

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



**Mémoire de Magister  
Présenté à l'université de Guelma  
Faculté des Sciences et de l'Ingénierie**

Département de : **Génie Civil**  
Option : **Géotechnique**

Par : **Ben Taleb Wahida**

---

**Thème : Modélisations du comportement des barrages en terre sous chargements sismiques**

---

Sous la direction du: **Pr. Nouaouria Mohamed Salah**

**Jury**

<b>Pr. Guenfoud Mohamed</b>	<b>Université de Guelma</b>	<b>Président</b>
<b>Pr. Nouaouria Mohamed Salah</b>	<b>Université de Guelma</b>	<b>Rapporteur</b>
<b>Pr. Belabed Lazhar</b>	<b>Université de Guelma</b>	<b>Examineur</b>
<b>Dr. Benmarce Abdelaziz</b>	<b>Université de Guelma</b>	<b>Examineur</b>
<b>Dr. Messast Salah</b>	<b>Université de Skikda</b>	<b>Examineur</b>

**2011**

## Dédicace

*Je dédie ce travail*

*\*à la mémoire de ma chère maman*

*\*à mon chère papa*

*\* à toute la famille*

*\* à toute personne ayant contribué de près ou de loin à ce travail*

*\* à tous les proches et amis*

*\* particulièrement à mon professeur Hamami mounir université de Skikda*

## *Remerciements*

*Ce travail a été réalisé sous la direction du professeur NOUAOURIA Mohamed Salah, je tiens à lui témoigner de ma plus profonde reconnaissance pour la confiance dont il m'a honoré pour avoir accepté à diriger ce travail, je le remercie également pour sa disponibilité sa modestie et ses précieux conseils et encouragements prodigués.*

*Je ne peut pas oublier également de remercier au niveau du département de génie civil toute femme et homme gentils formant ce personnel particulièrement mon frère Guergah cherif*

*Je voudrais remercier également le professeur GUENFOUD Mohamed pour avoir accepté d'être le président de jury de ce mémoire.*

*Mes remerciements profonds vont également aux autres membres du jury:*

*Pour avoir accepté d'examiner ce modeste travail.*

*Pr : Belabed Lazhar      Université de Guelma*

*Dr : Benmarce Abdelaziz Université de Guelma le chef de département*

*Dr : Messast Salah      Université de Skikda*

*Je ne peux pas non plus oublier de remercier le Pr Hamami Mounir université de Skikda qui a donné la chance aux étudiants pour terminer les études doctorales.*

## ملخص

السدود هي جزء من بنايات الهندسة الهيدروليكية الأكثر أهمية ، يجب أن تكون مصممة بأعلى شروط الأمن خاصة في المناطق ذات المخاطر الزلزالية ، مع دراسة كل الحمولات التي تتعرض لها أثناء حياتها.

تسبب الزلازل خسائر كبيرة للسدود الترابية ، السبب الرئيسي لجميع الحالات المعروفة لتحطم هذه السدود تحت تأثير الحمولة الزلزالية في العالم بأكمله هو تمييع المواد الحبيبية المكونة لها و التي ضغطها المسامي يكون غير كافي بالتالي تكون غير مترابطة جيدا.

20 هدف عملنا هو دراسة التصرف الديناميكي لسد حمام دباغ الذي يقع على واد بوحمدان على بعد كلم غرب مدينة قالمة باستعمال مخطط تسارع الزلزال شمال- جنوب الذي ضرب متوسطة عبد المؤمن بقسنطينة في 1985/10/27.

أجريت هذه الدراسة باستعمال برنامج ثنائي الأبعاد **Flac<sup>2D</sup>** الذي طورته الجمعية الأمريكية ITASCA هذا البرنامج يستعمل عناصر لاقترانج التي تتألف من تطبيق طريقة الاختلافات المنتهية.

**كلمات مفتاحية :** السد الترابي ، الزلزال ، التصرف الديناميكي، التمييع، **Flac<sup>2D</sup>**

## Abstract

Dams are the most important hydraulic construction part. They must be designed in the highest conditions of security, and this is particularly in regions confronted to the seismic risk. All types of loadings which can be applied during their life span must be carefully studied.

Earthquakes caused some considerable damages to the hydraulic works in embankment. The main reason of nearly all known failure cases of earthdams all over the world under seismic loadings is the liquefaction of cohesionless constituent materials and insufficiently compacted.

The goal of our work is the study of the dynamic behaviour of Hammam Debagh Dam on the Oued of Bouhamdane, situated to about 20km to the west of the city of Guelma. The accelerogramme used in this study is the one of the North - South earthquake that hit the C.E.M. Abdelmoumen N°5176, Constantine on the 27/10/ 1985.

This study has been undertaken using the software of finite differences FLAC<sup>2D</sup> (Fast Lagrangian Analysis of Continua), developed by the American Society ITASCA Consulting Group. This Software uses the method of the Lagrangian elements that consists in a non traditional application of the explicit finite difference method.

**Keywords:** Earthdam, earthquake, dynamic behaviour, liquefaction, FLAC2D.

## Résumé

Les barrages font partie des constructions hydrauliques les plus importantes. Ils doivent être conçus dans les plus hautes conditions de sécurité, et ce particulièrement dans les régions confrontées au risque sismique. Tous types de chargements pouvant être appliqués durant leur durée de vie doivent être soigneusement étudiés.

Les tremblements de terre ont causé des dégâts considérables sur les ouvrages hydrauliques en remblai. La cause principale de presque tous les cas connus de rupture des barrages en terre sous chargements sismiques dans le monde entier est la liquéfaction des matériaux constitutifs pulvérulents et insuffisamment compactés.

Le but de notre travail est l'étude du comportement dynamique du barrage de Hammam Debagh sur l'Oued de Bouhamdane, situé à 20km environ à l'Ouest de la ville chef-lieu de la wilaya de Guelma. L'accélérogramme utilisé dans cette étude est celui du séisme Nord-Sud qui a frappé le C.E.M. Abdelmoumen N°5176, Constantine le 27/10/1985.

Cette étude a été menée en utilisant le logiciel de différences finies FLAC<sup>2D</sup> (Fast Lagrangian Analysis of Continua), développé par la Société Américaine ITASCA Consulting Group. Ce Logiciel utilise la méthode des éléments Lagrangiens qui consiste en une application non traditionnelle de la méthode des différences finies explicites.

**Mots-clés:** Barrage en terre, séisme, comportement dynamique, liquéfaction, FLAC<sup>2D</sup>

## Sommaire

Introduction .....	1
<b>Chapitre I</b>	
I.1 Accidents liés à des séismes .....	4
I.2 Les accidents les plus graves .....	7
I.3 Le cas Français .....	8
I.4 Effet des séismes des années 1999 à 2001.....	9
I.5 Cas historiques grands barrages $H > 15m$ .....	10
I.6 Cas historiques Petits barrages $H < 15m$ .....	11
I.7 Distance d'un séisme pour les petits barrages en remblai.....	13
I.8 L'incident et L'impact de séisme sur les barrages.....	15
Conclusions.....	18
<b>Chapitre II</b>	
II.1 Les barrages en Terre .....	19
II.2 Différents types de barrages en terre.....	20
II.2.1 Barrage en terre homogène.....	20
II.2.2 Barrage en remblai zoné.....	22
II.2.3 Barrage à masque amont .....	23
II.3 Fonctions d'un barrage .....	
II.4 petit et grand barrage.....	24
II.5 Avantages des barrages en terre .....	25
II.6 Inconvénients des barrages en terre.....	26
II.7 Différentes méthodes d'analyse sismiques des barrages en terre .....	26
II.7.1 Méthode pseudo-statique.....	26
II.7.2 Méthode pseudo-dynamique .....	28
II.7.3 Evaluation du potentiel de liquéfaction simplifiée.....	28
II.7.4 Stabilité post-sismique .....	30
II.7.5 Approche couplée.....	30
<b>Chapitre III</b>	
III.1 Définition de séisme.....	32
III.2 Le phénomène physique de séisme.....	32
III.3 Comment et pourquoi se produisent les séismes?.....	33
III.4 Quelles sont les zones de la Terre où se produisent le plus de séismes ?.....	34
III.5 Caractéristiques D'un séisme .....	35
III.5.1 Distance hypocentrale et épicentre .....	35
III.5.2 Ondes sismiques.....	35
III.6 Les différentes échelles.....	37
III.7 Sismographe.....	38
III.8 Sismogramme .....	38
III.9 Magnitude d'un séisme .....	38
III.10 L'intensité macrosismique.....	41
III.10.1 L'intérêt de l'intensité .....	42
III.10.2 Relation entre intensité et magnitude.....	42
III.11 Les paramètres importants pour l'évaluation des effets des séismes.....	42
III.12 Quelle est la différence entre la "magnitude" et l'"intensité" d'un séisme? .....	43
III.13 L'activité sismique.....	43
III.14 Définition de l'alea sismique pour les barrages.....	46
III.15 Les risques sismiques pour les barrages .....	46

## Chapitre IV

IV .1 Problématique .....	48
IV. 2 Les origines du phénomène de liquéfaction .....	49
IV.3 Phénomène de liquéfaction statique .....	49
IV.4 Phénomène de liquéfaction cyclique .....	50
IV.5 Facteurs affectant le phénomène de liquéfaction.....	52
IV.5.1 La granulométrie du sable.....	52
IV.5.2 La densité relative.....	52
IV.5.3 la contrainte moyenne effective et l'amplitude de chargement.....	53
IV.5.4 Les caractéristiques de vibration.....	54
IV.5.5 L'emplacement du système de drainage et dimensions du dépôt.....	54
IV.5.6 La méthode de la formation du sol .....	54
IV.5.7 La période sous la charge supportée .....	55
IV.5.8 L'histoire des contraintes et des déformations précédente .....	55
IV.5.9 L'air emprisonné.....	56
IV.5.10 La contrainte initiale de cisaillement et Le chemin de chargement.....	56
IV.5.11 Influence de la structure du squelette .....	57
IV.5.12 Pourcentage des fines et la saturation .....	58
IV.6 Evaluation du potentiel de liquéfaction .....	59
IV.6.1 Calcul des contraintes de cisaillement maximales dans les dépôts de sable .....	61
IV.6.2 Détermination du nombre équivalent de cycles, $N_c$ , de contrainte considérable .....	62
IV.6.3 Détermination des contraintes causant la liquéfaction .....	62
IV.6.4 Estimation du potentiel de liquéfaction .....	63
Conclusion .....	66
IV.7 Comportement cyclique non drainé du sol pulvérulent.....	69
IV.7.1 Accumulation de surpression interstitielle.....	69
IV.7.2 Non linéarité dissipation d'énergie.....	70
IV.7.3 Dégradation du module de cisaillement $G$ .....	71
IV.7.4 Amortissement $D$ .....	72
IV.8 Evaluation in situ de la résistance a la liquéfaction cyclique .....	73
IV.8.1 SPT et CPT .....	73
IV.8.1.1 Le pénétromètres statiques ou CPT .....	73
IV.8.1.2 Standard Penetration Test ou SPT .....	74
IV.8.2 Méthode de Seed (1971).....	74
IV.8.3 Approche empirique chinoise (Chines Building Code, 1974).....	76
IV.8.4 Approche de Tatsuoka (1980).....	76
IV.8.5 Méthode de Seed modifiée (1985).....	77
IV.8.6 Méthode de Robertson et Wride (1985), (1998).....	78
IV.8.7 Prise en compte de la magnitude du séisme .....	79

## Chapitre V

V.1 la description du barrage étudié : Barrage de Hammam Debagh à Guelma .....	81
V.1.1 Localisation et objectif.....	81
V.1.2 L'aménagement.....	81
V.1.3 La Géométrie : la digue.....	82
V.1.4 Fiche technique du barrage de Hammam Debagh .....	84
V.2 Modélisation du Barrage de Hammam Debagh par le logiciel FLAC 2D.....	85
V.2.1 Accélérogramme utilisé .....	85
V.2.2 Modélisation du comportement du barrage .....	86
Conclusions et perspectives	

## Listes des figures

<b>Figure I.1:</b> Rupture du barrage de Bouzey, en 1895 Les ruines et les dégâts .....	8
<b>Figure I.2:</b> Dégâts dans le déversoir de Shih-Kang (Taiwan, 1999) .....	9
<b>Figure I.3.a:</b> Nombre de petits barrages accidents en fonction de leur distance à la faille active pour le séisme de kobé [MAT2001] .....	14
<b>Figure I.3.b:</b> Relation entre la magnitude M et la distance critique à la faille active .....	14
<b>Figure I.3.c:</b> Relation entre distance site-foyer du séisme et taux de dommage .....	15
<b>Figure II.1 :</b> Barrage en Terre homogène.....	21
<b>Figure II.2 :</b> Barrage en remblai zoné.....	22
<b>Figure II.3 :</b> Barrage en remblai à masque amont .....	24
<b>Figure II.4 :</b> Evolution de la pression interstitielle d'une fondation graveleuse pendant le séisme .....	31
<b>Figure III.1 :</b> Carte simplifiée des grandes plaques lithosphériques actuelles et de leurs limites (modèle de J. Morgan) .....	33
<b>Figure III.2 :</b> Carte du monde où apparaissent les plaques les plus importantes .....	33
<b>Figure III.3 :</b> Le mouvement des plaques exerce des forces sur les roches .....	34
<b>Figure III.4 :</b> Différents types de limites de plaques.....	34
<b>Figure III.5 :</b> Définition des caractéristiques d'un séisme .....	35
<b>Figure III.6 :</b> Ondes sismiques .....	37
<b>Figure III.7 :</b> sismographe .....	38
<b>Figure III.8 :</b> Sismogramme .....	38
<b>Figure III.9 :</b> Zonation sismique européenne en accélération maximale ag (PGA).....	43
<b>Figure III.10 :</b> Différents types de mouvements des failles .....	44
<b>Figure IV.1 :</b> Résultats relatifs à un essai de liquéfaction statique réalisé sur une éprouvette de sable saturé en conditions non drainées [CAN 91] .....	50
<b>Figure IV.2 :</b> Densification progressive d'un sable sous chargement cyclique (Tatsuoka et Ishihara) .....	51
<b>Figure IV.3 :</b> Liquéfaction cyclique observée lors d'un essai triaxial d'une éprouvette de sable saturé [BEN01] .....	51
<b>Figure IV.4 :</b> Courbes de résistance au cisaillement cyclique en fonction de $D_r$ .....	52
<b>Figure IV.5 :</b> influence de $K_0$ sur la résistance au cisaillement cyclique [FIN81] .....	53
<b>Figure IV.6 :</b> Microphotographies du sable d'Hostun RF mettant en évidence deux structures différenciées.....	54
<b>Figure IV.7 :</b> Différence de comportements du sable dense et lâche sous sollicitation cyclique non alternée [VAI01] .....	57

<b>Figure IV.8 :</b> Influence de la structure du squelette sur la résistance au cisaillement cyclique [MUL77] .....	58
<b>Figure IV. 9 :</b> L'influence du pourcentage des fines sur la résistance à liquéfaction .....	59
<b>Figure IV.10 :</b> L'influence de la saturation sur la résistance au cisaillement cyclique .....	59
<b>Figure IV.11.a :</b> Méthode d'évaluation du potentiel de liquéfaction .....	60
<b>Figure IV.11.b :</b> Plot of maximum shear stress causing liquefaction.....	66
<b>Figure IV.12:</b> Range of values of $r_a$ for different soil profiles in liquefaction analysis [SEE71] and [IDR71] .....	67
<b>Figure IV.13:</b> Time history of shear stresses during earthquakes for liquefaction analysis after [SEE71] and [IDR71] .....	67
<b>Figure IV.14:</b> Stress condition causing liquefaction of sands in 10 cycles .....	68
<b>Figure IV.15:</b> Stress conditions causing liquefaction of sands in 30 cycles.....	68
<b>Figure IV.16 :</b> essai cyclique non drainé d'un sable saturé.....	69
<b>Figure IV.17 :</b> la ration de l'augmentation de pression interstitielle dans l'essai de cisaillement cyclique [SEE 76].....	70
<b>Figure IV.18 :</b> courbe effort-déformation cyclique [PEC84] .....	71
<b>Figure IV.19 :</b> Courbe de dégradation du module pour les sables [SEE70] et [IDR70] et pour les graviers [SEE86] .....	72
<b>Figure IV.20 :</b> Essais géotechniques In-Situ.....	74
<b>Figure IV. 21 :</b> corrélation entre les valeurs du taux de résistance à liquéfaction CRR et la résistance à la pénétration SPT corrigée [SEE 71] .....	75
<b>Figure IV. 22 :</b> corrélation entre les valeurs du taux de résistance à la liquéfaction CRR et la résistance de pointe normalisée [ROB 98] et [WID98] .....	78
<b>Figure IV. 23 :</b> Facture de correction de magnitude sismique $M_w$ d'après différents auteurs [YOU01] .....	80
<b>Figure V.1 :</b> plan de situation.....	81
<b>Figure V.2 :</b> Disposition générale des ouvrages .....	82
<b>Figure V.3 :</b> coupe type de la digue .....	83
<b>Figure V.4 :</b> Accélérogramme du séisme N-S CEM Abdelmoumen Constantine .....	85
<b>Figure V.5:</b> Géométrie du barrage .....	86
<b>Figure V.6 :</b> Différents matériaux constituant le barrage .....	87
<b>Figure V.7 :</b> Sol de fondation du barrage.....	87
<b>Figure V.8:</b> Distribution de la pression interstitielle dans la fondation du barrage .....	88
<b>Figure V.9:</b> Isovaleurs des déplacements horizontaux dans la fondation du barrage.....	88

<b>Figure V.10:</b> Contours des contraintes effectives verticales dans le barrage .....	89
<b>Figure V.11:</b> Isovaleurs de la pression interstitielle dans le barrage .....	90
<b>Figure V. 12:</b> L'application de la pression interstitielle dans le côté amont du barrage avec écoulement .....	91
<b>Figure V.13:</b> Isovaleurs des déplacements horizontaux avec l'application de la pression interstitielle dans le côté amont du barrage avec écoulement .....	91
<b>Figure V.14</b> Isovaleurs de la pression interstitielle dans le barrage avec écoulement.....	92
<b>Figure V.15:</b> Isovaleurs des déplacements horizontaux avec l'application de la pression interstitielle dans le côté amont du barrage sans écoulement .....	93
<b>Figure V.16</b> Isovaleurs des contraintes effectives verticales dans le barrage avec l'application de la pression interstitielle dans le côté amont du barrage sans écoulement .....	93
<b>Figure V.17</b> Isovaleurs des contraintes effectives verticales dans le barrage: calcul sismique sans liquéfaction et sans amortissement à 10 S.....	94
<b>Figure V.18</b> Isovaleurs des déplacements horizontaux calcul sismique sans liquéfaction et sans amortissement à 10 S .....	95
<b>Figure V.19</b> Isovaleurs des contraintes effectives verticales dans le barrage: calcul sismique sans liquéfaction avec amortissement hystérétique à 20 S .....	95
<b>Figure V.20</b> Isovaleurs des déplacements horizontaux calcul sismique sans liquéfaction et avec amortissement hystérétique à 20 S.....	96
<b>La Figure V.21</b> Isovaleurs des déplacements horizontaux calcul sismique sans liquéfaction et avec amortissement Rayleigh à 20 S.....	96
<b>Figure V.22</b> Les différents Modèles des matériaux utilisés dans le barrage.....	97
<b>Figure V.23</b> Isovaleurs de la pression interstitielle dans le barrage: calcul sismique avec liquéfaction et avec amortissement hystérétique .....	98
<b>Figure V.24</b> Isovaleurs des contraintes effectives verticales dans le barrage: calcul sismique avec liquéfaction avec amortissement hystérétique .....	98
<b>Figure V.25</b> Isovaleurs des contraintes totales verticales dans le barrage: calcul sismique avec liquéfaction avec amortissement hystérétique .....	99
<b>Figure V.26</b> Variation de la contrainte totale verticale et de la pression interstitielle en fonction du temps dynamique. ....	100
<b>Figure V.27</b> Variation de la contrainte effective verticale en fonction du temps dynamique ..	100

## Liste des tableaux

<b>Tableau I.1.a</b> : Les séismes dans les barrages en terre .....	5
<b>Tableau I.1.b</b> : Les séismes dans les barrages en enrochement.....	6
<b>Tableau I.1.c</b> : Les séismes dans les barrages en béton ou maçonnerie .....	7
<b>Tableau I.2</b> : Les accidents les plus graves.....	8
<b>Tableau I.3</b> : Relation entre le type de sol constitutif du barrage et l'endommagement pour le séisme de Nihonkai Chubu .....	13
<b>Tableau I.4</b> : Séismes les plus destructifs au Japon.....	15
<b>Tableau I.5</b> : Exemples de cas de rupture majeure survenus au cours des 10 dernières années (Informations tirées du site <a href="http://www.antenna.nl/wise-atabase/uranium/mdaf.html">http://www.antenna.nl/wise-atabase/uranium/mdaf.html</a> et des autres références citées dans le texte) .....	16
<b>Tableau II.1</b> : Les barrages en Terre homogène en plus de 20 m de hauteur.....	21
<b>Tableau II.2</b> : les dix plus hauts Barrages en terre zoné en France .....	23
<b>Tableau III.1.a</b> : Energie dégagée en fonction de la magnitude .....	39
<b>Tableau III.1.b</b> : les échelles de magnitude .....	40
<b>Tableau III.1.c</b> : Effets du tremblement de terre à partir de la magnitude sur l'échelle de Richter .....	41
<b>Le tableau III.2</b> : illustre récapitulatif des séismes induits dans les barrages jusqu'à l'année 1974.....	45
<b>Tableau IV.1</b> : Le nombre de cycles en fonction de la magnitude du séisme .....	62
<b>Tableau IV.2</b> : Facteur de correction $C_r$ en fonction de la densité relative .....	63
<b>Tableau IV.3</b> : Nombre de coups N fonction de l'intensité du séisme .....	76
<b>Tableau IV.4</b> : Correction de magnitude sismique $M_w$ par [SEE82],[IDR82].....	80
<b>Tableau V.1</b> : Caractéristiques du barrage de Hammam Debagh.....	84
<b>Tableau V.2</b> : Caractéristiques des Différents matériaux constituant le barrage.....	101

## Liste des notations

A	Accélération
$A_{\max}$	L'accélération maximale
$a_{\max}$	L'accélération maximale de la surface du sol était
CIGB	La Commission internationale des grands barrages
CSR	Taux de cisaillement sismique induit par le séisme
CRR	Résistance cyclique du sol
C	Cohésion
$c_r$	La facture de correction
CPT	Cone Pénétration Test Le pénétromètres statiques
$C_N$	Facteur de correction par rapport à la profondeur
$C_E$	Facteur de correction de l'effet de l'énergie
$C_B$	Facteur de correction par rapport au diamètre de forage
$C_R$	Facteur de correction par rapport à la longueur de tige
$C_S$	Facteur de correction par rapport à la méthode de prélèvement de l'échantillon
$C_Q$	Facteur normalisé de la résistance de pointe
$D_r$	Densité relative
$D_{50}, D_{60}$	Diamètre de la maille de tamis qui laisse passer 50 %, 60 % respectivement en masse des grains du matériau
D	Coefficient d'amortissement
$D_{\min}, D_{\max}$	Coefficient d'amortissement minimal, maximal
$d_s$	Profondeur de la couche de sable considérée
$d_w$	Profondeur de la nappe par rapport à la surface du sol (m)
e	Indice des vides
$e_{\min}$ et $e_{\max}$	Indice des vides maximal, minimal
E	Module de Young
F	Fréquence
Fs	Le coefficient de sécurité
g	Accélération de pesanteur
G	Module de cisaillement
$G_{\max}$	Module de cisaillement maximal (élastique)

H	hauteur de barrage
IP	L'indice de plasticité
$k_c$	Le coefficient pseudo-statique critique
$k_o = \frac{\sigma'_{ho}}{\sigma'_{vo}} K_o$	Coefficient des terres au repos,
K	Module de compressibilité
$K_w$	Module de compressibilité de l'eau
$k_c$	Facteur de correction des caractéristiques des grains
L	Des ondes de cisaillement
M	Magnitude
MEF	La méthode des éléments finis
MDF	La méthode des différences finies
ML	Magnitude locale de durée
MSF	Facteur de correction de magnitude sismique $M_w$ .
MW	La magnitude de moment
$N_i$	Le nombre de cycle à liquéfaction
$N_i$	Résistance à la pénétration SPT corrigée par rapport à la profondeur
$(N_i)_{60}$	Résistance à la pénétration SPT corrigée par Skempton
$N_e$	Nombre équivalent de cycles
$N_{crit}$	Nombre de cycle critique
OCR	Le coefficient de sur consolidation
R	Distance entre le barrage endommagé se situant le plus loin du foyer du séisme la distance site-foyer
R	Distance épacentrale
R	Les ondes de Rayleigh
$RD$	La densité relative initiale
$r_d$	Un coefficient de réduction de contrainte
$r_u$	Taux de liquéfaction, $r_u = \frac{u}{p_o}$
S	Des ondes transversales
SMD	Séisme maximal de dimensionnement
SPT	Standard Pénétration

T	Taux de dommage
$\tau$	Contrainte de cisaillement
$(\tau_{\max})_r$	Contraintes de cisaillement maximales
$\tau_{av}$	La contrainte de cisaillement moyenne uniforme équivalent
$(q_{c1N})_{cs}$	La résistance de pointe normalisée du sable propre
PGA	Accélération maximale horizontale en surface
P	Des ondes longitudinales
$\phi$	Angle de frottement
$\varphi$	Angle de dilatance
$\sigma'_o$	Contrainte effective initiale
$\sigma'_{vo}$	Contrainte verticale effective
$\sigma'_{ho}$	Contrainte Horizontale effective
$\sigma_{dc}$	Le déviateur de contrainte cyclique
$\sigma_a$	La contrainte initiale de confinement
$\sigma'_{c0}$	Contrainte de confinement initiale
$\sigma'_c$	Contrainte de confinement
$\gamma$	Le poids volumique total du sol
$\gamma_d$	Poids volumique sec
$\gamma$	Distorsion
$V_s$	Vitesse des ondes de cisaillement
$V_d$	Vitesse des ondes de compression
$\rho$	Masse volumique
$\nu$	Coefficient de poisson
$\varepsilon_{vd}$	Déviateur de contrainte

## **Problème et objectifs**

Tous les ouvrages hydrauliques, sujets aux secousses sismiques doivent être dimensionnés pour assurer sécurité et disponibilité.

La sécurité, c'est la confiance et la tranquillité résultant de l'absence de danger (Robert).

Les tremblements de terre ont causé des dégâts considérables sur les ouvrages hydrauliques en remblai. La déclaration selon laquelle " aucune région du monde n'est à l'abri d'un tremblement de terre" continue d'avoir un impact sur l'évaluation de la sécurité sismique des barrages existants.

Le risque sismique reste une sérieuse menace pour les barrages : cela a incité le CIGB (comité international de gestion des barrages) à mettre les effets des séismes sur les barrages, à l'ordre du jour de plusieurs congrès et réunions annuelles. Malgré l'état avancé des connaissances sur le comportement hydro-mécanique des matériaux meubles, sur les saines pratiques opérationnelles des parcs à résidus miniers et sur les méthodes d'auscultation des ouvrages, la stabilité physique des digues de retenue des rejets de concentrateur demeure un problème significatif pour l'industrie minière. Comme il existerait plus de 3500 ouvrages de ce type à travers le monde (Davies et Lighthall, 2001), il est utile d'avoir recours aux bases de données et aux analyses statistiques disponibles afin d'évaluer les causes typiques des incidents (ruptures et autres incidents) documentés. Il faut néanmoins mentionner ici que l'inventaire reste incomplet car les cas de rupture n'ont pas tous été recensés et l'accès à l'information n'est pas toujours facile (selon les pays). Pour se faire une bonne idée de la nature des problèmes répertoriés, on peut consulter les rapports compilés par le

«*US Committee on Large Dams*» (USCOLD, 1994), par le Programme des Nations Unies sur l'Environnement (UNEP, 1996). Une analyse de ces données effectuée par «*WISE Uranium Project* » indique qu'il y a eu au moins 77 ruptures majeures survenues depuis 1960, dont 24 aux USA, 8 au Chili, 6 aux Philippines et en Grande Bretagne, et plusieurs autres en Bulgarie, au Pérou, en Chine, en Espagne, en Afrique du Sud, en Roumanie, au Canada, en Italie, au Brésil.

La probabilité de ruptures d'un barrage peut être considérée comme relativement faible, mais ce risque ne peut être négligé au regard des conséquences potentielles d'un tel évènement. Au cours du dernier siècle, on estime que près de 1% des grands barrages se sont rompus, dont celui de Malpasset à Fréjus, le 2 décembre 1959, qui fit 423 victimes. Depuis cette date, la politique de sécurité des barrages en France a été essentiellement

fondée, d'une part sur un contrôle individuel par l'administration des plus hauts barrages (plus de 20 m) et des barrages intéressant particulièrement la sécurité publique et, d'autre part sur la responsabilisation des maîtres d'ouvrages.

**\* Plan de mémoire**

Ce mémoire est composé :

- de la présente introduction,
- de cinq chapitres,
- des conclusions et perspectives,

-Au niveau de l'introduction, nous avons positionné le problème sujet de notre recherche, en précisant la problématique de modélisation du barrage en terre sous chargement sismique, les objectifs visant d'apporter des réponses de l'influence de la pression interstitielle sur la réponse sismique du barrage en terre. Les analyses sont effectuées en utilisant le logiciel FLAC <sup>2D</sup>.

-Dans le premier chapitre, une analyse du comportement sismique des barrages en terre, des digues et des levées est présentée par une étude bibliographique centrée sur les cas historique dans le monde entier. Elle donne la compréhension de la pathologie de ces ouvrages sous séisme et montre le besoin d'une méthode d'évaluation de la sécurité sismique des ouvrages hydrauliques en remblai prenant en compte le phénomène de liquéfaction de zones de la fondation ou du remblai contenant des matériaux à grains fins, sans cohésion, saturés et peu compactés qui sont susceptibles de perdre leur résistance puis leur stabilité sous séisme .l'analyse des données sur l'endommagement des barrages en remblai au japon et les autre pays dans le monde montre que la majorité des barrages rompus par un séisme sont des petits barrages et des digues .Les grands barrages ont résisté aux séismes sauf ceux en remblai hydraulique ou en fondation alluviale de nature sableuse .Aucun grand barrage construit conformément à la pratique moderne,n'a été détruit par un séisme.

D'après l'analyse des cas historiques dans le monde entier, la stabilité des barrages sous fortes secousses sismiques est associée à la nature des matériaux constitutifs. Les observations et enregistrements effectués lors d'événements passés ont montré que les barrages anciens constitués de sables ou silts insuffisamment compactés, comme les barrages en remblai hydraulique, sont cités dans presque tous les cas connus de rupture, dont la cause principale est la liquéfaction de ces matériaux .Les zones sensible à l'instabilité par liquéfaction sont celle contenant des matériaux à grains fins, sons cohésion,

saturés et/ou des matériaux non compactés. D'autre part, les digues et les levées fondées sur les fondations alluviales ont également montré une sensibilité de telles fondations à la liquéfaction

-Le deuxième et le troisième chapitre présentent le séisme et les barrages en terre ensuite elle donne une synthèse des différentes méthodes d'analyse sismique des barrages en terre.

-La liquéfaction est une caractéristique importante des matériaux pulvérulents sous sollicitations cycliques et dynamiques. En condition non drainée, est à l'origine des ruptures de massifs par écoulement de sol sableux, la liquéfaction statique est rare dans la réalité et concerne des sables très contractants. Par contre, la liquéfaction cyclique est observée souvent dans les couches de sables contractante et/ou dilatants sous sollicitation sismique sévère. Donc la liquéfaction, et le comportement du matériaux granulaire sous chargement cyclique est étudié dans la première partie de ce chapitre. les méthodes empiriques d'évaluation de liquéfaction à l'aide des essais in situ sont développées et utilisé largement dans le monde entier. La seconde partie de ce chapitre sert à analyser l'évolution de méthodologies depuis la première procédure simplifiée utilisant le SPT de Seed et Idriss en 1971 à la prise en compte de l'effet de la granulométrie et de la magnitude du séisme. A part les méthodes basées sur les essais SPT, les autres techniques d'essais in situ et leur interprétation sont également développées comme CPT. Cette méthode est considérée comme simple et économique afin d'estimer la résistance cyclique de sol.

-Tous les ouvrages de génie civil sont susceptibles de subir un jour des secousses sismiques dévastatrices. Ainsi la sûreté des ouvrages hydraulique en service exige d'en vérifier la stabilité sismique. Le cinquième chapitre présente une description du barrage étudié (barrage de Hammam Debagh Guelma) ensuite l'étude du comportement sous chargements sismiques du barrage on utilisant le logiciel FLAC<sup>2D</sup>

- Nous terminons, enfin, par quelques conclusions et perspectives.

# *Chapitre I*

*Cas historiques: analyse  
et observations*

Suite aux séismes, les dommages fréquemment observés sont des fissures longitudinales en crête ou parallèles à la crête, des glissements de talus, des tassements et des fuites. La rupture complète est due aux pertes de résistance locale ou aux réponses incompatibles de différentes zones du barrage ou de sa fondation. Les zones sensibles à l'instabilité par liquéfaction sont celles contenant des matériaux à grains fins, sans cohésion, saturés ou des matériaux non compactés. Certains accidents majeurs ont été évités parce que le réservoir n'était pas à sa cote maximale. Ce chapitre contribue à identifier et synthétiser les comportements des barrages en remblai sous chargements sismiques par une étude bibliographique centrée sur les cas historiques dans le monde entier. Il est prouvé que l'instabilité due aux risques sismiques existe pour toute taille d'ouvrage hydraulique.

