

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR  
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



*Université El Hadj Lakhdar Batna  
Faculté des sciences de l'ingénieur  
Département de l'hydraulique*

**MÉMOIRE**

*Présenté pour obtenir le diplôme de  
Magistère en hydraulique*

**OPTION : SCIENCES HYDRAULIQUES**

*Thème :*

**COMPORTEMENT DYNAMIQUE D'UN BARRAGE EN  
BETON INTERACTION SOL-FLUIDE- STRUCTURE**

*Présentée par :*

**AOUADJ LINDA**

*Soutenu le : 02 /07 /2009*

*Devant le jury composé de :*

Président	: LAHBARI Nouredine	M.C	Université de BATNA
Rapporteur	: FOURAR Ali	M.C	Université de BATNA
Examineur	: GUETTALA Abdelhamid	Pr	Université de BISKRA
Examineur	: KADID Abd elkrim	M.C	Université de BATNA
Examineur	: KARECH Toufik	MC	Université de BATNA

# **SOMMAIRE**

<b>SOMMAIRE.....</b>	<b>3</b>
<b>DEDICACES.....</b>	<b>6</b>
<b>REMERCIEMENTS.....</b>	<b>7</b>
<b>LISTE DES FIGURES.....</b>	<b>8</b>
<b>LISTE DES TABLEAUX.....</b>	<b>20</b>
<b>LISTE DES NOTATIONS.....</b>	<b>21</b>
<b>RESUME.....</b>	<b>23</b>
<b>INTRODUCTION.....</b>	<b>24</b>
<b>PARTIE I : DEFINITIONS</b>	

<b>CHAPITRE 1 : LES SEISMES .....</b>	
1.1. Introduction .....	27
1.2. Tectonique des plaques et répartition de la sismicité .....	27
1.3. Définition du séisme .....	28
1.4. Origine des séismes .....	28
1.5. Classification des séismes .....	29
1.6. Propagation des ondes sismiques .....	30
1.7. Lois de propagation des ondes .....	34
1.8. Calcul Sismique des Structures .....	36
1.9. Calcul dynamique des structures .....	36
1.10. Les méthodes de calcul dynamique .....	37
1.11. Failles .....	38
1.12. Caractéristiques des vibrations aléatoires générées par un séisme .....	38
1.13. Notions d'Intensité et de Magnitude .....	39
1.14. Caractéristiques d'un séisme .....	40
1.15. Risque sismique .....	41
1.16. Classification des zones sismiques .....	42
1.17. Quelques séismes Historiques .....	43
1.18. Conclusion .....	44

<b>CHAPITRE 2 : BARRAGE POIDS EN BETON</b>	
2.1. Introduction .....	46
2.2. Types d'ouvrages de retenues d'eau .....	46
2.3. Classification des barrages .....	48
2.4. Contrôles essentiels .....	49
2.5. Les causes de rupture .....	49
2.6. Les types de rupture .....	50

2.7. Analyse de stabilité. ....	50
2.8. Conclusion .....	52

## **PARTIE II : MODILISATION**

### **CHAPITRE 3 : INTERACTION SOL STRUCTURE.....**

3.1. Introduction .....	55
3.2. Etude du problème d'interaction Sol Structure (ISS) .....	55
3.3. fondamentaux de l'ISS. ....	59
3.4. Mise en équation .....	59
3.4.1. Interaction sol structure .....	59
3.5. Conclusion .....	61

### **CHAPITRE 4 : INTERACTION FLUIDE STRUCTURE .....**

4.1. Introduction. ....	63
4.2. Interaction structure rigide-fluide incompressible .....	64
4.3. Détermination de la masse d'eau entraînée .....	64
4.4. Mise en équation .....	65
4.4.1. Interaction fluide structure .....	65
4.5. Conclusion. ....	67

## **PARTIE III : RESULTATS**

### **CHAPITRE 5 : PROPRIETES DU BARRAGE .....**

5.1. Introduction .....	70
5.2. Géométrie du barrage. ....	70
5.3. Géologie du site .....	71
5.4. Failles dans le site de barrage. ....	73
5.5. Séismicité du site. ....	74
5.6. Dimensions du barrage .....	74
5.7. Accélérogramme utilisés. ....	77
5.8. Barrage Koyna. ....	77
5.8. Caractéristiques des matériaux .....	77
5.9. Conclusion. ....	78

### **CHAPITRE 6 : RESULTATS ET INTERPRETATION DES RESULTATS**

6. Introduction .....	80
6.1. Influence du maillage sur les périodes .....	80
6.1.1. Barrage Koyna. ....	80
6.1.2. Barrage Hammam grouz .....	82
6.2. Facteur des participations modales .....	87
6.3. Les déplacements .....	90
6.4. Effort tranchant à la base du barrage. ....	98
6.5. Les contraintes appliquées sur : .....	102
6.5.1. Barrage Hammam Grouz. ....	102
A. Les contraintes du barrage Hammam Grouz pour un maillage raffiné sans ISS (base fixe) .....	102

B. Les contraintes du barrage Hammam Grouz pour un maillage raffiné à l'ISS.....	104
C. Les contraintes dans le barrage Hammam Grouz pour un maillage raffiné : 30, a l'IFS.....	106
D. Les contraintes dans le barrage Hammam Grouz Pour un maillage raffiné : 30, a l'ISSF.....	107
6.5.2 Barrage Koyna.....	120
E. Les contraintes du barrage Koyna pour un maillage raffiné sans interaction (base fixe).....	120
F. Les contraintes dans le barrage Koyna Pour un maillage raffiné : 30, a l'ISS. . . . .	122
G. Les contraintes dans le barrage Koyna Pour un maillage raffiné : 30, a l'IFS . . . . .	127
H. Les contraintes dans le barrage Koyna Pour un maillage raffiné : 30, a l'ISSF. . . . .	132
6.6. Les difformé . . . . .	139
6.6.1. Barrage Hammam Grouz. . . . .	139
6.6.1. A. Les difformé du barrage Hammam Grouz pour un maillage raffiné sans interaction (base fixe) . . . . .	139
6. 6.1.B. Les difformé du barrage Hammam Grouz pour un maillage raffiné à l'ISS. . . . .	141
6.6.1. C. Les difformé du barrage Hammam Grouz pour un maillage raffiné à l'IFS. . . . .	144
6.6.1. D. Les difformé du barrage Hammam Grouz pour un maillage raffiné à l'ISSF. . . . .	147
6.6.2. Barrage Koyna. . . . .	150
6.6.2. A. Les difformé du barrage Koyna pour un maillage raffiné sans interaction (base fixe) . . . . .	150
6.6.2. B. Les difformé du barrage Koyna pour un maillage raffiné à l'ISS. . . . .	153
6.6.2. C. Les difformé du barrage Koyna pour un maillage raffiné à l'IFS . . . . .	156
Conclusion . . . . .	150

**CONCLUSION GENERALE . . . . .162**

**BIBLIOGRAPHIE..... 163**

# **LISTE DES TABLEAUX**

## **CHAPITRE 5 : propriétés du barrage**

Tableau 5-1 : Sommaire de l'histoire géologique de la région de Hammam Grouz	71
Tableau 5-2 Brève revue de l'histoire et de la structure géologique	73

## **CHAPITRE 6 : résultats et interprétation des résultats**

Tableau 6.1 : tableau conclut les déplacements en crête du barrage Hammam Grouz	96
Tableau 6.2 : tableau conclut les déplacements en crête du barrage Koyna	97
Tableau 6.3 : Les contraintes appliquées sur le barrage Hammam Grouz	137
Tableau 6.4 : Les contraintes appliquées sur le barrage Koyna	138
Tableau 6.5 : Les difformées du barrage Hammam Grouz	163
Tableau 6.6 : Les difformées du barrage Koyna	163

# **LISTE DES FIGURES**

## **PARTIE I : DEFINITIONS**

### **CHAPITRE 1 : LES SEISMES**

Figure 1.1 : les différentes couches de la terre	28
Figure 1.2 : Eléments caractéristiques en géo-sismique.	29
Figure 1.3 : Les différents types d'onde.	33
Figure 1.4 : Propagation des ondes	35
Figure 1.5 : Types de failles.	38
Figure 1.6 : Zones sismiques du territoire national.	43
Figure 1.7 : Les séismes historiques majeurs en ALGERIE	43

### **CHAPITRE 2 : BARRAGE**

Figure 2.1 : Barrage poids en béton.	47
Figure 2.2 : Classification des barrages.	48
Figure 2.3 : Sous pressions sous la fondation d'un barrage	52

## **PARTIE II : MODILISATION**

### **CHAPITRE 3 : INTERACTION SOL STRUCTURE**

Figure 3.1 : Interaction sol – structure.	55
Figure 3.3: Types de modèles	56
Figure 3.4 : Oscillateur simple.	57
Figure 3.5 : Modélisation du sol par un système de ressort.	58
Figure 3.6 : Modèle interaction sol structure.	59

### **CHAPITRE 4 : INTERACTION FLUIDE STRUCTURE**

Figure 4.1 : Interaction fluide structure méthode de masse ajoutée WESTERGAARD	64
Figure 4.2 : domaine de Barrage-réservoir.	65

### **CHAPITRE 5 : PROPRIETES DU BARRAGE**

Figure 5.1 : Coupes du barrage Hammam Grouz.	75
Figure 5.2 : Accélérogramme d'El Asnam.	77
Figure 5.3 : Accélérogramme El Centro	77
Figure 5.4 : Barrage Koyna	78

## CHAPITRE 6 : RESULTATS ET INTERPRETATION DES RESULTATS

### 6.1. Influence du maillage sur les périodes :

#### 6.1. A. Barrage Koyna

Figure A.1 : Variation des périodes en fonction des maillages du barrage Koyna compte tenu d'ISS et d'un sol semi rocheux 80

Figure A.2 : variation des périodes en fonction des maillages de barrage Koyna ISS et sol rocheux. 80

Figure A.3 : variation des périodes en fonction des maillages de barrage Koyna IFS  $\rho_s=2.65t/m^3$ . 81

Figure A.4 : variation des périodes en fonction des maillages de barrage Koyna IFS  $\rho_s=2.65t/m^3$  81

Figure A.5 : variation des périodes en fonction des maillages de barrage Koyna ISSF sol rocheux  $\rho_s=2.65t/m^3$  82

#### 6.1. B. Barrage Hammam grouz

Figure B.1 : variation des périodes en fonction des maillages de barrage Hammam grouz ISS sol rocheux 82

Figure B.2 : variation des périodes en fonction des maillages de barrage Hammam grouz ISS sol semi rocheux 83

Figure B.3 : variation des périodes en fonction des maillages de barrage Hammam grouz IFS  $\rho_s=2.65t/m^3$  83

Figure B.4 : variation des périodes en fonction des maillages du barrage Hammam grouz IFS  $\rho_f=1t/m^3$  84

Figure B.5 : variation des périodes en fonction des maillages de barrage Hammam Grouz IFSS sol rocheux  $\rho_s=2.65t/m^3$  84

Figure B.6 : variation des périodes en fonction des maillages de barrage Hammam grouz IFSS sol rocheux  $\rho_f=1t/m^3$  85

Figure B.7 : variation des périodes en fonction des maillages de barrage Hammam grouz IFSS sol semi rocheux  $\rho_s=2.65t$  85

Figure B.8 : variation des périodes en fonction des maillages de barrage Hammam grouz IFSS sol rocheux  $\rho_f=1t/m^3$  86

### 6.2. Facteur des participations modales

Figure 6.2.1 : facteur des participations modales du barrage Koyna pour un maillage raffiné, ISS 87

Figure 6.2.2 : Facteur des participations modales du barrage Koyna pour un maillage raffiné, IFS 87

Figure 6.2.3 : facteur des participations modales du barrage Koyna pour un maillage raffiné, ISSF 88

Figure 6.2.4 : Facteur des participations modales du barrage Hammam Grouz pour un maillage raffiné, ISS 88

Figure 6.2.5 : Facteur des participations modales du barrage Hammam Grouz pour un maillage raffiné, IFS	89
Figure 6.2.6 : Facteur des participations modales du barrage Hammam Grouz pour un maillage raffiné, ISSF	89

### **6.3. Influence de l'accélérogramme sur les déplacements**

Figure 6.3.1 : Les déplacements du barrage Koyna pour un maillage raffiné : 30, ISS et en différent type de sol	90
Figure 6.3.2 : déplacements du barrage Koyna pour un maillage raffiné : 30, IFS et ISSF	91
Figure 6.3.3 : déplacements du barrage Hammam Grouz pour un maillage raffiné : 30, IFS et ISSF	91
Figure 6.3.4 : déplacements du barrage Koyna pour un fluide mono et biphasique, maillage raffiné : 30, IFS	92
Figure 6.3.5 : déplacements du barrage Hammam Grouz pour un fluide mono et biphasique, maillage raffiné : 30, IFS	92
Figure 6.3.6 : déplacements du barrage Koyna pour un accélérogramme El Asnam avec différentes facteur scalaire (10 ,15 ,30), maillage raffiné : 30, ISSF	93
Figure 6.3.7 : déplacements du barrage Hammam Grouz pour un accélérogramme El Asnam avec différentes facteur scalaire (10 ,15 ,30), maillage raffiné : 30, ISSF	93
Figure 6.3.8: déplacements du barrage Koyna pour un accélérogramme El Asnam facteur scalaire 10, maillage raffiné : 30 à ISS, ISSF sol rocheux	94
Figure 6.3.9 : Déplacements du barrage Hammam grouz pour un accélérogramme El Asnam facteur scalaire 10, maillage raffiné : 30 à ISS, ISSF sol rocheux	94
Figure 6.3.10 : Déplacements du barrage Koyna pour un accélérogramme El Asnam facteur scalaire 10, maillage raffiné : 30 à ISS, ISSF sol rocheux	95
Figure 6.3.11: Déplacements du barrage Hammam grouz pour un accélérogramme El Asnam facteur scalaire 10, maillage raffiné : 30 à ISS, ISSF et IFS sol rocheux	95

### **6.4. Effort tranchant à la base du barrage**

Figure 6.4.1 : Effort tranchant a la base du barrage Koyna a retenue vide et pleine	98
Figure 6.4.2 : Effort tranchant a la base du barrage Koyna avec et sans interaction sol structure	98
Figure 6.4.3 : Effort tranchant a la base du barrage Koyna pour un fluide mono et diphasique à ISSF	99
Figure 6.4.4. : Effort tranchant à la base du barrage Koyna pour un fluide diphasique à ISSF avec la variation de l'accélérogramme (facteur scalaire)	99
Figure 6.4.5 : Effort tranchant à la base du barrage Hammam Grouz pour une retenue vide et pleine	100
Figure 6.4.6 : Effort tranchant a la base du barrage Hammam Grouz avec et sans interaction sol structure	100
Figure 6.4.7 : Effort tranchant à la base du barrage Hammam Grouz pour un fluide mono et biphasique à ISSF	101
Figure 6.4.8 : Effort tranchant à la base du barrage Hammam Grouz pour un fluide diphasique à ISSF avec la variation de l'accélérogramme (facteur scalaire)	101

### **6. 5.Les contraintes**

### 6.5.1. Barrage Hammam Grouz

#### . A. Les contraintes du barrage Hammam Grouz pour un maillage raffiné sans ISS (base fixe

Figure A.1 : Contrainte sous l'effet du poids propre du barrage.	102
Figure A.2 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant T=3.10 S	102
Figure A.3 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant T=4.36 S.	103
Figure A.4 Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant T=2.95 S	103
Figure A.5 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 10 à l'instant T=2.30 S.	103

#### . B. Les contraintes du barrage Hammam Grouz pour un maillage raffiné à l'ISS

Figure B.1 : Contrainte sous l'effet du poids propre du barrage	104
Figure B.2 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant t=1.27S	104
Figure B.3 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 10 à l'instant t=1.90 S	104
Figure B.4 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant t=1.28 S	104
Figure B.5 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant t=2.74 S	104
Figure B.6 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant t.89S	105
Figure B.7 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant t=2.94S	105
Figure B.8 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant t=3.38 S	105

#### .C. Les contraintes dans le barrage Hammam Grouz Pour un maillage raffiné : 30, a l'IFS

Figure C.1 : Contrainte sous l'effet du poids propre du barrage.	106
Figure C.2 : Contrainte sous l'effet de la charge hydrostatique.	106
Figure C.3 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant t=1.73 S	106
Figure C.4 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant t=3.83 S	106
Figure C.5 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant t=2.76 S	107
Figure C.6 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant t= 5.77 S	107

#### .D. Les contraintes dans le barrage Hammam Grouz Pour un maillage raffiné : 30, a l'ISSF

FigureD.1 : Contrainte sous l'effet du poids propre du barrage	107
Figure D.2 : Contrainte sous l'effet de la charge hydrostatique	107

Figure D.3 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant $t=2.04$ S	108
Figure D.4 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 15 à l' instant $t=2.04$ S	108
Figure D.5 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 30 à l' instant $t=2.04$ S	108
Figure D.6 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant $t=2.77$ S	108
Figure D.7 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 15 à l' instant $t=2.77$ S	109
Figure D.8 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 30 à l' instant $t=2.77$ S	109
Figure D.9 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant $t=2.94$ S	109
Figure D.10 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 15 à l' instant $t=2.94$ S	109
Figure D.11 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 30 à l' instant $t=2.94$ S	110
Figure D.12 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant $t=3.14$ S	110
Figure D.13 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 15 à l' instant $t=3.14$ S	110
Figure D.14 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 30 à l' instant $t=3.14$ S	110
Figure D.15 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant $t=3.23$ S	111
Figure D.16 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 15 à l' instant $t=3.23$ S	111
Figure D.17 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 30 à l' instant $t=3.23$ S	111
Figure D.18 : Contrainte dans le barrage sous l'effet de l'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant $t=3.24$ S	111
Figure D.19 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 15 à l' instant $t=3.24$ S	112
Figure D.20 : Contrainte dans le barrage sous l'effet de l'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 30 à l' instant $t=3.24$ S	112
Figure D.21 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant $t=3.29$ S	112
Figure D.22 : Contrainte dans le barrage sous l'effet de l'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 15 à l' instant $t=3.29$ S	112
Figure D.23 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 30 à l' instant $t=3.29$ S	113
Figure D.24 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant $t=3.45$ S	113
Figure D.25 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 15 à l' instant $t=3.45$ S	113
Figure D.26 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 30 à l' instant $t=3.45$ S	113
Figure D.27 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant $t=3.51$ S	114

Figure D.28 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 15 à l' instant $t=3.51$ S	114
Figure D.29 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 30 à l' instant $t=3.51$ S	116
Figure D.30 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant $t=3.52$ S	116
Figure D.31 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 15 à l' instant $t=3.52$ S	116
Figure D.32 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 30 à l' instant $t=3.52$ S	116
Figure D.33 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant $T=4.01$ S	117
Figure D.34 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 15 à l' instant $t=4.01$ S	117
Figure D.35 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 30 à l' instant $t=4.01$ S	117
Figure D.36 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant $t=4.18$ S	117
Figure D.37 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 15 à l' instant $t=4.18$ S	118
Figure D.38 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 30 à l' instant $t=4.18$ S	118
Figure D.39 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant $t=4.48$ S	118
Figure D.40 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 15 à l' instant $t=4.48$ S	118
Figure D.41 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 30 à l' instant $t=4.48$ S	119
Figure D.42 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant $t=5.93$ S	119
Figure D.43 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 15 à l' instant $t=5.93$ S	119
Figure D.44 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 30 à l' instant $t=5.93$ S	119

## 6.5.2 Barrage Koyna

### **.E. Les contraintes du barrage Koyna pour un maillage raffiné sans interaction (base fixe)**

Figure E.1 : Contrainte sous l'effet du poids propre du barrage	120
Figure E.2 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant $t=5.60$ S	120
Figure E.3 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant $t=3.09$ S	120
Figure E.4 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant $t=3.54$ S	120
Figure E.5 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant $t=3.71$ S	121

Figure E.6 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant $t=4.31$ S	121
Figure E.7 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant $t=2.13$ S	121
Figure E.8 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant $t=3.94$ S	121

#### **.F. Les contraintes dans le barrage Koyna Pour un maillage raffiné : 30, a l'ISS**

Figure F.1 : Contrainte sous l'effet du poids propre du barrage	122
Figure F.2 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant $t=2.86$ S	122
Figure F.3 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 15 à l' instant $t=2.86$ S	122
Figure F.4 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 30 à l' instant $t=2.86$ S	122
Figure F.5 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant $t=1.44$ S	123
Figure F.6 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 15 à l' instant $t=1.44$ S	123
Figure F.7 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 30 à l' instant $t=1.44$ S	123
Figure F.8: Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant $t=3.69$ S	123
Figure F.9 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 15 à l' instant $t=3.69$ S	124
Figure F.10 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 30 à l' instant $t=3.69$ S	124
Figure F.11 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant $t=4.72$ S	124
Figure F.12 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 15 à l' instant $t=4.72$ S	124
Figure F.13 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 30 à l' instant $t=4.72$ S	125
Figure F.14 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant $t=5.91$ S	125
Figure F.15 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 15 à l' instant $t=5.91$ S	125
Figure F.16 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 30 à l' instant $t=5.91$ S	125
Figure F.17 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant $t=5.98$ S	126
Figure F.18 : Contrainte dans le barrage sous l'effet de l'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 15 à l' instant $t=5.98$ S	126
Figure F.19 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 30 à l' instant $t=5.98$ S	126

#### **.G. Les contraintes dans le barrage Koyna Pour un maillage raffiné : 30, a l'IFS**

Figure G.1 : Contrainte sous l'effet du poids propre du barrage	127
---	-----

Figure G.2 : Contrainte sous l'effet de la charge hydrostatique	127
Figure G.3 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant $t=2.83$ S	127
Figure G.4 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 15 à l' instant $t=2.83$ S	127
Figure G.5 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 30 à l' instant $t=2.83$ S	128
Figure G.6 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant $t=2.76$ S	128
Figure G.7 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 15 à l' instant $t=2.76$ S	128
Figure G.8 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 30 à l' instant $t=2.76$ S	128
Figure G.9 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant $t=5.98$ S	129
Figure G.10 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 15 à l' instant $t=5.98$ S	129
Figure G.11 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 30 à l' instant $t=5.98$ S	129
Figure G.12 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant $t=3.01$ S	129
Figure G.13 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 15 à l' instant $t=3.01$ S	130
Figure G.14 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 30 à l' instant $t=3.01$ S	130
Figure G.15 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant $t=3.15$ S	130
Figure G.16 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 15 à l' instant $t=3.15$ S	130
Figure G.17 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 30 à l' instant $t=3.15$ S	131
Figure G.18 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant $t=2.96$ S	131
Figure G.19 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 15 à l' instant $t=2.96$ S	131
Figure G.20 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 30 à l' instant $T=2.96$ S	131

#### **.H. Les contraintes dans le barrage Koyna Pour un maillage raffiné : 30, a l'ISSF**

Figure H.1 : Contrainte sous l'effet du poids propre du barrage	132
Figure H.2 : Contrainte sous l'effet de la charge hydrostatique	132
Figure H.3 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant $t=2.83$ S	132
Figure H.4 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 15 à l' instant $t=2.83$ S	132
Figure H.5 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 30 à l' instant $t=2.83$ S	133
Figure H.6 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant $t=2.76$ S	133

Figure H.7 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 15 à l' instant t=2.76 S	133
Figure H.8 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 30 à l' instant t=2.76 S	133
Figure H.9 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant t=5.98 S	134
Figure H.10 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 15 à l' instant t=5.98 S	134
Figure H.11 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 30 à l' instant t=5.98 S	134
Figure H.12 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant t=3.01 S	134
Figure H.13 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 15 à l' instant t=3.01 S	135
Figure H.14 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 30 à l' instant t=3.01 S	135
Figure H.15 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d' el Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant t=3.15 S	135
Figure H.16 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 15 à l' instant t=3.15 S	135
Figure H.17 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 30 à l' instant t=3.15 S	136
Figure H.18 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant t=2.96 S	136
Figure H.19 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 15à l' instant t=2.96 S	136
Figure H.20 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam pour un facteur scalaire 30 à l' instant t=2.96 S	136

## 6.6. Les difformé

### A. Les difformé du barrage Hammam Grouz pour un maillage raffiné sans interaction (base fixe)

Figure A.1 : Sous la charge sismique : effet d'accélérogramme d'el' Asnam t=2.32 S	139
Figure A.2 : Sous la charge sismique : effet d'accélérogramme d'el' Asnam 10 t=2.32 S	139
Figure A.3 : Sous la charge sismique : effet d'accélérogramme d'el' Asnam 20 t=2.32 S	140
Figure A.4 : Sous la charge sismique : effet d'accélérogramme d'el' Asnam 30 t=2.32 S	140
Figure A.5 : Sous la charge sismique : effet d'accélérogramme d'el' Asnam 10 t=2.75S	140
Figure A.6 : Sous la charge sismique : effet d'accélérogramme d'el' Asnam 20 t=2.75S	141
Figure A.7 : Sous la charge sismique : effet d'accélérogramme d'el' Asnam 30 t=2.75S	141

Figure A.8 : Sous la charge sismique : effet d'accélérogramme d'el-Centro  $t=2.75$  S  
141

### **B. Les déformé du barrage Hammam Grouz pour un maillage raffiné à l'ISS**

Figure B.1 : Sous la charge sismique : effet d'accélérogramme d'el Asnam 10  $t=2.9$  S  
142

Figure B.2 : Sous la charge sismique : effet d'accélérogramme d'el Asnam 15  $t=2.9$  S  
142

Figure B.3 : Sous la charge sismique : effet d'accélérogramme d'el Asnam 30  $t=2.9$  S  
142

Figure B.4 : Sous la charge sismique : effet d'accélérogramme d'el Asnam 10  $t=2.76$  S  
142

Figure B.5 : Sous la charge sismique : effet d'accélérogramme d'el Asnam 15  $t=2.76$  S  
143

Figure B.6 : Sous la charge sismique : effet d'accélérogramme d'el Asnam 30  $t=2.76$  S  
143

Figure B.7 : Sous la charge sismique : effet d'accélérogramme d'el Centro  $t=2.76$  S  
143

Figure B.8 : Sous la charge sismique : effet d'accélérogramme d'el Centro  $t=2.9$  S  
144

### **C. Les déformé du barrage Hammam Grouz pour un maillage raffiné à l'IFS**

Figure C.1 : Sous la charge hydrostatique  
144

Figure C.2 : Sous la charge sismique : effet d'accélérogramme d'el Asnam 10  $t=1.45$  S  
144

Figure C.3 : Sous la charge sismique : effet d'accélérogramme d'el Asnam 15  $t=1.45$  S  
145

Figure C.4 : Sous la charge sismique : effet d'accélérogramme d'el Asnam 30  $t=1.45$  S  
145

Figure C.6 : Sous la charge sismique : effet d'accélérogramme d'el Asnam  $t=1.49$  S  
145

Figure C.7 : Sous la charge sismique : effet d'accélérogramme d'el Asnam 10  $t=1.49$  S  
146

Figure C.8 : Sous la charge sismique : effet d'accélérogramme d'el Asnam 15  $t=1.49$  S  
146

Figure C.9 : Sous la charge sismique : effet d'accélérogramme d'el Asnam 30  $t=1.49$  S  
146

Figure C.10 : Sous la charge sismique : effet d'accélérogramme d'el-Centro  $t=1.49$  S  
147

Figure C.11 : Sous la charge sismique : effet d'accélérogramme d'el-Centro  $t=1.45$  S  
147

### **D. Les déformé du barrage Hammam Grouz pour un maillage raffiné à l'ISSF**

Figure D.1 : Sous la charge hydrostatique  
147

Figure D.2 : Sous la charge sismique : effet d'accélérogramme d'el Asnam 10  $t=2.93$  S  
147

Figure D.3 : Sous la charge sismique : effet d'accélérogramme d'el Asnam 15 t=2.93 S	148
Figure D.4 : Sous la charge sismique : effet d'accélérogramme d'el Asnam 30 t=2.93 S	148
Figure D.5 : Sous la charge sismique : effet d'accélérogramme d'el Asnam 10 t=2.98 S	148
Figure D.6 : Sous la charge sismique : effet d'accélérogramme d'el Asnam 15 t=2.98 S	149
Figure D.7 : Sous la charge sismique : effet d'accélérogramme d'el Asnam 30 t=2.98 S	149
Figure D.8 : Sous la charge sismique : effet d'accélérogramme d'el-Centro t=2.98 S	149
Figure D.9 : Sous la charge sismique : effet d'accélérogramme d'el-Centro t=2.93 S	150

### **E. Les déformés du barrage Koyna pour un maillage raffiné sans interaction (base fixe)**

Figure E.1 : Sous la charge sismique : effet d'accélérogramme d'el Asnam 10 t= 3 S	150
Figure E.2 : Sous la charge sismique : effet d'accélérogramme d'el Asnam 15 t= 3 S	150
Figure E.3 : Sous la charge sismique : effet d'accélérogramme d'el Asnam 30 t= 3 S	151
Figure E.4 : Sous la charge sismique : effet d'accélérogramme d'el Asnam 10 T= 3.08 S	151
Figure E.5 : Sous la charge sismique : effet d'accélérogramme d'el Asnam 15 T= 3.08 S	151
Figure E.6 : Sous la charge sismique : effet d'accélérogramme d'el Asnam 30 T= 3.08 S	152
Figure E.7 : Sous la charge sismique : effet d'accélérogramme d'el Centro T=3 S	152
Figure E.8 : Sous la charge sismique : effet d'accélérogramme d'el Centro 3.08 S	152

### **F. Les déformés du barrage Koyna pour un maillage raffiné à l'ISS**

Figure F.1 : Sous le poids propre du barrage	153
Figure F.2 : Sous la charge sismique: effet d'accélérogramme d'el Asnam T=1.76S	153
Figure F.3 : Sous la charge sismique : effet d'accélérogramme d'el Asnam 15 T=1.76 S	153
Figure F.4 : Sous la charge sismique : effet d'accélérogramme d'el Asnam 30 T=1.76 S	154
Figure F.5 : Sous la charge sismique : effet d'accélérogramme d'el Asnam 10 T=2.51	154
Figure F.6 : Sous la charge sismique : effet d'accélérogramme d'el Asnam 15 T=2.51	154
Figure F.7 : Sous la charge sismique : effet d'accélérogramme d'el Asnam 30 T=2.51	155
Figure F.8 : Sous la charge sismique : effet d'accélérogramme d'el Centro T=2.76S	155
Figure F.9 : Sous la charge sismique : effet d'accélérogramme d'el Centro T=2.51S	155

## **G. Les déformés du barrage Koyna pour un maillage raffiné à l'IFS**

Figure G.1 : Contrainte sous l'effet du poids propre du barrage	156
Figure G.2 : Contrainte sous l'effet de la charge hydrostatique	156
Figure G.3 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam Pour un facteur scalaire 10 à l'instant $T=1.76$ S	156
Figure G.4 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam Pour un facteur scalaire 15 à l'instant $T=1.76$ S	157
Figure G.5 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam Pour un facteur scalaire 30 à l'instant $T=1.76$ S	157
Figure G.6 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam Pour un facteur scalaire 10 à l'instant $T=2.64$ S	157
Figure G.7 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam Pour un facteur scalaire 15 à l'instant $T=2.64$ S	158
Figure G.8 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam Pour un facteur scalaire 30 à l'instant $T=2.64$ S	158
Figure G.9 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam Pour un facteur scalaire 10 à l'instant $T=2.52$ S	158
Figure G.10 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam Pour un facteur scalaire 15 à l'instant $T=2.52$ S	159
Figure G.11 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam Pour un facteur scalaire 30 à l'instant $T=2.52$ S	159
Figure G.12 : Sous la charge sismique : effet d'accélérogramme el' Centro $T=2.64$ S	159
Figure G.13 : Sous la charge sismique : effet d'accélérogramme el' Centro $T=2.52$ S	160

## **H. Les déformés du barrage Koyna pour un maillage raffiné à l'ISSF**

Figure H.1 : Contrainte sous l'effet du poids propre du barrage	160
Figure H.2 : Contrainte sous l'effet de la charge hydrostatique	160
Figure H.3 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam Pour un facteur scalaire 10 à l'instant $T=2.86$ S	161
Figure H.4 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam Pour un facteur scalaire 15 à l'instant $T=2.86$ S	161
Figure H.5 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam Pour un facteur scalaire 30 à l'instant $T=2.86$ S	161
Figure H.6 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam Pour un facteur scalaire 10 à l'instant $T=3.25$ S	162
Figure H.7 : Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'el Asnam Pour un facteur scalaire 30 à l'instant $T=3.25$ S	162
Figure H.8 : Sous la charge sismique : effet d'accélérogramme el' Centro $T=2.86$ S	162
Figure H.9 : Sous la charge sismique : effet d'accélérogramme el' Centro $T=3.25$ S	162

# LISTE DES NOTATION

- **Lettres Latines**

<i>Symbole</i>	<i>Description</i>
G	Module de cisaillement dynamique [N/m <sup>2</sup> ]
V	Vitesse des ondes
U	Vecteur des déplacements
[M]	Matrice de masse
[K]	Matrice de raideur
[C]	Matrice d'atténuation
Fa	Terme d'amortissement
U <sub>0</sub>	Déplacement initiale
$\dot{U}$	Vitesse
$\ddot{U}$	accélération
F <sub>r</sub>	Fréquence de résonance
g	accélération de gravité
V	Volume
H	Hauteur du barrage en m
U	Déplacement absolu
K	Raideur du sol
T	période
E	Module d'élasticité dynamique [N/m <sup>2</sup> ]
m <sub>w</sub>	Masse de l'eau
F <sub>p</sub>	Forces hydrodynamique
h	Hauteur variable
h <sub>w</sub>	Hauteur d'eau
Δh <sub>i</sub>	Epaisseur de la tranche i
$\ddot{U}_g$	Accélération appliquée aux points nodaux de la structure du barrage
q	Vecteur de la charge
Q	Matrice de transformation
K <sub>0</sub>	Coefficient de poussée
V	effort tranchant
t	Instant donnée
V <sub>p</sub>	vitesse des ondes P
V <sub>s</sub>	vitesse des ondes S
M	magnitude

---

$\Delta t$	le pas de temps
f	fréquence propre

---

- **Lettres grecques**

---

<i>Symbole</i>	<i>Description</i>
$\lambda$	Constante de lamé
$\nu$	Coefficient de poisson
$\sigma$	Contrainte normale dans une direction
$\mathcal{E}$	Déformation
$\rho_b$	Masse volumique de béton
$\tau$	Contrainte tangentiel dans une direction
$\gamma$	Pourcentage d'amortissement critique
$\rho_s$	Masse volumique du fluide avec les particules solides
$\rho_f$	Masse volumique du fluide
$\rho$	Densité du milieu [ $Ns^2/m^4$ ]
$\alpha$ et $\beta$	Constantes de proportionnalité
$\rho_w$	Densité de l'eau
$\varphi$	Angle de frottement interne des sédiments
$\bar{\Gamma}$	vecteur correspondant à l'accélération du sol $\gamma(t)$

---

- **Abréviations**

---

SE	Sud Est
ESE	Est Sud Est
NE	Nord Est
SW	Sud West
ISSF	Interaction sol structure fluide
ISS	Interaction sol structure
IFS	Interaction fluide structure
Mv	Masse volumique

---

## Résumé :

Le calcul de la résistance des barrages aux séismes s'est beaucoup développé ces dernières années. L'amélioration des techniques de mesure a montré, lors des séismes, que les niveaux d'excitation sismiques sont souvent supérieurs à ceux retenus lors du dimensionnement. Ceci a conduit à l'obligation de considérer l'accroissement du niveau d'excitation lors du dimensionnement de nouveaux ouvrages et lors des nouvelles évaluations de tenue au séisme des structures existantes. Ainsi, considérer l'Interaction Sol Structure (ISS) et l'Interaction Sol Fluide Structure (IFS) est devenu nécessaire.

On dispose aujourd'hui de méthodes qui vont de la plus simple : pseudo-statique avec l'effet de la retenue donné par la formule de Westergaard, aux plus sophistiquées : pseudo-dynamique, analyse modale, analyse temporelle par les éléments finis avec intégration des accélérations aux nœuds du modèle à partir d'accélérogramme synthétiques, modèles linéaires et non linéaires, avec prise en compte ou non des interactions fondation-structure et eau structure,... Pour les barrages en béton, l'analyse des effets thermique et de retrait a une grande importance pour la détermination des risques de fissuration. Comme les problèmes hydromécaniques, ceux de thermomécaniques présentent un grand intérêt dans l'ingénierie des barrages en béton.

Cette étude se propose de montrer comment l'utilisation de ces modèles, avec leurs avantages et inconvénients respectifs, peut permettre une simulation de l'exploitation des retenues. Ces modèles permettent également par exemple d'optimiser l'exploitation des aménagements hydrauliques à buts multiples (hydroélectricité, irrigation, soutien des étiages, protection contre les crues, alimentation en eau) et/ou des aménagements faisant partie d'un ensemble d'aménagements appartenant à un ou plusieurs bassins versants.

Ces modèles, parfois très complexes, font souvent appel à la programmation linéaire ou dynamique. Ils sont utilisés au moment du projet pour le dimensionnement des retenues, et donc des barrages, et après leur construction, pour optimiser leur exploitation.

Les modèles numériques les plus récents permettent notamment de :

- Projeter des barrages plus sûrs en tenant compte des problèmes complexes tels que les couplages hydromécanique et thermomécanique.
- Prévoir de façon fiable le comportement dynamique des barrages soumis à des séismes de forte intensité.
- Faire des analyses en retour des ouvrages dont le comportement est plus complexe qu'initialement prévu.

Tous ces modèles contribuent ainsi aux progrès de l'ingénierie des barrages, donc à leur sécurité, et à l'optimisation de leur exploitation. Le degré de complexité de ces modèles doit cependant être toujours adapté à l'état d'avancement du projet et aux données disponibles au moment des études.

## INTRODUCTION

Le phénomène d'interaction sol-structure-fluide est complexe, il correspond à une perturbation du mouvement incident sous l'effet du mouvement propre de la structure et de fluide, d'où il résulte que le mouvement de l'interface de contact sol – structure n'est pas le mouvement dit de champ libre.

L'interaction est en générale d'autant plus forte que la structure est rigide et le sol déformable, d'autant faible que la structure est souple et que le sol est rigide, mais dans les deux cas elle peut s'exercer dans un sens favorable ou défavorable, elle peut occasionner des amplifications au niveau de certains degrés de liberté.

L'étude présente menée sur un barrage en béton consiste à montrer l'influence des interactions sol-structure et structure-fluide sur le comportement d'un barrage en béton d'une hauteur moyenne atteignant les 37m.

Le premier chapitre de cette étude est un rappel des phénomènes sismiques. Afin de mieux comprendre ces phénomènes une étude exhaustive sur les séismes et leurs effets sur le sol et la structure du barrage a été introduite ; les méthodes d'analyse dynamique utilisées pour prendre en compte le chargement sismique sont également citées dans ce chapitre.

Dans le deuxième chapitre nous avons produit une description succincte des différents types de barrages, notamment ceux présentant les mêmes dispositions constructives que celui dont nous nous sommes intéressés pour réaliser ce travail (barrages poids en béton de Hammam Grouz).

Les troisième chapitre a été consacré essentiellement à l'étude des différentes interactions sol-structure et le quatrième a fait l'objet de la même étude cependant celle-ci a porté sur l'interaction fluide-structure.

Dans ces deux chapitres une attention particulière a été accordé au rôle de ces interactions : sol-structure(ISS) et fluide-structure(ISF) ainsi qu'aux conséquences quelles peuvent induire sur la structure de l'ouvrage, à la modélisation du problème sismique et les méthodes prenant compte du phénomène : méthode de Westergaard et la modélisation par ressort ;

Le cinquième présente les propriétés du barrage de Hammam Grouz.

En sixième chapitre notre étude est consacré entièrement au calcul dynamique du barrage en utilisant le code de calcul SAP2000 qui nous a permis de déterminer les périodes, les facteurs de participation modale, les déplacements en crête, les contraintes sismiques dans le corps du barrage, l'effort tranchant à la base et les différentes déformées;

Enfin le travail se termine par une conclusion générale résumant tous les résultats obtenus.

## 1.1. Introduction:

Compte tenu, des lois de comportement classiques, on sait que lorsqu'un matériau rigide est soumis à des contraintes de cisaillement, il subit d'abord une déformation de manière élastique, puis lorsqu'il aura atteint sa limite d'élasticité, il passe à la rupture, en libérant de façon instantanée toute l'énergie qu'il a accumulée durant la déformation élastique. Ce processus peut avoir lieu dans la lithosphère (écorce terrestre) qui est soumise en permanence à des contraintes causées le plus souvent par le mouvement des plaques tectoniques : *choc inter- plaques* ou « *craquements* » *intra- plaques*.

Sous ces conditions, lorsqu'en certains endroits de la lithosphère, la limite d'élasticité est atteinte, il se produit une ou des ruptures d'équilibres sous la contrainte du mouvement.

La libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches de l'écorce se produira le long des failles donnant lieu ainsi à des séismes de plus ou moins grandes magnitudes.

A cause des forces de frottement entre les parois d'une faille, les déplacements le long de cette faille ne sont pas continus et uniformes, mais se font par intermittence dégageant à chaque fois un séisme.

## 1.2. Tectonique des plaques et répartition de la sismicité

La surface de la terre est constituée d'une douzaine de plaques tectoniques, de forme irrégulière et d'environ 100 km d'épaisseur. Il existe trois types de mouvements entre plaques : certaines s'écartent, d'autres convergent et enfin d'autres coulisent horizontalement. La plupart des séismes se produisent aux limites de ces plaques. Moins de 10% des séismes surviennent à l'intérieur même des plaques.

Les déplacements des plaques s'accommodent à l'intérieur de la lithosphère (manteau supérieur solide) par des mouvements le long des plans de failles.

Tandis que les plaques se déplacent régulièrement, de quelques millimètres à quelques centimètres par an, les failles restent bloquées durant de longues périodes, puis elles glissent brutalement rattrapant ainsi le retard accumulé et engendrant alors un séisme.

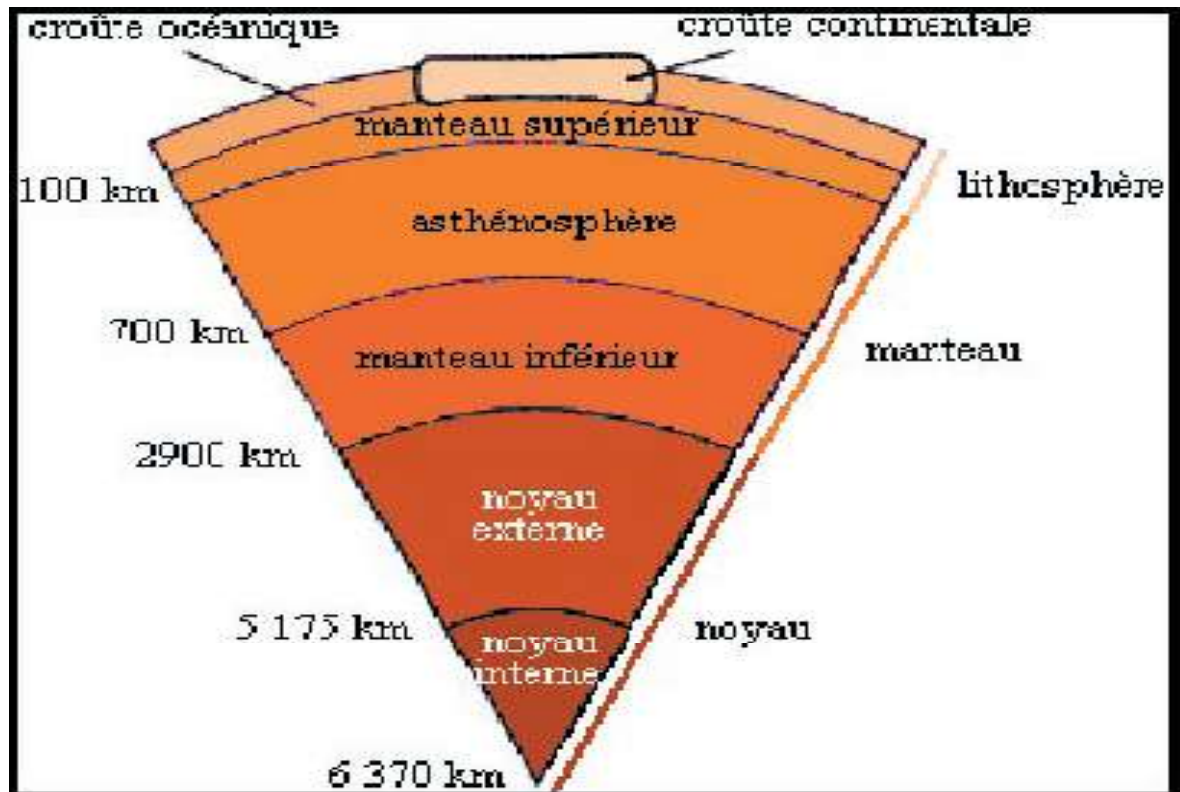


Figure. 1.1 : les différentes couches de la terre

### 1.3. Définition du séisme

Le séisme est une secousse de la terre plus au moins violente se produisant à une certaine profondeur à partir d'un épicentre. Il est appelé : Secousse sismique, tremblement de terre, activité sismique.

Les vibrations sont occasionnées par les déplacements et les frictions abruptes de différentes plaques de la croûte. Ce phénomène est désigné sous le nom de tectonique des plaques. Ces plaques sont faite de l'écorce de terre, appelé la lithosphère. Le mouvement des plaques terrestre les unes contres les autres met une pression plus forte que la force de la roche, elle peut se casser et changer de position.

Parfois la pression est forte, qu'elle cause de grandes vibrations appelées Ondes sismiques. Ces ondes sismiques sont les tremblements ressentis pendant les séismes. [4]

### 1.4. Origine des séismes

Les séismes prennent naissance en profondeur en un point appelé *foyer* ou *hypocentre*. Les ondes sismiques se propagent à partir de ce point jusqu'à la surface du sol, le point de la surface du sol situé à la verticale du foyer est son *épicentre*.

La distance entre ce point et l'endroit d'enregistrement de l'accélérogramme est appelée *distance épicentrale*. L'hypocentre peut se situer à une profondeur très variable : de quelques kilomètres à plus de 100 Kms. [3]

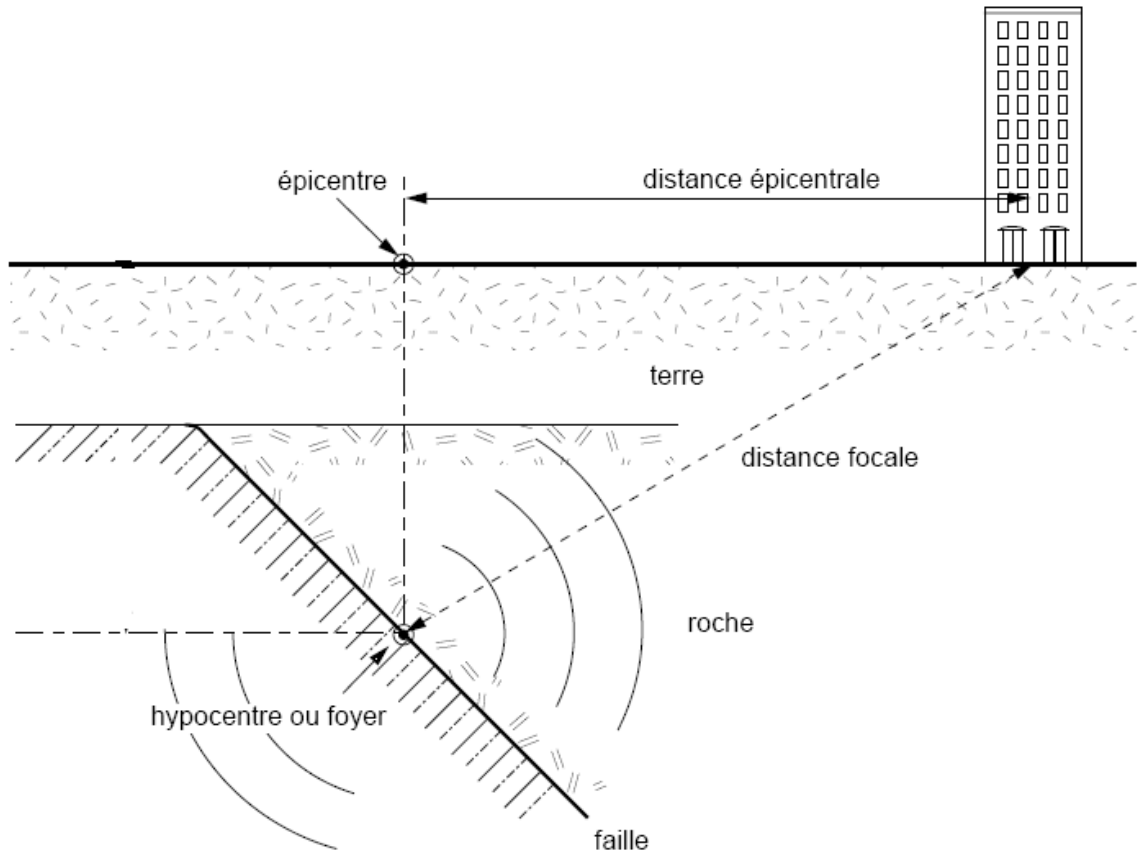


Figure 1. 2 : Eléments caractéristiques en géo-sismique

## 1.5. Classification des séismes

Au jour d'aujourd'hui, on distingue trois catégories de séismes en fonction de leur origine : *tectonique*, *volcanique* ou *artificielle*. Les séismes tectoniques qui sont les plus fréquents et les plus dangereux ; sont différents à prévoir.

La principale cause des tremblements de terre est liée à la tectonique des plaques et aux contraintes engendrées par les mouvements d'une douzaine de plaques majeures et mineures qui constituent la croûte terrestre. La plupart des séismes tectoniques se produisent aux limites des plaques, dans les zones où une plaque glisse le long d'une autre.

Il arrive que des secousses rares mais très destructrices se produisent dans des zones réputées tectoniquement calmes.

Les séismes d'origine volcanique sont toujours annonciateurs des éruptions volcaniques. Ces tremblements de terre se manifestent lorsque le magma s'accumule dans la chambre magmatique d'un volcan. Tandis que le sommet du volcan se soulève et que les flancs s'inclinent, des ruptures dans les roches comprimées sont révélées par une multitude de microséismes.

Les hommes peuvent ainsi provoquer des séismes à travers de certaines activités telles que la constitution d'énormes réserves d'eau derrière des barrages, le pompage de fluides profonds, l'extraction minière ou les explosions souterraines de bombes atomiques. De faibles séismes se produisent de temps en temps lors de l'effondrement de galeries de mines abandonnées.

On peut classer les séismes en fonction de la profondeur où ils se produisent, en trois classes :

### **1.5.1. Les séismes superficiels**

Ils se produisent en faible profondeur, dont le foyer est relativement superficiel (moins de 100km de profondeur). Ces tremblements de terre sont rarement ressentis par les hommes et ne représentent que 5% environ de l'énergie sismique de la planète.

### **1.5.2. Les séismes intermédiaires**

Là se dissipent environ 15% de l'énergie sismique de la Terre. Les tremblements qui en résultent, à des profondeurs superficielles ou intermédiaires (entre 100 et 300km).

### **1.5.3. Les séismes profonds**

Ils se produisent à des profondeurs pouvant atteindre les 700km, le point de rupture se situant à une profondeur comprise entre 300 et 645km, soit en pratique la base de l'asthénosphère. On cite les séismes associés aux zones de subduction représentent presque la moitié des séismes destructeurs de la Terre et dissipent 75% de l'énergie sismique de la planète. [2]

## **1.6. Propagation des ondes sismiques**

Un tremblement de terre correspond à une vibration transitoire du sol provoquée par les ondes sismiques émises lors d'un déplacement de sol (rupture) le long d'une faille active, à partir du foyer.

La rupture cesse de se propager lorsque l'énergie potentielle de déformation est épuisée. Dans une région éprouvée par un grand séisme, vont se succéder pendant un certain temps des séismes plus petits, les répliques.

Ces répliques achèvent souvent de détruire les constructions endommagées par la secousse principale. On distingue deux types d'ondes : Les ondes de volume — c'est-à-dire celles qui se propagent à l'intérieur de la terre — et les ondes de surface. [1]

### 1.6.1. Ondes de volume

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

- **Ondes primaires P**: ou ondes longitudinales, ces types d'ondes font basculer les ouvrages d'avant en arrière dans la même direction que leur propagation, elles induisent donc, un mouvement vertical dans les ouvrages ce mouvement sera d'autant plus important que l'ouvrage se trouve à proximité de l'épicentre ; elles se propagent dans la croûte terrestre avec une vitesse de 6 à 8km/s et s'accompagnent d'un changement de volume (compression et dilatation alternées).

- **Ondes secondaires S** : ou ondes de cisaillement, elles se propagent dans la croûte terrestre, avec une vitesse d'environ 3 à 5km/s et s'accompagnent d'une distorsion dans le plan perpendiculaire à la direction de propagation, provoquant un cisaillement sans changement de volume. C'est bien ce type d'ondes qui produit un mouvement horizontal dans les ouvrages. On peut calculer la vitesse de propagation de ces ondes à partir des caractéristiques du sol :

On a : 
$$\lambda = \frac{\nu E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \quad \text{et : } G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Dans la théorie de l'élasticité : 
$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad \nu = \frac{\varepsilon_L}{\varepsilon}$$

$\rho$  : Densité du milieu [ $\text{Ns}^2/\text{m}^4$ ];

$E$  : Module d'élasticité dynamique [ $\text{N}/\text{m}^2$ ];

$G$  : Module de cisaillement dynamique [ $\text{N}/\text{m}^2$ ];

$\lambda$  : Constante de Lamé ;

$\nu$  : Coefficient de Poisson ;

$\sigma$  : contrainte normale dans une direction ;

$\varepsilon_L, \varepsilon$  : déformations dans la même direction et dans la direction perpendiculaire ;

Les vitesses des ondes sont données par les formules suivantes :

- pour les ondes P (m/s) : 
$$V_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1-2\nu)(1+\nu)}}$$
- pour les ondes S : 
$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\nu)}}$$

- La connaissance de la vitesse des ondes  $V_S$  est donc indispensable pour la détermination des caractéristiques dynamiques des sols ( $E$ ,  $G$ , et  $\nu$ ) nécessaires à la prise en compte de l'interaction sol – structure :  $G = \rho V_S^2$

$$\lambda + 2G = \rho V_P^2$$

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

### 1.6.2. Ondes de surface :

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

- **Ondes de Rayleigh** : ce sont des ondes pour lesquelles les points du sol décrivent des ellipses dans le plan vertical et dans le sens rétrograde. ce mouvement entraîne des compressions ou des tractions, ainsi que des cisaillements dans le sol.
- **Ondes de Love** : ce sont des ondes pour lesquelles les points du sol se déplacent dans un plan tangent à la surface et perpendiculairement à la propagation. Leur mouvement n'engendre que des contraintes de cisaillement. Le problème de propagation des ondes n'est pas complètement maîtrisé à ce jour. Il permet cependant d'apprécier les conséquences du mouvement sismique au voisinage de la surface concernant le choix du site ; le comportement du sol de fondations (glissements, tassements, liquéfaction), et l'étude de l'interaction sol – structure. Lorsqu'une onde heurte une surface de discontinuité séparant deux milieux, il se produit des phénomènes de réflexion et de réfraction semblable à ceux rencontrés en optique. De plus, il se produit des changements d'ondes, une onde incidente donnant en générale naissance à des ondes longitudinales P et à des ondes de cisaillement S, éventuellement à des ondes de surface. Quand les ondes P et S atteignent la surface du sol, la plus grande part de l'énergie qu'elles transportent est réfléchi vers l'intérieure de la croûte terrestre de telle sorte que la surface est affectée presque simultanément par les ondes montantes et descendantes.

C'est pour cela qu'il se produit une amplification considérable des secousses près de la surface ; amplification d'autant plus importante que le sol est de mauvaise qualité (Alluvions)

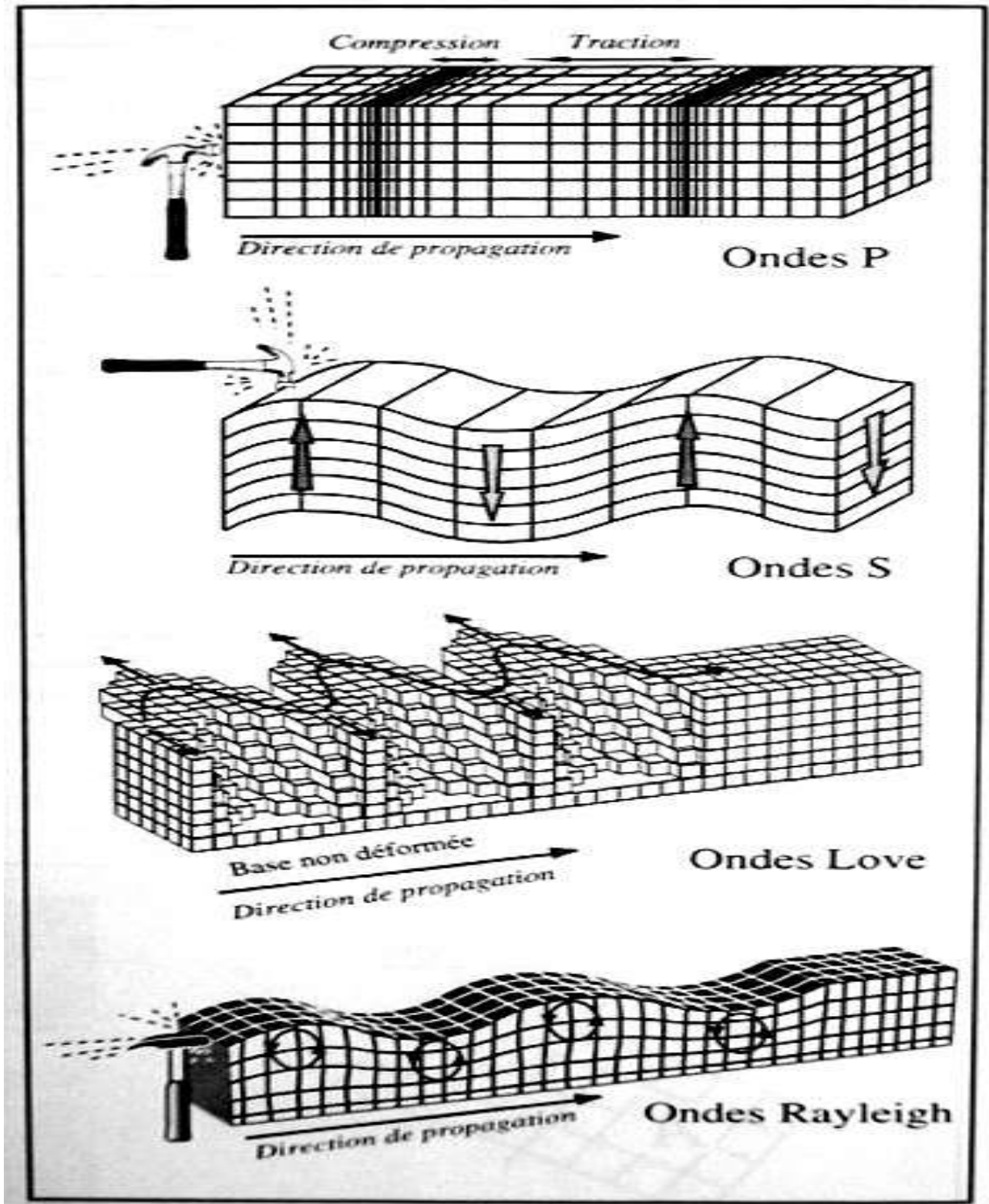


Figure. 1. 3) Les différents types d'onde [1]

## 1.7. Lois de propagation des ondes [1]

Les ondes P ou S ont les mêmes propriétés de propagation que celles des ondes électromagnétiques en général et de la lumière en particulier.

- En milieu homogène isotrope, une source ponctuelle du mouvement mécanique détermine autour d'elle des surfaces d'onde sphériques. Une surface d'onde est le lieu géométrique des points qui ont été atteints en même temps par la déformation et qui vibrent en phase. Par analogie avec l'optique, on définit des trajectoires d'onde qui sont les directions de propagation. Ils rayonnent autour de la source. Dans un milieu homogène et isotrope, ils sont linéaires et perpendiculaires aux surfaces d'onde.

- A l'interface entre deux milieux à vitesse différente, on observe un changement de comportement des trajectoires d'onde découlant de trois principes fondamentaux analogues à l'optique:

Principe de Huygens: Tout point d'un contact entre deux milieux à vitesse différente se comporte comme une nouvelle source dès qu'il a reçu le signal vibratoire.

Loi de la réflexion: Une trajectoire d'onde arrivant à l'interface de deux milieux de vitesse différente subit une réflexion. L'angle de réflexion est égal à l'angle d'incidence.

Loi de la réfraction: Une trajectoire d'onde arrivant obliquement à l'interface de deux milieux de vitesse différente subit une réfraction. L'angle du rayon réfracté est fonction de l'angle incident et du contraste des vitesses sismiques des milieux selon l'équation de Snell-Descartes.

Les angles de réfraction:

Dans un cas de vitesse croissante, la situation limite est atteinte lorsque l'angle du rayon réfracté devient nul. Tout rai d'onde incident qui dépasse cette position subit une réflexion totale.

Dans le cas de vitesse décroissante, la situation limite est atteinte lorsque l'angle du rayon incident devient proche de 90 degrés. Ceci détermine une zone d'ombre pour les valeurs élevées de l'angle du rayon réfracté.

- Dans le cas de la propagation à l'intérieur de la Terre, on observe que les trajectoires d'onde P s'incurvent légèrement sous l'effet d'une croissance des vitesses avec la profondeur au sein du manteau. Du faisceau de trajectoires qui divergent du foyer, une partie d'entre eux va rester dans le manteau. Ceux qui partent plus en direction du centre de la Terre entrent en contact avec le noyau externe. Là, il se produit une réfraction du deuxième type car la vitesse dans le noyau est inférieure à celle du manteau. Ces trajectoires sont donc déviées près du centre de la Terre. Il en résulte une zone d'ombre à la surface de la Terre qui correspond à l'intervalle entre le dernier trajectoire qui ne chemine que dans le manteau et la première trajectoire à être réfracté par le noyau externe. Cette zone d'ombre correspond à un anneau sphérique d'environ 40 degrés d'ouverture, situé dans l'hémisphère opposé à l'hypocentre.

Le cheminement des ondes S définit aussi une zone d'ombre mais pour une autre raison.

Ces ondes sont absorbées par les liquides et donc par le noyau externe qui présente cette propriété en raison de magmas particulièrement fluides. Une zone d'ombre plus large encore que celle des ondes P en résulte. [1]

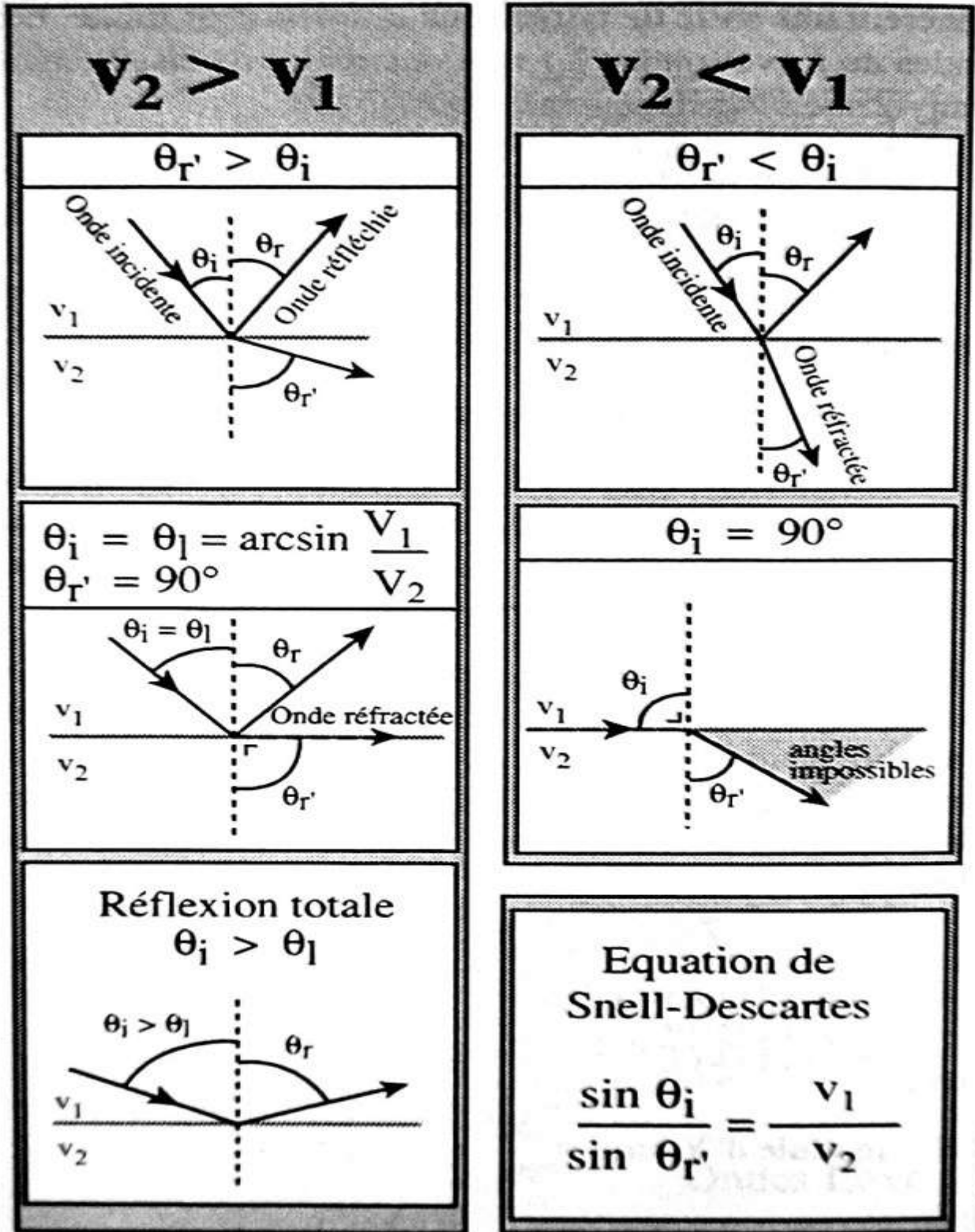


Figure 1.4) : Propagation des ondes

## 1.8. Calcul Sismique des Structures

Pour le calcul sismique des structures l'ingénieur peut recourir à l'une des trois méthodes suivantes (RPA99) :

- La méthode statique équivalente qui est fréquemment utilisée si ses conditions d'application telles que décrites dans le RPA99 sont satisfaites. C'est une méthode d'usage relativement simple et qui a la sanction de plusieurs décennies d'expérience.
- Les méthodes dynamiques qui comprennent :
  - La méthode modale spectrale qui consiste à appliquer un spectre de réponse réglementaire à une structure donnée après avoir déterminé ses valeurs et formes propres. Celle ci est en général la méthode la plus utilisée lorsque la méthode statique équivalente n'est pas applicable mais elle a l'inconvénient de ne pas pouvoir indiquer le temps pour lequel a eu lieu soit la réponse maximale soit une réponse donnée. De plus cette technique, nécessite des combinaisons modales et directionnelles pas toujours évidentes.
  - Les méthodes d'intégration pas à pas des équations de mouvement et qui font elles aussi appel à un accélérogramme.
  - La méthode de superposition modale qui utilise un accélérogramme tout en nécessitant un calcul modal

## 1.9. Calcul dynamique des structures

Pour analyser la réponse d'une structure à un chargement dynamique, il est nécessaire de calculer le mouvement de cette structure pour ce changement. En pratique, ce problème revient à la résolution d'un système d'équations de mouvement qui prend, pour une structure à "n" degrés de liberté, la forme matricielle suivante :

$$[M] \ddot{U} + [C] \dot{U} + [K] U = F(t) \quad (4.1)$$

Avec :

[M] : matrice des masses.

