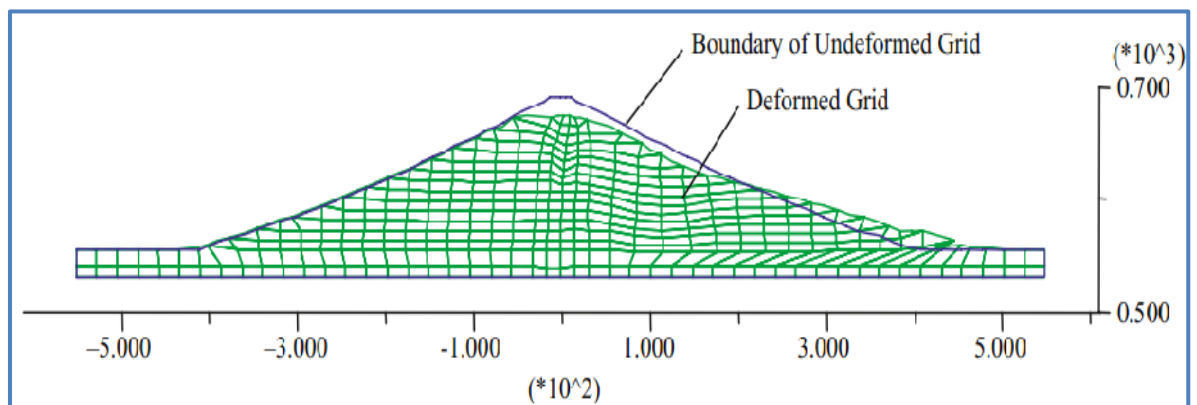


Figure 1.5 : Déformation du barrage sous l'action sismique. [7]

Les résultats obtenus montre l'efficacité de l'utilisation le modèle du comportement choisi dans l'analyse sismique des barrages en terre.

En 2007 MEHMET AKKÖSE et al. [8] présentent une étude de la réponse sismique stochastique d'un barrage en enrochement étudiée par la méthode des éléments finis sur le barrage de Keban Elazig (TURQUIE). L'interaction barrage-réservoir est négligée. Les propriétés des matériaux du barrage ont été prises à partir du projet de barrage supposé élastique, homogène et isotrope dans l'analyse. Le tremblement de terre a enregistré le 13 Mars 1992, Erzincan (TURQUIE).

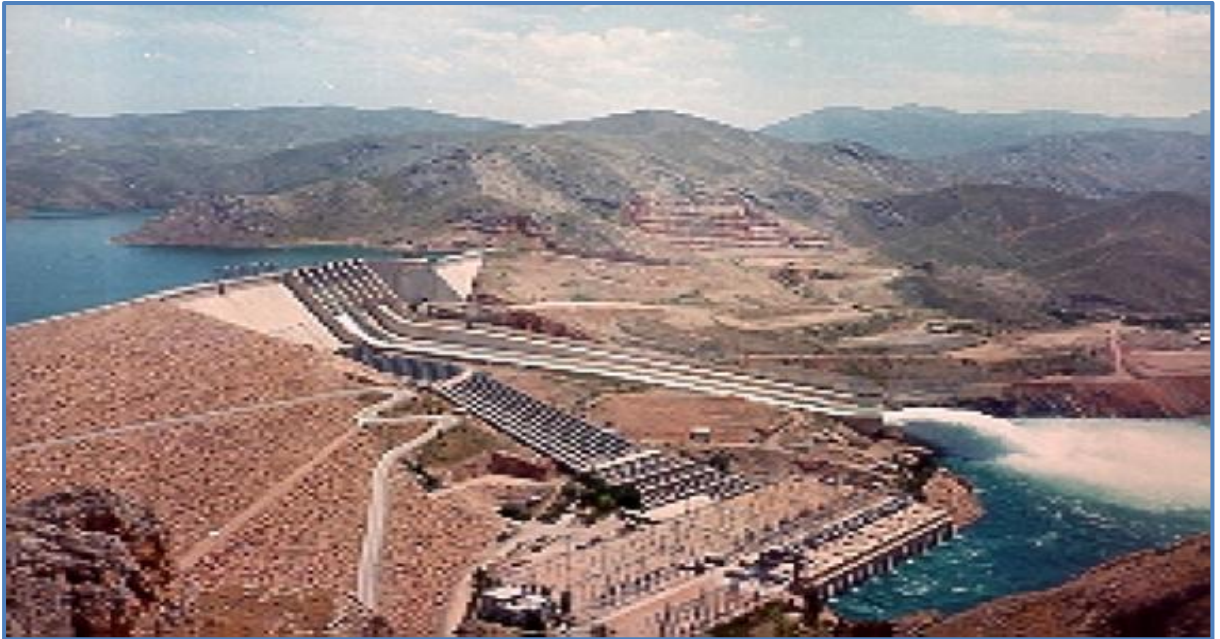


Figure 1.6 : Le barrage de Keban Elazig (TURQUIE). [8]

La réponse sismique du barrage Keban soumis au tremblement de terre d'Erzincan est également obtenue par la méthode déterministe. Les résultats obtenus à partir de l'analyse stochastique et déterministe sont comparés les uns aux autres :

- Les déplacements horizontaux des deux analyses augmentent le long de la hauteur du barrage ;
- Les déplacements verticaux obtenus le long de la longueur horizontale du barrage de réduire de façon significative vers le noyau de la digue en enrochement pour les deux analyses ;
- La fréquence au noyau diminué avec l'augmentation des valeurs de déplacements horizontaux ;
- Les contraintes diminuent vers la crête du barrage ;
- Les contraintes de cisaillement obtenues le long du noyau sont plus importantes que les contraintes horizontales et verticales.

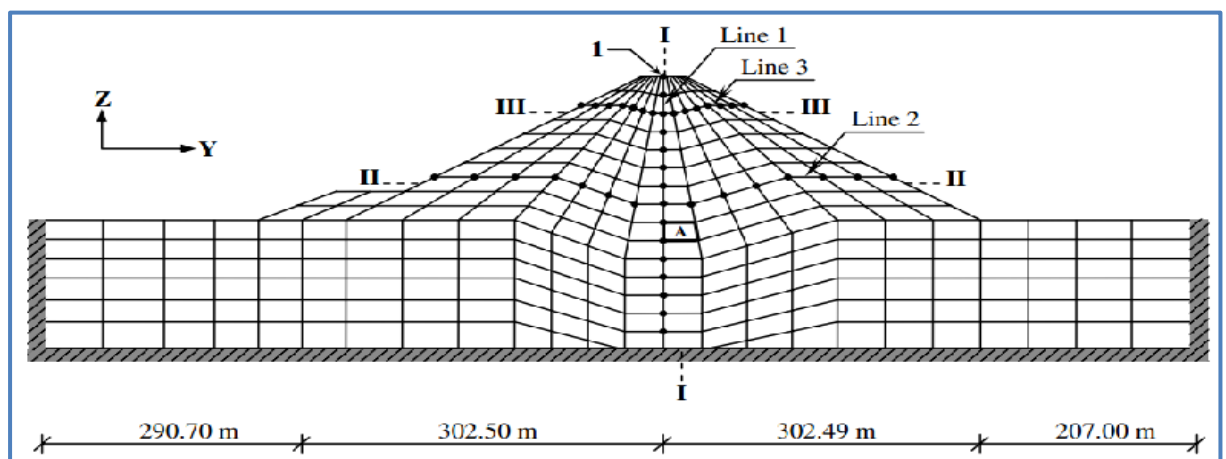


Figure 1.7 : Maillage du barrage par élément fini. [8]

Les résultats obtenus à partir de l'analyse stochastique sont plus petits que ceux de l'analyse déterministe. Pour généraliser ces résultats, des solutions doivent être obtenus en utilisant les enregistrements de quelque du séisme et différents modèles de barrage.

En 2008 YU HUANG et al. [9] présentent une étude sur la caractérisation numérique du comportement d'un barrage en terre fondé sur des sols liquéfiables et soumis à une sollicitation sismique. L'analyse a été réalisée en utilisant une méthode de calcul en éléments finis LIQCA (Coupled Analysis of LIQuefaction), avec une approche en contraintes effectives et une analyse couplée. Le comportement du sol sableux est décrit par un modèle rhéologique élasto-plastique développé à partir d'un concept d'érouissage positif non linéaire de type Armstrong–Frederik.

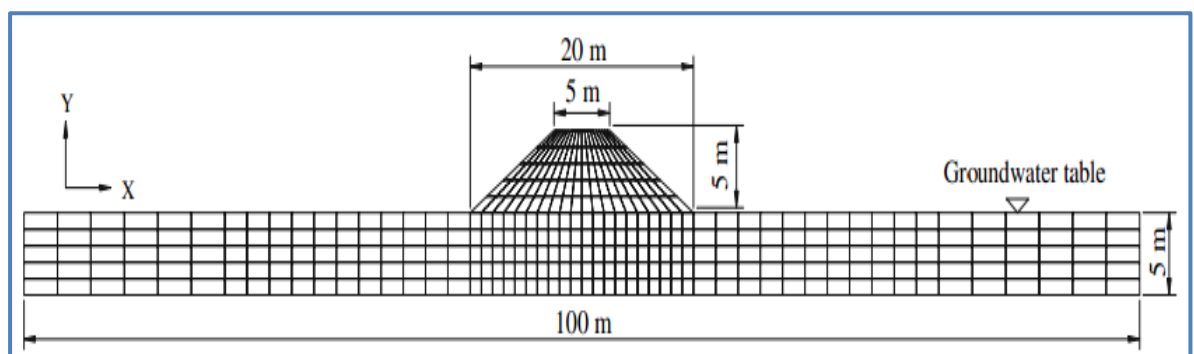


Figure 1.8 : Modélisation du barrage par le logiciel LIQCA. [9]

La méthode numérique et la procédure d'analyse sont brièvement présentées et, à titre d'exemple, la réponse sismique d'un barrage en terre sur un sol sableux saturé est évaluée. Sur la base des résultats numériques, les différents schémas de réponse sismique du barrage sont traités. Un accent particulier est mis sur le calcul des pressions interstitielles, des déformations co-sismiques et post-sismiques et sur les accélérations enregistrées durant la sollicitation sismique. Les résultats ont été montrés que la simulation numérique est en mesure de mettre en évidence les aspects fondamentaux du processus de liquéfaction du système barrage-fondation et de produire des résultats préliminaires pour l'évaluation du comportement sismique de l'ouvrage.

BILGE SIYAHİ et HAYDAR ARSLAN (2008) [10] publié un article qui résume les différents modes de rupture susceptibles d'affecter des barrages en terre suite à une secousse sismique. Une étude de cas, relative au barrage en terre d'Alibey près d'Istanbul (TURQUIE), est présentée afin d'illustrer une analyse en déformation. Le comportement dynamique, les modes de rupture et les mécanismes de rupture du barrage soumis à différentes sollicitations sismiques ont été étudiés. Les résultats issus d'analyses par une méthode en éléments finis sont comparés avec des résultats expérimentaux et montrés que l'excitation sismique donnée n'influe pas sur le comportement du barrage.

Une autre étude a été réalisée par S. RAMPELLO et al. (2009) [11] sur l'évaluation de la réponse sismique d'un barrage en terre homogène de Marana Capacciotti (ITALIE). L'étude a été faite par deux analyses différentes : les analyses de déplacement sont effectuées en utilisant les deux relations empiriques et l'approche découplée dans lequel la réponse déformable du sol est représenté par des analyses du sol, et les accélérogrammes obtenus sont utilisés dans l'analyse de glissement. Les analyses en éléments finis sont effectuées en utilisant un modèle constitutif capable de reproduire la non-linéarité du sol par logiciel PLAXIS.

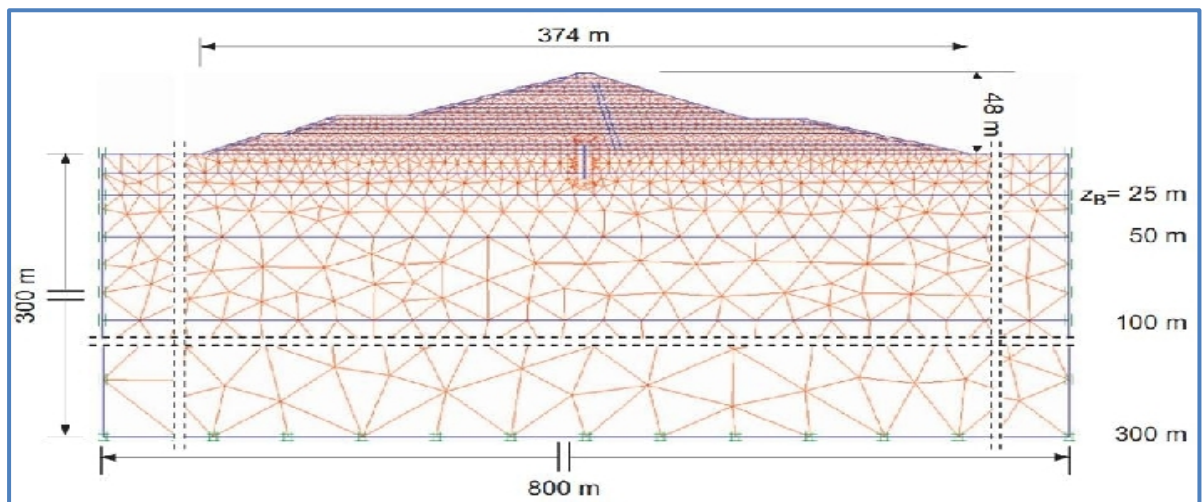


Figure 1.9 : Modélisation du barrage Marana Capacciotti (ITALIE). [11]

Les résultats obtenus montrent que pour tous les enregistrements sismiques considérés et pour chacune des méthodes d'analyse adoptée, le déplacement maximum de la crête a été considérablement plus bas que la revanche.

Dans le même cadre Y. PARISH et al. (2009) [12] présentent une analyse numérique du comportement sismique des barrages en terre en utilisant le code FLAC3D basé sur la méthode des différences finis. L'analyse est conduite pour la phase solide. Elle correspond à la réponse de barrage avant le remplissage de l'eau. L'analyse est d'abord conduite pour un cas simple qui concerne la réponse élastique du barrage. Cette analyse fournit des indications sur la réponse du barrage, principalement l'amplification dynamique. Elle est également utile pour comprendre l'influence de la plasticité sur la réponse de barrage. L'étude concerne une analyse plus réaliste du barrage, où le comportement élastoplastique du sol est considéré. Cette analyse est conduite en utilisant le critère non associé de Mohr-Coulomb. Pour les analyses élastiques et plastiques, une étude paramétrique est réalisée sur l'influence de principaux paramètres tels que les propriétés mécaniques du sol, la géométrie du barrage et la fréquence du chargement.

Une analyse numérique de l'influence de l'interaction eau-squelette sur la réponse sismique des barrages en terre. L'analyse est conduite d'abord sous condition non drainée, qui correspond à une analyse simplifiée de la réponse du barrage. Cette analyse ne fournit pas la variation de la pression d'eau ; elle constitue une première étape de l'analyse de la réponse sismique du barrage en contraintes totales. Par la suite une analyse couplée est conduite en contraintes effectives. Cette analyse fournit la variation de la pression d'eau. Elle permet d'étudier l'influence de la phase de l'eau sur la réponse de barrage à un chargement sismique réel. Cette analyse est d'abord conduite pour un cas de référence, qui est suivi d'une comparaison des analyses drainée et non drainée.

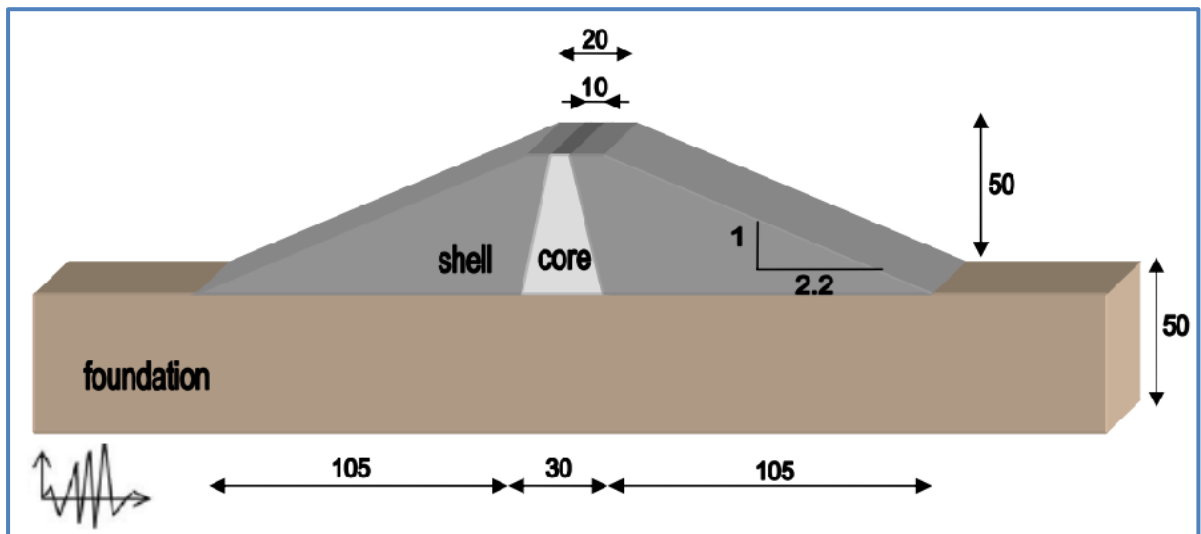


Figure 1.10 : La géométrie du barrage (unité en mètre). [12]

Les résultats obtenus montrent que la plasticité doit être considérée dans la réponse sismique du barrage, car elle conduit à une diminution de la fréquence naturelle du barrage pour une augmentation de la dissipation d'énergie, ce qui pourrait affecter de manière significative la réponse sismique du barrage. L'analyse plastique constitue également un bon outil pour la vérification de la stabilité des digues sous chargement sismique.

En 2010 une étude faite par ANIRUDDHA SENGUPTA [13] sur l'estimation des déplacements permanents du barrage de Tehri dans l'Himalaya (INDIA) due à de futurs tremblements de terre forts. Le premier est de magnitude $M_w = 8.5$, dont la survenance a une probabilité élevée dans la région, le deuxième est de magnitude $M_w = 7.0$, pour ce que le barrage a été actuellement conçu. L'analyse a été faite par le logiciel PLAXIS2D basé sur la méthode des éléments et une comparaison avec cinq méthodes simplifiées et empiriques (méthode de Seed-Makdisi, Newmark, Jansen, Swiasgood et la méthode de Bureau).

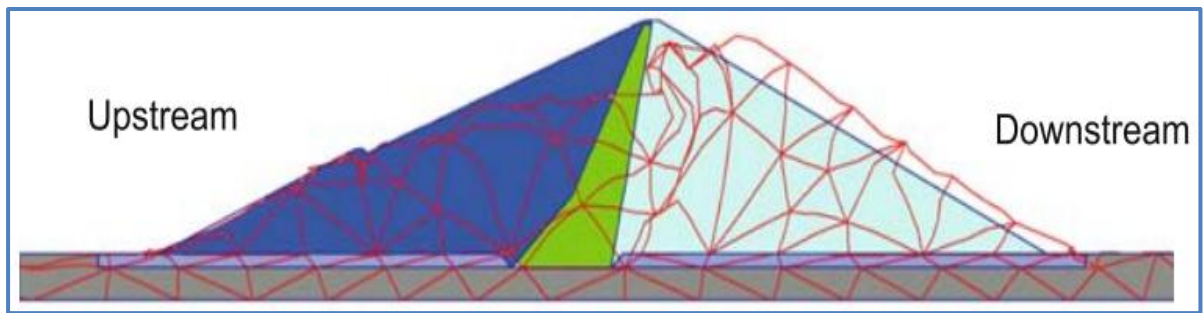


Figure 1.11 : La déformation du barrage pendant le tremblement de terre. [13]

L'étude montre que les déplacements prévus en raison d'un séisme de magnitude $M_w = 7.0$ sont importants mais pas suffisamment pour énoncer la sécurité du barrage. Toutefois, les déplacements prévus pour un séisme de magnitude $M_w = 8.5$ sont assez élevés et pourraient provoquer une rupture des zones de filtrage.

Pour la même recherche précédente A. SRIVASTAVA et G.L. SIVAKUMAR BABU(2010) [14] présentent une simulation numérique sur la stabilité des barrages de terre dans la région de Kachchh, Gujarat, (INDIA). La simulation a été faite par le code FLAC2D (Itasca, 2007 version 5.0) basé sur la méthode des différences finis. L'analyse de risque du barrage, Basé sur des analyses numériques dynamiques non linéaires couplées des sections de barrage sont exécutées en utilisant l'enregistrement historique des accélérations du tremblement de terre de Bhuj (INDIA) aussi bien que cinq autres tremblements de terre principaux enregistrés dans le monde entier. L'objectif est d'exécuter l'analyse numérique des barrages pour estimer l'amplitude, la fréquence et la durée de temps des mouvements. Les déformations calculées à partir des analyses numériques sont également comparées à d'autres approches disponibles en littérature [Seed-Makdisi (1978), Jansen (1990), Swaisgood (1995), Bureau (1997), Singh et al. (2007) et Saygili-Rathje (2008)]. Les résultats sont utilisés pour prévoir la stabilité des barrages dans le futur scénario de tremblement de terre.

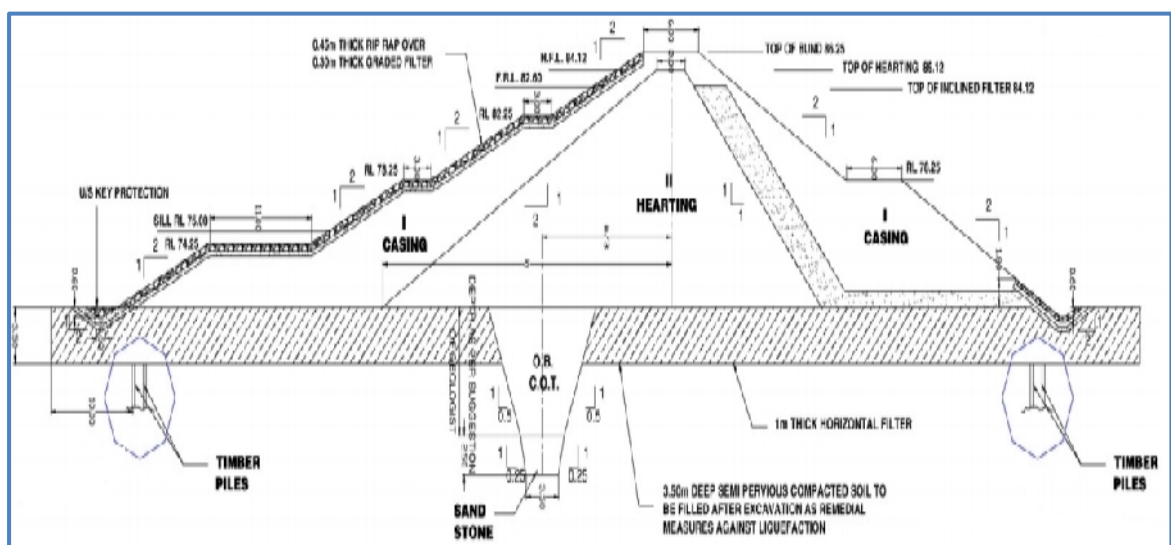


Figure 1.12 : La géométrie du barrage de la région de Kachchh, Gujarat, (INDIA). [14]

Les résultats de l'analyse numérique ont été également comparés aux approches analytiques disponibles. Sauf l'approche de Singh et al. (2007), d'autres approches analytiques prévoient les déformations moins que les valeurs de déformation obtenues à partir de l'analyse numérique.

NIYAZI et U. TERZI (2010) [15] travaillent sur la réponse dynamique des barrages en enrochement à parement de béton (CFR) par la méthode des éléments finis en utilisant le logiciel Quake/W (GEO-SLOPE). La complexité structurale de ces barrages et le risque élevé, en termes de conséquences sociales et environnementales en cas de rupture, demandent des analyses fiables de leurs performances, spécialement en cas de sollicitations sismiques. Une procédure d'analyse dynamique est proposée et décrite, considérant le barrage CFR de Damlapinar (TURQUIE) comme cas d'étude.

L'historique des accélérations sismiques et les valeurs d'accélération horizontale maximale au rocher ont été établis par référence au séisme maximum prévisible résultant de l'analyse des chroniques sismiques de la région durant les 50 dernières années. Des études numériques ont montré que le barrage CFR de Damlapinar restera stable sous l'effet du séisme maximum prévisible avec une accélération de pic de 0,15 g.

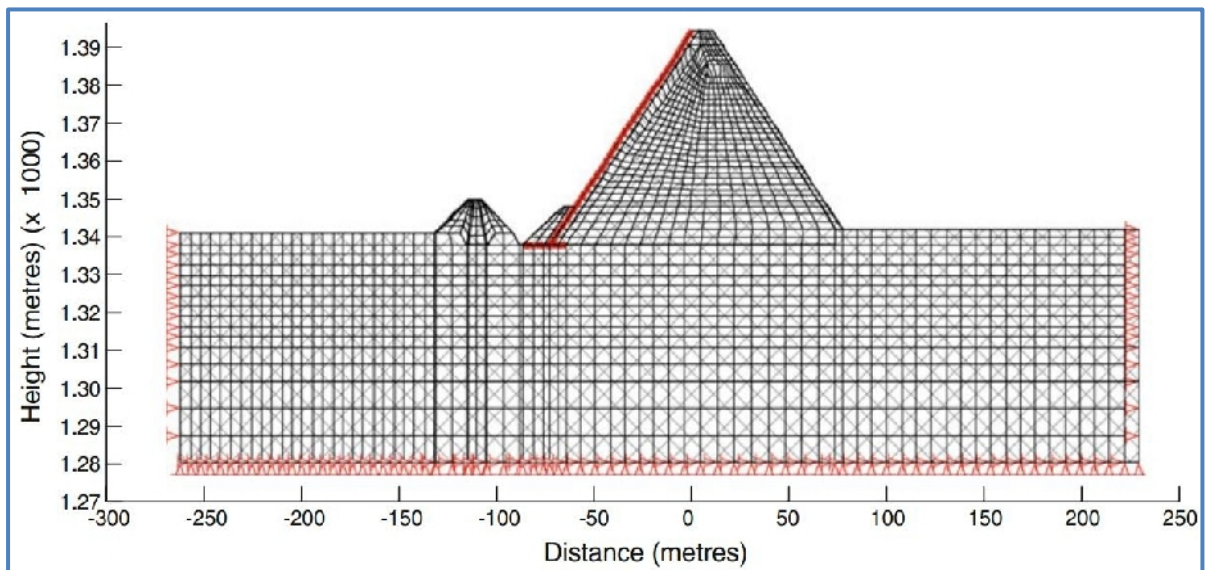


Figure 1.13 : La modélisation du barrage par le logiciel QUAKE/W (GEO - SLOPE). [15]

Suivant les résultats numériques, les déformations du barrage provoquées par le séisme resteront à l'intérieur des marges de sécurité déterminées par le Ministère des Travaux Publics et de l'Aménagement de TURQUIE. Les résultats indiquent aussi qu'une analyse non linéaire capable de prendre en compte les principaux mécanismes non linéaires peut être utilisée pour évaluer la stabilité des barrages CFR.

En 2011 Une étude numérique a été menée pour étudier le comportement dynamique des barrages en terre présentée par BABAK EBRAHIMIAN [16] en utilisant le code FLAC2D basé sur la méthode des différences finis. Cette étude est conduite en utilisant le critère de Mohr-Coulomb pour décrire la réponse du sol (contrainte-déformation) et l'amortissement de Rayleigh. La rigidité du sol et l'amortissement changent avec l'histoire de chargement. Considérant le barrage en terre de Long Valley (LV) soumis au tremblement de terre en 1980 de Mammoth Lake comme cas d'étude, et les résultats numériques obtenus sont comparés avec les mesures réelles sur le site.

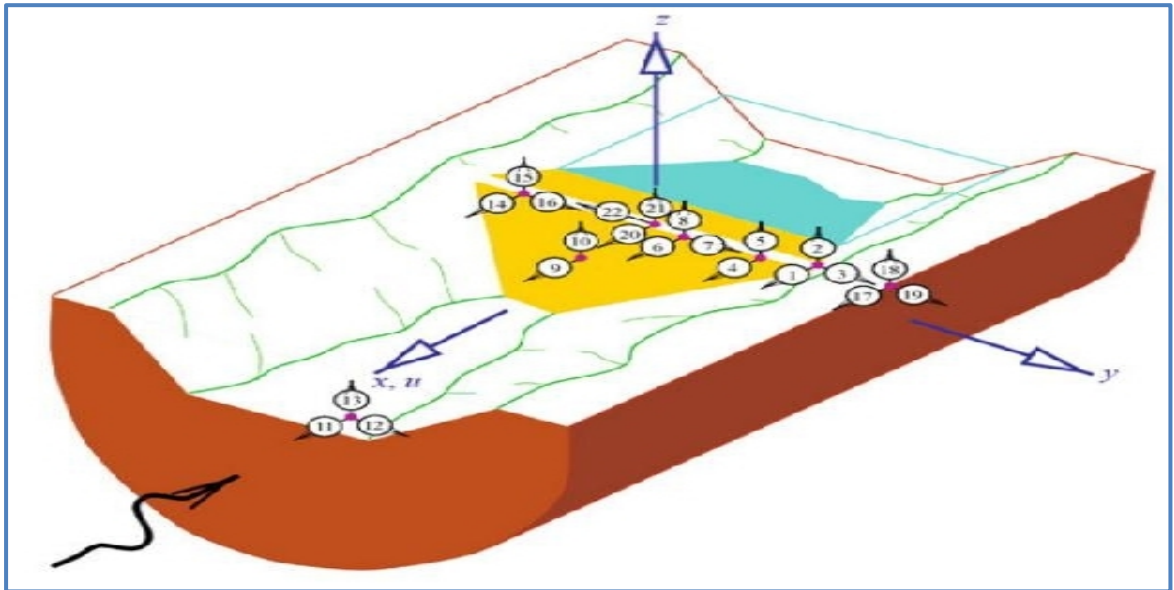


Figure 1.14 : Vue en 3D du barrage de Long Valley (CALIFORNIA). [16]

Ensuite, une étude paramétrique est réalisée d'identifier les effets de la hauteur du barrage, des caractéristiques d'entrée de mouvement, le comportement du sol, la résistance du matériau du réservoir et l'état du réservoir du barrage sur la réponse dynamique des barrages en terre. Trois dossiers véritables de tremblement de terre avec des niveaux différents et des valeurs d'accélération maximale (PGA) sont utilisés.

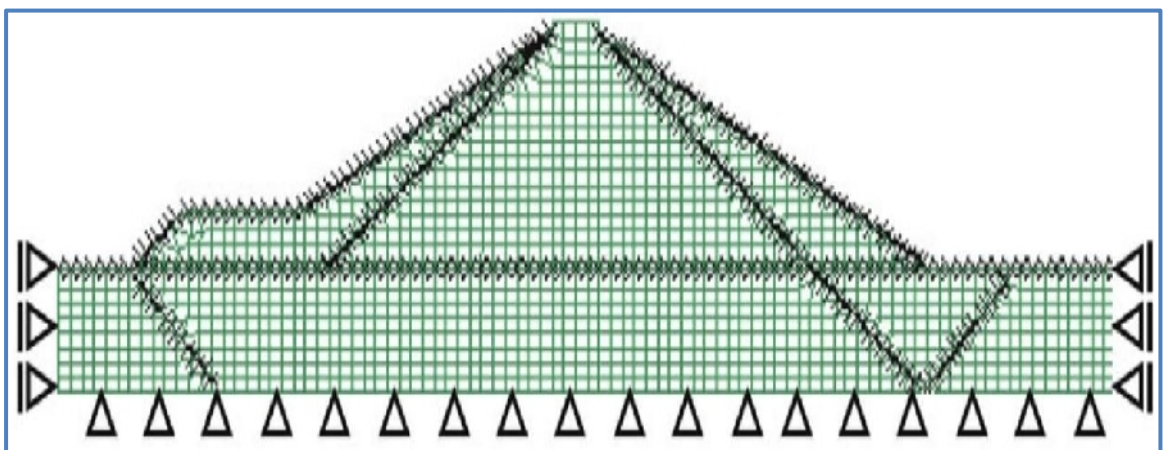


Figure 1.15 : La discrétisation du barrage par FLAC2D. [16]

Les résultats montrent que l'accélération de crête diminue lorsque la hauteur du barrage augmente et aucune amplification n'est observée. De plus, on observe un comportement plus inélastique et plus d'absorption d'énergie de tremblement de terre dans le plus haut du barrage.

I.3 SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES BARRAGES EN TERRE :

Les barrages en terre peuvent être constitués par des matériaux de caractéristiques très diverses, à la différence des barrages en béton ou même en enrochements dont les matériaux constitutifs contenus dans des fourchettes beaucoup plus étroites.

Le terme « terre » couvre donc toute une gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine à des éléments très grossiers. Dans certains cas même, on utilise les roches altérées facilement compactables, tels que des latérites, des schistes et grès tendres etc.

Les barrages en terre adaptés aux sites peu encaissés présentant des qualités de terrain médiocre. Ils sont particulièrement employés pour les barrages de faible hauteur, bien qu'on trouve des ouvrages exceptionnels de plus de 100 m de haut. La proportion de barrages (de plus de 15 m) réalisés en terre ou en enrochement est d'environ 70%.

La stabilité propre du barrage est assurée par le poids du massif de terre. En général, ces barrages présentent des répartitions de charge qui les rendent compatibles avec les supports médiocres. Par ailleurs, leur souplesse permet une adaptation aux déformations et tassements des supports. Par contre, les volumes à mettre en œuvre deviennent rapidement très importants.

On doit donc envisager les problèmes de tassement du sol support, et d'infiltration dans le sol de fondation. Les tassements du sol support sont d'autant plus nuisibles qu'ils se produisent tardivement (après la réalisation), et de manière différentielle (les tassements sont plus importants au centre). Ces tassements peuvent provoquer des fissurations importantes de l'ouvrage. Elles peuvent être traitées par les méthodes usuelles de consolidation, ou en adaptant la vitesse de construction au temps de dissipation des tassements.

Les infiltrations dans le sol de fondation peuvent provoquer des fuites importantes mais aussi des dégradations par entraînement des matériaux (phénomène de renard). Le plus souvent, on dispose un écran d'étanchéité (injections, palplanches, paroi moulée,...) en zone amont ou dans le prolongement de la zone d'étanchéité (barrage en enrochement ou à noyau). En arrière de cet écran, on place une zone de drainage permettant d'évacuer les surpressions et les infiltrations éventuelles. Le problème essentiel est donc leur étanchéité et leur stabilité interne.

I.3.1 Types des barrages en terre

Il existe trois schémas principaux de structure de barrage en terre [17] :

I.3.1.1 Barrage homogène :

Le barrage est constitué d'un seul matériau suffisamment résistant et imperméable ($k_p = 10^{-7}$ m/s). Pour assurer la stabilité des parements amont et aval on réalise des talus dont la

penne dépend des qualités de stabilité et de perméabilité du matériau. L'étanchéité du massif est assurée par l'épaisseur du barrage et l'imperméabilité du matériau.

Incidence de l'eau sur la stabilité :

- ✚ Lorsque le barrage est plein, les écoulements à l'intérieur du barrage se font de l'amont vers l'aval selon des lignes sensiblement horizontales qui tendent à entraîner le talus aval. On doit donc réduire les pentes ou insérer un drain en pied de barrage pour faire chuter les lignes d'écoulement.
- ✚ Lorsque le barrage subit une vidange rapide, le gradient hydraulique s'inverse. Les pressions interstitielles ne peuvent pas s'évacuer rapidement dans un matériau peu perméable. On a alors un risque d'instabilité du talus amont qui peut être stabilisé par une recharge perméable (enrochement).

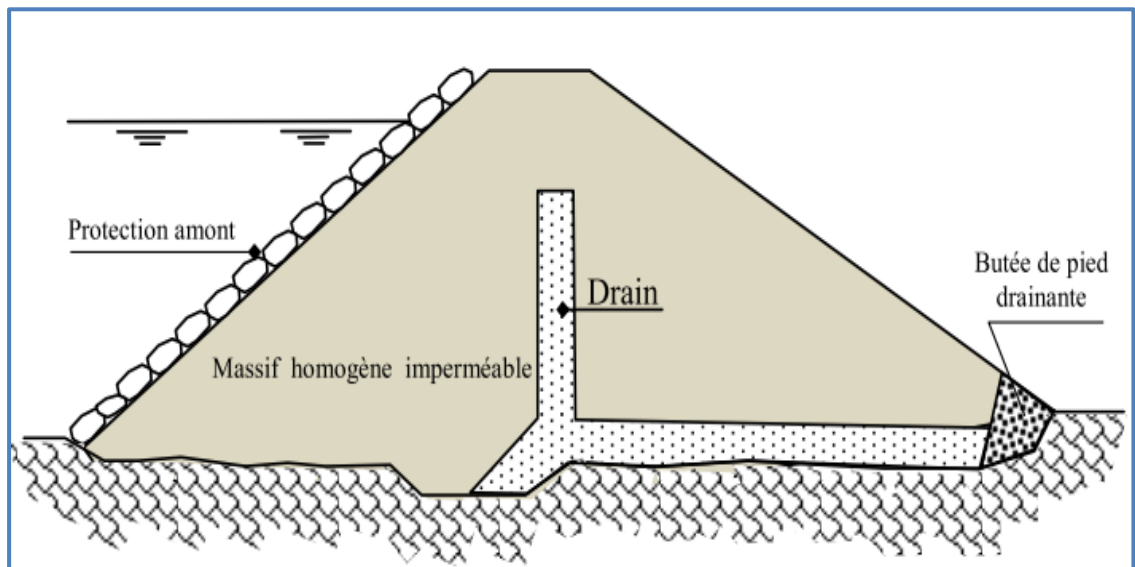


Figure 1.16 : Barrage en terre homogène.

Les quantités disponibles de matériaux présentant les qualités nécessaires à la réalisation du barrage homogène sont souvent faibles, ce type d'ouvrage est donc le plus souvent réservé aux ouvrages de faible importance.

1.3.1.2 Barrage à masque amont :

L'étanchéité est placée sur le parement amont du barrage. Les matériaux utilisés pour la réalisation de l'étanchéité sont :

- ✚ Une dalle en béton armé avec très peu de joints (épaisseur 30 à 80 cm)
- ✚ Masque en béton bitumineux composés de deux à trois couches d'enrobés routiers plus riches en liant (7 à 9 %) pente 2/1.
- ✚ Géomembranes qui doivent être protégées par une couche superficielle (géotextile, petits enrochements, dalles, etc.)

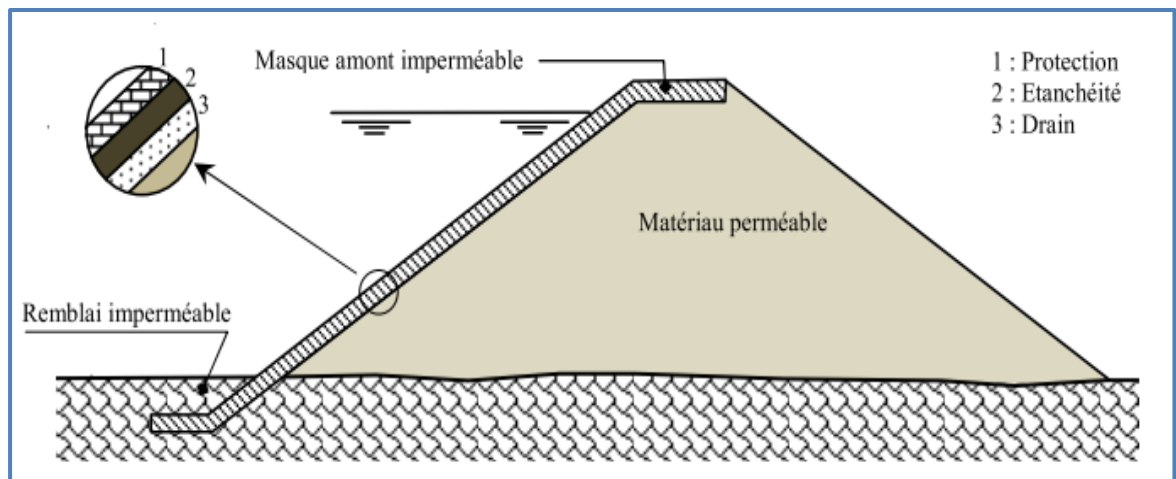


Figure 1.17 : Barrage en terre à masque amont.

Le problème commun à tous les types de barrages à masque amont est la liaison étanchéité-fondation. On réalise, en général, une plinthe en béton appelée parafouille ancrée à la fondation.

1.3.1.3 Barrages à noyaux :

Ces barrages sont constitués de zones de caractéristiques variables réalisées autour d'un noyau en matériau imperméable en argile ($k_p = 10^{-7}$ m/s). Le noyau est le plus souvent vertical mais il peut aussi être incliné. En général, les zones ont des perméabilités et des granulométries de plus en plus élevées à partir du noyau ce qui leur confère le rôle de filtres et de drains. De plus cette disposition permet de réduire les effets des gradients hydrauliques sur la stabilité des talus et donc d'avoir de plus fortes pentes. Les drains sont les organes de sécurité de l'ouvrage.

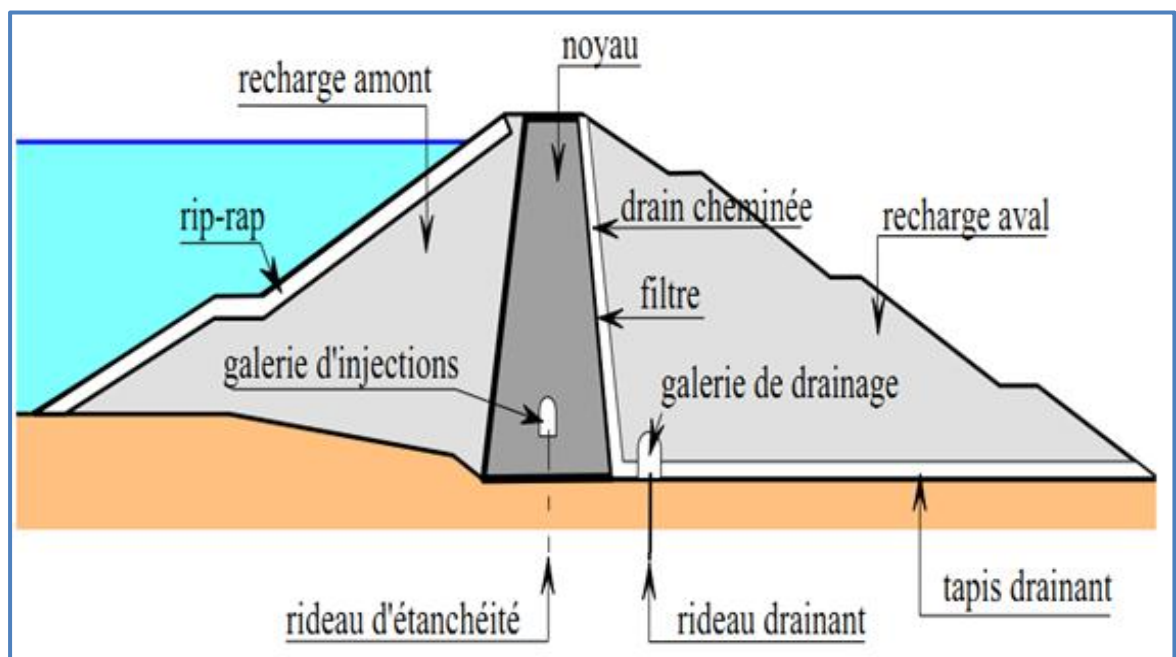


Figure 1.18 : Barrage en terre à noyau.

- ✚ **Le noyau** : partie verticale ou inclinée assurant l'étanchéité du barrage disposée au centre du remblai.
- ✚ **Les recharges (amont ou aval)** : parties construites avec des sols frottant, perméables de préférence, qui assurent la résistance et supportent le noyau.
- ✚ **Les drains** : zones souvent peu épaisses de forte perméabilité, aptes à collecter les fuites, donc réduire les pressions interstitielles.
- ✚ **Les filtres** : zones souvent peu épaisses dont la granulométrie, intermédiaire entre celle des parties voisines, s'oppose aux migrations de particules sous l'action des écoulements. Ils luttent contre l'érosion interne. (phénomène de renard)
- ✚ **Le rip-rap** : couche superficielle d'enrochement posé sur un remblai plus fin, et le protégeant des vagues, des courants, etc.
- ✚ **Le drain cheminée** : Il est ainsi nommé car il est disposé quasi verticalement à l'aval du noyau (ou situé vers le centre d'un remblai homogène). Son épaisseur est de l'ordre de 3 m pour des raisons constructives.
- ✚ **Le tapis drainant aval** : Il couvre environ la moitié aval de la fondation à partie du noyau et conduit les fuites jusqu'au pied aval. Son épaisseur est d'au moins =50 cm.

I.3.2 Études géotechniques

L'importance primordiale de la connaissance du contexte géologique et géotechnique dans lequel va être intégré l'ouvrage étudié, alliée à la très grande variété des fondations rencontrées, qui fait de chacun d'eux un objet unique, ne permettent pas de définir a priori l'importance et la nature des reconnaissances nécessaires.

Le tableau (1.1) [18] résume l'ensemble des études géotechniques d'un site nécessaires à l'établissement du projet concernant la fondation du remblai et les zones d'emprunt. Mais outre la recherche des matériaux, d'autres études peuvent impliquer la cuvette : son étanchéité dans le cas où le problème ne peut pas être résolu au droit du barrage, la stabilité des versants qui est à vérifier dans certains cas. Il paraît primordial d'insister sur l'importance d'un essai très simple, surtout dans le cas des barrages homogènes. La teneur en eau est l'essai de base qui, associé à un commentaire lors du prélèvement sur la nature du matériau (argile, sable limoneux, grave propre...) et son état (sec, très humide...), permet une bonne première appréciation du site. Il ne faut pas hésiter à multiplier cet essai, peu coûteux (par exemple dans les emprunts) en prélevant un échantillon tous les 0,5 à 1 mètre de profondeur afin d'évaluer le gradient d'humidité.

En général, la teneur en eau des matériaux est peu variable au cours de l'année sauf en surface, jusqu'à 1,5 mètres environ de profondeur, où les matériaux peuvent être, suivant les conditions atmosphériques, secs ou humides.

Aussi bien en fondation qu'en zone d'emprunt, les échantillons ne sont généralement prélevés que dans certaines tranchées, mais ces dernières ont toutes un rôle descriptif (nature et état des matériaux, profondeur des couches, venues d'eau).

Les essais mécaniques et hydrauliques sur les matériaux des emprunts doivent être réalisés à la teneur en eau à laquelle ces matériaux seront mis en place. La résistance au cisaillement des sols fins, surtout à court terme en contraintes totales, chute nettement lorsque la teneur en eau augmente.

| <i>Reconnaissance du site</i> | | <i>Essais de laboratoire</i> | | | | |
|---|--|---|---|--|---|---|
| Étude initiale | Étude complémentaire de la fondation | | Teneur en eau | Identification | Compactage des emprunts | Comportement |
| <u>Tranchées</u> (ou puits) à l'aide d'une pelle hydraulique (profondeur d'investigation minimale de 4 m) pour étude de la fondation superficielle et recherche des emprunts. Tarière si zones inaccessibles. | <u>Sondages</u> carottés avec essais d'eau de type LEFRANC (terrain meuble) et LUGEON (roche avec pression max. de 3 fois la hauteur d'eau de la retenue). | <u>Autres essais in situ</u> (pénétromètre, scissomètre, pressiomètre, géophysique...). | Effectuée sur chaque échantillon prélevé (d'un poids minimum de 2 kg) | <u>Limites d'Atterberg</u> des matériaux suffisamment fins et <u>granulométrie</u> (éventuellement teneur en matières organiques, essai au bleu de méthylène, minéralogie, teneur en gypse). | (+identification) <u>Proctor Normal</u> PN et poids spécifique (échantillon d'au moins 20 Kg à prélever). | (+identification et + PN si emprunts). <u>Triaxiaux</u> non drainés consolidés CU et non consolidés UU, <u>compressibilité</u> pour matériaux fins. Boîte de cisaillement pour matériaux grossiers. <u>Perméabilité</u> . |
| | <u>Tranchées continues</u> dans certaines zones. | | | | | |

Tableau 1.1 : Études géotechniques d'un barrage en terre. [18]

I.3.3 Choix du type de barrage en terre

Si l'on dispose de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante (1,5 à 2 fois le volume du remblai), la solution barrage en terre homogène ou pseudo-zoné (type 1) s'impose comme la plus économique. Le barrage pseudo-zoné est une variante du barrage homogène qui consiste à répartir les matériaux dans le corps du barrage en fonction de leur granularité ou de leur humidité, mais sans que des filtres de séparation ne soient nécessaires. Il ne s'agit donc pas de véritables zones délimitées avec précision [18].

Par exemple, on pourra réaliser un barrage homogène où les matériaux les plus fins sont placés à l'amont et les plus grossiers à l'aval ; ou bien où les matériaux les plus humides sont placés au centre. Les barrages pseudo-zonés sont drainés exactement comme les barrages homogènes, le drain ne constituant pas une séparation entre deux zones réputées différentes, contrairement à la plupart des barrages zonés.

Si l'on dispose de matériaux fins en quantité limitée et de suffisamment de matériaux grossiers exploitables, on peut envisager la construction d'un barrage en terre zoné (type 2-3) avec noyau ou massif amont assurant étanchéité et recharges stabilisatrices grossières. Ce type de solution présente toutefois l'inconvénient d'une mise en œuvre par zone qui sera d'autant plus compliquée et onéreuse que le site est étroit et qu'il peut contrarier l'évolution des engins. Un autre inconvénient est la nécessité de séparer par des filtres de transition les différentes zones. Par contre, surtout pour les ouvrages relativement importants, les matériaux grossiers peuvent permettre un raidissement des talus.

Si l'on ne dispose pas de matériaux fins susceptibles d'assurer l'étanchéité du barrage, ou bien si l'exploitation d'une zone d'emprunt très hétérogène constituée de matériaux fins à grossiers est trop complexe, on peut recourir à une étanchéité artificielle (type 3). Deux techniques sont plus spécialement adaptées aux petits et moyens barrages : la géomembrane et la paroi moulée.

Un réajustement des caractéristiques des matériaux disponibles sur place par criblage, addition de bentonite, séchage ou humidification peut éventuellement être envisagé. Modifier la teneur en eau d'un matériau très argileux est une opération difficile et donc onéreuse. Elle nécessite un contrôle soigné et permanent, ce qui est difficile dans le cas des petits barrages.

I.3.4 Traitement de la fondation de l'ouvrage

La zone d'assise du barrage doit toujours être décapée d'au moins 0,50 mètre pour éliminer la terre végétale.

Les caractéristiques mécaniques des matériaux meubles de la fondation (alluvions, colluvions, éluvions) sont souvent suffisantes pour supporter un remblai d'une hauteur inférieure à une

dizaine de mètres. Une étude approfondie doit être entreprise pour une hauteur de remblai supérieure à une vingtaine de mètres. Lorsque la fondation pose un problème de stabilité, la solution consiste, soit à purger soit à élargir sensiblement la base du remblai. Il est peu courant de mettre en place un dispositif de drainage destiné à accélérer la consolidation de la fondation meuble.

La nature des matériaux à l'interface remblai-fondation peut nécessiter la mise en place d'un filtre. Le tassement d'une fondation meuble dû au poids du remblai est évalué à l'aide des essais de compressibilité. Après construction, il ne devrait pas excéder en général 5 % de l'épaisseur totale des couches compressibles.

Des dispositifs d'étanchéité et de drainage sont à mettre en place afin d'obtenir un débit de fuites acceptable et d'éviter tout risque de renard (érosion interne régressive) et de sous-pression à l'aval [18].

1.3.4.1 Étanchéité de la fondation :

✚ Cas d'une fondation constituée de matériaux peu perméables : il est recommandé d'exécuter une clé d'étanchéité en matériaux argileux compactés afin de tenir compte de la fissuration superficielle et d'hétérogénéités éventuelles. Les dimensions de cette clé sont :

- Largeur minimale à la base de 3 mètres (largeur des engins) ;
- Pentes de l'ordre de 1/1 ;
- Profondeur de plusieurs mètres avec un minimum de 2 mètres par rapport au terrain naturel (voir figure 1.19).



Figure 1.19 : Compactage d'argile dans la clé d'étanchéité.

- ✚ Cas d'une fondation où la présence de couches perméables n'a été mise en évidence que jusqu'à une profondeur de quelques mètres : la clé d'étanchéité doit les barrer et être ancrée dans le niveau étanche ; si ce dernier est le rocher sain, après son nettoyage et une régularisation éventuelle de sa surface, la mise en place d'une première couche d'épaisseur décimétrique constituée d'argile humide permet d'assurer un bon contact ; il peut être nécessaire d'interposer un filtre entre la face aval de la clé et les matériaux perméables de la fondation.
- ✚ cas d'une fondation perméable jusqu'à une profondeur importante : les injections sont utilisables aussi bien dans le cas d'une fondation meuble que dans celui de massifs rocheux plus ou moins fissurés, les produits d'injection étant adaptés au matériau traité (coulis bentonite-ciment, coulis spéciaux) ; la coupure comporte le plus souvent trois lignes de forages en quinconce ; comme l'injection ne peut être efficace en surface, soit on recoupe les premiers mètres injectés par une clé d'étanchéité, soit on traite à partir d'une certaine hauteur de remblai.

1.3.4.2 Drainage de la fondation :

En ce qui concerne le drainage des écoulements provenant de la fondation, la solution la plus satisfaisante consiste à mettre en place un tapis drainant à la base de la recharge aval, au contact remblai - fondation, jusqu'au drain vertical ou incliné situé dans la zone centrale du remblai.

1.3.5 Conception du remblai

Le type de barrage en terre envisagé étant choisi selon les conditions locales du site et l'importance de l'ouvrage. L'étape suivante des études consiste à définir le profil général du barrage.

1.3.5.1 Définition du profil général du barrage :

✚ La pente des talus

La pente des talus du barrage en terre est fixée par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations.

En ce qui concerne le massif, pour déterminer la pente des parements, on se donne en général des pentes qui paraissent optimales, compte tenu de la nature des matériaux, et on vérifie par une étude de stabilité que le barrage présente une sécurité suffisante avec ces pentes. A titre indicatif, le tableau 1.2 donne quelques valeurs qui devront être confirmées par une étude de stabilité. La pente maximale des talus recommandée est de 1/2. Toutefois, des pentes plus fortes sont possibles dans le cas de talus en matériaux grossiers sans fines (graviers, cailloux, blocs).

| Hauteur du barrage (m) | Type du barrage | Pente des talus | |
|------------------------|---|-----------------|-------|
| | | Amont | Aval |
| Inférieur à 5 | ✓ Homogène | 1/2.5 | 1/2 |
| | ✓ A zone | 1/2 | 1/2 |
| 5 à 10 | ✓ Homogène, granularité étendue | 1/2 | 1/2 |
| | ✓ Homogène, à fort pourcentage d'argile | 1/2.5 | 1/2.5 |
| | ✓ A zone | 1/2 | 1/2.5 |
| 10 à 20 | ✓ Homogène, granularité étendue | 1/2.5 | 1/2.5 |
| | ✓ Homogène, à fort pourcentage d'argile | 1/3 | 1/2.5 |
| | ✓ A zone | 1/2 | 1/3 |

Tableau 1.2 : Valeur des pentes.

Hauteur du barrage

La hauteur totale du barrage sera égale la hauteur normale de retenue des eaux majorée de la charge maximale au-dessus du seuil du réservoir des crues et de la revanche (figure 1.20).

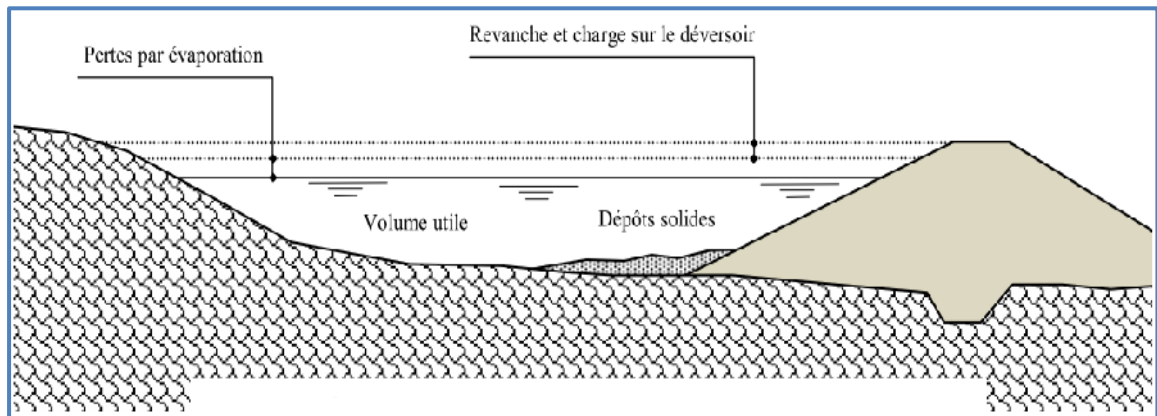


Figure 1.20 : Schéma de répartition des tranches dans la retenue.

➤ Niveau normal de retenue :

La hauteur de retenue est calculée compte tenu de la capacité utile à stocker, de la tranche morte, éventuellement prévue en fond de retenue pour emmagasiner les dépôts, et de la tranche correspondant aux pertes par évaporation et par infiltration.

Dans les conditions moyennes, la tranche «neutralisée» pour tenir compte des dépôts et des pertes par évaporation pourra être de 1 à 2m. Celle qui correspond aux pertes par filtration peut être calculée en fonction des caractéristiques du barrage et de ses fondations.

➤ Niveau des plus hautes eaux :

La charge maximale au-dessus du réservoir de crue dépend des caractéristiques de l'évacuateur de crues définies en fonction de l'hydrologie du bassin versant de la retenue et du laminage des crues par la retenue. Elle est déterminée par l'étude de l'évacuateur de crues. On appelle niveau des plus hautes eaux le niveau normal de retenue majoré de la charge sur le déversoir de crue.

➤ Revanche :

En ce qui concerne la revanche R qui est la différence de cote entre les PHE (Plus Hautes Eaux correspondant à la crue de projet) et la crête pour éviter la submersion du remblai par les vagues, il existe plusieurs formules basées notamment sur la vitesse du vent U et la longueur du plan d'eau (ou fetch) F_e , qui permettent d'abord de calculer la hauteur des vagues h (en considérant la direction la plus défavorable pour le couple F_e, U). Il est proposé de retenir la formule de BRETSCHNEIDER qui est adaptée aux retenues modestes (superficie < 100 ha). Cette formule tient compte de la profondeur de l'eau D à proximité du barrage (voir tableau 1.5). La valeur de U est la vitesse du vent trentenaire de durée une heure. La vitesse de propagation des vagues v peut être évaluée par la formule de GAILLARD [18] :

$$v = 1.5 + 2h \quad \text{où } h \text{ en m et } v \text{ en m/s.} \quad (1.5)$$

La revanche est prise égale à :

$$R = 0.75h + \frac{v^2}{2g} \quad \text{où } g = 9,81 \text{ m/s/s.} \quad (1.6)$$

Il est préconisé une valeur minimale de la revanche R en remblai (sécurité aussi vis-à-vis des PHE, du tassement, d'une fissuration amont-aval de la crête) en fonction de $H^2\sqrt{V}$, ce minimum étant pris égal à $(H^2\sqrt{V})^{1/4} / 4$. Des résultats se trouvent dans le tableau 1.3.

Bien entendu, si les calculs à l'aide des formules de BRETSCHNEIDER et GAILLARD, donnent une valeur supérieure de la revanche, c'est cette dernière qu'il faut retenir. Dans ce cas, un parapet souple (par exemple en gabions) peut éventuellement assurer la protection entre R minimum (tableau 1.5) et R calculée.

Lorsque le remblai est zoné et comporte un noyau étanche avec une recharge amont perméable, ce dernier doit au moins atteindre la cote $[PHE + 0,5 R_{min}]$.

| | | | | | | |
|---------------------------------|------|------|------|------|------|------|
| $H^2\sqrt{V}$ | 5 | 30 | 100 | 300 | 700 | 1500 |
| <i>R minimum en m (remblai)</i> | 0.40 | 0.60 | 0.80 | 1.05 | 1.30 | 1.55 |

Tableau 1.3 : Revanche minimale en remblai en fonction de $H^2\sqrt{V}$.

Il faut tenir compte du tassement des fondations et du tassement du remblai qui se produisent essentiellement pendant une période de quelques mois à quelques années après la fin des travaux et donc réaliser une contre-flèche en crête (au-dessus des PHE; on a donc $R +$ contre-flèche qui diminue avec le temps). Pour le remblai seul, le tassement après

construction peut être estimé à 1% de sa hauteur (et même moins pour les hauteurs inférieures à 15 mètres). Une contre-flèche optique qui permet d'améliorer l'aspect visuel peut être ajoutée. Dans le cas d'un barrage zoné, le noyau doit avoir la même contre-flèche.

Largeur en crête du barrage :

La largeur en crête L_c est en général déterminée par l'une des formules suivantes où H est la hauteur du remblai en mètres :

$$\begin{cases} L_c = 1/3H \\ L_c = 1.65H^{1/2} \\ L_c = 3.6H^{1/3}.3 \end{cases} \quad (1.7)$$

Avec $L_c = 3$ m comme valeur minimale, afin de permettre la circulation des engins. Le compactage des dernières couches peut nécessiter une largeur supérieure.

La largeur en crête dépend aussi de l'utilisation de cette dernière (chemin, route). Pour les barrages zonés, elle dépend également du nombre de zones au niveau de la crête.

Les largeurs minimales suivantes sont proposées :

| | | | |
|---------------|-------|------------------|-------|
| $H^2\sqrt{V}$ | < 100 | Entre 100 et 300 | > 300 |
| L_c minimum | 3 m | 4 m | 5 m |

Tableau 1.4 : Largeur minimale en crête.

1.3.5.2 Protection des parements et de la crête :

La mise en place d'une couche de grave sur la crête permet notamment d'éviter la formation d'ornières dues au passage de véhicules et la dessiccation des dernières couches argileuses compactées.

Le dimensionnement de la protection du talus amont (y compris la couche d'assise) doit tenir compte de l'effet des vagues et du type de protection choisie. Le bulletin n° 91 de la C.I.G.B. (comité internationale des grands barrages) édité en juin 1993, traite spécifiquement de la protection du talus amont des barrages en remblai et on pourra utilement s'y référer.

Ce bulletin fournit des règles de dimensionnement des protections en rip-rap déversé (masse médiane des blocs, granulométrie, épaisseur de la couche, épaisseur et granulométrie de la couche d'assise, qualité des matériaux). Il décrit également dans le détail les spécifications concernant les protections en :

- Sol-ciment ;
- Dalles de béton coulées en place ;

- Blocs de béton préfabriqués (pavés autobloquants) ;
- Béton bitumineux.

L'action des vagues dépend essentiellement de la dimension de la retenue et de sa localisation géographique (rose des vents). Le choix du type de protection et son dimensionnement sont donc indépendants de la hauteur du barrage. De ce point de vue, les barrages de faible hauteur ne peuvent être considérés comme des cas spécifiques que si la retenue est de faible surface.

Le calcul de la hauteur des vagues h est effectué comme indiqué précédemment et dans le tableau 1.5 ci-dessous.

$$h = 0,26 \cdot \tanh \left[0,578 \cdot \left(\frac{g \cdot D}{U^2} \right)^{3/4} \right] \cdot \tanh \left[\frac{0,01 \cdot \left(\frac{g \cdot F_e}{U^2} \right)^{1/2}}{\tanh \left[0,578 \cdot \left(\frac{g \cdot D}{U^2} \right)^{3/4} \right]} \right] \cdot \frac{U^2}{g} \quad (1.8)$$

- U : vitesse du vent (m/s)
- D : profondeur de l'eau (m)
- F_e : longueur du fetch (m)
- g : accélération de la pesanteur (m/s^2)

| U | 20 | | | | | 25 | | | | | 30 | | | | | 35 | | | | |
|-------|------|------|-------|-------|-------|------|------|-------|-------|-------|------|------|-------|-------|-------|------|------|-------|-------|-------|
| D \ F | 300 | 600 | 1 000 | 2 000 | 3 000 | 300 | 600 | 1 000 | 2 000 | 3 000 | 300 | 600 | 1 000 | 2 000 | 3 000 | 300 | 600 | 1 000 | 2 000 | 3 000 |
| 5 | 0.28 | 0.39 | 0.50 | 0.67 | 0.78 | 0.35 | 0.49 | 0.61 | 0.81 | 0.94 | 0.42 | 0.58 | 0.73 | 0.96 | 1.10 | 0.49 | 0.67 | 0.84 | 1.09 | 1.24 |
| 10 | 0.29 | 0.40 | 0.51 | 0.71 | 0.86 | 0.36 | 0.50 | 0.64 | 0.88 | 1.06 | 0.43 | 0.60 | 0.76 | 1.05 | 1.25 | 0.50 | 0.70 | 0.89 | 1.21 | 1.44 |
| 15 | 0.29 | 0.40 | 0.52 | 0.73 | 0.88 | 0.36 | 0.50 | 0.65 | 0.90 | 1.09 | 0.43 | 0.60 | 0.77 | 1.08 | 1.30 | 0.50 | 0.70 | 0.90 | 1.25 | 1.50 |
| 20 | 0.29 | 0.40 | 0.52 | 0.73 | 0.89 | 0.36 | 0.51 | 0.65 | 0.91 | 1.11 | 0.43 | 0.61 | 0.78 | 1.09 | 1.32 | 0.50 | 0.71 | 0.91 | 1.27 | 1.53 |
| 25 | 0.29 | 0.41 | 0.52 | 0.73 | 0.89 | 0.36 | 0.51 | 0.65 | 0.92 | 1.11 | 0.43 | 0.61 | 0.78 | 1.10 | 1.33 | 0.50 | 0.71 | 0.91 | 1.28 | 1.55 |

Tableau 1.5 : Hauteur des vagues h en m.

En fonction de la hauteur des vagues h , le tableau 1.6 donne la dimension préconisée de la protection classique en enrochements : épaisseur e de la couche d'enrochements (mesurée perpendiculairement au parement) et diamètre d_{50} tel que 50 % en poids des blocs aient un diamètre égal ou supérieur à d_{50} . La dimension des plus gros blocs est limitée à e . Les éléments les plus petits n'ont pas un diamètre inférieur à 0,10 mètres.

| <i>Hauteur des vagues h (m)</i> | <i>Épaisseur e (m)</i> | <i>d₅₀ des blocs (m)</i> |
|-------------------------------------|----------------------------|---|
| 0.30 | 0.30 | 0.20 |
| 0.55 | 0.40 | 0.25 |
| 0.80 | 0.50 | 0.30 |
| 1.05 | 0.60 | 0.40 |
| 1.30 | 0.70 | 0.45 |
| 1.55 | 0.80 | 0.50 |

Tableau 1.6 : Dimension de la protection amont en enrochements.

I.3.6 Filtres et drains :

Pour contrôler les infiltrations à travers le remblai il est nécessaire de mettre en place un dispositif drainant et filtrant.

I.3.6.1 Nature des matériaux granulaires :

En ce qui concerne la qualité des matériaux, les principaux essais, outre la granulométrie, sont les suivants :

- Mesure du coefficient de friabilité des sables ;
- Essai Los Angeles (chocs) et essai Micro-Deval (usure) pour les graviers ;
- Équivalent de sable, essai au bleu de méthylène (la présence d'argile peut entraîner une cohésion et donc une fissuration du matériau), teneur en matières organiques.

I.3.6.2 Dispositif drainant du remblai :

Pour un barrage homogène, il est constitué de deux parties :

- Un drain cheminée vertical continu, en sable 0 - 5 mm, de la base du remblai jusqu'au niveau normal des eaux + 0,20 à 0,30 mètre pour éviter tout risque de contournement, sous la crête près du parement aval ; ce drain est généralement obtenu en recreusant à la pelle le remblai toutes les 5 ou 6 couches compactées et en y déversant le sable avec soin (voir figure 1.21) ;
- Une évacuation vers l'aval, si possible indépendante du tapis drainant ou des bande drainantes, surtout si le remblai n'est pas constitué de matériaux très étanche ; elle consiste en des cordons en matériaux granuleux (en général du gravier entouré d sable ou d'un géotextile) de section totale très largement suffisante pour évacuer le débit prévisible.



Figure 1.21 : Drain vertical recreusé dans le remblai et remplissage par du sable drainant et autofiltrant.

Il est proposé de diminuer l'épaisseur du drain cheminée (minimum de 0,50 m) au fur et à mesure de la montée du remblai en fonction de la valeur de correspondant $H^2\sqrt{V}$ à la cote inférieure de la tranche considérée (drain cheminée avec deux ou trois épaisseurs en tout). Le tableau 1.7 (ci-contre) donne les valeurs de l'épaisseur minimale préconisée.

| $H^2\sqrt{V}$ | < 30 | 30 à 100 | 100 à 300 | 300 à 700 | 700 à 1500 |
|-----------------------|------|----------|-----------|-----------|------------|
| <i>Épaisseur en m</i> | 0.50 | 0.80 | 1.00 | 1.20 | 1.50 |

Tableau 1.7 : Épaisseur minimale du drain cheminée en sable.

1.3.6.3 Utilisation des géotextiles comme filtre ou drain :

Les géotextiles sont des nappes de fibres souples, résistantes et perméables. Il existe plusieurs produits, chacun d'entre eux pouvant assurer une ou plusieurs fonctions (filtre, drain, protection contre le poinçonnement...). Des applications ont été mentionnées précédemment.

Dans un barrage, les géotextiles sont le plus souvent utilisés pour participer à l'évacuation des eaux de percolation en intervenant comme filtre de protection d'un matériau granulaire drainant (voir figure 1.22). Toutefois, la mise en place d'un géotextile pour protéger un drain cheminée n'est pas aisée. Dans ce cas, une solution alternative consiste à

construire le remblai en deux étapes, afin de mettre en place le géotextile entourant le drain sur un parement incliné stable à court terme.



Figure 1.22 : Géotextile anticontaminant sous un drain horizontal en graviers.

I.3.7 Étanchéités artificielles

I.3.7.1 Les géomembranes :

Les géomembranes sont des produits étanches, minces, souples, continus dont l'épaisseur est d'un mm au minimum (voir figure 1.23). Les produits commercialisés sont très variés. Les principales catégories sont :

- Les géomembranes bitumineuses (bitumes soufflés ou modifiés par ajout de polymères) ;
- Les géomembranes plastomères : PVC (polychlorure de vinyle), PEHD (polyéthylène haute densité)...
- Les géomembranes élastomères : butyl, EPDM (éthylène propylène diène monomère)...

Une bonne conception et une pose soignée permettent d'assurer une bonne tenue dans le temps de ce produit dont les premières applications datent de la fin des années 60.

Les géomembranes sont fabriquées en usine et livrées en rouleaux (appelés lés) de quelques mètres de largeur ou en panneaux préassemblés en atelier de 200 à 1000 m². Les raccordements des lés ou des panneaux sont réalisés sur le site par soudure ou par col-lage. Cette opération doit être réalisée avec grand soin en respectant certaines règles selon les

produits (exemple : limites de température). Sur un parement de barrage, les joints horizontaux sont à proscrire à cause de leur plus faible résistance vis-à-vis des efforts de traction susceptibles de se développer.



Figure 1.23 : Mise en place d'une géomembrane.

I.3.7.2 Paroi moulée :

Le principe général consiste à mettre en place, une fois le remblai achevé, une paroi moulée centrale. Celle-ci traverse l'ensemble du remblai et la partie meuble de la fondation. La tranchée, large de 0,80 à 1 mètre, est remplie d'un coulis auto-durcissable (bentonite, ciment, eau).

I.3.8 Dispositif d'auscultation

Les barrages doivent pouvoir faire face à n'importe quelles conditions de charge pour toute la durée de vie nominale de l'aménagement et plus encore sans représenter un danger. Tout déversement soudain ou imprévu d'eau du réservoir risque de provoquer des pertes de vie et la destruction de biens matériels. Cette menace pour les vies humaines, pour les biens matériels et pour la sécurité du public impose le recours à des méthodes pour évaluer le comportement d'un barrage et sa sûreté durant sa construction, lors de la mise en eau du réservoir et pendant l'exploitation de l'aménagement. Parmi les raisons pour lesquelles on installe des instruments sur les barrages et dans leurs fondations [18], [19] :

I.3.8.1 Mesure de la cote du plan d'eau :

Cette mesure participe à trois objectifs :

- Améliorer la gestion de la retenue par une connaissance continue des volumes d'eau disponibles ;
- Enrichir les données hydrologiques par mesure des débits de crue ;

- Participer à l'auscultation du barrage en permettant d'examiner l'influence de la cote de la retenue sur les mesures de certains instruments (en particulier débits et piézométrie).

I.3.8.2 Mesure des débits :

Le contrôle des fuites, des suintements et des zones humides est d'abord visuel. La mesure des débits suppose leur collecte : fossé de pied, aménagement d'exutoires. Deux procédés de mesure des débits sont envisageables :

- Par capacité (mesure du volume recueilli dans une capacité jaugée pendant un temps donné) ;
- Par mesure de la lame déversante en amont d'un seuil calibré.

Ces dispositifs sont installés sur les ouvrages neufs à la sortie des organes de drainage, et sur les barrages en service dans des zones où l'on observe des fuites.

I.3.8.3 Mesure de la piézométrie :

Il est important de contrôler dans la fondation et dans le remblai la position de la surface phréatique et l'évolution des pressions interstitielles.

On peut classer les appareils de mesure en deux types :

- Les piézomètres à tube ouvert dont la longueur crépinée est de quelques dm à plusieurs mètres ;
- Les cellules de pression interstitielle (à corde vibrante, à contre-pression).

Les cellules de pression interstitielle fournissent des mesures ponctuelles précises et elles ont des temps de réponse plus rapides que les piézomètres.

I.3.8.4 Mesure des déplacements :

On peut distinguer plusieurs types de déplacements :

- Des mesures de déplacements absolus de repères du barrage par rapport à des piliers d'observation fixes implantés dans des zones non susceptibles d'être affectées par des mouvements ; on peut réaliser des mesures altimétriques (tassement) et des mesures planimétriques (sens amont-aval et sens rive-rive) ;
- des mesures de déplacements internes du remblai, verticaux à l'aide de tassomètres, horizontaux à l'aide d'inclinomètres ou d'élongomètres ; ces appareils ne concernent en général que les ouvrages importants ;
- Des mesures de déplacements relatifs des structures en béton ; pendule dans la tour de prise.

I.4 SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES TREMBLEMENTS DE TERRE :

Un tremblement de terre ou un séisme est le résultat de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches. Le résultat de la rupture des roches en surface s'appelle une faille. Le lieu de la rupture des roches en profondeur se nomme le foyer. Plus rares sont les séismes dus à l'activité volcanique ou d'origine artificielle (explosions par exemple). Il se produit de très nombreux séismes tous les jours, mais la plupart ne sont pas ressentis par les humains. Environ 100 000 séismes sont enregistrés chaque année sur la planète. Les plus puissants d'entre eux comptent parmi les catastrophes naturelles les plus destructrices. La science qui étudie ces phénomènes est la sismologie (étudiée par des sismologues) et l'instrument d'étude principal est le sismographe (qui produit des sismogrammes) [20].

I.4.1 Caractéristiques principales

Le point d'origine d'un séisme est appelé hypocentre ou foyer sismique. Il peut se trouver entre la surface et jusqu'à sept cents kilomètres de profondeur (limite du manteau supérieur) pour les événements les plus profonds. On parle de l'épicentre du séisme pour désigner le point de la surface de la terre qui se trouve directement au-dessus de l'hypocentre [20].

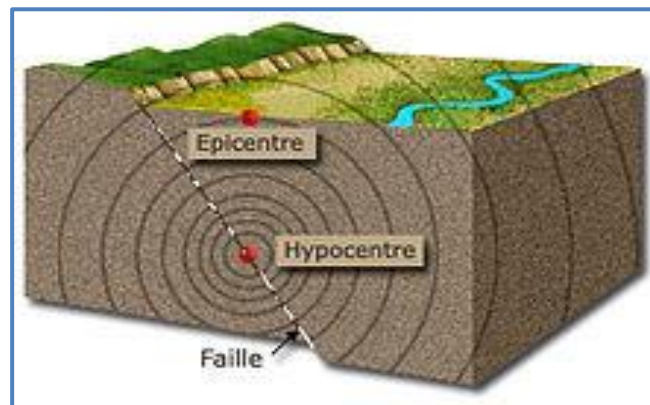


Figure 1.24 : Épicentre, hypocentre (foyer) et faille.

I.4.1.1 Trois catégories de tremblements de terre :

Un tremblement de terre est une secousse plus ou moins violente du sol qui peut avoir trois origines : rupture d'une faille ou d'un segment de faille (séismes tectoniques) ; intrusion et dégazage d'un magma (séismes volcaniques) ; explosion, effondrement d'une cavité (séismes d'origine naturelle ou dus à l'activité humaine). En pratique on classe les séismes en trois catégories selon les phénomènes qui les ont engendrés :

Séismes tectoniques

Les séismes tectoniques sont de loin les plus fréquents et dévastateurs. Une grande partie des séismes tectoniques a lieu aux limites des plaques, où se produit un glissement entre deux milieux rocheux. Ce glissement, localisé sur une ou plusieurs failles, est bloqué durant les périodes inter-sismiques (entre les séismes), et l'énergie s'accumule par la déformation élastique des roches. Cette énergie et le glissement sont brusquement relâchés lors des séismes.

Séismes d'origine volcanique

Les séismes d'origine volcanique résultent de l'accumulation de magma dans la chambre magmatique d'un volcan. Les sismographes enregistrent alors une multitude de microséismes (trémor) dus à des ruptures dans les roches comprimées ou au dégazage du magma. La remontée progressive des hypocentres (liée à la remontée du magma) est un indice prouvant que le volcan est en phase de réveil et qu'une éruption est imminente.

Séismes d'origine artificielle

Les séismes d'origine artificielle ou « séismes induits » de faible à moyenne magnitude sont dus à certaines activités humaines telles que barrages, pompes profonds, extraction minière, explosions souterraines ou nucléaires. Ils sont fréquents et bien documentés depuis les années 1960-1970.

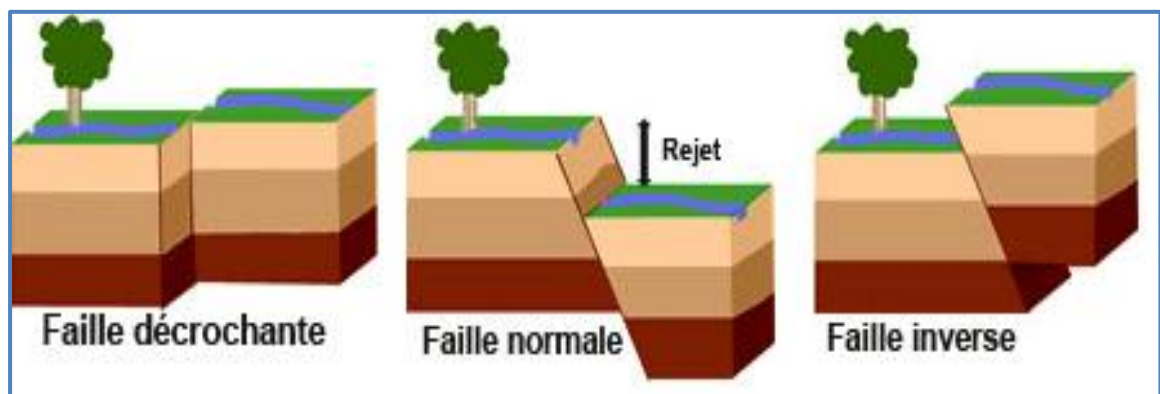


Figure 1.25 : Les trois grands types de failles.