### **I.1 Accidents liés à des séismes**

Les tableaux **I.1.a**, **I.1.b**, **I.1.c** extraits 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 du 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. 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. On peut noter que certaines secousses sismiques peuvent être imputées à la présence des barrages eux-mêmes, plus exactement au poids de l'eau contenue dans le réservoir. Cet effet n'a été constaté que pour des aménagements de très grosse capacité et de grande hauteur. De plus, la retenue semble plutôt agir comme libérateur de contraintes préexistantes. En France, la relation retenue séisme semble acquise pour quelques barrages, par exemple pour le barrage de Monteynard où quelques très faibles secousses ont été ressenties. Par contre, la mise en eau du barrage de Grande Maison n'a provoqué aucune secousse

Tableau I.1.a Les séismes dans les barrages en terre

Barrage	Hauteur (m)	Pays	Date	Magnitude (m)	Dégâts
La marquesa et La palma	10 10	Chili	1985	7.8	2barrages rompus 16barrages-dégats Importantes 16barrages-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 2.4m
Sheffield Dam	8	USA Californie	1925	6.3	Rupture totale
Hebgen Dam	35	USA Montana	1959	7.5à7.8	Tassement du barrage 1.2m effet de vague
Lower san Fernando	40	USA Californie	1971	6.6	Tassement de la crête 8.5m
Upper san Fernando	24	USA Californie	1971	6.6	Tassement de la crête 900mm- déplacement vers l'aval de 1.5m
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 1.0m - Fissure longitudinale
Ono Dam	37	Japon	1923	8.3	Tassement de la crête 250mm- Fissure profonde adjacente au noyau
74remblais	1.5à18	Japon	1939	6.6	12barrages détruits ,40 glissements
Chats Worth	11	USA	1930	Non connue	Fissures, fuites
Earlsburn	6	Ecosse	1839	4.8	Rupture totale

Tableau I.1.b Les séismes dans les barrages en enrochement

Barrage	Hauteur (m)	Pays	Date	Magnitude (m)	Dégâts
Cogoti Dam	85	chili	1943	7.9	Tassement:600mm
Minase Dam	67	japon	1964	7.5	Tassement:61mm- Dommages mineurs au joint
La calera Dam	30	Mexique	1964	Non connue	Submersion par une vague de 2.5 m de hauteur grand glissement sur 120m
Oroville Dam	230	USA Californie	1975	5.7	Tassement:10mm Déplacement vers l'aval: 150 mm
El Infirmation	148	Mexique	1979	7.6	Tassement:130mm
La villita	60	Mexique	1979	7.6	Tassement:50mm
Austrian Dam	56	USA Californie	1989	7	Tassement: 300mm Fissures profondes
Miboro Dam	131	japon	1961	7	Tassement:30mm- Déplacement vers l'aval: 50 mm
Malpase Dam	70	Pérou	1938	Non connue	Tassement:76mm- Déplacement vers l'aval: 51mm
Malpase Dam	70	Pérou	1958	Non connue	Tassement:32mm- Déplacement vers l'aval: 58mm

**Tableau I.1.c** Les séismes dans les barrages en béton ou maçonnerie

Barrage	Hauteur (m)	Type	Pays	Date	Magnitude (m)	Dégâts
koyna	103	Poids béton	Inde	1967	6.5	Fissures importantes
Sefid rud	106	contrefort	Iran	1990	7.3à7.7	Fissures importantes
pacoima	113	voûte	USA Californie	1971	6.6	Fissuration de L'appui rive gauche
Lower crystal springs	47	Poids incurvé	USA Californie	1906	8.3	Pas de dégâts
Blackbrook	29 Barrage	Poids en béton et maçonnerie	UK	1957	5.5	Déplacement de la crête-fissures
Hsingfengkiang	105	contrefort	Chine	1962	6.1	Fissures importantes
Honen-Ike	30	Voûtes multiples	japon	1946	Non connue	Fissures de la Voûte près des contreforts
ambiesta	59	Voûte	Italie	1976	6.5	Pas de dégâts
Maina di sauris	136	Voûte	Italie	1976	6.5	Pas de dégâts
shenwao	53	Poids béton	Chine	1975	Non connue	Fissures
Redflag	35	Poids maçonnerie	Chine	1970	Non connue	Fissures
Rappel	110	Voûte	chili	1985	7.8	Dégâts à l'évacuateur et à la tour de prise d'eau

## I.2 Les accidents les plus graves

D'après le rapport de M.Christian Kert, entre 1959 et 1987, trente accidents de rupture de barrages ont été recensés dans le monde, faisant 18 000 victimes. Seuls les accidents ayant causé plus de 100 morts sont répertoriés dans **le Tableau I.2**

Tableau I.2 Les accidents les plus graves

Nombre de victimes	Volume de la retenue (hm <sup>3</sup> )	Hauteur du barrage (m)	Date de rupture	Pays	Barrage
<b>Barrage en remblai, rupture durant la construction</b>					
1 000	214	49	1961	Inde	Panshet
200	56	60	1967	Indonésie	Sempor
<b>Barrage en remblai, rupture lors de la première mise en eau</b>					
230	3,2	29	1864	Grande-Bretagne	Dale Dyke
<b>Barrage en remblai, rupture en service</b>					
1 200	18	28	1868	Japon	Iruhaïke
140	Inconnu	13	1874	États-Unis	Mill River
2 200	18	21	1889	États-Unis	South Fork
129	11	33	1890	États-Unis	Walnut Grove
139	0,2	15	1961	Corée du Sud	Hyogiri
100	210	16	1967	Inde	Nanak Sagar
2 000	101	26	1979	Inde	Machu
200	Inconnu	22	1980	Iran	Gotvan
127	135	27	1986	Sri Lanka	Kantale
<b>Barrage poids, rupture lors de la première mise en eau</b>					
600	13	69	1802	Espagne	Puentes
450	47	62	1928	États-Unis	Saint Francis
<b>Barrage poids, rupture en service</b>					
200	30	33	1881	Algérie	FergougI
1 000	124	25	1917	Inde	Tigra
423	49	60	1959	France	Malpasset
1 000	137	33	1961	Inde	Khadakwasla
<b>Barrage à contreforts et voûtes multiples</b>					
600	5	35	1923	Italie	Gleno
140	7,3	33	1959	Espagne	Vega de Terra

### I.3 Les accidents les plus graves en France

Deux accidents ont marqué les esprits sur le territoire français.

-En avril 1895, la rupture du barrage de Bouzey (Vosges), d'une hauteur de 18 mètres, a fait 87 morts. Il s'agissait d'une rupture brusque, mais elle avait été précédée par l'apparition de fissures et de déformations importantes.



Figure I.1 Rupture du barrage de Bouzey, en 1895 Les ruines et les dégâts

Source: BETCGB

- **Le Barrage de Malpasset** est un exemple d'échec et d'insuffisance d'études géologiques faites à l'occasion de grands travaux de génie civil.

Cette catastrophe a eu lieu le 2 décembre 1959, à 21h 13. Une énorme vague de 50 m de haut s'engouffra dans la vallée du Reyran à 70 km/h. Elle déboucha dans la plaine côtière en s'étalant, atteignit Fréjus à 21h 33, fit 423 morts avant de se jeter dans la mer. En nombre de mort, c'est la 2<sup>ème</sup> catastrophe civile du 20<sup>ème</sup> siècle après le coup de grisou de Courrières (Bassin houiller du Nord-Pas de Calais) qui fit plus de 1000 morts.

#### **I.4 Effet des séismes des années 1999 à 2001**

Dans cette section nous pouvons citer le séisme du 17 août 1999, Kocaeli en Turquie, de magnitude  $M = 7$  et le séisme Chi-chi du 21 septembre 1999 à Taiwan avec une magnitude  $M = 7.6$  et le séisme Duzce de 12 novembre avec une magnitude  $M = 7.2$ . Parmi les 53 barrages en remblais on trouve le barrage de Kirazdere avec hauteur de 108.5 m et le barrage de Gokce avec une hauteur de 61 m, qui se situent dans le champ du séisme Kocaeli. Dans ces derniers les dégâts ont été moins importants. Cependant des tassements et quelques fissurations ont été observés. Deux ouvertures du déversoir Shih-kang, dont la hauteur est de 25m ont été détruites. Le bassin de rétention dont le volume est de 3.4 million de  $m^3$  est complètement vidé. Coupé par le déplacement de 4 m de la faille Chelungpu qui s'est produite sur 105 km de longueur. Lors du séisme du Duzce des accélérations de pointes de l'ordre de 0.8g ont été mesurées



**Figure I.2** Dégâts dans le déversoir de Shih-Kang (Taiwan, 1999)

Le 24 mars 2001, le séisme de Hiroshima, Japon avec une magnitude  $M = 6.4$  et le séisme de Sudperu, Peru avec une magnitude  $M = 8.4$ .

Dans les 184 barrages en terre construits, des fissurations et des tassements ont été observés. Après le séisme, 132 barrages ont été contrôlés. Il a été enregistré dans

les galeries de fondation du barrage Norogawa, des accélérations maximales de l'ordre 0.8g et au niveau de la couronne des accélérations de l'ordre de 1.4g. Les accélérations maximales du sol dans le domaine de l'épicentre ont atteint des valeurs entre 0.5 et 0.7g.

Le 23 juin 2001, le séisme de Sudperu, Peru avec une magnitude  $M = 8.4$ .

Des tassements, des fissurations ainsi que des liquéfactions ont été observées dans les digues.

### **I.5 Cas historiques de grands barrages ( $H > 15m$ ).**

Pour les barrage de 15 à 30 m au japon , il n'y avait pas de dégâts importants sauf sur le barrage de Manno-ike, qui date des années 70, suite au séisme d'Ansei Nankai de magnitude  $M = 8.4$  en 1854. La rupture se serait produite un mois après le séisme par effet renard. En 1970 le barrage de Ai Nono à 15 km de l'épicentre. En 1971 aux états unis en Californie, le séisme de San Fernando de magnitude de  $M = 6.5$  a endommagé plusieurs barrages en remblais et a causé la ruine de la recharge amont du barrage San Fernando inférieur (Van Norman Dam) de hauteur égale à 42 m la liquéfaction de la partie inférieur de la recharge amont à abaissé la résistance qui n'a plus assuré la stabilité statique de celle-ci. Le barrage supérieur de hauteur égale à 25 m a subi de sérieux dommages, fissurations longitudinales et grands déplacements irréversibles.

En 1983, le barrage de Namioka à 146 km de l'épicentre avec 0.25g en crête. Le 19 septembre 1985, le séisme Mexico de magnitude  $M = 8.1$  a frappé deux grands barrages en terre et en enrochement, la villita ( $H = 60m$ ) et Infiernillo ( $H = 147m$ ) sans qu'un des deux ne subisse d'importants dégâts. En 1987, au Japon, le barrage de Nagara avec 0.4g en crête. Aux Etats-Unis, le 17 octobre 1989, le séisme Loma Prieta de magnitude de  $M = 7.1$  a affecté une douzaine de barrages en remblai avec fortes secousses et de nombreux barrages en remblai situés à moins de 100 km de l'épicentre. Il s'agit du barrage en terre Austrian ( $H = 60m$ ), situé à 12km de l'épicentre, dont le niveau de la retenue était à mi-hauteur au moment du séisme, il a subi une fissuration importante à l'appui et un tassement en crête de près d'un mètre. En Californie, en 1994, le séisme de Northridge, (magnitude  $M = 6.7$ ) a affecté 105 barrages, ce séisme n'a causé que des dégâts modérés sur ces barrages ; quelques fissures et des mouvements de talus sur onze barrages en remblai. Après le séisme de 1971, les barrages importants ont été renforcés. Le barrage de Los Angeles, qui était construit en 1979 ( $H = 40m$ ) est situé entre les deux barrages. San Fernando a résisté

aux fortes secousses sismiques avec une très faible déformation et une fissuration superficielle.

En résumé, les barrages de plus de 30 m se comportent correctement sous secousses sismiques avec des dégâts légers même avec sismicité plus importante que les séisme de projet, la différence du comportement sismique entre le barrage de Los Angeles en 1994 et les barrages de San Fernando en 1971 et 1994 prouve les importants progrès réalisés dans la compréhension du comportement des barrages sous séisme et dans les technique de construction des barrages en remblai bien conçus et bien construits peuvent faire face à de fortes secousses sismique. Le comportement différent des barrages sous chargement sismique est associé à la nature des matériaux en remblai. Les observations lors d'événements passés ont montré que les barrages constitués de matériaux argileux compactés, fondés sur rocher ou des argiles compactes sont capables de résister à de très fortes secousses sismiques. Par contre les barrages constitués de sables ou silts insuffisamment compactés, la liquéfaction de ces matériaux est la cause principale de ruptures de ces barrages comme les barrages en remblai hydraulique qui sont construits par la méthode de remblayage hydraulique, le faible compactage du remblai sableux et silteux est jugé à l'origine de leurs comportements catastrophiques suite au séisme. Les barrages en enrochement à masque amont sont généralement stables sous chargement sismique extrême. Ils représentent les types de barrages souhaitables à adopter dans les zones de forte sismicité.

### **I.6 Cas historiques Petits barrages ( $H < 15m$ )**

Le barrage de Sheffield est l'un des premiers cas mettant en évidence les effets des séismes sur les matériaux de faible densité. Le barrage Sheffield est un barrage en sable de 8 m de hauteur construit sur une fondation sableuse, une couche en argile sur le parement amont prolongée par une tranchée para fouille dans la fondation faisait office d'étanchéité. La rupture est déclenchée par le séisme de Santa Barbara en 1925 de magnitude  $M = 6.3$ .

En 1965, suite au séisme de La Ligua ( $M = 7.1$ ) au Chili, plusieurs barrages de Stériles se rompent : El Soldado, La Patagua et El Cobre. La coulée de boue causée par la rupture du barrage d'El Soldado ( $H = 35$  m) a emporté 200 victimes. 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 1,4 m

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 une minute après la fin du séisme. En 1983 le séisme de Nihonkai chubu sur 50% des barrages accidentés, l'endommagement prépondérant est l'apparition de fissures accompagnées par 30% des tassements légers, l'endommagement du parement 30% et les tassement 20%, le taux de barrages accidentés par le séisme de Nihonkai est 20% des barrages en sable, 10% pour ceux en argile et 14% pour ceux en gravier argileux, parmi eux 23% des barrages en sable subissent des ruptures ou des tassement importants entre 2.5% et 4% pour les deux autres catégories, comme le montre **le Tableau I.3**

Au Japan, en 2000, Plusieurs ruptures des barrages sont signalées, parmi les plus anciens construits avant 1945 (dont le plus âgé a 1600 ans). Tani (2001) pointe que la cause majeure de ces ruptures est la liquéfaction de la fondation ou du remblai, ou probablement par effet 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 à l'origine.

On compte 245 petits barrages en terre endommagés au cours du séisme de BHUJ, le 26 Janvier 2001 en Inde  $M = 6.9$  nécessitent des réparations immédiates pour assurer soit la sécurité soit la disponibilité de l'eau. Les sols de la région de Kachchh sont sableux et silteux, peu compacts, ils sont sensibles à la liquéfaction. Saturés en fond de vallée, ils ont occasionné des tassements importants, et des glissements amont créant de rares ruptures du fait que le niveau des retenues était bas. L'une des rares ruptures décrites concerne le barrage de CHANG, barrage homogène de 17m de hauteur avec un noyau en maçonnerie construit en 1959. Il est à 16 km de l'épicentre. La liquéfaction engendre des glissements amont et aval, accompagnés d'un effondrement de la crête et du cisaillement du noyau. La retenue est vidée à travers une brèche.

En résumé, les dégâts sont principalement un tassement en crête, des fissures transversales et longitudinales en crête et parement amont, un glissement de remblai des décrochements de parement amont dans la section la plus haute des ouvertures au contact sol-structure. D'après l'analyse, les barrages en argile sur une bonne fondation subissent sous séisme souvent des fissures et un tassement léger. Le tassement

important est accompagné de quelques fissures. Par contre sont attribués au tassement de la fondation quelques barrages qui sont rompus par liquéfaction dans le remblai ou dans la fondation.

**Tableau I.3** Relation entre le type de sol constitutif du barrage et l'endommagement pour le séisme de Nihonkai Chubu

Soil type	Number of dams	Number of cases	Number of cases with serious damage	Rate total (%)	Rate serious damage (%)
Sandy Soil	215	43	10	20.0	4.7
Clay Soil	1.258	130	5	10.3	0.4
Gravel Clay Soil	287	40	1	13.9	1.4
Others	74	5	0	6.8	0
total	1.834	218	16	11.9	0.9

### I.7 Distance d'un séisme pour les petits barrages en remblai

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. Il est constaté que tous les barrages endommagés sont à moins de 10 km de distance de la faille **Figure I.3.a**.

Sur l'île d'Honshu, curieusement la plus grande part des barrages endommagés est entre 10 et 25 km de distance de la faille. Tamostsu Matsui et al [2001], considèrent pour ce séisme qu'en deçà d'une distance de 5 km, l'influence prépondérante est celle de l'accélération maximale et que de la fréquence de résonance du sol régit le comportement. Sur l'île d'Honshu, le remblai homogène de Sugatadani-Ike à une hauteur de 12 m est en grave sablo-argileuse peu compact. 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%. Tani. S. A donné une relation entre la magnitude M et la distance critique.

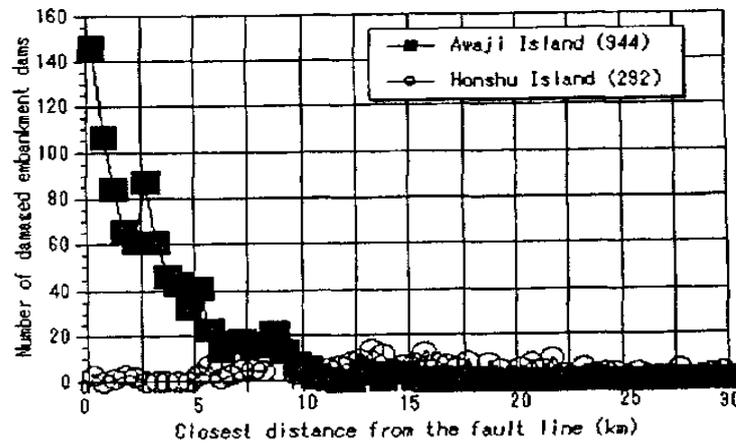
**R**: distance entre le barrage endommagé se situant le plus loin du foyer du séisme

**Figure I.3.b**, cette relation s'écrit:

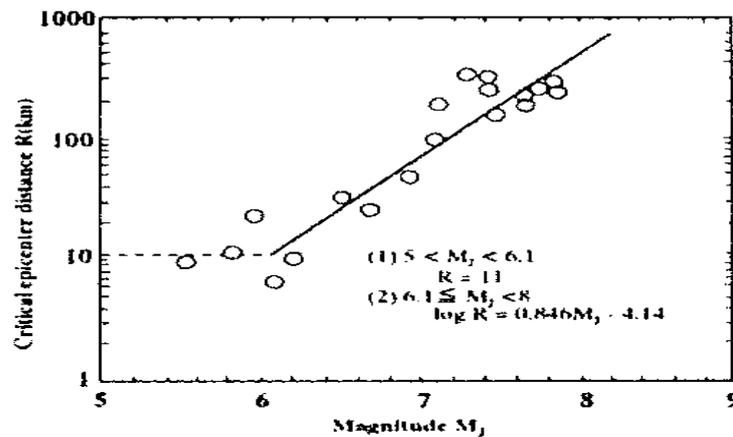
$$R = 11 \text{ Km} \quad (\text{pour } 5 < M < 6.1) \quad (1)$$

$$\text{Log}R = 0.846M - 4.14 \quad (\text{pour } 6.1 < M < 8) \quad (2)$$

La **Figure I.3.b** indique l'existence d'une zone endommagée par le séisme pour les petits barrages en remblai. Les barrages se situant dans la partie supérieure de la courbe ne sont pas censés être accidentés par un séisme. Ainsi, pour un séisme de magnitude  $M$ , le taux d'endommagement augmente si un barrage se situe de plus en plus bas dans la partie inférieure de la courbe. La valeur de l'équation 1 dépend de la nocivité du séisme, des caractéristiques du remblai et de la fondation. En tous cas cette figure donne une idée sur la distance Site-Foyer ou le séisme peut affecter le barrage.



**Figure I.3.a** Nombre de petits barrages accidentés en fonction de leur distance à la faille active pour le séisme de Kobé [MAT2001].

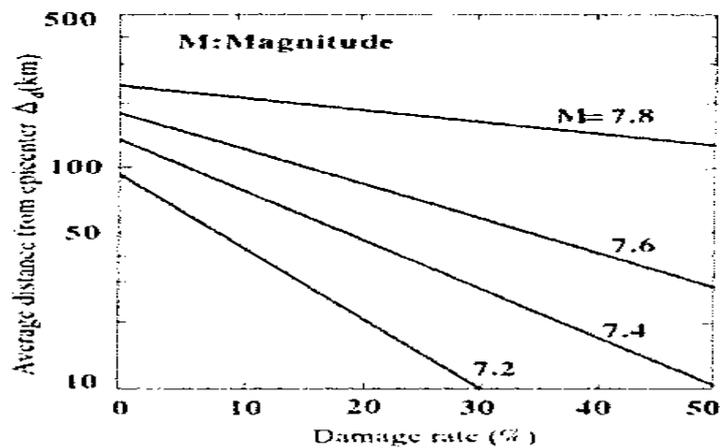


**Figure I.3.b** Relation entre la magnitude  $M$  et la distance critique à la faille active [TAN2000].

L'analyse des autres séismes les plus destructifs au Japon **Tableau I.4** est représentée dans **la Figure I.3.c** qui montre la relation entre le taux d'endommagement et la distance épicertrale.

**Tableau I.4** séismes les plus destructifs au Japon

Séisme	Temps	Magnitude	Nombre de barrages endommagés
Niigata	16 juin, 1964	7.5	146
Tokachi-oki	16 mai, 1968	7.9	202
Nihonkai chubu	26 mai, 1983	7.7	238
Hyogoken Nambu	17 janvier, 1995	7.2	1362



**Figure I.3.c** Relation entre distance Site-Foyer du séisme et taux de dommage basée sur les données des séismes Niigata (1964), Tokachi-oki (1968), Nihonkai chubu (1983), Hyogoken Nambu (1995).

### I.8 Incident et impact du séisme sur les barrages

Les digues de retenue de résidus miniers devraient être conçues de façon à supporter les charges les plus défavorables qui puissent être anticipées. Un certain nombre d'incidents récents sont d'ailleurs devenus des événements très médiatisés, on a relevé au cours des dernières années, plusieurs incidents, un peu partout dans le monde.

**Tableau I.5** Exemples de cas de rupture majeure survenus au cours des 10 dernières années.

Date	Endroit	Type d'incident et impact
22 juin 01	Sebastião das Águas Claras, Minas Gerais, Brésil	Rupture de digue; transport de résidus sur plus de 6km; au moins 2 victimes, et 3 mineurs disparus.
18 oct. 00	Nandan county, province de Guangxi, Chine	Rupture de digue; au moins 15 morts et 100 disparus; plus de 100 habitations détruites.
11 oct. 00	Inez, Martin County, Kentucky, USA	Rupture de digue suite à l'effondrement d'une mine sou terraine sous le parc à résidus; 950,000 m <sup>3</sup> de résidus rejetés dans les rivières environnantes; environ 120 km de rivière contaminée, causant la mort de poissons le long du fleuve Big Sandy et de certains de ses affluents; fermeture des systèmes d'alimentation en eau potable des villes environnantes.
8 sept. 00	Aitik mine, Gällivare, Suède	Rupture de digue suite à une surcharge des filtres de drainage de la digue; 1,5 millions de m <sup>3</sup> d'eau contenant des résidus rejetés dans l'environnement.
10 mars 00	Borsa, Roumanie	Rupture de digue après de fortes pluies; déversement de 22,000 t de résidus contaminées avec des métaux lourds; contamination de la rivière Vaser, affluent du fleuve Tisza.
30 jan. 00	Baia Mare, Roumanie	Rupture de la crête d'une digue après un débordement causé par de fortes pluies et par la fonte de la neige; 100,000 m <sup>3</sup> d'eaux contaminées au cyanure déversées dans la nature; contamination de la rivière Somes / Szamos, affluent du fleuve de Tisza; mort de tonnes de poissons; empoisonnement de l'eau potable de plus de 2 millions de personnes en Hongrie.
31 déc. 98	Huelva, Espagne	Rupture d'une digue pendant un orage; 50,000 m <sup>3</sup> d'eaux acides et toxiques déversées.
25 avril 98	Los Frailes, Aznalcóllar, Espagne	Rupture d'une digue suite à une rupture dans l'argile de fondation; 4 à 5 million m <sup>3</sup> d'eaux toxiques et de résidus déversés; des milliers d'hectares de champs contaminés.

12 nov. 96	Nazca, Pérou	Rupture d'une digue suite à un séisme; plus de 300,000 m <sup>3</sup> de résidus déversés dans une rivière.
29 août 96	El Porco, Bolivie	Rupture d'une digue; 400,000 tonnes de résidus déversés, 300 km du fleuve Pilcomayo contaminés.
1 mai 96	Sgurigrad, Bulgarie	Rupture de digue après de fortes pluies; 220,000 m <sup>3</sup> de résidus transportés à 6 kilomètres, destruction de la moitié du village situé à 1 kilomètre en aval de la digue, faisant 107 victimes.
2 sept. 95	Placer, Surigao del Norte, Philippines	Rupture des fondations d'une digue; 50,000 m <sup>3</sup> de résidus déversés; 12 victimes; pollution côtière.
19 août 95	Omai, Guyane	Rupture d'une digue suite à l'érosion interne; 2 million m <sup>3</sup> de résidus cyanurés; 80 km du fleuve Essequibo contaminé.
19 nov. 94	Mine Hopewell, Hillsborough County, Florida, USA	Rupture d'une digue; environ 1.9 million m <sup>3</sup> d'eau du bassin de déposition d'argile rejetés dans l'environnement et dans le fleuve Alafia; Keysville inondé.
22 févr. 94	Harmony, Merriespruit, Afrique du Sud	Rupture d'une digue après de fortes pluies; 600,000 m <sup>3</sup> de résidus déversés sur 4 km en aval; 17 personnes tuées; vastes dommages à une banlieue résidentielle
1 mars 92	Maritsa Istok 1, Stara Zagora, Bulgarie	Rupture d'une digue suite à une inondation de la plage; 500,000 m <sup>3</sup> de résidus déversés.

## **Conclusions**

Les matériaux à faible compactage sont à l'origine de l'instabilité sismique des digues et des levées, le problème de la tenue aux séismes des barrages en remblai, se pose principalement pour les barrages en remblai en construction ou pour la réévaluation d'un ouvrage ancien, lorsque les matériaux constitutifs sont susceptibles de perdre leur résistance au cisaillement, les sévères dégâts apparaissent sur les barrages en sable. L'origine des ruptures est la liquéfaction, la plupart des grands barrages résistent aux séismes. Par contre les barrages aux Etats-Unis ont subi des dégâts importants à cause de la méthode de construction de remblai hydraulique ou la consolidation n'a été réalisé, alors que les grands barrages construits selon les normes de conception moderne expriment une résistance suffisante face aux séismes. L'analyse des cas historiques précités exige la compréhension et la mise en œuvre d'une méthode d'évaluation de la sécurité sismique.

On peut dire que l'instabilité due aux risques sismiques existe pour toute taille d'ouvrage hydraulique en remblai.

# *Chapitre II*

## *Les barrages en terre*

Les Barrages sont des ouvrages d'art faits pour retenir les eaux d'une rivière, le rôle du barrage est non seulement d'accumuler une réserve d'eau, mais aussi de créer une chute dans le but d'actionner les turbines d'une centrale. Les barrages comptent parmi les constructions humaines les plus anciennes. Leur développement actuel coïncide avec les évolutions démographique et économique, qui imposent, dans la plupart des régions du globe, la construction de réservoirs de plus en plus grands, tant en hauteur qu'en longueur, afin d'assurer de manière continue et régulière les besoins en eau et en énergie des populations, des cultures et des industries. Il est désormais possible, grâce au développement des moyens de recherche et de calcul et aux progrès effectués par les méthodes d'exécution, de réaliser ces ouvrages importants plus rapidement, à moindre coût et avec plus de sécurité. Les grands principes de base sont toute fois restés les mêmes et la distinction entre les différents types de barrage (en béton ou en matériaux meubles) reste valable.

Les barrages forment avec le terrain sur lequel ils ont construits un ensemble indissociable: à chaque site, un type de barrage, un dimensionnement adapté tant sur le plan technique qu'économique. C'est pour quoi 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. Une digue est un «ouvrage destiné à contenir les eaux, à élever leur niveau ou à guider leur cours».

Le terme de digue est parfois utilisé pour de petits barrages réalisés en remblai. Les berges des canaux ou cours d'eau canalisés peuvent constituer des digues parfois assez hautes.

### **II.1 Les 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.

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. Pour ce type d'ouvrage les volumes de matériaux à mettre en oeuvre sont très importants, de 5 à 15 fois et plus le volume de béton qui serait

nécessaire pour un barrage poids s'inscrivant dans le même site. La valeur d'une terre, après extraction mais avant mise en oeuvre, étant bien plus faible que pour le béton. Cette condition impérative conditionne le projet du barrage en terre.

Il est fréquent d'avoir à compacter de 20-100000 m<sup>3</sup> en terre. Les grands barrages nécessitent des millions et même des dizaines de millions de m<sup>3</sup>. Le transport et la mise en oeuvre des matériaux sont donc des éléments essentiels de prix de revient. Le transport sur de longues distances devient vite très onéreux. Sauf des matériaux particuliers, comme la terre destinée à la construction du noyau ou les enrochements de qualité, la conception d'un barrage en terre répond à deux exigences principales l'étanchéité et la stabilité de l'ouvrage.

## **II.2 Différents types de barrages en terre**

Les barrages en terre sont classés selon leur type d'étanchéité

\*Barrage en remblai en terre homogène

\*Barrage en remblai zoné avec étanchéité intérieure (noyau argileux, paroi moulée, diaphragme en béton ou en béton bitumineux).

\*Barrage en remblai avec étanchéité amont (dalle en béton ou tapis bitumineux, membrane)

### **II.2.1 Barrage en terre homogène**

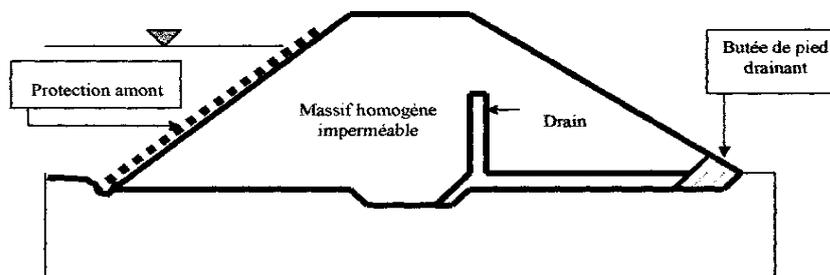
Le registre mondial des barrages recense 1950 barrages en terre homogène soit 7.7 % de l'ensemble. De plus, la très grande majorité de tous les petits barrages sont des digues homogènes.

Les barrages en terre homogène sont des digues en remblai compacté. Le corps du remblai est constitué d'un sol homogène suffisamment imperméable pour limiter le débit de fuite. Muni d'un dispositif de drains dans sa partie aval et d'une protection mécanique contre l'effet du battillage dans sa partie amont. Ce type de barrage est le plus facile à réaliser, selon les ouvrages, la pente des talus sera plus ou moins forte, en fonction notamment des caractéristiques du matériau employé. La plupart des barrages français très anciens, dont beaucoup servent à l'alimentation en eau des canaux.

Des protections peuvent être disposées sur les faces extérieures:

Enrochements ou rip-rap sur le parement amont pour éviter l'érosion due aux vagues, terre végétale engazonnée ou enrochements sur le parement aval pour stabiliser la terre vis-à-vis du ruissellement de la pluie. Ce type de barrages est bien adapté aux sites ayant une fondation déformable. De conception rustique, ils ont une grande emprise au sol, n'engendrent que peu de contraintes, s'accompagnent en

fondation de faibles gradients d'écoulement et peuvent accepter des tassements de la fondation. Par contre, ils ne supportent pas bien les variations rapides du plan d'eau et ne supportent pas ou très peu la submersion par dessus la crête.



**Figure II.1** Barrage en terre homogène

La majorité de tous les petits barrages sont des digues homogènes, souvent à vocation agricole. Par ailleurs, les données relatives à certains pays où le barrage en terre homogène est le type de loin le plus répandu sont vraisemblablement très incomplètes.

Le barrage d'Ortiz au Mexique détient le record du monde de hauteur avec 120 m. Celui d'AlWahda au Maroc représente un volume de 25 millions de mètres cubes de remblai.

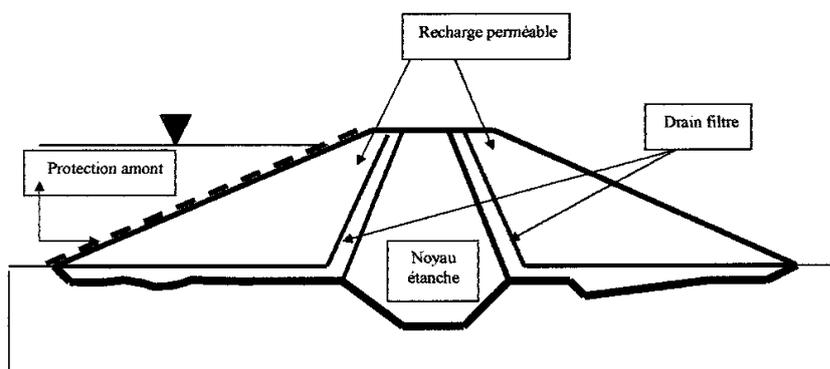
En France, le record est détenu conjointement par la digue des Bois Noirs qui est une digue retenant des résidus d'exploitation minière et par le barrage de Montbel à vocation agricole. Cinq ouvrages seulement ont plus de 20 m de hauteur.

**Tableau II.1** Les barrages en terre homogène en plus de 20 m de hauteur.

Nom	Hauteur	Longueur	Volume du barrage (1000 m <sup>3</sup> )
Montbel	42	270	850
Bois Noirs	42	500	661
Matemale	37	984	562
La Gimone	29	616	1500
Puy Terrier	26	460	160

## II.2.2 Barrage en remblai zoné

Les barrages zonés sont des barrages en remblai constitués de plusieurs types des matériaux disposés de façon à assurer séparément les fonctions de stabilité du barrage et d'étanchéité. Le découpage du corps du barrage en matériaux différents est appelé zonage. Il permet de faire de grandes économies dans les volumes mis en oeuvre et d'utiliser au mieux les matériaux disponibles sur le site. Le noyau imperméable constitué de terres argileuses, d'argile, de terres caillouteuses ou tout autre matériau terreux comportant une forte proportion de matériaux fins lui conférant une faible perméabilité. Lorsqu'il y a discontinuité importante dans la granulométrie des matériaux des différentes zones en contact, il y a lieu d'interposer une couche filtrante de transition entre zones. Le noyau étanche en terre peut être remplacé par un écran interne du type paroi moulée ou bien une superposition de couches de béton bitumineux ou d'asphalte. Les zones encadrant le noyau imperméable sont en tout venant compacté. Elles assurent la résistance et la stabilité du barrage, en particulier pour le talus amont en cas de vidange rapide. Le noyau interne au gros avantage d'être peu sensible aux agressions extérieures. C'est, en outre une solution rustique, à la longue durée de vie, en général relativement peu coûteuse. Il présente l'inconvénient d'être difficilement réparable en cas de fuite. L'étanchéité du barrage doit être éventuellement prolongée dans ses fondation soit par un ancrage, soit en réalisant au dessous du noyau une coupure étanche telle que paroi moulée, rideau d'injection, etc.



**Figure II.2** Barrage en remblai zoné

Les barrages en terre homogène sont généralement des barrages de taille modeste.

Avec des barrages zonés, on peut atteindre des dimensions beaucoup plus importantes. Les deux barrages les plus hauts du monde, toutes catégories confondues, sont ceux de Rogun et Nurek, tous les deux situés au Tadjikistan, avec

respectivement 335 et 300 m de hauteur. Il s'agit de deux barrages zonés avec un noyau central en terre. Au niveau mondial, 4000 barrages sont de ce type.

En France, on en dénombre 43 dont les dix plus hauts sont **Tableau II.2**.

**Tableau II.2** Les dix plus hauts barrages zonés en France.

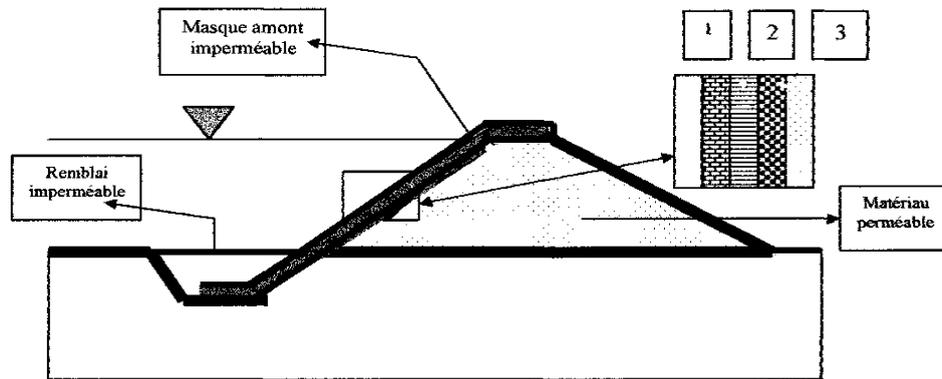
Nom	Hauteur (m)	Volume du barrage (1000 m <sup>3</sup> )
Grande Maison	160	12900
Serre-Ponçon	129	14100
Mont-Cenis	120	14850
Vieux PR2	73	1800
Gréoux	67	847
Saint-Cassien	66	1000
Agly	57	1000
Saint-Géraud	45	320
La Verne	42	520
Notre Dam de Commiers	40	1250

### II.2.3 Barrage à masque amont

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telles que manque de matériaux convenables, difficulté de mise en oeuvre, etc. On devra alors cette technique à celle d'une digue homogène à masque amont étanche.