[C] : matrice d'amortissement.

[K] : matrice de rigidité.

U : vecteur déplacement relatif des différents points de la structure.

F(t) vecteur correspondant au chargement qui est une fonction du temps.

Dans le cas de l'analyse d'une structure à une excitation sismique, cette équation a pour expression :

$$[M] \ddot{U} + [C] \dot{U} + [K] U = - [M] \bar{\Gamma}(t)$$

Avec :  $\bar{\Gamma}$  vecteur correspondant à l'accélération du sol  $\gamma(t)$

$$\bar{\Gamma}(t) = \gamma(t) \vec{U}$$

Où :  $\vec{U}$  est un vecteur unitaire dans la direction du séisme.

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{M}} \quad \text{fréquence propre}$$

$$T = \frac{1}{f} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} \quad \text{période propre}$$

En général, une structure continue est discrétisée en un certain nombre de points. Une fois les matrices de masse, d'amortissement et de rigidité obtenues, l'équation du mouvement de la structure est déterminée et il ne reste, pour avoir les réponses recherchées, qu'à choisir la méthode de calcul la plus adéquate. Ce choix est dicté par la précision recherchée et les moyens de calcul dont on dispose.

## 1.10. Les méthodes de calcul dynamique

### a) les méthodes temporelles dans le cas linéaire

Les méthodes temporelles applicables au cas linéaire sont de deux types :

- les méthodes temporelles modales, dans lesquelles la solution est recherchée sur la base des modes propres ; il suffit alors, pour chacun des modes retenus, de résoudre l'équation différentielle de la dynamique ; la solution en termes de déplacement s'obtient par combinaison de réponses modales ;
- les méthodes temporelles d'intégration directe, qui utilisent des schémas de discrétisation dans le temps de l'équation dynamique, permettant de calculer la solution au temps  $t + \Delta t$  ( $\Delta t$  étant le pas de temps) à partir de l'état connu au temps  $t$  ; un grand nombre de schémas de ce type a été proposé ; certains sont inconditionnellement stables, c'est -à-dire qu'il n'y a pas de condition imposée a priori à la valeur de  $\Delta t$ . En pratique, une bonne précision n'est obtenue que si le  $\Delta t$  choisi permet une bonne présentation des variations de  $(\Gamma)$  ; pour d'autres schémas, il y a une condition de stabilité à respecter,  $\Delta t$  devant être inférieur à une valeur limite qui dépend des caractéristiques de la structure. [5]

### b) les méthodes temporelles applicables aux structures non linéaires

Les effets non linéaires sont souvent importants dans les structures soumises à des excitations sismiques de fort niveau ; l'étude de ces effets peut être abordée selon les méthodes suivantes :

- La méthode linéaire itérative
- Méthode des spectres inélastiques
- Méthode temporelle non linéaire

## 1.11. Failles

La faille est une cassure de la lithosphère rigide accompagnée d'un déplacement relatif de deux compartiments de roche. Le mouvement responsable de cette dislocation peut être vertical ou horizontal, ou les deux à la fois (fig. 1.5).

Lorsque le mouvement d'une faille est soudain et brutal, il peut générer un grave séisme et même fissurer la surface de la terre créant une forme de relief nommé escarpement de faille.

On distingue différentes failles (fig. 1.5)

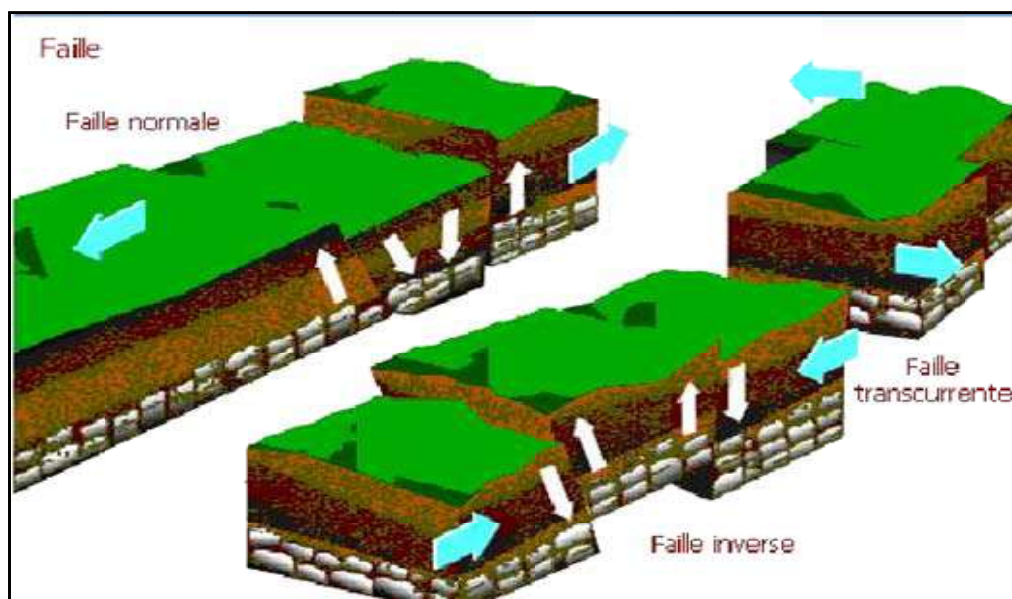


Figure 1.5 : Types de failles

**1.11.1. Faille normale :** Produite par des forces de distension, elle se forme lorsque deux blocs de l'écorce terrestre s'écartent l'un de l'autre.

**1.11.2. Faille transcurrente (ou de décrochement) :** Se forme lorsque deux blocs de l'écorce terrestre glissent l'un contre l'autre selon un mouvement principalement horizontal.

**1.11.3. Faille inverse :** Elle est produite par des forces qui compriment la croûte terrestre, se forme lorsque deux blocs de l'écorce terrestre subissent tous deux une compression et que l'un des blocs chevauche l'autre.

## 1.12. Caractéristiques des vibrations aléatoires générées par un séisme :

- **Direction**

Le mouvement présente simultanément des composantes verticales et horizontales qui sont indépendantes.

- **Durée**

Elle est généralement comprise entre **15** et **30** s. (pour un séisme intense elle peut être de 60 à 120 s).

- **Fréquence**

Le mouvement aléatoire à bande large présente une énergie prépondérante entre **1** et **35** Hz, et provoque les effets les plus destructifs entre **1** et **10** Hz.

- **Niveau d'accélération**

Il n'y a pas de corrélation entre les ondes observées dans les deux directions : à un instant donné il y a indépendance des amplitudes et des fréquences.

L'accélération du sol observée pour la direction horizontale est généralement inférieure à 0,5 g (exceptionnellement supérieure à 1 g, soit 10 m/s<sup>2</sup>).

L'accélération dans la direction verticale a une amplitude plus faible. L'observation montre que le rapport entre les amplitudes maximales verticales et horizontales est de l'ordre de 2/3 (pour les fréquences supérieures à 3,5 Hz). [3]

### 1.13. Notions d'Intensité et de Magnitude

Les tremblements de terre sont en générale évalués en fonction de leur intensité et de leur magnitude.

#### 1.13.1. Intensité macrosismique

On désigne habituellement l'importance d'un séisme par la valeur de son intensité au lieu d'observation.

Cette estimation est en général établie à partir des manifestations ressenties par la population et des dégâts matériels occasionnés.

L'intensité d'un séisme est définie en un lieu par rapport aux effets produits par ce séisme, qu'ils soient seulement observés ou ressentis par l'homme (réveil, chute d'objets, fissures ...) ou qu'ils aient causés des dégâts plus ou moins importants aux constructions. On parle alors d'effets macrosismiques. L'intensité d'un séisme dépend du lieu d'observation des effets causés par le séisme. Elle décroît généralement lorsqu'on s'éloigne de l'épicentre du séisme mais varie aussi selon la structure géologique. Une forte intensité est souvent associée à des zones de roches molles (sable, vase, argile et remblais), alors qu'on note une faible intensité dans des zones de roches plus solides (grès).

Pour un séisme donné, on donne souvent uniquement l'intensité à l'épicentre, la plus forte généralement : c'est l'intensité épiscopentrale.

Différentes échelles d'intensité ont été définies qui classent les effets sismiques suivant leur importance croissante et à l'aide de descriptions conventionnelles :

- L'échelle de Mercalli décrit les effets communément observés des tremblements de terre sur l'environnement, les constructions, l'homme.

- L'échelle MSK (ou Mercalli modifiée), plus précise que la précédente, prend compte l'évaluation des dégâts, le type de construction et le pourcentage des bâtiments affectés. Ces estimations sont utiles pour évaluer l'importance des tremblements de terre lorsque des accélérographes ou spectres ne sont pas disponibles. Elles ne permettent pas de spécifier la contrainte sismique d'un site.

### 1.13.2. La Magnitude

Cette notion caractérise l'énergie libérée par la rupture de la faille au point de déclenchement du tremblement de terre ou foyer (dans la zone épacentrale). Contrairement à l'intensité qui apparaît comme limitée supérieurement par définition au degré XII, la magnitude peut atteindre théoriquement n'importe quelle valeur. La magnitude locale d'un

séisme est définie par :  $M = \log_{10} \frac{A}{A_0}$

Ou :

A : amplitude maximale mesurée en mm sur l'enregistrement d'un sismographe horizontal Wood – Anderson à une distance donnée ;

A<sub>0</sub> : amplitude de référence qui correspond à la magnitude 0 ;

Il existe une corrélation entre la magnitude et l'énergie libérée au foyer :

$$\text{Log}_{10} E = 1.5M - 1.6$$

Caractéristique intrinsèque d'un séisme, la magnitude mesure donc l'énergie totale libérée et ne doit évidemment être confondue avec l'intensité, qui évalue les effets destructeurs en un lieu particulier

### 1.13.3. Rapport intensité/ magnitude

Théoriquement il n'existe pas des relations entre l'intensité et la magnitude ; en effet l'intensité dépend de la distance du lieu considéré au foyer du séisme, de la nature du sol, du type de fondations utilisées, du type de construction et de la durée du séisme. Cependant une correspondance approximative est proposée par les sismologues.

## 1.14. Caractéristiques d'un séisme

L'intensité, la magnitude ou les accélérations maximales du sol, ne sont pas suffisantes pour estimer les risques pour une structure en béton par exemple. En effet, l'estimation de la réponse d'une structure nécessite une connaissance plus précise du mouvement du sol en ce qui concerne la durée et le contenu fréquentiel.

Deux méthodes permettent de caractériser le mouvement du sol :

- l'accélérogramme :  $g = f(t)$  ;

- **le spectre de réponse** qui caractérise les effets que produit le séisme sur une structure élémentaire (système mécanique linéaire du 1er ordre).

### 1.14.1 L'accélérogramme

L'accélérogramme représente l'évolution en fonction du temps de l'accélération du sol. Ce type d'information, donné par les sismographes selon les 3 directions de l'espace, convient pour estimer le risque sismique encouru par un ouvrage hydraulique ou de génie civil, lorsqu'il s'agit d'en prouver la tenue par essais ou par calcul.

L'accélérogramme est la seule information utilisable dans le cas où l'on s'intéresse à la chronologie de la réponse d'une structure à l'excitation sismique. Ceci est le cas lorsque l'on doit connaître l'évolution du déplacement relatif de différents constituants d'un équipement au cours du temps. [3]

### 1.14.2. Le spectre de réponse

Le spectre de réponse permet de caractériser un séisme par l'effet qu'il produit sur un équipement. Pour cela, on calcule l'effet de l'accélérogramme (de l'onde sismique) sur un équipement normalisé, c'est-à-dire un système mécanique, linéaire du premier ordre ; ceci pour différentes valeurs de la fréquence de résonance et de l'amortissement.

Un système du premier ordre se caractérise par : une masse  $M$ , une élasticité  $K$  et un amortissement  $\lambda$

Sa fréquence de résonance est :  $F_r = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{M}}$

La réponse maximale de ce système à l'onde sismique (accélération maximale prise par la masse) donne un point du spectre de réponse.

## 1.15. Risque sismique

### 1.15.1. Effets et conséquences des séismes

Les tremblements de terre engendrent assez souvent destructions d'habitations, des édifices publics, des ponts, des barrages ou déclenchent de glissements de terrains catastrophiques

- *Liquéfaction.*

Les mouvements sismiques excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure.

- *Tassements des sols :*

Les sols meubles, en particulier les sols remblayés, sont menacés par la liquéfaction. En effet, lorsqu'ils sont soumis aux ondes de choc d'un tremblement de terre, ils peuvent

perdre toute cohérence et se comporter comme des fluides non newtoniens. Des constructions reposant sur ce type de matériaux ont été littéralement avalés (le cas du séisme de Chlef 1980).

- **Les raz de marée :**

En cas de secousses sous-marines, les rivages peuvent être affectés par un autre risque : la formation de raz-de-marée ; ceux-ci sont provoqués par l'onde de choc qui se propage à la surface des eaux marines. De véritables murs d'eau (appelés aussi Tsunami) sont projetés le long des côtes avec une telle violence que des villes entières peuvent être détruites

### 1.15 .2. Périodes de retour et évaluation du risque:

Pour évaluer le risque sismique associé à un site donné, il est nécessaire de connaître non seulement les caractéristiques des tremblements des sols solides qui sont possibles pour le site mais aussi la fréquence avec laquelle ces événements sont prévisibles. Il est fréquent d'exprimer ceci par la période de retour d'un tremblement de terre d'une magnitude donnée, qui est l'intervalle de la récurrence moyenne pour des tremblements de terre de magnitude égale ou plus large.

Les grands tremblements de terre se manifestent moins fréquemment que les petits.

La probabilité d'occurrence des tremblements de terre de différentes magnitudes  $M$  sont bien représentées par la distribution extrême de type 1 de Gumbel

$$\lambda (M) = \alpha v e^{-\beta M}$$

Ou :

$\lambda(M)$  est la probabilité d'un séisme de magnitude  $M$ , se produisant dans un volume  $V$  de la croûte terrestre par unité de temps

$\alpha$  et  $\beta$  : des constantes relatives à la localisation du volume donné.

Les petits séismes se produisent plus fréquemment que les grands, néanmoins, ils peuvent générer des pics d'accélération du sol de magnitude similaires, mais sur une surface plus petite.

La quantification du risque sismique dans un site est donc de déterminer la probabilité d'occurrence d'une secousse tellurique comme étant le résultat de la combinaison des effets des séismes modérés fréquents survenus près du site et des séismes majeurs non fréquents ayant lieu à de grandes distances du site.

### 1 .16. Classification des zones sismiques en Algérie

L'évaluation du risque sismique par zone, c'est à dire le découpage du territoire en « zones de sismicité » à l'intérieur desquelles l'aléa sismique peut être considéré comme uniforme, constitue une base essentielle pour la définition de règles régissant les constructions résistantes aux séismes. Le zonage sismique consiste à classer les régions, suivant le niveau de l'aléa. Un grand nombre de pays adoptent la représentation suivante :

1. Zone 0 : Sismicité négligeable.
2. Zone 1 : Sismicité faible.
3. Zone 2 « a » et « b » : Sismicité moyenne.
4. Zone 3 : Sismicité élevé

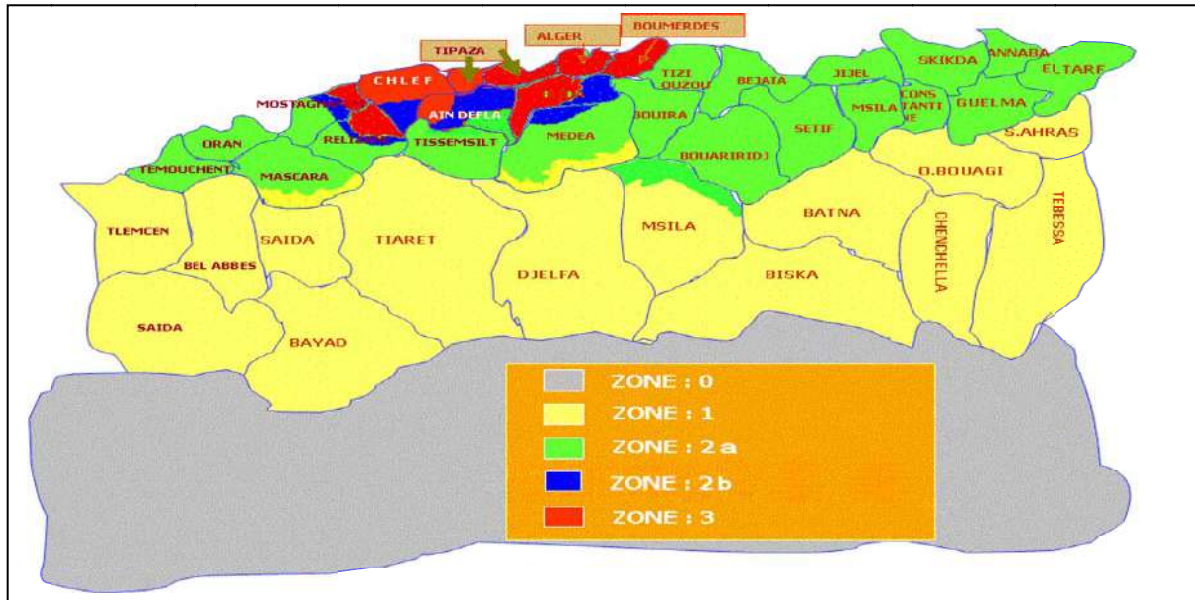


Figure 1.6 : Zones sismiques du territoire national

### 1.17. Quelques séismes historiques

La connaissance de la sismicité ayant en lieu par le passé permet de répéter et d'évaluer les zones et les régions à risque et l'effet des mouvements du sol sur les personnes et les biens. Cependant, ce ci doit être affiné par l'étude des failles actives. En effet, à partir de ces données historiques, on peut déterminer la fréquence, la période des événements sismiques.

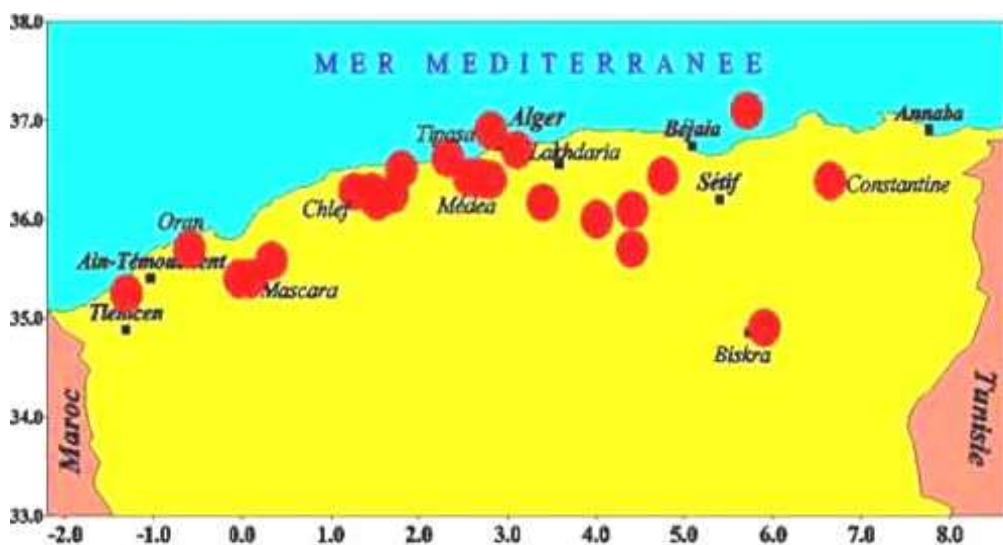


Figure 1. 7 : Les séismes historiques majeurs en ALGERIE

**1.18. Conclusion :**

Ce chapitre a pour but de mettre en évidence le phénomène sismique et les risques que celui-ci peut induire sur un ouvrage. L'importance des zones sujettes à des séismes d'importance moyenne à grande est également mise en avant afin de parvenir à une démarche cohérente pour la conception d'un ouvrage stable.

## 2.1. Introduction :

Un barrage est un ouvrage artificiel disposé en travers d'un cours d'eau pour arrêter son écoulement, créer une retenue ou élever le niveau de l'eau en amont.

Plusieurs objectifs conduisent à la construction d'un barrage :

Concentrer la pente naturelle d'une rivière dans un site donné, rendant ainsi possible la production d'électricité à partir de l'énergie potentielle de l'eau (énergie hydroélectrique) ; stocker, puis amener l'eau des rivières vers des canaux et des systèmes d'irrigation ; augmenter la profondeur des rivières pour la navigation ; contrôler le débit de l'eau pendant les périodes de sécheresse et de crue ; créer des lacs artificiels destinés aux loisirs. De nombreux barrages cumulent plusieurs de ces fonctions. La conception d'un barrage doit tenir compte des caractéristiques hydrologiques, topographiques et géologiques du milieu où il sera construit. On doit, par exemple, considérer les apports moyens en eau et leurs fluctuations saisonnières ; les caractéristiques topographiques concernent essentiellement l'adaptation du barrage au relief ; on doit également tenir compte des risques de séisme : des analyses rigoureuses sont effectuées sur les fondations naturelles et la cuvette à remplir, qui doivent être étanches et avoir la résistance nécessaire pour supporter le poids du barrage, ainsi que celui de l'eau. Tout défaut d'étanchéité, à l'intérieur ou sous un barrage, doit être prévenu afin d'éviter des pertes d'eau, mais surtout pour empêcher l'affouillement (érosion) de la structure elle-même. Les géologues mesurent également la profondeur à laquelle se trouve le sol rocheux de fondation, sous la couche alluviale. La forme de la vallée, la nature du sol, les matériaux à disposition sur le site déterminant le type de barrage. [6]

## 2.2. Types d'ouvrage de retenues d'eau

On distingue différents types de barrages, tels que les barrages en maçonnerie ou en béton et des barrages en matériaux meubles. Les premiers appartiennent à au moins l'une des catégories suivantes : les barrages-poids (ouvrages de masse importante, dont le poids s'oppose à la poussée de l'eau), les barrages-voûtes (incurvés sur les flans de la vallée), les barrages à contreforts (constitués de murs triangulaires parallèles au lit du cours d'eau), et les barrages mobiles, de hauteur modérée. Les trois premiers types, généralement en béton, nécessitent des fondations rocheuses de qualité. Ce sont des barrages-réservoirs : ils servent généralement à accumuler un certain volume d'eau pour l'irrigation, la lutte contre les crues ou la production d'énergie. Les barrages mobiles qui souvent réalisés en travers d'un cours d'eau, sont employés pour rendre ce dernier navigable. [8]

Parmi les barrages en matériaux meubles, on peut citer les barrages en enrochement, les barrages en terre, constitués d'une terre homogène dans tout l'ouvrage ou de terres de différentes origines disposées en zone, les barrages mixtes, comportant un noyau étanche en terre argileuse et des enrochements. Le choix du type de barrage pour un site donné est déterminé par des considérations économiques et de sécurité. Le coût d'un barrage est partiellement lié à la disponibilité des matériaux de construction et à l'accessibilité du site. La nature des fondations est décisive dans le choix du barrage à édifier.

Un barrage est soumis à plusieurs forces dont les plus significatives sont :

- la poussée hydrostatique exercée par l'eau sur son parement amont exposé à la retenue d'eau,
- les sous-pressions (poussée d'Archimède), exercées par l'eau filtrant dans le corps du barrage ou la fondation,
- les forces causées par l'accélération sismique.

La résistance à ces forces repose sur deux stratégies qui consistent à :  
d'une part- construire un ouvrage suffisamment massif pour résister par son simple poids, qu'il soit rigide (barrage-poids en béton), ou souple (barrage en remblai).  
d'autre part - construire un barrage capable de reporter ces efforts vers des rives.

### 2.2.1. Le barrage-poids

Le barrage-poids moderne est une solide structure en béton à profil triangulaire, épaissie à sa base et affinée vers le haut. Vu du dessus, il est rectiligne ou légèrement incurvé, ce qui permet de réduire son volume, et donc son prix. Le côté en amont est pratiquement vertical. La stabilité et la résistance à la pression d'un tel barrage sont assurées par son propre poids, qui l'empêche de basculer ou de glisser sur sa base.

Il s'agit du type de barrage le plus stable et qui nécessite le moins de maintenance. La hauteur d'un barrage-poids est généralement restreinte par le type de fondation. En raison de leur poids, les édifices de plus de 20 m de haut sont souvent construits sur des fondations rocheuses, et non sur un sol alluvial.

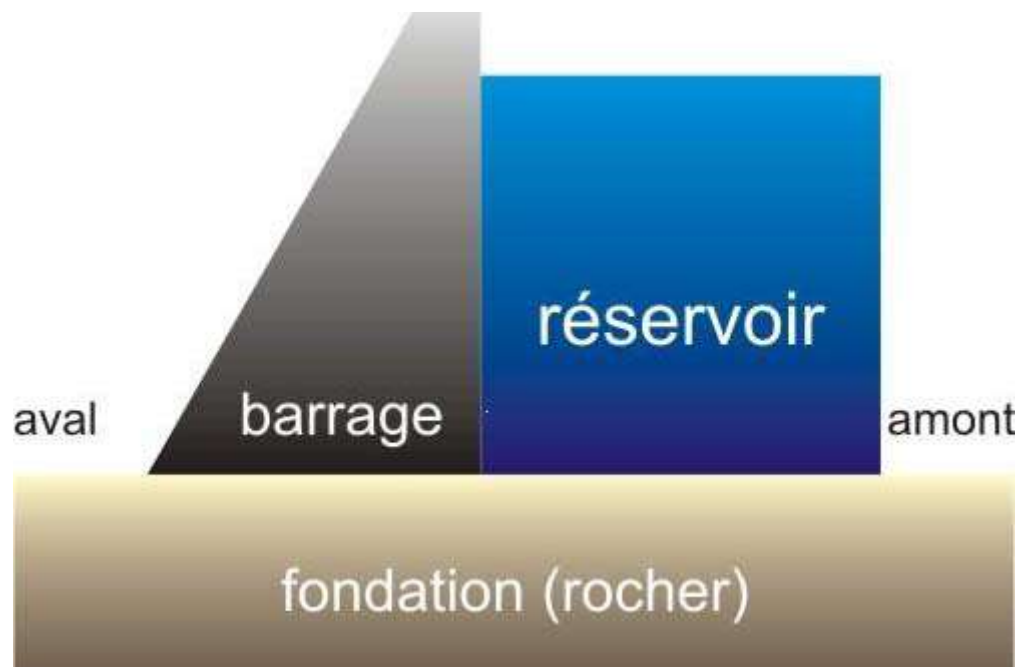


Figure 2.1 : Barrage poids en béton [6]

### 2.2.2. Avantages et inconvénients d'un barrage poids en béton

**Avantage:**

- Faibles contraintes dans le béton.
- Faibles contraintes transmises par la fondation au rocher.
- Les variations de températures ne produisent que de faibles variations de contraintes.
- L'évacuateur de crue peut facilement combiner avec le barrage (diriger les crues directement par dessous).
- Le gradient des sous-pressions à travers la fondation est faible.

**Inconvénients:**

- Les sous-pressions sont importantes dans la fondation.
- Moyen risque de tassement.
- Le volume du béton est important (pour le barrage-poids évidé, il est plus faible).
- Le volume d'excavation de la fouille est important.
- Fragilité au séisme (si les joints entre les blocs ne sont pas faits par injections).
- L'échauffement du béton par la prise du ciment est assez problématique. [9]

### 2.3 . Classification des barrages

Il existe trois classes des barrages en fonction de la hauteur et la capacité d'eau dans la retenue

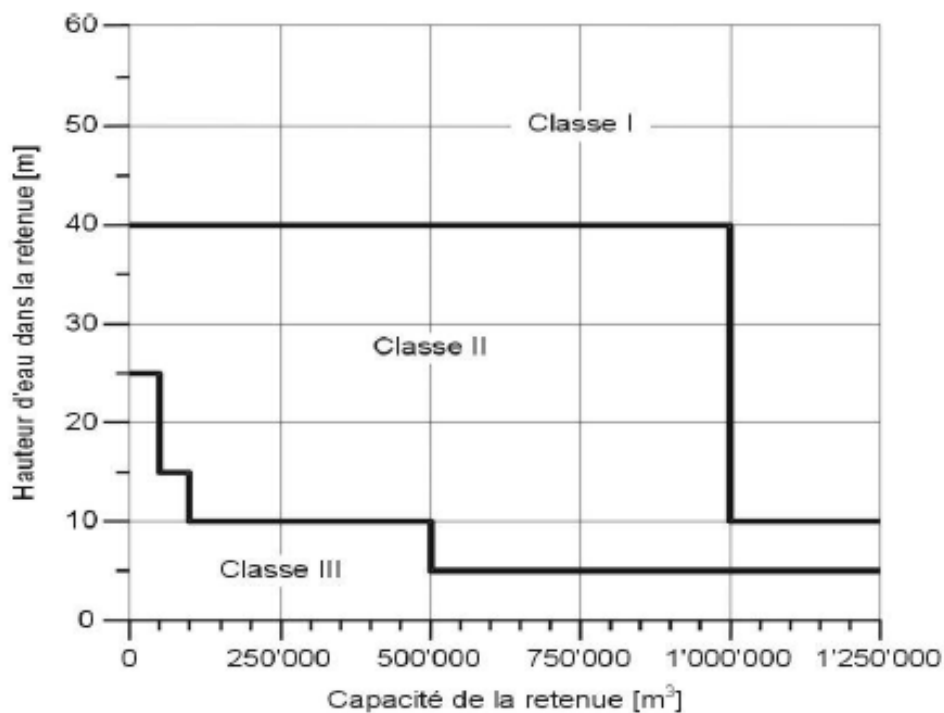


Figure 2.3 : Classification des barrages [9]

## 2.4. Contrôles essentiels pour un barrage

1. Sécurité au renversement : stabilité du barrage

$$S_R = \frac{\sum M \text{ renversements}}{\sum M \text{ stabilisants}}$$

2. Sécurité au glissement : stabilité du barrage

$$S_G = \frac{\text{résistance de la fondation}}{\text{forces de poussées}}$$

3. Sécurité à la rupture : résistance du béton

## 2.5. Les causes de rupture

Les causes de rupture d'ouvrage peuvent être de différents ordres.

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

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

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

Enfin les séismes peuvent causer des dommages plus au moins importants comme les déformations les tassements ou fissures, etc. Le risque sismique est systématiquement pris en compte lors de la conception des ouvrages, même s'il est peu élevé.

**2.5.3. Les causes humaines** peuvent enfin être à l'origine d'accidents : études préliminaires peu approfondies, contrôle d'exécution insuffisant, erreurs d'exploitation, défaut de surveillance et d'entretien ou encore actes de malveillance, sabotage, attentat, guerre (les barrages sont néanmoins protégés par la convention de Genève). [7]

## 2.6. Les type de rupture

Le risque de rupture brusque et inopinée est considéré comme très faible, voire nul. La situation de rupture paraît plutôt liée à une évolution plus ou moins rapide d'une dégradation de l'ouvrage susceptible d'être détectée par la surveillance et l'auscultation.

Les barrages en remblai peuvent être touchés par **une rupture progressive**, causée par un phénomène d'érosion externe ou interne.

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

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

Les barrages en maçonnerie ou en béton sont menacés par **une rupture instantanée** partielle ou totale, produite par renversement ou par glissement d'un ou plusieurs plots. [8]

## 2.7. Analyse de stabilité

Dans l'analyse de la stabilité d'un barrage poids qui est l'objet de notre étude, il convient de garder présent à l'esprit que la grande majorité des ruptures de barrage-poids recensées dans le monde sont le fait des crues. Ceci est facilement compréhensible car la poussée de l'eau variant comme le carré de la hauteur d'eau, tout dépassement du niveau de la crue de projet entraîne une diminution de la stabilité de l'ouvrage, diminution qui est proportionnellement d'autant plus forte que le barrage est de faible hauteur.

Les actions à prendre en compte dans les calculs sont :

- actions permanentes ;
- actions variables ;
- actions accidentelles.

**2.7.1. Actions permanentes** celles-ci peuvent se définir ainsi :

### 2.7.1.1. Le poids propre

La densité d'un béton conventionnel vibré de barrage poids est le plus souvent de l'ordre de 2,4. Des valeurs plus fortes ou plus faibles sont à prendre en compte lorsque la densité des agrégats diffère significativement de 2,7.

### 2.7.1.2. Poussée des sédiments déposés au pied amont du barrage

Les sédiments en cours de consolidation exercent une poussée qui est a priori légèrement inclinée sur l'horizontale. Le coefficient de poussée donné par la formule de Jacky peut être pris égal à :

$$K_o = 1 - \sin \varphi$$

$\varphi$  : angle de frottement interne des sédiments

Il convient de faire le calcul en contraintes effectives, c'est-à-dire avec la densité déjaugée pour les sédiments, car la poussée de l'eau est par ailleurs considérée sur toute la hauteur du barrage.

### 2.7.2. Actions variables

#### 2.7.2.1. Poussée de l'eau et des matières à la suspension

Cette poussée s'exerce perpendiculairement à la surface du parement amont. La densité d'une eau chargée de sédiments peut atteindre couramment 1,05 à 1,10.

La charge d'eau à prendre en compte est celui des plus hautes eaux lors de la crue de projet. Ce niveau doit être évalué avec précision car, pour les petits barrages, la stabilité est, comme il a été indiqué plus haut, très sensible à toute exhaussement du plan d'eau au-delà de sa cote normale.

On peut tenir compte le cas échéant de l'effet de la poussée due au plan d'eau aval. Il est à noter que les conditions d'écoulement hydraulique en aval du barrage font que cette poussée croît souvent plus vite que la poussée amont. Donc, le cas le plus défavorable n'est pas toujours celui de la crue de projet. Il faut envisager aussi des niveaux intermédiaires.

Enfin, lors d'une crue sur un plot déversant en forme de saut de ski, l'eau exerce dans le creux du saut de ski une force centrifuge dont l'action favorable peut être prise en compte.

#### 2.7.2.2. Sous-pressions sous la fondation

Le calcul est en général à faire pour la crue de projet.

En l'absence de drainage, on considère habituellement un diagramme trapézoïdal avec la pleine sous-pression ( $u_m$ ) du plan d'eau au pied amont et une sous-pression ( $u_v$ ) égale au niveau d'eau au pied aval.

En l'absence de drainage, le diagramme des sous-pressions peut être plus défavorable que le diagramme trapézoïdal (a) de la figure(2.3) si les fissures du rocher ont tendance à se refermer au pied aval. Lorsque l'étude géologique conduit à redouter cette hypothèse, des drains doivent impérativement être forés au pied aval.

En cas de drainage et dans l'hypothèse d'un entretien régulier des drains, il est recommandé de considérer que le drainage est efficace à 50 %, ce qui revient à dire que les sous-pressions sont abaissées de moitié au droit du voile de drainage :

$$u_A - u_B = (u_A - u_C)/2$$

De même, si un voile d'injection a été réalisé en fondation près du pied amont, et pour autant que le pied amont ne soit pas soumis à des tractions, on considère que le voile a pour effet de diminuer d'un tiers la sous-pression juste à son aval (par rapport à un diagramme trapézoïdal avec la pleine sous-pression côté amont) :

$$u_A - u_B = (u_A - u_C)/3$$

Pour simplifier le problème, dans notre travail, nous allons négliger la présence de sous pressions. [11]

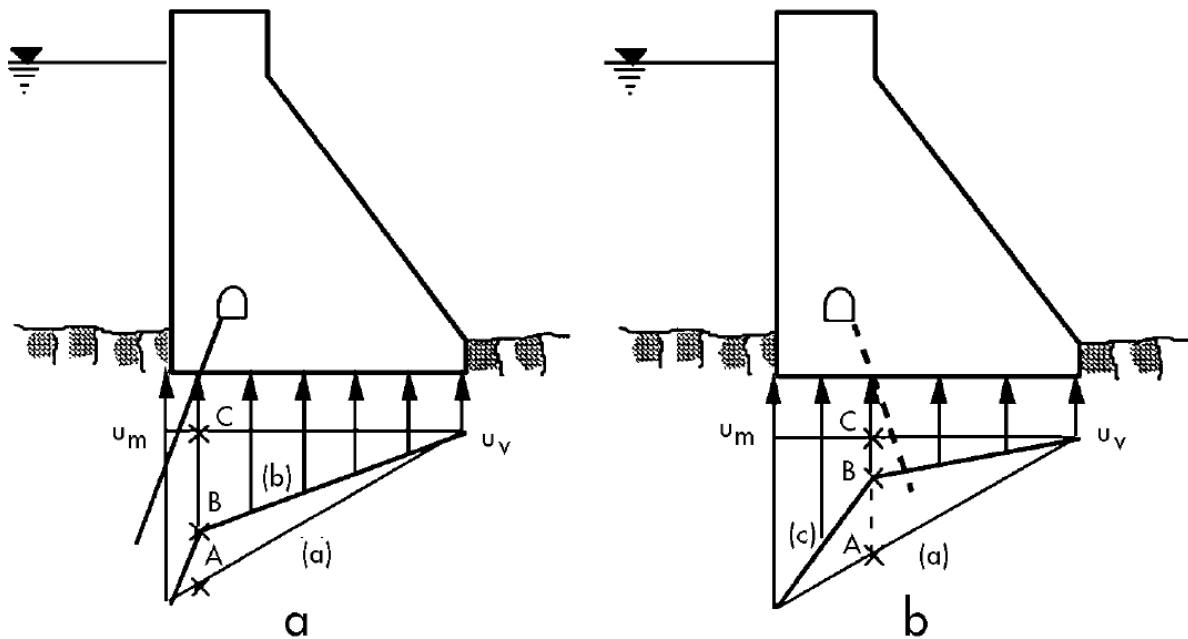


Figure 2.3 : Sous pressions sous la fondation d'un barrage

### 2.7.3. Action accidentelle : les séismes

Pour les petits barrages poids, la dimension de l'ouvrage ne justifie en général pas un calcul en dynamique et l'action d'un séisme est prise en compte classiquement par la méthode dite « Pseudo-statique », qui revient à modifier le vecteur des forces de pesanteur pour le calcul du poids propre de l'ouvrage :

- le vecteur  $g$  a une composante horizontale d'intensité  $\alpha g$  ;
- simultanément, la contrainte de poussée de l'eau à la profondeur  $z$  est augmentée d'une valeur  $\Delta P$  dont Westergaard propose l'expression suivante :

$$\Delta P = \frac{7}{8} \alpha \gamma_w \sqrt{H z} \quad \text{en KPa}$$

Avec :

$H$  la hauteur du barrage en mètres

$\gamma_w$  poids volumique d'eaux en kN/m<sup>3</sup>

Contrairement aux barrages en remblai, la composante horizontale due au séisme n'est pas affectée d'un coefficient de réduction  $\beta$ . En effet, la vérification de la stabilité d'un barrage poids réside surtout dans la vérification de l'absence d'efforts de traction, ceux-ci pouvant se produire à l'instant précis de la secousse la plus sévère. [12]

## 2.8. Conclusion :

Dans ce chapitre Il est fait objet essentiellement de l'analyse de la rupture de barrages, des types et causes de ruptures de la stabilité des structures soumises à différentes contraintes exercées sur le corps d'un barrage.

### 3.1. Introduction :

L'interaction sol – structure c'est l'étude du comportement d'une structure subissant une charge sismique. Elle traduit la modification du mouvement du sol (ou de la structure) lors d'un séisme du fait de la présence de l'autre composant (structure ou sol).

Cette interaction est plus ou moins importante suivant la nature du sol, les caractéristiques de l'ouvrage et le type de fondation.

La résolution du problème d'interaction sol – structure, dépend de celle des problèmes suivants :

- La définition du risque sismique et du mouvement résultant ;
- L'étude du comportement du sol sous chargement cyclique ;
- L'évaluation du comportement du sol en champ libre ;
- L'évaluation de la réponse de la structure sous chargement dynamique.

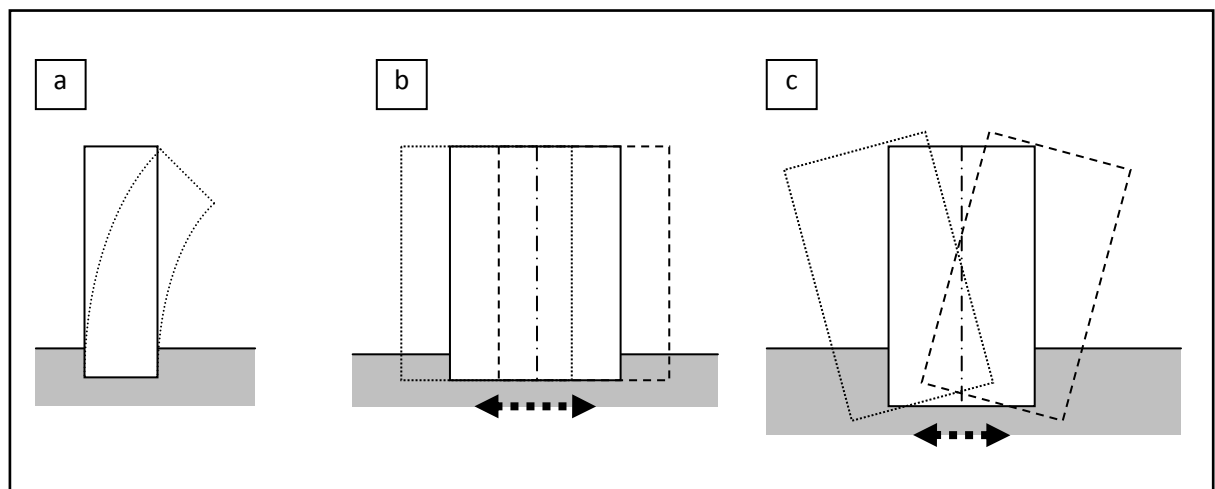


Figure 3.1 : Interaction sol – structure :

- a) sans ISS, structure souple et sol de très bonne résistance mécanique ; b) sans ISS, structure raide et sol de très bonne résistance mécanique ; c) avec ISS, structure raide et sol de faible ou moyenne résistance mécanique.

## 3.2. Etude du problème d'interaction Sol Structure

### 3.2.1. Formulation d'un problème d'interaction

L'analyse complète d'un problème d'interaction doit prendre en compte :

- La variation des caractéristiques du sol avec la profondeur ;
- Le comportement non linéaire du sol ;
- Le caractère tridimensionnel du problème ;
- Le schéma complexe de propagation des ondes qui engendrent le mouvement ;
- L'interaction avec les structures voisines ;

Pour les études de l'interaction sol – structure, le modèle d'ondes sismiques généralement considéré est celui d'onde de volume se propageant verticalement à partir d'un bed – rock horizontal supposé rigide.

### 3.2.2. Mouvement du sol en champ libre

Le mouvement sismique est défini par un accélérogramme ou par un spectre de réponse. Ce mouvement est très influencé par les conditions géotechniques locales. L'étude d'un site doit suivre les principes suivants :

Définition du mouvement à la surface du sol ;  
Niveau d'accélération réaliste pouvant être transmis par le sol ;  
Caractéristique fréquentielle du mouvement compatible avec les caractéristiques physiques du site.

Variation de l'accélération avec la profondeur dans des limites raisonnables.

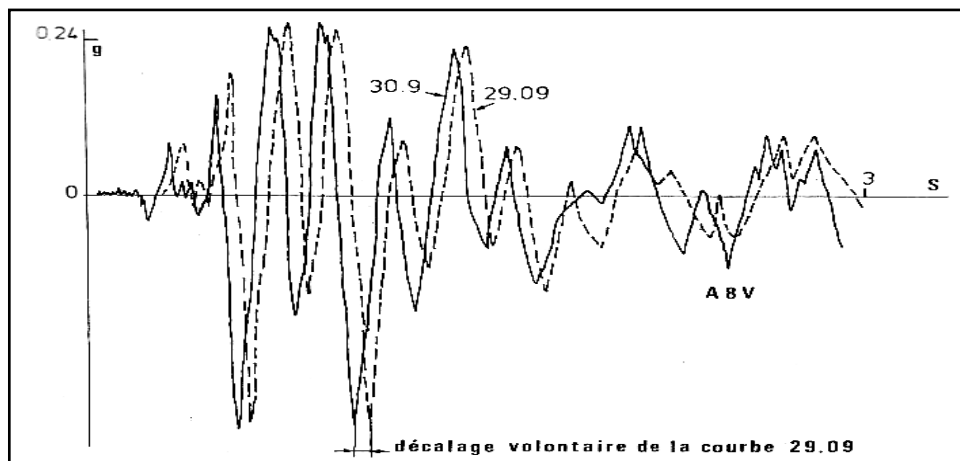


Figure 3.2 : Accélération en champ libre

### 3.2.3. Modélisation de l'Interaction sol structure

Le comportement d'une structure soumise à une sollicitation sismique dépend de :

- La nature de ce mouvement
- Les propriétés dynamiques de l'ouvrage et de celles du sol

Compte tenu d'interaction entre la structure et le milieu extérieur pouvant avoir lieu et pour éliminer le problème de l'ISS on doit considérer une structure parfaitement encastree dans le sol, cette hypothèse est d'autant plus valable que le sol, de fondation est peu déformable vis – à – vis de la structure qui peut être donc considérée comme encastree.

Il n'y a pas non plus d'ISS dans le cas d'une structure rigide sur un sol rocheux. En générale, et plus particulièrement dans le cas de structures massives sur des sols moyennement ou faiblement raides, il y a une intervention non négligeable du sol (modes de sols) et une modification de la réponse de la structure.

L'interaction a un effet favorable ou défavorable, et souvent elle joue dans le sens favorable et diminue la réponse, malgré ça, elle peut occasionner des amplifications locales au niveau de certains degrés de liberté principalement en cas d'excursion en phase post élastique.

La modélisation la plus fréquente de l'ISS suppose que la structure soit fondée en surface sur un sol homogène et horizontal, avec des propriétés mécaniques connues et constantes au cours du séisme, et que le mouvement sismique sollicitant la structure soit des ondes de volume se propageant verticalement à partir d'un substratum horizontal (en réalité le sol est hétérogène et les propriétés dynamiques varient au cours du séisme donc apparition des ondes de surface).

Deux méthodes sont utilisées pour modéliser l'ISS :

- Soit intégrer dans un même modèle le sol associé et ouvrage (modélisé par des ressorts) c'est de loin la méthode la plus utilisée.
- Soit au contraire traiter par étape le sol jusqu'à sa surface puis la surface du sol et l'ouvrage (méthode globale ou directe).

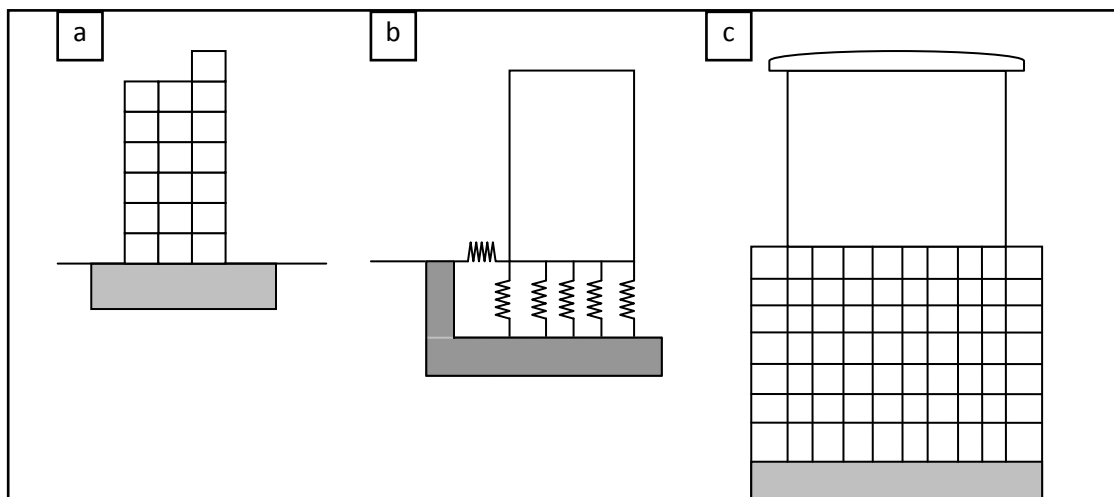


Figure 3.3: Types de modèles :

a) Encastrement parfait ; b) Ressorts ; c) Eléments finis

### 3.2.4. Modélisation par ressorts

Pour la prise en compte de l'ISS on utilise une méthode simple consistant à séparer le sol et la structure (approche par sous – structures). Dans ces conditions le mouvement de structure est égal à la somme :

- Du mouvement que prendrait la structure fictif, supposé sans masse sous l'action de l'excitation sismique imposé à la base du modèle : interaction cinématique.
- Et du mouvement que prendrait le mouvement réel en l'absence de l'excitation sismique à la base du modèle, s'il était soumis aux forces résultant d'un calcul utilisant le mouvement précédent : interaction inertielle.

Il est à remarquer, pour une structure dont les fondations sont superficielles, l'interaction cinématique est nulle et le mouvement de la base du modèle est identique au mouvement du sol en champ libre.

Pour l'étude de l'interaction sol – structure, en plus de l'amortissement interne du sol, on considère l'amortissement géométrique ou radiatif qui ne dépend que de la forme de la fondation, des propriétés du sol et de la fréquence du mouvement. L'amortissement géométrique correspond à une perte d'énergie par propagation à l'infini, par rayonnement des vibrations dans le sol.

La modélisation de l'ISS par ressorts concentrés est plus simple pour l'analyse dynamique d'ensemble, cependant elle nécessite par la suite une modélisation spécifique du radier. On obtient ainsi formellement quatre raideurs de sol en fonction de la fréquence :

- Raideur de translation verticale :  $K_v(f)$  ;
- Raideur de translation horizontale :  $K_h(f)$  ;
- Raideur de balancement (rocking) :  $K_F(f)$  ;
- Raideur de torsion autour d'un axe verticale :  $K_R(f)$  ;

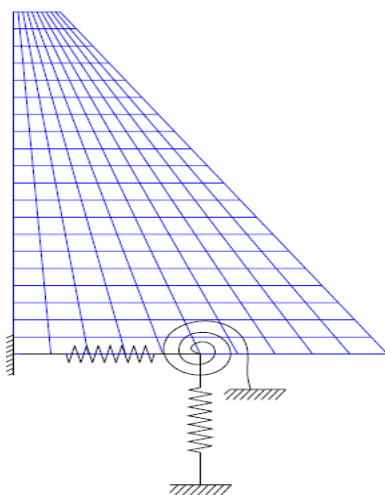


Figure 3.4 : Modélisation du sol par un système de ressort

### 3.2.5. Méthodes aux éléments finis

La modélisation par la méthode aux éléments finis se base sur la discrétisation du milieu étudié pour résoudre les équations différentielles qui régissent son comportement. La démarche consiste dans un premier temps à construire un maillage prenant en compte les différents éléments du système, puis à choisir les lois de comportement pour chaque matériau et enfin à résoudre le problème numériquement.

### 3.3. Fondamentaux de l'ISS

Le vecteur chargement est déterminé à partir des déplacements en champs libres.

S'il y'a interaction entre la structure et le sol

- Différence de masse
- Différence de raideur

Interaction inertielle : liée à la différence de masse entre le sol et la structure.

Interaction cinématique : liée à la différence de raideur entre le sol et la structure dans les domaines communs.

### 3.4. Mise en équation :

#### 3.4.1. Interaction sol structure

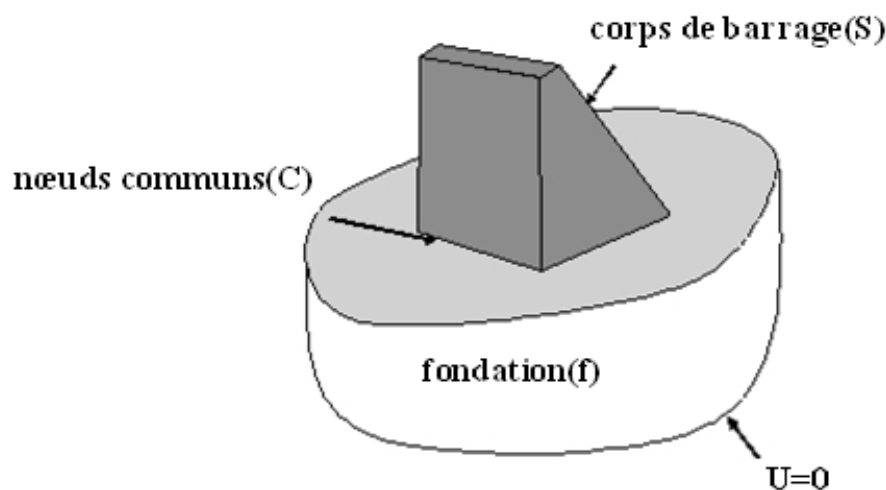


Figure 5.1 : Modèle interaction sol structure

Considérons que le modèle d'ISS est divisé en trois ensembles de nœuds. Les nœuds communs à l'interface de la structure et de la base sont identifiés avec "c" ; les nœuds dans la structure sont des nœuds de "s" ; et les autres nœuds dans la base sont les nœuds de "f". L'approche directe d'analyse structurale de rigidité, l'équilibre dynamique de la force du

système est donné en termes des déplacements absolus,  $\mathbf{U}$ , par l'équation de matrice - secondaire suivante:

$$\begin{bmatrix} M_{ss} & 0 & 0 \\ 0 & M_{cc} & 0 \\ 0 & 0 & M_{ff} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{U}_s \\ \ddot{U}_c \\ \ddot{U}_f \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sf} & 0 \\ K_{cf} & K_{cc} & K_{cf} \\ 0 & K_{sf} & K_{ff} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} U_s \\ U_c \\ U_f \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (3.1)$$

La masse et la rigidité aux nœuds de contact qui sont la somme de la contribution de la structure ( $s$ ) et de la base ( $f$ ), sont donnés par

$$M_{cc} = M_{cc}^{(s)} + M_{cc}^{(f)} \quad (3.2)$$

En termes de mouvement absolu, il n'y a aucune force externe agissant sur le système. Cependant, les déplacements à la frontière de la base doivent être connus.

Pour éviter de résoudre ce problème d'ISS directement, on calcule la réponse dynamique de la base sans structure. Dans plusieurs cas, la solution de champ- libre peut être obtenue à partir d'un modèle unidimensionnel simple d'emplacement. La solution tridimensionnelle de champ- libre est indiquée par les déplacements absolus  $\mathbf{V}$  et des accélérations absolues  $\ddot{\mathbf{V}}$ . Par un changement des variables simples il est maintenant possible d'exprimer les déplacements absolus  $\mathbf{U}$  et des accélérations  $\ddot{\mathbf{U}}$  en termes de déplacements  $\mathbf{U}$  relativement aux déplacements de champ- libre  $\mathbf{V}$ . Ou,

$$\begin{bmatrix} U_s \\ U_c \\ U_f \end{bmatrix} \equiv \begin{bmatrix} U_s \\ U_c \\ U_f \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} V_s \\ V_c \\ V_f \end{bmatrix} \quad \text{Et} \quad \begin{bmatrix} \ddot{U}_s \\ \ddot{U}_c \\ \ddot{U}_f \end{bmatrix} \equiv \begin{bmatrix} \ddot{U}_s \\ \ddot{U}_c \\ \ddot{U}_f \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \ddot{V}_s \\ \ddot{V}_c \\ \ddot{V}_f \end{bmatrix} \quad (3.3)$$

On peut écrire l'équation (5 .3) comme suit :

$$\begin{bmatrix} M_{ss} & 0 & 0 \\ 0 & M_{cc} & 0 \\ 0 & 0 & M_{ff} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{U}_s \\ \ddot{U}_c \\ \ddot{U}_f \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sf} & 0 \\ K_{cf} & K_{cc} & K_{cf} \\ 0 & K_{sf} & K_{ff} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} U_s \\ U_c \\ U_f \end{bmatrix} =$$

$$\begin{bmatrix} M_{ss} & 0 & 0 \\ 0 & M_{cc} & 0 \\ 0 & 0 & M_{ff} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{V}_s \\ \ddot{V}_c \\ \ddot{V}_f \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sf} & 0 \\ K_{cf} & K_{cc} & K_{cf} \\ 0 & K_{sf} & K_{ff} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} V_s \\ V_c \\ V_f \end{bmatrix} = \mathbf{0} \quad (3.4)$$

Si le déplacement  $v_c$  de champ- libre est constant au-dessus de la base de la structure, la limite  $V_s$  est le mouvement de corps rigide de la structure. Par conséquent, l'équation (3.4) peut être encore simplifiée par le fait que le mouvement statique de corps rigide de la structure est :

$$\begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sf} \\ K_{cf} & K_{cc}^{(s)} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} V_s \\ V_c \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (3.5)$$

En outre, le mouvement dynamique de libre-champ de la base exige que :

$$\begin{bmatrix} M_{cc}^{(f)} & 0 \\ 0 & M_{ff} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{V}_c \\ \dot{V}_f \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{cc}^{(f)} & K_{cf} \\ K_{cf} & K_{ff} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} V_s \\ V_f \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (3.6)$$

Par conséquent, le côté droit de l'équation (3.4) peut être écrit :

$$R = \begin{bmatrix} M_{ss} & 0 & 0 \\ 0 & M_{cc}^{(s)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{V}_s \\ \dot{V}_c \\ 0 \end{bmatrix} \quad (3.7)$$

Par conséquent, le côté droit de l'équation (3.4) ne contient pas la masse de la base. L'équation dynamique tridimensionnelle d'équilibre, pour le système complet de sol-structure avec l'atténuation supplémentaire, est de la forme suivante pour le système de masse :

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = -m_x\ddot{V}_x(t) - m_y\ddot{V}_y(t) - m_z\ddot{V}_z(t) \quad (3.8) [13]$$

### 3.5. Conclusion :

Ce chapitre expose de façon sommaire le problème des interactions sol structure ainsi que la modélisation de ces interactions compte tenu de la nature du mouvement et des propriétés dynamiques de l'ouvrage et du sol.



## 4.1. Introduction

L'interaction fluide-structure s'intéresse au comportement d'un système constitué par deux entités considérées comme : une structure mobile (rigide ou déformable) et un fluide (en écoulement ou au repos) autour ou à l'intérieur de la structure. L'évolution de chacune de ces entités qui dépendent l'une de l'autre peut faire apparaître un phénomène de couplage. Plus précisément, le mouvement de la structure est influencé par l'écoulement du fluide à travers les efforts transmis à l'interface, et réciproquement, le mouvement de la structure influence l'écoulement du fluide par les déplacements de l'interface qui entraîne le fluide dans son mouvement.

Dans les études de cas des barrages poids en béton sous sollicitations sismiques, la méthode des éléments finis constitue l'outil le plus puissant actuellement pour l'analyse approfondie des systèmes fluide-structure faisant intervenir notamment des conditions géométriques d'interface quelconques ainsi le choix des variables.

## 4.2. Interaction structure rigide-fluide incompressible

Le phénomène de comportement dynamique des barrages poids en béton à l'interaction fluide-structure sous actions sismiques constitue un domaine actif et très important. La prévision des mouvements couplés du système barrage-réservoir ainsi que l'évaluation des pressions hydrodynamiques s'exerçant sur le parement amont du barrage est une tâche particulièrement complexe.

L'interaction barrage-réservoir se produit lorsque le mouvement de l'eau sur le talus amont du barrage engendre une propagation d'ondes de pression vers la direction amont du réservoir. L'interaction barrage-réservoir est simulée par la masse ajoutée concentrée (solution de Westergaard) aux nœuds submergés de la face amont de la prise d'eau. Ces masses sont déterminées en multipliant la pression hydrodynamique évaluée au niveau d'un nœud de la face amont par la surface dépendant de ce nœud. La pression hydrodynamique  $p(y)$ , varie en fonction de la profondeur.

L'hypothèse de Westergaard néglige la compressibilité de l'eau et, l'amortissement supplémentaire qui devrait être introduit par la propagation d'ondes vers l'amont du réservoir. Cette hypothèse constitue la solution de Westergaard (1933) qui est fréquemment utilisée dans l'analyse dynamique des barrages et qui reste une bonne approximation de la distribution verticale de la pression hydrodynamique dans un liquide incompressible. Cette solution est basée sur l'hypothèse d'un système bidimensionnel dans lequel un barrage rigide, à paroi amont verticale, est en contact avec un réservoir d'eau incompressible de profondeur constante et de longueur infinie. Bien que cette méthode soit habituellement choisie dans la modélisation pour sa simplicité. [15]

Le fluide est supposé incompressible, parfait, non visqueux et les écoulements sont supposés irrotationnels. Dans ce cas la pression s'annule à la surface libre

Westergaard a présenté à une équation approximative conservatrice pour la distribution parabolique de force hydrostatique pour un barrage rigide :

$$P(z) = \frac{7}{8} \sqrt{k(k-z)} \rho \ddot{U}_g \quad (4.1)$$

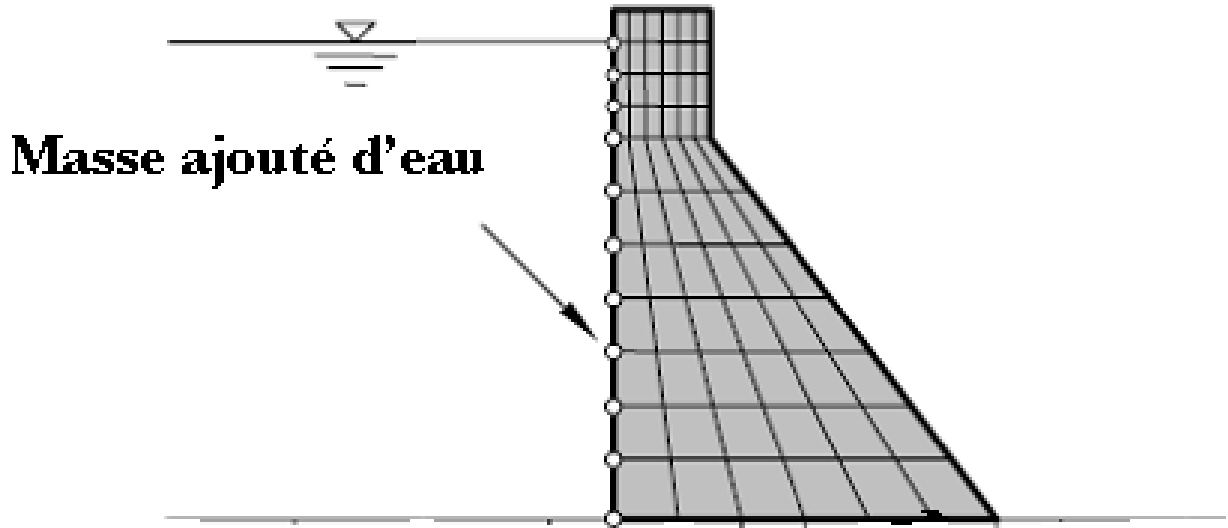
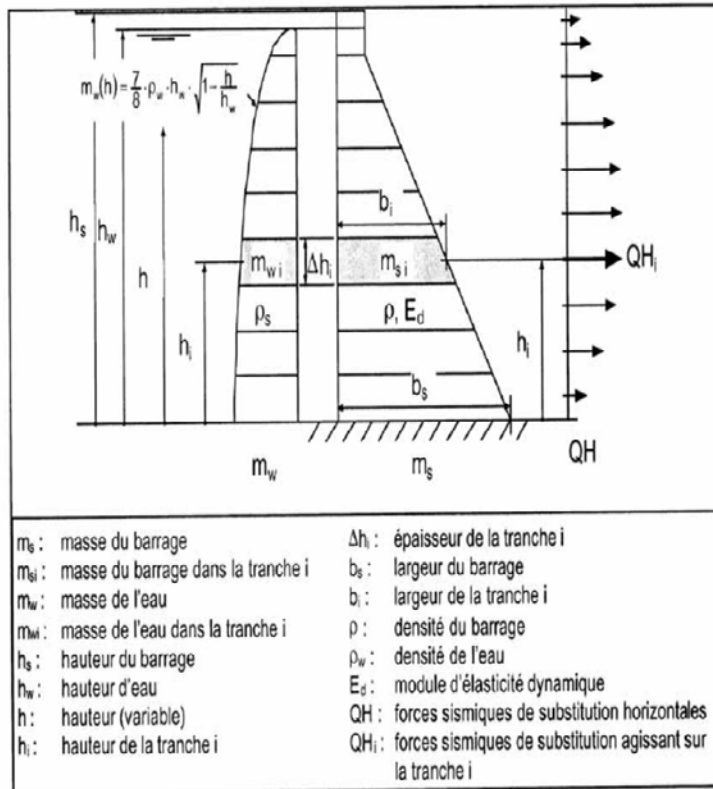


Figure 5.1: Interaction fluide structure méthode de masse ajoutée WESTERGAARD

### 4. 3. Détermination de la masse d'eau entraînée



La masse oscillant avec le barrage représentant l'effet hydrodynamique de l'eau sur le barrage avec un parement amont approximativement vertical se calcule en fonction de la hauteur  $h$  selon l'équation suivante de Westergaard :

$$m_w(h) = \frac{7}{8} \rho_w h \sqrt{1 - \frac{h}{h_w}} \quad (4.2)$$

Pour des raisons pratiques, le barrage est divisé en plusieurs tranches horizontales. Le choix de cette division se fait en fonction de la forme du barrage, du niveau d'eau et de la précision souhaitée du calcul. Les différentes tranches peuvent être d'épaisseur variable. Pour la tranche  $i$ , on peut écrire :

$$m_w(h) = \frac{7}{8} \rho_w h \sqrt{1 - \frac{h}{h_w}} \Delta h_i \quad (4.3)$$

Westergaard a présenté à une équation approximative conservatrice pour la distribution parabolique de force hydrostatique pour un barrage rigide :

$$P_w(h) = \frac{7}{8} \sqrt{h_w(h_w - h)} \rho_w \ddot{U}_g \quad (4.4)$$

Avec  $\ddot{U}$  : accélération de sol. [8]

#### 4.4. Mise en équation

##### 4.4.1. Interaction fluide structure

Le mouvement du système de barrage-réservoir est considéré comme bidimensionnel et limité à des petites amplitudes. Le fluide est assumé qu'est non visqueux et se prolonge à l'infini dans la direction ascendante. Cependant, les effets des vagues extérieures, compressibilité de l'eau, flexibilité de barrage, rayonnement atténuant à la frontière ascendante du réservoir sont négligés.

