

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 de Génie civil et d'Hydraulique  
Référence : ...../2020



جامعة محمد خيضر بسكرة

جامعة محمد خيضر بسكرة  
كلية العلوم و التكنولوجيا  
قسم الهندسة المدنية و الري  
المرجع ...../2020

## Mémoire de Master

Filière : Génie civil

Spécialité : Géotechnique

Thème

**Etude numérique de la stabilité des barrages en terre sous charge dynamique**

Etudiant :  
Chettih Khaled

Encadreur :  
Dr. Bouraoui Zakaria

Année universitaire : 2019 - 2020

*Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail*

*À Mes chers parents, mes frères et ma sœur*

## *Remerciements*

Je tiens tout d'abord à remercier mon dieu le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné, la force et la patience d'accomplir ce modeste travail.

En second lieu, je tiens à remercier mon directeur de mémoire : le Dr. Zakaria BOURAOUI, docteur à l'université de Biskra pour leurs précieux conseils et leurs aides durant toute la période du travail.

Mes vifs remerciements vont aux membres du jury d'avoir honoré de leur présence et de porter leur jugement sur ce modeste travail.

Je saisis cette occasion pour adresser ma profonde gratitude à : mon amie Youcef MOUNIB, Youcef MANSEUR, Salah Eddine MEHAOUCHA, Naoui BDIRINA, Khaled BEN BOUZID, Kamel abdedaim, Charef Eddine CHETTIH, Bilal marah, Radouane ZEBAR, Saad KHINCH, Yacine CHALA, Said SAID, Rabie DOUBBAKH, Taha RABIE,

Enfin, je tiens à exprimer mes sincères remerciements à tous nos enseignants qui nous ont enseigné et qui par leurs compétences nous ont soutenu dans la poursuite de nos études

# **Résumé**

L'importance croissante de l'évaluation de la performance des barrages en terre soumis au chargement sismique souligne la nécessité d'estimer le risque de liquéfaction.

Dans ce scénario extrême de la liquéfaction du sol, des conséquences dévastatrices sont observées, par exemple des tassements excessifs et des instabilités de pentes et des modes de rupture localisés sont observés dans la plupart des défaillances des barrages en terre, tels que les ruptures de talus, les tassements des fondations et crêtes, les glissements massifs des sols qui peuvent causer de grands dégâts.

L'analyse de ces observations permet de mieux connaître les mécanismes de déformation et de rupture de ces ouvrages en terre sous l'action de séisme.

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 finis peuvent fournir un outil puissant pour prévoir la réponse des barrages aux actions sismique.

Le présent sujet porte sur l'analyse numérique de l'effet de tremblement de terre sur la stabilité des barrages en terre.

Pour cette raison, un modèle DF à déformation plane d'un système digue-fondation est construit à l'aide de logiciel FLAC 2D pour analyser les modes de défaillance induits par la liquéfaction en étudiant l'effet de la profondeur et la forme de la couche liquéfiable sur la rupture induite par la liquéfaction.

## **Mots clés :**

Barrages en terre, séisme, modélisation numérique, liquéfaction, FLAC

# **Abstract**

The increasing importance of performance-based earthquake engineering analysis points out the necessity to assess quantitatively the risk of liquefaction.

In this extreme scenario of soil liquefaction, devastating consequences are observed, e.g. excessive settlements, lateral spreading, and slope instability and failure mechanisms of embankments dam during or after seismic events involve strain concentrations and large displacements. The prediction of these failure modes is a topic of great interest in earthquake geotechnical engineering. Several collapses of earth dams have been recorded and have been used extensively to improve seismic calculations.

Over the past decades, significant progress has been made in the assessment of dynamic analysis of dams. Numerical modeling using the finite element method (FEM) or finite difference methods (FDM) can provide a powerful tool to assess the stability, security and predicting the response of dams under seismic actions.

This work focuses on the numerical analysis of the effect of earthquakes on the stability of earthen dams.

For this reason, a plane-strain FD model of a levee - foundation system using FLAC 2D is built to analyze the liquefaction-induced failure modes. The effect of the depth and the shape of the liquefiable layer on the liquefaction-induced failure study is established.

## **Keywords:**

Earth dams, earthquake, numerical modeling, liquefaction, FLAC

# ملخص

تشير الأهمية المتزايدة لتحليل هندسة الزلازل القائم على الأداء إلى ضرورة التقييم الكمي لمخاطر التميع. في هذا السيناريو المتطرف لتسييل التربة، لوحظت عواقب مدمرة، مثل انزلاق المنحدرات أو هبوط الاساسات أو قمة السد والانهيارات الأرضية الهائلة وآليات انهيار السدود أثناء أو بعد الأحداث الزلزالية. إن التنبؤ بأنماط الفشل هذه هو موضوع ذو أهمية كبيرة في الهندسة الجيوتقنية للزلازل. حيث تم تسجيل العديد من انهيارات السدود الترابية واستخدمت على نطاق واسع لتحسين طرق الحساب الزلزالية. على مدى العقود الماضية، تم إحراز تقدم كبير في تقييم التحليل الديناميكي للسدود. يمكن أن توفر النمذجة العددية باستخدام طريقة العناصر المحدودة (FEM) أو طرق الفروق المحدودة (FDM) أداة قوية لتقييم الاستقرار والأمن والتنبؤ باستجابة السدود تحت الحمولات الزلزالية. يركز هذا العمل على التحليل العددي لتأثير الزلازل على استقرار السدود الترابية. لهذا السبب، تم بناء نموذج رقمي بواسطة برنامج فلاك FD لسد ارضي بغرض دراسة تأثير عمق وشكل الطبقة القابلة للتسييل على استقراره.

## الكلمات المفتاحية

: السدود الترابية ، الزلازل ، النمذجة العددية ، ظاهرة التسييل, فلاك

# Table des matières

<b>Résumé</b> .....	4
<b>Abstract</b> .....	5
<b>ملخص</b> .....	6
Introduction générale.....	10
Chapitre 1 : Généralité sur le mouvement sismique et la liquéfaction.....	1
Introduction .....	2
1.1 L'origine de perturbation de terre.....	2
1.2.1 Enregistrement des séismes .....	3
1.2.2 Représentation temporelle du mouvement sismique.....	4
1.3 L'évaluation de l'effet de site .....	5
1.4 Phénomène de la liquéfaction des sols .....	7
➤ Cas historiques de la liquéfaction.....	8
Conclusion.....	11
Chapitre 2 : Morphologie des barrages en terre .....	12
Introduction .....	13
2.1 Définition.....	13
2.2 Les barrages en remblai .....	14
2.2.1 Barrages en enrochements .....	14
2.2.1.1 Construction .....	14
2.2.1.2 Enrochements en vrac .....	16
2.2.1.3 Enrochements arrimés .....	16
2.3 Barrages en terre .....	17
2.3.1 Définition .....	17
2.3.2 Différents types de barrages en terre.....	17
2.3.2.1 Barrage homogène.....	18
2.3.2.2 Barrage zoné avec un noyau étanche .....	18
2.3.2.3 Barrage à masque amont .....	19
Conclusion.....	21
Chapitre 3 : Les méthodes de calculs et liquéfaction des barrages .....	22
3.1 Comportement sismique des barrages en terre .....	23
3.2 Historiques des cas pertinents de rupture des barrages en terre par la liquéfaction ..	24
➤ Barrage de San Fernando (1971) : .....	24
➤ Barrage Sheffield de Santa Barbara (1925) : .....	24

➤ Barrage de Van Norman (1971) : .....	25
➤ Le barrage Fujinuma (2011) : .....	26
3.3 Classifications des mécanismes de rupture liées au séisme .....	26
3.4 Les méthodes d'analyse .....	30
3.4.1 Méthode pseudo-statique .....	30
a) Principe de la méthode .....	32
Conclusion.....	33
Chapitre 4 : Modélisation numérique de la déformation induite par la liquéfaction des barrages en terre soumis à des chargements sismiques.....	
Introduction .....	34
4.1 Modèle proposé .....	35
<b>L'état initial des contraintes(statique)</b> .....	37
<b>Application des conditions dynamiques</b> .....	38
Choix de mouvement sismique .....	39
<b>L'analyse Dynamique (Sans liquéfaction)</b> .....	41
<b>Analyse numérique de la liquéfaction</b> .....	43
4.2 L'effet de disposition et profondeur de la couche liquéfiable.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
➤ Résultats et discussions.....	46
Conclusion.....	47
Conclusion générale .....	48

## Liste des tableaux

Tableau 1-1 : Classement de séismes selon leur mode de génération.....	2
Tableau 3-1 : Effet de séismes sur les barrages en terre [30].....	26
Tableau 4-3 : Déformation induite par la liquéfaction de barrage en terre et mécanismes de rupture .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau 4-4comparé les déplacements dans les trois cas (statique-dynamique sans liquéfaction-dynamique avec liquéfaction) .....	47

## Liste des figures

Figure 1-1 : Coupes schématiques sur le globe terrestre.....	3
Figure 1-2 : Fonctionnement des sismographes.....	4
Figure 1-3 : Enregistrement à la station de Dumont d'Urville séisme du 26/12/2004.....	4
Figure 1-4 : Phénomène de résonance due à l'effet de site.....	5
Figure 1-5 : L'effet de site cas de la ville de Mexico.....	6
Figure 1-6 : Phénomène de la liquéfaction à l'échelle microscopique.....	8

Figure 1-7 : Perte de portance du sol (rupture) sous une fondation. ....	9
Figure 1-8 : Tassements post-sismiques et/ou Fissures en surface .....	9
Figure 1-9 : Glissements horizontaux le long de surfaces peu inclinées ou non confinées .....	10
Figure 1-10 : Inclinaison des bâtiments Kawagishi-cho à Niigata 1964.....	10
Figure 2-1 : Les différents types de barrage en remblai.....	14
Figure 2-2 : Coupe transversale d'un barrage en enrochement.....	15
Figure 2-3 : Barrage homogène.....	18
Figure 2-4 : Barrage zoné avec un noyau étanche.....	19
Figure 2-5 : Barrage à masque étanche .....	20
Figure 2-6 : Barrage à masque amont .....	21
Figure 3-1 : Barrage de San Fernando avant et après le séisme de 1971[28]. ....	24
Figure 0-2 Rupture du barrage de Sheffield après le séisme, Santa Barbara, 1925 [29]. ....	25
Figure 3-3 : Barrage inférieur Van Norman, après le tremblement de terre de San Fernando en 1971.....	25
Figure 3-4 : Barrage Fujinuma avant et après le tremblement de terre de 2011(Wiki 2018). .	26
Figure 3-5 : Classification des modes de rupture des digues [33]. ....	28
Figure 3-6 : Illustration de la liquéfaction dans le corps de la digue [32].....	29
Figure 3-7 : Récapitulation des classifications des ruptures de remblais sous séismes. ....	29
Figure 0-8 : Analyse numérique pour l'évaluation des mécanismes de rupture : .....	30
Gauche: Couches liquéfier, Droite: déplacement calculé [35].....	30
Figure 3-9 : Principes de l'analyse pseudo-statique d'un talus.[27] .....	31
Figure 4-1 : Géométrie de modèle de barrage proposé (en 3D).....	35
Figure 4-2 : Les différentes étapes d'un calcul dynamique avec le logiciel FLAC2D (D'après Céline Bourdeau, 2005).....	37
Figure 4-3 : Conditions aux limites définies. ....	38
Figure 4-4 : Facteur de sécurité résultant à la phase statique.....	38
Figure 4-5 Représentation de la frontière champ-libre- tirée d'Itasca (2014).....	39
Figure 4-6 : Accélérogramme de séisme réel appliquée. ....	40
Figure 4-9 Vecteurs de déplacements maximaux après le chargement à t=7s.....	42
Figure 4-10 : Contour de l'incrément de déformation en cisaillement après le chargement à t=7s.....	43
Figure 4-11 : la zone du sol supposée liquéfié .....	44
Figure 4-9 Vecteurs de déplacements maximaux après le chargement à t=7s... <b>Erreur ! Signet non défini.</b>	
Figure 4-14 : Modèles simulés : différentes configurations de la couche liquéfiables.. <b>Erreur ! Signet non défini.</b>	
Figure 4-15 : Signal sismique d'entrée (IRSN) .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure 4-16 : L'étendue des sols liquéfiés et la déformation en cisaillement.....	46

## Introduction générale

Les barrages ont toujours été considérés comme des ouvrages d'art spécifiques. Les raisons se trouvent, d'une part dans le caractère unique de chaque barrage (lié essentiellement aux fondations) et à la complexité des comportements et des mécanismes en jeu, et d'autre part dans les effets majeurs des actions de l'eau et des gradients hydrauliques au sein des structures, rendant ainsi ces ouvrages atypiques.

La rupture d'ouvrages ou de digues, lorsqu'elle survient, a toujours de lourdes conséquences, qu'elles s'expriment en termes de coût ou en termes de vies humaines. On se souvient du triste bilan dû à la défaillance des digues du Yangze en 1998 : 2000 morts reconnus par le gouvernement Chinois, 21 millions d'hectares couverts par les eaux, 250 millions de personnes concernées ...

**Le premier chapitre** présente des connaissances et des considérations générales où nous rappellerons un certain nombre de notions des éléments de sismologie.

Nous aborderons la présentation successivement d'enregistrement sismique, l'évaluation de l'effet de site, et l'on terminera ce chapitre par des cas historique à la liquéfaction.

**Le deuxième chapitre** concerne un aperçu sur les barrages en terre.

**Le troisième chapitre** consiste à exposer les méthodes de calculs utilisées pour l'analyse de la stabilité des barrages en terre ainsi que les dégâts des barrages en terre cause par le phénomène liquéfaction.

**Le chapitre quatrième** présente la partie pratique de notre travail qui consiste un barrage en terre supposé réalisé sur un sol déformable. La modélisation numérique du comportement dynamique des sols à l'aide d'un code de calcul aux différences finies Flac est détaillé dans cette partie. L'objectif de cette partie sera l'évaluation des mécanismes de rupture due à la liquéfaction du sol.

Enfin, nous clôturons notre travail par une conclusion générale donnant une synthèse de notre travail.

# Chapitre 1 : Généralité sur le mouvement sismique et la liquéfaction

## Introduction

L'étude du mouvement sismique a mis en évidence l'importance de la nature des couches géologiques de surface sur les caractéristiques de ce mouvement. L'une des connaissances de base, nécessaire pour évaluer la réponse du sol lors d'un séisme, est l'étude de ses propriétés sous chargements cycliques.

Les recherches sur le comportement mécanique des sols peuvent être divisées en trois grandes catégories :

Des études liées aux propriétés du sol en petites déformations, des études concernant spécialement la variation du module de cisaillement  $G$  et du coefficient d'amortissement  $D$  par rapport à la distorsion, pour différents types de chargements cycliques (c.-à-d. moyennes et grandes déformations) [1] et finalement des études concernant les comportements mécaniques élémentaires qui sont à l'origine des ruptures par écoulement de massifs de sol sableux (c.-à-d. très grandes déformations), souvent spectaculaire et de grande amplitude, connues sous le nom générique de liquéfaction.

### 1.1 L'origine de perturbation de terre

Un tremblement de terre se manifeste par une perturbation de terre causée par la libération soudaine d'énergie dans la croûte terrestre. Cette énergie peut provenir de différentes sources, telles que les mouvements tectoniques, des éruptions volcaniques, ou même des explosions artificielles et de l'effondrement de cavités souterraines, telles que les mines ou les karsts.[2].

Tableau 1-1 : Classement de séismes selon leur mode de génération.

Jeu d'une faille	Séismes tectoniques : rupture soudaine des roches	Séismes induits par l'activité humaine : mise en eau d'un grand barrage, exploitation de gaz, etc.
<b>Explosion</b>	Séismes volcaniques : fracturation des roches due à l'intrusion de magma, dégazage, oscillation propre du réservoir	Tirs d'exploration sismique, tirs de mines et carrières, essais nucléaires souterrains
<b>Implosion</b>	Séismes d'effondrement : effondrement de cavités, effondrement lié à un grand glissement de terrain	Effondrements d'anciennes mines

Source : <http://musee-sismologie.unistra.fr/comprendre-les-seismes/notions-pour-petits-et-grands/notions-de-base/classer-les-seismes/>

Remarques :

- Les séismes tectoniques sont de loin les plus courants, ils sont bien expliqués par la tectonique des plaques.
- À part les tirs nucléaires, les séismes artificiels sont généralement des petits séismes.

La cause d'un séisme est presque toujours la même : il est provoqué par la rupture brutale des roches en profondeur en un point appelé foyer (à la verticale de l'épicentre) qui, le plus souvent, se situe dans les 60 premiers kilomètres de la couche externe de la terre (Figure 1-1).

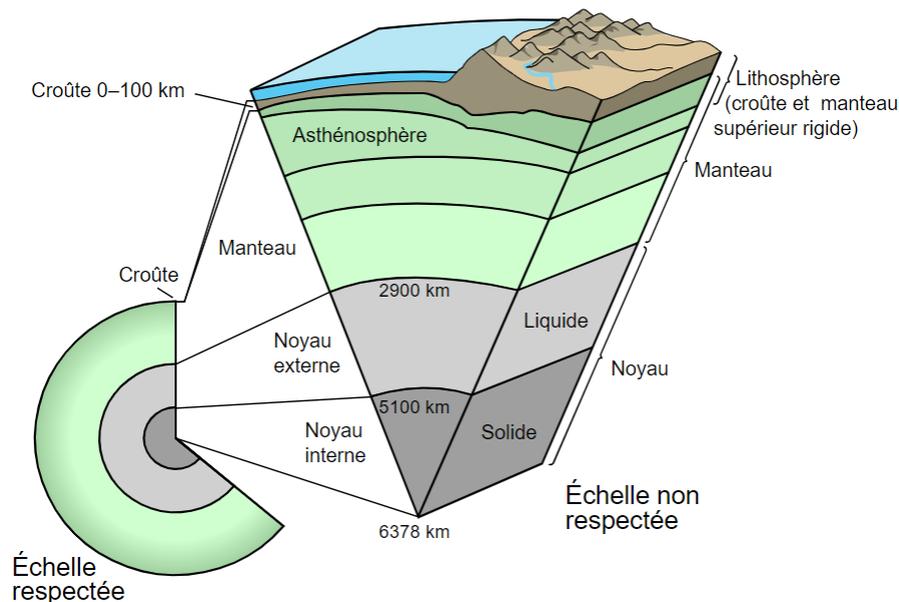


Figure 1-1 : Coupes schématisiques sur le globe terrestre.

### 1.2.1 Enregistrement des séismes

Pour obtenir le mouvement tridimensionnel de l'onde sismique, il est nécessaire d'enregistrer trois directions différentes formant un trièdre (en général, une direction verticale, et deux directions horizontales perpendiculaires). Les sismographes sont conçus pour enregistrer une seule composante verticale ou horizontale, car la mécanique est différente. Les observatoires sismologiques sont donc équipés de différents sismographes (Figure 1-2). Pour mesurer le mouvement vertical, les sismographes emploient une masse lourde supportée par un ressort.