Les barrages à masque amont étanche 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. Il est complété en pied par une paroi moulée d'étanchéité pour limiter le débit de fuite. Le masque est 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 présente le double avantage de permettre des réparations en cas de dégradation du masque, mais aussi d'autoriser des vidanges de retenue très rapides sans risque de glissement du talus amont. Le masque amont présente aussi l'avantage de pouvoir être exécuté après l'édification du remblai et de pouvoir être réparé aisément. Il est par contre plus exposé aux agressions

extérieurs (mécaniques, thermique etc.) et il est par conséquent plus fragile que le noyau interne. Il doit être prolongé s'il y a lieu, par une coupure étanche dans les fondations du barrage.



**Figure II.3** Barrage à masque amont

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

### II.3 Fonctions d'un barrage

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

## **II.4 Petits et grands barrages**

Les petits barrages présentent a priori autant de difficultés que les très grands. Bien sûr, leur faible taille s'accompagne de faibles contraintes: le comportement d'un rocher d'appui va rester dans le domaine élastique; les vitesses à l'aval d'un coursier d'évacuateur n'engendreront pas de phénomènes de cavitation, mais à l'inverse, il ne sera pas toujours financièrement raisonnable de vouloir acquérir une connaissance parfaite de l'étanchéité d'une cuvette; l'absence de station limnigraphique gonflera l'indétermination des débits de crue... Indétermination, zones d'ombre compliquent donc la tâche du concepteur. Celui-ci devra alors concevoir un ouvrage adapté à ces incertitudes. Si c'est impossible, il sera placé devant le dilemme de déclarer le site impropre ou bien de prendre un risque. Risque de rupture, mais plus souvent risque de fuites excessives.

Il n'existe pas de définition unanimement reconnue de l'expression petit barrage. En France, on considère souvent que les grands barrages ont une hauteur supérieure à 20 mètres, parce que depuis 1966 les projets de tels barrages doivent être soumis au Comité Technique Permanent des Barrages ; pourtant les textes applicables n'utilisent pas le vocable grand barrage.

De son côté, la Commission Internationale des Grands Barrages considère comme grands barrages les ouvrages de hauteur supérieure à 15 mètres, ou bien même, dans certains cas, comprise entre 10 et 15 mètres.

En fait, il n'est pas très important de définir avec précision la limite entre petit barrage et grand barrage. Les petits barrages ceux dont la hauteur est inférieure à 15 mètres et moyens ceux dont la hauteur est comprise entre 15 et 25 mètres. Cette définition ne prétend pas être universelle, et elle n'a bien sûr aucun caractère réglementaire.

## **II.5 Avantages des barrages en terre**

Les barrages en terre présentent notamment l'avantage de pouvoir reposer sur des fondations de médiocre qualité, c'est-à-dire compressible, et de pouvoir être réalisés avec une très grande variété de sols.

- Le corps du barrage est très flexible et adaptable aux conditions du terrain.
- Peu susceptible aux tassements et aux séismes.
- Petite à moyenne fouille. La digue n'est pas forcément fondé sur un rocher sain.
- La compression du sol est faible.
- Le gradient des sous-pressions au niveau de la fondation ou du noyau est faible.

- La conception d'un barrage en terre répond à deux exigences principales: l'étanchéité et la stabilité de l'ouvrage.

## **II.6 Inconvénients des barrages en terre**

\*L'inconvénient majeur du barrage en terre est les infiltrations à travers le massif.

\*Mise en place de grands volumes de matériaux.

\*Le remblai du noyau en argile est influencé par les conditions atmosphériques (climat pluie).

## **II.7 Différentes méthodes d'analyse sismiques des barrages en terre**

Les méthodes employées pour apprécier la stabilité des ouvrages en séisme dépendent de la sensibilité supposée du barrage: hauteur, nature de la fondation (présence de couches sableuses saturées par exemple), constitution de l'ouvrage. Pour les petits ouvrages et un séisme faible, on se contente généralement d'utiliser la méthode pseudo-statique. Lorsque l'ouvrage est plus sensible et le séisme plus important, il est recommandé d'utiliser, en plus de la méthode pseudo-statique, des méthodes plus représentatives prenant en compte le comportement dynamique des sols (fondation et remblai).

### **- Les méthodes d'analyse**

Généralement, la procédure complète de la vérification de la tenue au séisme d'un ouvrage en terre comporte six étapes:

- 1- l'identification et la caractérisation du site et de ses matériaux ;
- 2- l'évaluation de la stabilité par une approche pseudo-statique ;
- 3- l'évaluation pseudo-dynamique des mouvements irréversibles ;
- 4- l'évaluation du potentiel de liquéfaction simplifié ;
- 5- l'évaluation de la stabilité par une approche dynamique non linéaire avec liquéfaction.

L'analyse de chaque méthode : pseudo-statique, pseudo-dynamique, et liquéfaction simplifiée montre qu'avec les hypothèses adoptées ou encourent les méthodologies empiriques, les résultats obtenus peuvent être contradictoires.

Avant la synthèse des différentes méthodes d'analyse sismiques des barrages en terre il faut bien comprendre le champ d'application, la précision et la fiabilité de chaque méthode.

### II.7.1 Méthode pseudo-statique

C'est la méthode la plus généralement utilisée dans le cas des petits et moyens barrages. Il est décrit par San et Leschinsky [1994].

La méthode pseudo-statique est la méthode la plus simple qui permet la prise en compte de l'effet sismique dans un premier temps. L'action du séisme est représentée par une force d'inertie horizontale permanente sur la masse potentielle instable définie au préalable. Cette force correspond au produit de la masse, d'un coefficient pseudo-statique et de l'intensité de la pesanteur. La valeur du produit du coefficient pseudo-statique et de l'intensité de la pesanteur est maintenant comprise entre  $2/3$  et  $1/2$  de l'accélération maximale du séisme.

La transmission des ondes de cisaillement dans l'ouvrage n'est pas explicitée. Dans le cas où l'amplification des ondes sismiques est forte, l'accélération instantanée dans le remblai peut être supérieure à celle pseudo statique. D'autre part, pour les matériaux sensibles à un accroissement important des pressions interstitielles et perdant leur résistance, cette approche n'est pas du tout suffisante, ce fait a été vérifié dans le cas de l'effondrement du barrage inférieur de San Fernando. Celui-ci avait en effet été démontré stable suite à une analyse pseudo-statique menée en 1966 par Seed avec un coefficient de sécurité de 1.22 à 1.61, [SEE 73].

L'analyse pseudo-statique ne peut pas simuler la rupture sismique de ce barrage survenue en 1971.

Cette phase d'étude permet de calculer le coefficient pseudo-statique critique,  $k_c$  qui rompt l'équilibre. Une évaluation des déformations irréversibles de l'ouvrage est possible à partir de la comparaison de l'accélération maximale de l'accélérogramme  $A_{\max}$  et de  $k_c$ , moyennant l'hypothèse d'absence de liquéfaction. Cette évaluation est loin d'être fidèle à la réalité.

L'expérience montre que la stabilité pseudo-statique est généralement confortable. Le coefficient de sécurité est souvent de l'ordre de 2 en statique et bien supérieur à 1 en pseudo-statique. Cette méthode n'est pas satisfaisante au plan théorique et ne permet pas d'appréhender correctement les problèmes lorsque le séisme est élevé. Car elles ne tiennent pas compte de plusieurs facteurs importants (tel la distribution des forces dynamiques dans la masse, l'augmentation des pressions interstitielles, la réduction de la résistance du matériau par les déformations induites, et l'effet des sollicitations cumulées). On peut néanmoins considérer que la méthode pseudo-statique est acceptable pour des analyses préliminaires lorsque les digues sont peu

élevées (hauteur  $\leq 20$  à 30 m), dans des zones où l'accélération est faible ou modérée ( $a_g \leq 0,15$  g) et où les dommages potentiels sont minimes (Bozovic et Lemay, 1989) [LEM 89].

### **II.7.2 Méthode pseudo-dynamique**

La méthode pseudo-dynamique consiste à réaliser une étude du comportement dynamique du barrage et de sa fondation au cours du séisme. L'ouvrage est alors considéré comme stable lorsque les déformations sont limitées et compatibles avec les propriétés des matériaux utilisés.

Le fait que l'ouvrage puisse effectivement présenter momentanément un coefficient de sécurité inférieur à 1 sans causer d'incidents graves sur son fonctionnement exige une démarche d'évaluation des déplacements irréversibles lorsque la masse étudiée perd sa stabilité. Il est alors possible de donner des critères en déplacement afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage. La méthode pseudo-dynamique permet ainsi de justifier que la crête n'est pas emportée par un tassement de cisaillement supérieur à la revanche et que le filtre à l'aval du noyau n'est pas hors fonction suite à un glissement. Une telle démarche permettant de quantifier des déplacements horizontaux au sein du barrage sous sollicitation cyclique est proposée par Newmark (1965) [NEW 65], Ambrasey (1972) [AMB 72], Sarma (1975) [SAR 75], Seed-Makdisi (1978) [SEE 78], Bureau (1985) [BUR 85].

Seuls les déplacements causés par la rupture sont pris en compte, l'effet de la compressibilité des matériaux sur le tassement ou sur la génération de pression interstitielle est absent. Cette méthode prolonge la précédente lorsque le coefficient de sécurité est inférieur à 1. En revanche, elle n'étend pas son domaine d'application.

### **II.7.3 Evaluation du potentiel de liquéfaction simplifiée**

L'analyse du risque de liquéfaction est fondée sur l'évaluation de la résistance sismique de la fondation et du remblai par une campagne d'essais in situ et sa comparaison au taux de contrainte généré par le séisme. La résistance est en effet trop dispersée pour être accessible par les essais de laboratoire.

La procédure simplifiée d'évaluation de la résistance au risque de liquéfaction développée par Seed et Idris 1971 [SEE 71] est utilisée dans le monde entier. Elle a été testée et consolidée par de nombreux auteurs. Récemment, elle a été transposée au pénétromètre statique, notamment par Robertson 1990 [ROB 90], Youd 2001 [YOU

01]. Cette procédure est une corrélation empirique basée sur les données d'observation in situ de liquéfaction et d'intensité sismique.

Le taux de contrainte CSR généré par le séisme « Cyclic Stress Ratio » exprimé par le taux de contrainte cyclique, rapport de la contrainte de cisaillement sur la contrainte effective verticale initiale) est calculé par une relation analytique en fonction de la profondeur et de l'ampleur du séisme en supposant le terrain naturel plat.

La résistance, CRR (« Cyclic Résistance Ratio ») est mesurée empiriquement.

Elle est le taux de contrainte cyclique minimal CSR provoqué par les séismes qui ont engendré une liquéfaction. Elle est représentée par la courbe limite dans le plan (contrainte sismique, résistance in situ) entre les sites liquéfiés et non liquéfiés. La résistance est traditionnellement une résistance pénétrométrique, initialement SPT. L'expérience montre qu'il n'est pas rare de localiser des points potentiellement liquéfiables. La reconnaissance doit être suffisamment étendue pour quantifier l'extension autour de ce point d'une zone éventuellement liquéfiable.

Une zone potentiellement liquéfiable peut ne pas se liquéfier, sous certaines conditions limites et plus spécifiquement sous l'influence du drainage. Seul le calcul non linéaire couplé permet de quantifier l'influence du drainage.

Cependant, elle n'est appliquée que pour les stratigraphies ou les pentes faibles < 6% car à l'origine, cette approche est basée sur l'observation de la surface de fondations alluviales.

Pour les sols en pente, les observations sont plus rares. Les quelques exemples cités relatent la rupture en deux étapes: la montée en pression interstitielle par sollicitation cyclique souvent dans un plan horizontal et la rupture de la masse instable suivant une surface de rupture potentielle passant en partie par la surface horizontale affectée par la liquéfaction. De plus, l'évaluation du potentiel de liquéfaction d'un remblai en alluvion n'est pas simple car le mécanisme de liquéfaction est contrarié par le phénomène de dissipation causé par une perméabilité des alluvions d'autant plus grande que la densité est faible. Il est fréquent que des poches de grave montre une tendance à la liquéfaction, mais leur faible extension entraîne un bon drainage et non une rupture.

Cette approche est complémentaire aux précédentes, elle permet de délimiter les zones sensibles à la liquéfaction et propices à la rupture. En revanche, elle donne

une image majorante de la rupture. La réalité de la rupture nécessite l'intégration de la génération de pression et de sa dissipation en fonction des conditions aux limites.

#### **II.7.4 Stabilité post-sismique**

Une approche simplifiée de la stabilité post-sismique consiste à calculer le coefficient de sécurité final avec la résistance résiduelle issue des essais triaxiaux et correspondant à l'état en place. Cette approche consiste à supposer que la liquéfaction a eu lieu que le pic en contrainte a été dépassé et que la résistance résiduelle est atteinte, le coefficient de sécurité est calculé avec ces résistances résiduelles.

Cette approche est bien adaptée aux sols fins qui n'ont pas de drainage rapide. Dans certains cas, il y a le problème de la détermination de la résistance résiduelle. La résistance résiduelle est la contrainte de cisaillement critique. Il convient de souligner deux difficultés à la mise en œuvre de cette approche. La première difficulté est liée au fait qu'il existe une forte différence de valeur entre la résistance en compression et celle en extension. Dans la pratique, il est convenu de prendre la résistance en compression dans la partie amont du glissement (le remblai), la résistance en cisaillement au point bas et la résistance en extension dans la partie aval et remontant du pied de glissement en fondation. Si la stabilité est assurée avec la résistance en extension partout en fondation, la rupture a fortiori n'aura pas lieu. La seconde difficulté vient de la localisation qui apparaît après de grandes déformations et qui empêche d'atteindre l'état critique, alors seule la résistance minimale est accessible.

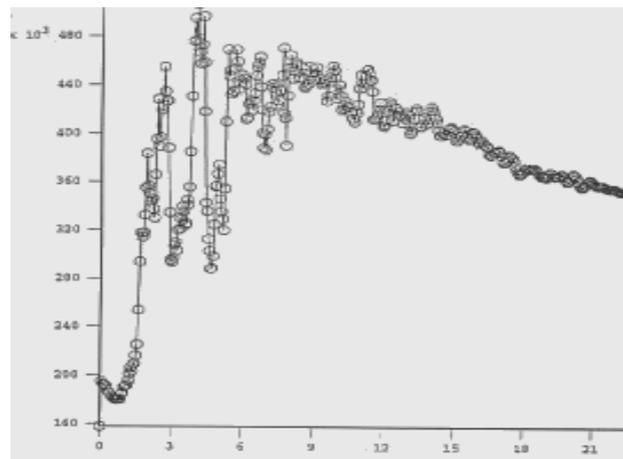
Ces deux difficultés prédisent d'une manière très pénalisante l'occurrence de rupture pour les matériaux graveleux, cette approche est très délicate à appliquer.

#### **II.7.5 Approche couplée**

L'analyse dynamique couplée non linéaire s'appuie sur l'intégration d'une loi de comportement dans un milieu continu pour calculer la stabilité de la section la plus faible. La méthode des éléments finis (MEF) ou la méthode des différences finies (MDF) sont toutes les deux utilisées.

Les résultats sont évalués en terme de taux de liquéfaction (pression interstitielle sur contrainte effective initiale), de déformation déviatoire (intégrant la déformation de cisaillement, et de déplacement final).

La perméabilité des graves joue un rôle fondamental. Alors que les essais triaxiaux non drainés donnent une liquéfaction des graves aussi rapide que celle des sables à densité relative donnée, le calcul montre que dans certains cas la pression se dissipe dans les graves en quelques secondes **Figure II.4**



**Figure II.4** Evolution de la pression interstitielle d'une fondation graveleuse pendant le séisme

L'ensemble des démarches simplifiées présentées précédemment, avec leurs hypothèses fortes, fournit une première approche de l'évaluation du risque d'instabilité de l'ouvrage. La pratique montre que ces approches sont très souvent contradictoires. L'expérience incite à accorder à l'approche couplée le privilège de départager ces diagnostics contradictoires. Le cas des géométries complexes ou l'ouvrage est constitué de plusieurs matériaux ou d'un matériau dans plusieurs états de densité, et où le comportement rhéologique du corps et de la fondation est susceptible d'évoluer durant la sollicitation, nécessite une étude précise prenant en compte le comportement rhéologique des matériaux sous les effets dynamiques, l'interaction entre eux et entre l'ouvrage et sa fondation.

# *Chapitre III*

## *Séismes*

La compréhension du mécanisme responsable de l'activité sismique du globe terrestre est récente, puisque ce n'est qu'en 1968 que J. Morgan et Le Pichon ont formulé la théorie de la tectonique des plaques qui fournit un modèle cinématique cohérent des déformations de l'écorce terrestre.

Notre planète a toujours subi des mouvements tectoniques. Le séisme se manifestant à la surface du sol par une série de vibrations est un risque naturel majeur le plus meurtrier et le plus coûteux.

En France, 5 000 séismes ont été enregistrés depuis 10 siècles; la rareté des séismes d'intensité supérieure à 7, soit environ 4 par siècle, ne doit pas faire oublier qu'ils peuvent être très destructeurs s'ils sont localisés près des villes.

### **III.1 Définition du séisme**

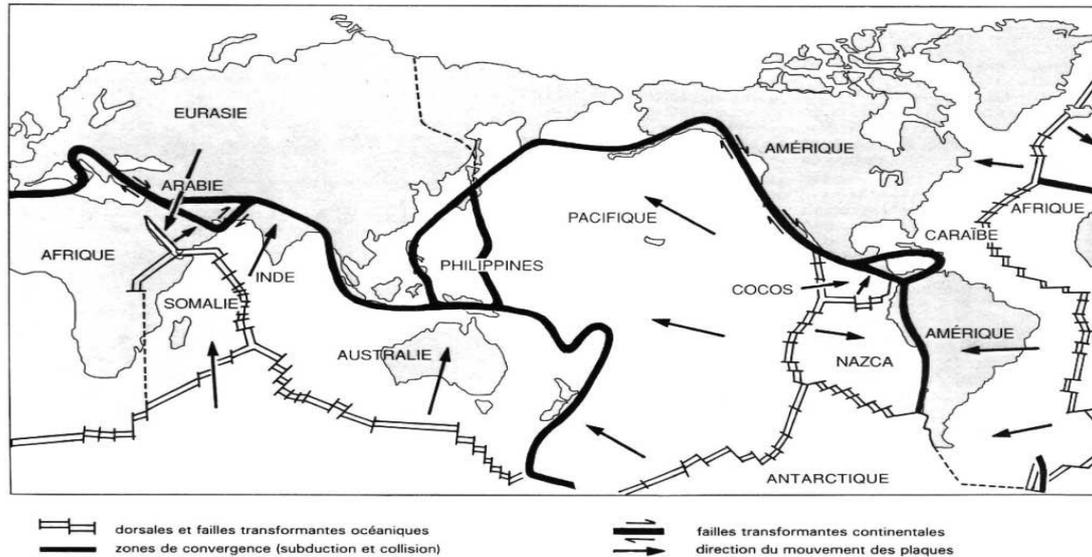
Un séisme ou tremblement de terre est une libération soudaine d'énergie qui se produit à l'intérieur de la terre. Au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint.

Il se traduit en surface par des mouvements brusques du sol qui peuvent présenter des amplitudes de plusieurs décimètres, de fortes accélérations et de durées variables qui peut occasionner des dégâts considérables à cause des ondes élastiques qui se propagent depuis le foyer jusqu'à n'importe quel point.

### **III.2 Phénomène physique du séisme**

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. Les séismes majeurs sont liés à l'existence de mouvements tectoniques globaux continuellement en action qui soulèvent des chaînes de montagnes et creusent des tranchées océaniques à la surface de la terre, le mouvement des plaques (mouvements de rapprochement ou d'écartement ou bien encore de coulissage des plaques rigides). Ces mouvements affectent une quinzaine de "plaques" sphéroïdales et engendrent des contraintes sur les lignes de contact des plaques. Lorsque ces contraintes deviennent trop élevées et supérieures à la «résistance au frottement », une rupture brutale se produit: c'est un tremblement de terre, à la suite duquel un nouvel état provisoire de stabilité est réalisé.

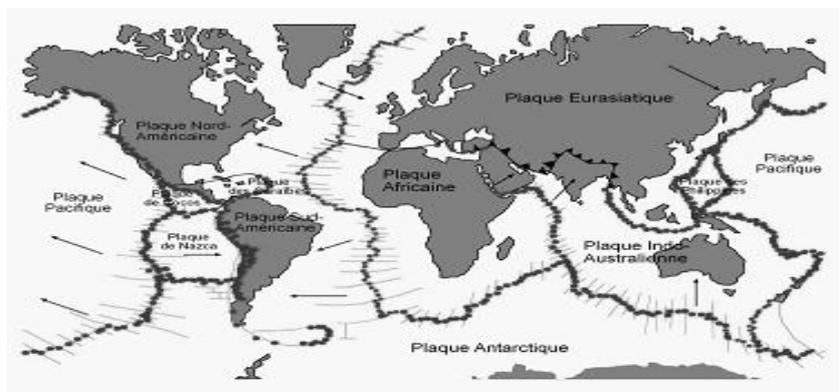
Il résulte de cette description qu'il existe des régions du monde à plus ou moins haut risque sismique, suivant qu'elles sont plus ou moins proches des zones de jonctions des "plaques". **Figure III.1**



**Figure III.1** Carte simplifiée des grandes plaques lithosphériques actuelles et de leurs limites.

### III.3 Comment et pourquoi se produisent les séismes?

La croûte terrestre est formée de 7 grandes plaques et d'autres plus petites. Ces plaques sont connues sous le nom de plaques tectoniques. Les plaques ne sont pas immobiles, elles se déplacent à des vitesses allant de 1-2 cm/an pour les plaques les plus lentes, jusqu'à 6-7 cm/an pour celles les plus rapides, et elles ne se déplacent pas toutes dans le même sens, sinon qu'elles peuvent le faire en sens opposés.



**Figure III.2** Carte du monde où apparaissent les plaques les plus importantes.

Le mouvement des plaques provoque des tensions, faisant que celles-ci s'accumulent jusqu'à un point où la résistance de la croûte ne peut plus supporter la tension et elle se casse. Au moment où a lieu cette rupture, l'énergie qui s'était accumulée se libère soudainement sous forme d'ondes qui se propagent dans toutes les directions en produisant une secousse du terrain.



**Figure III.3** Le mouvement des plaques exerce des forces sur les roches.

### III.4 Quelles sont les zones de la Terre où se produisent le plus de séismes ?

Les zones où se produisent le plus de séismes sont les limites de plaques. Ces limites ne sont pas toutes du même type. Il existe des limites constructives comme les dorsales médio-océaniques où se crée de la croûte, des limites destructives comme les zones de subduction où se détruit de la croûte, des zones de collision où s'accumulent les matériaux en créant les grandes chaînes de montagnes, et en dernier lieu, des limites conservatrices qui sont les failles transformantes où ni se crée ni se détruit de la croûte.

#### \*Médio-océanique.

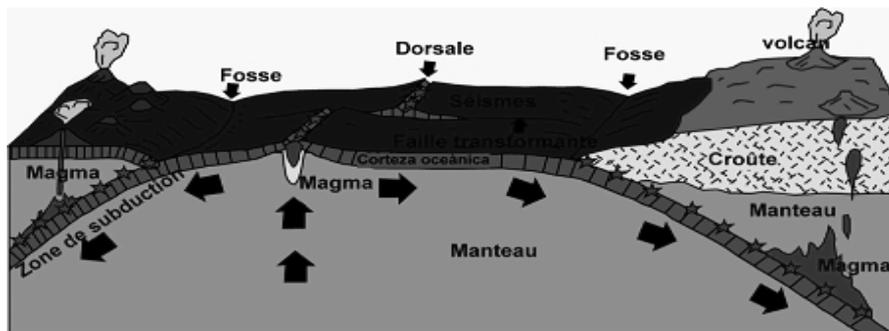
- Exemples de limites de plaques où se produisent des séismes :

Dorsale médio-océanique : dorsale Atlantique

Zone de subduction : Japon, Îles Kuriles, Mexique, Colombie, Indonésie

Zone de collision : Pyrénées, Himalaya

Faille transformante : faille de San Andreas (Californie)



**Figure III.4** Différents types de limites de plaques.

### III.5 Caractéristiques D'un séisme

#### III.5.1 Distance hypocentrale et épicentre

\***Hypocentre**: on appelle hypocentre ou foyer le point intérieur du globe où se forme la rupture engendrant le séisme.

\***L'épicentre** : le lieu de la surface terrestre situé exactement à la verticale de foyer. Il correspond à la zone où le séisme est le plus important.

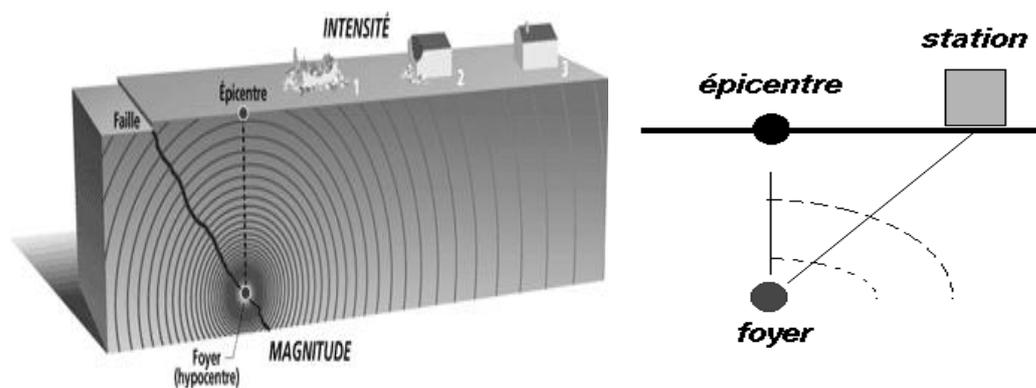


Figure III.5 Définition des caractéristiques d'un séisme.

#### III.5.2 Ondes sismiques

Les ondes sismiques sont des ondes élastiques. Lors de la fracture de la roche, les ondes générées se propagent à travers la Terre, autant en son intérieur qu'en surface. L'onde peut traverser un milieu sans modifier durablement ce milieu, l'impulsion de départ va pousser des particules élémentaires, qui vont pousser à leur tour d'autres particules et reprendre leur place, il y a deux types d'ondes. Les ondes de volumes ou de fond celles qui se propagent à l'intérieur de la terre et qui comprennent les ondes P et les ondes S, et les ondes de surfaces qui se propagent parallèlement à la surface, et qui comprennent les ondes de Love et de Rayleigh.

##### \*Les ondes de volumes

-**Les ondes P**: sont des ondes longitudinales ou primaires celles qui se propagent à plus grande vitesse et sont généralement peu destructrices. Ces ondes se propagent comme une onde sonore suivant des cycles de compression/décompression du sol. Présentant en plus la caractéristique de pouvoir se propager à travers n'importe quel

type de matériel, qu'il soit solide ou liquide. Les particules se déplacent selon un mouvement avant-arrière dans la direction de la propagation de l'onde.

**-Les ondes S:** sont des ondes transversales qui se déplacent à une vitesse un peu inférieure (ondes secondaires) et ne se propagent pas à travers les masses liquides. Ces ondes s'accompagnent, sans changement de volume d'une distorsion dans le plan perpendiculaire à la direction de propagation. Elles consistent en la propagation des ondes de cisaillement, où les particules bougent perpendiculairement à la direction de propagation de la perturbation. Les ondes S sont plus lentes que les ondes P.

**\*Les ondes surface**

Les ondes superficielles se déplacent à une vitesse encore inférieure. En raison de la différence de vitesse de chacune des ondes.

**-Les ondes de Love (L) :** sont des ondes de cisaillement, comme les ondes S, mais qui oscillent dans un plan horizontal. Elles se produisent quand le massif comporte dans sa partie superficielle une superposition de couches horizontales de caractéristiques différentes. Elles impriment au sol un mouvement de vibration latéral.

**-Les ondes de Rayleigh (R) :** sont assimilables à une vague, les vibrations sont elliptiques dans le plan vertical qui contient la direction de propagation. Elles se propagent le long de la surface libre limitant un massif semi infini.

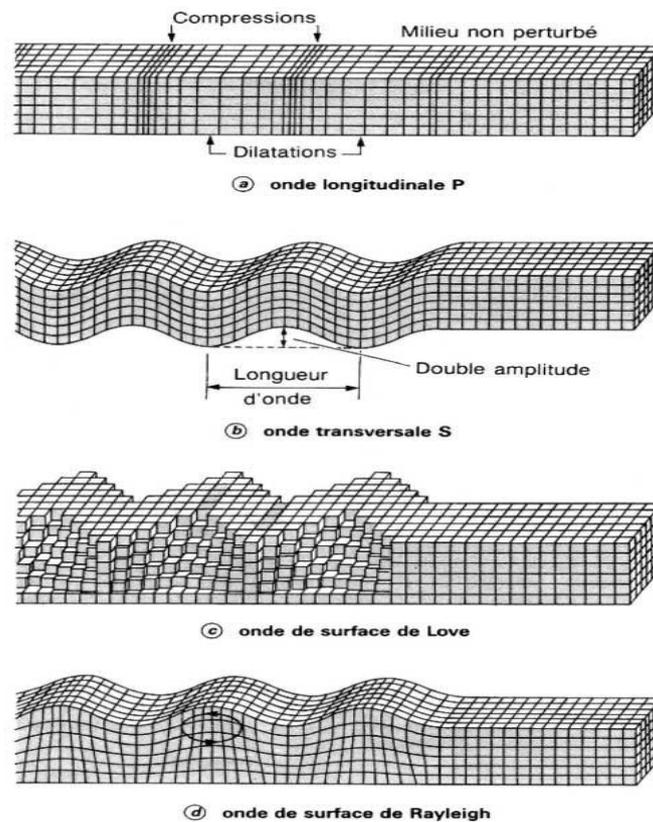


Figure III.6 Ondes sismiques

### III.6 Les différentes échelles

\* **Echelle de Mercalli Modifiée** : échelles d'intensité utilisée aux États-Unis a été développée en 1902 et modifiée en 1931. Elle comporte 12 degrés, indique l'intensité d'un séisme sur une échelle de I à XII.

\* **l'échelle japonaise JMA (Japan Meteorological Agency)** : qui n'a que 8 degrés.

\* **Echelle MSK (Medvedev Sponheuer Karnik)**: échelle développée en 1964, d'intensité de séisme qui comporte douze degrés. Le degré I correspond à une secousse seulement détectée par les instruments, les dégâts matériels ne sont importants qu'à partir de VIII, et XII caractérise une catastrophe. C'est actuellement l'échelle de référence en Europe.

\***Echelle de Richter**: a été instaurée en 1935, échelle de référence qui évalue l'énergie des séismes par la valeur de la magnitude, qui comporte 9 degrés, et est fonction de l'amplitude maximum qu'enregistrerait un sismographe étalon placé à cent kilomètres de l'épicentre.

\***Echelle de magnitude de moment** : est fonction du phénomène physique au cœur du séisme : le glissement de la roche sur un plan de faille. Cette échelle repose sur

l'intensité du couple des forces qui provoquent la déformation et détermine la relation suivante:

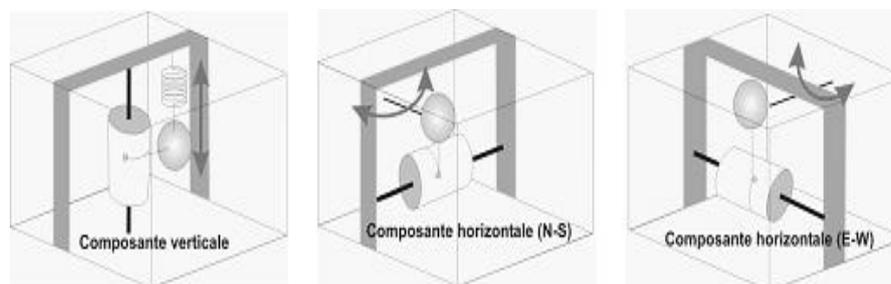
$M = \text{Aire de la zone fracturée}$

\*déplacement moyen du sol le long de la fracture

\*rigidité de la roche

### III.7 Sismographe

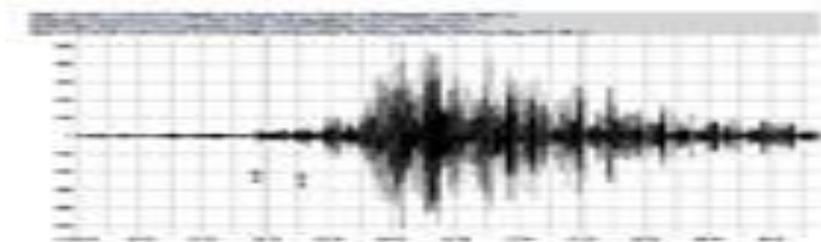
C'est un appareil, **Figure III.7**, utilisé pour enregistrer le mouvement vertical et horizontal du sol. Le mouvement vertical peut être enregistré en accrochant la masse à un ressort suspendu, de façon à ce que le va-et-vient de la masse, dessine un registre. Pour les mesures de mouvements latéraux du sol, la masse s'accroche normalement à un pendule horizontal qui bouge comme la porte d'une maison autour de ses charnières.



**Figure III.7** Sismographe.

### III.8 Sismogramme

À partir des sismogrammes, nous pouvons également calculer la magnitude du séisme, qui est en relation avec l'énergie libérée au foyer. Le sismogramme est appelé accélérogramme si l'instrument de mesure est l'accéléromètre.



**Figure III.8** Sismogramme.

### III.9 Magnitude d'un séisme

La magnitude est un chiffre sans dimension, représentant l'énergie libérée lors de la rupture. C'est un paramètre global du séisme calculé à partir de l'amplitude

maximale du mouvement du terrain en fonction de la distance entre le foyer et le lieu d'enregistrement, mesurée à l'aide de sismographes et servant à quantifier la puissance d'un séisme. Elle se calcule grâce à l'échelle de sismologues Charles Francis Richter qui a introduit cette notion (géophysicien américain, échelle de Richter, développée en 1935), pour les séismes locaux californiens afin d'estimer l'énergie libérée au foyer d'un tremblement de terre et pouvoir ainsi comparer les séismes entre eux.

La magnitude est unique pour un séisme et indépendante du lieu d'observation. Et n'ayant pas de rapport univoque avec le sinistre, l'échelle de magnitude est une échelle continue, logarithmique, il n'y a lieu de s'attendre qu'à partir de la magnitude 5 à des effets dommageables apparaissant directement dans la région épiscopentrale. Elle est aujourd'hui la plus employée pour définir l'ampleur d'un séisme. L'échelle de Richter basée sur la magnitude, permet de classer les séismes. En effet, la magnitude reflète l'énergie libérée indépendamment de la profondeur du séisme, de la distance au foyer et des dégâts subis. Alors que l'échelle MSK qui évalue l'intensité, varie avec la distance à la source.