1.4.1.2 Magnitude :

La puissance d'un tremblement de terre peut être quantifiée par sa magnitude, notion introduite en 1935 par le sismologue Charles Francis Richter. La magnitude se calcule à partir des différents types d'ondes sismiques en tenant compte de paramètres comme la distance à l'épicentre, la profondeur de l'hypocentre, la fréquence du signal, le type de sismographe utilisé, etc. La magnitude n'est pas une échelle mais une fonction continue logarithmique. En raison de ce caractère logarithmique, lorsque l'amplitude du déplacement du sol est multipliée

par 10, la magnitude augmente d'une unité. Ainsi, un séisme de magnitude 7 provoquera un déplacement du sol dix fois plus important qu'un événement de magnitude 6, cent fois plus important qu'un de magnitude 5. La magnitude, souvent appelée magnitude sur l'échelle de Richter, terme le plus connu du grand public, est généralement calculée à partir de l'amplitude ou de la durée du signal enregistré par un sismographe. Plusieurs valeurs peuvent être ainsi calculées (Magnitude locale M_L , de durée M_D , des ondes de surfaces M_S , des ondes de volumes M_B). Mais ces différentes valeurs ne sont pas très fiables dans le cas des très grands tremblements de terre. Les sismologues lui préfèrent la magnitude de moment (notée M_W) qui est directement reliée à l'énergie libérée lors du séisme. Des lois d'échelle relient cette magnitude de moment aux paramètres géométriques du séisme (surface rompue et quantité de glissement sur la faille).

I.4.1.3 Intensités d'un séisme :

La magnitude d'un séisme ne doit pas être confondue avec l'intensité macrosismique qui se fonde sur l'observation des effets et des conséquences du séisme en un lieu donné : vibration des fenêtres, nombre de personnes qui ressentent les secousses, ampleur des dégâts, etc. Les échelles d'intensité comportent des degrés notés en nombres romains, de I à XII pour les échelles les plus connues (Mercalli, MSK ou EMS). Parmi les différentes échelles, on peut citer :

- ✚ l'échelle Rossi-Forel (aussi notée RF) ;
- ✚ l'échelle Medvedev-Sponheuer-Karnik (aussi notée MSK) ;
- ✚ l'échelle de Mercalli (notée MM dans sa version modifiée) ;
- ✚ l'échelle de Shindo de l'agence météorologique japonaise ;
- ✚ l'échelle macrosismique européenne (aussi notée EMS98).

Les relations entre magnitude et intensité sont complexes. L'intensité dépend du lieu d'observation des effets. Elle décroît généralement lorsqu'on s'éloigne de l'épicentre en raison de l'atténuation introduite par le milieu géologique traversé par les ondes sismiques, mais d'éventuels effets de site (écho, amplification locale par exemple) peuvent perturber cette loi moyenne de décroissance.

I.4.1.4 Mesure d'un tremblement de terre selon RICHTER :

L'échelle de Richter a été instaurée en 1935. Elle nous fournit ce qu'on appelle la magnitude d'un séisme, calculée à partir de la quantité d'énergie dégagée au foyer. Elle se mesure sur une échelle logarithmique ouverte; à ce jour, le plus fort séisme a atteint 9,5 sur l'échelle de Richter (Chili). Cette fois, il s'agit d'une valeur qu'on peut qualifier d'objective: il n'y a qu'une seule valeur pour un séisme donné. Aujourd'hui, on utilise un calcul modifié du

calcul originel de Richter, en faisant intervenir la dimension du segment de faille le long duquel s'est produit le séisme.

I.4.2 Propagation des ondes sismiques

Un tremblement de terre correspond à une vibration transitoire du sol provoquée par les ondes sismiques émises lors d'un déplacement de sol (rupture) le long d'une faille active, à partir du foyer. La rupture cesse de se propager lorsque l'énergie potentielle de déformation est épuisée. Dans une région éprouvée par un grand séisme, vont se succéder pendant un certain temps des séismes plus petits, les répliques. Ces répliques achèvent souvent de détruire les constructions endommagées par la secousse principale. On distingue deux types d'ondes : les ondes de volume c'est-à-dire celles qui se propagent à l'intérieur de la terre et les ondes de surface.

I.4.2.1 Ondes de volume :

Elles prennent naissance dans le foyer et se propagent à l'intérieure de la terre sous deux formes :

- ✚ **Ondes primaires P :** ou ondes longitudinales, ces types d'ondes font basculer les ouvrages d'avant en arrière dans la même direction que leur propagation, elles induisent donc, un mouvement vertical dans les ouvrages ce mouvement sera d'autant plus important que l'ouvrage se trouve à proximité de l'épicentre ; elles se propagent dans la croûte terrestre avec une vitesse de 6 à 8km/s et s'accompagnent d'un changement de volume (compression et dilatation alternées).
- ✚ **Ondes secondaires S :** ou ondes de cisaillement, elles se propagent dans la croûte terrestre, avec une vitesse d'environ 3 à 5km/s et s'accompagnent d'une distorsion dans le plan perpendiculaire à la direction de propagation, provoquant un cisaillement sans changement de volume. C'est bien ce type d'ondes qui produit un mouvement horizontal dans les ouvrages. On peut calculer la vitesse de propagation de ces ondes à partir des caractéristiques du sol :

$$\lambda_l = \frac{\nu E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \quad \text{et} \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Dans la théorie d'élasticité : $E = \frac{\sigma}{\varepsilon}$ et $\nu = \frac{\varepsilon_l}{\varepsilon}$

E : Module d'élasticité dynamique [N/m²] ;

G : Module de cisaillement dynamique [N/m²] ;

λ_l : Constante de Lamé ;

ν : Coefficient de Poisson ;

σ : Contrainte normale dans une direction ;

$\varepsilon_l, \varepsilon$: Déformations dans la même direction et dans la direction perpendiculaire.

Les vitesses des ondes sont données par les formules suivantes :

$$\text{➤ Pour les ondes } P : V_P(\text{m/s}) = \sqrt{\frac{\lambda+2G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1-2\nu)(1+\nu)}}$$


$$\text{➤ Pour les ondes } S : V_S(\text{m/s}) = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\nu)}}$$


ρ : Densité du milieu.

Les ondes P se propagent toujours à plus grande vitesse que les ondes S ; ainsi, quand un tremblement de terre se produit, les ondes P sont les premières à se manifester et à être enregistrées.

1.4.2.2 Ondes de surface :

Les ondes de volume qui arrivent à la surface de la terre donnant naissance à des ondes de surface ne concernant le sol que sur une profondeur extrêmement faible; les ondes de surface les plus importantes sont les suivantes :

 **Ondes de Rayleigh** : ce sont des ondes pour lesquelles les points du sol décrivent des ellipses dans le plan vertical et dans le sens rétrograde. Ce mouvement entraîne des compressions ou des tractions, ainsi que des cisaillements dans le sol.

 **Ondes de Love** : ce sont des ondes pour lesquelles les points du sol se déplacent dans un plan tangent à la surface et perpendiculairement à la propagation. Leur mouvement n'engendre que des contraintes de cisaillement.

1.4.3 Séismes et risque sismique en Algérie

Toute la côte nord de l'Algérie se trouve dans une zone tectonique des plus propices aux tremblements de terre. Cette zone est classée parmi les zones les plus actives sismologiquement parlant. En octobre 1980, un grand séisme dévaste Al Asnam (Chlef actuellement), ce tremblement de terre fait 3 000 morts, et détruit 80% de la ville de Chlef, et cause des dégâts estimés à 10 milliards de dinars algériens. Ensuite, en mai 2003, un second terrible séisme fait plus de 2000 morts et plusieurs milliers de blessés et de sans-abri à Boumerdès, ce séisme à lui fait 1 400 victimes dans la wilaya de Boumerdès, et à cause des dégâts estimés à 5 milliards de dollars américains. « *La côte nord de l'Algérie est traversée par une limite de plaques lithosphériques continentales convergentes: la plaque eurasienne, au nord, chevauche la plaque africaine au sud. C'est dans cette faille de chevauchement que se déclenchent les séismes de la région* ».

L'Algérie est divisée en deux plaques tectoniques séparées par la faille sud-atlasique. Au Nord se trouve la tectonique alpine et au Sud, la plate-forme saharienne, qui est assez stable.



Figure 1.26 : La faille entre les plaques tectoniques africaine et eurasiennne passe par tout le littoral algérien.

I.5 SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LE COMPORTEMENT SISMIQUE DES BARRAGES EN TERRE :

I.5.1 Le risque de rupture de barrage

Le risque « rupture de barrage » entre dans la catégorie des risques technologiques. Les causes ainsi que les mécanismes en jeu lors d'une rupture sont variables en fonction des caractéristiques propres au barrage.

Les causes de rupture d'ouvrage peuvent être de différents ordres [21] :

✚ **Des problèmes techniques** peuvent entraîner la rupture d'un ouvrage. Il peut s'agir d'un défaut de fonctionnement des vannes permettant l'évacuation des crues ou bien d'un vice de conception, de construction ou de matériaux. Le type de barrage, les matériaux utilisés, la nature des fondations ainsi que l'âge de l'ouvrage vont avoir une influence sur l'apparition de ces problèmes. Cependant, l'évolution des techniques de construction rend les barrages modernes beaucoup plus sûrs.

✚ **Des causes naturelles** peuvent également être à l'origine de rupture de barrage. Il en est ainsi des crues exceptionnelles, d'intensité supérieure à celle retenue pour le dimensionnement des ouvrages évacuateurs, appelée *crue de projet*. Le niveau de sécurité retenu est généralement compris entre la crue millénale et la crue décennale. Les barrages en remblai ne supportent pas la submersion et sont donc plus vulnérables aux débordements. La phase de chantier pour les barrages en construction est une période sensible aux risques de crue, car les ouvrages d'évacuation ne sont pas encore opérationnels.

Les glissements de terrains, soit de l'ouvrage lui-même dans le cas de barrages en remblai, soit des terrains entourant la retenue sont également une cause de rupture. L'ouvrage peut être déstabilisé par un glissement (barrage de Malpasset, 1959) ou bien submergé par la vague engendrée par un glissement en amont de la retenue (barrage du Vajont, 1963).

Enfin les séismes peuvent causer des dommages mineurs à ne pas négliger (déformations, tassements, fissures, etc.). Le risque sismique est systématiquement pris en compte lors de la conception des ouvrages, même s'il est peu élevé. Les ruptures de barrages dues aux séismes sont d'ailleurs très rares.

✚ **Des causes humaines** peuvent enfin être à l'origine d'accidents : études préalables pas assez approfondies, contrôle d'exécution insuffisant, erreurs d'exploitation, défaut de surveillance et d'entretien ou encore actes de

malveillance, sabotage, attentat, guerre (les barrages sont néanmoins protégés par la convention de Genève).

Les accidents de barrages liés à des séismes sont rares. Le tableau ci-joint extrait de publications de la Commission internationale des grands barrages (CIGB) montrent que les accidents les plus importants concernent les ouvrages en remblai. On retient surtout la rupture très étudiée du barrage en remblai de San-Fernando (9 février 1971).

Lors d'un récent séisme en Californie, le barrage voûte de Pacoima a été soumis à une sollicitation sismique très élevée. Il n'est pas impossible que la rupture du barrage ait été évitée grâce à un niveau bas de la retenue [22].

| <i>Barrage</i> | <i>Hauteur (m)</i> | <i>Pays</i> | <i>Date</i> | <i>Magnitude (M)</i> | <i>Dégâts</i> |
|-------------------------|--------------------|-------------------|-------------|----------------------|---|
| La Marquesa et La Palma | 10 10 | Chili | 1985 | 7.8 | 2 barrages rompus 16barrages-dégâts importants 16 barrages-faibles dégâts |
| San Andreas Dam | 32 | USA Californie | 1906 | 8.25 | Fissure longitudinale Fissure transversale des appuis |
| Upper Crystal Springs | 26 | USA Californie | 1906 | 8.25 | Mouvement du barrage de 2.4 m |
| Sheffield Dam | 8 | USA Californie | 1925 | 6.3 | Rupture totale |
| Hebgen Dam | 35 | USA Montana | 1959 | 7.5 à 7.8 | Tassement du barrage : 1.2 m – Effet de vague |
| Lower San Fernando | 40 | USA Californie | 1971 | 6.6 | Tassement de la crête : 8.5 m |
| Upper San Fernando | 24 | USA Californie | 1971 | 6.6 | Tassement de crête : 900 mm – Déplacement vers l'aval de 1.5 m |
| Paiho Main Dam | 66 | Chine | 1976 | 7.8 | Grand glissement : 330 barrages endommagés |
| Douhe Dam | 22 | Chine | 1976 | 7.8 | Fissure longitudinale |
| Masiway Dam | 25 | Philippines | 1990 | 7.7 | Tassement de la crête : 1.0 m – Fissure longitudinale |
| Ono Dam | 37 | Japon | 1923 | 8.3 | Tassement de la crête 250 mm- Fissure profonde adjacente au noyau |
| 74 remblais | 1.5 à 18 | Japon | 1939 | 6.6 | 12 barrages détruits, 40 glissements |
| Chatsworth | 11 | USA | 1930 | Non connue | Fissures, fuites |
| Earlsburn | 6 | Ecosse | 1839 | 4.8 | Rupture totale |

Tableau 1.8 : Effet sur quelques barrages en terre. [22]

Des accidents plus graves, avec rupture complète, se sont produits sur des remblais de stériles lors des séismes, notamment au Chili. Toutefois la technique de montée de ces remblais est une technique minière par voie humide, complètement différente de la technique de génie civil de construction des barrages en terre.

I.5.2 Ruptures des barrages en terre occasionnées par un tremblement de terre








Le risque de rupture brusque et inopinée est considéré comme très faible. La situation de rupture paraît plutôt liée à une évolution plus ou moins rapide d'une dégradation de l'ouvrage susceptible d'être détectée par la surveillance et l'auscultation. Les barrages en remblai peuvent être touchés par une rupture progressive, causée par un phénomène d'érosion externe ou interne.

L'érosion externe est engendrée par des circulations d'eau, même peu importantes sur la crête des barrages. Le mécanisme d'érosion s'amorce à partir du bord aval de la crête et progresse jusqu'à ce qu'une brèche soit ouverte. Le phénomène peut durer quelques minutes à quelques heures selon la taille des matériaux, leur cohésion, le revêtement de la crête, la hauteur de l'eau qui s'écoule au-dessus du barrage.

L'érosion interne correspond à l'entraînement des matériaux au sein du corps de l'ouvrage ou de sa fondation. Elle est provoquée par des percolations excessives à travers l'ouvrage. Le conduit de fuite s'agrandit par érosion jusqu'à provoquer l'effondrement de la structure [21].

L'expérience montre que la rupture est souvent différée. En effet, elle peut être déclenchée par un mode de rupture autre que le glissement. Il convient, pour être exhaustif, de recenser l'ensemble des causes qui initie chaque mode de rupture et de juger de la vraisemblance de leur occurrence dans le cas étudié.

Les causes de rupture les plus fréquentes sur les barrages en terre qui peuvent être rencontrés lors d'un tremblement de terre sont :

-  Rupture par liquéfaction ;
-  Rupture par des fissures longitudinales ;
-  Rupture par des fissures transversales ;
-  Rupture par un glissement de talus ;
-  Rupture par érosion interne (effet de renard hydraulique) ;
-  Rupture par érosion externe ;
-  Rupture totale.

I.5.2.1 Rupture par liquéfaction :

Le phénomène de liquéfaction est connu sous le nom de liquéfaction statique ou cyclique respectivement lorsque le chargement provoquant le phénomène est monotone ou cyclique.

La liquéfaction statique est caractérisée par une perte importante et brutale de la résistance au cisaillement du massif de sol. C'est un phénomène d'instabilité caractéristique de matériaux granulaires, tels que les sables, lâches et saturés, ayant une tendance à la contractance sous cisaillement drainé. En conditions non drainées, cette tendance se traduit par une augmentation de la pression interstitielle qui conduit à la réduction des contraintes effectives.

La liquéfaction cyclique vraie caractérise les sables lâches et très lâches contractants. C'est un mécanisme similaire à celui observé sous chargement monotone, et se définit par une augmentation progressive de la pression interstitielle au cours des cycles de charge-décharge (tremblement de terre) sans augmentation considérable des déformations. Lorsque la pression interstitielle devient égale à la contrainte moyenne effective initiale, une chute brutale de la résistance au cisaillement se produit accompagnée par un développement rapide de grandes déformations [23].

Lorsque le barrage en terre est saturé (habituellement du côté amont), il peut liquéfier une fois soumis à la vibration dépassant une certaine limite. La rupture du barrage par liquéfaction est habituellement liée à la déformation volumétrique ε_v dans le sol (figure 1.27), qui est donné par : $\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3$

Où : $\varepsilon_1, \varepsilon_2$ et ε_3 sont les déformations principales pour les trois dimensions.

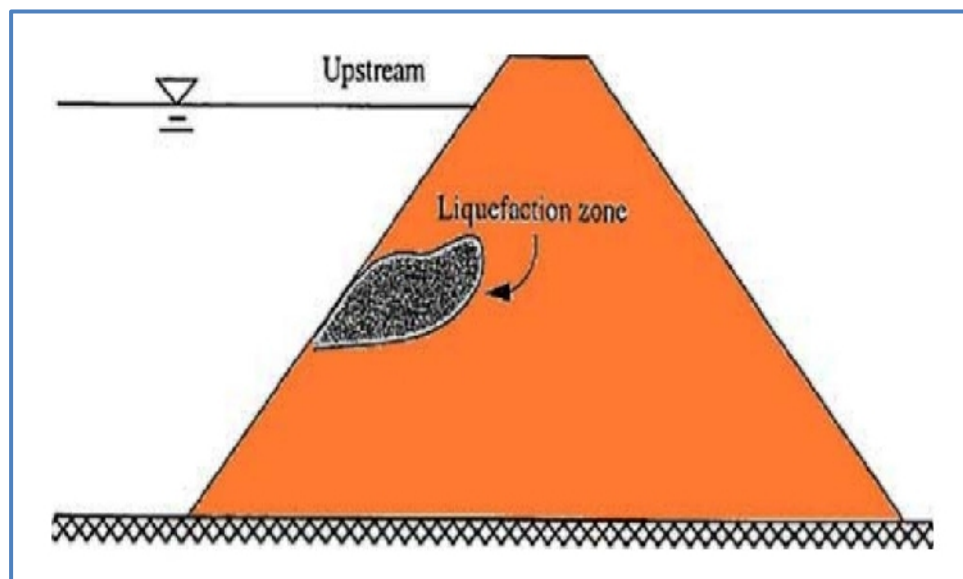


Figure 1.27 : Rupture par liquéfaction d'un barrage en terre. [10]

Une autre méthode pour évaluer la liquéfaction est l'utilisation d'une déformation de seuil. Si la déformation cyclique de cisaillement dans un sol en raison d'un tremblement de terre n'excède pas un certain niveau de seuil, la liquéfaction ne devrait pas se produire [10]. La déformation maximale de cisaillement γ_{max} provoquée par un mouvement du sol de tremblement de terre peut être estimée par :

$$\gamma_{max} = \frac{1.2 a_{max} DH}{V_s^2}$$

Ou :

a_{max} : L'accélération maximale ;

DH : Hauteur total du barrage ;

V_s : Vitesse de l'onde.

I.5.2.2 Rupture par des fissures longitudinales :

Les fissures longitudinales ont lieu principalement dans la zone de crête (figure 1.28). La formation de larges fissures longitudinales est considérée due à des contraintes de traction produite à la surface. La déformation de cisaillement du glissement peut également contribuer à une telle rupture.

Une autre cause de fissures longitudinales est le tassement différentiel du noyau ou de la fondation, ce qui est le plus susceptibles de se produire lorsque la fondation n'est pas uniforme ou lorsque des dépôts lâches de fleuve sont laissés non excavés.

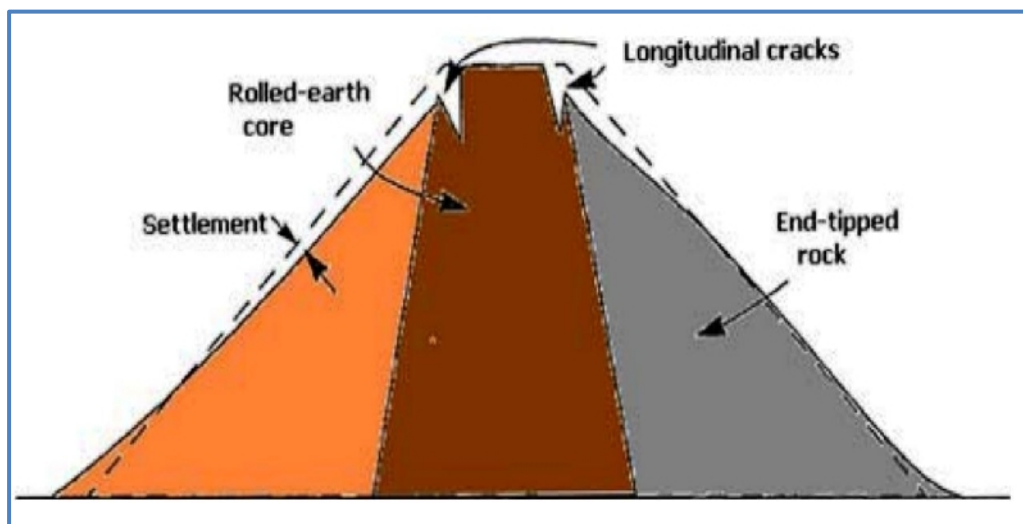


Figure 1.28 : Rupture par des fissures longitudinales.

Il convient de noter que les fissures longitudinales sont parfois cachées. Les fissures internes formées dans le barrage de Hachi à Niigata, JAPON ont été découvertes quand le barrage a été excavé pour réparer des ouvertures endommagés dans le séisme de Niigata [10]. Ainsi, une étude exacte est nécessaire même si aucun dommage n'est visible.

I.5.2.3 Rupture par des fissures transversales :

Les fissures transversales se composent de quatre types [10]:

- ✚ Certains fissures sont formés en raison de la vibration violente dans la direction parallèle à l'axe de barrage ;
- ✚ Autre fissures sont formés près des deux extrémités d'un remblai en raison de la différence dans les caractéristiques de vibration du remblai ;
- ✚ Autres fissures sont formés en raison de la consolidation différentielle dans le barrage quand ont été réparés sur des ouvertures ;
- ✚ Des fissures dus à un tassement différentiel de la fondation (figure 1.29).

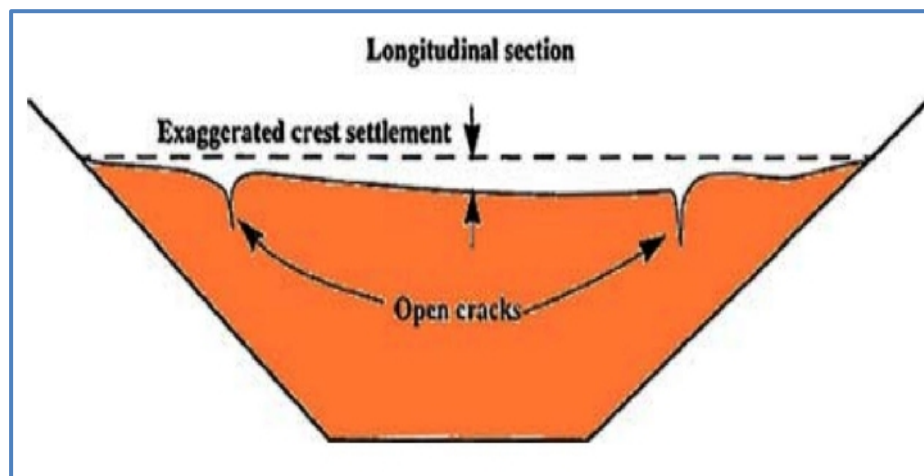


Figure 1.29 : Rupture par des fissures transversales due au tassement différentiel.

I.5.2.4 Rupture par un glissement du talus du barrage :

Le glissement est un type important de dommages qui peut se produire dans des barrages en terre soumis aux mouvements du sol de tremblement de terre (figure 1.30). L'étude de la stabilité des talus amont et aval est la partie essentielle de la conception des barrages en terre. Différents cas doivent être étudiés en tenant compte de l'état des pressions interstitielles à l'intérieur de la digue. Pratiquement, on calculera le facteur de sécurité F_S le long des cercles de glissement supposés :

- ✚ Pendant la construction et peu après la construction
- ✚ Lorsque le barrage vient d'être rempli (avec percolation permanente)
- ✚ Lors d'une vidange rapide.

La stabilité de pente des barrages en terre est habituellement évaluée en termes de résistance de cisaillement des sols et le critère de Mohr-Coulomb.

La cause de la rupture par glissement lors d'un séisme est la perte de stabilité par augmentation de piézométrie [24].

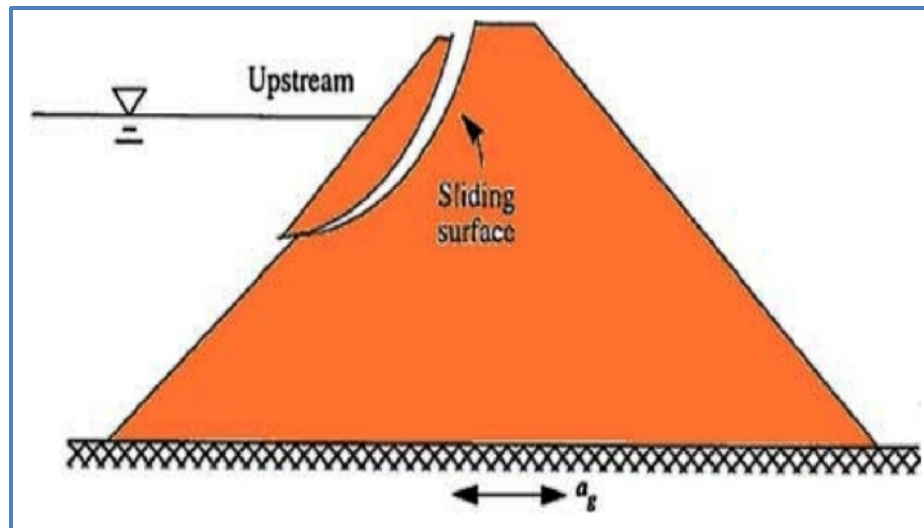


Figure 1.30 : Rupture par glissement du talus du barrage.

I.5.2.5 Rupture par érosion interne (effet de renard hydraulique) :

Les hétérogénéités de perméabilité dans le corps du barrage peuvent être à l'origine de circulation d'eau. Selon la nature des matériaux et la charge hydraulique, on peut atteindre le gradient hydraulique critique qui provoque localement l'érosion interne pendant un tremblement de terre. De part en part, cette érosion peut se propager jusqu'à former une vraie galerie qui provoque une brèche dans la digue par effondrement des matériaux [10], [17].

Les facteurs aggravants sont :

- ✚ La présence de galeries,
- ✚ Une mauvaise étanchéité entre couches de remblais,
- ✚ Une hétérogénéité des matériaux.
- ✚ Les racines d'arbres abattus qui, en pourrissant, laissent pénétrer l'eau sous les digues.

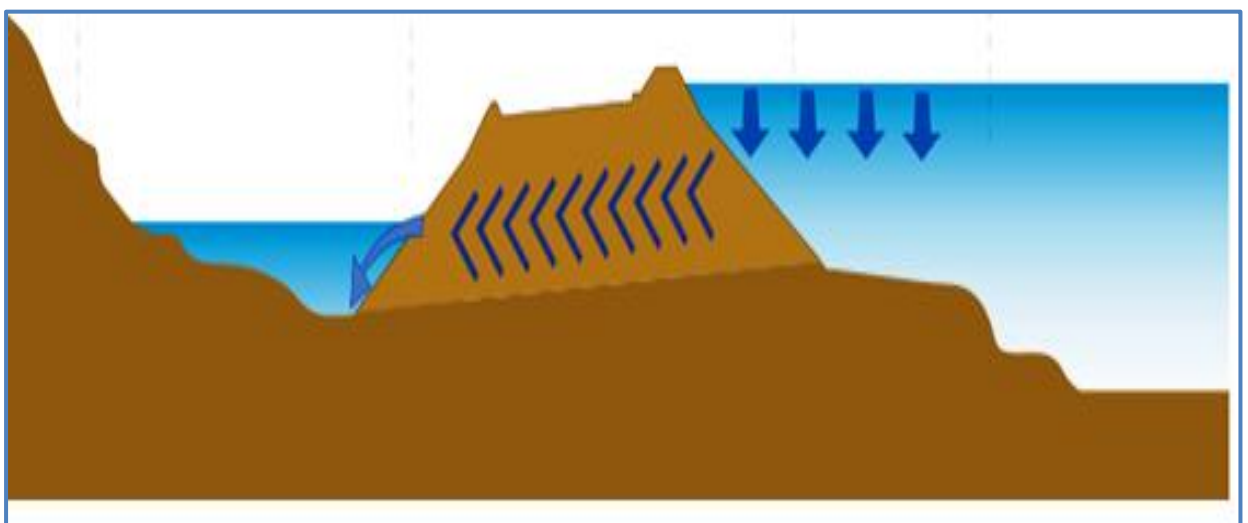


Figure 1.31 : Rupture par érosion interne.

Les causes qui peuvent déclencher la rupture par érosion interne sont [24] :

- ✚ Le mouvement d'une faille active en fondation ;
- ✚ Les fuites et la fissuration après séisme ;
- ✚ Le cisaillement du filtre.

I.5.2.6 Rupture par érosion externe :

Les talus des levées peuvent subir les effets des courants hydrauliques qui peuvent provoquer des érosions à leur base. Il en résulte un affaiblissement des caractéristiques mécaniques du corps de remblai et un raidissement de la pente du talus. Ceci peut entraîner des affaissements de matériaux qui à leur tour engendrent des perturbations hydrauliques sous forme de tourbillons et des érosions. Par rupture successive du talus, une brèche peut se former et conduire à la rupture complète du barrage.

La cause principale qui aboutit à la rupture par érosion externe est le tassement entraînant la submersion de l'ouvrage [24].

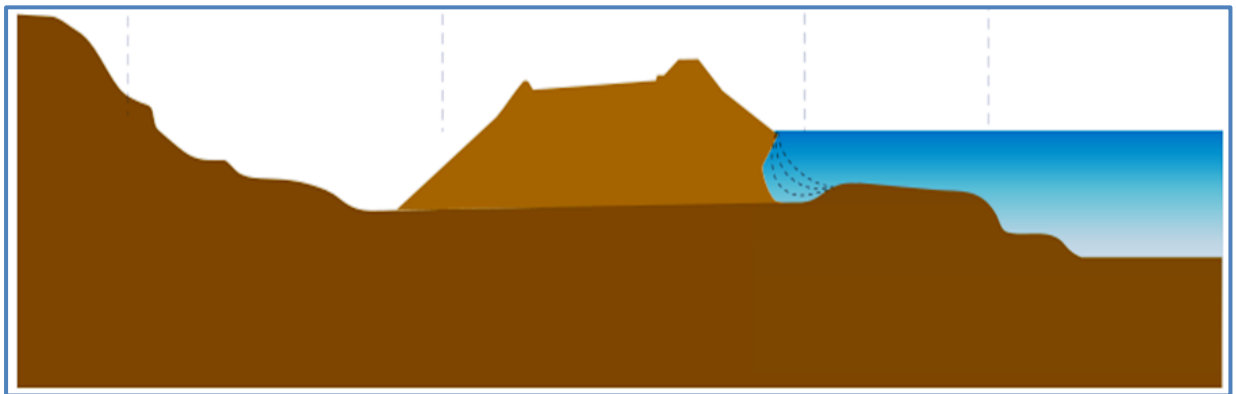


Figure 1.32 : Rupture par érosion externe.

Les facteurs qui peuvent contribuer à l'apparition de ce phénomène sont au nombre de trois :

- ✚ La vitesse moyenne de l'eau. Ainsi les digues en proximité immédiate du lit mineur et celles situées dans un rétrécissement du lit majeur sont particulièrement vulnérables.
- ✚ Les perturbations hydrauliques locales,
- ✚ La nature et la protection du talus côté fleuve. Un perré résiste ainsi à une vitesse de 4 m/s alors qu'un talus enherbé est vulnérable à partir de 1,5 m/s.

I.5.2.7 Rupture totale :

Une rupture de masse du barrage peut intervenir en cas d'instabilité générale du corps de remblai. On pense qu'une rupture de masse peut intervenir lors d'un tremblement de terre quand les trois facteurs suivants sont réunis :

- ✚ Profil de digue étroit avec pente de talus forte ;

- ✚ Piézométrie élevée dans la digue en absence de drainage ;
- ✚ Faibles caractéristiques mécaniques des matériaux.

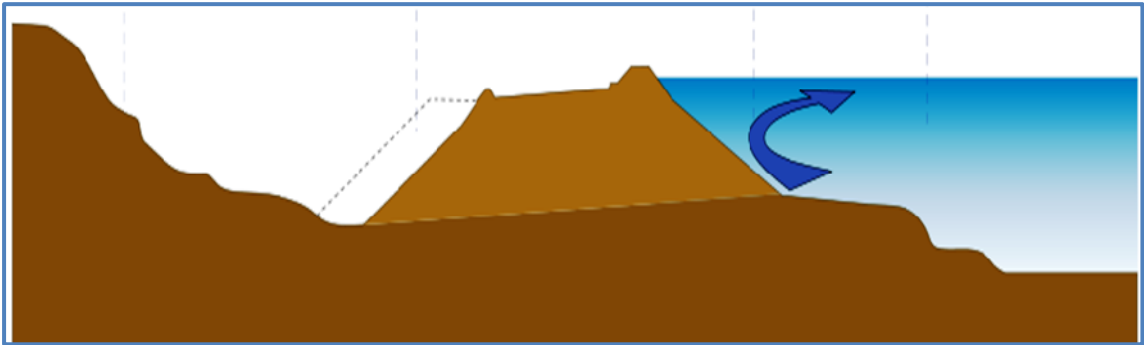


Figure 1.33 : Rupture total du barrage.

I.5.3 Cas historiques de ruptures observées

Les chercheurs enregistrés au cours de l'histoire des barrages en terre plusieurs ruptures qui ont beaucoup servi à l'amélioration des calculs sismiques.

I.5.3.1 Barrage inférieur de San Fernando :

Le barrage inférieur de San Fernando qui est implanté à 48 km au nord de Los Angeles et dont la construction fut par remblaiement hydraulique d'un matériau sableux a atteint une hauteur de 40 m.

L'épicentre du séisme ayant eu lieu dans cette région se situait à près de 13 km au nord-est du site de l'ouvrage. Les enregistrements ont indiqué que les mouvements des terrains au voisinage du barrage, avaient une accélération maximale d'environ 0.55 à 0.6g. Durant ce tremblement de terre, un glissement important c'est produit sur le parement amont du barrage, emportant sa crête ainsi que 8.5 mètres de matériaux de son talus aval.



Barrage inférieur

Figure 1.34 : Barrage de San Fernando. [25]

Barrage supérieur

Avant le séisme, le niveau de l'eau dans la retenue se trouvait à environ 10 m sous la crête de l'ouvrage. Le glissement ne laissa qu'une revanche 1.3m.

L'analyse de cette rupture a montré que le début de glissement a été généré par une liquéfaction du sol pendant le séisme [26].



Figure 1.35 : Barrage inférieur de San Fernando après le séisme de 1971. [27]



Figure 1.36 : Barrage supérieur de San Fernando après le séisme de 1971. [27]

I.5.3.2 Barrage Sheffield de Santa Barbara :

Le barrage de Santa Barbara, situé à une distance d'une dizaine de kilomètres de l'épicentre, a subi un séisme de magnitude 6,3, ayant entraîné une rupture totale du barrage. La durée de ce séisme a été estimée à une valeur, allant de 15 à 18 secondes et l'intensité correspondait à une accélération du sol de 0.04 à 0.10 g.

Cet ouvrage a été construit en travers d'un ravin. Le remblai avait une longueur de 219.5 m et une hauteur maximale d'environ 8 m. Il a été construit en terre compactée, par le passage sur l'ouvrage d'engins de terrassement.



Figure 1.37 : Rupture du Barrage de Sheffield de Santa Barbara.

L'analyse de l'état du barrage après sa rupture, a permis de conclure qu'un glissement s'était produit près de la base du remblai, en provoquant un mouvement en masse vers l'aval, sur une distance de 91 m. Les dégâts relevés sont attribués à la dégradation des propriétés mécaniques du sol, qui a conduit à une liquéfaction.

I.5.3.3 Barrage inférieur de Van Norman :

Le barrage inférieur de Van Norman construit de 1912 à 1930 subit ainsi un glissement du talus amont de 42 m suite au séisme de San Fernando en février 1971 (M =6.6). Le plan d'eau heureusement inférieur à la cote normale n'avait plus qu'une revanche de 1.4m après séisme. Malgré les fissures et les fuites, cette revanche n'est pas détruite. La liquéfaction a abaissé la résistance de la partie inférieure de la recharge amont à une valeur qui n'assurait plus la stabilité statique. Le pied amont a commencé à glisser, entraînant des fissures dans le remblai. L'eau et le matériau liquéfié pénétrèrent dans les fissures,

affaiblissant la partie supérieure et développant le glissement plus d'une minute après la fin du séisme [24].

1.5.3.4 Barrage d'Hebgen :

Le séisme d'Hebgen Lake qui s'est produit en 1959 suivait une faille située à quelques mètres du barrage Hebgen. Ce barrage de 27m de hauteur, était construit par des recharges en sable et graviers à granulométrie continué et légèrement cohérents.

L'étanchéité était assurée par un noyau central en béton, descendant jusqu'au rocher de fondation.

Les observations enregistrées après le séisme [28] :

- ✚ La fondation rocheuse supportant le noyau s'était enfoncée d'environ 3m
- ✚ Les dalles de pieds de l'évacuateur qui était fondées sur les alluvions sablo-graveleuses, étaient pratiquement détruites.
- ✚ Les fondations rocheuses s'étaient déplacées massivement. des fissures transversales et surtout longitudinales de 5 à 30 cm de largeur sont apparues.
- ✚ De nombreuses vagues ont submergé la crête (la hauteur d'eau au-dessus de la crête était d'environ 1 m).
- ✚ De nombreux glissements se sont produits dans le réservoir.

De ce qui précède, les chercheurs faire les remarques suivantes :

- ✚ Pour certains matériaux, la rupture reste possible même en cas d'un coefficient de sécurité calculé par les méthodes classiques qui est nettement supérieur à 1 (certains barrages se sont complètement rompus).
- ✚ Les conditions les plus stables existent pour des barrages constitués de matériaux à comportement argileux ou reposant sur ce même matériau en place. Par contre, Les barrages (corps du barrage ou sa fondation) constitué de matériaux à comportement sableux (par exemple, dépôts de sables, remblais hydrauliques sableux) et leurs ruptures ont été attribuées essentiellement à la perte de rigidité due au développement des pressions interstitielles.
- ✚ Dans certains cas de rupture de barrage l'incident est intervenu longtemps après la fin du séisme, ces ruptures retardées peuvent être provoquées par une réplique au moment où l'écoulement interne a permis une nouvelle répartition des pressions interstitielles, ou elles peuvent être dues à une répartition moins favorable des pressions à un moment donné de la consolidation du barrage après le séisme.

I.5.3.5 Les levées à Taïwan lors du séisme de Chi-Chi ($M = 7.3$) :

Ce violent séisme, le 21 septembre 1999, est la cause de 2400 victimes, plus de 10 000 blessés, plus de 100 000 habitations endommagées et plus de 2000 glissements de terrain. L'image choc qui caractérise sa nocivité est celle du barrage-mobile de Shih-Kang, coupé par le déplacement de 4 m de la faille Chelungpu qui s'est produit sur 105 km de longueur. D'après T.S. Ueng et al [29] les terrains de prédilection de la liquéfaction sont les polders, les dépôts alluviaux des anciens lits de rivière et les dépôts récents le long des berges. Le sol y est généralement sableux, avec une nappe entre 1 et 3 m de profondeur et une résistance SPT inférieure à 10. Le tassement et déplacement de nombreuses levées dans ces zones ont atteints 1,5 et 2 m respectivement, sous des accélérations maximales atteignant jusqu'à 0,75g. La plupart des barrages en revanche ne tassa pas plus de 0,1% de leur hauteur. Il en fut conclu que les remblais bien compactés pouvaient subir une accélération maximale de 0,6 g sans grands dommages [24].

I.5.3.6 Barrages du Japon :

Au Japon, en 2000, le nombre de barrages d'irrigation s'élève à plus de 100 000, avec 1872 supérieurs à 15 m dont 1688 remblais. Plusieurs ruptures sont signalées parmi les plus anciens, construits avant 1945 (dont le plus âgé a 1600 ans).

Tani [29], [30] pointe que la cause majeure de ces ruptures est la liquéfaction de la fondation ou du remblai. La première rupture historique mentionnée, toujours au Japon, concerne le barrage de Manno-Ike, elle se serait produite un mois après le séisme d'Ansei Nakai (1854), probablement par renard. L'étude post-sismique d'Akiba [1941] conclut que les barrages en sols sableux ont connu les dégâts les plus lourds, suggérant ainsi que la liquéfaction en est l'origine.

Le séisme d'Ojika qui a eu lieu en 1939 avait une magnitude de 6.6 a provoqué dans certains zones des accélérations de l'ordre 0,3 à 0,4g et des dommages à des dizaines de barrages dont certains ont été complètement détruits. Une étude systématique a alors été menée sur les barrages détruits, et les autres qui n'avaient pas subi de dégâts majeurs.

Le séisme sous-marin de Tokachi qui a eu lieu en 1968 avec une magnitude de 7,8 et une accélération estimée 0,15g et 0.2g a endommagé 93 barrages en terre. Il n'y eut cependant aucune rupture ou accident grave dans les grands barrages construits selon les procédés techniques nouveaux.



Figure 1.38 : Rupture du barrage de Yamanaka, JAPON 1968. [30]

Parmi les 1200 petits barrages touchés par le séisme de Hyogo-Ken Nanbu (séisme de Kobé $M=7,2$) du 17 janvier 1995, seulement neuf l'ont été sérieusement. 950 petits barrages ont été endommagés sur les 24 000 de l'île de Awaji, dont deux rompus. La rupture du remblai d'Idenoshiri-Ike, de 5,5 m de hauteur et de 155 m de longueur, se fait après 7 secondes de séisme au moment où l'accélération du site est maximale, 0,45g, d'après Kazumori Uchida et al,[30]. Les zones liquéfiées de la fondation en pied aval et amont causent une coulée vers l'aval (SPT <5 sur la figure 1.19) dès qu'elles se rejoignent au centre [24].

Sur l'île d'Honshu, curieusement la plus grande part des barrages endommagés est entre 10 et 25 km de distance de la faille. Tamotsu Matsui et al [29] considèrent pour ce séisme qu'en deçà d'une distance de 5 km, l'influence prépondérante est celle de l'accélération maximale et qu'au-delà, la fréquence de résonance du sol régit le comportement.

Sur l'île d'Honshu, le remblai homogène de Sugatadani-Ike a une hauteur de 12 m en grave sablo-argileuse peu compacte. Situé à 26 km de la faille, il est sollicité par une accélération maximale estimée en fondation à 0,23g. La retenue est à la moitié de sa hauteur normale. Un glissement emporte le parement amont provoquant un rejet de 4 m, sans rompre le barrage. Le coefficient de sécurité est passé de 2,8 à 1 en cours de séisme suite à un taux de génération de pression interstitielle de l'ordre de 80%.

En ce qui concerne les barrages d'une hauteur supérieure à 15 m, construits après 1953, aucun ne s'est rompu depuis. Toujours dans cette catégorie de hauteur, seuls ceux construits avant 1918 ont été sérieusement touchés par les séismes et un seulement s'est

rompu. Les causes des rares tassements de remblai supérieur à 1 m après tremblement de terre sont :

- ✚ Remblai en matériau lâche.
- ✚ Liquéfaction des matériaux constitutifs sableux.

En conclusion, il importe de retenir qu'aucun barrage en remblai de 15 m ou plus, construit conformément à la pratique moderne, n'a été détruit par un séisme au Japon et que le manque de compactage est à l'origine des ruptures.

I.5.4 Problèmes et recommandations [24]

I.5.4.1 L'aléa sismique :

Dans l'aléa sismique, le problème majeur est la localisation des failles actives. Les failles passant sous la digue sous une épaisse et large couche d'alluvions sont difficiles à détecter. Dans ce cas, il convient d'avoir un matériau filtrant (sable ou grave sableuse) d'une largeur suffisante à l'aval de la digue, pour rattraper le rejet de toute faille cachée.

En deçà d'une certaine intensité, le séisme ne peut liquéfier. D'après des calculs paramétriques, il semble que ce seuil soit assimilable à une intensité d'Arias de 0,15 m/s. Il est probable qu'un grand nombre de digues en grave tiennent à 0,5 m/s quelle que soit la densité initiale.

I.5.4.2 Traitement de la variabilité de la fondation :

Quel sondage peut identifier des sols à grand rendement et simultanément caractériser leur résistance? Après avoir testé les Sondages Destructifs avec Enregistrements de paramètres, le Standard Penetration Test, les pénétromètres stato-dynamiques, PANDA ou à pointe électrique, il apparaît que le plus complet est le piézocone à pointe électrique. Il nécessite de prévoir des avant-trous pour passer les refus et des pointes supplémentaires pour pallier la casse.

Il est alors possible de confectionner pour chaque type de matériau, un abaque permettant d'identifier le coefficient de sécurité à la liquéfaction et à la rupture post-sismique.

I.5.4.3 Évaluation de la résistance sismique des graves et limons :

L'évaluation sismique des graves et des limons exige des programmes simultanés d'essais in situ et d'essais de laboratoire. La qualité des essais est essentielle pour éviter au maître d'ouvrage des résultats abusivement pessimiste.

Par exemple, la résistance triaxiale des limons peut baisser de plus de 50% si les échantillons sont totalement remaniés.

I.5.4.4 Réhabilitation des zones de faiblesse :

Les zones de fuite sont souvent des zones de faiblesse sismique, car elles saturent la fondation. Les zones de faiblesse étant déterminées, une réhabilitation est à concevoir. Trois types d'amélioration des zones de faiblesse sont possibles :

- ✚ Compacter
- ✚ Drainer
- ✚ Mettre un filtre et une recharge.

Seed [28] suggère les recommandations pratiques suivantes pour éviter les effets néfastes des séismes, sur la base d'une analyse des ruptures des barrages, et de certains critères de leur comportement défectueux :

- ✚ Drains généreux pour évacuer l'écoulement à travers les fissures.
- ✚ Noyau étanche épais, constitué de matériau plastique non fissurant.
- ✚ Drains cheminées dans la partie centrale de la digue.
- ✚ Filtre à granulométrie continue à l'amont du noyau pour colmater les fissures éventuelles.
- ✚ Confortement des talus de la retenue pour éviter les glissements.
- ✚ Transitions larges, constituées de matériaux non fissurant.
- ✚ Revanche suffisante pour tenir compte des tassements, des affaissements.

Seed note également que, dans presque tous les cas de rupture des barrages en terre, les conditions étaient telles que des pressions interstitielles élevées pouvaient exister et que le coefficient de sécurité pseudo-statique pouvait être estimé à une valeur supérieure à 1.

I.6 CONCLUSION :

L'analyse dynamique des barrages en terre, est en pratique synonyme de l'analyse de leur comportement sismique. D'importants progrès, impliquant à la fois une meilleure évaluation du risque sismique, et une détermination expérimentale des propriétés dynamiques des matériaux de l'ouvrage et de sa fondation, ont été réalisés dans le domaine des études sismiques des barrages.

À l'origine, le développement de la sécurité des barrages soumis à des tremblements de terre a été fortement influencé par l'approche parasismique et les méthodes d'analyse dynamique développée notamment pour l'industrie nucléaire à la fin des années 60 et 70. Le séisme San Fernando de 1971(USA), qui a sévèrement endommagé le barrage inférieur de San Fernando, a marqué une étape importante dans l'analyse sismique des barrages.

Pour conclure ce chapitre, nous pouvons rappeler que les barrages en terre ont toujours été considérés comme le type d'ouvrage le plus sûr en cas de séisme. Cependant cette opinion peut s'avérer une erreur, comme on a vu lors de la rupture du barrage de San Fernando en 1971 ainsi que d'autres barrages en terre qui ont été endommagés par des séismes, de grande magnitude qui se sont produit le en Inde, en Turquie, et à Taiwan. Ces événements ont montré que le risque sismique demeure une sérieuse menace pour tous les barrages tous types confondus.

CHAPITRE II:

METHODES D'ANALYSE SISMIQUES DES BARRAGES EN TERRE

II.1 INTRODUCTION :

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

Dans ce chapitre nous allons présenter un rappel sur le comportement cyclique su sol essentiellement l'évolution du module de cisaillement et de l'amortissement du matériau en fonction de la déformation de cisaillement. Les méthodes d'analyses sismiques des barrages en terre tel que méthodes théoriques (analytiques), empiriques et numériques. Ces dernières présentent actuellement les méthodes les plus utilisées dans le calcul sismiques des ouvrages géotechniques.

II.2 GENERALITES SUR LE COMPORTEMENT CYCLIQUE DU SOL :

Pour la plus part des sols, l'application d'une charge cyclique ou variables au cours du temps entraîne une augmentation des pressions interstitielles et une déformation croissante. Les études [26] montrent la contribution au comportement cyclique non drainé de plusieurs paramètres dont la nature et la structure du sol, la contrainte de consolidation, et l'histoire des déformations,.... etc.

✚ **Pour les sables** seuls la contrainte qui se développe par la consolidation, la densité relative et le déviateur de pressions appliquées ont un rôle important dans l'évolution des pressions interstitielles et des déformations. Ces pressions interstitielles peuvent alors augmenter jusqu'à l'annulation de la contrainte effective. Le sol perd ainsi toute résistance face au cisaillement, et se comporte comme un liquide.

✚ **Pour les argiles** à cause de la cohésion du matériau et des forces d'attraction qui s'exercent entre les particules, les argiles sont moins sensibles au phénomène de liquéfaction. Pour ce type du sol, l'augmentation des pressions interstitielles conduit à des déformations progressives sans aboutir à une rupture brutale, surtout pour un nombre de cycles comparable à celui des séismes. Une stabilisation du phénomène peut être aussi observée, si le taux de contraintes appliquées est suffisamment faible. Les cycles stabilisés auront une forme de plus en plus étroite qui indique que l'on s'approche d'un état élastique réversible, et on dit qu'on a abouti à une mobilité cyclique.

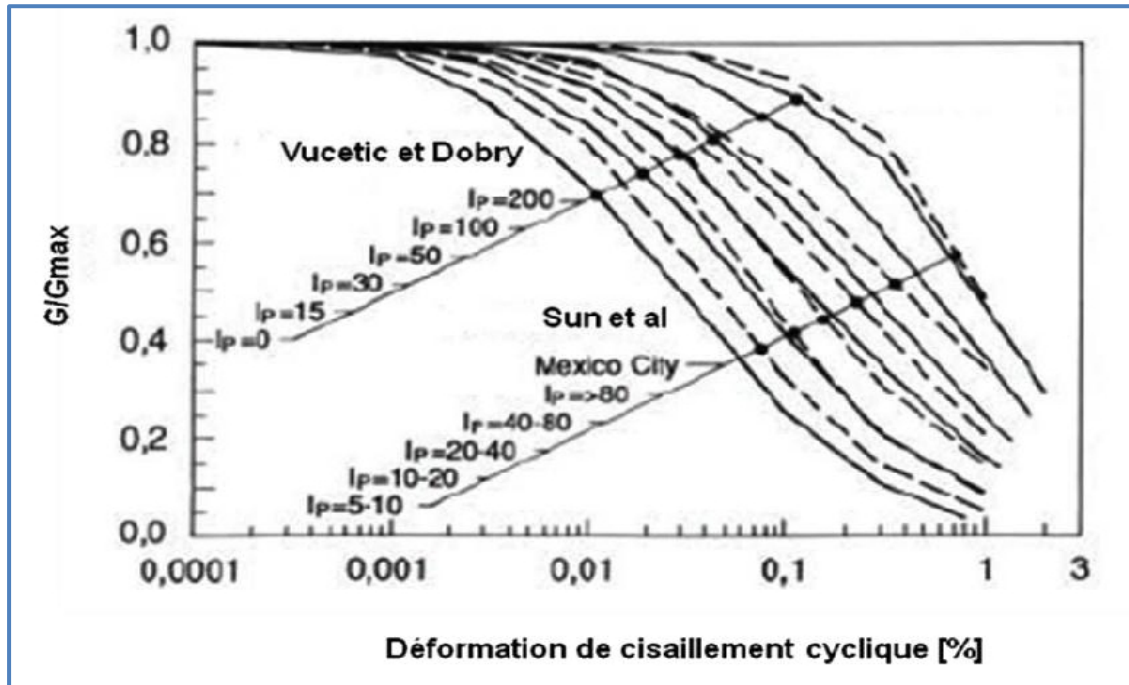
La réduction de la résistance au cisaillement dépend de la grandeur de la pression interstitielle à la stabilisation et par conséquent de la déformation permanente.

II.2.1 Modélisation du comportement cyclique du sol

Le comportement des matériaux soumis à une sollicitation cyclique est non-linéaire et non élastique. Dans les ouvrages de références, on trouve différentes approximations décrivant l'évolution du module de cisaillement G , et de l'amortissement du matériau ξ en fonction de la déformation de cisaillement γ . Ces approximations décrivent en général l'évolution de la fonction G/G_{max} et ξ/ξ_{max} en fonction de la déformation de cisaillement γ , G_{max} et ξ_{max} correspondent la valeur maximale du module de cisaillement et la valeur maximale de l'amortissement respectivement. Pour adapter ces courbes aux conditions locales (compacité, etc.) il faut déterminer au moins la valeur de G_{max} à l'aide d'essais

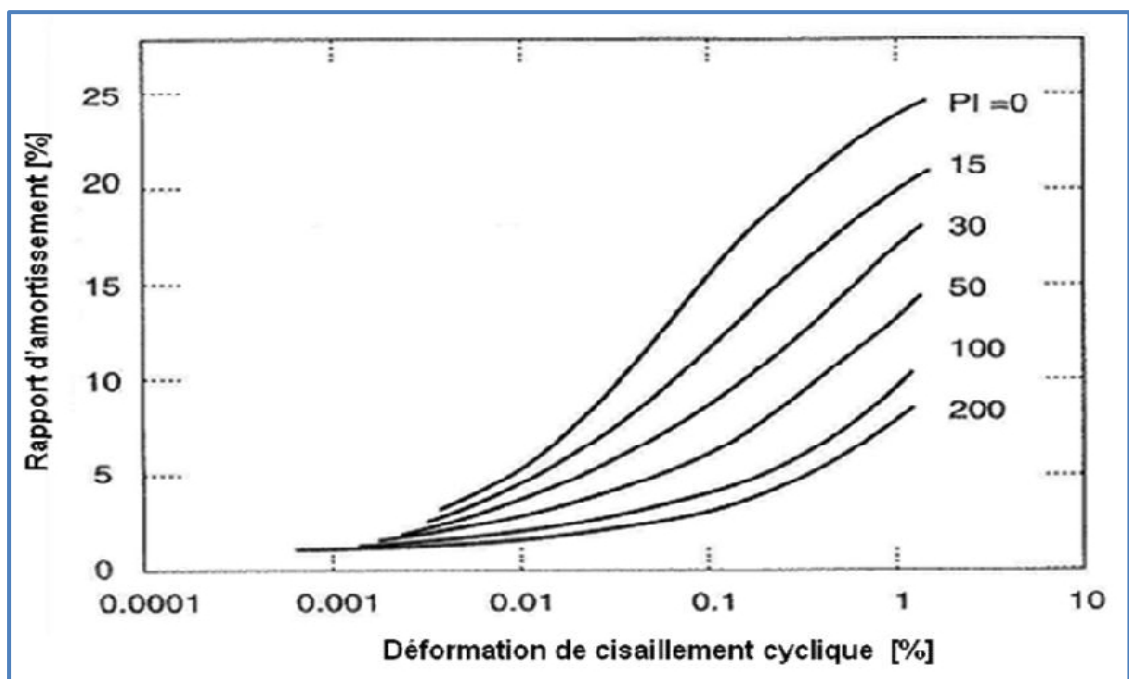
dynamiques. Le rapport de l'amortissement ζ peut en règle générale être déterminé en restant du côté de la sécurité à partir de matériaux similaires.

Les figures suivantes montrent l'évolution possible du module de cisaillement G et de l'amortissement ζ en fonction du déplacement du cisaillement et des propriétés de plasticité.



- ✓ Traits discontinus : Selon les essais de Sun et al 1988.
- ✓ Traits pleins : Selon les essais de Vucetic & Dobry 1991.

Figure 2.1 : Evolution du module de cisaillement G en fonction de la déformation de cisaillement cyclique et des propriétés de plasticité [31].



- ✓ Selon les essais de Vucetic & Dobry.

Figure 2.2 : Evolution de l'amortissement ζ en fonction de la déformation de cisaillement cyclique et des propriétés de plasticité [31].

II.2.2 Définition du module de cisaillement G et du coefficient d'amortissement ξ

La propriété de sol la plus commune dans une analyse dynamique est :

- ✚ Le module de cisaillement G , intimement liée à la rigidité de sol.
- ✚ La capacité du sol d'absorber l'énergie liée aux vagues sismiques ξ s'appelle amortissement.

II.2.2.1 Module de cisaillement G :

Le Module de cisaillement G de la boucle d'hystérésis, est la pente de la droite joignant les sommets de la boucle (Figure 2.3).

II.2.2.2 Coefficient d'amortissement ξ :

Lors d'un chargement cyclique symétrique, la réponse du sol présente souvent des cycles ou des boucles d'hystérésis comme dans la figure 2.3. Ces boucles représentent la quantité d'énergie de déformation emmagasinée par le sol lors du chargement. Une façon de quantifier cette énergie se fait par l'intermédiaire du coefficient d'amortissement ξ du sol. Ce coefficient est défini par la relation suivante :

$$\xi = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W} = \frac{1}{2\pi} \frac{\Delta W}{G\gamma_a^2} \quad (2.1)$$

Où ΔW : correspond à l'aire intérieure du cycle d'hystérésis, c'est-à-dire, l'énergie de déformation dissipée et W correspond à l'énergie imposée pour le niveau de déformation γ_a . ($W = G\gamma_a^2/2$) Théoriquement, la surface de cette boucle augmente avec le niveau de déformation, donc $\xi = f(\gamma)$ et pour des faibles valeurs de déformation, il n'existe pas de dissipation d'énergie, c'est-à-dire, $\xi = 0$.

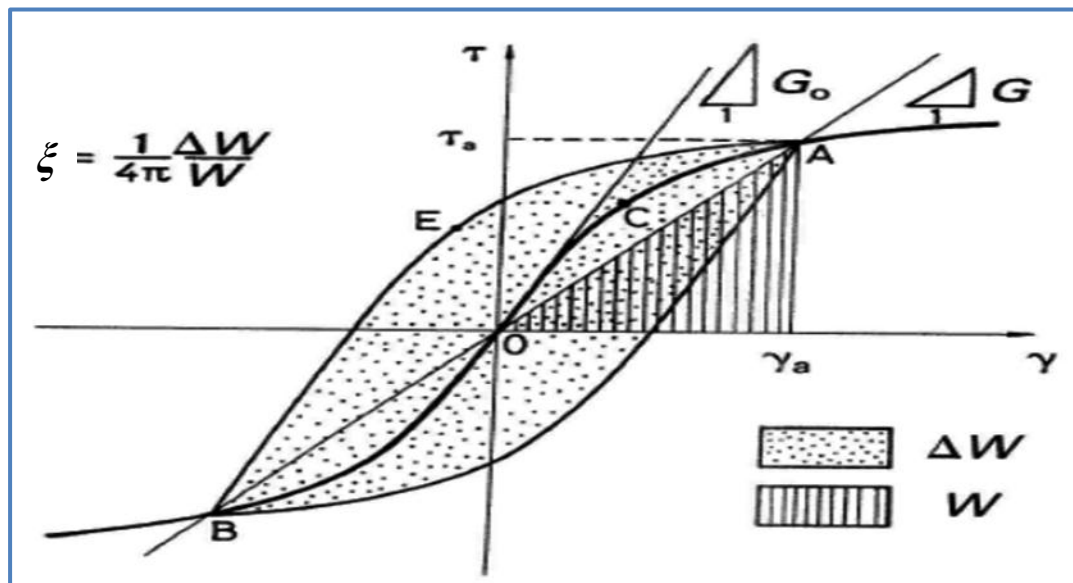


Figure 2.3 : Schématisation de la réponse du sol lors d'un chargement cyclique.

En pratique, la principale difficulté réside dans la détermination des courbes définissant la relation non-linéaire entre la contrainte de cisaillement τ et la déformation γ du sol à étudier par le fait du manque des essais sur le comportement cyclique de ces sols.

Pour pallier à ce problème il convient d'utiliser des courbes de référence $[G/G_{max} - \gamma]$ et $[\xi/\xi_{max} - \gamma]$ produites dans la littérature pour des différents matériaux. Cependant, ces courbes de référence représentent des moyennes d'essais et par conséquent elles ne sont pas nécessairement corrélées entre elles (G et ξ).

II.2.3 Modèle linéaire équivalent

La variation non-linéaire réel du module de cisaillement et du facteur d'amortissement dans des conditions de chargement dynamiques peut être simulé approximativement par une analyse linéaire équivalente. Dans une analyse linéaire équivalente, le module de cisaillement G et le facteur d'amortissement ξ sont employés pendant une étape d'analyse dynamique. Le nouveau module de cisaillement G et le facteur d'amortissement ξ sont calculés de la déformation de cisaillement cyclique ou équivalente obtenue.

La figure 2.4 illustre graphiquement le changement de G . Les lignes droites indiquent que G est une constante pendant une itération. Le changement de la pente reflète la réduction de G entre les itérations.

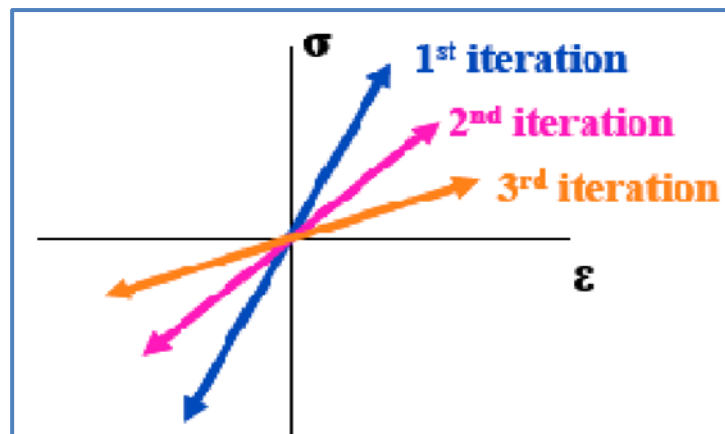


Figure 2.4 : Changement de G avec chaque itération.

II.2.3.1 Paramètres cycliques équivalents :

Les résultats des secousses dues aux tremblements de terre sont des contraintes de cisaillement fortement variables et irrégulières. Les contraintes de cisaillement dynamiques peuvent changer comme illustré sur la figure 2.5.

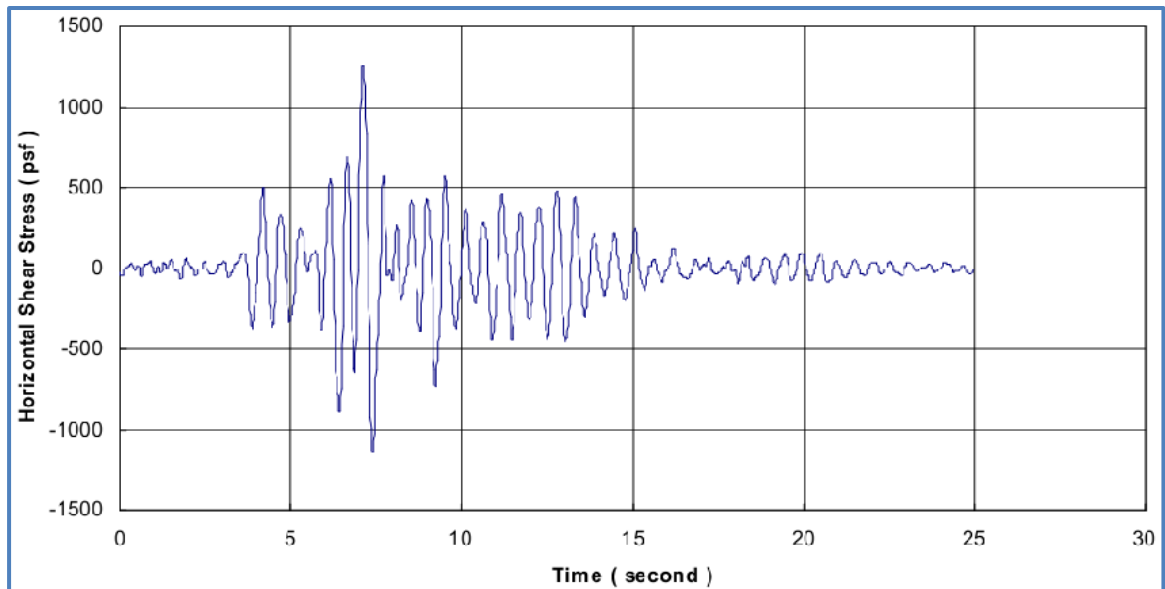


Figure 2.5 : Variation des contraintes de cisaillement en fonction du temps.

Des essais en laboratoire, sont souvent réalisés en appliquant à plusieurs reprises des contraintes cycliques uniformes. Ainsi le comportement de sol sous chargement dynamique résulte de l'application des contraintes cycliques uniformes.

Par conséquent, pour se servir des données d'essais en laboratoire dans une analyse dynamique, il est nécessaire d'interpréter un accélérogramme en termes de nombre équivalent au cycle de contrainte uniforme. L'amplitude de cisaillement cyclique uniforme est fixée à 65% de la contrainte de cisaillement maximale :

$$\tau_{cycle} = 0.65\tau_{peak} \quad (2.2)$$

Seed [26] en étudiant les mouvements du sol réels et l'augmentation résultante des pressions interstitielle, il a donc multiplié les contraintes maximales par 0.65 Le résultat final est présenté sur la figure 2.6.

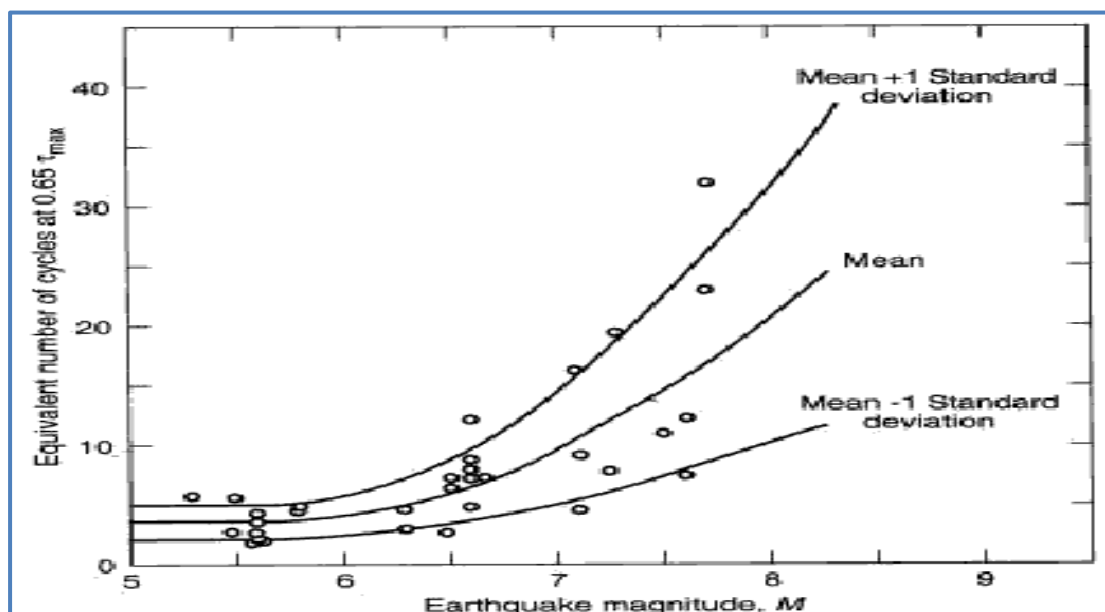


Figure 2.6 : Cycles uniformes équivalents en fonction des magnitudes.

Le nombre de cycles uniformes (N) est une fonction de la magnitude du séisme.

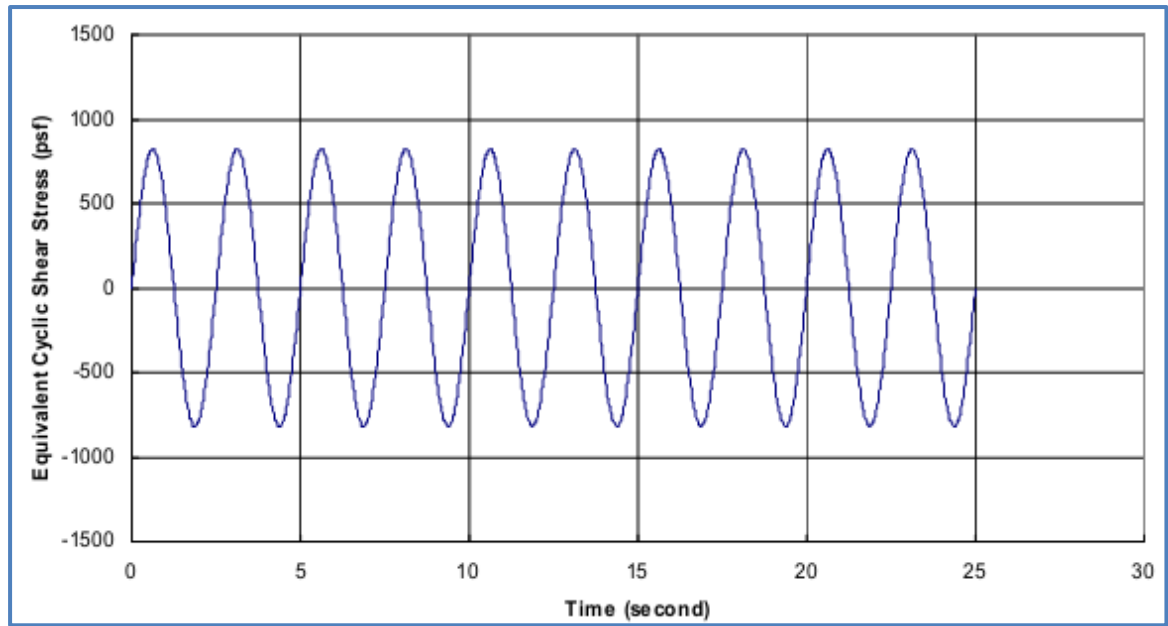


Figure 2.7 : Contraintes de cisailment cycliques équivalentes.

II.2.3.2 Module de cisailment G sous conditions de chargements cycliques :

Les essais en laboratoire ont prouvé que la rigidité du sol change avec l'amplitude des déformations sous conditions de chargements cycliques. Le module de cisailment des sols diminue avec l'augmentation de l'amplitude cyclique des déformations de cisailment. En utilisant une relation empirique entre G_{max} et la contrainte principale moyenne initiale comme suit :

$$G_{max} = k(\sigma'_m)^n \quad (2.3)$$

Avec : k et n sont des constantes.

σ'_m est la contrainte principale moyenne effective de confinement.

Une contrainte indépendante G_{max} , peut être obtenue en considérant l'exposant n égal à zéro. k est une constante dépendante de l'unité de contrainte qui peut se relier aux conditions réelles du sol, telles que la densité du sol et les conditions de surconsolidation.

Pour estimer le rapport G/G_{max} , Ishibashi et Zhang [32] ont développé une expression dont les variables principales sont l'indice de plasticité (PI) et la pression de confinement.

$$\frac{G}{G_{max}} = k(\gamma, PI)(\sigma'_m)^{m(\gamma, PI) - m_0} \quad (2.3)$$

$$k(\gamma, PI) = 0.5 \left\{ 1 + \tanh \left[\ln \left(\frac{0.000102 + n(PI)}{\gamma} \right)^{0.492} \right] \right\} \quad (2.4)$$

$$m(\gamma, PI) - m_0 = 0.272 \left\{ 1 - \tanh \left[\ln \left(\frac{0.000556}{\gamma} \right)^{0.4} \right] \right\} \exp(-0.0145PI^{1.3}) \quad (2.5)$$

$$n(PI) = 0.00 \quad \text{pour } PI = 0 \quad (2.5a)$$

$$n(PI) = 3.37 \cdot 10^{-6} PI^{1.404} \quad \text{pour } 0 < PI < 15 \quad (2.5b)$$

$$n(PI) = 7.00 \cdot 10^{-7} PI^{1.976} \quad \text{pour } 15 < PI < 70 \quad (2.5c)$$

$$n(PI) = 2.70 \cdot 10^{-5} PI^{1.115} \quad \text{pour } PI < 70 \quad (2.5d)$$

Ces expressions, ainsi qu'une gamme de valeurs assumées de la déformation de cisaillement cyclique permet de calculer les valeurs de G/G_{max} et de produire une fonction pour PI et une contrainte de confinement spécifiée. La variation du module de cisaillement sécant en fonction de l'amplitude de la déformation de cisaillement cyclique décrit par la fonction *G-Réduction*.

Dans les codes de calcul dynamique on trouve des courbes de références pour différents sols, La figure 2.8 montre la fonction du module de réduction G/G_{max} comme présentée dans les logiciels (SHAKE91, FLAC).

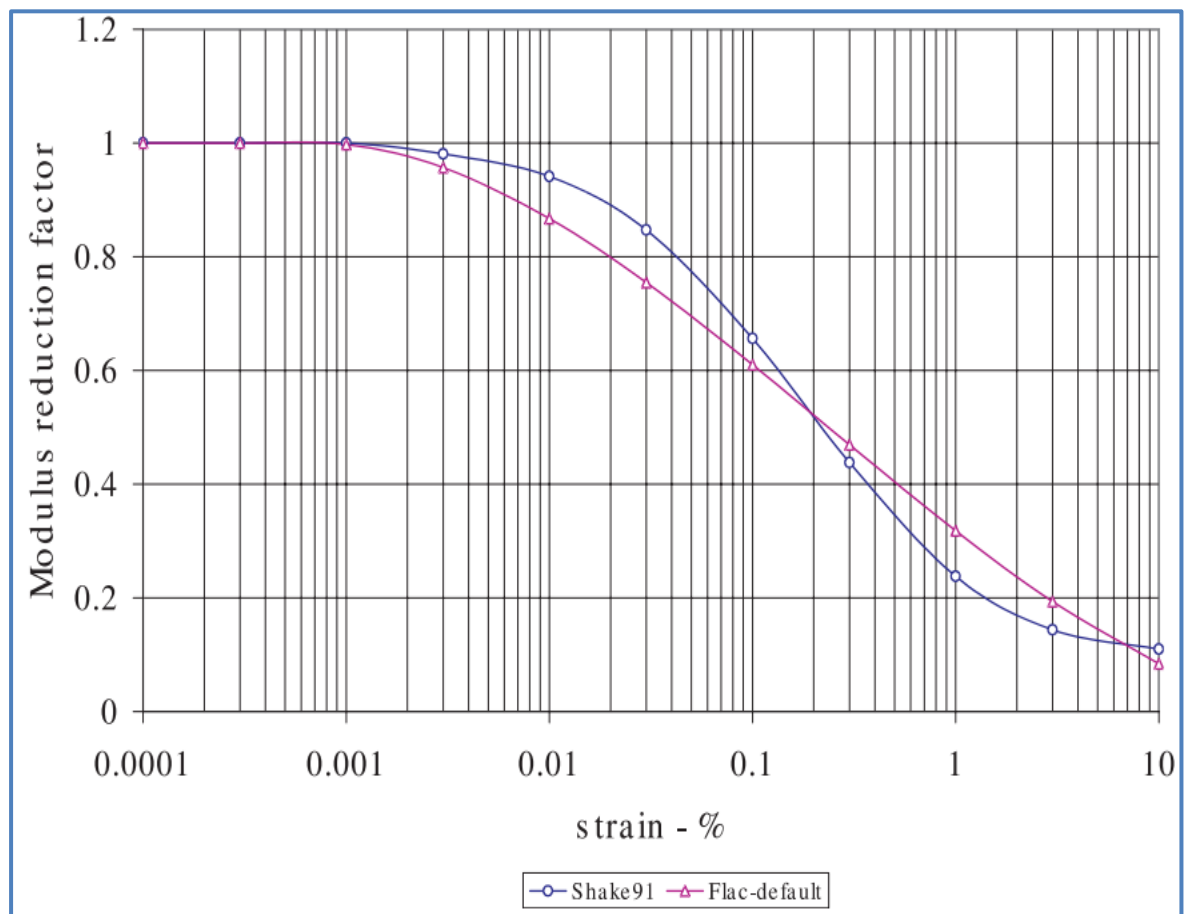


Figure 2.8 : Fonction G/G_{max} [33].

II.2.3.3 Facteur d'amortissement ξ sous conditions de chargements cycliques :

Puisque la diminution du module de cisaillement G est proportionnelle à l'augmentation de la déformation de cisaillement cyclique, la surface des boucles d'hystérésis (contrainte-déformation) connaît aussi une augmentation, traduisant l'accroissement du facteur d'amortissement avec une augmentation de l'amplitude de la déformation cyclique. Le facteur d'amortissement est employé dans la formation du terme d'amortissement dans la formulation par éléments finis de l'équation de mouvement. L'étude d'Ishibashi et Zhang [32] a menée au développement d'une expression, qui peut être utilisée pour estimer la fonction d'amortissement. Les variables dans cette expression sont l'indice de plasticité (PI), le rapport de réduction G/G_{max} , et indirectement la contrainte de confinement. L'expression d'Ishibashi et Zhang est :

$$\xi = 0.333 \frac{1 + \exp(-0.0145PI^{13})}{2} \left[0.586 \left(\frac{G}{G_{max}} \right)^2 - 1.547 \frac{G}{G_{max}} + 1 \right] \quad (2.6)$$

Le rapport G/G_{max} est calculé en fonction de PI donné et de la contrainte de confinement. Le facteur d'amortissement est alors calculé pour le même PI donné pour une gamme de valeurs des contraintes de cisaillement cycliques. La figure 2.9 montre la fonction du facteur d'amortissement comme présentée dans les logiciels (SHAKE91, FLAC).