Le ressort est attaché au support qui est lui-même connecté à la terre. Lorsque la terre vibre, le ressort se comprime et se décomprime, mais la masse reste presque stationnaire. Le signal enregistré par cette configuration est appelé « Up-Down ».

Pour mesurer le mouvement horizontal, la masse lourde est suspendue comme un pendule et un appareil est utilisé pour mesurer les mouvements Est-Ouest (E-W) et un autre pour mesurer les mouvements Nord-Sud(N-S). [3]

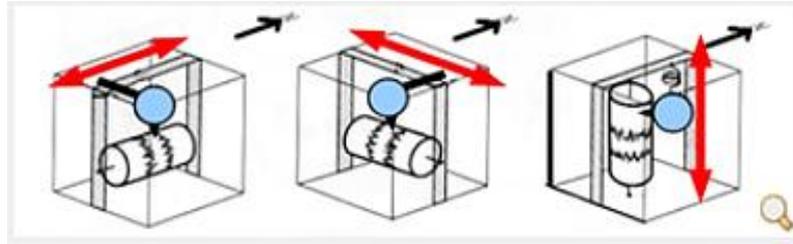


Figure 1-2 : Fonctionnement des sismographes.

## 1.2.2 Représentation temporelle du mouvement sismique

Un signal sismique est la représentation dans le temps du mouvement sismique enregistré dans un site (déplacement, vitesse, accélération). La période et l'amplitude caractérisent les phénomènes ondulatoires, la fréquence ( $f$  en Hz) est l'inverse de la période ( $T$  en s). Ce signal sismique est complexe et aléatoire et il peut être représenté comme la superposition d'ondes (de différents types) de fréquences variables dont l'amplitude est plus ou moins importante. [3]

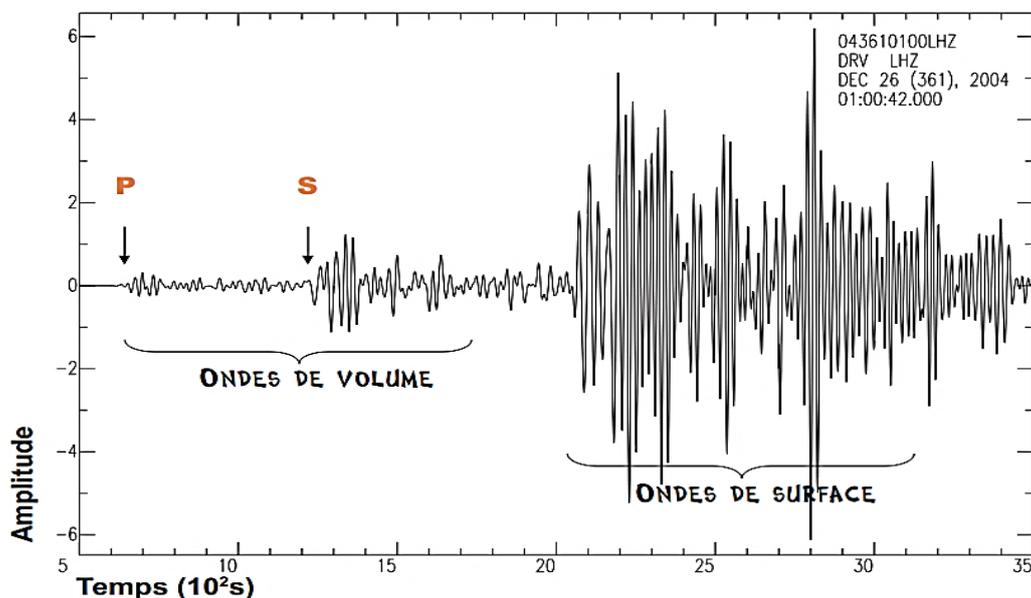


Figure 1-3 : Enregistrement à la station de Dumont d'Urville séisme du 26/12/2004.

### 1.3 L'évaluation de l'effet de site

Au cours d'un séisme, le glissement sur la faille produit différents types d'ondes sismiques. Ces ondes, en traversant la terre, peuvent se réfléchir ou se diffracter sur les discontinuités principales des propriétés physiques des roches depuis le foyer du séisme jusqu'à la surface. Ceci perturbe leur propagation et accroît la complexité du signal sismique.

En particulier, les couches les plus superficielles sont en général plus meubles, ce qui modifie notablement leurs caractéristiques et leur comportement mécanique. L'effet de site est le terme utilisé pour décrire la modification de la secousse sismique induite par la géologie locale. Le cas du séisme de Mexico de 1985 a spectaculairement illustré l'impact important des effets de site (Figure 1-4).

Ce séisme, engendré à plus de 300 km de la capitale, a traversé le territoire mexicain en subissant les effets d'atténuation dus à la distance parcourue. Mais, à leurs entrées dans la cuvette argileuse qui forme la ville de Mexico, les ondes ont été piégées et sont entrées en résonance avec le site.[4]

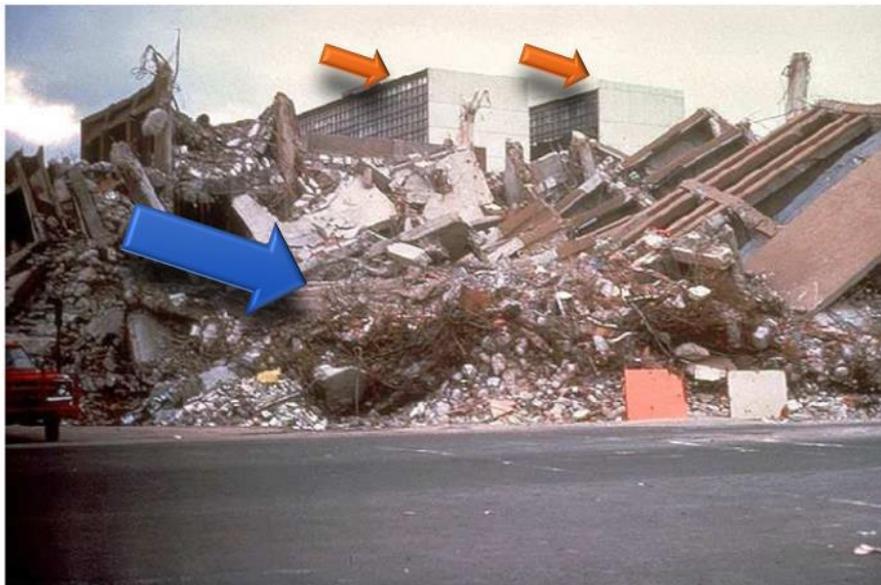


Figure 1-4 : Phénomène de résonance due à l'effet de site.

La figure 1-4 présente une illustration du phénomène de résonance : à proximité d'un bâtiment de 10 étages intact, un bâtiment d'une vingtaine d'étage a été complètement détruit lors du séisme de Mexico (1985), dû à un effet de site important [4].

Les bâtiments de 10 à 30 niveaux et dont les modes propres de vibration correspondent à cette fréquence, ont subi les plus lourds dommages. Les effets de site se traduisent fréquemment par une augmentation de l'amplitude des enregistrements de la secousse sismique et de sa durée. Ce phénomène peut être illustré en comparant les secousses sismiques enregistrées sur un sol dur (rocher) et sur un sol mou (alluvions) à proximité (cf. Figure 1-5).

Des autres analogues de l'effet de sites est constaté lors des séismes : Loma Prieta, 1989 ; Northridge, 1994 ; Kobe, 1995. Ces tremblements de terre n'ont fait que confirmer le fait suivant : les sols alluvionnaires ont en règle générale tendance à amplifier le mouvement incident, plus particulièrement en basse fréquence [5].

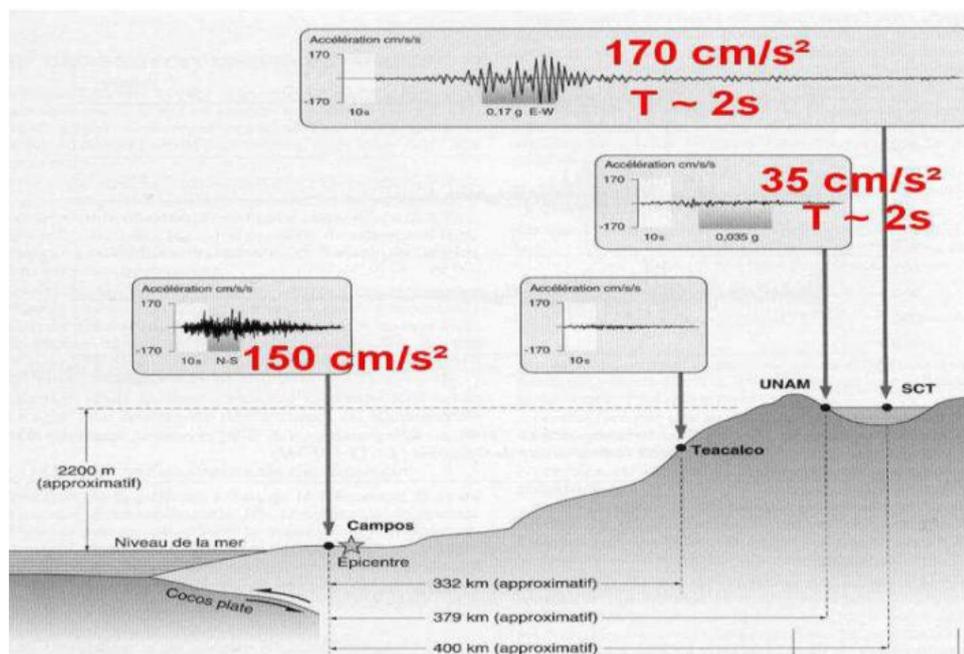


Figure 1-5 : L'effet de site cas de la ville de Mexico

## 1.4 Phénomène de la liquéfaction des sols

La littérature géotechnique décrit de très nombreux exemples de sinistres associés à des ruptures de sol particulières et souvent spectaculaires, dans lesquelles celui-ci semble perdre soudainement une grande partie de sa résistance au cisaillement et s'écoule de manière semblable à un fluide épais, d'où le terme de liquéfaction, apparu très tôt dans la littérature (en,1920 [7],1925[8],1956 [10]).

Ce type de comportement est généralement observé dans le cas de matériaux sableux saturés (mais aussi dans certains types d'argiles), soumis à des sollicitations rapides en regard de la perméabilité du sol, monotone ou cyclique, tels que séismes, vidanges rapides, chocs, explosions [9].

La liquéfaction des sols est un phénomène d'instabilité ou de perte de résistance qui peut avoir lieu sur un milieu généralement granulaire saturé ou partiellement saturé. Elle se manifeste par une augmentation de la pression interstitielle liée au comportement contractant du sol lors de l'application d'un chargement rapide (séisme, chocs, raz de marée, etc.). Le phénomène de liquéfaction est à l'origine d'une brusque instabilité des sols qui en s'écoulant sous l'effet de la pesanteur et les charges peuvent alors provoquer des dommages irréparables aux ouvrages et structures situés à proximité [11].

En 1920, Hazen [7] a été le premier à utiliser le terme « liquéfaction » pour expliquer le mode de rupture du barrage Calaveras en 1918 en Californie, où 700000 m<sup>3</sup> de sol constituant le pied amont du barrage ont été emportés sur une distance de 100 m sans aucune cause apparente. Hazen[7] a expliqué ce phénomène par une concentration de pressions induite par un mouvement ou une déformation dans le matériau. Lorsque ceci se produit rapidement, l'eau contenue entre les pores est mise sous pression [11]. L'augmentation continue de cette pression interstitielle conduit à une diminution des forces intergranulaires dans le sol, et le matériau perd toute sa résistance lorsque la pression interstitielle devient égale à la contrainte effective initiale.

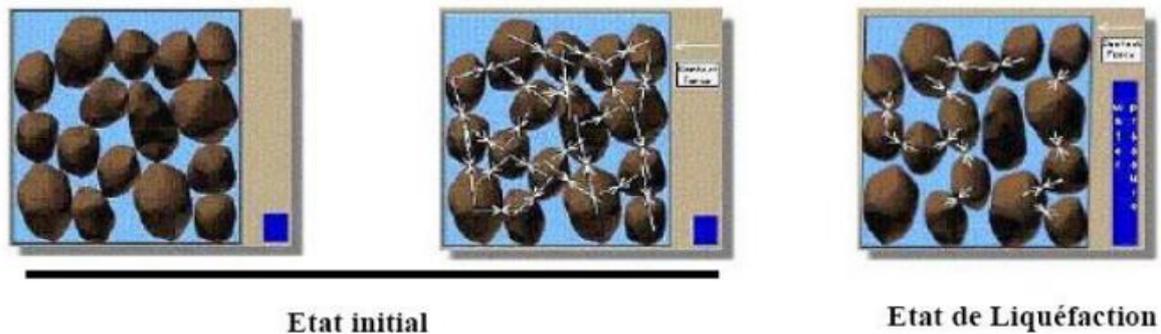


Figure 1-6 : Phénomène de la liquéfaction à l'échelle microscopique.

Ou :

 : Représente la force de contact entre les particules

 : Représente le niveau de la pression interstitielle

Terzaghi [10] a employé le terme de « liquéfaction spontanée » pour décrire le changement soudain de dépôts de sables d'un état solide à un état liquide, sous l'effet d'une légère perturbation. Les chercheurs Casagrande [12] et Castro [13] ont défini la liquéfaction comme la perte d'une grande partie de la résistance au cisaillement, d'un sable saturé, sous chargement monotone ou cyclique. Selon cette définition la liquéfaction n'est donc pas nécessairement associée à une annulation totale des contraintes effectives.

Selon Poulos [14], ce phénomène peut se produire aussi sous des sollicitations dynamiques, voire sismiques.

Il peut également se développer dans le cas de sables denses pour des niveaux très élevés de l'état de contraintes. Les cas de liquéfaction recensés dans la littérature ont été caractérisés par l'instantanéité du déclenchement, la vitesse élevée de propagation, et le volume très important de sols emportés sur des distances significatives.

### ➤ Cas historiques de la liquéfaction

La liquéfaction des sols est un problème sérieux capable de causer des dégâts spectaculaires et irréparables. Les conséquences de la liquéfaction sont catastrophiques.

La liquéfaction peut provoquer :

- un tassement des dépôts de sable, un affaissement ou effondrement en surface du sol,
- un glissement des terrains en pente,
- un développement des forces de poussées,
- une perte de capacité portante du sol de fondation (basculement d'immeuble)

- une formation de cratère ou « volcans de sable »,
- des ruptures superficielles sous forme de fissures, ou étalement latéral,
- un soulèvement des ouvrages enterrés et rupture des canalisations,
- des ruptures des barrages (remblais hydrauliques)

Ce phénomène est responsable de nombreux dégâts à travers le monde.[3]



Figure 1-7 : Perte de portance du sol (rupture) sous une fondation.



Figure 1-8 : Tassements post-sismiques et/ou Fissures en surface



The Bhuj, Inde, 2001

<http://gees.usc.edu/GEES/>



Pisco, Pérou, 2007

<http://mceer.buffalo.edu/publications/bulletin/07/21-03/05peru.asp>

Figure 1-9 : Glissements horizontaux le long de surfaces peu inclinées ou non confinées

Les séismes d'Alaska et de Niigata 1964, ont été à l'origine du développement de recherches importantes, en particulier aux États-Unis et au Japon, dans le domaine de la liquéfaction des sables :

- **Niigata, Japon (1964) :**

Durant le séisme de Niigata le 16 juin, 1964 de magnitude 7.5 sur l'échelle de Richter, la liquéfaction a été observée dans les espaces près des rivières. Les séries de bâtiments à Kawagishi-cho sont devenues très connues comme symbole des effets de la liquéfaction des sols. Lorsque la liquéfaction s'est produite, la résistance du sol sous fondations s'est réduite de sa valeur initiale, engendrant une capacité portante insuffisante pour supporter les bâtiments (Figure 1-10).



Figure 1-10 : Inclinaison des bâtiments Kawagishi-cho à Niigata 1964.

## Conclusion

Les tremblements de terre, nous fournissent des informations utiles pour comprendre non seulement les événements sismiques mais aussi les structures profondes de la terre.

Les effets de site représentent un enjeu important dans la prévention parasismique : si l'on ne peut prédire quand aura lieu un séisme, il semble tout de même possible de prédire où et comment le signal sismique devrait être amplifié.

La reconnaissance des sols et de leur réponse permet de définir des comportements types et d'adapter les spectres de dimensionnement des structures imposés par les réglementations parasismiques afin de prendre en compte les effets de site et le phénomène de la liquéfaction [6].

## Chapitre 2 : Morphologie des barrages en terre

## Introduction

Un barrage est un ouvrage d'Art placé en travers d'un cours d'eau, destiné à retenir et stocker de l'eau ou à la dériver, dans ce chapitre nous passons en revue les barrages en terre en général, quels sont leurs types et les caractéristiques de chaque type.

### 2.1 Définition

Les techniques de la fin du XIX<sup>e</sup> et du début du XX<sup>e</sup> siècle ne permettaient pas l'édification de retenues de grande capacité. Les premiers barrages ont surtout une fonction de dérivation d'une partie de l'eau (écrémage) vers une conduite forcée ou un canal d'irrigation [15].

L'amélioration des techniques et des bétons dans le premier quart du XX<sup>e</sup> siècle permet d'envisager la réalisation de retenues plus conséquentes, capables de réguler la production hydro-électrique [15]

La géologie (nature des roches sur lesquelles sera édifié le barrage, agrégats extraits sur place) et la topographie (largeur de la vallée), commande le type de barrage utilisé.

Les barrages forment avec le terrain sur lequel ils sont construits un ensemble indissociable : à chaque site, un type de barrage, un dimensionnement adapté tant sur le plan technique qu'économique. C'est pourquoi il n'existe pas de barrage type standard. De plus, certains sont formés par la juxtaposition de plusieurs structures différentes justifiées par des caractéristiques de sol de fondation particulières et aussi par des choix économiques [15].

Les barrages peuvent être classés en deux groupes :

- Les barrages rigides, en béton ou en maçonnerie,
- Les barrages souples, en enrochement ou en terre,

Les premiers font l'objet de nombreuses méthodes de calcul basées sur la résistance des matériaux et la théorie de l'élasticité notamment [16].

Le second, et surtout les barrages en terre, sont un des principaux champs d'application de la mécanique des sols [16].