La magnitude est donnée en degrés dans une échelle dite "Echelle de Richter" (lorsqu'on passe d'un degré au degré supérieur suivant, l'énergie libérée est multipliée par 30). A ce jour, la magnitude la plus importante calculée est celle du séisme du Chili de 1960 (9.5).

**Tableau III.1.a** Energie dégagée en fonction de la magnitude.

Magnitude	Longueur caractéristique de la rupture	Coulissage	Durée de la rupture	Energie dégagée
4	1 km	1 cm	0,3 s	E
5	3 km	5 cm	1 s	$E_1 = E \times 30$
6	10 km	20 cm	3 s	$E_2 = E_1 \times 30$
7	50 km	1 m	15 s	$E_3 = E_2 \times 30$
8	200 km	5 m	60 s	$E_4 = E_3 \times 30$
9	800 km	15 m	250 s	$E_5 = E_4 \times 30$

Plusieurs valeurs peuvent être ainsi calculées (Magnitude locale ML, de durée MD, des ondes de surfaces MS, des ondes de volumes MB). Mais ces différentes valeurs ne sont pas très fiables dans le cas de très grands tremblements de terre. Les sismologues lui préfèrent la magnitude de moment (notée MW) 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).

**Tableau III.1.b** Les échelles de magnitude.

Magnitude de Local $M_L$	On l'utilise pour des séismes proches dits séismes locaux, Elle est définie à partir de l'amplitude maximale des ondes P. Elle est toujours moyennée sur plusieurs stations en tenant compte des corrections locales.
Magnitude de Durée $M_D$	On l'utilise également pour des séismes proches mais elle est définie à partir de la durée du signal.
Magnitude des ondes de surface $M_S$	Elle est utilisée pour les séisme lointains, dits télé séismes, dont la profondeur est inférieure à 80 km. Elle se calcule à partir de l'amplitude des ondes de surface.
Magnitude des ondes de volume $M_B$	Cette magnitude est définie pour toutes les télé séismes et en particulier pour les séismes profonds, car ceux-ci génèrent difficilement des ondes de surface. Elle est calculée à partir de l'amplitude de l'onde P qui arrive au début du sismogramme.
Magnitude d'énergie ou de kanamori $M_W$	Elle est définie pour les très gros séisme .elle est calculée à partir d'un modèle physique de source sismique et est reliée au moment sismique.

**\*Remarque**

Lors de la rupture qui se produit au foyer d'un tremblement de terre, la plus grande partie de l'énergie se dissipe sous forme de chaleur. Une partie seulement se propage au loin sous forme d'ondes élastiques. Le rapport entre l'énergie des ondes et l'énergie totale. Appelé rendement sismiques, est estimé entre 20 et 30 %

\*La magnitude mesure l'énergie libérée sous forme d'ondes élastiques.

\*Une magnitude ne peut pas être précise à plus de 0.25 degré près.

\*Les medias annoncent généralement  $M_S$  qui décrit mieux les gros séismes.

En particulier ceux dont la magnitude est supérieure à 7, le calcul des  $M_S$  et  $M_W$  est alors mieux adapté.

\*En Principe un séisme se caractérise par une seule magnitude, mais en pratique on obtient des résultants légèrement différents suivant le type d'ondes enregistrées et suivant l'appareil utilisé

\*la valeur minimale de magnitude est liée à la sensibilité du sismographe. Qui peut être négative ou positive est n'a pas de limites, les séisme de magnitude supérieure à 9 sont très rares et la magnitude 10 semble être une limite raisonnable compte tenu de la solidité des roches.

**Tableau III.1.c** Effets du tremblement de terre à partir de la magnitude sur l'échelle de Richter.

Magnitude sur l'échelle de Richter	Effets du tremblement de terre
Moins de 3,5	Le séisme est non ressenti, mais enregistré par les sismographes.
De 3,5 à 5,4	Il est souvent ressenti, mais sans dommage.
De 5,4 à 6	Légers dommages aux bâtiments bien construits, mais peut causer des dommages majeurs à d'autres bâtisses.
De 6,1 à 6,9	Peut être destructeur dans une zone de 100 km à la ronde.
De 7 à 7,9	Tremblement de terre majeur. Il peut causer de sérieux dommages sur une large surface.
Au-dessus de 8	C'est un très grand séisme pouvant causer de très grands dommages dans des zones de plusieurs centaines de kilomètres.

### III.10 L'intensité macrosismique

L'intensité macrosismique décrit les effets d'un séisme, à un endroit donné, sur des objets naturels, sur des installations industrielles et sur les êtres humains. Est une mesure purement empirique pour quantifier la puissance ponctuelle d'un tremblement de terre qui est liée au sinistre observé. L'intensité est mesurée sur une échelle M.S.K. (Medvedev, Sponheuer, Karnik) qui comporte douze niveaux (de I à XII). Le seuil d'affolement des populations et de faible dommage est au degré V, celui des dommages importants au degré VIII, le degré XII étant le "bouleversement de paysage". En Europe, l'échelle d'intensité utilisée est "l'échelle EMS 1998" (European Macrosismic Scale) de degré maximal XII. Les spécificités de l'échelle EMS sont publiées en anglais dans le Cahier du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, vol. 15-1998. Le contenu en est très voisin de l'échelle MSK.

Pour un même séisme, l'intensité macro-sismique varie dans l'espace en fonction de la distance à l'épicentre et des phénomènes annexes, tels que l'amortissement ou l'amplification des ondes sismiques (effets de site). La zone d'intensité maximale est appelée épicentre macrosismique et peut être différente de l'épicentre réel.

### III.10.1 L'intérêt de l'intensité

L'intérêt de l'intensité est surtout d'estimer l'importance des séismes anciens et de pouvoir les comparer aux séismes récents pour les quels on dispose d'informations instrumentales. En dehors de ce cas, la caractérisation des mouvements sismiques par leur niveau d'intensité, encore largement utilisée pour certains projets, présente de sérieux inconvénients, en raison :

\* l'intensité n'est pas une mesure d'un paramètre physique caractéristique du séisme, ce qui a pour conséquence qu'un même niveau d'intensité en un site donné peut correspondre à des séismes de caractéristiques très différentes et donc à des mouvements sismiques très différents par leur durée, leurs périodes dominantes d'oscillation et leur amplitude en vitesse ou en accélération.

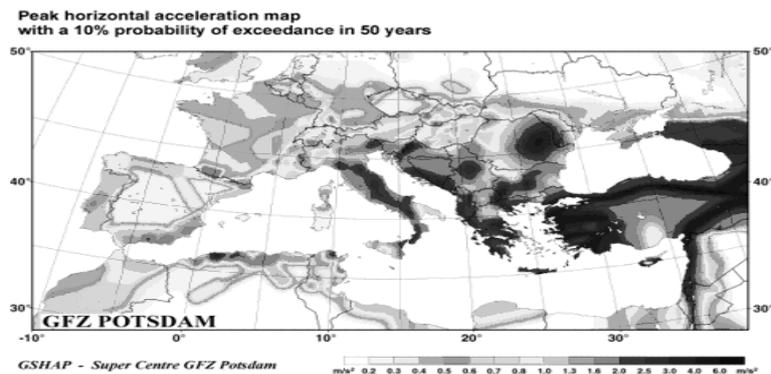
\*de la dispersion considérable qui en résulte pour les corrélations que l'on a cherché à établir entre l'intensité et certaines caractéristiques du mouvement sismique (accélération maximale ou vitesse maximale du sol).

### III.10.2 Relation entre intensité et magnitude

Il n'y a pas de relation directe entre l'intensité et la magnitude. Les deux grandeurs sont difficilement comparables. Un séisme de forte magnitude avec un foyer profond et dans une région peu peuplée sera peu destructeur et donc sera qualifié de faible intensité. Au contraire, un séisme superficiel, même de magnitude moindre pourra être très destructeur et donc caractérisé par une grande intensité.

### III.11 Les paramètres importants pour l'évaluation des effets des séismes

Un paramètre important pour l'évaluation des effets des séismes à un endroit donné est l'accélération maximale  $a_g$  du sol ou accélération de pointe, **PGA** (Peak Grounds Accélération) son ordre de grandeur est de 0,4g à 0,6g en zone très sismique (Japon, Turquie) et de 0 à 0,1g en zone faiblement sismique (Belgique).et aussi le déplacement maximal  $d_g$  du sol .La durée du tremblement de terre est un paramètre significatif dans les processus de fissurations.



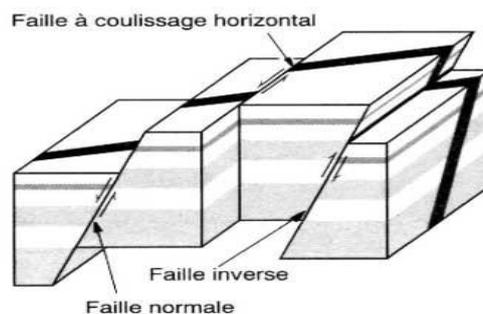
**Figure III.9** Zonation sismique européenne en accélération maximale  $A_g$  (PGA) en  $m/s^2$ .

### III.12 Quelle est la différence entre la "magnitude" et l'"intensité" 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, ampleur des dégâts. On peut dire que l'intensité d'un séisme ne peut donner lieu qu'à une estimation. par contre la magnitude est une valeur associée uniquement au séisme. Ainsi deux séismes de même magnitude peuvent donner en surface des intensités différentes. Inversement deux séismes de même intensité en un lieu peuvent avoir des magnitudes différentes.

### III.13 L'activité sismique

La quasi-totalité de l'activité sismique correspond aux séismes tectoniques qui représentent environ de 90 % des événements sismiques. Caractérisé par les coulissements horizontaux les uns par rapport aux autres des plaques le long des failles et des variations de volume suite à des augmentations significatives de températures et des dépassement considérables des seuils de pressions. les effets seront moins importants si le foyer est situé à une profondeur dépassant les 70 km, par contre on peut s'attendre à des dégâts importants, dans le cas ou le foyer se trouve à des profondeurs à 70 km.



**Figure III.10** Différents types de mouvements des failles.

\* **Séismes volcaniques:** associés à la montée du magma ou au dégazage avant et pendant les éruptions. Ces séismes sont généralement faibles et localisés au voisinage des volcans actifs. Ont une relation directe avec l'activité volcanique. Les grandes éruptions volcaniques, spécialement celle du type explosif, peuvent relâcher énormément d'énergie qui peut être captée par les sismographes même à grande distance.

\* **Séismes d'effondrement:** est souvent le résultat de l'effondrement des plafonds des différents espaces vides, ils sont localement limités et ont un rayon d'influence moins important.

\***Séismes artificiels (humaine):** résultant des explosions souterraines (remplissage de retenues de barrage, tirs de carrières et de mines, essais nucléaires) ou de l'exploitation des mines « coups de toit », Les grands barrages retiennent de grands volumes d'eau. Une partie de cette eau peut s'infiltrer dans des fissures des roches sous-jacentes, ce qui déclenchera parfois de petits séismes sous le réservoir ou à proximité.

\***Séismes induits:** souvent associés à un apport massif d'eau dans les terrains (mise en eau d'un grand barrage ou injection à grande échelle dans le sol), ces séismes induits, Ils sont généralement liés à l'action humaine. Dont on connaît quelques exemples, paraissent devoir être attribués à la diminution de résistance à la rupture des roches lors de l'infiltration d'eau. Par mais les causes qui provoquent ce type de séismes selon [8] construction des barrages, travaux miniers, ces phénomènes induits peuvent se produire en chaîne et revêtir un caractère catastrophique comme le cas d'un glissement de terrain dans la retenue d'un barrage, consécutif à un séisme et qui, sans briser le barrage, provoque une onde de submersion dévastatrice à l'aval de l'ouvrage. L'exemple le plus illustrative est sans doute celui du (Lake Mead USA), pour la première fois une activité sismique a été détectée après la mise en eau. Il a été

enregistré du séisme de magnitude  $M=1$  et une profondeur de 5000 m , la plus grande magnitude enregistrée avait une valeur  $M=5$  ,a ce moment uniquement six cas ont été connus a travers le monde , ou la valeur de  $M=5$  a été dépassée.

Le **tableau III.2** illustre récapitulatif des séismes induits dans les barrages jusqu'à l'année 1974.

Barrage	Hauteur (m)	Volume (mil.m <sup>3</sup> )	Mise en eau	Le plus Grand séisme	Magnitude maximale
Koyna, inde	103	2.780	1964	1967	6.5
Kremasta, Grèce	165	4.750	1965	1966	6.3
Hsinfengkiang, chine	105	10500	1959	1961	6.1
Kariba, Rhodésie	128	160.368	1959	1963	5.8
Hoover, USA, (lake Mead)	221	36.703	1936	1939	5.0
Benmore, Newsealande	118	2.100	1965	1966	5.0
Monteynard, France	155	240	1962	1963	4.9
Kurobe, japon	186	199	1960	1961	4.9
Bajina-Basta, Yougoslavie	89	340	-	1967	4.5-5.0
Nurek, Russie	317	10.400	1972	1972	4.5
Mangal, Pakistan	116	7.250	1967	1970	4.2
Talbingo, Australie	162	921	1971	1972	3.5
Keban, Turquie	207	31.000	1973	1974	3.5

Les séismes peuvent être également provoqué par des explosions, telle que les celles dans les essais nucléaires. Le critère de la hauteur de remplissage critique de  $h \geq 100m$ , établie comme étant le seuil à partir du quel le séisme induit peut être amorcer, a été remis en cause, suite à la construction de plusieurs barrage dont la hauteur de remplissage dépassée les 100 m et dans les quels, il n'y a pas eu d'activité sismique induite. Il apparu évident que des conditions géologiques et tectoniques bien définies soient réunie pour que ces séismes peuvent avoir lieu. La naissance de ce type de séisme lors de la mise en eau est incombée à l'existence de failles et de zones de rupture, qui favorisent le mouvement des eaux sous le bassin de rétention

### **III.14 Définition de l'alea sismique pour les barrages**

Les barrages doivent être résistés aux effets d'un éventuel séisme. Cette exigence est intégrée dès la conception des ouvrages. Pour cela, deux types de séisme sont à analyser d'après la Commission International des Grands Barrages (CIGB) [CIG 01a]

\* Séisme maximal de dimensionnement (SMD) qui correspond au plus grand tremblement de terre déduit de contexte sismotectonique et de l'analyse de la sismicité historique. Il est appelé MCE (Maximal Credible Earthquake) en anglais par CIGB. L'exigence minimale du barrage sous SMD est la conservation de sa capacité de stockage. La sécurité des tiers habitant à l'aval doit être assurée et donc la rupture de barrage doit être évitée pendant et après le passage du MCE.

\*Séisme de base, pour lequel seulement des dégâts mineurs sont acceptables et n'altèrent pas l'exploitation. Son intensité est moindre que celle du séisme maximal de dimensionnement, car sa période de retour est plus faible, inférieure ou égale à la durée de vie de l'ouvrage. La référence à une d'exploitation (SBE) qui représente le niveau maximal de secousses du sol au site du barrage période de retour autorise une approche probabiliste.

Le barrage et ses ouvrages annexes doivent rester en état de fonctionner malgré quelques dommages durant le SBE.

A partir des données liées aux chargements sismiques, on définit par relations empiriques le spectre de réponse qui est le reflet fréquentiel du séisme analysé. La forme et le niveau du spectre dépendent fortement des paramètres du séisme (magnitude, distance focale), il convient alors de vérifier si un ou plusieurs spectre sont possibles pour une même intensité sur le site car les différents séisme ayant des caractéristique focales différents.

L'accélérogramme est la donnée sismique de base de calcul. La nécessité de tester plusieurs accélérogramme, correspondant à un ou plusieurs spectres de réponse d'un site, montre un besoin de caractériser l'aléa sismique pour le calcul de barrage.

### **III.15 Les risques sismiques pour les barrages**

La réponse sismique d'un ouvrage est fortement influencée par plusieurs facteurs, et en particulier, la réponse de site, le chargement sismique et les propriétés mécaniques de sol.

\***Tassement de la crête** : les ondes de cisaillement induites par le séisme compactent les matériaux qui diminuent de volume.

\***Glissement des talus** : qui est du à une perte de résistance des recharges du barrage causé par le développement des pressions interstitielles qui liée principalement aux matériaux non cohérents.

\***érosion interne**:le terme générique d'érosion interne couvre un grand nombre de mécanismes de détériorations du barrage ou de sa fondation qui trouvent leur origine dans l'entraînement des grains constituant un sol sous l'action des forces générées par l'écoulement. On distingue par exemple.

\***le boullance**: sous l'action de la pression d'eau augmentant jusqu'à annuler la contrainte effective, les grains de sol "flottent"; ce phénomène peut se produire au pied aval d'un barrage avec un écoulement dans la fondation.

\***la suffusion**: l'entraînement des particules fines du remblai se produit dans la masse on peut ainsi assister à la création de fontis remontant jusqu'à la crête de l'ouvrage.

\***l'érosion régressive**: lorsque le gradient hydraulique local est important, les forces d'écoulement peuvent arracher les grains du sol près de la surface ou la résistance du sol est minimale .L' entraînement des grains de sol près de la surface autorise celui des grains situés un peu plus loin, d'autant que, la longueur de percolation diminuant, le gradient hydraulique augmente. Il y a donc ainsi progressivement création d'un conduit depuis l'aval. Le phénomène peut s'arrêter par exemple si le conduit s'effondre par manque de cohésion. Dans le cas contraire, l'érosion se poursuit jusqu'à l'amont : il y a création d'un renard. La ruine totale de l'ouvrage se produit alors très rapidement par agrandissement du conduit.

\***Perte de la revanche**: par mouvement tectonique différentiel

\*Rupture au cisaillement du barrage causée par le mouvement d'une faille traverse la fondation.

\*Effet de seiche et vague du à un tassement d'ensemble ou à un basculement d'ensemble.

\*Déversement sur le barrage de la vague provoquée par un glissement un écroulement rocheux ou de glace de grand volume dans la retenue.

\*Mise hors service total ou partiel de l'évacuateur de crue ou des organes de vidange si la réparation ne peut intervenir avant la crue suivante.

*Chapitre IV*  
*Liquéfaction*  
*des sables*

Le sable est un matériau granulaire sans cohésion dont les grains suivant leur arrangement peuvent se mettre dans des états de densité très lâche à très dense l'amplitude des variations de volume suite au réarrangement des grains sous cisaillement est une caractéristique importante du sable. Cette caractéristique, est à l'origine des ruptures de massifs par écoulement de sol sableux, en condition non drainée, appelées la liquéfaction.

La liquéfaction est un phénomène important qui peut se produit sous sollicitation sismique. Elle est liée à une augmentation de la pression interstitielle engendrée par les déformations cycliques. Il est nécessaire pour cela que le matériau considéré soit saturé. Depuis le séisme de Niigata en 1964, des recherches importantes ont été menées sur ce phénomène. La plupart de ces recherches ont été consacrée aux sols saturés. Cependant, les observations montrent qu'une légère diminution de la saturation en eau engendre une augmentation significative de la résistance des sols à liquéfaction .Le risque de liquéfaction existe pour les digues sur fondation alluviale, alors que ce risque existe. Le phénomène de liquéfaction et le comportement cyclique des sols pulvérulents est étudié dans la première partie de ce chapitre et la seconde partie sert à analyser les méthodes empiriques d'évaluation de liquéfaction à l'aide des essais in situ.

#### **IV .1 Problématique**

La liquéfaction est un des domaines d'études les plus actifs de la géotechnique depuis plusieurs décennies. Ce phénomène, connu comme une perte de la résistance des sols, peut avoir des conséquences désastreuses suite aux ruptures spectaculaires et coûteuses en termes de vies humaines et de dégâts matériels. Malgré le nombre croissant des études expérimentales et théoriques de ce domaine dans la littérature géotechnique, les connaissances restent souvent parcellaires.

Les recherches sur la liquéfaction des sables fédèrent plusieurs chercheurs dans le monde. A titre d'exemple, un nombre important de campagnes expérimentales a été mené sur le sable de référence d'Hostun en France pour aboutir à la découverte d'un nouveau mécanisme de déformation des sables appelé l'histotropie .C'est le 3<sup>ème</sup> mécanisme connu des sables montrant l'importance des effets de l'histoire à côté des deux autres mécanismes qui sont la barotropie (influence des pressions) et la pyknotropie (influence de la densité).

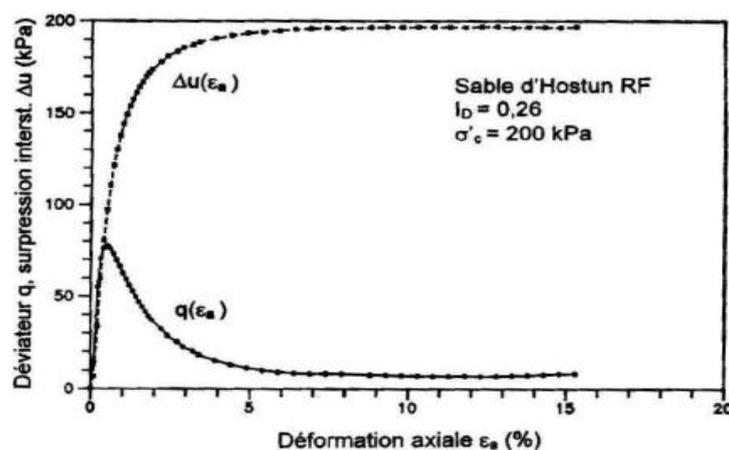
## **IV. 2 Les origines du phénomène de liquéfaction**

La liquéfaction est un processus au terme duquel un sol pulvérulent saturé, initialement « solide » subit une transition vers un comportement « fluide », due à l'augmentation de la surpression interstitielle du fluide saturant et la diminution de la contrainte effective et donc de la résistance au cisaillement du sol. Le phénomène de liquéfaction peut être provoqué soit lors d'un chargement monotone quasi-statique, soit au terme d'un chargement cyclique.

## **IV.3 Phénomène de liquéfaction statique**

Le phénomène de liquéfaction des sables sous cisaillement monotone, appelé par abus de langage, liquéfaction « statique » a été mise en évidence pour la première fois par Castro (1969) [CAS 69]. Il est caractéristique des structures sableuses lâches, contractantes, et doit être distingué du phénomène de mobilité cyclique qui ne peut se développer, dans les sables dilatants, que sous cisaillement cyclique. L'étude de ce phénomène, qui correspond à une instabilité particulière du matériau, a fait, depuis les premiers travaux de Castro, l'objet d'importantes recherches.

**La Figure IV.1**, par exemple, montre un tel essai de liquéfaction statique réalisé au triaxial sur une éprouvette de sable saturé dans un état très lâche, en conditions non drainées Canou et al (1991) [CAN 91]. La courbe inférieure montre l'évolution du déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale de l'éprouvette. Elle met en évidence un pic bien marqué à environ 80 kPa, suivi d'une brusque décroissance jusqu'à une valeur résiduelle inférieure à 10 kPa. La courbe supérieure de cette même figure représente l'évolution simultanée de la surpression interstitielle qui s'accroît continûment avant de se stabiliser lorsque les déformations deviennent importantes (> 5%). L'augmentation de la surpression interstitielle au cours d'un tel chargement est clairement liée au caractère contractant du sable, qui se densifie sous l'action de la sollicitation appliquée.



**Figure IV.1** Résultats relatifs à un essai de liquéfaction statique réalisé sur une éprouvette de sable saturé en conditions non drainées Canou et al (1991) [CAN 91].

#### IV.4 Phénomène de liquéfaction cyclique

Le phénomène de liquéfaction cyclique par accumulation progressive de la surpression interstitielle est encore une fois clairement lié au mécanisme de densification du matériau sous chargement cyclique, comme le montre **la Figure IV.2** qui représente deux exemples d'évolution de la déformation volumique irréversible (comptée positivement en contraction) en fonction du nombre de cycles appliqués Tatsuoka et Ishihara (1974) [TAT 74] et [ISH 74].

De la même façon, **la Figure IV.3** illustre le phénomène de liquéfaction cyclique d'un sable saturé, initialement dans un état lâche, auquel est appliquée une sollicitation déviatorique alternée Benahmed (2001) [BEN 01]. Les deux graphiques du haut correspondent respectivement aux variations, en fonction du nombre de cycles, de la déformation axiale et de la surpression interstitielle. On observe ainsi que jusqu'à une soixantaine de cycles les déformations axiales restent faibles et la surpression interstitielle s'accroît progressivement, tandis qu'à partir de 60 cycles, les déformations s'amplifient considérablement, en raison d'une chute brutale de la résistance au cisaillement du matériau, accompagnée d'une forte augmentation de la surpression interstitielle.

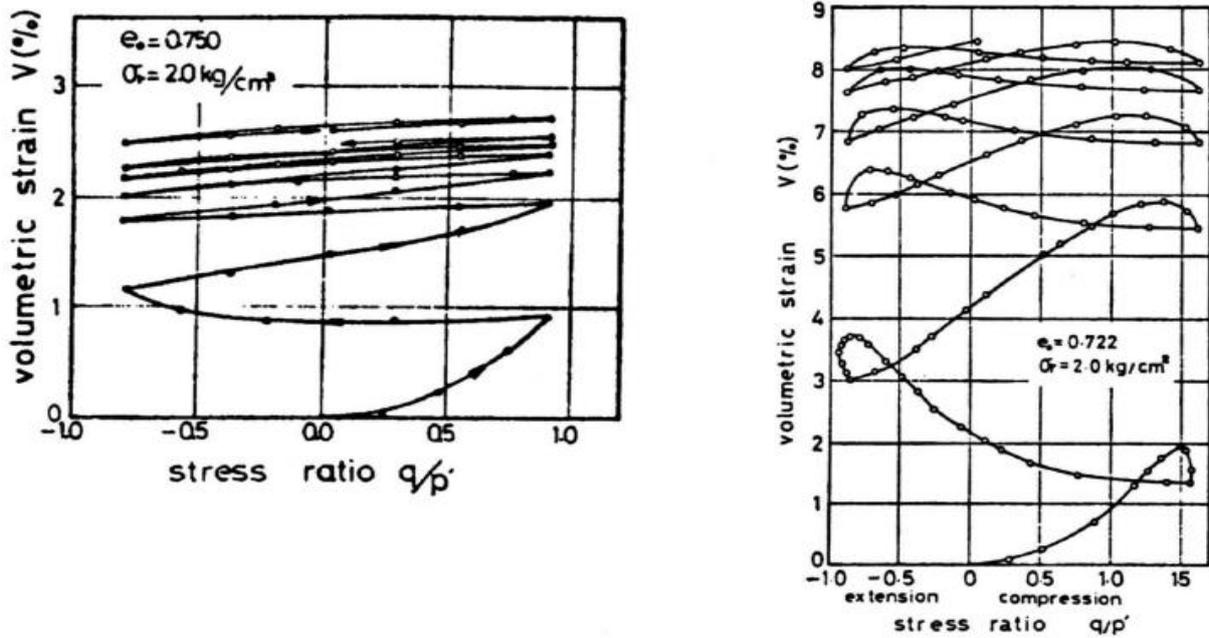


Figure IV.2 Densification progressive d'un sable sous chargement cyclique  
Tatsuoka et Ishihara (1974) [TAT 74] et [ISH 74].

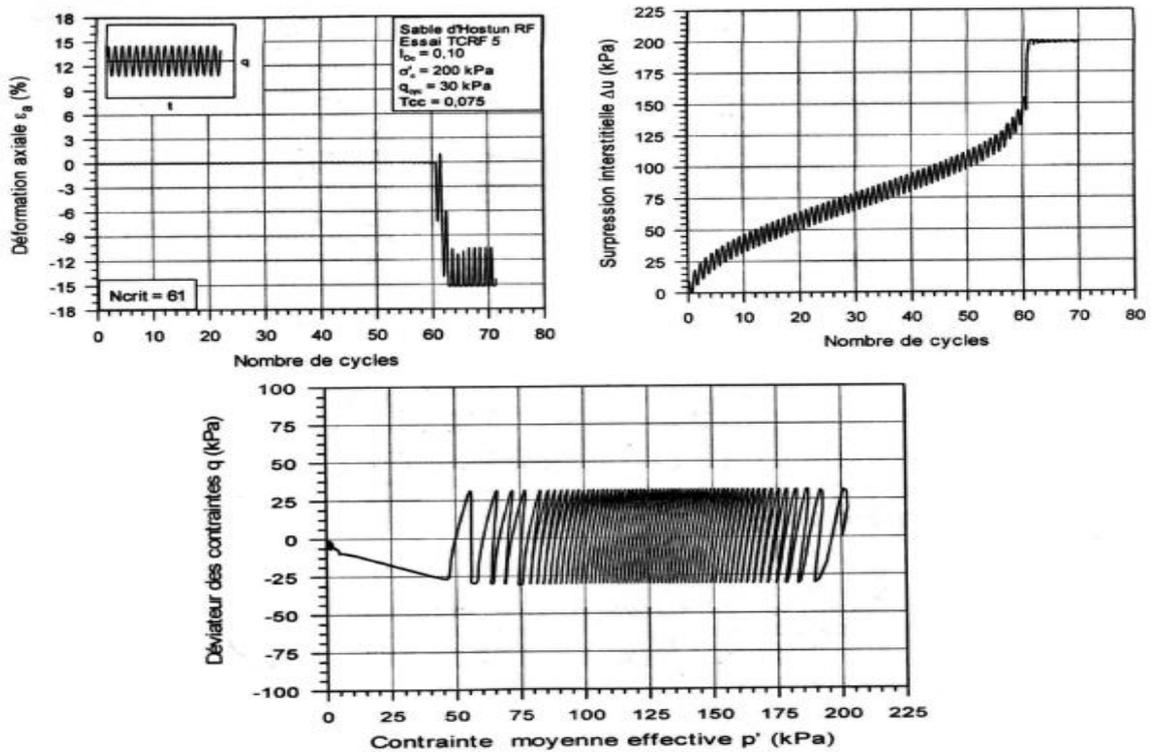


Figure IV.3 Liquéfaction cyclique observée lors d'un essai triaxial d'une éprouvette de sable saturé Benahmed (2001) [BEN 01].

## IV.5 Facteurs affectant le phénomène de liquéfaction

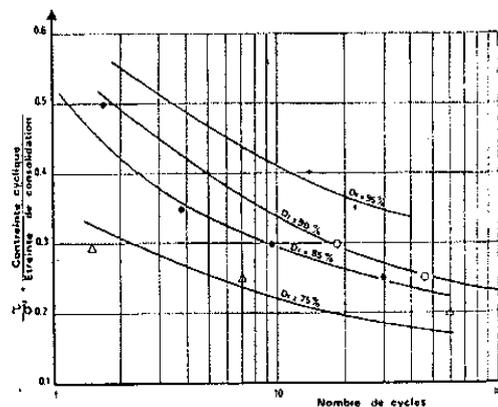
Les facteurs qui affectent le phénomène de liquéfaction sont les suivants :

### IV.5.1 La granulométrie du sable

La granulométrie du sable affecte le comportement des masses de sable durant les vibrations. Les sables fins et uniformes sont plus susceptibles à la liquéfaction que les sables grossiers sous les mêmes conditions. Puisque la perméabilité du sable grossiers est plus forte que celle du sable fin, la surpression interstitielle développée durant les vibrations se dissipe plus facile dans le sable grossier que dans le sable fin. Encore, le sable uniforme est plus susceptible de se liquéfier que le sable bien gradué.

### IV.5.2 La densité relative

Les observations in situ ainsi que les essais de laboratoire ont montré que la résistance au cisaillement cyclique du sable dépend de sa densité relative .Cet effet peut être quantifié expérimentalement par **la Figure IV.4** .Il est remarqué qu'il est possible d'atteindre la liquéfaction même sur les sables très denses à forte amplitude de chargement .Cependant ,en place ,les endommagements provenant d'une liquéfaction ne sont observés que pour les sables lâches ou moyennement denses . La perte de résistance cyclique du sable dense a lieu momentanément .Le sable reprend tout de suite sa résistance au cisaillement grâce à son comportement dilatant Le sable dense exprime alors une mobilité cyclique .La courbe de résistance au cisaillement cyclique peut être définie en terme de déformation à la place de liquéfaction "exacte" (annulation de contrainte moyenne effective ) si on retient l'effet de déformation induite Ishihara ,(1985) [ISH 85].



**Figure IV.4** Courbes de résistance au cisaillement cyclique en fonction de  $D_r$   
Pecker, (1984) [PEK 84].

La densité relative initiale est un des plus importants facteurs qui affectent la liquéfaction. Le tassement et la surpression interstitielle sont considérablement réduits durant les vibrations avec l'augmentation de la densité relative initiale.

$$RD = (e_{\max} - e) / (e_{\max} - e_{\min})$$

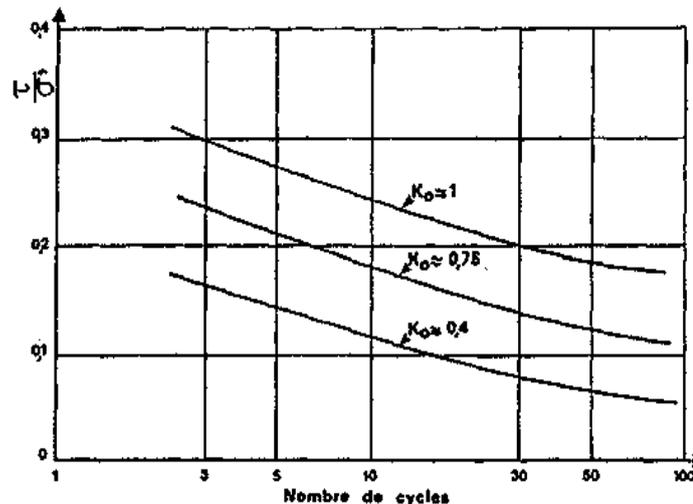
#### IV.5.3 la contrainte moyenne effective et l'amplitude de chargement

En général, la résistance au cisaillement cyclique augmente avec l'augmentation de la contrainte moyenne effective. Et en plus, l'amplitude de chargement influence fortement la liquéfaction du sol. L'évaluation de la résistance cyclique est donc souvent représenté par l'amplitude du chargement déviatoire normé  $\frac{\tau}{\sigma_o}$ . Pour un

matériau donné, plus le taux de chargement cyclique  $\frac{\tau}{\sigma_o}$  est grand, plus le nombre de

cycle à liquéfaction  $N$  est petit. **Figure IV.4**

Pour une contrainte effective verticale donnée, la contrainte moyenne effective varie comme le coefficient de pression latérale des terres ( $K_0$ ) et donc comme le coefficient de surconsolidation (OCR) (Finn, 1981). Plus OCR ou  $K_0$  est grand, plus la résistance au cisaillement cyclique est grande **Figure IV.5**. En général, un matériau granulaire normalement consolidé possède un coefficient  $K_0$  de l'ordre de 0.5.



**Figure IV.5** influence de  $K_0$  sur la résistance au cisaillement cyclique Finn, (1981)

[FIN 81].

#### IV.5.4 Les caractéristiques de vibration

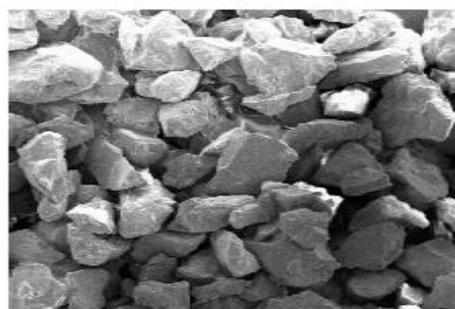
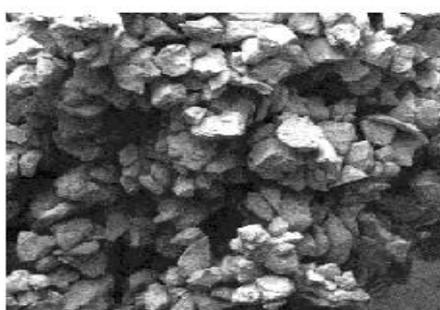
La liquéfaction et le tassement dépendent de la nature, la magnitude, et le type de chargement dynamique. La couche entière du sable peut être liquéfiée en même temps sous un chargement de choc; alors que la liquéfaction peut commencer à partir du sommet et avance vers le bas. Sous des vibrations stables, la surpression interstitielle maximale se développe seulement après un certain nombre de cycles.