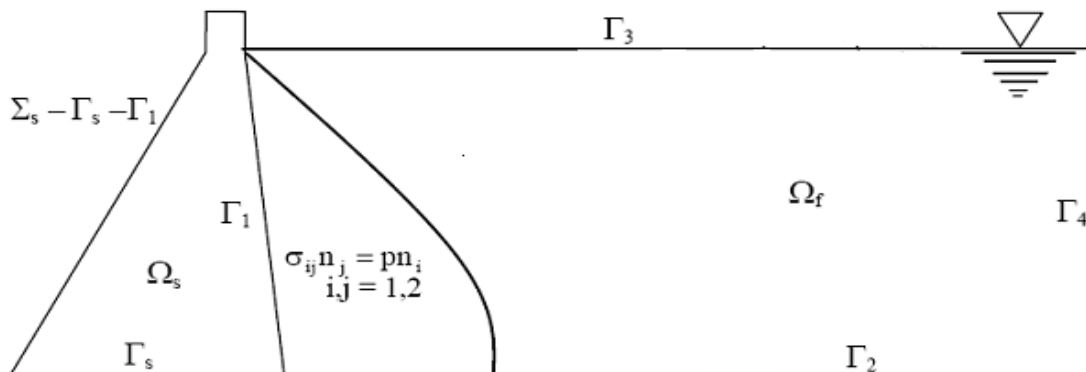


Figure 5.2: Domaine de Barrage-réservoir

C'est le modèle barrage- rigide avec fluide incompressible qui peut être considéré en tant que prolongation du problème de Westerwald. Pour ce modèle, les équations régissant pour le déplacement et des champs de pression hydrodynamiques sont désaccouplées. Le champ continu de pression satisfait Laplace l'équation et la distribution des pressions hydrodynamiques peuvent être obtenues à partir des équations suivant :

$$\nabla^2 p = 0 \quad |\Omega_f \quad (4.5)$$

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho_f \ddot{u}_n^g \quad |\Gamma_1 \quad (4.6)$$

$$\frac{\partial p}{\partial n} = 0 \quad |\Gamma_2 + \Gamma_4 \quad (4.7)$$

Dans ces équations, les paramètres physiques

$\rho_f$  et  $g$  représentent respectivement la densité de masse liquide

$g$  constante de la gravité.

Les symboles  $\Gamma_2$ ,  $\Gamma_3$  et  $\Gamma_4$  correspondent respectivement au réservoir baser, la surface moyenne contre l'équilibre et les frontières finies de troncation d'élément. Dans L'Équation (4.6). Le  $\ddot{u}_n^g$  indique la composante normale extérieure de l'accélération au sol prescrite le vecteur s'est appliqué aux particules pleines humides à l'interface de l'barrage-eau. [14]

Alternativement, le système discret correspondant des équations finies d'élément est :

$$M_F \ddot{P} + K_F P = q \quad (4.9)$$

Les matrices pour le sous-ensemble de l'eau de réservoir, sont respectivement :

$$M_F = \int_{\Gamma_3} N_P^T \frac{1}{g} N_P d\Gamma \quad (4.10)$$

$$K_F = \int_{\Omega} \nabla N_P^T \nabla N_P d\Omega \quad (4.11)$$

Le vecteur  $q$  de charge dans l'équation (5.14) est donné par l'expression :

$$q = - \int_{\Gamma_1} \rho_f \ddot{U}_n^g N_P^T d\Gamma \quad (4.12)$$

Ce modèle n'est pas prévu donnent des résultats précis pour de grands barrages comme flexibilité de barrage et arrosent la compressibilité ont été omises. Puisque, en général, les effets de vague de surface sont d'importance mineure et peut être ignoré pour tous les buts pratiques (Timimoune et Seghir 1998, O'connor et botte 1988), le vecteur des pressions hydrodynamiques agissant aux points nodaux du modèle de réservoir de l'eau peut être directement estimé à partir :

$$P = -K_F^{-1} q$$

#### 4.5. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons surtout essayé de mettre en évidence le problème de l'interaction fluide structure ainsi que la méthode de Westergaard qui est fréquemment utilisée dans l'analyse dynamique des barrages et qui reste une bonne approximation de la distribution verticale de la pression hydrodynamique dans un liquide incompressible.

## 5.1. Introduction

Le barrage étudié de Hammam Grouz qui est un barrage poids en béton dont les caractéristiques sont décrites ci-dessous, est situé dans une région géologiquement relativement instable. Outre les conditions préalablement fixées pour cette étude, nous ne nous focaliserons donc que sur les effets pouvant être induits par les chargements sismiques sur l'ouvrage considéré.

## 5.2. Géométrie du barrage :

Hammam Grouz se trouve près de la marge sud de la Chaîne Tellienne, une zone dans laquelle il y'a eu des mouvements d'intensités variables presque continus depuis la mise en dépôt des roches sédimentaires les plus anciennes visibles sur le site (calcaires crétacés). Des phases variées de deux épisodes majeurs de formation de montagnes (orogènes des Pyrénées et des Alpes) ont occasionné des déformations successives des strates anciennes, et ont affecté l'environnement de la sédimentation. En conséquence, il y'a des variations rapides latérales et verticales de lithologie des roches, et un changement net de sédimentation marine pendant le Crétacé jusqu'aux dépôts lacustres terrestres pendant le Tertiaire.

Les calcaires crétacés affleurant au site du barrage plongent obliquement vers l'amont avec une pente modérée (25-30°, ESE/SE). Ils se trouvent sur le flanc sud-est de l'anticlinal du Hammam Grouz, un pli subsidiaire sur la structure anticlinale majeure du Djebel Grouz. Ce dernier est une prolongation vers le sud-ouest, un peu décalée par des failles, du massif calcaire du Fricitia- Garnechou, un des trois anticlinaux majeurs tendant vers le NE qui dominant la structure géologique locale. Les calcaires crétacés sont recouverts en discordance par des roches sédimentaires plus jeunes, miocènes et pliocènes, qui occupent la cuvette.

C'était pour pallier à un besoin crucial en eau potable de la ville de Constantine qu'a été décidé la mobilisation des ressources en eau par la réalisation du barrage Hammam-Grouz, dans la partie amont du bassin du Rhummel. Le site de ce barrage, achevé et réceptionné à la fin des années 1980, se trouve à 1,5 km au sud d'Oued Athmania à 6 km au nord-est de Chelghoum-Laid et à 45 km au sud-ouest de Constantine. Il est situé à l'amont d'une gorge incisée par l'Oued-Rhummel dans les calcaires crétacés qui forment Djebel Grouz. La RN5 longe cette gorge et traverse la cuvette en rive gauche, le barrage boucle l'Oued-Rhummel à l'entrée de cette concave et crée un réservoir d'environ 5 km de long sur 2,5 km de large et 37 m de hauteur avec une longueur de crête de 300 m. Sa capacité initiale est de 45 millions de m<sup>3</sup>, quant à la quantité (volume) stockée actuellement elle ne dépasse guère les 15 millions. Le barrage principal est construit en béton-poids à travers l'Oued Rhummel, dans une gorge juste à l'amont de la ville d'Oued Athmania. L'eau devant être stockée dans la retenue est utilisée principalement pour l'alimentation urbaine et éventuellement pour l'irrigation dans le constantinois.

5.3. Géologie du site

Tableau 5-1 : Sommaire de l’histoire géologique de la région de Hammam Grouz :

	Système géologique Epoque, stade	Evènement géologique
	<p><b>QUATERNAIRE</b> <i>Présent/ récent</i> <i>(Holocène)</i></p>	<p>Dépôts alluviaux de l’Oued Rhumel : limons, argileux, graviers. Dépôts colluviaux “sheet-flood” (=écoulement en nappes) sur les flancs de la vallée (0-6m).</p>
	<p><i>Pléistocène :</i></p>	<p>Terrasses alluviales 15-20m/ 30-40m au-dessus du niveau actuel de l’oued : retards pendant le creusement vers le bas de la gorge par l’Oued. Formation de la croûte calcaire (0-1,5m) sur des dépôts plus anciens. Mise en dépôts des graviers grossiers des plateaux (à l’ouest du site).</p>
	<p>(fluctuations majeures du niveau de la mer méditerranéenne dues aux glaciations européennes).</p>	
	<p><b>TERTIAIRE :</b>  Plissements mineurs indépendant des structures plus anciennes : amortissement de l’orogène Alpin. Calcaires pliocènes lacustres situés à l’est de Hammam Grouz apparemment non touchés)</p>	
	<p><i>Pliocène</i></p>	<p>Dépôts lacustre d’argiles calcaires et de calcaires.  (plis locaux de faibles amplitude indépendants des structures plus anciennes : plissement localement sévère de strates miocènes, par ex : à Dra Temedlet sur la marge est de la cuvette).</p>
	<p><i>Miocène supérieur</i></p>	<p>Dépôts lacustre de conglomérats, grès, marnes, calcaires d’eau douce.  (régression finale de la mer : établissement d’un environnement de dépôt exclusivement continental. Phase principale de l’orogène Alpin : tremblements de terre importants, rajeunissement des lignes structurales NE-SW et E-W. Enlèvement de la partie occidentale du djebel Grouz, formant des failles importantes NE-SW, des plis NW-SE limités par des failles, et des failles E-W dans des roches crétaées. Courbure éventuelle et failles associées NW-SE et NNW-SSE à Hammam Grouz. La poussée vers</p>

le sud de sédiments recouvrant post-crétacés non représentée à Hammam Grouz).	
<b>Miocène inférieur</b>  (Quelques transgressions et régressions marines : n'importe quelle roche sédimentaire mise en dépôt pendant cette période enlevée par l'érosion avant le dépôt des sédiments miocènes supérieurs.	
<b>Eocène supérieur</b>  (Sommet de l'orogène pyrénéen : plissement et failles, régionaux, le long de la direction de plissement ancienne NE-SW, plissement E-W net. Formation de l'anticlinal du Djebel Grouz avec des plis simples et fractures fragiles dans les calcaires cénomaniens, plissement complexe dans des marnes emschériennes plus plastiques).	
<b>CRETACE</b>  <b>Emschérien</b>  <b>(crétacé supérieur)</b>	Sédimentation marine dans l'eau plus profonde de "mudstones" (=mélange indéfini d'argile, de limon, de sable) calcaires schisteux gris, (=marnes), avec bandes de calcaires, noir gris foncé.
(Courbure structurale vers le bas occasionnant une transgression de sédiments d'eau plus profonde).	
<b>Cénomaniens</b>  <b>(Crétacé moyen)</b>	Sédimentation marines dans l'eau peu profonde de calcaires : changements rapides latéraux et verticaux de faciès lithologiques. Roches les plus anciennes visibles à Hammam Grouz.

Le site du barrage principal se trouve sur les calcaires les plus vieux, les calcaires cénomaniens. La digue de col en rive droite se trouve sur des argiles miocènes. La cuvette consiste en des argiles pliocènes et miocènes avec une couverture généralement mince de dépôt quaternaires.

Les caractéristiques principales des dépôts variés sont traitées ci-dessous, commençant par le plus jeune

Age	Formation
<p>QUATERNAIRE</p> <p><b>Présent/récent</b></p> <p>(Holocène)</p>	<p>- alluvions des vallées</p> <p>-colluvions</p> <p>-alluvions des plateaux et alluvions <i>sheet flood</i> (=écoulement en nappe)</p>
<p><b>Pléistocène</b></p>	<p>-croûte calcaire      -dépôts des terrasses</p> <p>-graviers des plateaux</p>
<p>TERTIAIRE</p> <p><b>Pliocène</b></p>	<p>-calcaire d'eau douce blancs/roses</p> <p>-argiles calcaires rouges</p> <p>-conglomérats faiblement cimentés rouges :graviers à matrice argileuse</p>
<p><b>Miocène</b></p>	<p>-calcaires concrétionnés blancs/jaunes</p> <p>-argiles calcaires quelquefois gypsifères, gris/brun/noir</p> <p>-conglomérats, jaune/rouge brun, et grès calcaires</p>
<p>CRETACE</p> <p><b>Crétacé supérieur</b></p> <p>(Emshérien)</p>	<p>-<i>Mudstone</i> calcaires gris (=marnes)</p> <p>-calcaires gris/noirs</p>
<p><b>Crétacé moyen</b></p> <p>(cénomanién)</p>	<p>-calcaires cristallins gris</p> <p>-calcaires argileux gris, variation latérale de faciès</p>

Tableau 5-2 Brève revue de l'histoire et de la structure géologique

#### 5.4. Failles dans le site du barrage:

Des failles tendant approximativement nord-sud, est-ouest et dans d'autres orientations ont été cartographiées sur place, découpées dans des sondages et identifiées à partir des photographies aériennes. La corrélation entre des données de surface et des sondages indique que quelques failles peuvent avoir des mouvements relatifs de plus de 10m. Un tel mouvement peut être une sommation de petits rejets sur des surfaces mineures dans une zone faillée plutôt qu'un grand rejet sur une surface simple de faille.

Souvent des zones faillées sont partiellement ou complètement scellés par des veines de calcite d'une épaisseur jusqu'à 3m, ou contiennent un remplissage d'argile rouge. Rien n'apparaît comme étant repérée par une zone majeure de calcaire broyé faible.

### **5.5. Séismicité du site :**

Les renseignements tectoniques montrent la possibilité de retour assez fréquent des tremblements de terre au voisinage du site et les rives des tremblements de terre antérieure montrent la fréquence de tels événements.

Constantine a souffert des tremblements de terre nuisibles dans le passé et n'importe quel point dans un rayon de 150Km de celle-ci doit être considéré comme étant une origine possible de tremblements de terre. Une aire d'origine potentielle totale de presque 200 000 Km<sup>2</sup>, comprenant deux autres régions sismiques bien définies, dans laquelle la profondeur du foyer apparaît comme étant superficielle (10 Km) doit être considérée.

Une accélération maximale de 0,3g ayant une période de retour de 100 ans a été déterminée pour le site de Hammam Grouz, qui correspond à un épicerentre de magnitude 5,5 à une distance de 15 Km du site.

### **5.6. Dimensions du barrage :**

Le corps du barrage principal en béton-poids est d'une face amont inclinée à partir de la fondation jusqu'au niveau du sommet du tapis argileux. Au dessus du tapis la face du barrage est verticale. La pente aval du barrage répond à des besoins de stabilité.

Le corps du barrage est d'une face amont inclinée à partir de la fondation jusqu'au niveau du sommet du tapis argileux. Au dessus du tapis la face du barrage est verticale. La pente aval du barrage répond à des besoins de stabilité.

La mise en place d'un tapis imperméable amont minimisera l'importance des fuites de la cuvette, cependant on installe un réseau de drainage pour le barrage principal afin d'éviter la possibilité du développement de sous pressions au dessous ou dans le barrage.

Comme la cote du terrain naturelle est à 700.0 m NGA, le niveau normale de la retenue est à 727.0 m NGA, et le niveau des plus hautes eaux est à 732.0 m NGA, les excavations dans la partie centrale du barrage est arrêtée la cote 687.0 m NGA c.à.d. encre de 13 m au dessous des niveaux du terrain naturelle, alors nous arrivons à une hauteur de :

$$H_c = 727.0 - 687.0 = 40.0 \text{ m}$$

La partie inférieure du barrage à partir de la cote 705.0 m NGA est incliné avec une pente de :  $m = 0.25$ , pour plus de stabilité.

Pour des conditions de stabilité, on fixe la largeur en base du barrage à :  $B_c = 39.0 \text{ m}$ .

Les excavations dans les parties latérales du barrage sont arrêtées à la cote 699.5 m NGA. C.à.d encre de 1,5 m.

La partie aval des appuis du barrage est inclinée avec une pente de 0,8 pour des conditions de stabilité.

La longueur en crête du barrage est calculée directement du plan de site, elle est de :

$$L = 217.0 \text{ m.}$$

Une passerelle en béton armé supportée par des piles, traverse le déversoir fournissant un accès entre les deux appuis du barrage.

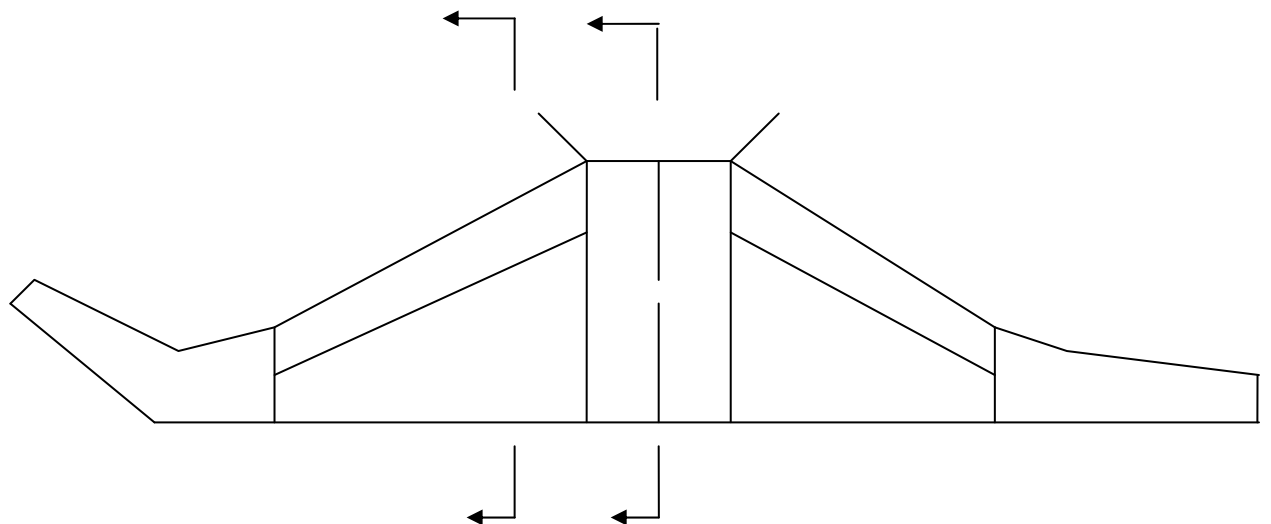
La passerelle est à la cote 736.5 m NGA (du point de vu topographique), qui nous donne une hauteur totale du barrage au dessus des fondations :

$$H = 736.5 - 687.0 = 49.5 \text{ m.}$$

La passerelle est supportée par 5 piles d'une largeur de 0.50 m, la distance entre deux piles est fixé à :  $X = 15.0 \text{ m.}$  qui nous donne une largeur du déversoir avec les piles et la prise d'eau qui est placée à coté de la quatrième pile avec une largeur de 3.0 m, de :  $B = 95.0 \text{ m.}$

La largeur des piles est la même que celle de la passerelle, et qui est de 3,0 m, pour faciliter le déplacement entre les deux appuis du barrage.

La hauteur des piles est de : 9.5 m.



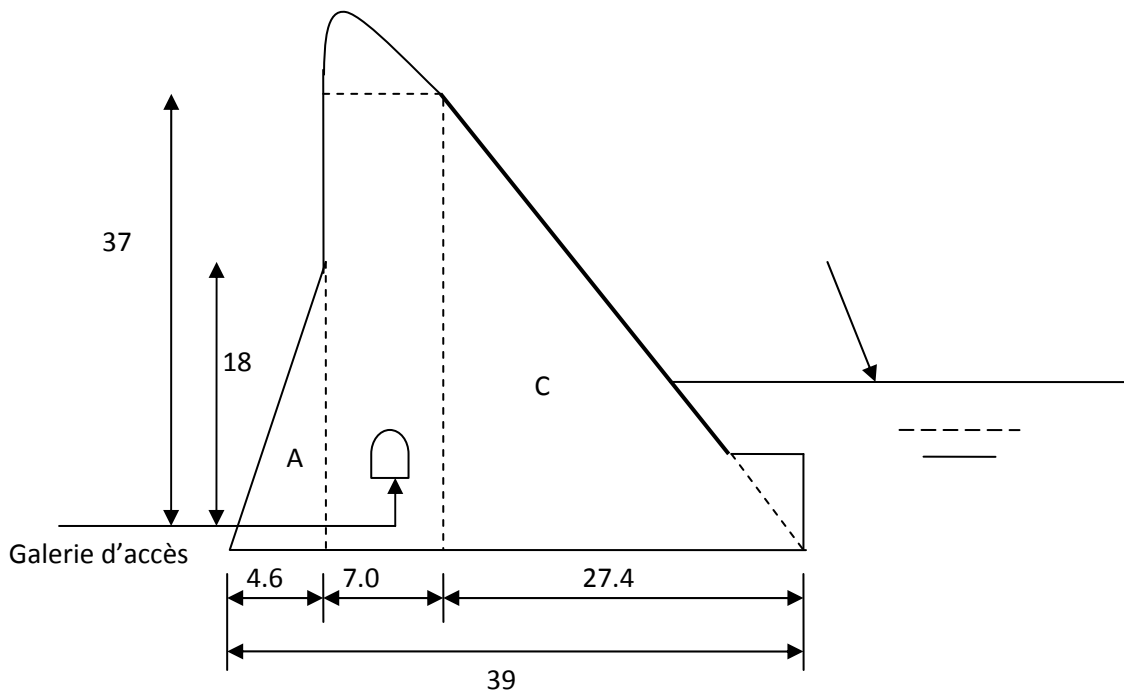
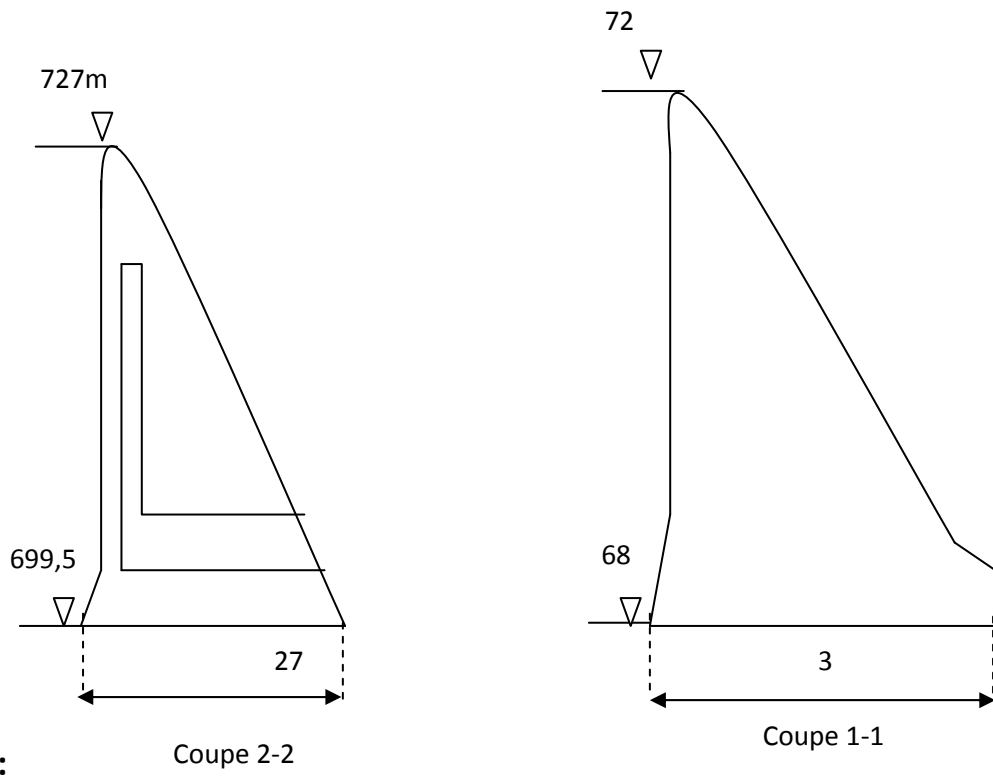


Figure 5.1) Coupes du barrage Hammam Grouz

**5.7. Accélérogramme utilisés**

Dans le but de mieux évaluer l'effet des interactions sol-structure- fluide sur la réponse dynamique du barrage, le système couplé barrage-réservoir est soumis aux accélérations du séisme d'el Asnam survenu le 10/10/80 (Chleff actuellement) avec une magnitude 7.3 (MSK). La figure (5.2) ci-dessous, montre les 20 premières secondes de l'accélérogramme. Cet enregistrement, dont le spectre de réponse augmente entre les périodes 0.2 s et 0.4 s.

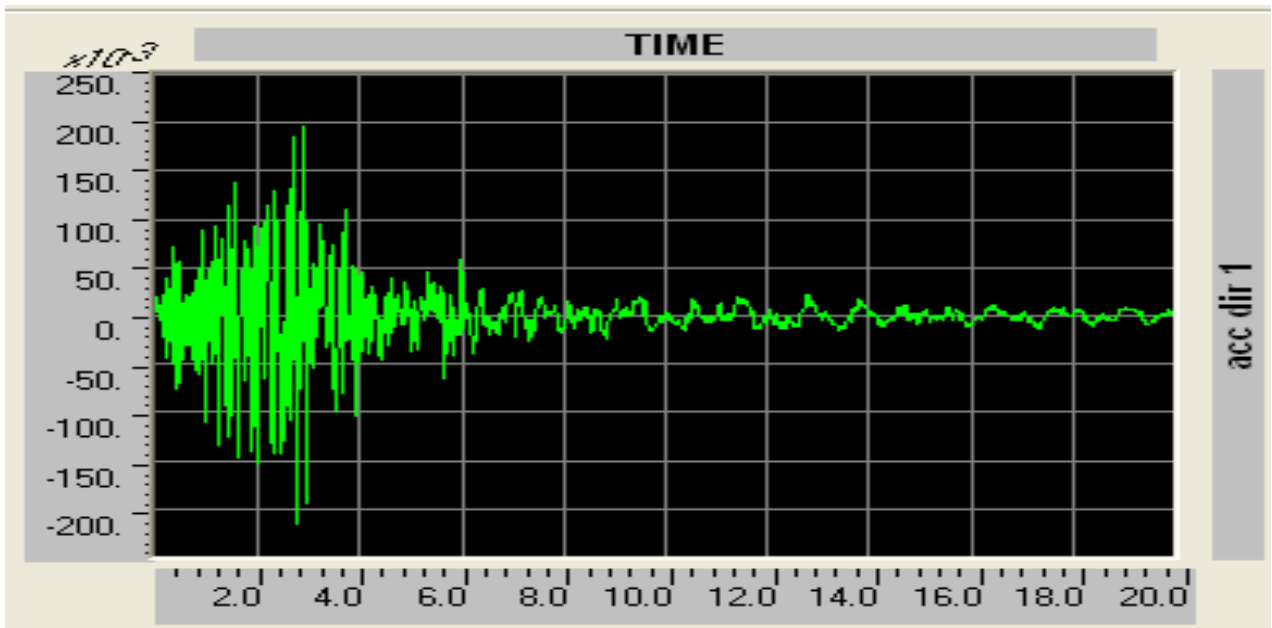


Figure 5. 2 : Accélérogramme d'El Asnam

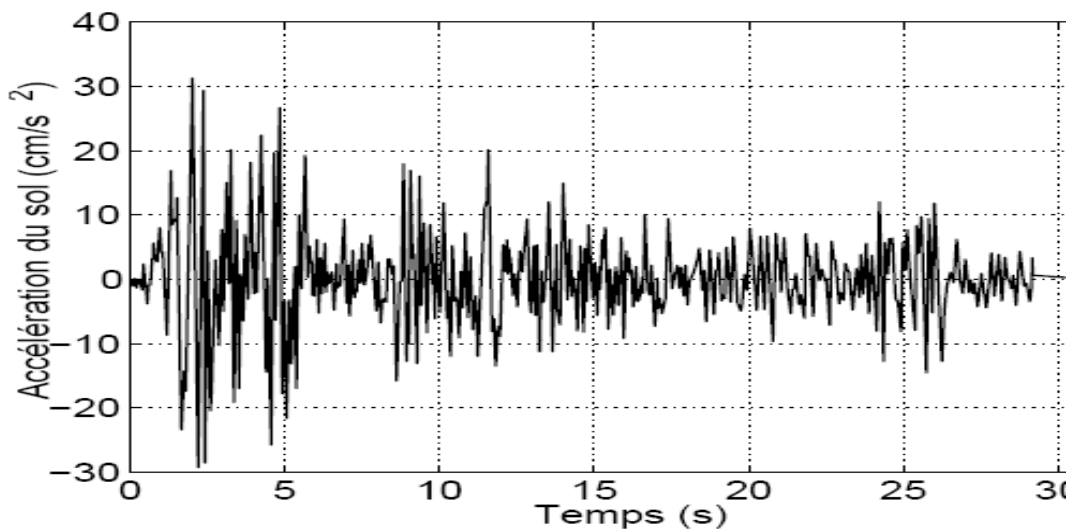


Figure 5. 3 : Accélérogramme El Centro

L'accélérogramme d'El Centro, enregistré lors du tremblement de terre du Mexique, en 1940, qui ont été longtemps

### 5.8. Barrage Koyna

Le barrage de Koyna, situé près de Puna en Inde, a été construit pendant 1954 à 1963. Il est en béton poids de 103 m d'hauteur et 854 m blocs (monolithes) de largeur de 16 m.

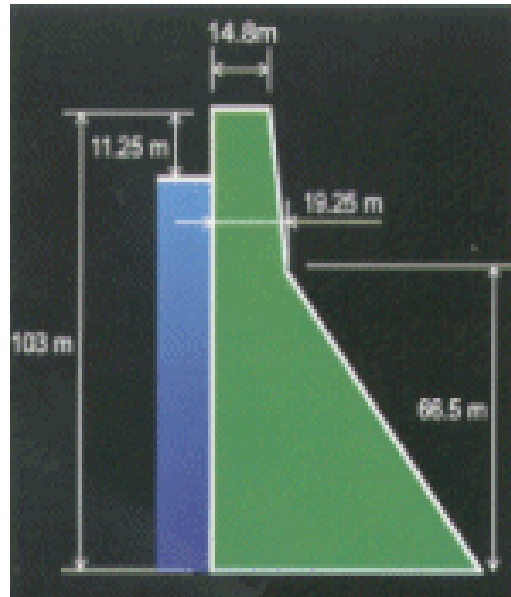


Figure 5. 4 : Barrage Koyna

### 5.9. Caractéristiques des matériaux

Le monolithe du barrage consiste en un assemblage d'éléments iso paramétriques à quatre nœuds possédant chacun deux composantes de déplacement, l'une horizontale et l'autre verticale. Le domaine fluide, ne possédant qu'un seul degré de liberté par nœud : la pression nodale.

Le comportement du béton est supposé linéaire, élastique et isotrope. Ses caractéristiques mécaniques se résument comme suit :

- masse volumique  $\rho_b = 2\,360\text{ Kg/m}^3$ ,
- coefficient de Poisson  $\nu = 0.2$ ,
- module d'élasticité  $E = 32\,000\text{ MPa}$
- pourcentage d'amortissement critique  $\gamma = 5\%$ .
- La masse volumique du fluide : 1) fluide monophasique  $\rho = 1\,000\text{ kg/m}^3$  ; 2) fluide biphasique  $\rho_s = 2\,650\text{ kg/m}^3$

Les excitations dynamiques considérées dans cette étude sont représentées par les enregistrements accélérométriques de la composante horizontale de la réplique du séisme d'El-Asnam (figure 5.1).

Le calcul dynamique des barrages est synonyme de l'analyse du comportement sismique, car c'est le seul effet dynamique qu'il peut être amené à supporter. On compte parmi les cas de charge les forces d'origine sismique mais on les introduit sous forme de charge statique équivalente obtenue par multiplication de la masse de l'ouvrage par le coefficient sismique (accélération).

La méthode de superposition modale a été utilisée pour la détermination des déplacements nodaux à la crête du barrage ainsi que les contraintes et l'effort tranchant à la base de barrage. Les résultats obtenus sont calculés par SAP2000

La modélisation du sol est faite en remplaçant les encastremets à la base par des ressorts suivant la direction Z, on a Préposé deux états du sol :

1er type de sol: Sol rocheux  $K=60\ 000\ \text{KN}/\text{m}^3$

2eme type de sol: Sol semi rocheux  $K=25000\ \text{KN}/\text{m}^3$

### **5.10. Conclusion :**

Ce chapitre a porté essentiellement sur les propriétés du barrage Hammam Grouz dont les dimensions et les caractéristiques géologiques, considérées à juste titre dans ce travail comme étant favorables à la structure du barrage. Etant donné que la probabilité de retour des séismes est élevée dans ce site nous avons pris comme accélérogramme de référence celui d'El Asnam par le fait de son amplitude afin de pouvoir minimiser les risques : de renversement, de déformation, de déplacement Ets..... pouvant affecter le barrage étudié.

6. INTRODUCTION :

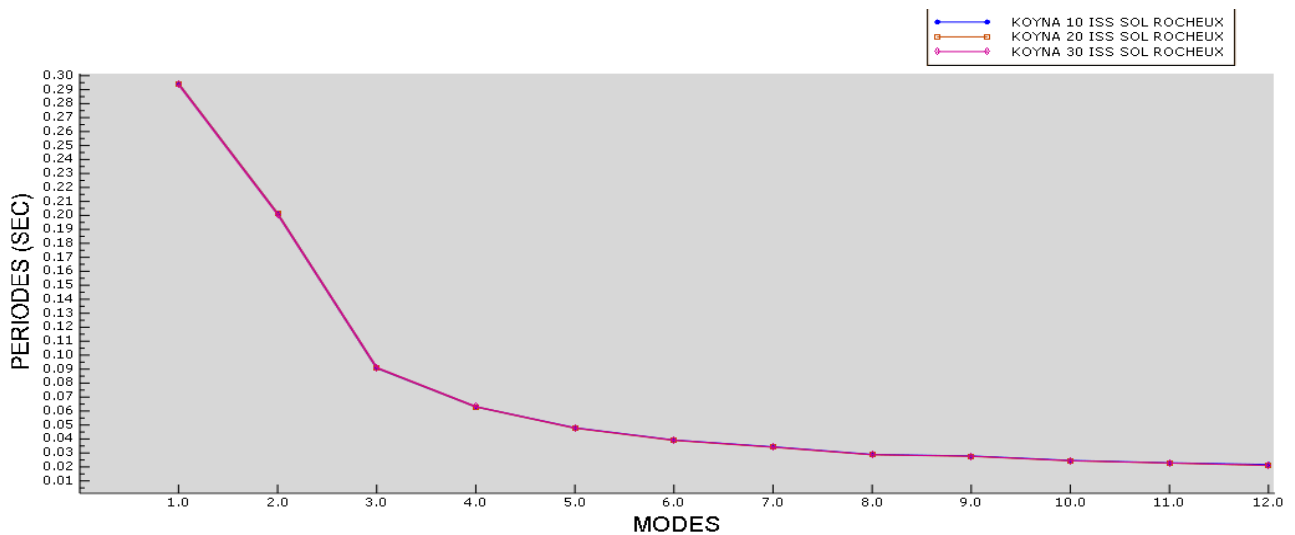
Ce travail consiste à calculer la réponse du barrage en termes des efforts tranchants à la base du barrage pour deux types du sol (sol rocheux et sol semi rocheux) ainsi que la distribution des contraintes dans le corps du barrage, les déformés et les facteurs de participation modale dans le sens x.

Aussi que l'influence du maillage sur les périodes et l'influence l'accélérogramme sur les déplacements au niveau de la crête du barrage.

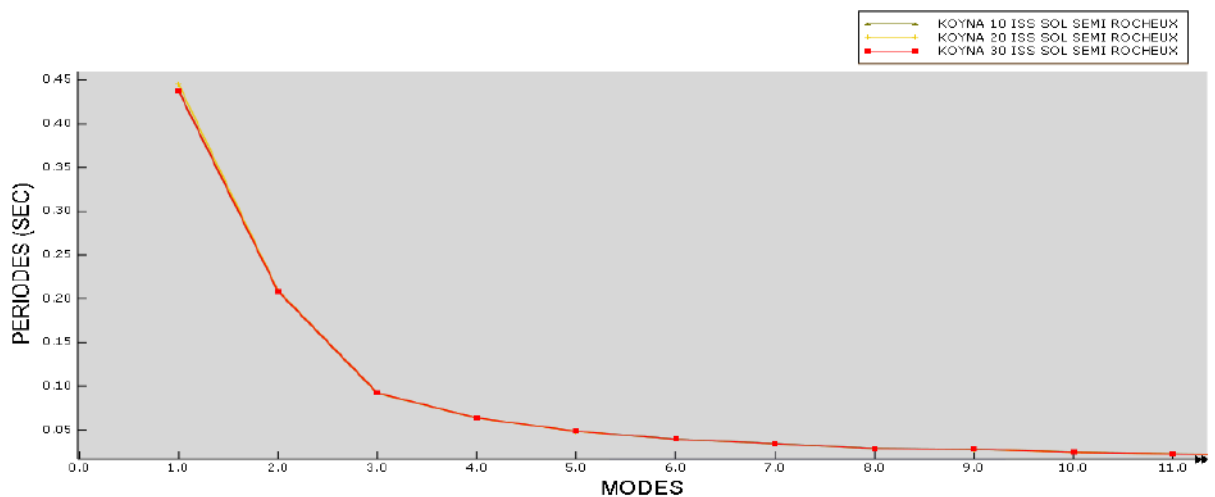
Les résultats obtenus sont calculés par SAP2000 ; en remplaçant les encastremets à la base du barrage par des ressorts et l'effet de fluide par des masses concentré aux nœuds.

6.1. Influence du maillage sur les périodes :

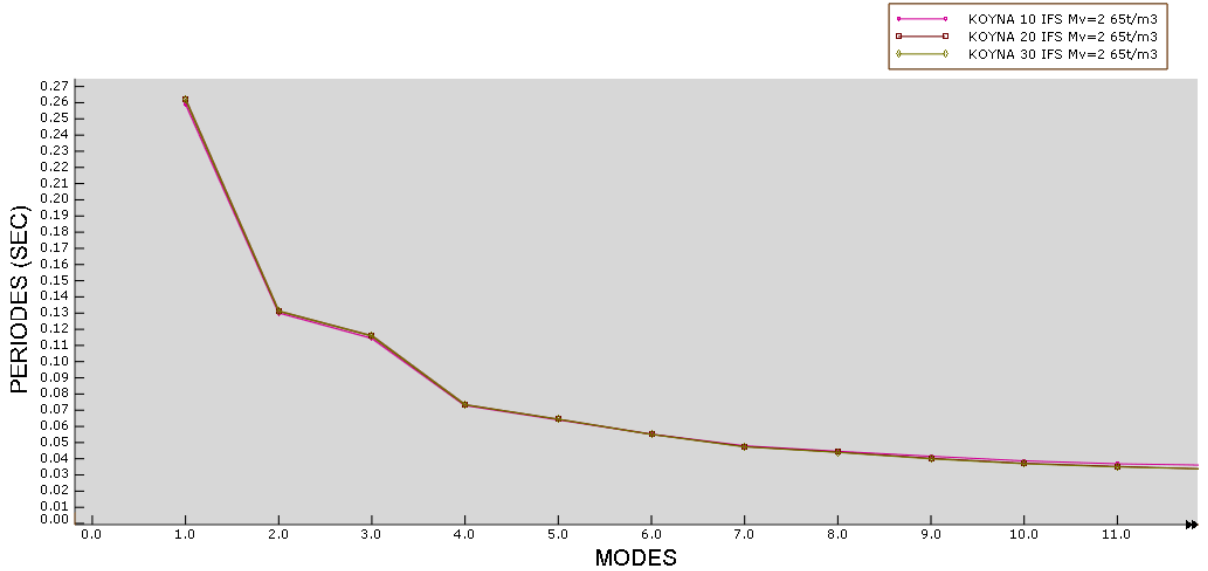
6.1. A. Barrage Koyna



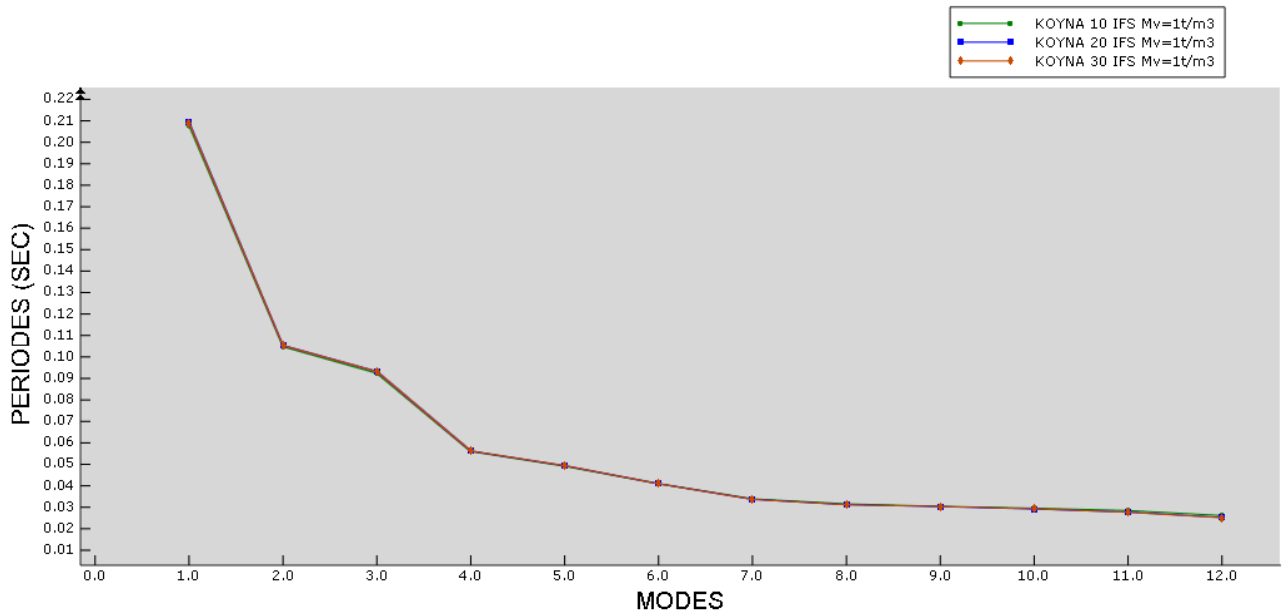
A.1. Variation des périodes en fonction des maillages du barrage Koyna compte tenu d'ISS et d'un sol semi rocheux



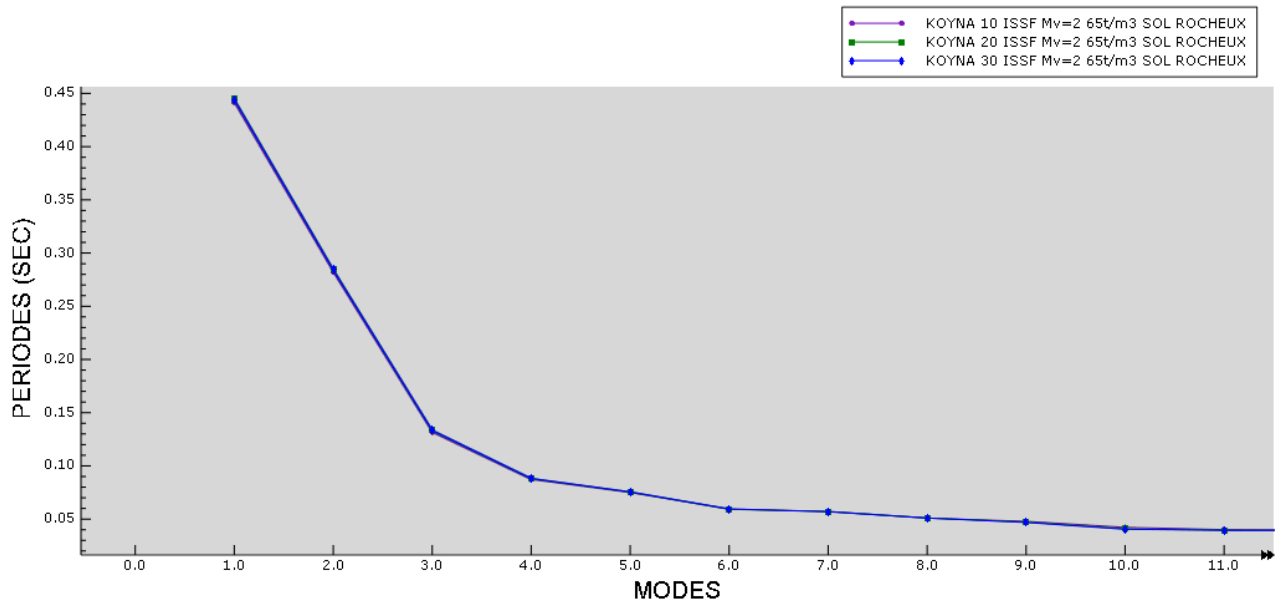
A.2. variation des périodes en fonction des maillages de barrage Koyna ISS et sol rocheux



A.3. variation des périodes en fonction des maillages de barrage Koyna IFS  $\rho_s=2.65t/m^3$

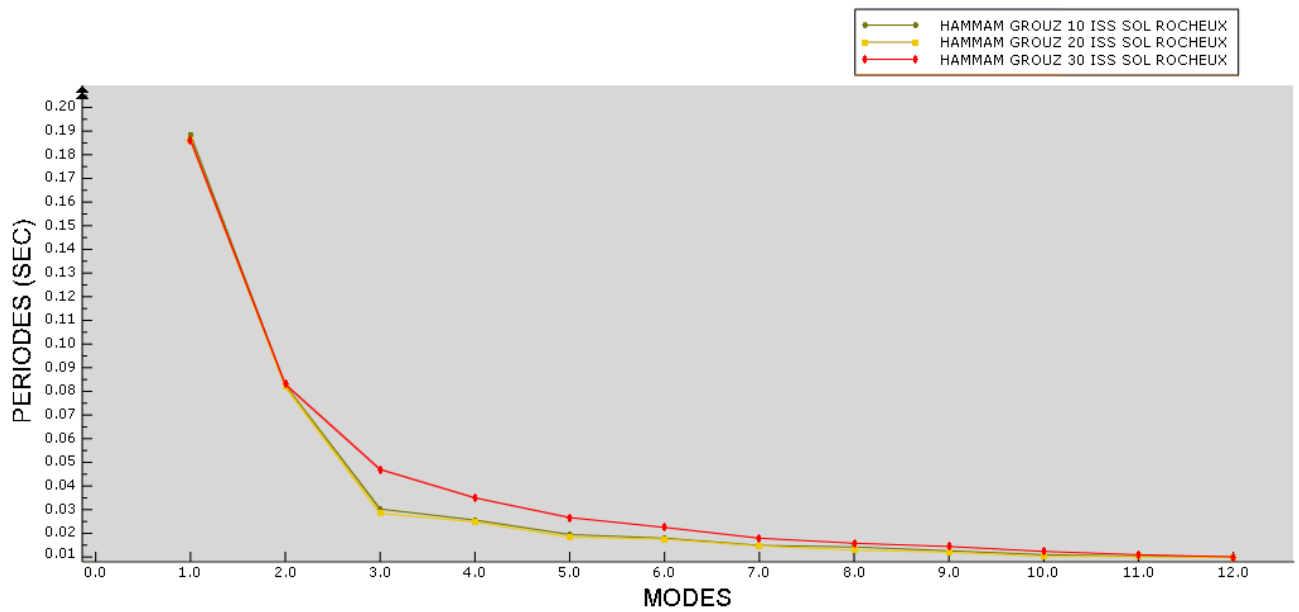


A.4. variation des périodes en fonction des maillages de barrage Koyna IFS  $\rho_f=1t/m^3$

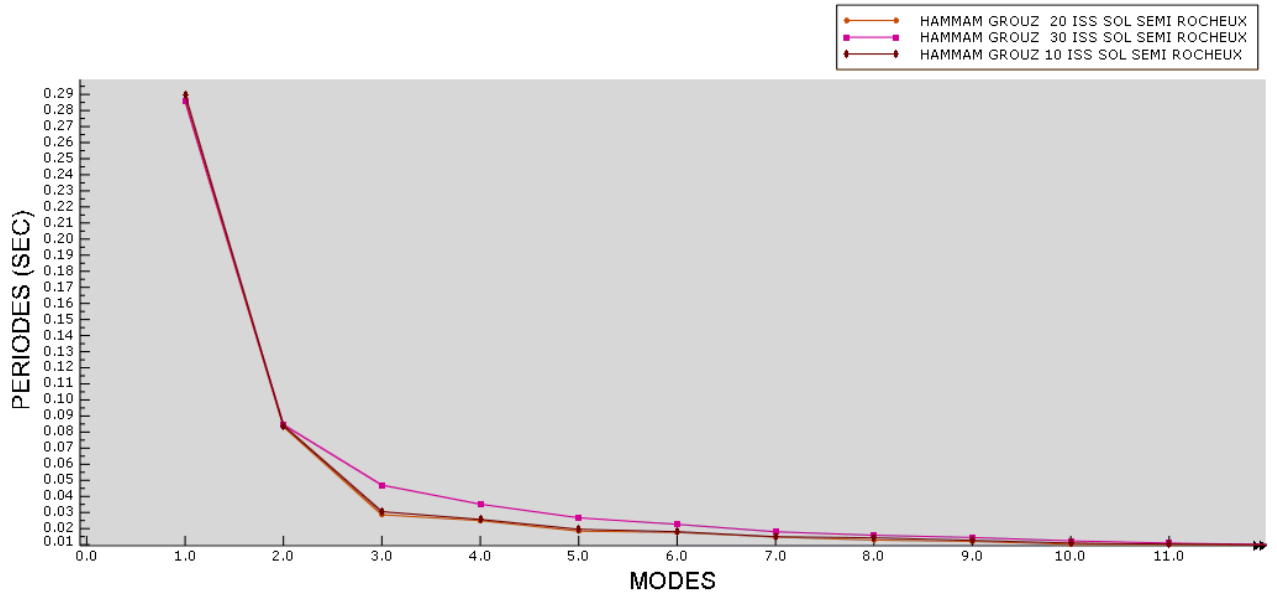


A.5. variation des périodes en fonction des maillages de barrage Koyna ISSF sol rocheux  $\rho_s=2.65t/m^3$

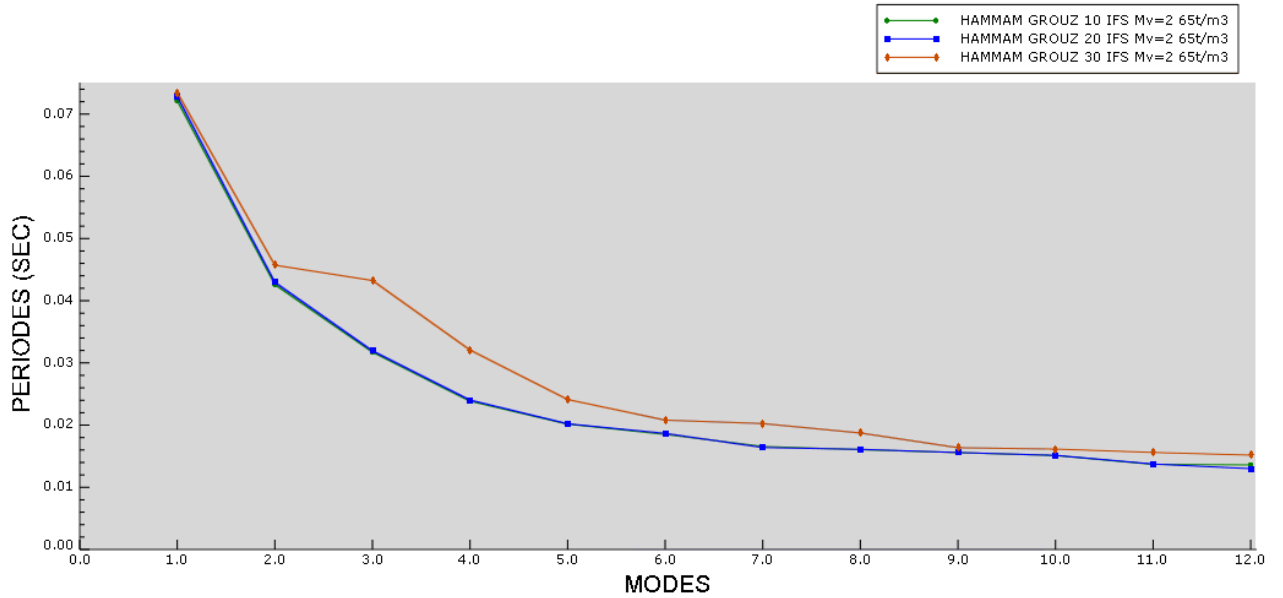
6.1. B. Barrage Hammam grouz



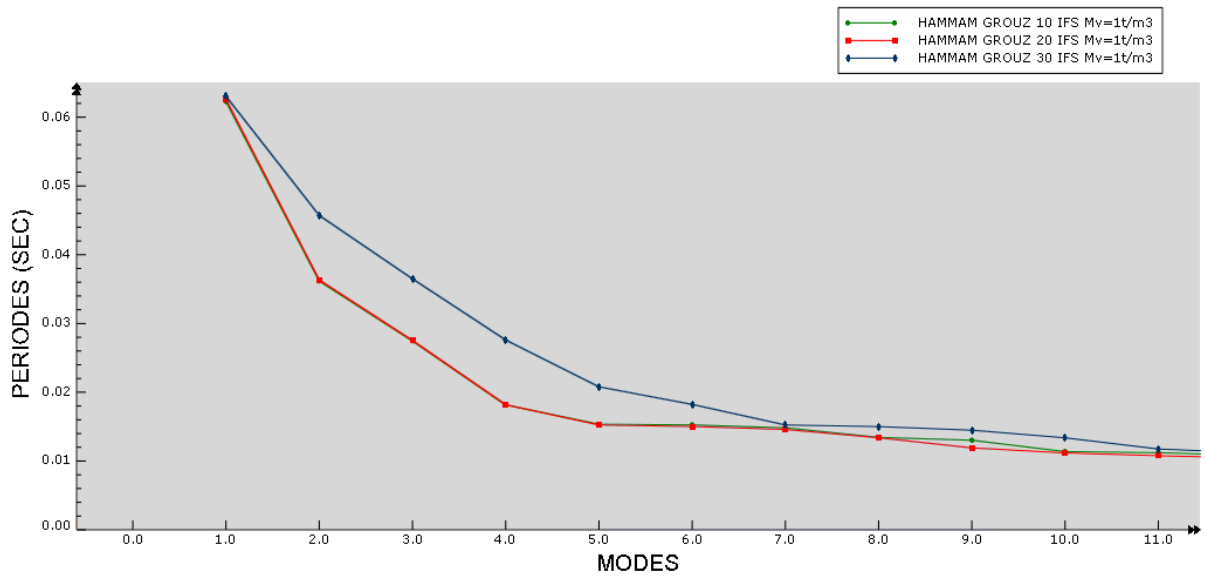
B.1. variation des périodes en fonction des maillages de barrage Hammam grouz ISS sol rocheux



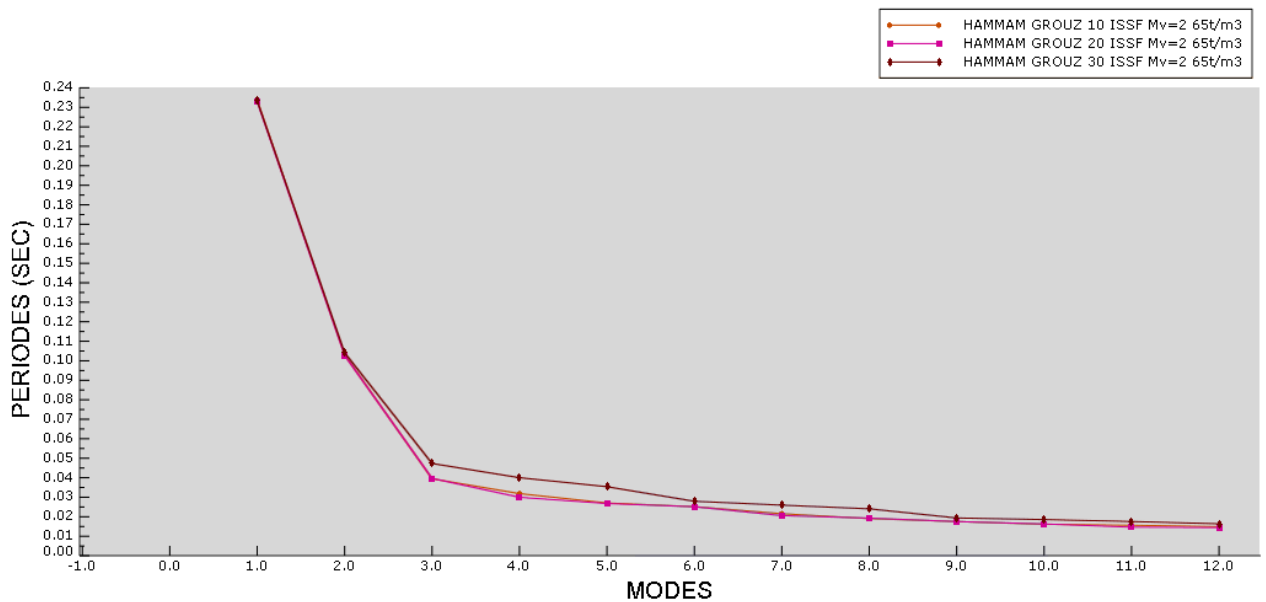
B.2. variation des périodes en fonction des maillages de barrage Hammam grouz ISS sol semi rocheux



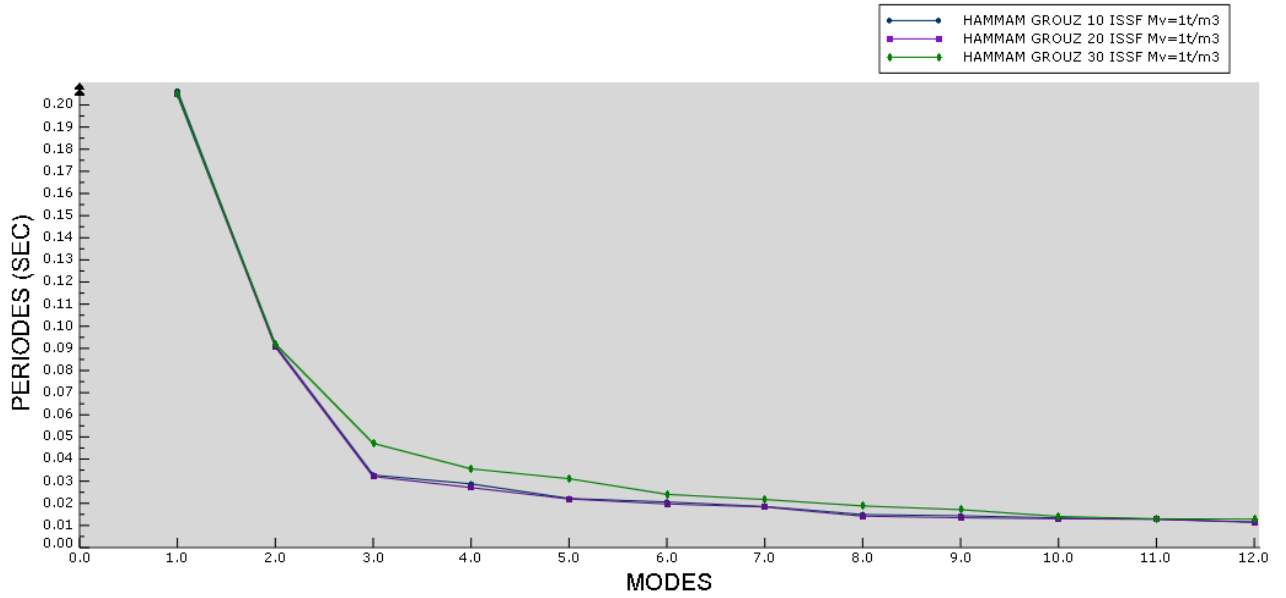
B.3. Variation des périodes en fonction des maillages de barrage Hammam grouz IFS  $\rho_s=2.65t/m^3$



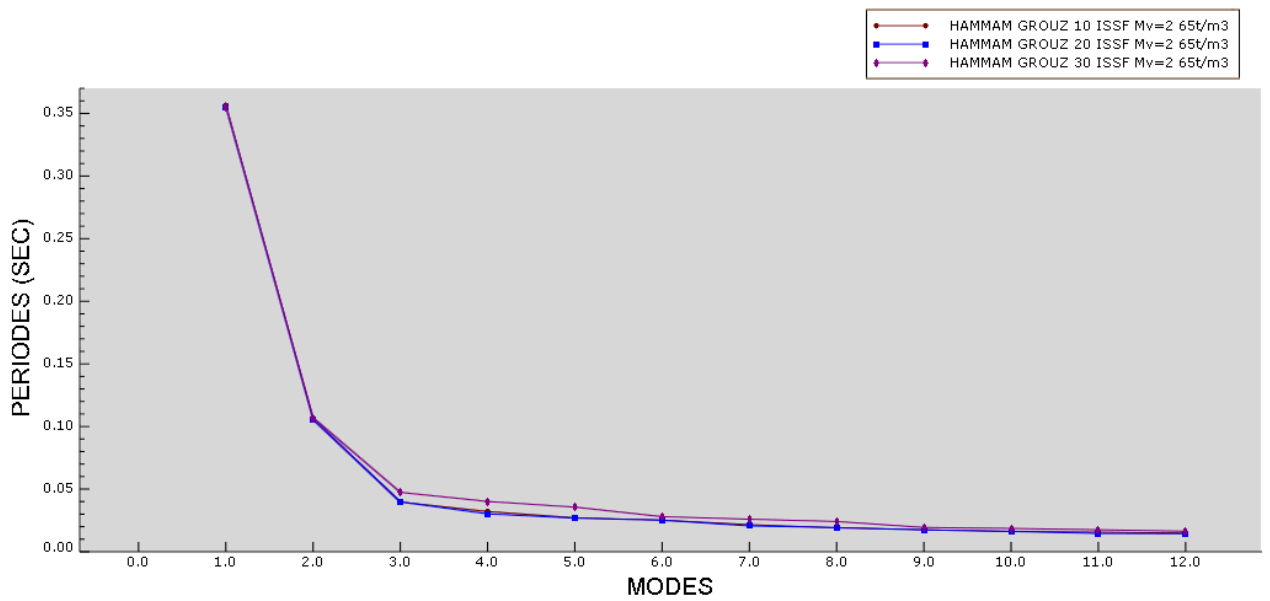
B.4. variation des périodes en fonction des maillages du barrage Hammam grouz IFS  $\rho_f=1t/m^3$



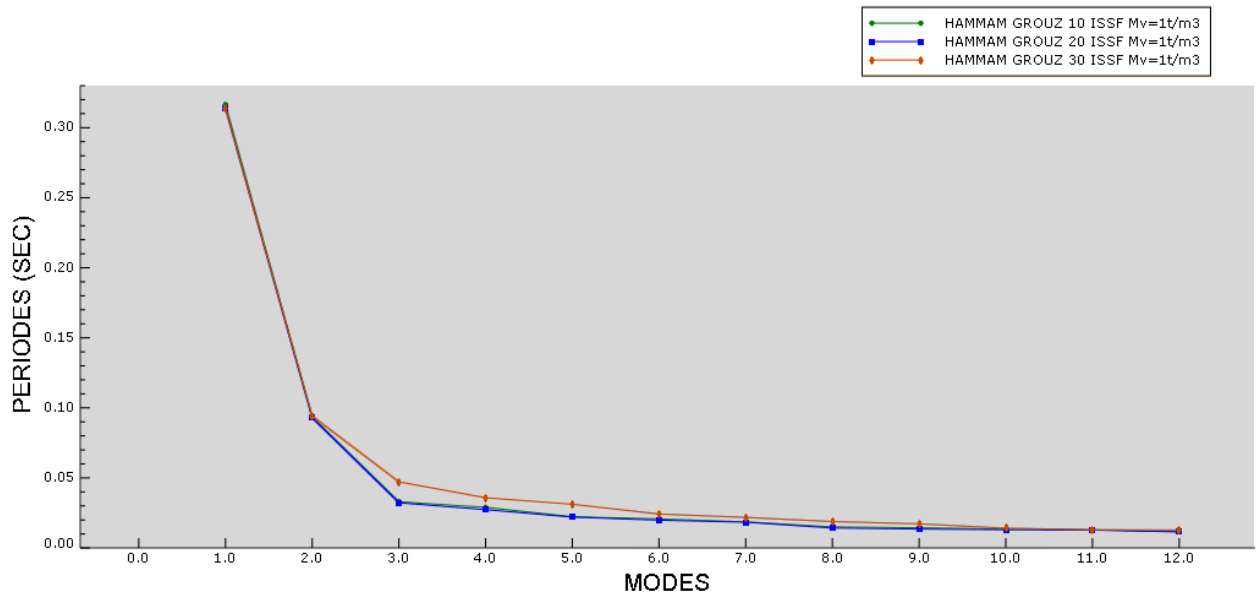
B.5. variation des périodes en fonction des maillages de barrage Hammam grouz IFSS sol rocheux  $\rho_s=2.65t/m^3$



B.6. variation des périodes en fonction des maillages de barrage Hammam grouz IFSS sol rocheux  $\rho_f=1t/m^3$



B.7. variation des périodes en fonction des maillages de barrage Hammam grouz IFSS sol semi rocheux  $\rho_s=2.65t/m^3$



B.8. Variation des périodes en fonction des maillages de barrage Hammam grouz IFSS sol semi rocheux  $\rho_f=1t/m^3$

### Interprétation des résultats

#### 1/ influence du maillage sur les périodes :

La comparaison des modèles pour les différents cas de maillage nous permet les remarques suivantes :

##### 1 -1/Barrage Koyna :

Le maillage n'a aucune influence sur les périodes du barrage quelle que soient les conditions adoptées, (voir figures : A1, A2, A3, A4, A5).