## 2.2 Les barrages en remblai

Les barrages en remblai se partagent en deux groupes (Figure 2-1) [17]

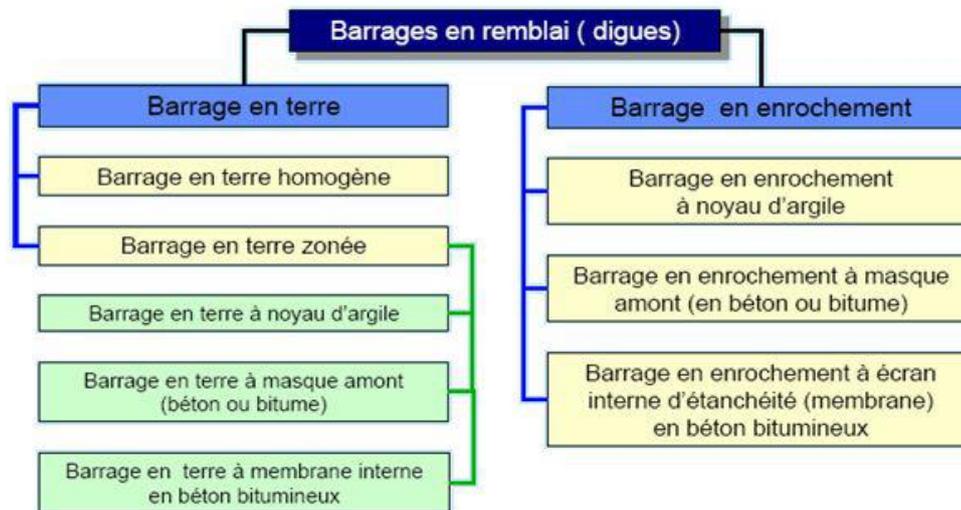


Figure 2-1 : Les différents types de barrage en remblai

### 2.2.1 Barrages en enrochements

Un barrage en enrochement n'est pas autre chose qu'un tas de cailloux à grande échelle, qui résiste par sa masse aux efforts auxquels il est soumis [18-16].

Mais n'étant pas étanche par lui-même, il faut lui adjoindre un organe d'étanchéité qui constitue la partie la plus délicate, aussi bien au stade du projet qu'à celui de la réalisation.

#### 2.2.1.1 Construction

De même que sur quelques mètres, le parement aval est constitué par des enrochements rangés, mais pour des raisons différentes. C'est que l'intérieur du massif, si des blocs ne sont pas en équilibre stable et que, par suite d'une cause ou d'une autre, cet équilibre est détruit, il se produit un réarrangement des blocs qui se traduit simplement par un certain tassement [19].

Ceci dit, la mise en place du massif proprement dit d'enrochements peut être effectuée de plusieurs manières [19].

Sur le parement aval, l'équilibre pourrait être rompu de manière à ce qu'un bloc soit éjecté du massif et roule sur le parement aval, ce qui formerait un trou amorce de déséquilibres ultérieurs pour la même raison le pied aval sera constitué d'enrochement rangés [20].

Pour des raisons de statique et d'hydraulique, le corps d'un barrage en béton ou remblayé doit être relié à un parement vertical d'étanchéité qui s'enfonce profondément dans le sous-sol rocheux. La profondeur de cet élément étanche dépend de la hauteur du barrage, donc de la pression dynamique.

Le parement d'étanchéité peut être réalisé avant ou pendant les travaux de construction du barrage. Dans le dernier cas, le parement est effectué à partir d'une galerie de surveillance située dans le corps du barrage. Si, après stockage des eaux, une fuite apparaît dans le parement, l'eau d'infiltration sera évacuée dans la galerie de surveillance par un drain situé sur le pied du parement.

En outre, cette galerie servira d'entrée pour effectuer plus tard des travaux d'étanchéité et des missions de contrôle [20].

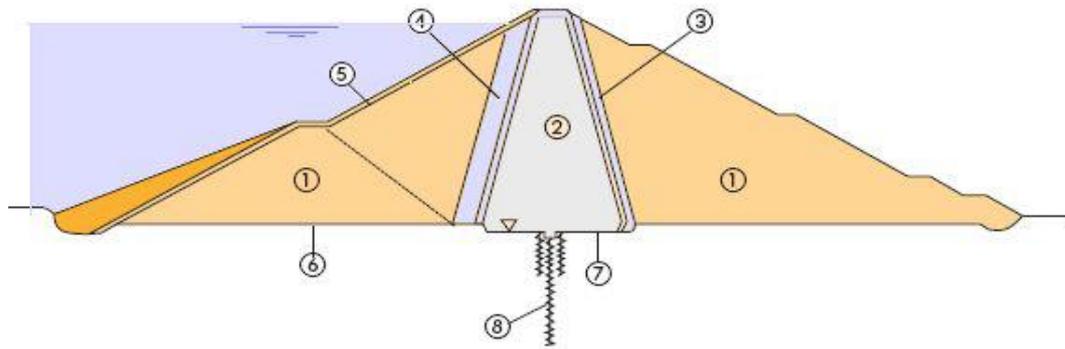


Figure 2-2 : Coupe transversale d'un barrage en enrochement

**Légende :**

- 1) Enrochement, taille maximale 1000 mm
- 2) Noyau étanche en matériau limoneux et argileux
- 3) Filtres-drains en matériau grossier et en matériau fin, de 2,0 m chacun
- 4) Zone de transition, granulométrie maximale du matériau 150 mm
- 5) Rip-rap
- 6) Fondation en blocaille naturelle
- 7) Fondation sur terrain en place
- 8) Voile d'étanchéité

### 2.2.1.2 Enrochements en vrac

Ils sont simplement déversés depuis des wagons circulant sur une voie, ou depuis des camions. Pour accélérer le tassement, nous arrosons le remblai ainsi formé avec de l'eau sous pression (7 kg/cm<sup>2</sup>) ; l'eau enlève les poussières restées collées aux enrochements ou produites par les chocs au moment de la mise en place, la pression produit un certain compactage, et entraîne les plus petits enrochements dans les intervalles des plus gros.

La consommation d'eau est élevée, plusieurs fois le volume d'enrochements, mais cette technique est essentielle pour diminuer les tassements à des valeurs de l'ordre de 1% [16].

La grosseur des blocs doit être le plus grand possible compte tenu du matériel de transport dont nous disposons, ceci pour une question économique : qui va de quelques centaines de litres à plusieurs mètres cubes.

Il est recommandé de prévoir la construction du massif par étages successifs, d'une dizaine de mètres de hauteur par exemple, pour éviter le déversement des enrochements sur une grande hauteur qui d'une part provoque une certaine ségrégation et d'autre part provoque dans le massif des tassements irréguliers [16].

Les chocs des blocs tombant et roulant sur les enrochements déjà en place produisent un certain compactage et sont donc favorables, et constituent comme un essai de qualité pour les blocs : ceux qui se cassent ainsi auraient fini par casser, mais après la mise en service de l'ouvrage, ce qui produit alors des tassements différés plus gênants.

Cependant, de plus en plus, on compacte les enrochements mis en place en couches de 0,5 à 2 ou 3 m au moyen de rouleaux vibrants, lourds (8t), exactement comme s'il s'agissait d'un massif de terre.

Les tassements résiduels, après mise en eau, se comptent alors en dixièmes d'unités pour cent, et la consommation d'eau est bien plus faible (500 litres/m<sup>3</sup> d'enrochement, par exemple).

### 2.2.1.3 Enrochements arrimés

Nous réalisons ainsi, soit l'ensemble du massif pour réduire les fruits des parements, soit surtout les parements seulement sur quelques mètres d'épaisseur. Si les blocs sont trop lourds, ils sont mis en place à la grue, les intervalles étant bouchés par de petits enrochements mis en place à la main [16-19].

## 2.3 Barrages en terre

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

Tout ingénieur étudiant et projetant un barrage doit adopter la solution la plus économique résolvant le problème posé.

Une solution, et parfois même la seule solution, est la construction de la digue à partir de matériaux se trouvant dans le site du barrage projeté [16].

D'une manière générale si l'on dispose sur place et en quantité suffisante de matériaux terreux permettant d'obtenir après compactage des conditions d'étanchéité et de stabilité satisfaisantes. Ainsi le type de barrage le plus facile à réaliser est le barrage homogène.

Les ouvrages en terre ont atteint de nos jours d'énormes proportions. Le plus imposant d'entre eux est le barrage d'Oroville à l'U.S. A de 235 m de hauteur qui a nécessité la mise en place de 61 millions de m<sup>3</sup> de matériaux. Le plus volumineux ouvrage du monde est le barrage de New Cornella Tailigs à l'U.S. A qui atteint 209,5 millions de m<sup>3</sup> pour 30 m de hauteur [23]. En France, l'ouvrage de ce type le plus important est celui de Serre Poncon, haut de 129 m sur fondations et d'un volume de 14 millions de m<sup>3</sup>. En Russie, le barrage de Rogun est le record mondial de hauteur devant le barrage de Nurek, avec une hauteur de 335 m au lieu de 300 m [18].

### 2.3.1 Définition

Le terme "Terre" doit être, pour les ingénieurs, pris dans le sens le plus large du mot et sert à désigner toute sorte de matériaux terreux comprenant non seulement les différents sols définis par le pédologue, mais aussi l'ensemble des matériaux provenant de la désagrégation ou de la décomposition des roches [22].

Les barrages en terre sont des murs de retenue d'eaux suffisamment étanches construits avec la terre et les matériaux du site suivant des mélanges et des proportions bien définies [16].

### 2.3.2 Différents types de barrages en terre

Il existe trois schémas principaux de structure de barrage en terre :

- Le barrage homogène,
- Le barrage à noyau étanche,
- Le barrage à masque d'étanchéité.

### 2.3.2.1 Barrage homogène

Le barrage en terre homogène est constitué d'un massif en terre compactée imperméable, muni d'un dispositif de drains dans sa partie aval et d'une protection mécanique contre l'effet du battillage dans sa partie amont (figure 2-3) [16-17].

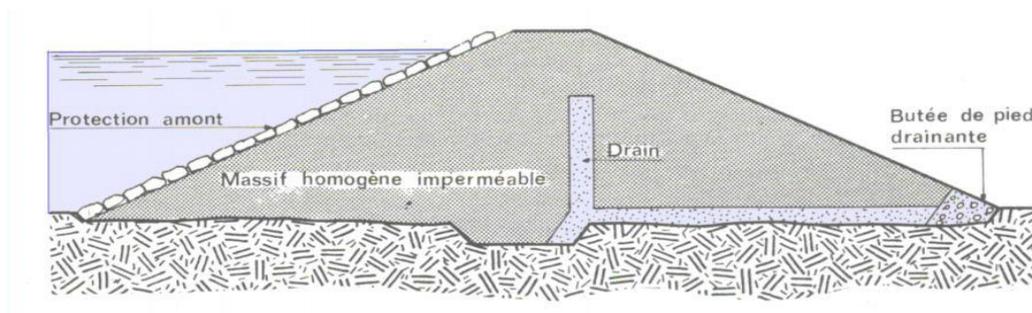


Figure 2-3 : Barrage homogène

### 2.3.2.2 Barrage zoné avec un noyau étanche

Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettent pas d'envisager une digue homogène étanche (figure 2-4).

Dans ce cas, une solution couramment adoptée consiste à concevoir un massif en plusieurs zones, dont chacune est constituée d'un matériau différent suivant le rôle que doit jouer chaque zone.

La fonction d'étanchéité est assurée par un noyau étanche réalisé en matériau argileux qui pourra être placé en amont du barrage ou au centre de celui-ci [16]. Les barrages zonés, comme le barrage de Serre-Ponçon (Hautes Alpes h=24 m), sont des barrages en remblai constitués de plusieurs types des matériaux disposées de façon à assurer séparément les fonctions de stabilité du barrage et l'étanchéité [24].

Le découpage du corps du barrage en matériaux différents est appelé zonage. Il permet de faire de grandes économies dans les volumes mis en œuvre et d'utiliser au mieux les matériaux disponibles sur le site. Le noyau imperméable est constitué de terres argileuses, d'argile, de terres caillouteuses ou tout autre matériau terreux comportant une forte proportion

de matériaux fins lui peut avoir recours à des matériaux de substitution tels qu'une paroi moulée ou bien une superposition de couche de béton bitumineux ou d'asphalte.

Les zones encadrant le noyau imperméable sont en tout venant compacter, elles assurent la résistance et la stabilité du barrage, en particulier pour le talus amont en cas de vidange rapide [18].

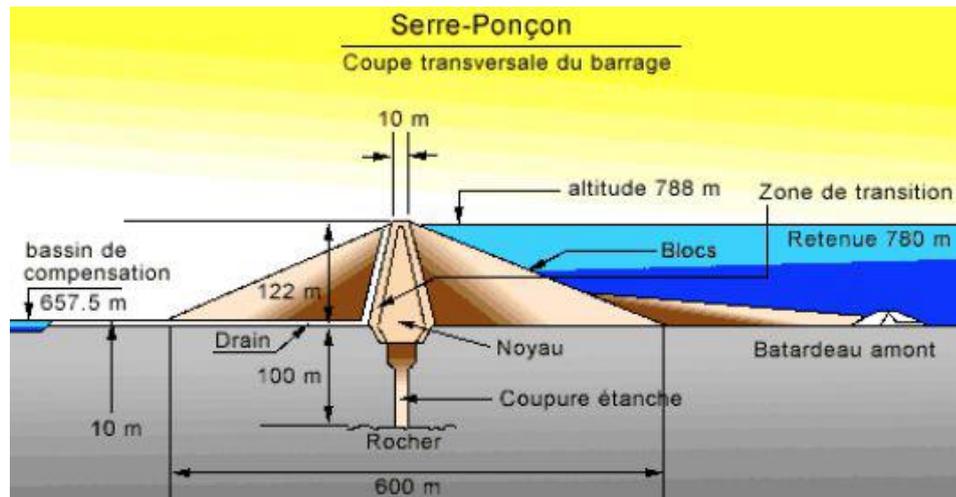


Figure 2-4 : Barrage zoné avec un noyau étanche

### 2.3.2.3 Barrage à masque amont

Les barrages à masque sont constitués d'un remblai plus ou moins perméable assurant la stabilité d'ensemble. Un écran imperméable, appelé masque, est mis en place sur le parement amont de façon à rendre le barrage étanche et lui permettre de retenir l'eau du réservoir (figure 2-5) [16].

Le masque qui constitue l'organe d'étanchéité amont est classiquement réalisé en béton, avec des produits bitumineux ou encore au moyen d'une géomembrane. Son épaisseur est limitée, ce qui lui permet de s'adapter aux déformations faibles mais inévitables du massif support (les géomembranes peuvent même accepter des déformations importantes). La présence du masque en parement amont présente le double avantage de permettre des réparations en cas de dégradation du masque, mais aussi d'autoriser des vidanges de retenue très rapides.

Le corps du barrage assurant la stabilité peut être en matériau quelconque pour autant qu'il soit peu déformable [18].

De nombreux barrages à masque sont réalisés en enrochements. La qualité du compactage lors de la mise en œuvre du matériau a une grande influence sur les déformations et tassements ultérieurs [17].

Pour améliorer la sécurité du barrage, il n'est pas rare de trouver dans les barrages à masque d'autres matériaux fonctionnels [25].

- ❖ Un matériau de réglage ou de transition servant de support à l'étanchéité mince et la mettant à l'abri de tout poinçonnement par des éléments grossiers du massif support ;
- ❖ Une cheminée drainante, un tapis drainant ou les deux pour évacuer les infiltrations éventuelles à travers le masque ;
- ❖ Des matériaux de protection soit du parement aval (terre végétale engazonnée, enrochements, maçonnerie de pierres sèches, soit du masque d'étanchéité comme des dalles de protection ou des pavés autobloquants mettant l'étanchéité mince à l'abri des agressions extérieures telles que la glace, les projectiles ou les chutes de blocs.

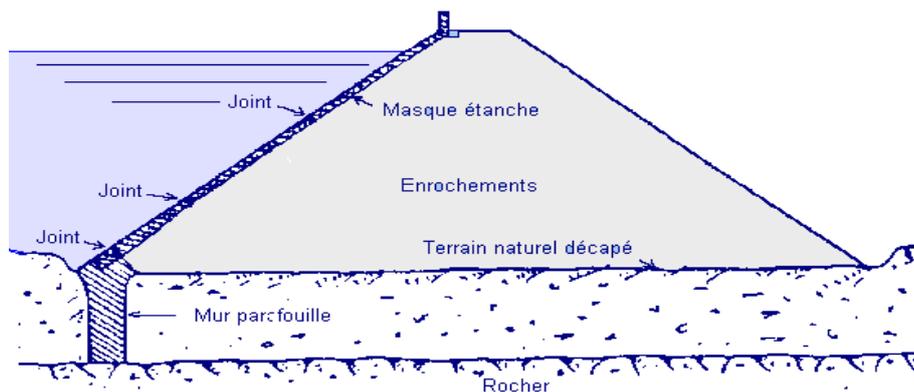


Figure 2-5 : Barrage à masque étanche

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telles que le manque de matériaux convenables et la difficulté de mise en œuvre [25].

Nous devons comparer alors cette technique à celle d'une digue homogène à masque amont étanche [16].

Le masque amont (Figure 2-6) est une paroi étanche plaquée sur le talus amont du barrage [17-21].

Il existe de nombreuses natures de masque étanche telles que le béton de ciment ou le béton bitumineux, les chapes préfabriquées, les membranes souples [18].

Le masque amont présente l'avantage de pouvoir être exécuté après l'édification du remblai et de pouvoir être réparé aisément [18].

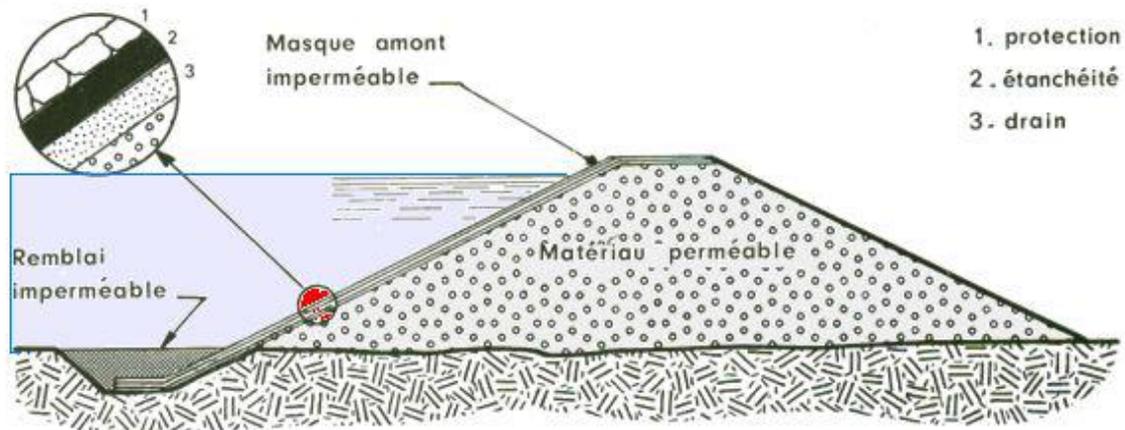


Figure 2-6 : Barrage à masque amont

## Conclusion

Les barrages en terre sont les seuls qui conviennent à une fondation non rocheuse, ils présentent l'avantage de pouvoir être adaptés à peu près à n'importe quelle fondation, et de pouvoir être réalisés avec une très grande variété de sols.