#### IV.5.5 L'emplacement du système de drainage et dimensions du dépôt

Les sables sont généralement plus perméables que les sols à grains fins. Cependant, si un dépôt perméable a de larges dimensions, le chemin de drainage augmente et, sous un chargement rapide durant un séisme, le dépôt peut se comporter comme s'il était non drainé. Alors, la probabilité de liquéfaction augmente dans ce sol.

#### IV.5.6 La méthode de la formation du sol

Des recherches récentes, Ladd (1976) [LAD 76] et Benahmed (2001) [BEN 01], ont démontré que le phénomène de liquéfaction des sables saturés sous chargement cyclique est fortement influencé par la méthode de préparation de l'échantillon et par la structure du sol. Il est montré par Seed (1976) [SEE 76] que dépendant de la méthode de la préparation, la condition de contrainte demandée pour causer la liquéfaction avec un nombre donné de cycles de contrainte pour les échantillons du même sable à la même densité peut varier de 200%.



(a) agrégats et macropores (damage humide) ; (b) empilement régulier (pluviation)

**Figure IV.6** Microphotographies du sable d'Hostun RF mettant en évidence deux structures différenciées.

#### **IV.5.7 La période sous la charge supportée**

L'âge d'un dépôt de sable peut influencer ses caractéristiques de liquéfaction. Une étude de liquéfaction d'un sable intact et son échantillon préparé fraîchement indique que la résistance à la liquéfaction peut augmenter jusqu'à 75%, Lee (1975) [LEE 75]. (Seed, 1976) [SEE 76] déclare que cette augmentation de résistance est due à quelques formes de cémentation ou soudure, qui peut se produire aux points de contact entre les particules du sable.

#### **IV.5.8 L'histoire des contraintes et des déformations précédente**

Les sables peuvent être soumis à certaine déformation due aux séismes. Pour déterminer l'effet de l'histoire de déformation précédente, des études de liquéfaction ont été faites sur un sable récemment déposé et un dépôt similaire précédemment soumis à une certaine histoire de déformation en cisaillement simple par Finn et al (1970) [FIN 70].

Ils ont trouvé que la liquéfaction est influencée par la déformation subie précédemment. Finn ont montré que l'augmentation ou la perte de la résistance au cisaillement cyclique n'est pas uniquement due à la modification de la densité du matériau. L'augmentation de la résistance à la liquéfaction cyclique peut augmenter dans le cas où l'échantillon a subi dans son histoire des petits cycles de déformation. Mohkam (1983) [MOH 83] a partagé la même opinion sur l'effet des petits cycles qui induisent un arrangement des grains favorisant la résistance cyclique des sables. À l'inverse, certains auteurs ont montré que de grandes distorsions dans le passé peuvent conduire à une diminution de résistance à la liquéfaction Ishihara, (1978) [ISH 78]. Il est intéressant d'expliquer une telle différence de la réponse du sol par la théorie de l'état caractéristique de Luong (1980) [LUO 80]. Tout chargement cyclique dans la zone contractante, suivi d'un drainage, conduit à une augmentation de résistance cyclique. Par contre, si le chargement cyclique passe dans la zone de dilatance, la résistance cyclique est plus faible. Ces deux chargements induisent un réarrangement des grains qui, dans le premier cas contribue à densifier les matériaux sans que la structure soit fortement modifiée et, dans le deuxième cas la structure devienne hétérogène.

#### **IV.5.9 L'air emprisonné**

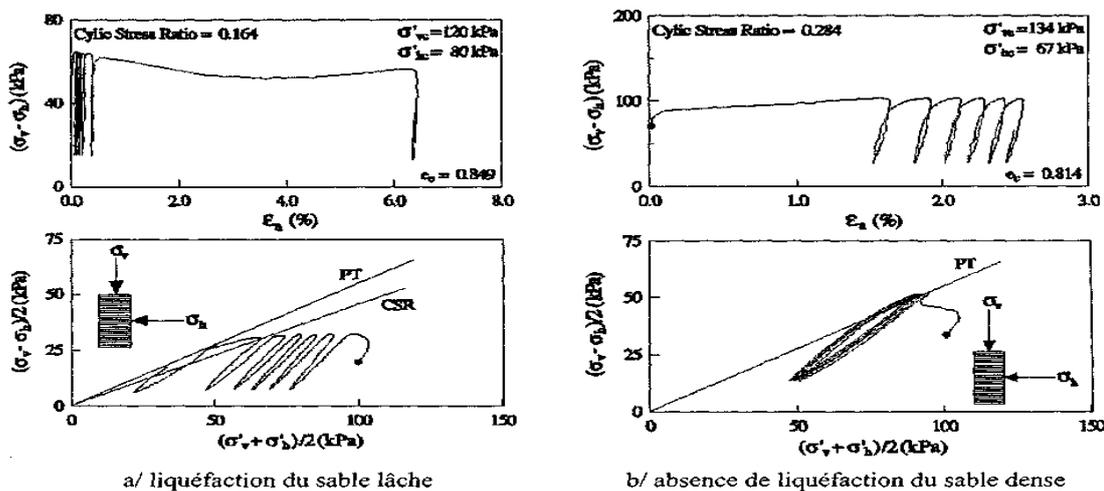
Si l'air est emprisonné dans l'eau dans laquelle la surpression interstitielle se développe, une partie de l'air se dissipe due à sa compression. Alors, l'air emprisonné aide à réduire la possibilité de liquéfaction.

#### **IV.5.10 La contrainte initiale de cisaillement et Le chemin de chargement**

Castro (1969) [CAS 69] a montré que sur un chemin de chargement cyclique entièrement en compression, un sable très lâche perd vite sa résistance et atteint la liquéfaction complète. Par contre, si un sable dense sollicité sur le même chemin, ni liquéfaction ni mobilité cyclique ne peuvent être déclenchées car on arrive toujours à une stabilisation de la surpression après quelques cycles de chargement **Figure IV.7.**d'après Vaid et al (2001) [VAI 01]. Au contraire, pour les cycles ayant des chargements cycliques alternés en compression et en extension, le potentiel de liquéfaction est augmenté. Mohkam (1983) [MOH 83] a confirmé l'importance des chargements alternés vis-à-vis de la résistance cyclique. Il a trouvé que même si des chargements alternés sont réalisés, il faut dépasser un certain seuil d'amplitude en extension afin de retrouver la liquéfaction. En deçà de ce seuil, le sol arrive toujours à une stabilisation.

En général, pour une amplitude de chargement donnée, toute contrainte initiale de cisaillement diminue la possibilité de changer les chargements de compression en extension ou l'inverse (chargements alternés). Ce fait diminue donc les risques de liquéfaction du matériau comme expliqué ci-dessus. Par contre, si l'on n'associe pas la liquéfaction à la montée de la pression interstitielle mais à la déformation de cisaillement associée, Vaid (1983) [VAI 83], a montré que la résistance à la liquéfaction peut augmenter, diminuer ou rester inchangée selon la contrainte initiale de cisaillement, la densité relative et le seuil de déformation caractérisant la rupture.

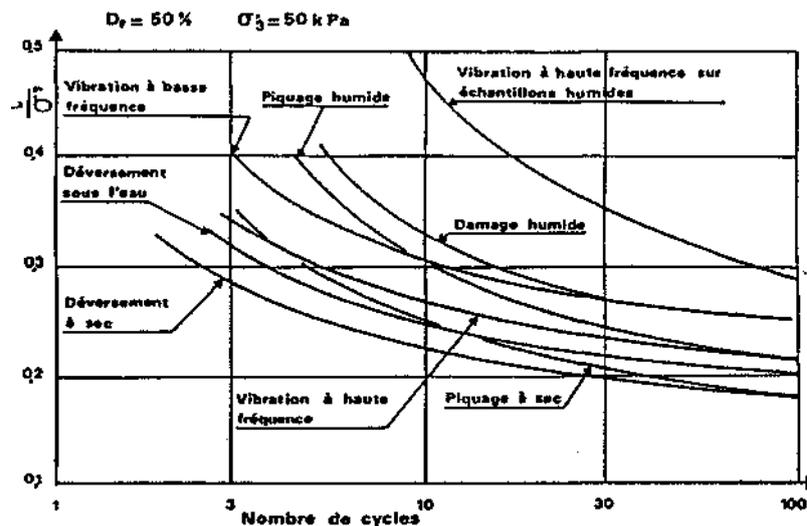
Yoshimine et al (2000) [YOS 00] ont montré l'influence de la direction (en compression ou en extension) de la contrainte initiale de cisaillement sur la résistance cyclique du sable.



**Figure IV.7** Différence de comportements du sable dense et lâche sous sollicitation cyclique non alternée (Vaid et al, 2001) [VAI 01].

#### IV.5.11 Influence de la structure du squelette

La structure formée par l'assemblage des grains est responsable des différences en résistance au cisaillement cyclique sur des sables de même densité relative mais ayant subi des histoires de chargements ou des modes de dépôt différents. Les différents modes de préparation, de mise en place des échantillons créent une anisotropie initiale plus au moins faible de la structure. Cependant, ces effets sur la modification des assemblages des grains et donc des propriétés mécaniques du matériau sont relativement faibles par rapport à ceux des histoires de chargements qui ont été discutées dans les paragraphes précédents. Donc, la densité relative n'est pas caractéristique de la structure du sol qui, suivant la forme des grains et leurs arrangements, présente une réponse différente. Cette caractéristique de la structure des matériaux granulaires est important vis-à-vis à la résistance à la liquéfaction qui est seulement caractérisée par la densité relative dans l'étude classique de liquéfaction. Mulilis (1975) [MUL 75] a mis en évidence l'effet de la structure du squelette et de l'anisotropie initiale sur la résistance à la liquéfaction du matériau sableux selon le mode de préparation de l'échantillon **Figure IV.8**.



**Figure IV.8** Influence de la structure du squelette sur la résistance au cisailment cyclique Mulilis (1977) [MUL 77].

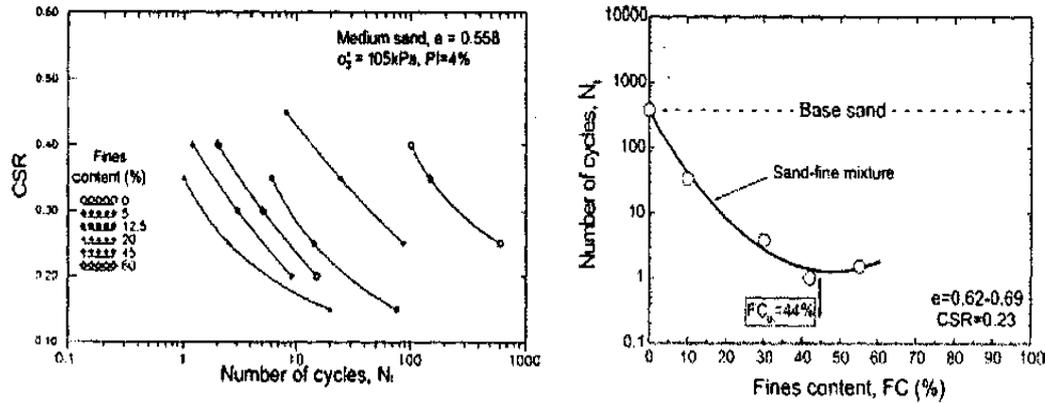
#### IV.5.12 Pourcentage des fines et la saturation

Le pourcentage des fines constitue un paramètre important dans la résistance à la liquéfaction des sables. Il est communément admis que la résistance cyclique augmente avec le pourcentage des fines ce qui s'expliquerait par le fait que la liquéfaction est essentiellement liée au caractère frottant et non cohérent et au nombre de liaisons entre les particules. Ce point a été justifié par Seed et al (1985) [SEE 85], Tatsuoka (1982) [TAT 82].

Par contre, les études de différents auteurs montrent des résultats contradictoires. D'après Xenaki et al (2003) [XEN 03], l'étude montre une diminution de résistance cyclique avec l'augmentation du pourcentage des fines et également, les études de Vaid et al (1994) [VAI 94] montrent une diminution de la résistance cyclique avec le pourcentage des fines mais vers 40 % de fines, la résistance à la liquéfaction augmente à nouveau **Figure IV.9**. Une explication serait que les échantillons réalisés à indice des vides constant ont une densité relative qui décroît avec l'augmentation du pourcentage de fines jusqu'à 30 %. En effet,  $e_{\max}$  diminue continûment quand le pourcentage de fines augmente jusqu'à 30 %.

A côté des facteurs précités influençant la liquéfaction, il en existe également d'autres comme le degré de saturation, le caractère multidirectionnel de la sollicitation.

La prise en compte du caractère directionnel de la sollicitation peut favoriser la liquéfaction. Par contre, une diminution du degré de saturation augmente fortement

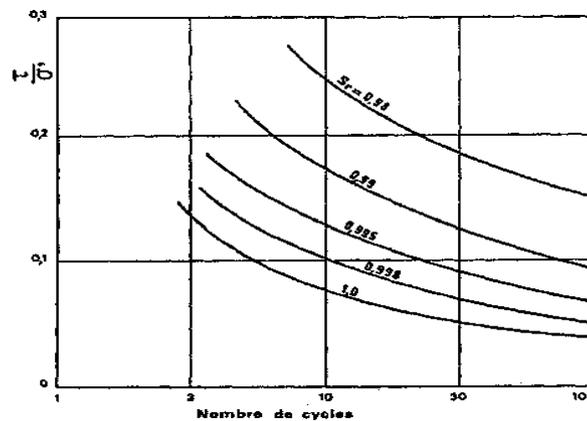


la résistance cyclique du sol **Figure IV.10.**

D'après koester 1994 [KOE 94]

Xenaki et al 2003 [XEN 03]

**Figure IV. 9** L'influence du pourcentage des fines sur la résistance à liquéfaction.



**Figure IV.10** L'influence de la saturation sur la résistance au cisaillement cyclique (Martin et al, 1978) [PEC 84].

**IV.6 Evaluation du potentiel de liquéfaction**

En se basant sur les facteurs affectant le phénomène de liquéfaction cités ci-dessus, Seed et Idriss (1967,1971) [SEE 67] et [IDR 71] ont proposé une méthode générale pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction qui implique les étapes suivantes :

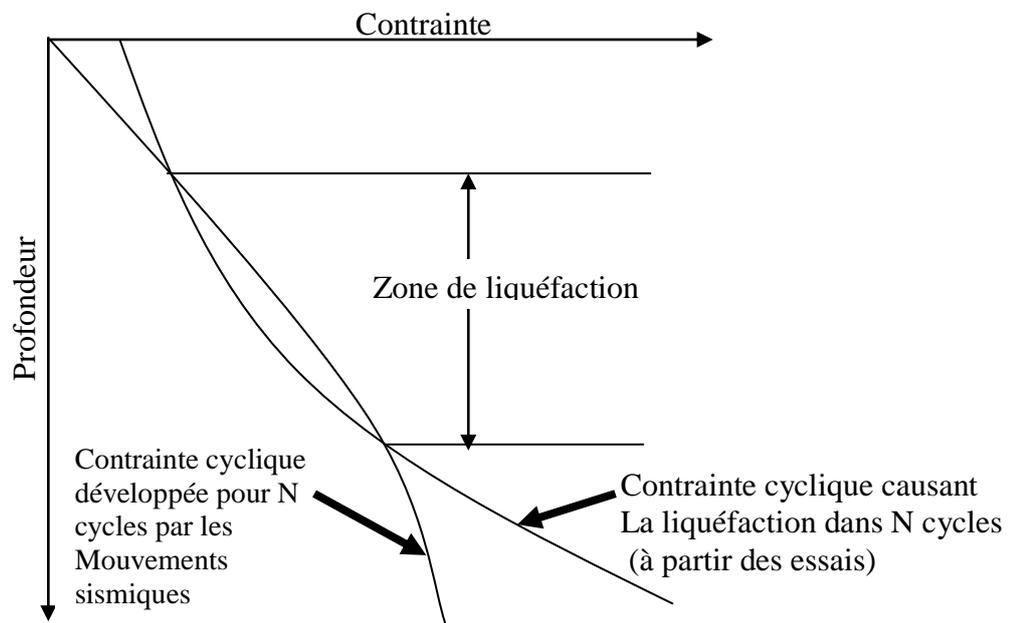
1 - Après avoir établi les conditions du sol et le séisme du calcul, on détermine l'histoire des contraintes de cisaillement induites par le mouvement du terrain du au séisme à différentes profondeurs dans le dépôt.

2 - En pondérant les niveaux appropriés de contrainte impliquée dans les plusieurs cycles de contrainte durant le séisme, on convertit l'histoire de contrainte

dans un nombre équivalent de cycles uniformes de contrainte et on trace les valeurs de contrainte uniforme équivalente comme une fonction de profondeur (**voir Figure IV.11.a**). Par ce moyen, l'intensité de secousse du terrain, la durée de secousse et la variation de contrainte de cisaillement avec la profondeur dans le dépôt sont prises en considération.

3 - Au moyen de données du site disponibles ou essais du sol au laboratoire sur des échantillons représentatifs conduits sous plusieurs contraintes de confinement, on détermine les contraintes de cisaillement cycliques qui auraient été développées à plusieurs profondeurs pour causer la liquéfaction dans le même nombre de cycles de contrainte comme ceux déterminés dans l'étape 2 pour être représentatifs du séisme particulier en considération. L'essai triaxial cyclique ou l'essai cyclique de cisaillement simple peuvent être utilisées pour ce but.

4 - En comparant les contraintes de cisaillement induites par le séisme avec celles exigées pour causer la liquéfaction, on détermine si une zone existe dans le dépôt où la liquéfaction peut être supposée se produire (les contraintes induites dépassent celles causant la rupture).



**Figure IV.11.a** Méthode d'évaluation du potentiel de liquéfaction  
(D'après Seed et Idriss)

### IV.6.1 Calcul des contraintes de cisaillement maximales dans les dépôts de sable

Les contraintes de cisaillement à n'importe quel point dans un dépôt du sol durant un séisme apparaît d'être due à la propagation ascendante des ondes de cisaillement dans les dépôts. Si la colonne du sol au dessus d'un élément du sol à une profondeur  $h$  se comporte comme un corps rigide et l'accélération maximale de la surface du sol était  $a_{\max}$ , la contrainte de cisaillement maximale  $(\tau_{\max})_r$ , sur le sol serait :

$$(\tau_{\max})_r = \frac{\gamma h}{g} a_{\max} \quad (1a)$$

Dans laquelle  $\gamma$  = le poids volumique total du sol. Puisque la colonne se comporte comme un corps déformable, la contrainte actuelle de cisaillement à la profondeur  $h$ , est de  $(\tau_{\max})_d$  comme elle est déterminée par une analyse de la réponse du terrain, sera plus faible que  $(\tau_{\max})_r$  et pourrait être exprimée par

$$(\tau_{\max})_d = r_d (\tau_{\max})_r \quad (1b)$$

Dans laquelle  $r_d$  = un coefficient de réduction de contrainte avec une valeur inférieure à 1.

Le calcul de la valeur de  $r_d$  pour une large variété de mouvements du séisme et les conditions du sol ayant un sable dans les 50 ft supérieurs ont montré que  $r_d$  tombe dans l'intervalle de valeurs montrés dans **la Figure IV.11.a**, Seed et Idriss (1971) [SEE 71] et [IDR 71]. La dispersion des résultats dans les 30 ft ou 40 ft supérieurs n'est pas grande, et l'erreur impliquée en utilisant les valeurs moyennes montrées par la ligne en pointillé serait généralement moins de 5% environ. Donc, une estimation raisonnablement exacte de la contrainte de cisaillement maximale développée durant un tremblement de terre peut être faite à des profondeurs jusqu'à 40 ft environ à partir de la relation

$$\tau_{\max} = \frac{\gamma h}{g} a_{\max} r_d \quad (1c)$$

Dans laquelle les valeurs de  $r_d$  sont prises de la ligne en pointillé dans **la Figure IV.14**. La profondeur critique pour le développement de la liquéfaction, s'il va se produire, sera dans la profondeur couverte par cette relation.

### V.6.2 Détermination du nombre équivalent de cycles, $N_c$ , de contrainte considérable

L'histoire actuelle de la contrainte de cisaillement à n'importe quel point dans un dépôt de sol durant un tremblement de terre aura une forme irrégulière comme elle est montrée dans **la Figure IV.13**. De telles relations, il est nécessaire de déterminer la contrainte de cisaillement moyenne uniforme équivalente. En pondérant convenablement les cycles individuels de contrainte. En se basant sur les données de laboratoire, il a été trouvé (avec un degré raisonnable d'exactitude) que la contrainte de cisaillement moyenne uniforme équivalente  $\tau_{av}$  est de 65% de la contrainte de cisaillement maximale,  $\tau_{max}$ , approximativement. Par conséquent,

$$\tau_{av} = 0.65 \times \gamma h \frac{a_{max}}{g} \times r_d \quad (2)$$

Le nombre approprié de cycles,  $N_c$ , de contrainte considérable, dépendra de la durée de secousse et donc de la magnitude du séisme. Les nombres représentatifs de cycles de contrainte sont :

**Tableau IV.1.** Le nombre de cycles en fonction de la magnitude du séisme.

Earthquake magnitude	Number of equivalent stress cycles $N_c$
<b>7</b>	<b>10</b>
<b>7.5</b>	<b>20</b>
<b>8</b>	<b>30</b>

### IV.6.3 Détermination des contraintes causant la liquéfaction

Un appareil triaxial cyclique ou de cisaillement simple est utilisé pour déterminer les contraintes qui causent la liquéfaction dans un nombre donné de cycles de mouvement, dépendant de la magnitude du tremblement de terre.

Les résultats d'un nombre d'essais triaxiaux avec différentes granulométries, représentées par la taille moyenne des grains  $D_{50}$ , et avec une densité relative de 50% sont résumés dans les **Figure IV.14** et **IV.15**, Seed et Peacock, (1971) [SEE 71] et [PEA 71]. Les résultats de ces essais sont exprimés en termes de rapport de contrainte  $\sigma_{dc} / 2\sigma_a$  causant la liquéfaction dans 10 cycles et 30 cycles, où  $\sigma_{dc}$  est le déviateur de contrainte cyclique et  $\sigma_a$  est la contrainte initiale de confinement sous laquelle l'échantillon était consolidé. Les contraintes exigées pour causer la liquéfaction dans les sables avec d'autres densités relatives peuvent être estimées à partir du fait que pour les densités relatives jusqu'à 80%, la contrainte de cisaillement

exigée pour causer la liquéfaction est approximativement proportionnelle à la densité relative.

Les valeurs du rapport de contrainte  $\tau/\sigma'_0$  causant la liquéfaction sous les conditions du site, estimées à partir des résultats des essais de cisaillement simple où  $\tau$  est la contrainte de cisaillement développée sur un plan horizontal et  $\sigma'_0$  est la contrainte effective initiale due au poids propre, ont montré que la valeur du site de  $\tau/\sigma'_0$  est plus faible que la valeur correspondante de  $\sigma_{dc}/2\sigma_a$ . Cependant, les deux rapports de contrainte peut être reliés par

$$\left(\frac{\tau}{\sigma'_0}\right)_l = \left(\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_a}\right)_l c_r \quad (3)$$

Où  $c_r$  est le facteur de correction à appliquer aux données de l'essai triaxial pour obtenir les conditions de contrainte causant la liquéfaction in-situ.

Donc, les données de l'essai adoptées dans **les Figures IV.14 et IV.15** ensemble avec les valeurs de  $c_r$  donnent les conditions de contrainte pour causer la liquéfaction de différents sols in-situ.

Le rapport de contrainte causant la liquéfaction in-situ pour un sol donné à une densité relative  $D_r$  peut être estimé à partir de la relation suivante

$$\left(\frac{\tau}{\sigma'_0}\right)_{lD_r} = \left(\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_a}\right)_{l50} c_r \frac{D_r}{50} \quad (4)$$

Où  $D_r$  et 50 dénote les densités relatives  $D_r$  et 50%, respectivement.

Les valeurs relatives de  $c_r$  peuvent être adoptées dans analyse préliminaire.

**Tableau IV.2** Facteur de correction  $C_r$  en fonction de la densité relative.

Relative density $D_r$ (%)	Correction factor $c_r$
0-50	0.57
60	0.60
80	0.68

#### IV.6.4 Estimation du potentiel de liquéfaction

Pour évaluer le potentiel de liquéfaction d'un dépôt, il est nécessaire de déterminer si la contrainte de cisaillement [déterminée à partir de **l'équation 2**] induite à n'importe quelle profondeur par le séisme est suffisamment élevée pour causer la liquéfaction à cette profondeur, comme il est indiqué par **l'équation 4**. Pour les dépôts dans lesquels le niveau de la nappe est à une profondeur de 0 ft à 10 ft, la

profondeur critique sera souvent 20ft environ, et pour ceux où le niveau de la nappe est de 15ft environ, la profondeur critique peut être 30ft environ.

L'utilisation de la procédure citée ci-dessus sera expliquée à l'aide d'un exemple.

### Exemple

Pendant un tremblement de terre, des dégâts sévères aux bâtiments et autres structures se sont produits dus à la liquéfaction des sables. L'intensité maximale du séisme est de 0.1g, la magnitude est de 7.5 sur l'échelle de Richter,  $D_{50}$  du sable est de 0.2 mm et sa densité relative est de 45%. Le niveau de la nappe est à 3ft et la profondeur du dépôt du sable est supposée être jusqu'à 60ft. Le poids volumique du sable humide est de 112 lb/ft<sup>3</sup> et son poids volumique déjaugé est de 50 lb/ft<sup>3</sup>. Déterminer la zone de liquéfaction.

### Solution

(a) calcul de la contrainte de cisaillement ( $\tau_{av}$ ) dans le dépôt

$$\tau_{av} = 0.65 \times \gamma h \frac{a_{\max}}{g} \times r_d \quad (2)$$

Depth (ft)	$\gamma * h$ (lb/ ft <sup>3</sup> )	$a_{\max} / g$	$r_d$	$\tau_{av}$ (lb/ ft <sup>2</sup> )
0	0	0	0	0
10	1123,5	0,1	0,98	71,57
20	2248,5	0,1	0,96	140,31
30	3373,5	0,1	0,94	206,12
35	3936,0	0,1	0,90	230,26
40	4498,5	0,1	0,85	248,54
60	6748,5	0,1	0,70	307,06

(b) détermination du nombre équivalent des cycles de contrainte considérable à partir du

**Tableau IV. 1**, pour un séisme de magnitude  $M = 7.5$ , le nombre de cycles,  $N_c$ , de la contrainte considérable est 20 cycles.

(c) Détermination de la contrainte causant la liquéfaction est donnée par l'équation

$$\left( \frac{\tau}{\sigma_0} \right)_{D_r} = \left( \frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_a} \right)_{150} c_r \frac{D_r}{50} \quad (4)$$

Pour une densité relative comprise entre 0 et 50%, la valeur de  $c_r$  est 0.57 (**voir Tableau IV.2**).

Des **Figures IV.14 et IV.15**, la contrainte causant la liquéfaction pour un sol de

$D_{50} = 0.2$  mm est comme suit  $\left(\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_c}\right) = 0.242$  pour 10 cycles, et  $\left(\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_c}\right) = 0.210$

pour 30 cycles

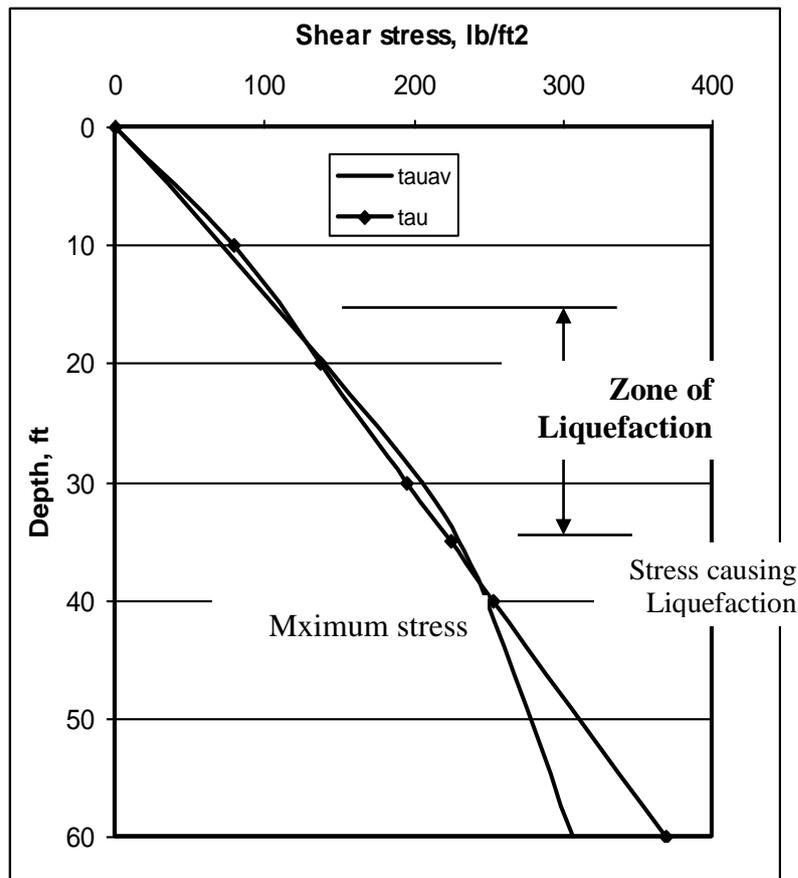
Donc,  $\left(\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_c}\right)$  pour 20 cycles est  $(0.242+0.210)/2 = 0.226$ .

La valeur de la contrainte causant la liquéfaction est maintenant calculée à l'aide de l'équation ci-dessous :

$$\tau = \sigma'_0 \times 0.226 \times \frac{45}{50} = 0.1159\sigma'_0$$

Avec  $\sigma'_0 = \sum \gamma_b h$

Depth (ft)	$\sigma'_0 = \gamma_b h (lb / ft^3)$	$\tau (lb / ft^2)$
0	0	0
10	686	79,51
20	1186	137,46
30	1686	195,41
35	1936	224,38
40	2186	253,36
60	3186	369,26

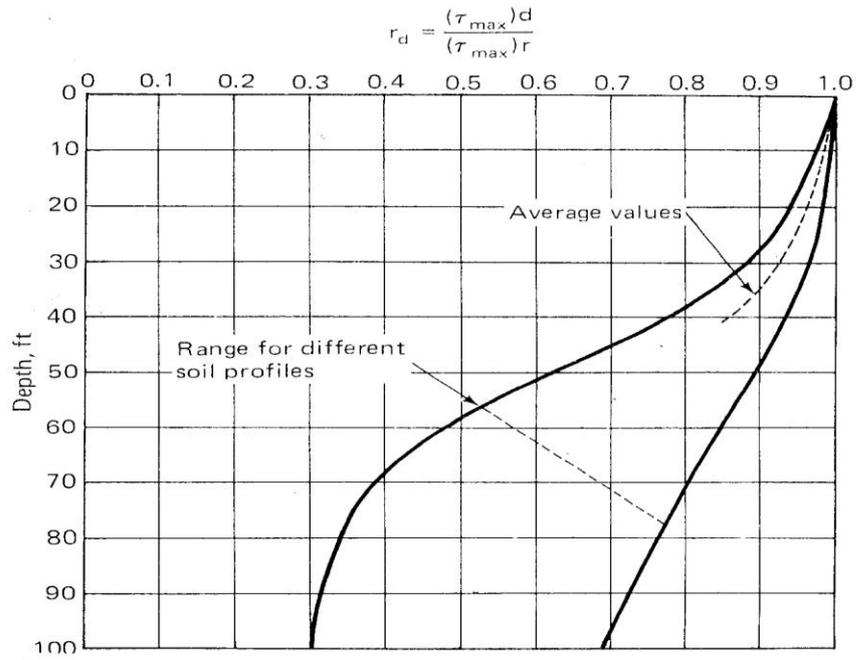


**Figure IV.11.b** Plot of maximum shear stress causing liquefaction

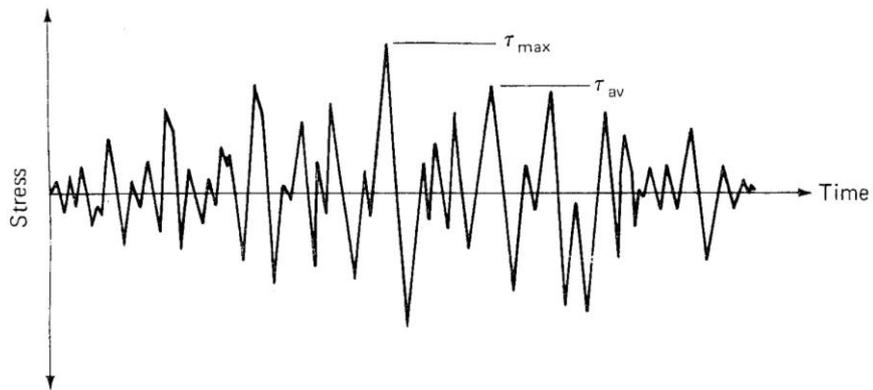
### Conclusion

La contrainte de cisaillement maximale et la contrainte de cisaillement causant la liquéfaction ont été tracées en fonction de la profondeur dans la **Figure IV.11.B**. On note que la contrainte de cisaillement maximale est plus élevée que la contrainte de cisaillement causant la liquéfaction entre 15 ft et 37.5 ft. Donc, la liquéfaction se produit dans cette zone en premier lieu.

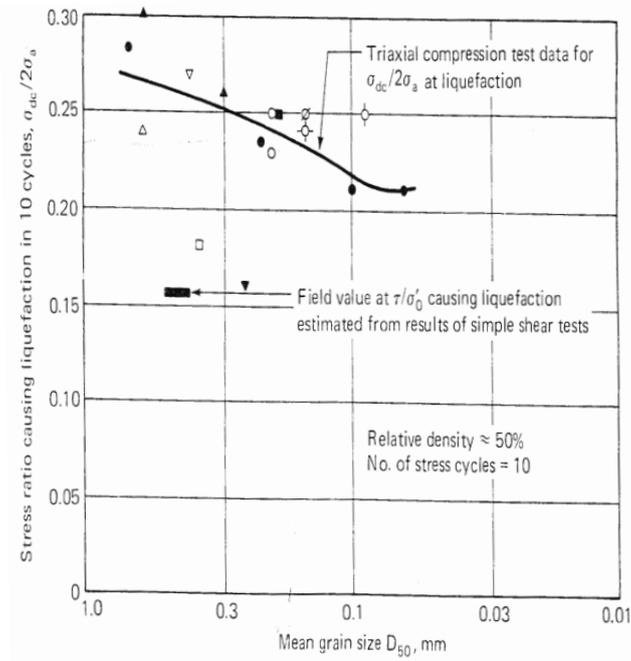
Puisque les pressions interstitielles sont dissipées dans de bas en haut, le sol peut se liquéfier dans la zone entre 0 et 15ft aussi. Au-dessous de 37.5ft, la contrainte de cisaillement maximale est plus faible que la contrainte causant la liquéfaction. Par conséquent, la liquéfaction ne se produit pas au-dessous de cette profondeur.