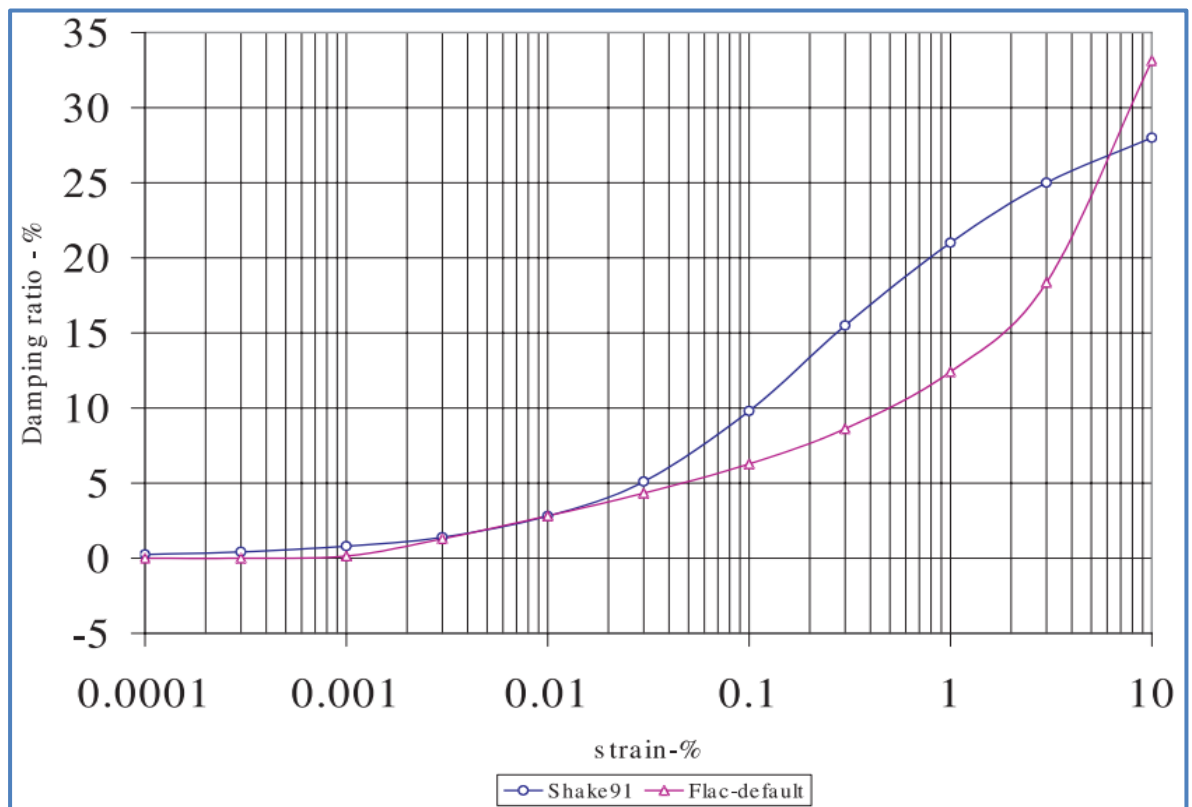





Figure 2.9 : Fonction du facteur d'amortissement [33].

II.3 METHODES D'ANALYSE SISMIQUES DES BARRAGES EN TERRE :

La sécurité sismique des barrages en terre est directement liée aux déformations permanentes éprouvées pendant et après un tremblement de terre, la stabilité des pentes pendant et après le tremblement de terre, mouvements dynamiques de pente, des pressions interstitielle excessives en matériaux de remblai et la fondation qui peuvent induire la liquéfaction de sol.

La plupart des méthodes couramment utilisées pour étudier la stabilité sismique des barrages en terre et d'autres structures en sol soumises à des sollicitations sismiques sont dérivées en trois parties :

-  Les méthodes théoriques.
-  Les méthodes empiriques.
-  Les méthodes numériques.

II.3.1 Les méthodes théoriques

II.3.1.1 Méthode Pseudo-statique : [1], [35]

Vers les années 1970, l'analyse pseudo-statique était la méthode standard pour l'analyse de la stabilité des barrages en terre vis-à-vis des séismes, Cette méthode intègre l'effet de la sollicitation sismique dans une analyse de stabilité statique conventionnelle sous la forme d'une force statique horizontale appliquée au centre de gravité de la masse du sol au-dessus de la surface de rupture potentielle considérée. Cette force est égale au produit d'un coefficient sismique K_s , et du poids du sol impliqué (figure 2.10).

L'application d'une force horizontale constante est visiblement très peu représentative de l'effet d'un séisme sur une pente. Il se résulte que la détermination du coefficient sismique est un aspect problématique de l'utilisation de cette méthode. Seed [28] remarque que les analyses pseudo-statiques menées dans différentes régions sismiques sont réalisées avec des coefficients sismiques trop petits et ne considèrent pas les effets d'une sollicitation sismique sur la résistance des matériaux formant la pente. Le coefficient sismique est généralement choisi sans aucune justification théorique [34]. L'utilisation d'un coefficient sismique égal à l'accélération maximale au niveau de la fondation de la structure, souvent considérée conservatrice, ne l'est pas nécessairement. En effet, l'amplitude des accélérations dans la structure en sol peut être plus petite ou plus grande que celle au niveau de la fondation, selon la période naturelle et les caractéristiques d'amortissement de la structure et la nature de la sollicitation sismique.

Comme cette méthode n'introduit généralement pas l'influence de la sollicitation sismique sur la résistance du sol, un coefficient de sécurité supérieur à 1.0 ne signifie pas nécessairement une condition stable. Afin de parer à ce problème, une correction au coefficient de sécurité déterminé est appliquée pour prendre en compte l'affaiblissement de la résistance dû au chargement sismique.

Il reste qu'un facteur de sécurité de 1,0 ne traduit pas nécessairement une condition d'instabilité. En effet, le coefficient de sécurité peut descendre jusqu'à 1,0 à plusieurs reprises durant un séisme mais durant de très courtes périodes de temps, faisant en sorte que seul un déplacement permanent se produit et non une rupture de la pente.

Toutefois, Seed [34] conclut que la méthode pseudo-statique fournit des résultats utiles lorsque les matériaux formant la pente ne sont pas soumis à une perte de résistance lors d'une sollicitation sismique. Le choix du coefficient sismique et l'interprétation des résultats restent difficiles.

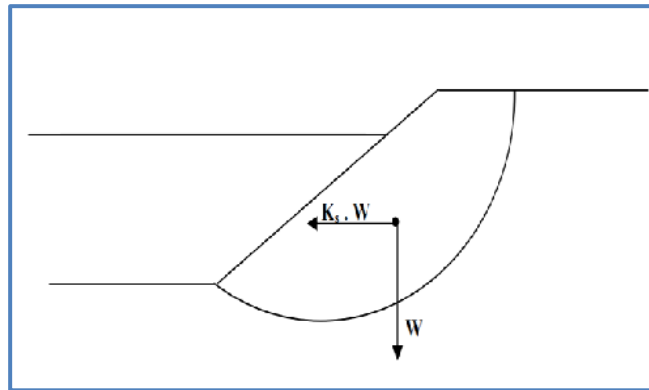


Figure 2.10 : Illustration de la méthode pseudo-statique.

II.3.1.2 Méthode de NEWMARK (1965) :

À l'année 1965, Newmark introduit les éléments de base d'une procédure pour l'évaluation de potentiel de déformation d'un barrage sous l'effet de chargement sismique, Cette méthode peut être considérée comme un développement de la méthode pseudo statique, elle permet d'évaluer le déplacement d'une masse de sol donnée lors d'un séisme. La méthode originale de Newmark s'applique au déplacement d'un bloc rigide sur un plan. Dans un premier temps, cette méthode permet de calculer l'accélération critique qui provoque une rupture selon une surface de glissement dans le parement étudié, Le déplacement du bloc est obtenu par la double intégration de la partie de l'accélérogramme mesuré au centre du bloc durant lesquels l'accélération critique a_c est dépassée (figure 2.11).

Des améliorations ont été introduites à cette technique afin de tenir compte de la variation de l'accélération dans la structure. Suite à l'étude de plusieurs cas de

chargement sismiques pour des configurations différentes de barrages, La procédure d'évaluation des déplacements permanents par la méthode de Newmark comporte les étapes suivantes :

- ✚ Détermination de l'accélération critique a_c pour la surface de rupture potentielle considérée. Cette accélération limite correspond au coefficient sismique k , de la méthode pseudo-statique, qui produit un coefficient de sécurité égale à 1.
- ✚ Détermination d'accélérogramme moyen de la masse au-dessus de la surface considérée.
- ✚ Un calcul de la réponse dynamique de la structure est généralement réalisé à cette fin.
- ✚ Calcul du déplacement le long de la surface considérée par double intégration des portions de l'accélérogramme dépassant l'accélération limite a_y .

Cette méthode n'est valable que pour des matériaux dont la résistance n'est pas affectée par la sollicitation sismique. [1], [35]

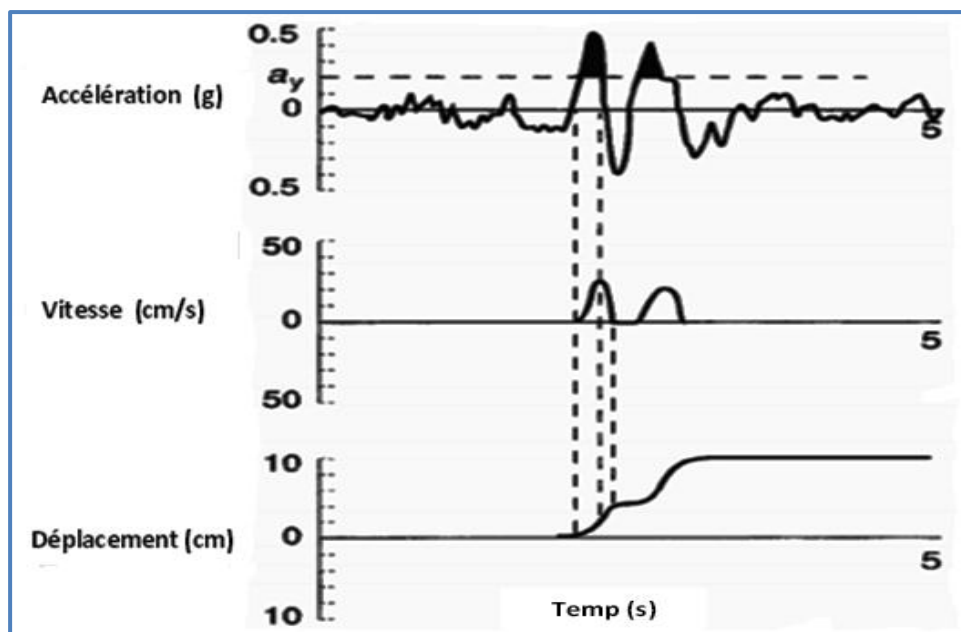


Figure 2.11 : Intégration de l'accélérogramme afin de déterminer les vitesses et les déplacements. [35]

II.3.1.3 Méthode de SARMA (1973) :

À l'année 1973 Sarma a proposé une méthode de calcul de l'accélération horizontale critique qui est nécessaire pour amener la masse du sol par la surface de glissement pour un état d'équilibre limite. Cette accélération critique est donc une mesure du facteur statique de sécurité.

Il y a deux façons possibles par lesquelles le coefficient de sécurité se réduit à un ou inférieure à un lors d'un séisme. Premièrement lorsque le barrage en remblai est soumis à des

mouvements du sol fort sera mis en vibration qui va produire les forces d'inertie de la structure. Cette collaboration avec les forces d'avant le séisme statique peut amener le facteur de sécurité à une valeur inférieure à 1. Mais si la force de la terre reste inchangé et si le déplacement de la masse a échoué n'est pas assez grand pour changer la configuration de la structure, le coefficient de sécurité après le séisme sera la même que celle avant le séisme. Deuxièmement, il est connu que la pression interstitielle au sein de la masse de sol d'un barrage en terre peut augmenter pendant le chargement du séisme.

Ainsi, l'augmentation des forces d'inertie ainsi que la diminution de la contrainte effective en raison de la pression interstitielle peut réduire le facteur de sécurité de la structure de l'unité à un moment donné au cours d'un tremblement de terre.

Toute autre augmentation de la force d'inertie va produire un déplacement de la masse du sol le long de la surface de rupture par rapport au corps principal du barrage. Le comportement de la pression interstitielle long de la surface de glissement pendant le déplacement est inconnu mais peut être supposée constante et égale à celle au moment où le coefficient de sécurité est un.

(Sarma, 1975) a proposé d'utiliser le modèle de Newmark pour analyser les effets des forces d'inertie et la pression interstitielle sur le coefficient de sécurité, de l'accélération critique et le déplacement ultérieur pendant un séisme. L'analyse est basée sur le principe de l'équilibre limite et le modèle du comportement obéit au critère de rupture de Mohr-Coulomb avec contraintes effectives. [1], [36]

II.3.1.4 Méthode de MAKDISI-SEED (1977) :

Lors de la Conférence de Rankine en 1965, Newmark a proposé une méthode servant à estimer le déplacement des barrages en remblai provoqué par les séismes fondée sur le concept que les mouvements des pentes sont amorcés lorsque la force due à l'inertie, à laquelle est soumise une zone de glissement potentielle, excède la limite de résistance élastique disponible le long de la surface de glissement. Ce faisant, Newmark traitait la zone de glissement comme un corps rigide. Makdisi et Seed (1977) ont modifié l'approche de Newmark en tenant compte du fait qu'un barrage en remblai se comporte en réalité comme une structure flexible, et ils ont mis au point une technique permettant d'estimer l'amplification des mouvements du sol jusqu'à la crête du barrage. Par conséquent, l'analyse se fait à partir de l'estimation de l'accélération maximale de la crête a_{max} pour un mouvement du sol d'une ampleur donnée, puis en déterminant l'accélération maximale de la zone de glissement potentielle, k_{max} . La valeur de l'accélération limite, k_y , de la zone de glissement est estimée en trouvant le coefficient de l'accélération horizontale moyenne dans

une analyse de stabilité de pente conventionnelle qui fournirait un coefficient de sécurité de 1,0. Ce coefficient est défini comme le rapport d'une force horizontale déstabilisante (comme celle pouvant être engendrée par un séisme) au poids de la zone de glissement. Le rapport de k_y à k_{max} peut alors être utilisé pour estimer le déplacement à la crête du barrage. Cette valeur estimée contient une composante horizontale et verticale.

Aux fins de la présente analyse, l'amplification de l'accélération maximale du sol de la base du barrage jusqu'à sa crête est estimée en utilisant la courbe de Jansen (figure 2.12). La valeur hypothétique de k_{max} a été désignée comme étant égale à a_{max} , qui correspond à l'accélération maximale du sol multipliée par le coefficient d'amplification. À la lumière des analyses réalisées dans le passé sur de grands barrages et selon le bon jugement, la période fondamentale du barrage a été fixée à 1,5sec. La valeur de k_y a été déterminée à l'aide d'analyses de stabilité conventionnelles, tel que décrit ci-dessous : [19]

| | Coefficient de sécurité sans séisme | Accélération Limite, k_y |
|-------------|-------------------------------------|----------------------------|
| Pente amont | 2,2 | 0,39 |
| Pente aval | 2,1 | 0,35 |

Tableau 2.1 : Valeurs de l'accélération limite k_y .

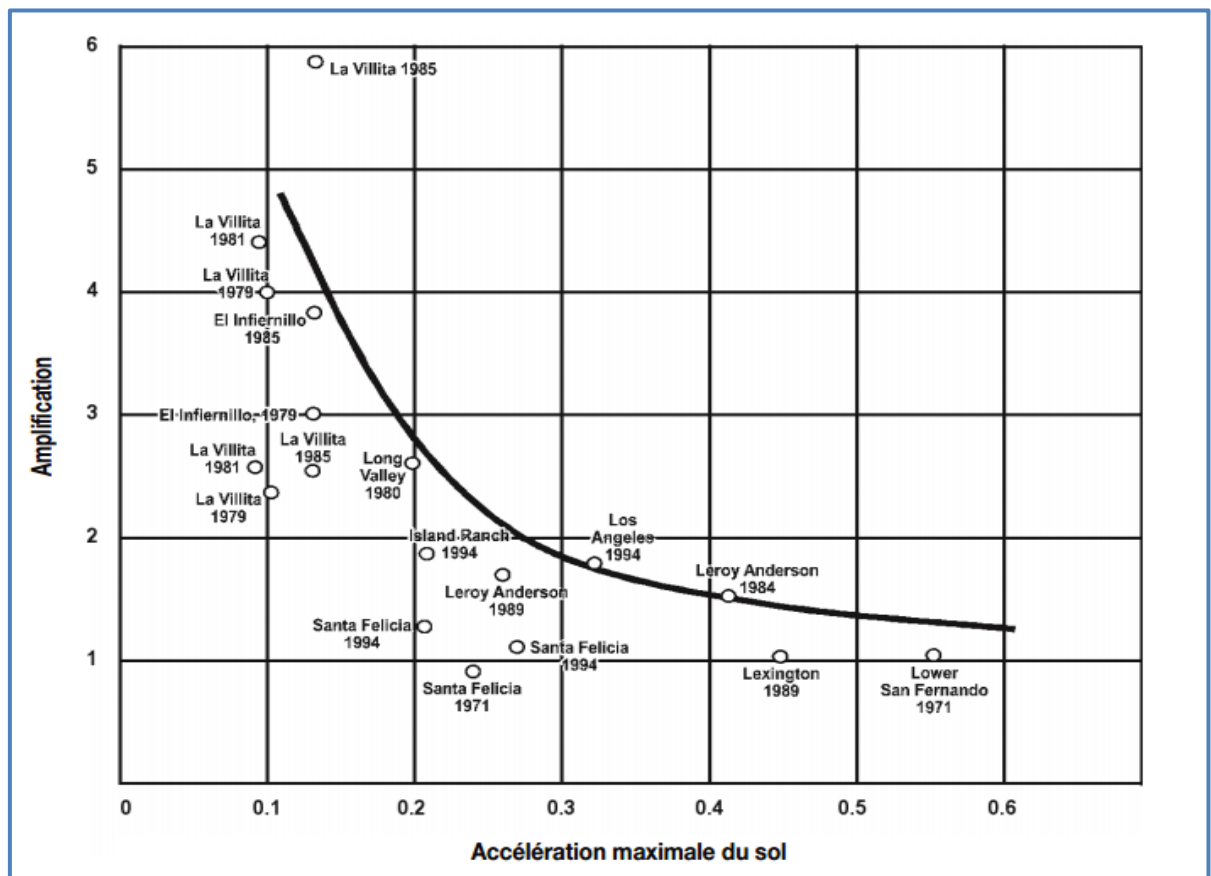


Figure 2.12 : Rapports mesurés des accélérations de la crête et de la base de barrages en remblai à la suite de séismes [19].

Notes :

1. Le graphique représente les accélérations mesurées sur des barrages en remblai qui varient grandement en matière de dimensions, de géométrie, de matériaux utilisés et de conditions des fondations.
2. Les deux valeurs représentées pour le barrage de La Villita, pour chacune des années indiquées, sont fondées sur les amplitudes positives et négatives des accélérogrammes asymétriques des mouvements de la crête.
3. L'enveloppe représente une limite supérieure des amplifications, reflétant la moyenne des accélérations maximales de la crête du barrage de La Villita lors du séisme de 1985.

Cette méthode indique un déplacement d'environ 1,3 m lors du séisme maximal du projet. L'utilisation d'un angle de frottement de 45 à 500 fournirait un coefficient de sécurité de presque 3,0. Une accélération limite supérieure et un déplacement estimé inférieur à un mètre en découlerait. Encore une fois, la revanche de 15 m serait satisfaisante, compte tenu du déplacement estimé, les diagrammes de Makdisi et Seed, sont présentés à la figure 2.13.

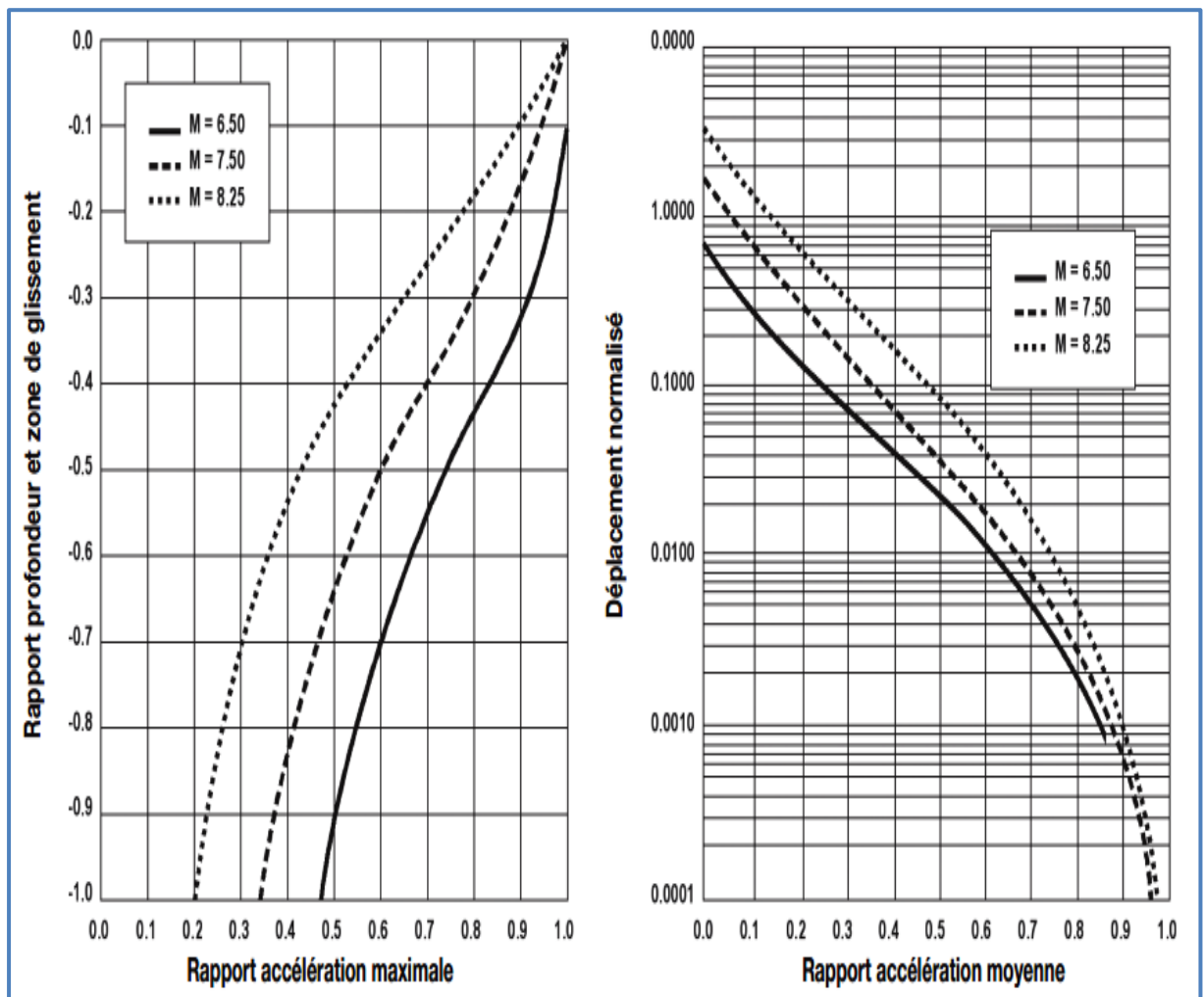


Figure 2.13 : Méthode de Makdisi/Seed [19].

II.3.1.5 Méthode de MINEIRO (1975,1979) :

À l'année 1975 et 1979 Mineiro proposé une méthode qui prend en compte la fragilité dynamique des sols et les pressions interstitielles générées lors d'un séisme [36].

La méthode considère les étapes suivantes:

- ✚ L'accélération limite initiale est déterminée par la résistance statique du matériau et en tenant compte des pressions interstitielles lors de la survenance du tremblement de terre et de la fragilité du matériau est calculée l'accélération limite résiduelle.
- ✚ Les accélérations induites par le tremblement de terre dans le corps du barrage sont calculées par la méthode des éléments finis en supposant un comportement élastique linéaire avec amortissement visqueux pour le matériau.
- ✚ L'évaluation des déplacements se fait compte tenu la valeur de l'accélération limite résiduelle et l'accélérogramme induite agissant sur la base de la surface de glissement.

II.3.2 Les méthodes empiriques

II.3.2.1 Méthode de JANSEN (1990) :

À l'année 1990 Jansen développé la relation empirique suivante entre la magnitude du séisme, M , l'accélération maximale de la crête a_{max} , La valeur de l'accélération limite, a_y et le tassement total de la crête, U_C :

$$U_C = [48.26(M/10)^8(a_{max} - a_y)] / \sqrt{a_y} \quad (2.7)$$

La valeur de l'amplification à la crête (a_{max}) dans l'équation ci-dessus peut être obtenue à partir de la figure 2.14. Cette méthode ne considère pas la hauteur du barrage directement dans l'évaluation de déplacement [13].

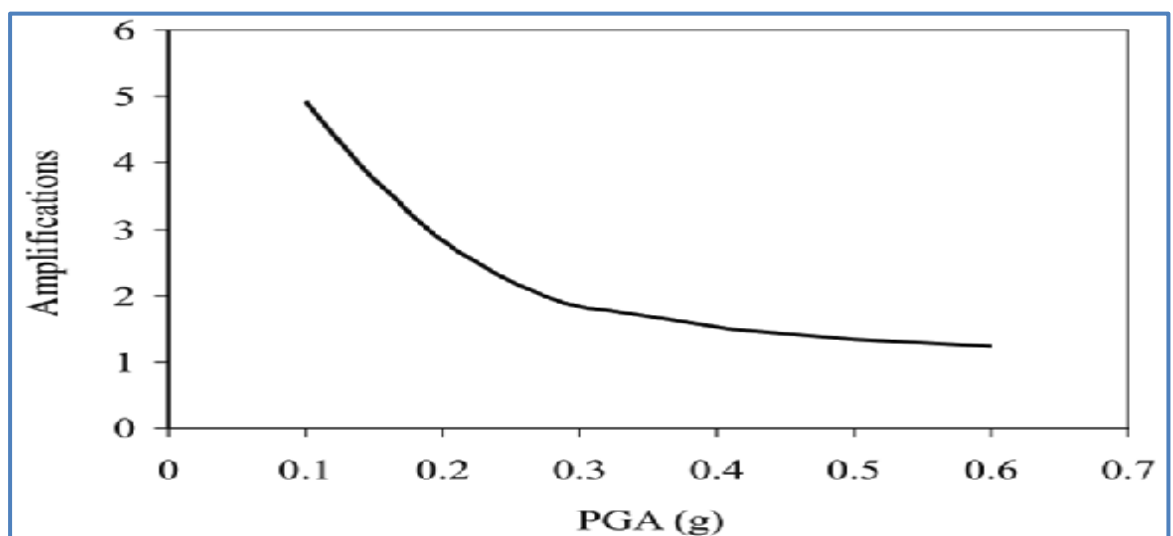


Figure 2.14 : Amplification des barrages en remblai pendant un tremblement de terre [13].

II.3.2.2 Méthode de SWAISGOOD (1995,1998) :

Lors de la conférence régionale de l'ouest de l'Association « of State Dam Safety Officials » en mai 1995, Swaisgood a estimé les déformations mesurées sur des barrages en enrochement à la suite de séismes présentées dans le tableau 2.2 [19].

Cette relation concerne le tassement de la crête U_C (exprimée en pourcentage du barrage et de l'épaisseur combinée alluvions) à un facteur d'énergie sismique (SEF), le type de barrage (K_{typ}), hauteur du barrage (DH), et la profondeur des alluvions (A_t) comme suit:

$$U_C(\%) = SEF \times K_{typ} \times DH \times A_t \quad (2.8)$$

Le facteur de l'énergie sismique (SEF) dans l'équation ci-dessus dépend de magnitude du séisme (M) et l'accélération maximale du sol (PGA) sur le site du barrage et est exprimé comme suit:

$$SEF = \exp^{[(0.7168 \times M) + (6.405 \times PGA) - 9.098]} \quad (2.9)$$

En 1998, Swaisgood a amélioré son approche et a exprimé le tassement de la crête comme produit du (SEF) et du a facteur de résonance (RF) [13].

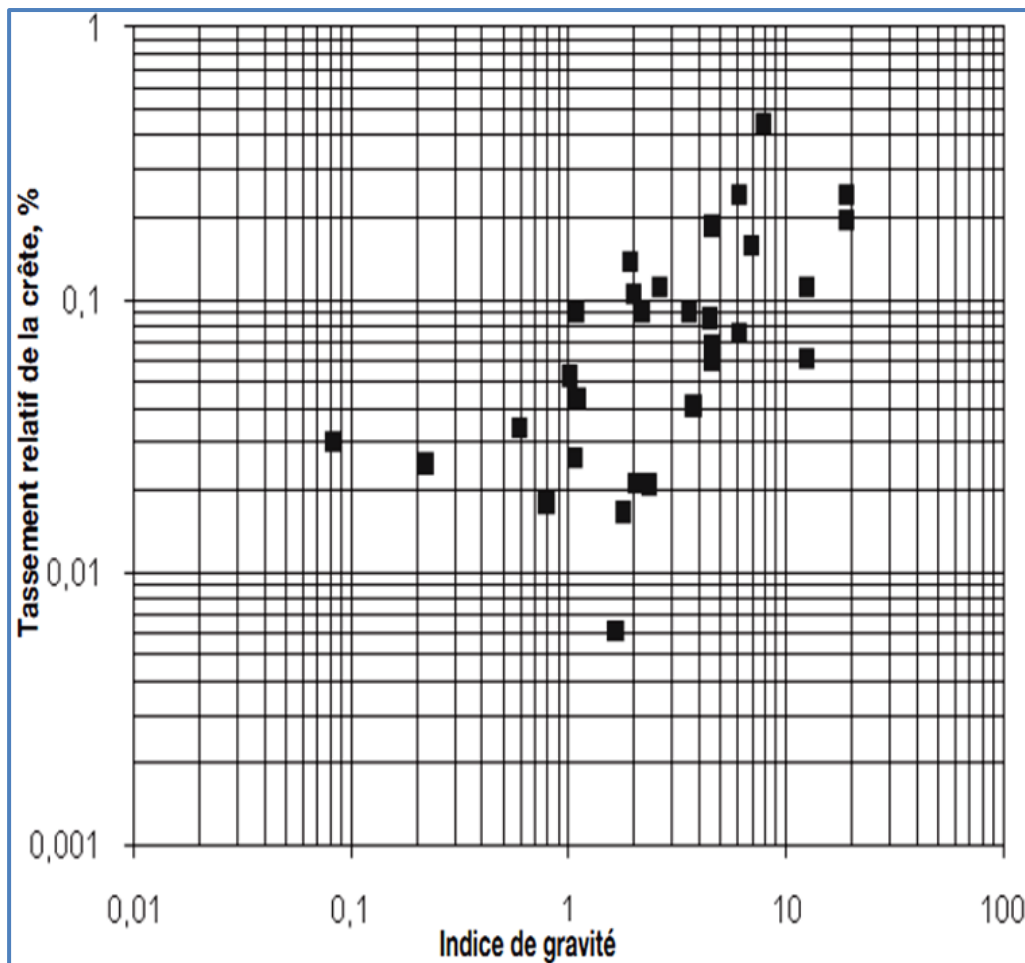


Figure 2.15 : Relation entre tassement différentiel et indice de gravité du séisme [19].

| Nom de Barrage | Endroit | Type de Barrage | DH (m) | A _t (m) | Nom de séisme | Année | Magnitude | PGA.g | Tassement De la Crête (cm) | Tassement relatif (%) | Indice de gravité |
|-----------------|--------------|-----------------|--------|--------------------|----------------|-------|-----------|-------|----------------------------|-----------------------|-------------------|
| Cogoti | Chili | CFRD | 85,4 | 0,0 | Illapei | 1943 | 7,9 | 0,20 | 37,8 | 0,44 | 7,86 |
| La Villita | Mexique | ECRD | 60,1 | 75,3 | Mich.-Guerrero | 1985 | 8,1 | 0,13 | 32,9 | 0,24 | 6,07 |
| Pantabangan | Philippines | ECRD | 114,3 | 0,0 | Philippines | 1990 | 7,7 | 0,58 | 27,7 | 0,24 | 19,01 |
| Aya | Philippines | ECRD | 102,1 | 0,0 | Philippines | 1990 | 7,7 | 0,58 | 20,1 | 0,20 | 19,01 |
| Los Angeles | Californie | ECRD | 47,3 | 0,0 | Northridge | 1994 | 6,7 | 0,43 | 8,8 | 0,19 | 4,58 |
| Makio | Japon | ECRD | 95,0 | 0,0 | Naganoken | 1984 | 6,8 | 0,57 | 15,0 | 0,16 | 6,94 |
| Matahina | Nelle-Zéland | ECRD | 86,0 | ? | Edgecumbe | 1987 | 6,3 | 0,33 | 11,9 | 0,14 | 1,92 |
| Diayo | Philippines | ECRD | 60,1 | 0,0 | Philippines | 1990 | 7,7 | 0,38 | 6,7 | 0,11 | 12,45 |
| Namioka | Japon | ECRD | 52,1 | 0,0 | Nihonkai-Chubu | 1983 | 7,7 | 0,08 | 5,8 | 0,11 | 2,62 |
| La Villita | Mexique | ECRD | 60,1 | 75,3 | Playa Azul | 1981 | 7,3 | 0,09 | 14,3 | 0,11 | 1,98 |
| Minase | Japon | CFRD | 67,1 | ? | Nigata | 1964 | 7,5 | 0,08 | 6,1 | 0,09 | 2,16 |
| La Villita | Mexique | ECRD | 60,1 | 75,3 | n.d. | 1985 | 7,5 | 0,04 | 12,2 | 0,09 | 1,08 |
| El Infiernillo | Mexique | ECRD | 146,0 | 0,0 | n.d. | 1979 | 7,6 | 0,12 | 13,1 | 0,09 | 3,57 |
| North Dike (LA) | Californie | ECRD | 35,7 | 0,0 | Northridge | 1994 | 6,7 | 0,42 | 3,0 | 0,09 | 4,47 |
| El Infiernillo | Mexique | ECRD | 146,0 | 0,0 | Mich.-Guerrero | 1985 | 8,1 | 0,13 | 11,0 | 0,08 | 6,07 |
| San Justo | Californie | ECRD | 39,9 | 14,0 | Loma Prieta | 1989 | 7,1 | 0,26 | 3,7 | 0,07 | 4,57 |
| Canili | Philippines | ECRD | 70,1 | 0,0 | Philippines | 1990 | 7,7 | 0,38 | 4,3 | 0,06 | 12,45 |

| | | | | | | | | | | | |
|----------------|-------------|------|-------|------|--------------|------|-----|------|-----|------|------|
| Leroy Anderson | Californie | ECRD | 71,6 | 0,0 | Loma Prieta | 1989 | 7,1 | 0,26 | 4,3 | 0,06 | 4,57 |
| Cogswell | Californie | CFRD | 81,1 | 0,0 | Sierra Madre | 1991 | 5,8 | 0,46 | 4,3 | 0,05 | 1,01 |
| El Infiernillo | Mexique | ECRD | 146,0 | 0,0 | Playa Azul | 1981 | 7,3 | 0,05 | 6,4 | 0,04 | 1,10 |
| Nagara | Japon | ECRD | 52,1 | ? | Chiba-Toh | 1987 | 6,9 | 0,27 | 2,1 | 0,04 | 3,73 |
| La Villita | Mexique | ECRD | 60,1 | 75,3 | n.d. | 1979 | 7,6 | 0,02 | 4,6 | 0,03 | 0,60 |
| Tsengwen | Taiwan | ECRD | 131,4 | ? | n.d. | 1976 | 5,3 | 0,16 | 4,0 | 0,03 | 0,08 |
| Cogswell | Californie | CFRD | 81,1 | 0,0 | Northridge | 1994 | 6,7 | 0,10 | 2,1 | 0,03 | 1,06 |
| El Infiernillo | Mexique | ECRD | 146,0 | 0,0 | n.d. | 1975 | 5,9 | 0,08 | 3,7 | 0,03 | 0,22 |
| Leroy Anderson | Californie | ECRD | 71,6 | 0,0 | Morgan Hill | 1984 | 6,2 | 0,41 | 1,5 | 0,02 | 2,01 |
| Miboro | Japon | ECRD | 129,9 | 0,0 | Kitamino | 1961 | 7,0 | 0,15 | 2,7 | 0,02 | 2,34 |
| La Villita | Mexique | ECRD | 60,1 | 75,3 | n.d. | 1975 | 7,2 | 0,04 | 2,4 | 0,02 | 0,79 |
| El Infiernillo | Mexique | ECRD | 146,0 | 0,0 | n.d. | 1975 | 7,2 | 0,09 | 2,4 | 0,02 | 1,77 |
| Magat | Philippines | ECRD | 100,0 | 0,0 | Philippines | 1991 | 7,7 | 0,05 | 0,6 | 0,01 | 1,64 |
| Oroville | Californie | ECRD | 234,8 | 0,0 | Oroville | 1975 | 5,9 | 0,10 | 0,9 | 0,00 | 0,27 |

Légende :

- DH Hauteur du barrage, en m
- A_t Épaisseur de l'alluvion sous le barrage, en m
- ECRD Barrage en enrochement avec noyau de terre
- CFRD Barrage en enrochement à masque amont en béton
- PGA Accélération maximale du sol
- Tassement relatif Tassement de la crête divisé par la hauteur combinée du barrage et de l'épaisseur de l'alluvion, en pourcentage
- Indice de gravité PGA * (Magnitude du séisme - 4,5) ^3

Tableau 2.2 : Déformation de barrages en enrochement due aux séismes [19].

II.3.2.3 Méthode de BUREAU (1985,1997) :

En guise de complément à son analyse de 1985, Bureau présente dans son ouvrage de 1997 un tableau qui met en relation le tassement relatif de la crête et l'indice de gravité des séismes pour diverses valeurs de l'angle de frottement du matériau de remblai (figure 2.16). Le tableau est fondé sur les analyses par éléments finis de barrages typiques en enrochement. Il convient de noter que le tassement est obtenu en multipliant la hauteur du barrage par la valeur indiquée dans le graphique, puis en divisant par 100. L'utilisation de cette méthode indique un tassement d'environ deux mètres si devait survenir le séisme maximal de projet lorsqu'un angle de frottement de 40° est utilisé. L'utilisation d'un angle de 50° impliquerait un tassement de la crête d'environ 1 m. Encore une fois, la revanche de 15 m au-dessus du niveau maximal d'opération serait satisfaisante, à la lumière du tassement estimé [19].

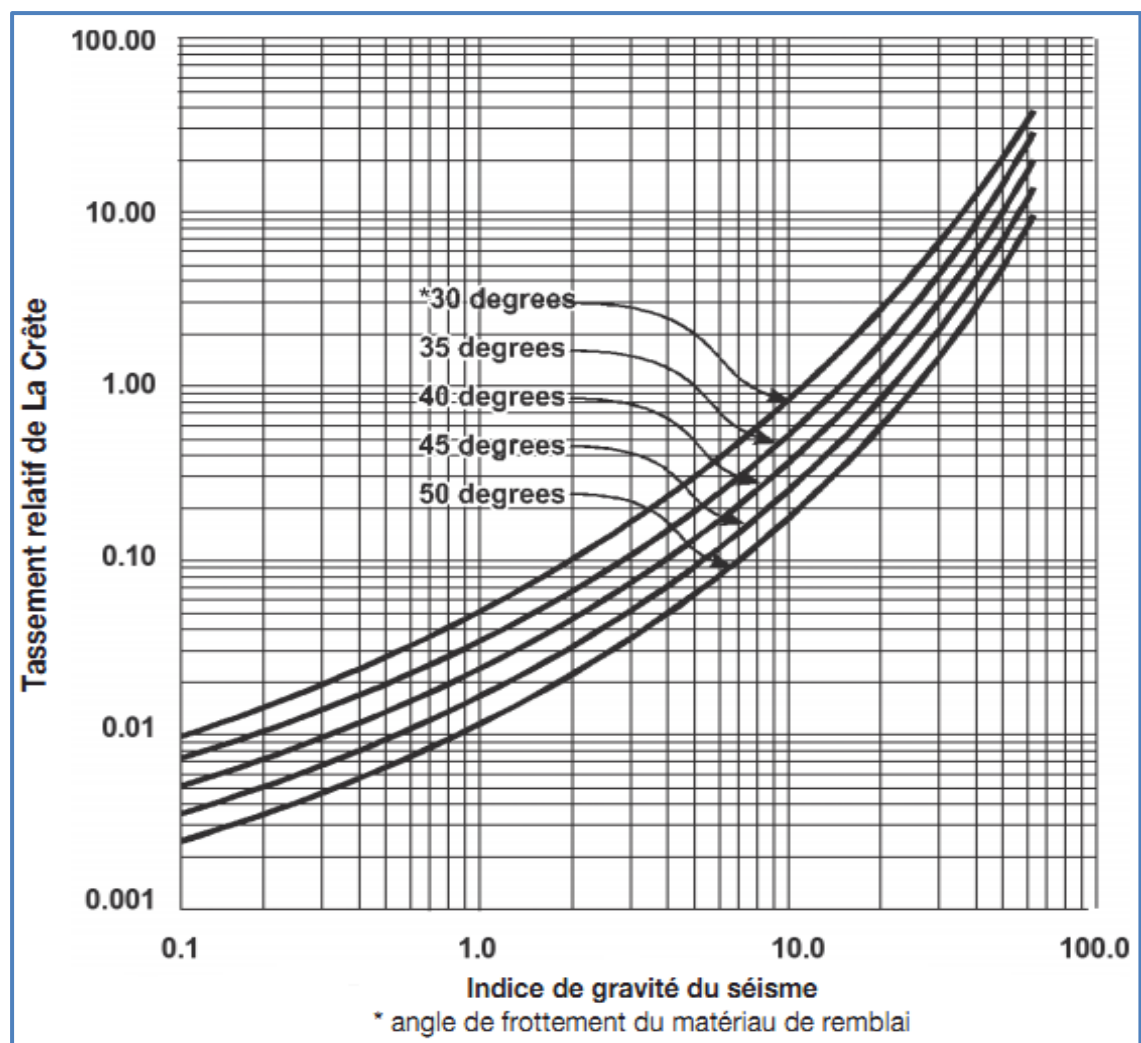


Figure 2.16 : Comportement anticipé (de Bureau 1997). [19]

II.3.3 Les méthodes numériques

Les techniques de la modélisation numérique comme ont été employées la première fois par Clough et Chopra pour l'analyse dynamique des barrages en terre (1966), ensuite par Ghaboussi (1967), Schnabel et al. (1972), Ghaboussi et Wilson (1973), Idriss et al. (1973), Martin et al (1975), Finn et al (1977), Lee et Finn (1978), White et al (1979), Zienkiewicz et Shiomi (1984), Finn et al (1986), Medina et al (1990) et Li et al (1992) [37]. Les codes numériques de la dynamique qui sont utilisés dans la pratique se divisent en deux catégories :

II.3.3.1 Codes en contraintes totales :

Les codes en contraintes totales, sont basés sur le concept des contraintes totales, et ne tiennent pas compte de la pression interstitielle dans l'analyse. Ils peuvent être divisés en deux grandes catégories :

Codes basé sur la méthode linéaire équivalente (EQL)

La méthode linéaire équivalente est développée par Seed et ses collègues en 1972, EQL est essentiellement une analyse élastique, développé pour l'approximation du comportement non linéaire des sols sous l'effet de chargement cyclique [38]. Les codes qui utilisent l'analyse EQL en pratique sont :

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

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

Codes non linéaire (Fully non-lineaire codes)

Ces codes donnent des valeurs de la déformation proche de la réalité, les codes non linéaire élastoplastique typiquement utiliser pour l'analyse des barrages en terre sont DIANA (KAWAI 1985), ANSYS (SWANSON 1992), FLAC [37], etc. Les modèles constitutifs dans ces codes varient de simples non linéaire hystérétiques modèles aux plus complexes modèles élastoplastique cinématique écrouissables.

En comparant les deux familles de codes, on a constaté que les codes élastoplastiques non linéaire sont plus complexes et demandent beaucoup plus de temps de calcul, cependant, ils prévoient une analyse plus réaliste de comportement des barrages en terre sous l'effet de séisme [38].

II.3.3.2 Codes en contraintes effectives :

La majorité des codes en contraintes effectives ont été développées pour répondre au besoin de modéliser la pression interstitielle générée et dissipée dans les matériaux susceptibles à la liquéfaction. Tout ça pour avoir une meilleure approximation des déformations permanentes sous l'effet de chargement sismique [37]. Ces codes se divisent en deux catégories :

+ Codes complètement couplés

Où le sol est traité comme milieu bi-phasique : sol et l'eau, en considérant deux types de pressions interstitielles, la première transitoire reliée aux déformations élastique et la seconde résiduelle reliée aux déformations plastiques, cette dernière représente le grand défi pour la prédire dans ces codes. La détermination de la pression interstitielle sous l'effet de chargement sismique est très complexe, les études effectuées sur différents codes, suggèrent que les prédictions de la réponse dépendent forcément d'un certain pas : lorsque le pas de la charge est similaire au pas des contraintes utilisé pour la calibration de modèle, la prédiction est bonne, et dans le cas contraire on aura une faible prédiction. On trouve comme codes : DNAFLOW, DYNARD, SWANDYNE, et SUMDES.

+ Codes semi-couplé

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

II.4 CONCLUSION :

Pour conclure ce chapitre, nous pouvons rappeler que les méthodes couramment utilisées pour l'analyse de la stabilité sismique des barrages en terre sont très nombreuses, allant de l'analyse d'équilibre limite la plus simple jusqu'aux techniques de modélisation numérique fortement sophistiqué. Ces méthodes permettent de simuler le comportement dynamique de structures composées de sol ou de roches. Leur principal avantage sur les techniques exposées est leur capacité à prendre en compte la difficulté du modèle.

CHAPITRE III:

PRESENTATION DE L'OUTIL DE SIMULATION NUMERIQUE

III.1 INTRODUCTION :

Le logiciel est un code de calcul en différences finies explicites basé sur une formulation numérique appelée « méthode des éléments lagrangiens » (Billiaux et Cundall, 1993). Ce chapitre englobe la présentation et les conditions d'utilisation du logiciel FLAC2D utilisé pour simuler le comportement dynamique des ouvrages en deux dimensions (2D) composées de sols ou de roches.

III.2 DESCRIPTION DU CODE DE CALCUL :

Le logiciel de modélisation en deux dimensions FLAC2D permet la résolution de problèmes en contraintes - déformations dans un milieu continu. En tout point du massif, le tenseur des contraintes et des déformations est connu, ce qui permet de visualiser les phénomènes en jeu.

Les rappels théoriques qui suivent sont tirés du manuel d'utilisation du logiciel publié par Itasca (2005) [33].

Le programme est basé sur la méthode des différences finies :

- ✚ Les variables sont connues en des lieux discrets de l'espace et il n'est pas nécessaire de stocker une matrice de rigidité globale.
- ✚ Le schéma de résolution est explicite : le calcul dans un élément est effectué sans tenir compte des éléments voisins.

III.2.1 Méthode des différences finies

La méthode des différences finies est une méthode qui permet de résoudre des systèmes d'équations différentielles avec conditions initiales et/ou aux limites. Toute dérivée dans le système d'équations est remplacée par une expression algébrique en termes de variations intervenant dans le système d'équations (contrainte ou déformation), en des lieux discrets de l'espace. Ces variables sont indéterminées ailleurs. Le programme en différences finies FLAC ne nécessite pas le stockage d'une matrice de rigidité globale de grande taille : les équations sont reformulées à chaque pas.

III.2.2 Analyse Lagrangienne

Dans la méthode proposée, les coordonnées des nœuds peuvent être facilement réactualisées à chaque pas de temps, et le maillage se déforme avec le matériau qu'il représente. La formulation est donc « Lagrangienne », par opposition à la formulation « Eulérienne », pour laquelle le maillage reste fixe. L'intérêt de la méthode Lagrangienne est qu'elle permet de traiter facilement des problèmes en grandes déformations.

III.2.3 Schéma de résolution explicite

La méthode de résolution adoptée par FLAC consiste en une application non traditionnelle de la méthode des différences finies explicites, contrairement aux schémas de résolution implicites généralement adoptés. L'objectif de cette méthode est de traiter un problème statique par l'intermédiaire de la dynamique. Dans la réalité, une partie de l'énergie de déformation accumulée par le système est convertie en énergie cinétique qui va se

propager et se dissiper dans le matériau environnant. Le schéma de résolution explicite intègre ce phénomène en prenant en compte les équations dynamiques du mouvement. Le déséquilibre induit en une zone va se propager dans l'ensemble du massif. De plus, le mode incrémental de résolution du système assure la stabilité du schéma numérique puisque même si le système est instable à certains instants, les chemins de contrainte et de déformations sont respectés à chaque pas.

La figure 3.1 précise la séquence de calcul utilisée pour un pas de temps Δt . Dans chaque boîte, toutes les variables à traiter sont remises à jour à partir de valeurs connues qui doivent, elles, rester fixes durant la période de calcul Δt . C'est le principe fondamental de la résolution explicite. Ainsi, le calcul de nouvelles contraintes n'affecte pas les vitesses calculées dans la boîte précédente. Cette hypothèse est justifiée par Itasca Consulting Group (2002) en relativisant le problème : en effet, si un pas de temps Δt d'une durée assez petite est choisi, de manière à ce que l'information ne puisse pas passer d'un élément à l'autre au cours de cet intervalle de temps, des éléments voisins ne pourront pas s'influencer pendant une période de calcul. Tout ceci se base sur l'idée que la vitesse de l'« onde de calcul » est toujours supérieure à celle des ondes physiques, ce qui permet de figer les valeurs connues et utilisées pendant la durée Δt .

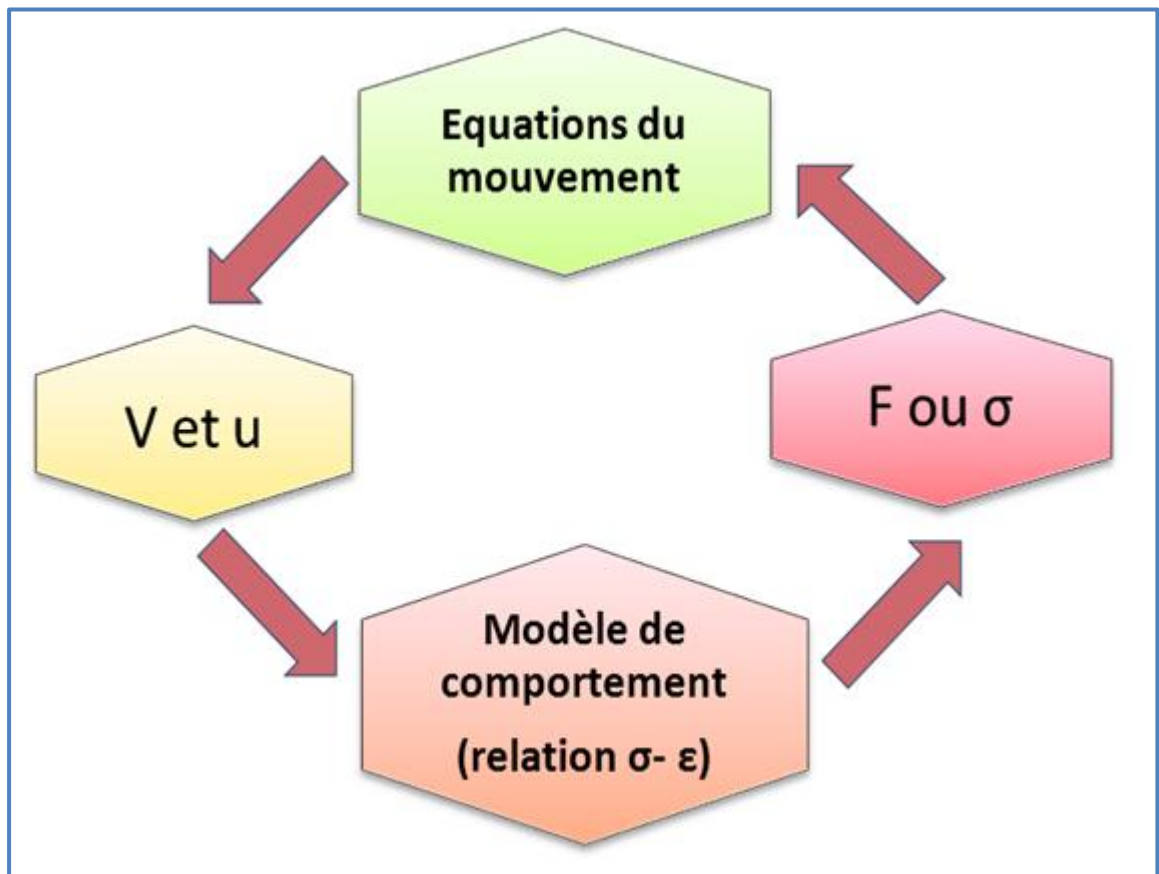


Figure 3.1 : Séquence de calcul générale, d'après Billaux et Cundall (1993).

Avec :

- V : vitesse ;
- u : déplacement ;
- F : force ;
- σ : contrainte ;
- ε : déformation.

Les équations du mouvement sont utilisées pour calculer de nouvelles vitesses et donc de nouveaux déplacements à partir des contraintes et des forces en jeu. Rappelons que pour un solide déformable dans un référentiel lagrangien, l'équation du mouvement de Newton est exprimée par l'équation 3.1.

$$\rho \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial t} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho g_i \quad (3.1)$$

Avec :

- ρ : Masse volumique ;
- t : Temps ;
- \dot{u} : Vecteur vitesse ;
- x : Vecteur position ;
- g : Accélération due aux forces de volume.

Les taux de déformations e'_{ij} (Équation 3.2) sont ensuite déduits et la loi de comportement du matériau (Équation 3.3) est utilisée pour calculer de nouvelles contraintes. Chaque séquence de calcul forme un cycle de calcul.

$$\dot{e}_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \dot{u}_j}{\partial x_i} \right) \quad (3.2)$$

$$\sigma_{ni} = f(\sigma_p, \varepsilon, k) \quad (3.3)$$

Avec :

- σ_{ni} : Nouvelles contraintes
- σ_p : Contraintes du cycle de calcul précédent
- ε : Déformation
- k : Paramètre d'écrouissage

Ainsi formulée, la méthode de résolution implémentée dans FLAC présente des avantages et des inconvénients si on tente de la comparer à d'autres méthodes bien connues telle que la méthode implicite utilisée par les éléments finis. Le Tableau 3.1 résume ces différences, mais nous allons quand même insister sur le fait que, dans un calcul Flac, aucune itération n'est nécessaire pour calculer les contraintes à partir des déformations quel que soit le type de comportement envisagé pour le sol.

Néanmoins un inconvénient subsiste lors de la résolution de problèmes linéaires en petites déformations. En effet, l'imposition d'un pas de temps trop petit nécessite obligatoirement un nombre de cycles de calcul important pour obtenir la solution. Il semble donc que le domaine de prédilection d'une méthode explicite soit l'étude de systèmes comprenant par exemple des non-linéarités, de grandes déformations ou des instabilités physiques.

La résolution explicite constitue donc une méthode bien adaptée aux types de difficultés auxquels nous nous sommes intéressés.

| <i>Méthode explicite</i> | <i>Méthode implicite</i> |
|---|--|
| Le pas de temps doit être inférieur à une valeur critique pour assurer la stabilité. | Pas de restriction sur le pas de temps, au moins pour certains schémas de résolution |
| Peu de calculs par pas de temps. | Nombreux calculs par pas de temps. |
| Par d'amortissement numérique significatif introduit pour les problèmes dynamiques. | Amortissement numérique dépendant du temps pour les schémas inconditionnellement stables. |
| Prise en compte de lois de comportement non linéaires sans itérations supplémentaires | Nécessité d'une procédure itérative pour la prise en compte de comportements non linéaires. |
| Si le pas de temps est inférieur à sa valeur critique, une loi non linéaire est toujours suivie d'une manière correcte. | Il est toujours nécessaire de démontrer que la procédure est : stable, physiquement correcte, c'est-à-dire qu'elle permet de suivre un chemin de contraintes physiquement correct. |
| Aucune matrice n'est construite, la mémoire nécessaire est minimum. | Une matrice de rigidité doit être stockée, la mémoire nécessaire est importante. |
| Aucune matrice n'est construite, des grandes déformations et de grands déplacements peuvent être pris en compte avec quasiment aucun calcul supplémentaire. | Des calculs supplémentaires sont nécessaires pour suivre de grandes déformations et de grands déplacements |

Tableau 3.1 : Méthodes explicites et implicites (Cundall, 1980).

III.2.4 Modélisation numérique en différences finies : passage du problème continu à la discrétisation

En deux dimensions, le milieu continu est discrétisé en quadrilatères, chacun d'eux étant divisé en deux paires d'éléments triangulaires (a, b, c et d) à déformation uniforme comme indiqué sur la figure 3.2. La force exercée sur un nœud est la moyenne des forces pour

les deux paires de triangles, ce qui permet d'assurer une réponse symétrique à un chargement symétrique.

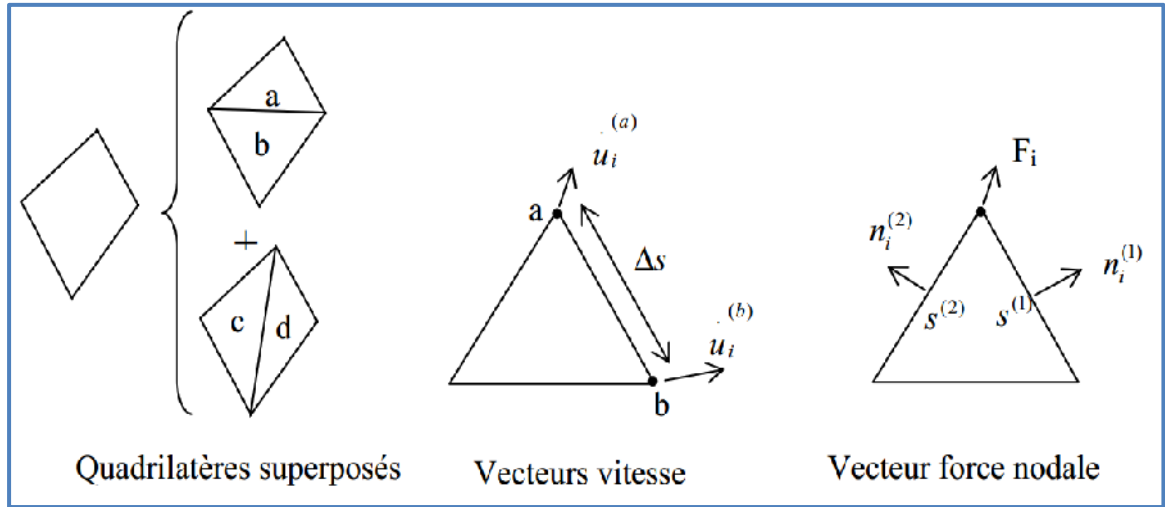


Figure 3.2 : Discretisation mixte.

A chaque étape de la figure 3.1 correspond une formulation numérique en différences finies. Les équations aux différences finies sont déduites du théorème de Gauss :

$$\int_s \mathbf{n}_i \cdot \mathbf{f} \cdot d\mathbf{s} = \int_A \frac{\partial \mathbf{f}}{\partial x_i} \cdot d\mathbf{A} \quad (3.4)$$

Où

- s : périmètre de l'élément de surface A ,
- \mathbf{n}_i : vecteur unitaire normal à s ,
- \mathbf{f} : scalaire, vecteur ou tenseur défini sur A et son périmètre.

Le tenseur taux de déformation est donné par l'équation 3.2 et l'application du théorème de Gauss permet d'obtenir une relation en fonction des vitesses au nœud (a) et (b) (Figure 3.2) :

$$\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} \cong \frac{1}{2A} \sum (\mathbf{u}_i^{(a)} + \dot{\mathbf{u}}_i^{(b)}) \mathbf{n}_j \Delta s \quad (3.5)$$

- Δs : distance du point a au point b,
- A : aire de l'élément.

A partir du tenseur des déformations $\dot{\epsilon}_{ij}$, on utilise la loi de comportement (et l'ajustement de rotation pour les grandes déformations) pour en déduire un nouveau tenseur de contrainte (Équation 3.3).

De ces contraintes on déduit la force totale appliquée à chaque nœud en sommant toutes les forces à ce nœud dues à chaque élément dont il fait partie, en ajoutant le chargement éventuel et les forces de volume $\mathbf{F}^g = \mathbf{g} m_g$.

ΣF_i est la force nette non équilibrée appliquée au nœud. On applique ensuite la loi de Newton (Équation 3.1) dont la formulation en différences finies est :

$$\dot{\mathbf{u}}_i \left(t + \frac{\Delta t}{2} \right) = \dot{\mathbf{u}}_i \left(t - \frac{\Delta t}{2} \right) + \sum \mathbf{F}_i(t) \frac{\Delta t}{m} \quad (3.6)$$

On obtient les nouvelles vitesses de déplacement aux nœuds puis on effectue le pas de calcul suivant.

En grandes déformations, on calcule également les nouvelles coordonnées du nœud :

$$\mathbf{x}_i^{(t+\Delta t)} = \mathbf{x}_i^{(t)} + \dot{\mathbf{u}}_i^{(t+\Delta t)} \Delta t \quad (3.7)$$




Les mouvements doivent être amortis de manière à arriver à l'état stationnaire (équilibre ou écoulement permanent) en un minimum de cycles. Par simplification, FLAC impose à chaque nœud une force d'amortissement dont le module est proportionnel au module de la force nette non-équilibrée, et dont la direction est telle qu'elle produit toujours un travail négatif. $\Sigma F_i^{(t)}$ est remplacé par $\Sigma F_i^{(t)} - \alpha \Sigma F_i^{(t)} \text{signe} \dot{\mathbf{u}}_i \left(t - \frac{\Delta t}{2} \right)$ dans l'équation de Newton. Avec cette forme, les forces de volume se dissipent à l'état stationnaire.

Le critère de convergence pour contrôler la fin des cycles de calcul est basé sur l'état d'équilibre de l'ensemble des éléments. Le programme teste pour chacun des éléments le déséquilibre de force et retient la force maximale non équilibrée. L'utilisateur définit la force en deçà de laquelle la convergence est supposée suffisante.

A l'atteinte de l'équilibre, les vitesses de déplacement des nœuds deviennent très faibles (un critère acceptable est une vitesse maximum de 10^{-7} m/s), à moins que l'on observe une rupture du sol. Dans ce cas, les vecteurs vitesses aux nœuds ont une direction privilégiée et ne tendent pas à se réduire (écoulement permanent).

III.2.5 Implémentation de modèles de comportement mécaniques dans le logiciel

Un certain nombre de modèles de comportement sont disponibles dans le logiciel, que l'on peut classer en trois groupes : le modèle nul, les modèles élastiques et les modèles plastiques :

-  Le modèle nul : il est utilisé pour représenter des zones de sol excavées,
-  Les modèles élastiques : le modèle élastique linéaire et isotrope et le modèle élastique transversalement isotrope,
-  Les modèles plastiques avec entre autres :
 - ✓ Le modèle élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb,
 - ✓ Le modèle élastoplastique avec écrouissage de Cam Clay.

Tous les modèles sont implémentés en utilisant le même algorithme numérique incrémental : à partir de l'état de contrainte du pas précédent et de l'incrément de déformation

totale du pas de temps actuel, l'incrément de contrainte correspondant est calculé et le nouvel état de contrainte est alors déterminé.

Il est possible d'introduire de nouvelles lois de comportement mécaniques dans le logiciel Flac. Cela est possible avec FLAC2D par l'intermédiaire du langage de programmation interne au logiciel (langage FISH).

La procédure générale d'implémentation s'effectue en quatre opérations, appelées aussi en langage Fish case of mode » :

- ✚ La première consiste à initialiser les variables et à mettre à jour éventuellement les propriétés des matériaux ; cette opération n'est appelée qu'une seule fois par élément et par pas de calcul,
- ✚ La seconde constitue le corps de la loi de comportement, qui définit les nouvelles contraintes en fonction des anciennes, du taux de déformation tensoriel et des paramètres d'écrouissage ; cette fonction est appelée quatre fois par élément et par pas de calcul, pour chacune des sous-zones triangulaires (Figure 4.1),
- ✚ La troisième consiste à définir le module de cisaillement maximal et le module de compressibilité œdométrique maximal afin de permettre au code numérique FLAC de déterminer, pour un calcul instantané, un pas de temps admissible, qu'il ajuste automatiquement aussi souvent que nécessaire,
- ✚ La dernière, uniquement effectuée en mode thermique, permet la gestion du couplage thermomécanique.

III.2.6 Eléments d'interface

Les éléments d'interface sont utilisés pour représenter le comportement des zones de localisation des déformations en cisaillement (surface de glissement) ou en traction (fissures).

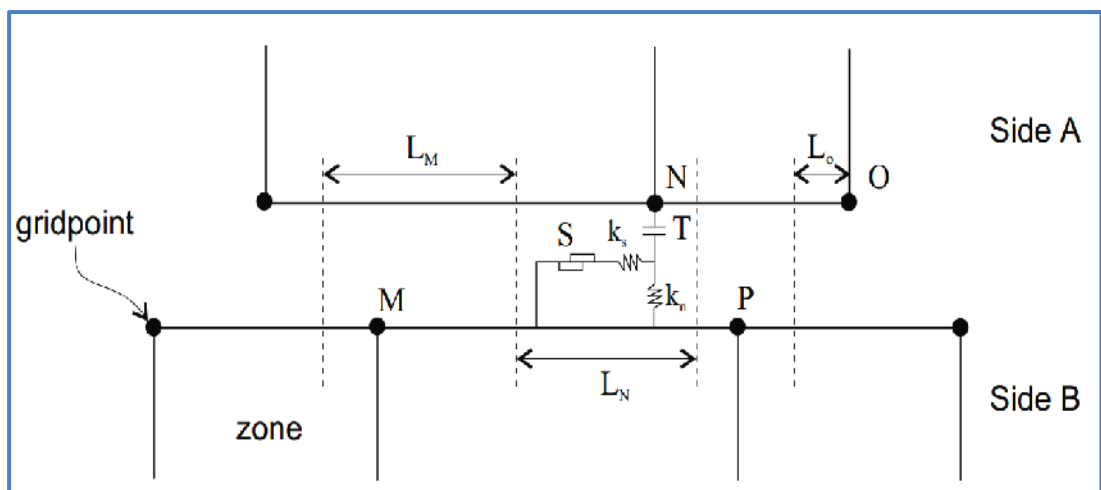


Figure 3.3 : Eléments d'interface.

- s : patin ;
- T : contrainte de traction ;
- k_n : raideur normal ;
- k_s : raideur tangentielle ;
- L_n : longueur associée au point N ;
- L_m : longueur associée au point M ;
- ----- : détermine la limite pour les segments adjacents (au milieu de deux points adjacents).

Les caractéristiques des interfaces sont :

- La raideur normale k_n (contrainte/déplacement) ;
- La raideur tangentielle k_s (contrainte/déplacement) ;
- La cohésion C (contrainte) ;
- L'angle de dilatance ;
- L'angle de frottement φ ;
- La résistance à la traction T (force).

Le critère de Coulomb est adopté. La force de cisaillement sur un élément de longueur L est limitée par la relation :

$$F_{s \max} = C \cdot L + \tan \varphi \cdot F_n \quad (3.8)$$

Pour les caractéristiques de frottement, de cohésion, de dilatance et de traction limite, on prend généralement celles du matériau le moins résistant. Les raideurs k_n et k_s sont plus difficiles à estimer. Afin de limiter les temps de calcul, FLAC propose la règle suivante : prendre des valeurs de raideurs k_n et k_s égales à dix fois la valeur de rigidité équivalente de la région voisine la plus rigide. La rigidité apparente d'une zone, exprimée en contrainte par unité de longueur est :

$$\max \left[\frac{K + \frac{3}{4}G}{\Delta z_{\min}} \right] \quad (3.9)$$

Où K et G sont respectivement les module volumique et de cisaillement et Δz_{\min} est la plus petite dimension dans la direction normale des zones adjacentes.

III.2.7 Éléments structurels

Afin de simuler les nappes de renforcement en base du matelas, des éléments structurels sont mis en œuvre. Deux types d'éléments permettent de modéliser les nappes de renforcement : les éléments câble et les éléments poutre. La description faite de ces éléments correspond à leur utilisation en deux dimensions (FLAC2D).

III.2.7.1 Éléments câble :

Lorsque le renforcement est utilisé pour augmenter la résistance au cisaillement du sol, des éléments câbles peuvent être mis en œuvre. Ces éléments peuvent notamment modéliser des tirants et des boulons.

Les éléments câbles sont des éléments finis rectilignes à un degré de liberté par nœud. Ils n'ont pas de résistance à la flexion, leur comportement est uniquement axial. Ces éléments peuvent être ancrés en un point spécifique du maillage ou bien liés au maillage afin qu'une force se développe le long de l'élément lorsque le maillage se déforme. Ces éléments ont été mis en œuvre afin de comparer les résultats à ceux obtenus par la modélisation avec les éléments poutre et pour effectuer des modélisations pour lesquelles la nappe de renforcement est soumise à une tension initiale.

III.2.7.2 Éléments poutre :

Les éléments poutre sont des éléments bidimensionnels avec trois degrés de liberté à chaque extrémité (translation en x , en y et rotation). Ces éléments peuvent être joints entre eux et/ou aux nœuds du maillage. Les éléments sont caractérisés par leur géométrie et leurs propriétés matérielles. Les éléments poutre sont considérés ayant une section symétrique de surface A , une longueur et un moment d'inertie.

En général, le comportement des éléments poutre est élastique linéaire sans critère de rupture. On attribue ainsi à chaque élément un module d'élasticité E .

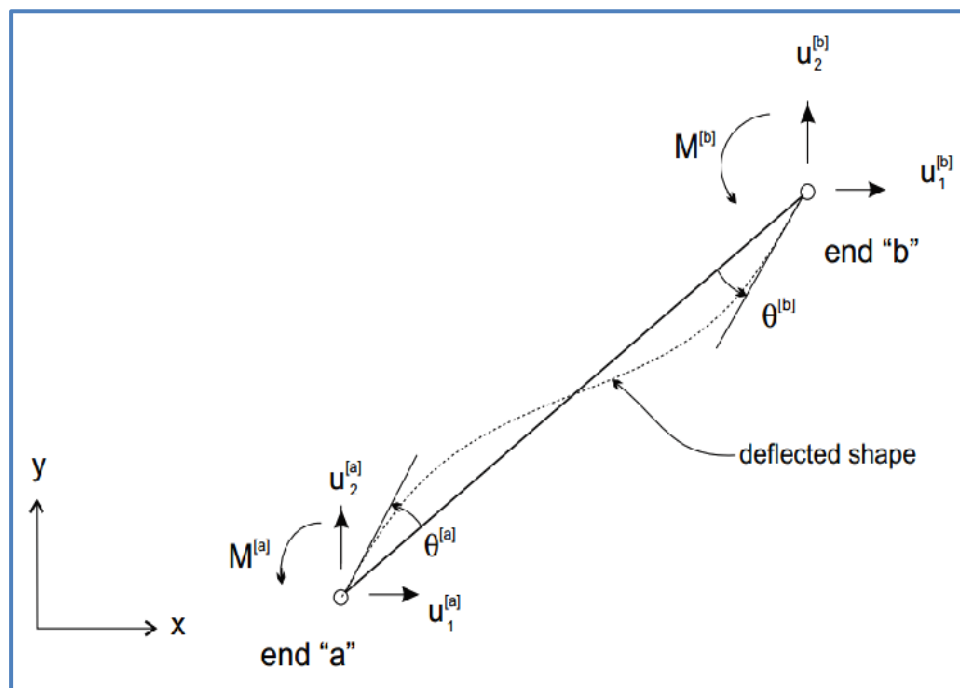


Figure 3.4 : Nomenclature pour un élément poutre.

III.3 MODELES DE COMPORTEMENT POUR LES SOLS :

La loi de comportement d'un matériau est la relation fonctionnelle qui permet d'exprimer les efforts intérieurs en fonction des grandeurs cinématiques qui décrivent la déformation du milieu. C'est une loi spécifique du matériau considéré (contrairement aux équations générales de conservation valables pour tous les matériaux). La forme générale de la relation fonctionnelle est donnée par l'équation suivante :

$$\sigma_{ij} = J(\varepsilon_{ij}) \quad (3.10)$$

Où :

- ε_{ij} : Le tenseur des déformations ;
- σ_{ij} : Le tenseur des contraintes ;
- J : fonctionnelle.

Les lois de comportement sont généralement exprimées sous forme incrémentale (Darve, 1974 ; Gudehus et Kolymbas, 1979), formulation dans laquelle les incréments de contrainte et de déformation sont liés par une fonction des contraintes, des déformations ou des deux. Pour un matériau non visqueux la formulation incrémentale se met sous la forme (Darve et al., 1988) :

$$\delta\varepsilon_{ij} = V(\delta\sigma_{ij}) \quad (3.11)$$

Où :

- $\delta\varepsilon_{ij}$: L'incrément de déformation ;
- $\delta\sigma_{ij}$: L'incrément de contrainte ;
- V : fonction tensorielle.

III.3.1 Elasticité

L'élasticité correspond à la partie réversible des déformations. Dans cette partie nous distinguons l'élasticité linéaire isotrope et l'élasticité non-linéaire.

III.3.1.1 Elasticité linéaire isotrope :

Dans le cas de l'élasticité linéaire isotrope le tenseur de déformations est relié au tenseur des contraintes, et l'expression la plus courante est donnée par la relation de Hooke :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1 + \nu}{E} \cdot \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \cdot \sigma_{kk} \cdot \delta_{ij} \quad (3.12)$$

$$\sigma_{ij} = \frac{E}{1 + \nu} \cdot \varepsilon_{ij} - \frac{\nu \cdot E}{(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)} \cdot \varepsilon_{kk} \cdot \delta_{ij} \quad (3.13)$$

- δ_{ij} : Indice de Kronecker
- E : Module d'Young
- ν : Coefficient de Poisson

E et ν sont deux paramètres de l'élasticité, mais on peut les substituer par le module volumique K et le module de cisaillement G par les relations :

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (3.14)$$

$$K = \frac{E}{3 \cdot (1 - 2\nu)} \quad (3.15)$$

Dans le cas de l'élasticité linéaire, les paramètres E , ν , G et K sont des constantes.

III.3.1.2 Elasticité non linéaire (cas de l'hypoélasticité) :

L'élasticité non linéaire permet la dépendance du comportement à l'état de contrainte ou de déformation. Le comportement est dit hypoélastique : l'incrément de contrainte dépend non seulement de l'incrément de déformation mais de la contrainte elle-même. La forme générale de ce type de comportement s'écrit :

$$\delta\sigma_{ij} = A_{ijkl}(\sigma_{rs}) \cdot \delta\varepsilon_{ij} \quad (3.16)$$

L'approche hypoélastique de Duncan et Chang (1970) est basée sur une représentation hyperbolique, proposée par Kondner (1963) pour décrire le comportement des sols. La relation hyperbolique s'exprime sous la forme :

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon_1}{\frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon_1}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}} \quad (3.17)$$

Où :

- E_i : Le module d'Young initial ;
- ε_1 : La déformation axiale ;
- $(\sigma_1 - \sigma_3)$: la contrainte déviatoire, σ_1 et σ_3 étant les contraintes principales majeure et mineure ;
- $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$: la contrainte déviatoire ultime, relié à la contrainte déviatoire à la rupture par un ratio compris habituellement entre 0,6 et 0,9.

Duncan et Chang (1970) ont complété la loi hyperbolique en introduisant le module tangent initial proposé par Janbu (1963) qui dépend de la contrainte σ_3 .

III.3.2 Elastoplasticité

La théorie de l'élastoplasticité tente de décrire le comportement non linéaire et irréversible des matériaux. L'existence d'un palier d'écoulement sur la courbe contrainte-déformation et l'existence de déformations irréversibles suggère l'application du schéma de l'élastoplasticité aux sols. De plus, le schéma élastoplastique reste relativement simple et se

prête bien à la programmation dans les logiciels de calcul (éléments finis ou différences finies). Pour un modèle élastoplastique à un seul mécanisme :

- ✚ La partition des déformations, qui décompose le tenseur des déformations totales (ε_{ij}) en la somme du tenseur des déformations élastiques et du tenseur des déformations plastiques,
- ✚ La surface de charge, qui définit le seuil de contrainte au-delà duquel le comportement du matériau est irréversible,
- ✚ L'écroissage, qui permet de faire évoluer la surface de charge dans l'espace des contraintes et donc le domaine d'élasticité,
- ✚ La règle d'écoulement plastique, qui décrit l'évolution des déformations plastiques.

III.3.2.1 Partition des déformations :

La plasticité est caractérisée par la présence de déformations irréversibles en déchargement. Les déformations se décomposent en une partie élastique et une partie plastique. Sous forme incrémentale on a :

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e + d\varepsilon_{ij}^P \quad (3.18)$$

Avec

- $d\varepsilon_{ij}^e$: Incrément de déformation élastique ;
- $d\varepsilon_{ij}^P$: Incrément de déformation plastique.

La déformation plastique est la déformation permanente associée à la configuration relâchée. Elle résulte de la déformation totale par « décharge élastique » conduisant à la partition des déformations.

III.3.2.2 Surface de charge :

Au cours de la sollicitation, le sol subit des déformations plastiques (ou permanentes). Les observations expérimentales montrent cependant qu'il existe un domaine dans l'espace des contraintes à l'intérieur duquel le comportement des sols est élastique. Pour une sollicitation quelconque, ce domaine d'élasticité est délimité dans l'espace des contraintes par une surface $f(\sigma_{ij})$ appelée surface de charge. La condition $f(\sigma_{ij}) = 0$ est appelée critère de plasticité. Lorsqu'elle est vérifiée, le point représentatif de l'état de contrainte est situé sur la surface de charge et le comportement du matériau dépend de la direction de l'incrément de contrainte. La fonction de charge est donc une fonction scalaire du tenseur des contraintes telle que :

- ✚ Lorsque $f(\sigma_{ij}) < 0$, on est à l'intérieur du domaine élastique, les déformations sont réversibles ;

- ✚ Lorsque $f(\sigma_{ij}) = 0$, on est à la frontière du domaine, et des déformations plastiques peuvent alors avoir lieu, à condition que $\frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} > 0$ on est alors dans le cas du chargement ;
- ✚ $f(\sigma_{ij}) > 0$ est impossible à atteindre.

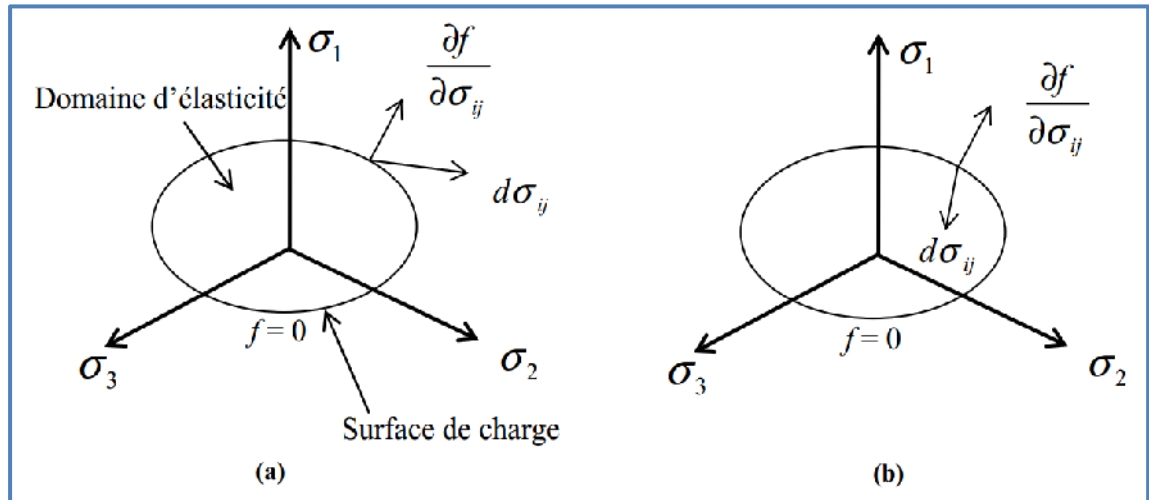


Figure 3.5 : Surface de charge. Cas de charge (a) et de décharge (b)

III.3.2.3 Notion d'écroutissage :

Un écroutissage correspond à une modification du seuil d'élasticité au cours de la sollicitation. Le domaine d'élasticité d'un matériau dépend de son état d'écroutissage. La loi d'écroutissage précise la modification de la surface de charge au cours de la déformation plastique. On distingue différents types d'écroutissage :

- ✚ Pour un écroutissage isotrope, la surface de charge subit une expansion ou une contraction au cours du processus de déformation.
- ✚ Pour un écroutissage cinématique, la surface de charge se déplace dans l'espace des contraintes.
- ✚ Pour un écroutissage anisotrope, la surface de charge peut subir, en plus d'une expansion/contraction et d'une translation, une rotation et une déformation.