L'inconvénient majeur des barrages en terre est les infiltrations à travers leurs massifs.

Donc la partie la plus délicate des barrages en terre et en enrochement est l'organe d'étanchéité.

Le choix des organes d'étanchéité est l'un des éléments les plus importants du processus de conception et de construction d'un barrage en remblai.

# Chapitre 3 : Les méthodes de calculs et liquéfaction des barrages

## Introduction :

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 produits en Inde, en Turquie, et à Taiwan (Martin W, 2003). Ces événements ont montré que le risque sismique demeure une sérieuse menace pour tous les barrages, tous types confondus. [26]

### 3.1 Comportement sismique des barrages en terre

Les causes de rupture les plus fréquentes sont (CIGB, 1986) :

- Rupture par glissement de la fondation.
- Glissement des talus du barrage.
- Renards provoqués par l'ouverture de fissures dans le noyau étanche.
- Tassement de la crête et submersion de l'ouvrage.

Seed (Seed H.B, 1979) 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 généraux 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 fissurants.
- 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. [26]

## 3.2 Historiques des cas pertinents de rupture des barrages en terre par la liquéfaction

### ➤ Barrage de San Fernando (1971) :

Le barrage inférieur de San Fernando qui a été construit entre 1912-1930, avait une hauteur de  $H=44\text{m}$  et a été soumis à un séisme sévère ( $M=6.6$ ,  $a_{\text{max}}=0,6\text{ g}$ ). Durant ce tremblement de terre, un glissement important s'est produit sur le parement amont du barrage, emportant sa crête ainsi que 8.5 mètres de matériaux de son talus aval.



Figure 3-1 : Barrage de San Fernando avant et après le séisme de 1971[28].

Le glissement ne laissa qu'une revanche 1.3m. L'analyse de cette rupture a montré qu'un phénomène de liquéfaction est accompagné conduisant à des glissements très importants en aval de la digue.

### ➤ Barrage Sheffield de Santa Barbara (1925) :

Cet ouvrage a été construit en travers d'un ravin. Le remblai avait une longueur de 219.5m et une hauteur maximale d'environ 8m. Il était situé à une distance d'une dizaine de kilomètres de l'épicentre et 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 0.10g.



Figure 0-2 Rupture du barrage de Sheffield après le séisme, Santa Barbara, 1925 [29].

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, accompagné par la liquéfaction.

### ➤ Barrage de Van Norman (1971) :

Barrage du réservoir inférieur Van Norman construit de 1912 à 1930 subit ainsi un glissement du talus amont de 42 m par suite du 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 (poste liquéfaction).

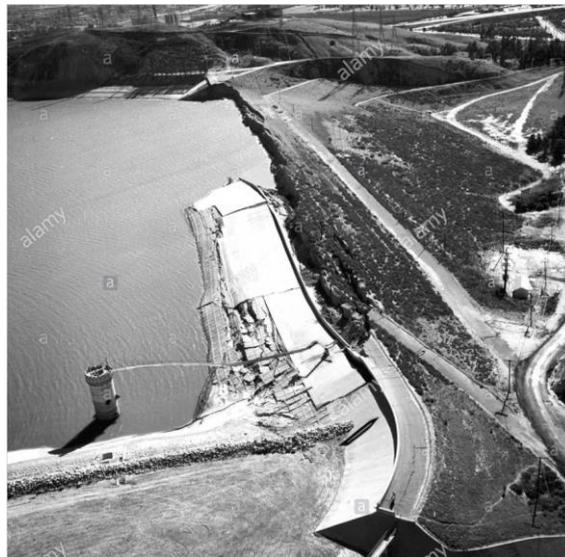


Figure 3-3 : Barrage inférieur Van Norman, après le tremblement de terre de San Fernando en 1971.

### ➤ Le barrage Fujinuma (2011) :

Le barrage Fujinuma était un barrage du Japon situé à Sukagawa. Construit en 1949, il avait principalement un rôle tampon pour l'irrigation. Le barrage s'est écroulé récemment le 11 mars 2011 lors du séisme du Tōhoku. La rupture de ce barrage principalement due à la liquéfaction.



Figure 3-4 : Barrage Fujinuma avant et après le tremblement de terre de 2011(Wiki 2018).

Au Japon, hormis le barrage de Fujinuma, seuls les barrages en remblai construits avant 1918 ont été sérieusement touchés par les séismes et un seulement s'est rompu.

### 3.3 Classifications des mécanismes de rupture liées au séisme

Pour chaque structure (composante), on doit identifier les mécanismes d'endommagement ou de rupture susceptibles d'être provoqués par les secousses sismiques. La structure (composante) est jugée adéquate lorsqu'elle rencontre les critères de performance définis pour assurer une marge de sécurité suffisante pour chacun des mécanismes de rupture considérés.

Selon la Commission internationale des grands barrages (CIGB) les accidents de barrages liés à des séismes sont rares. Le tableau 3-1 extrait de publications de (CIGB) montrent que les accidents les plus importants concernent les ouvrages en remblai [30].

Tableau 3-1 : Effet de séismes sur les barrages en terre [30].

Barrage	H (m)	Pays	Date	Mw	Dégâts
<b>La Marquesa et La Palma</b>	10	Chili	1985	7.8	2 barrages rompus 16 barrages-dégâts importants 16 barrages-faibles dégâts

<b>San Andreas Dam</b>	32	USA Californie	1906	8.25	Fissure longitudinale Fissure transversale des appuis
<b>Upper Crystal Springs</b>	26	USA Californie	1906	8.25	Mouvement du barrage de 2.4 m
<b>Sheffield Dam</b>	8	USA Californie	1925	6.3	Rupture totale
<b>Hebgen Dam</b>	35	USA Montana	1959	7.5	Tassement du barrage : 1.2 m Effet de vague
<b>Lower San Fernando</b>	40	USA Californie	1971	6.6	Tassement de la crête : 8.5 m
<b>Upper San Fernando</b>	24	USA Californie	1971	6.6	Tassement de crête : 900 mm Déplacement vers l'aval de 1.5 m
<b>Paiho Main Dam</b>	66	Chine	1976	7.8	Grand glissement : 330 barrages endommagés
<b>Douhe Dam</b>	22	Chine	1976	7.8	Fissure longitudinale
<b>Masiway Dam</b>	25	Philippines	1990	7.7	Tassement de la crête : 1.0 m Fissure longitudinale

Les ruptures provoquées dans des remblais et des barrages en terre (digues) par les séismes dans différentes régions du monde ont été analysées. Chaque cas de désordre sur un ouvrage en terre est souvent un cas particulier. Néanmoins, certaines tendances se répètent et des classifications de rupture liées au séisme sont apparues.

Les chercheurs japonais [31–32] ont enregistré au cours de l'histoire plusieurs cas de ruptures des barrages en terre qui ont beaucoup servi à l'amélioration des calculs sismiques. Des exemples de ces cas de rupture par liquéfactions sont déjà montrés dans l'introduction et dans les figures 3-5 ;3-6, 3-7- de ce chapitre.

Ces retours d'expérience apportent une meilleure connaissance du comportement des ouvrages et permettent aussi d'améliorer les pratiques de construction ou de renforcement dans ce domaine [31].

Sasaki et Tamura [31] ont examiné les modes de rupture des digues de rivière soumises à des tremblements de terre au Japon suivant la classification des modes de rupture fournie par

le “Manual for repair methods of the civil engineering structures damaged by earthquakes” (Technical Note of PWRI, Vol. 45, 1986).

Selon ce manuel, les modes de rupture de remblais dues aux tremblements de terre sont classées en 4 modes fondamentaux comme le montre la figure 3-5. Les types 1 et 2 se rapportent à la rupture dans le remblai, le type 3 est la déformation intense du remblai due à la liquéfaction du sol dans la fondation et le type 4 est le tassement de la crête sans déformation apparente du remblai entier[33].

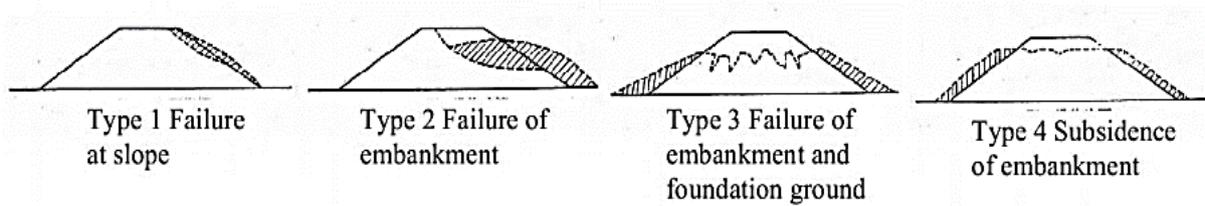


Figure 3-5 : Classification des modes de rupture des digues [33].

Dans le même contexte et d’après des observations du séisme de la côte Pacifique du Tōhoku en 2011 ( $M_n = 9,1$ ) au Japon , Sasaki et al [32] montrent que dans la plupart des cas, la cause de l’endommagement était la liquéfaction dans les fondations ou dans le corps des digues. La figure 3-6 illustre schématiquement l’idée de liquéfaction à l’intérieur de la digue, en prenant des exemples des digues des rivières Tokachi et Kushiro qui ont été déformées de manière significative pendant le séisme de Kushiro-Oki en 1993.

Cette figure présente un mécanisme de rupture par fissures pendant le tremblement de terre, puis des tassements considérables après l’évènement sismique. Un phénomène de liquéfaction est accompagné conduisant à des glissements très importants en aval de la digue.

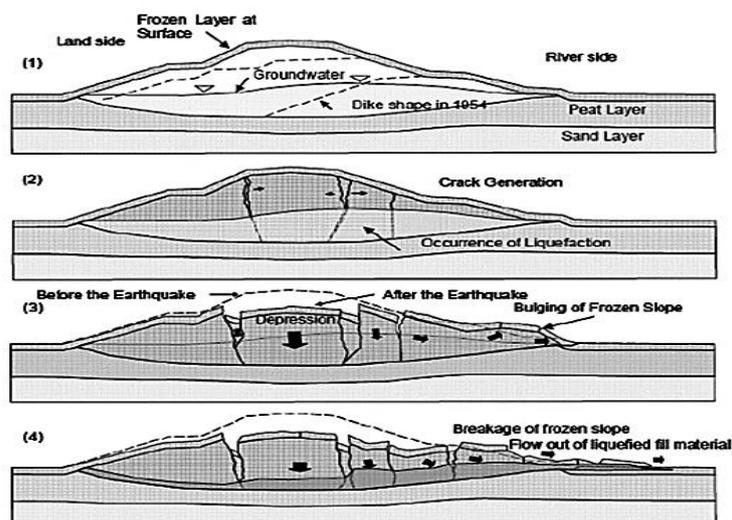


Figure 3-6 : Illustration de la liquéfaction dans le corps de la digue [32].

Un autre récapitulatif plus général des principaux modes de rupture des remblais sous l'effet des séismes est donné par Serratrice [34]. Ce dernier est indiqué schématiquement sur la figure 3-7 ces mécanismes qu'il concerne les remblais édifiés sur un massif horizontal. Mais une séquence analogue peut être envisagée pour les remblais sur pente selon le même auteur.

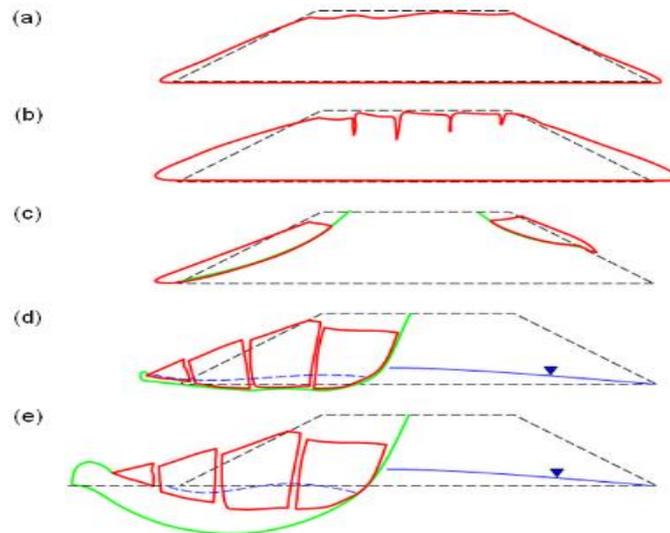


Figure 3-7 : Récapitulatif des classifications des ruptures de remblais sous séismes.

Dans la figure 3-7a, le tassement du remblai s'effectue sur lui-même. Les tassements différentiels sont à craindre en section courante du remblai.

Dans la figure 3-7b, les déformations affectent principalement le corps du remblai sans implication notable des sols de fondation. Les tassements de la plateforme sont accompagnés par une fissuration longitudinale. Un étalement du remblai se produit en pied.

Dans la figure 3-7c, des ruptures localisées affectent les deux talus du remblai et éventuellement les voies de circulation. La plateforme du remblai se maintient à peu près à sa cote initiale. Ce mode de rupture est fréquent dans les remblais sur pente ou les remblais soutenus par des murs.

Dans la figure 3-7d, la liquéfaction de la couche de base du remblai ou d'une couche mince du sol de fondation, ou la dégradation de la résistance de ces terrains produit la rupture du remblai. La rupture montrée dans cette figure se manifeste de la même façon que le barrage présenté dans la figure 3-7 c.-à-d. par de larges fissures longitudinales à regard amont. Ces fissures séparent des blocs. Au centre du remblai, les déplacements sont quasi-verticaux. En pied ils sont subhorizontaux et relèvent d'un mécanisme d'extrusion des couches molles plastifiées sous quelques blocs résiduels du remblai.

Dans la figure 3-7e, le mécanisme de rupture affecte les sols de fondation en profondeur (glissement profond), à la suite de la liquéfaction des sols ou à la dégradation de leur résistance. Le remblai est disloqué et s'étale.

Très récemment en 2018, des études numériques à grande échelle ont été présentées par Rapti et al [35] afin d'évaluer la réponse dynamique des remblais et de définir les différents modes de rupture due à la liquéfaction sous différentes conditions. Rapti et al [35] se basent sur l'évaluation des variations des pressions interstitielles et sur la concentration de la déformation et des déplacements afin d'identifier les mécanismes de rupture due principalement au phénomène de la liquéfaction. Cette étude conclut qu'un mécanisme de rupture pour un système remblai-fondation soumis à un chargement sismique est très dépendant de la profondeur de la couche liquéfiable, et des caractéristiques du mouvement sismique (notamment la durée de l'évènement principal).

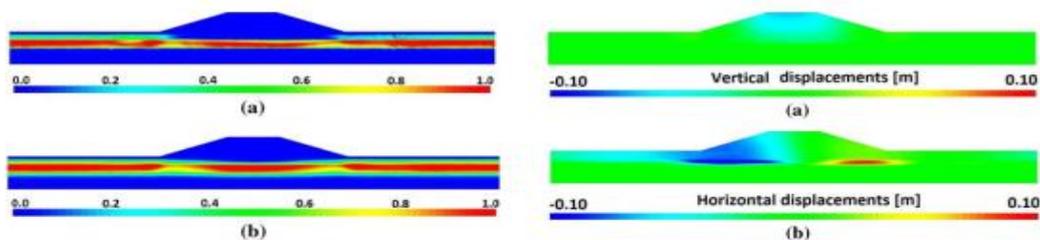


Figure 3-8 : Analyse numérique pour l'évaluation des mécanismes de rupture :

Gauche: Couches liquéfier, Droite: déplacement calculé [35].

## 3.4 Les méthodes d'analyse

### 3.4.1 Méthode pseudo-statique

La méthode du coefficient sismique est la première mesure de conception des ouvrages contre les effets sismiques. Cette méthode applique statiquement une force à une installation donnée (méthodes pseudo statique ou quasi-statique).

L'amplitude de cette force est définie comme  $(K * W)$  dans laquelle  $K$  est appelé coefficient sismique et  $W$  est le poids volumique. Cette méthode, simple, elle est encore utilisée. Vers les années 1970, l'analyse pseudo-statique était la méthode standard pour l'analyse de la stabilité des barrages en terre vis-à-vis des séismes, l'approche a impliqué une analyse conventionnelle de la stabilité d'équilibre limite, incorporation ces forces d'inertie horizontales

pour représenter l'effet de la charge sismique, cette force est exprimé par le produit d'un coefficient sismique «  $k$  » et du poids du sol impliqué «  $W$  » (figure 3-9).

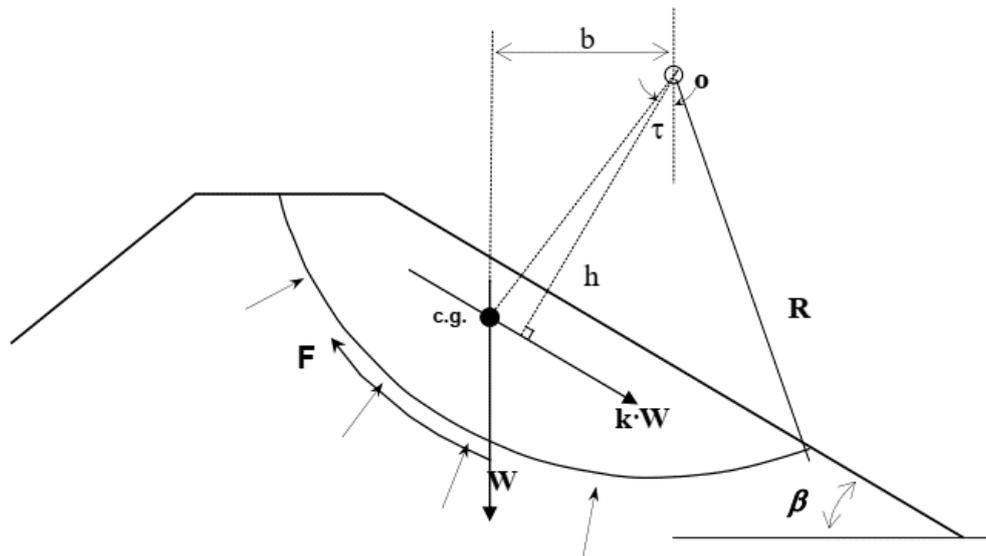


Figure 3-9 : Principes de l'analyse pseudo-statique d'un talus.[27]

Plus la force d'inertie est grande, plus on a un facteur de sécurité petit tout ça sous l'effet des conditions sismiques. Pour cette approche le facteur de sécurité est inférieur à 1 implique la rupture, et s'il est supérieur à 1 le barrage est stable. La méthode pseudo-statique est utilisée pour l'étude des barrages qui ne sont pas susceptibles à la liquéfaction, et il est recommandé d'utiliser un coefficient sismique égal à la moitié de l'accélération de pic et des conditions non drainé pour les sols cohésifs et drainé pour les matériaux granulaires (USCE, 1984).