##### 1-2/Barrage Hammam Grouz :

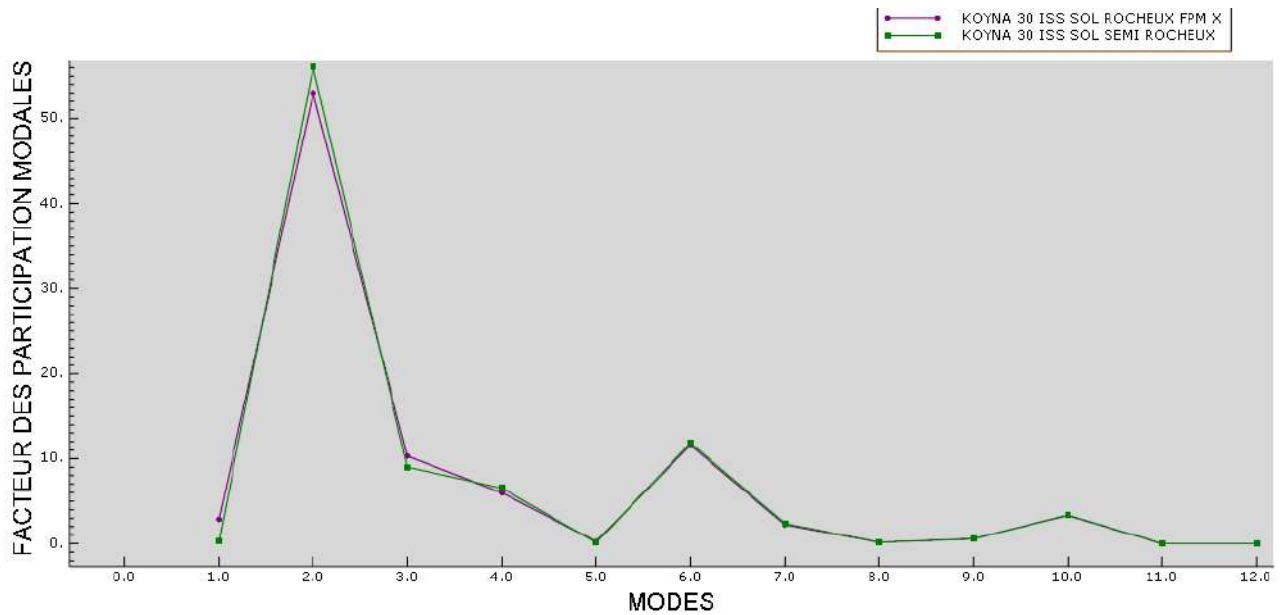
Les maillages grossiers et moyens n'ont aucune influence sur les périodes du barrage indépendamment des conditions adoptées, alors que pour le maillage raffiné, il y a lieu de noter que les périodes du deuxième mode jusqu'au sixième mode sont différentes de celles obtenues avec les maillages grossier et moyen.

Par exemple

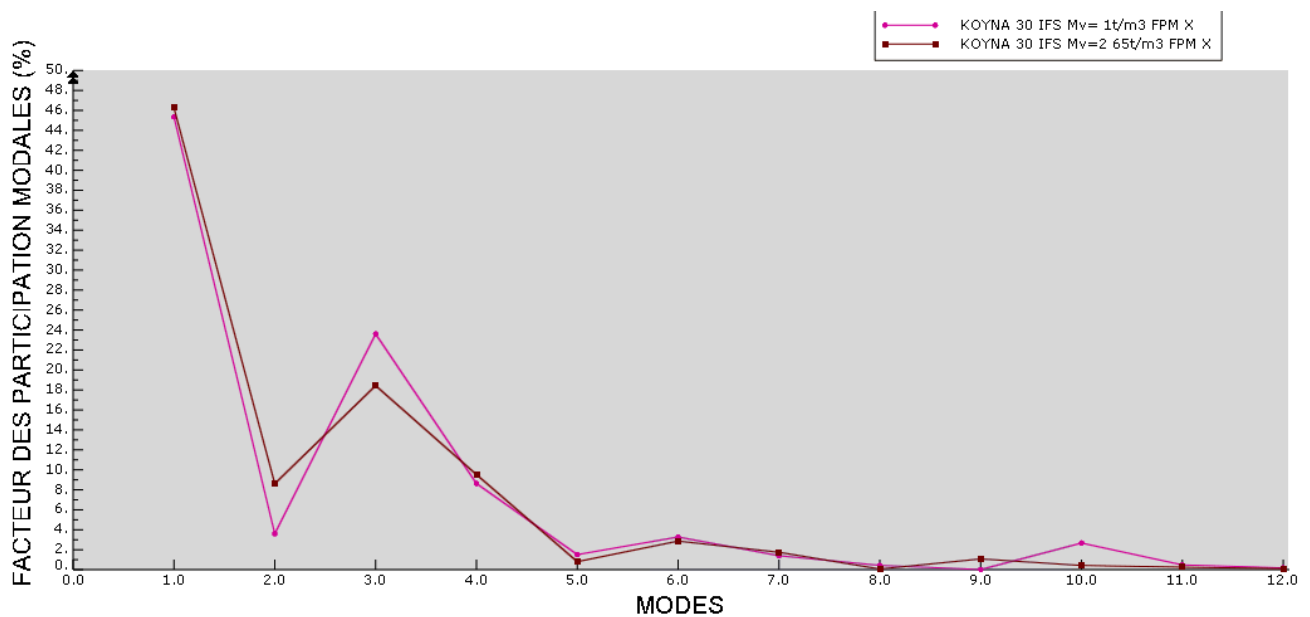
- Dans le cas de l'ISS, soit la retenue est vide ou remplie (voire figures : B1,B2) les périodes sont identiques pour les deux premiers et derniers modes avec une variation légère au milieu (augmentation).
- Dans le cas de l'interaction fluide structure (avec une base fixe) la variation s'opère a partir du deuxième mode propre (voire figures : B3, B4).

- Dans le cas de l'interaction sol structure fluide voir figures : B5, B6, B7, B8) les périodes sont identiques presque pour tous les modes sauf une variation légère au milieu (modes 3 ,4 ,5).

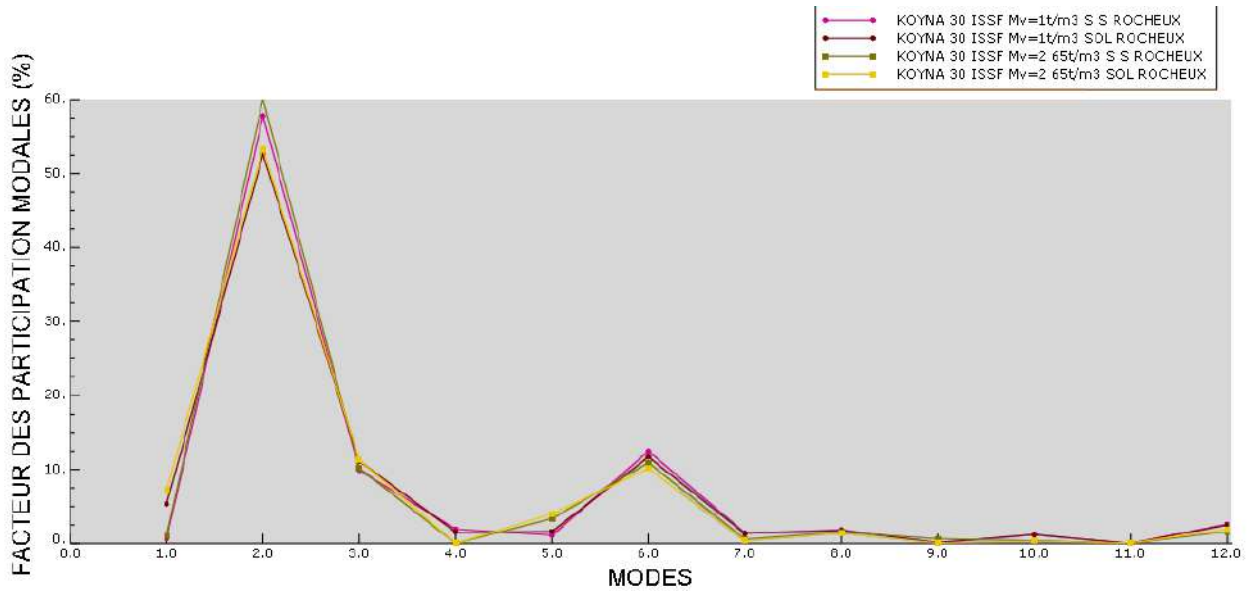
## 6.2. Facteur des participations modales :



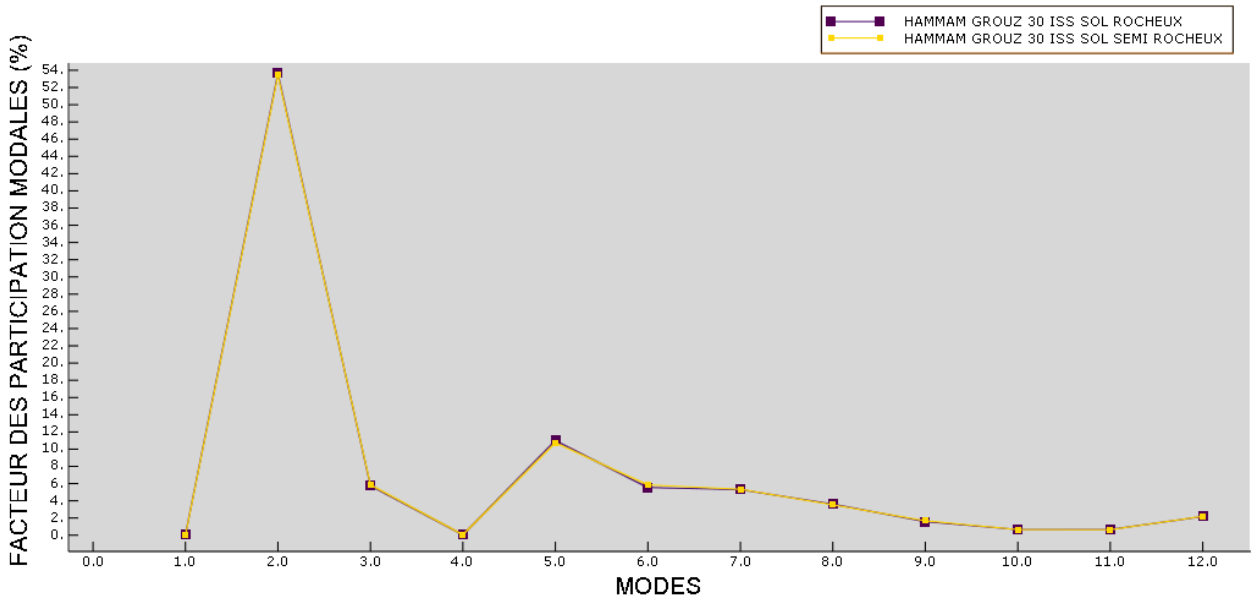
6.2.1. Facteur des participations modales du barrage Koyna pour un maillage raffiné, ISS



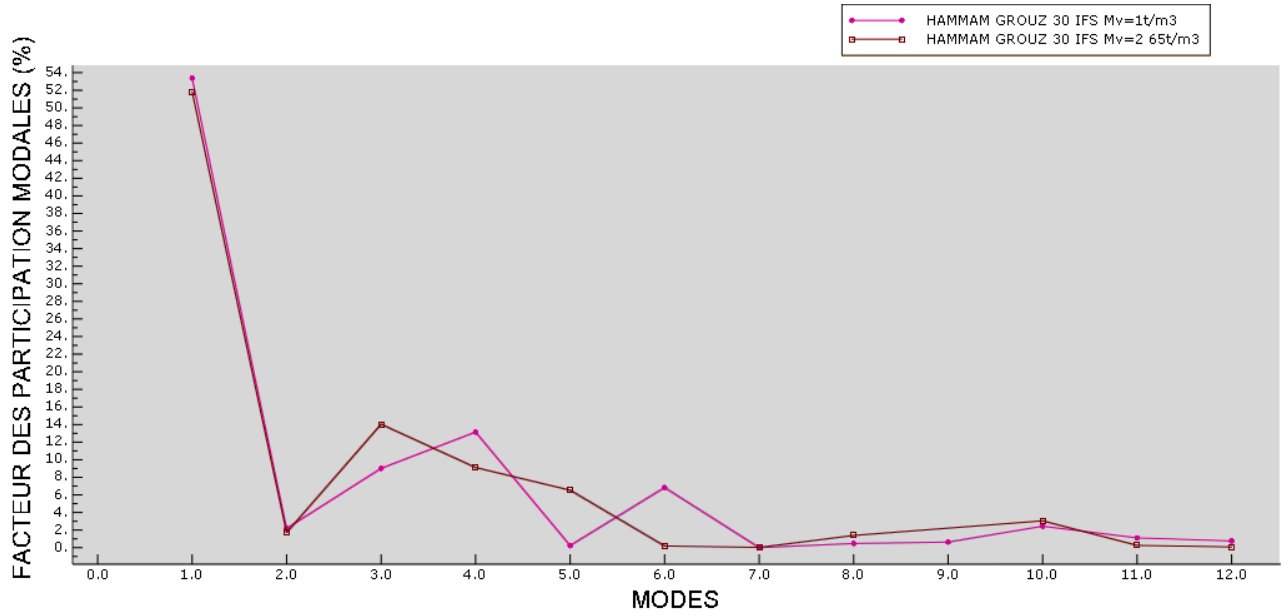
6.2.2. Facteur des participations modales du barrage Koyna pour un maillage raffiné, IFS



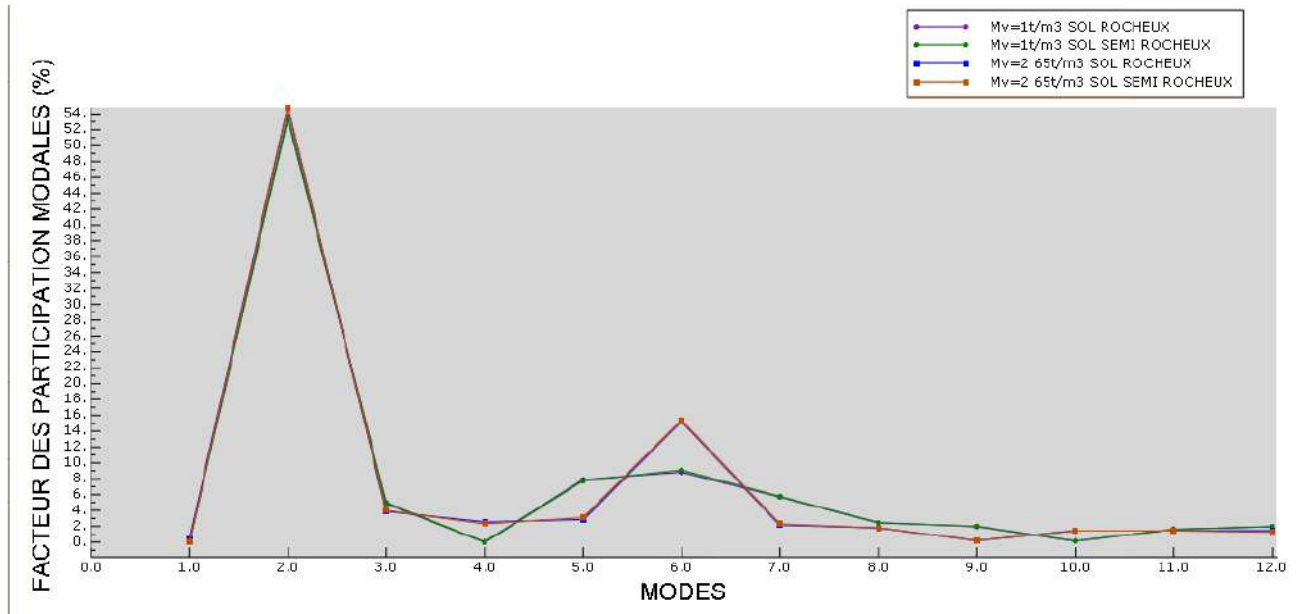
6.2.3. Facteur des participations modales du barrage Koyna pour un maillage raffiné, ISSF



6.2.4. Facteur des participations modales du barrage Hammam Grouz pour un maillage raffiné, ISS



6.2.5. Facteur des participations modales du barrage Hammam Grouz pour un maillage raffiné, IFS



6.2.6. Facteur des participations modales du barrage Hammam Grouz pour un maillage raffiné, ISSF

**Interprétation des résultats**

**1/ facteur des participations modale :**

La comparaison des modèles pour les différents cas d'interaction conduit aux conclusions suivantes :

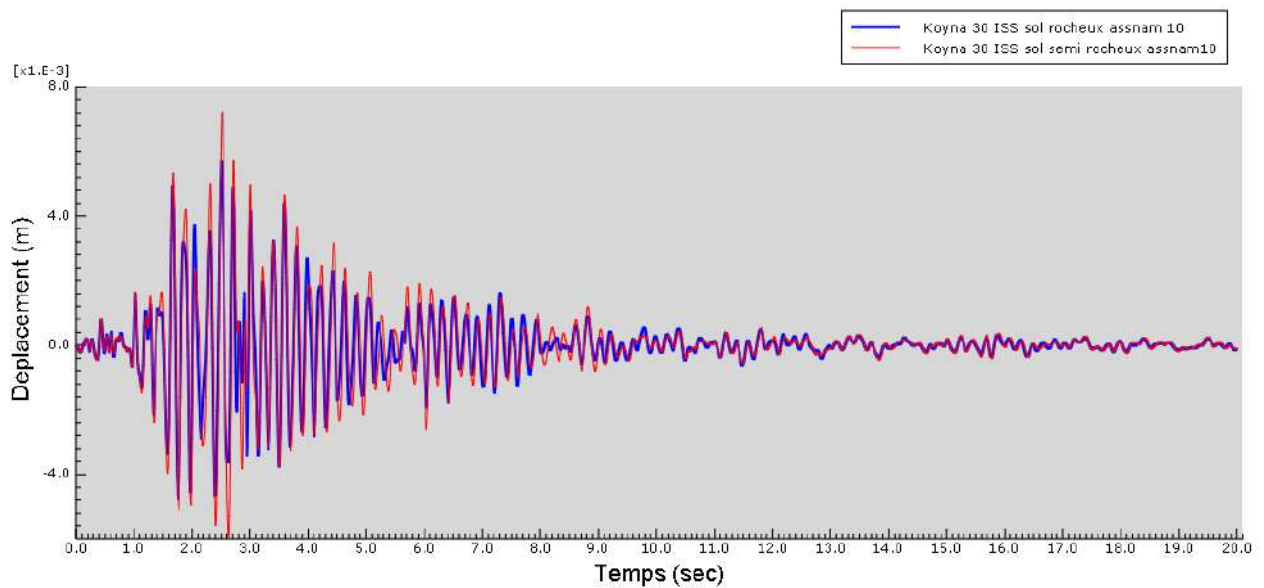
**1 -1/Barrage Koyna :**

On remarque que quelle que soit les conditions adoptées plus de 70% de la masse participe aux calculs des 4 premiers modes et on atteint les 90% de la masse pour 12 modes de calcul (voir figures : 6.2.1, 6.2. 2, 6.2.3).

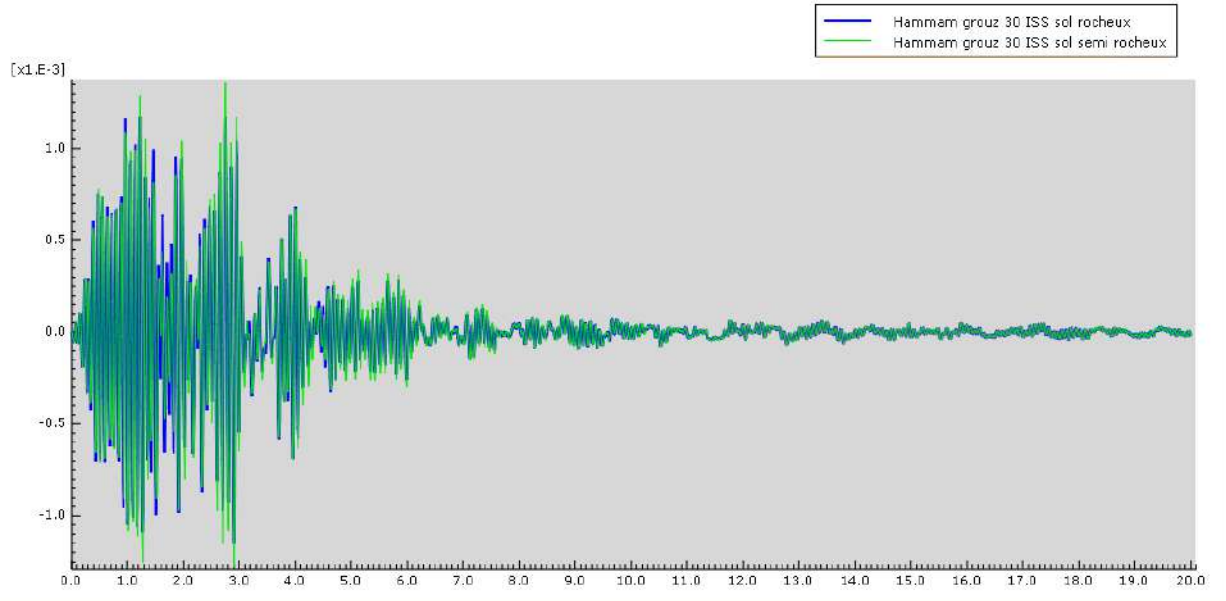
**1-2/Barrage Hammam Grouz :**

Dans le cas de Hammam grouz on remarque que pour les model ISS et ISSF la masse qui participe au calcul de 60 % de la masse globale dans les 4 premiers modes, pour l'IFS on atteint 70% de la masse globale de la structure du barrage pendant les 4 premier modes de calcul et on a besoin de 12 modes au plus pour atteindre les 90% de la masse globale.

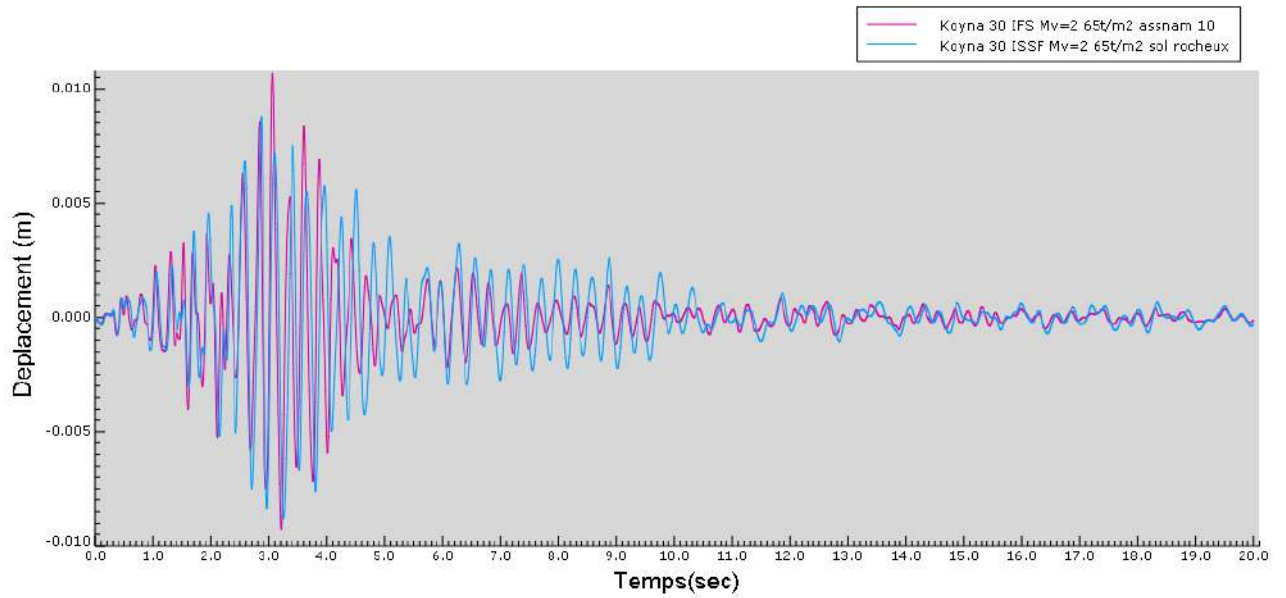
**6.3. Influence l'accélérogramme sur les déplacements au niveau de la crête du barrage**



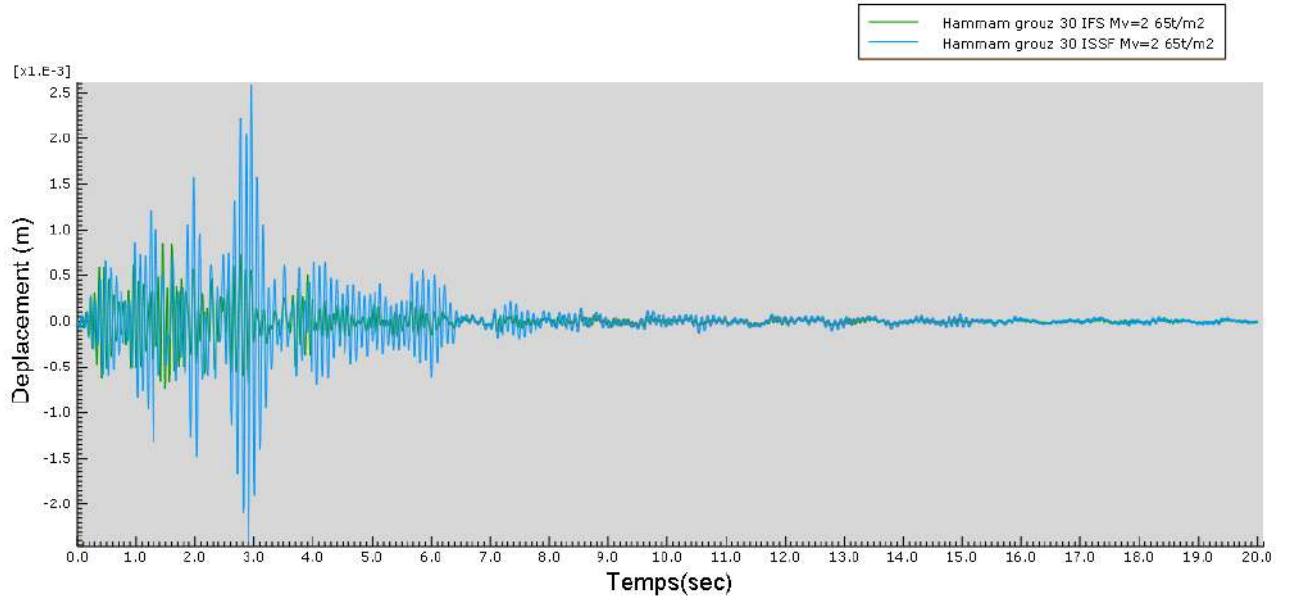
6.3.1. Les déplacements du barrage Koyna pour un maillage raffiné : 30, ISS et en différent type de sol



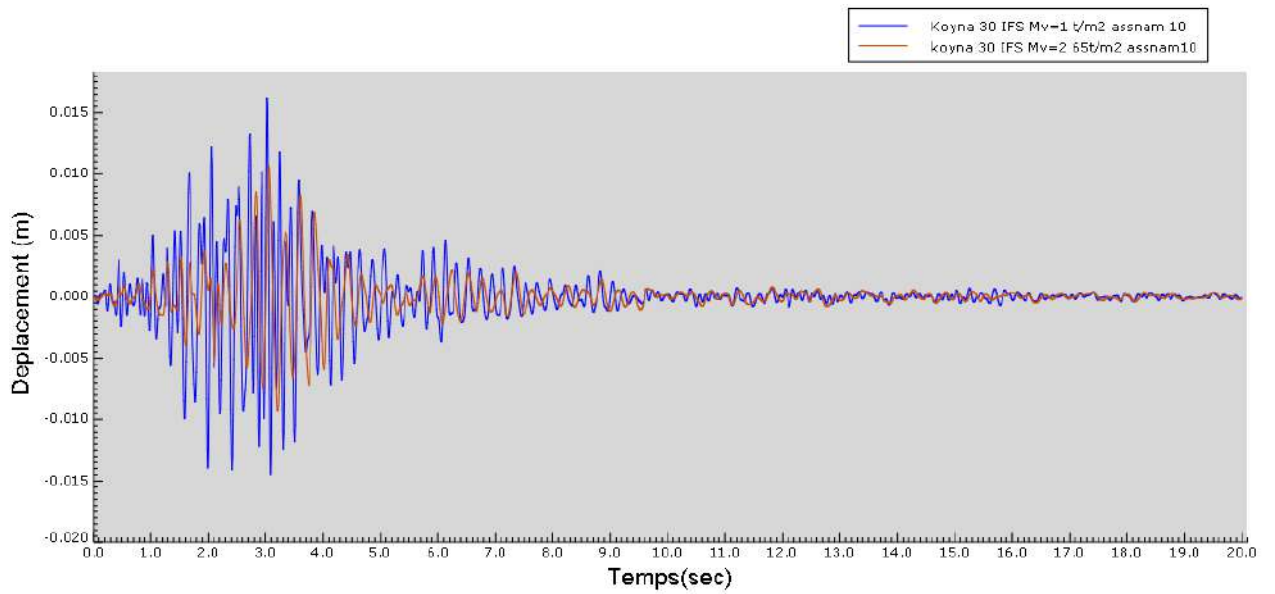
6.3.2. Les déplacements du barrage Hammam Grouz pour un maillage raffiné : 30, ISS et en différent type de sol



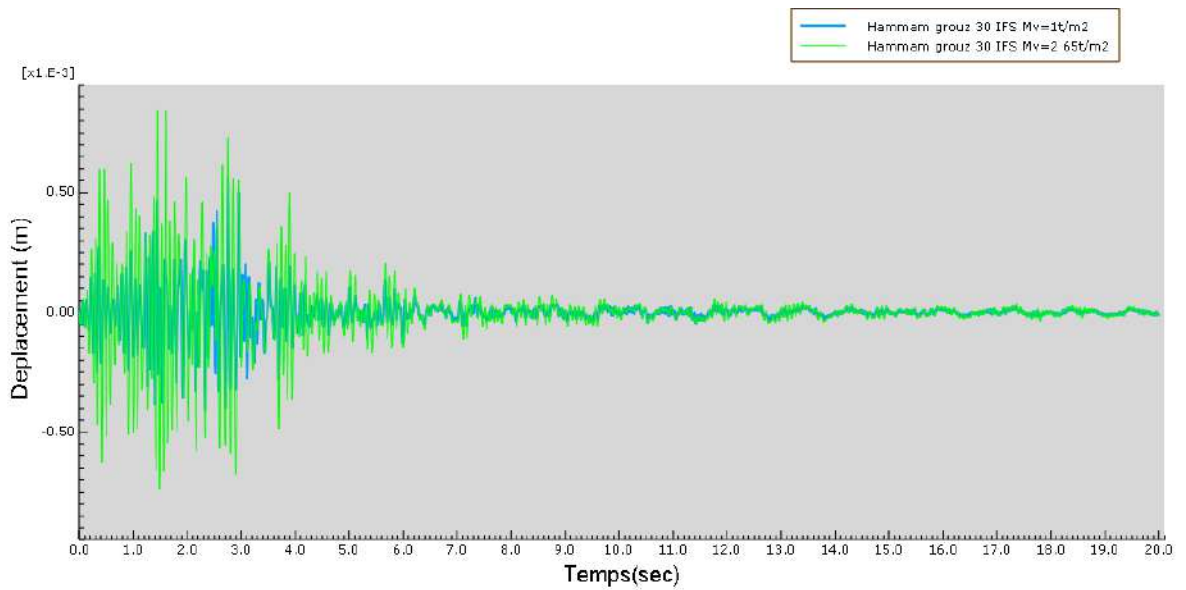
6.3.3. Déplacements du barrage Koyna pour un maillage raffiné : 30, IFS et ISSF



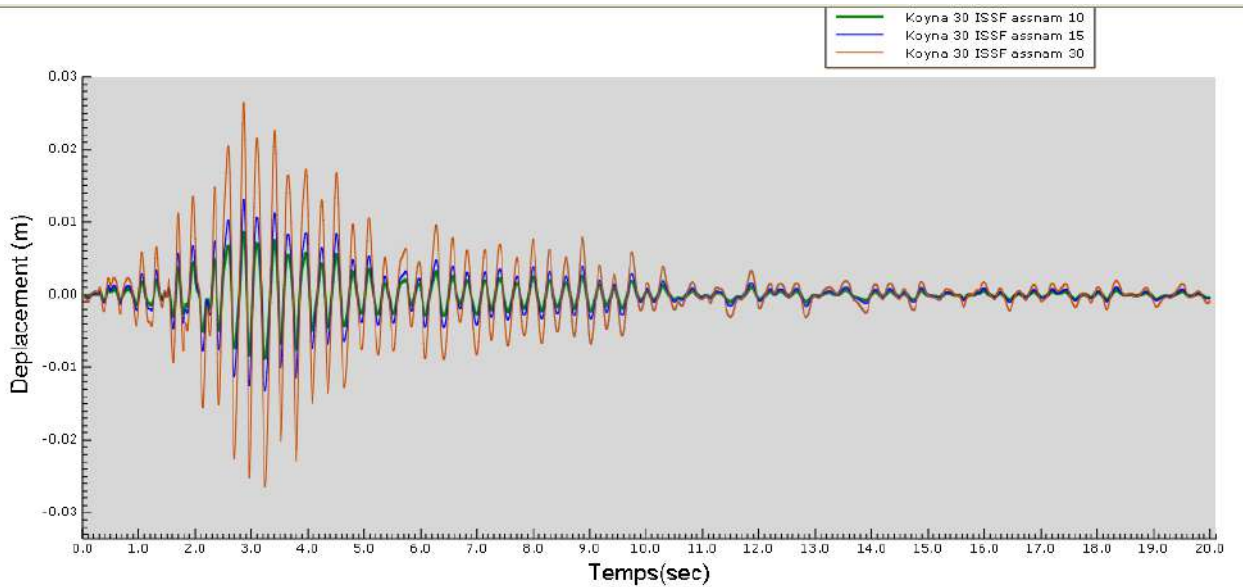
6.3.4. Déplacements du barrage Hammam Grouz pour un maillage raffiné : 30, IFS et ISSF



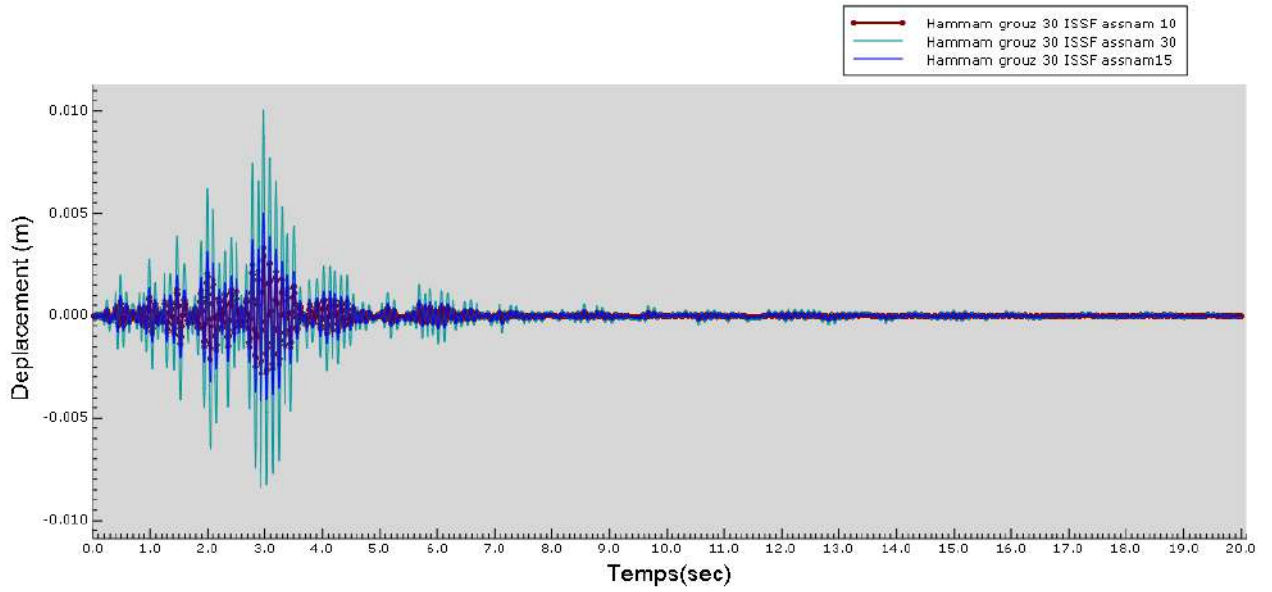
6.3.5. Déplacements du barrage Koyna pour un fluide mono et diphasique, maillage raffiné : 30, IFS



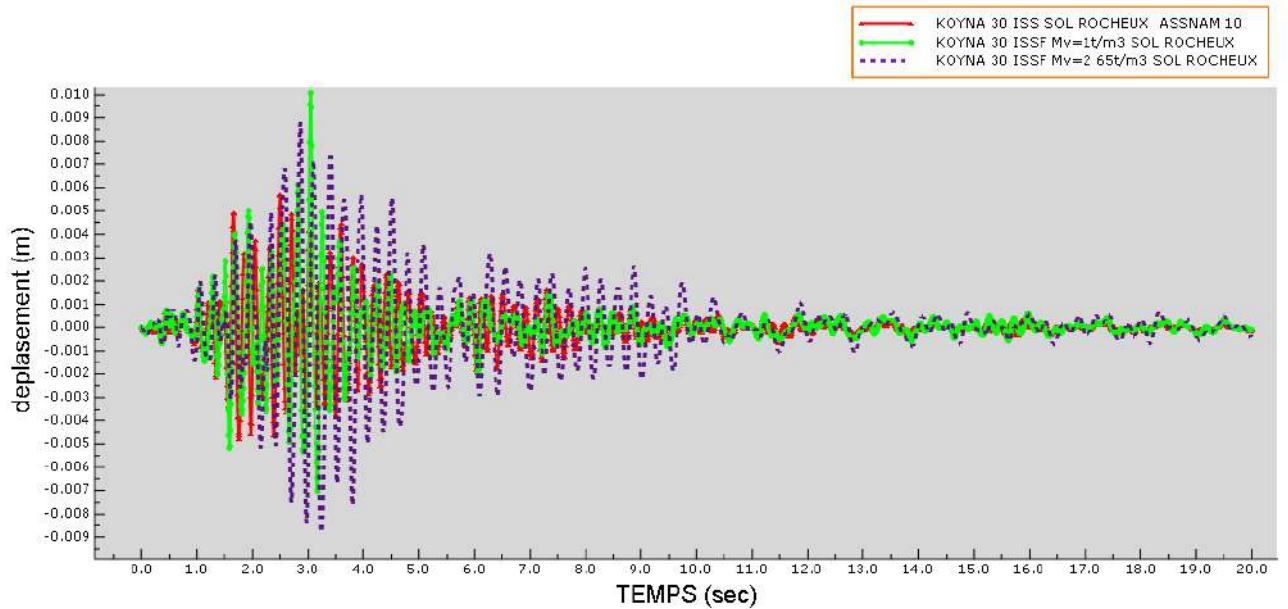
6.3.6. Déplacements du barrage Hammam Grouz pour un fluide mono et diphasique, maillage raffiné : 30, IFS



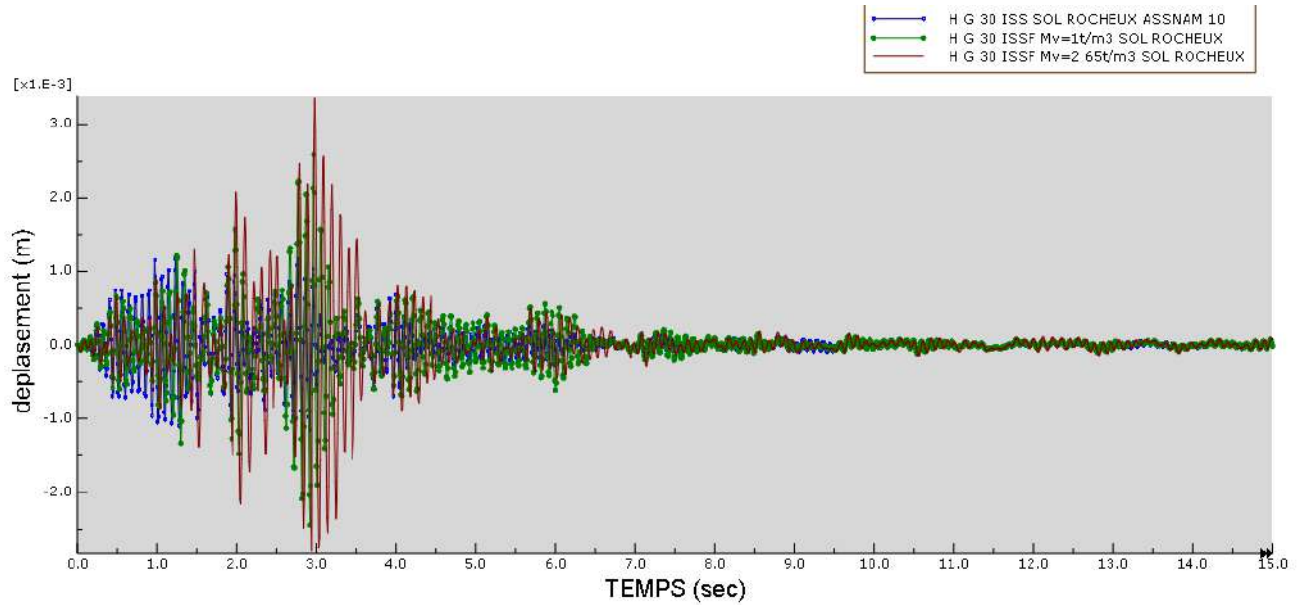
6.3.7. Déplacements du barrage Koyna pour un accélérogramme El Asnam avec différentes facteur scalaire (10 ,15 ,30), maillage raffiné : 30, ISSF



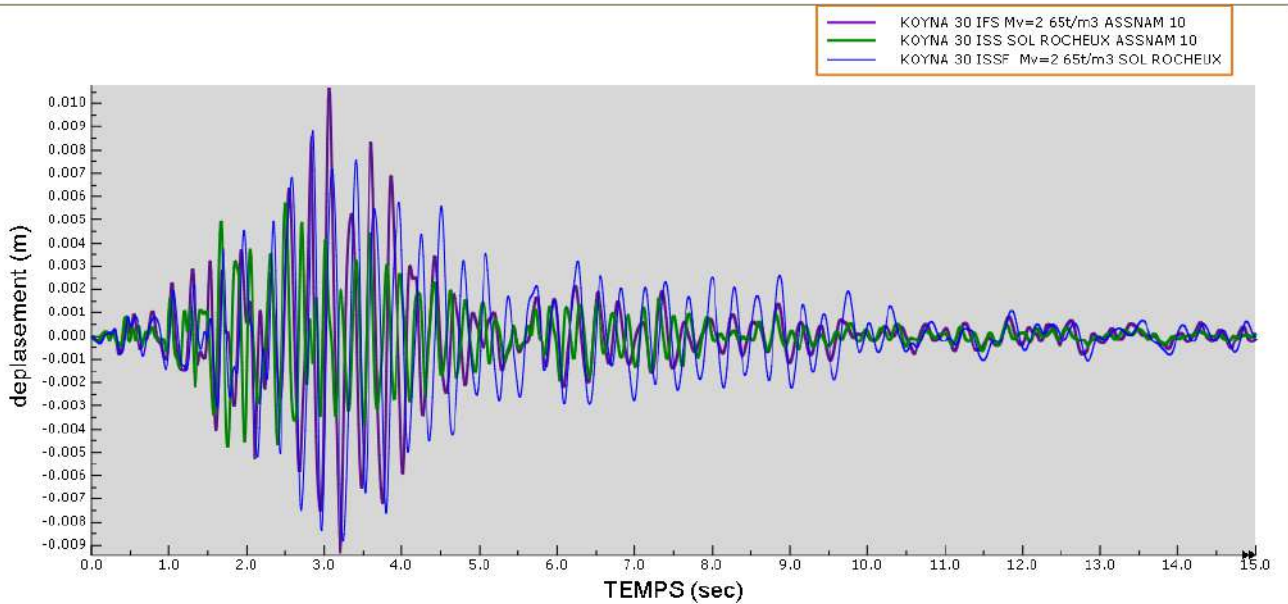
6.3.8. Déplacements du barrage Hammam Grouz pour un accélérogramme El Asnam avec différentes facteur scalaire (10 ,15 ,30), maillage raffiné : 30, ISSF



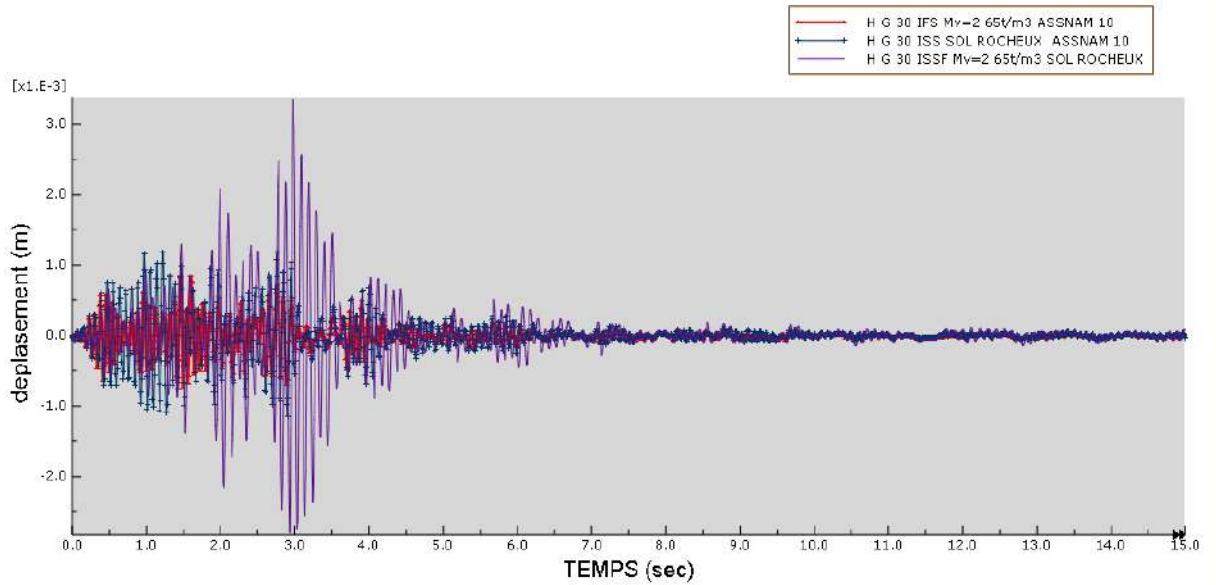
6.3.9. Déplacements du barrage Koyna pour un accélérogramme El Asnam facteur scalaire 10, maillage raffiné : 30 à ISS, ISSF sol rocheux



6.3.10. Déplacements du barrage Hammam grouz pour un accélérogramme El Asnam facteur scalaire 10, maillage raffiné : 30 à ISS, ISSF sol rocheux



6.3.11. Déplacements du barrage Koyna pour un accélérogramme El Asnam facteur scalaire 10, maillage raffiné : 30 à ISS, ISSF sol rocheux



6.3.12. Déplacements du barrage Hammam grouz pour un accélérogramme El Asnam facteur scalaire 10, maillage raffiné : 30 à ISS, ISSF et IFS sol rocheux

**Interprétation des résultats**

**Influence de l'accélérogramme sur les déplacements au niveau de la crête du barrage :**

**1/Barrage Hammam Grouz**

Cas 1 : ISS ; a T=2.76 S	
Accélérations maximales en m/S <sup>2</sup>	Déplacement horizontal maximal en mm
2.156	1.17
3.234	1.75
6.468	3.5
Cas 2 : ISS base fixe ; a T=1.45 S	
Accélérations maximales en m/S <sup>2</sup>	Déplacement horizontal maximal en mm
2.156	0.84
3.234	1.26
6.468	2.53
Cas 3 : IFS ; a T=2.99 S ; ρ <sub>s</sub> =2.65t/m <sup>3</sup> .	

Accélérations maximales en $m/S^2$	Déplacement horizontal maximal en mm
2.156	3.35
3.234	5.02
6.468	10.05

Tableau 6.1 : tableau des déplacements en crête du barrage Hammam Grouz

Les déplacements les plus importants sont observés dans l'intervalle de temps compris entre 1.5 S et 3 S.

**2 /Barrage Koyna**

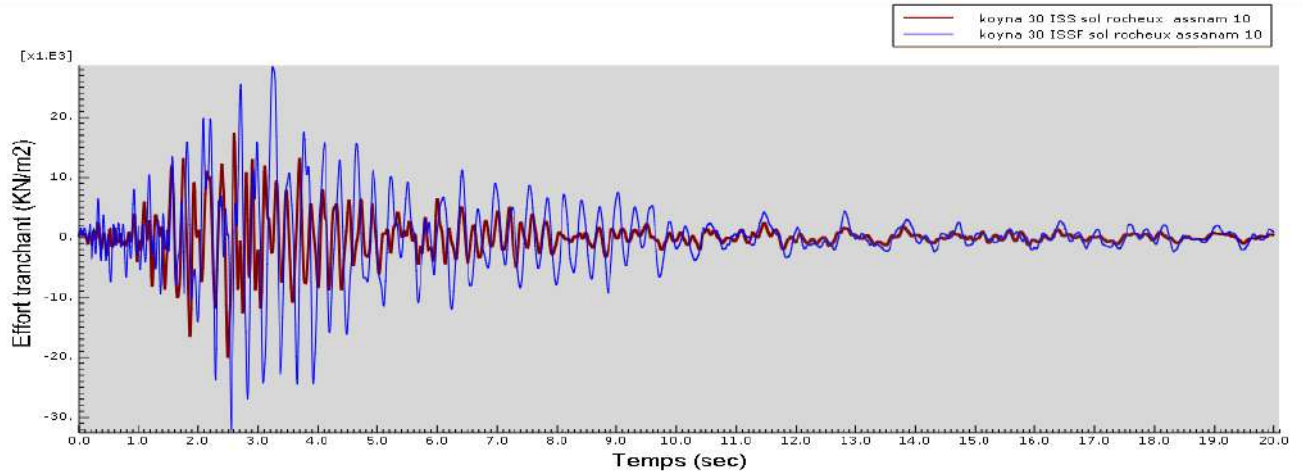
Cas 1 : ISS ; a T=2.51 S	
Accélérations maximales en $m/S^2$	Déplacement horizontal maximal en mm
2.156	5.71
3.234	8.57
6.468	17.15
Cas 1 : IFS base fixe ; a T=2.52 S ; $\rho_s=2.65t/m^3$ .	
Accélérations maximales en $m/S^2$	Déplacement horizontal maximal en mm
2.156	7.55
3.234	11.33
6.468	22.66
Cas 1 : ISS ; a T=2.86 S ; $\rho_s=2.65t/m^3$ .	
Accélérations maximales en $m/S^2$	Déplacement horizontal maximal en mm
2.156	8.81
3.234	13.22
6.468	28.6

Tableau 6.2 : tableau des déplacements en crête du barrage Koyna

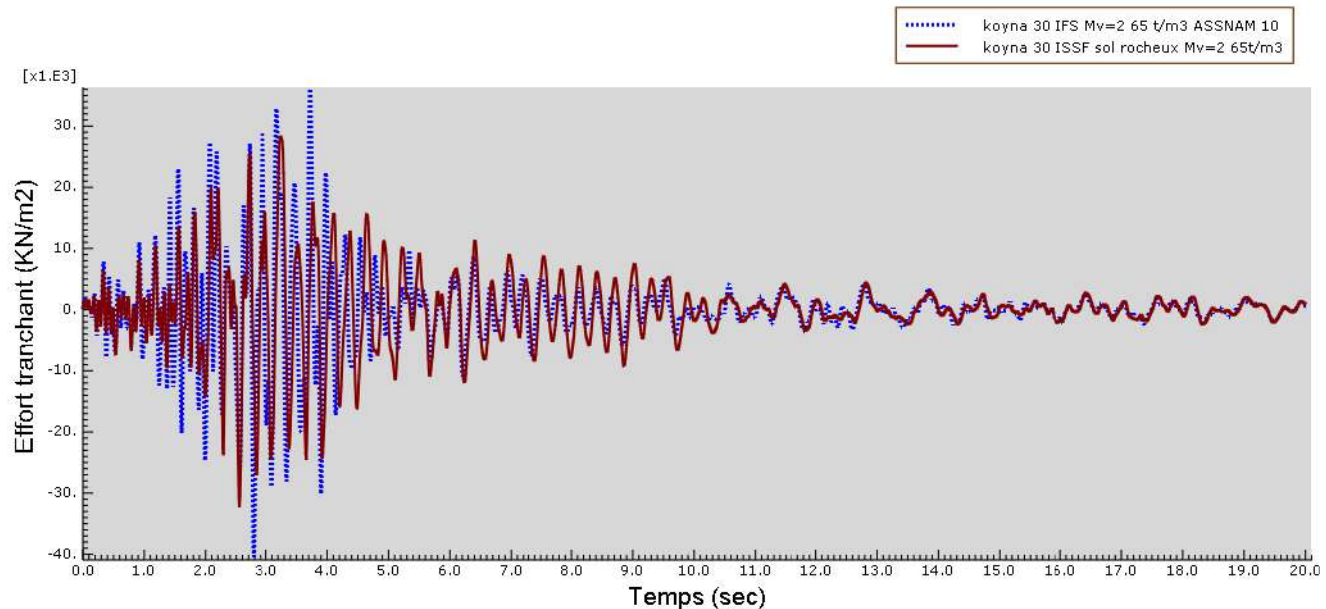
Bien que l'accélération maximale du sol soit grande, le déplacement de la structure du barrage est plus grand dans le cas de l'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire de 30 (fig.5.2.). Donc l'accélérogramme d'El Asnam avec un facteur scalaire de 30 est considéré comme le plus sévère. Cela s'explique par le spectre de réponse de ce séisme, qui a des périodes dominantes proches de la période fondamentale de la structure.

Dans tous les cas étudiés, les déplacements horizontaux sont inférieurs au déplacement maximal admissible. L'utilisation de l'accélérogramme d'El Asnam avec différents facteurs scalaires nous a permis d'obtenir différentes variantes donnant des déplacements compris entre 0.84mm et 10 mm pour barrage Hammam Grouz et comparativement à ceux du barrage Koyna qui varient entre 5.71mm et 28.6mm.

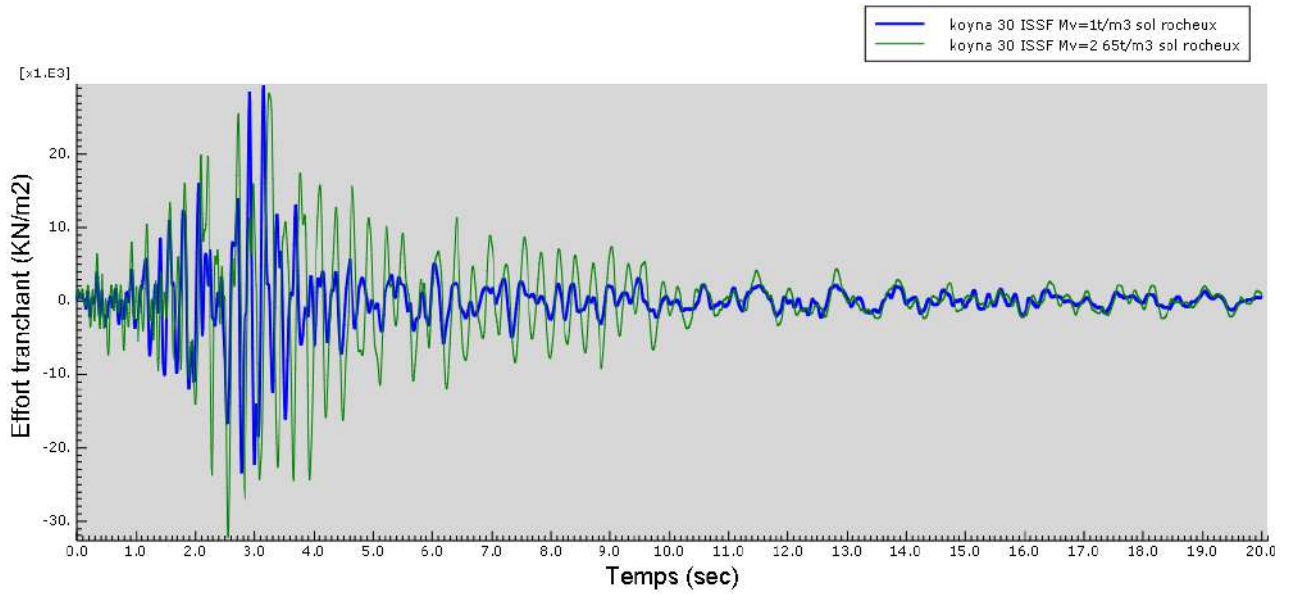
6.4. Effort tranchant à la base du barrage



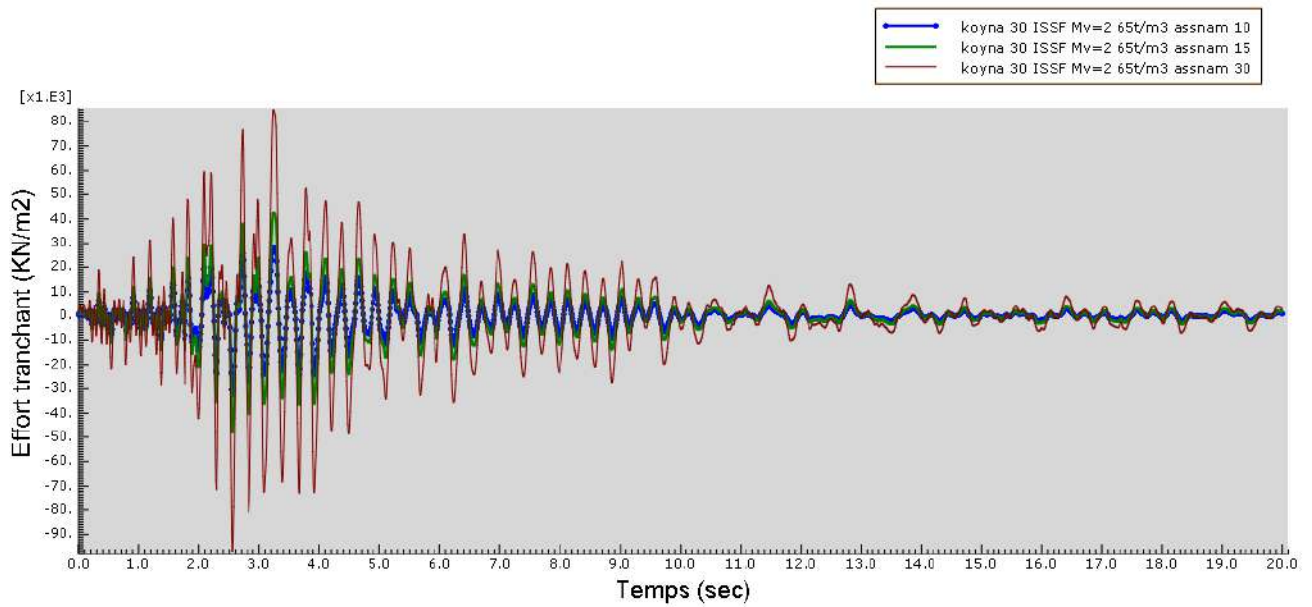
6.4.1. Effort tranchant à la base du barrage Koyna a retenue vide et pleine



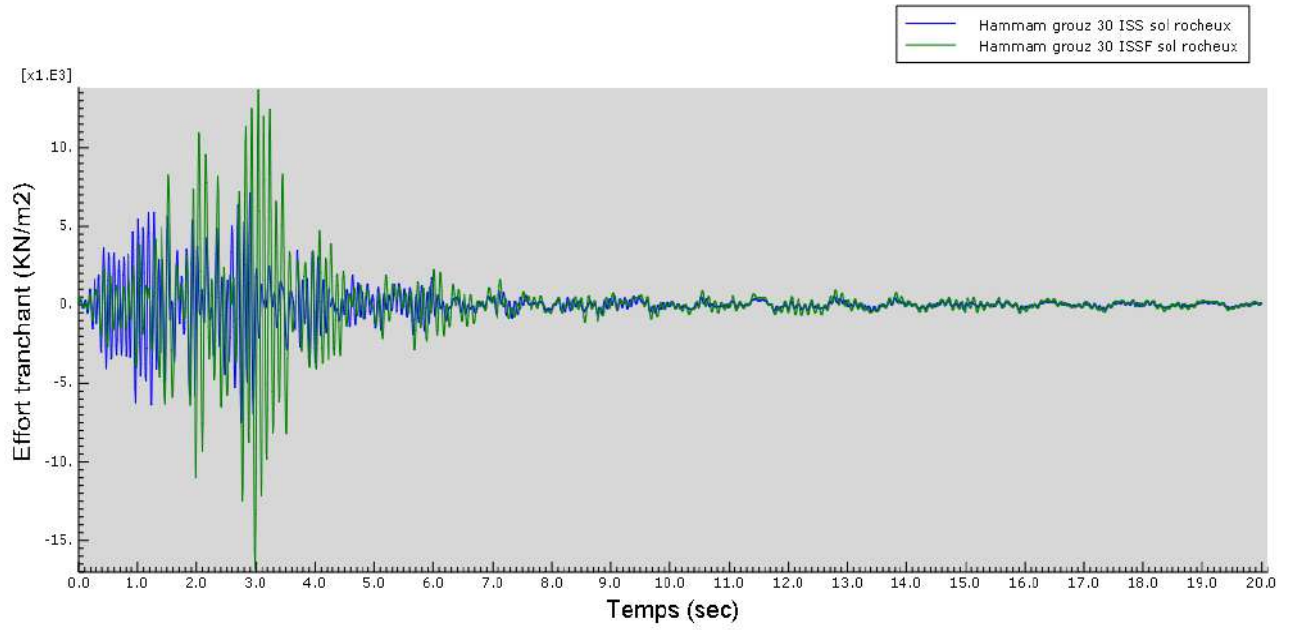
6.4.2. Effort tranchant a la base du barrage Koyna avec et sans interaction sol structure



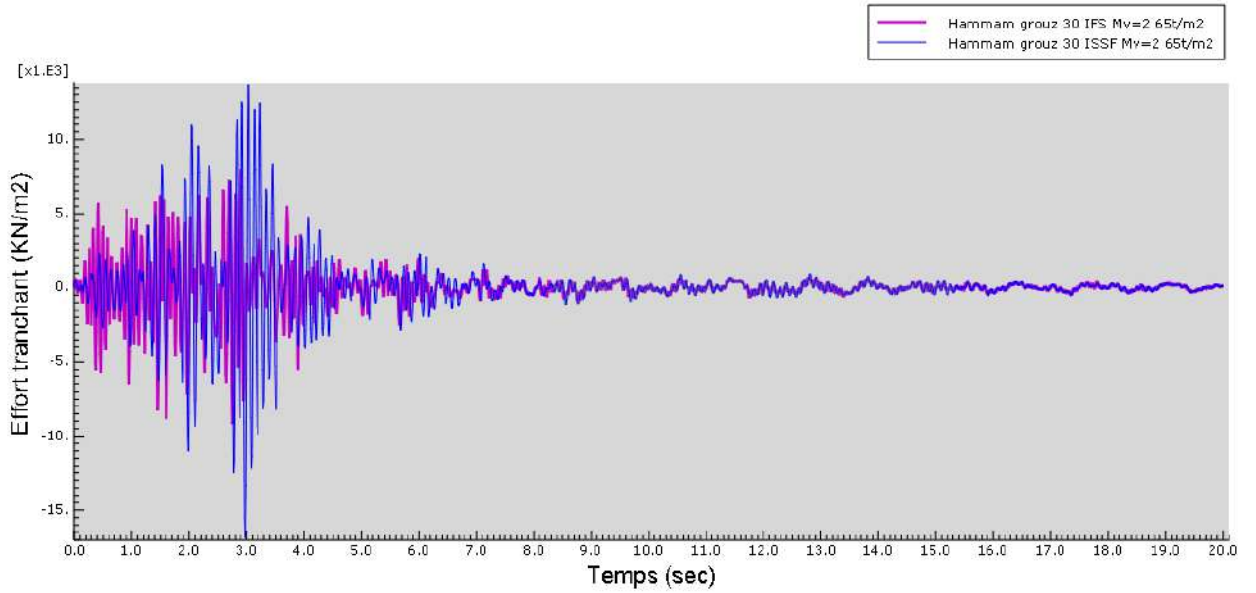
6.4.3. Effort tranchant à la base du barrage Koyna pour un fluide mono et diphasique à ISSF



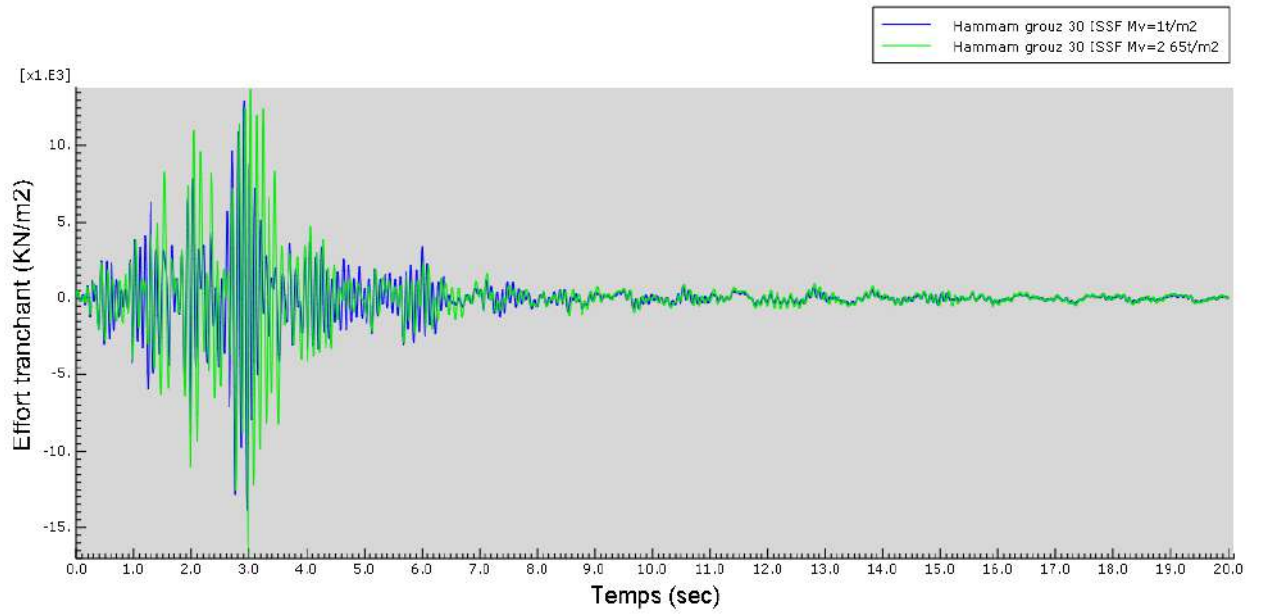
6.4.4. Effort tranchant à la base du barrage Koyna pour un fluide diphasique à ISSF avec la variation de l'accélérogramme (facteur scalaire)



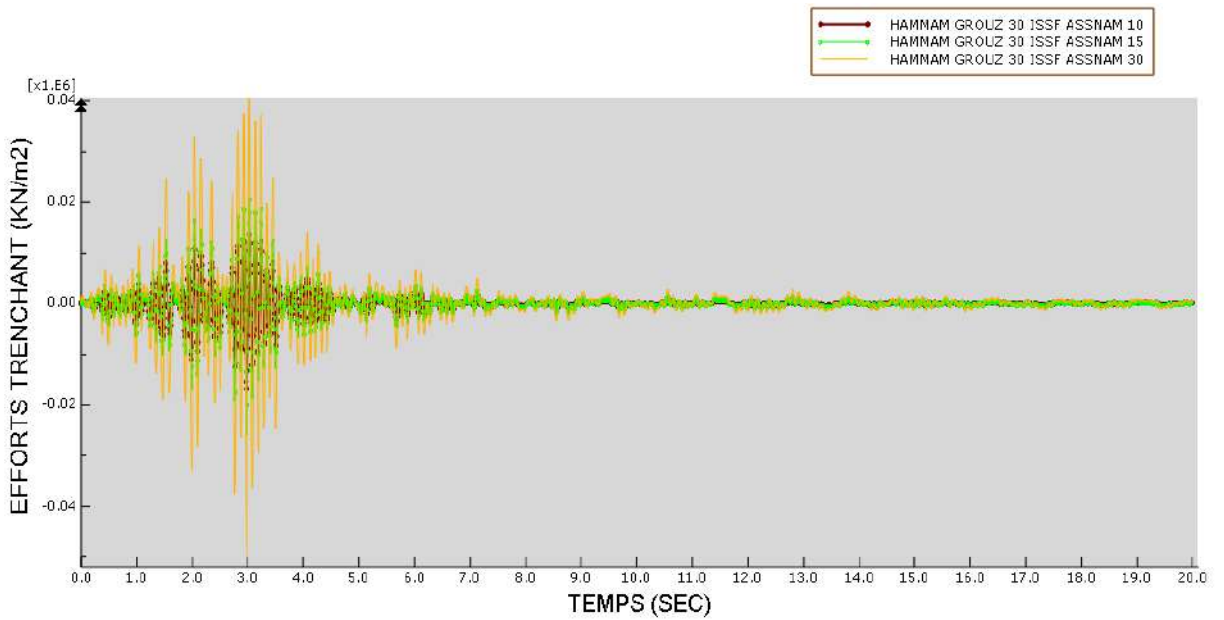
6.4.5. Effort tranchant à la base du barrage Hammam Grouz pour une retenue vide et pleine



6.4.6. Effort tranchant a la base du barrage Hammam Grouz avec et sans interaction sol structure



6.4.7. Effort tranchant à la base du barrage Hammam Grouz pour un fluide mono et diphasique à ISSF



6.4.8. Effort tranchant à la base du barrage Hammam Grouz pour un fluide diphasique à ISSF avec la variation de l'accélérogramme (facteur scalaire)

**Conclusion :**

La réponse de la structure à un mouvement sismique dépend de la nature de ce mouvement, des propriétés dynamiques de l'ouvrage et celles du sol.