La Figure 3.6 illustre la notion de surface de charge, de chargement et de déchargement dans le plan déviatorique. La surface de charge peut dépendre de l'état de contrainte seul, on parlera alors de plasticité parfaite, ou alors dépendre également de l'état de déformation, et on parlera d'écroutissage.

Dans la formulation d'un modèle de comportement, l'écroutissage est pris en compte par le biais d'un paramètre d'écroutissage introduit dans l'expression de la surface de charge. L'écroutissage isotrope nécessite un paramètre d'écroutissage scalaire alors que l'écroutissage cinématique nécessite un paramètre d'écroutissage de nature tensorielle.

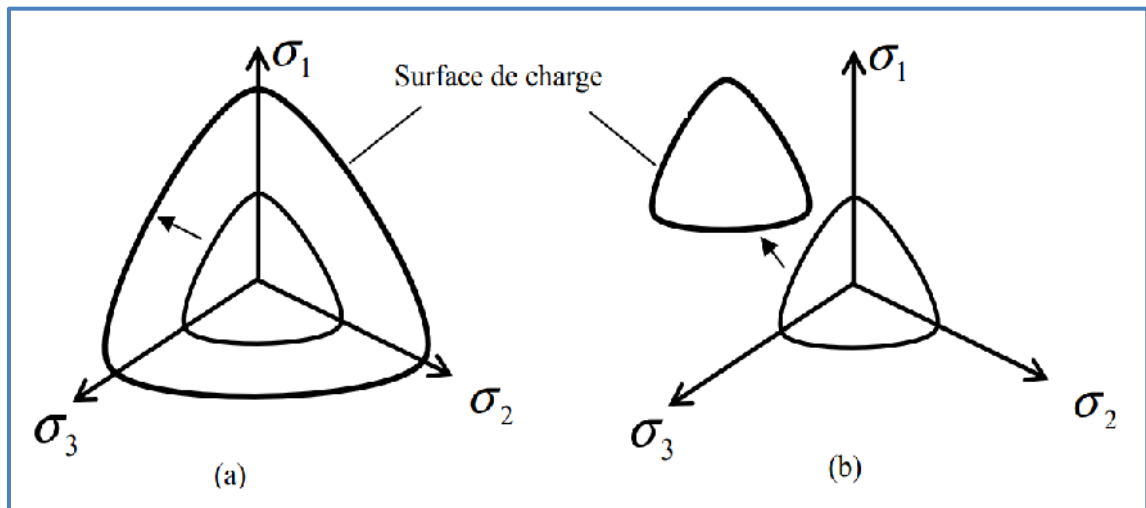


Figure 3.6 : Ecrouissage isotrope (a) et cinématique (b).

III.3.2.4 Surface de rupture :

La surface de rupture correspond à l'enveloppe des points de rupture ou résistances maximales dans l'espace des contraintes.

III.3.2.5 Règle d'écoulement plastique :

La règle d'écoulement plastique exprime l'accroissement de déformation plastique en fonction des états de contrainte (σ_{ij}) et ($d\sigma_{ij}$) et d'écrouissage (k) par l'intermédiaire d'un potentiel plastique g , qui peut être différent de la fonction de charge – on a alors un écoulement non associé :

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \cdot \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \quad (3.19)$$

$d\lambda$ est un scalaire strictement positif appelé multiplicateur plastique. On peut introduire la variable Q , appelée module d'écrouissage et définie par :

$$Q \cdot d\lambda = \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} \quad (3.20)$$

La loi d'écoulement est fréquemment déduite de l'équation de contrainte - dilatance de Rowe (1962). Le cadre de la « plasticité non associée » (lorsque le potentiel plastique est différent de la fonction de charge) est quasiment indispensable en mécanique des sols.

Le multiplicateur plastique se détermine à l'aide de la condition de consistance qui stipule que l'état de contrainte doit rester sur la surface de charge (on doit vérifier $f = 0$). On a donc, au cours du pas de temps, $df = 0$. Le cas le plus simple est celui où un seul mécanisme est activé.

III.3.3 Hypoplasticité

L'hypoplasticité consiste à représenter le comportement du sol à l'aide d'une structure mathématique simple : elle ne nécessite qu'une seule équation tensorielle. L'hypoplasticité diffère de l'élastoplasticité dans le sens où il n'y a pas de partition des déformations en partie élastique et partie plastique. La structure mathématique de la modélisation n'utilise plus les concepts tels le potentiel plastique, la surface de charge, la règle d'écoulement et la condition de consistance.

III.4 ANALYSE DYNAMIQUE PAR FLAC2D :

Le code de calcul FLAC 2D permet de simuler le comportement dynamique des ouvrages en deux dimensions (2D) composées de sols ou de roches. Que le problème à résoudre soit de nature statique ou dynamique, les équations du mouvement dynamique sont incluses dans la formulation. Ceci permet entre autres de s'assurer que la procédure numérique est stable même lorsque le système physique modélisé est instable. Dans le cas de matériaux non linéaires par exemple, des instabilités physiques peuvent survenir (rupture soudaine d'une pente par exemple). Dans le monde physique, une partie de l'énergie de déformation accumulée par le système est convertie en énergie cinétique qui se propage ensuite à partir de la source puis se dissipe. Le logiciel FLAC reproduit directement ce phénomène en introduisant des termes d'inertie dans la formulation.

Un algorithme de résolution "statique" qui n'inclut pas ces termes d'inertie doit utiliser une procédure numérique pour modéliser les instabilités physiques. Même si cette procédure supprime effectivement les instabilités numériques, le chemin de contraintes et de déformations suivi n'est pas forcément réaliste.

La figure 3.7 décrit les différentes étapes d'un calcul dynamique. Chacune de ces étapes est brièvement présentée dans les paragraphes suivants :

III.4.1 Définition de la géométrie et des paramètres rhéologiques du modèle

III.4.1.1 Définition d'une grille d'éléments représentative de la géométrie du problème étudié :

La première étape d'une modélisation numérique consiste à définir la grille du modèle : celle-ci, association de multiples éléments ou zones, est ajustée à la géométrie du problème étudié.

A tout instant d'un calcul FLAC, chaque élément est caractérisé par une valeur unique de déformation. Lorsque le gradient de déformations résultant des conditions initiales et des conditions aux limites est grand, on doit donc utiliser un grand nombre d'éléments de petite taille pour représenter cette distribution. Par exemple, pour qu'une bande de cisaillement puisse être identifiée par le logiciel FLAC, il faut en général qu'elle comporte au moins trois éléments.

Par ailleurs, dans un calcul dynamique par différences finies, des distorsions numériques sont susceptibles de se produire lors de la propagation des ondes sismiques dans le modèle si le maillage n'est pas défini de façon à propager correctement toutes les fréquences du signal sismique incident. Ainsi, la taille des éléments Δl doit respecter la condition :

$$\Delta l < \frac{\lambda}{10} \quad (3.21)$$

Soit :

$$\Delta l < \frac{V_s}{10 \cdot freq} \quad (3.21)$$

Où λ représente la longueur d'onde associée à la plus haute fréquence (*freq*) du signal sismique incident et V_s la vitesse de propagation des ondes de cisaillement (Kuhlemeyer et Lysmer, 1973).

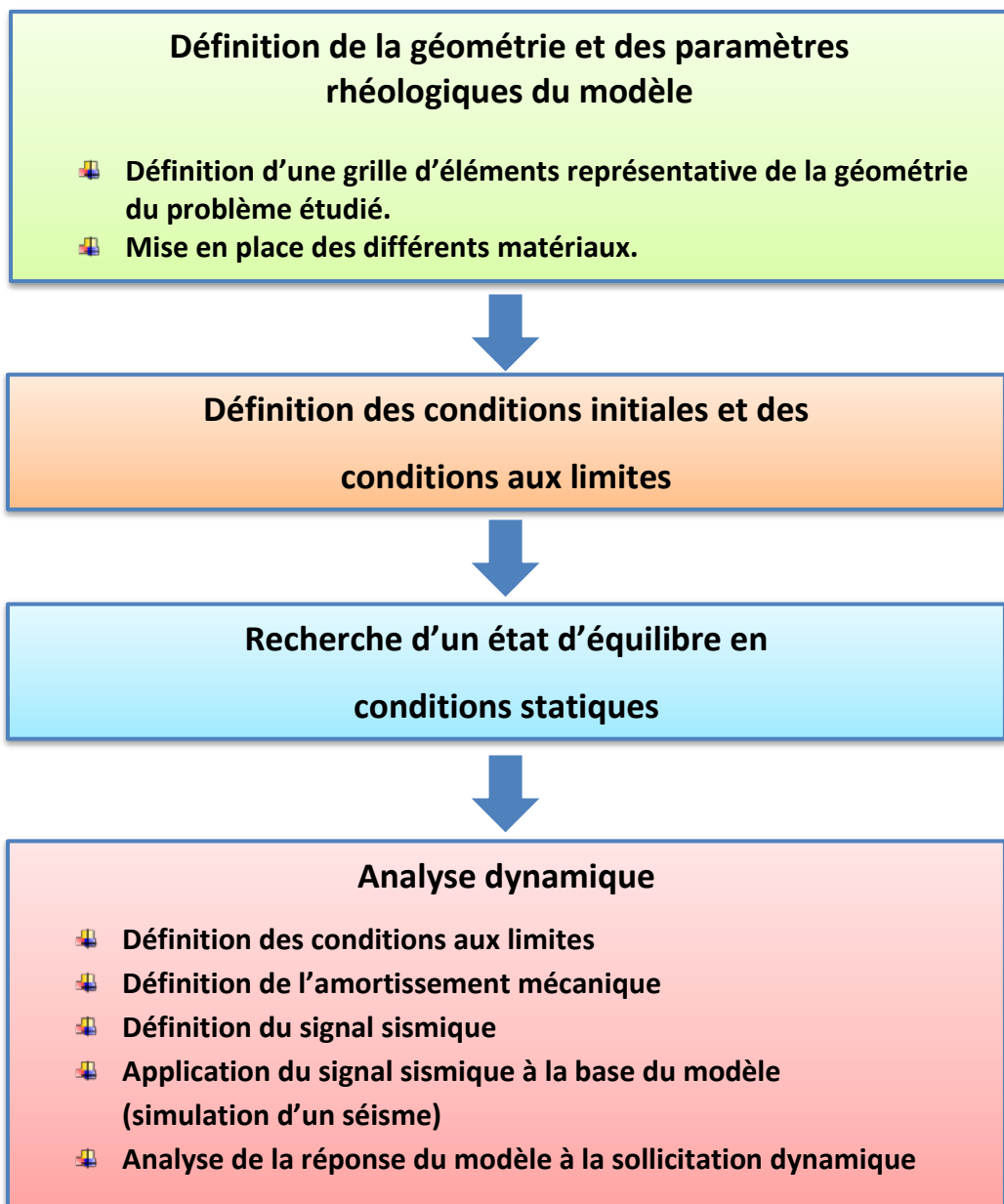


Figure 3.7 : Les différentes étapes d'un calcul dynamique avec le logiciel FLAC2D.

Pour un modèle dont la vitesse des ondes de cisaillement V_s est égale à 250 m/s, la taille maximale des éléments est égale à :

- ✚ 25 m lorsque la fréquence maximale du signal sismique incident est de 1 Hz ;
- ✚ 5 m lorsque la fréquence maximale du signal sismique incident est de 5 Hz.

Dans ce dernier cas, le nombre d'éléments requis pour représenter un modèle de dimensions données est a priori 25 fois plus grand que dans le cas précédent, ce qui a pour conséquence une augmentation importante des temps de calcul.

III.4.1.2 Mise en place des différents matériaux :

Une fois la géométrie du modèle définie, les différents matériaux géologiques peuvent être mis en place. Le logiciel FLAC propose plusieurs modèles rhéologiques dont :

- ✚ Un modèle élastique ;
- ✚ Des modèles élasto-plastiques (parfait, radoucissant ou durcissant).

Le modèle élastique, caractérisé par des déformations réversibles, est défini par trois paramètres :

- ✚ La masse volumique ρ ;
- ✚ Le module de Young E ;
- ✚ Le coefficient de Poisson ν ;
- ✚ Le module de cisaillement G ;
- ✚ Le module de compressibilité K .

Les modèles élasto-plastiques autorisent le développement de déformations irréversibles, ces dernières pouvant entraîner une rupture dans le versant. Le critère de rupture le plus couramment utilisé est celui de Mohr-Coulomb pour lequel la courbe intrinsèque est la droite de Mohr-Coulomb définie par sa pente (tangente de l'angle de frottement interne φ), son ordonnée à l'origine (cohésion C) et la résistance en traction. Le logiciel FLAC propose également un modèle de comportement dit "modèle élasto-plastique radoucissant" qui permet de tenir compte d'une diminution des paramètres de résistance au cisaillement des matériaux au fur et à mesure que se développent les déformations plastiques. Ce modèle de comportement ainsi que le modèle de Mohr-Coulomb dit "classique" sont présentés dans la figure 3.8.

Les paramètres qui caractérisent le modèle élasto-plastique radoucissant sont les suivants :

- ✚ La masse volumique ρ ;
- ✚ Le module de cisaillement G ;

- ✚ Le module de compressibilité K ;
- ✚ La cohésion de pic C ;
- ✚ L'angle de frottement interne de pic φ ;
- ✚ Les courbes de décroissance de C et de φ en fonction des déformations plastiques ;
- ✚ La résistance à la traction.

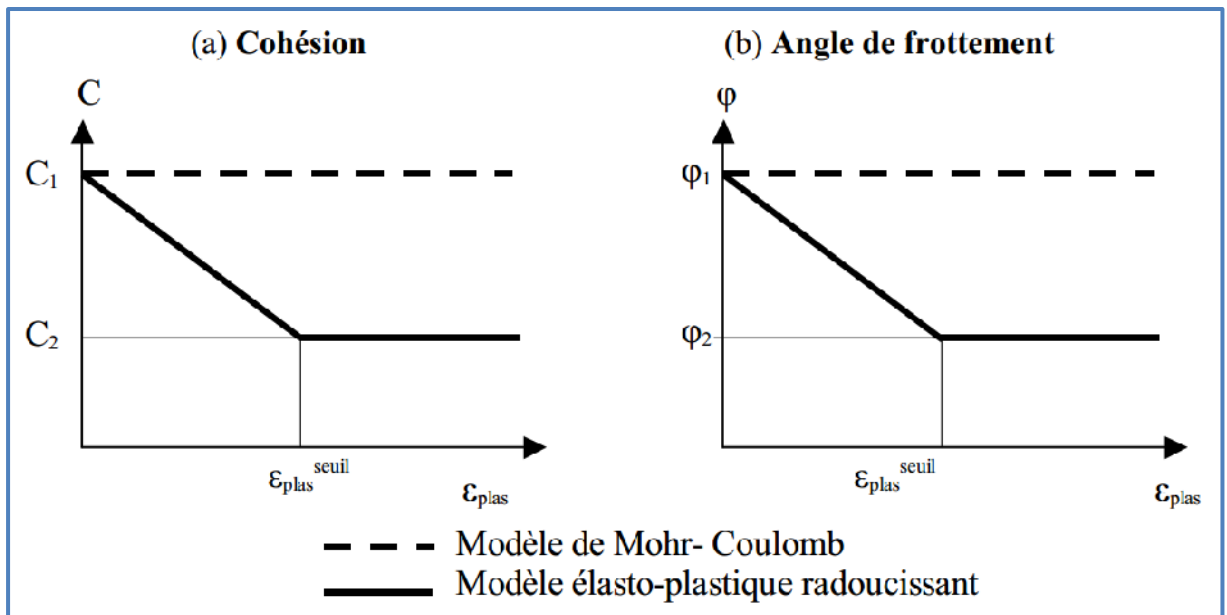


Figure 3.8 : Courbes de décroissance de la cohésion C (a) et de l'angle de frottement interne φ (b) en fonction des déformations plastiques.

C_1 et C_2 sont les valeurs de pic et résiduelles de la cohésion.

φ_1 et φ_2 sont les valeurs de pic et résiduelles de l'angle de frottement interne.

III.4.2 Définition des conditions initiales et des conditions aux limites

Les modèles numériques analysés, nécessairement d'extension finie, doivent refléter des massifs réels théoriquement infinis. Pour parvenir à ce résultat, il convient de recréer, sur les limites de ces modèles, l'effet des terrains qui s'étendent au-delà des régions simulées.

La définition des conditions aux limites d'un modèle, phase obligatoire dans la construction d'une grille FLAC, consiste généralement à imposer, le long des frontières latérales du modèle et de sa base, des déplacements ou des contraintes nuls dans l'une, l'autre ou les deux directions de l'espace. Les contraintes initiales sont :

- ✚ Soit imposées par l'utilisateur dans le cas où l'état de contrainte avant séisme est connu ;

- ✚ Soit calculées par le logiciel FLAC dans le cas contraire. Les contraintes initiales ainsi calculées ne résultent que de l'application de la gravité et des conditions aux limites du modèle.

III.4.3 Recherche d'un état d'équilibre en conditions statiques

Une fois les conditions aux limites et les contraintes initiales définies, le logiciel FLAC s'assure que le système est à l'équilibre ou calcule un état d'équilibre en fonction des données d'entrée, étape préliminaire indispensable à tout calcul dynamique.

III.4.4 Analyse dynamique

III.4.4.1 Définition des conditions aux limites :

La grille étant par définition d'extension finie, il faut éviter que les limites du système ne réfléchissent de l'énergie à l'intérieur du modèle. Une première solution consiste à éloigner de manière importante les limites du modèle de la zone d'intérêt. Cette solution est peu satisfaisante dans la mesure où elle conduit à prendre des grilles de tailles importantes, ce qui a pour conséquence une augmentation des temps de calcul. Le logiciel FLAC propose donc une alternative qui consiste à appliquer, au niveau des limites latérales et de la base du modèle, des conditions aux limites absorbantes de type « *quiet boundaries* » ou « *free field* » (Itasca, 2005).

✚ Frontières absorbantes

La modélisation dans le domaine de géomécanique nécessite souvent un domaine relativement grand. La modélisation par une méthode numérique se fait, par contre, pour un domaine limité. Dans le cas statique, on fixe des frontières artificielles à certaine distance de la zone d'intérêt. Dans le cas dynamique, ces frontières causent des réflexions des ondes et empêchent la radiation de l'énergie. L'utilisation d'un grand domaine, toutefois, réduit cet effet car la majorité de l'énergie se dissipe dans le domaine. Cependant, un grand modèle augmente le temps de calcul. On peut surmonter cette difficulté par l'utilisation des frontières absorbantes. Le code FLAC2D utilise les frontières visqueuses. La méthode est basée sur l'utilisation d'une série d'amortisseurs indépendants attachés aux frontières dans les directions normale et tangentielle. Ces frontières sont efficaces pour absorber des ondes qui arrivent avec un angle d'incidence supérieur à 30° ; l'absorption de l'énergie est indépendante des fréquences.

✚ Frontières pour champ Libre

La présence d'une structure en surface cause une grande perturbation de la propagation des ondes. Loin de la structure, on doit retrouver le mouvement en champ libre. Lors de la modélisation dynamique d'une structure, les frontières doivent être placées

suffisamment loin de la structure pour minimiser la réflexion des ondes. Lorsque l'amortissement est très grand, cette distance est relativement faible. Par contre, quand l'amortissement est faible, cette distance peut être très grande, ce qui conduit à un modèle largement grand et irraisonnable. La solution est donc de forcer ces frontières à produire le mouvement de champ libre en absorbant les ondes venant de la structure. La méthode est basée sur l'exécution d'un calcul de champ libre en parallèle à celui qui contient la structure. Le domaine de champ libre est couplé au domaine principal par des frontières absorbantes (présentées précédemment) et les forces non équilibrées de champ libre sont appliquées sur le domaine principal.

III.4.4.2 Définition de l'amortissement mécanique :

Dans les systèmes dynamiques naturels, les frottements internes entraînent une dissipation partielle de l'énergie de vibration, ce qui permet aux systèmes de ne pas osciller indéfiniment après avoir été soumis à une sollicitation dynamique. Dans la plupart des matériaux géologiques, l'amortissement naturel est de l'ordre de 2 à 5 % de l'amortissement critique. Toutefois, dans un matériau présentant un modèle rhéologique élasto-plastique, une quantité considérable d'énergie peut être dissipée durant l'écoulement plastique. Dans ce cas, seul un faible amortissement supplémentaire est requis.

Le code utilise deux types d'amortissement : l'amortissement de Rayleigh et l'amortissement local.

Amortissement de Rayleigh

L'amortissement de Rayleigh est utilisé dans l'analyse d'un milieu continu élastique linéaire et non linéaire. La matrice d'amortissement $[C]$ est construite par une combinaison des matrices de rigidités $[K]$ et de masse $[M]$ sous la forme :

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K] \quad (3.22)$$

α et β désignent les contributions de la masse et de la rigidité, respectivement. Ces deux coefficients dépendent des caractéristiques d'amortissement du matériau.

Pour un système à N degrés de liberté, cette construction conduit à (Bathe et Wilson 1976) :

$$\alpha + \beta \omega_i^2 = 2\omega_i \xi_i \quad (3.23)$$

$$\xi_i = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega_i} + \beta \omega_i \right) \quad (3.24)$$

ξ_i est le taux critique d'amortissement pour le mode i de vibration avec la fréquence angulaire ω_i .

La figure 3.9 donne la variation du taux d'amortissement normalisé en fonction de la fréquence angulaire pour trois cas : la composante de la masse $\beta = 0$, celle de la rigidité

$\alpha = 0$ et une combinaison des deux. On peut constater que la contribution de la masse à l'amortissement est beaucoup plus importante pour les basses fréquences tandis que la contribution de la rigidité est dominante pour les hautes fréquences. La courbe qui représente l'amortissement total (masse et rigidité) atteint une valeur minimale qui permet de déterminer le centre fréquentiel de l'amortissement de Rayleigh :

$$f_{min} = \omega_{min}/2\pi \quad (3.25)$$

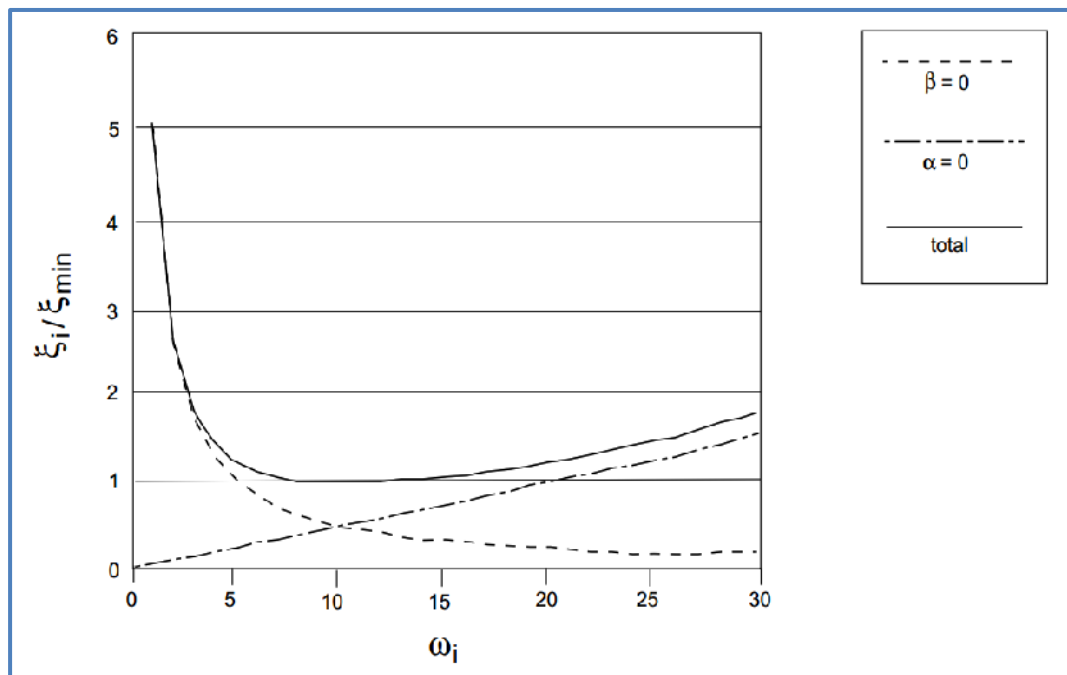


Figure 3.9 : Variation de l'amortissement avec la fréquence.

Il est intéressant de signaler que pour f_{min} et seulement à cette fréquence la contribution de chaque composante de l'amortissement est égale à l'autre. A noter que la portion de l'amortissement qui dépend de la rigidité cause une diminution du pas de temps de calcul.

Dans une analyse dynamique, on cherche à reproduire un niveau correct d'amortissement indépendant de la fréquence. Un comportement élastique d'un matériau nécessite l'utilisation d'un amortissement matériel pour dissiper un certain pourcentage de l'énergie. On utilise généralement un amortissement entre 2 et 10% pour les géomatériaux. Néanmoins, dans le cadre de la plasticité, il est connu qu'une quantité de l'énergie se dissipe lors de la mise en plasticité du matériau ; par conséquent, un faible amortissement est nécessaire pour éviter la résonance irréaliste du système en petites déformations pendant la propagation des ondes.

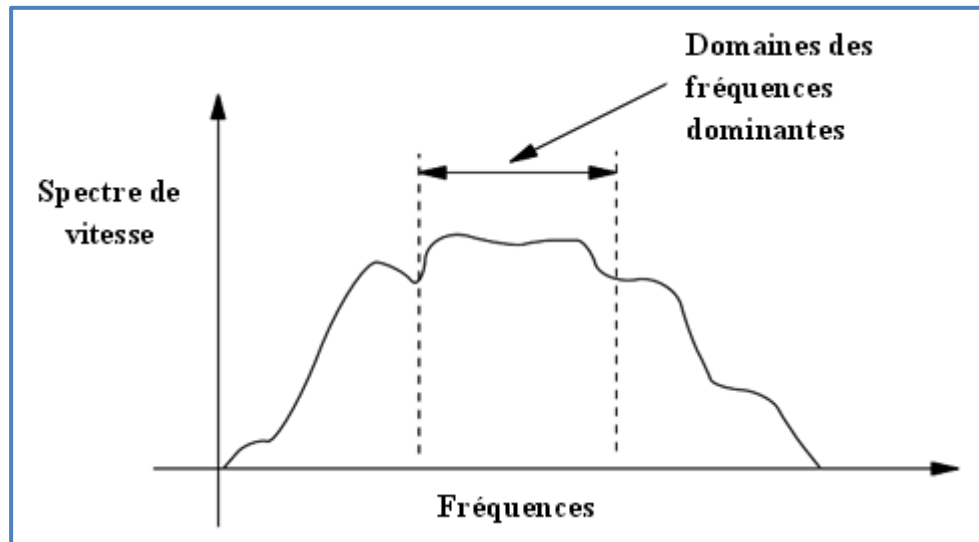


Figure 3.10 : Sélection de l'amortissement de Rayleigh.

La sélection de l'amortissement est plus critique dans une analyse linéaire que dans une analyse non linéaire. D'autre part, il est évident que la portion de l'énergie dissipée par l'amortissement de Rayleigh dépend de la fréquence mise en jeu. Néanmoins, cet amortissement a un domaine pour lequel la réponse est pratiquement indépendante de la fréquence, comme le montre la figure 3.10. Un chargement sismique contient des centaines, voir des milliers des fréquences. Dans un cas où un pic très élevé de la vitesse associé à une courte période se présente dans le chargement sismique, l'équation de détermination de taille de l'élément conduit à un maillage trop fin et un pas de temps très petit. Dans des cas comme celui-ci, il est possible de reconnaître le domaine qui contient l'énergie la plus importante dans le séisme par la transformation de Fourier (*FFT*) et faire une filtration de ces fréquences pour éliminer les hautes fréquences qui ne contribuent que très peu au chargement. Cela permet d'obtenir un maillage raisonnable et de diminuer le temps de calcul sans effet important sur les résultats.

Dans le cas d'un chargement harmonique à une fréquence donnée, la détermination de la fréquence de cet amortissement est relativement simple étant donné que la fréquence du chargement domine le mouvement. Un chargement sismique réel présente plus de difficultés en ce qui concerne la détermination de cette fréquence. En effet, dans ce cas, un grand nombre de fréquences affectent le système ; il est par conséquent difficile a priori de déterminer la fréquence de cet amortissement. Une estimation préliminaire peut être réalisée par une analyse de Fourier du chargement et en connaissant les fréquences propres du site (Figure 3.5). Ensuite, la fréquence de cet amortissement peut être déterminée à la base d'une colonne de sol comme suit : on applique le séisme sur le modèle et on fait varier la fréquence d'amortissement (dans le domaine intéressé), les

réponses montrent généralement un domaine sur lequel leur variation est négligeable. Notons que cette procédure ne prend pas en compte la structure et sa fondation.

Amortissement local

L'amortissement local a été initialement développé pour assurer l'équilibre des simulations statiques ou quasi-statiques. Il fonctionne en ajoutant ou en soustrayant la masse à partir d'un noeud à certains moments au cours d'un cycle d'oscillation. Puisque la quantité ajoutée est égale à la somme soustraite, la masse globale est conservée. La masse est ajoutée lorsque la vitesse change son signe et soustrait quand elle passe par un maximum ou minimum point. La quantité d'énergie enlevée (ΔW) est proportionnelle au maximum d'énergie de déformations transitoire (W). Le ratio $\Delta W / W$ est lié à la fraction d'amortissement critique ξ_i (Kolsky, 1963) par l'expression suivante :

$$\alpha_L = \pi \xi_i \quad (3.25)$$

α_L est le coefficient d'amortissement « local », sa valeur par défaut est de 0,8.




L'utilisation de l'amortissement local est plus simple que celle de l'amortissement de Rayleigh car nous n'avons pas besoin de spécifier une fréquence.

III.4.4.3 Définition du signal sismique :

La sollicitation dynamique, accélérogramme réel ou synthétique, s'applique soit aux limites du système, simulation d'un séisme soit au cœur du maillage, simulation de tirs d'explosifs.

III.4.4.4 Application du signal sismique à la base du modèle (simulation d'un séisme) :

Dans le logiciel FLAC, le signal sismique reproduisant la sollicitation dynamique peut être introduit sous différentes formes :

-  Sous forme d'un signal en accélération ;
-  Sous forme d'un signal en vitesse ;
-  Sous forme d'un signal en contrainte.

Du fait de la présence de conditions aux limites absorbantes sur la base du modèle, le signal sismique doit être appliqué sous forme d'un signal en contrainte. Les relations suivantes permettent de relier les vitesses particulières normale v_N et tangentielle v_S aux contraintes normales (σ_n) et tangentielles (σ_s):

$$\sigma_n = 2 (\rho V_P) v_N \quad (3.26)$$

$$\sigma_s = 2 (\rho V_S) v_S \quad (3.27)$$

Lorsque le signal sismique est introduit sous forme d'un signal en contrainte ou en vitesse, le signal sismique en accélération s'obtient en dérivant le signal sismique en vitesse.

III.5 CONCLUSION :

L'évaluation de la stabilité des ouvrages sous sollicitations dynamiques consiste à analyser le développement de zones de plasticité, la variation des pressions interstitielles, la variation des contraintes effectives.....etc.

Le logiciel FLAC permet de simuler les problèmes dynamiques avec une bonne précision, Il existe un nombre considérable de modèles pour simuler le comportement des sols, plus ou moins complexes selon la complexité des phénomènes que l'on souhaite simuler et la précision recherchée. De plus, le nombre de paramètres du modèle est variable et leur identification plus ou moins aisée, plus le modèle de comportement est sophistiqué plus le nombre de paramètres à identifier est important.

CHAPITRE IV:

PROCEDURE DE SIMULATION DE L'ACTION SISMIQUE

IV.1 INTRODUCTION :

Ce chapitre présente une analyse numérique du comportement sismique des barrages en terre. L'analyse est conduite pour la phase solide. Elle correspond à la réponse de barrage avant le remplissage de l'eau.

L'analyse est d'abord conduite pour un cas simple qui concerne la réponse élastique du barrage. Cette analyse fournit des indications sur la réponse du barrage, principalement l'amplification dynamique.

La deuxième partie du chapitre concerne une analyse plus réaliste du barrage, où le comportement élastoplastique du sol est considéré. Cette analyse est conduite en utilisant le critère de Mohr-Coulomb. Elle est utile pour comprendre l'influence de la plasticité sur la réponse de barrage.

Pour les analyses élastiques et plastiques, une étude paramétrique est réalisée sur l'influence de principaux paramètres tels que la densité du sol, les propriétés mécaniques du sol, la fréquence du chargement sismique, l'amortissement de Rayleigh et la réduction du module de cisaillement du sol.

IV.2 L'ANALYSE ELASTIQUE :

Cette section présente l'analyse d'un exemple de référence, qui sera suivie par une étude paramétrique.

IV.2.1 Exemple de l'analyse

L'exemple de référence concerne un barrage en terre avec un noyau d'argile construit sur une couche de sol hétérogène (figure 4.1).

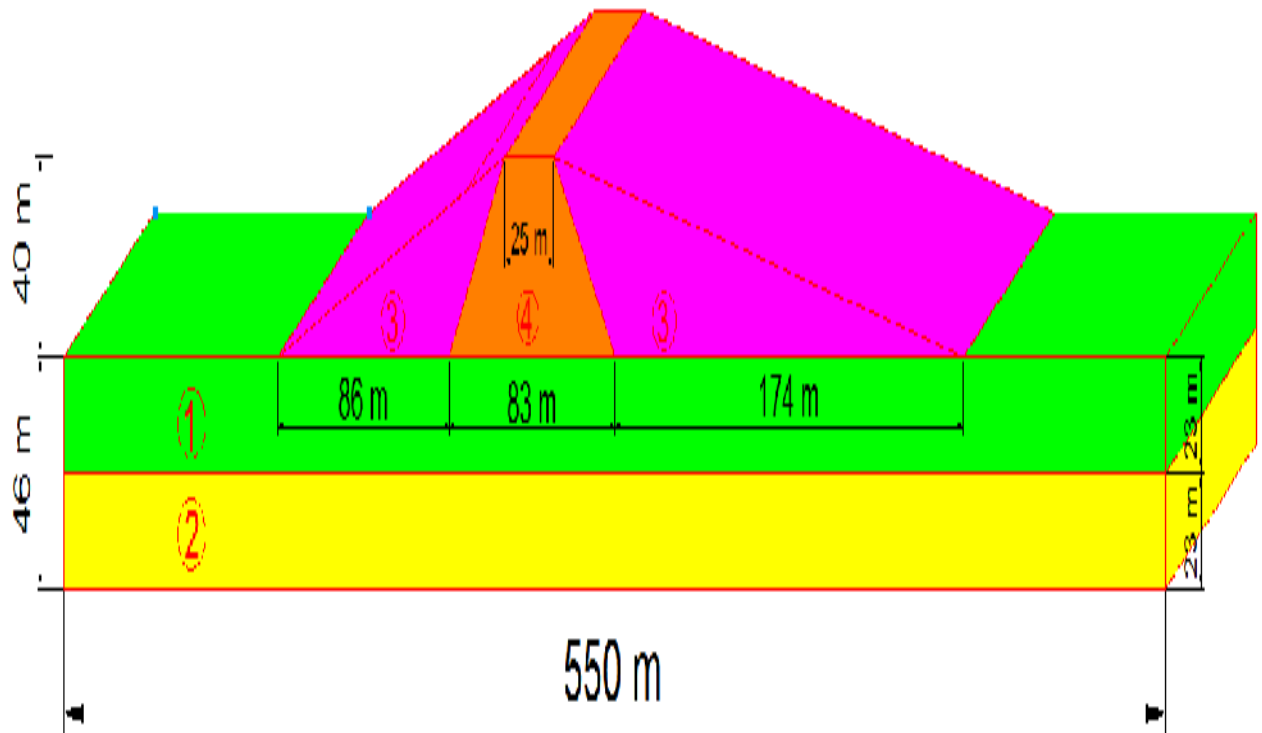


Figure 4.1 : La géométrie du barrage.

L'exemple étudié est une représentation simplifiée d'une géométrie typique d'un barrage en remblai. La hauteur de celui-ci est de 40 m et 343 m de largeur. Il a été construit au-dessus d'une couche de fondation. La crête du barrage est à une cote de 83 m à la base de la fondation. Les matériaux du remblai se composent d'une zone de noyau d'argile de basse perméabilité avec recharge en amont et en aval des sables argileux avec gravier. Les matériaux utilisés dans cette étude sont: les sols de fondation 1 et 2 et les sols de remblai 3 et 4.

Les propriétés mécaniques du barrage sont récapitulées dans le tableau 4.1.

IV.2.2 Propriétés des matériaux

Chacun des différents sols considérés est modélisé par un matériau linéaire-élastique dont les caractéristiques sont les suivantes : le poids volumique (γ), le module de Young (E), le coefficient de Poisson (ν), le module de cisaillement (G) et le module de compressibilité (K).

Les paramètres utilisés dans l'analyse sont regroupés dans le tableau suivant:

| Sols | γ (Kg/m ³) | E (Kpa) | ν | G (Kpa) | K (Kpa) |
|------|----------------------------------|--------------|-------|--------------|--------------|
| 1 | 20.00 | 610808.50 | 0.30 | 234926.34 | 509007.08 |
| 2 | 20.00 | 610808.50 | 0.30 | 234926.34 | 509007.08 |
| 3 | 18.00 | 327405.20 | 0.30 | 125925.07 | 272837.67 |
| 4 | 19.00 | 327405.20 | 0.30 | 125925.07 | 272837.67 |

Tableau 4.1 : Propriétés des matériaux utilisées dans l'analyse.

IV.2.3 Modélisation numérique

La modélisation numérique du barrage en terre est réalisée en utilisant le code FLAC2d basé sur la méthode des différences finies. La distorsion numérique de l'onde de propagation peut se produire dans l'analyse dynamique.

Le contenu fréquentiel du mouvement et les caractéristiques des vitesses du système aura une incidence sur la précision numérique de transmission de l'onde. Kuhlemeyer et Lysmer (1973) a montré que pour une représentation précise de la transmission d'ondes à travers le modèle du sol, la taille de l'élément spatial, Δl doit être inférieur d'environ un dixième à un huitième de la longueur d'onde associée à la composante la plus haute fréquence de l'onde.

$$\Delta l < \frac{V_s}{10 \cdot freq} \quad (4.1)$$

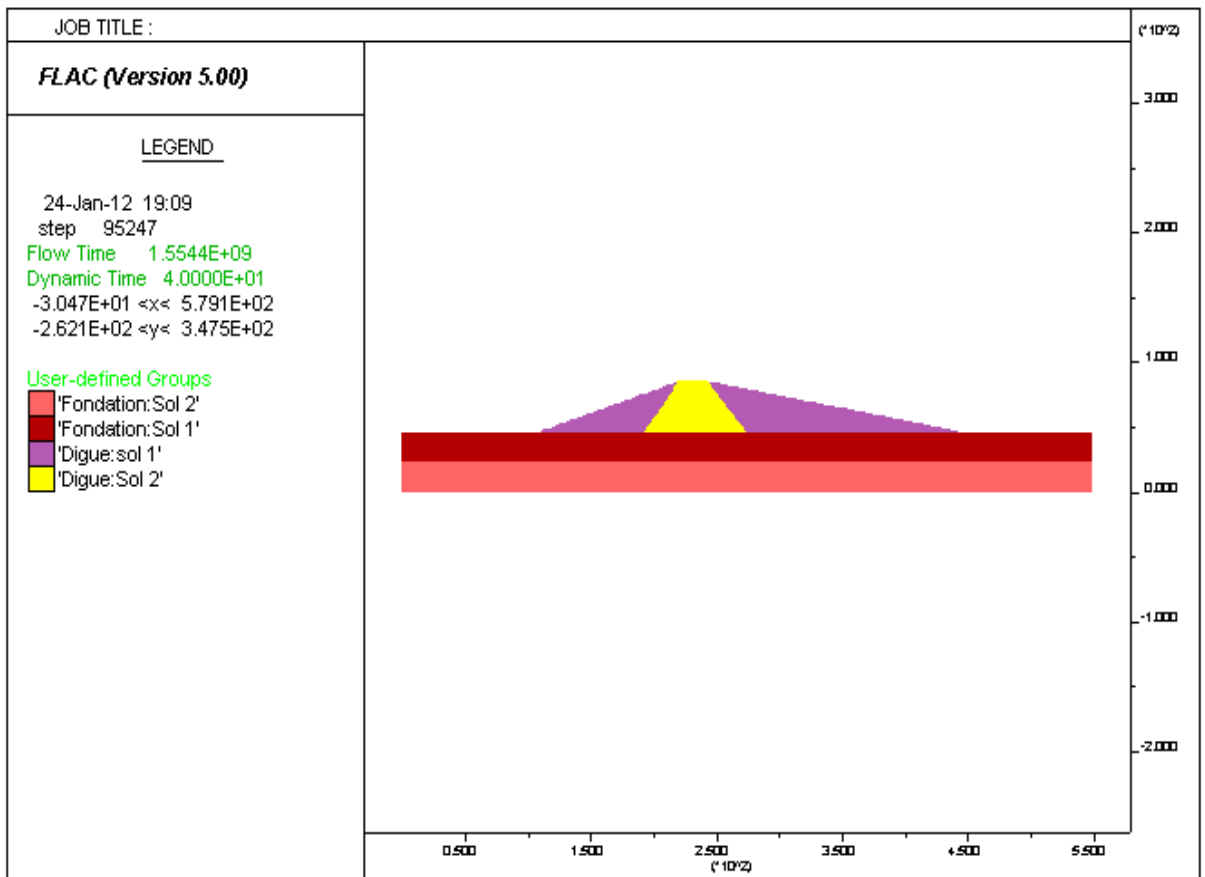


Figure 4.2 : La modélisation du barrage en terre.

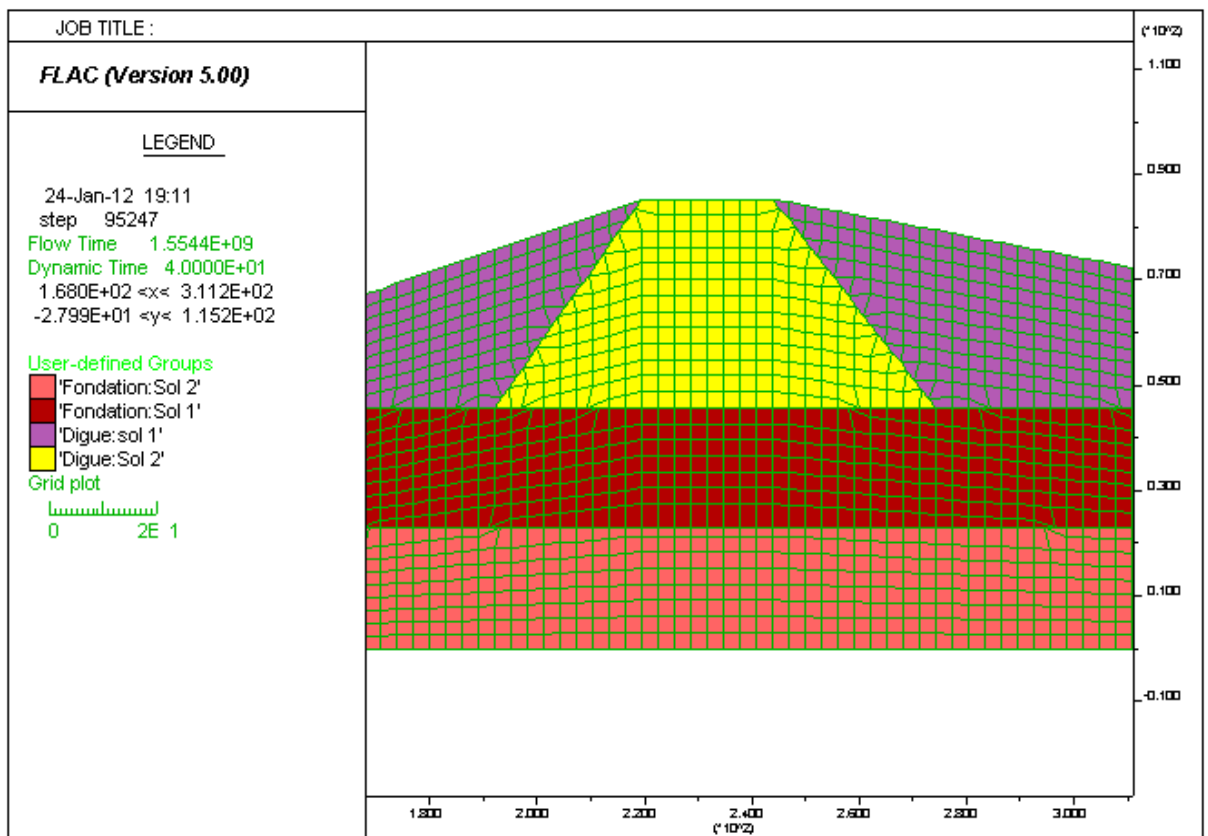
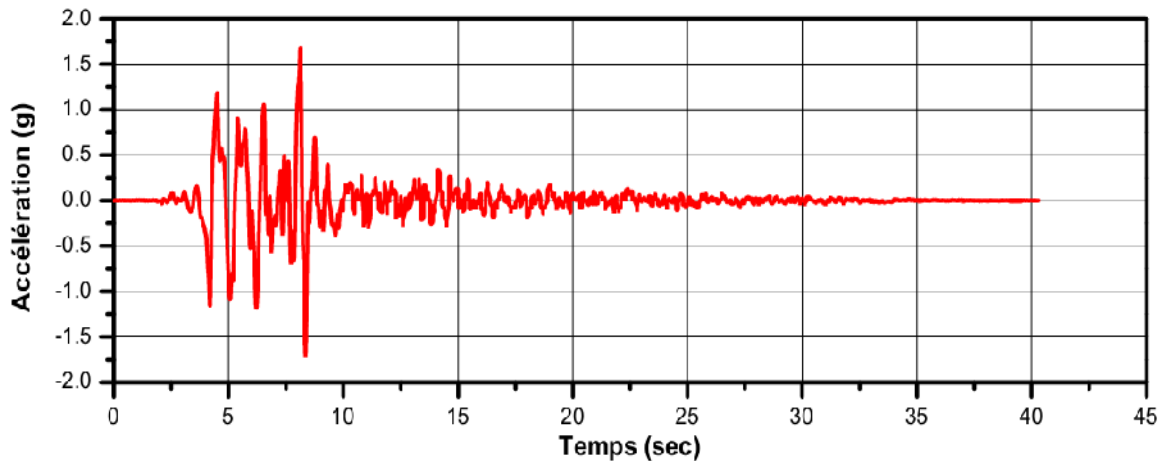


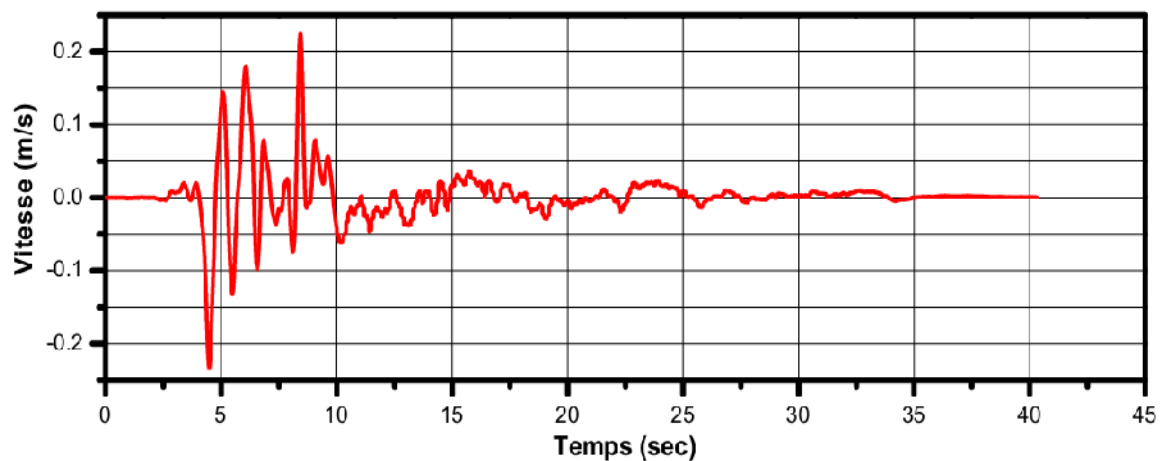
Figure 4.3 : Vue rapproché du modèle de barrage en terre.

IV.2.4 L'accélérogramme

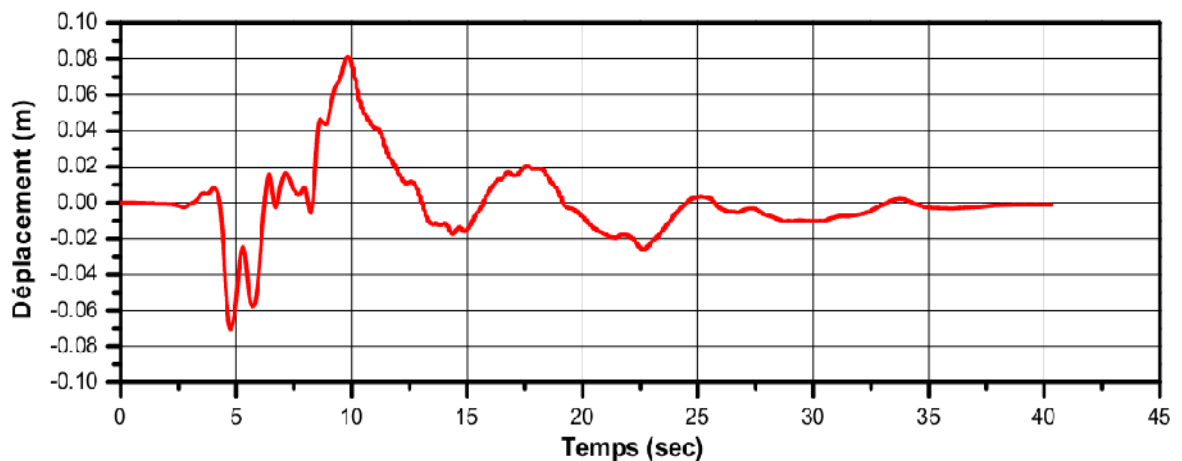
Pour étudier la réponse sismique du barrage, le système est soumis aux accélérations du séisme de Loma Prieta en Californie. L'enregistrement, d'une durée de 40 secondes présente une accélération maximale estimée à 0.17g appliquée directement à la base du barrage.



a) Accélération.



b) Vitesse.



c) Déplacement.

Figure 4.4 : Enregistrement du séisme de Loma Prieta en Californie.

La taille du maillage est choisie de manière à assurer une bonne transmission d'ondes dans le modèle numérique. Avant d'appliquer le chargement sismique, celui-ci est filtré pour empêcher les fréquences au-dessus de 5 Hz.

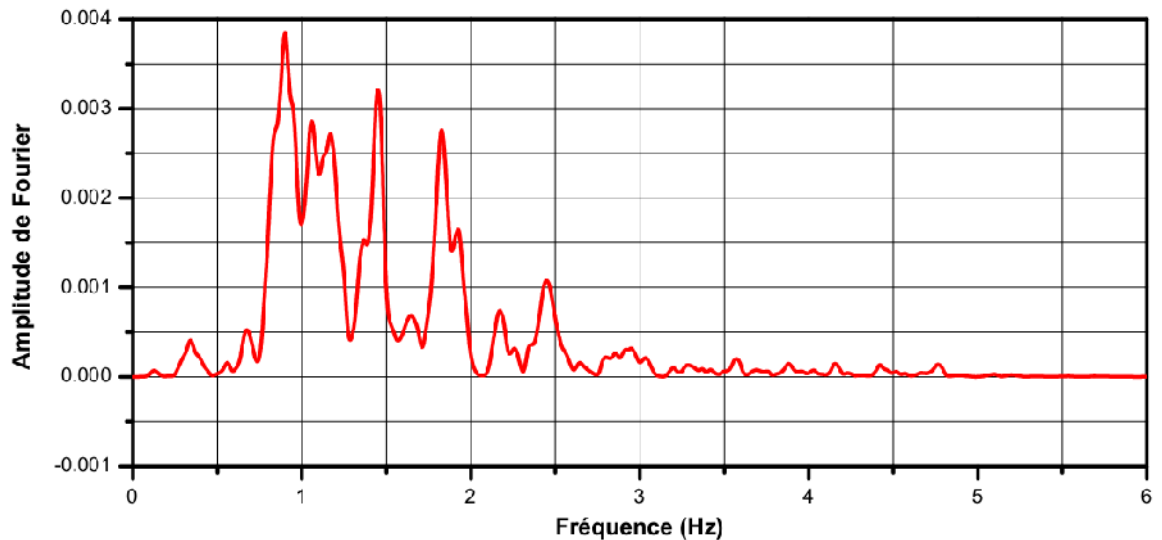


Figure 4.5 : Spectre de Fourier de l'accélération pour une fréquence de 5 Hz.

IV.2.5 La réponse du barrage au tremblement de terre

La réponse du barrage à l'excitation maximale est représentée dans la figure 4.6, on remarque une déformation latérale importante dans le barrage en s'éloignant de la fondation, tel que le déplacement maximal est observé à la crête du barrage et atteint une valeur maximale de 0.167 m.

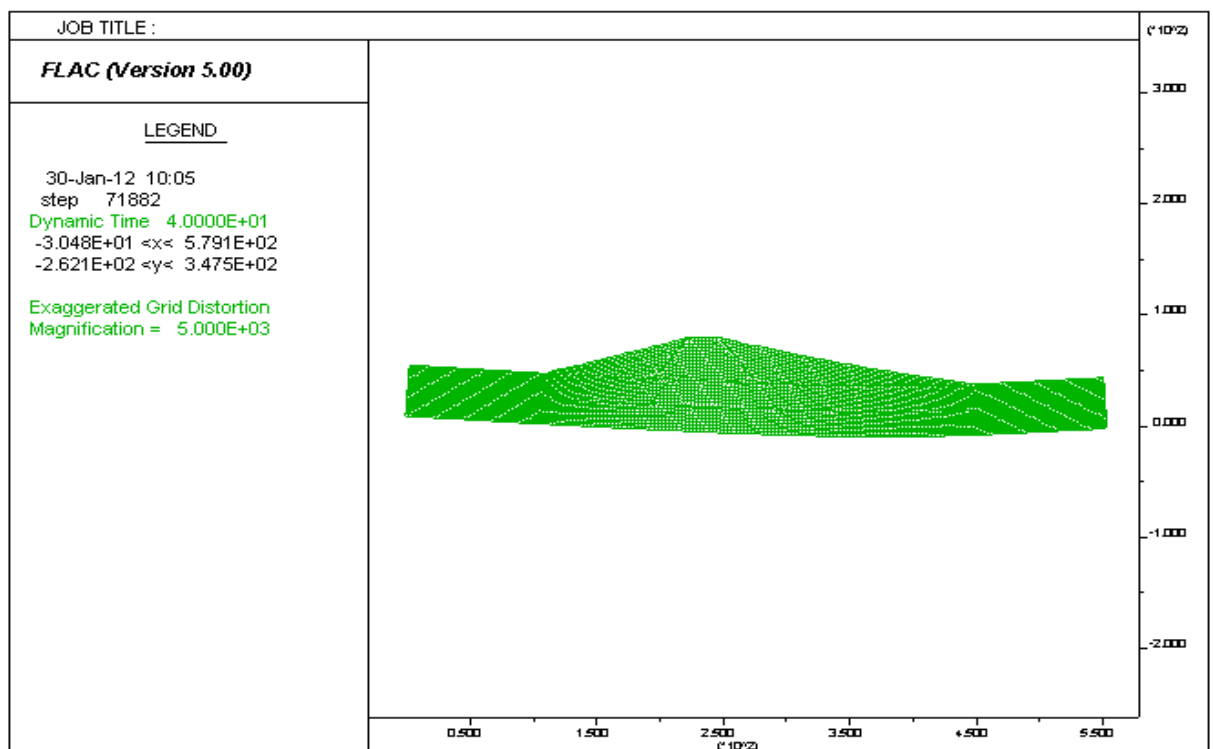


Figure 4.6 : Déformé du barrage à l'excitation maximale.

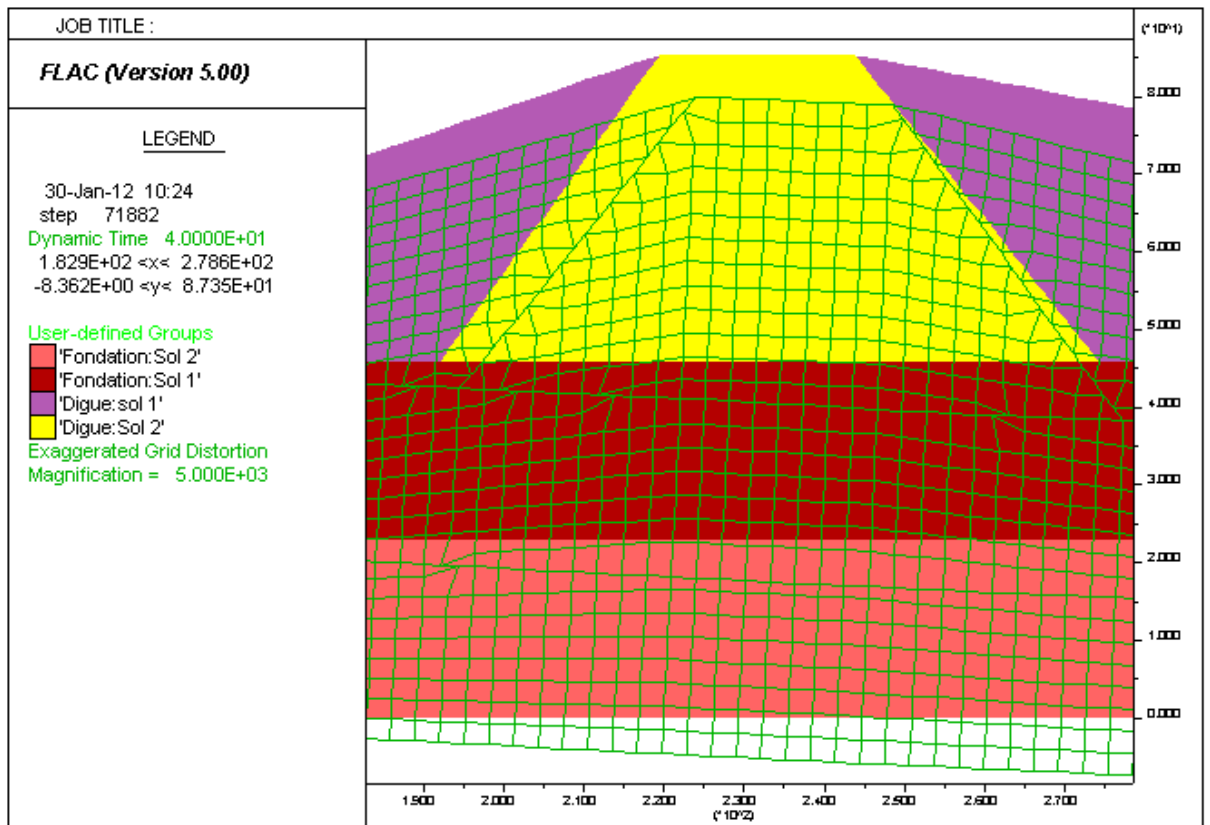


Figure 4.7 : Vue rapproché de la déformé du barrage à l'excitation maximale.

Les figures 4.8 et 4.9, montrent la variation de l'accélération et de la vitesse en fonction du temps pour le nœud situé à la crête du barrage, on remarque une amplification des accélérations $a_{max} = 5.78 \text{ m/s}^2$, et de même pour les vitesses $v_{max} = 0.677 \text{ m/s}$.

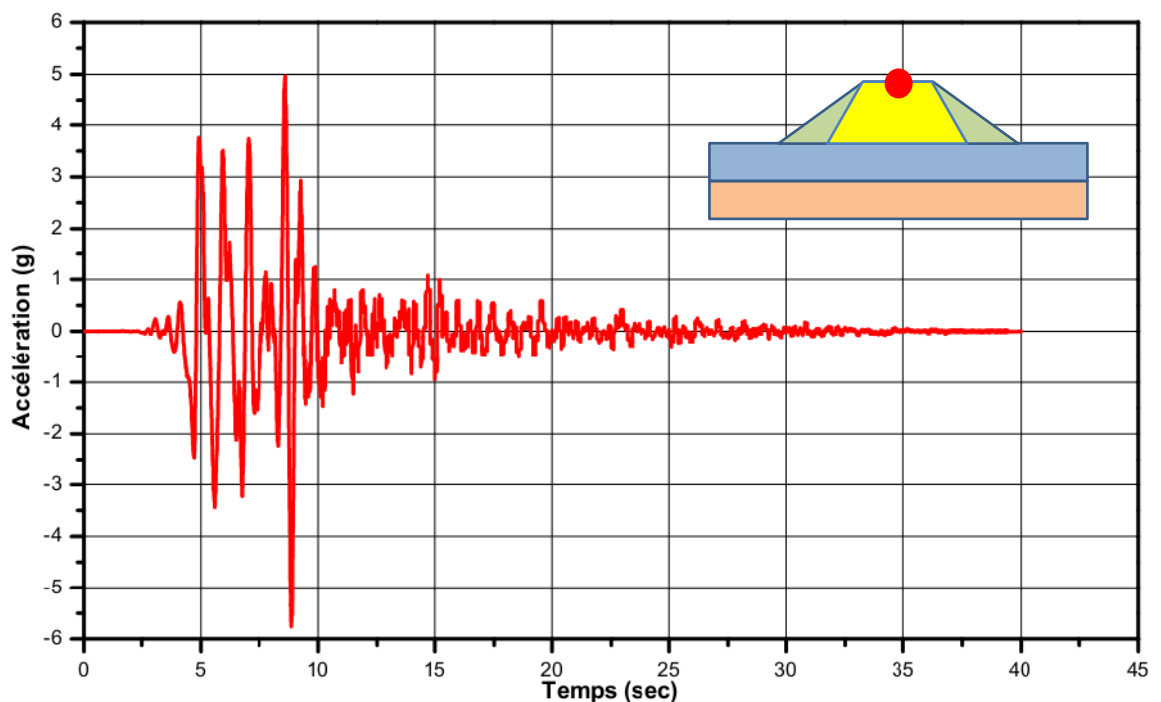


Figure 4.8 : Variation de l'accélération horizontale à la crête du barrage.

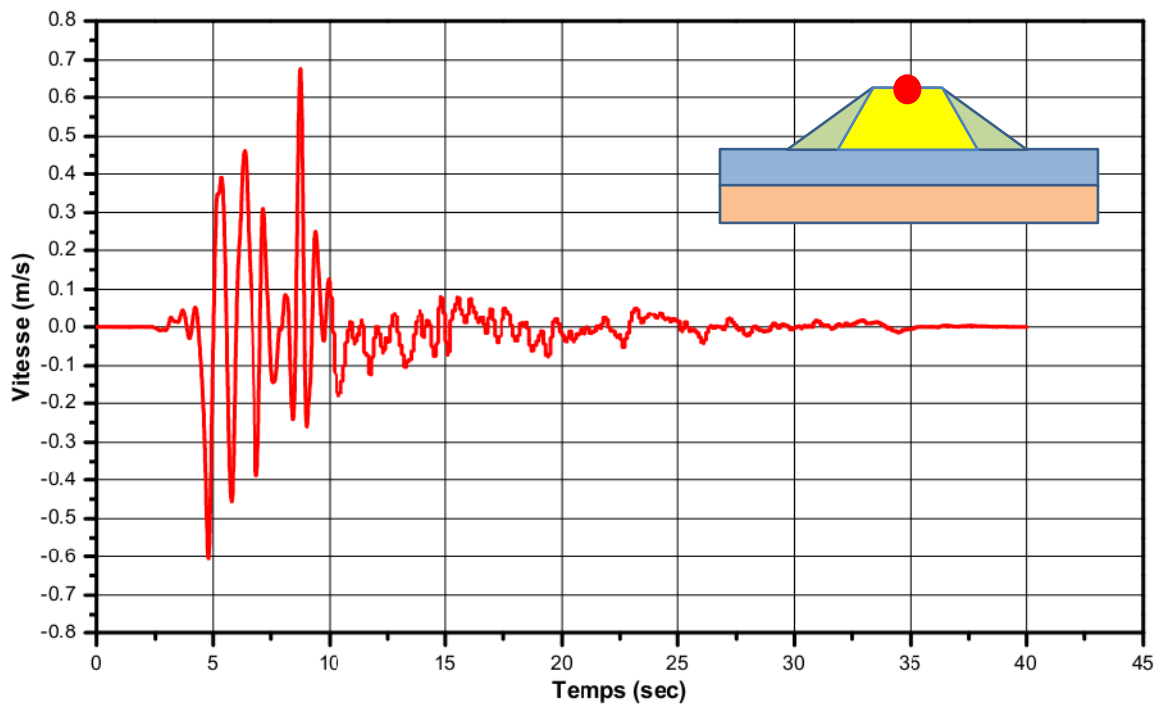


Figure 4.9 : Variation de la vitesse horizontale à la crête du barrage.

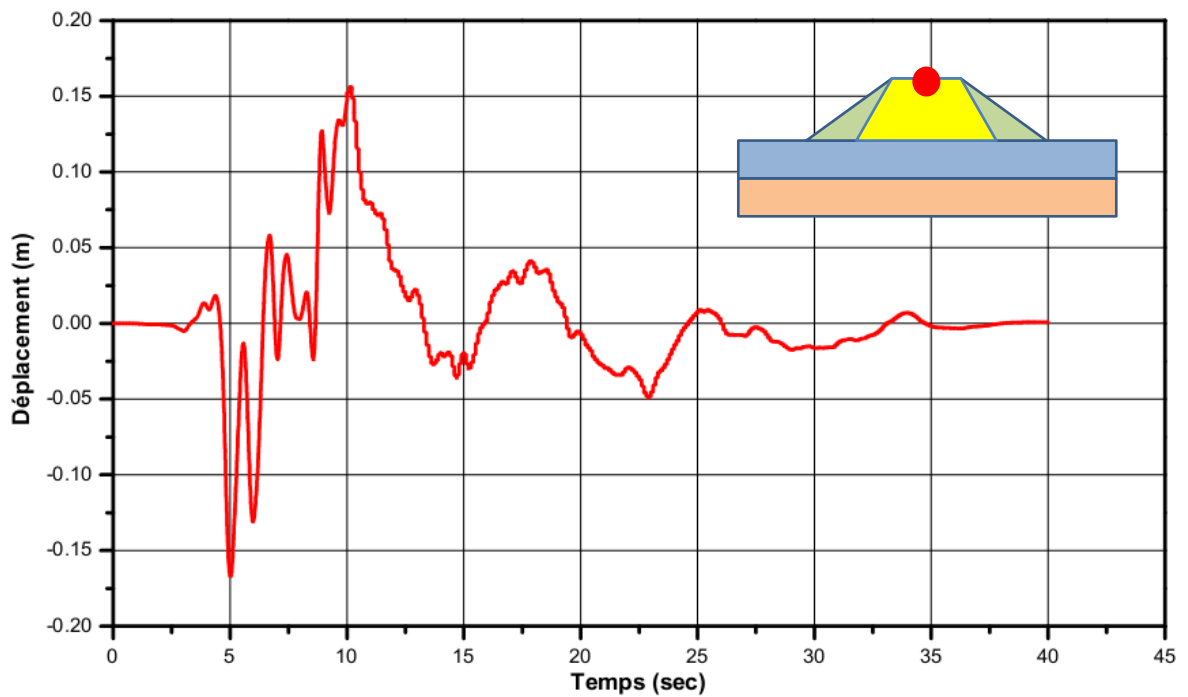


Figure 4.10 : Variation de déplacement horizontal à la crête du barrage.

Pour le nœud situé au milieu du barrage, on remarque aussi une amplification des accélérations $a_{max} = 2.86 \text{ m/s}^2$, et de même pour les vitesses $v_{max} = 0.332 \text{ m/s}$, (figures 4.11 et 4.12).

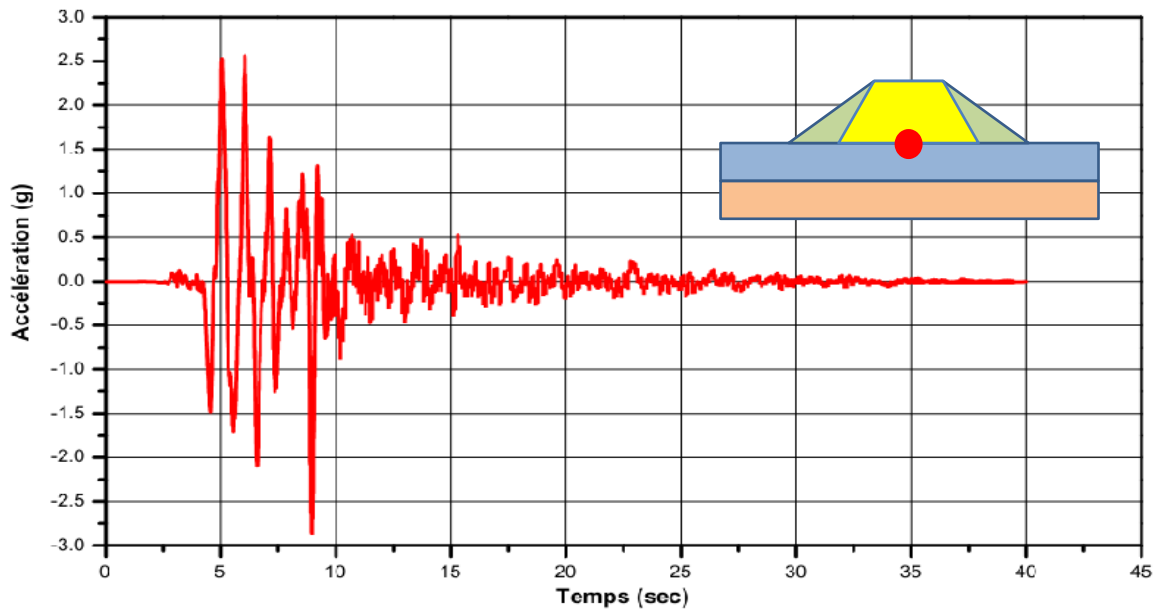


Figure 4.11 : Variation de l'accélération horizontale au milieu du barrage.

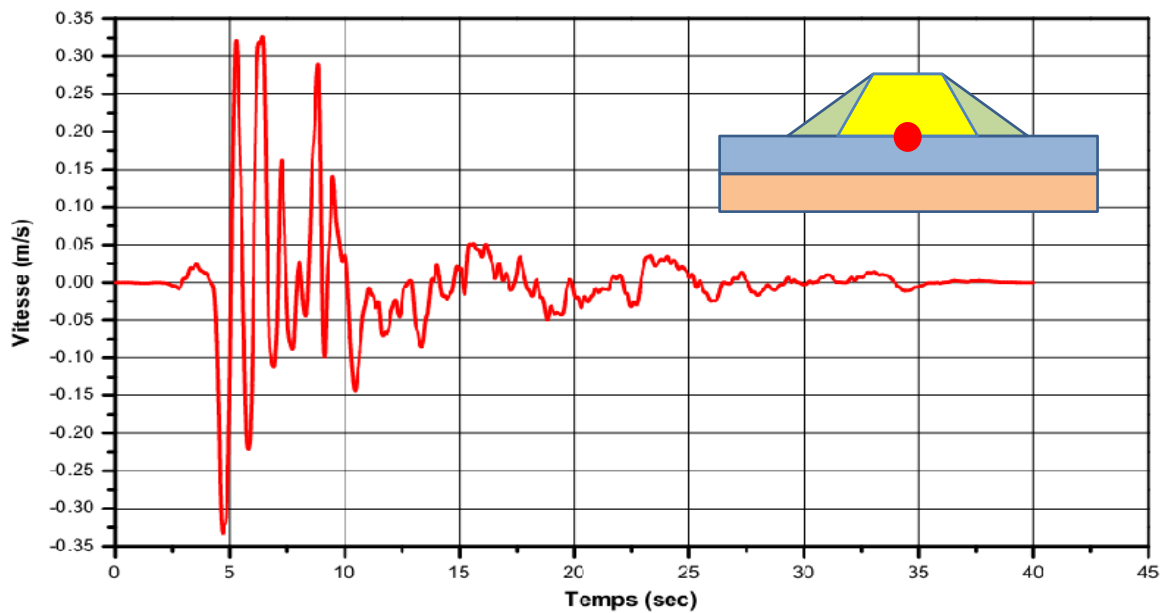


Figure 4.12 : Variation de la vitesse horizontale au milieu du barrage.

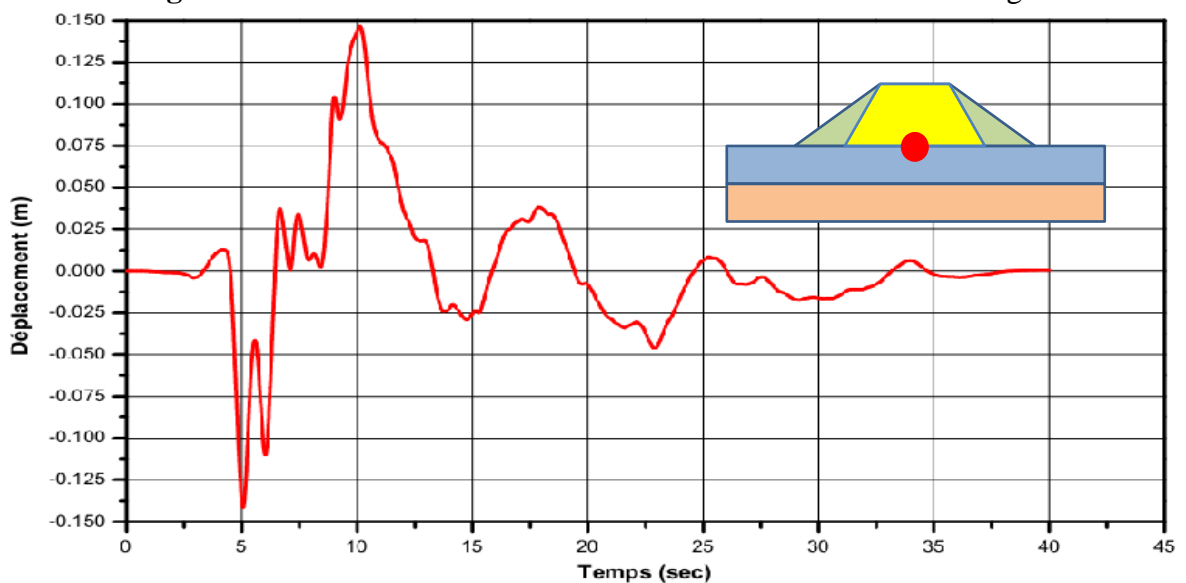


Figure 4.13 : Variation de déplacement horizontale au milieu du barrage.

IV.2.5.1 Variation des déplacements :

La variation des déplacements horizontaux et verticaux du modèle numérique sont représentés dans les figures 4.14, 4.15.

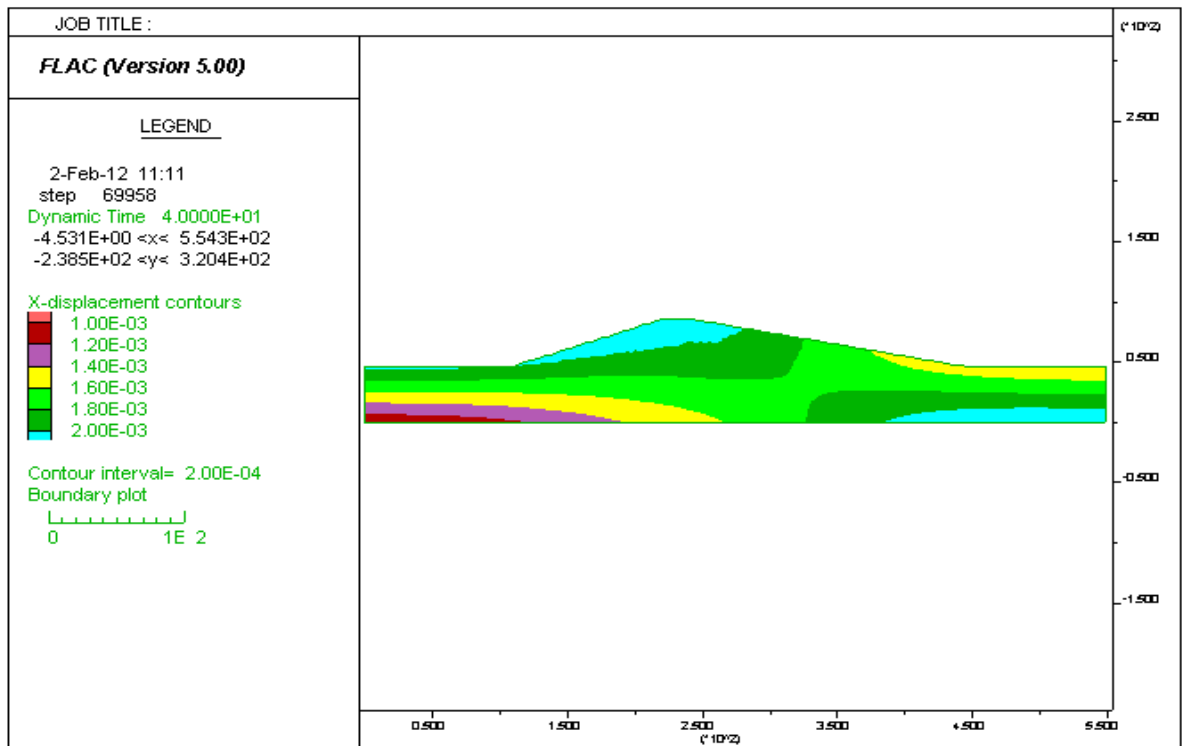


Figure 4.14 : Variation des déplacements horizontaux.

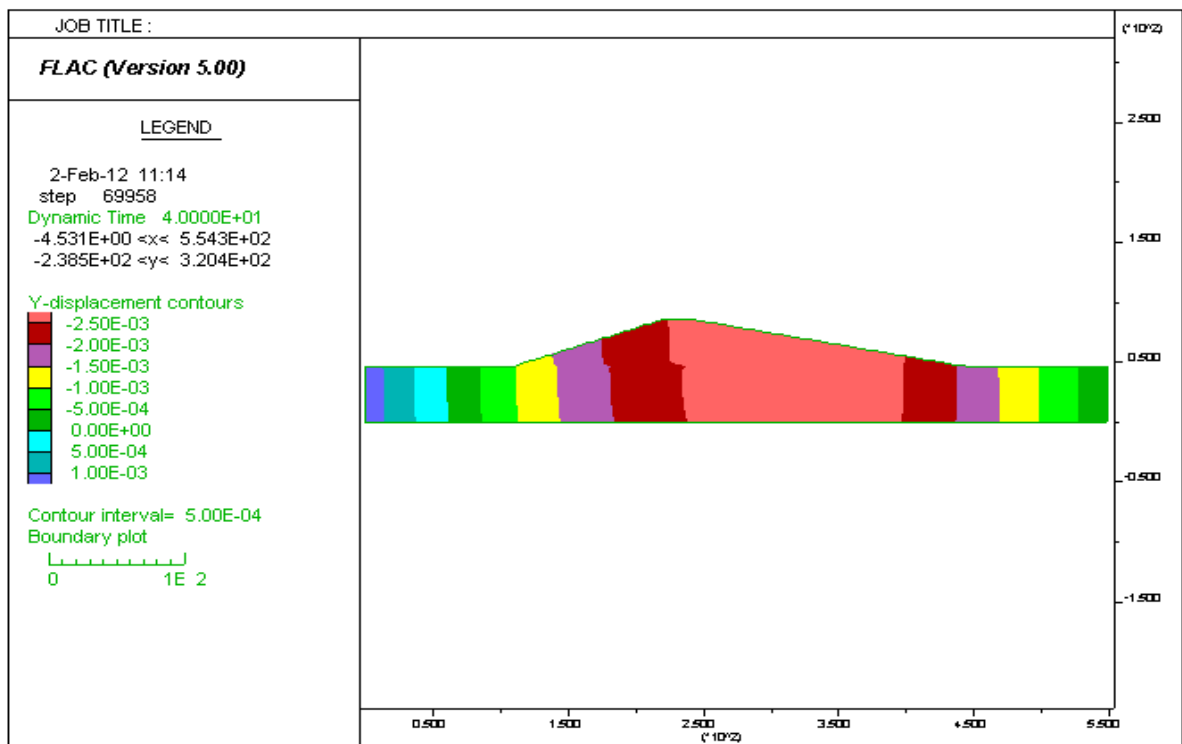


Figure 4.15 : Variation des déplacements verticaux.