La méthode pseudo-statique a été basée sur certains nombre de conditions, par exemple, on suppose que le coefficient sismique agit dans une seule direction, mais en réalité, les accélérations sismiques sont cycliques et agissant dans les deux directions. En plus le concept de rupture utilisé est influencé par celui utilisé dans le cas statique tel que le facteur de sécurité soit inférieur à 1. [26]

Du point de vue de la conception des barrages, Seed (1979) a proposé que le coefficient de sécurité relatif au bloc potentiellement glissant requis sous les conditions pseudo-statiques soit de l'ordre de 1,15. L'ACB (1999) a repris cette recommandation.

Les principales étapes de mise en œuvre de la méthode pseudo-statique sont :

- Sélection du coefficient sismique ;

- Sélection des paramètres de résistance du sol :
  - Résistance non-drainée
  - Prise en compte de l'effet cyclique s'il y a lieu
- Analyse de stabilité en équilibre limite et évaluation des coefficients de sécurité ;
- Interprétation des résultats et recommandations.

Toutes les méthodes d'analyse de la stabilité des pentes basées sur les principes d'équilibre limite (Bishop modifiée, Morgenstern–Price, etc.) peuvent être utilisées pour faire les calculs pseudo–statiques. La méthode de Sarma (1979) est particulièrement intéressante puisqu'elle est simple d'utilisation, s'applique aux surfaces de rupture de forme généralisée et produit directement l'accélération critique ( $K_y$ ) entraînant l'initiation de la rupture du bloc glissant.[36]

### a) Principe de la méthode

La méthode pseudo–statique a constitué la première méthode de calcul de prise en compte d'une action sismique pour la vérification de la stabilité d'ensemble d'un barrage.

Développée dans la première partie du XXème siècle, elle est toujours couramment utilisée pour les calculs de stabilité dynamique.

Elle consiste à schématiser l'action dynamique du séisme sur un élément du barrage par une répartition de forces d'inertie égale à une fraction de la force de pesanteur agissant sur cet élément.

La sollicitation sismique est de cette façon prise en compte sous la forme d'un chargement statique particulier.

Les différentes composantes de la force d'inertie peuvent s'exprimer sous la forme :

$$F = k V \gamma_b \quad \text{avec } k = \alpha a_{\max} / g \quad \text{où}$$

- $K$  est le coefficient pseudo–statique adimensionnel ;
- $\alpha$  est le coefficient sismique adimensionnel bien souvent pris égal à 2/3, pour la composante horizontale ;
- $a_{\max}$  est l'accélération sismique de pic, incluant un éventuel effet de site (terme anglo-saxon Peak.Ground.Acceleration) ;
- $V$  est le volume du corps rigide (m<sup>3</sup>) ;
- $\gamma_b$  est le poids volumique du matériau (KN/m<sup>3</sup>).

Le coefficient sismique est un coefficient qui résulte d'une équivalence entre les effets d'un séisme calculés avec une méthode pseudo-statique et ceux simulés par un calcul transitoire non-linéaire par exemple ou résultant de l'observation. [36].

## Conclusion

La connaissance du comportement des barrages en remblais et sous l'action d'un séisme a beaucoup progressé depuis une trentaine d'années. Dans ce chapitre, on a présenté un état de connaissances sur le thème, divisé en deux grandes parties.

-Une présentation des principaux types de barrage en terre et les cas historiques de rupture et notamment l'évaluation des mécanismes de rupture due au phénomène de la liquéfaction dans les digues et les remblais.

-une présentation de la méthodes pseudo statique qui est généralement utiliser dans les calculs des barrages.

Ces deux concepts font une initiation à notre problématique qui concernent la modélisation numérique de comportement dynamique et la liquéfaction de système barrage-fondation, présentés par la suite dans les chapitres 4.

## Chapitre 4 :

# **Modélisation numérique de la déformation induite par la liquéfaction des barrages en terre soumis à des chargements sismiques**

## Introduction

Des modes de rupture localisés sont observés dans la plupart des défaillances des barrages en terre, tels que les ruptures de talus, les tassements des fondations et crêtes, les glissements massifs des sols qui peuvent causer de grands dégâts. Depuis le séisme de Californie en 1971, où le barrage de San Fernando s'est effondré jusqu'à récemment lors du tremblement de terre de Tohoku au Japon en 2011, des ruptures de barrages en terre dues à la liquéfaction ont été rapportées (cf. Section 3.2).

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 les barrages. Donc, la préservation des barrages se trouve à la croisée d'un double problème de risque, sismique et hydraulique.

Afin d'évaluer l'influence de la forme, la profondeur de la couche de sol liquéfiable, ainsi que la durée significative de chargement sismique sur les mécanismes probables d'effondrement induite par la liquéfaction d'un barrage en terre, le code FLAC2D est utilisé pour établir une étude paramétrique.

Dans cette partie, la réponse dynamique d'un barrage-Fondation est étudiée. Un modèle d'un barrage en terre reposant sur des fondations liquéfiables est simulé. Le but est d'étudier sa réponse dynamique et sa déformation induite par un tremblement de terre et due principalement à la liquéfaction de sa base.

### 4.1 Modèle proposé

L'exemple de référence concerne un barrage en terre avec un noyau argileux construit sur deux couches de sol hétérogène. (Figure 4-1)

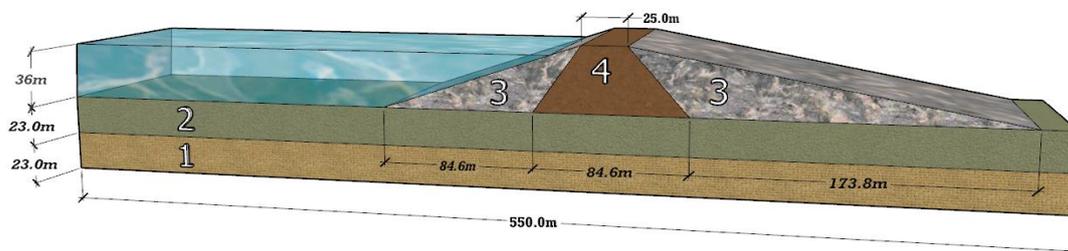


Figure 4-1 : Géométrie de modèle de barrage proposé (en 3D).

L'exemple étudié est une représentation simplifiée d'une géométrie typique d'un barrage en remblai zoné. La hauteur de celui-ci est considérée 40 m vide, et le niveau d'eau situé à une

hauteur de 36 m avec une largeur de 343 m. Il a été construit au-dessus d'une couche de fondation. La crête du barrage est à une cote de 86 m à la base de la fondation. Les matériaux du remblai sont constitués d'une zone de noyau de sable argileux à faible perméabilité avec recharge en amont et en aval des sables argileux avec gravier.

Les sols de fondation et de remblai sont modélisés comme un modèle élastoplastique basé sur les critères de Mohr-Coulomb. Des propriétés drainées sont requises, car il s'agit d'une analyse de contrainte effective. Les propriétés des différents types de sols sont récapitulées dans le tableau 4-1.

Tableau 4-1 : Propriétés mécaniques et hydrauliques.

	Fondation		Remblai	
	Sol 1	Sol 2	Sol 3	Sol 4
Masse volumique $\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	2000	2000	1800	1900
Module d'Young E(Kpa)	610808.50	610808.50	327405.20	327405.20
Le coefficient de Poisson $\nu$	0.3	0.3	0.3	0.3
Le module de compressibilité K(Kpa)	509007.08	509007.08	272837.67	272837.67
Module de cisaillement G(Kpa)	234926.34	234926.34	125925.07	125925.07
Cohésion C(Kpa)	4	8	6	6
Angle de frottement $\varphi$ (degrés)	40	40	35	35
Angle de dilatation $\psi$ (degrés)	0	0	0	0
Porosité	0.3	0.3	0.3	0.3
Conductivité hydraulique(m/s)	$1.0058^{-7}$	$1.0058^{-6}$	$1.0058^{-7}$	$1.0058^{-8}$

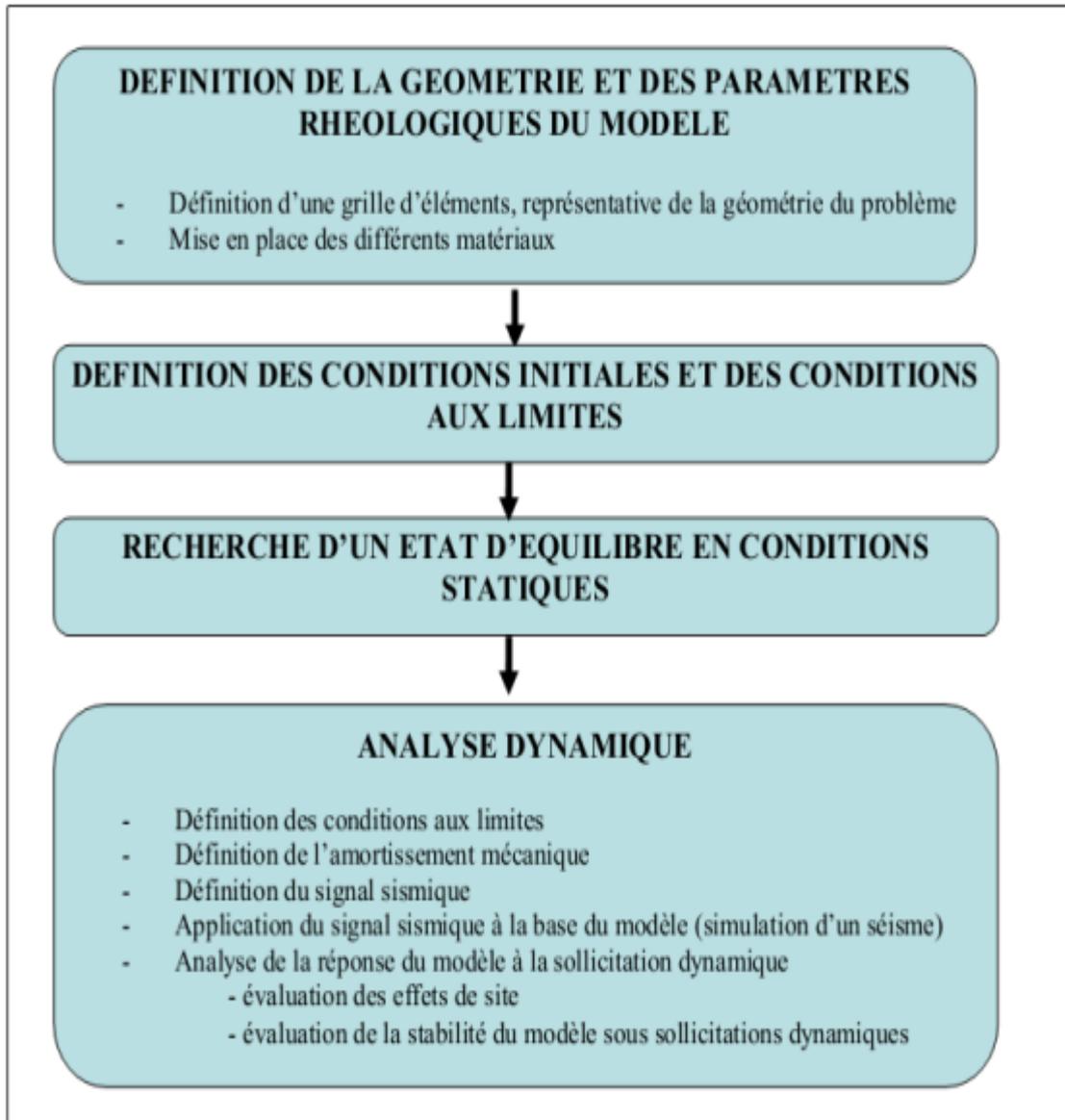


Figure 4-2 : Les différentes étapes d'un calcul dynamique avec le logiciel FLAC2D (D'après Céline Bourdeau, 2005)

## 4.2 L'état initial des contraintes (statique)

La résistance à la liquéfaction étant une fonction croissante du niveau de contraintes effectives, le risque de la liquéfaction sera maximal lorsque les contraintes effectives dans la fondation sont les plus faibles [39]. On a donc supposé que le séisme se produit en fin de construction.

Le but de l'analyse statique est de déterminer l'état des contraintes effectives et des pressions interstitielles dans le modèle en fin de la phase de construction et juste avant le séisme.

Les conditions statiques aux limites sur les frontières du maillage sont présentées dans la figure 4-3, seulement les déplacements latéraux des nœuds des bords du maillage sont bloqués.

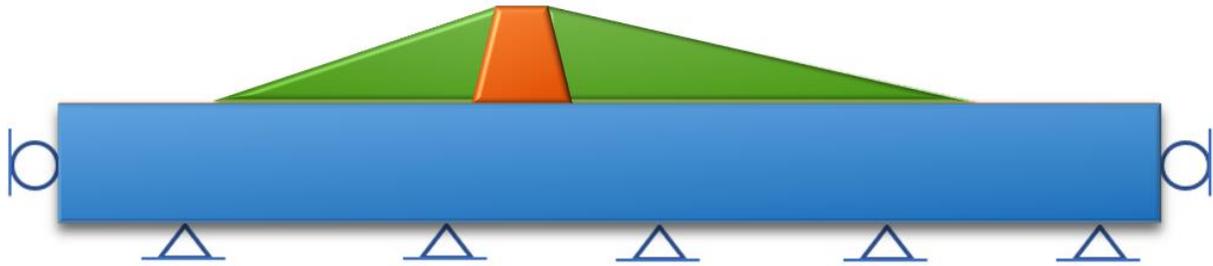


Figure 4-1 : Conditions aux limites définies.

### ➤ Facteur de sécurité

Un calcul de facteur de sécurité est effectué pour vérifier la condition de stabilité à cet état statique. Le résultat, représenté sur la figure 4-4, montre que le facteur de sécurité est de **2,31** et que la surface de rupture la plus faible se développe le long de la pente en amont.

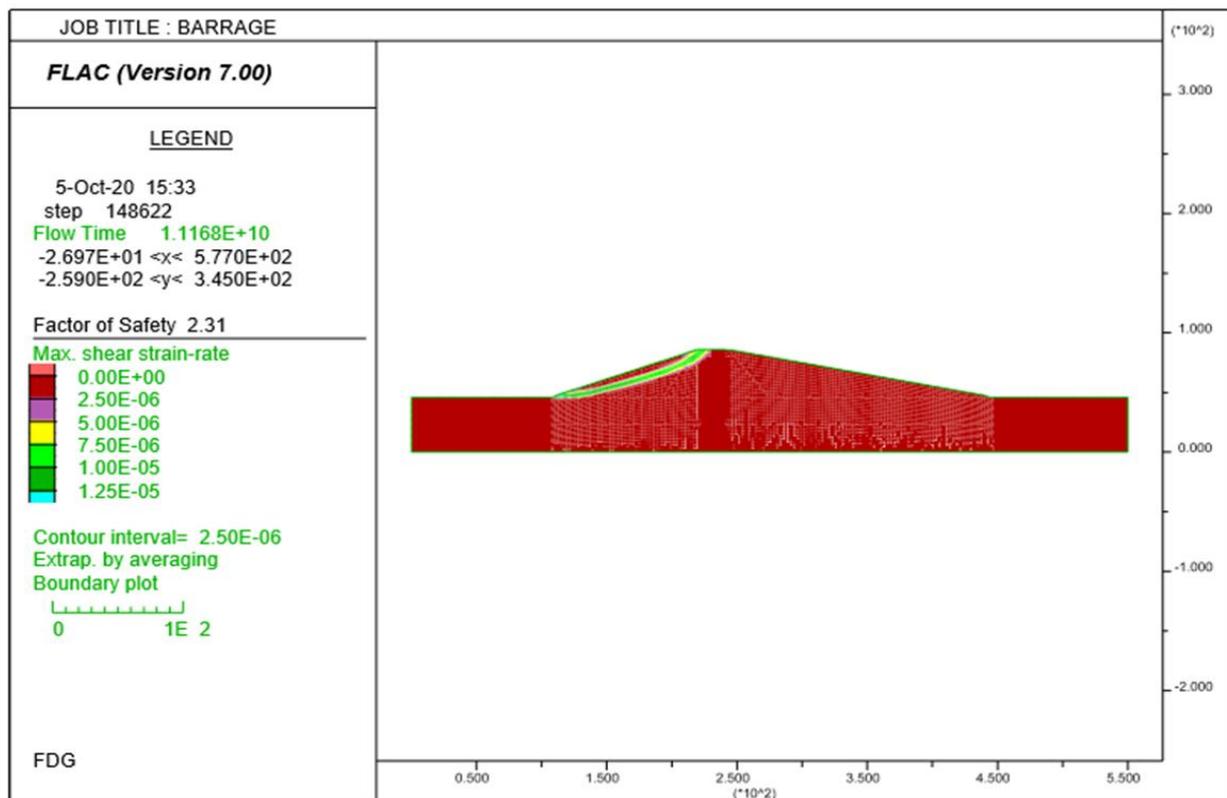


Figure 4-4 : Facteur de sécurité résultant à la phase statique.

## 4.3 Application des conditions dynamiques

Pour minimiser les réflexions d'ondes à l'intérieur du modèle, FLAC propose des conditions aux limites absorbantes qui atténuent les ondes aux frontières :

- Quiet boundaries (visqueuses) : peuvent être appliqués dans les directions x et y, ou le long des frontières inclinées, dans les directions de la normale et de cisaillement, utilisant la commande APPLY avec des mots-clés appropriés xquiet, yquiet, nquiet or squiet.
- Free field (de champ libre) : Les conditions statiques d'équilibre avant l'analyse dynamique sont transférées au champ libre automatiquement par la commande APPLY ff.

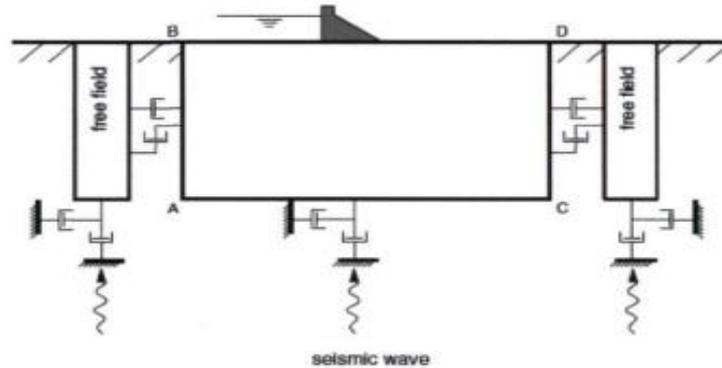


Figure 4-5 Représentation de la frontière champ-libre- tirée d'Itasca (2014)

Les conditions suivantes sont définies dans cette première simulation dynamique, à l'aide des étapes suivantes :

- Les calculs sont en grandes déformations, les déplacements et les vitesses dans le modèle sont initialisés. De cette manière, seuls les mouvements et les déformations sismiques induits sont montrés dans les résultats obtenus.