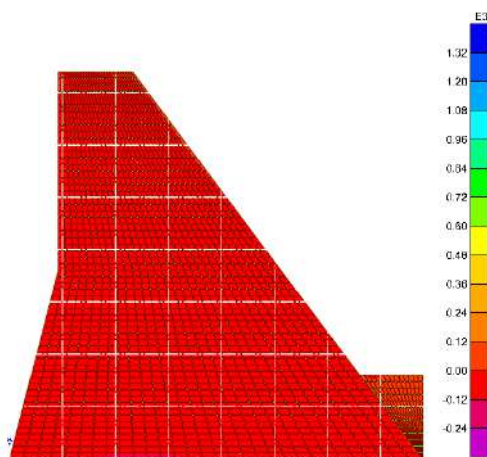
S'agissant des efforts tranchants à la base du barrage pour différentes conditions du fluide et du sol, on remarque, que les valeurs maximales de l'effort tranchant sont à l'ISSF pour un fluide diphasique à l'instant  $T=3\text{ S}$  atteignent  $19 \cdot 10^3\text{ KN}$  (voir figures : 6.4.5 , 6.4 .6,6.4.7) ; Cet effort atteint une valeur supérieure dans le cas de l'utilisation de l'accélérogramme d'Asnam avec le facteur scalaire 30 (ainsi pour  $T=3\text{S}$  ,  $V=52 \cdot 10^3\text{KN}$ ) (voir figure :6.4.8). Notant que le barrage de Koyna se caractérise par le même comportement sauf que s'il ya un changement dans les valeurs a ISSF (le fluide étant diphasique (pour  $T=2.5\text{S}$ ,  $V= 34 \cdot 10^3\text{ KN}$ ).

La comparaison des résultats nous permet de conclure que : les efforts tranchants dans les différentes études sont différents alors que les interactions sol structure et fluide structure ne doivent pas être négligés car elles sont liées aux types de sol et de fluide.

**6.5. Les contraintes appliquées sur le barrage :**

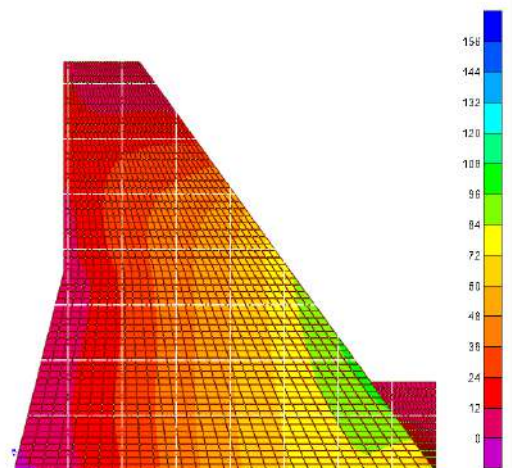
**6.5.1. Barrage Hammam Grouz**

**A. Les contraintes du barrage Hammam Grouz pour un maillage raffiné sans ISS (base fixe)**



A.1/Contrainte sous l'effet du poids propre du barrage

$(\sigma_{\min} = -441.635, \sigma_{\max} = 209.377)$  en  $\text{KN}/\text{m}^2$

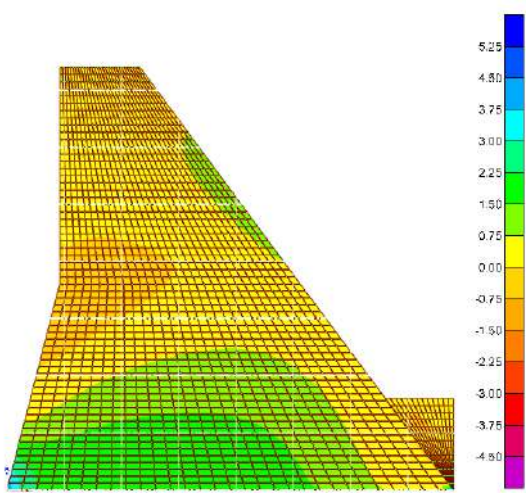


A.2/ Contrainte dans le barrage sous l'effet de

l'accélérogramme El Asnam pour un facteur

Scalaire 10 à l' instant  $t=3.10\text{ S}$

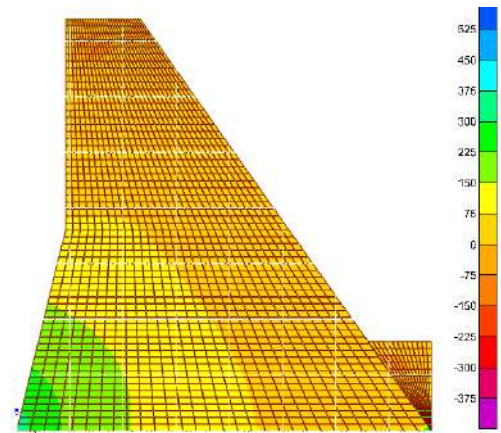
$\sigma_{\min} = (-7.967, \sigma_{\max} = 162.290)$  en  $\text{KN}/\text{m}^2$



A.3/Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme

El Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant t=4.36 S

( $\sigma_{\min} = -5.181$  ,  $\sigma_{\max} = 4.946$ ) en KN /m<sup>2</sup>

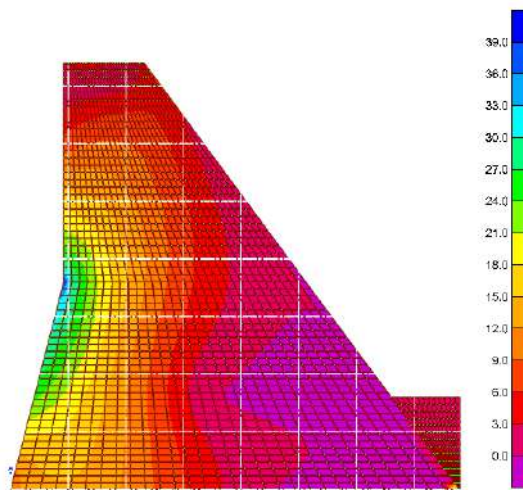


A.4/ Contrainte dans le barrage sous l'effet

d'accélérogramme d'El Asnam pour un

facteur scalaire 10 à l' instant t=2.95 S

( $\sigma_{\min} = -435.524$ ,  $\sigma_{\max} = 610.722$ ) KN /m<sup>2</sup>

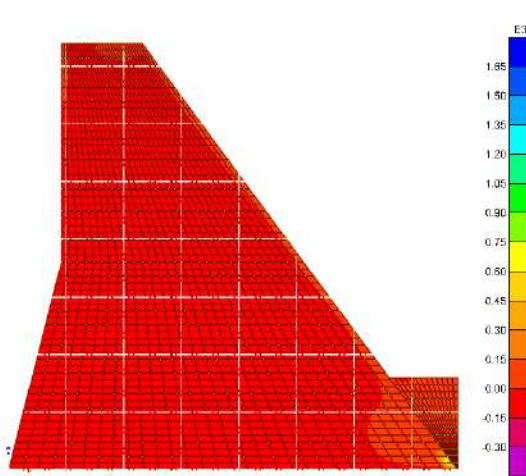


A.5/Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme

D'El Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant t=2.30 S

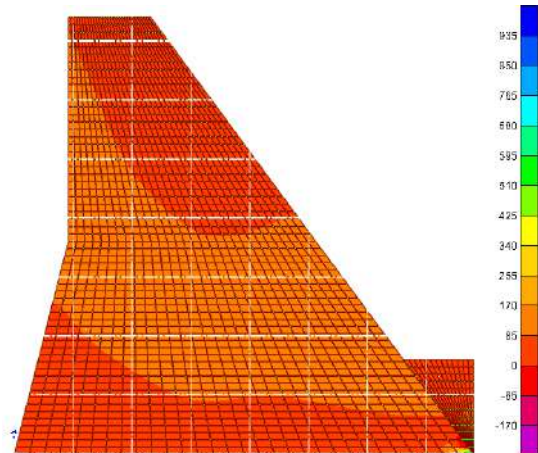
( $\sigma_{\min} = -1.703$ ,  $\sigma_{\max} = 39.939$ ) en KN /m<sup>2</sup>

B. Les contraintes du barrage Hammam Grouz pour un maillage raffiné à l'ISS



B.1/Contrainte sous l'effet du poids propre du barrage

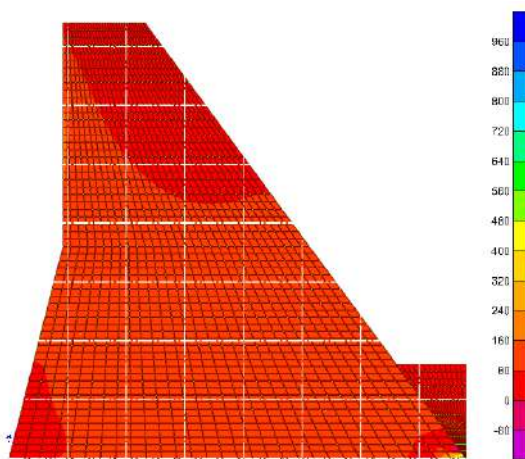
(  $\sigma_{\min} = -311.086$ ,  $\sigma_{\max} = 1788.626$ ) KN/m<sup>2</sup>



B.2/ Contrainte dans le barrage sous l'effet

d'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant t=1.275

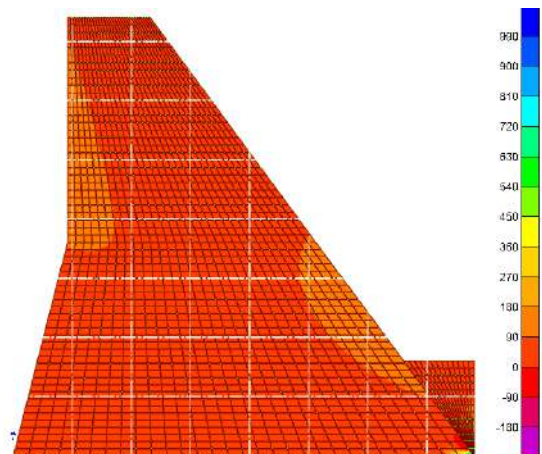
( $\sigma_{\min} = -196.203$ ,  $\sigma_{\max} = 1004.326$ ) KN/m<sup>2</sup>



B.3/Contrainte dans le barrage sous l'effet

d'accélérogramme d' El Asnam pour un facteur scalaire 10 à l'instant t=1.90 S

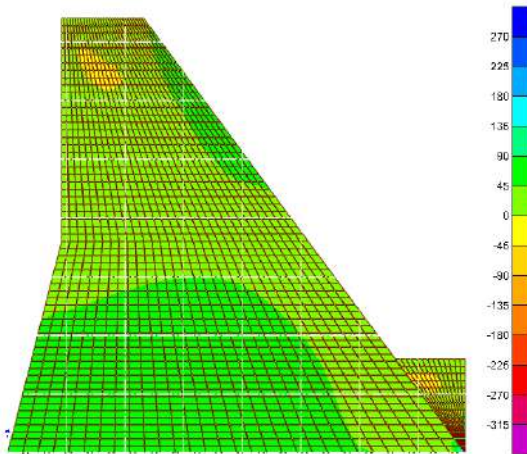
( $\sigma_{\min} = -152.316$ ,  $\sigma_{\max} = 996.396$ ) KN/m<sup>2</sup>



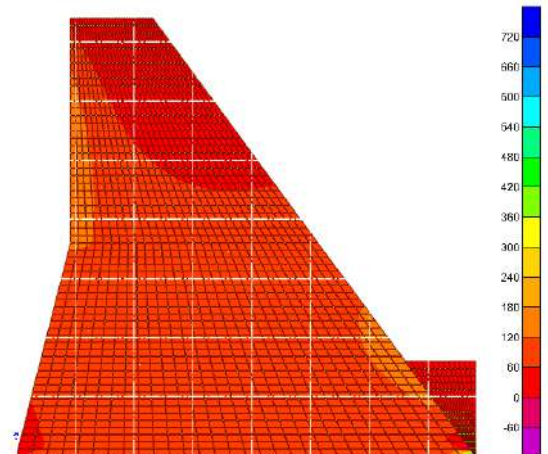
B. 4/ Contrainte dans le barrage sous l'effet

d'accélérogramme d' El Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant t=1.28 S

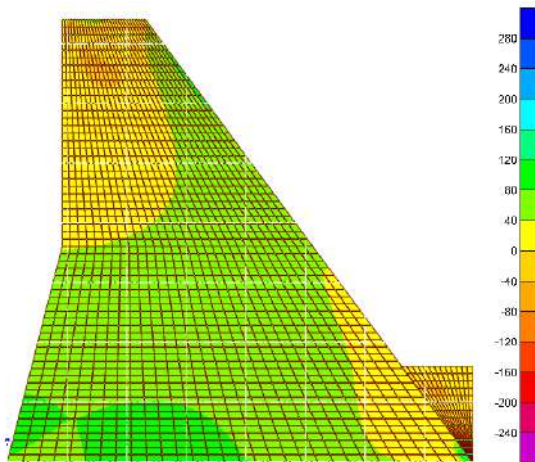
( $\sigma_{\min} = -224.485$ ,  $\sigma_{\max} = 1063.781$ ) KN/m<sup>2</sup>



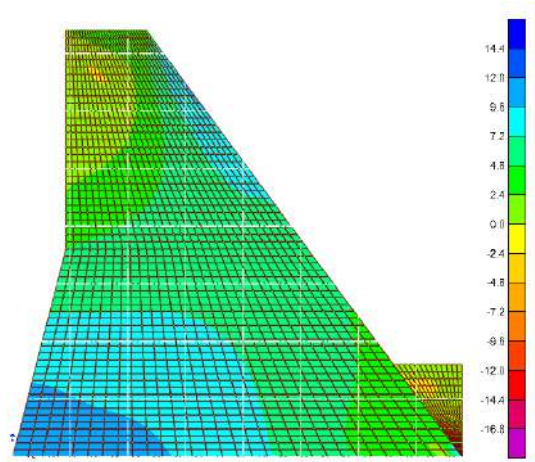
B.5/Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant t=2.74 S  
( $\sigma_{\min} = -319.336, \sigma_{\max} = 395.258$ ) KN/m<sup>2</sup>



B. 6/ Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant t=3.89S  
(  $\sigma_{\min} = -38.556, \sigma_{\max} = 767.881$ ) KN/m<sup>2</sup>

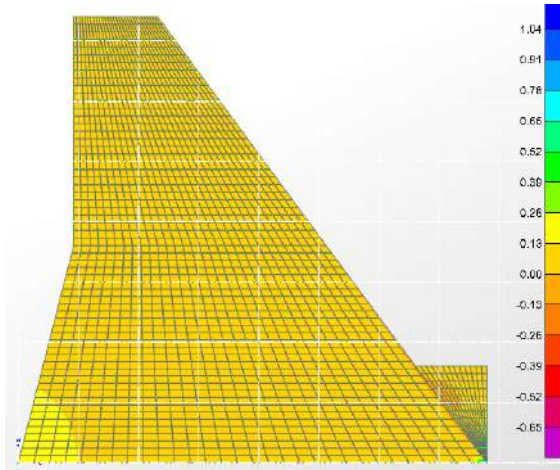


B.7/Contrainte dans le barrage sous l'effet de l'accélérogramme El Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant t=2.94  
( $\sigma_{\min} = -268.256, \sigma_{\max} = 312.339$ ) KN/m<sup>2</sup>



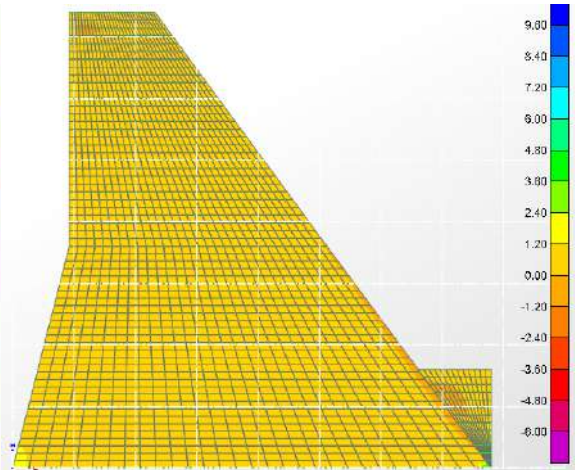
B.8/ Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant t=3.38 S  
( $\sigma_{\min} = -16.994, \sigma_{\max} = 15.991$ ) KN/m<sup>2</sup>

C. Les contraintes dans le barrage Hammam Grouz Pour un maillage raffiné : 30, a l'IFS



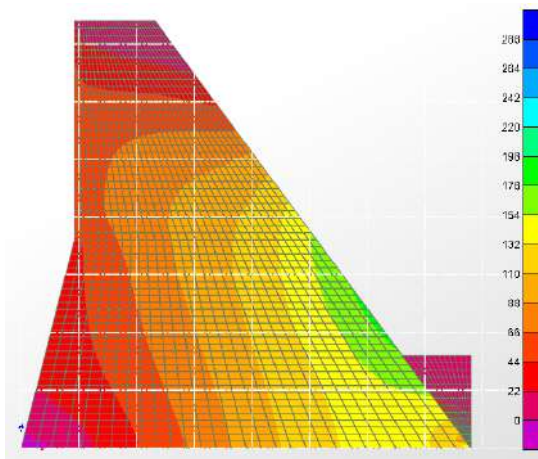
C.1/Contrainte sous l'effet du poids propre du barrage

(  $\sigma_{\min} = -6797.468$ ,  $\sigma_{\max} = 9999.141$ ) en KN /m<sup>2</sup>



C.2/ Contrainte sous l'effet de la charge

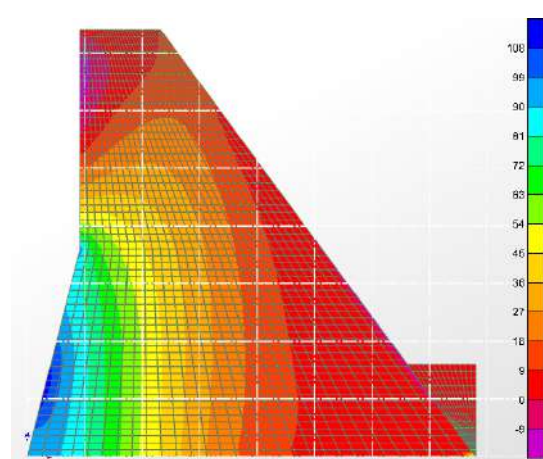
hydrostatique (  $\sigma_{\min} = -618.624$ ,  $\sigma_{\max} = 1049.476$ )  
en KN /m<sup>2</sup>



C.3/Contrainte dans le barrage sous l'effet

d'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur  
scalaire 10 à l' instant t=1.73 S

(  $\sigma_{\min} = -18.071$ ,  $\sigma_{\max} = 302.730$ ) en KN /m<sup>2</sup>

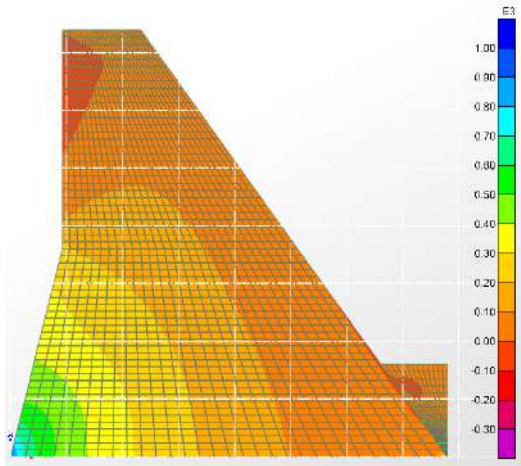


C.4/ Contrainte dans le barrage sous

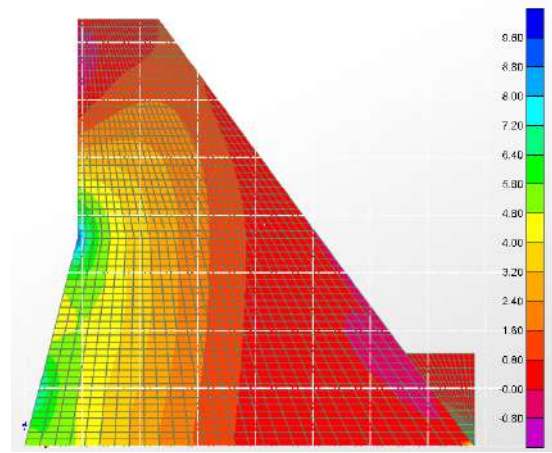
l'effet d'accélérogramme d'El Asnam

pour un facteur scalaire 10 à l' instant t=3.83 S

(  $\sigma_{\min} = -15.196$ ,  $\sigma_{\max} = 112.679$ )

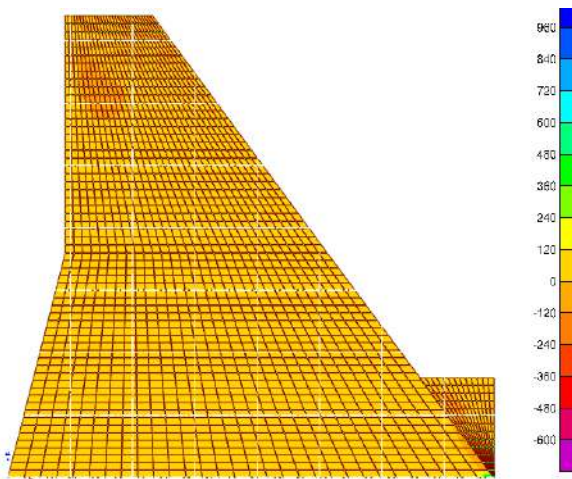


C.5/Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d' El Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant t=2.76 S  
 ( $\sigma_{\min} = -392.344, \sigma_{\max} = 902.374$ ) en KN /m<sup>2</sup>

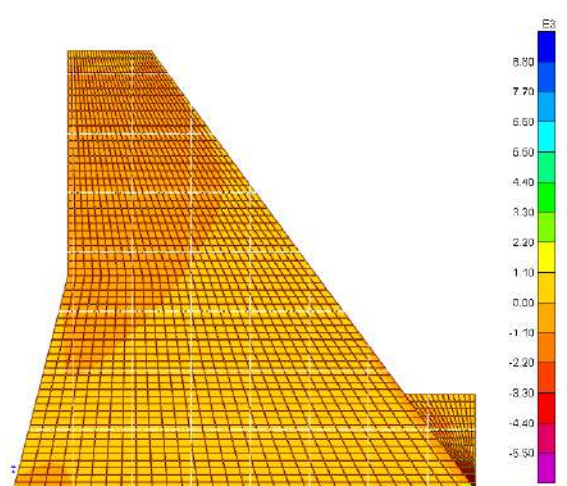


C.6/ Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme El Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant t=5.77 S  
 ( $\sigma_{\min} = -0.912, \sigma_{\max} = 9.842$ ) en KN /m<sup>2</sup>

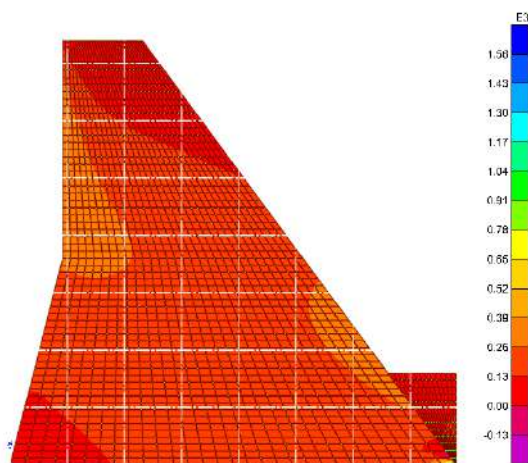
**D. Les contraintes dans le barrage Hammam Grouz Pour un maillage raffiné : 30, a l'ISSF**



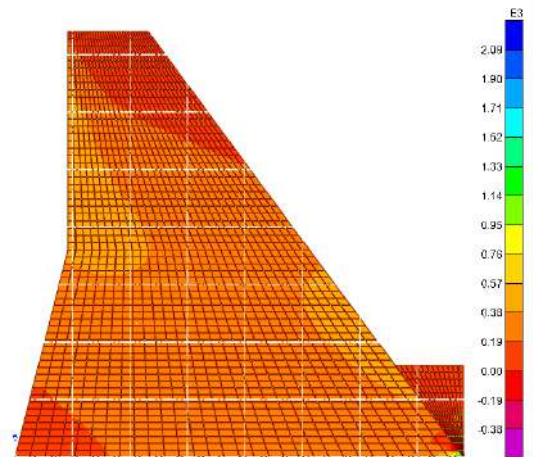
D.1/Contrainte sous l'effet de la charge hydrostatique  
 ( $\sigma_{\min} = -619.006, \sigma_{\max} = 1050.827$ ) en KN /m<sup>2</sup>



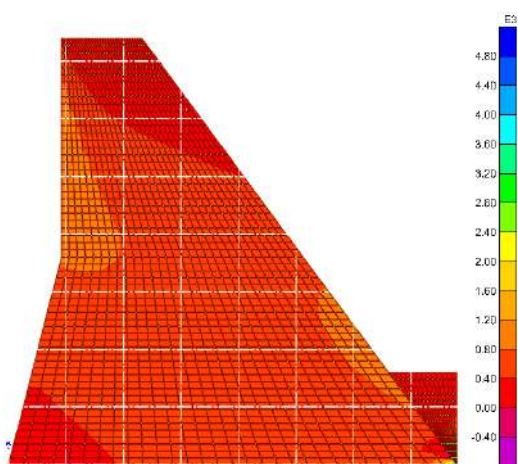
D.2/ Contrainte sous l'effet du poids propre du barrage (  $\sigma_{\min} = -6273.293, \sigma_{\max} = 9120.743$ ) KN /m<sup>2</sup>



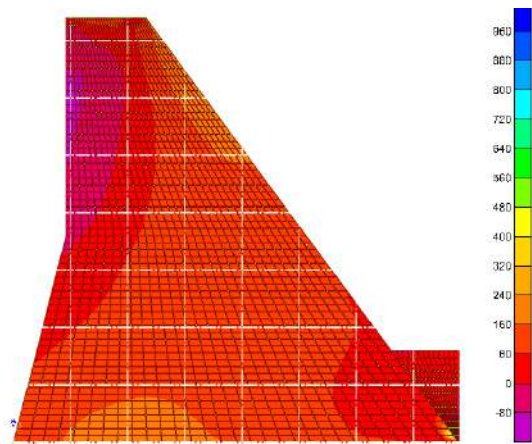
D.3/Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant t=2.04 S  
 $(\sigma_{\min} = -253.351, \sigma_{\max} = 1463.665)$  en KN /m<sup>2</sup>



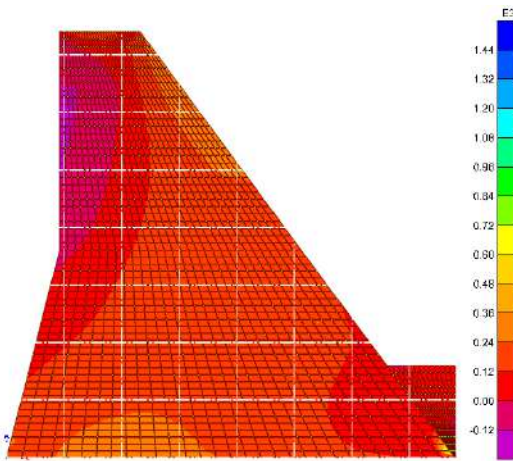
D. 4/Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 15 à l' instant t=2.04 S  
 $(\sigma_{\min} = -380.026, \sigma_{\max} = 2194.582)$  en KN /m<sup>2</sup>



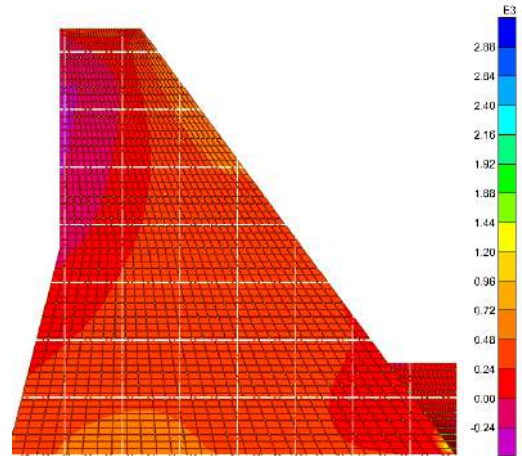
D.5/Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 30 à l' instant t=2.04 S  
 $(\sigma_{\min} = -760.052, \sigma_{\max} = 4389.165)$  en KN /m<sup>2</sup>



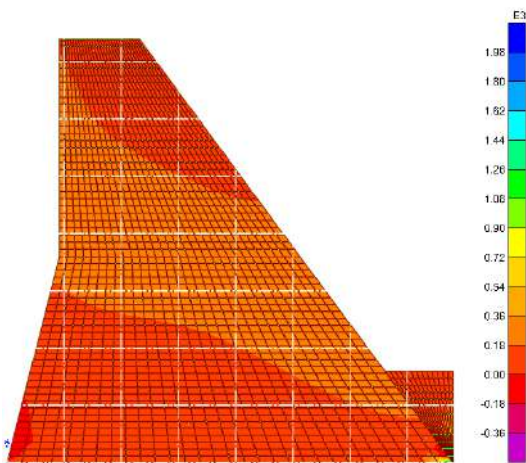
D.6/ Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant t=2.77 S  
 $(\sigma_{\min} = -134.684, \sigma_{\max} = 1015.541)$  en KN /m<sup>2</sup>



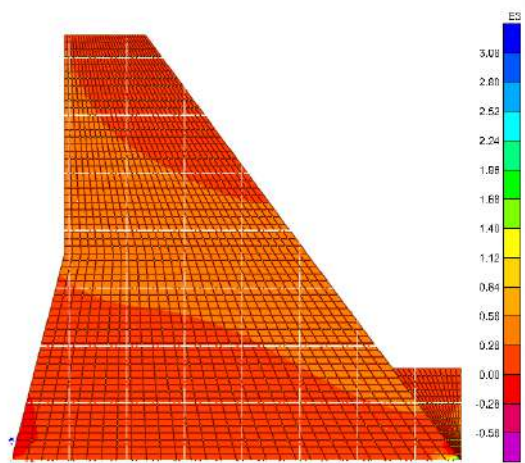
D.7/Contrainte dans le barrage sous l'effet  
d'accélérogramme d' El Asnam pour un  
facteur scalaire 15 à l' instant t=2.77 S  
( $\sigma_{\min} = -202.026$  ,  $\sigma_{\max} =1523.311$ ) en KN /m<sup>2</sup>



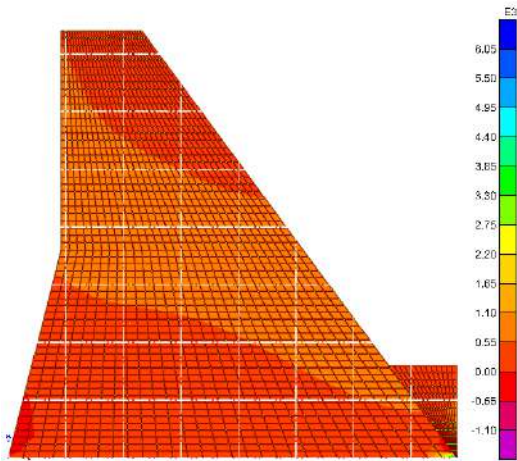
D.8/ Contrainte dans le barrage sous l'effet  
d'accélérogramme d'El Asnam pour un  
facteur scalaire 30 à l' instant t=2.77 S  
( $\sigma_{\min} = -404.051$  ,  $\sigma_{\max} =3046.622$ ) en KN /m<sup>2</sup>



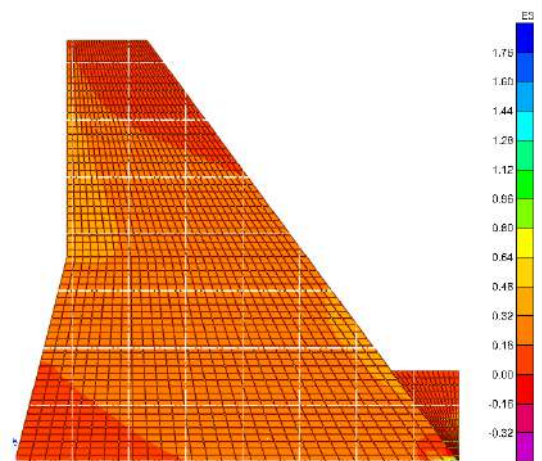
D.9/Contrainte dans le barrage sous l'effet  
d'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur  
scalaire 10 à l' instant t=2.94 S  
( $\sigma_{\min} = -202.026$  ,  $\sigma_{\max} =1523.311$ ) en KN /m<sup>2</sup>



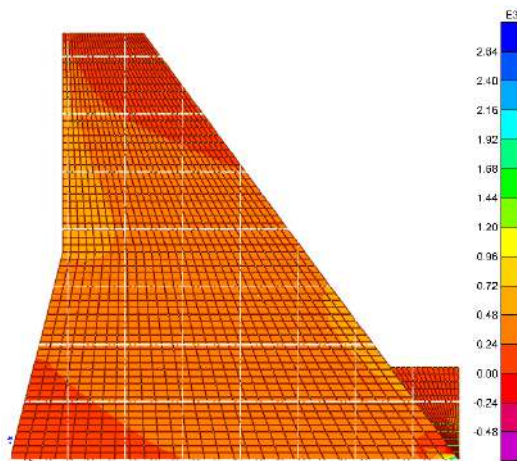
D.10/Contrainte dans le barrage sous l'effet de  
d'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur  
scalaire 15 à l' instant t=2.94 S  
( $\sigma_{\min} = -639.094$  ,  $\sigma_{\max} =3235.595$ ) en KN /m<sup>2</sup>



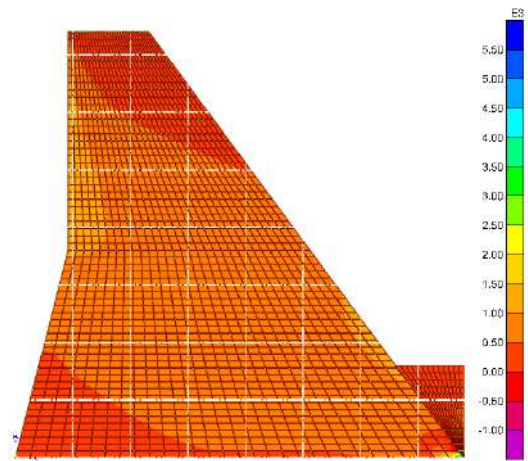
D.11/Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d' El Asnam pour un facteur scalaire 30 à l' instant t=2.94 S  
( $\sigma_{\min} = -1278.189$  ,  $\sigma_{\max} =6471.190$ )



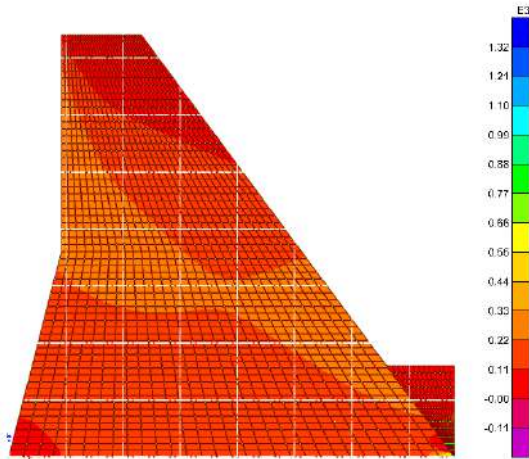
D.12/Contrainte dans le barrage sous l'effet de d'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant t=3.14 S  
( $\sigma_{\min} = -346.064$  ,  $\sigma_{\max} =1908.520$ )



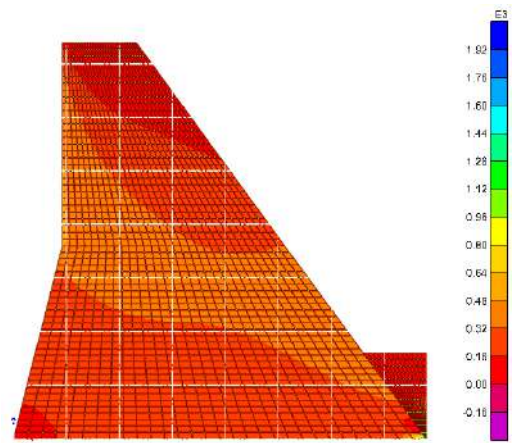
D.13/Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 15 à l' instant t=3.14 S  
( $\sigma_{\min} = -519.096$  ,  $\sigma_{\max} =2862.780$ ) en KN /m<sup>2</sup>



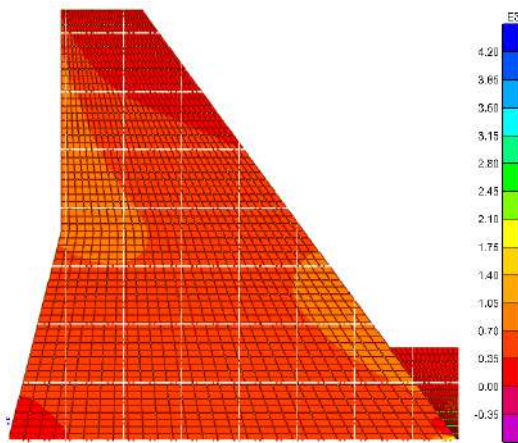
D.14/Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 30 à l' instant t=3.14 S  
( $\sigma_{\min} = -1032.191$  ,  $\sigma_{\max} =5725.560$ ) en KN /m<sup>2</sup>



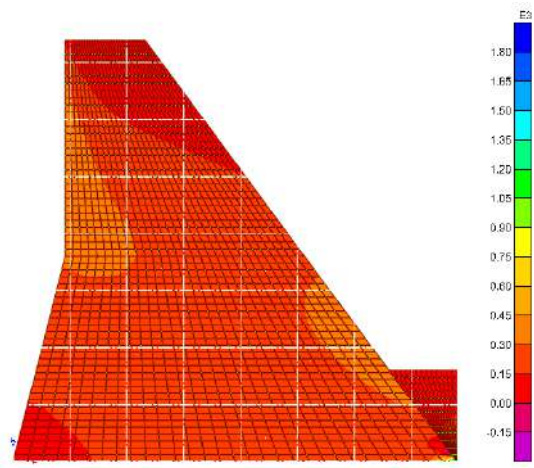
D.15/Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant t=3.23 S  
 $(\sigma_{\min} = -203.145, \sigma_{\max} =1241.799)$  en KN /m<sup>2</sup>



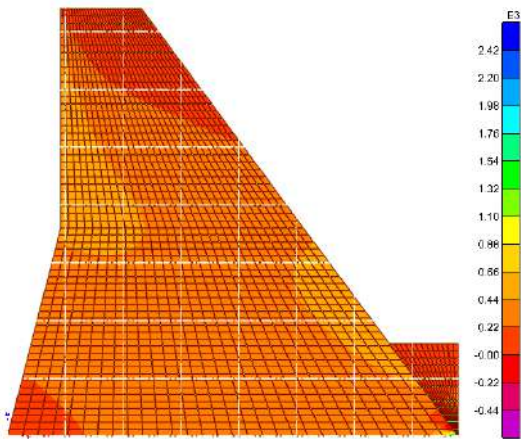
D.16 Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 15 à l' instant t=3.23 S  
 $(\sigma_{\min} = -304.718, \sigma_{\max} =1862.698)$  en KN /m<sup>2</sup>



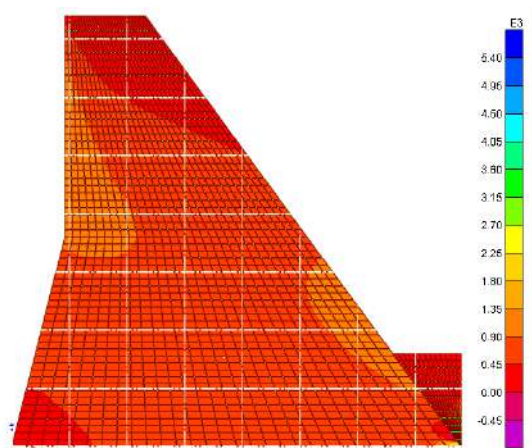
D.17/Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 30 à l' instant t=3.23 S  
 $(\sigma_{\min} = -609.635, \sigma_{\max} =3725.396)$  en KN /m<sup>2</sup>



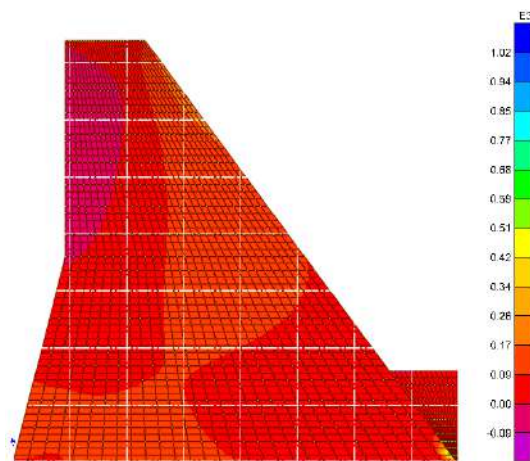
D.18/Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d' El Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant t=3.24 S  
 $(\sigma_{\min} = -294.299, \sigma_{\max} =1705.211)$  en KN /m<sup>2</sup>



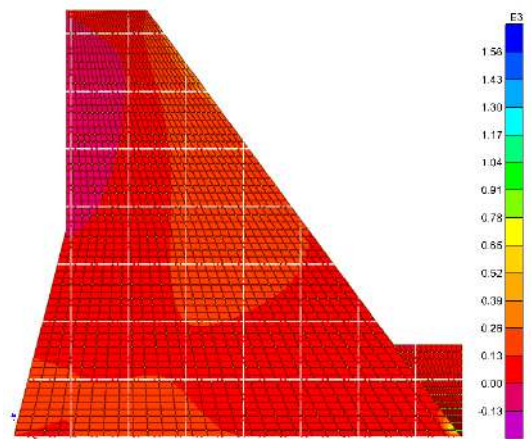
D.19/Contrainte dans le barrage sous l'effet  
d'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur  
scalaire 15 à l' instant t=3.24 S  
 $(\sigma_{\min} = -442.493, \sigma_{\max} = 2557.211)$  en KN /m<sup>2</sup>



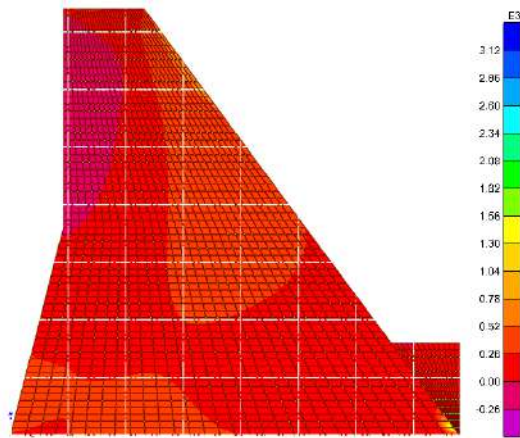
D.20/Contrainte dans le barrage sous l'effet  
d'accélérogramme d' El Asnam pour un facteur  
scalaire 30 à l' instant t=3.24 S  
 $(\sigma_{\min} = -884.986, \sigma_{\max} = 5115.633)$  en KN /m<sup>2</sup>



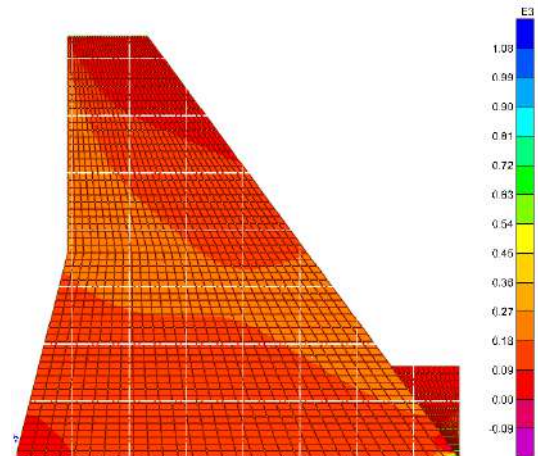
D.21/Contrainte dans le barrage sous l'effet  
d'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 30  
à l' instant t=3.29 S  
 $(\sigma_{\min} = -147.823, \sigma_{\max} = 1099.242)$  en KN /m<sup>2</sup>



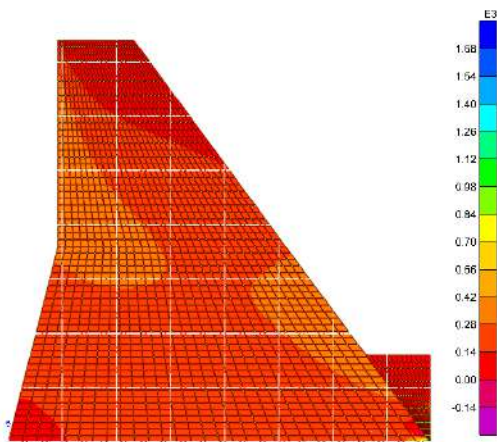
D.22/ Contrainte dans le barrage sous l'effet  
d'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur  
scalaire 15 à l' instant t=3.29 S  
 $(\sigma_{\min} = -221.734, \sigma_{\max} = 1648.862)$  en KN /m<sup>2</sup>



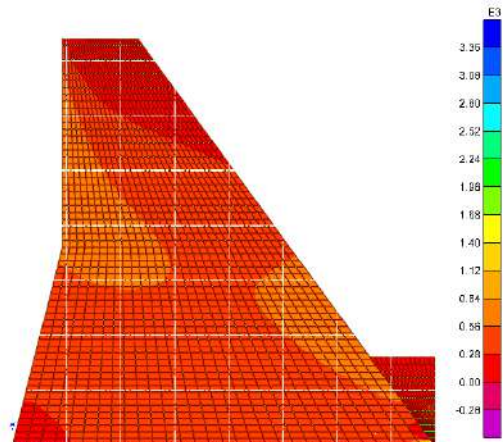
D.23/Contrainte dans le barrage sous l'effet  
d'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire  
30 à l' instant t=3.29 S  
( $\sigma_{\min} = -443.469$ ,  $\sigma_{\max} = 3297.725$ ) en KN /m<sup>2</sup>



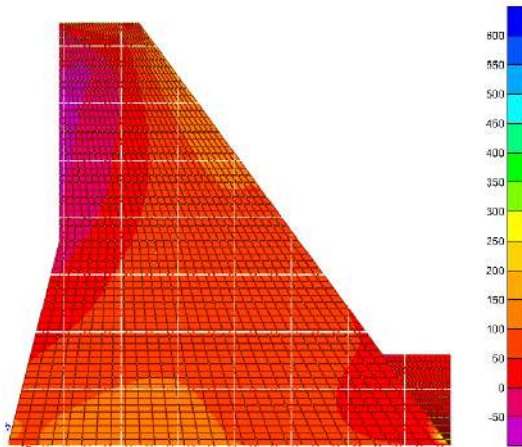
D.24/Contrainte dans le barrage sous l'effet  
d'accélérogramme d'El Asnam avec facteur scalaire  
10 à l' instant t=3.45 S  
( $\sigma_{\min} = -173.568$ ,  $\sigma_{\max} = 1045.862$ ) en KN /m<sup>2</sup>



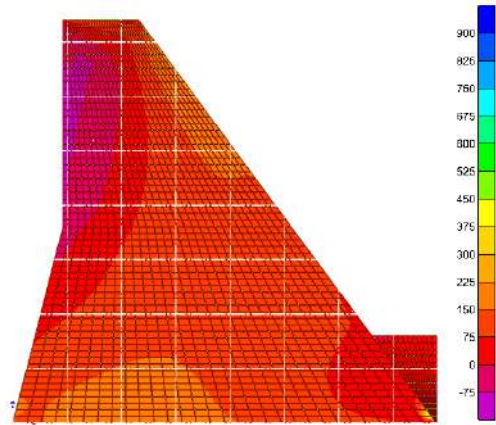
D.25/Contrainte dans le barrage sous l'effet  
d'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur  
scalaire 15 à l' instant t=3.45 S  
( $\sigma_{\min} = -260.636$ ,  $\sigma_{\max} = 1571.793$ ) en KN /m<sup>2</sup>



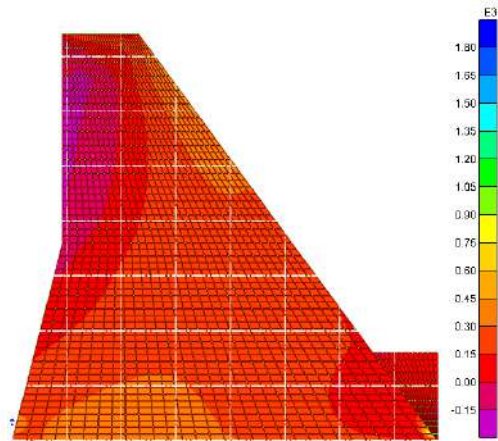
D.26/ Contrainte dans le barrage sous l'effet  
d'accélérogramme El Asnam avec facteur scalaire  
30 à l' instant t=3.45 S  
( $\sigma_{\min} = -521.273$ ,  $\sigma_{\max} = 3143.586$ ) en KN /m<sup>2</sup>



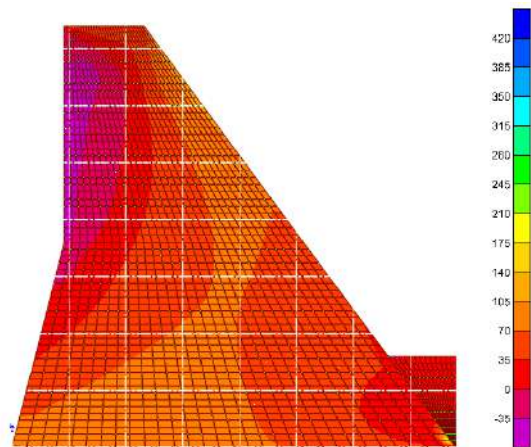
D.27/Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 10 à l'instant t=3.51 S  
 $(\sigma_{\min} = -70.656, \sigma_{\max} = 622.702)$  en KN /m<sup>2</sup>



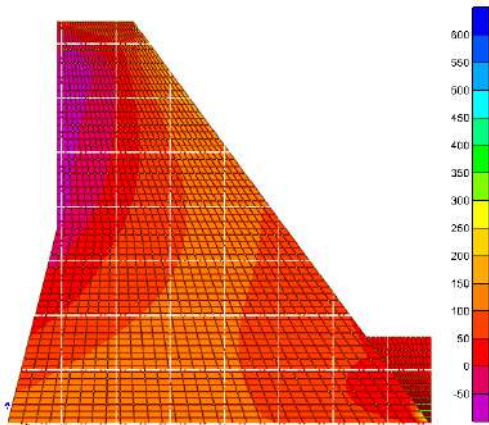
D.28/Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 15 à l'instant t=3.51 S  
 $(\sigma_{\min} = -105.985, \sigma_{\max} = 934.054)$  en KN /m<sup>2</sup>



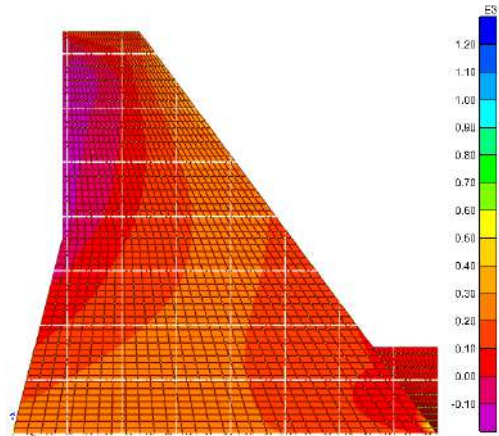
D.29/Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 30 à l'instant t=3.51 S  
 $(\sigma_{\min} = -211.969, \sigma_{\max} = 1868.107)$  en KN /m<sup>2</sup>



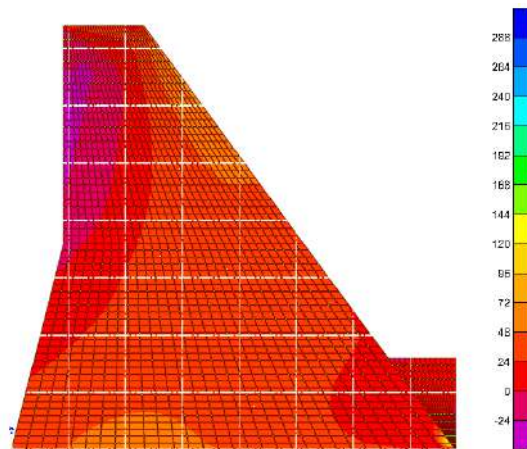
D.30/ Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 10 à l'instant t=3.52 S  
 $(\sigma_{\min} = -53.595, \sigma_{\max} = 408.464)$  en KN /m<sup>2</sup>



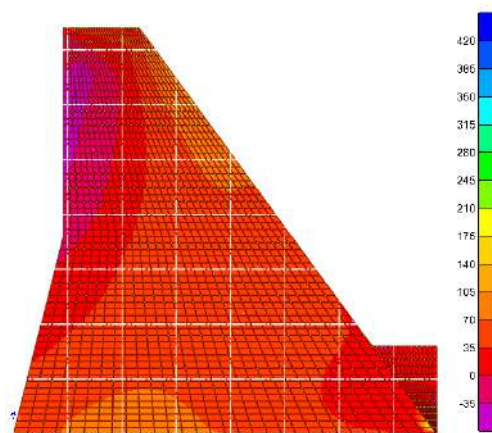
D.31/Contrainte dans le barrage sous l'effet  
d'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur  
scalaire 10 à l' instant t=3.52 S  
( $\sigma_{\min} = -80.398$ ,  $\sigma_{\max} = 612.695$ ) en KN /m<sup>2</sup>



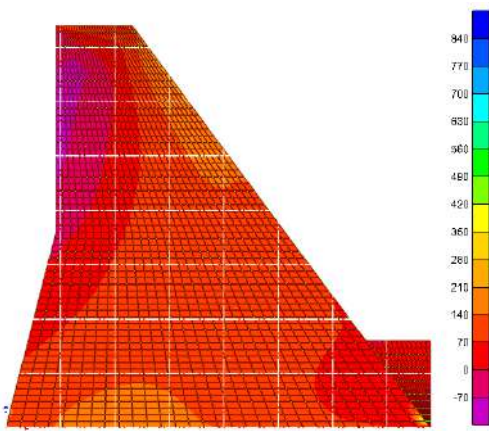
D.32/Contrainte dans le barrage sous l'effet  
d'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur  
scalaire 15 à l' instant t=3.52  
( $\sigma_{\min} = -160.785$ ,  $\sigma_{\max} = 1225.391$ ) en KN /m<sup>2</sup>



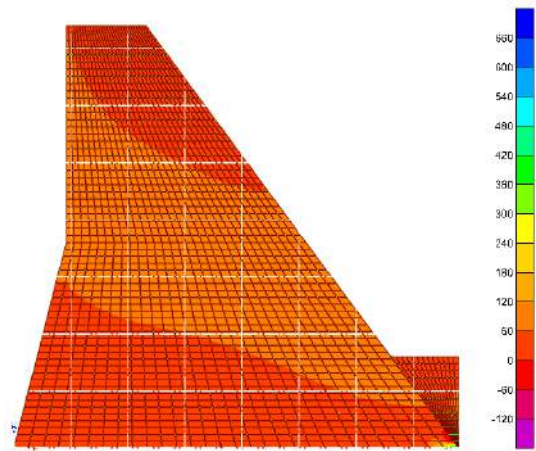
D.33/Contrainte dans le barrage sous l'effet  
d'accélérogramme d' El Asnam pour un facteur  
scalaire 10 à l' instant t=4.01 S  
( $\sigma_{\min} = -39.252$ ,  $\sigma_{\max} = 293.191$ ) en KN /m<sup>2</sup>



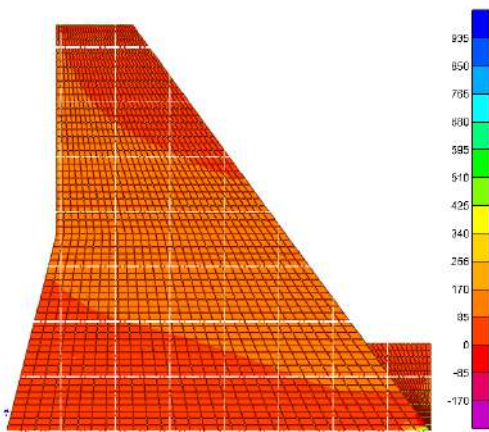
D. 34/Contrainte dans le barrage sous l'effet  
d'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur  
scalaire 15 à l' instant t=4.01 S  
( $\sigma_{\min} = -58.878$ ,  $\sigma_{\max} = 439.787$ ) en KN /m<sup>2</sup>



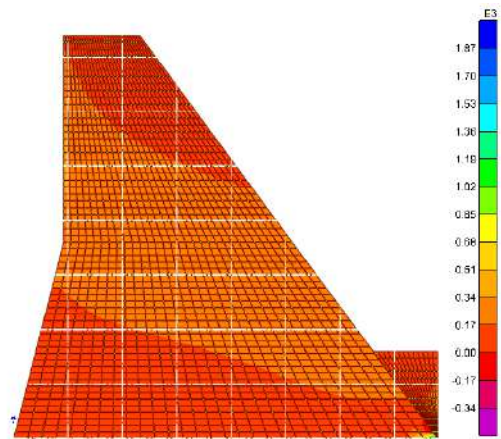
D.35/Contrainte dans le barrage sous l'effet  
d'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur  
scalaire 30 à l' instant t=4.01 S  
( $\sigma_{\min} = -117.755, \sigma_{\max} = 879.574$ ) en KN /m<sup>2</sup>



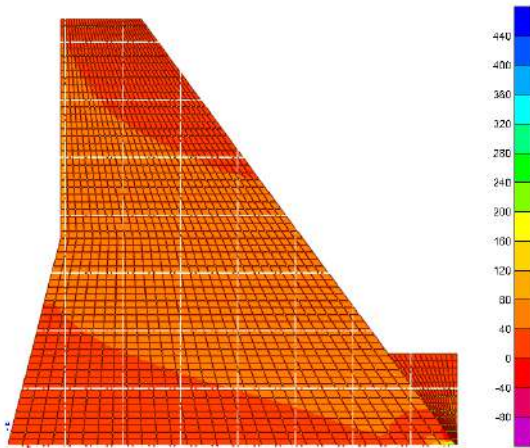
D.36/Contrainte dans le barrage sous l'effet  
d'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur  
scalaire 10 à l' instant t=4.18 S  
( $\sigma_{\min} = -132.071, \sigma_{\max} = 879.574$ ) en KN /m<sup>2</sup>