Les figures 4.16, 4.17 et 4.18 représentent la variation des déplacements U_x et U_y selon la hauteur et la largeur du barrage, on remarque que :

- Les déplacements horizontaux augmentent en s'éloignant de la fondation, la valeur maximale est atteinte à la crête du barrage, de même pour les déplacements verticaux avec une légère augmentation dans la base de fondation par rapport aux nœuds situés juste au-dessus en raison de l'application de la contrainte de cisaillement (σ_s) et en présence des conditions absorbantes à la base du modèle (figure 4.16).

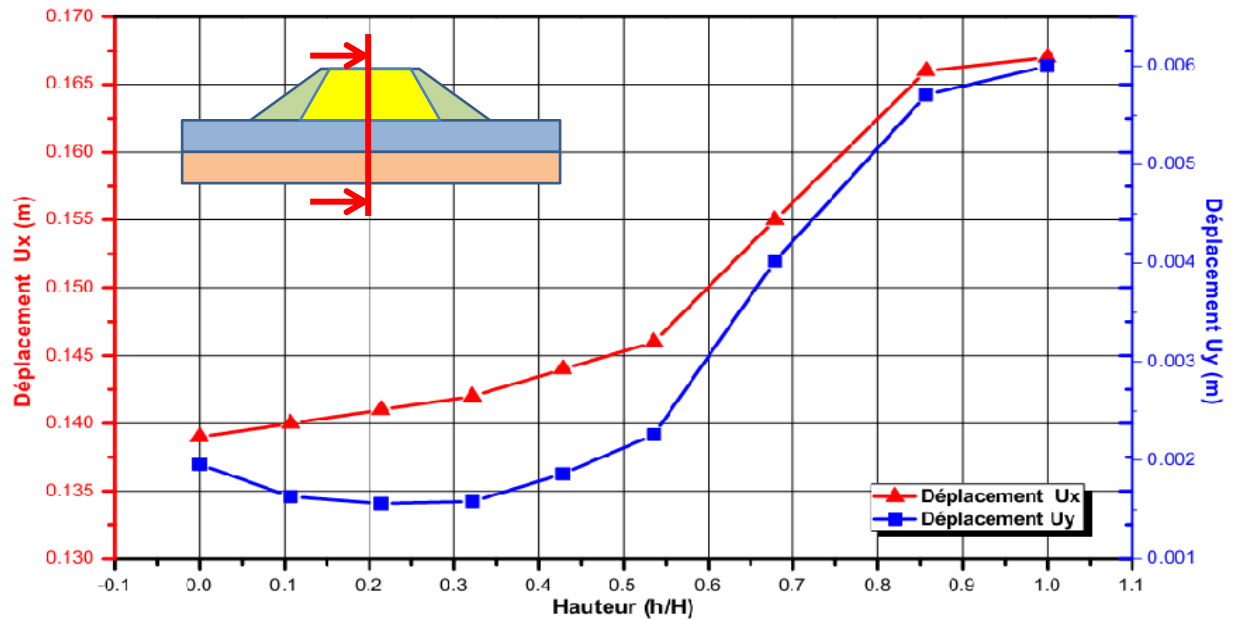


Figure 4.16 : Variation de déplacement en fonction de la hauteur.

- Légère augmentation des déplacements horizontaux au milieu du barrage du coté amont vers le coté aval, avec une diminution des déplacements verticaux (figure 4.17).

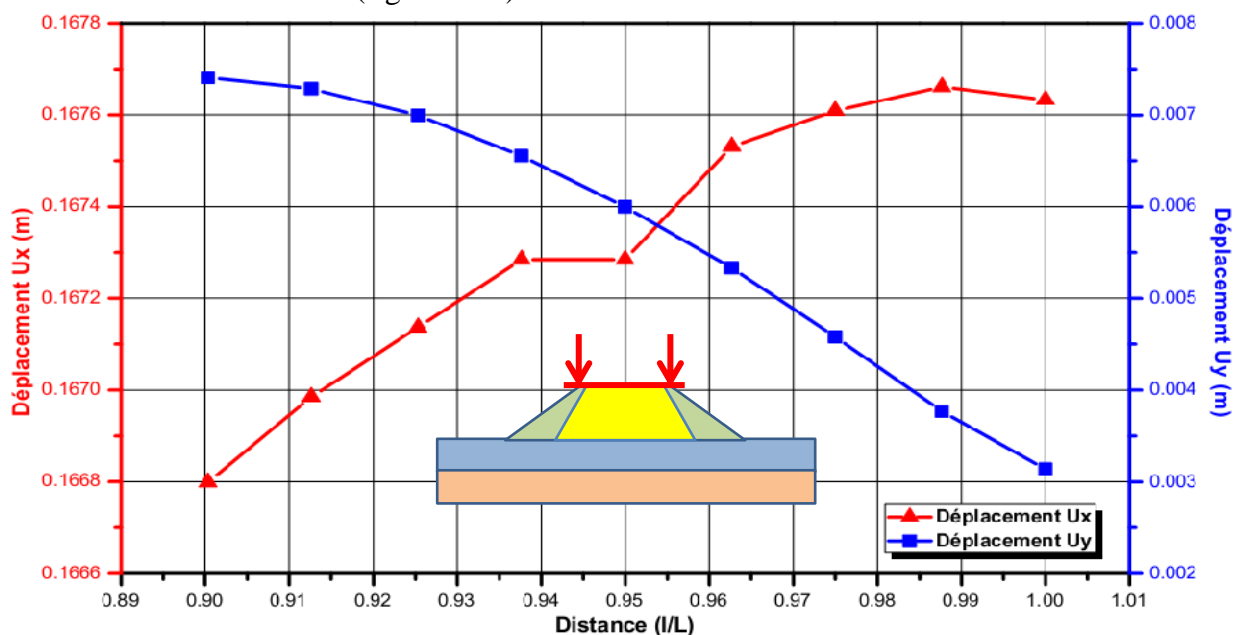


Figure 4.17 : Variation de déplacement en fonction de la distance horizontale à la crête du barrage.

Les valeurs maximales des déplacements horizontaux sont au noyau contrairement pour les déplacements verticaux (figure 4.18).

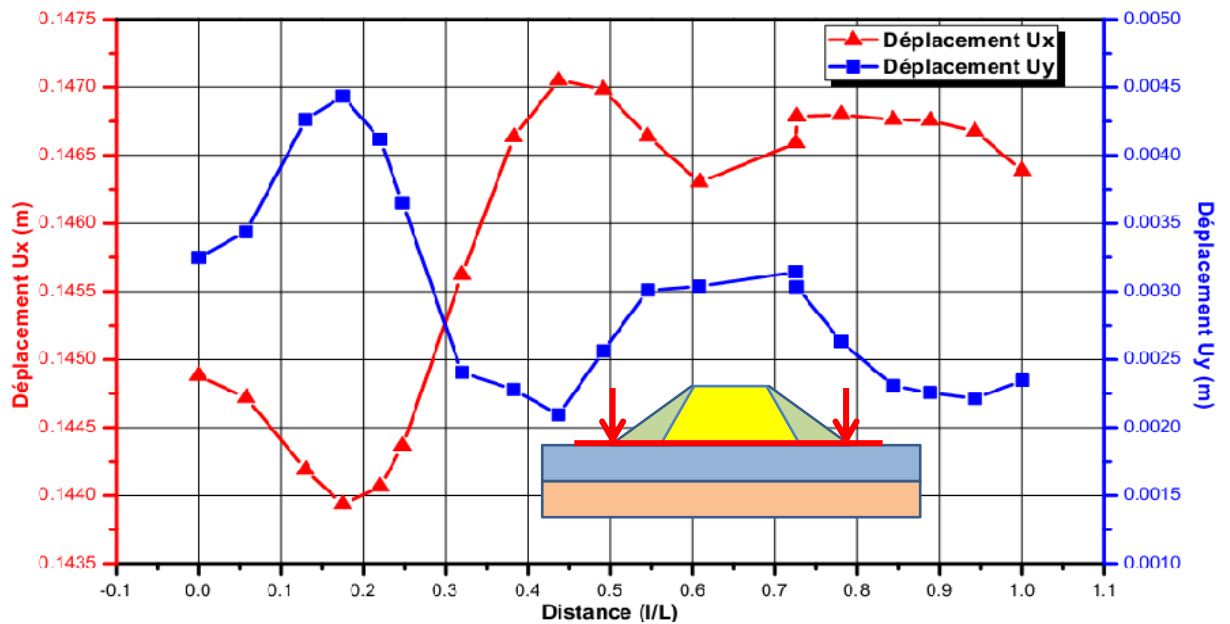


Figure 4.18 : Variation de déplacement en fonction de la distance horizontale au milieu du barrage.

IV.2.5.2 Variations des déformations de cisaillement :

Dans le calcul élastique, il est important d’interpréter les déformations de cisaillement maximales dans le modèle numérique pour déterminer la variation du module de cisaillement (G) dans la courbe (G/G_{max}) et le taux d’amortissement (ξ) dans la courbe (ξ/ξ_{max}) . La figure 4.19 représente la déformation de cisaillement du barrage.

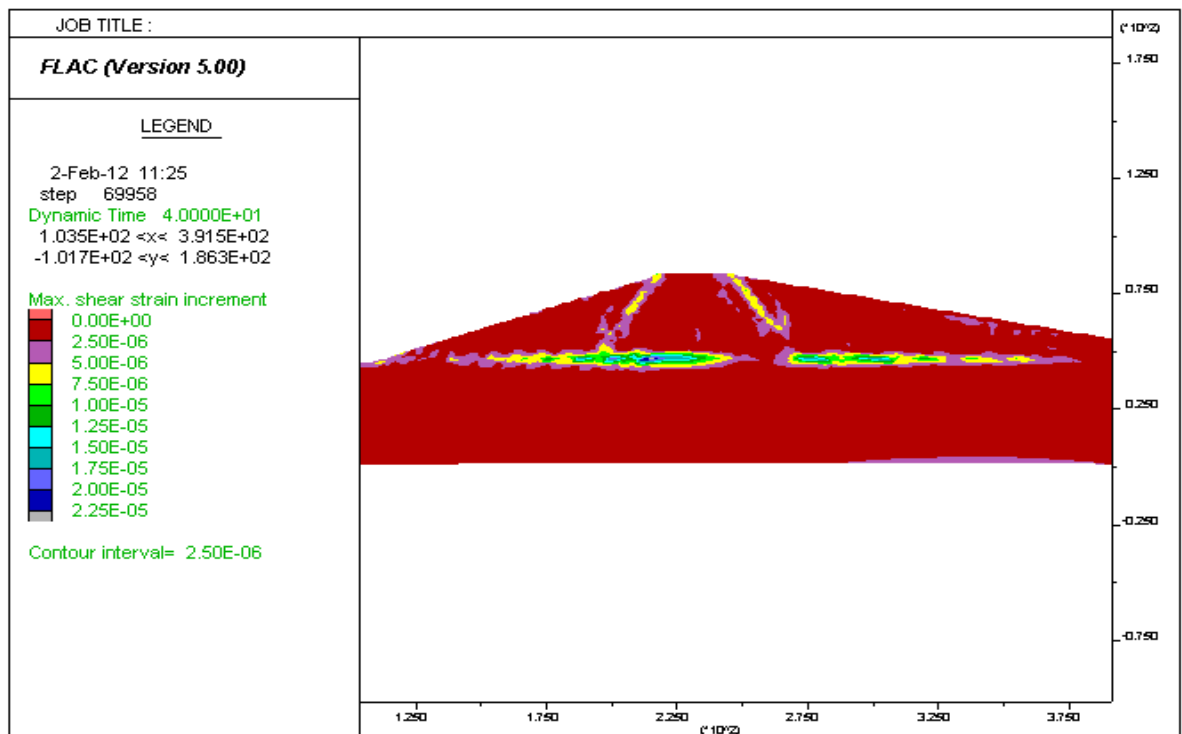


Figure 4.19 : Variation des déformations du cisaillement.

La figure 4.20 représente la variation des déformations du cisaillement à l'état élastique pour différentes régions du barrage, on voit que la déformation maximale atteint à 0.15%.

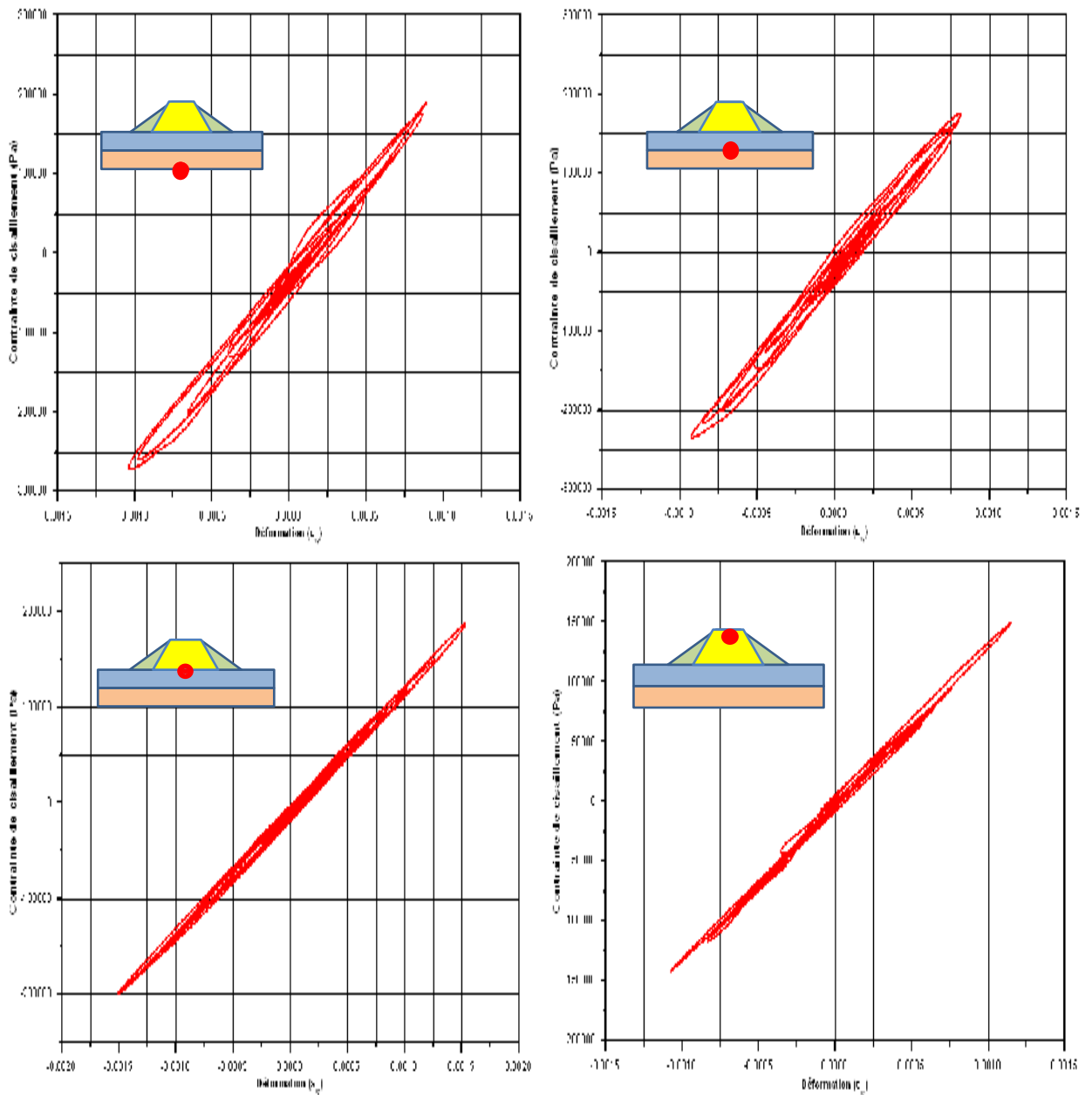


Figure 4.20 : déformation du cisaillement pour différentes régions.

IV.2.5.3 Variation des fréquences :

Le calcul des fréquences propre du barrage se fait pour différentes régions, l'objectif de ce calcul est de déterminer le centre des fréquences de l'amortissement de Rayleigh du système. La figure 4.21 représente les fréquences propres du système en fonction du spectre de réponse des vitesses, on voit que la fréquence naturelle dominante situé à la crête du barrage est de 1.00 Hz.

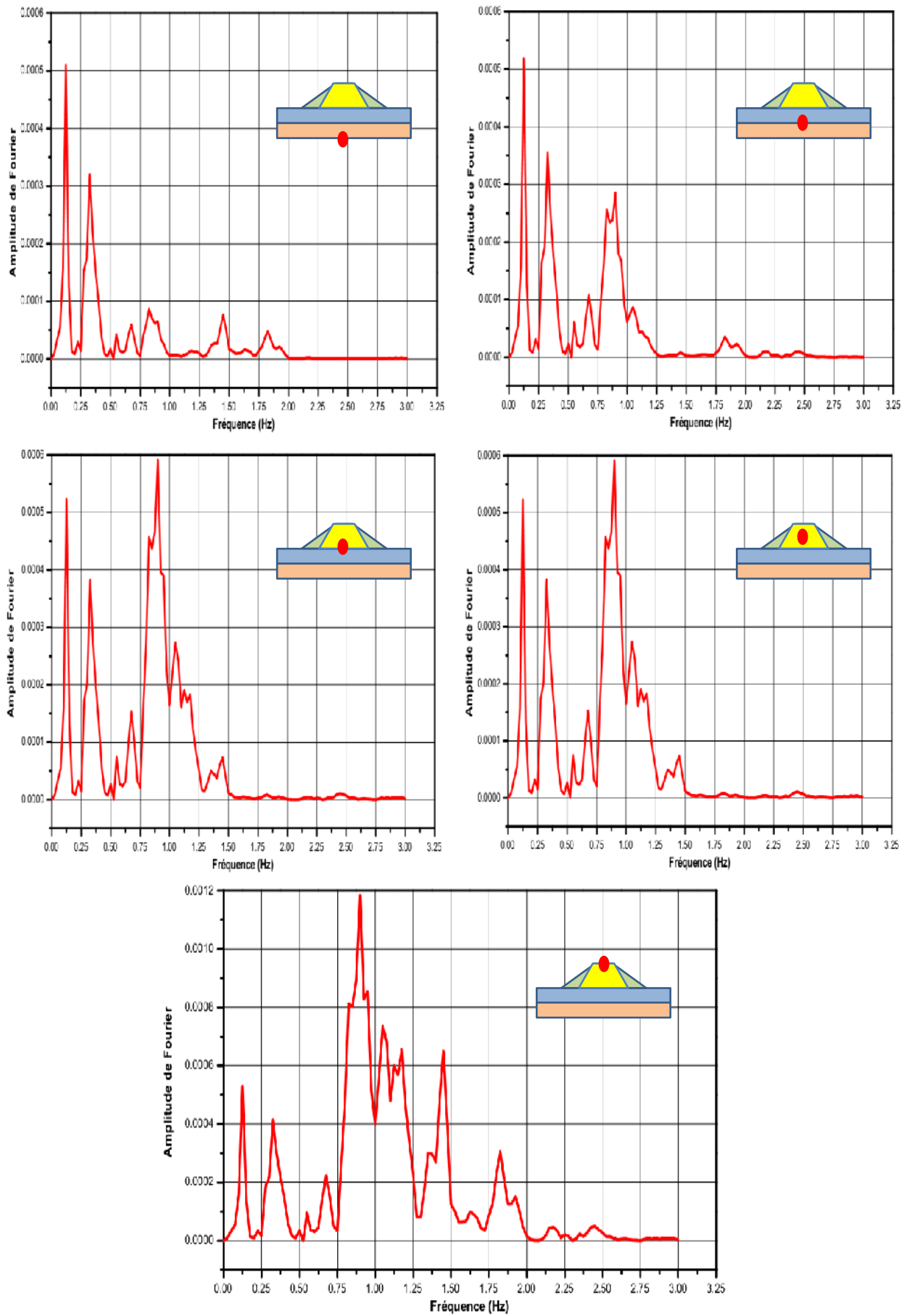


Figure 4.21 : Variation des fréquences pour différentes régions.

IV.2.5.4 Choix de l'amortissement de Rayleigh :

Les paramètres de l'amortissement de Rayleigh sont choisis à l'aide de la fonction d'amortissement (figure 4.22) et la fréquence naturelle dominante écrite dans la section précédente. On suppose que la déformation du cisaillement est 0.10%. L'amortissement de Rayleigh est choisi à 0.065.

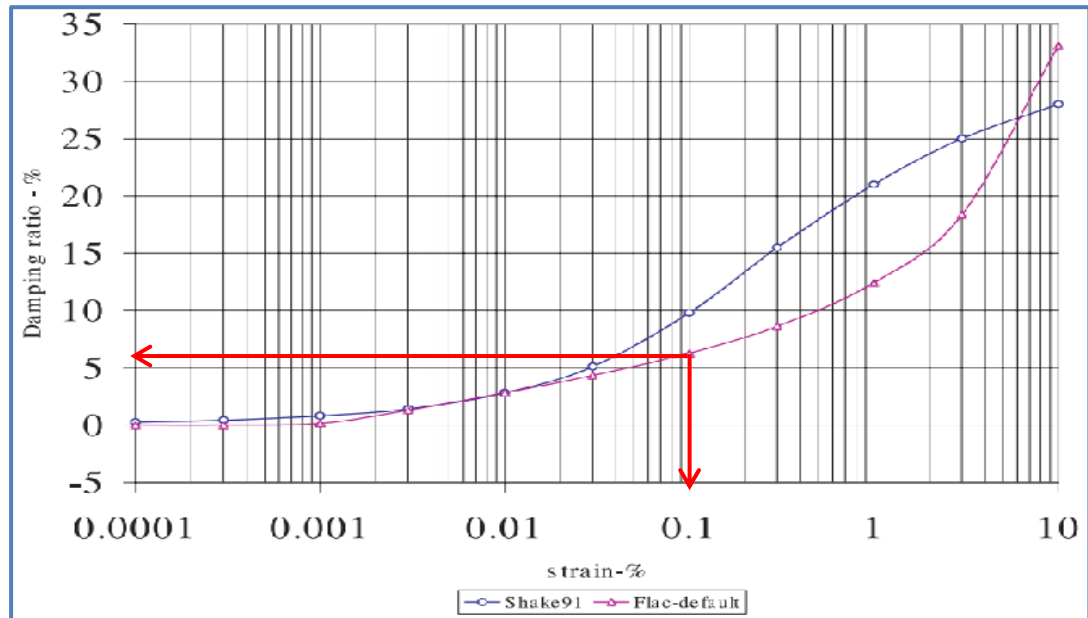


Figure 4.22 : Fonction du facteur d'amortissement.

IV.2.5.5 Choix du module de cisaillement :

Le module de cisaillement initial est réduit par un facteur de 0.6 dans le modèle (figure 4.23) pour tous les sols.

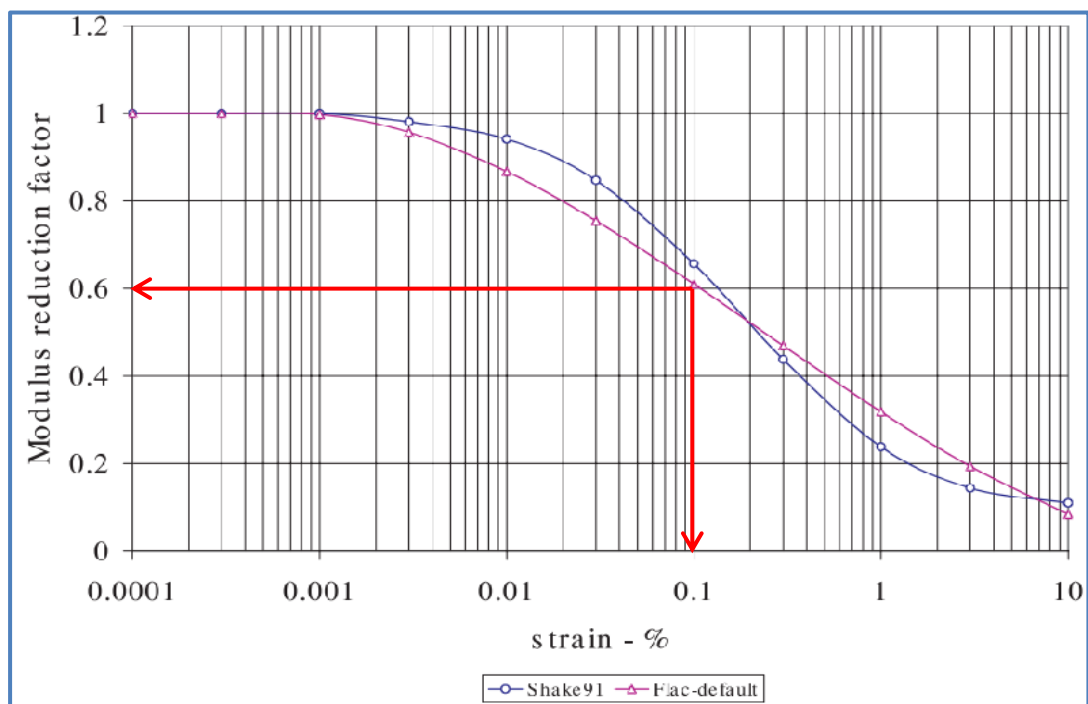


Figure 4.23 : Fonction du module de cisaillement G/G_{max} .

On note que l'amortissement de Rayleigh et le facteur du module de cisaillement sont utilisés dans la simulation par le modèle du comportement du Mohr-Coulomb.

IV.2.6 Analyse paramétrique

La réponse sismique du barrage est affectée par les propriétés mécaniques et la densité des matériaux. Dans le suivant nous présentons une étude de l'influence des paramètres suivants :

- ✚ La densité de noyau et des recharges amont et aval.
- ✚ La rigidité de noyau et des recharges amont et aval.

Pour étudier l'influence de la densité et de la rigidité, on procède de la manière suivante :

En premier, nous varions la densité de noyau et des recharges amont et aval (tableau 4.2), Ensuite la rigidité de noyau, recharges amont et aval et fondation (tableau 4.3).

IV.2.6.1 Influence de la densité de noyau et des recharges amont et aval :

| Sols | γ (KN/m ³) | | |
|------|-------------------------------|-------|-------|
| | 3 | 16.00 | 18.00 |
| 4 | 19.00 | 21.00 | 23.00 |

Tableau 4.2 : Valeurs de la densité pour le noyau et les recharges amont et aval.

L'influence de la variation de la densité des recharges amont et aval sur l'amplification sismique du barrage est illustré dans la figure 4.24, il peut être observé que la diminution de la densité des recharges amont et aval conduit à une augmentation de l'amplification dynamique. Ce résultat est également prévu, en raison de la diminution de la masse du barrage.

La figure 4.25 représente l'influence de la variation de la densité du noyau sur l'amplification sismique dans le barrage. On peut observer que cette variation n'affecte pas la réponse du barrage. Ce résultat est prévu, en raison de la masse du noyau présente une petite partie de la masse du barrage.

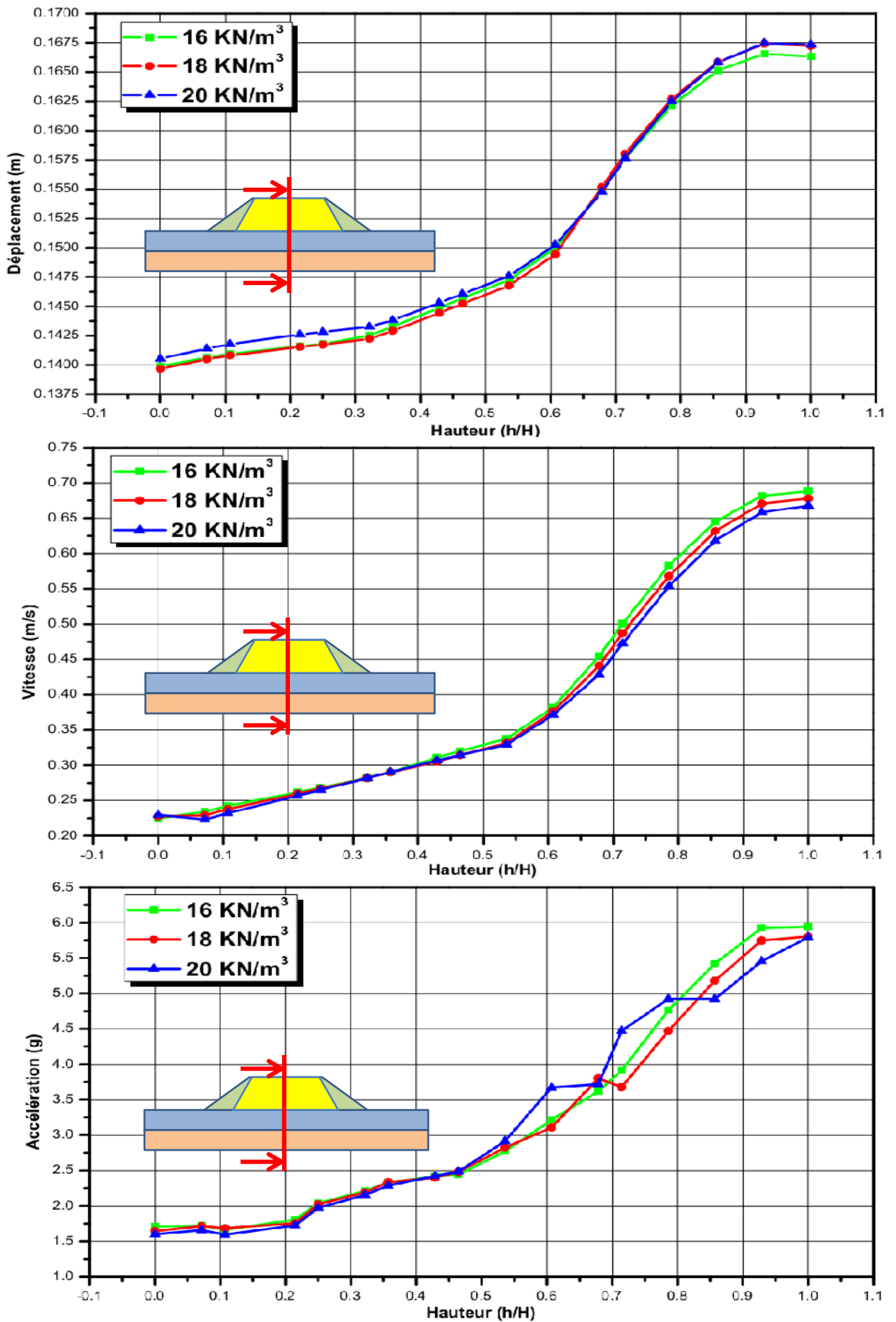


Figure 4.24 : Influence de la densité des recharges amont et aval sur la distribution des : déplacements, vitesses et accélérations.

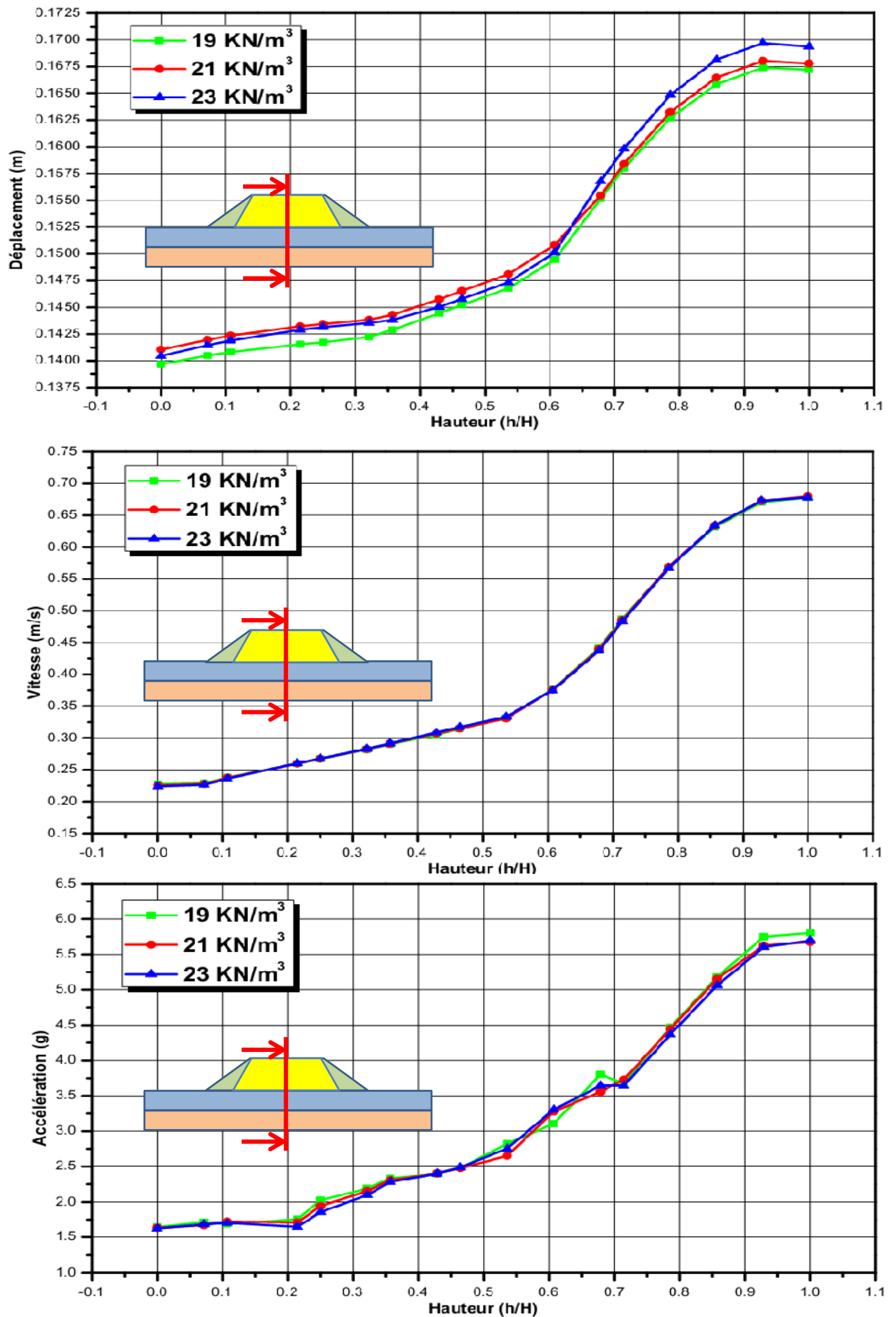


Figure 4.25 : Influence de la densité du noyau sur la distribution des : déplacements, vitesses et accélérations.

IV.2.6.2 Influence de la rigidité de noyau et des recharges amont et aval :

| Sols | Cas | E (Kpa) | ν | G (Kpa) | K (Kpa) |
|------|-----|--------------|-------|--------------|--------------|
| 3 | A | 250000.00 | 0.30 | 096153.85 | 208333.34 |
| | B | 300000.00 | | 115384.62 | 250000.00 |
| | C | 327405.20 | | 125925.07 | 272837.67 |
| 4 | D | 327405.20 | 0.30 | 125925.07 | 272837.67 |
| | E | 350000.00 | | 134615.39 | 291666.67 |
| | F | 400000.00 | | 153846.16 | 333333.34 |

Tableau 4.3 : Valeurs de la rigidité pour le noyau et des recharges amont et aval.

L'influence de la variation de la rigidité des recharges amont et aval sur l'amplification sismique dans le barrage est illustré dans la figure 4.26, Il peut être observé que la diminution de la rigidité conduit à une augmentation de l'amplification dynamique.

La figure 4.27 montre l'influence de la variation de la rigidité du noyau sur l'amplification sismique du barrage. On peut observer que cette modification entraîne une diminution modérée de l'amplification dynamique.

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

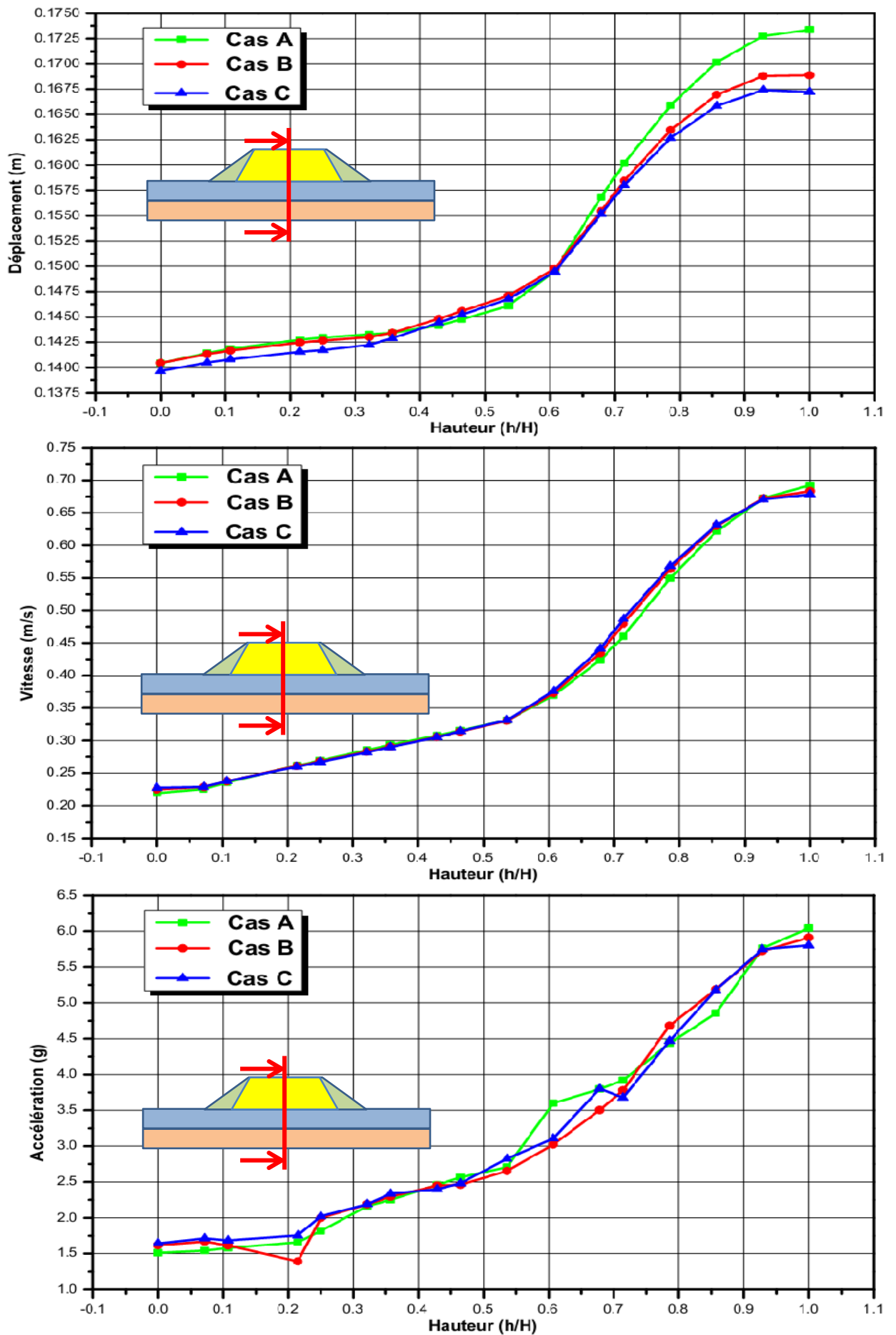


Figure 4.26 : Influence de la rigidité des recharges amont et aval sur la distribution des : déplacements, vitesses et accélérations.

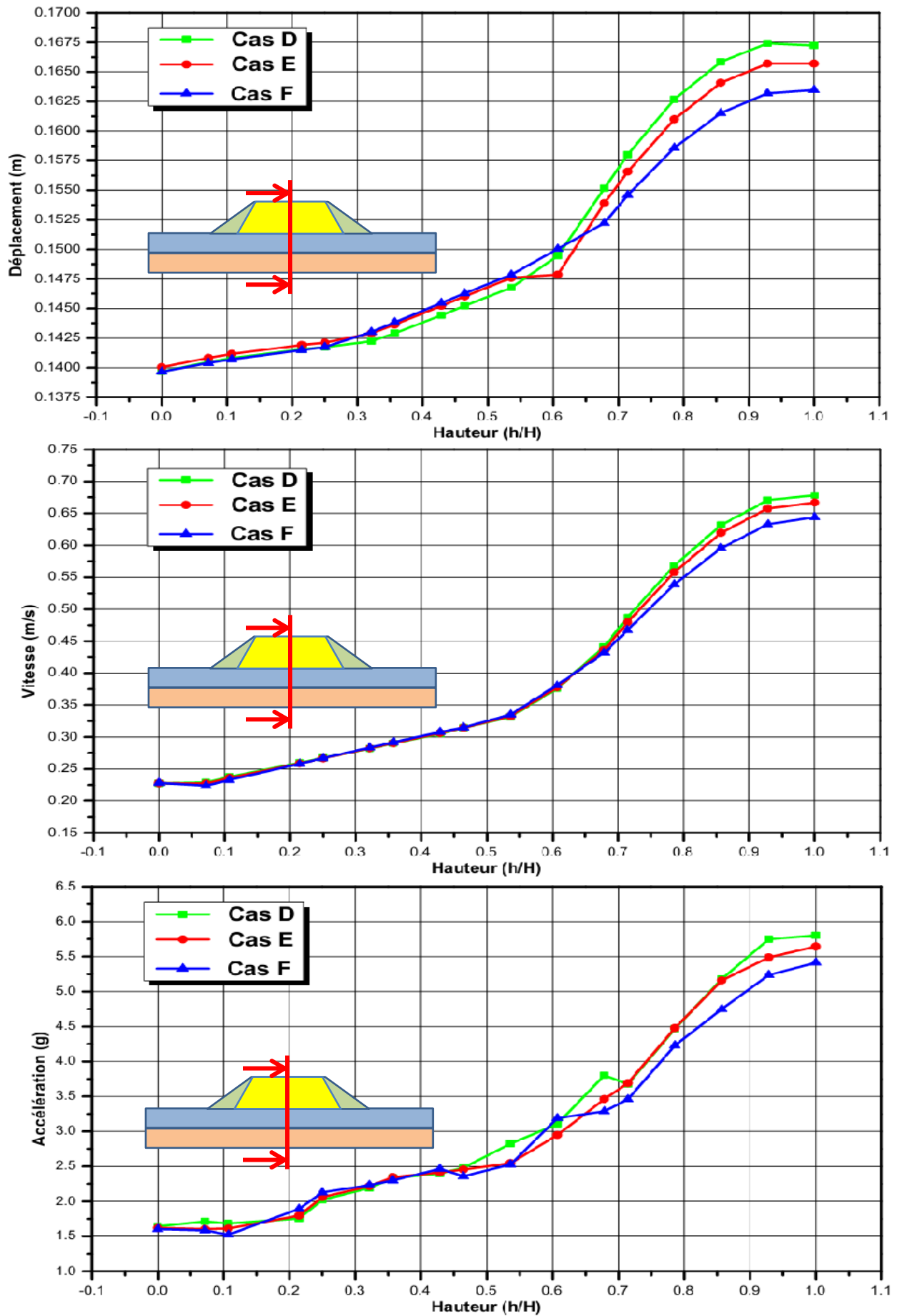


Figure 4.27 : Influence de la rigidité du noyau sur la distribution des :
déplacements, vitesses et accélérations.

IV.3 L'ANALYSE ELASTOPLASTIQUE :

Cette section présente l'analyse de l'exemple précédent, mais par une étude élastoplastique en utilisant le modèle de comportement de Mohr-Coulomb.

IV.3.1 Présentation du modèle de Mohr-Coulomb

Cette loi élastique parfaitement plastique est utilisée pour décrire de manière approchée le comportement des sols pulvérulents (sable), des sols cohérents (argiles et limons) et de certaines roches.

Dans l'espace des contraintes principales effectives $(\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3)$ la surface définie par la fonction de charge F est une pyramide de section hexagonale ayant pour axe la droite d'équation (figure 4.25) : $(\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3)$

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

$$F(\sigma'_{ij}) = |\sigma'_1 - \sigma'_3| - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi' - 2c' \cos \varphi' = 0 \quad (4.1)$$

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

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

$$G(\sigma'_{ij}) = |\sigma'_1 - \sigma'_3| - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \psi \quad (4.2)$$

Lorsque les angles φ' et ψ sont égaux, la règle d'écoulement est dite associée. La partie élastique du comportement est définie par l'élasticité linéaire isotrope de Hooke.

Au total, la loi de Mohr-Coulomb comprend cinq paramètres mécaniques : E (module d'Young), ν (coefficient de Poisson), C (cohésion), φ (angle de frottement) et ψ (angle de dilatance).

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

$$\frac{d\varepsilon_{vol}^p}{d\varepsilon_a^p} = \frac{-2 \sin \psi}{1 - \sin \psi} \quad (4.3)$$

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

En mécanique des sols, la cohésion C et l'angle de frottement φ sont traditionnellement calculés dans le plan de Mohr (σ, τ) à partir des états de contraintes à la rupture (figure 4.28).

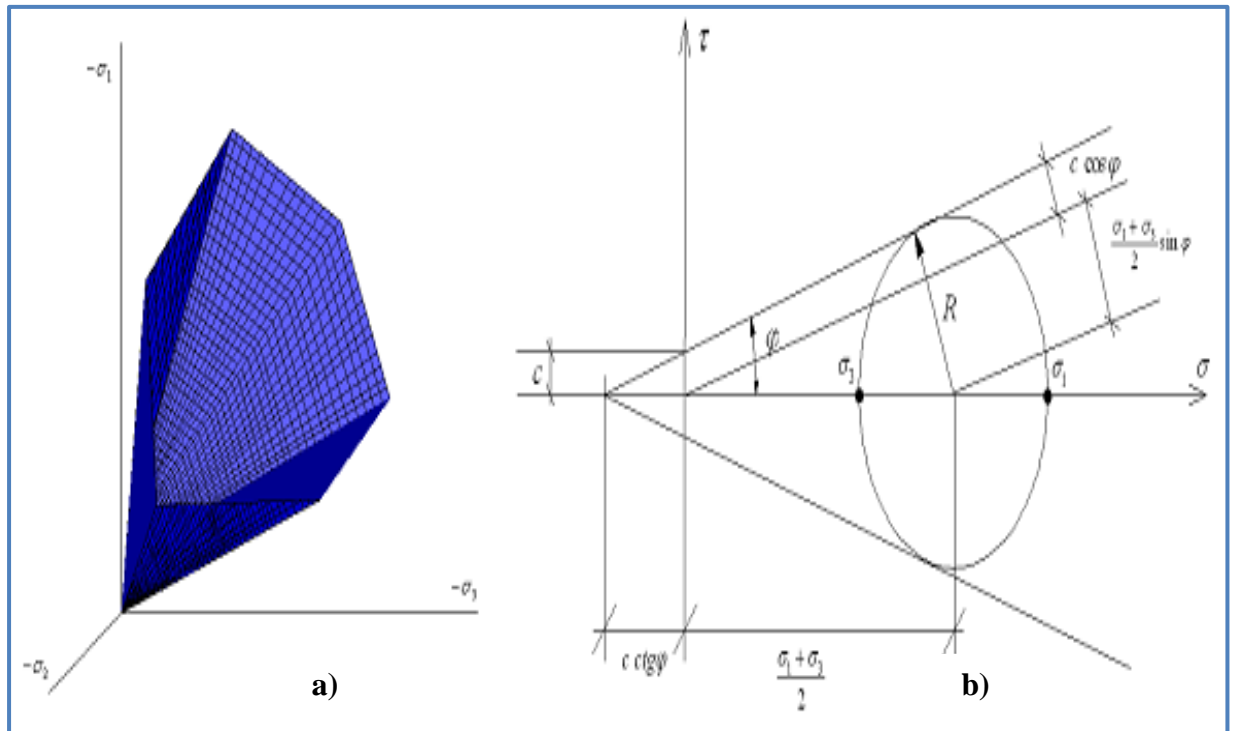


Figure 4.28 : a)- Surface de charge de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes principales ($c=0$),

b)- Critère de rupture Mohr-Coulomb dans le diagramme de (σ, τ) .

IV.3.2 Exemple de l'analyse

On garde le même exemple que le précédent (figure 4.1), les paramètres du modèle de Mohr-Coulomb sont donnés dans le tableau (tableau 4.4). Le système est soumis aux accélérations du séisme de Loma Prieta en Californie.

Le pourcentage de l'amortissement de Rayleigh $\alpha = 6.5\%$ pour la rigidité et $\beta = 6.5\%$ pour la masse avec une fréquence naturel dominante $f = 1.00$ Hz.

| Sols | γ (Kg/m ³) | E (Kpa) | ν | C (Kpa) | φ (degrés) | ψ (degrés) |
|------|----------------------------------|--------------|-------|--------------|-----------------------|--------------------|
| 1 | 20.00 | 610808.50 | 0.30 | 4.00 | 40.00 | 0.00 |
| 2 | 20.00 | 610808.50 | 0.30 | 8.00 | 40.00 | 0.00 |
| 3 | 18.00 | 327405.20 | 0.30 | 6.00 | 35.00 | 0.00 |
| 4 | 19.00 | 327405.20 | 0.30 | 6.00 | 35.00 | 0.00 |

Tableau 4.4 : Propriétés des matériaux utilisées dans l'analyse.

IV.3.3 La réponse du barrage au tremblement de terre

La réponse du barrage à l'excitation maximale est représentée dans la figure 4.29, le déplacement maximal est observé à la crête du barrage et atteint une valeur maximale de 0.202 m.

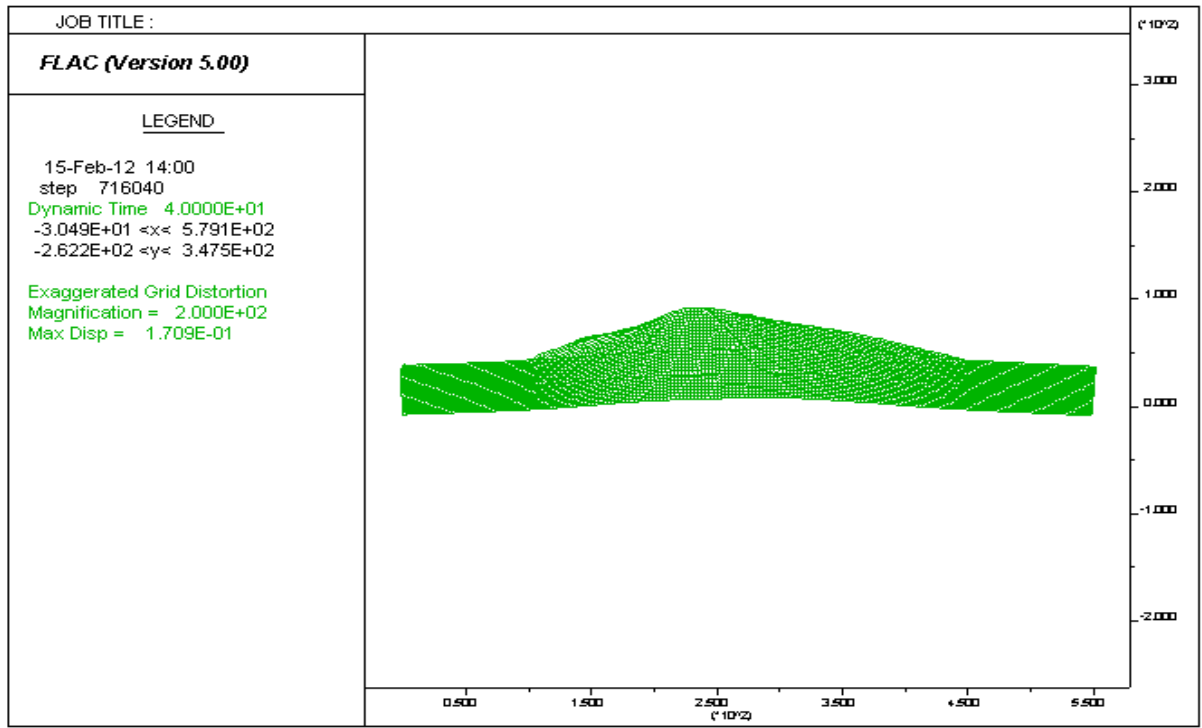


Figure 4.29 : Déformé du barrage à l'excitation maximale.

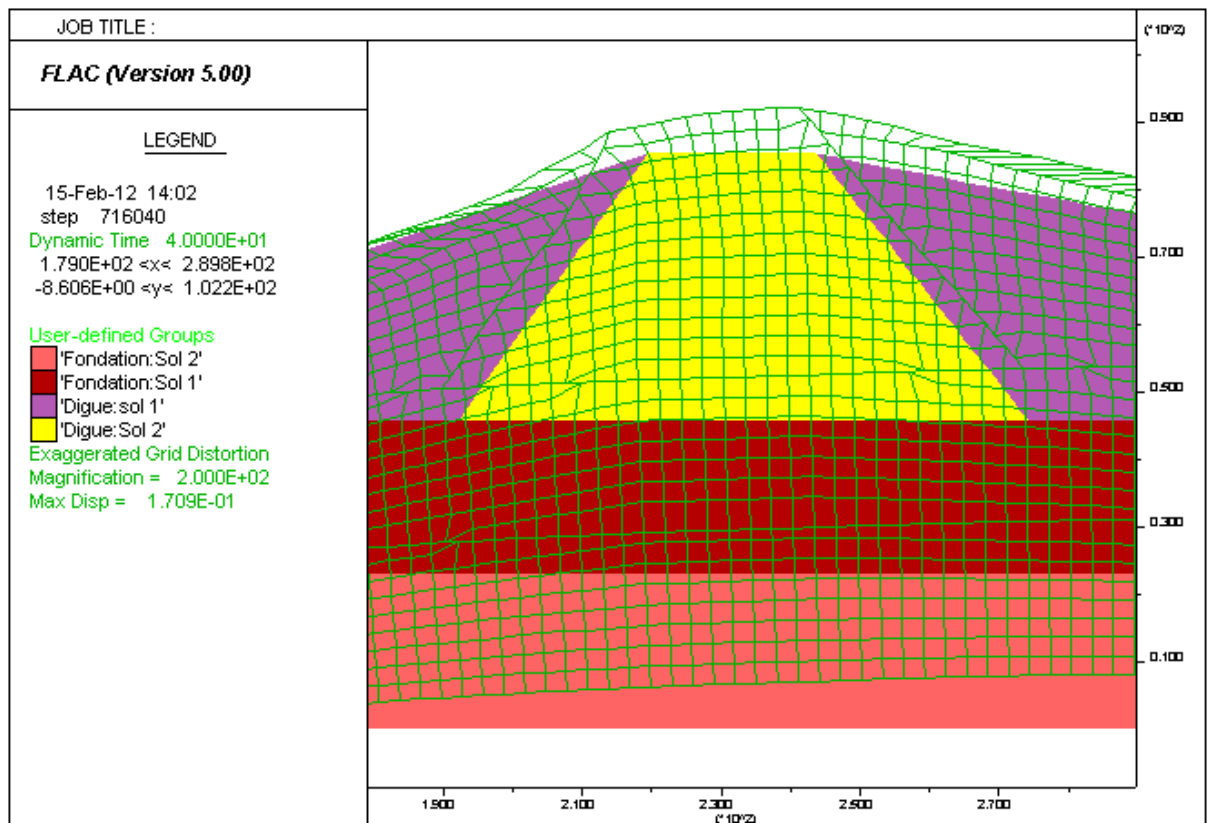


Figure 4.30 : Vue rapproché de la déformé du barrage à l'excitation maximale.

IV.3.3.1 Distribution de la plasticité dans le barrage :

La figure 4.31 montre la distribution de la plasticité dans le barrage, on ne remarque qu'aucune plastification dans le barrage en raison de la rigidité élevée, les caractéristiques mécaniques des matériaux et l'amortissement de Rayleigh.

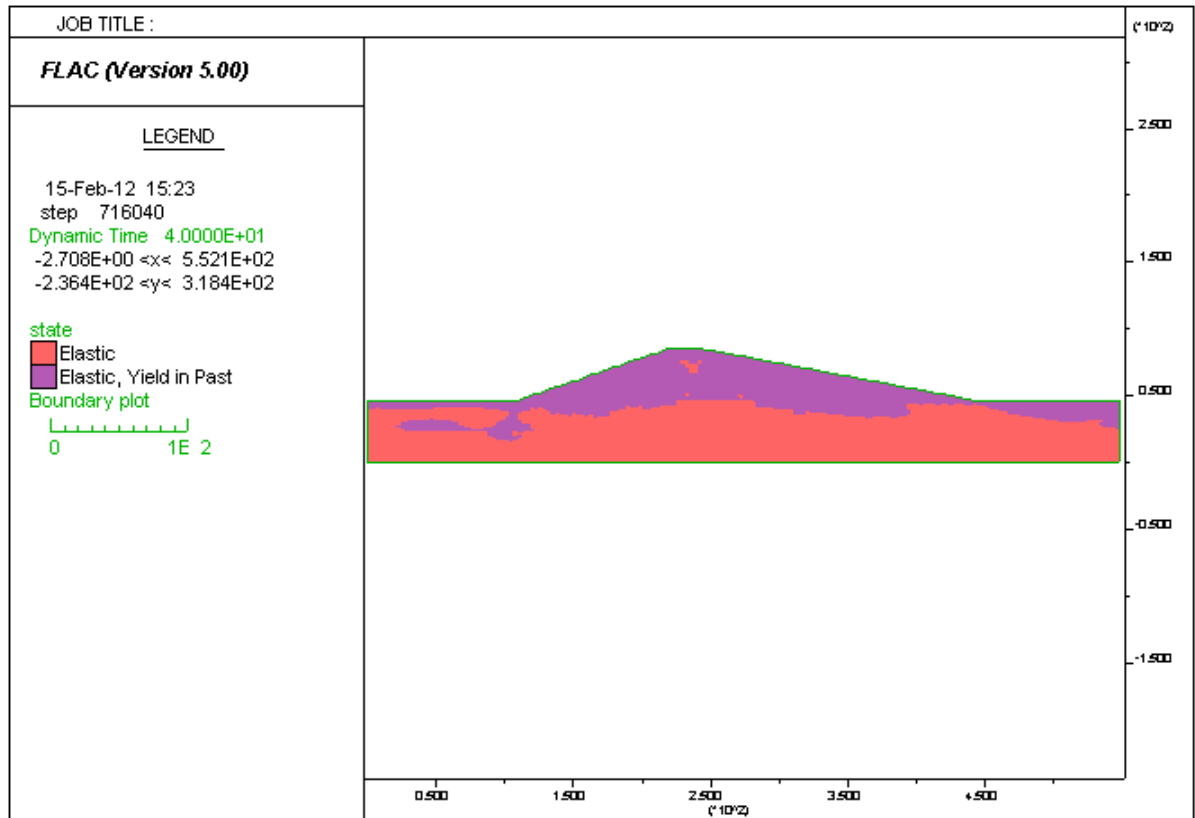


Figure 4.31 : Distribution de la plasticité dans le barrage.

Les figures 4.32, 4.33 et 4.34 montrent la variation de l'accélération, la vitesse et le déplacement en fonction du temps pour le nœud situé à la crête du barrage, on remarque une atténuation des accélérations $a_{max} = 3.780 \text{ m/s}^2$, et de même pour les vitesses $v_{max} = 0.632 \text{ m/s}$ en comparant avec les résultats de l'analyse élastique. Pour les déplacements on remarque à la fin du chargement sismique un déplacement résiduel de 0.0164 m.

Pour le nœud situé au milieu du barrage, on remarque aussi une atténuation des accélérations $a_{max} = 2.160 \text{ m/s}^2$, et une amplification des vitesses $v_{max} = 0.340 \text{ m/s}$, (figures 4.35 et 4.36). Ces résultats sont prévus en raison du comportement plastique du sol.

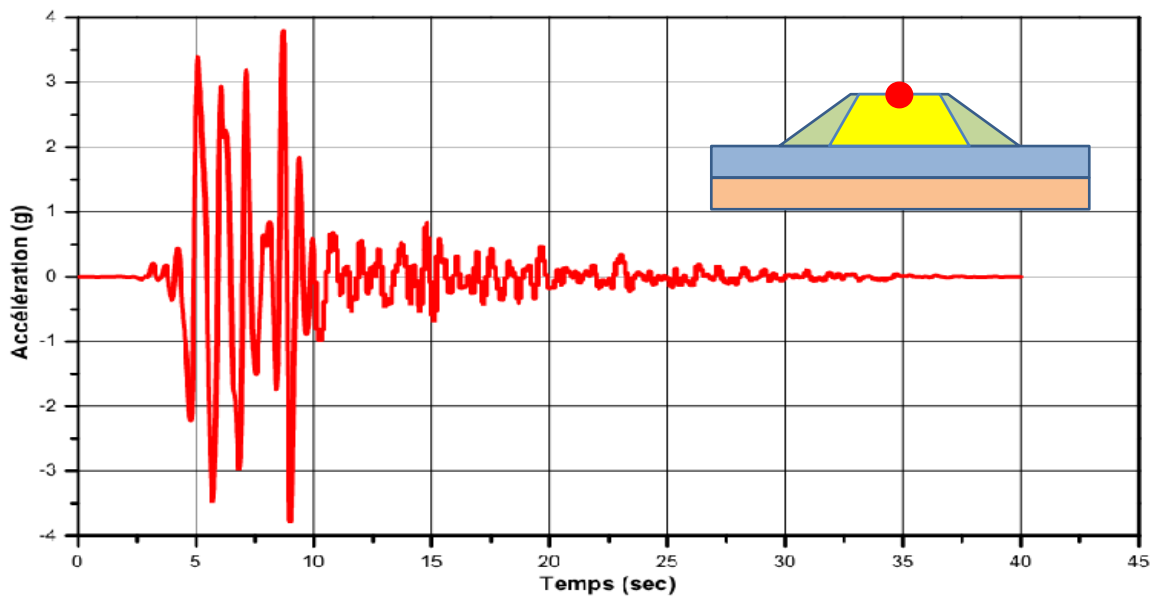


Figure 4.32 : Variation de l'accélération horizontale à la crête du barrage.

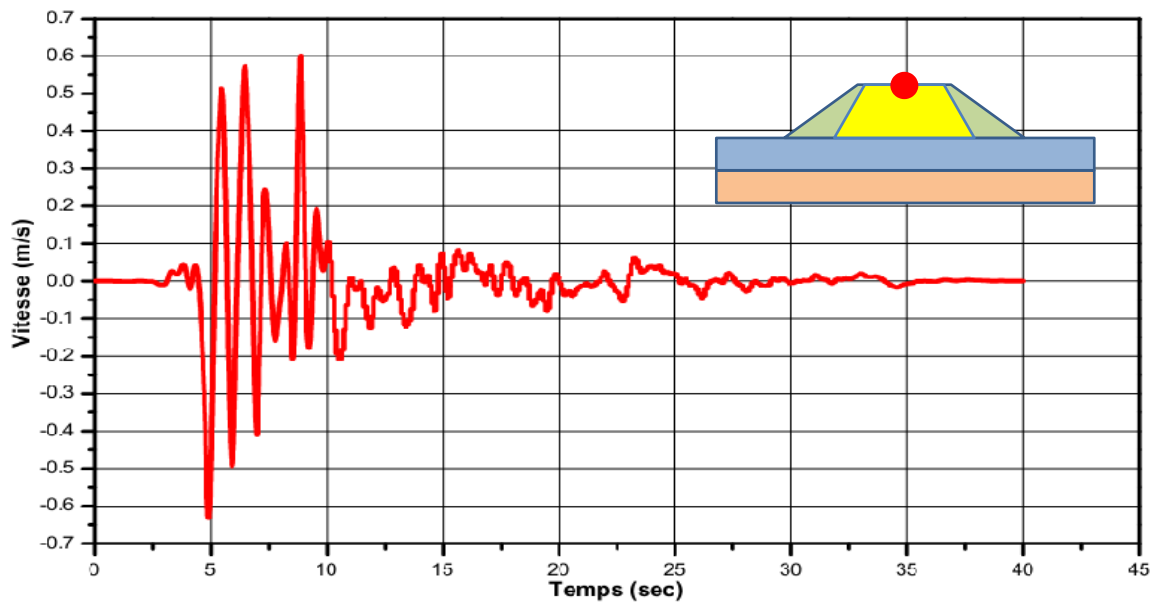


Figure 4.33 : Variation de la vitesse horizontale à la crête du barrage.

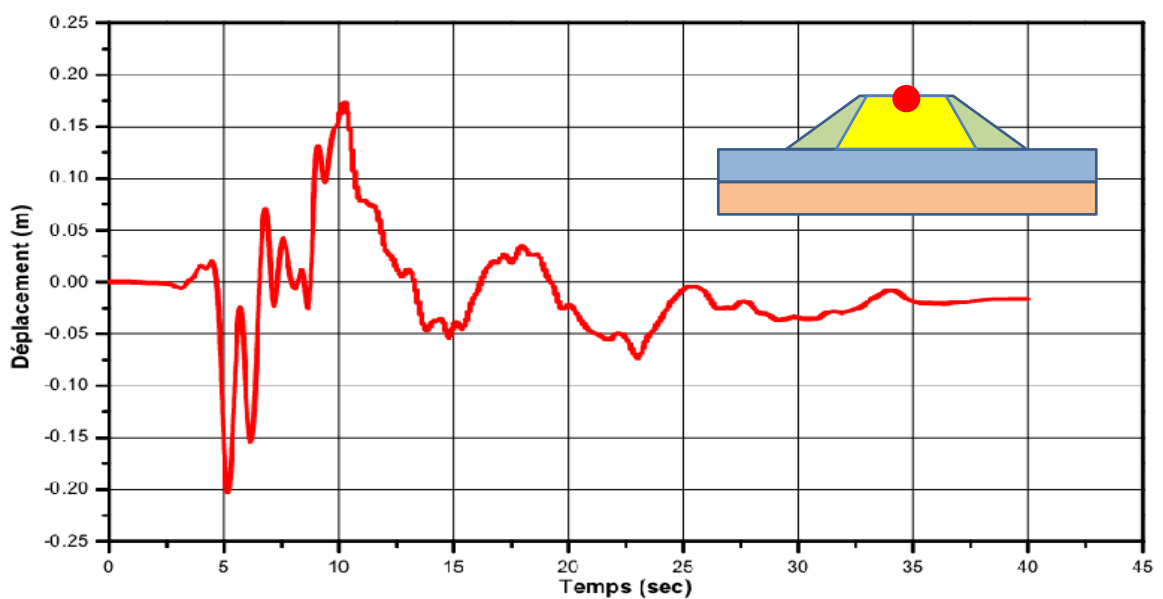


Figure 4.34 : Variation de déplacement horizontale à la crête du barrage.

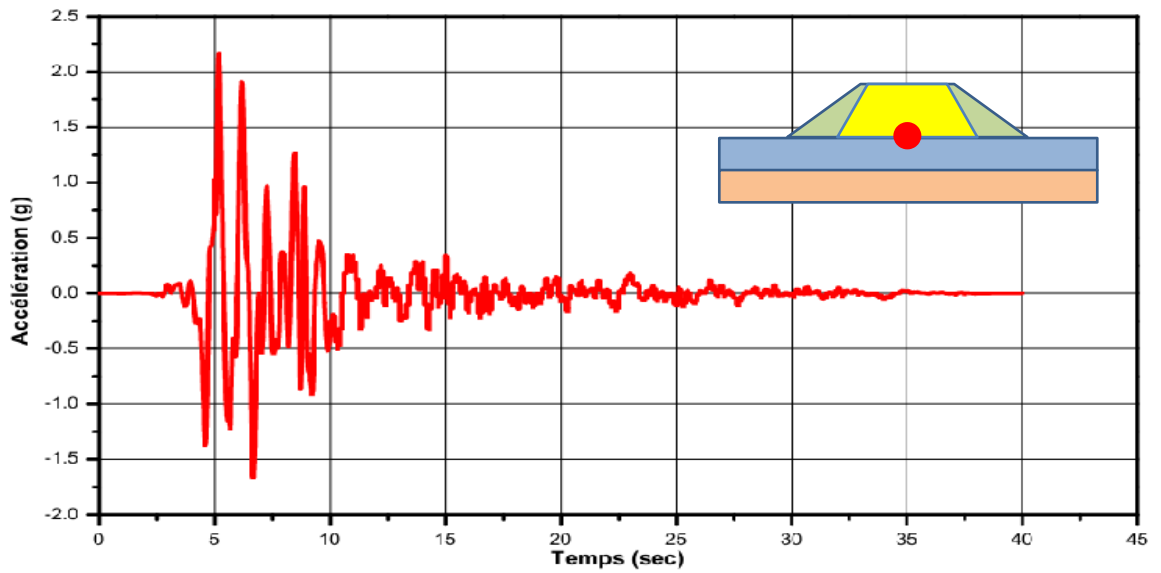


Figure 4.35 : Variation de l'accélération horizontale au milieu du barrage.

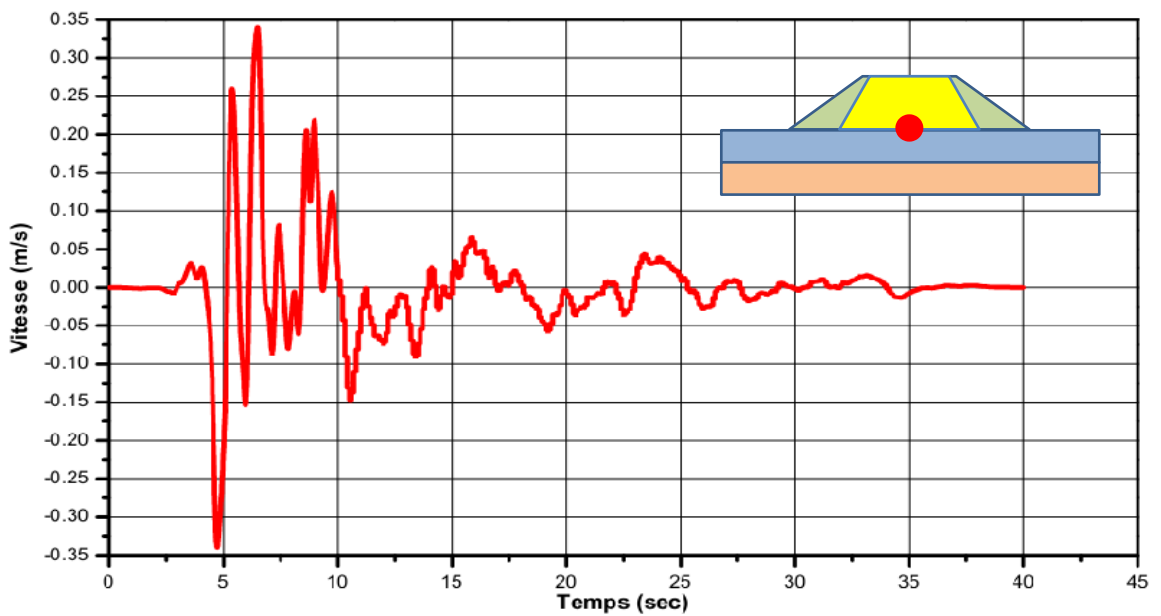


Figure 4.36 : Variation de la vitesse horizontale au milieu du barrage.

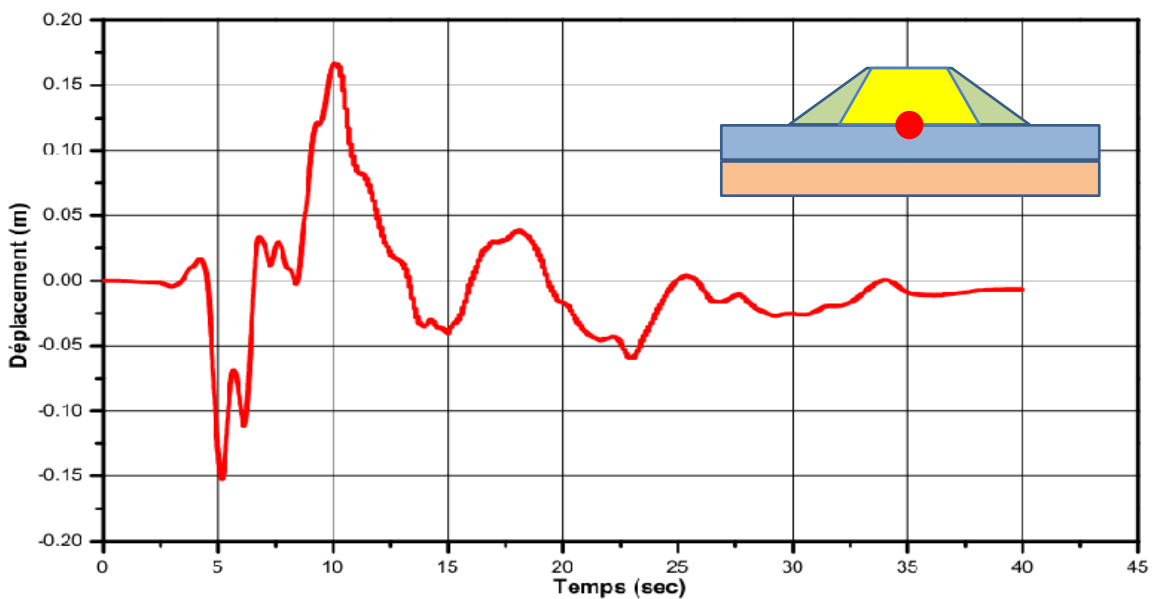


Figure 4.37 : Variation de déplacement horizontale au milieu du barrage.

IV.3.3.2 Variation des déplacements :

La variation des déplacements horizontaux du modèle numérique est représentée dans les figures 4.38, 4.39.

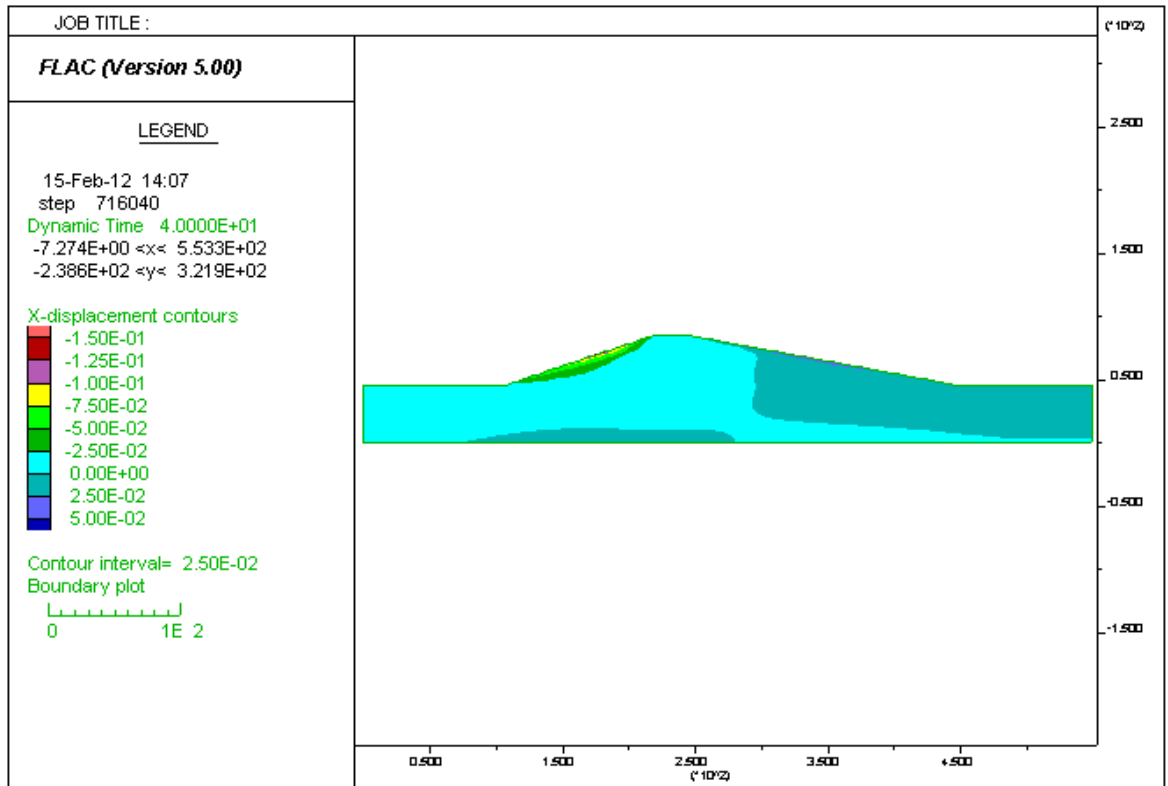


Figure 4.38 : Variation des déplacements horizontaux.

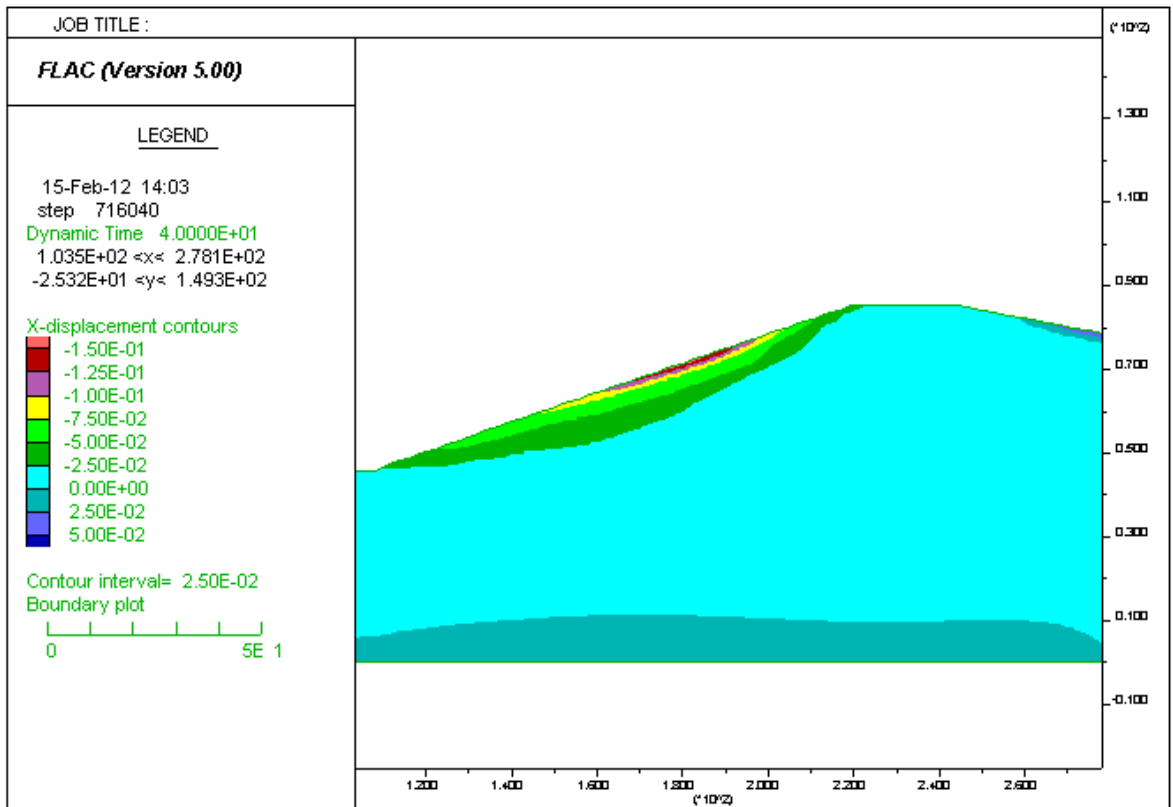


Figure 4.39 : Vue rapproché de la variation des déplacements horizontaux.