Quand ces conditions sont appliquées, on passe aux conditions aux limites dynamiques :

- La limite de champ libre est définie pour les limites latérales.
- Les conditions aux limites absorbantes sont assignées dans les directions x et y.

### 4.3.1 Choix de mouvement sismique

Dans le code FLAC, le signal dynamique reproduisant les sollicitations dynamiques peut être appliqué :

- sous forme d'un signal en accélération (appliqué pour les modèles à base rigide);
- sous forme d'un signal en vitesse (appliqué pour les modèles à base rigide);
- sous forme d'un signal en contrainte (ou en pression) ou bien (appliqué pour les modèles à base flexible);

Le chargement dynamique est habituellement appliqué aux frontières du modèle avec la commande APPLY.

Ce barrage en terre est soumis à un mouvements sismiques réels d’après la base de données italienne itaca (*IRSN\_168*) qui a été enregistré dans la région de Modène (Italie) en 2012 (29-05 07:00) avec  $M_w = 6.0$ .

Tableau 4-2 : Les caractéristiques d’enregistrement réel.

ID*	Événement	Année	Station	Record/Enregtr	Mw	R**[km]	V <sub>s30</sub> [m/s]
<i>IRSN_168</i>	Emilia-Romagna 29-05	2012	SAN0	HNE	6.0	10.2	EC8

\*ID tel que donné sur la base de données

\*\* Distance source-site de Joyner-Boore.

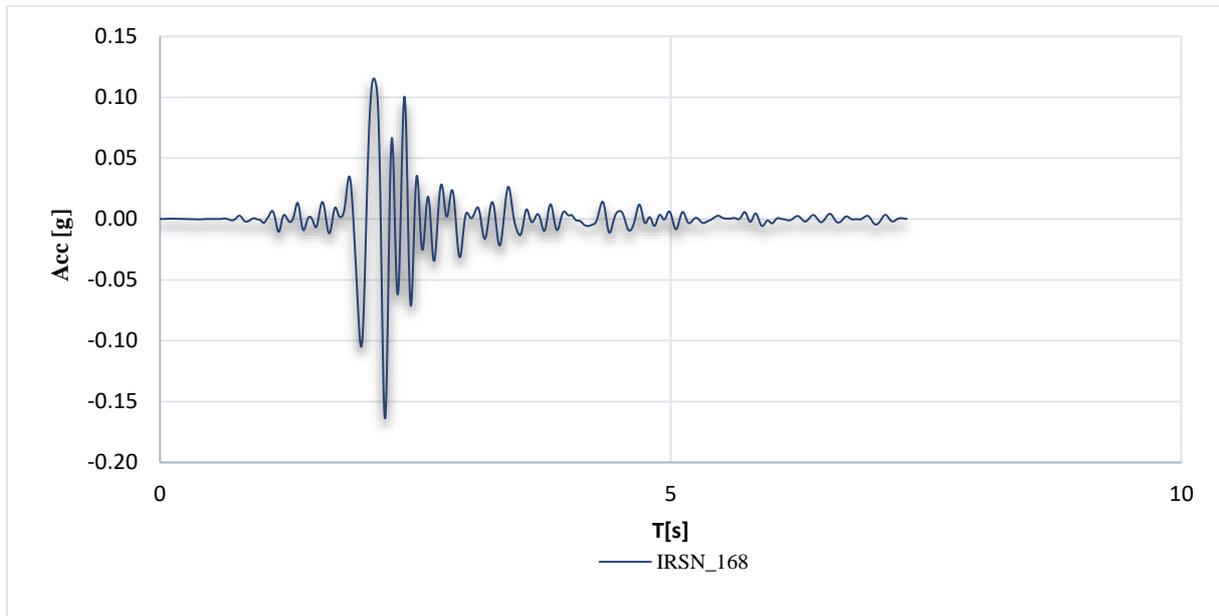


Figure 4-6 : Accélérogramme de séisme réel appliquée. (Emilia-Romagna 29-05-2012)

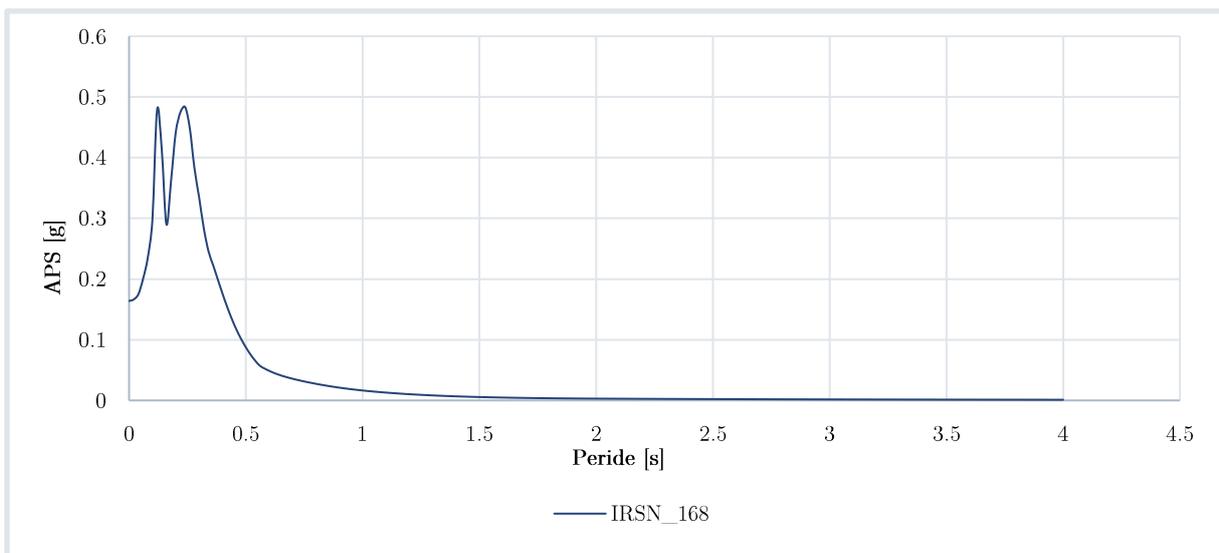


Figure 4-7 : Spectres de réponse en accélération

Les caractéristiques d'enregistrement réel sont cumulées dans le tableau 4-2. La figure 4-6 présente l'accélérogramme d'enregistrement utilisé dans cette étude. Son spectres de réponse en accélération est également représenté sur la figure 4-7.

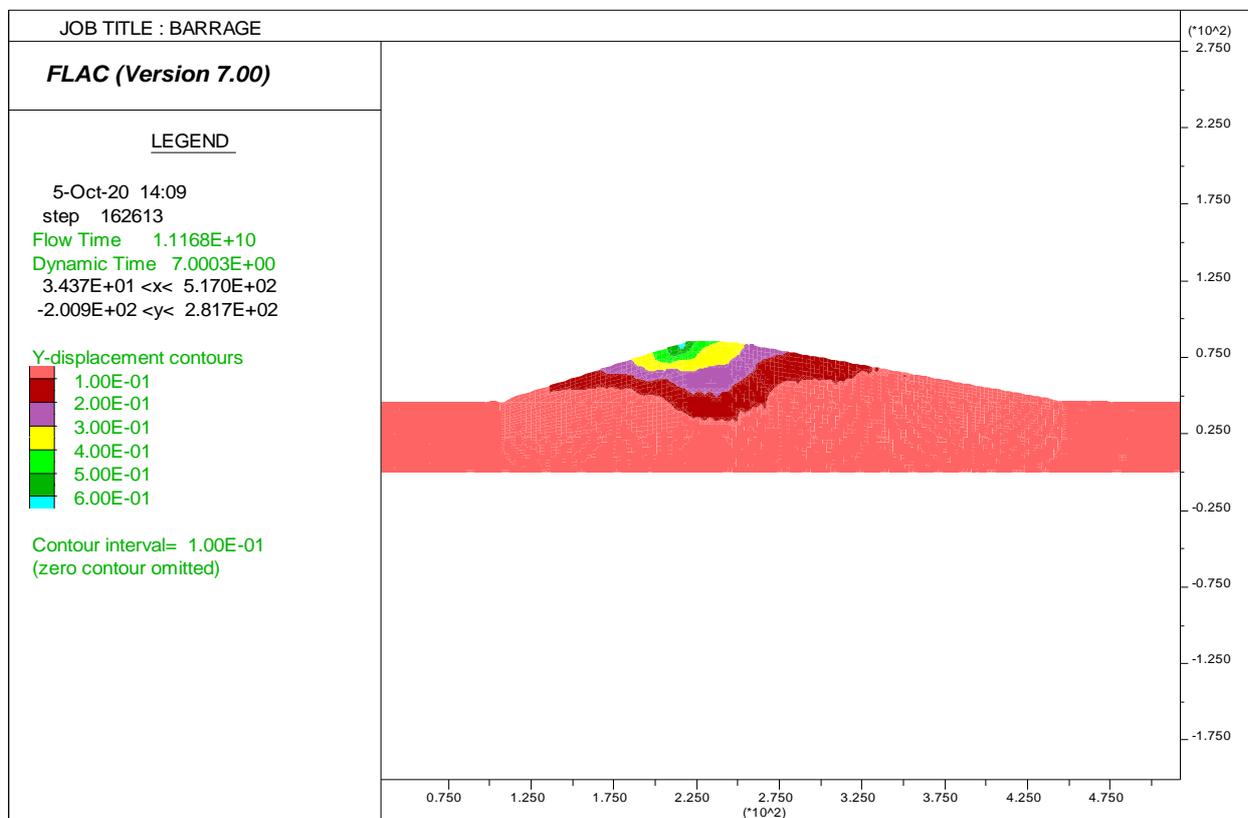
#### 4.4 L'analyse Dynamique (Sans liquéfaction)

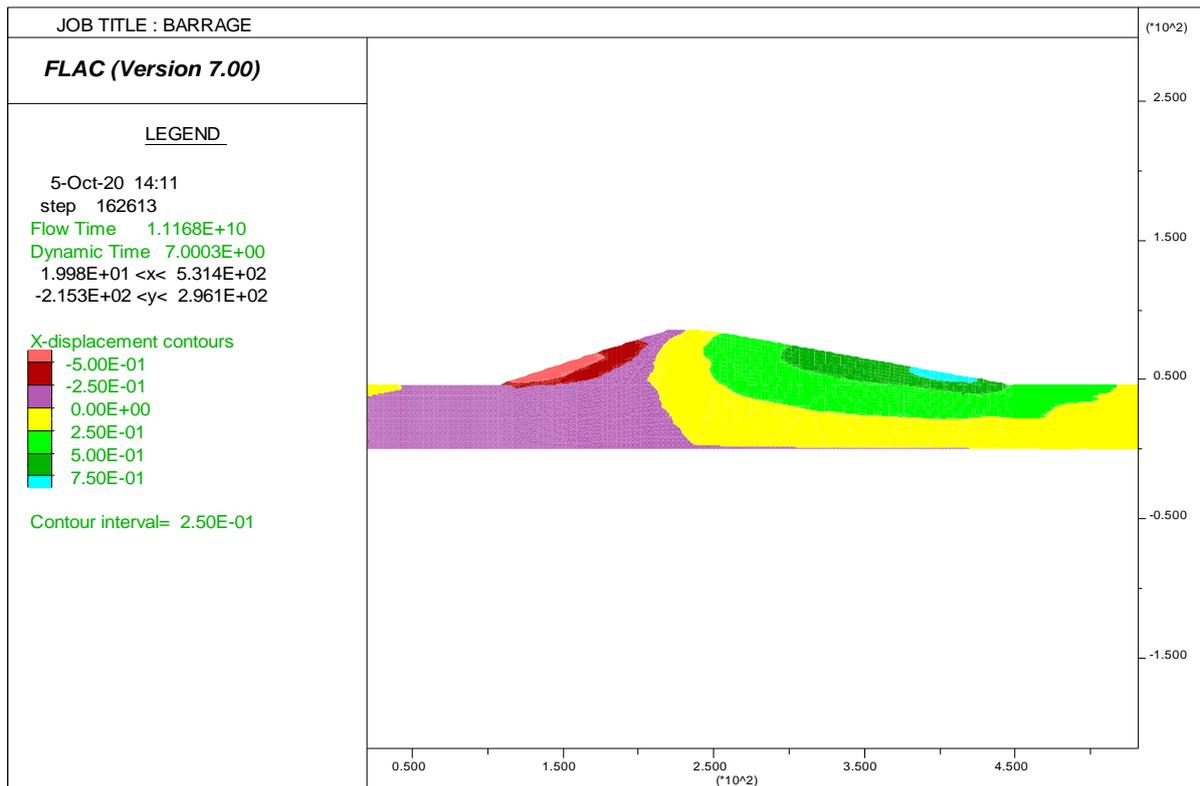
Avant d'analyser l'influence de la presance d'une couche liquéfiable sur la réponse dynamique du barrage, sa réponse est présentée en cas de charge sismique. Le modèle sans liquéfaction est utilisé comme un cas de référence.

Le barrage est soumis à un chargement sismique représentatif du séisme de Modène (Italie) 2012 (*IRSN 168*). L'enregistrement de ce mouvement est tiré d'après la base de données italienne **itaca**. Il est caractérisé par un  $PGA_{in}=0.16g$ , une courte durée de choc principal ( $t_{595} = 1.29s$ ) et une durée totale d'environ 7 secondes.

##### 4.4.1 Résultats de l'analyse Dynamique (Sans liquéfaction)

Le mouvement du système observé après 7 secondes est concentré dans la crête de barrage se forme d'un tassement (**60 cm**) et les talus (principalement dans le pied de pentes en aval avec **75 cm**). Ceci est montré dans les figures.





(b)

Figure 4-8 : déplacements maximums : (a) déplacement verticale, (b) déplacement horizontale

Le tracé de vecteurs de déplacements maximums (Figure 4-9) et l'incrément de déformation en cisaillement (Figure 4-10).

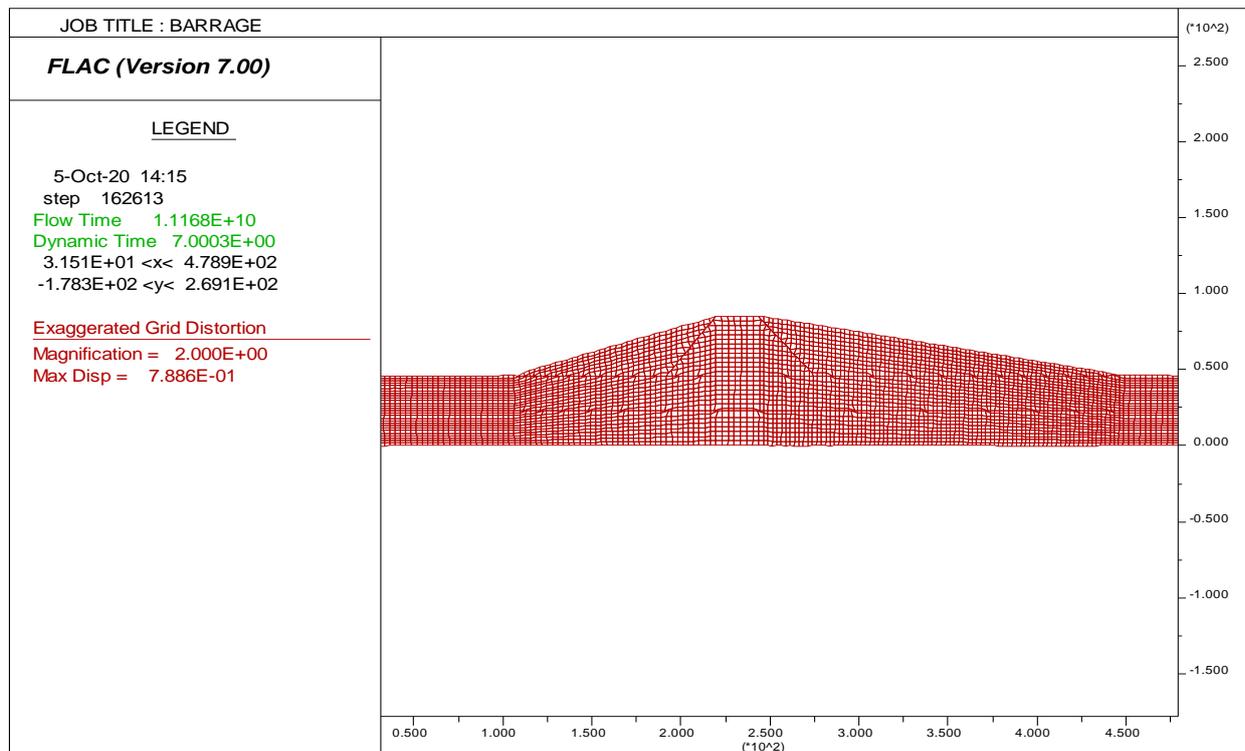


Figure 4-9 Vecteurs de déplacements maximums après le chargement à t=7s.