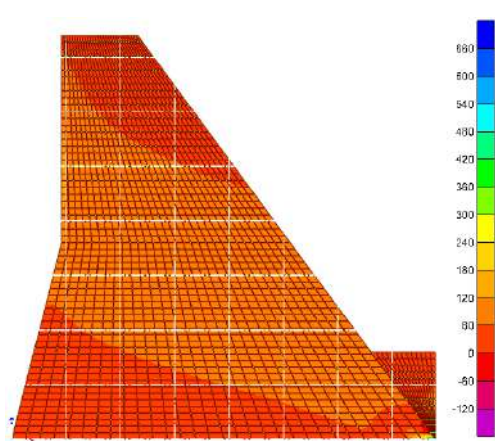
D.37/Contrainte dans le barrage sous l'effet  
d'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur  
scalaire 15 à l' instant t=4.18 S  
( $\sigma_{\min} = -198.107, \sigma_{\max} = 1003.024$ ) en KN /m<sup>2</sup>



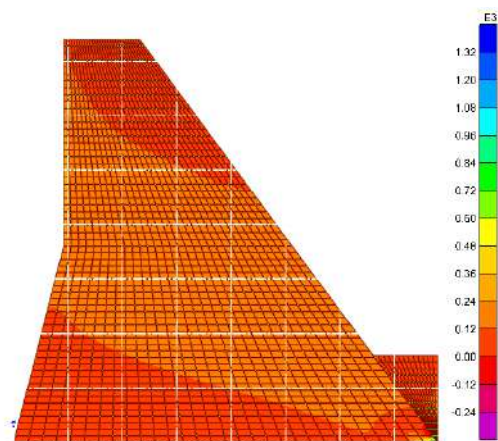
D.38/Contrainte dans le barrage sous l'effet  
d'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur  
scalaire 30 à l' instant t=4.18 S  
( $\sigma_{\min} = -396.214, \sigma_{\max} = 2006.048$ ) en KN /m<sup>2</sup>



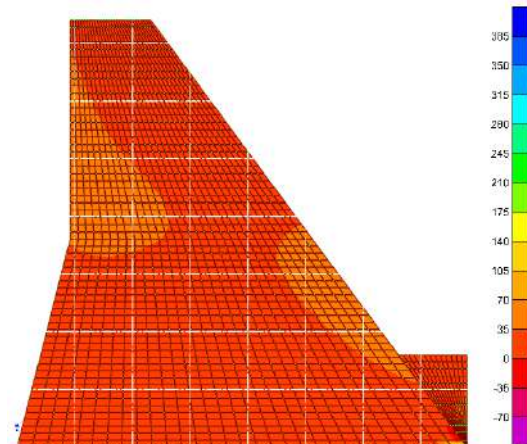
D.39/Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant t=4.48 S  
( $\sigma_{\min} = -88.884, \sigma_{\max} =453.998$ ) en KN /m<sup>2</sup>



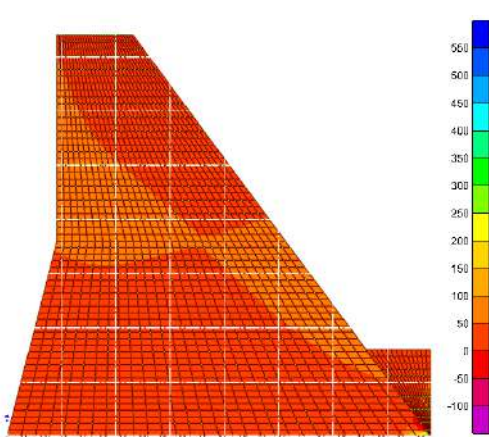
D.40/Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 15 à l' instant t=4.48 S  
( $\sigma_{\min} = -133.327, \sigma_{\max} =680.997$ ) en KN /m<sup>2</sup>



D.41/Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 30 à l' instant t=4.48 S  
( $\sigma_{\min} = -266.654, \sigma_{\max} =1361.994$ ) en KN /m<sup>2</sup>



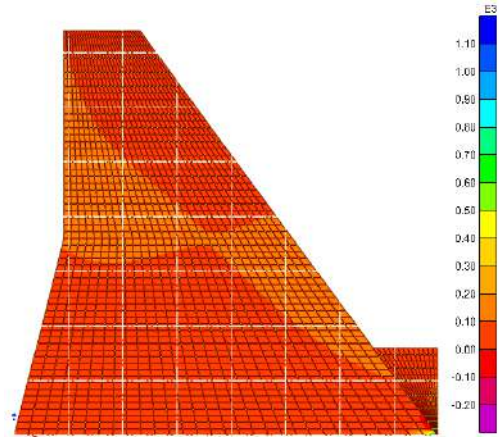
42/ Contrainte dans le barrage sous l'effet d'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant t=5.93 S  
( $\sigma_{\min} = -74.774, \sigma_{\max} =360.701$ ) en KN /m<sup>2</sup>



D.43/Contrainte dans le barrage sous l'effet

De l'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 15 à l' instant t=5.93 S

( $\sigma_{\min} = -111.671, \sigma_{\max} = 541.052$ ) en KN /m<sup>2</sup>



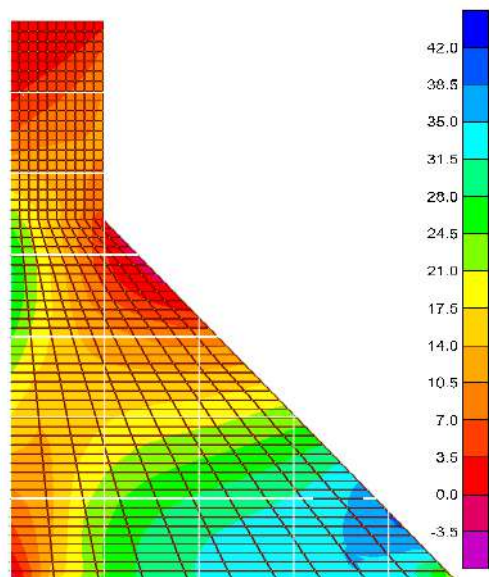
D. 44/Contrainte dans le barrage sous l'effet

de l'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 30 à l' instant t=5.93 S

( $\sigma_{\min} = -223.341, \sigma_{\max} = 1082.103$ ) en KN /m<sup>2</sup>

### 6.5.2 Barrage Koyna

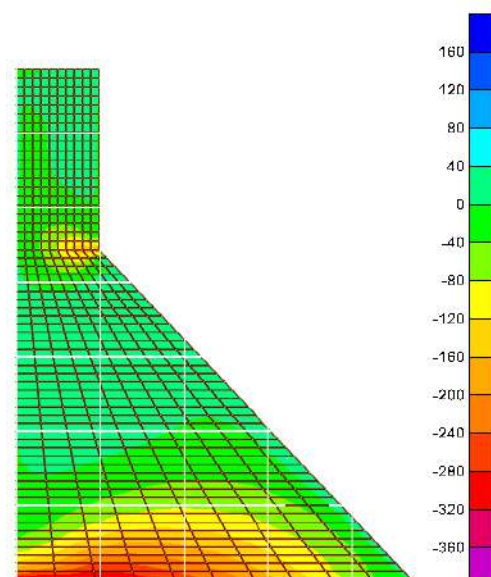
#### E. Les contraintes du barrage Koyna pour un maillage raffiné sans interaction (base fixe)



E.1/Contrainte sous l'effet du poids propre du

Barrage

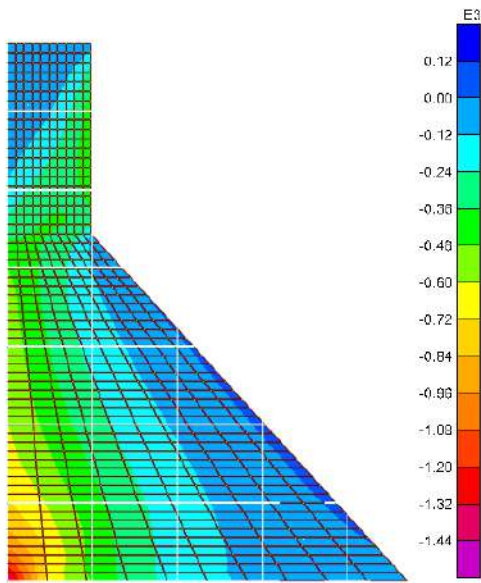
( $\sigma_{\min} = -6.231, \sigma_{\max} = 39.297$ ) en KN /m<sup>2</sup>



E.2/ Contrainte dans le barrage sous l'effet

de l'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire

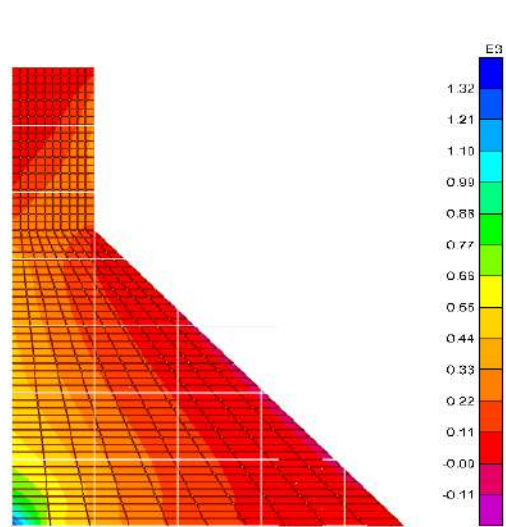
10 à l' instant t=5.60 S ( $\sigma_{\min} = -363.592, \sigma_{\max} = 183.706$ )KN/m<sup>2</sup>



E.3/Contrainte dans le barrage sous l'effet

De l'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant t=3.09 S

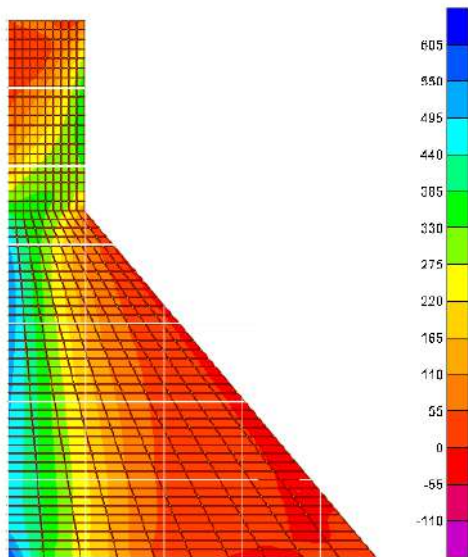
( $\sigma_{max} = -1447.404$  ,  $\sigma_{min} = 162.264$ ) en KN /m<sup>2</sup>



E.4/Contrainte dans le barrage sous l'effet

de l'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant t=3.54 S

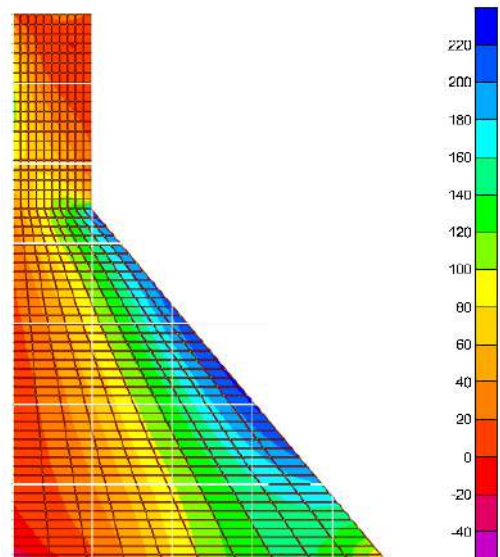
( $\sigma_{max} = -126.455$  ,  $\sigma_{min} = 1318.086$  ) en KN /m<sup>2</sup>



E.5/Contrainte dans le barrage sous l'effet

De l'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant t=3.71 S

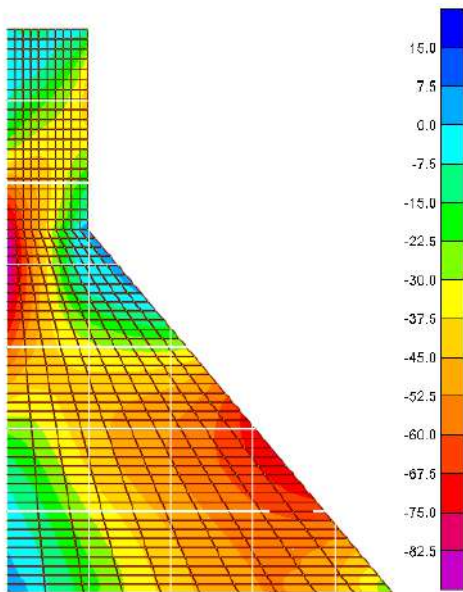
( $\sigma_{max} = -154.113$  ,  $\sigma_{min} = 604.048$ ) en KN /m<sup>2</sup>



E.6/ Contrainte dans le barrage sous l'effet de

de l'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant t=4.31 S

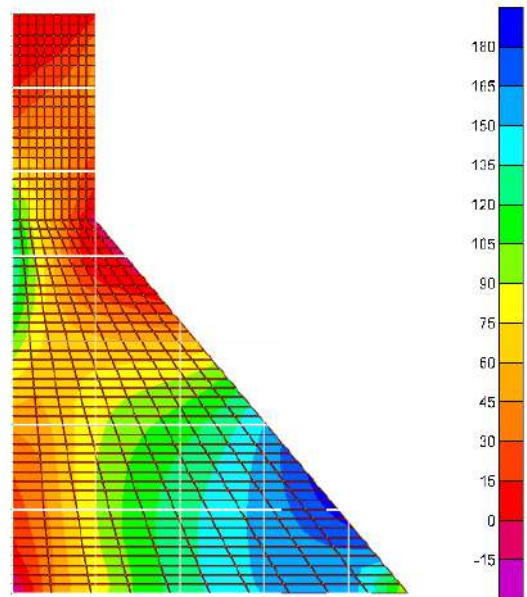
( $\sigma_{max} = -49.428$  ,  $\sigma_{min} = 235.208$ ) en KN /m<sup>2</sup>



E.7/Contrainte dans le barrage sous l'effet

De l'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant t=2.13 S

( $\sigma_{\min} = -89.458$ ,  $\sigma_{\max} = 20.978$ ) en KN /m<sup>2</sup>

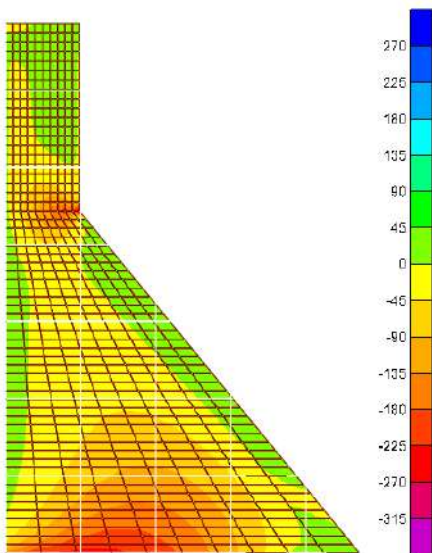


E.8/ Contrainte dans le barrage sous l'effet

de l'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant t=3.94 S

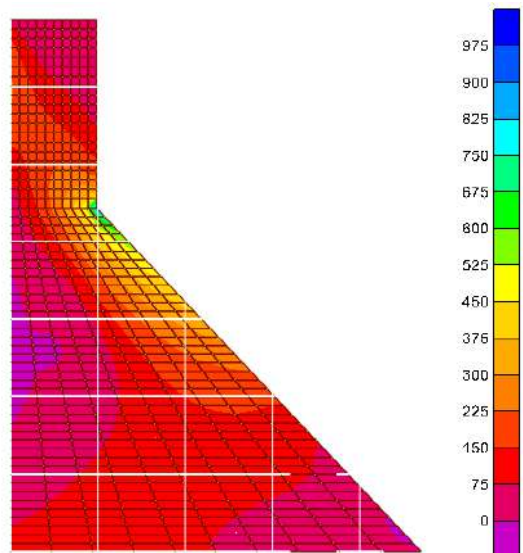
( $\sigma_{\min} = -28.659$ ,  $\sigma_{\max} = 186.549$ ) en KN /m

**F. Les contraintes dans le barrage Koyna Pour un maillage raffiné : 30, a l'ISS**



F.1/Contrainte sous l'effet du poids propre du barrage

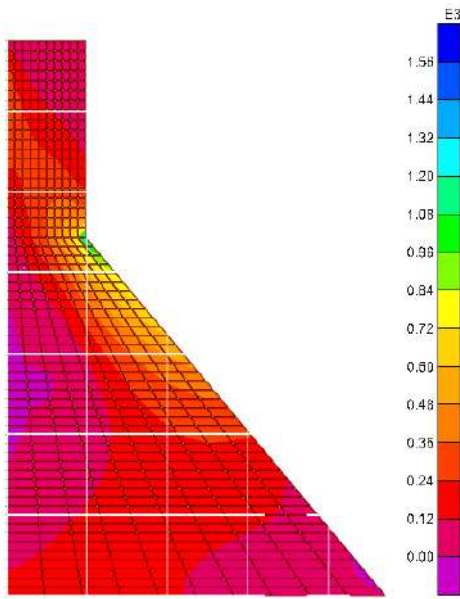
(  $\sigma_{\min} = -345.770$ ,  $\sigma_{\max} = 265.602$ ) en KN /m<sup>2</sup>



F. 2/ Contrainte dans le barrage sous l'effet

de l'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant t=2.86 S

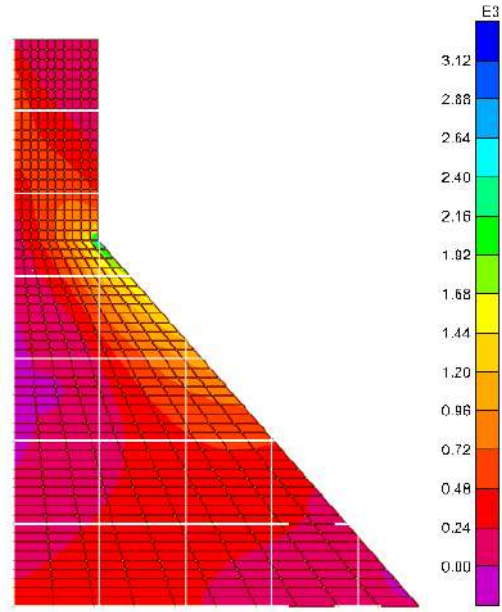
( $\sigma_{\min} = -24.500$ ,  $\sigma_{\max} = 1030.765$ ) en KN /m<sup>2</sup>



F.3/Contrainte dans le barrage sous l'effet

De l'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 15 à l'instant t=2.86 S

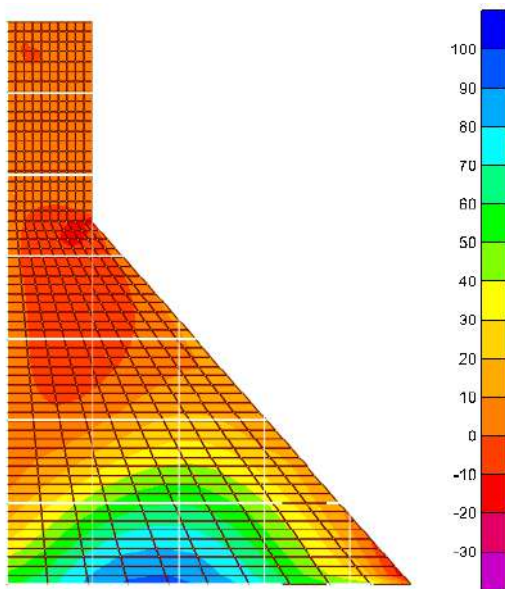
( $\sigma_{\min} = -36.750$ ,  $\sigma_{\max} = 1549.148$ ) en  $\text{KN}/\text{m}^2$



F. 4/Contrainte dans le barrage sous l'effet

de l'accélérogramme d' El Asnam pour un facteur scalaire 30 à l'instant t=2.86 S

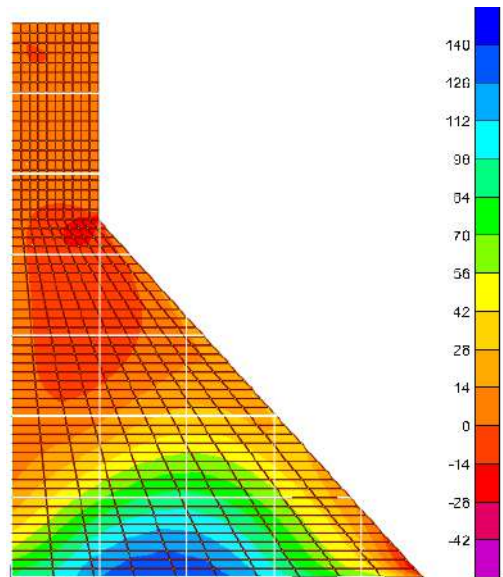
( $\sigma_{\min} = -73.500$ ,  $\sigma_{\max} = 3092.296$ ) en  $\text{KN}/\text{m}^2$



F.5/Contrainte dans le barrage sous l'effet

De l'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 10 à l'instant t=1.44 S

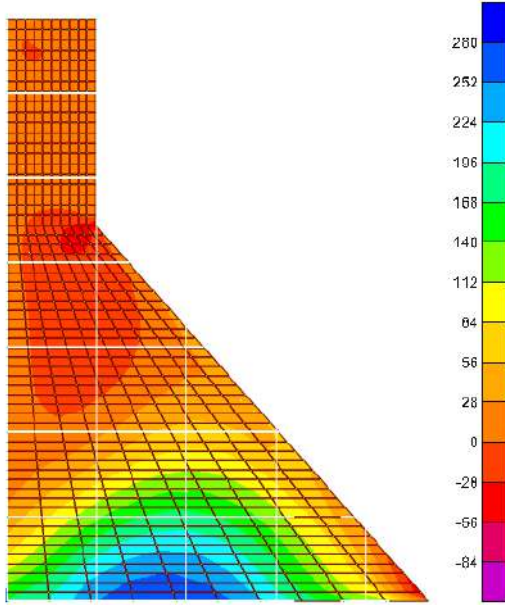
( $\sigma_{\min} = -30.183$ ,  $\sigma_{\max} = 99.575$ ) en  $\text{KN}/\text{m}^2$



F.6/Contrainte dans le barrage sous l'effet

de l'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 15 à l'instant t=1.44 S

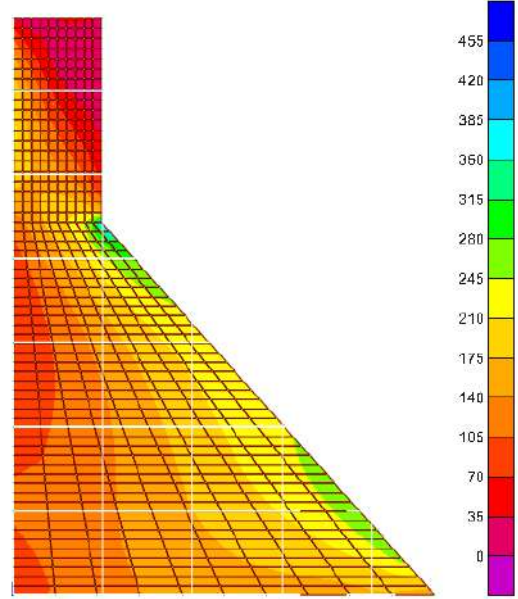
( $\sigma_{\min} = -45.275$ ,  $\sigma_{\max} = 149.362$ ) en  $\text{KN}/\text{m}^2$



F.7/Contrainte dans le barrage sous l'effet

De l'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 30 à l' instant t=1.44 S

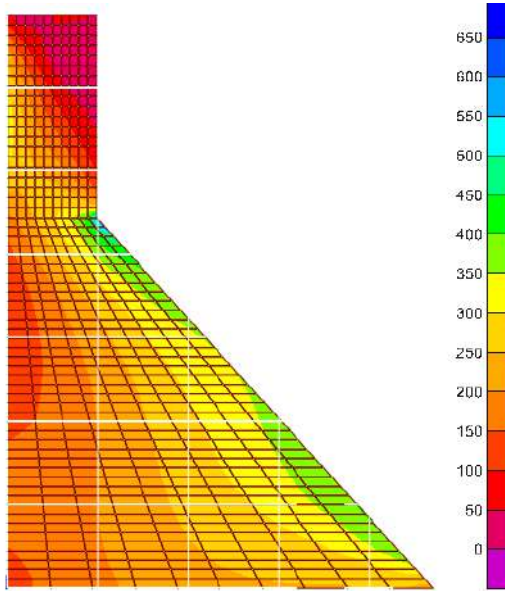
$(\sigma_{\min} = -90.550, \sigma_{\max} = 298.724)$  en KN /m<sup>2</sup>



F. 8/ Contrainte dans le barrage sous l'effet

de l'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant t=3.69 S

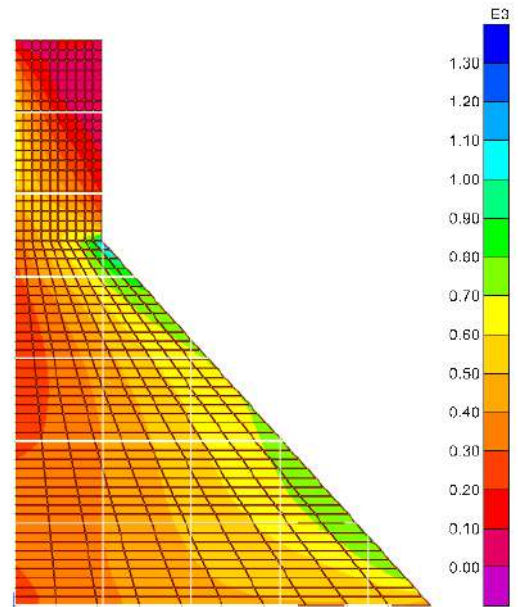
$(\sigma_{\min} = -6.053, \sigma_{\max} = 433.618)$  en KN /m<sup>2</sup>



F.9/Contrainte dans le barrage sous l'effet

De l'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 15 à l' instant t=3.69 S

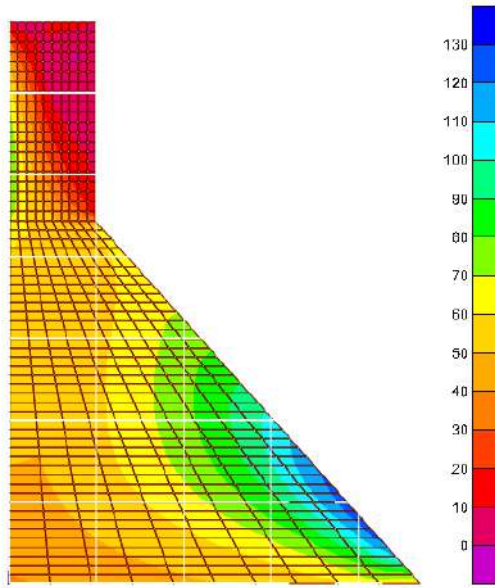
$(\sigma_{\min} = -9.080, \sigma_{\max} = 650.428)$  en KN /m<sup>2</sup>



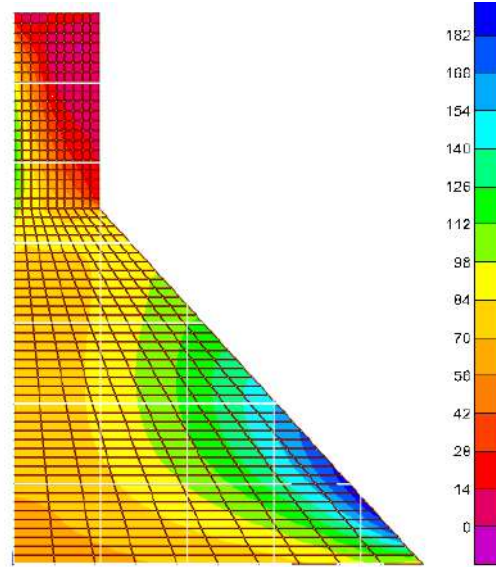
F. 10/ Contrainte dans le barrage sous l'effet

de l'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 30 à l' instant t=3.69 S

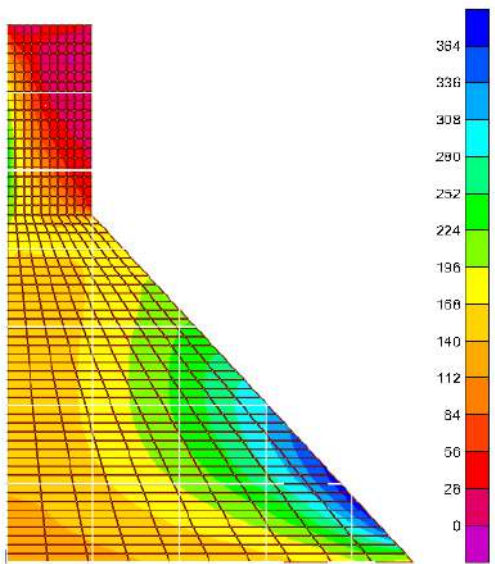
$(\sigma_{\min} = -18.159, \sigma_{\max} = 1300.855)$  en KN /m<sup>2</sup>



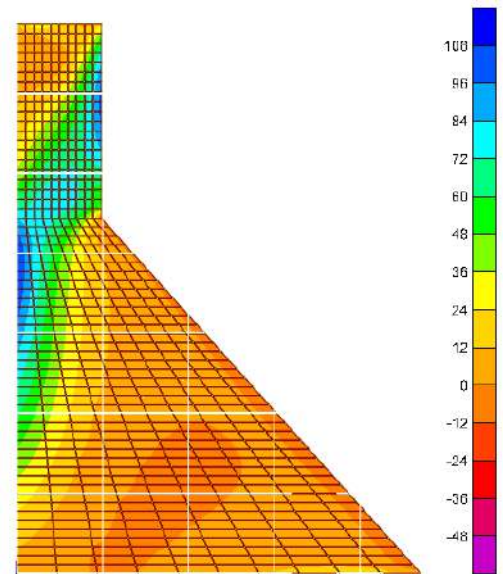
F.11/Contrainte dans le barrage sous l'effet  
De l'accélérogramme d' El Asnam pour un facteur  
scalaire 10 à l' instant t=4.72 S  
( $\sigma_{\min} = -2.386$ ,  $\sigma_{\max} = 127.215$ ) en KN /m<sup>2</sup>



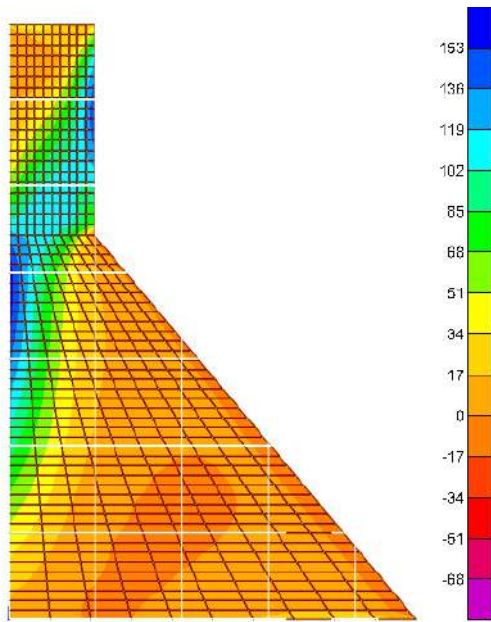
F.12/Contrainte dans le barrage sous l'effet de  
de l'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur  
scalaire 15 à l' instant t=4.72 S  
( $\sigma_{\min} = -3.579$ ,  $\sigma_{\max} = 190.823$ ) en KN /m<sup>2</sup>



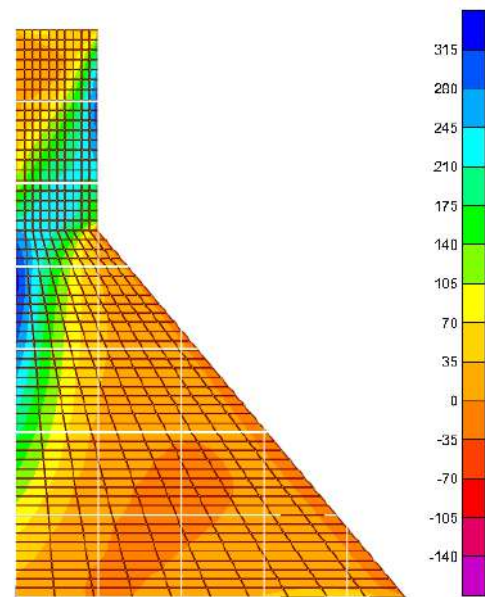
F.13/ Contrainte dans le barrage sous l'effet  
De l'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur  
scalaire 30 à l' instant t=4.72 S  
( $\sigma_{\min} = -7.159$ ,  $\sigma_{\max} = 381.645$ ) en KN /m<sup>2</sup>



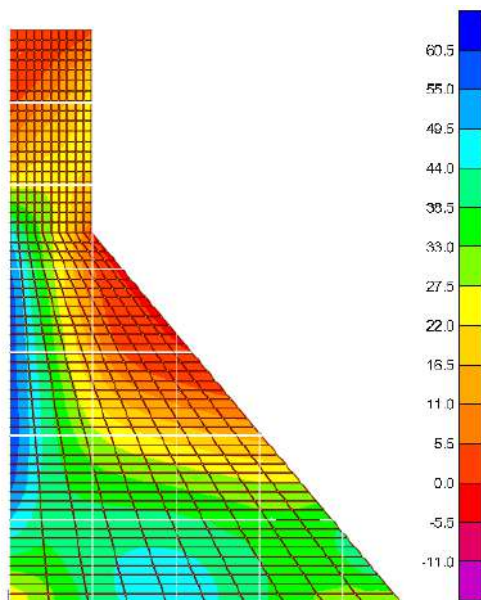
F. 14/Contrainte dans le barrage sous l'effet  
de l'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur  
scalaire 10 à l' instant t=5.91 S  
( $\sigma_{\min} = 51.295$ ,  $\sigma_{\max} = 111.835$ ) en KN /m<sup>2</sup>



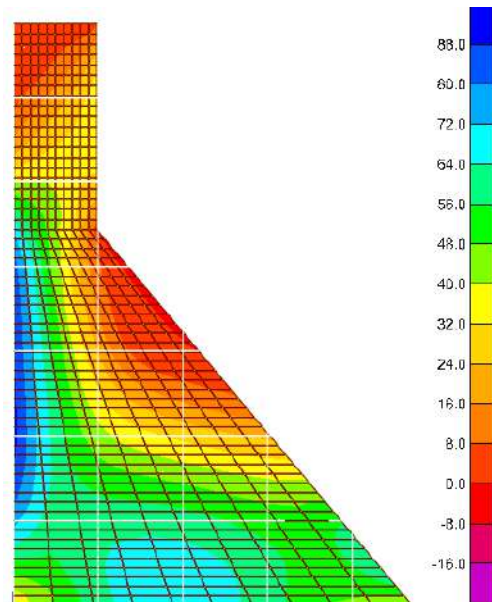
F.15/Contrainte dans le barrage sous l'effet de l'accélérogramme d' El Asnam pour un facteur scalaire 15 à l' instant t=5.91 S  
 ( $\sigma_{\min} = -76.943$  ,  $\sigma_{\max} = 167.754$ ) en KN /m<sup>2</sup>



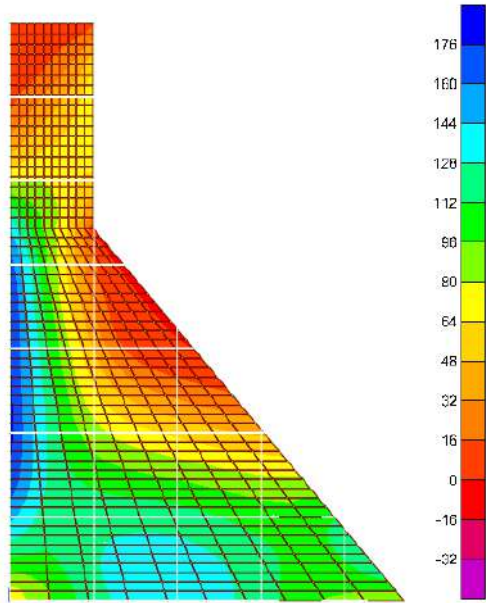
F.16/ Contrainte dans le barrage sous l'effet de l'accélérogramme d' El Asnam pour un facteur scalaire 30 à l' instant t=5.91 S  
 ( $\sigma_{\min} = -153.885$ ,  $\sigma_{\max} = 335.507$ ) en KN /m<sup>2</sup>



F.17/Contrainte dans le barrage sous l'effet de l'accélérogramme d' El Asnam pour un facteur scalaire 10à l' instant t=5.98 S  
 ( $\sigma_{\min} = -12.563$ ,  $\sigma_{\max} = 60.257$ ) en KN /m<sup>2</sup>



F.18/ Contrainte dans le barrage sous l'effet de l'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 15 à l' instant t=5.98 S  
 ( $\sigma_{\min} = -12.563$ ,  $\sigma_{\max} = 60.257$ ) en KN /m<sup>2</sup>

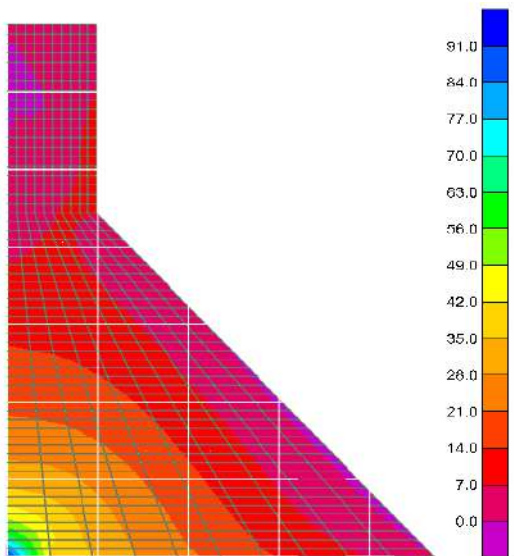


F.19/Contrainte dans le barrage sous l'effet de l'accélérogramme

D'El Asnam pour un facteur scalaire 30 à l'instant t=5.98 S

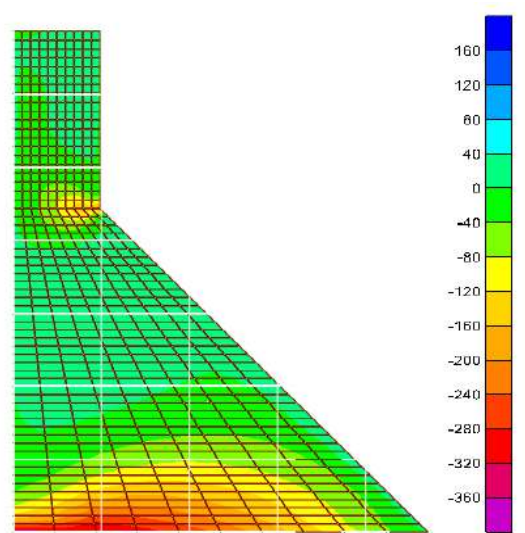
( $\sigma_{\min} = -37.690$ ,  $\sigma_{\max} = 180.770$ ) en KN /m<sup>2</sup>

**G. Les contraintes dans le barrage Koyna Pour un maillage raffiné : 30, a l'IFS**



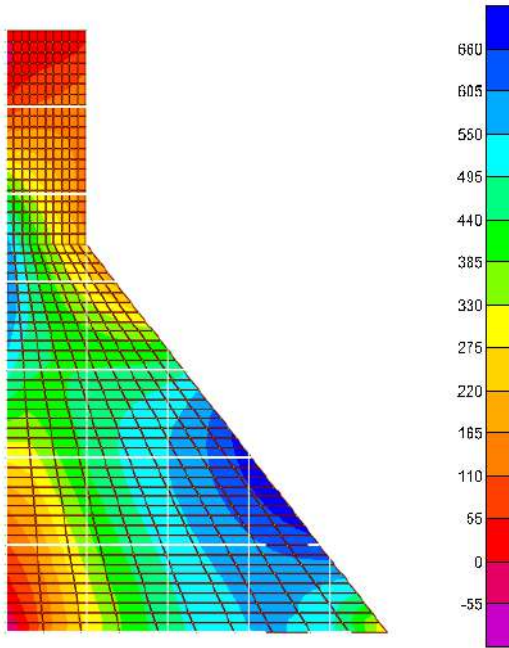
G.1/ Contrainte sous l'effet de la charge hydrostatique

(  $\sigma_{\min} = -2.013$ ,  $\sigma_{\max} = -2.013$ ) KN/m<sup>2</sup>



G.2/Contrainte sous l'effet du poids propre du barrage

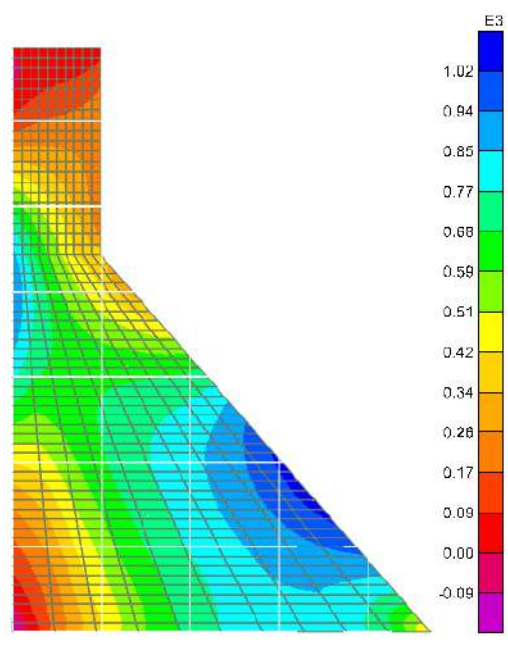
(  $\sigma_{\min} = -363.592$ ,  $\sigma_{\max} = 183.706$ ) KN/m<sup>2</sup>



G.3/Contrainte dans le barrage sous l'effet

De l'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 10 à l'instant t=2.83 S

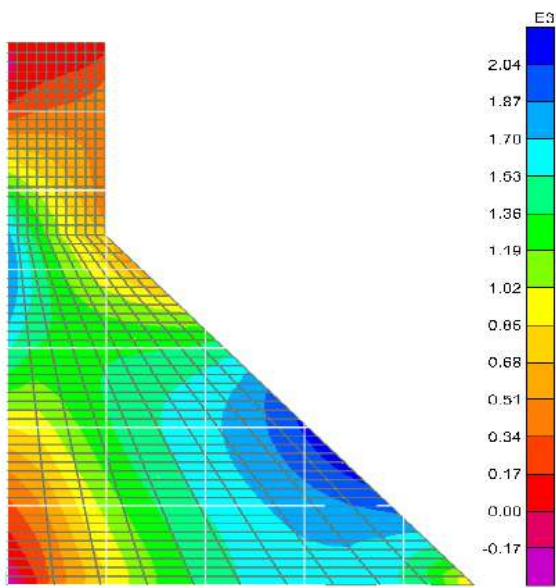
$(\sigma_{\min} = -89.153, \sigma_{\max} = 710.506) \text{ KN/m}^2$



G.4/Contrainte dans le barrage sous l'effet

de l'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 15 à l'instant t=2.83 S

$(\sigma_{\min} = -133.730, \sigma_{\max} = 1065.759) \text{ KN/m}^2$

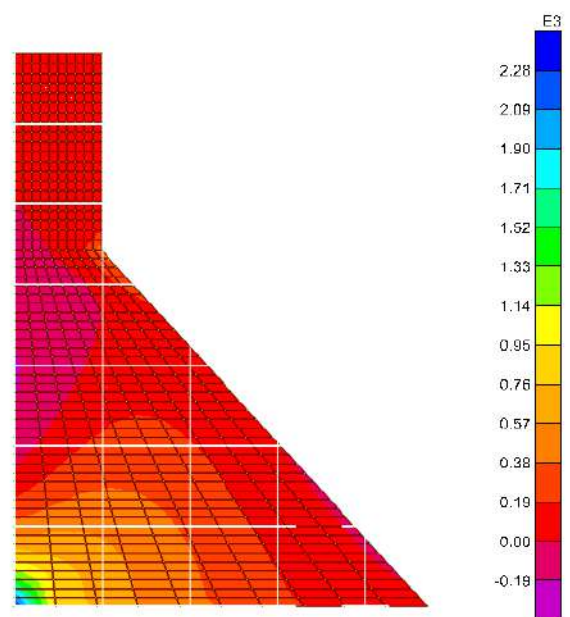


G.5/Contrainte dans le barrage sous l'effet

De l'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 30 à l'instant t=2.83 S

scalaire 30 à l'instant t=2.83 S

$(\sigma_{\min} = -267.460, \sigma_{\max} = 2131.518) \text{ KN/m}^2$

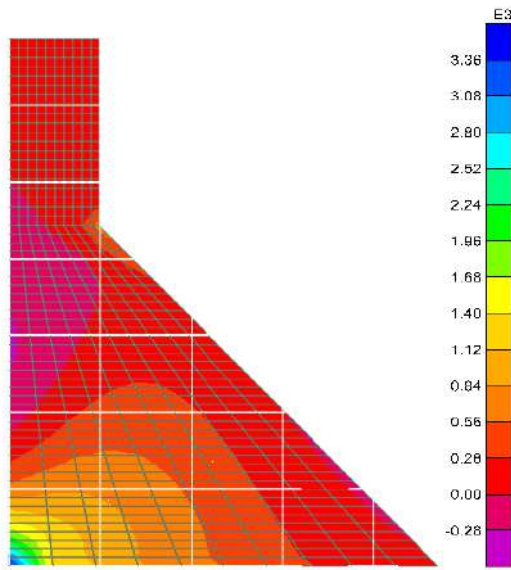


G.6/Contrainte dans le barrage sous l'effet

de l'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 10 à l'instant t=2.76 S

scalaire 10 à l'instant t=2.76 S

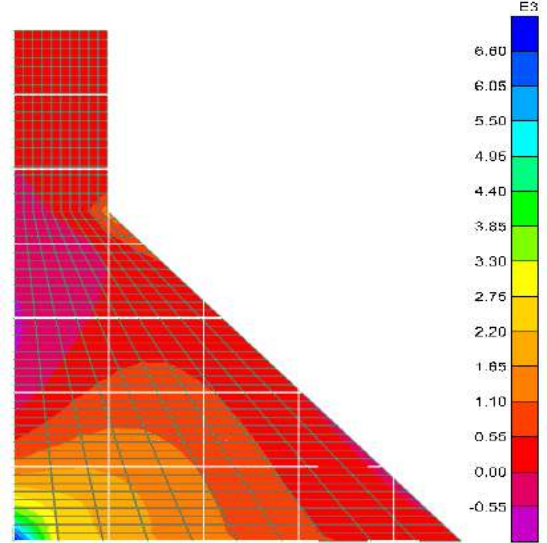
$(\sigma_{\min} = -216.001, \sigma_{\max} = 2363.065) \text{ KN/m}^2$



G.7/Contrainte dans le barrage sous l'effet

De l'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur  
scalaire 15 à l'instant t=2.76 S

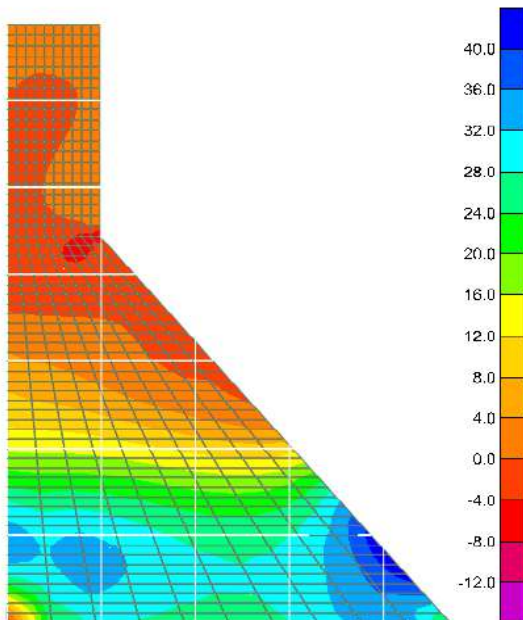
$$(\sigma_{\min} = -324.004, \sigma_{\max} = 3544.597) \text{ KN/m}^2$$



G.8/Contrainte dans le barrage sous l'effet

de l'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur  
scalaire 30 à l'instant t=2.76 S

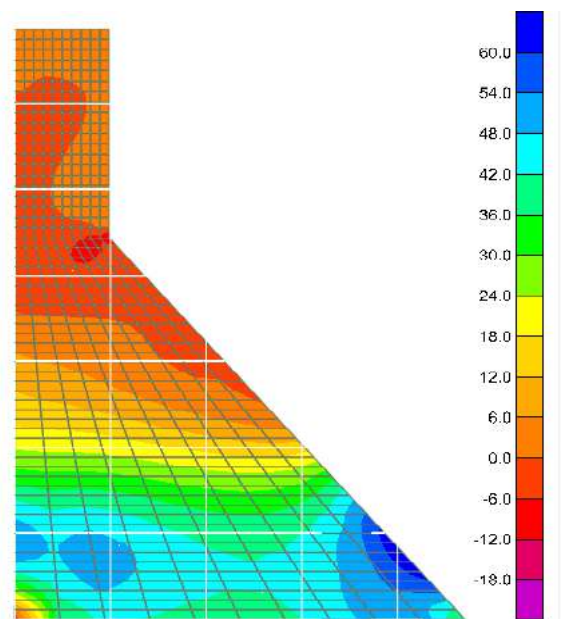
$$(\sigma_{\min} = -648.003, \sigma_{\max} = 7089.194) \text{ KN/m}^2$$



G.9/Contrainte dans le barrage sous l'effet

De l'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur  
scalaire 10 à l'instant t=5.98 S

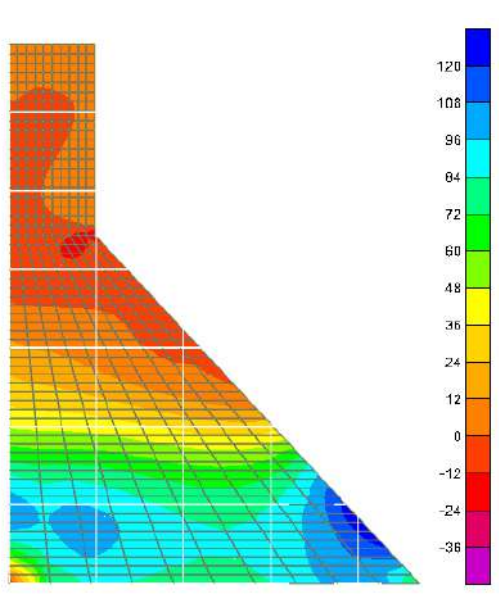
$$(\sigma_{\min} = -13.436, \sigma_{\max} = 43.767) \text{ KN/m}^2$$



G.10/Contrainte dans le barrage sous l'effet

de l'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur  
scalaire 15 à l'instant t=5.98 S

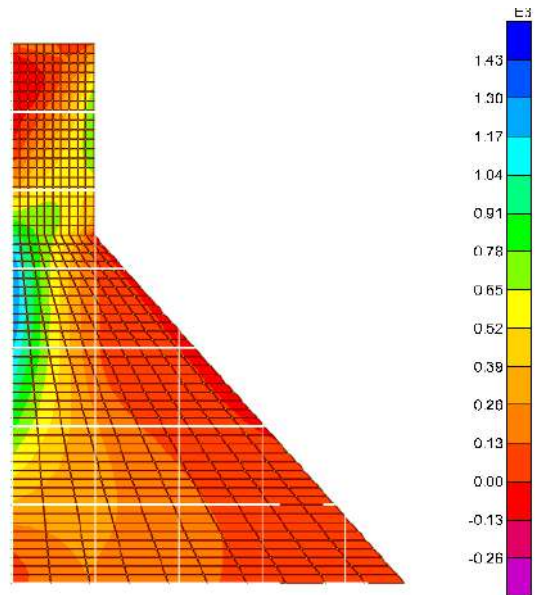
$$(\sigma_{\min} = -20.155, \sigma_{\max} = 65.650) \text{ KN/m}^2$$



G.11/Contrainte dans le barrage sous l'effet

De l'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 30 à l'instant t=5.98 S

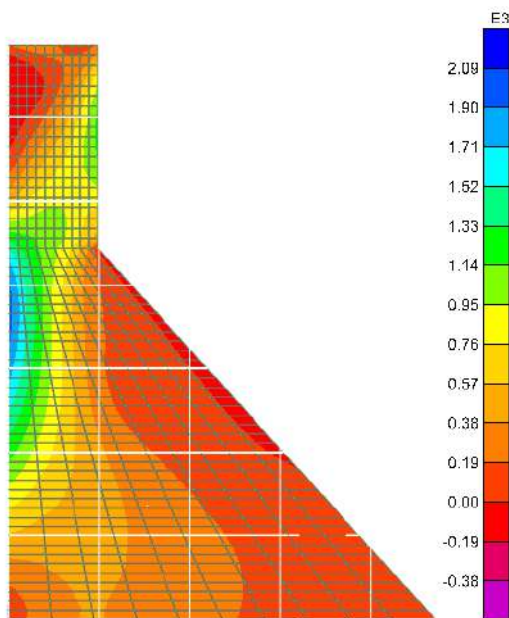
$(\sigma_{min} = -40.309, \sigma_{max} = 131.300) \text{ KN/m}^2$



G. 12/Contrainte dans le barrage sous l'effet

de l'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 10 à l'instant t=3.01 S

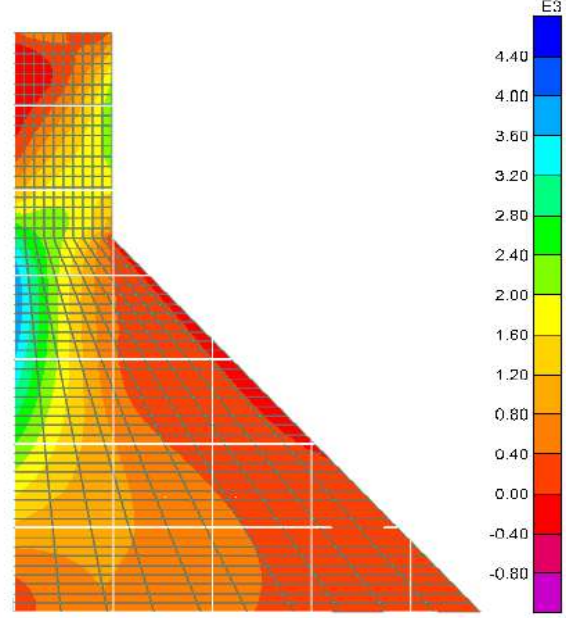
$(\sigma_{min} = -361.356, \sigma_{max} = 1344.157) \text{ KN/m}^2$



G.14/Contrainte dans le barrage sous l'effet

De l'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 15 à l'instant t=3.01 S

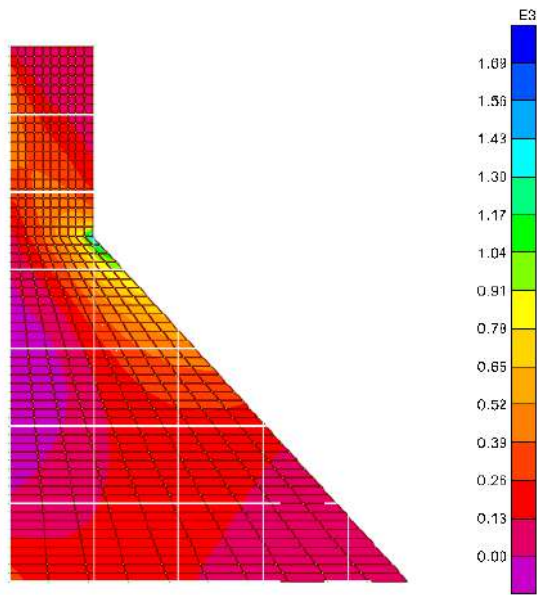
$(\sigma_{min} = -542.033, \sigma_{max} = 2016.235) \text{ KN/m}^2$



G.15/ Contrainte dans le barrage sous l'effet

de l'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 30 à l'instant t=3.01 S

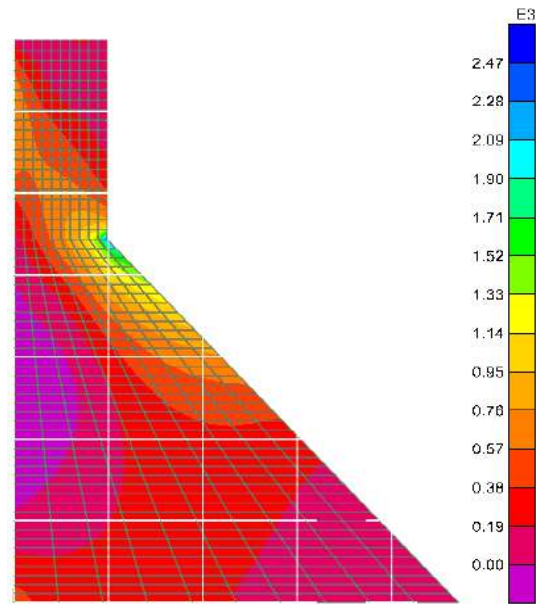
$(\sigma_{min} = -1084.067, \sigma_{max} = 4032.470) \text{ KN/m}^2$



G.16/Contrainte dans le barrage sous l'effet

De l'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 10 à l'instant t=3.15 S

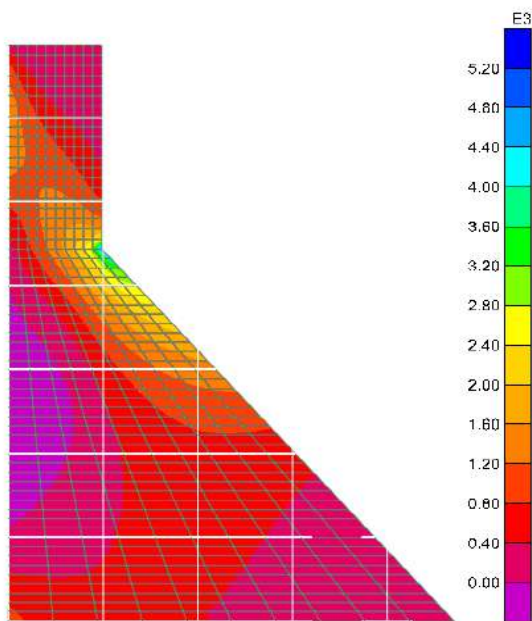
$(\sigma_{min} = -79.927, \sigma_{max} = 1772.659) \text{ KN/m}^2$



G.17/Contrainte dans le barrage sous l'effet

de l'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 15 à l'instant t=3.15 S

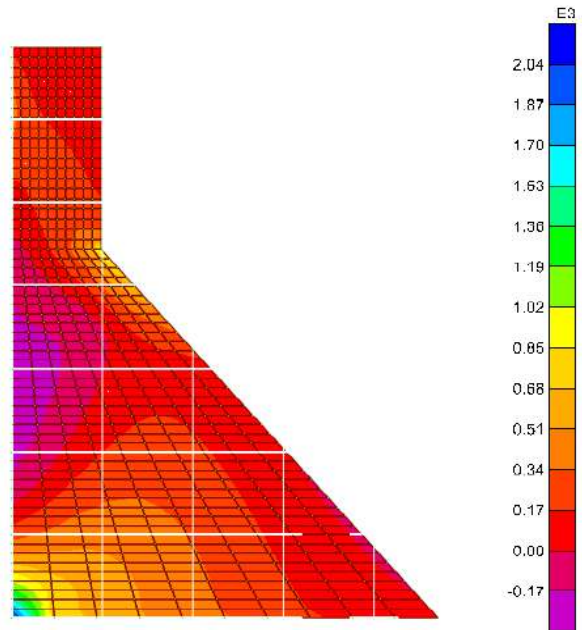
$(\sigma_{min} = -119.89, \sigma_{max} = 2659.288) \text{ KN/m}^2$



G.18/Contrainte dans le barrage sous l'effet

De l'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 30 à l'instant t=3.15 S

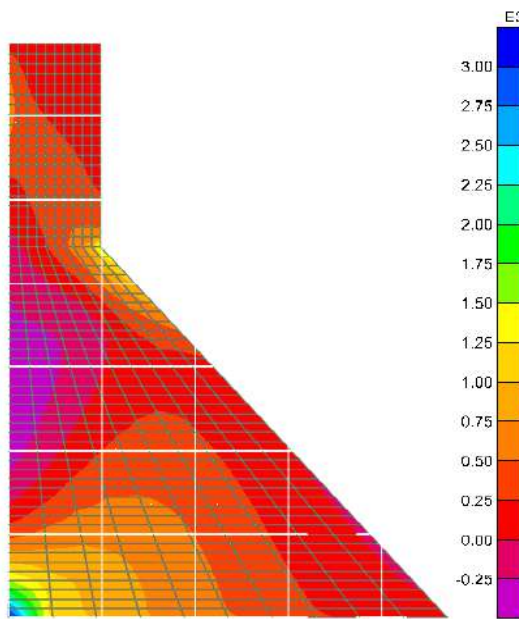
$(\sigma_{min} = -119.89, \sigma_{max} = 2659.288) \text{ KN/m}^2$



G.19/ Contrainte dans le barrage sous l'effet

de l'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 10 à l'instant t=2.96 S

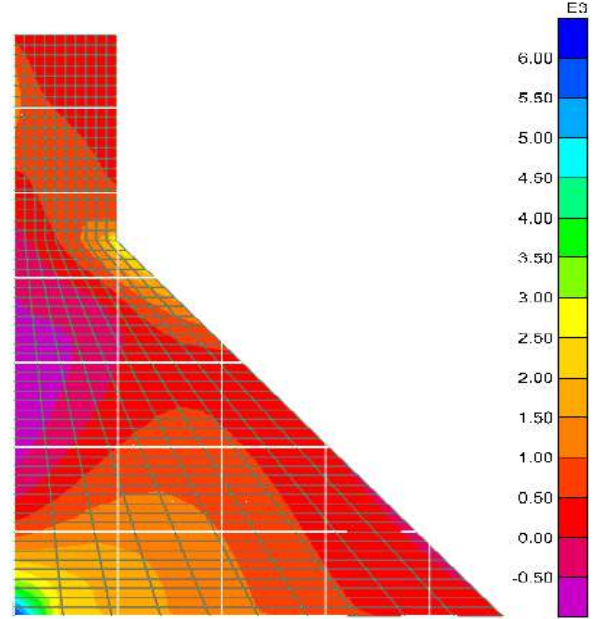
$(\sigma_{min} = -274.227, \sigma_{max} = 2113.435) \text{ KN/m}^2$



G.20/Contrainte dans le barrage sous l'effet

De l'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 15 à l'instant t=2.96 S

$(\sigma_{min} = -411.340, \sigma_{max} = 3170.152) \text{ KN/m}^2$

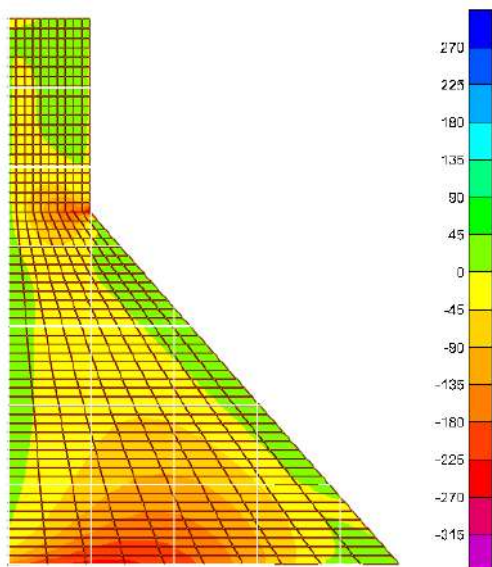


G.21/Contrainte dans le barrage sous l'effet

de l'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 30 à l'instant t=2.96 S

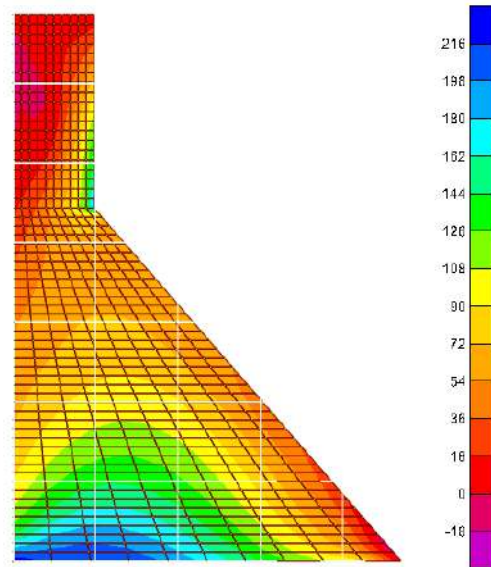
$(\sigma_{min} = -822.680, \sigma_{max} = 6340.304) \text{ KN/m}^2$

**H. Les contraintes dans le barrage Koyna Pour un maillage raffiné : 30, a l'ISSF**



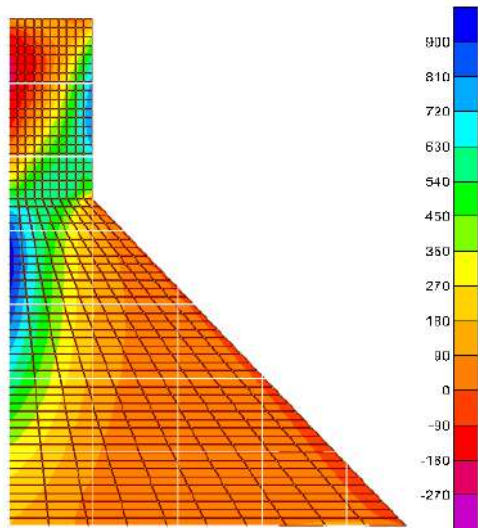
H.1/Contrainte sous l'effet du poids propre du barrage