On remarque que les déplacements horizontaux sont maximums dans le coté amont du barrage, ce qui indique que dans cette région on a un risque d'instabilité.

Les figures 4.40, 4.41 et 4.42 représentent la variation des déplacements horizontaux dans le cas élastique et plastique selon la hauteur et la largeur du barrage, on remarque que les déplacements dans le cas plastique sont plus grands aux déplacements dans le cas élastique et atteignent une valeur maximale de 0.202 m à la crête du barrage.

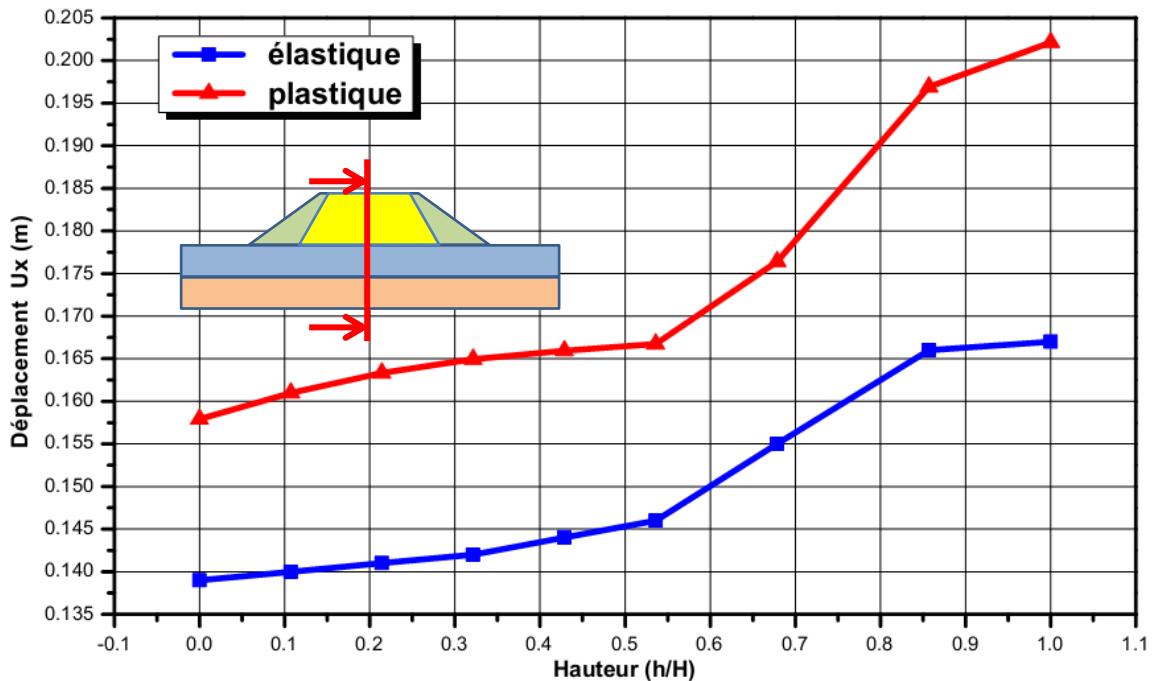


Figure 4.40 : Variation de déplacement en fonction de la hauteur.

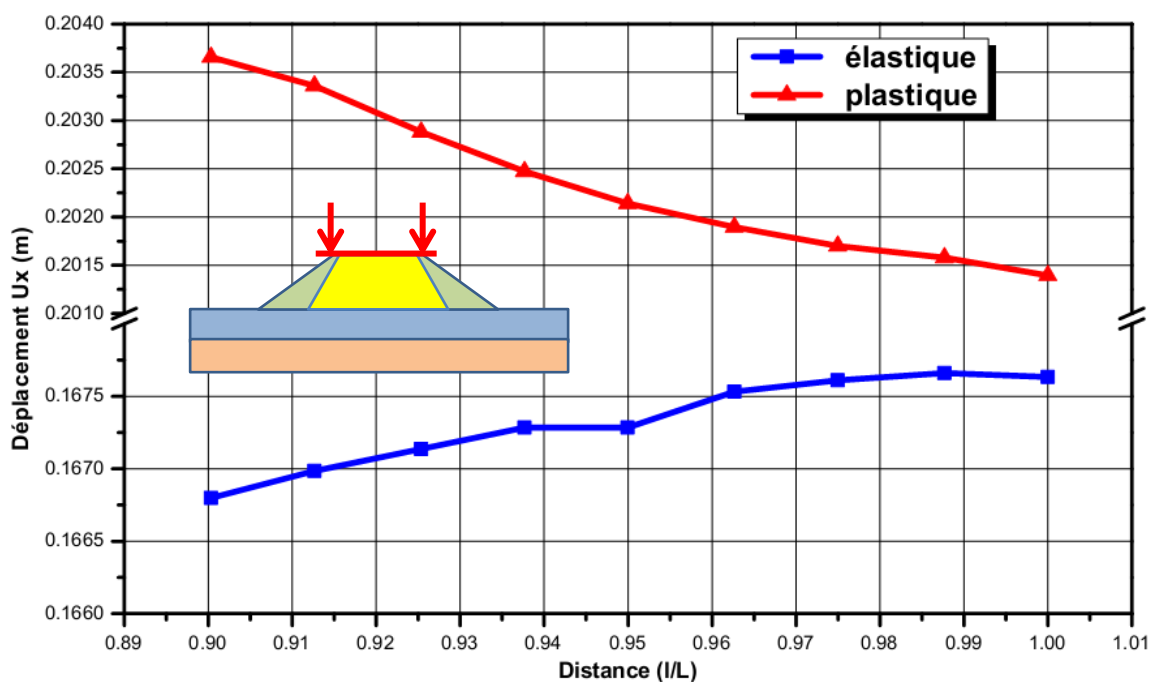


Figure 4.41 : Variation de déplacement en fonction de la distance horizontale à la crête du barrage.

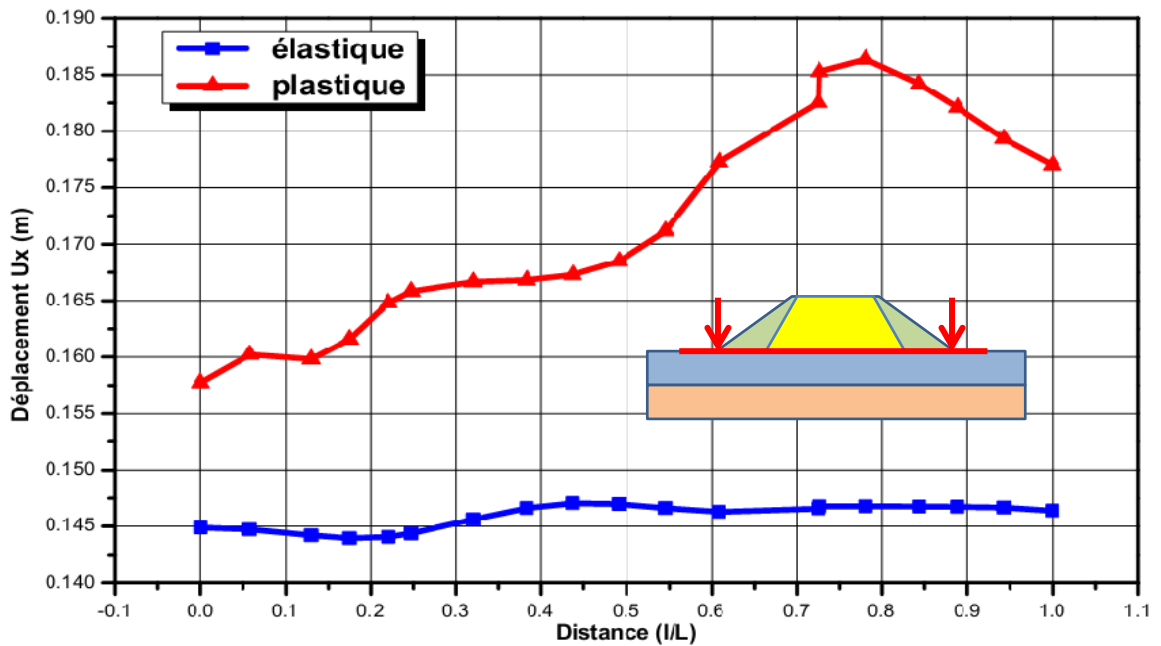


Figure 4.42 : Variation de déplacement en fonction de la distance horizontale au milieu du barrage.

IV.3.4 Analyse paramétrique

Dans l'analyse paramétrique la réponse sismique du barrage est affectée par plusieurs paramètres sur la distribution de la plasticité, les déplacements horizontaux et les déformations de cisaillement.

Dans le suivant nous présentons une étude de l'influence des paramètres suivants :

- ✚ L'accélération du chargement sismique.
- ✚ L'amortissement de Rayleigh.
- ✚ La réduction du module de cisaillement.

IV.3.4.1 Influence de l'accélération :

L'influence de l'amplitude de chargement sur la réponse du barrage à l'enregistrement du tremblement de terre de Loma Prieta a été étudiée par des analyses effectuées pour quatre valeurs de l'accélération ($a = 0.17g, 0.25g, 0.35g$ et $0.45g$).

La figure 4.43 montre l'influence de l'amplitude de mouvement sur la répartition de la plasticité dans le barrage. Il peut être observé que la distribution de plasticité augmente avec l'amplitude de chargement. Pour les trois valeurs de l'accélération ($a = 0.25g, 0.35g$ et $0.45g$), on remarque que la plasticité s'étend dans la crête, le côté amont et aval du barrage.

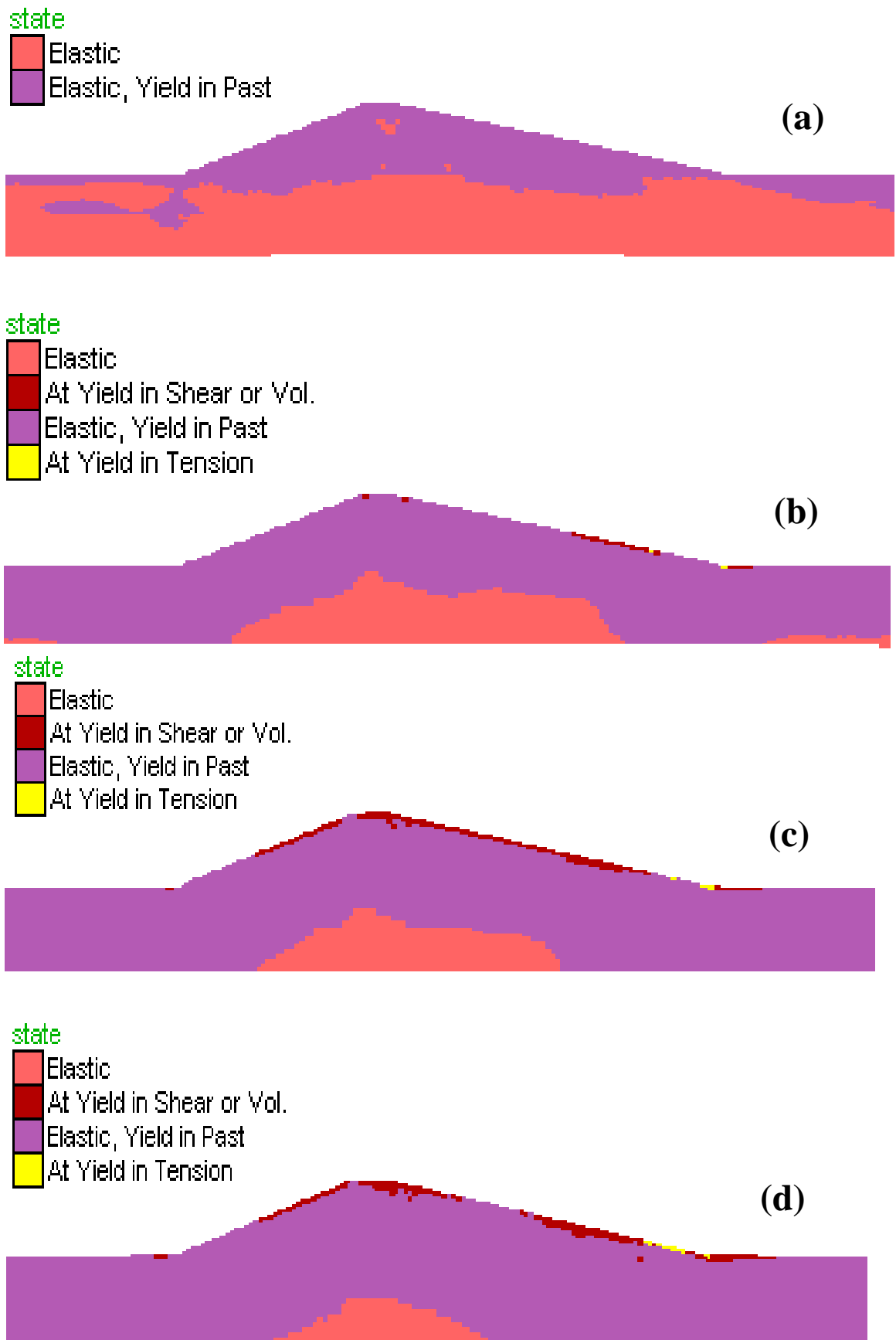


Figure 4.43 : Influence de l'amplitude de mouvement sur la distribution de la plasticité.

(a) $\alpha=0.17g$, (b) $\alpha=0.25g$, (c) $\alpha=0.35g$, (d) $\alpha=0.45g$.

Les figures 4.44, 4.45 et 4.46 montrent l'influence de l'amplitude de chargement sur le déplacement horizontal maximum dans l'axe vertical, la crête et au milieu du barrage. Il peut être observé que l'augmentation de l'amplitude de mouvement conduit à une augmentation importante de ce déplacement, en particulier à proximité des extrémités latérales du barrage (coté amont et aval), où le déplacement atteint 0.784 m pour $a=0.45g$. La variation du déplacement dans la direction horizontale indique clairement la présence de l'instabilité à haute amplitude du mouvement d'entrée.

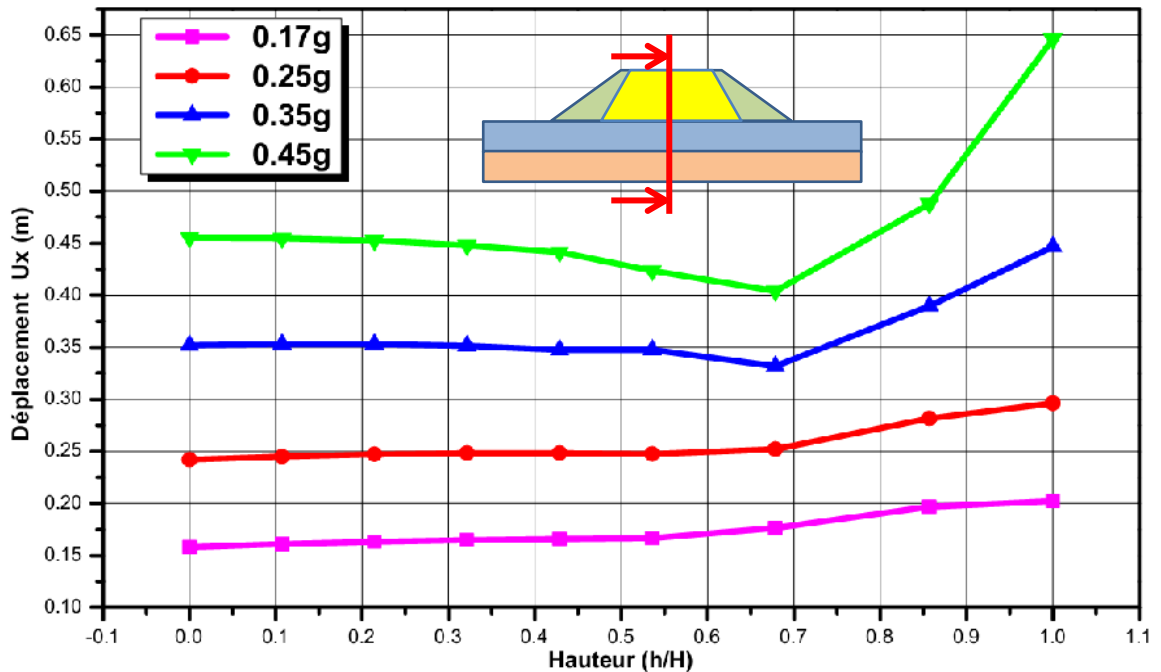


Figure 4.44 : Variation de déplacement en fonction de la hauteur.

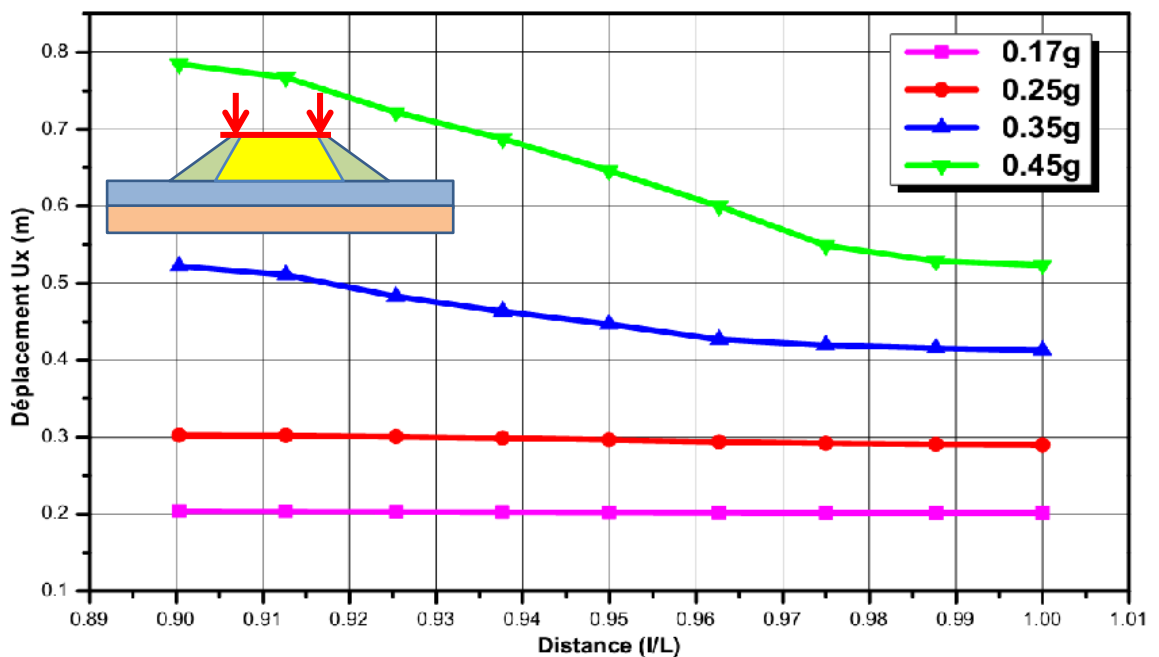


Figure 4.45 : Variation de déplacement en fonction de la distance horizontale à la crête du barrage.

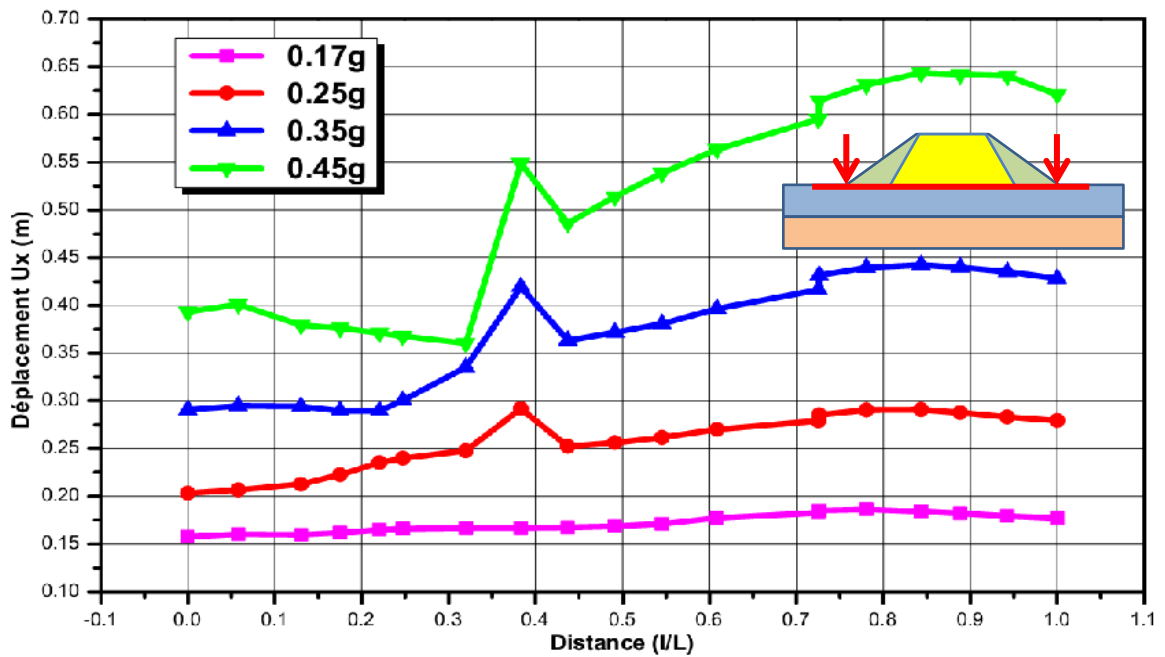
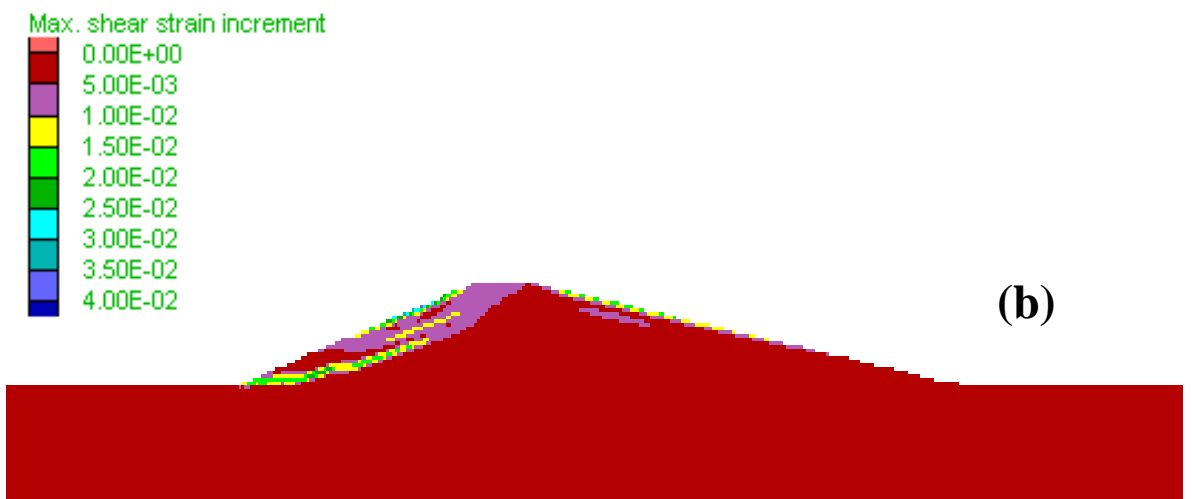
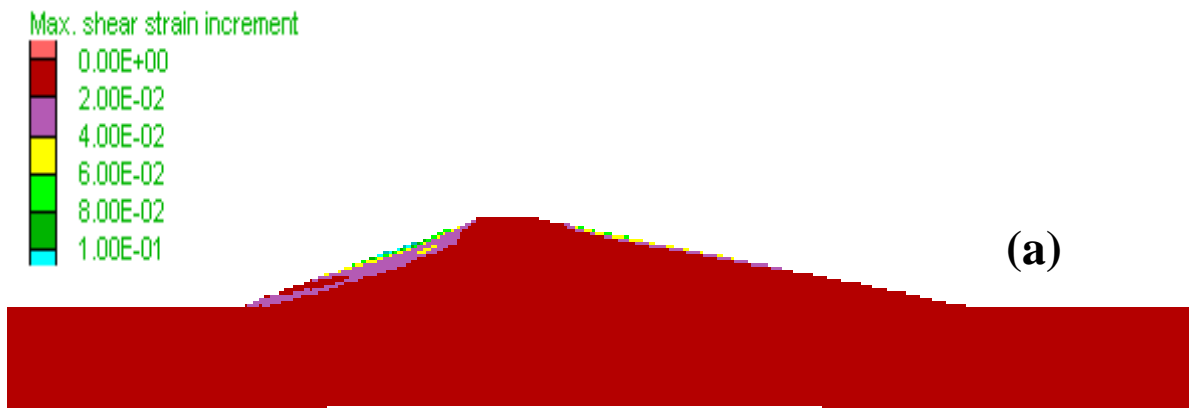


Figure 4.46 : Variation de déplacement en fonction de la distance horizontale au milieu du barrage.

La figure 4.47 montre l'influence de l'amplitude de chargement sur les déformations de cisaillement, on remarque une concentration des déformations dans la partie amont du barrage ce qui indique que dans cette région on a un risque d'instabilité.



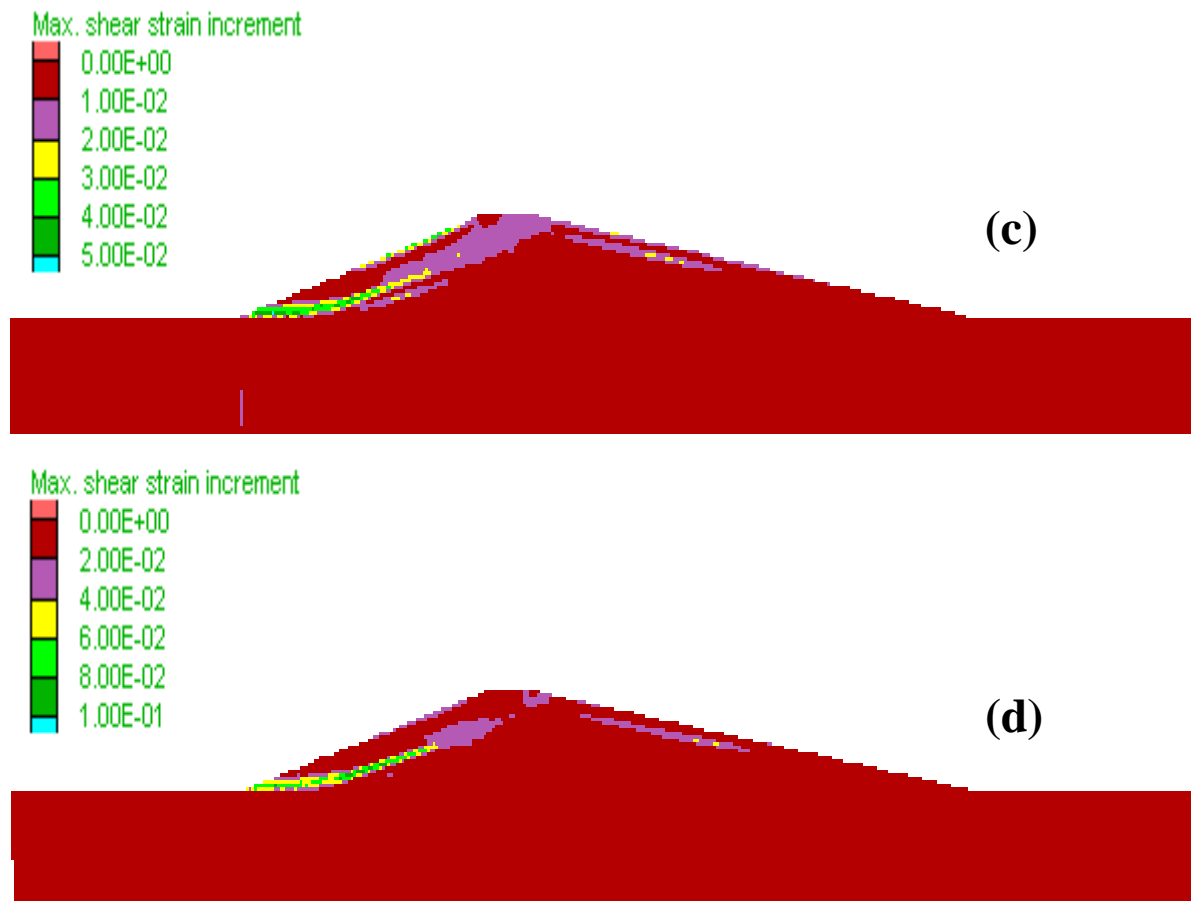


Figure 4.47 : Influence de l'amplitude de mouvement sur les déformations de cisaillement.

(a) $a=0.17g$, (b) $a=0.25g$, (c) $a=0.35g$, (d) $a=0.45g$.

IV.3.4.2 Influence de l'amortissement :

L'influence de l'amortissement de Rayleigh sur la réponse sismique du barrage a été étudiée par des analyses effectuées pour quatre valeurs de l'amortissement ($\zeta = 0.0\%$, $\zeta = 6.5\%$, $\zeta = 15\%$ et $\zeta = 20\%$) avec une fréquence naturelle dominante de 1.00 Hz, l'accélération maximum du chargement sismique est 0.45g.

Pour le même cas précédent (influence de l'accélération), la figure 4.48 montre l'influence de l'amortissement de Rayleigh sur la répartition de la plasticité dans le barrage. Il peut être observé que la distribution de plasticité augmente avec l'augmentation de l'amortissement. Pour les quatre valeurs de l'amortissement, on remarque que la plasticité s'étend dans la crête, le côté amont et aval du barrage.

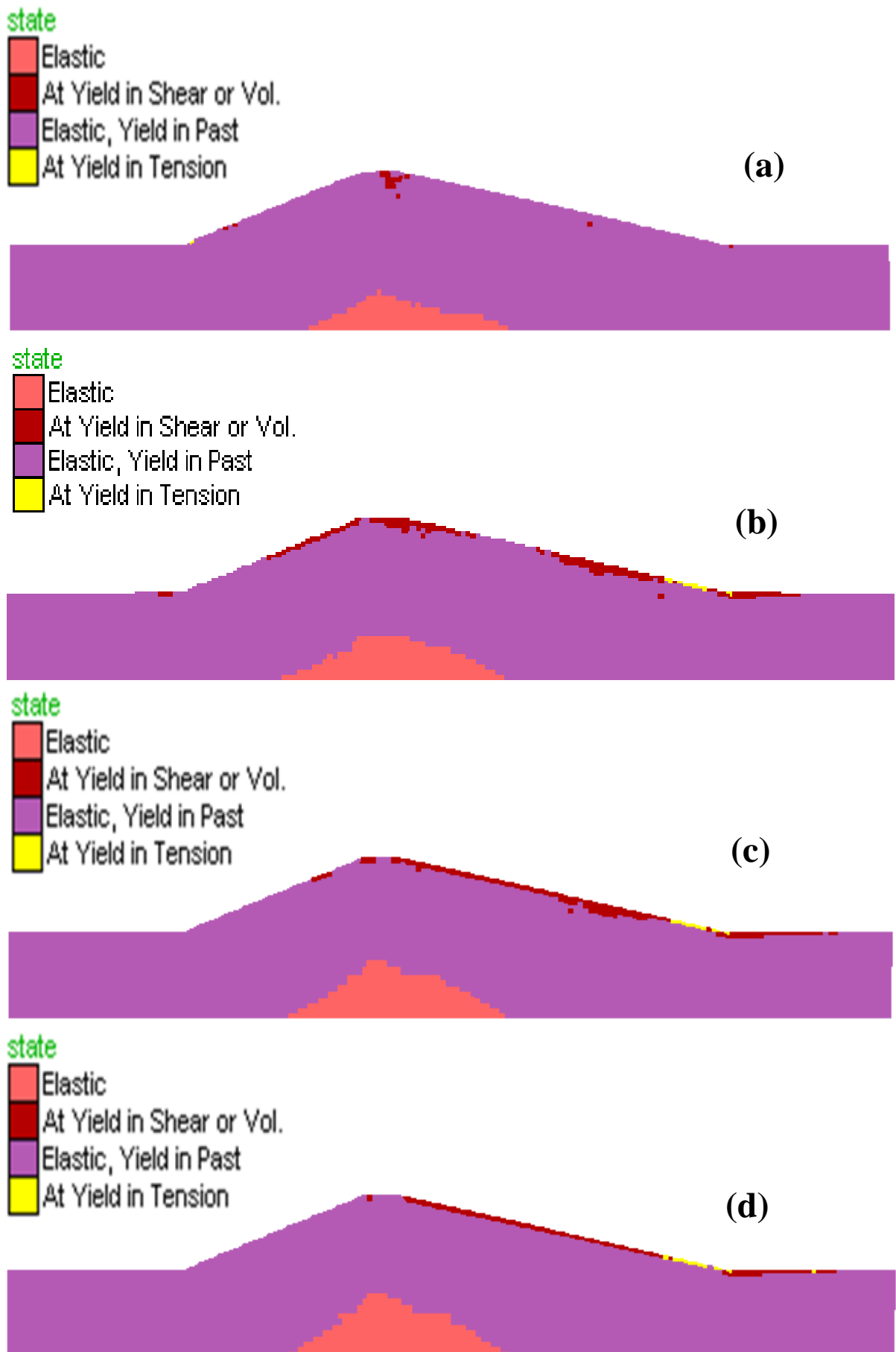


Figure 4.48 : Influence de l'amortissement sur la distribution de la plasticité.

(a) $\xi = 0.0\%$, (b) $\xi = 6.5\%$, (c) $\xi = 15\%$, (d) $\xi = 20\%$.

Les figures 4.49, 4.50 et 4.51 montrent l'influence de l'amortissement sur le déplacement horizontal maximum dans l'axe vertical, la crête et au milieu du barrage. Il peut être observé que l'augmentation de l'amortissement conduit à une diminution de ce déplacement, en particulier à proximité des extrémités latérales du barrage (coté amont et aval), où le déplacement maximum atteint 1,086 m pour $\xi = 0.0\%$.

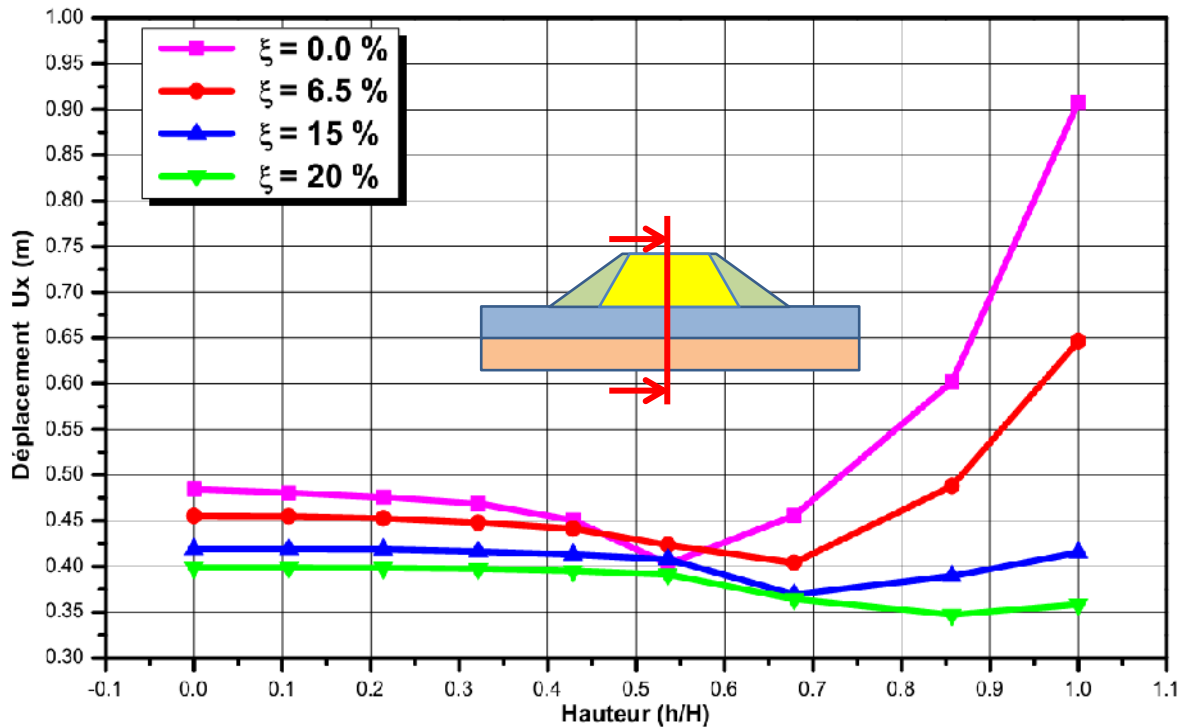


Figure 4.49 : Variation de déplacement en fonction de la hauteur.

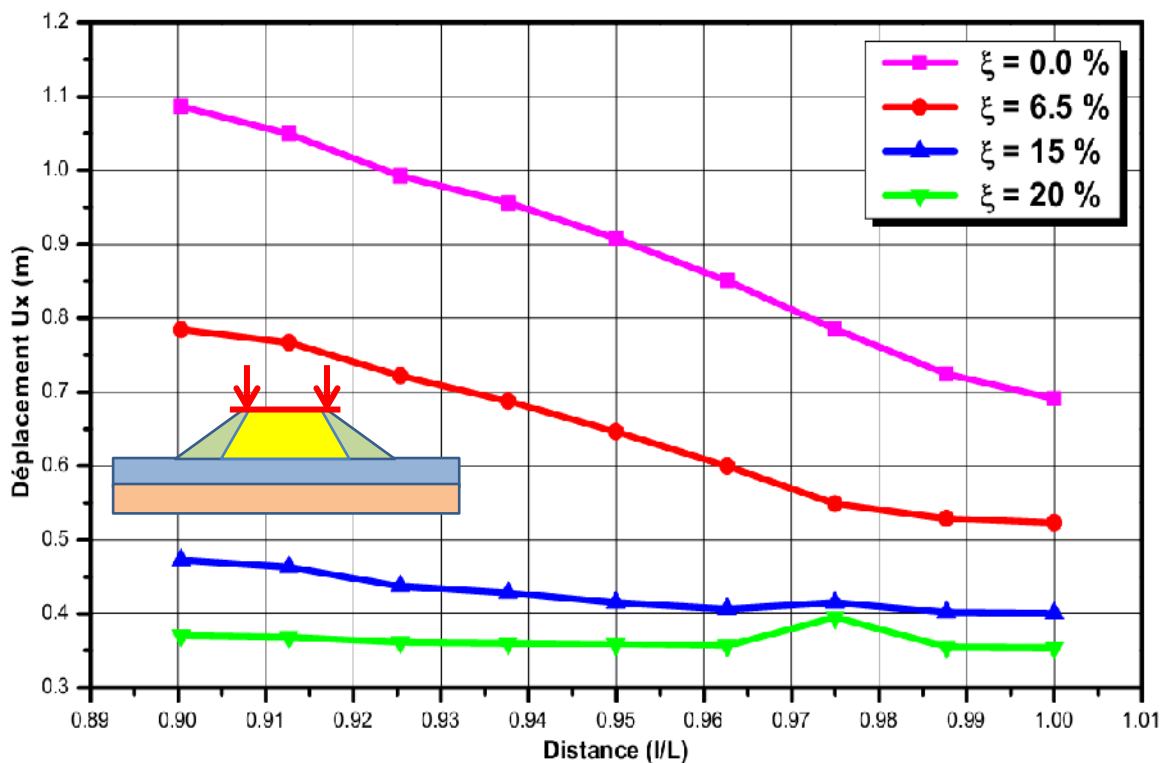


Figure 4.50 : Variation de déplacement en fonction de la distance horizontale à la crête du barrage.

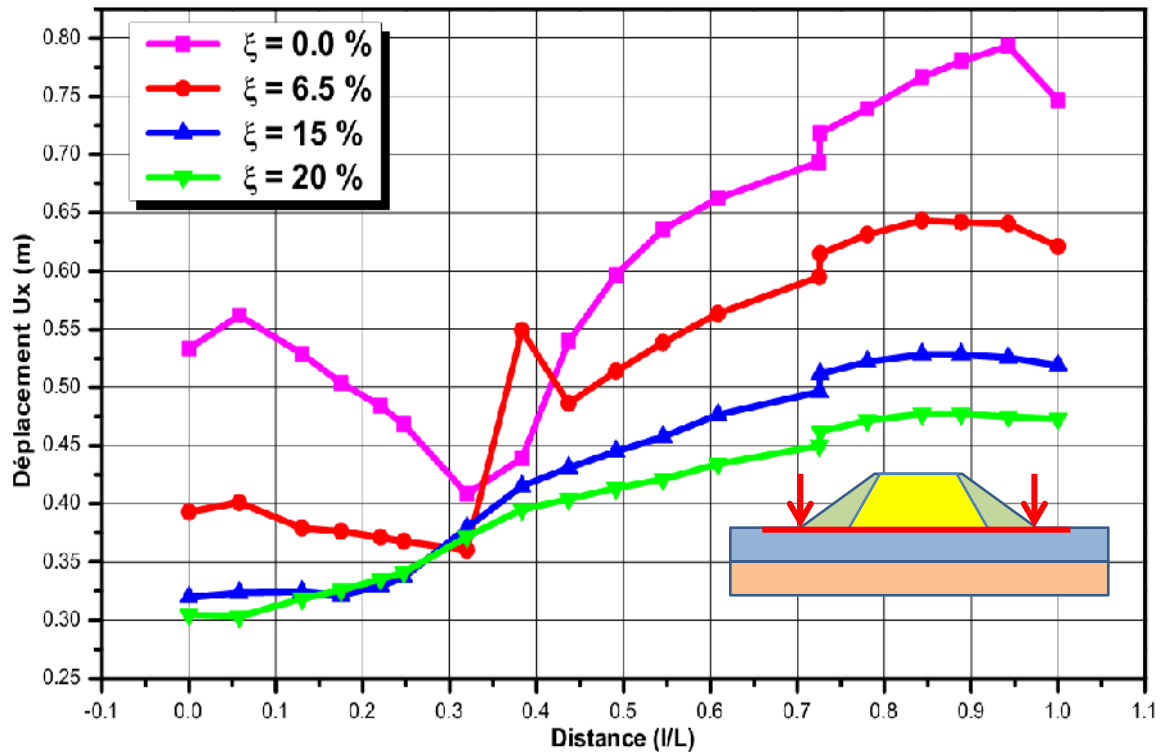
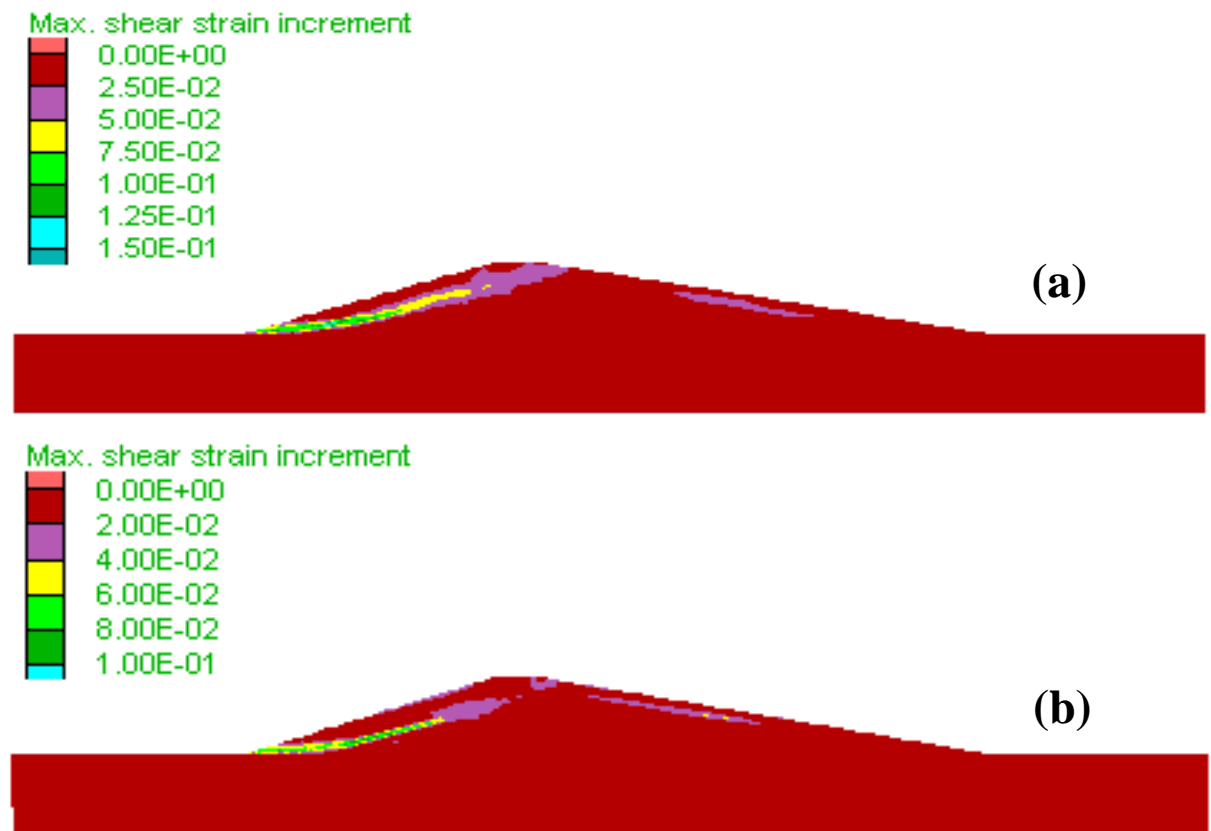


Figure 4.51 : Variation de déplacement en fonction de la distance horizontale au milieu du barrage.

La figure 4.52 montre l'influence de l'amortissement sur les déformations de cisaillement, on remarque que l'augmentation de l'amortissement conduit à une diminution des déformations de cisaillement avec une concentration des déformations dans la partie amont du barrage ce qui indique que dans cette région on a un risque d'instabilité.



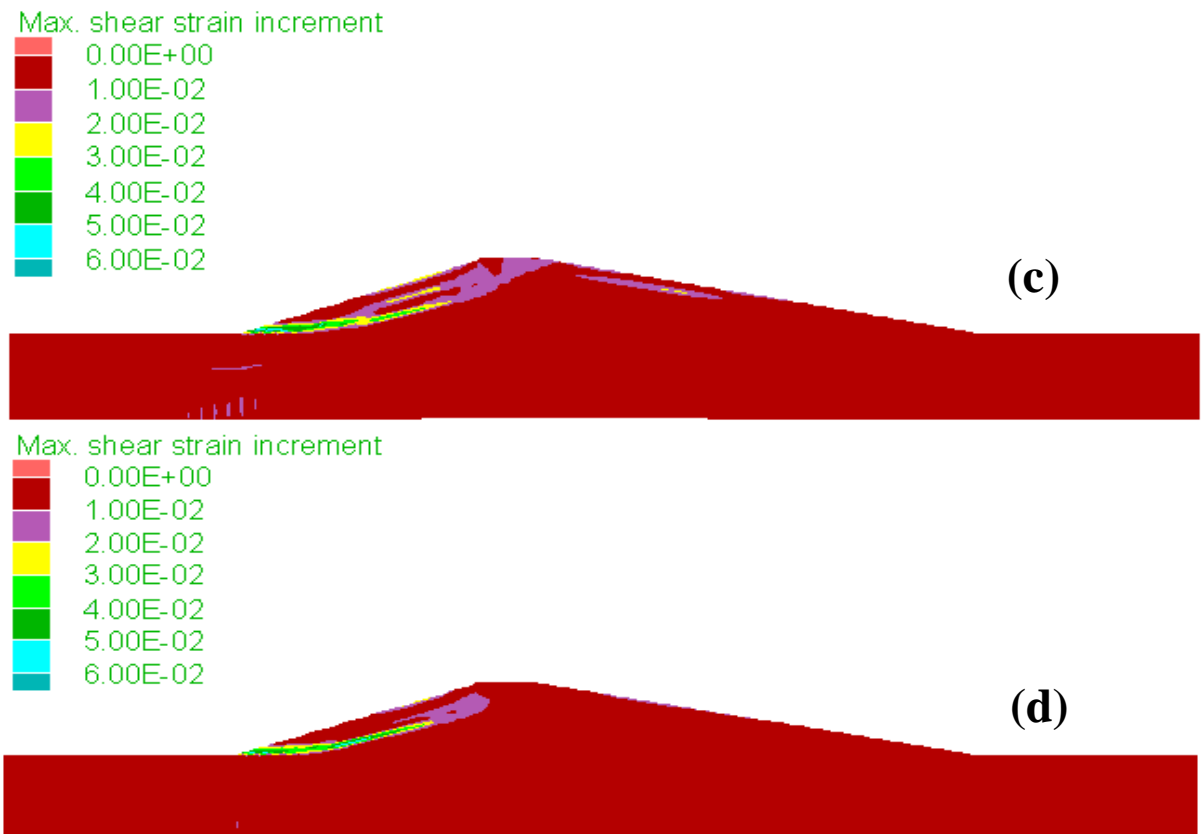


Figure 4.52 : Influence de l'amortissement sur les déformations de cisaillement.

(a) $\xi = 0.0\%$, (b) $\xi = 6.5\%$, (c) $\xi = 15\%$, (d) $\xi = 20\%$.

IV.3.4.3 Influence de la réduction du module de cisaillement :

L'influence de la réduction du module de cisaillement sur la réponse sismique du barrage a été étudiée par des analyses effectuées pour quatre facteurs ($f = 1.0$, $f = 0.8$, $f = 0.6$ et $f = 0.4$), l'accélération maximum du chargement sismique est $0.45g$.

La figure 4.53 montre l'influence de la réduction du module de cisaillement sur la répartition de la plasticité dans le barrage. Il peut être observé que la distribution de plasticité diminue avec la réduction du module de cisaillement, avec une concentration dans la crête, le côté amont et aval du barrage.

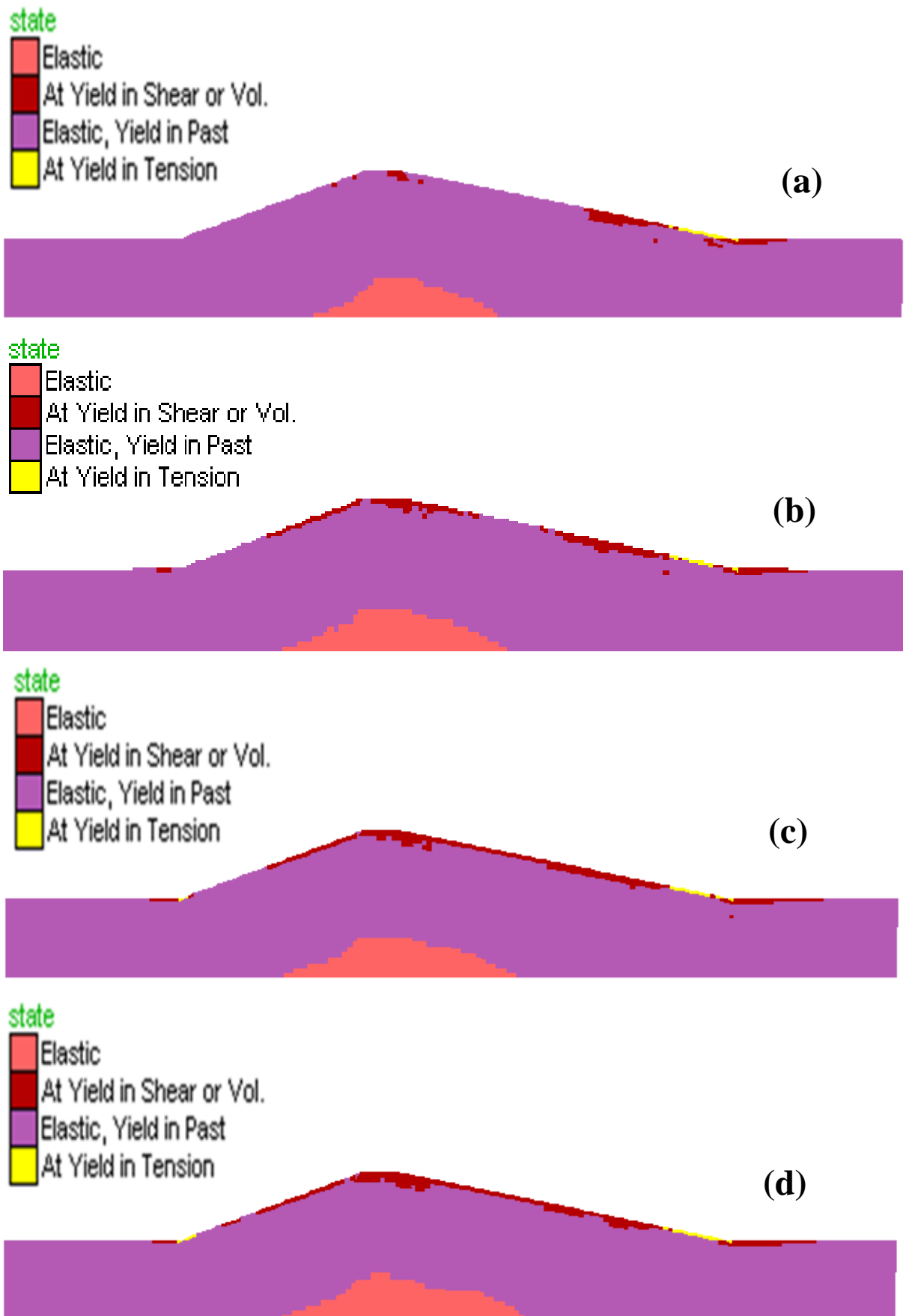


Figure 4.53 : Influence de la réduction du module de cisaillement sur la distribution de la plasticité.

(a) $f=0.4$, (b) $f=0.6$, (c) $f=0.8$, (d) $f=1.0$.

Les figures 4.54, 4.55 et 4.56 montrent l'influence de la réduction du module de cisaillement sur le déplacement horizontal maximum dans l'axe vertical, la crête et au milieu du barrage. Il peut être observé que la réduction du module de cisaillement conduit à une augmentation de ce déplacement, en particulier à proximité des extrémités latérales du barrage (coté amont et aval), où le déplacement maximum atteint 0,941 m pour $f = 0.4$.

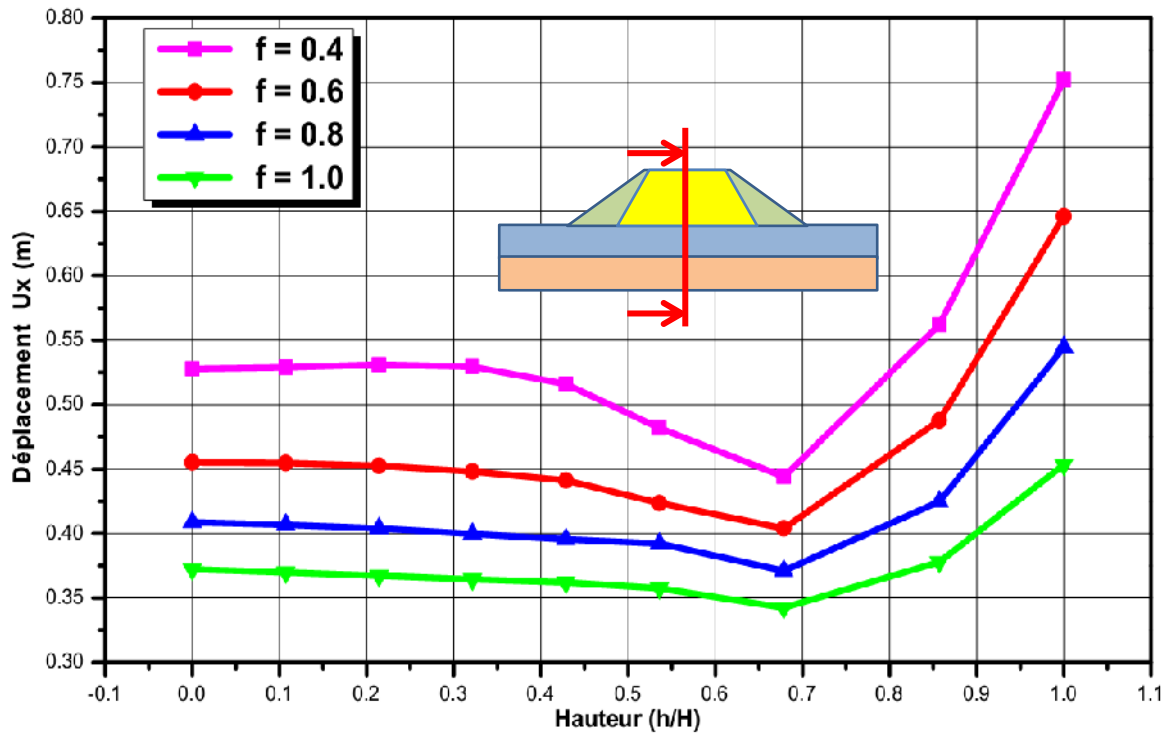


Figure 4.54 : Variation de déplacement en fonction de la hauteur.

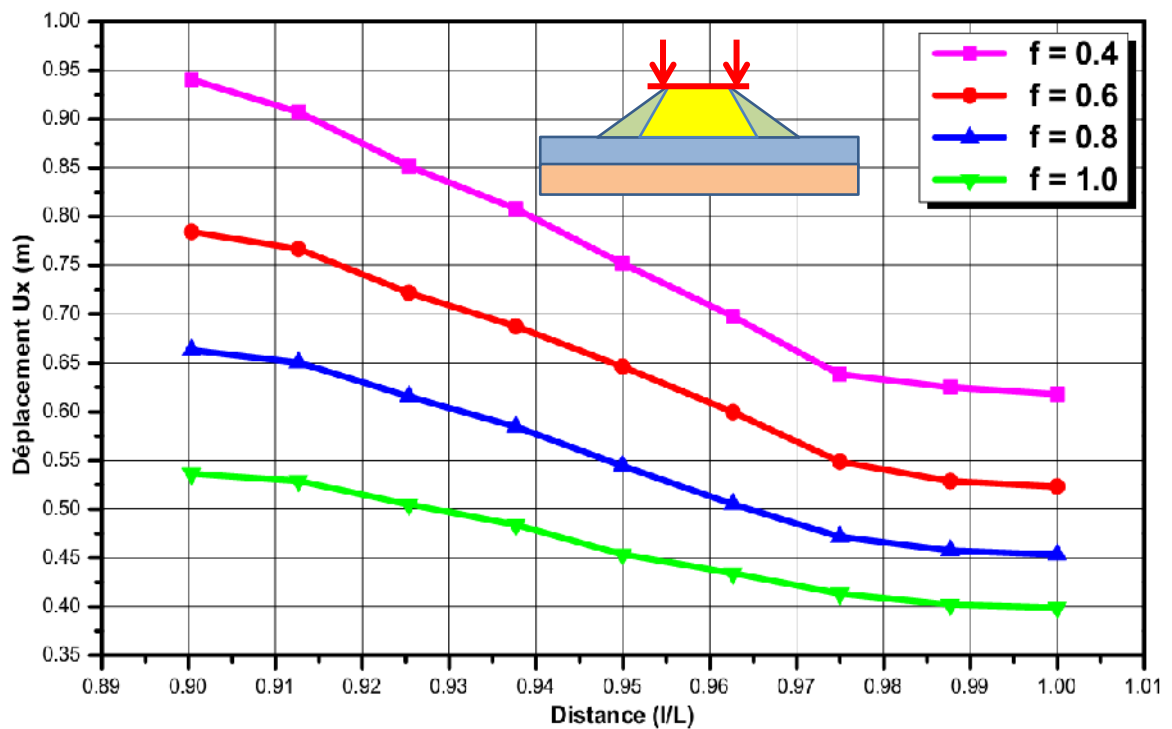


Figure 4.55 : Variation de déplacement en fonction de la distance horizontale à la crête du barrage.

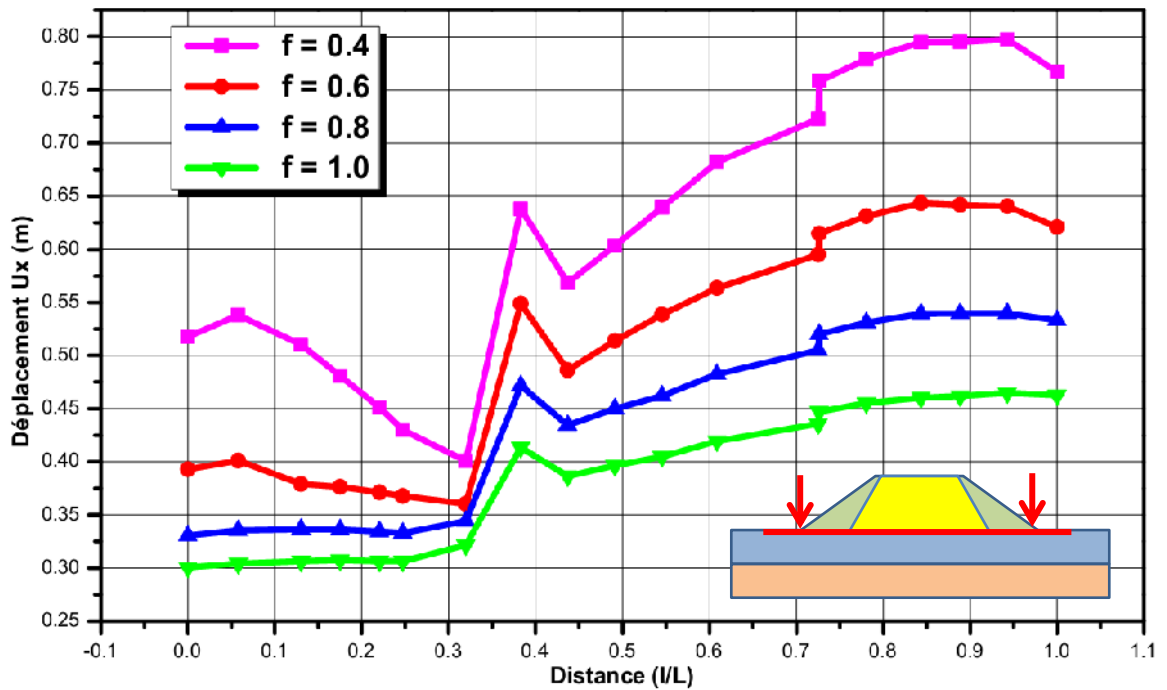
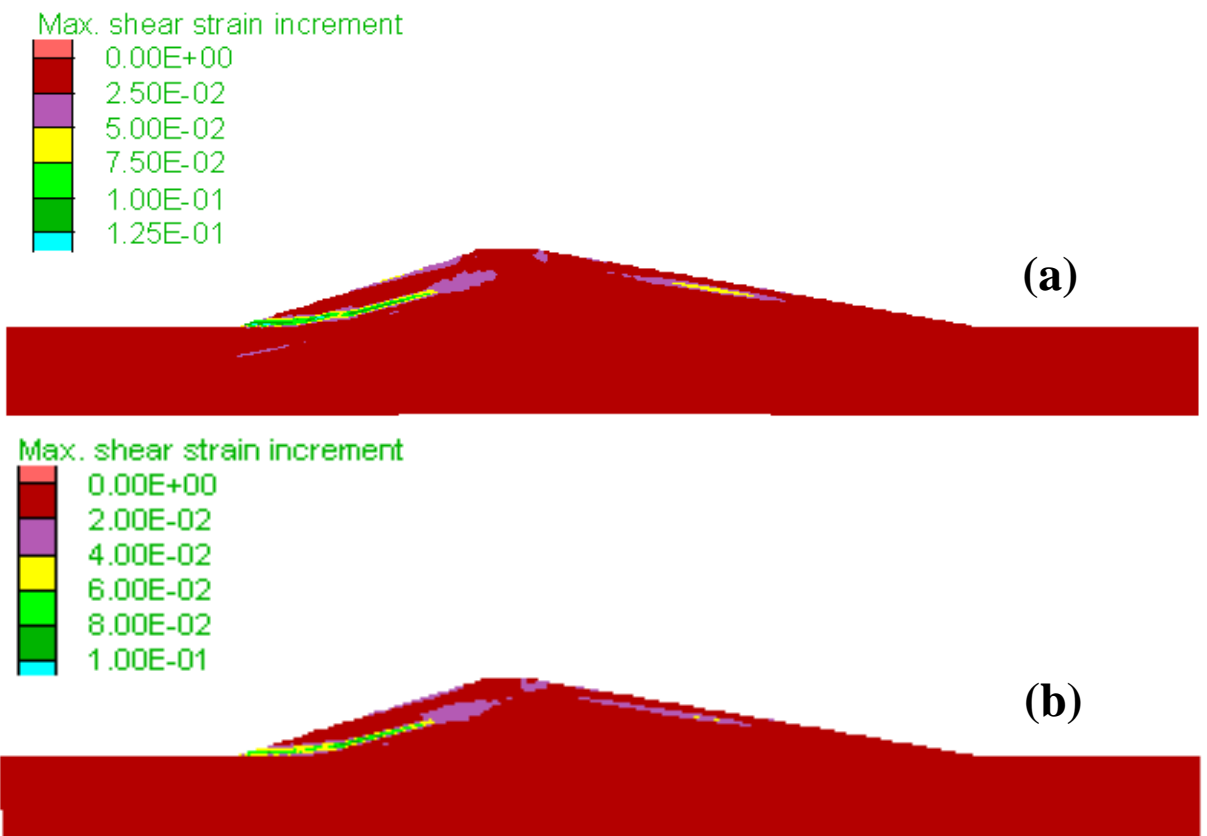


Figure 4.56 : Variation de déplacement en fonction de la distance horizontale au milieu du barrage.

La figure 4.57 montre l'influence de la réduction du module de cisaillement sur les déformations de cisaillement, on remarque que de la réduction du module de cisaillement conduit à une augmentation des déformations de cisaillement avec une concentration des déformations dans la partie amont du barrage ce qui indique que dans cette région on a un risque d'instabilité.



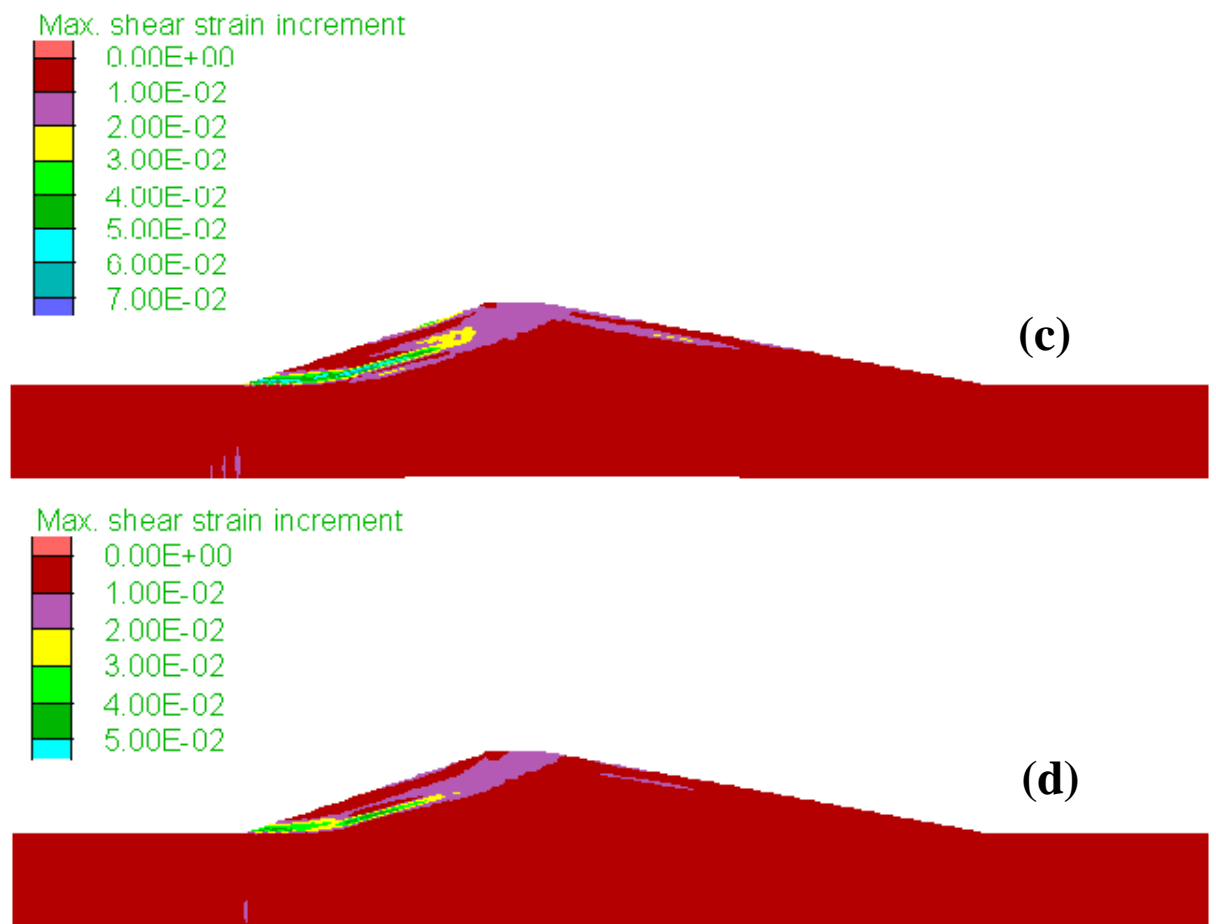


Figure 4.57 : Influence de la réduction du module de cisaillement sur les déformations de cisaillement.

(a) $f=0.4$, (b) $f=0.6$, (c) $f=0.8$, (d) $f=1.0$.

IV.4 CONCLUSION :

Ce chapitre comprend une analyse du comportement sismique des barrages en terre. La présence de la phase d'eau a été négligée. Il correspond à la réponse du barrage avant le remplissage d'eau. Les analyses ont été effectuées pour les enregistrements du tremblement de terre en supposant une géométrie typique pour le barrage en terre. Le comportement du matériau a été supposé élastique premièrement, puis élastoplastique. Dans ce dernier cas, les analyses ont été effectuées en utilisant le critère de Mohr-Coulomb.

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

L'analyse élastoplastique montre que la charge sismique induit des grands déplacements que l'analyse élastique. la variation des déplacements en fonction de la distance horizontale montre une augmentation aux extrémités, ce qui indique un risque d'instabilité dans cette partie du barrage.

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

CHAPITRE V:

ANALYSE DU COMPORTEMENT HYDRODYNAMIQUE DES BARRAGES EN TERRE

V.1 INTRODUCTION :

Ce chapitre présente une analyse numérique de l'influence de l'interaction barrage-réservoir sur la réponse sismique de barrage en terre. L'analyse est menée en contraintes effectives en utilisant le modèle de comportement de Mohr-Coulomb. Cette analyse fournit la variation des pressions interstitielles, les contraintes effectives et les contraintes totales.

Il permet d'étudier l'influence de la phase de l'eau sur la réponse du barrage au mouvement de tremblement de terre.

Pour cette analyse, une étude paramétrique est réalisée sur l'influence de principaux paramètres tels que la fréquence du chargement sismique, l'amortissement de Rayleigh, la réduction du module de cisaillement du sol et la diminution du niveau de réservoir.

V.2 L'ANALYSE DE L'INTERACTION BARRAGE-RESERVOIR :

Cette section présente l'analyse de l'exemple de chapitre précédent, qui sera suivie par une étude paramétrique.

V.2.1 Exemple de l'analyse

L'exemple de référence concerne un barrage en terre avec un noyau d'argile construit sur une couche de sol hétérogène. On garde le même exemple que le chapitre précédent avec un niveau d'eau situé à une hauteur de 36.40 m (figure 5.1).

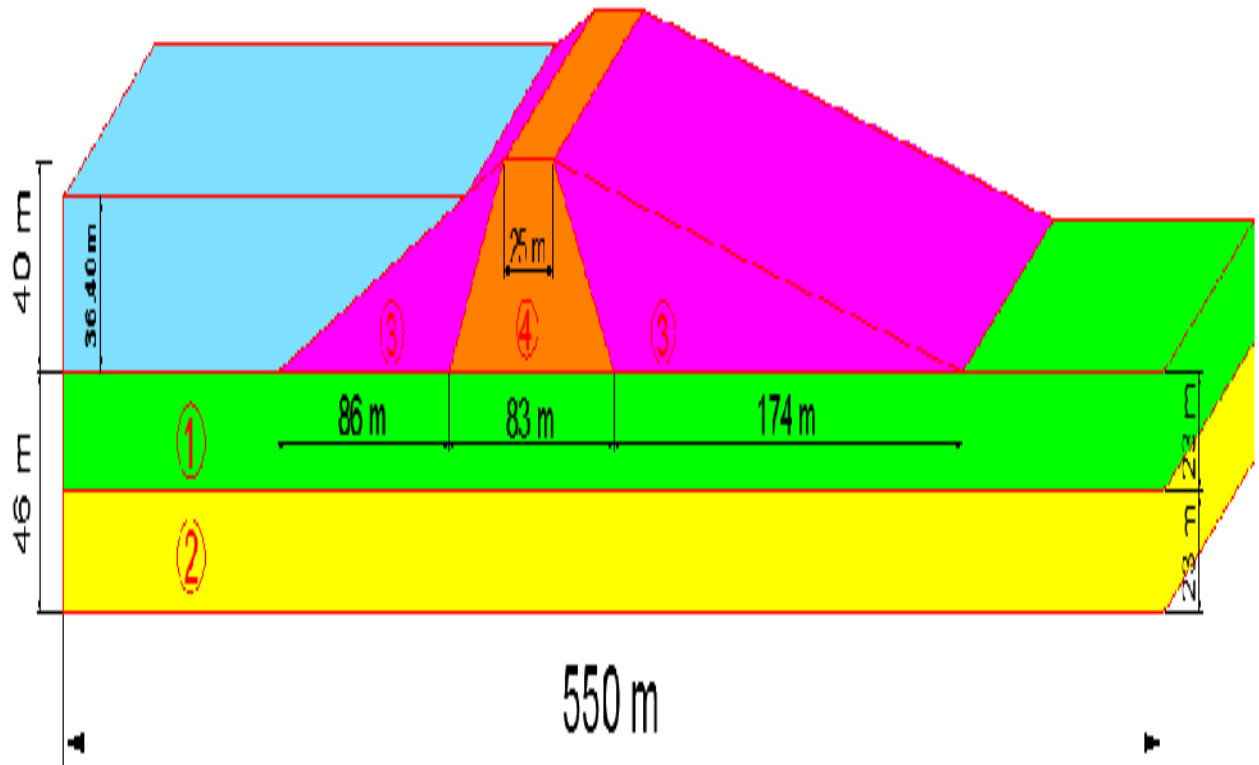


Figure 5.1 : La géométrie du barrage-réservoir.

Les propriétés mécaniques et hydrauliques du barrage sont récapitulées dans le tableau 5.1 et 5.2 respectivement.

| Sols | γ (Kg/m ³) | E (Kpa) | ν | C (Kpa) | ϕ (degrés) | ψ (degrés) |
|------|----------------------------------|--------------|-------|--------------|--------------------|--------------------|
| 1 | 20.00 | 610808.50 | 0.30 | 4.00 | 40.00 | 0.00 |
| 2 | 20.00 | 610808.50 | 0.30 | 8.00 | 40.00 | 0.00 |
| 3 | 18.00 | 327405.20 | 0.30 | 6.00 | 35.00 | 0.00 |
| 4 | 19.00 | 327405.20 | 0.30 | 6.00 | 35.00 | 0.00 |

Tableau 5.1 : Propriétés mécaniques des matériaux utilisées dans l'analyse.

| Sols | Porosité | Perméabilité ($m^3 \text{ sec} / \text{Kg}$) | Perméabilité réelle (m/sec) |
|------|----------|---|---|
| 1 | 0.30 | 10^{-10} | 10^{-6} |
| 2 | 0.30 | 10^{-11} | 10^{-7} |
| 3 | 0.30 | 10^{-10} | 10^{-6} |
| 4 | 0.30 | 10^{-11} | 10^{-7} |

Tableau 5.2 : Propriétés hydrauliques des matériaux utilisées dans l'analyse.

Le système est soumis aux accélérations du séisme de Loma Prieta en Californie. Le pourcentage de l'amortissement de Rayleigh $\alpha = 6.5\%$ pour la rigidité et $\beta = 6.5\%$ pour la masse avec une fréquence naturel dominante $f = 1.00 \text{ Hz}$.

Le module de cisaillement initial est réduit par un facteur de 0.6 dans le modèle pour tous les sols.

V.2.2 La réponse de l'interaction barrage-réservoir au tremblement de terre

La réponse de l'interaction barrage-réservoir à l'excitation maximale est représentée dans les figures 5.2 et 5.3, on remarque une déformation latérale importante dans le barrage en s'éloignant de la fondation, tel que le déplacement maximal est observé à la crête du barrage et atteint une valeur maximale de 0.342 m.

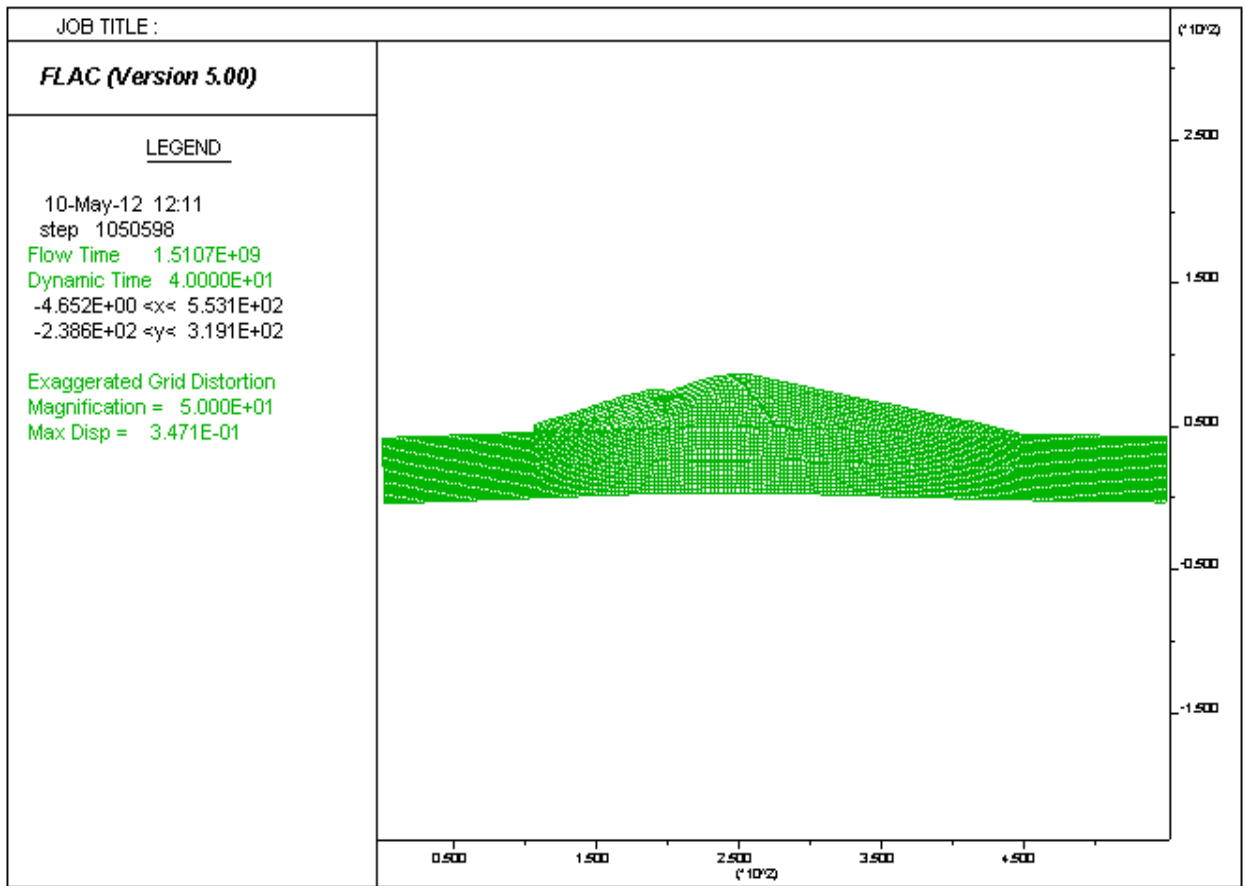


Figure 5.2 : Déformé du barrage à l'excitation maximale.