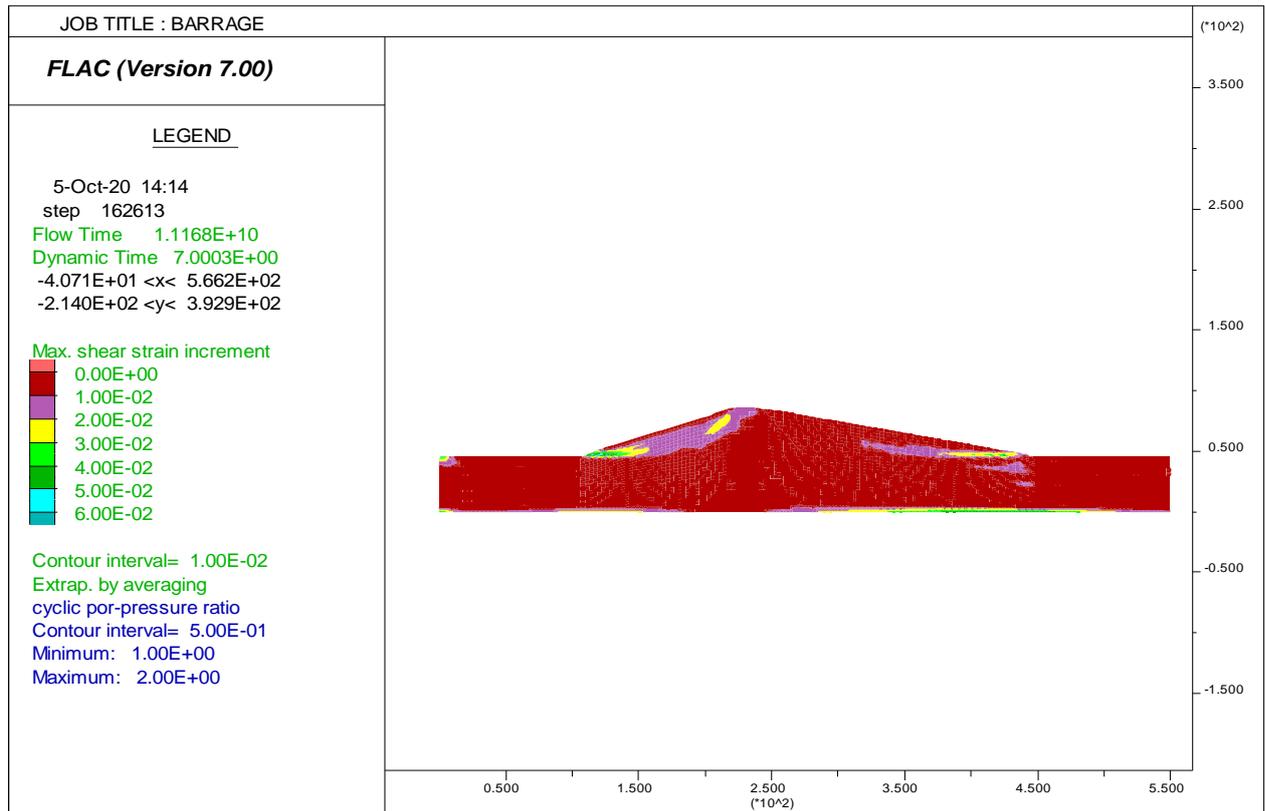


Figure 4-10 : Contour de l'incrément de déformation en cisaillement à  $t=7s$ .

## 4.5 Analyse numérique de la liquéfaction

À travers une étude paramétrique, dans cette section, on va voir l'influence de la présence de couche liquéfiable sur la stabilité et les déformations de barrage après un séisme. Un modèle, simule la présence de cette couche dans la fondation de barrage est calculé.

Les résultats de cette étude paramétrique sont analysés et comparés premièrement aux réponses dynamiques sans liquéfaction et par la suite ils sont comparés aux réponses dynamiques disponibles dans la littérature et qui sont déjà présentée dans la section 3.3.

Les résultats obtenus pour ce cas sont présentés et comparés ensuite avec le cas de référence (sans liquéfaction).

Les zones en rouge foncé (Figure 4-11) présentent la zone du sol supposée liquéfié pendant le chargement sismique, Le modèle de liquéfaction Finn-Byrne est prescrit dans tous les cas d'études. Ce modèle numérique est implémenté dans le code Flac basant sur les travaux de Martin et al. [37] qui ont développé une méthode de calcul de la pression interstitielle en conjonction avec la relation constitutive non-linéaire du comportement des matériaux. Ces travaux basent aussi sur des paramètres définis pour correspondre aux mesures SPT.

Pour un nombre de coups SPT normalisé de 10, les paramètres du modèle Byrne sont  $C1 = 0.4904$  et  $C2 = 0.8156$ .

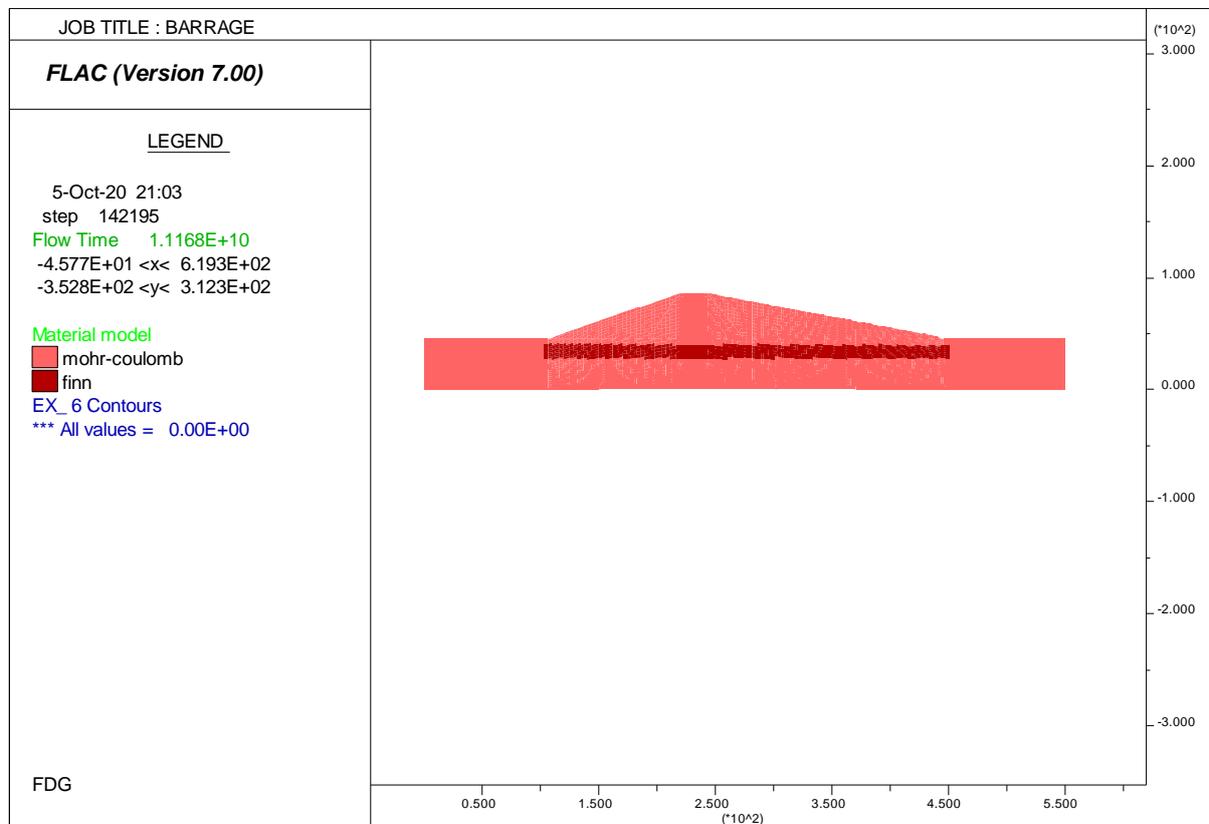
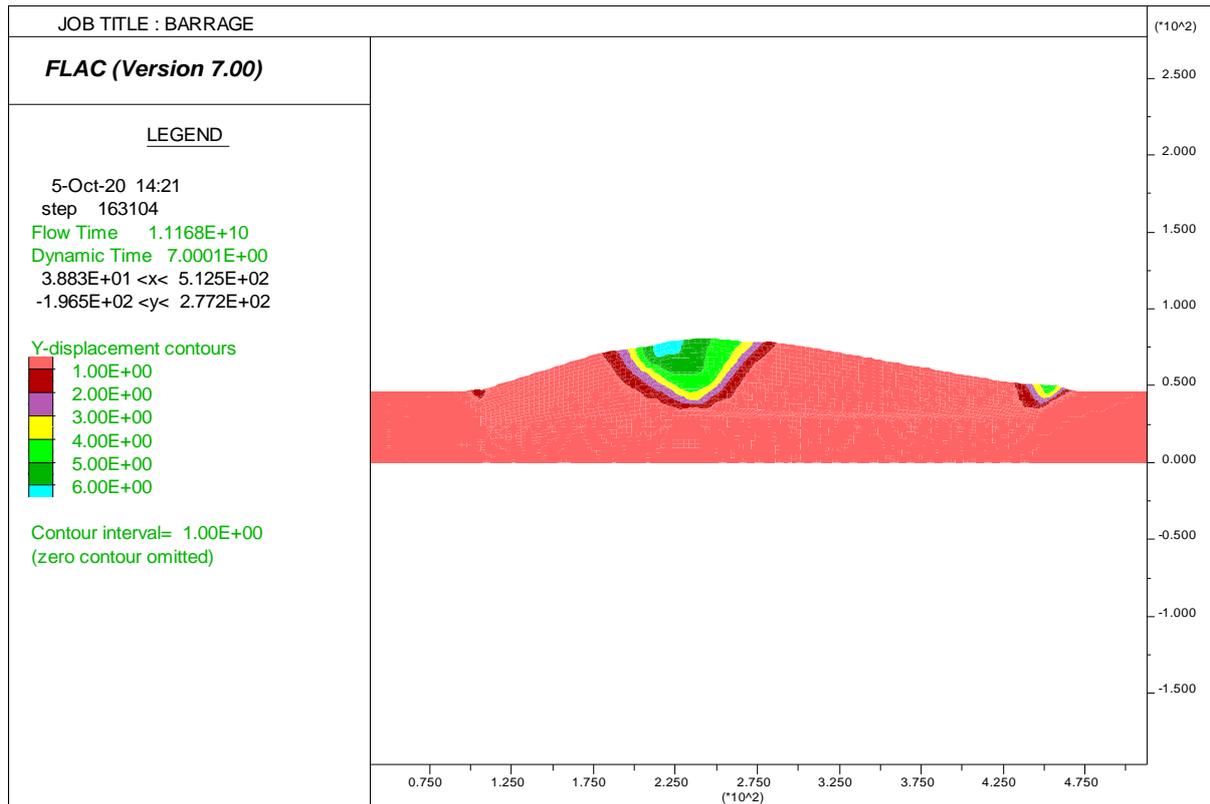


Figure 4-11 : la zone du sol supposée liquéfié

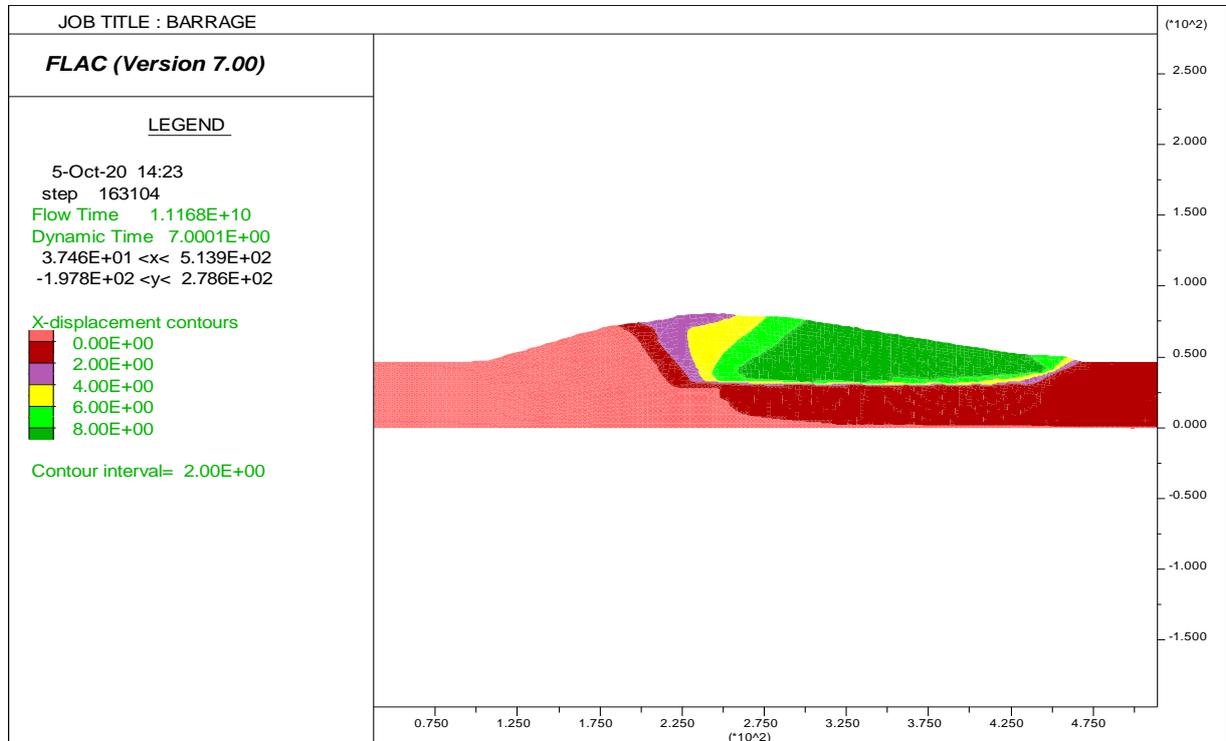
## 4.5.1 Résultats d'analyses numériques de la liquéfaction

### ➤ Déplacements et déformations

Le mouvement du système observé après 7 secondes est concentré dans la crête de barrage se forme d'un tassement de **6 m** et le talus principalement dans la pente en aval avec **8m** de déplacement. Ceci est montré dans les figures.



(a)



(b)

Figure 4-12 : Contours de déplacements : (a) déplacement verticale, (b) déplacement horizontale

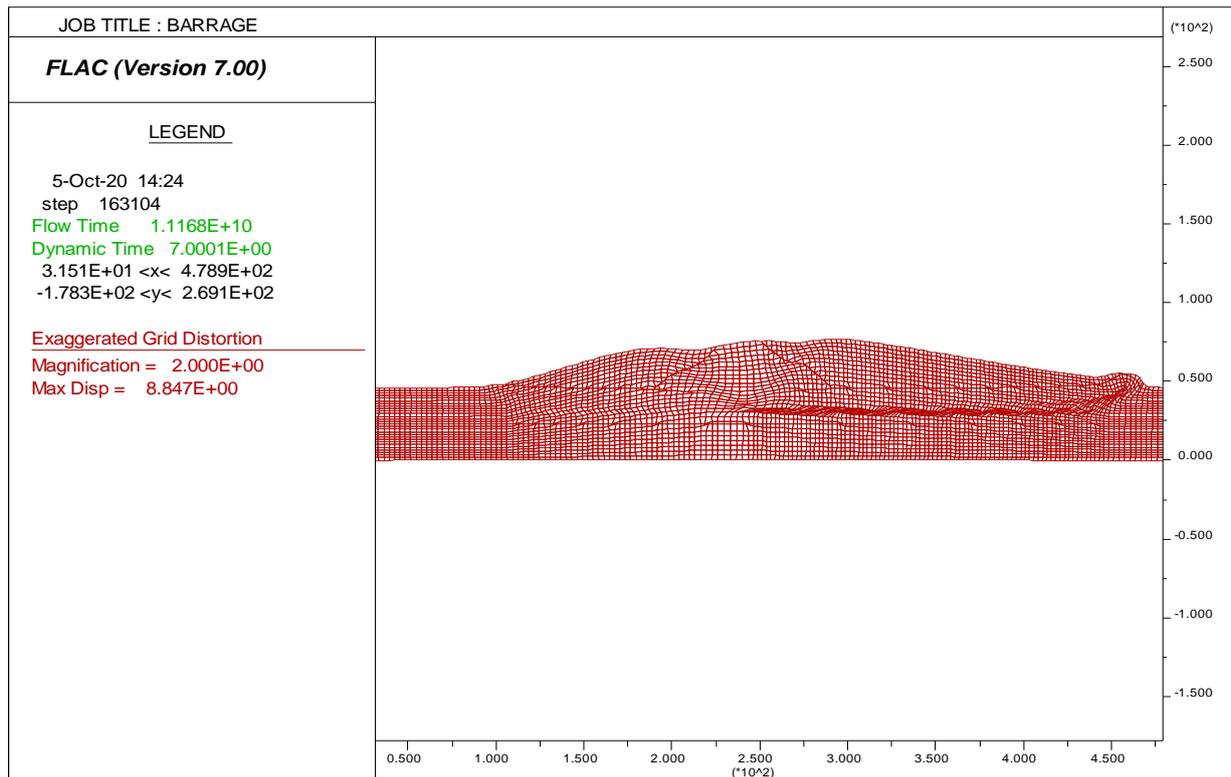


Figure 4-13 Vecteurs de déplacements maximaux après le chargement à t=7s.

### ➤ Résultats et discussions

Ce cas correspondant à la présence d'un potentiel de la liquéfaction dans les matériaux de fondation. Le modèle est simulé pour une durée totale de 7 secondes. La figure 4-16 montre l'effet de la génération de pression interstitielle dans les sols de remblai.

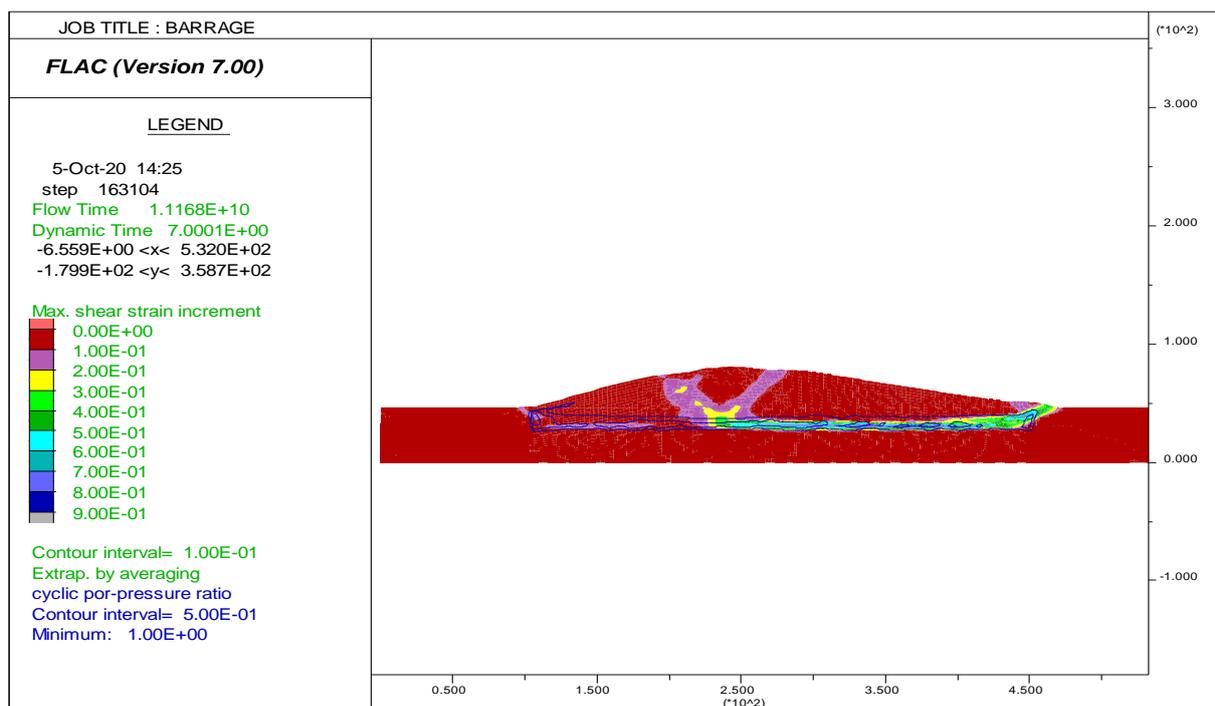


Figure 4-16 : L'étendue des sols liquéfiés et la déformation en cisaillement

Les incréments de la déformation en cisaillement à la fin du mouvement sismique dans la figure 4-16 montrent deux bandes de cisaillements localisés qui sont identifiées et générées dans la digue. Ces zones de cisaillement se propagent à l'intérieur du corps de digue jusque à sa crête. Cette figure montre aussi un mécanisme d'effondrement (rupture) circulaire. On observe aussi que la fondation de barrage présente des déformations importantes dans la partie aval.