$(\sigma_{min} = -345.770, \sigma_{max} = 265.602) \text{ KN/m}^2$



H. 2/Contrainte sous l'effet de la charge hydrostatique

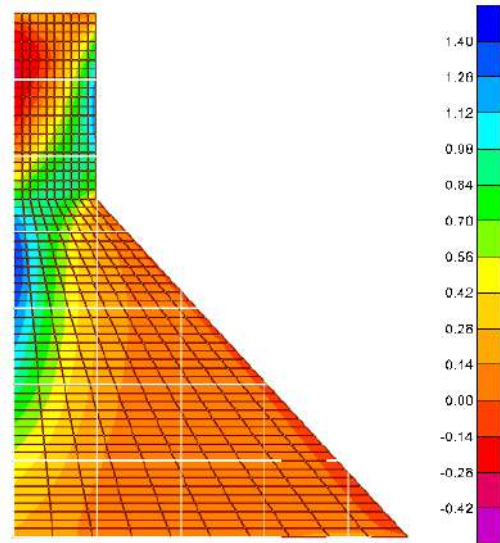
$(\sigma_{min} = -30.354, \sigma_{max} = 232.729) \text{ KN/m}^2$



H.3/Contrainte dans le barrage sous l'effet

De l'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant t=2.86 S

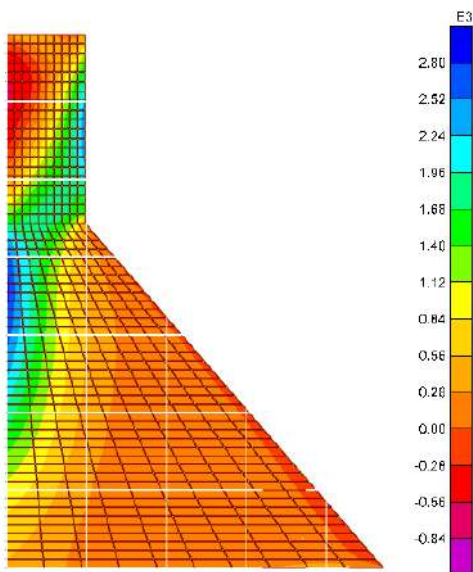
$(\sigma_{\min} = -315.487, \sigma_{\max} = 980.249) \text{ KN/m}^2$



H.4/ Contrainte dans le barrage sous l'effet

de l'accélérogramme d'El Asnam pou un facteur scalaire 15 à l' instant t=2.86 S

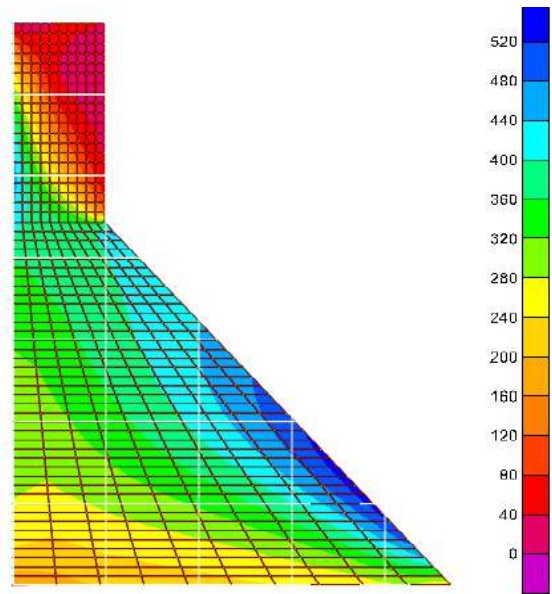
$(\sigma_{\min} = -473.230, \sigma_{\max} = 1470.373) \text{ KN/m}^2$



H.5/Contrainte dans le barrage sous l'effet

De l'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 30 à l' instant t=2.86 S

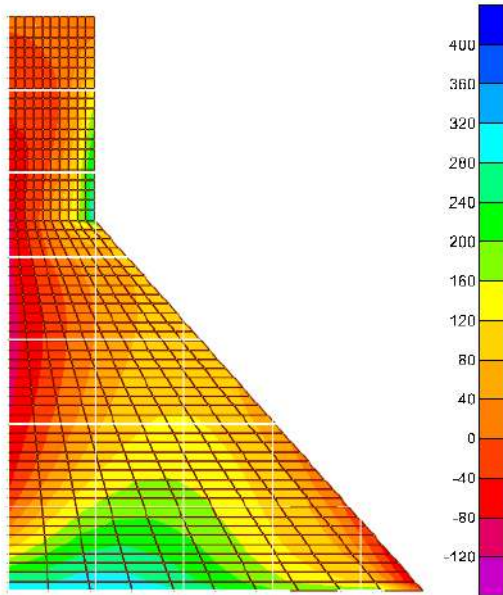
$(\sigma_{\min} = -946.460, \sigma_{\max} = 2940.746) \text{ KN/m}^2$



H. 6/ Contrainte dans le barrage sous l'effet

de l'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant t=3.29 S

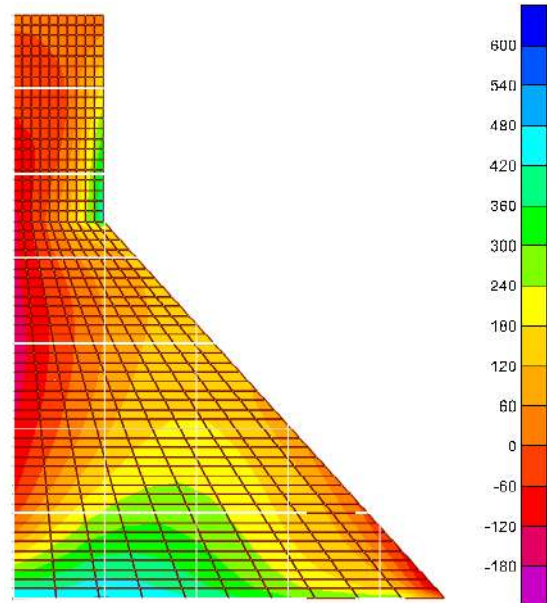
$(\sigma_{\min} = -3.662, \sigma_{\max} = 539.495) \text{ KN/m}^2$



H.7/Contrainte dans le barrage sous l'effet

De l'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant t=2.55 S

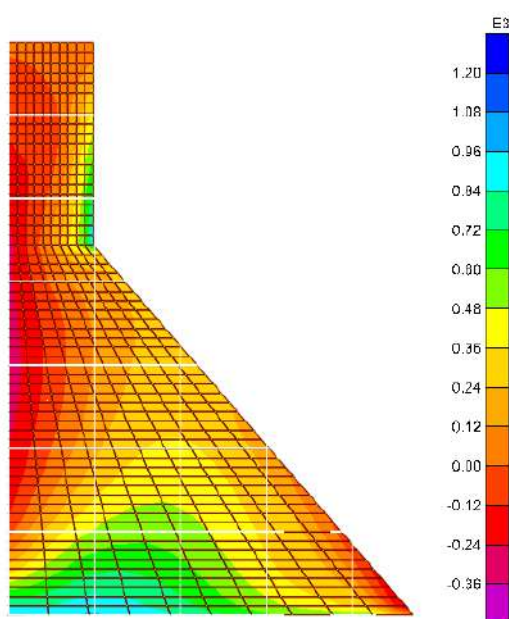
$$(\sigma_{\min} = -153.323, \sigma_{\max} = 367.578) \text{KN/m}^2$$



H. 8/Contrainte dans le barrage sous l'effet

de l'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 15 à l' instant t=2.55 S

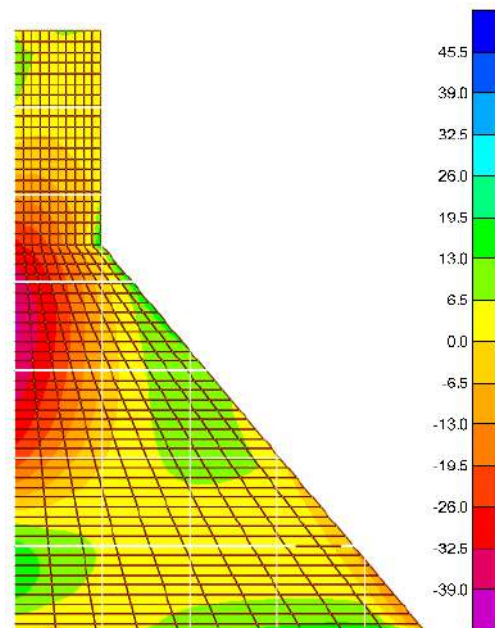
$$(\sigma_{\min} = -153.323, \sigma_{\max} = 367.578) \text{ KN/m}^2$$



H.9/Contrainte dans le barrage sous l'effet

De l'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 30 à l' instant t=2.55 S

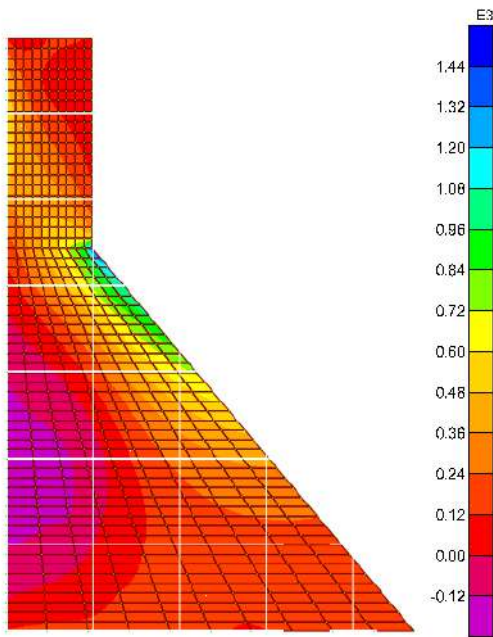
$$(\sigma_{\min} = -459.968, \sigma_{\max} = 1102.735) \text{KN/m}^2$$



H.10/Contrainte dans le barrage sous l'effet

de l'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 10à l' instant t=4.41 S

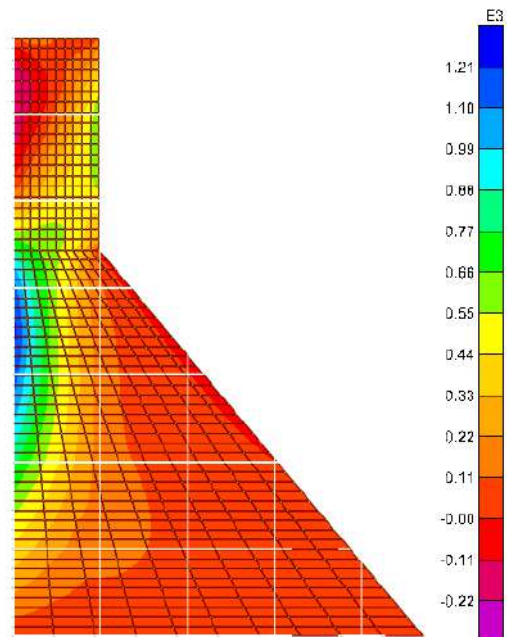
$$(\sigma_{\min} = -42.650, \sigma_{\max} = 44.003) \text{ KN/m}^2$$



H.11/Contrainte dans le barrage sous l'effet

De l'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant t=2.43S

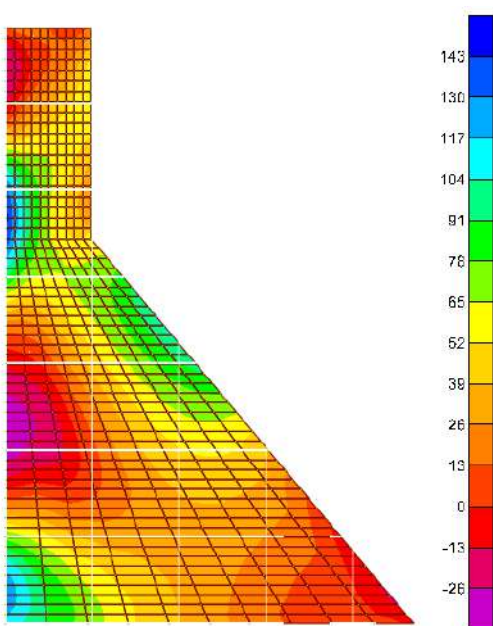
$(\sigma_{\min} = -187.23, \sigma_{\max} = 1533.816) \text{KN/m}^2$



H. 12/Contrainte dans le barrage sous l'effet

de l'accélérogrammed' El Asnam pour une facteur scalaire 10 à l' instant t=2.36S

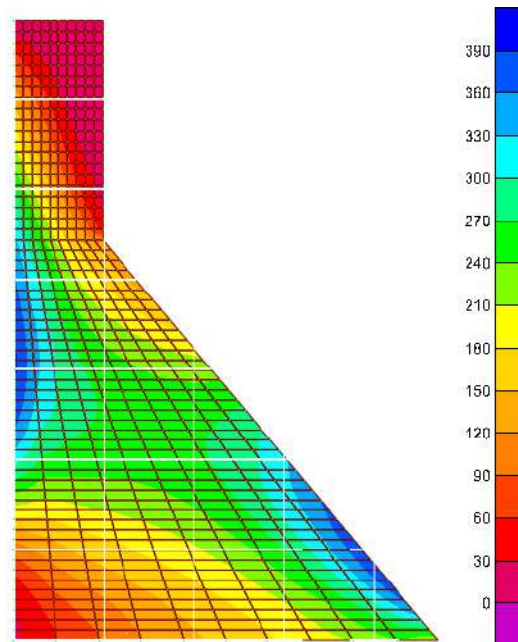
$(\sigma_{\min} = -317.169, \sigma_{\max} = 1250.270) \text{ KN/m}^2$



H.13/Contrainte dans le barrage sous l'effet

De l'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant t=1.53S

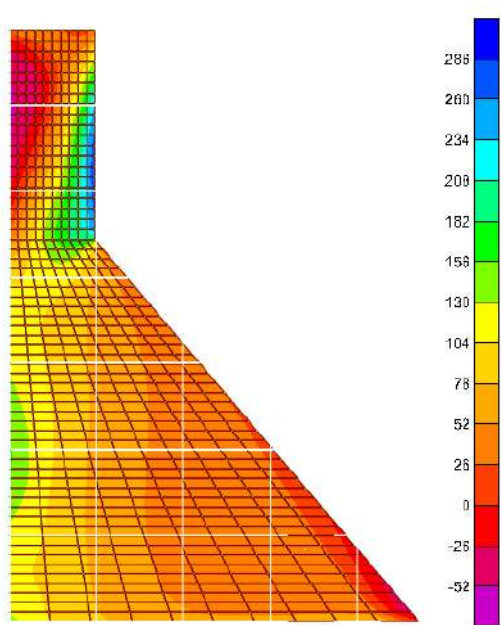
$(\sigma_{\min} = -37.712, \sigma_{\max} = 148.654) \text{KN/m}^2$



H. 14/ Contrainte dans le barrage sous l'effet

de l'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 10 à l' instant t=2.11S

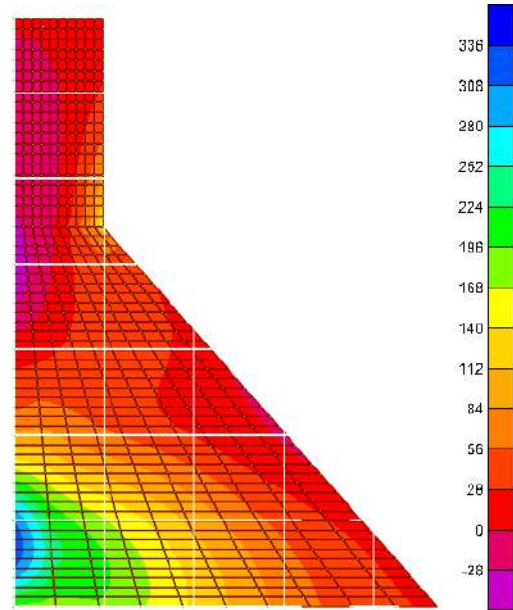
$(\sigma_{\min} = -1.572, \sigma_{\max} = 401.660) \text{ KN/m}^2$



H.15/Contrainte dans le barrage sous l'effet

De l'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 10 à l'instant t=2.52 S

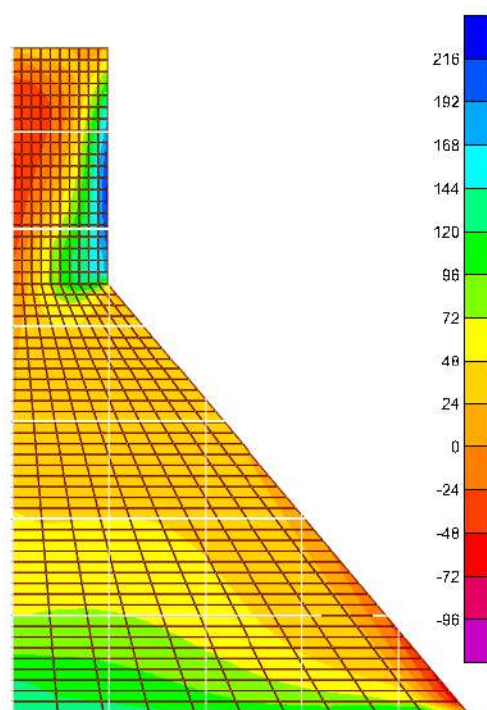
$$(\sigma_{\min} = -75.664, \sigma_{\max} = 289.779) \text{KN/m}^2$$



H.16 / Contrainte dans le barrage sous l'effet

de l'accélérogramme d'El Asnam pour un facteur scalaire 10 à l'instant t=2.91 S

$$(\sigma_{\min} = -39.331, \sigma_{\max} = 345.448) \text{KN/m}^2$$



H.17/Contrainte dans le barrage sous l'effet de l'accélérogramme

D'El Asnam pour un facteur scalaire 10 à l'instant t=3.37S

$$(\sigma_{\min} = -109.352, \sigma_{\max} = 233.084) \text{KN/m}^2$$

**Conclusion**

**Les contraintes appliquées sur le barrage:**

- Les résultats que nous avons obtenus en effectuant les calculs pour les différents cas : barrage seul, interaction sol structure et interaction sol structure fluide et qui sont illustrées par les figures présentées ci-dessus nous permettent de percevoir dans ces figures une comparaison des contraintes verticales à l’amont dans le cas sol structure et structure fluide aux différentes cotes.
- Les conditions de non traction et de non écrasement étant vérifié. Nous avons admis par ailleurs que les contraintes maximales doivent satisfaire aux conditions :
- $\sigma_{max} < [\sigma]$  :  $\tau_{max} < [\tau]$

La résistance dynamique à la traction théoriquement ne doit pas dépasser 4 MPa.

- Résistance à la traction dynamique ( $f_{td}$ ) peut être déterminée en fonction de la résistance à la compression dynamique  $f_{cd}$  :
- $f_{td} = 0.1 \cdot f_{cd} \leq 4 \text{Mpa}$
- $f_{td} \leq 4 \text{Mpa}$
- $f_{cd} \leq 40 \text{Mpa}$
- la vérification d’une part que l’évolution des contraintes à l’intérieur du barrage ne doit pas dépasser les valeurs limites déterminées par des essais sur les matériaux (risque de fissuration) et d’autre part que le barrage ne va pas glisser sur sa base ou basculer (stabilité générale) Les Figures 6.5.(A ,B,C,D,E,F,G,H,I) illustrent la distribution des contraintes principales  $\sigma_{max}$  à l’instant où celle-ci est la plus défavorable pour les barrages de Hammam Grouz et Koyna. L’examen des zones de traction permet ainsi de déterminer le risque de fissuration
- **Barrage Hammam Grouz :**
- Les contraintes appliquées sur le corps du barrage de Hammam Grouz sont différentes par le fait de l’influence de la rigidité de la fondation.

	Contraintes de traction	Contraintes de compression
Sans interaction (Base fixe)	A l’instant 3.10S figure A.2 : présence des contraintes de traction au niveau du point d’inflexion entre le corps et le couronnement $\sigma_t < \sigma_{adm}$	A l’instant 2.95S figure A.4 : présence des contraintes de compression au niveau de la base du barrage cotée amont avec des valeurs maximum entre 300 et 375KN/m <sup>2</sup> mais $\sigma < \sigma_{adm}$
ISS	Aux l’instant 2.74S et 2.94 figure B.5,B.7 : présence des contraintes de traction au niveau de la crête du barrage avec des valeurs importante > 40 KN/m <sup>2</sup> alors la condition $\sigma_t < \sigma_{adm}$ n’est pas vérifiée (risque de	Aux l’instant 1.90S ,1.28S et 3.88S figures B.3, B.4, B.6 : présence des contraintes de compression au niveau de la base du barrage cotée aval avec des valeurs maximum >400KN/m <sup>2</sup> la condition $\sigma_c < \sigma_{adm}$ n’est pas vérifiée.

	fissuration)	
IFS	Aux l’instant 2.76S figure B.5: présence des contraintes de traction au niveau de la crête du barrage avec des valeurs importante $> 40 \text{ KN/m}^2$ ; $\sigma_t = 100 \text{ KN/m}^2$ alors la condition $\sigma_t < \sigma_{adm}$ n’est pas vérifiée (risque de fissuration)	Aux l’instant 1.76 S figure.5.C: présence des contraintes de compression au niveau de la base du barrage cotée amont avec des valeurs maximum $> 400 \text{ KN/m}^2$ ; $\sigma_c = 700 \text{ a } 800 \text{ KN/m}^2$ la condition $\sigma_c < \sigma_{adm}$ n’est pas vérifiée
ISSF	Aux l’instant 2.77 S et 3.51 figures D.6, D.27 : présence des contraintes de traction au niveau de du point d’inflexion entre le corps et le couronnement et la crête du barrage avec des valeurs importante $> 40 \text{ KN/m}^2$ alors la condition $\sigma_t < \sigma_{adm}$ n’est pas vérifiée (risque de fissuration)	Aux l’instant 3.14 S ,3.24 S et 3.88S figures D.12, D.18 : présence des contraintes de compression au niveau de du point d’inflexion entre le corps et le couronnement avec des valeurs maximum $> 400 \text{ KN/m}^2$ la condition $\sigma_c < \sigma_{adm}$ n’est pas vérifiée.

Tableau 6.3 : Les contraintes appliquées sur le barrage Hammam Grouz

- **Barrage Koyna**
- Les contraintes appliquées sur le corps du barrage de Koyna sont plus grand que sur barrage Hammam Grouz

	Contraintes de traction	Contraintes de compression
Base fixe	Aux l’instant 3.09 S , 3.54 et 5.6 S figures : E4, E5,E2 présence des contraintes de traction au niveau de la base du barrage cotée amont et a l’instant 5.6 S figure E2 les contraintes aussi au niveau du point d’inflexion entre le corps et le couronnement avec des valeurs importante $> 40 \text{ KN/m}^2$ alors la condition $\sigma_t < \sigma_{adm}$ n’est pas vérifiée (risque de fissuration)	A l’instant 3.71S figure E.5 : présence des contraintes de compression au niveau de la base du barrage cotée amont avec des valeurs maximum entre 400 et $495 \text{ KN/m}^2 > 400 \text{ KN/m}^2$ la condition $\sigma_c < \sigma_{adm}$ n’est pas vérifiée.
ISS	Sous l’effet de poids propre du barrage figure F1 : présence des contraintes de traction au niveau du point d’inflexion entre le corps et le couronnement et a la base du barrage avec des valeurs importante $> 40 \text{ KN/m}^2$ alors la condition $\sigma_t < \sigma_{adm}$ n’est pas vérifiée (risque de fissuration)	A l’instant 2.86 S figure F2 : présence des contraintes de compression au niveau de du point d’inflexion entre le corps et le couronnement avec des valeurs maximum $> 400 \text{ KN/m}^2$ la condition $\sigma_c < \sigma_{adm}$ n’est pas vérifiée.
IFS	Aux l’instant 2.76S et 2.96 figure G.6, G.19: présence des contraintes de	Aux l’instant 2.83 S , 3.01 et 2.83 figure G.3, G.12 ,G3: présence des contraintes

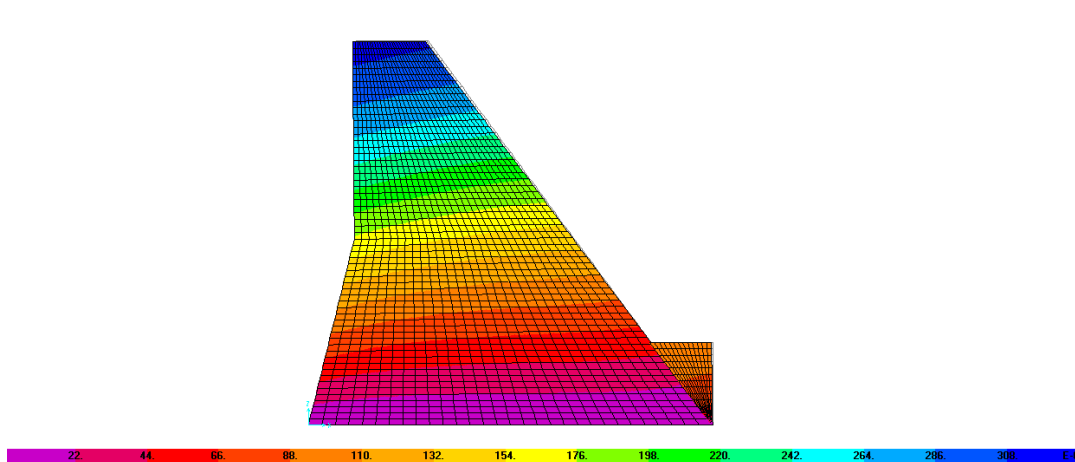
	<p>traction au milieu du barrage cotée amont et au poids propre du barrage figure E .2 la distribution des contraintes de traction a la base et au niveau du point d'inflexion entre le corps et le couronnement toutes ces valeurs sont importante <math>&gt; 40 \text{ KN/m}^2</math> ; <math>\sigma_t = 170</math> a <math>320 \text{ KN/m}^2</math> alors la condition <math>\sigma_t &lt; \sigma_{adm}</math> n'est pas vérifiée (risque de fissuration)</p>	<p>de compression au milieu du barrage cotée amont et Aux l'instant 2.76S et 2.96 figure G.6, G.19 la distribution des contraintes de compression a la base cotée amont toutes ces valeurs sont importante <math>&gt; 40 \text{ KN/m}^2</math> ; <math>\sigma_c = 1870</math> a <math>1900 \text{ KN/m}^2</math> alors la condition <math>\sigma_c &lt; \sigma_{adm}</math> n'est pas vérifiée</p>
ISSF	<p>Sous l'effet de poids propre du barrage figure H1 : présence des contraintes de traction au niveau du point d'inflexion entre le corps et le couronnement et a la base du barrage , a l'instant 2.43 S les contraintes de traction sont a la base avec des valeurs importante presque <math>120 \text{ KN/m}^2 &gt; 40 \text{ KN/m}^2</math> alors la condition <math>\sigma_t &lt; \sigma_{adm}</math> n'est pas vérifiée (risque de fissuration)</p>	<p>Aux l'instant 2.86 S et 2.43 S figure H.3 ,H .11 : présence des contraintes de compression au niveau de du point d'inflexion entre le corps et le couronnement avec des valeurs maximum de <math>900</math> a <math>1200 \text{ KN/m}^2 &gt; 400 \text{ KN/m}^2</math> la condition <math>\sigma_c &lt; \sigma_{adm}</math> n'est pas vérifiée</p>

Tableau 6.4 : Les contraintes appliquées sur le barrage Koyna

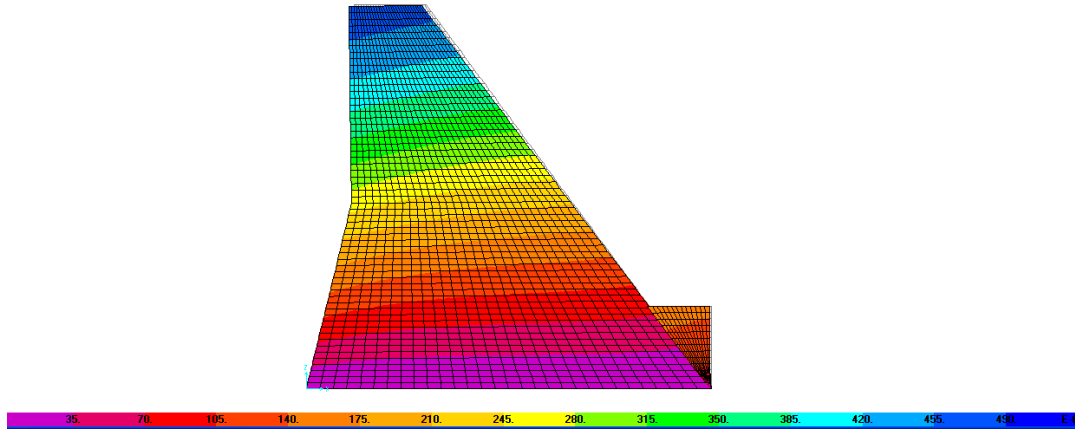
## 6.6. Les déformées

### 6.6.1. Barrage Hammam Grouz

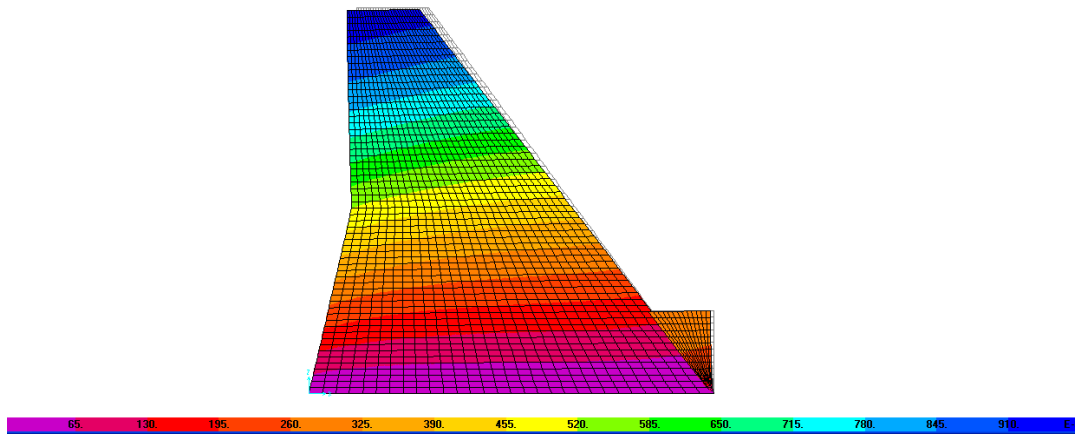
#### A. Les déformées du barrage Hammam Grouz pour un maillage raffiné sans interaction (base fixe)



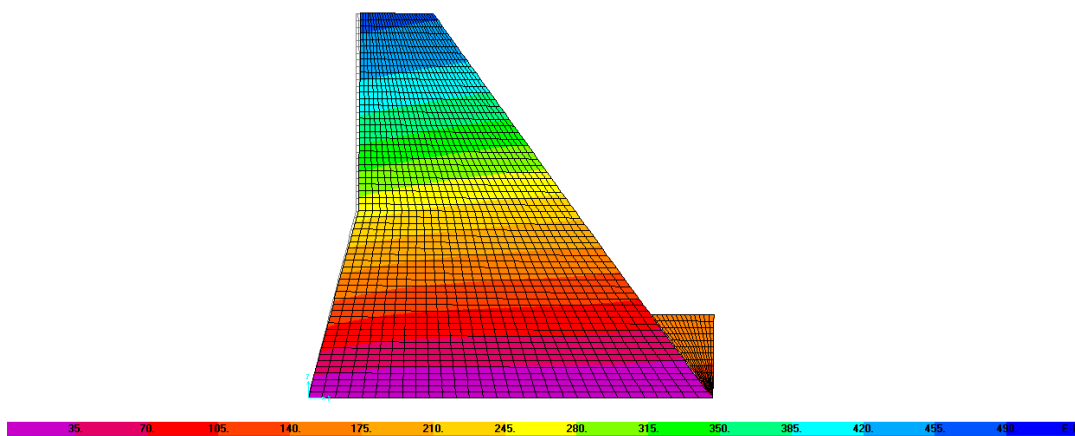
A.1. effet de l'accélérogramme d'el Asnam t=2.32 S (min=0.00, max=3.163E -4) m



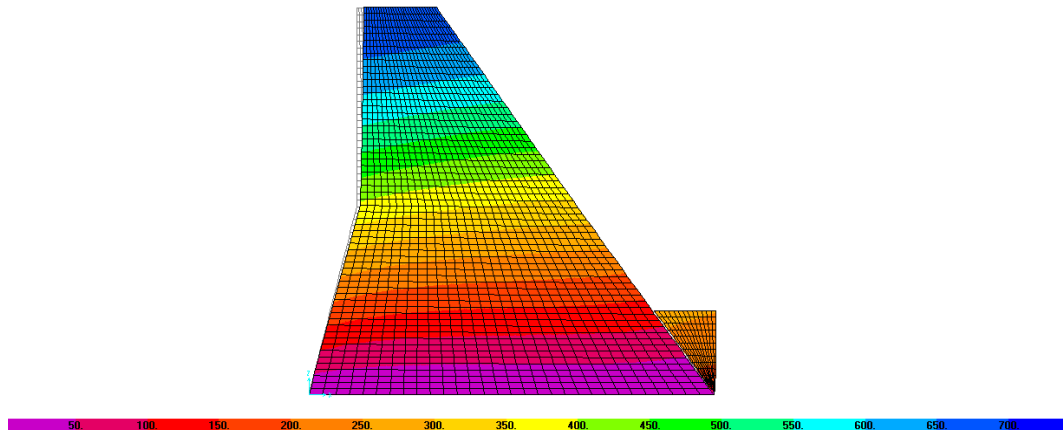
A.2. effet d'accélérogramme d'el Asnam 15 t=2.32 S (min=0.00, max=4.744E -4)m



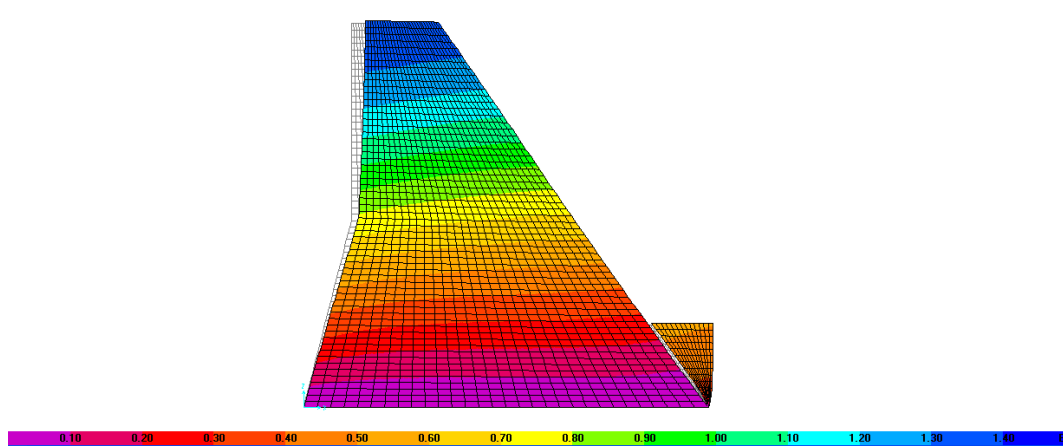
A.3. effet d'accélérogramme d'el Asnam 30 t=2.32 S (min=0.00, max=9.448E -4)m



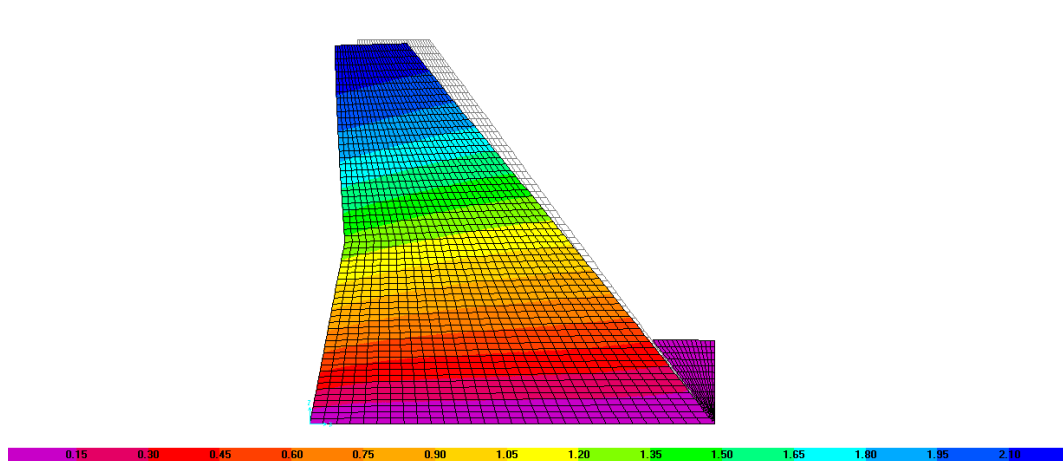
A.4. effet d'accélérogramme d'el Asnam t=2.75S (min=0.00, max=4.639E -4)m



A.5. effet de l'accélérogramme d'el Asnam 15 t=2.75 S (min=0.00, max=6.959E -4)m

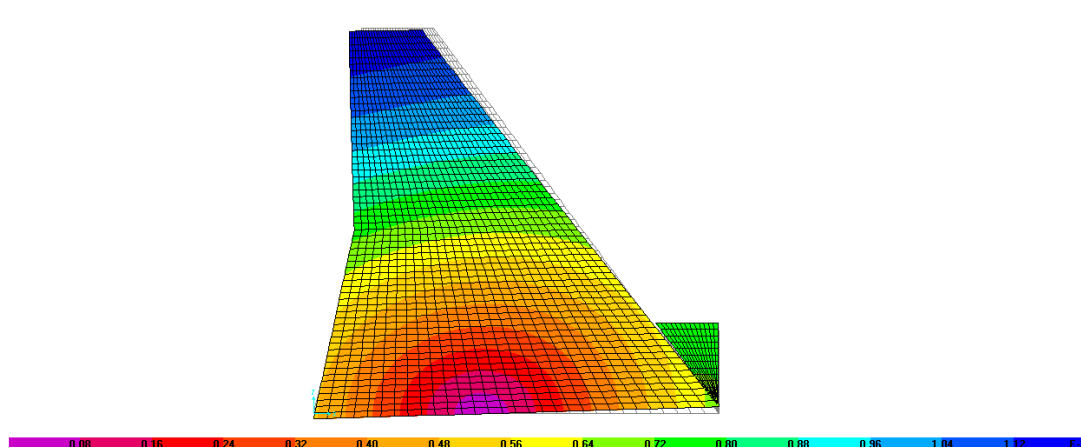


A.6. effet de l'accélérogramme d'el Asnam 30 t=2.75 S (min=0.00, max=0.001) m

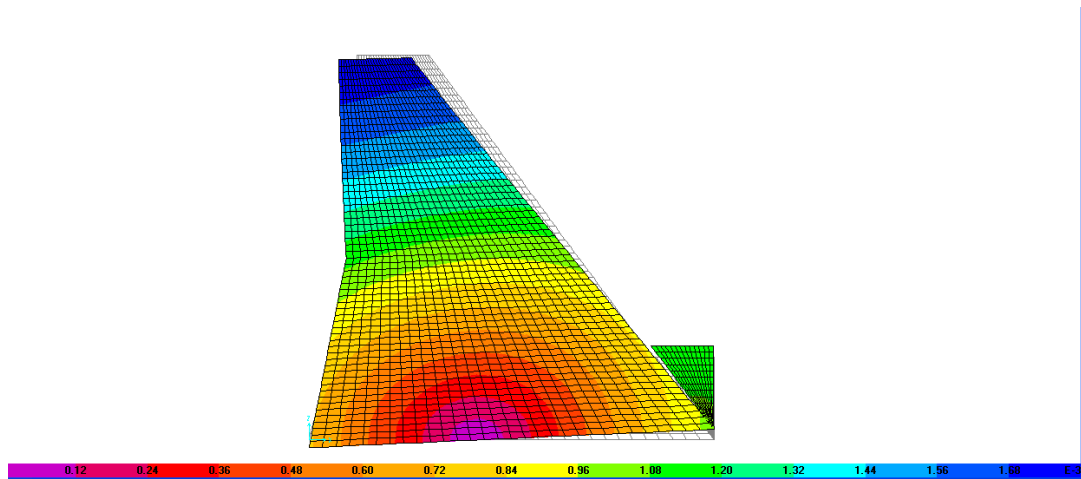


A.7. effet de l'accélérogramme d'el-Centro t=2.75 S (min=0.00, max=0.002)m

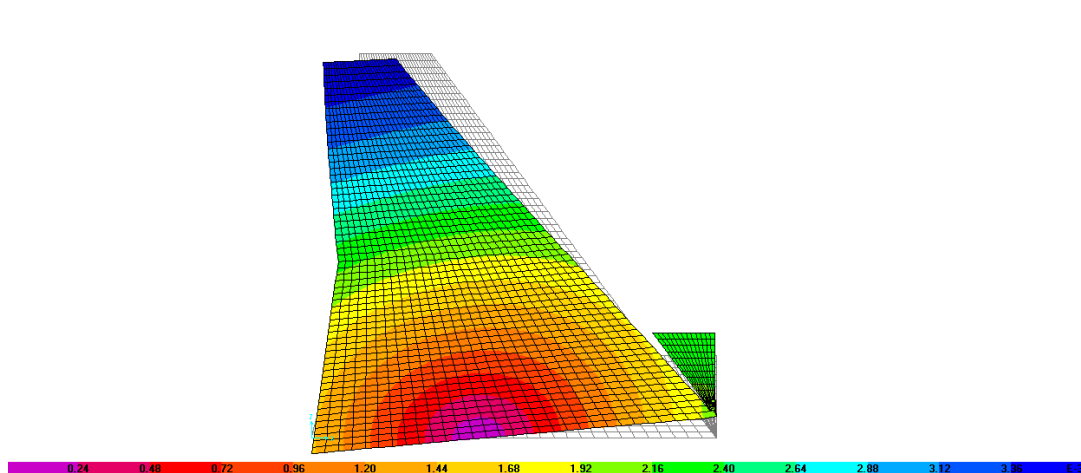
B. Les déformées du barrage Hammam Grouz pour un maillage raffiné à l'ISS



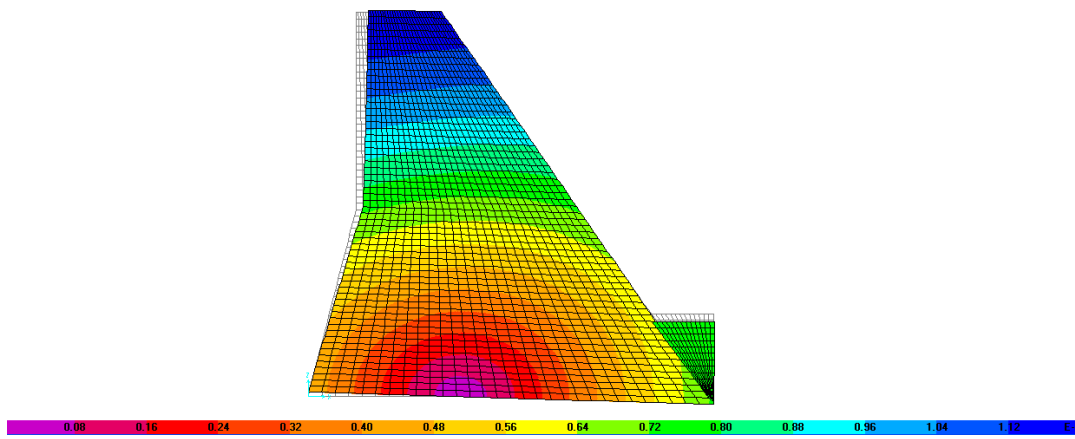
B.2. effet de l'accélérogramme d'el Asnam T=2.9 S (min=0.00, max=0.001) m



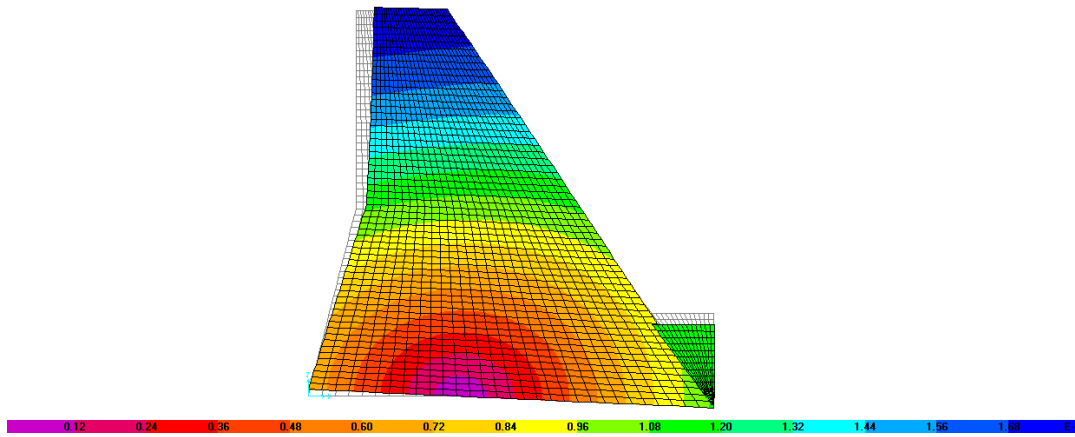
B.3. effet de l'accélérogramme d'el Asnam 15 t=2.9 S (min=0.00, max=0.002) m



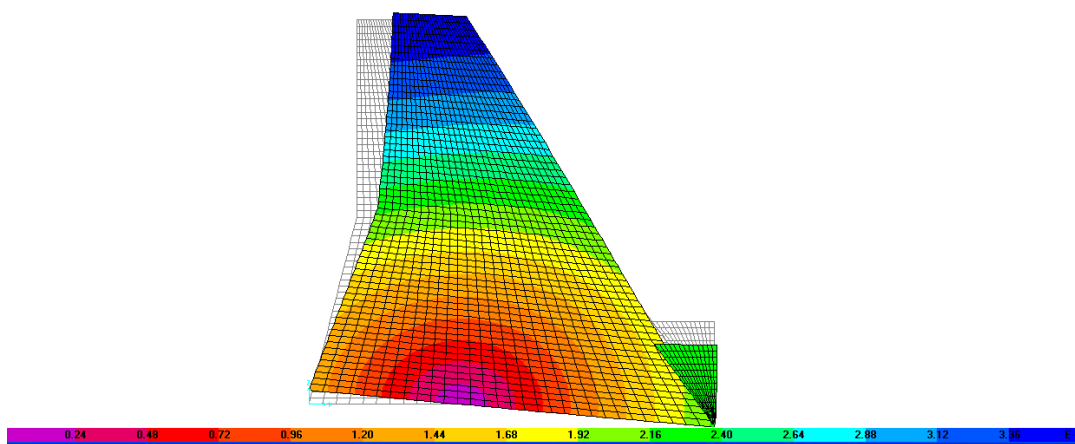
B.4. effet de l'accélérogramme d'el Asnam 30 t=2.9 S (min=0.00, max=0.004) m



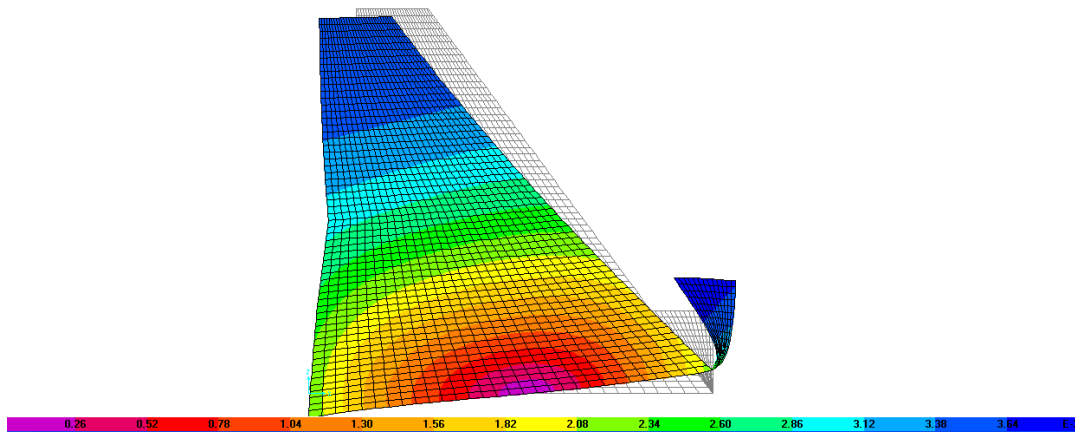
B.5. effet de l'accélérogramme d'el Asnam  $t=2.76$  S (min=0.00, max=0.001)m



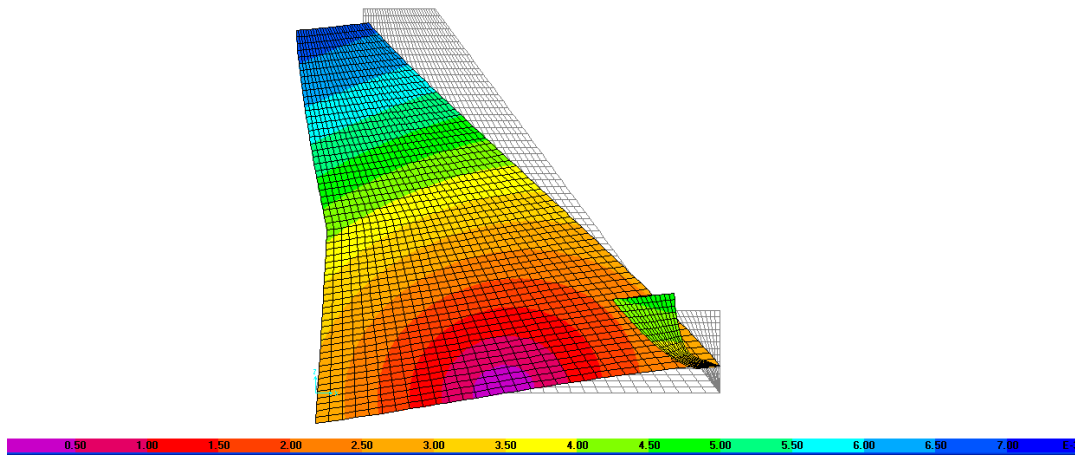
B.6. effet de l'accélérogramme d'el Asnam 15  $t=2.76$  S (min=0.00, max=0.002) m



B.7. effet de l'accélérogramme d'el Asnam 30  $t=2.76$  S (min=0.00, max=0.004) m

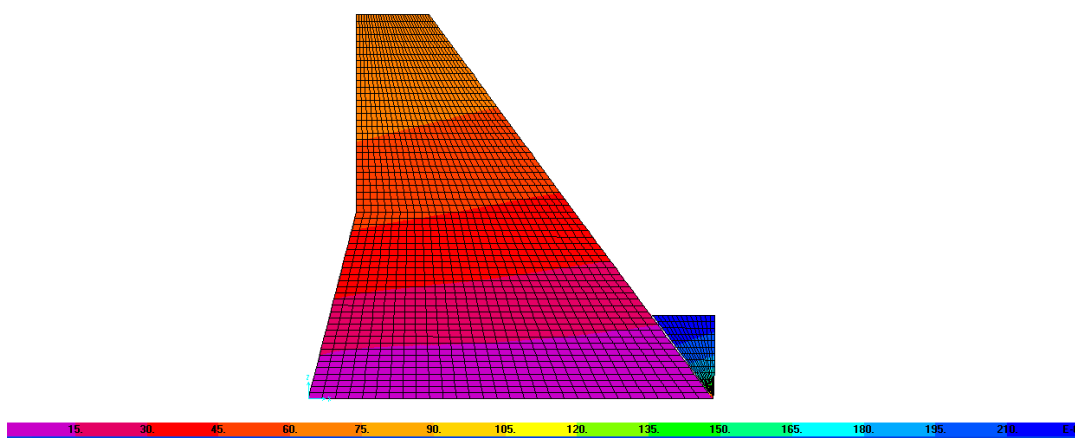


B.8. effet de l'accélérogramme d'el-Centro  $t=2.76$  S (min=0.00, max=0.004) m

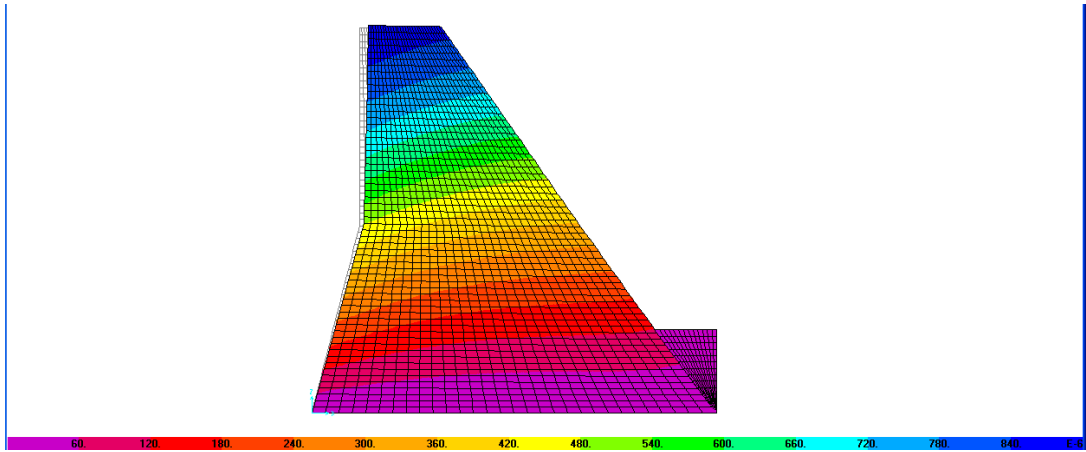


B.9. effet de l'accélérogramme d'el-Centro  $t=2.9$  (min=0.00, max=0.007) m

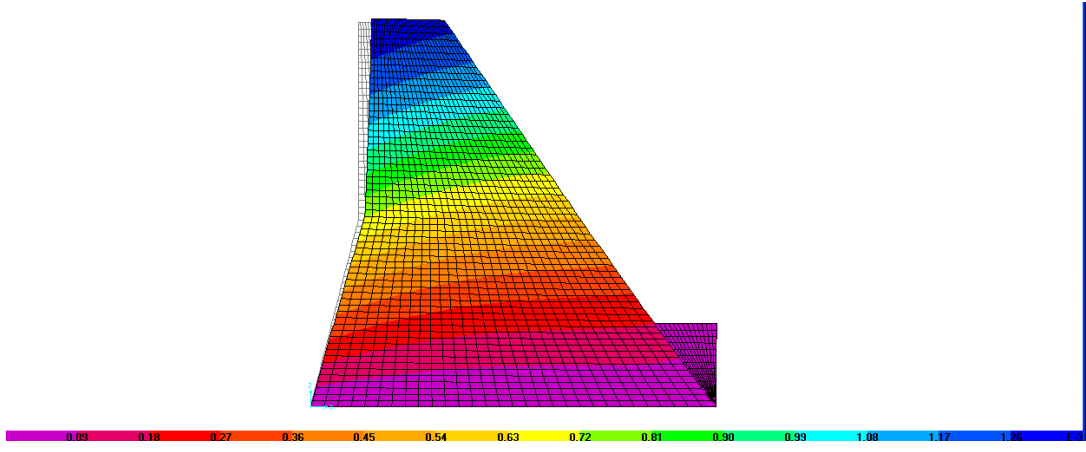
**C. Les difformées du barrage Hammam Grouz pour un maillage raffiné à l'IFS**



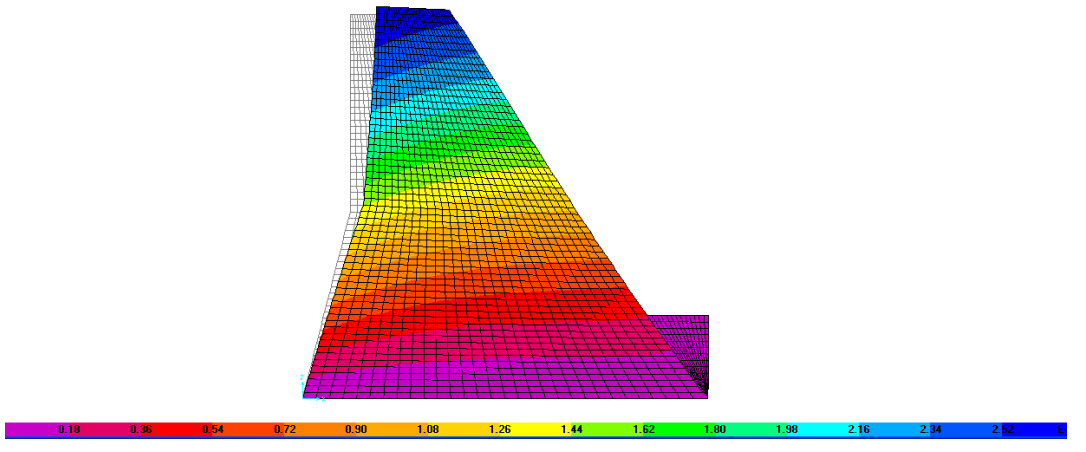
C.1. Sous la charge hydrostatique (min=0.00, max=2.219E-04) m



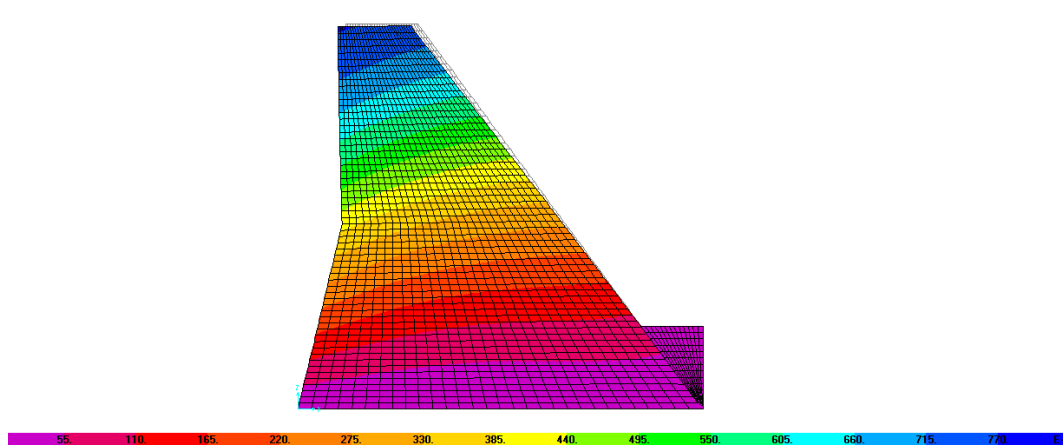
C.2. effet de l'accélérogramme El 'Asnam t=1.45S (min=0.00, max=8.841E-04) m



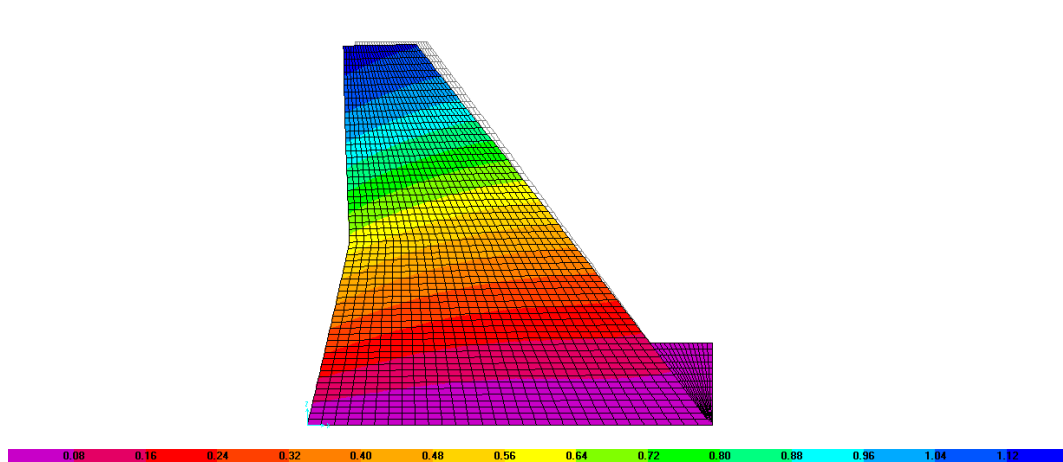
C3. effet de l'accélérogramme d'el Asnam 15 t=1.45 S (min=0.00, max=0.001) m



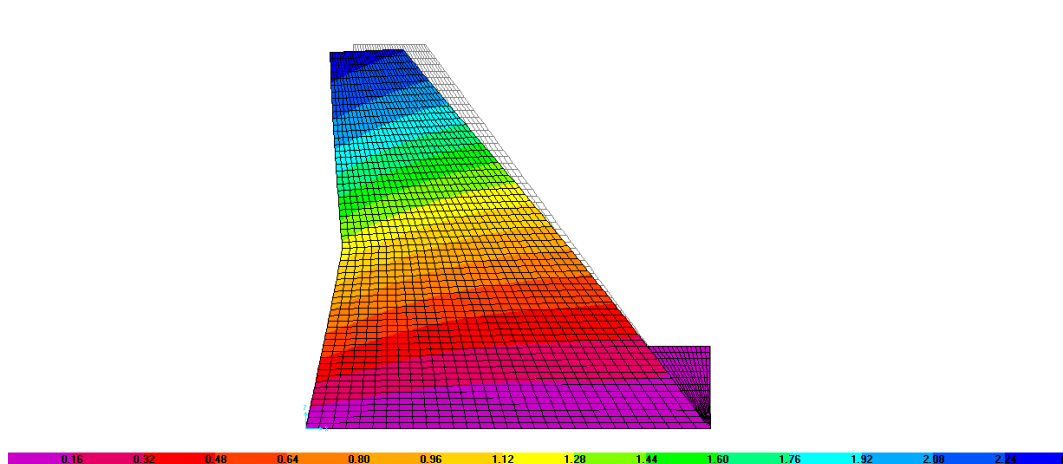
C.4. effet de l'accélérogramme d'el Asnam 30 t=1.45 S (min=0.00, max=0.003) m



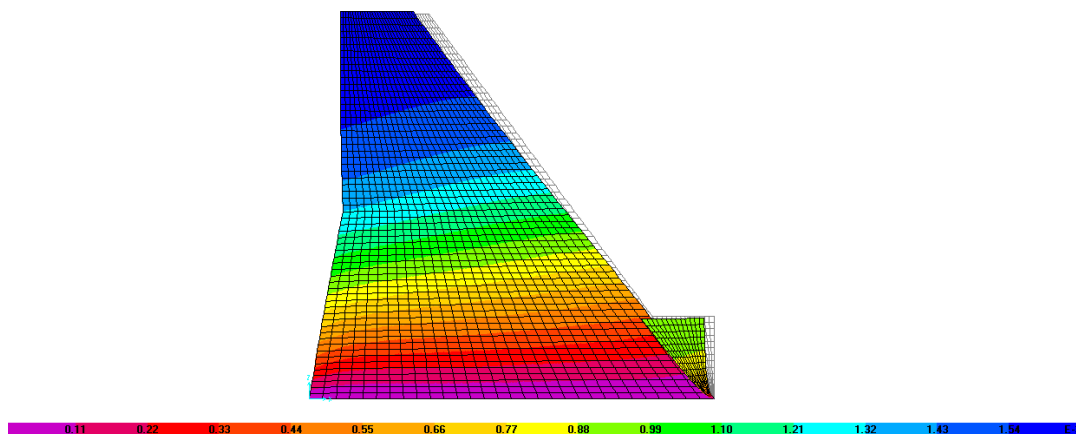
C.5. effet d le'accélérogramme d'el Asnam  $t=1.49$  S (min=0.00, max=7.733E-04) m



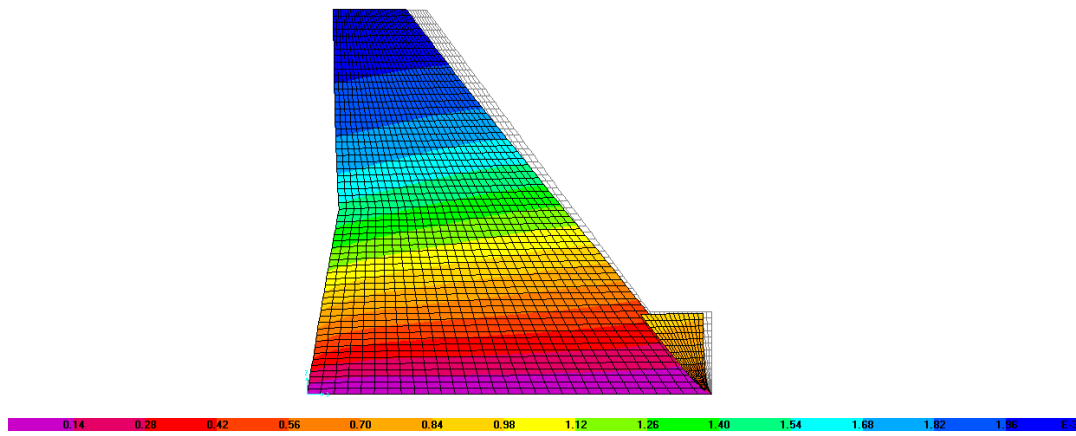
C.6. effet de l'accélérogramme d'el Asnam 15  $t=1.49$  S (min=0.00, max=0.001) m