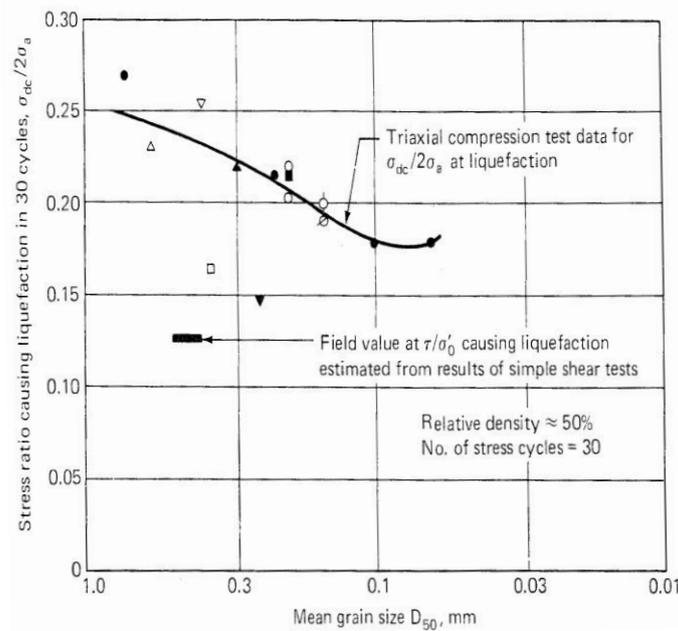
**Figure IV.12** Range of values of  $r_d$  for different soil profiles in liquefaction analysis  
(Seed and Idriss, 1971) [SEE 71] et [IDR 71]



**Figure IV.13** Time history of shear stresses during earthquakes for liquefaction analysis (after Seed and Idriss, 1971)



**Figure IV.14** Stress condition causing liquefaction of sands in 10 cycles (after Seed and Idriss, 1971)



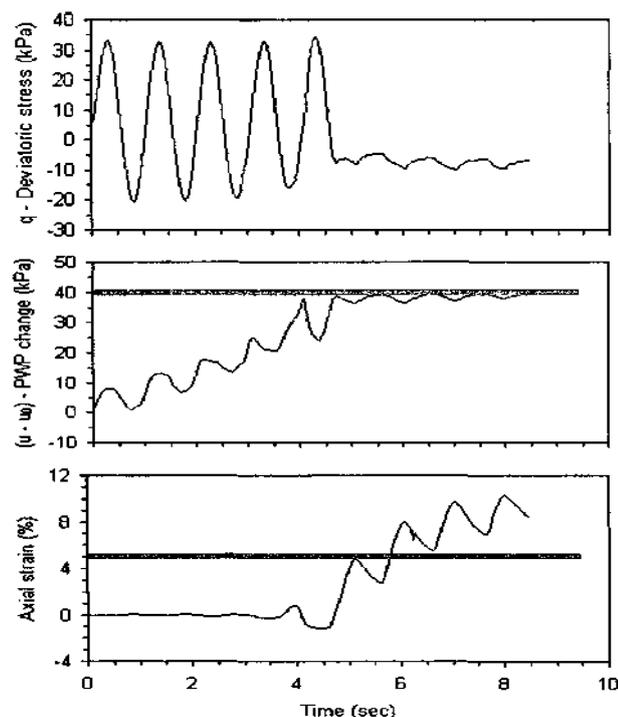
**Figure IV.15** Stress conditions causing liquefaction of sands in 30 cycles (After Seed and Idriss, 1971)

### IV.7 Comportement cyclique non drainé du sol pulvérulent

Le phénomène de perte totale de résistance de cisaillement est observé dans les couches de sable sous sollicitations de séisme sévère. Les dégâts suite à un tel comportement du sable sont nombreux dans le monde. Ce paragraphe sert à mieux comprendre les caractéristiques et les comportements du matériau pulvérulent sous chargement cyclique grâce aux essais de laboratoire. La liquéfaction cyclique est alors étudiée comme une caractéristique importante du matériau granulaire. En effet, contrairement à la liquéfaction statique ou le sol liquéfiable est associé à un matériau contractant que dilatant par une mobilité cyclique.

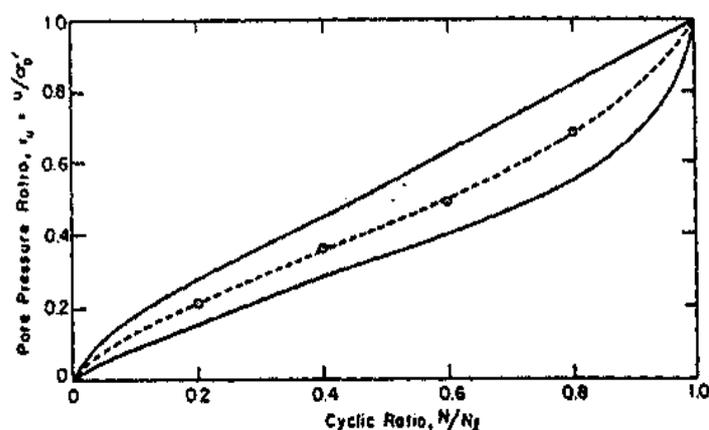
#### IV.7.1 Accumulation de surpression interstitielle

La première caractéristique des matériaux granulaires sous chargement cyclique est le phénomène d'accumulation de pression interstitielle. La **Figure IV.16** montre un essai cyclique non drainé d'un sable saturé sous chargement de déviateur maintenu constant. Après une pression interstitielle initiale due au premier chargement, la surpression continue à croître régulièrement cycles après cycles. Cette augmentation quasi linéaire aux premiers cycles se fait pratiquement sans accumulation de la déformation axiale, qui reste très faible. La deuxième phase est caractérisée par une montée rapide de surpression accompagnée par de grandes déformations irréversibles.



**Figure IV.16** essai cyclique non drainé d'un sable saturé.

La liquéfaction cyclique est atteinte une fois que cette surpression devient égale à la contrainte effective moyenne initiale ( $r_u = 100\%$ ). Seed et al (1976) [SEE 76] ont compilé les données extraites des essais cycliques sur sable à différentes densités relatives sous des chargements alternés uniformes et il en a résulté un fuseau entre le taux de montée en pression normé  $r_u$  et le nombre de cycles à liquéfaction ( $N/N_i$ ) **Figure IV.17**. La ligne en pointillée représente le taux de génération de pression interstitielle normé du sable à densité relative de 60 %. Pour une densité relative élevée, ce taux augmente graduellement jusqu'à la liquéfaction. Par contre, à faible densité relative, le sable monte d'abord en surpression progressivement, puis perd brutalement sa résistance en quelques cycles en s'approchant de la liquéfaction. Un autre facteur d'influence sur cette courbe est la condition de consolidation : isotrope ou anisotrope représentée par le rapport entre la contrainte effective verticale et horizontale à la consolidation.

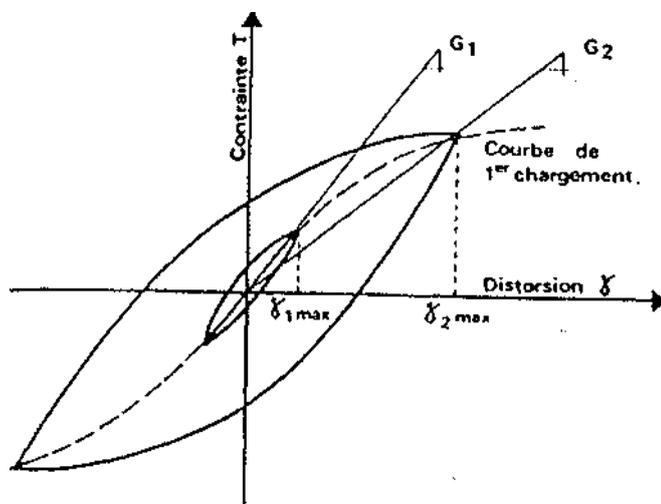


**Figure IV.17** la ration de l'augmentation de pression interstitielle dans l'essai de cisaillement cyclique. (Seed et al, 1976) [SEE 76].

#### IV.7.2 Non linéarité dissipation d'énergie

Sous chargement sismique, les ondes de cisaillement se propagent verticalement vers la surface. Sollicité par cet effort, le sol subit une distorsion. Une courbe "type" de réponse contrainte de cisaillement – distorsion du sol, pour un cycle de contrainte fermé, est représentée dans **la Figure IV.18** pour un cycle fermé, le comportement du sol est caractérisé par une boucle d'hystérésis, dont la surface et l'inclinaison dépendent de l'amplitude de la déformation à chaque cycle. Plus cette dernière est grande, plus l'aire de la boucle et sa pente par rapport à la verticale sont importants. Cette boucle est alors définie par deux paramètres : le module de cisaillement sécant

$G$  et le coefficient d'amortissement caractérisé par l'énergie dissipée. La dépendance du ratio du module  $G/G_{\max}$  et de l'amortissement avec l'amplitude de la distorsion a été mise en évidence par Seed et al (1970), Iwasaki (1978), Seed (1985), et Dobry (1991).  $G_{\max}$  représente la pente de la tangente à l'origine de la courbe contrainte-distorsion.



**Figure IV.18** courbe effort-déformation cyclique (Pecker, 1984) [PEC 84] .

### IV.7.3 Dégradation du module de cisaillement $G$

Avec l'augmentation de la déformation de cisaillement, le module  $G$  diminue pour tous les matériaux. Seed et Idriss (1970) [SEE 70] et [IDR 70] ont montré un fuseau de dégradation du module  $G/G_{\max}$  du sable suivant l'amplitude de distorsion en fonction de la densité relative (30%-90%) **Figure IV.19**. Il montre une forte non-linéarité du comportement des que les déformations dépassent une limite de  $3 \cdot 10^{-5}$  environ. En (1986) Seed et al ont montré l'effet du type de sol sur ce comportement du sol en fonction de la distorsion. Il apparaît que le gravier présente une dégradation du module plus importante que le sable **Figure IV.19**. Vucetic (1991) [VUC 91] a complété cette étude par une prise en compte de l'indice de plasticité  $IP$  caractérisant le type de sol. Pour un sol à nature argileuse (fort  $IP$ ), le module ne décroît qu'à partir d'une déformation de  $10^{-4}$  et il se dégrade moins en fonction de la distorsion.

En résumé, le taux  $G/G_{\max}$  se dégrade moins en fonction de la distorsion si le confinement et l'indice de plasticité  $IP$  sont importants. Les autres facteurs, qui paraissent moins importants, sont la fréquence de chargement, le nombre de cycles de chargement, le degré de surconsolidation, l'indice des vides, le degré de saturation.

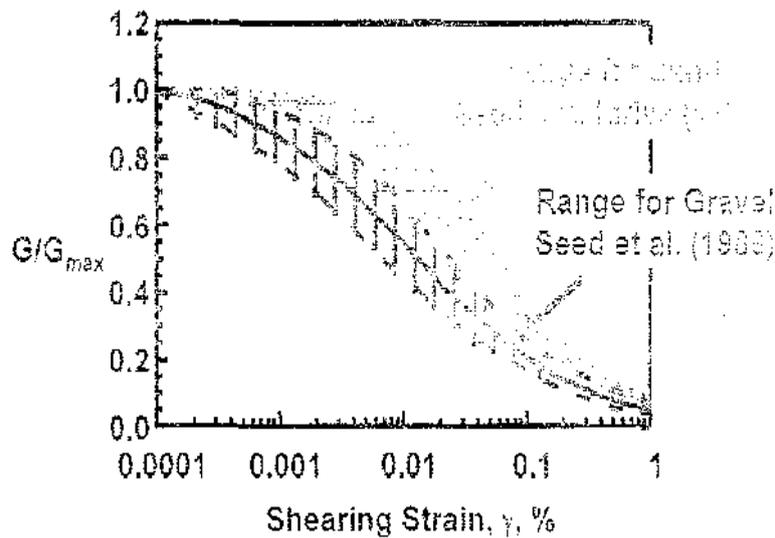
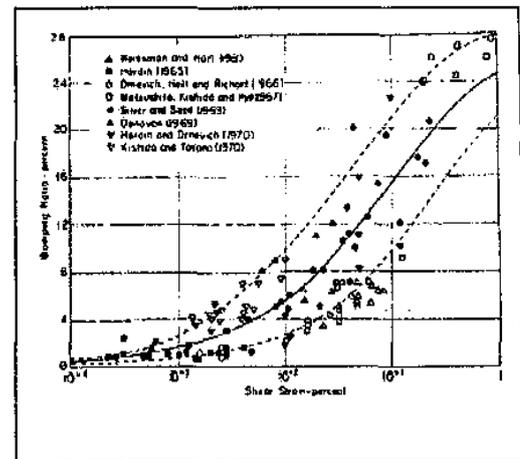
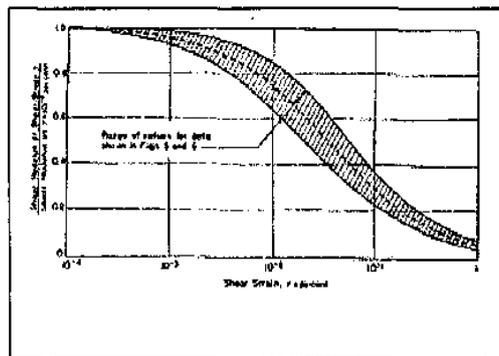


Figure IV.19 Courbe de dégradation du module pour les sables Seed et Idriss (1970)



[SEE 70] et [IDR 70] et pour les graviers Seed et al (1986) [SEE 86].

#### IV.7.4 Amortissement D

L'amortissement et le rapport  $G/G_{max}$  sont deux facteurs inséparables du comportement cyclique du sol .L'étude de l'évolution de l'amortissement des matériaux a été menée en même temps que la dégradation du module par les autres précités. Il est observé que l'amortissement augmente avec l'augmentation de la distorsion **Figure IV.19**.Les facteurs importants contrôlant l'amortissement du sol sont identiques à ceux de module. En autre, il est montré que la fréquence de chargement et le nombre de cycles de chargement a une influence importante sur cette caractéristique du matériau sous chargement cyclique.

D'après Zhang et al (2005)[ZHA 05], Stokoe (1994)[STO 94] et Vucetic (1998) [VUC 98], l'amortissement minimal  $D_{min}$  augmente avec l'augmentation de IP tandis qu'en grande déformation, l'amortissement diminue avec l'augmentation de IP.Au contraire, les études précédentes de Seed (1986)[SEE 86] **Figure IV.19**, il est

conseillé que l'amortissement D soit mesuré aux fréquences et nombres de cycles proches des conditions de chargement réelles.

#### **IV.8 Evaluation in situ de la résistance a la liquéfaction cyclique**

L'approche théorique d'évaluation de la liquéfaction cyclique du sol a été faite par les essais cycliques en laboratoire: triaxial, cisaillement simple ou cylindre creux. Il résulte, une indépendance de la résistance cyclique par rapport à l'état du sol (indice des vides, contrainte effective de confinement et structure du squelette) et à l'intensité et la durée des chargements cycliques (contrainte de cisaillement cyclique et nombre de cycles).

Une deuxième approche en relation avec les essais in situ, qui sont considérés comme simples et économiques permet d'estimer la résistance cyclique du sol. Diverses méthodes ont été développées pour cette estimation:

- **SPT**: Standard Pénétration Test Seed et al (1971) [SEE 71], code chinois (1974), Tatsuoka (1980) [TAT 80], Seed et al (1985) [SEE 85].
- **CPT** : Cone Pénétration Test Robertson et al (1985) [ROB 85], Olson et al (1995) [OLS 95], Robertson et al (1998) [ROB 98].

##### **IV.8.1 SPT et CPT**

La détermination de la sensibilité à la liquéfaction est liée directement à la nature du sol. Un sol argileux peut être considéré comme non liquéfiable. Il est donc indispensable de connaître cette nature. L'essai pénétrométrique consiste à foncer dans le sol un pieu à l'échelle réduite muni d'une pointe conique. Il existe des pénétromètres de toutes tailles et de toutes puissances de pénétration, leurs applications sont variées, depuis évidemment la reconnaissance classique des sols.

###### **IV.8.1.1 Le pénétromètres statiques ou CPT**

Le CPT, de l'anglais Cone Penetration Test, est un essai de pénétration statique à cône. Mis au point à partir de (1932) par Buisman et Barentsen du laboratoire de Delft (Pays-Bas), les pénétromètres statiques se sont surtout développés à partir de 1948, où eut lieu le deuxième congrès international de mécanique de sols [ICS] l'appareil est constitué d'un cône fixé sur un train de tiges sur lequel s'exerce l'effort. Le fonçage s'effectue alors par l'augmentation de la charge.

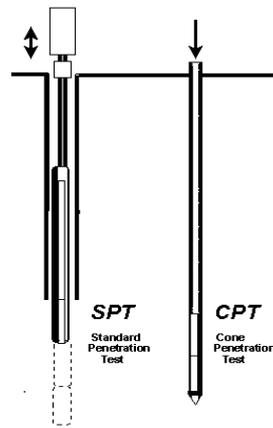


Figure IV.20 Essais géotechniques In-Situ

#### IV.8.1.2 Standard Penetration Test ou SPT

Cet appareil, dont l'origine remonte vers 1925 aux Etats-unis, il s'agit d'enfoncer dans le sol un carottier cylindrique de hauteur et de diamètre calibrés : les masses de battage et les tiges sont des dimensions bien précises. Le SPT est l'essai in situ le plus couramment utilisé pour analyser les propriétés de silts, d'argiles, de sables et de graviers fins. Le SPT autorise le prélèvement d'échantillons, l'indentification visuelle et la détermination de la courbe granulométrique. Le critère de tri entre sol liquéfiable et non liquéfiable adopté est appelé "critère chinois"(Seed et Idriss, 1982). Il permet de reconnaître le sol "argileux ou silteux" sensible à liquéfaction par trois condition suivantes:

- \*Le pourcentage de particules inférieures à  $5\mu$  est inférieur à 15% en poids du sol.
- \*La limite de liquidité est inférieure à 35%.
- \*La teneur en eau naturelle est supérieure à 0.9 fois la limite de liquidité.

En ce qui concerne les sols sableux, la densité relative et la résistance sont évaluées par corrélation à partir de N, le nombre de coups pour enfoncer de 1 pied (30.48 cm).

#### IV.8.2 Méthode de Seed (1971) [SEE 71]

Le coefficient de sécurité à liquéfaction est le rapport entre le taux de résistance cyclique du sol (CRR) et le taux de cisaillement cyclique induit par le séisme (CSR). La condition de non liquéfaction est définie par un coefficient  $F_s$  supérieur à 1.

$$F_s = \frac{CRR}{CSR} \quad (1)$$

Le taux de cisaillement sismique induit par le séisme CSR est défini par l'expression :

$$CSR = \frac{\tau_{av.}}{\sigma_{vo}} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} r_d \tag{2}$$

Où:

$a_{max}$  : Accélération maximale à la surface causée par un séisme

$g$  : gravité

$\sigma_{vo}, \sigma'_{vo}$  : Contrainte verticale totale et effective

$r_d$  : Coefficient de réduction en fonction de profondeur

D'après Seed, la capacité de résistance à la liquéfaction peut être caractérisée par la résistance à la pénétration SPT corrigée  $N_1$

$$N_1 = N * C_N \tag{3}$$

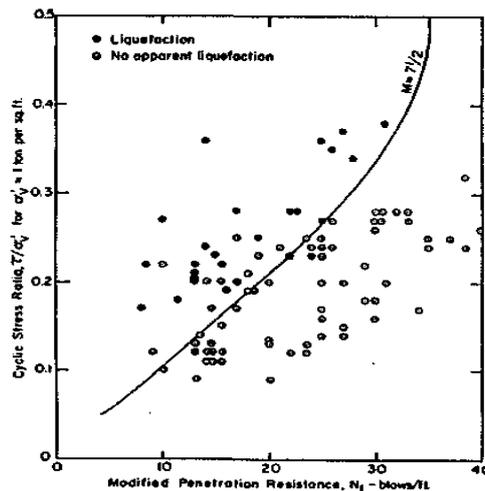
Où :

$N$  : nombre de coups pour enfoncer de 1 pied (30.48cm)

$C_N$  : Facteur de correction par rapport à la profondeur.

En se basant sur le séisme Niigata en 1964 de magnitude de 7.5, une limite séparant les cas de liquéfaction et de non liquéfaction a été mise en évidence par une corrélation ( $CRR, N_1$ ) **Figure IV.21**.

La résistance à la liquéfaction  $CRR$  du sol dépend alors de la densité relative du sol. Sous un chargement sismique donné, plus la résistance SPT est grande ou plus le sol est dense, mieux le sol résiste à la liquéfaction.



**Figure IV.21** corrélation entre les valeurs du taux de résistance à liquéfaction  $CRR$  et la résistance à la pénétration SPT corrigée (Seed et al, 1971) [SEE 71].

### IV.8.3 Approche empirique chinoise (Chines Building Code, 1974)

Egalement à partir des essais SPT, les chinois ont développé un critère empirique afin d'analyser le risque de liquéfaction des sables à partir des données historiques. Ils définissent un nombre de coups critique  $N_{crit}$  en dessous duquel, le sol doit se liquéfier. La corrélation s'écrit :

$$N_{crit} = N[1 + 0.125(d_s - 3) + 0.05(d_w - 2)] \quad (4)$$

Où

$d_s$  : Profondeur de la couche de sable considérée

$d_w$  : Profondeur de la nappe par rapport à la surface du sol (m)

N : nombre fonction de l'intensité du séisme **Tableau IV.3.**

Cette relation établit une frontière séparant la zone liquéfiée de celle non liquéfiée en fonction de l'intensité sismique. Cependant, Xie (1979) a constaté une surestimation de cette corrélation dans le cas de sols comportant un pourcentage de fines élevé.

**Tableau IV.3** Nombre de coups N fonction de l'intensité du séisme

Intensité Mercalli modifiée	N (coups/ 30 cm)
VII	6
VIII	10
IX	16

#### IV.8.4 Approche de Tatsuoka (1980) [TAT 80]

Dans la méthode de Seed précitée, l'exploitation des données des essais in situ rend compte de l'effet de la profondeur et de la densité relative du sol mais pas de la granulométrie des grains. Toutefois, la structure de sol a une influence importante sur la résistance cyclique. Tatsuoka (1980) a proposé un taux de résistance cyclique en prenant en compte l'influence de la granulométrie par le paramètre  $d_{50}$ , la résistance cyclique est définie par:

$$\text{Pour } 0.04 \text{ mm} \leq d_{50} < 0.6 \text{ mm} \quad CRR_{20} = 0.0676\sqrt{N_1} + 0.225\log_{10}\left(\frac{0.35}{d_{50}}\right) \quad (5)$$

$$\text{Pour } 0.6 \text{ mm} \leq d_{50} \leq 1.5 \text{ mm} \quad CRR_{20} = 0.0676\sqrt{N_1} - 0.05 \quad (6)$$

Où

$\sigma'_{vo}$  : Contrainte verticale effective (KPa)

$d_{50}$  : Diamètre moyen des grains (mm)

$$N_1 = \frac{170}{\sigma'_{vo} + 70} N$$

N: nombre de coups pour enfoncer de 1 pied (30.48 cm)

Les caractéristiques des essais SPT en place et le diamètre moyen des grains ont été étudiés pour être rattachés à la résistance cyclique non drainée extraite d'un triaxial.

$$CRR_{20} = \frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_c'} \quad (7)$$

Où

$\sigma_c'$  : Contrainte de confinement

$\sigma_{dc}$  : Déviateur cyclique pour lequel une liquéfaction initiale ou une déformation axiale de 5% est atteinte au but 20 cycles à l'appareil triaxial.

De Tatsuoka (1980) tient compte de l'accroissement de la résistance cyclique des sols plus fins la méthode en se basant sur le principe de la méthode de Seed. L'importance de la granulométrie est confirmée par un décalage net des courbes enveloppes pour les sols  $d_{50} < 0.15$  mm et  $d_{50} > 0.25$  mm.

#### IV.8.5 Méthode de Seed modifiée (1985) [SEE 85]

Seed (1985) a pris en compte la correction de la résistance à la pénétration SPT Modifiée par SKempton et le pourcentage des fines du sol considéré.

$$(N_1)_{60} = N \cdot C_N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S \quad (8)$$

Où

N: nombre de coups pour enfoncer de 1 pied (30.48cm)

$C_N$  : Facteur de correction par rapport à la profondeur

$C_E$  : Facteur de correction de l'effet de l'énergie

$C_B$  : Facteur de correction par rapport au diamètre de forage

$C_R$  : Facteur de correction par rapport à la longueur de tige

$C_S$  : Facteur de correction par rapport à la méthode de prélèvement de l'échantillon avec ou sans tubage.

En se basant sur le même principe, la frontière délimitant les cas de liquéfaction et de non liquéfaction a été identifiée par la corrélation (CRR,  $(N_1)_{60}$ )

L'influence du pourcentage des fins a également été considérée avec un pourcentage de 5%, 15% et 30%. Ceci montre une "diminution" de la zone de liquéfaction avec l'augmentation du pourcentage des fines de sables.

**IV.8.6 Méthode de Robertson et Wride (1985), (1998) [ROB 85] et [WRI 85]**

Robertson et Wride (1998) ont proposé de quantifier le taux de résistance cyclique par les essais CPT. **La Figure IV.22**, valable pour un séisme de magnitude de 7.5, montre une corrélation entre le taux de résistance à la liquéfaction et la résistance CPT du sable propre normalisée à 100 KPa

$(q_{c1N})_{cs}$  La délimitation de la zone liquéfiée ou non liquéfiée est, à l'origine, aussi fonction de la densité relative du sol. La résistance de pointe normalisée est définie par  $q_{c1N}$

$$q_{c1N} = C_Q \frac{q_c}{100KPa} \tag{9}$$

Où

$C_Q$  : Facteur normalisé de la résistance de pointe définie par

$$C_Q = \left( \frac{100 KPa}{\sigma'_{vo}} \right)^n \tag{10}$$

$\sigma'_{vo}$  : Contrainte verticale effective

La résistance de pointe normalisée du sable propre

Est alors donnée par :  $(q_{c1N})_{cs}$

$$(q_{c1N})_{cs} = k_c q_{c1N} \tag{11}$$

Où

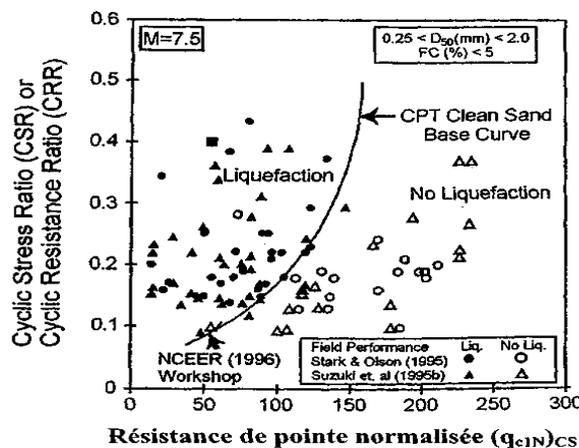
$k_c$  : Facteur de correction des caractéristiques des grains défini par l'équation

(Robertson et Wride 1998)

$$I_c \leq 1.64, K_c = 1.0$$

$$I_c > 1.64$$

$$K_c = -0.403 I_c^4 + 5.581 I_c^3 - 21.63 I_c^2 + 33.75 I_c - 17.88$$



**Figure IV.22** corrélation entre les valeurs du taux de résistance à la liquéfaction CRR et la résistance de pointe normalisée (Robertson et Wride 1998) [ROB 98].

### IV.8.7 Prise en compte de la magnitude du séisme

Les analyse quantitatives de la liquéfaction précitées sont valables pour un séisme de magnitude 7.5. Pour les autres magnitudes, une correction est envisagée. Le coefficient de sécurité devient

$$F_s = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} \times MSF$$

(12)

Où

MSF: facteur de correction de magnitude sismique  $M_w$ .

Plusieurs propositions ont été faites pour la correction de magnitude par Seed et Idriss (1982) [SEE 82] et [IDR 82], Idriss (1995) [IDR 95], Arango (1996) [ARA 96], Stoke (1997) [STO 97], Youd (1997) [YOU 97]. Ces auteurs ont proposé une relation non linéaire par rapport à la magnitude sismique **Tableau IV.4** D'après Idriss (1995) [IDR 95]

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M_w^{2.56}} \quad (13)$$

Andrus et Stoke (1997) [AND 97] et [STO 97] ont proposé

$$MSF = \left( \frac{M_w}{7.5} \right)^{-2.56} \quad (14)$$

Dans la pratique, le workshop NCEER a recommandé une correction de magnitude

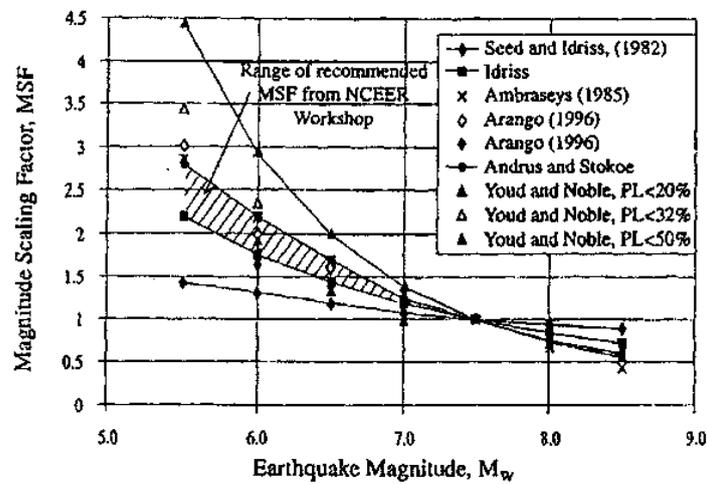
#### Figure (IV.23)

- Pour  $M_w < 7.5$ , MSF a la borne inférieure définie par Idriss (1995) [IDR 95] et la borne supérieure proposée par Andrus et Stoke (1997) [AND 97] et [STO 97].
- Pour  $M_w > 7.5$ , MSF suit la relation d' Idriss (1995) [IDR 95].

L'effet de magnitude modifie la frontière de liquéfaction-non liquéfaction de Seed comme présenté dans **la Figure IV.23**

**Tableau IV.4** Correction de magnitude sismique  $M_w$  par Seed et Idriss (1982) [SEE 82] [IDR 82], Ambraseys (1988) [AMB 88] et Arango (1996) [ARA 96]

Magnitude	Seed et Idriss (1982)	Ambraseys (1988)	Arango (1996)	
			Basé sur la distance	Basé sur l'énergie sismique
5.5	1.43	2.86	3.00	2.20
6.0	1.32	2.20	2.00	1.65
6.5	1.19	1.69	1.60	1.40
7.0	1.08	1.30	1.25	1.10
7.5	1.00	1.00	1.00	1.00
8.0	0.94	0.67	0.75	0.85
8.5	0.89	0.44	-	-



**Figure IV.23** Facture de correction de magnitude sismique  $M_w$  d'après différents auteurs reprise dans Youd et al (2001) [YOU 01].

# *Chapitre V*

## *Modélisation du Barrage de Hammam Debagh*

## V.1 la description du barrage étudié : Barrage de Hammam Debagh à Guelma.

### V.1.1 Localisation et objectif

Le barrage de Hammam Debagh sur l'oued Bouhamdane est situé dans la wilaya de Guelma à 20 km à l'ouest du chef lieu.

Il est implanté à 3 km à l'amont de la localité de Hammam Debagh (Ex Hammam Meskoutine).

Le barrage est destiné principalement à l'irrigation du périmètre du Guelma – Bouchegouf d'une superficie de 13000 ha et à plus long terme à l'alimentation en eau potable de la ville de Guelma.

La retenue créée par le barrage à une capacité totale de 200 hm<sup>3</sup> permettant une régularisation annuelle de 55 hm<sup>3</sup> à 60 hm<sup>3</sup>.

Le bassin versant du barrage s'étend sur 1070 Km<sup>2</sup> donnant un apport interannuel de 69 hm<sup>3</sup>. La crue maximale retenue par le projet est de 3500 m<sup>3</sup>/s.



Figure V.1 plan de situation.

### V.1.2 L'aménagement

L'aménagement comprend les ouvrages suivants :

- \* une digue en terre de 93 m de hauteur.
- \* deux évacuateurs de crue en puits de section circulaire.
- \* une vidange de fond dans laquelle est incorporée la chambre des vannes en souterrain à 50 m à l'aval de l'axe de la digue.
- \* Une tour de prise verticale encastrée dans le rocher comportant 3 niveaux de prise et reliée à la chambre des vannes par la galerie de prise d'eau principale elle-même incorporée au niveau supérieur de la vidange de fond.

- \* Une tour de batardage de la vidange de fond dans laquelle est incorporée une prise d'eau auxiliaire elle-même jumelée avec la galerie de prise d'eau principale au niveau supérieur de vidange de fond.
- \* Un réseau de galeries d'injection et de drainage de la fondation de la digue.
- \* Une galerie d'accès de service à la chambre des vannes.

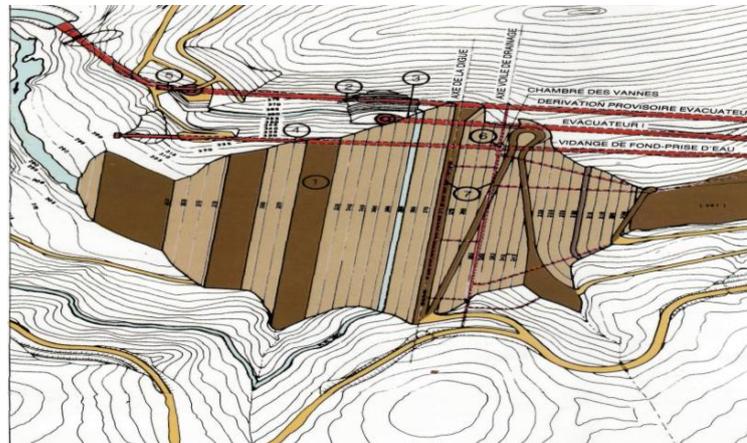


Figure V.2 Disposition générale des ouvrages.

- 1- Corps de la digue
- 2- Dérivation provisoire-Evacuateur II
- 3- Evacuateur I
- 4- Vidange de fond
- 5- Tour de prise
- 6- Chambre des vannes
- 7- Voile d'étanchéité et de drainage

### V.1.3 La Géométrie : La digue

La digue est du type en terre composée d'un noyau argileux vertical, de recharges amont et aval en alluvions graveleuses, des filtres et drains produits à partir des alluvions de l'oued, du rip-rap amont et aval prélevé en carrière et dans l'oued.

La digue repose sur un substratum constitué d'une alternance de formations schisteuses et gréseuses (schiste et grés).

Des formations de surface d'origines variées recouvrent le substratum sur une épaisseur variable mais en moyenne relativement importante.

Les percolations y sont contrôlées par un drain vertical et son prolongement horizontal à la base de la digue. Le noyau argileux est encadré par les filtres amont et aval.

La conception de la digue a fait objet d'un traitement antisismique qui consiste à un adoucissement des parements et à un resserrement de la granulométrie des filtres

aval et drain pour permettre un débit de fuite important en cas de fissuration du noyau. La construction s'est effectuée par étapes à la cadence moyenne de 150.000 m<sup>3</sup>/mois à l'abri d'un batardeau incorporé dans la recharge amont.

Il a été enregistré une crue maximale de chantier de 1450 m<sup>3</sup>/s en décembre 1984.