Selon la référence [38] ce type de rupture peut être classé comme le **TYPE 2** : ou un tassement de la crête accompagné par des glissements circulaires des pentes ont été constatés.

Tableau 4-4 comparaison des déplacements dans les trois cas d'études

	Déplacement verticale	Déplacement horizontale (m)
<b>Cas statique</b>	5 cm	1 cm
<b>Dynamique sans liquéfaction</b>	60 cm	75 cm
<b>Dynamique avec liquéfaction</b>	6 m	8 m

## Conclusion

L'évaluation du potentiel de liquéfaction peut être réalisée par deux types d'approches : Procédures simplifiées fondées par des observations et des corrélations empiriques et des modèles basés sur le comportement du sol non linéaire (modélisation numérique).

L'analyse du comportement dynamique des remblais en présence des zones liquéfiables par des approches empiriques et analytiques semble être insuffisante devant la complexité du phénomène.

En conséquence, l'utilisation des approches numériques en éléments finis et différences finies sont en pleine évolution dans ce domaine de recherche. Dans ce contexte, cette partie vise d'une part la maîtrise de la partie dynamique du logiciel professionnel FLAC en différences finies, et d'autre part à contribuer à la compréhension du comportement dynamique des remblais en présence de zones liquéfiables.

## Conclusion générale

Un barrage en terre n'est jamais, en effet, un massif inerte. Il vit et il vieillit parce qu'il se tasse et se déforme et parce que les forces créées par le séisme et en plus l'eau dans l'ouvrage ne sont pas des forces statiques. Elles peuvent changer d'intensité et d'orientation, précisément sous l'influence des déformations du fondation, de l'exploitation de la retenue, de bouleversements accidentels et devenir, de ce fait, des forces nocives.

Le retour d'expérience mondial est qu'aucun grand barrage en remblai d'une hauteur supérieure à 15 m, de conception moderne, ne s'est rompu après séisme.

Au Japon, 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 supérieurs à 1 m après tremblement de terre sont :

- un remblai en matériau lâche ;
- la liquéfaction des matériaux constitutifs sableux.

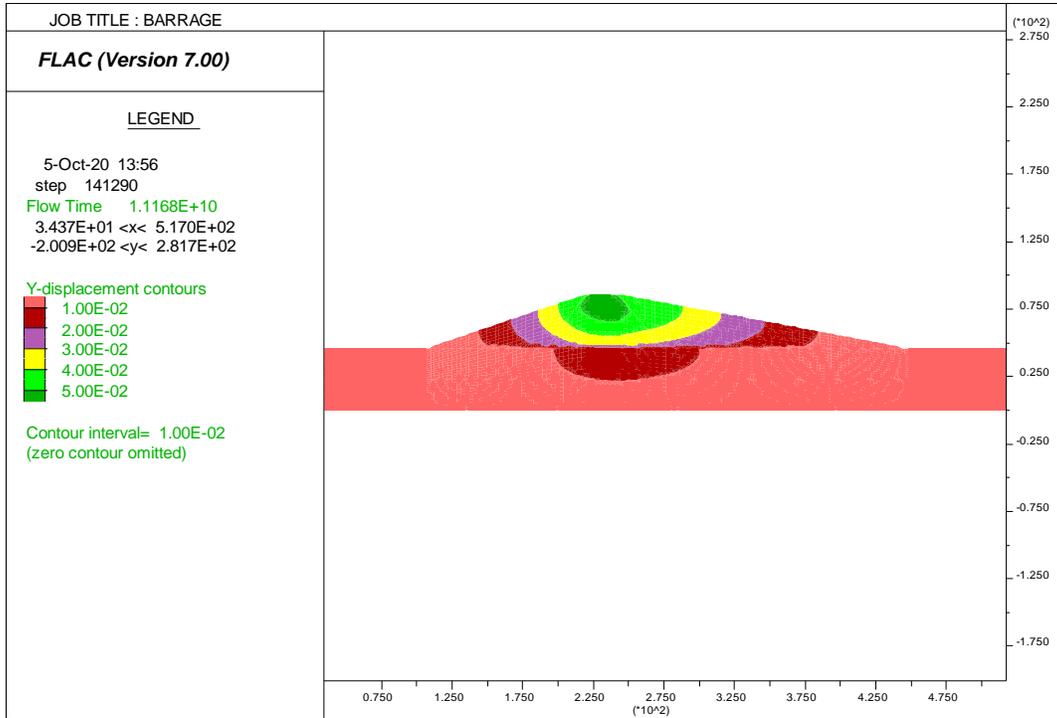
Pour les ouvrages qui ne sont pas de grande importance, l'ingénieur de bureau d'études est toujours à la recherche d'un équilibre entre le niveau technique et le coût des études et l'importance économique du projet.

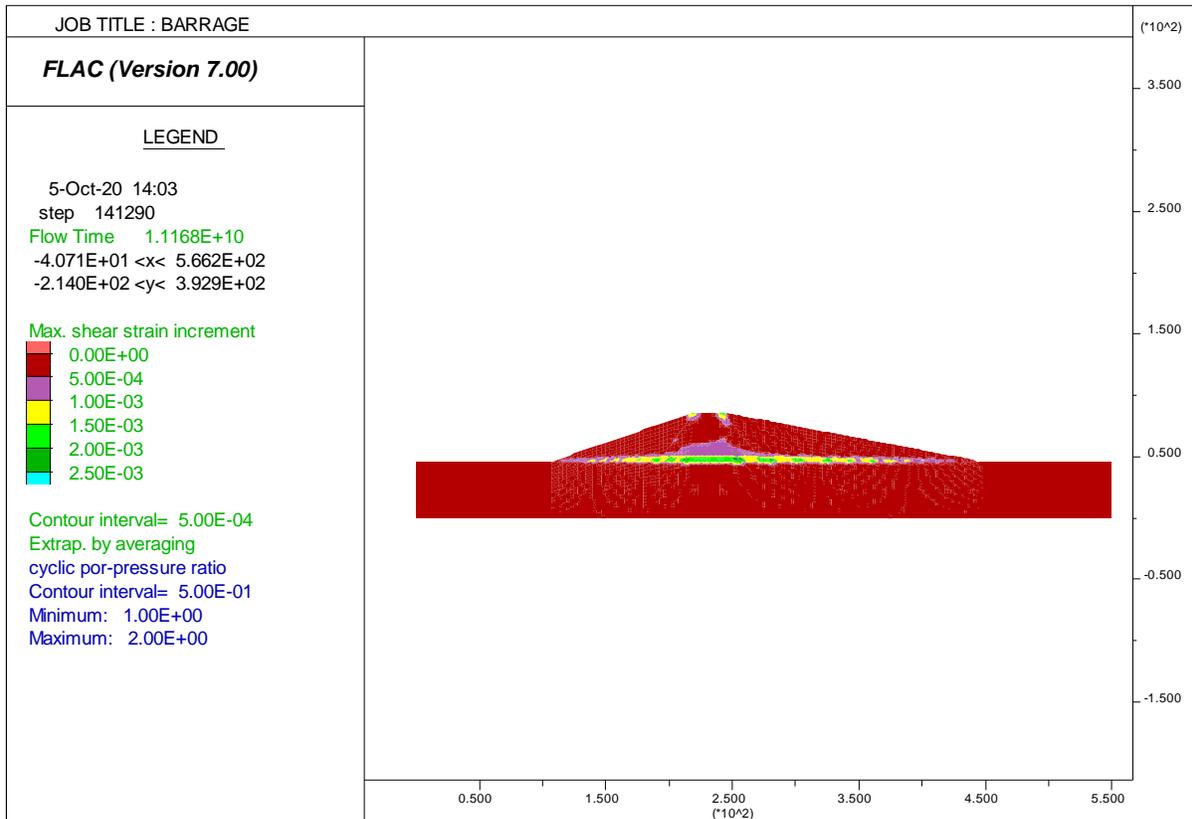
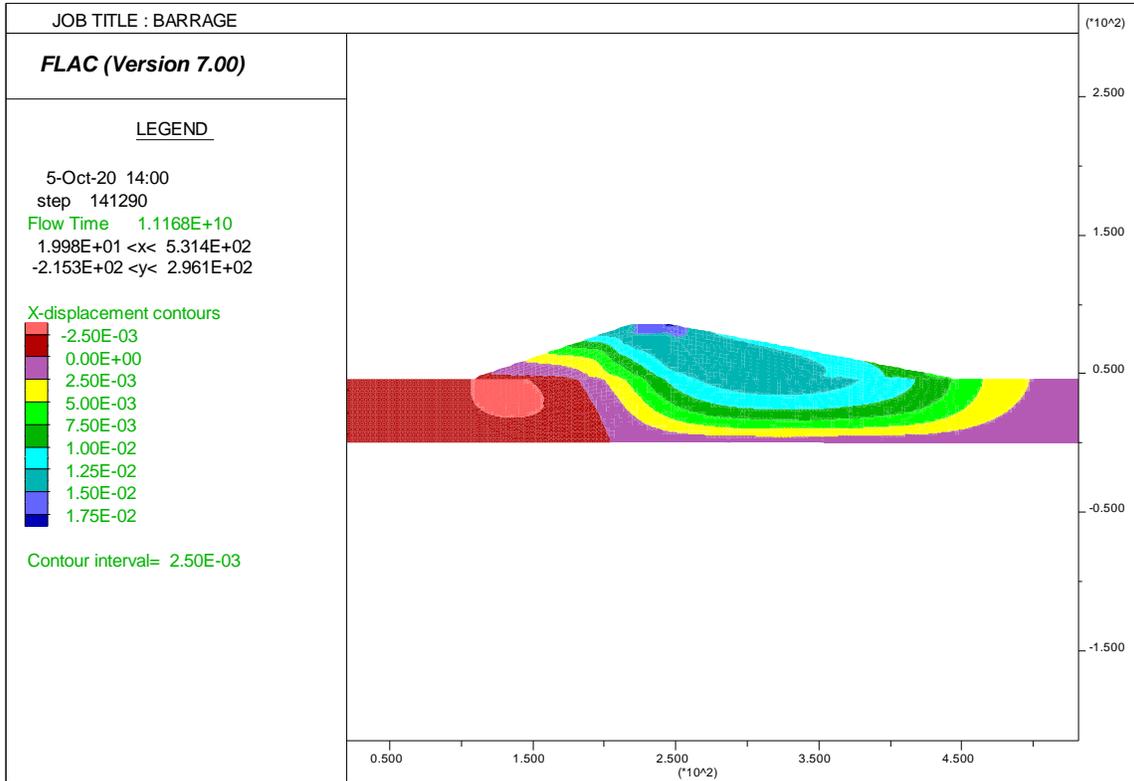
La présente étude a pour but d'analyser numériquement l'influence des charges sismiques sur la stabilité des barrages en terre. Alors des simulations numériques sur le comportement des barrages en terre à l'aide des logiciels Flac2d ont été élaborées avec une application sur le barrage proposé. Dans ce travail, la réponse dynamique de l'interaction fluide-structure dans un système Barrage-Fondation sont étudiées. Un modèle en déformation plane d'un barrage en terre reposant sur des fondations déformables est simulé.

Le but est d'étudier sa réponse dynamique et les modes de rupture induite par les tremblements de terre, principalement par la liquéfaction. Dans ce contexte et à travers une étude paramétrique qui consiste la présence d'une couche liquéfiable dans la fondation de barrage sur les différents mécanismes de rupture de barrages, les résultats obtenus sont présentés et comparés aux réponses dynamiques typiques de ruine données dans la littérature. Ces résultats montrent que la localisation de cette couche liquéfiable dans un système Barrage-Fondation conduit à grandes déformations.

# ANNEXE

## Les résultats de l'analyse statique







## Bibliographie référence

- [1] Lopez-Caballero, F. (2003). Influence du comportement non linéaire du sol sur les mouvements sismique induits dans des géo-structure (doctoral dissertation, Châtenay-Malabry, Ecole centrale de paris).
- [2] Elnashai, A. S., & Di Sarno, L. (2008). Fundamentals of earthquake engineering (p. 347). New York, Wiley.
- [3] Z. Bouraoui. Thèse de Doctorat, « Modélisation numérique du comportement dynamique et de la liquéfaction des remblais sous charge sismique », Université Mohamed Khider Biskra.
- [4] P. Guéguen, Fausse idée reçue n° 6 : un bâtiment construit sur du rocher sera plus sûr. Effets de site Institut des Sciences de la Terre - Grenoble, 2009.
- [5] Pecker, A. (1984). Dynamique des sols, presses de l'ENPC.
- [6] Duval, A. M., Bertrand, E., Vidal, S., & Delgado, J. (2013). Détection des effets de site sismique : mise au point de méthodes expérimentales et application à Nice.
- [7] Hazen, A. (1920). Hydraulic-fill dams. Transactions of the American Society of Civil Engineers, 83(1), 1713-1745.
- [8] Terzaghi, K. (1925). Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage.
- [9] Canou, J., Benahmed, N., Dupla, J. C., & De Gennaro, V. (2002). Instabilités de liquéfaction et phénomène de mobilité cyclique dans les sables. Revue française de géotechnique, (98), 29-46
- [10] Terzaghi, K., Bjerrum, L., & Rosenqvist, I. T. (1957). Varieties of submarine slope failures. the Institutt.
- [11] K. Yedjour (2012.), « Modélisation numérique de la liquéfaction des sols sableux », Université Mohamed Khider Biskra.
- [12] Casagrande, A. (1976). Liquefaction and cyclic deformation of sands-a critical review. Harvard Soil Mechanics Series, Harvard University, Cambridge, Massachusetts., (88).
- [13] G. Castro et S. J. Poulos, « Factors Affecting Liquefaction and Cyclic Mobility », Journal of the Geotechnical Engineering Division, 1977.
- [14] Castro, G., & Poulos, S. J. (1977). Factors affecting liquefaction and cyclic mobility. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 103(6).

- [15] J. M. Durand et al : Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale, cemagref éditions –ISBN 2- 85362-511-7/1999.
- [16] Djemili. L : Critères de choix de projet des barrages en terre « étanchéité par le masque en béton bitumineux », thèse de Doctorat, 2006.
- [17] [http://www.barrages-cfgb.org/Info/pr\\_barC4.html](http://www.barrages-cfgb.org/Info/pr_barC4.html) (ce site présente les raisons de la construction d'un barrage et les premiers barrages construits par des civilisations).
- [18] Ministère de l'agriculture française : Technique des barrages en aménagement rural, édition, 1977.
- [19] FRY J.J., CARRERE A. Modélisation des barrages en remblai. In : Colloque Technique 2001 du CFGB, Aix-en-Provence, 2001.
- [20] CARRERE A. Conception des barrages voûtes. In : Colloque Technique 2001 du CFGB, Aix-en-Provence, 2001.
- [21] CFG., Recommandations générales pour la réalisation d'étanchéités par géomembranes, Comité Français des Géosynthétiques, Rueil-Malmaison, 1991.
- [22] ROLLEY R. Dir. Technique des barrages en aménagement rural, 1989.
- [23] CIGB, Barrages en remblai : protection du talus amont, 1993.
- [24] Manojlovic (J.), Herment (R.), Perrés au mastic bitumineux pour les digues submersibles, Revue Générale des routes et des aérodrômes ,1992.
- [25] Alonso (E.), Poulain (D.), Influence des caractéristiques mécaniques et des pressions interstitielles sur la stabilité des barrages en terre homogènes, journées nationales d'étude AFEID-CFGB « petits barrages », Bordeaux, Cemagref édition, 1994.
- [26] Femmam, H. thèse de doctorat Analyse numérique de l'influence des pressions interstitielles sur la stabilité des talus. Université Mohamed khider, Biskra.
- [27] GUIDE POUR L'ÉVALUATION DE LA SÉCURITÉ SISMIQUE DES BARRAGES, Janvier 2003.
- [28] P. Mouroux. (2010). « Liquéfaction des sols sous séisme Retours d'expériences anciens et récents Lower San Fernando Dam (1971) »
- [29] University of California Los Angeles. (2018) « Failed Sheffield Dam after the earthquake, Santa Barbara, 1925 », UCLA, Library Special Collection, Charles E. Young Research Library,
- [30] P. L. Delliou. (2002) « Les barrages et le risque sismique ».

- [31] Kokusho, T. (Ed.). (2009). Earthquake Geotechnical Case Histories for Performance-Based Design: ISSMGE TC4 2005-2009 Term Volume. CRC Press.
- [32] Sasaki, Y., Towhata, I., Miyamoto, K., Shirato, M., Narita, A., Sasaki, T., & Sako, S. (2012). Reconnaissance report on damage in and around river levees caused by the 2011 off the Pacific coast of Tohoku earthquake. *Soils and Foundations*, 52(5), 1016-1032.
- [33] Sasaki, Y., & Tamura, K. I. (2007, June). Failure mode of embankments due to recent earthquakes in Japan. In 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering (No. 1479).
- [34] SERRATRICE, Jean François. Insabilité post-sismique des digues. Une approche en déplacements. *Revue Paralia*, 2016, Vol. 9.
- [35] Rapti, I., Lopez-Caballero, F., Modaressi-Farahmand-Razavi, A., Foucault, A., & Voldoire, F. (2018). Liquefaction analysis and damage evaluation of embankment-type structures. *Acta Geotechnica*, 1-19.
- [36] Risque sismique et Sécurité des ouvrages hydraulique : Rapport rédigé à la demande du MEDDE – DGPR. Version définitive - octobre 2014
- [37] Martin, G. R., Finn, W. L., & Seed, H. B. (1975). Fundamentals of liquefaction under cyclic loading. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 101(ASCE# 11231 Proceeding).
- [38] PWRI. Manual for repair methods of the civil engineering structures damaged by earthquakes, Technical Note of PWRI, Vol. 45, 1986
- [39] M. Lino (1977). Liquéfaction de la foundation silteuse d'un barrage, p. 1901-1904.