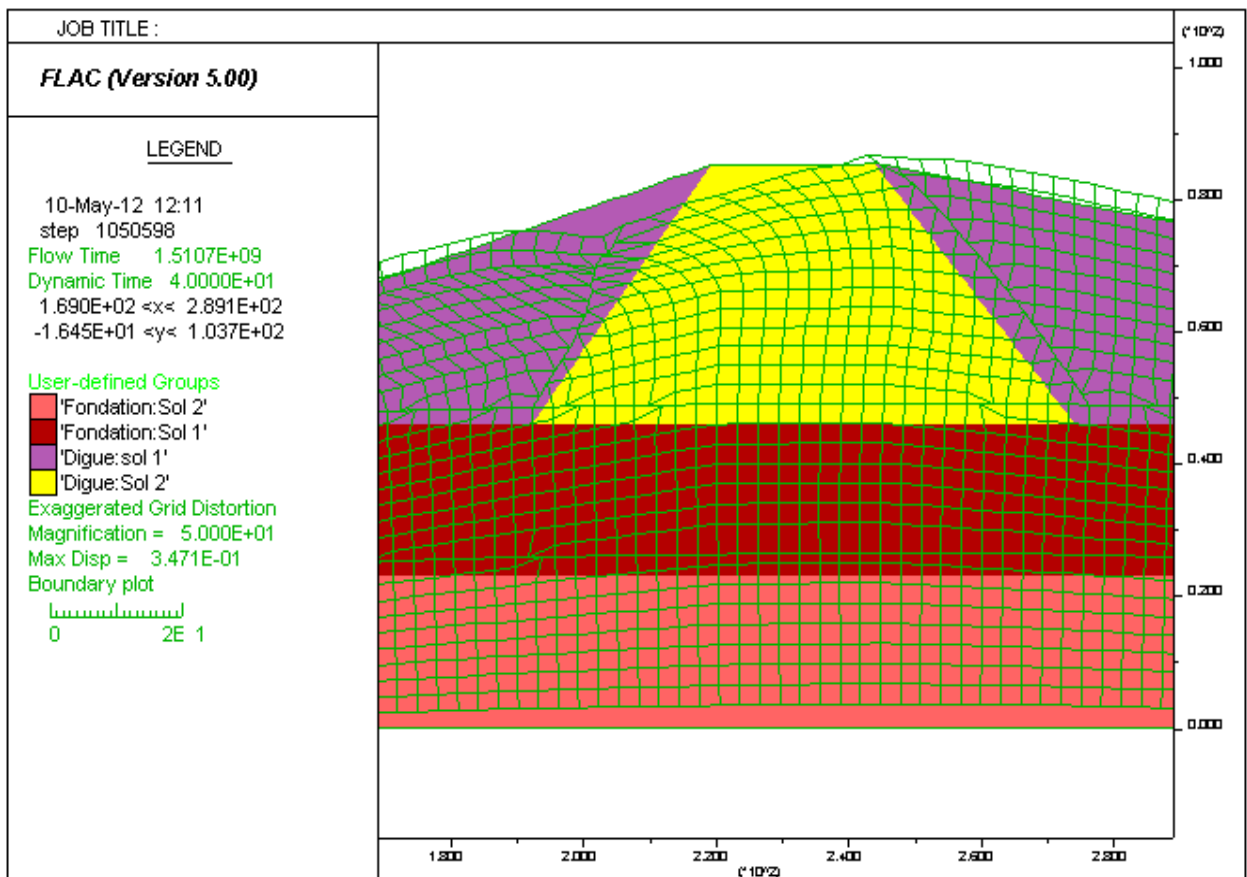


Figure 5.3 : Vue rapproché de la déformé du barrage à l'excitation maximale.

V.2.2.1 Distribution de la plasticité dans le barrage :

La figure 5.4 montre l'influence l'interaction barrage-réservoir sur la répartition de la plasticité dans le barrage à l'excitation maximale du chargement sismique. Il peut être observé que la distribution de plasticité augmente et s'étend dans la crête, le côté amont du barrage.

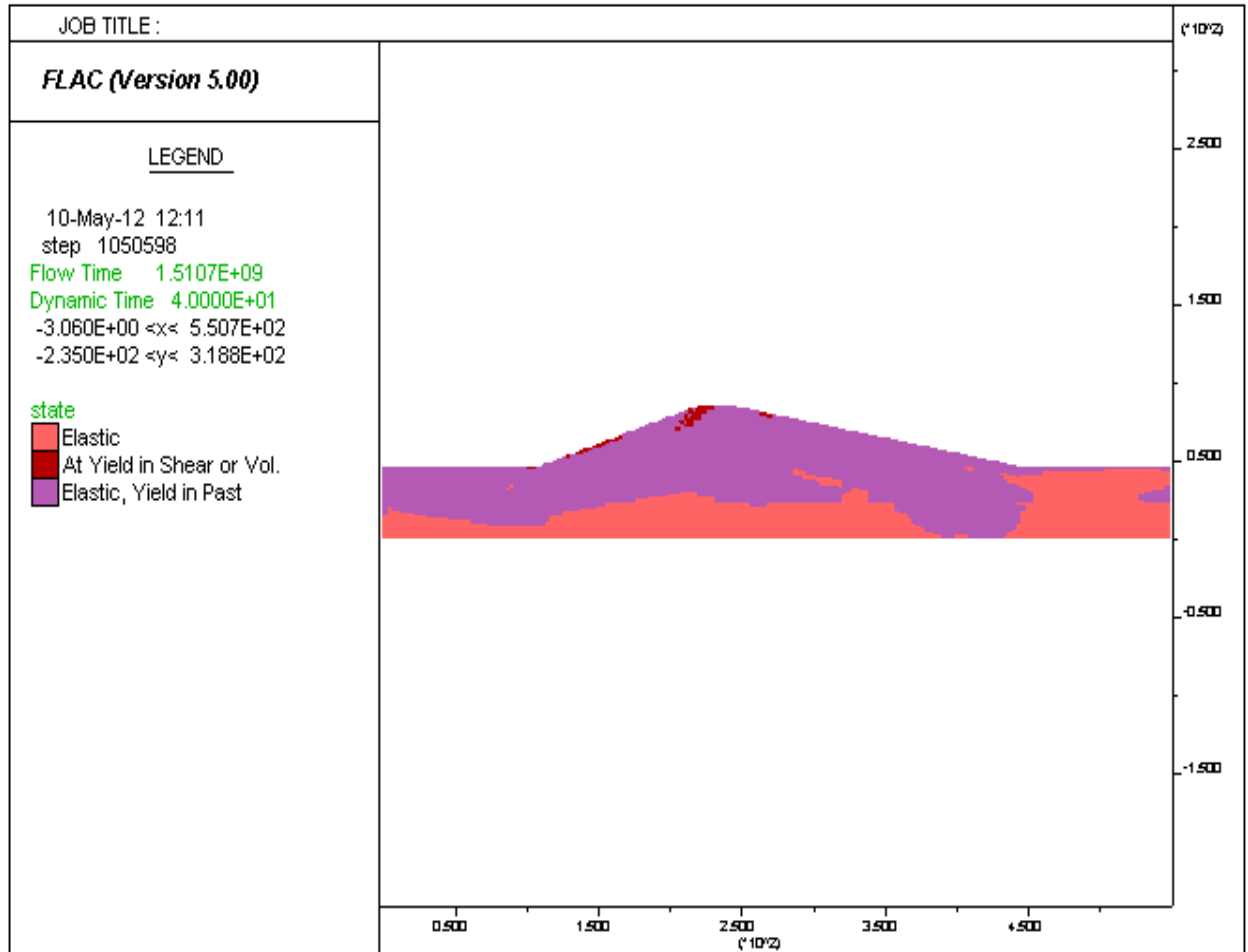


Figure 5.4 : Distribution de la plasticité dans le barrage.

Les figures 5.5, 5.6 et 5.7 montrent l'influence l'interaction barrage-réservoir sur la variation de l'accélération, la vitesse et le déplacement en fonction du temps pour le nœud situé à la crête du barrage, on remarque une amplification des accélérations $a_{max} = 4.50 \text{ m/s}^2$, et de même pour les vitesses $v_{max} = 0.642 \text{ m/s}$. Pour les déplacements on remarque à la fin du chargement sismique un déplacement résiduel important de 0.135 m.

Pour le nœud situé au milieu du barrage, on remarque aussi une amplification des accélérations $a_{max} = 2.522 \text{ m/s}^2$, et une amplification des vitesses $v_{max} = 0.365 \text{ m/s}$ avec un déplacement résiduel de 0.0199 m (figures 5.8, 5.9 et 5.10).

Ces résultats sont prévus en raison du l'interaction barrage-réservoir.

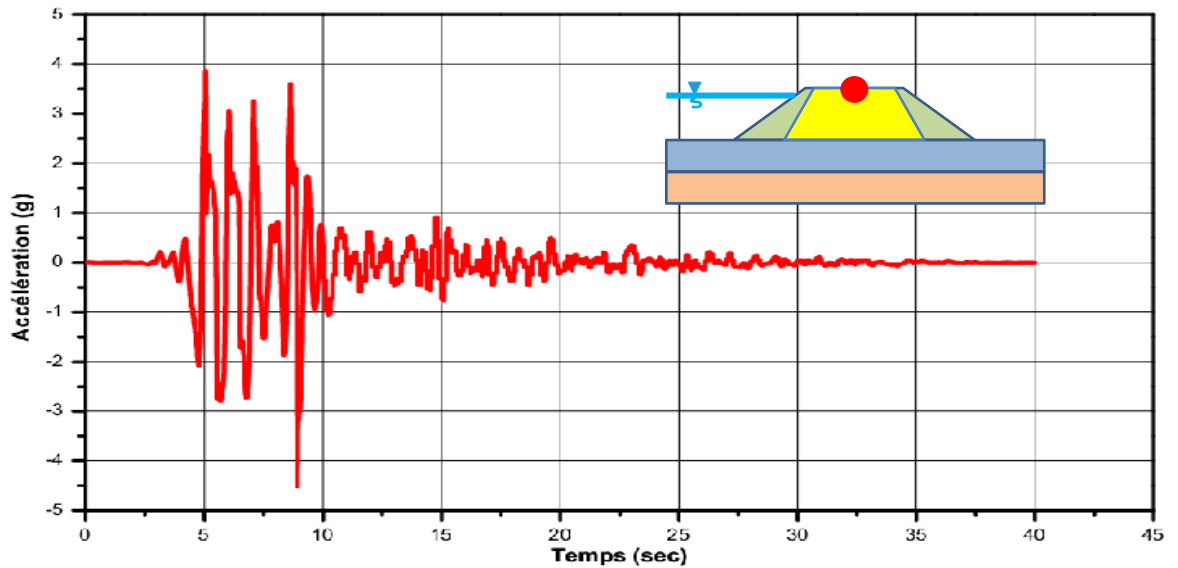


Figure 5.5 : Variation de l'accélération horizontale à la crête du barrage.

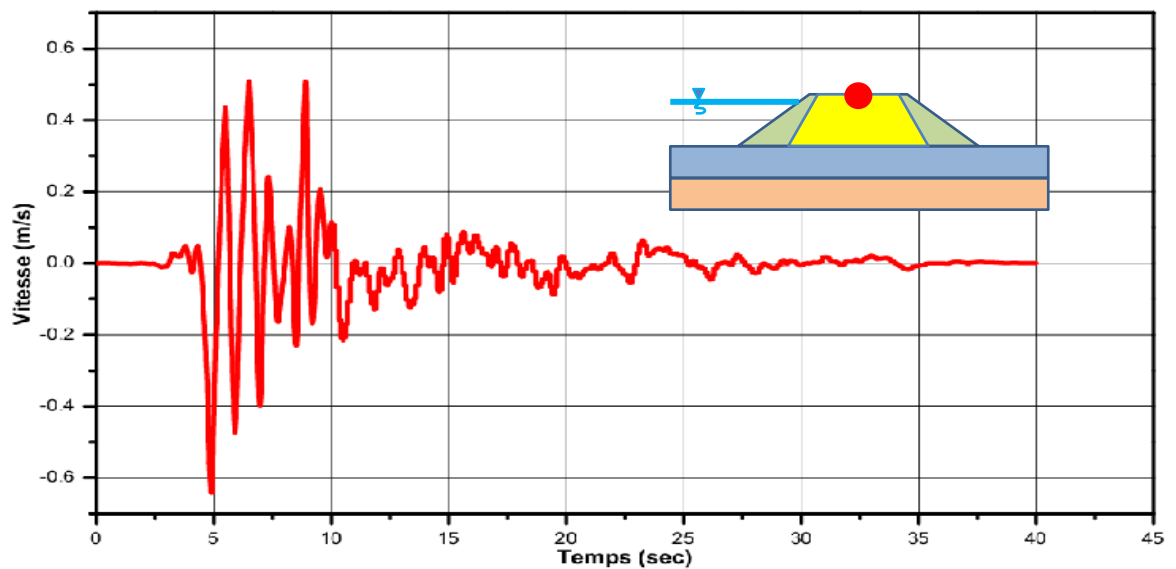


Figure 5.6 : Variation de la vitesse horizontale à la crête du barrage.

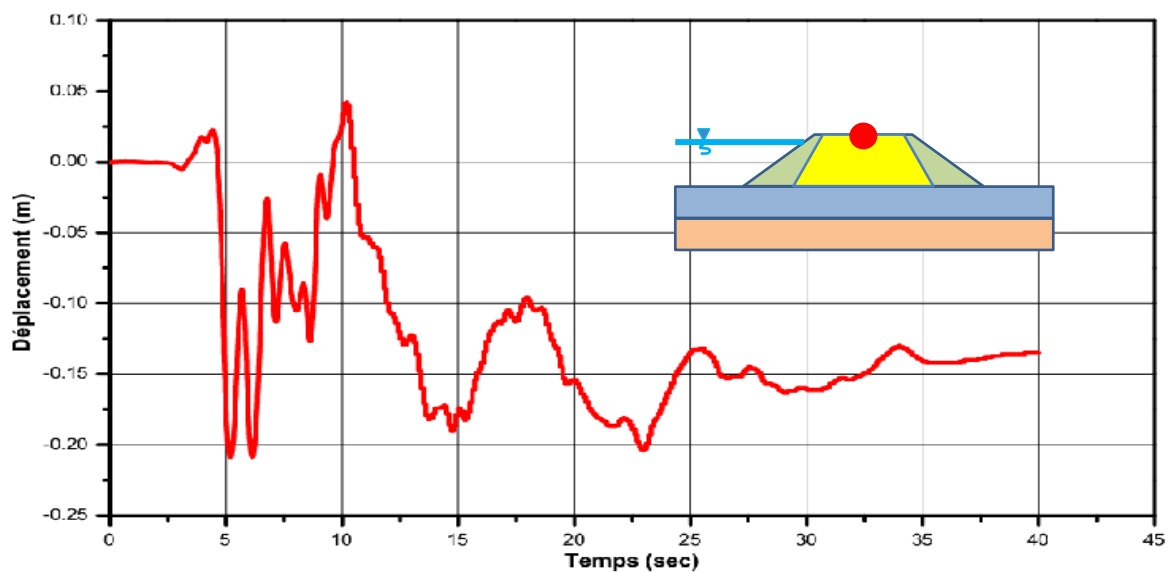


Figure 5.7 : Variation de déplacement horizontal à la crête du barrage.

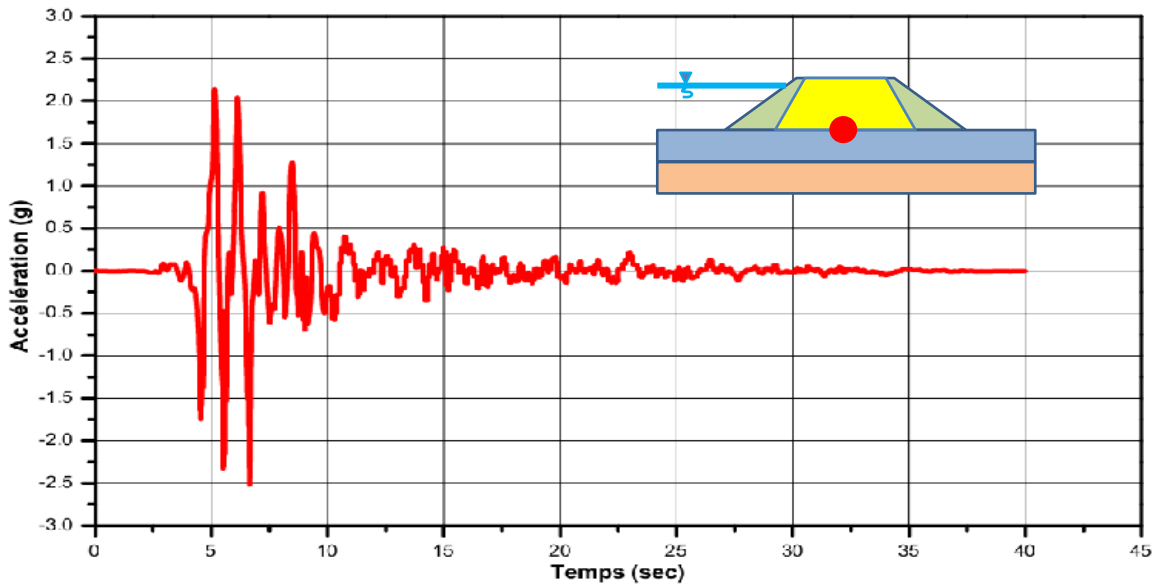


Figure 5.8 : Variation de l'accélération horizontale au milieu du barrage.

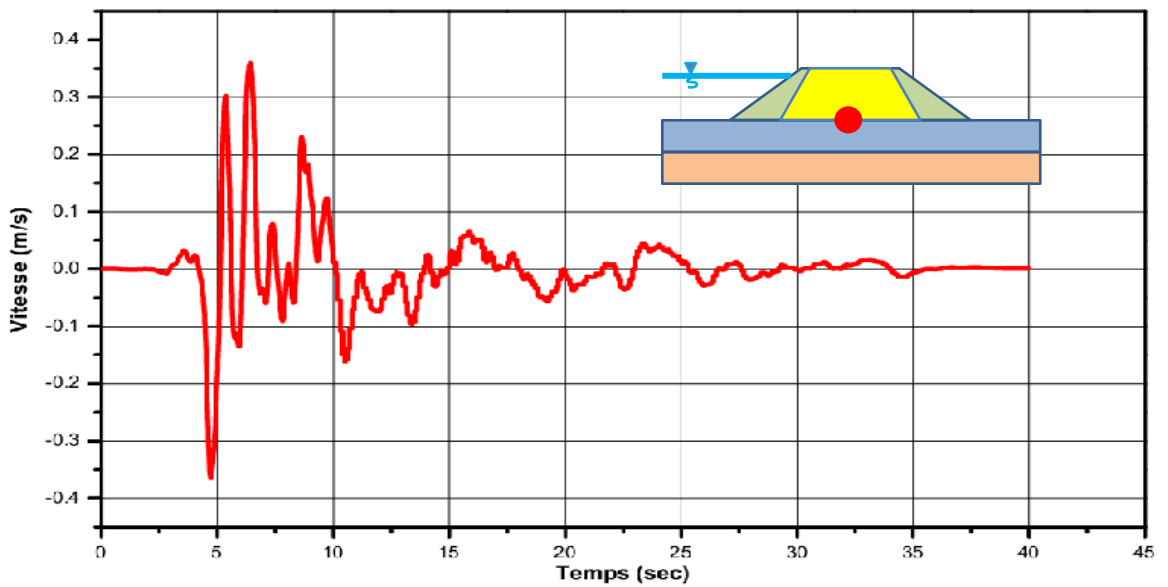


Figure 5.9 : Variation de la vitesse horizontale au milieu du barrage.

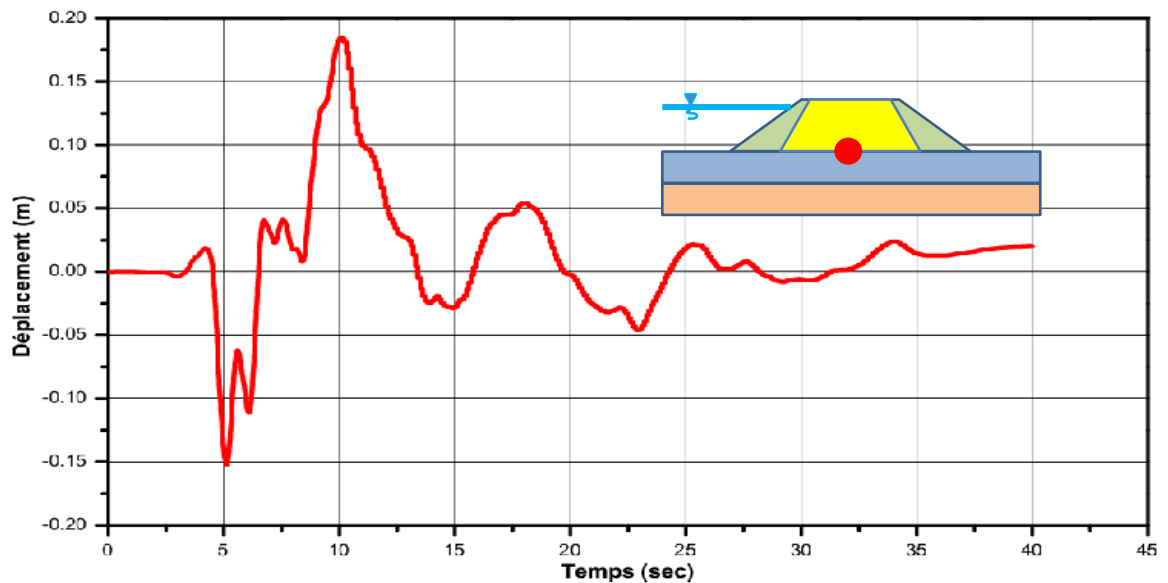


Figure 5.10 : Variation de déplacement horizontale au milieu du barrage.

V.2.2.2 Variation des déplacements :

La variation des déplacements horizontaux est représentée dans la figure 5.11, On remarque que les déplacements horizontaux sont concentrés dans la côte amont et aval du barrage, ce qui indique que dans ces régions on a un risque d'instabilité.

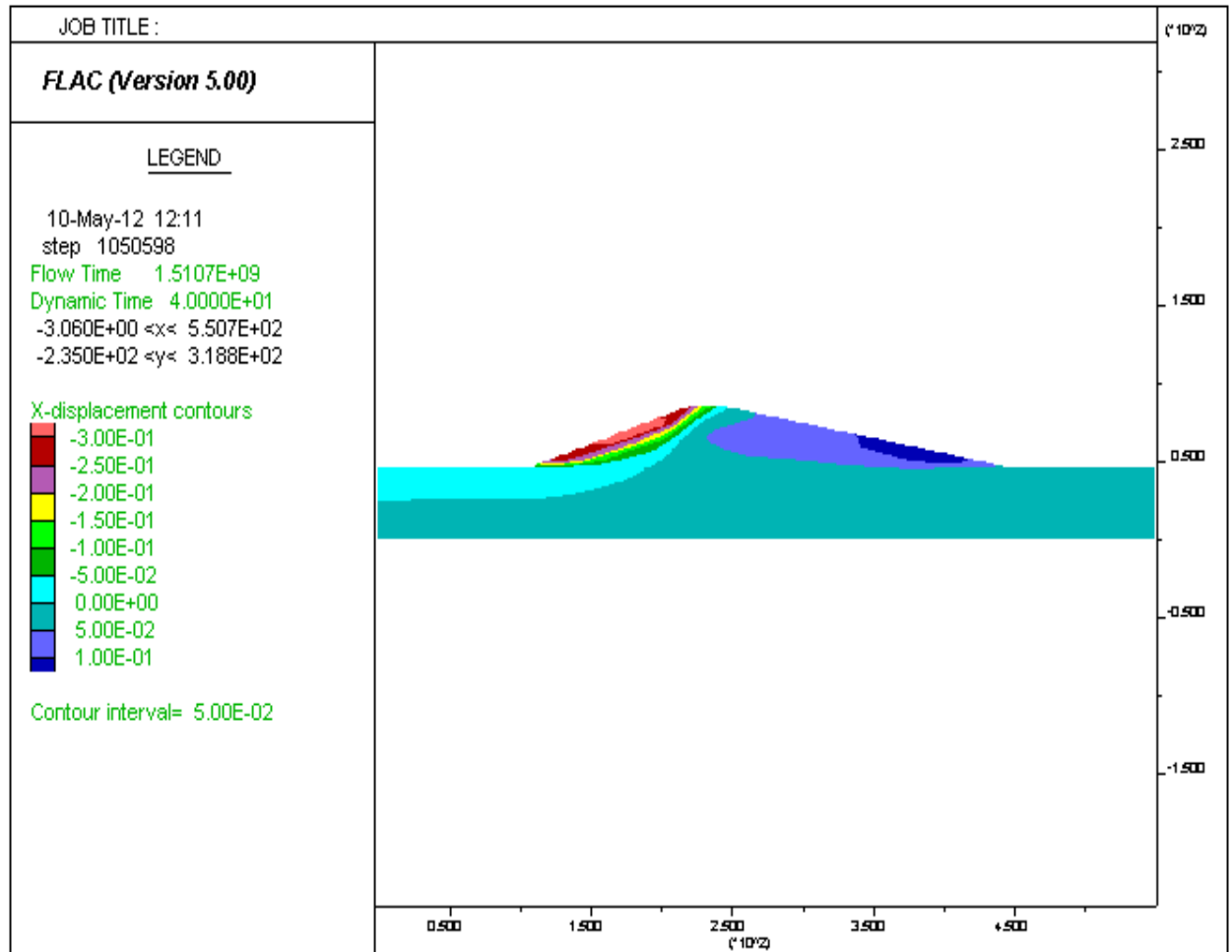




Figure 5.11 : Variation des déplacements horizontaux.

Les figures 5.12, 5.13 et 5.14 représentent la variation des déplacements horizontaux selon la hauteur et la largeur du barrage pour les deux cas suivants :

-  Barrage vide.
-  Interaction barrage-réservoir.

On remarque que les déplacements dans le deuxième cas sont plus grands et atteignent une valeur maximale de 0.342 m à la crête du barrage.

Il peut être observé que l'effet de l'interaction barrage-réservoir conduit à une augmentation importante de ce déplacement, en particulier à proximité des extrémités latérales du barrage (coté amont et aval).

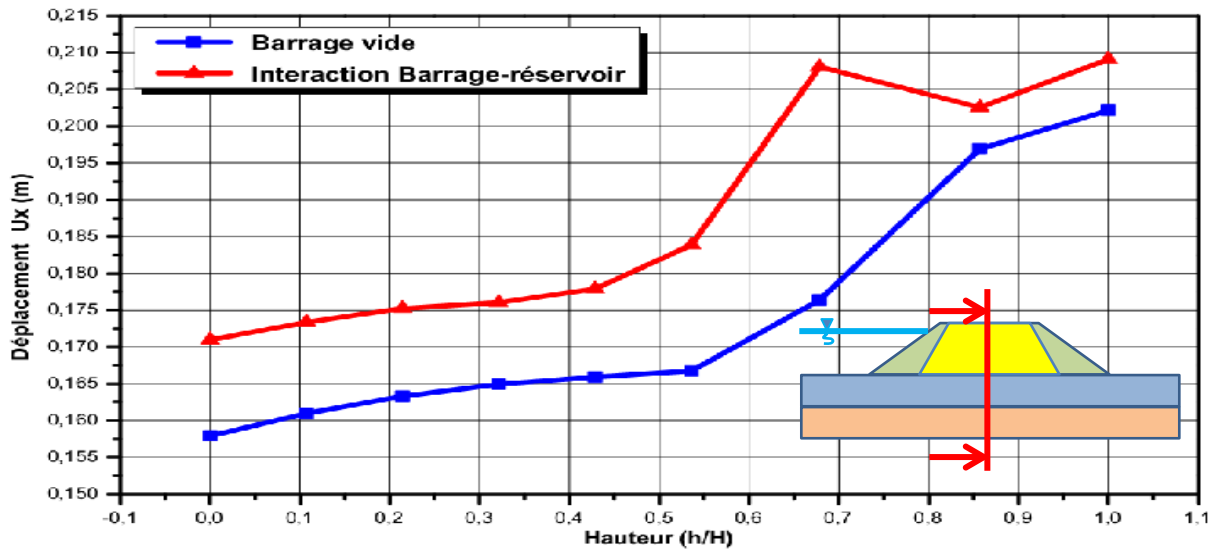


Figure 5.12 : Variation de déplacement en fonction de la hauteur.

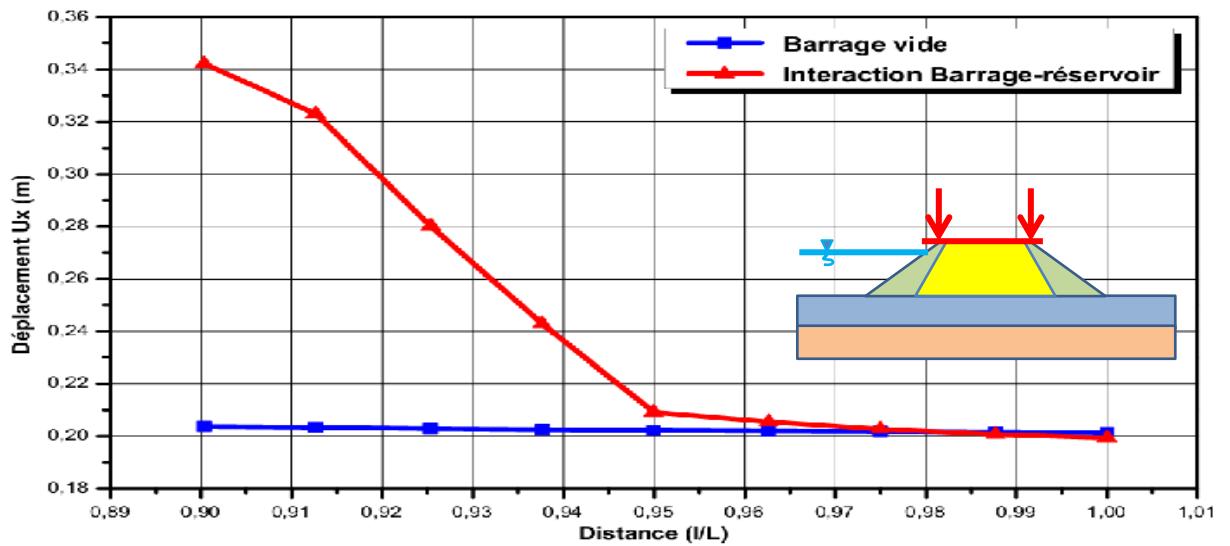


Figure 5.13 : Variation de déplacement en fonction de la distance horizontale à la crête du barrage.

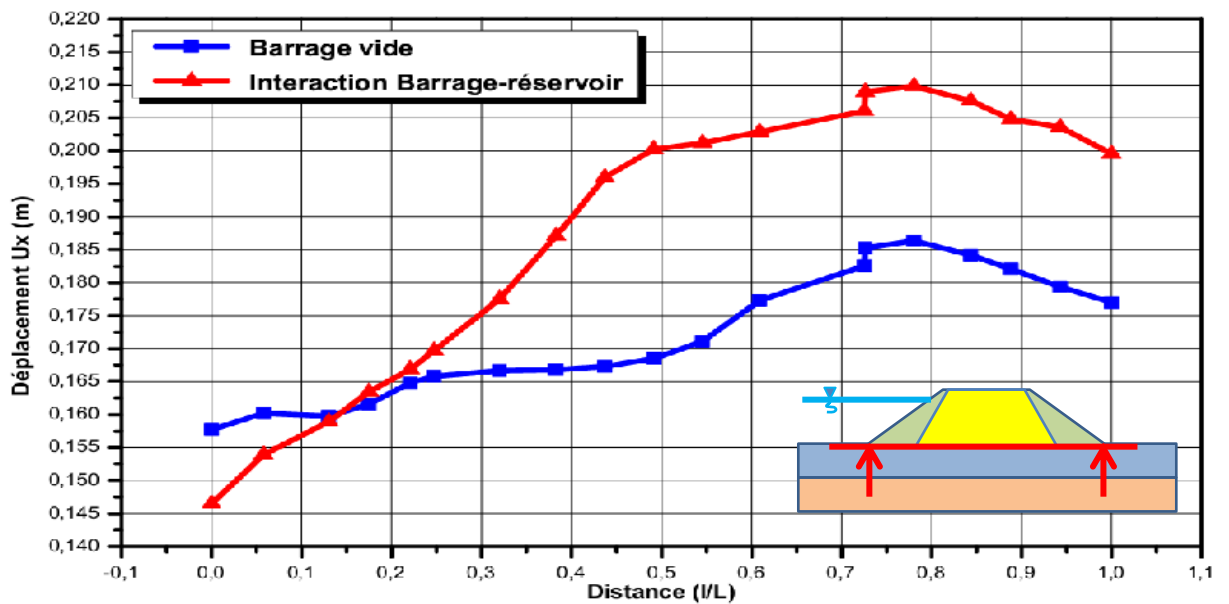


Figure 5.14 : Variation de déplacement en fonction de la distance horizontale au milieu du barrage.

V.2.2.3 Variation des pressions interstitielles :

Les figures 5.15 et 5.16 montrent la variation des pressions interstitielles au cours du chargement sismique à cinq positions du barrage: la base, mi-hauteur, au sommet, coté amont et aval de la fondation. Cette variation résulte que le chargement sismique provoque une diminution/augmentation importante des pressions interstitielles qui se produit dans un intervalle de 5 aux 10 secondes suivie par une stabilisation. Le coefficient f_{pp} représente la valeur maximale de la pression interstitielle pendant la durée du séisme. Il peut être observé que la valeur maximale située à la base de fondation atteint $7.33 \text{ E}+005 \text{ Pa}$ et la valeur minimale se trouve dans le coté aval du barrage atteint $2.08 \text{ E}+005 \text{ Pa}$.

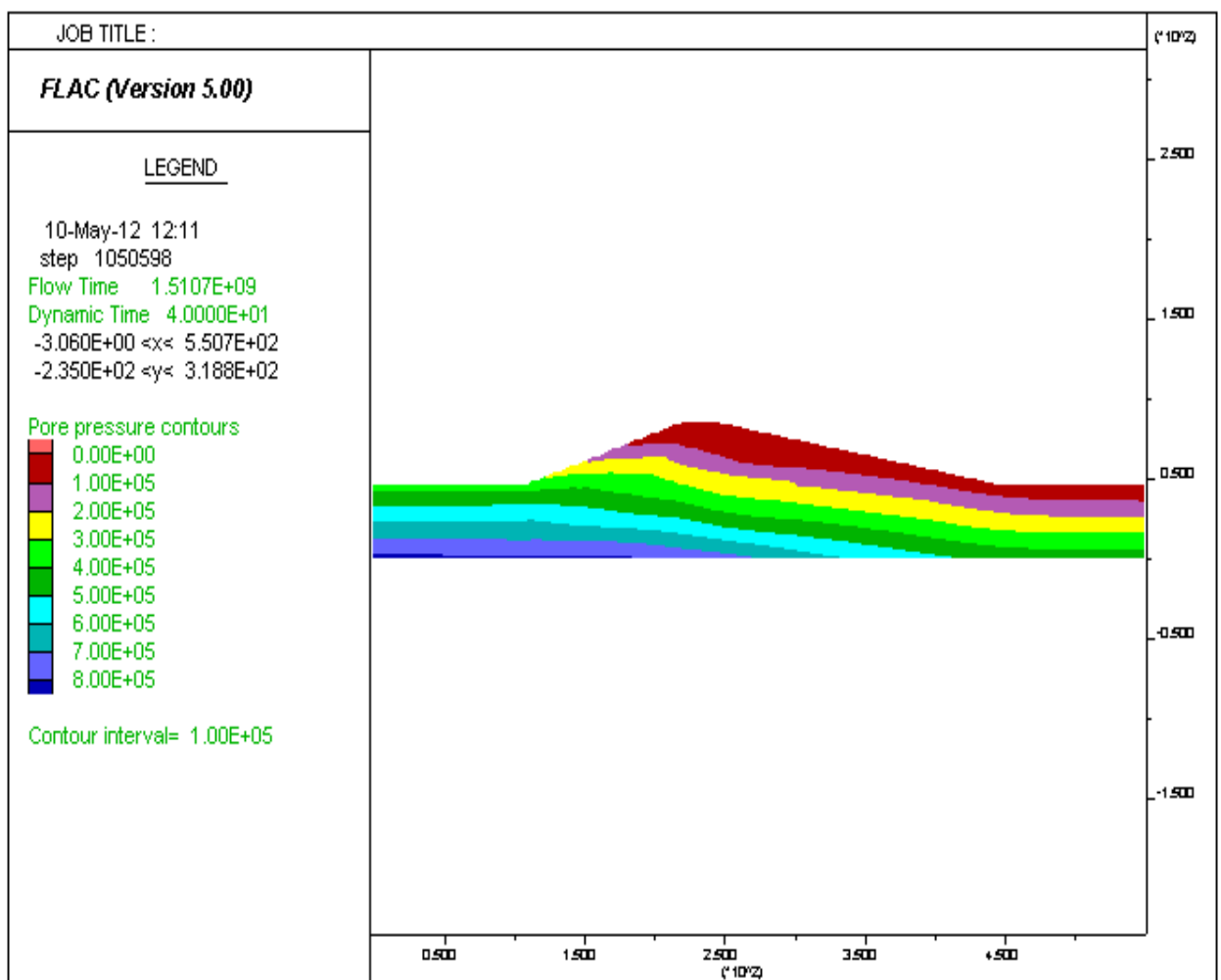


Figure 5.15 : Variation des pressions interstitielles.

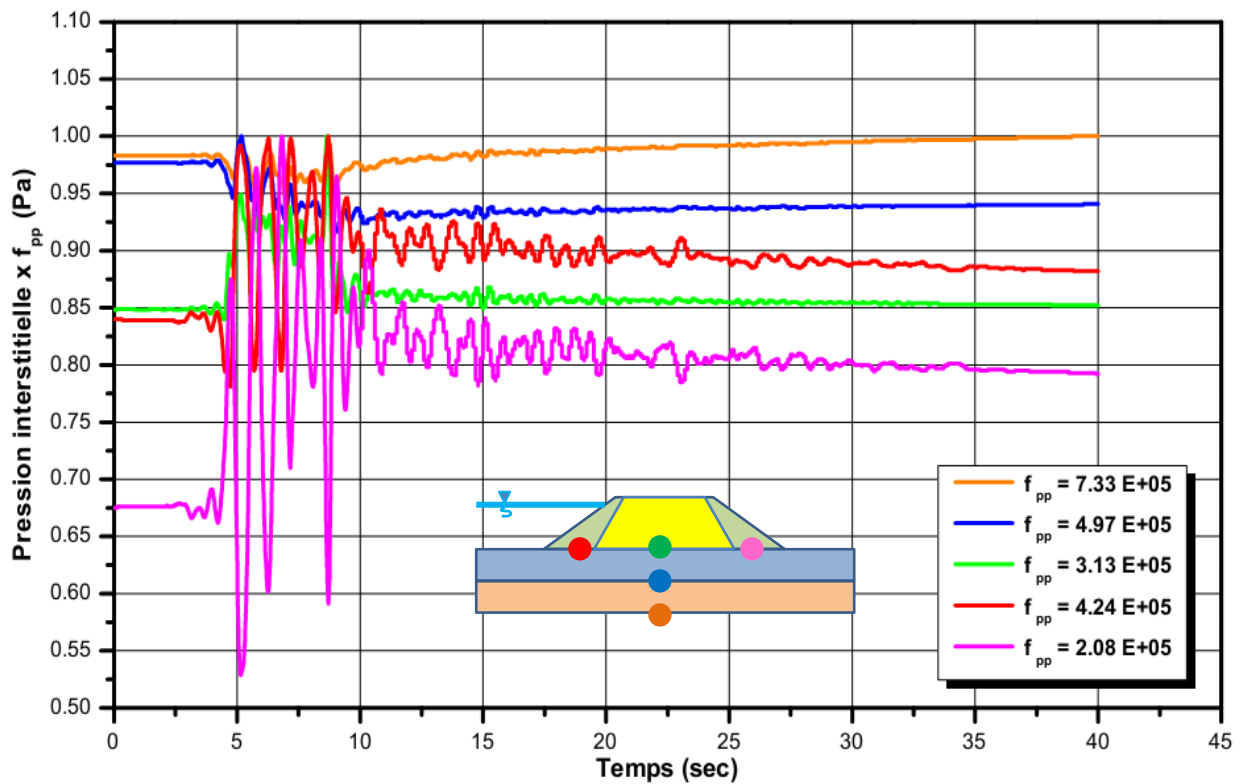


Figure 5.16 : Variation des pressions interstitielles pour différentes régions.

V.2.2.4 Variation des contraintes totales :

Les figures 5.17 et 5.18 représentent la variation des contraintes totales au cours du chargement sismique. La variation montre que le chargement sismique provoque une diminution/augmentation importante des contraintes totales qui se produit dans un intervalle de 5 aux 10 secondes suivie par une stabilisation. Le coefficient f_{ct} représente la valeur maximale de la contrainte totale pendant la durée du séisme. Il peut être observé que la valeur maximale située à la base de fondation atteint $1.80 \text{ E}+006 \text{ Pa}$ et la valeur minimale se trouve dans le côté amont du barrage atteint $5.62 \text{ E}+005 \text{ Pa}$.

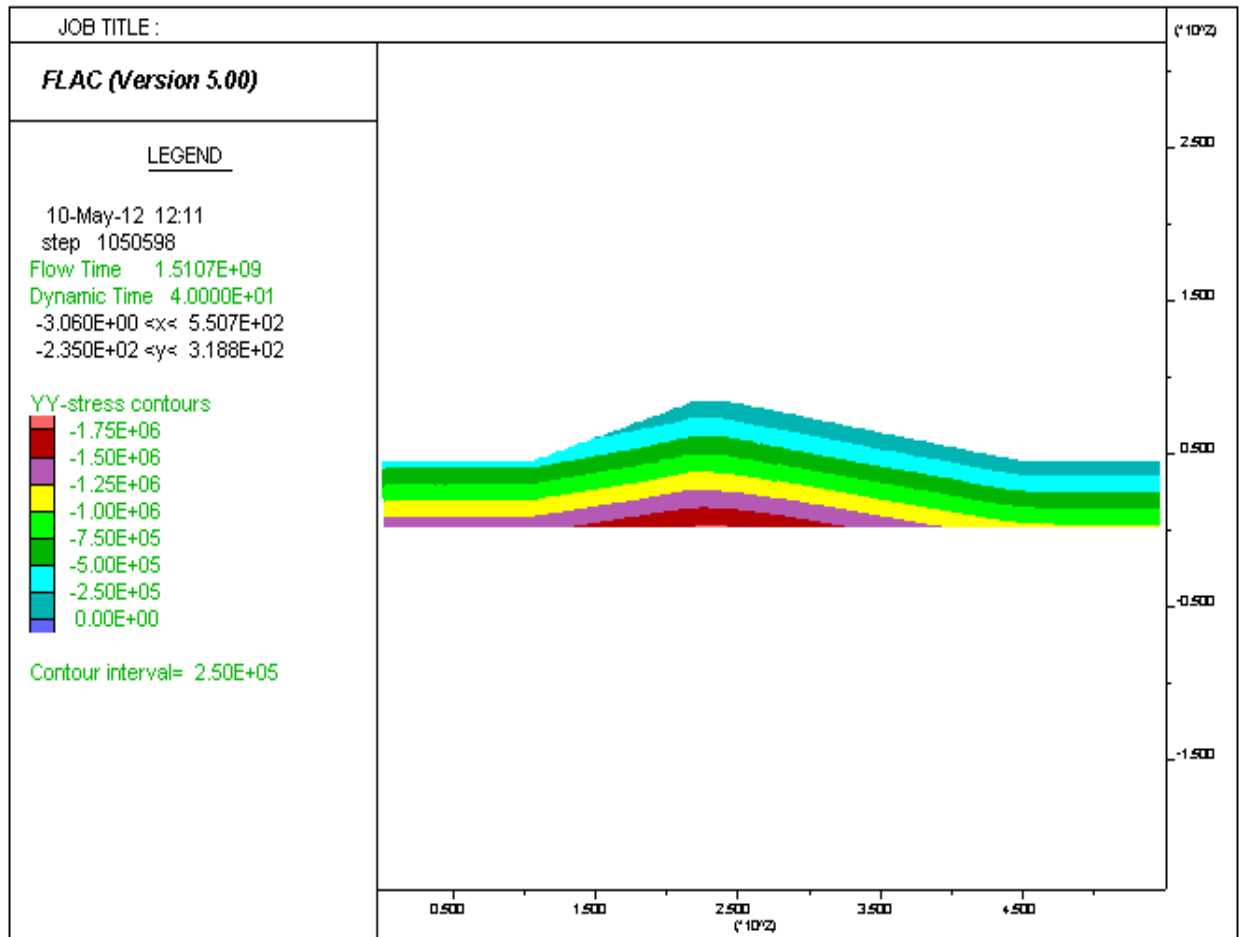


Figure 5.17 : Variation des contraintes totales.

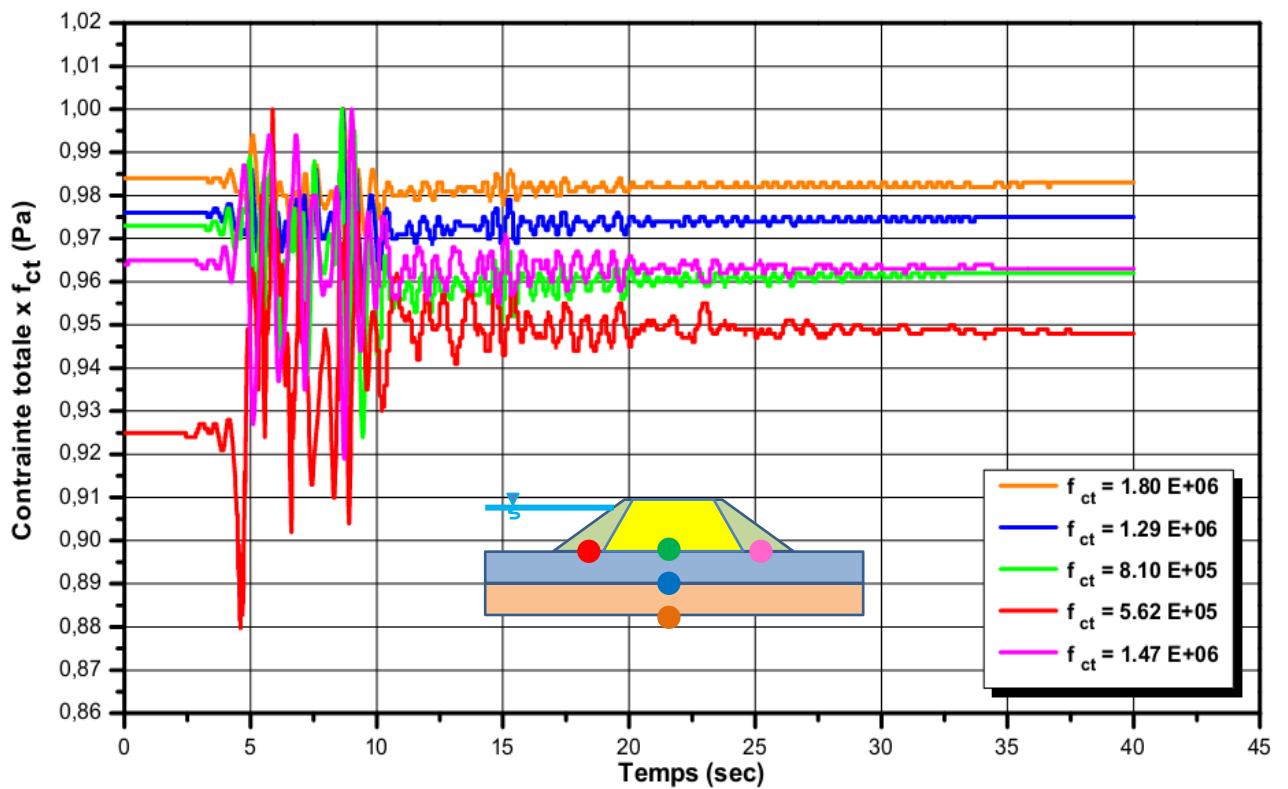


Figure 5.18 : Variation des contraintes totales pour différentes régions.

V.2.2.5 Variation des contraintes effectives :

Les figures 5.19 et 5.20 représentent la variation des contraintes effectives au cours du chargement sismique. La variation montre que le chargement sismique provoque une diminution/augmentation importante des contraintes effectives qui se produit dans un intervalle de 5 aux 10 secondes suivie par une stabilisation. Le coefficient f_{ce} représente la valeur maximale de la contrainte effective pendant la durée du séisme. Il peut être observé que la valeur maximale se situe à la base de fondation atteint $1.07 \text{ E}+006 \text{ Pa}$ et la valeur minimale se trouve dans le côté amont du barrage atteint $1.99 \text{ E}+005 \text{ Pa}$.

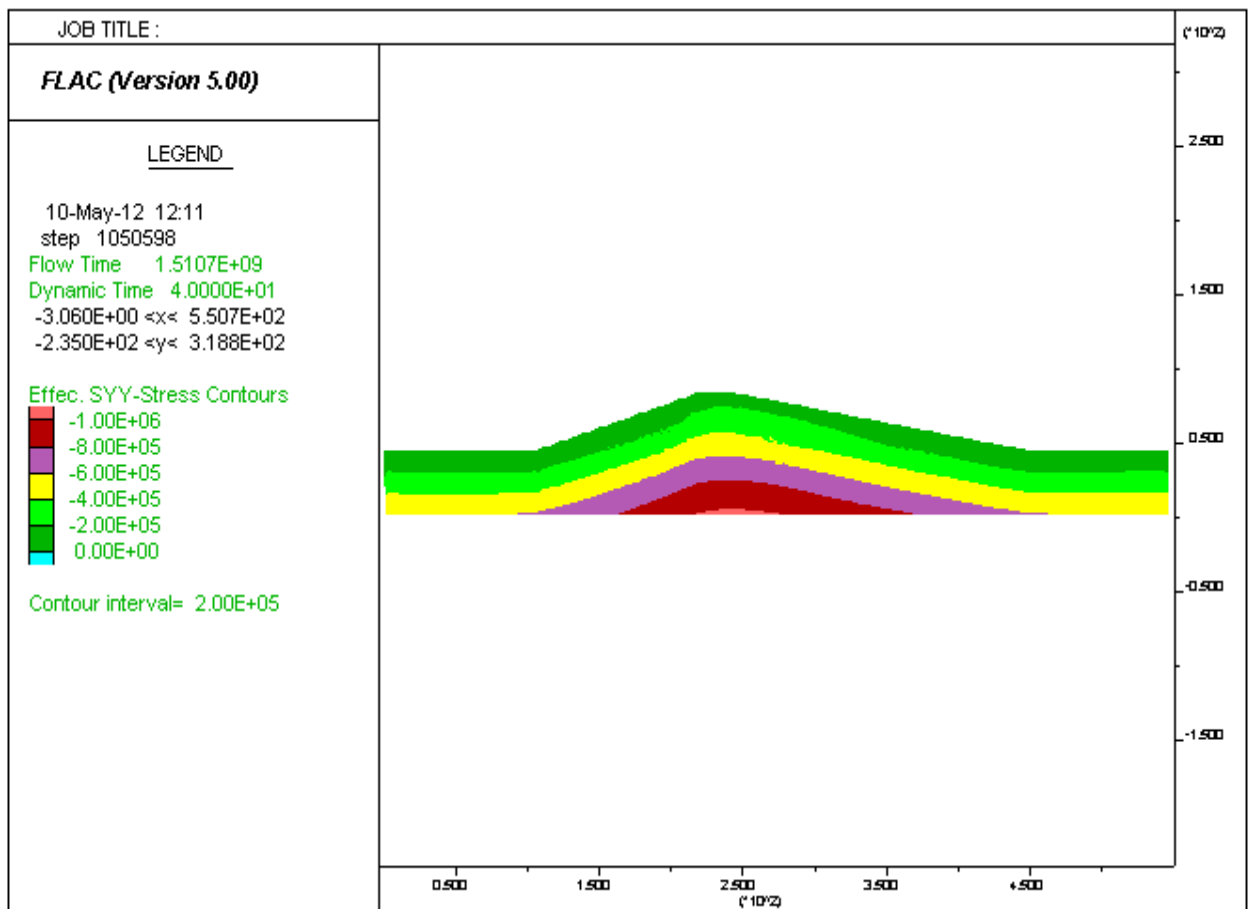


Figure 5.19 : Variation des contraintes effectives.

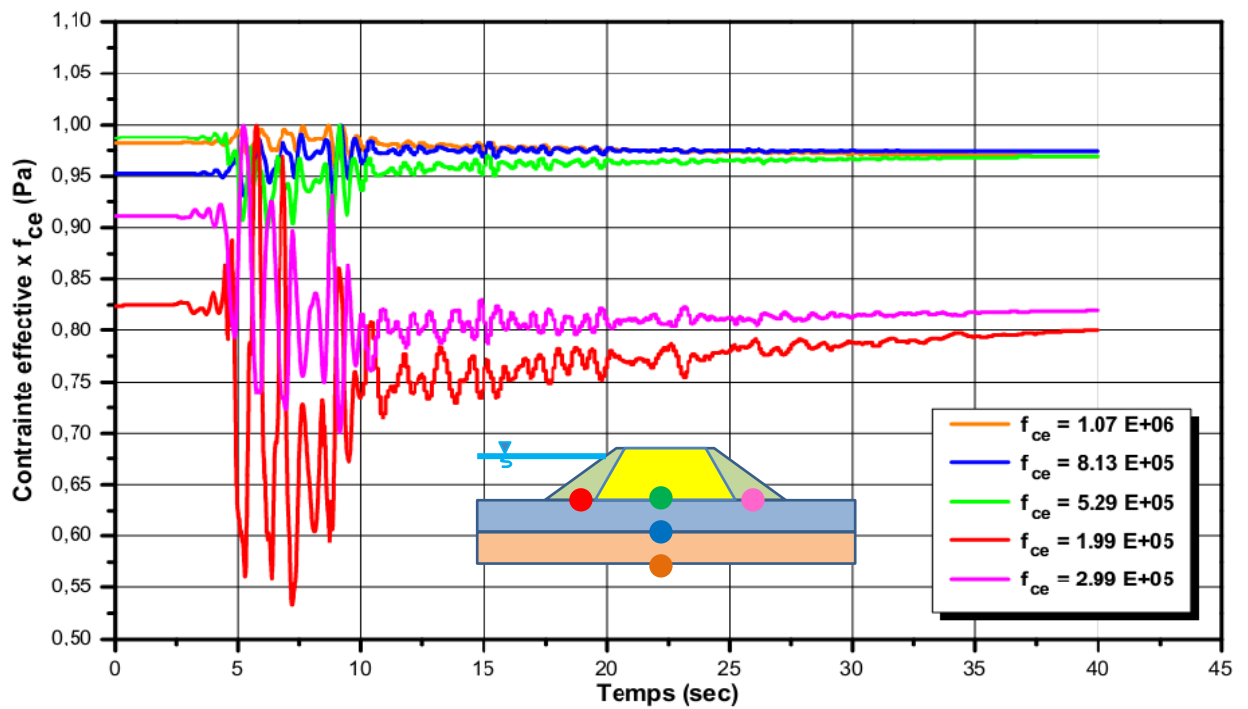


Figure 5.20 : Variation des contraintes totales pour différentes régions.

V.2.2.6 Variations des déformations de cisaillement :

La figure 5.21 montre les déformations de cisaillement, on remarque une concentration des déformations dans la partie amont du barrage ce qui indique que dans cette région on a un risque d’instabilité.

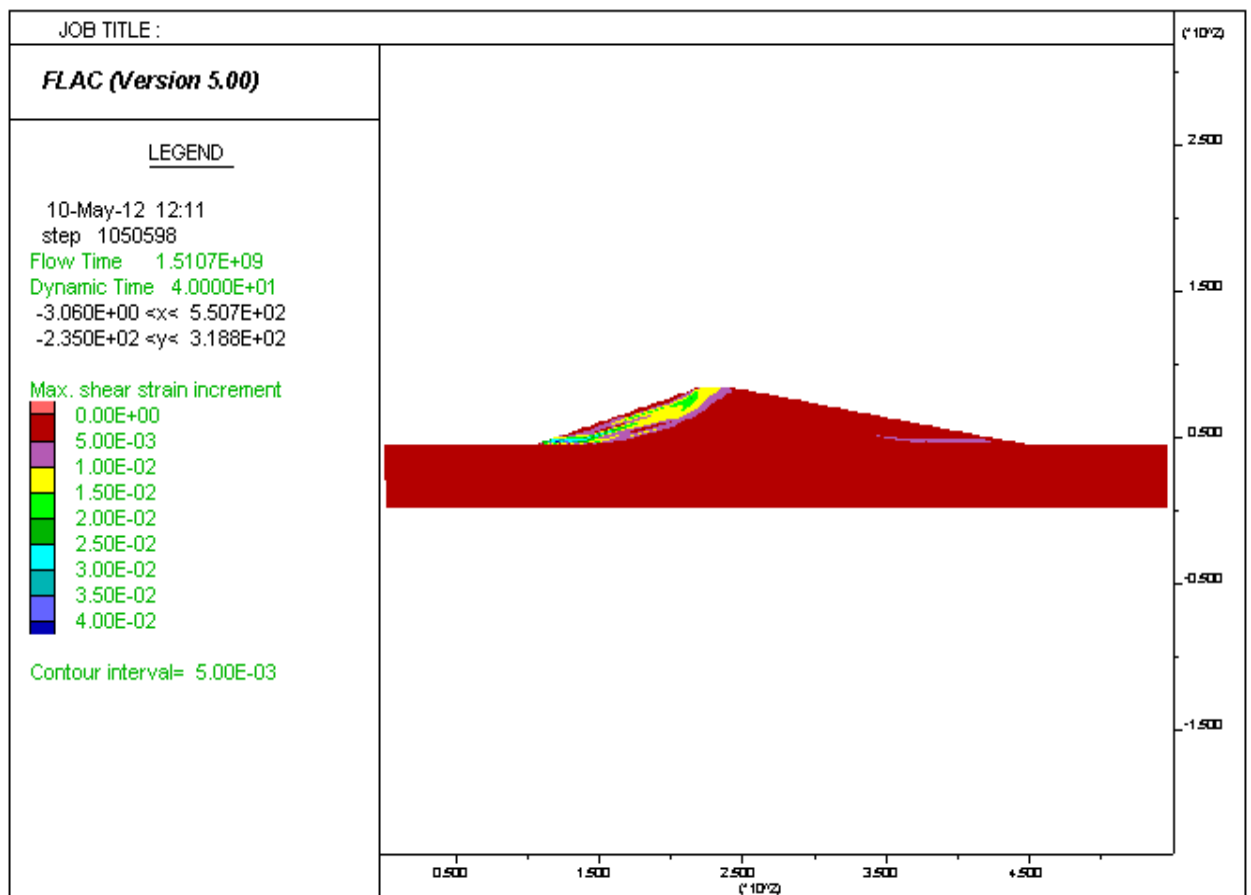


Figure 5.21 : Variation des déformations de déformations.

V.2.3 Analyse paramétrique

Dans l'analyse paramétrique la réponse sismique de l'interaction barrage-réservoir est affectée par plusieurs paramètres sur la distribution de la plasticité, les déplacements horizontaux, les pressions interstitielles, les contraintes totales et les contraintes effectives.

Dans le suivant nous présentons une étude de l'influence des paramètres suivants :

- ✚ L'accélération du chargement sismique.
- ✚ L'amortissement de Rayleigh.
- ✚ La réduction du module de cisaillement.
- ✚ La diminution du niveau de réservoir.

V.2.3.1 Influence de l'accélération :

L'influence de l'amplitude de chargement sur la réponse de l'interaction barrage-réservoir à l'enregistrement du tremblement de terre de Loma Prieta a été étudiée par des analyses effectuées pour quatre valeurs de l'accélération ($a = 0.17g, 0.25g, 0.35g$ et $0.45g$).

La figure 5.22 montre l'influence de l'amplitude de mouvement sur la répartition de la plasticité dans le barrage. Il peut être observé que la distribution de plasticité augmente avec l'amplitude de chargement. Pour les quatre valeurs de l'accélération ($a = 0.17g, 0.25g, 0.35g$ et $0.45g$), on remarque que la plasticité s'étend dans la crête et le côté amont du barrage.





Figure 5.22 : Influence de l'amplitude de mouvement sur la distribution de la plasticité.

(a) $a=0.17g$, (b) $a=0.25g$, (c) $a=0.35g$, (d) $a=0.45g$.

Les figures 5.23, 5.24 et 5.25 montrent l'influence de l'amplitude de chargement sur le déplacement horizontal maximum dans l'axe vertical, la crête et au milieu du barrage. Il peut être observé que l'augmentation de l'amplitude de mouvement conduit à une augmentation importante de ce déplacement, en particulier à proximité des extrémités latérales du barrage (coté amont et aval), où le déplacement atteint 0.920 m pour $a=0.45g$.

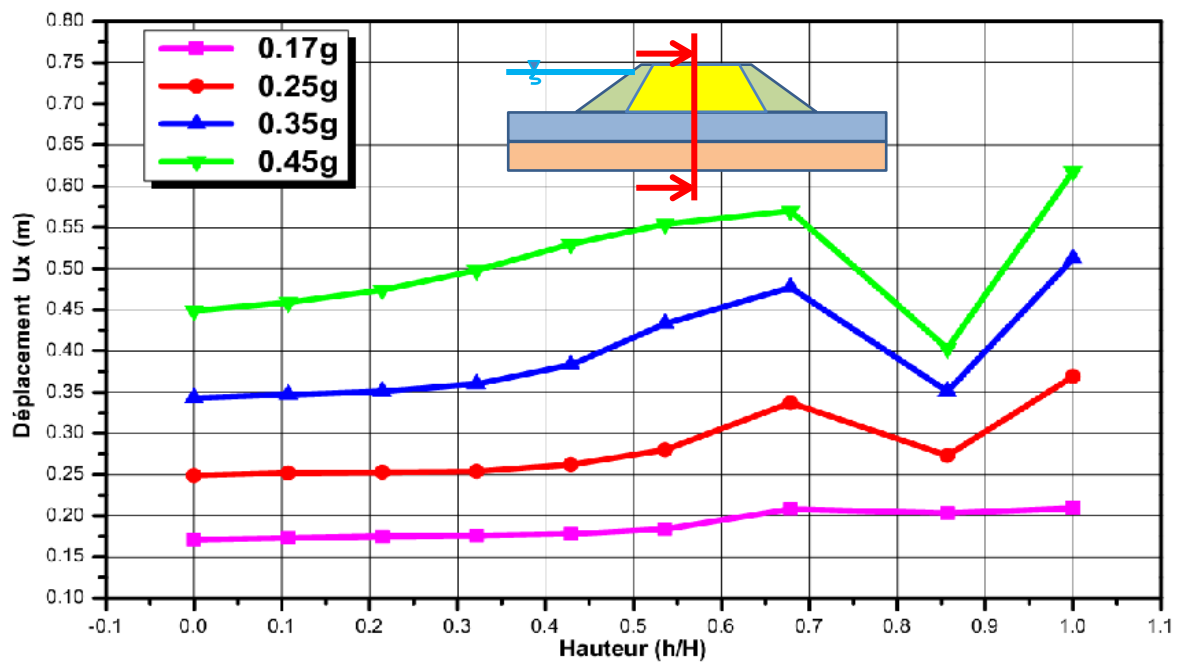


Figure 5.23 : Variation de déplacement en fonction de la hauteur.

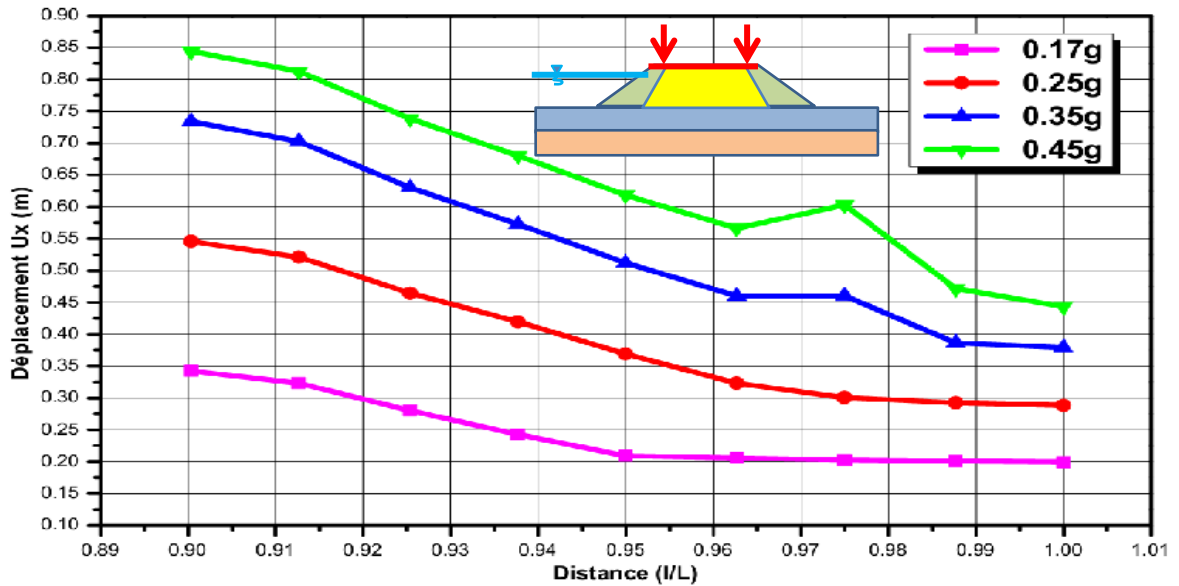


Figure 5.24 : Variation de déplacement en fonction de la distance horizontale à la crête du barrage.

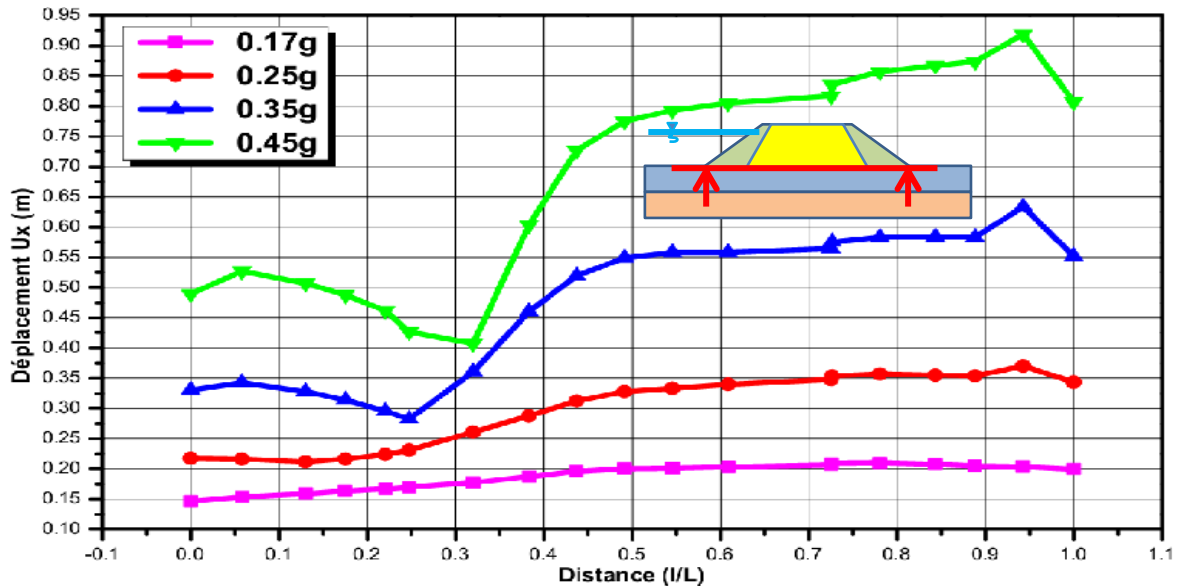


Figure 5.25 : Variation de déplacement en fonction de la distance horizontale au milieu du barrage.

La figure 5.26 représente l'influence de l'amplitude de chargement sur la variation des pressions interstitielles, contraintes totales et les contraintes effectives au sommet de la fondation pendant le chargement sismique. La variation montre que le chargement sismique provoque une diminution/augmentation importante des contraintes totales qui se produit dans un intervalle de 5 aux 10 secondes suivie par une stabilisation. La valeur maximale des pressions interstitielles, contraintes totales et les contraintes effectives se trouve pour $a=0.35g$. On note que le taux de la pression interstitielles, contraintes totales et les contraintes effectives représente le rapport entre la valeur variable en fonction du temps et la valeur maximale au cours du chargement sismique d'une durée de 40 secondes.

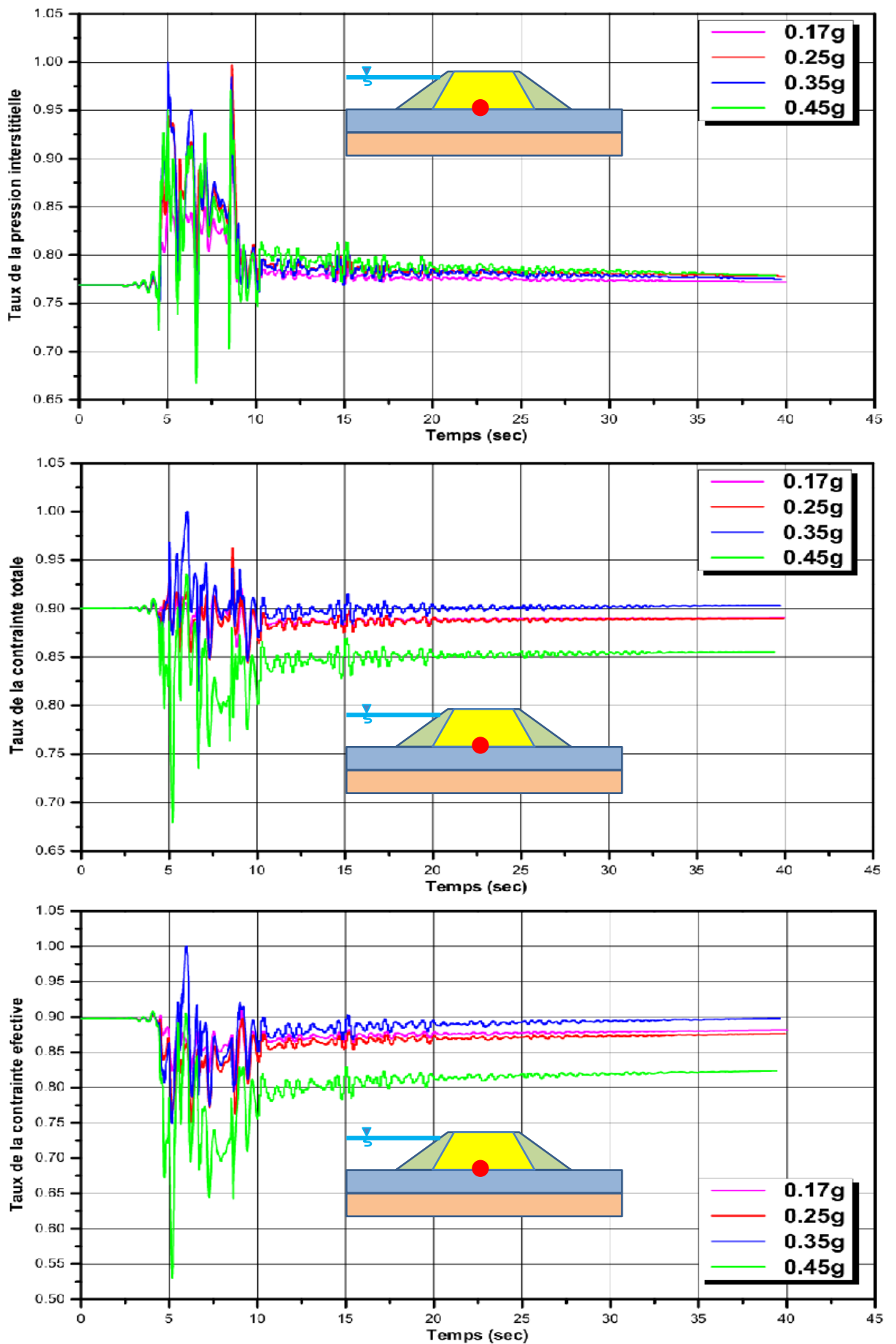


Figure 5.26 : Variation des pressions interstitielles, contraintes totales et les contraintes effectives au sommet de la fondation.

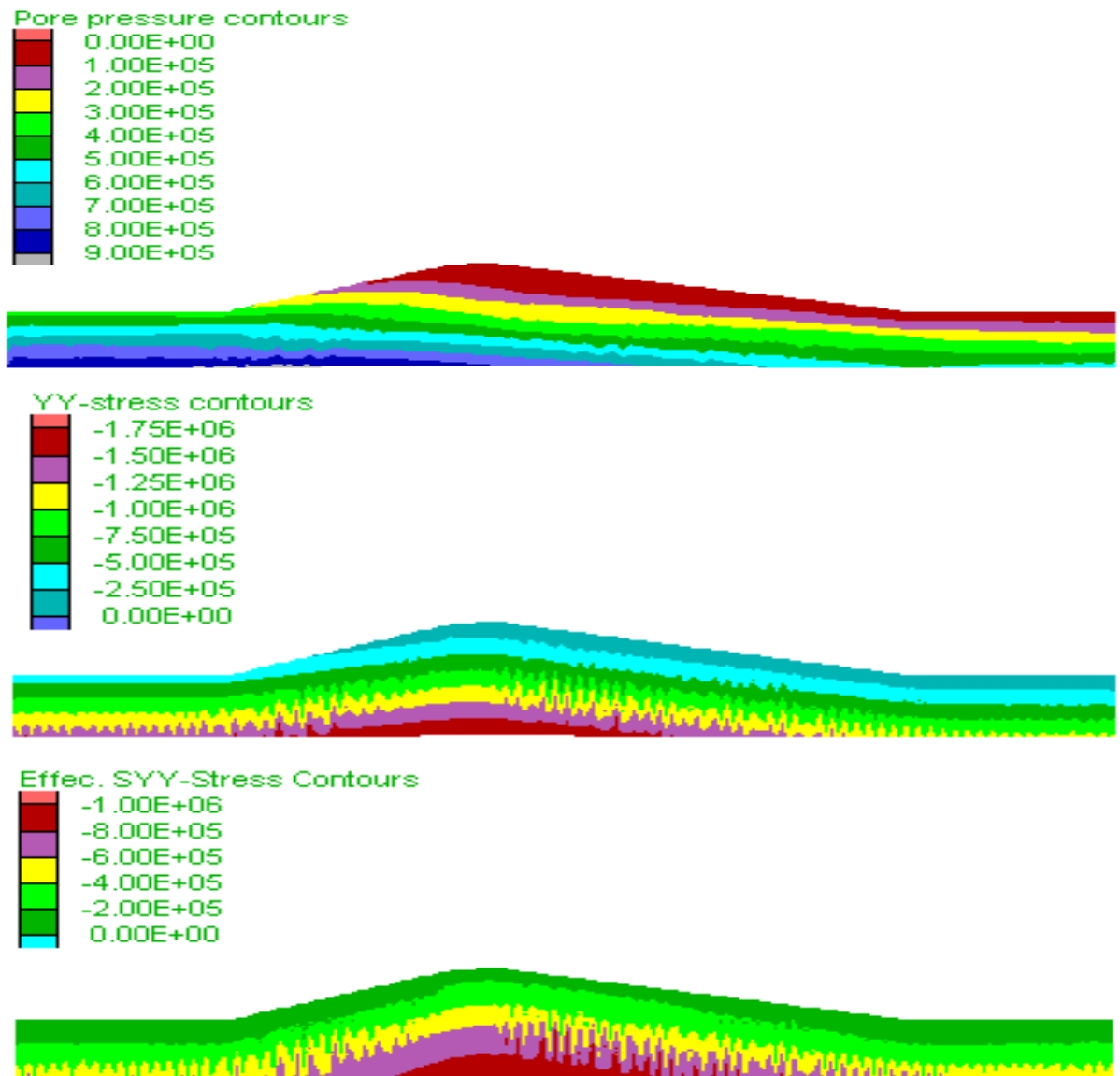


Figure 5.27 : Variation des pressions interstitielles, contraintes totales et les contraintes effectives pour $a=0.35g$.

V.2.3.2 Influence de l'amortissement :

L'influence de l'amortissement de Rayleigh sur la réponse sismique du barrage a été étudiée par des analyses effectuées pour quatre valeurs de l'amortissement ($\zeta = 0.0\%$, $\zeta = 6.5\%$, $\zeta = 15\%$ et $\zeta = 20\%$) avec une fréquence naturelle dominante de 1.00 Hz, l'accélération maximum du chargement sismique est 0.45g.

La figure 5.28 montre l'influence de l'amortissement de Rayleigh sur la répartition de la plasticité dans le barrage. Il peut être observé pour les quatre valeurs de l'amortissement, on remarque que la plasticité s'étend dans la crête, le côté amont du barrage.