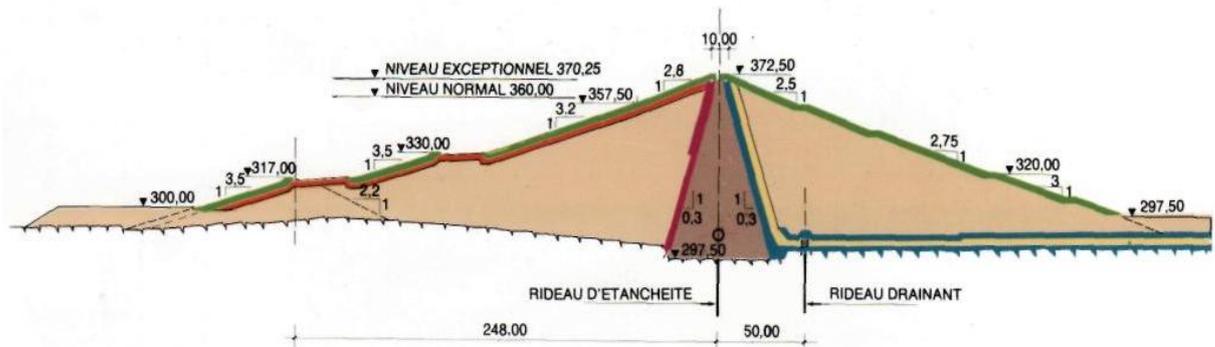


Figure V.3 coupe type de la digue Barrage de Hammam Debagh.

	Noyau argileux
	Filtre amont
	Filtre aval
	Drains vertical et horizontal
	Recharges amont et aval
	Transition
	Rip - Rap et protection du parement aval

V.1.4 Fiche technique du barrage de Hammam Debagh

Tableau V.1 Caractéristiques du barrage de Hammam Debagh

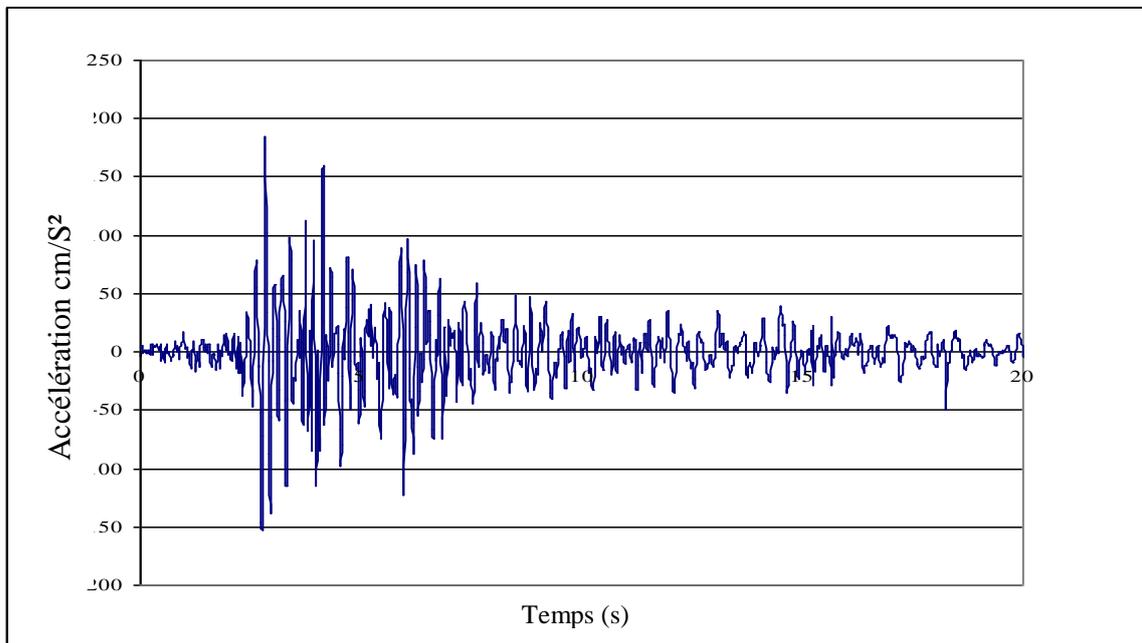
<b>Caractéristiques du barrage de Hammam Debagh</b>	
Wilaya	Guelma
Oued	Bouhamdane
Type	en terre avec noyau central
Hauteur maximale	93 m
Longueur en crête	430 m
Largeur en crête	9 m
Largeur à la base	516 m
Capacité totale	1988 ~ 200 hm <sup>3</sup>
Capacité utile	200 hm <sup>3</sup> 2004 ~ 184.347hm <sup>3</sup> après levée bathymétrique
Apport moyen annuel	63 hm <sup>3</sup>
Volume régularisé	55 hm <sup>3</sup>
Année mise en eau	Décembre 1987
Envasement moyen annuel	0.53 hm <sup>3</sup>
Volume de la digue	6.500.000 m <sup>3</sup>
<b>Bassin versant</b>	
Superficie	1070 km <sup>2</sup>
Périmètre	142 km
Longueur	49.3 km
Largeur	21.7 km
Altitude max	1282 m
Altitude min	295 m
Altitude moy	800 m
Indice de pente	0.1
Thalweg principal	80 km
Pluie moy annuelle	652 mm
Apports solides	535000 t/an

<b>Retenue</b>	
Niveau maximal	372.50 m
Cote de retenue normale	360 m
Niveau au volume mort	315 m
PHE	370.24
PHEE	371.28
Aire retenue RN	643.04 m
Volume RN	184.35 m <sup>3</sup>

## V.2 Modélisation du Barrage de Hammam Debagh par le logiciel FLAC <sup>2D</sup>

### V.2.1 Accélérogramme utilisé

L'accélérogramme utilisé pour simuler le comportement du barrage de Hammam Debagh, situé à l'ouest de la capitale de la wilaya de Guelma, est celui qui a été enregistré le 27/10/1985 suite à séisme N-S qui frappé le C.E.M. Abdelmoumen N°5176, Constantine.



**Figure V.4** Accélérogramme du séisme N-S CEM Abdelmoumen Constantine de 27/10/ 1985

### V.2.2 Modélisation du comportement du barrage

La modélisation du comportement du barrage est réalisée par les étapes suivantes:

#### Etape 01: Etablissement de l'état initial des contraintes du barrage en terre et de la fondation après la construction initiale

##### \* Géométrie

La Figure V.5 présente la géométrie du barrage étudié discrétisée en éléments quadrilatéraux. Le barrage s'étale sur une longueur de 516 m et une hauteur maximale à l'endroit de la crête de 372,5m.

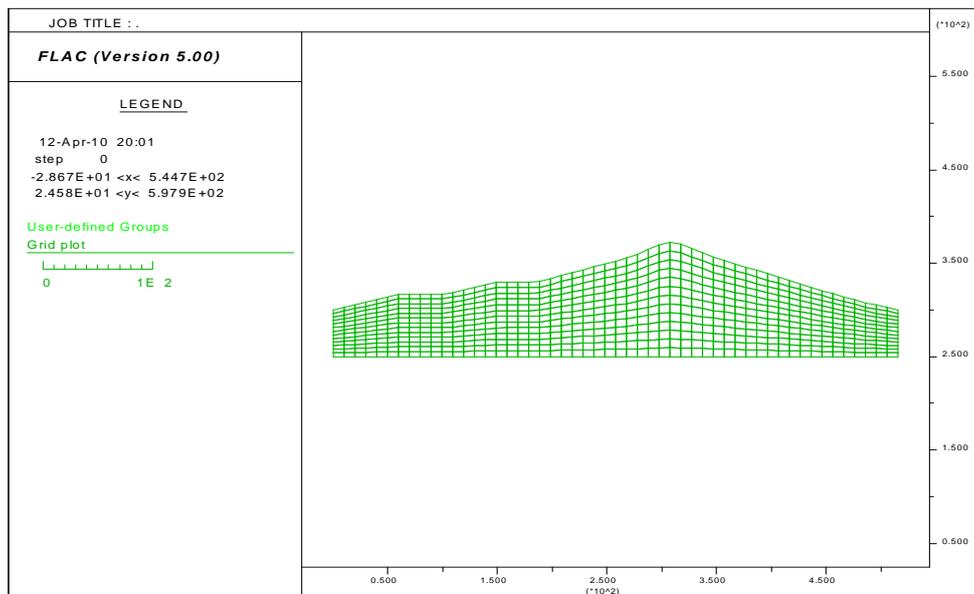


Figure V.5 Géométrie du barrage

##### \* Matériaux

La Figure V.6 illustre les différents types de matériaux utilisés dans ce barrage qui sont: La fondation est formée de roche en granite, par contre le noyau est formé d'une argile de plasticité moyenne, enfin les remblais en amont et en aval sont constitués de d'une mixture de graviers et de sables.

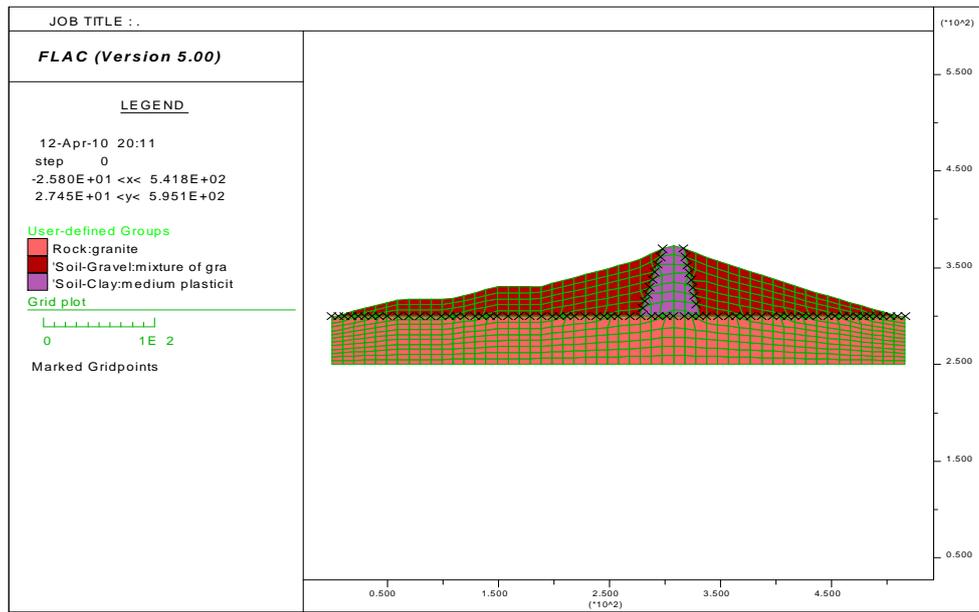


Figure V.6 Différents matériaux constituant le barrage

\* Fondation sans remblai

La Figure V.7 montre le sol de fondation du barrage sans remblai. Les déplacements horizontaux sont fixés latéralement, par contre la base est fixée selon les deux directions.

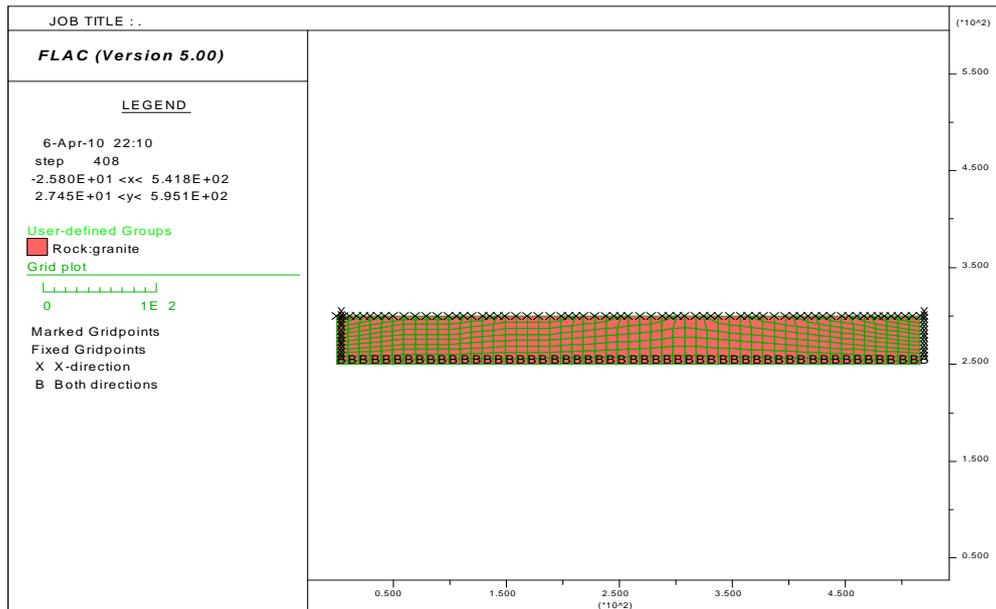
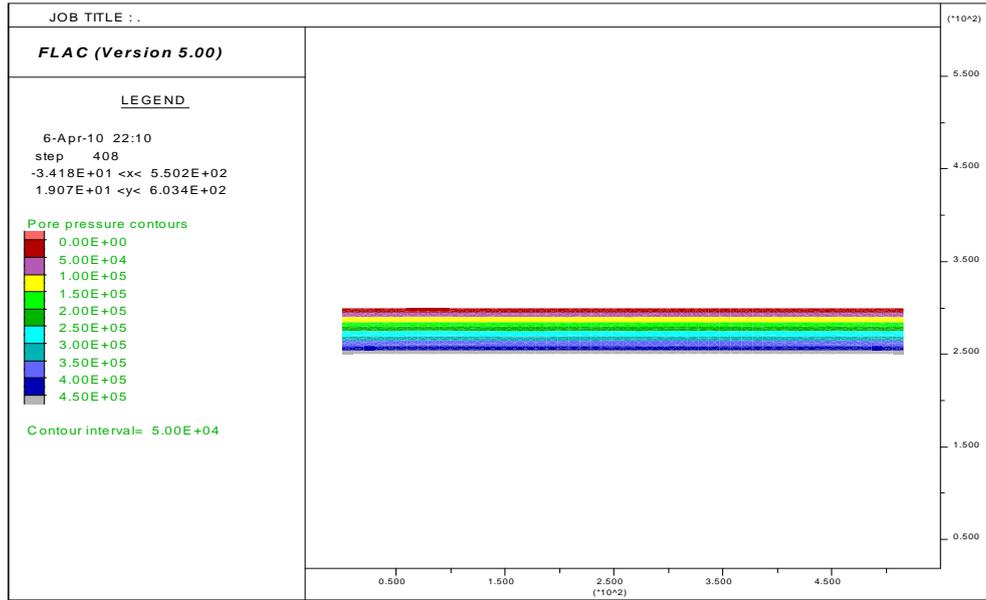


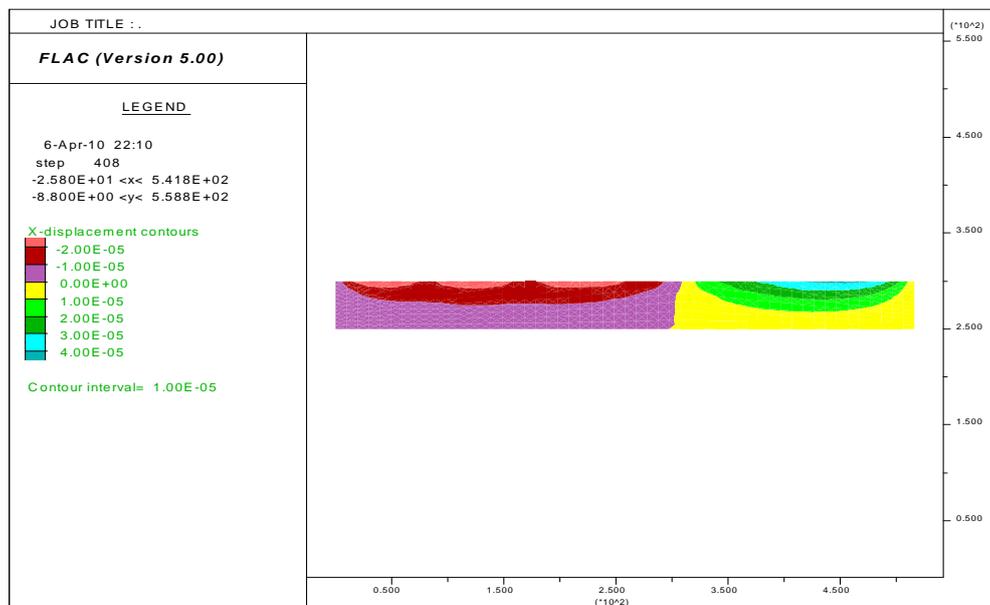
Figure V.7 Sol de fondation du barrage

Les isovaleurs de la pression interstitielle sont présentées dans la Figure V.8. On peut clairement noter que la valeur maximale de la pression interstitielle à la base de la fondation est de l'ordre de  $4.50E+05$  Pa.



**Figure V.8** Distribution de la pression interstitielle dans la fondation du barrage

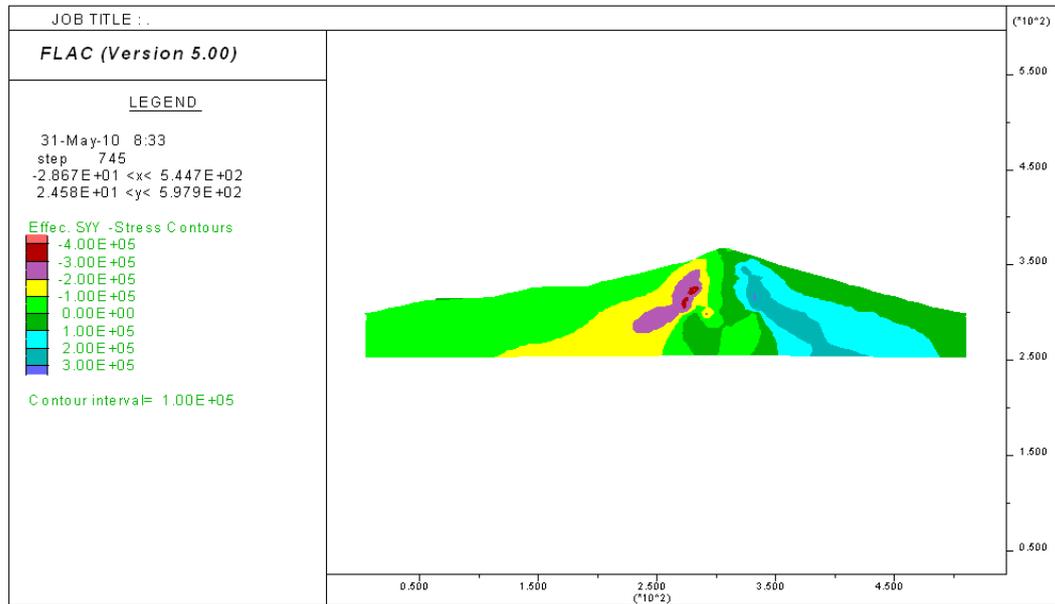
La **Figure V.9** présente les contours des déplacements horizontaux dans la fondation du barrage. On peut noter que le déplacement juste au-dessous du noyau est nul. Par contre de part et d'autre du noyau, le déplacement atteint une valeur de  $-2.00E-05m$  en amont et de  $4.00E-05m$  en aval.



**Figure V.9** Isovaleurs des déplacements horizontaux dans la fondation du barrage

\* **Fondation avec remblai**

Maintenant, si on ajoute le remblai à la fondation, **Figure V.10**, on peut clairement observer que la contrainte effective verticale juste au-dessous du noyau est nulle. Mais de part et d'autre du noyau, cette contrainte atteint une valeur de  $-4.00E+05$  Pa en amont et  $3.00E+05$  Pa en aval. Ce qui montre l'influence du remblai sur la fondation du barrage.



**Figure V.10** Contours des contraintes effectives  
verticales dans le barrage

Les isovaleurs de la pression interstitielle sont présentées dans **la Figure V.11**. On peut noter que la valeur maximale de cette pression reste toujours à la base de la fondation et est de l'ordre de  $4.50E+05$  Pa.

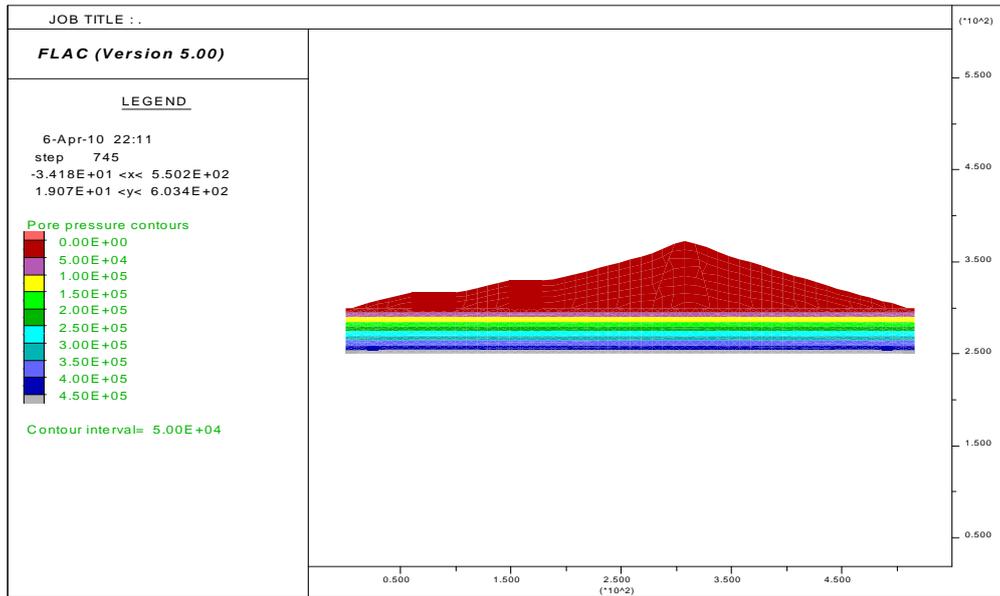


Figure V.11 Isovaleurs de la pression interstitielle dans le barrage

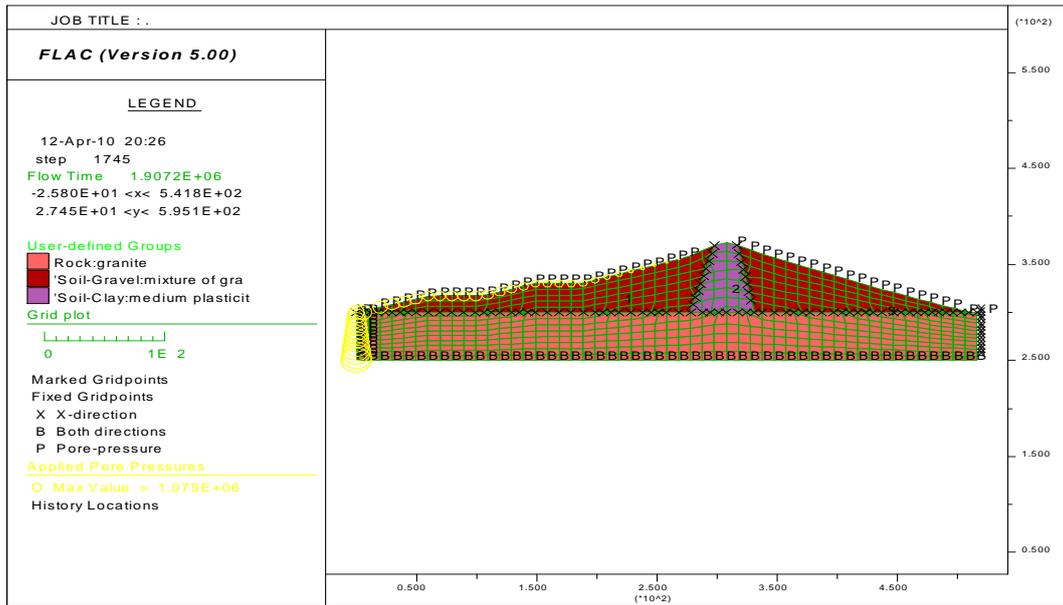
**Etape 02: Etablissement de l'état initial des contraintes du barrage en terre avec le réservoir plein:** Le séisme influe sur le barrage en terre lorsqu'il est totalement plein

**\* Application de la pression interstitielle avec écoulement**

La Figure V.12 présente l'application de la pression interstitielle dans le côté amont du barrage avec écoulement.

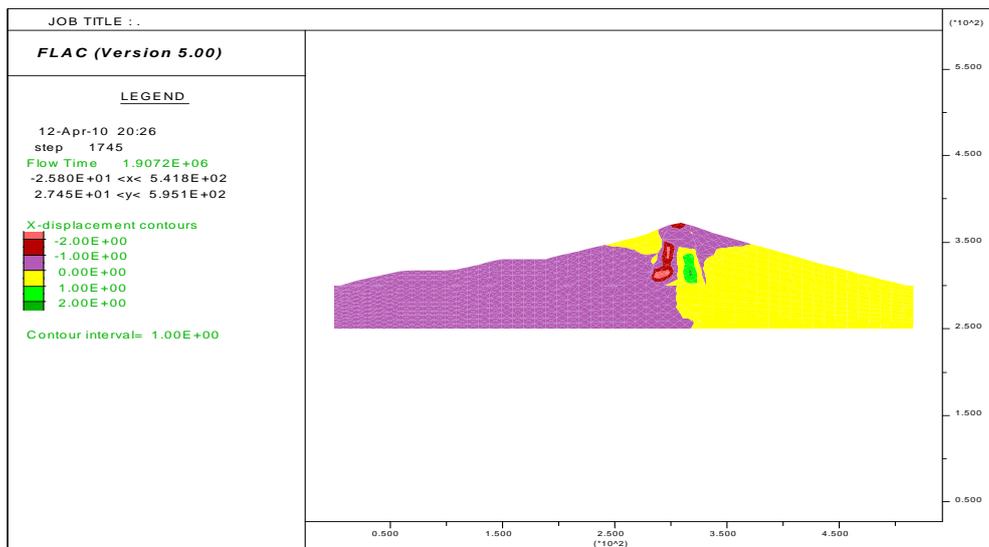
La pression interstitielle dans le coté amont du barrage en terre varie à la hauteur de 250.0 m d'une valeur de 1079100Pa à la base du barrage à la valeur de 0 à la hauteur de 360.0 m

Dans cette étape on a utilisé seulement l'écoulement d'eau souterraine, on a fixé la pression interstitielle dans tous les points de la cote aval du barrage pour permettre l'écoulement d'eau dans cette surface de suintement et on a identifié la porosité et la perméabilité de chaque couche de sol.



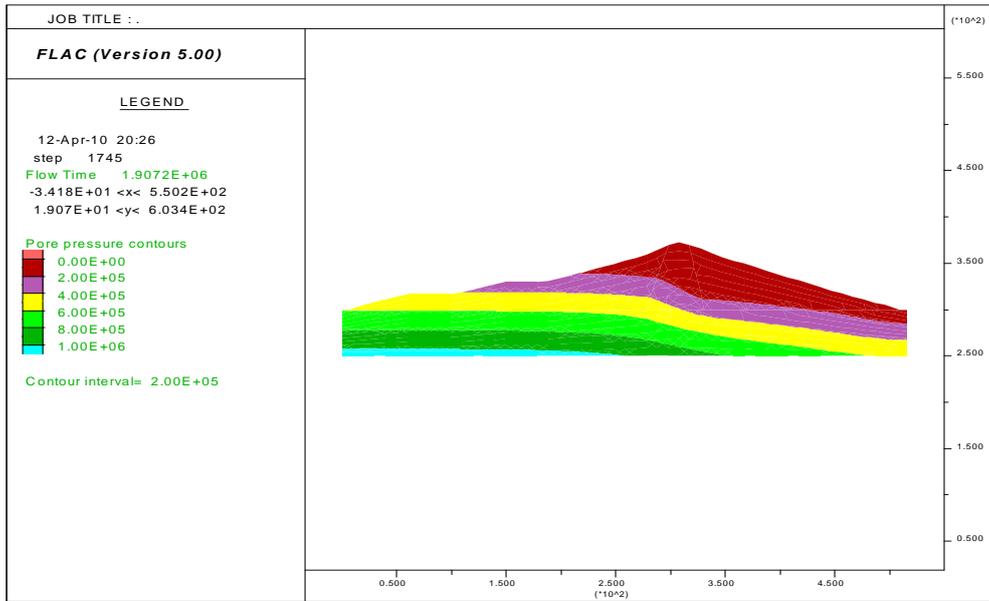
**Figure V. 12** L'application de la pression interstitielle dans le côté amont du barrage avec écoulement

Les isovaleurs des déplacements horizontaux avec l'application de la pression interstitielle dans le côté amont du barrage avec écoulement sont présentées dans **la Figure V.13**. On peut noter que la valeur maximale dans le noyau est de l'ordre de  $2.00E+0.0m$



**Figure V.13** Isovaleurs des déplacements horizontaux avec l'application de la pression interstitielle dans le côté amont du barrage avec écoulement

Les isovaleurs de la pression interstitielle dans le barrage avec écoulement .sont présentées dans **la Figure V.14** On peut noter que la valeur maximale de la pression interstitielle reste toujours à la base de la fondation est de l'ordre de 1.00E+06Pa.

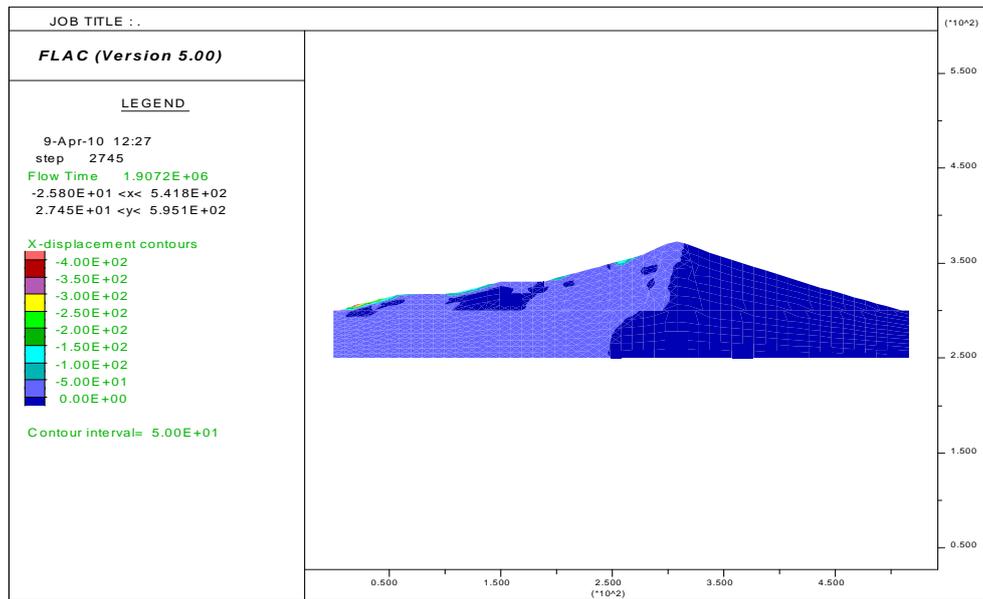


**Figure V.14** Isovaleurs de la pression interstitielle dans le barrage avec écoulement

**\* Application de la pression interstitielle sans écoulement**

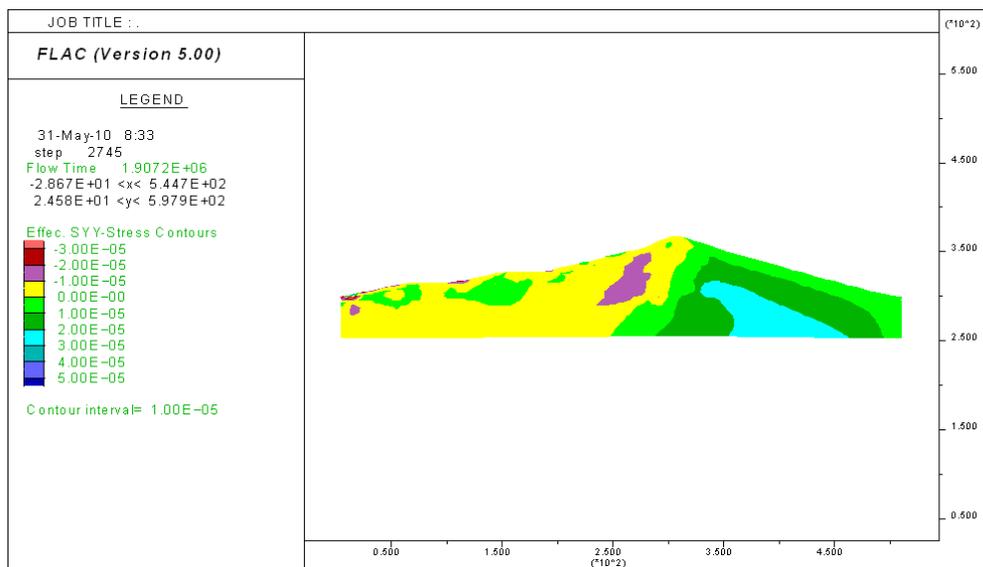
Dans le cas d'application de la pression interstitielle sans écoulement : on peut remarquer q'elle diminue de la valeur de 588600 Pa à la hauteur de 300.0 m jusqu'à 0 à la hauteur de 360.0m

Dans ce cas on a appliqué le calcul mécanique .Les isovaleurs des déplacements horizontaux avec l'application de la pression interstitielle dans le côté amont du barrage sans écoulement sont présentées dans **la Figure V.15** On peut noter que la valeur maximale dans le coté aval est pratiquement nulle.



**Figure V.15** Isovaleurs des déplacements horizontaux avec l'application de la pression interstitielle dans le côté amont du barrage sans écoulement

La Figure V.16 présente les isovaleurs des contraintes effectives verticales dans le barrage avec l'application de la pression interstitielle dans le côté amont du barrage sans écoulement. On peut clairement noter que la valeur maximale de la contrainte effective verticale est de l'ordre de  $5.00E-05$  Pa.