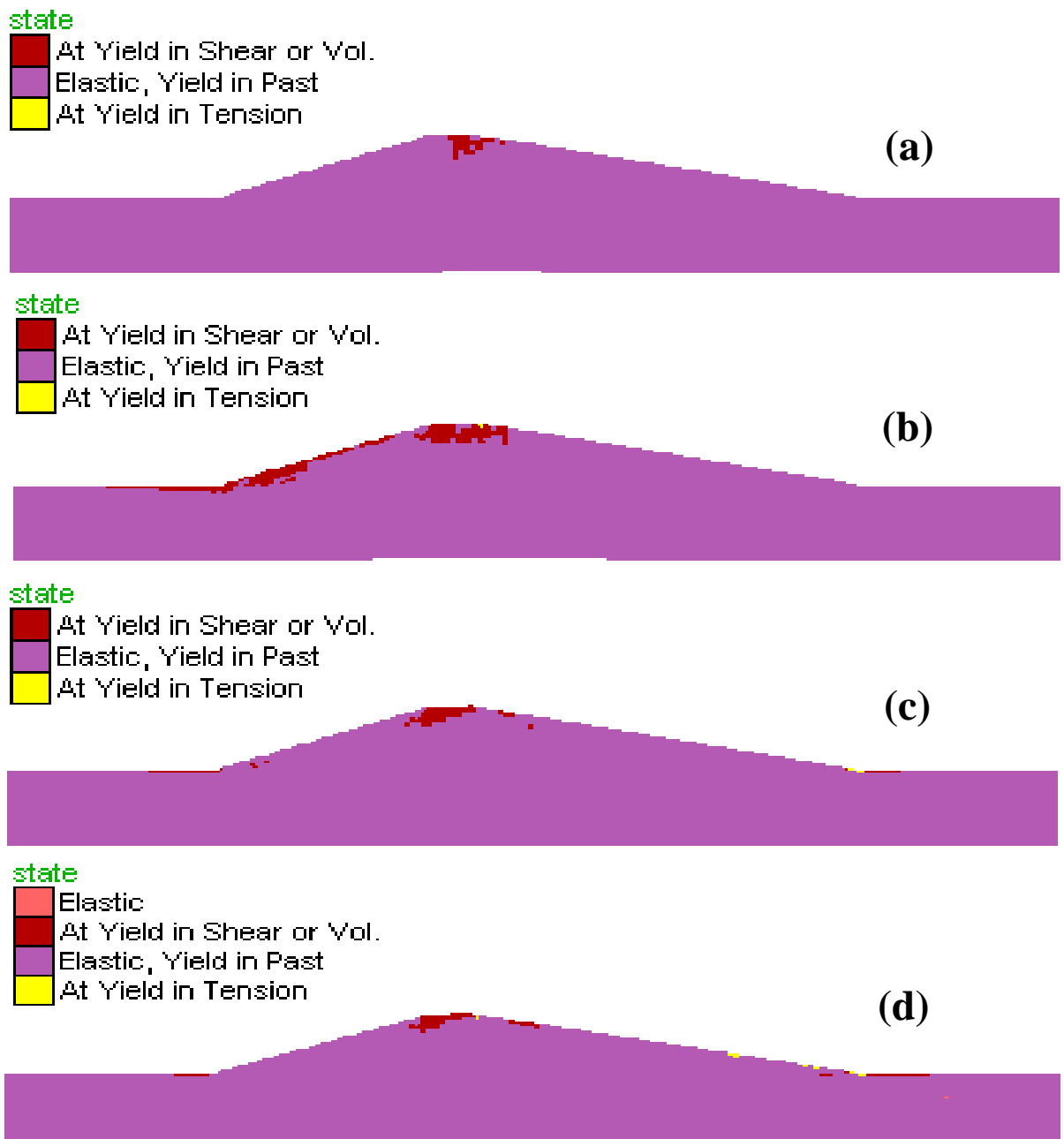


Figure 5.28 : Influence de l'amortissement sur la distribution de la plasticité.

(a) $\xi = 0.0\%$, (b) $\xi = 6.5\%$, (c) $\xi = 15\%$, (d) $\xi = 20\%$.

Les figures 5.29, 5.30 et 5.31 montrent l'influence de l'amortissement sur le déplacement horizontal maximum dans l'axe vertical, la crête et au milieu du barrage. Il peut être observé que l'augmentation de l'amortissement conduit à une diminution de ce déplacement, en particulier à proximité des extrémités latérales du barrage (coté amont et aval), où le déplacement maximum atteint 1,346 m pour $\xi = 0.0\%$.

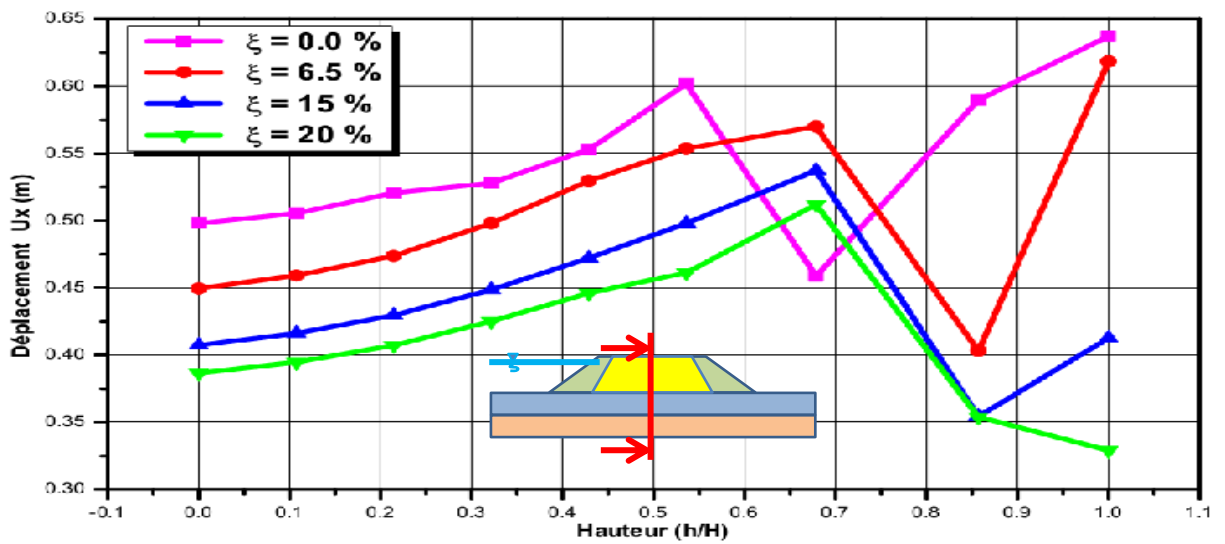


Figure 5.29 : Variation de déplacement en fonction de la hauteur.

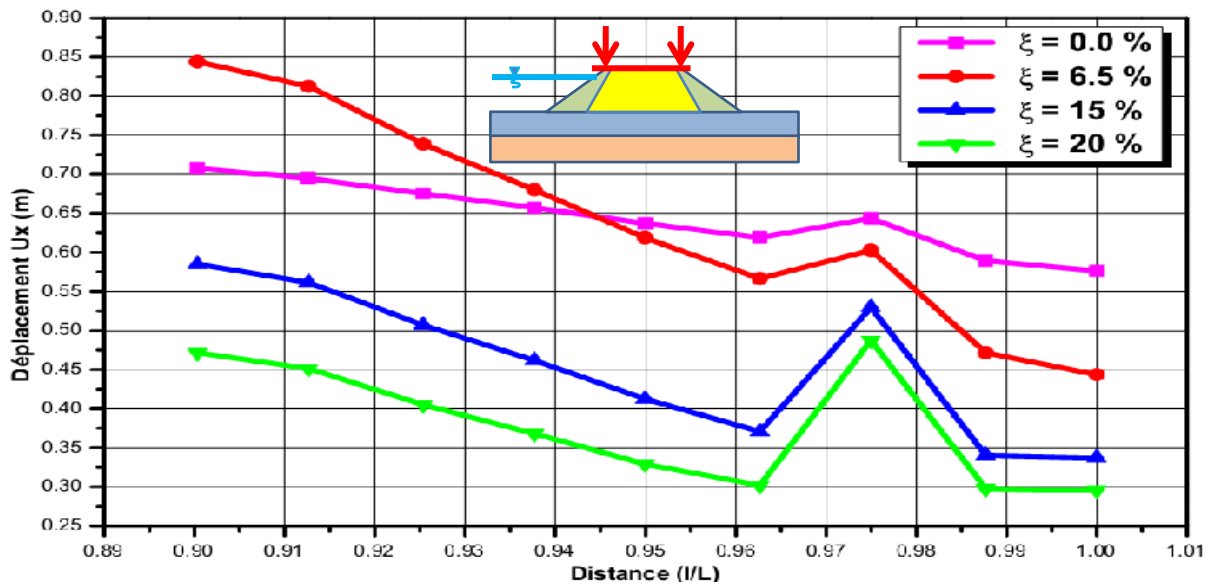


Figure 5.30 : Variation de déplacement en fonction de la distance horizontale à la crête du barrage.

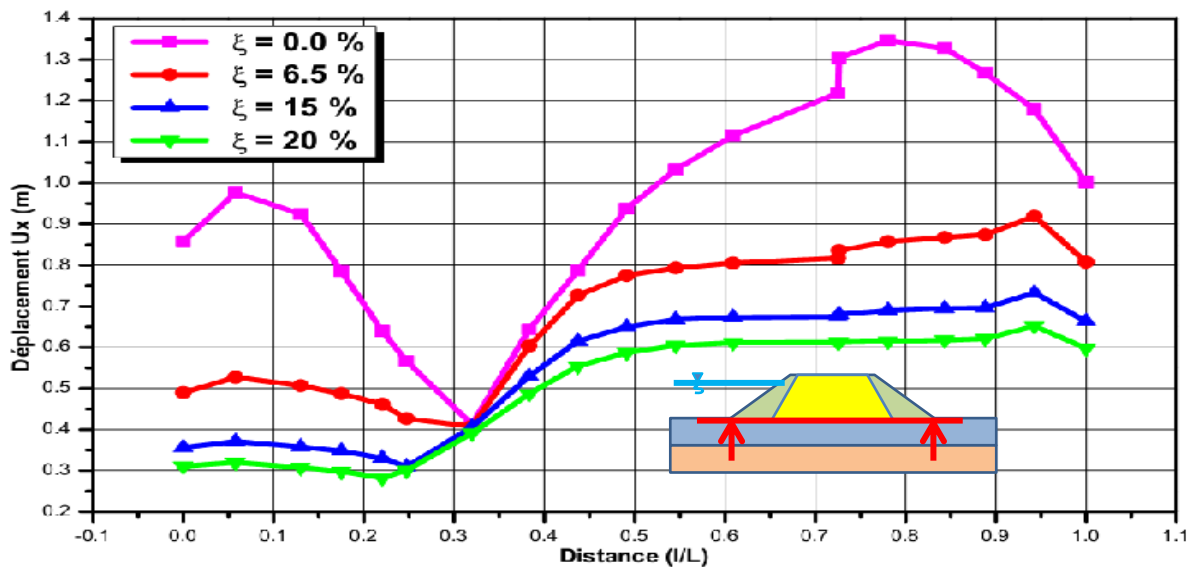


Figure 5.31 : Variation de déplacement en fonction de la distance horizontale au milieu du barrage.

Les figures 5.32, 5.33 et 5.34 représentent l'influence de l'amortissement sur la variation des pressions interstitielles, contraintes totales et les contraintes effectives au sommet de la fondation, on remarque que la diminution de l'amortissement conduit à une augmentation de ces derniers paramètres ou la valeur maximale atteinte $3.80 \text{ E}+005 \text{ Pa}$ de la pression interstitielle, $1.26 \text{ E}+006 \text{ Pa}$ de la contrainte totale et $1.13 \text{ E}+006$ de la contrainte effective pour $\xi = 0.0\%$.

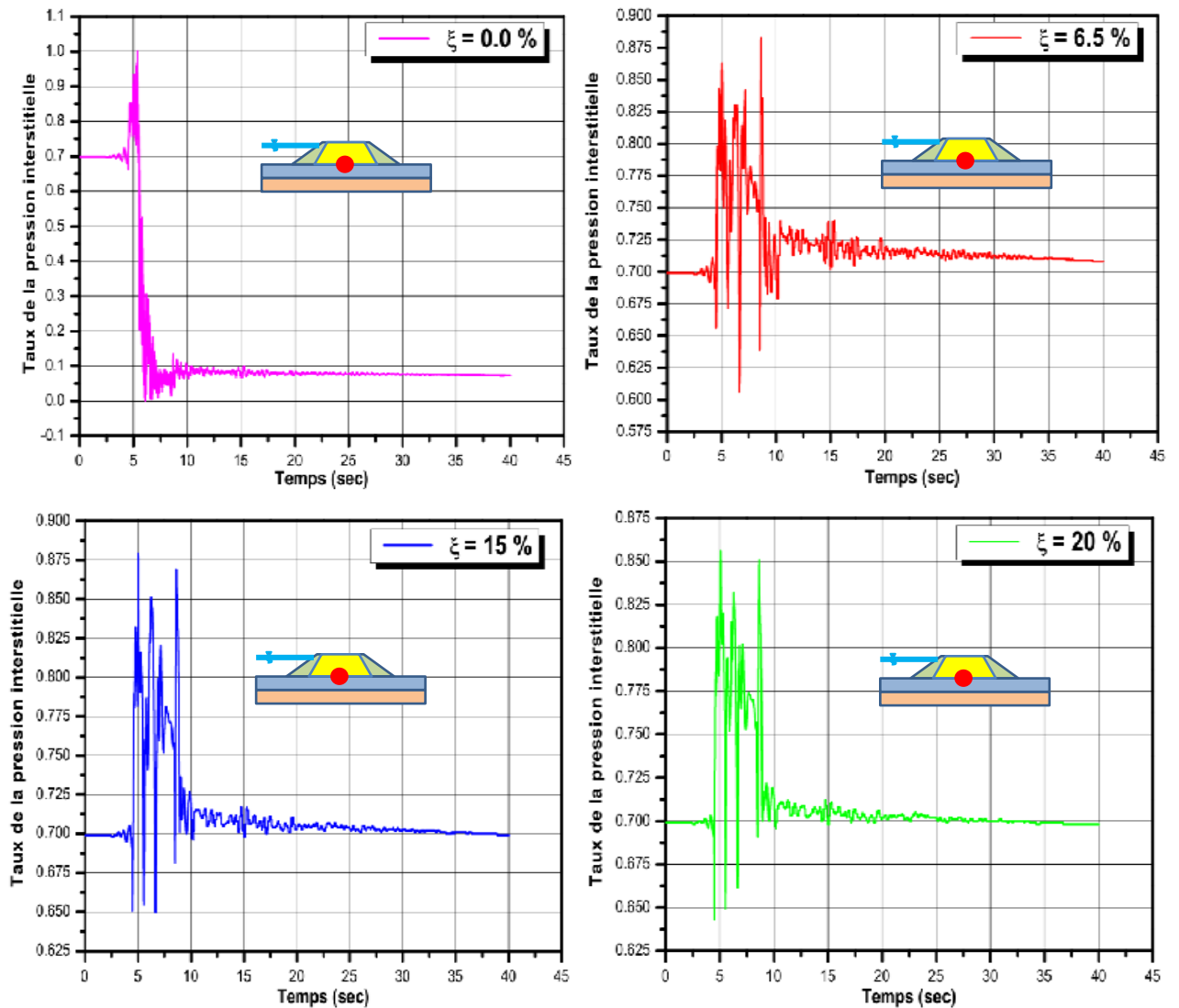


Figure 5.32 : Variation des pressions interstitielles.

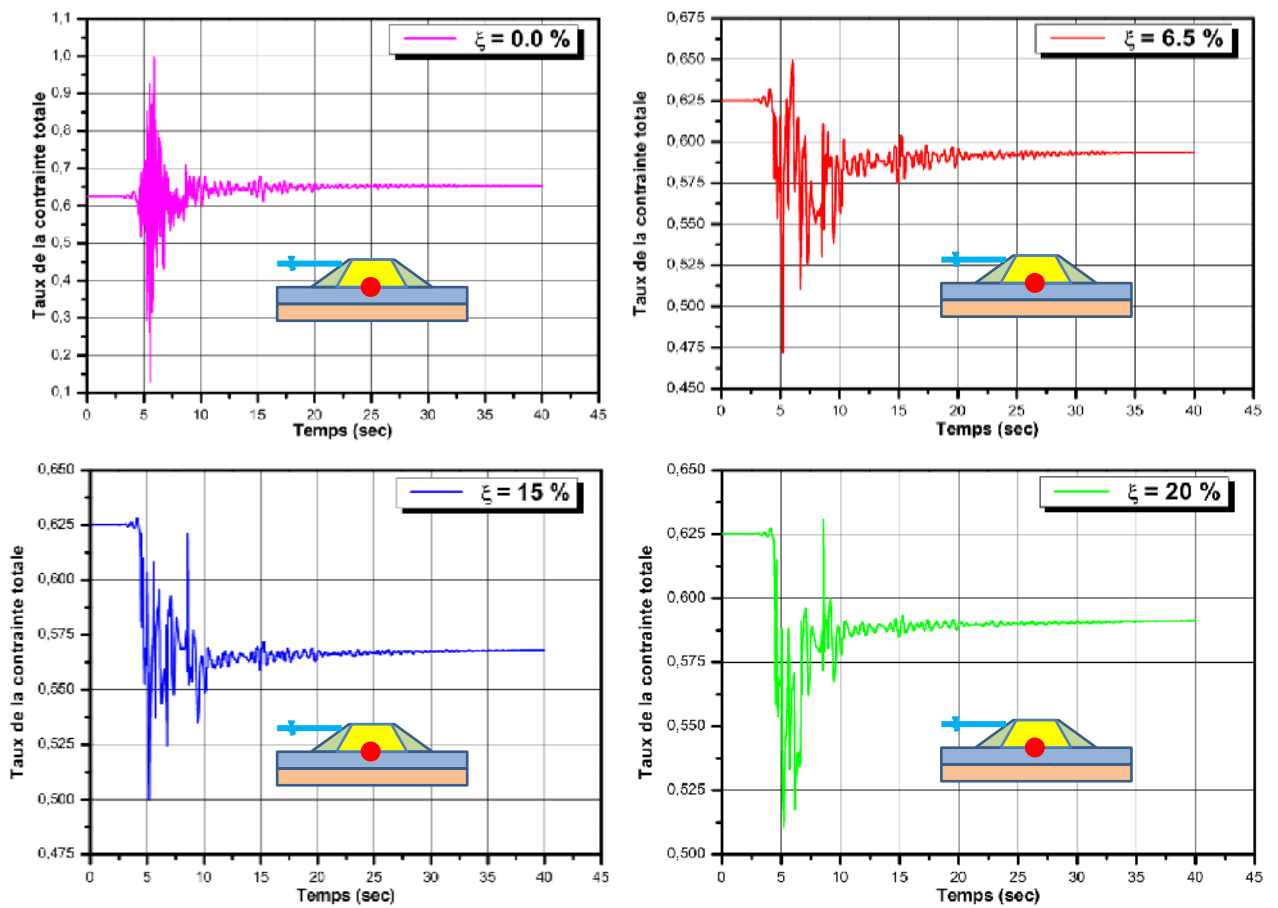


Figure 5.33 : Variation des contraintes totales.

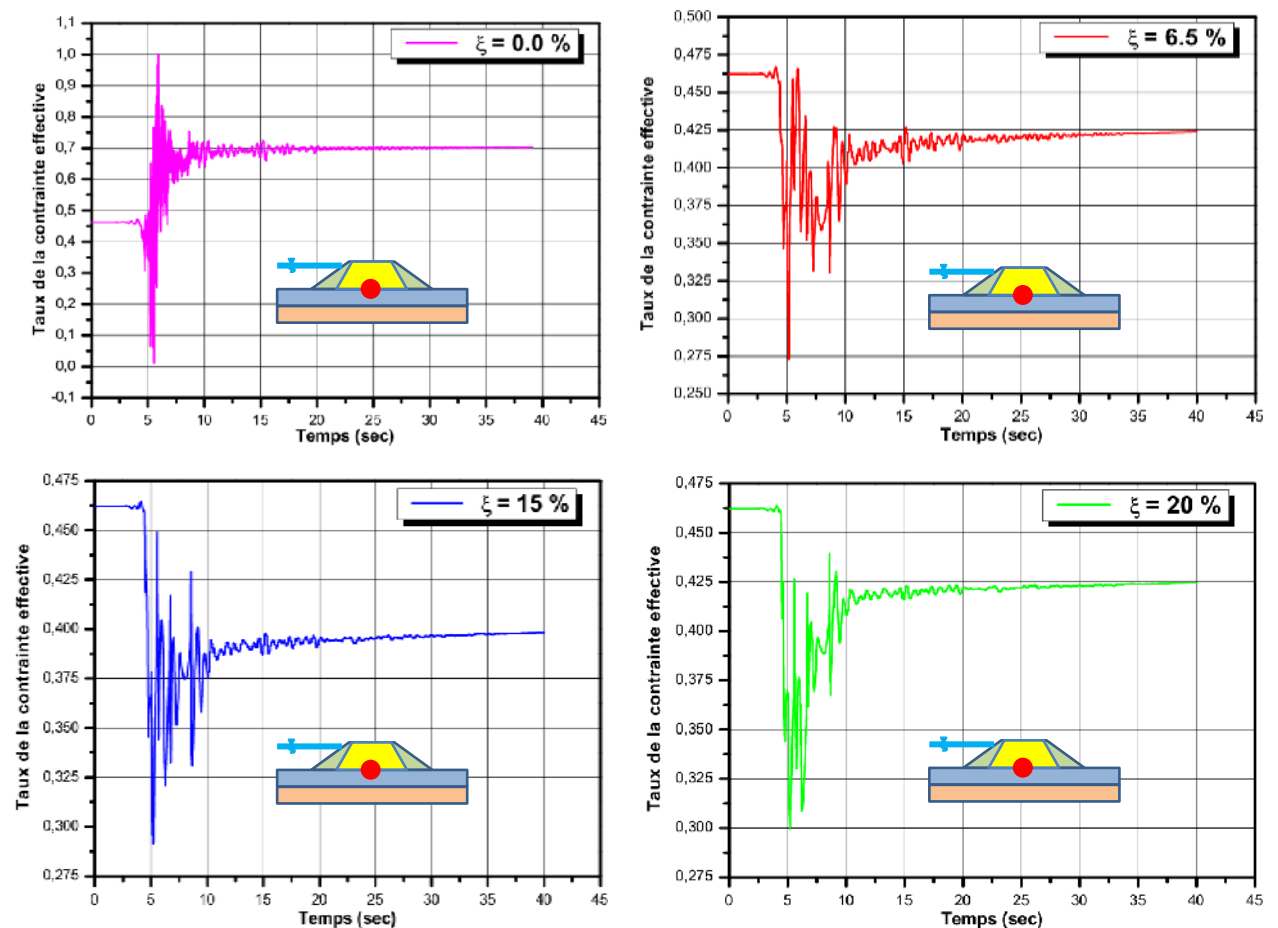


Figure 5.34 : Variation des contraintes effectives.

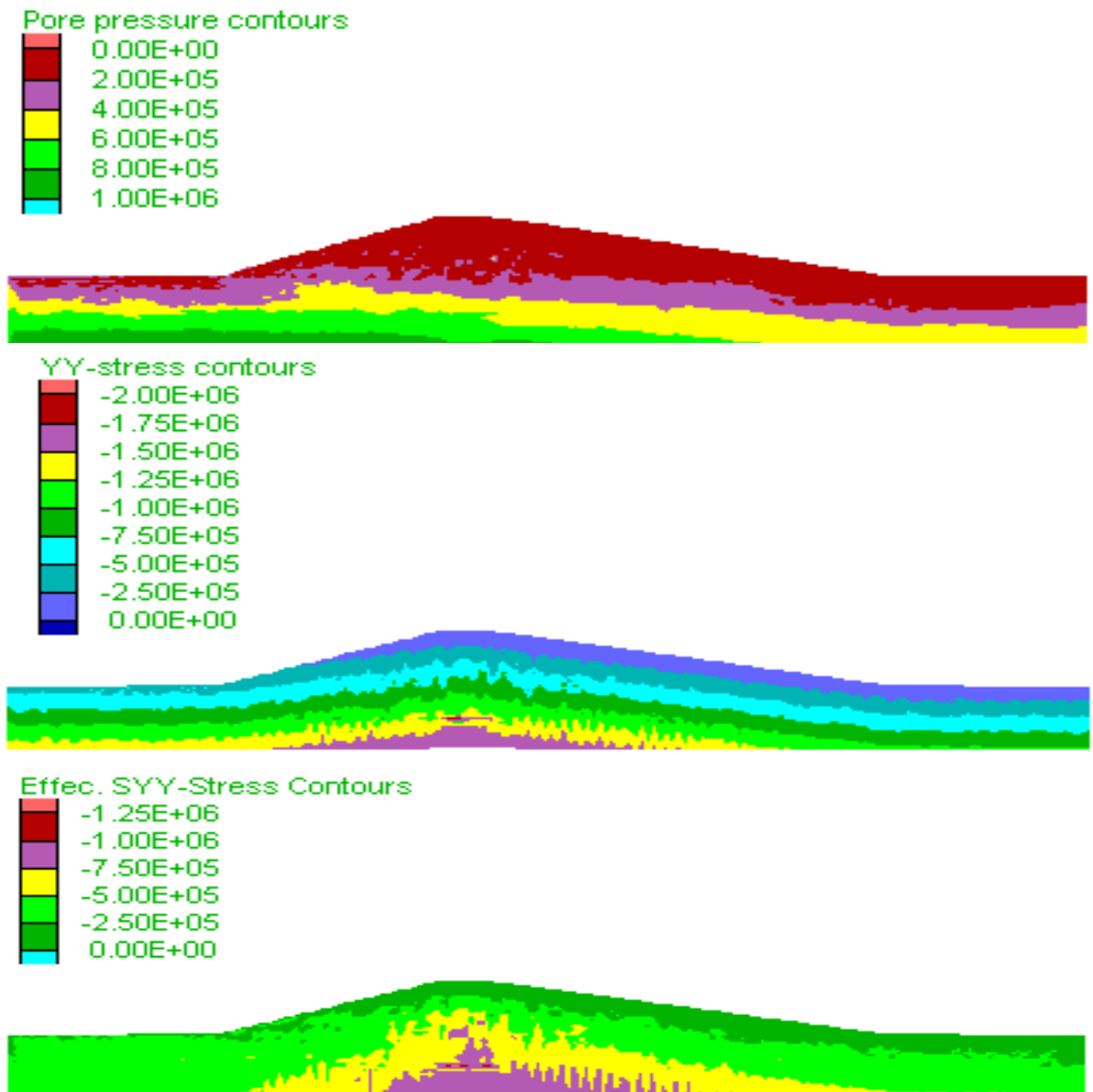


Figure 5.35 : Variation des pressions interstitielles, contraintes totales et les contraintes effectives pour $\xi = 0.0\%$.

V.2.3.3 Influence de la réduction du module de cisaillement :

L'influence de la réduction du module de cisaillement sur la réponse sismique du barrage a été étudiée par des analyses effectuées pour quatre facteurs ($f = 1.0$, $f = 0.8$, $f = 0.6$ et $f = 0.4$), l'accélération maximum du chargement sismique est $0.45g$.

La figure 5.36 montre l'influence de la réduction du module de cisaillement sur la répartition de la plasticité dans le barrage. Il peut être observé une grande concentration de la plasticité dans la crête et le côté amont du barrage.

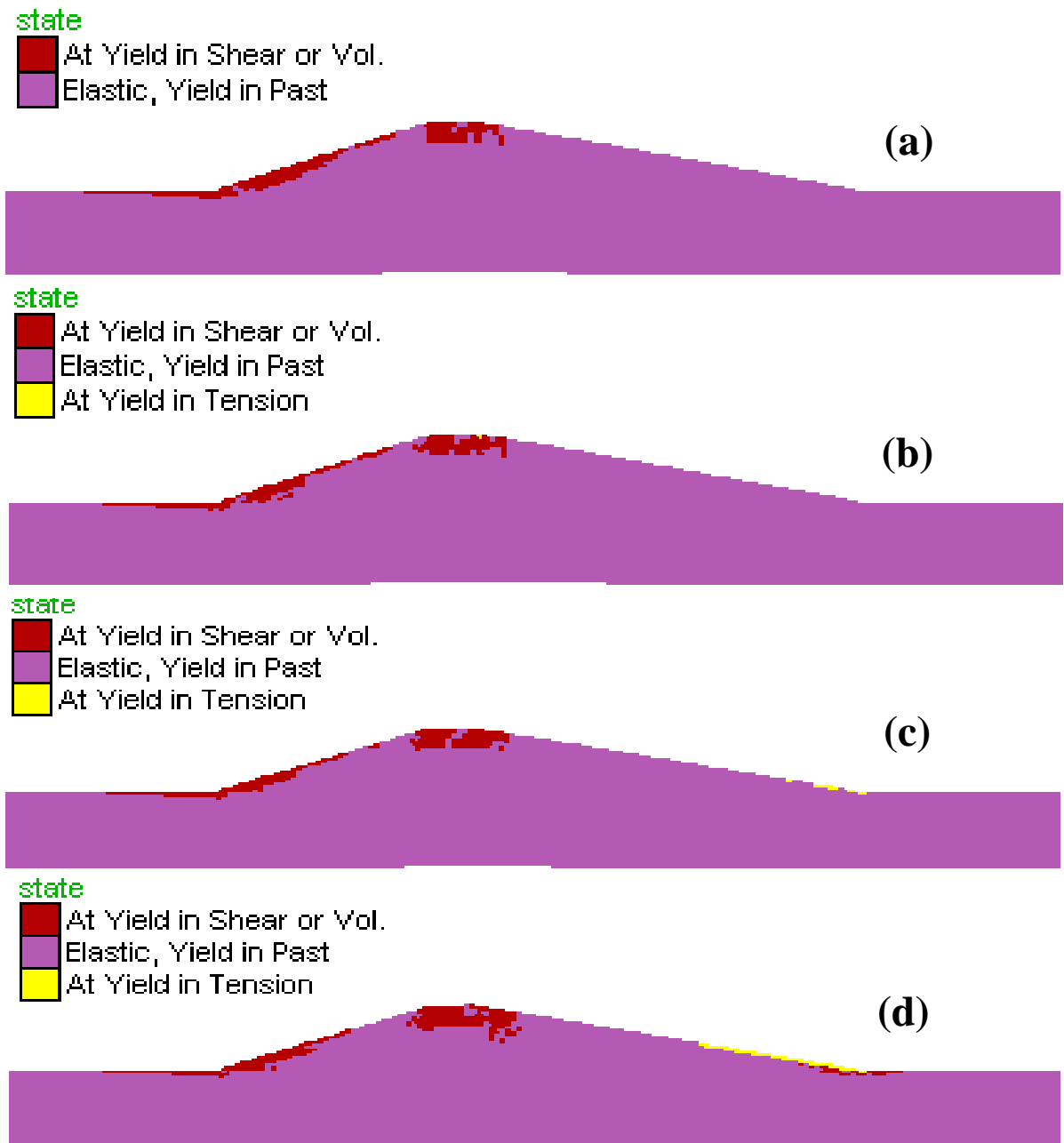


Figure 5.36 : Influence de la réduction du module de cisaillement sur la distribution de la plasticité.

(a) $f=0.4$, (b) $f=0.6$, (c) $f=0.8$, (d) $f=1.0$.

Les figures 5.37, 5.38 et 5.39 montrent l'influence de la réduction du module de cisaillement sur le déplacement horizontal maximum dans l'axe vertical, la crête et au milieu du barrage. Il peut être observé que la réduction du module de cisaillement conduit à une augmentation de ce déplacement, en particulier à proximité des extrémités latérales du barrage (coté amont et aval), où le déplacement maximum atteint 1,082 m pour $f=0.4$.

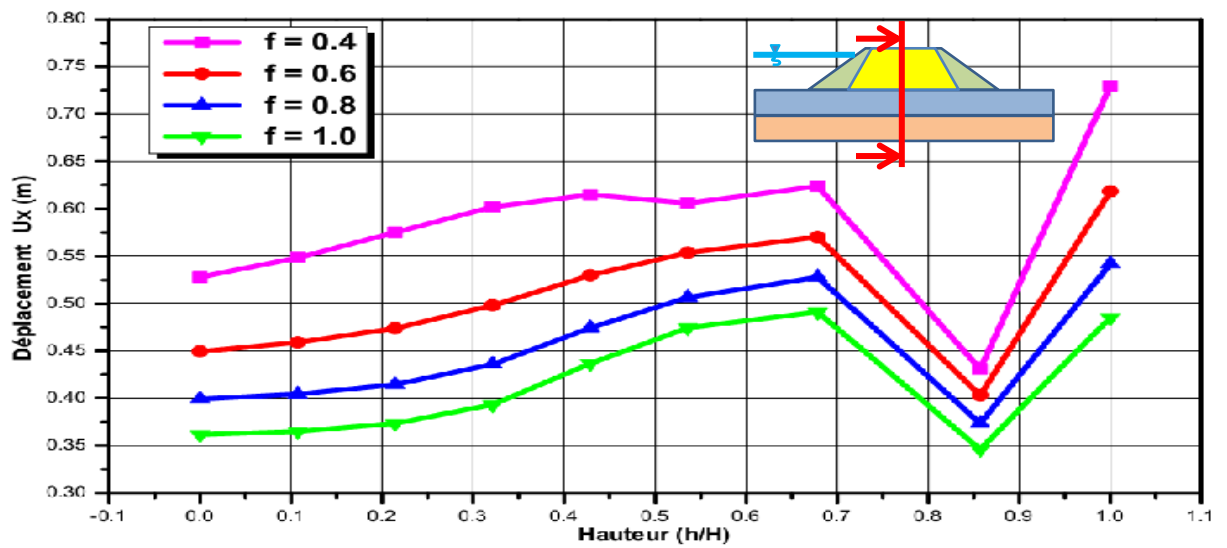


Figure 5.37 : Variation de déplacement en fonction de la hauteur.

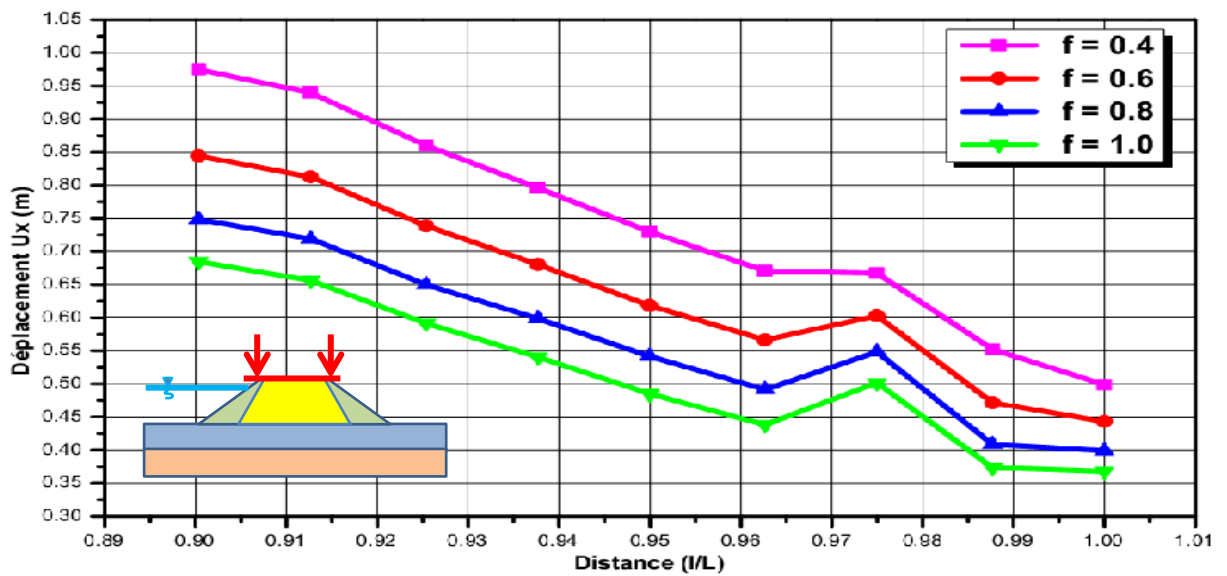


Figure 5.38 : Variation de déplacement en fonction de la distance horizontale à la crête du barrage.

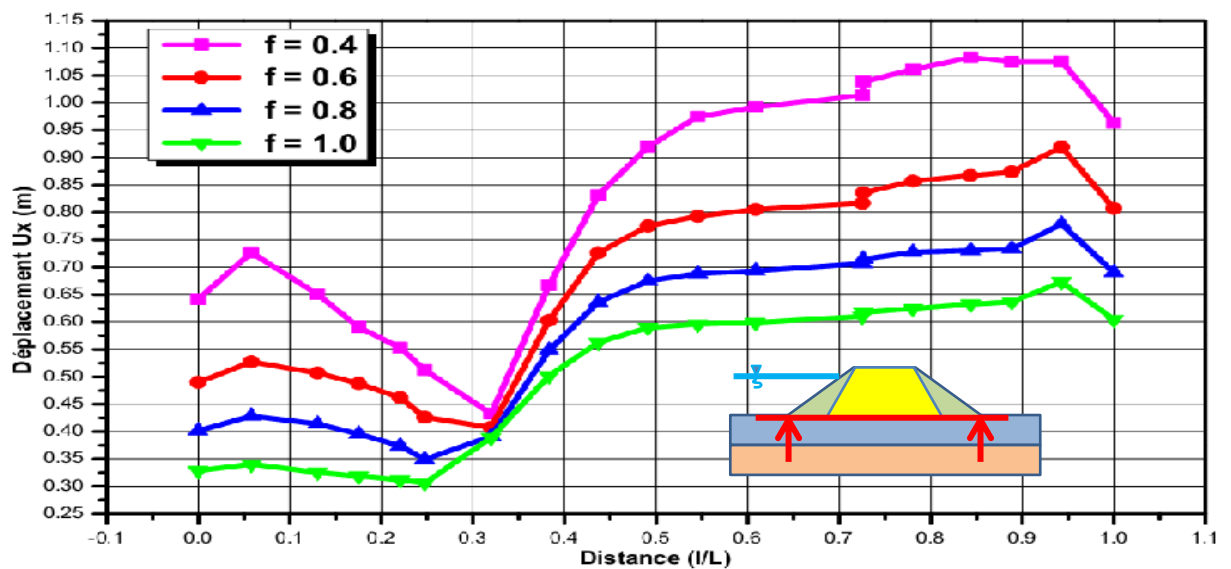


Figure 5.39 : Variation de déplacement en fonction de la distance horizontale au milieu du barrage.

La figure 5.40 représente l'influence de la réduction du module de cisaillement sur la variation des pressions interstitielles, contraintes totales et les contraintes effectives au sommet de la fondation, on remarque que la valeur maximale atteinte $3.41 \text{ E}+005 \text{ Pa}$ de la pression interstitielle pour $f = 1.0$, $8.47 \text{ E}+005 \text{ Pa}$ de la contrainte totale et $5.53 \text{ E}+005$ de la contrainte effective pour $f = 0.4$.

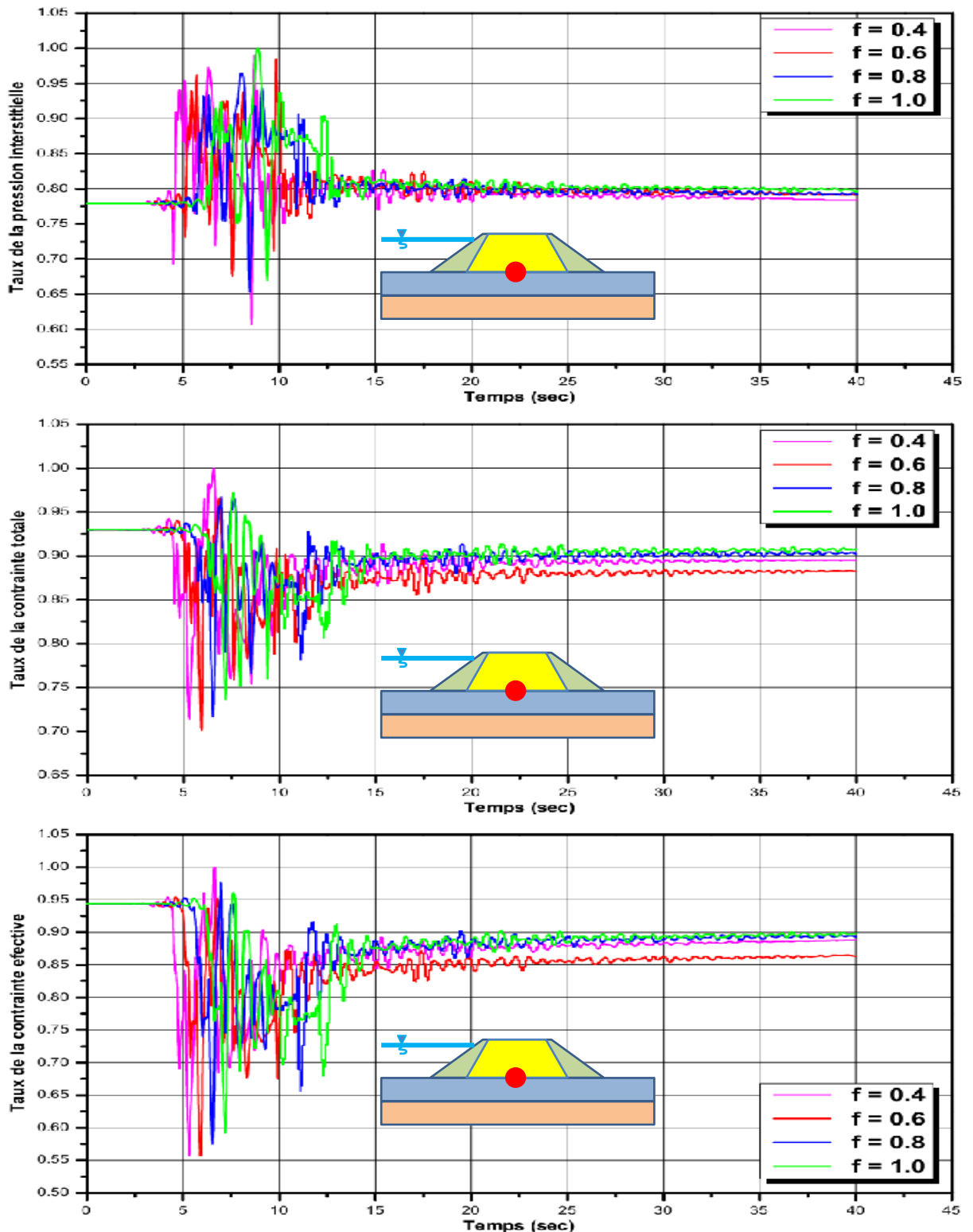


Figure 5.40 : Variation des pressions interstitielles, contraintes totales et les contraintes effectives au sommet de la fondation.

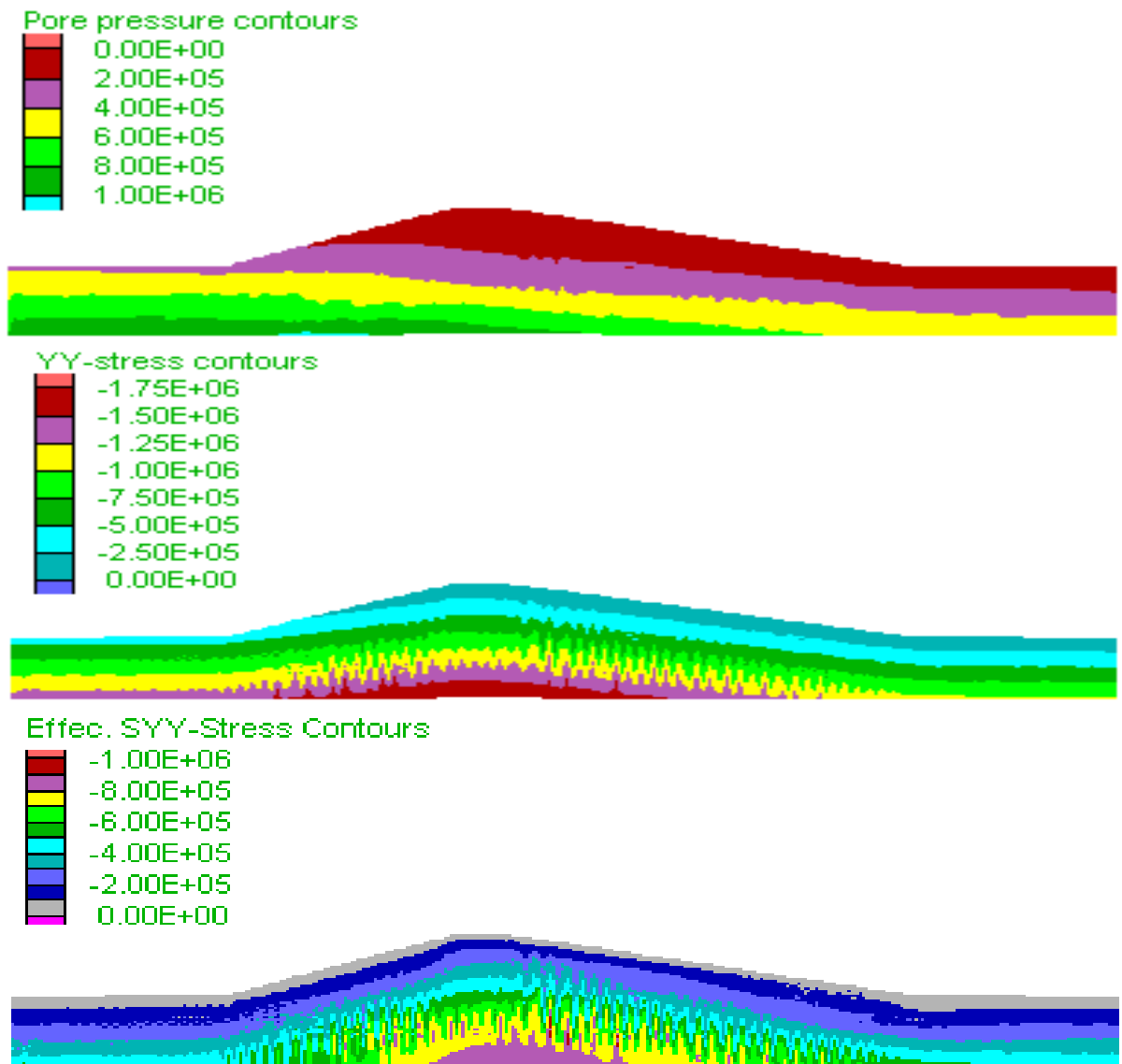


Figure 5.41 : Variation des pressions interstitielles, contraintes totales et les contraintes effectives pour $f=0.4$.

V.2.3.4 Influence de la diminution du niveau de réservoir

L'influence de la diminution du niveau de réservoir sur la réponse sismique du barrage a été étudiée par des analyses effectuées pour trois valeurs ($h_{\text{eau}} = 36.40$ m, $h_{\text{eau}} = 24.60$ m, $h_{\text{eau}} = 12.85$ m), l'accélération maximum du chargement sismique est $0.45g$.

La figure 5.42 montre l'influence de la diminution du niveau de réservoir sur la répartition de la plasticité dans le barrage. Il peut être observé pour les trois valeurs du niveau de réservoir, on remarque que la plasticité s'étend dans la crête, le côté amont du barrage.

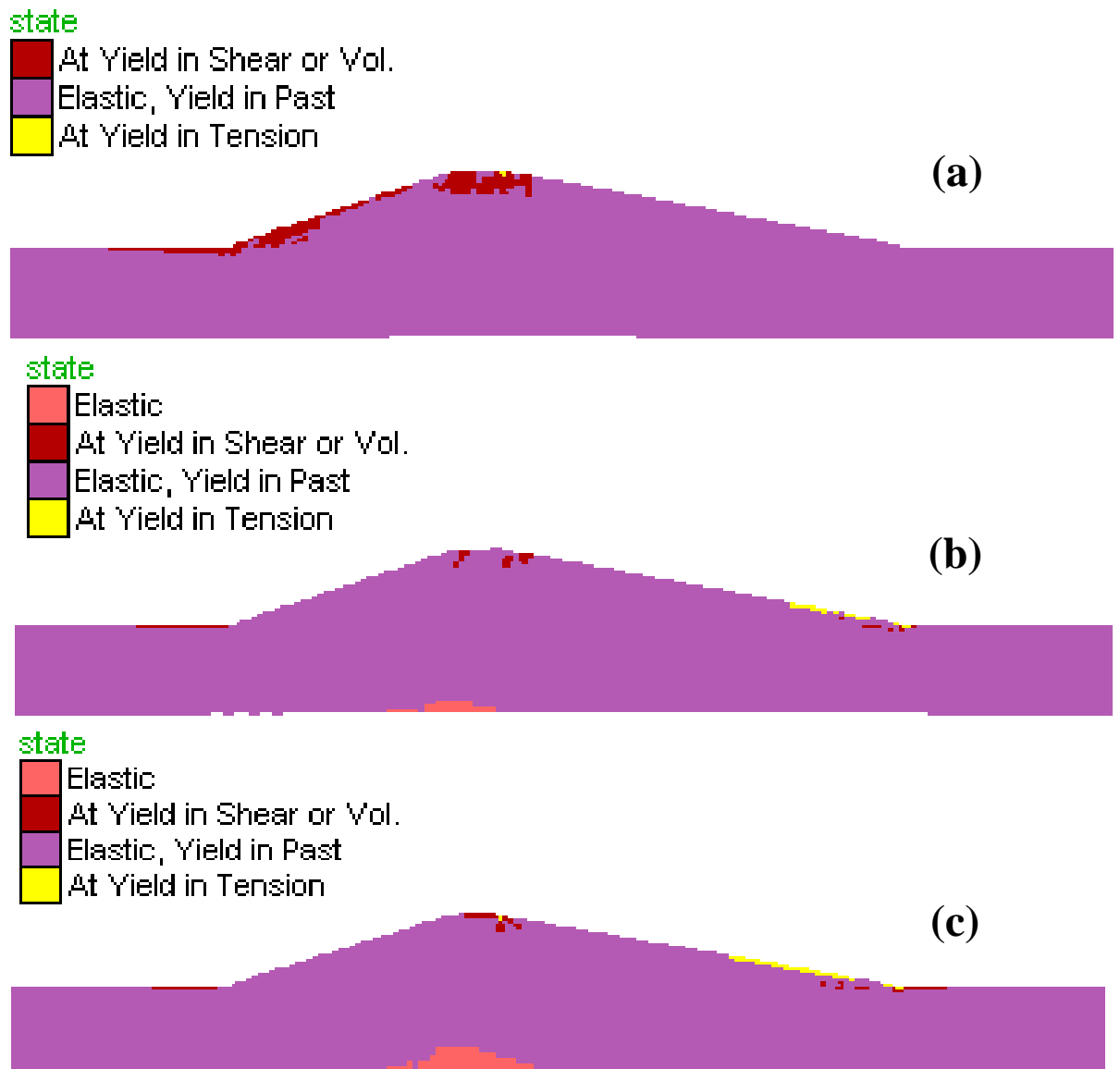


Figure 5.42 : Influence de la diminution du niveau de réservoir sur la distribution de la plasticité.

(a) $h_{\text{eau}}=36.40\text{m}$, (b) $h_{\text{eau}}=24.60\text{m}$, (c) $h_{\text{eau}}=12.85\text{m}$.

Les figures 5.43, 5.44 et 5.45 montrent l'influence de la diminution du niveau de réservoir sur le déplacement horizontal maximum dans l'axe vertical, la crête et au milieu du barrage. Il peut être observé que le déplacement maximum atteint 0,980 m à la crête du barrage pour $h_{\text{eau}}=24.60$ m. Au milieu du barrage on remarque que le déplacement maximum atteint 0,920 m pour $h_{\text{eau}}=36.40$ m.

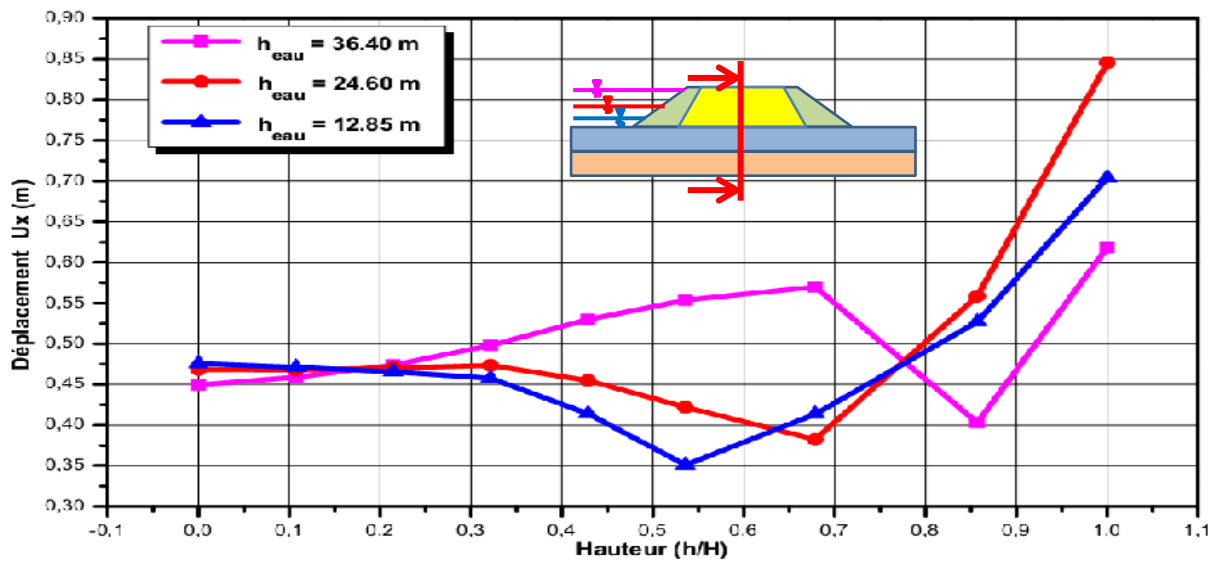


Figure 5.43 : Variation de déplacement en fonction de la hauteur.

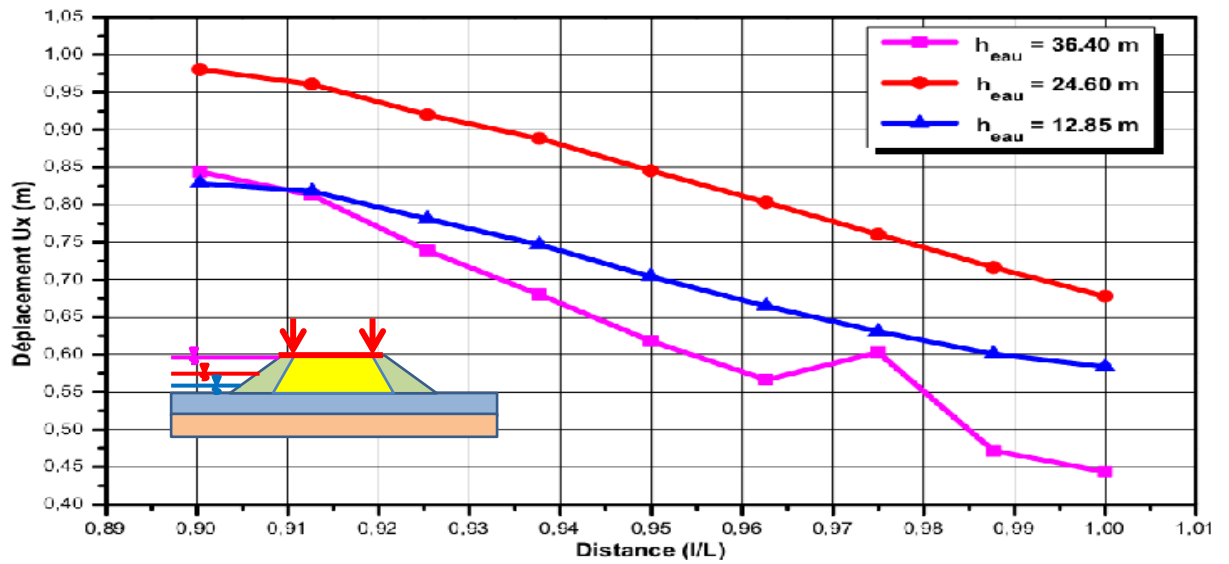


Figure 5.44 : Variation de déplacement en fonction de la distance horizontale à la crête du barrage.

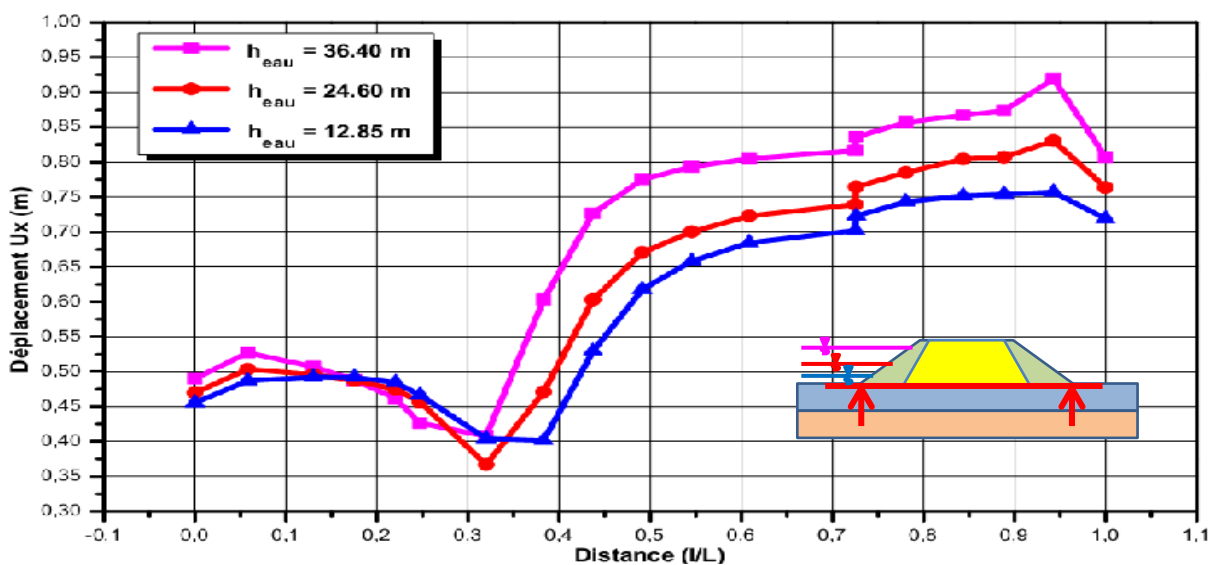
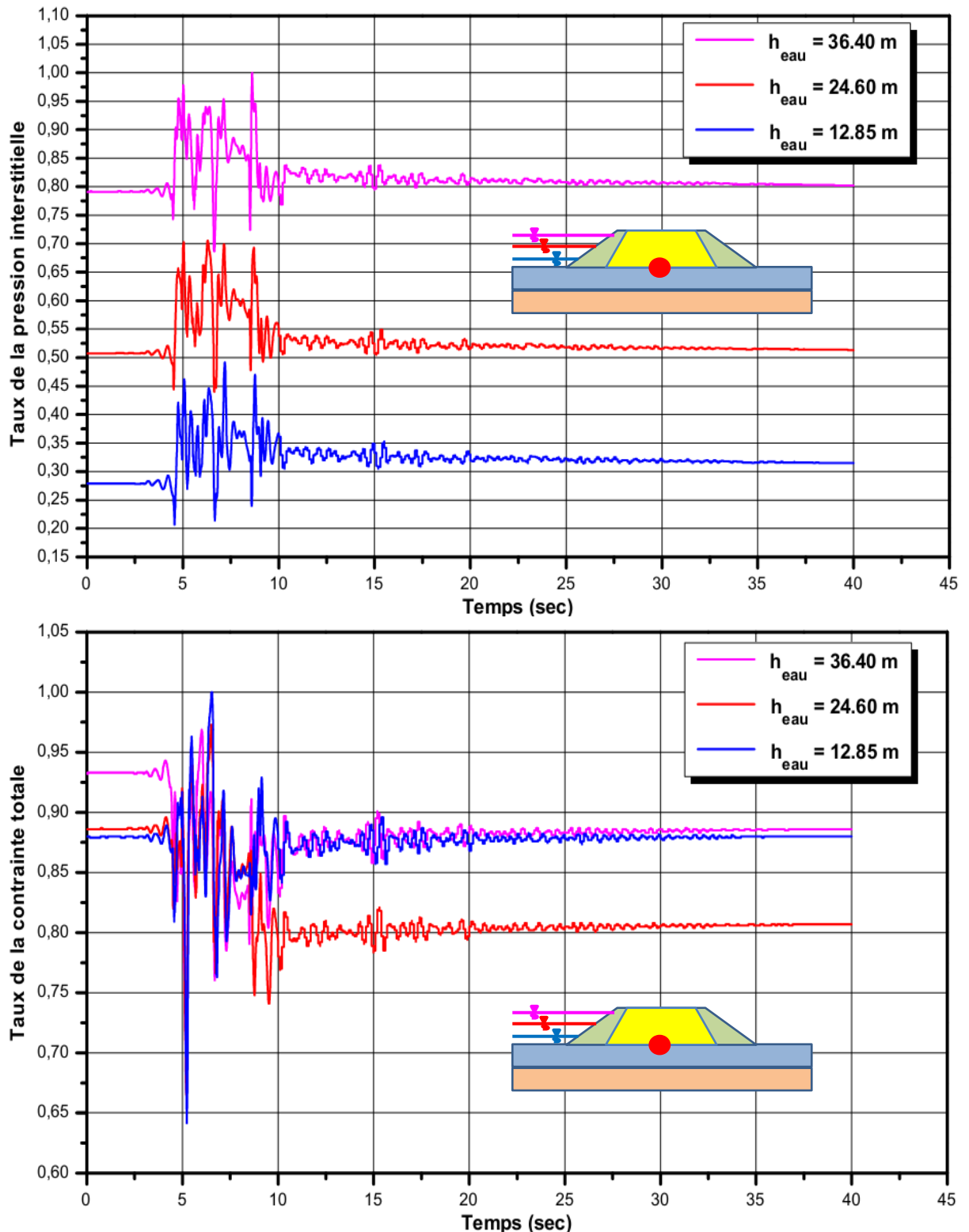


Figure 5.45 : Variation de déplacement en fonction de la distance horizontale au milieu du barrage.

La figure 5.46 représente l'influence de la diminution du niveau de réservoir sur la variation des pressions interstitielles, contraintes totales et les contraintes effectives au sommet de la fondation. La variation montre que le chargement sismique provoque une diminution/augmentation importante qui se produit dans un intervalle de 5 aux 10 secondes suivie par une stabilisation. La valeur maximale atteinte de la pression interstitielle $3.35 \text{ E}+005 \text{ Pa}$ pour $h_{\text{eau}}=36.40 \text{ m}$, $8.45 \text{ E}+005 \text{ Pa}$ de la contrainte totale et $7.15 \text{ E}+005$ de la contrainte effective pour $h_{\text{eau}}=12.85\text{m}$.



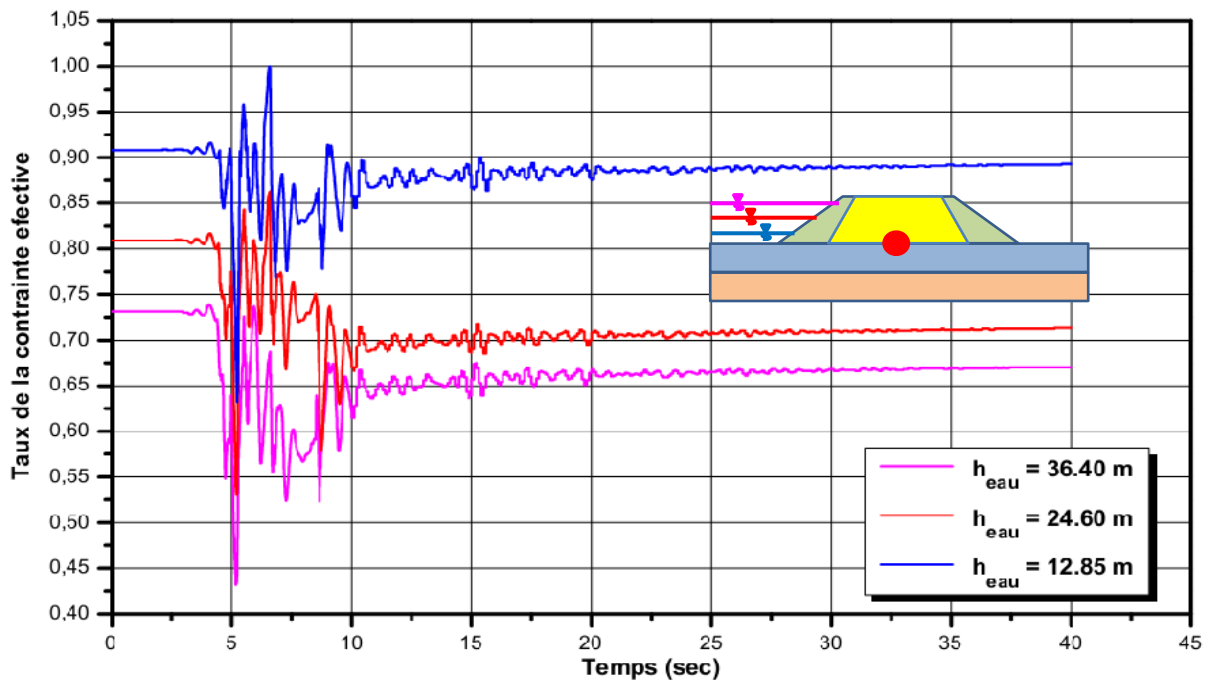


Figure 5.46 : Variation des pressions interstitielles, contraintes totales et les contraintes effectives au sommet de la fondation.

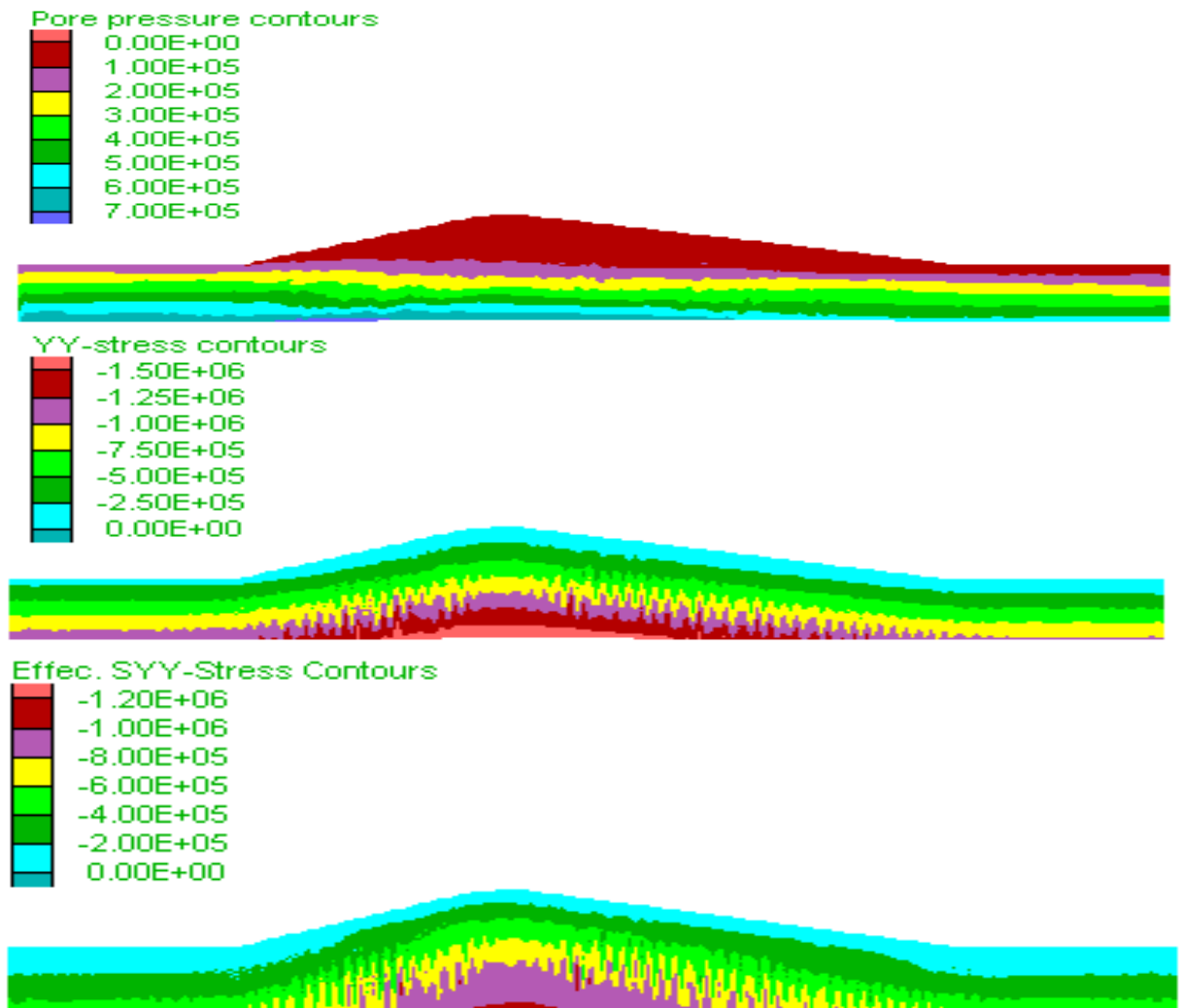


Figure 5.47 : Variation des pressions interstitielles, contraintes totales et les contraintes effectives pour $h_{eau}=12.85m$.

V.3 CONCLUSION :

Ce chapitre comprend une analyse du comportement sismique de l'interaction barrage-réservoir. Il correspond à une analyse plus réaliste que celui présenté dans le quatrième chapitre. L'analyse est menée en contraintes effectives en utilisant le modèle de comportement de Mohr-Coulomb. Cette analyse fournit la variation des pressions interstitielles, les contraintes effectives et les contraintes totales.

L'influence de l'interaction barrage-réservoir montre que le chargement sismique induit des déformations latérale importante dans le barrage en s'éloignant de la fondation, tel que le déplacement maximal est observé à la crête du barrage. En plus on a une amplification des accélérations et des vitesses. On remarque que la distribution de la plasticité augmente et s'étend dans la crête, le côté amont du barrage. Pour les déplacements on remarque à la fin du chargement sismique un déplacement résiduel important. Ces résultats sont prévus en raison du l'interaction barrage-réservoir. La comparaison entre l'effet de l'interaction barrage-réservoir et barrage vide montre que la présence de l'eau conduit à une augmentation importante des déplacements latéraux, en particulier à proximité des extrémités latérales du barrage (coté amont et aval).

La variation des pressions interstitielles, contraintes totales et les contraintes effectives au cours du chargement résulte que le chargement sismique provoque une diminution/augmentation importante qui se produit dans un intervalle de 5 aux 10 secondes suivie par une stabilisation ou la valeur maximale se trouve à la base de la fondation.

CONCLUSION GENERALE

La présente étude concerne l'analyse numérique de l'effet de tremblement de terre sur les barrages en terre, basé sur la méthode des différences finis en utilisant le code FLAC2D. L'exemple étudié est une représentation simplifiée d'une géométrie typique d'un barrage en remblai, le système est soumis aux accélérations du séisme de Loma Prieta en Californie.

L'analyse des résultats de simulation de la présente recherche à l'aide de logiciel FLAC2D permet de dégager les conclusions suivantes:

La réponse de barrage avant le remplissage de l'eau montre que le séisme induit de grands déplacements latéraux, ces derniers augmentent en s'éloignant de la fondation et allant vers la crête de barrage. En plus on a une amplification des accélérations et des vitesses dans l'analyse élastique. L'analyse élastoplastique montre que la charge sismique induit des grands déplacements que l'analyse élastique. la variation des déplacements en fonction de la distance horizontale montre une augmentation aux extrémités, ce qui indique un risque d'instabilité dans cette partie du barrage. La comparaison entre la réponse de l'analyse élastique et élastoplastique montre que la présence des déformations plastiques conduit à l'atténuation des accélérations dans le barrage en particulier à la crête de barrage, ce résultat est attribué à la dissipation d'énergie par la déformation plastique.

L'influence de l'interaction barrage-réservoir montre que le chargement sismique induit des déformations latérale importante dans le barrage en s'éloignant de la fondation, tel que le déplacement maximal est observé à la crête du barrage. En plus on a une amplification des accélérations et des vitesses. On remarque que la distribution de la plasticité augmente et s'étend dans la crête, le côté amont du barrage. Pour les déplacements on remarque à la fin du chargement sismique un déplacement résiduel important. Ces résultats sont prévus en raison du l'interaction barrage-réservoir. La comparaison entre l'effet de

l'interaction barrage-réservoir et barrage vide montre que la présence de l'eau conduit à une augmentation importante des déplacements latéraux, en particulier à proximité des extrémités latérales du barrage (coté amont et aval).

La variation des pressions interstitielles, contraintes totales et les contraintes effectives au cours du chargement résulte que le chargement sismique provoque une diminution/augmentation importante qui se produit dans un intervalle de 5 aux 10 secondes suivie par une stabilisation ou la valeur maximale se trouve à la base de la fondation.

L'analyse de l'interaction barrage-réservoir est recommandée pour l'analyse sismique du barrage, parce qu'elle prend en considération l'écoulement d'eau dans le barrage. L'analyse doit être également menée avec des géométries et des propriétés des sols plus réalistes.

En conclusion nous recommandons de faire une étude bien précise à l'aide de code FLAC3D avec des comparaisons entre les méthodes analytiques et les méthodes empiriques pour bien comprendre le comportement sismique des barrages en terre, et cela pour le but d'améliorer les travaux de recherche de l'effet de tremblement de terre sur les ouvrages géotechniques principalement l'influence de l'interaction sol-structure-fluide.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **Gazetas G.** Seismic response of earth dams: some recent developments. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 1987, 6(1): 2–47.
- [2] **USCOLD** (US Committee on Large Dams). *Observed Performance of Dams during Earthquakes*. Committee on Earthquakes, Denver, CO, 1992.
- [3] **M. ZEGHAL, A.M. ABDEL-GHAFFAR.** Local-global finite element analysis of the seismic response of earth dams. *Computers and Structures*, Vol.42, No.4, pp. 569-579, 1992.
- [4] **P.K. WOODWARD, D.V. GRIFFITHS.** Influence of Viscous Damping in the Dynamic Analysis of an Earth Dam Using Simple Constitutive Models. *Computers and Geotechnics*. Vol. 19. No. 3. pp. 245-263, 1996.
- [5] **H. ABOUSSEDA, P. DAKOULAS.** Non-linear dynamic earth dam-foundation interaction using a BE-FE method. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. 1998, 27(9): 917–936.
- [6] **Ernesto Cascone, Sebastiano Rampello.** Decoupled seismic analysis of an earth dam. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 23 (2003) 349–365.
- [7] **Zhi-Liang Wang, Faiz I. Makdisi, John Egan.** Practical applications of a nonlinear approach to analysis of earthquake-induced liquefaction and deformation of earth structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 26 (2006) 231–252.
- [8] **Mehmet Akköse, Süleyman Adanur, Alemdar Bayraktar, A. Aydın Dumanoğlu.** Stochastic seismic response of Keban dam by the finite element method. *Applied Mathematics and Computation* 184 (2007) 704–714.

- [9] **Yu Huang, Atsushi Yashima, Kazuhide Sawada, Feng Zhang.** Numerical assessment of the seismic response of an earth embankment on liquefiable soils. *Bull Eng Geol Environ* (2008) 67:31–39.
- [10] **Bilge Siyahi, Haydar Arslan.** Earthquake induced deformation of earth dams. *Bull Eng Geol Environ* (2008) 67:397–403.
- [11] **S. Rampello, E. Cascone, N. Grosso.** Evaluation of the seismic response of a homogeneous earth dam. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 29 (2009) 782–798.
- [12] **Y. Parish, M. Sadek, and I. Shahrour.** Numerical analysis of the seismic behaviour of earth dam. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 9, 451–458, 2009.
- [13] **ANIRUDDHA SENGUPTA.** Estimation of permanent displacements of the Tehri dam in the Himalayas due to future strong earthquakes. *Indian Academy of Sciences Sādhanā* Vol. 35, Part 3, June 2010, pp. 373–392.
- [14] **Amit Srivastava, G.L. Sivakumar Babu.** Total risk rating and stability analysis of embankment dams in the Kachchh Region, Gujarat, India. *Engineering Geology* 115 (2010) 68–79.
- [15] **Niyazi U. Terzi.** Evaluation of the dynamic response of the Damlapinar CFR dam. *Bull Eng Geol Environ* (2011) 70:429–438.
- [16] **Babak EBRAHIMIAN.** Numerical analysis of nonlinear dynamic behavior of earth dams. *Front. Archit. Civ. Eng. China* 2011, 5(1): 24–40.
- [17] **Patrick Le DELLIOU.** Les barrages Conception et maintenance. ENTPE, Presses universitaires de Lyon (2003) 159-193.
- [18] **CFGB (Comité français des grands barrages).** PETITS BARRAGES, recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi. Cemagref éditions (2002).

- [19] **CIGB (Commission Internationale Des Grands Barrages)**. BARRAGES EN ENROCHEMENT AVEC MASQUE AMONT EN BÉTON: Concepts utiles à leur conception et à leur construction, Bulletin 141 (2010).
- [20] **Séisme**. Article publié par encyclopédie wikipédia. Site web www.wikipédia.com.
- [21] **Ministère de L'écologie et Du Développement Durable Française**. Les ruptures de barrages. Décembre 2004. 24 pages.
- [22] **Patrick Le DELLIOU**. Les barrages et le risque sismique. Extrait du Bulletin du Service Technique de l'Energie et des Grands Barrages n°13, 3ème trimestre (1995) :1-4.
- [23] **Zeina FINGE BOUSAÏD**. Contribution à l'étude du comportement non drainé des sables lâches surconsolidés et anisotropes. Thèse de doctorat à l'institut national des sciences appliquées de LYON (2004). Pages 13-15.
- [24] **Jean-Jacques FRY**. Evaluation de la stabilité sismique des digues. EDF CIH, 95-110.
- [25] **"The lower San Fernando dam"**. (2007). Geo-Slope Office, Geo-Slope International Ltd, Calgary, Alberta, Canada.
- [26] **Seed, H.B., Idriss, I.M., Lee, K.L., and Makdissi, F.I., (1975)**. "Dynamic analysis of the slide in the lower San Fernando dam during the earthquake of February 9, 1971". Journal of the geotechnical engineering division, ASCE, GT9.
- [27] **Hendra Jitno**. Earthquake-induced Deformations of Earth Dams. Seminar on Seismology and Earthquake Engineering, Australian Geomechanics (2009), 1-16.
- [28] **Seed, H.B., (1979)**. "Considerations in the earthquake-resistant design of earth and rock fill dams". Geotechnique, Vol.29, No.3.
- [29] **CIGB (Commission Internationale Des Grands Barrages)**. Aspects de la conception parasismique des barrages. Bulletin 120 (2001).

- [30] **S. Tani, M. Nakashima.** Earthquake damage to earth dams in Japan—maximum epicentral distance to cause damage as a function of magnitude. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 18 (1999) 593–602.
- [31] **Amberg, Walter et al.** Documentation de base pour la vérification des ouvrages d'accumulation aux séismes". Rapports de l'OFEG, série Eaux, Version 1.2. Pages 1-139.
- [32] **Ishibashi, I., and Zhang, X., (1993),** "Unified Dynamic Shear Moduli and Damping Ratios of Sand and Clay", *Soils and Foundations*, Vol.33, No.1.182-191.
- [33] **Itasca Consulting Group.2005.** "FLAC: Fast Lagrangian Analysis of Continua. vol. I. User's Manual; vol. II. Verification Problems and Example Applications", Minneapolis, USA.
- [34] **Seed, H.B., MARTIN. GR. (1966).** 'The seismic coefficient in earth dam design", *ASCE Journal of Geotechnical engineering* vol. 92, No. SM3.
- [35] **M. Yener Ozkan.** A review of considerations on seismic safety of embankments and earth and rock-fill dams. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 17 (1998) 439–458.
- [36] **R. Ziaie Moayed, M. F. Ramzanpour.** Seismic Behavior of Zoned Core Embankment Dam. *EGJE*, Vol. 13, Bund. A (2008).1-15.
- [37] **Robin Fell, Patrick MacGregor, David Stapledon and Graeme Bell (2005).** *Geotechnical engineering of dams.* A.A.BALKEMA PUBLISHERS Leiden/London/New York/Philadelphia/Singapore. Pages 1-944.
- [38] **Yousef PARISH.** Analyse numérique du comportement sismique des barrages en terre : Influence de la plasticité et de la pression d'eau. Thèse de doctorat à l'université des Sciences et Technologies de LILLE (2007). Pages 1-108.