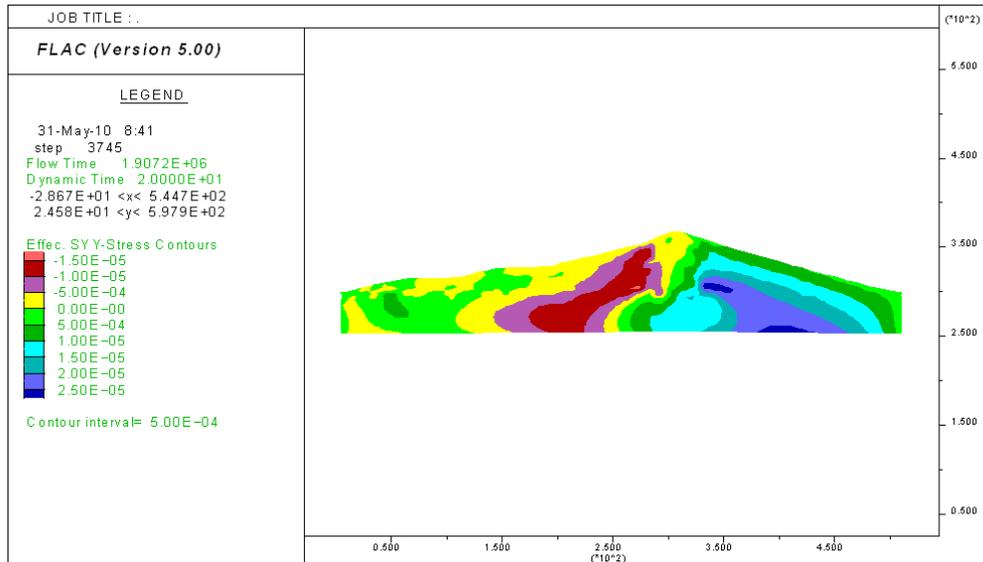


**Figure V.16** Isovaleurs des contraintes effectives verticales dans le barrage avec l'application de la pression interstitielle dans le côté amont du barrage sans écoulement

### Etape 03: Calcul sismique sans liquéfaction en utilisant le Modèle de Mohr – Coulomb

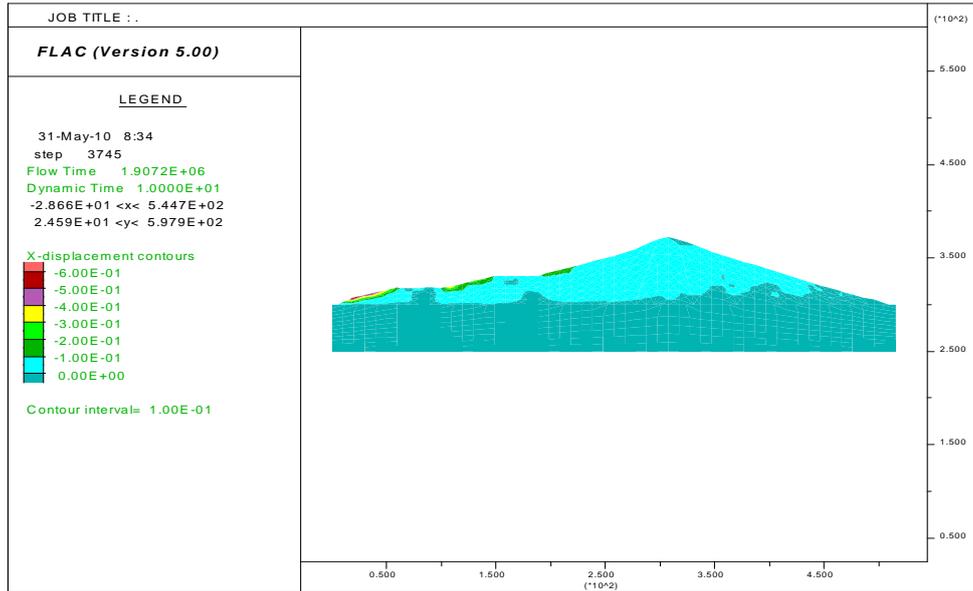
#### \* Le Modèle de Mohr – Coulomb : Sans amortissement

On a effectué un calcul sismique par le modèle élasto-plastic de Mohr-Coulomb Sans liquéfaction et sans amortissement : Les isovaleurs des contraintes effectives verticales dans le barrage: calcul sismique sans liquéfaction et sans amortissement sont présentées dans la **Figure V.17** On peut noter que la valeur maximale est de l'ordre de  $2.50E-05$  Pa.



**Figure V.17** Isovaleurs des contraintes effectives verticales dans le barrage: calcul sismique sans liquéfaction et sans amortissement à 10 S

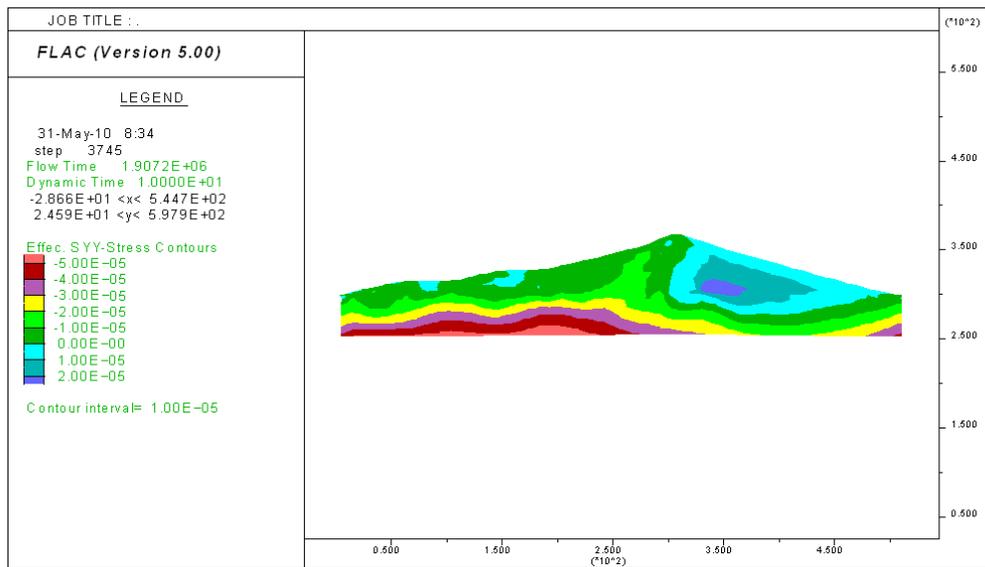
La **Figure V.18** présente les isovaleurs des déplacements horizontaux calcul sismique sans liquéfaction et sans amortissement. On peut clairement noter que les déplacements à la base de la fondation sont nuls.



**Figure V.18** Isovaleurs des déplacements horizontaux calculés sismiquement sans liquéfaction et sans amortissement à 10 S

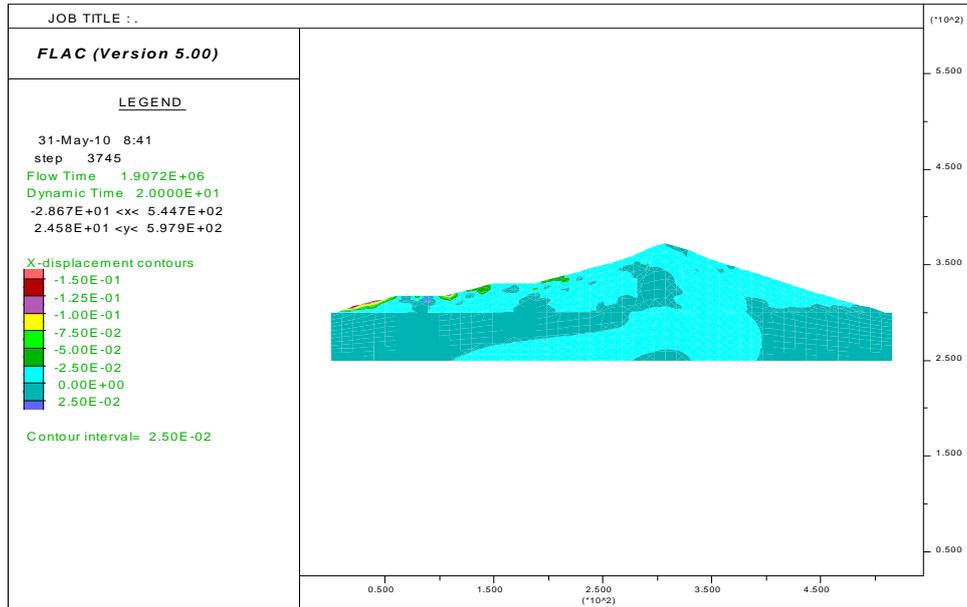
**\* Le Modèle de Mohr – Coulomb: avec amortissement hystérétique**

Les isovaleurs des contraintes effectives verticales dans le barrage: calcul sismiquement sans liquéfaction avec amortissement hystérétique sont présentées dans la **Figure V.19**. On peut noter que la valeur maximale est de l'ordre de  $2.00E-05$  Pa



**Figure V.19** Isovaleurs des contraintes effectives verticales dans le barrage: calcul sismiquement sans liquéfaction avec amortissement hystérétique à 20 S

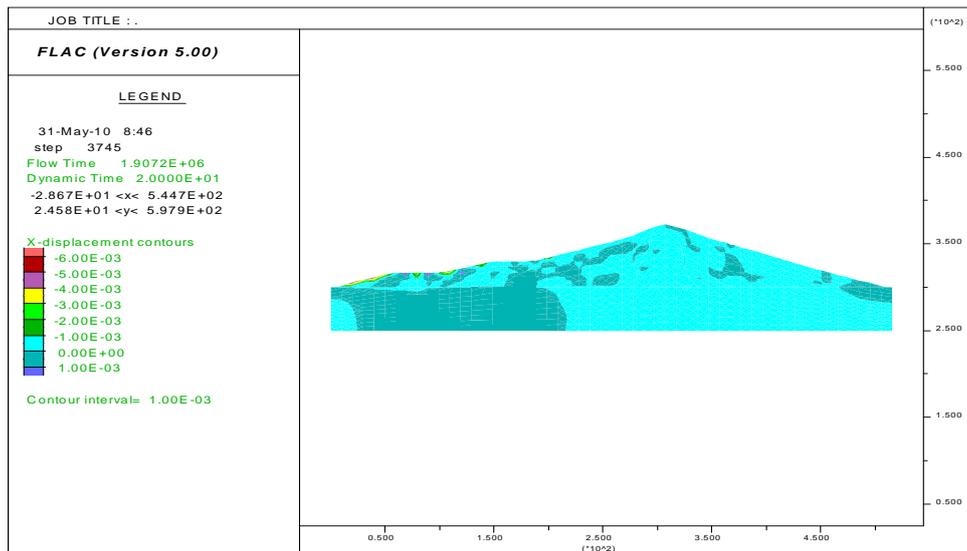
La **Figure V.20** présente les isovaleurs des déplacements horizontaux ; calcul sismiquement sans liquéfaction et avec amortissement hystérétique. On peut noter que les déplacements à la fondation sont nuls.



**Figure V.20** Isovaleurs des déplacements horizontaux calcul sismique sans liquéfaction et avec amortissement hystérétique à 20 S

**\* Le Modèle de Mohr – Coulomb : avec amortissement de Rayleigh**

La **Figure V.21** présente les isovaleurs des déplacements horizontaux calcul sismique sans liquéfaction et avec amortissement de Rayleigh. On peut clairement noter que les déplacements sont pratiquement nuls.



**La Figure V.21** Isovaleurs des déplacements horizontaux calcul sismique sans liquéfaction et avec amortissement Rayleigh à 20 S

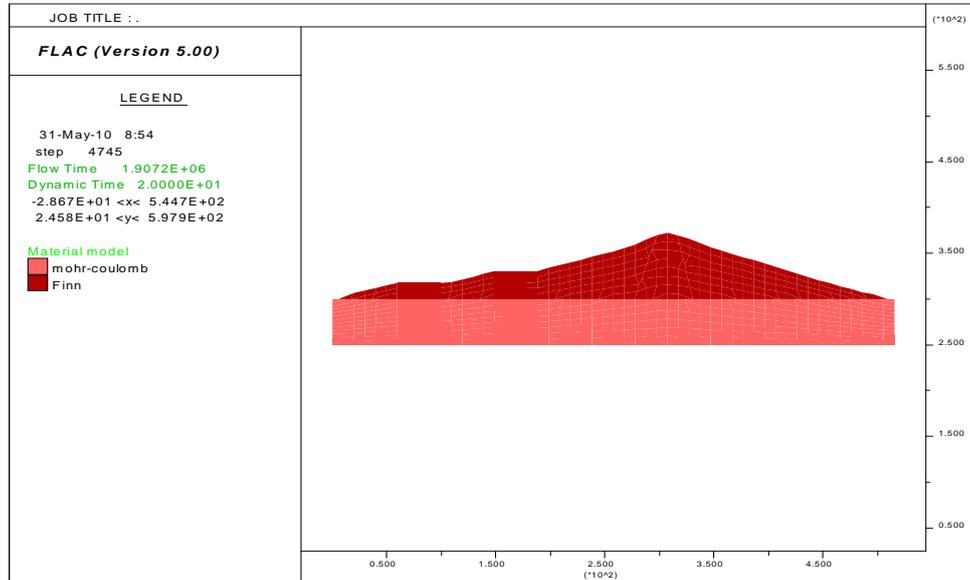
**Etape 04: Calcul sismique avec liquéfaction en utilisant le Modèle de Finn**

Dans ce cas en utilise le modèle dynamique de Finn présenté par Byrne 1991 suivant la formule suivante :

$$\frac{\Delta \varepsilon_{vd}}{\gamma} = C_1 \exp\left(-C_2 \left(\frac{\varepsilon_{vd}}{\gamma}\right)\right) \text{ Avec } C_1 = 7600 (N1)_{60}^{-1.25} \text{ et } C_2 = 0.4 / C_1$$

**\* Le Modèle de Finn : avec amortissement hystérétique**

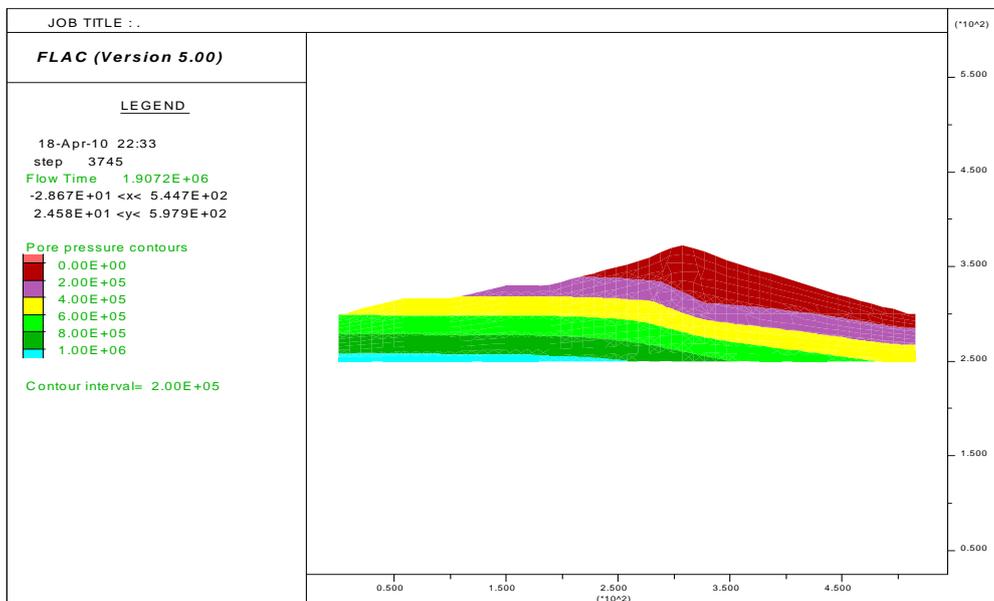
La Figure V.22 illustre les différents Modèles des matériaux utilisés dans ce barrage: pour le calcul sismique avec liquéfaction



**Figure V.22** Les différents Modèles des matériaux utilisés dans le barrage

Les isovaleurs de la pression interstitielle dans le barrage: calcul sismique avec liquéfaction et avec amortissement hystérétique sont présentées dans la Figure V.23.

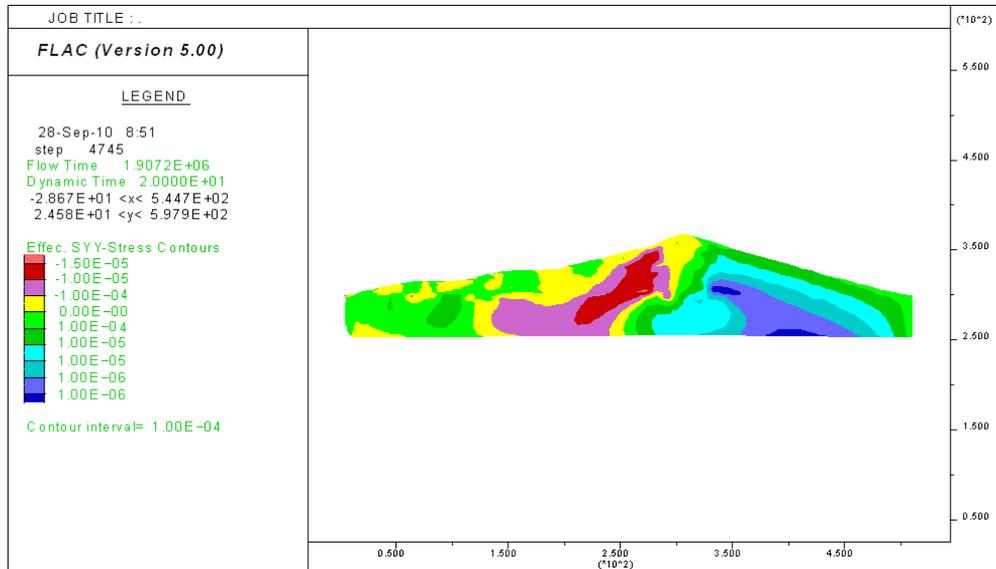
On peut noter que la valeur maximale est de l'ordre de 1.00E+06 Pa



**Figure V.23** Isovaleurs de la pression interstitielle dans le barrage:

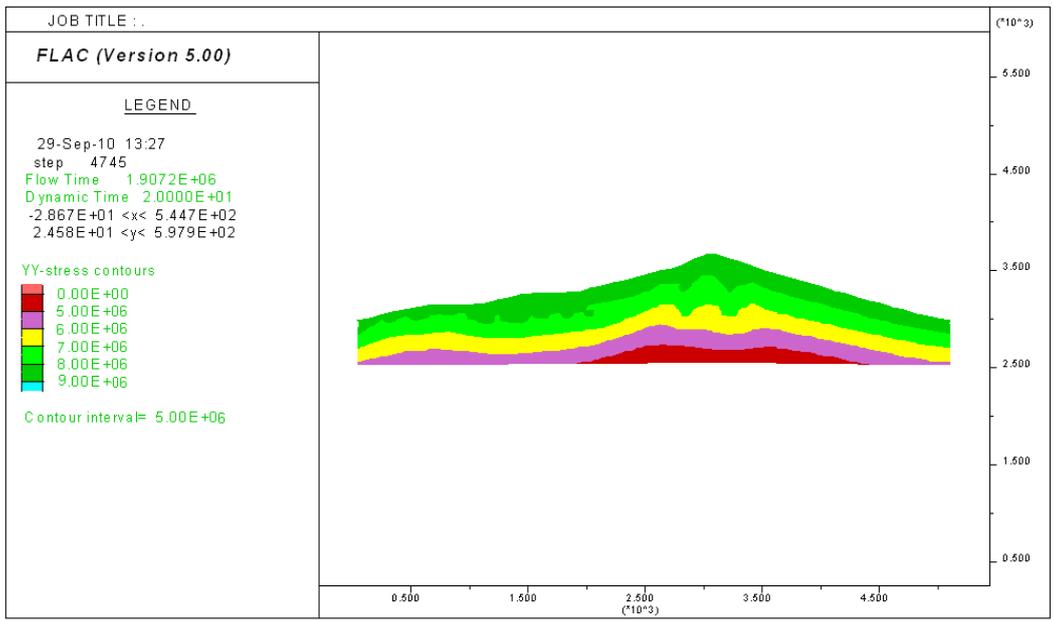
calcul sismique avec liquéfaction et avec amortissement hystérétique

La Figure V.24 présente les isovaleurs des contraintes effectives verticales dans le barrage : calcul sismique avec liquéfaction et avec amortissement hystérétique .On peut clairement noter que la valeur maximale de cette contrainte est de l'ordre de  $1.00E-06$  Pa.



**Figure V.24** Isovaleurs des contraintes effectives verticales dans le barrage: calcul sismique avec liquéfaction avec amortissement hystérétique

Les isovaleurs des contraintes totales verticales dans le barrage: calcul sismique avec liquéfaction et avec amortissement hystérétique sont présentées dans la Figure V.25. On peut clairement noter que la valeur maximale de cette contrainte totale est de l'ordre de  $9.00E+06$  Pa.



**Figure V.25** Isovaleurs des contraintes totales verticales dans le barrage: calcul sismique avec liquéfaction avec amortissement hystérétique

La **Figure V.26** montre la variation de la contrainte totale verticale et la pression interstitielle en fonction du temps dynamique au point (32,14) qui se trouve approximativement au milieu de la digue du barrage. On peut clairement noter que la courbe de la contrainte totale verticale est très proche de celle de la pression interstitielle ce qui indique qu'il y a risque de liquéfaction à cette endroit.

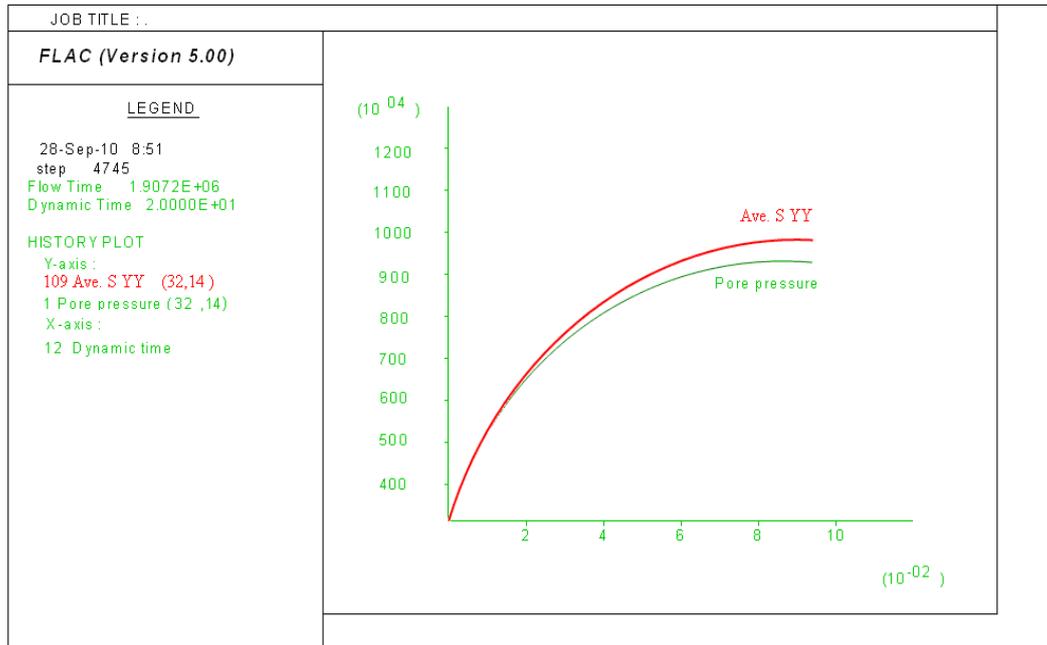


Figure V.26 Variation de la contrainte totale verticale et de la pression interstitielle en fonction du temps dynamique.

La Figure V.27 Présente la variation de la contrainte effective verticale en fonction de temps dynamique. On peut observer que cette contrainte diminue en fonction du temps jusqu' à ce qu'elle s'annule en conduisant à la liquéfaction de la région de la digue voisine du point (32,14) considéré.

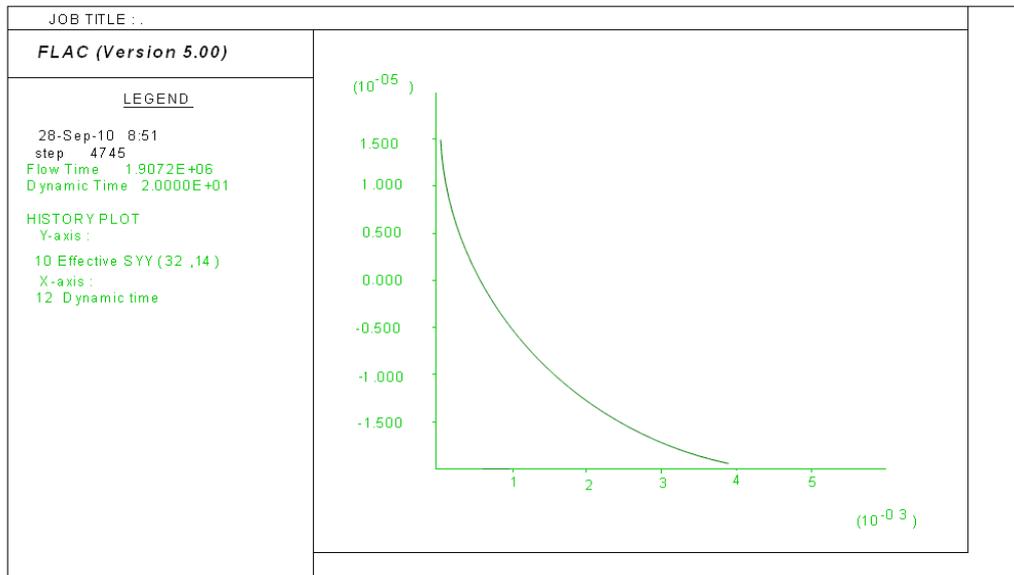


Figure V.27 Variation de la contrainte effective verticale en fonction du temps dynamique.

**\* Présentation du logiciel FLAC<sup>2D</sup> :**

Le logiciel FLAC<sup>2D</sup> (Fast Lagrangian Analysis of Continua). Ce code est bidimensionnel en différences finies développé par la société américaine ITASCA Consulting Group. Il utilise la méthode des éléments Lagrangiens qui consiste en une application non traditionnelle de la méthode des différences finies explicites. Quoique FLAC<sup>2D</sup> soit originalement développé pour les ouvrages en géotechnique et les constructions de mines (mining engineers), il est puissant et riche.

**Tableau V.2 Caractéristiques des Différents matériaux constituant le barrage**

Le Modèle de Mohr – Coulomb			
Sol	Sol 01:la fondation	Sol 02:le noyau	Sol 03: les remblais
Nom	Roche en granite	Argile de plasticité moyenne	Mixture de graviers et de sables
Propre Densité kg/m <sup>3</sup>	2700.0	1800.0	2000.0
Module de comprissions Pa	4.39E10	6.67E5	1E7
Module de cisaillement Pa	3.02E10	4E5	6E6
Cohésion Pa	5.51E7	8000.0	3000.0
Angle de frottement	51.0	20.0	38.0
Angle de dilatation	0.0	0.0	0.0
Traction	1.17E7	0.0	0.0

## **Conclusions et perspectives**

### **Conclusions**

\* Le cadre de ce mémoire correspond au besoin de conception et de vérification des ouvrages hydrauliques en remblai sous chargement sismique.

\*Flac <sup>2D</sup> (Fast Lagrangian Analysis of continua) est un logiciel de calcul commercialisé et amplement utilisé au plan international.

\* L'étude du barrage de Hammam Debagh, situé à l'ouest de la capitale de la wilaya de Guelma, a été menée en utilisant Flac <sup>2D</sup>

\* L'accélérogramme utilisé dans cette étude est celui du séisme N-S qui a frappé le C.E.M Abdelmoumen N° 5176, Constantine de 27/10/ 1985

\* La première caractéristique des matériaux granulaires sous chargement dynamique est le phénomène d'augmentation de la pression interstitielle.

\* La liquéfaction est atteinte une fois que la pression interstitielle devient égale à la contrainte verticale totale, ou bien lorsque la contrainte effective s'annule.

\* Pour le cas du barrage avec le réservoir plein et soumis au chargement dynamique, le déplacement horizontal au niveau de la digue est de l'ordre de 2.00E+0.0m.

\* La contrainte effective verticale maximale dans le cas de l'établissement de l'état initial des contraintes du barrage en terre et de la fondation après la construction initiale est de l'ordre de 3.00E+05Pa.

\* La contrainte totale verticale maximale dans le cas de Calcul sismique avec liquéfaction en utilisant le Modèle de Finn est de l'ordre de 9.00E+06Pa.

\* La pression interstitielle maximale de l'ordre 1.00E+06Pa est atteinte dans les trois dernier cas.

### **Perspectives**

Les perspectives de cette étude pourraient concerner les points suivants:

-Etude du comportement des barrages en terre soumis au chargement dynamique en tenant compte de vidange rapide;

-Etude du comportement des barrages en béton armé soumis au chargement dynamique.

## Bibliographie

[AMB 88]: Ambraseys N.N, Menu J.M- *Earthquake –induced ground displacements-* Earthquake engineering and structural dynamics, Vol.16 p 985-1006.

[BEE 91]: Been K., Jefferies M.G., “A state parameter for sands”, *Geotechnique*, vol.35, n°3, 1985, p. 123-132.

[BEN]: Benahmed N., *Comportement mécanique d’un sable sous cisaillement monotone et cyclique*, Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2001.

[BEN]: Benahmed N., Canou J., Dupla J.C., « Structure initiale et propriétés de liquéfaction statique d’un sable », *Comptes-rendus Mécanique de l’Académie des Sciences*, vol. 332, p. 887-894.

[CAN]: Canou J., *Contribution à l’étude et à l’évaluation des propriétés de liquéfaction d’un sable*. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1989.

[CAN]: Canou J., Thorel L., de Laure E., « Influence d’un déviateur de contrainte initial sur les caractéristiques de liquéfaction statique d’un sable », *C.R. 10ème Conf. Europ. De Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations*, Florence, 1991, vol.1, p. 49-52.

[CAS 69]: Castro G., Liquefaction of sands, Ph.D. dissertation, University of Harvard, USA, 1969.

[CAS 77]: Castro G., Poulos S.J., “Factors affecting liquefaction and cyclic mobility”, *Journal of the Geotechnical Eng. Div., ASCE*, vol.103, n°6, 1977, p.501-515.

**CIG 01a** Choix des paramètres sismiques pour grands barrages-CIGB, bulletin 72, 2001.

**CIG 01b** Aspects de la conception parasismique des barrages-CIGB, bulletin 120, 2001.

[DUP 95]: Dupla J.C., Application de la sollicitation d’expansion de cavité cyclique à l’évaluation des caractéristiques de liquéfaction d’un sable, Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1995.

[DOR 82]: Dorbry , R ,Ladd,R.S.,Yokel ,F.Y.Chung,R.M.,Powel,D.,-*Prediction of pore water pressure buildup and liquefaction of sands during earthquakes by the cyclic strain method*-NBS Building science series 132,July,1982,p.150.

[FIN 70]: Finn W.D.L, Emery J.J, Gupta Y.P-A shaking table study of the liquefaction of saturated sands during earthquake-Proceeding 3<sup>rd</sup> European Symp on Earthquake Engineer, 1970, p 253-262.

[FIN 77]: Finn, Lee, Martin-*An effective stress model for liquefaction*-JGED 6/1977,Vol.103,No GT6,p 517 -533.

[FLA 90]: Flavigny E., Desrues J., Palayer B., « Note technique sur le sable d’Hostun RF », *Revue Française de Géotechnique*, n°53,1990, p.67-70.

[ISH 85]: Ishihara K , Towhata I,Yamazaki A-*Sand liquefaction under rotation of principal stress axes*-Proc.11th Int. Conf. on Soil mechanics and fondation Eng ,San Francisco Vol.2, p1015-1018.

- [IWA 78]: Iwasaki T, Tatsuoka F, Takagi Y-Shear moduli of sands under cyclic torsional shear loading-Soils and foundations, Vol .18, N° 1, p1978, 39-56.
- [LUO 80]: Luong M.P., « Phénomènes cycliques dans les sols pulvérulents », *Revue Française de Géotechnique*, n°10, 1980, p.39-53.
- [MAR 75]: Martin G .R,-Finn W.D.L., Seed H.B-fundamentals of liquefaction under cyclic loading –JGED, ASCE, Vol .101, N° .GT5, 5/1975, p 423-438.
- [MOH 83]: Mohkam- *Contribution à l'étude expérimentale et théorique du comportement des sables sous chargement cyclique- Thèse de Doctorat à l'INPGrenoble*, 1983.
- [MUL 77]: Mulilis J.P., Seed H.B., Chan J.K., Mitchell J.K., Arulanandan K., « Effects of sample preparation on sand liquefaction », *Journal of the Geotech. Eng. Div., ASCE*, vol.13, n°GT2, 1977, p. 91-108.
- [NEW 65]: Newmark N.M–*Effets of earthquakes on dam and embankments*-Géotechnique, Vol.15 No. , 2 1965, p139-160.
- [PEC 84]: Pecker A-*Dynamique des sols*-Presses de L'ENPC, 1984.
- Poulos S., “*The steady state of deformation*”, *Journal of the Geotech. Eng. Div., ASCE*, vol.107, n°5, 1981, p.553-562.
- [ROB 98]: Robertson, P.K, Wride, C.E.- *Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test* – CGJ, Ottawa Vol .35 ,N° 3,p 442-459.
- [SAR 79]: Sarma S.K- *Response and stability of earth dams during earthquake*-Miscellaneous Paper GL -79 -13 .US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg.
- [SEE 71]: Seed, H. B.et Idriss, I.M-*Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential*-JGED, ASCE, Vol. 97 No9, 1971, p 1249-1273.
- [SEE 73]: Seed H. B., Lee K .L et al-*Analysis of the slides in the San Fernando dams during the earthquake of Feb .9 1971* –Report of university of Berkeley, Clifornia 6/1975.
- [CAS 75]: Seed H. B., Lee K .L et al-*Properties of soil in the San Fernando hydraulic fill dams*-JGED 8/1975.
- [SEE 76]: Seed H. B., Martin, P, Lysmer, J- *Pore-water pressure changes during soil liquefaction* –JGED, Vol.102,N°.GT4,4/1976,p323-346.
- [SEE 83]: Seed H.B,Idriss ,I.M.,Arango I –*Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential*-JGE,ASCE , Vol.109, N°3 ,3/1983,p 458-482.
- [SEE 85]: Seed H.B,Tokimatsu ,K.n Harder,L.F.Chung,R.M-*The influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations*-JGE,ASCE,Vol.111, N°12, 1985,p 1425-1445.
- [SEE 89]: Seed H.B, Seed R.B.et al –*Re-evaluation of the San Fernando dams*-Report 2 US Army Corps of Engineers 9/1989.
- [SLA 85]: Sladen J.A., d'Hollander R.D., Krahn J., “The liquefaction of sands, a collapse surface approach”, *Canadian Geotechnical Journal*, vol.22, 1985, p. 564-578.

[**STO 04**]: Stokoe K.H Darendeli M.B., Gillbert R.B et al –*Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves*-Paper for "international workshop on uncertainties in nonlinear soil properties and their impact on modeling dynamic soil response", 3/2004

[**TAN 00**]: Tani S –*Earthquake damage to fill dam in Japan*- Japan Agricultural Research Quarterly, Vol.34, N°1, 1/2000.

[**TAT 86**]: Tatsuoka F., Ochi K., Fujii S., Okamoto M., “Cyclic undrained triaxial and torsional shear strength of sands for different preparation methods”, *Soils and Foundations*, vol.26, n°3, 1986, p. 23-41.

[**VAI 90**]: Vaid, Chung, Kuerbis-*Stress path and steady state* –CGJ 27/1990

[**VAI 99**]: Vaid Y.P., Sivathyalan S., Stedman D., “Influence of specimen reconstituting method on the undrained response of sand”, *Geotechnical testing Journal, ASTM*, vol.22, n°3, 1999, p.187-195.

[**VAI 01**]: Vaid Y.P., Sivathyalan S., Stedman J.D-*Confining stress and static shear effects in cyclic liquefaction*-CGJ, Vol.38.N° 3, 2001, p 580-591

[**VUC 91**]: Vucetic M.and Dobry R- *Effect of soil plasticity on cyclic response*-JGE –ASEC, Vol 117, N°1, 1991

[**XEN 03**]: Xenaki V .C. Athanasopoulos G.A-*Liquefaction resistance of sand – silt mixtures: an experimental investigation of the effect of fines* – Soil dynamics and earthquake engineering N° 23, 2003, p 181-187.

[**XIE 79**]: Xie J-*Empirical criteria of sand liquefaction*-Special session on earthquake engineering in china, 2 US National Conference on earthquake engineering, Stanford University, 8/1979

[**YOS 00**]: Yoshimine M., Hosono Y-Effects of anisotropy of sand on results of undrained triaxial tests Memories of graduate school of Eng .Tokyo Metropolitan University, N° 50, 2000, and p158-169.

[**YOU 01**]: Youd T.L.et al –*liquefaction resistance of soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils* – JGCE ,ASCE, vol .127 N° 10 ,10/2001.

[**ZLA 97**]: Zlatovic S., Ishihara K., “Normalized behaviour of very loose non-plastic soils: effects of fabric”, *Soils and Foundations*, vol.37, n°4, 1997, p. 47-56.