C.7. effet de l'accélérogramme d'el Asnam 30  $t=1.49$  S (min=0.00, max=0.002)m

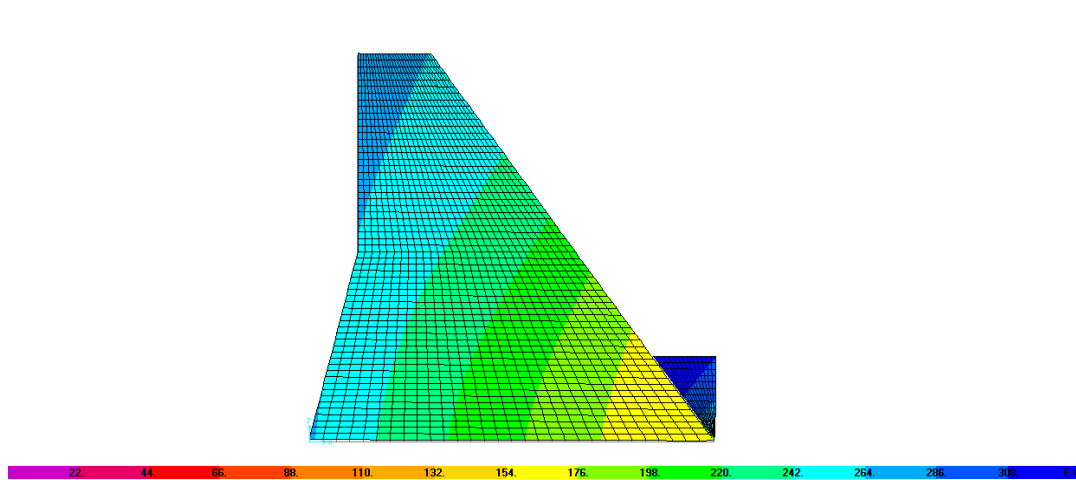


C.8. effet de l'accélérogramme d'el-Centro t=1.49 S (min=0.00, max=0.002) m

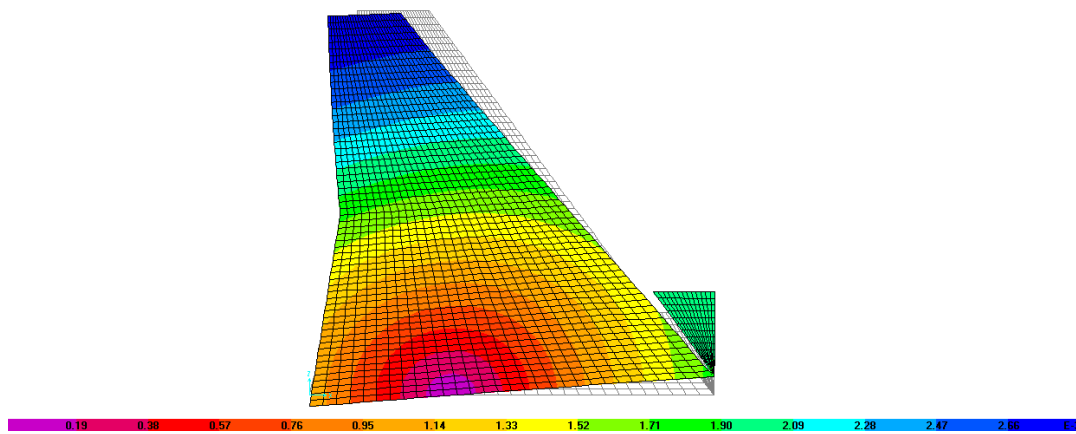


C.9. effet de l'accélérogramme d'el-Centro t=1.45 S (min=0.00, max=0.002) m

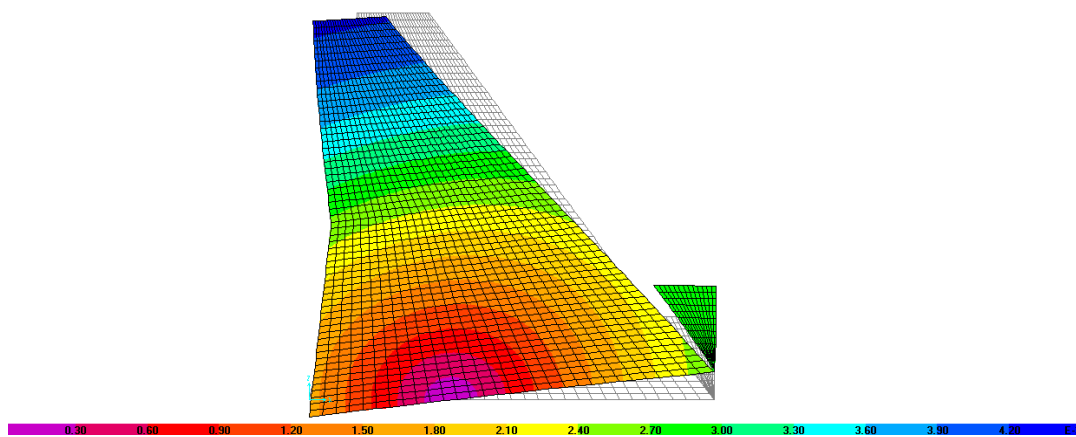
**D. Les difformées du barrage Hammam Grouz pour un maillage raffiné à l'ISSF**



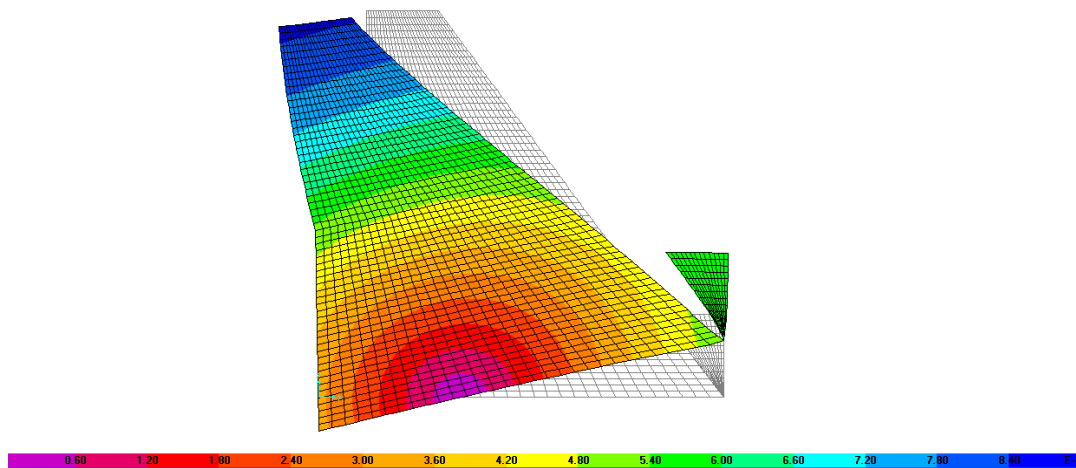
D.1. Sous la charge hydrostatique (min=0.00, max=3.238E-04)m



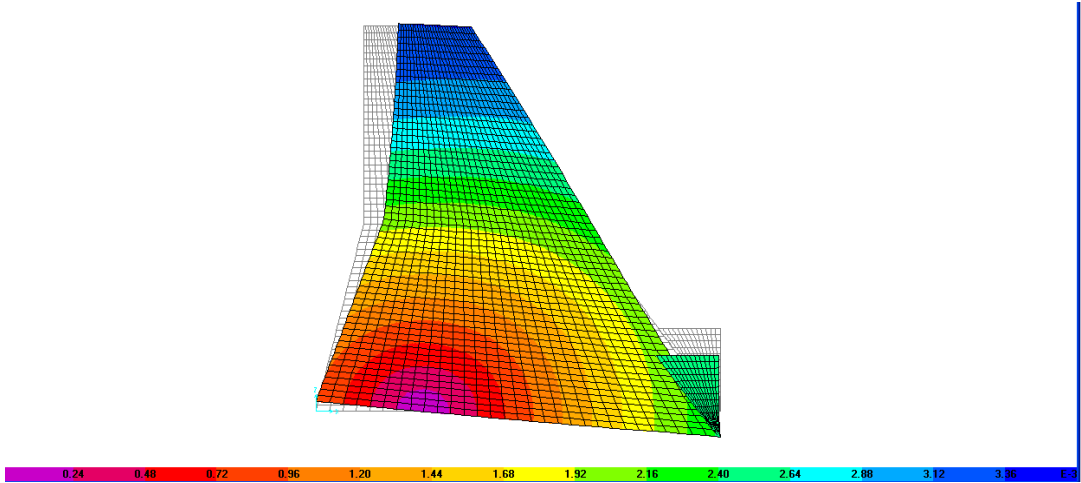
D.2. effet de l'accélérogramme d'el Asnam  $t=2.93$  S (min=0.00, max=0.003)m



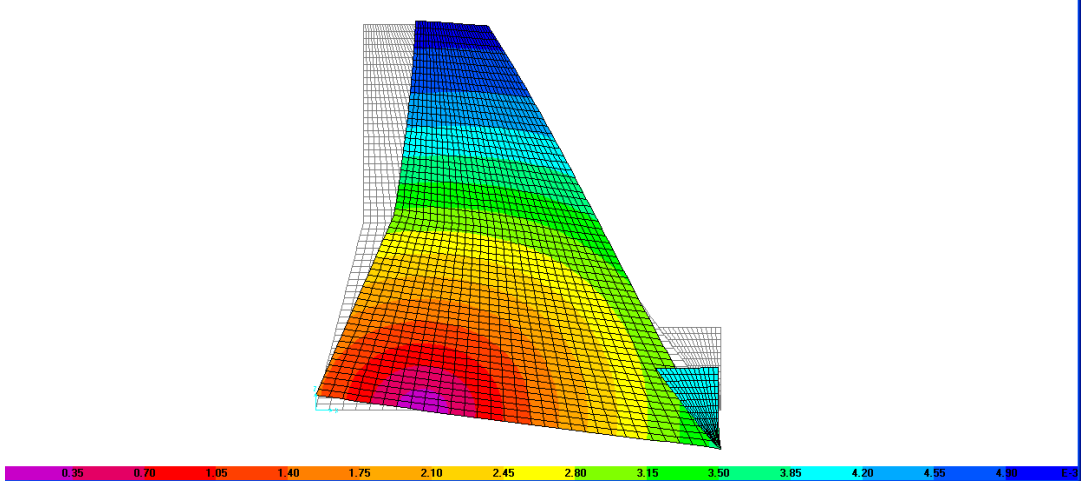
D.3. effet de l'accélérogramme d'el Asnam 15  $t=2.93$ S (min=0.00,min=0.004)m



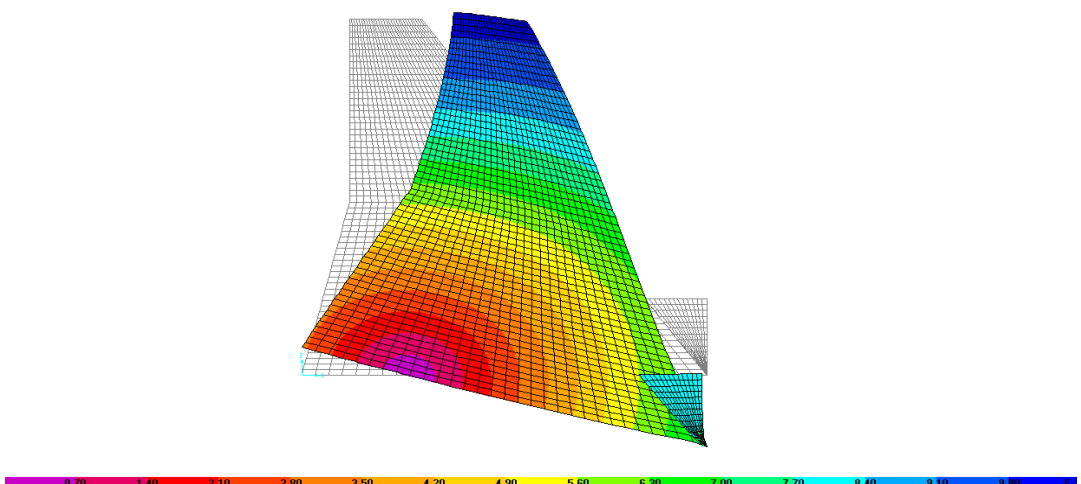
D.4. effet de l'accélérogramme d'el Asnam 30  $t=2.93$  S (min=0.00,max=0.009)m



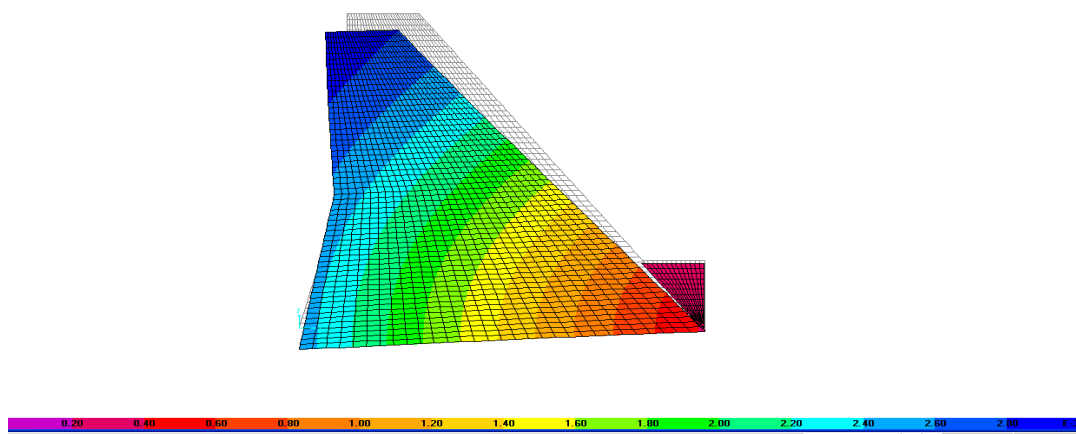
D.5. effet de l'accélérogramme d'el Asnam t=2.98 S (min=0.00,max=0.003)m



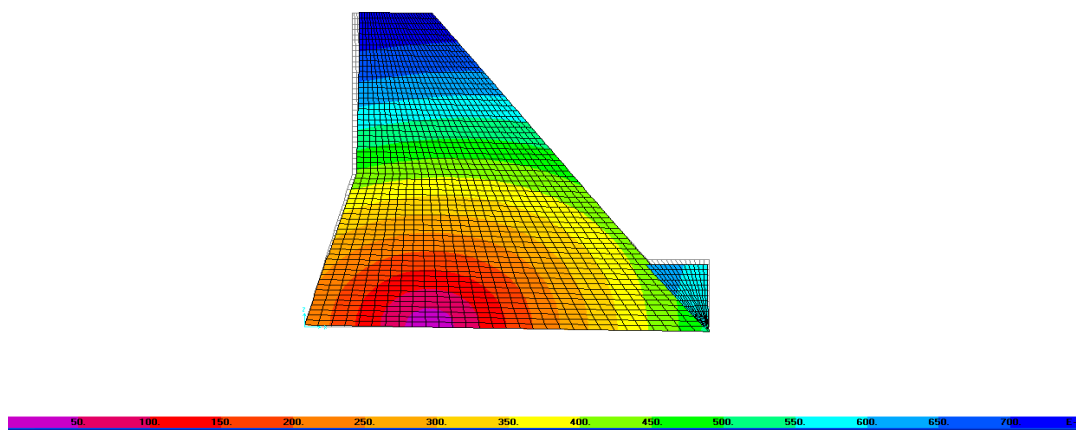
D.6. effet de l'accélérogramme d'el Asnam 15 t=2.98 S (min=0.00, max=0.005)m



D.7. effet de l'accélérogramme d'el Asnam 30 t=2.98 S (min=0.00,max=0.010)m



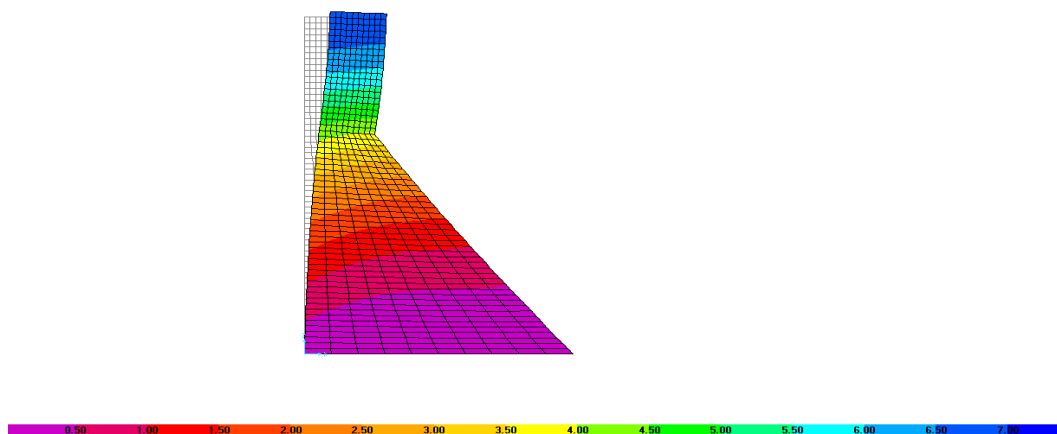
D.8. effet de l'accélérogramme d'el-Centro T=2.93 S (min=0.00,max=0.010)m



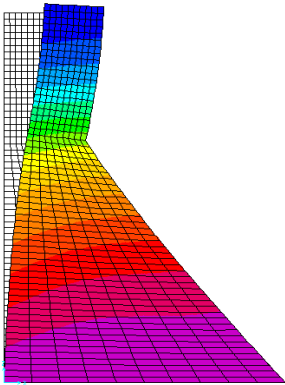
D.9. effet de l'accélérogramme d'el-Centro t=2.98 S (min=0.00, max=7.424 E-04) m

### 6.6.2. Barrage Koyna

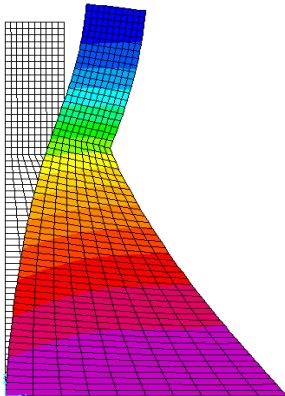
#### E. Les difformées du barrage Koyna pour un maillage raffiné sans interaction (base fixe)



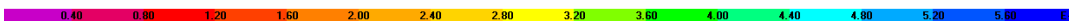
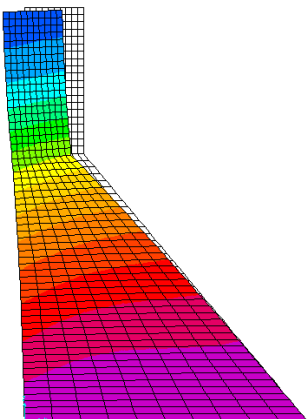
E.1. effet de l'accélérogramme el 'Asnam 10 t= 3 S (min=0.00, max=0.007) m



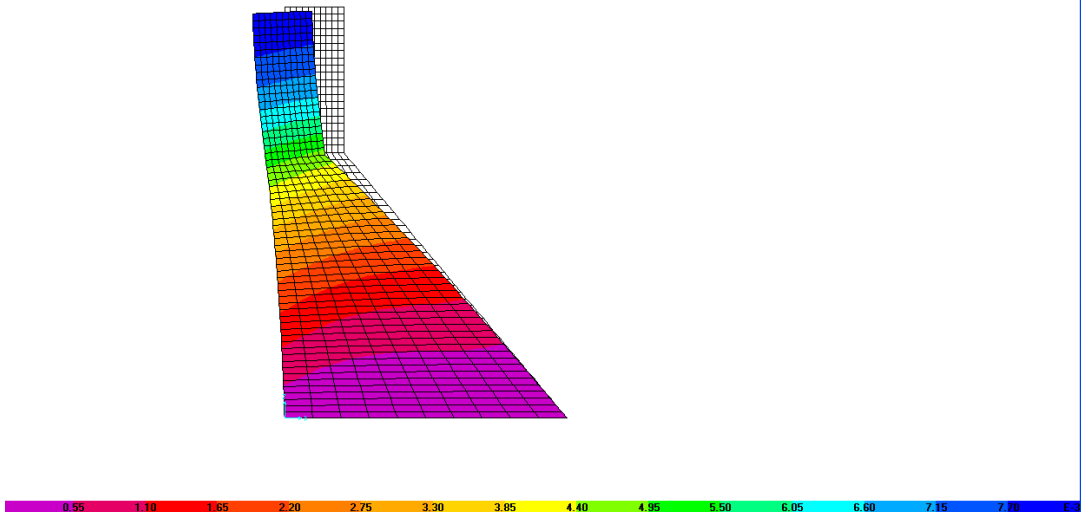
E.2. effet de l'accélérogramme d'el Asnam 15 t= 3 S (min=0.00, max=0.010) m



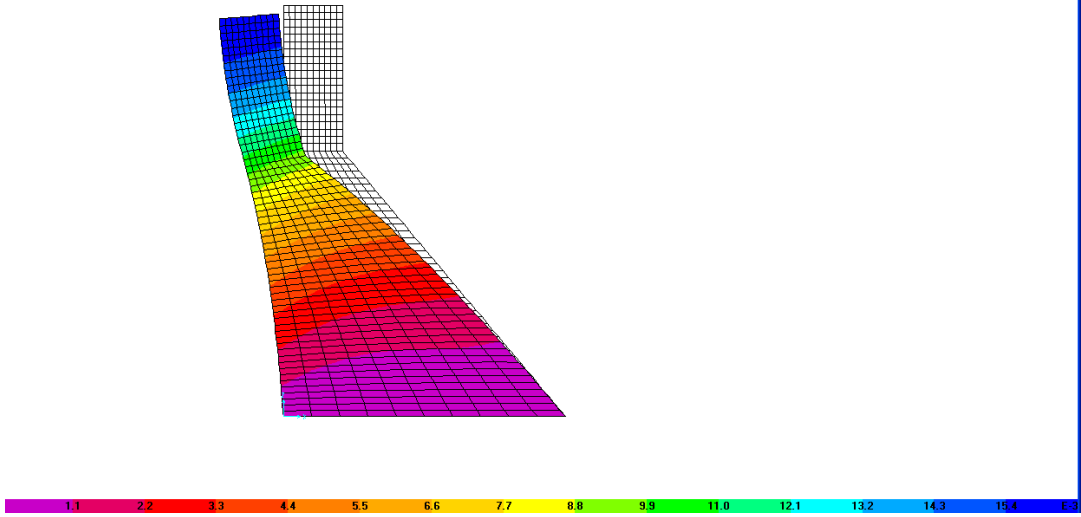
E.3. effet de l'accélérogramme d'el Asnam 30 t= 3 S (min=0.00, max=0.021) m



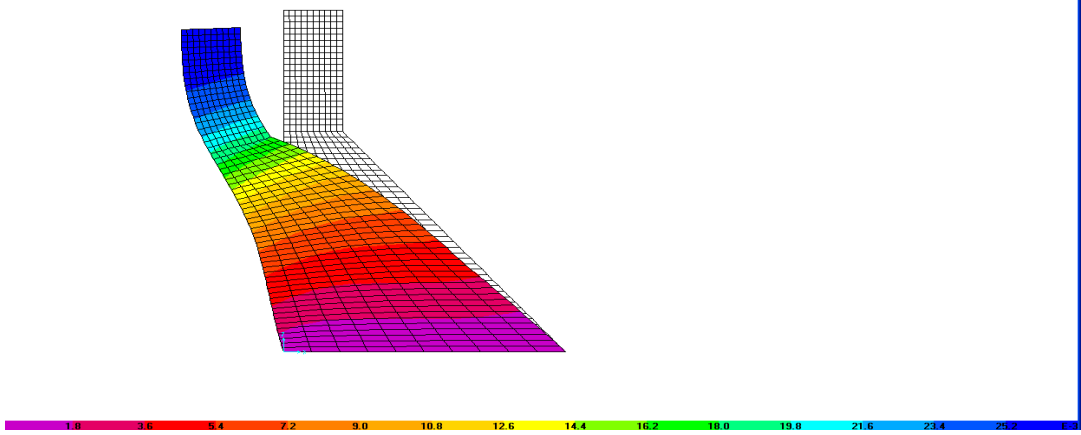
E.4. effet de l'accélérogramme d'el Asnam t= 3.08 S (min=0.00, max=0.005) m



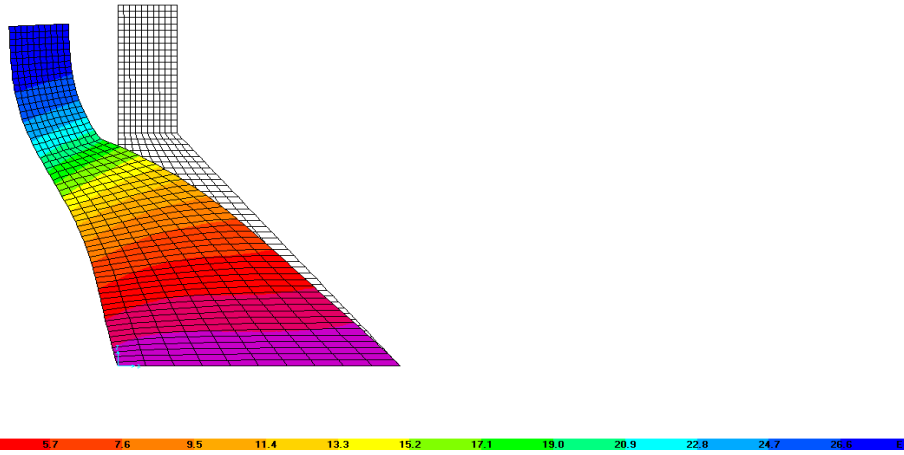
E.5. effet de l'accélérogramme d'el Asnam 15 t= 3.08 S (min=0.00, max=0.008)m



E.6. effet de l'accélérogramme d'el Asnam 30 t= 3.08 S (min=0.00, max=0.016) m

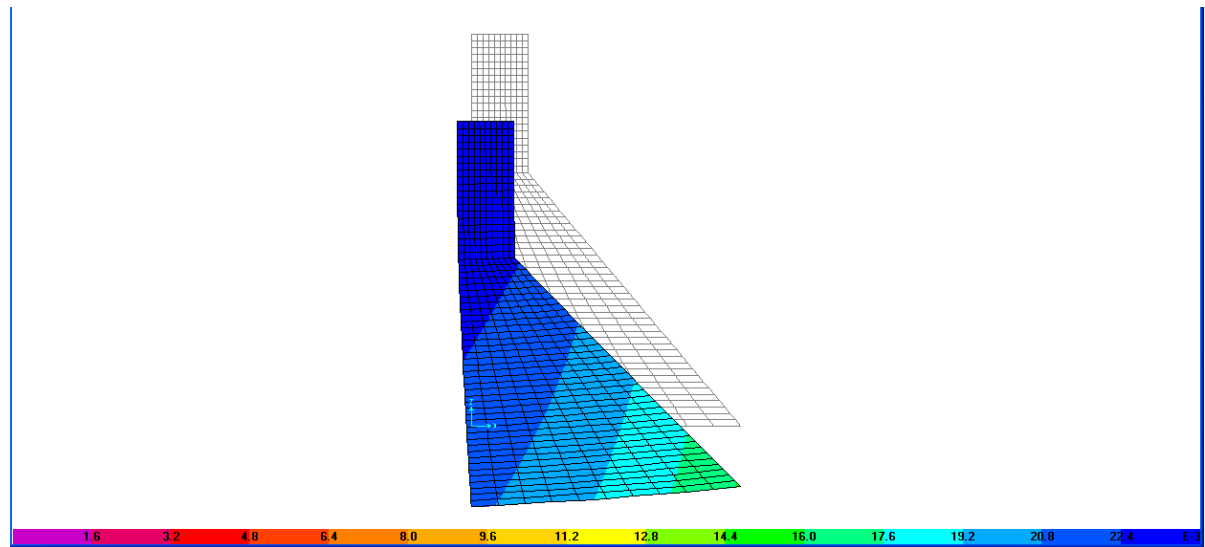


E.7. effet de l'accélérogramme d'el-Centro t= 3 S (min=0.00, max=0.026) m

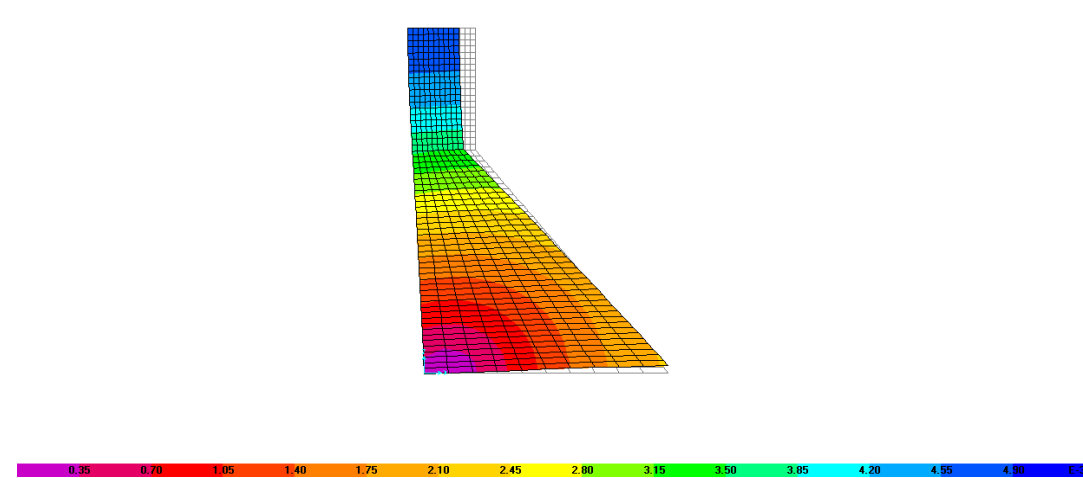


E.8. effet de l'accélérogramme d'el-Centro  $t= 3.08$  S (min=0.00, max=0.028) m

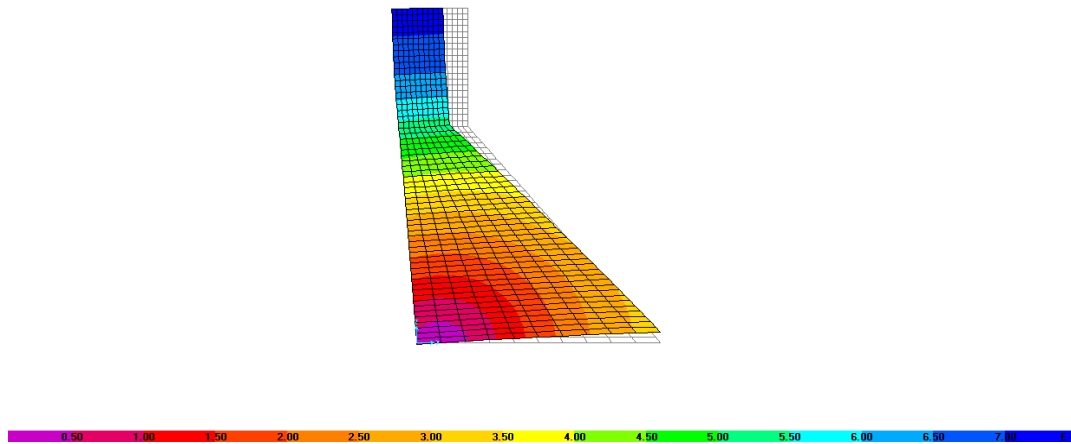
**F. Les difformées du barrage Koyna pour un maillage raffiné à l'ISS**



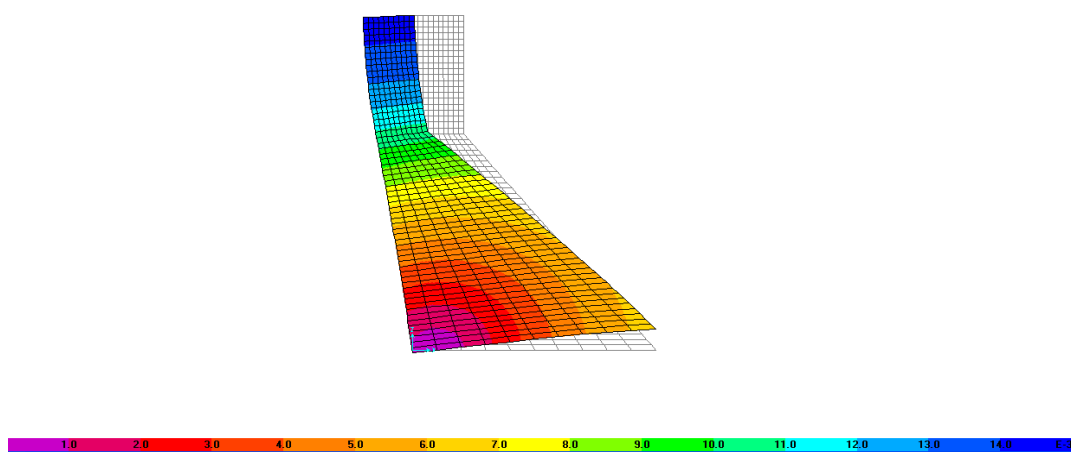
F.1. Sous le poids propre du barrage (min=0.00, max=0.023) m



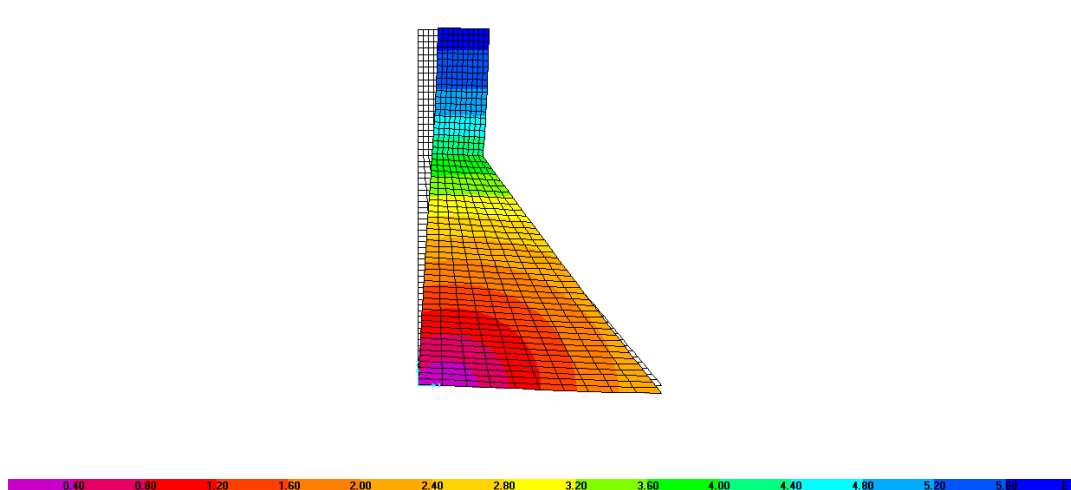
F.2. effet de l'accélérogramme d'el Asnam  $t=1.76$  S (min=0.00, max=0.005)m



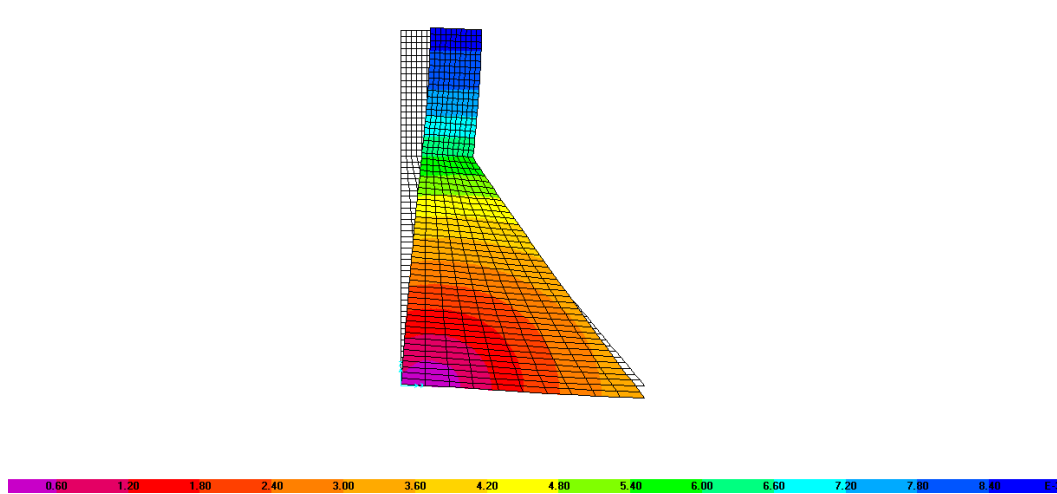
F.3. effet de l'accélérogramme d'el Asnam 15 t=1.76 S (min=0.00, max=0.007)m



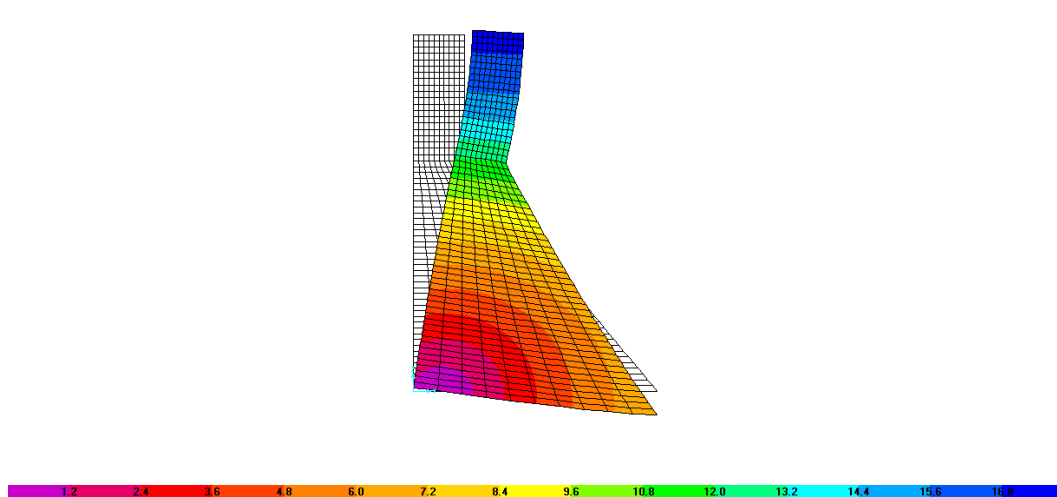
F.4. effet de l'accélérogramme d'el Asnam 30 t=1.76 S (min=0.00, max=0.014)m



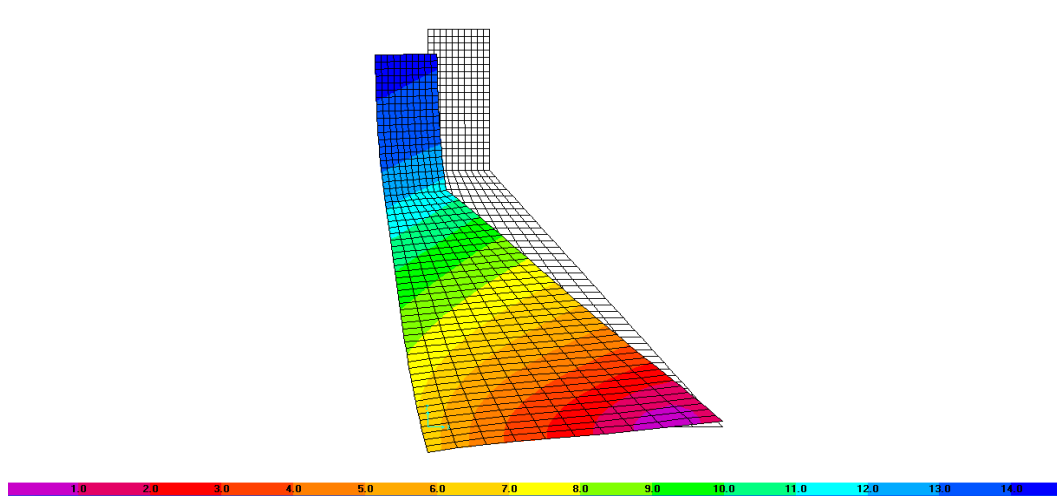
F.5. effet de l'accélérogramme d'el Asnam t=2.51 S (min=0.00, max=0.006)m



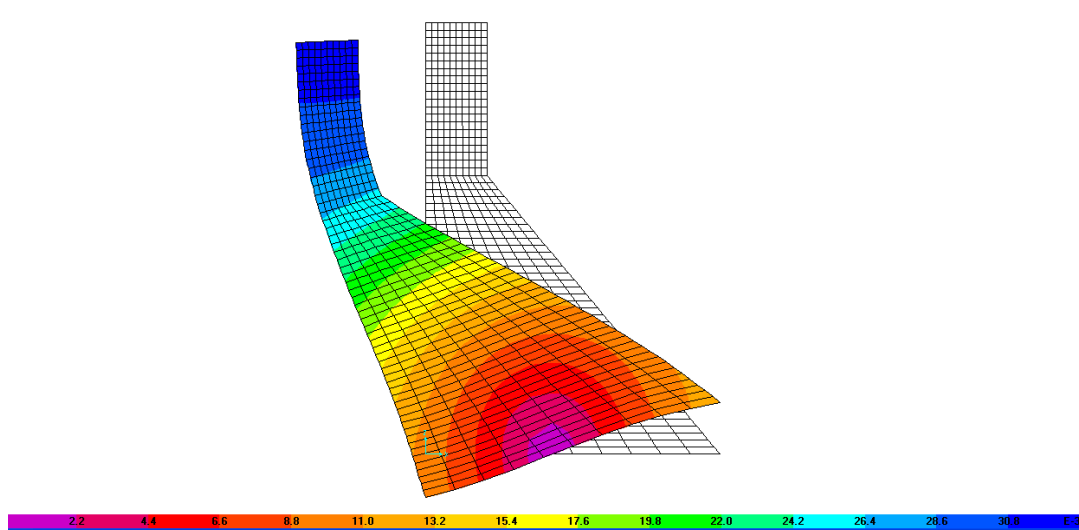
F.6. effet de l'accélérogramme d'el Asnam 15  $t=2.51S$  (min=0.00, max=0.009)m



F.7. effet de l'accélérogramme d'el Asnam 30  $t=2.51S$  (min=0.00, max=0.017)m

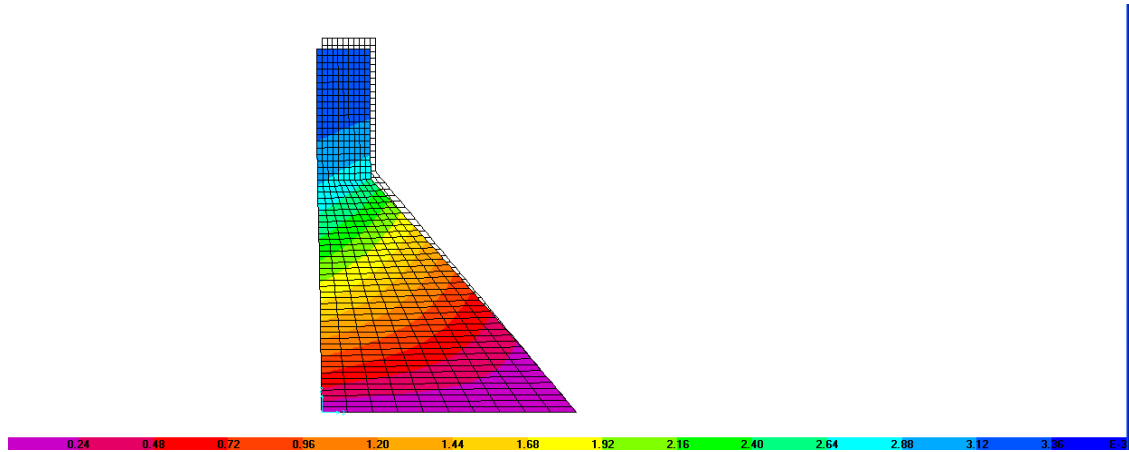


F.8. effet de l'accélérogramme d'el-Centro  $t=1.76 S$  (min=0.00, max=0.014)m

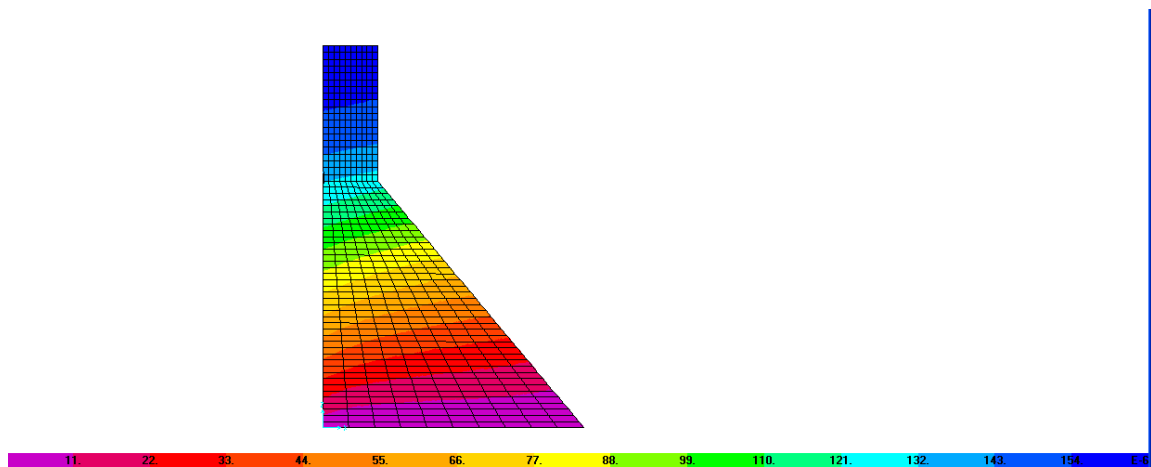


F.9. effet de l'accélérogramme d'el-Centro  $t=2.51$  S (min=0.00, max=0.031)m

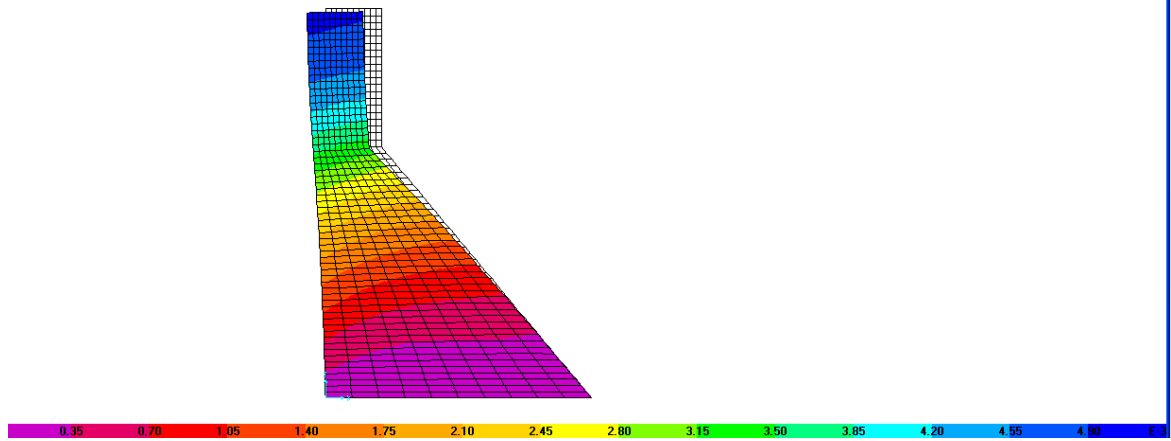
**G. Les difformées du barrage Koyna pour un maillage raffiné à l'IFS**



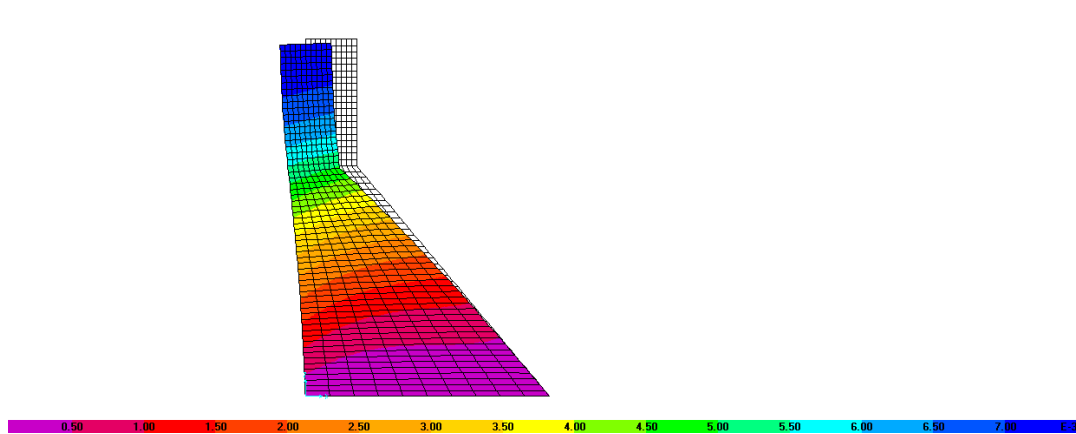
G.1. Sous le poids propre du barrage (min=0.00, max=0.003) m



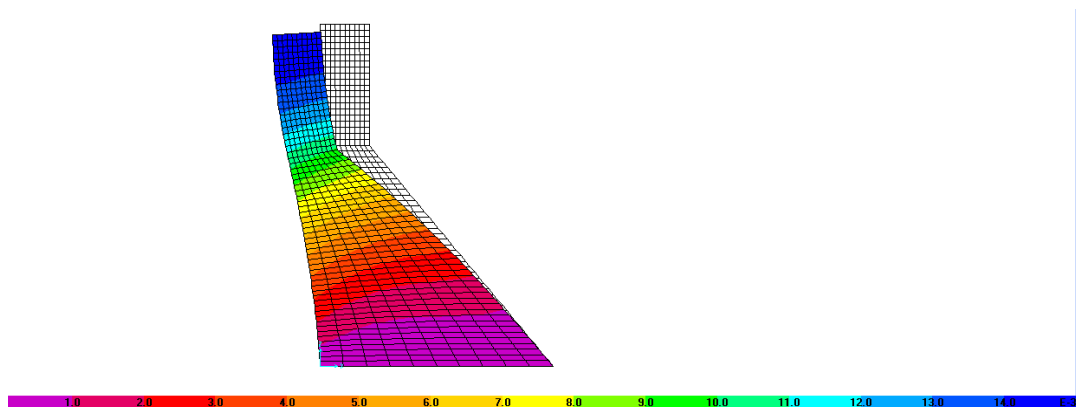
G.2. Sous l'effet de la charge hydrostatique (min=0.00, max=1.599E -04) m



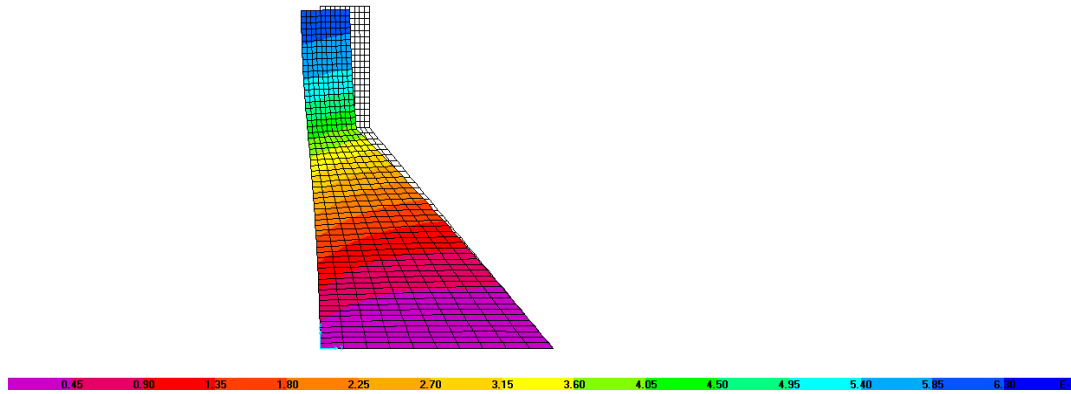
G.3. effet de l'accélérogramme d'el Asnam  $t=1.76$  (min=0.00, max=0.005) m



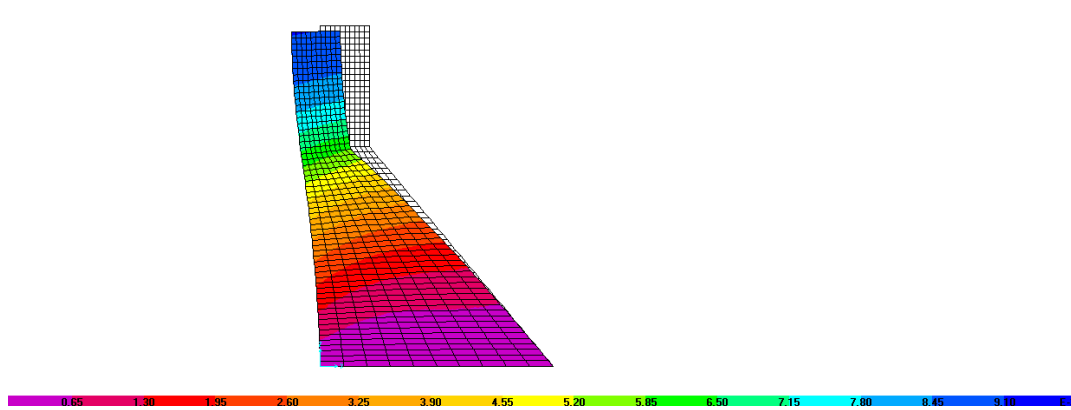
G.4. effet de l'accélérogramme d'el Asnam  $FS=15$   $t=1.76$  (min=0.00, max=0.007) m



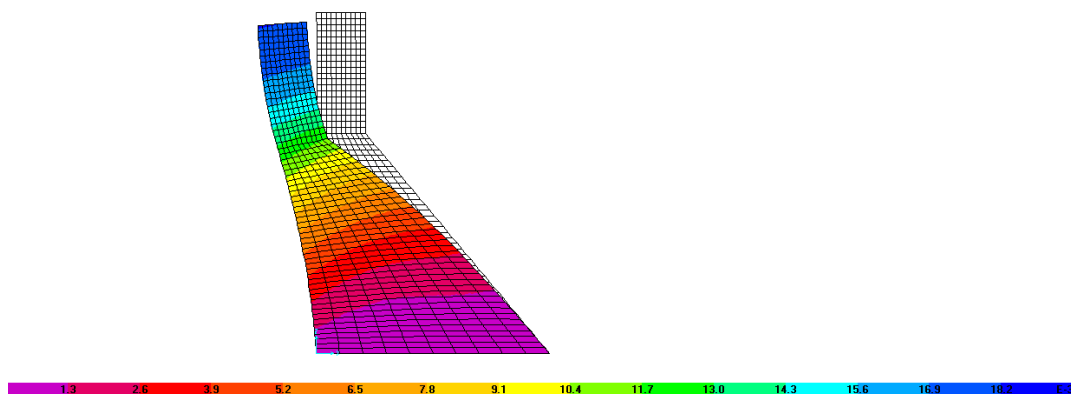
G.5. effet de l'accélérogramme d'el Asnam  $FS=30$   $t=1.76$  S (min=0.00, max=0.014) m



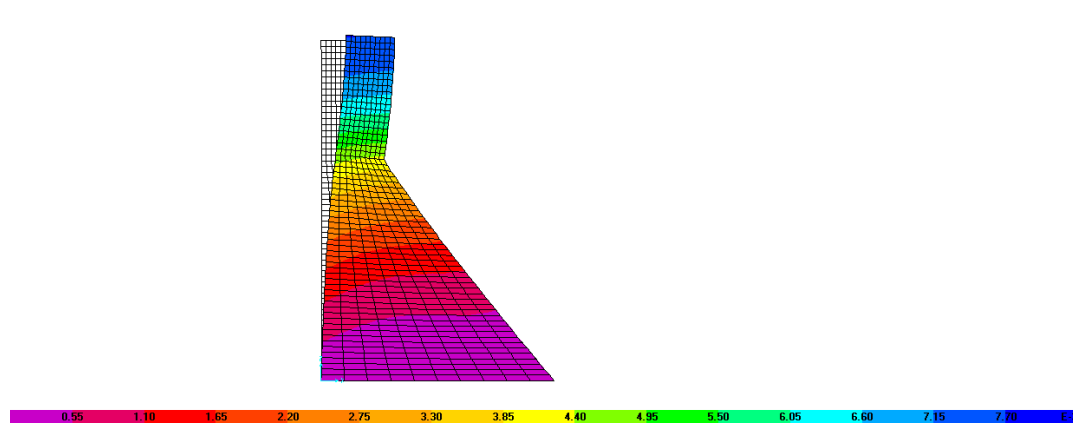
G.6. effet de l'accélérogramme d'el Asnam  $t=2.64$  S (min=0.00, max=0.006) m



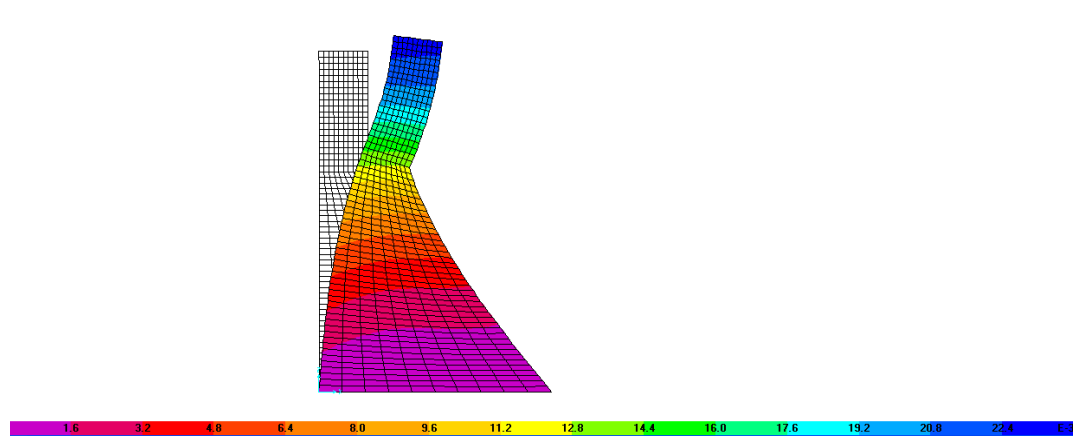
G.7. effet de l'accélérogramme d'el Asnam FS=15  $t=2.64$  S (min=0.00, max=0.012) m



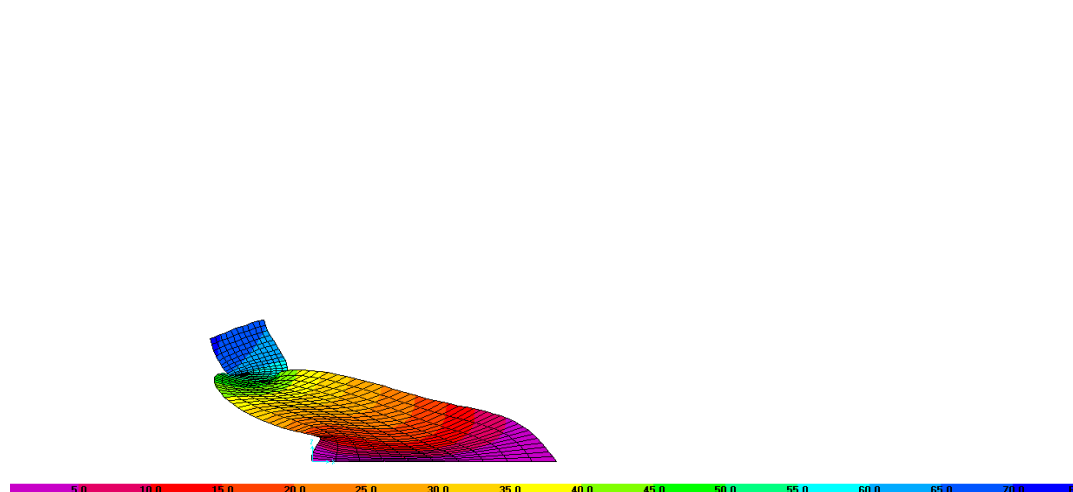
G.8. effet de l'accélérogramme d'el Asnam FS=30  $t=2.64$  (min=0.00, max=0.018) m



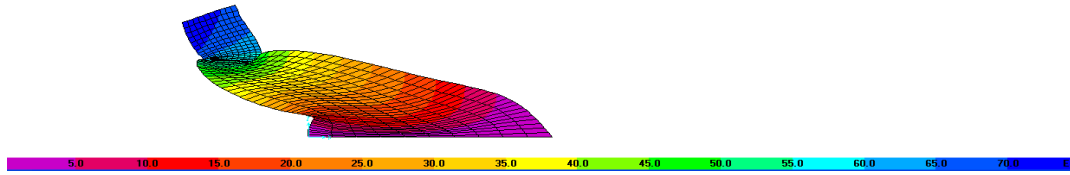
G.9. effet de l'accélérogramme d'el Asnam t=2.52 S (min=0.00, max=0.008) m



G.10. effet de l'accélérogramme d'el Asnam FS= 30 t=2.52 S (min=0.00, max=0.023) m

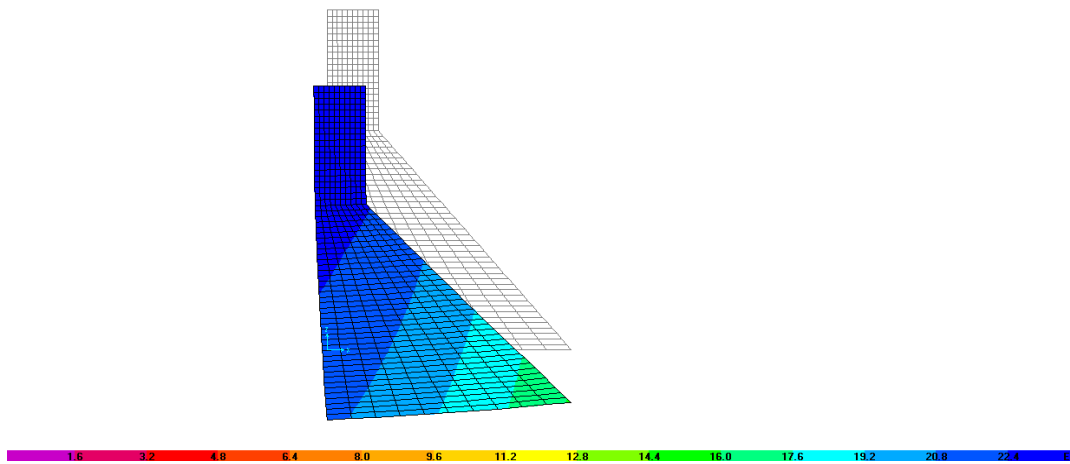


G.11. effet de l'accélérogramme d'el-Centro t=2.64 (min=0.00, max=0.071) m

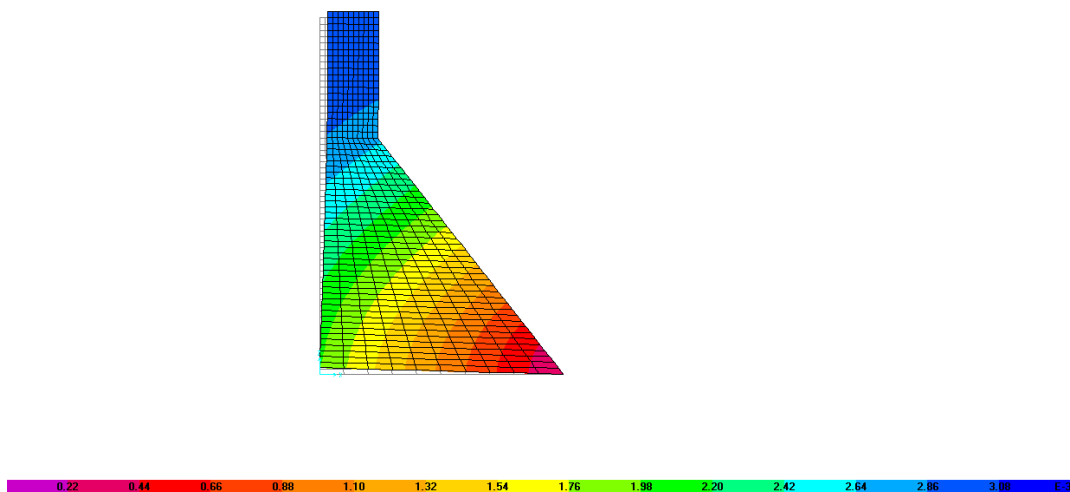


G.12. effet de l'accélérogramme d'el-Centro t=2.52 (min=0.00, max=0.074) m

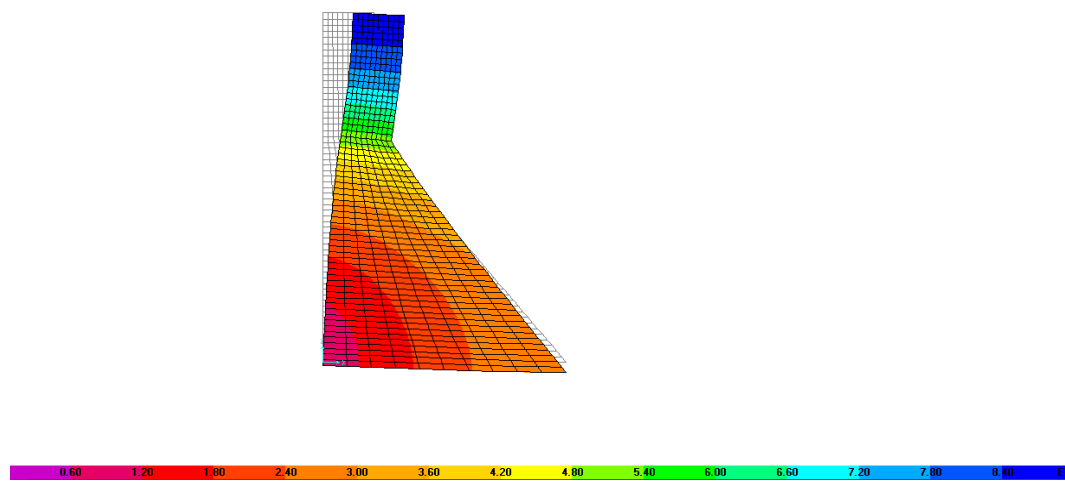
**H. Les déformées du barrage Koyna pour un maillage raffiné à l'ISSF**



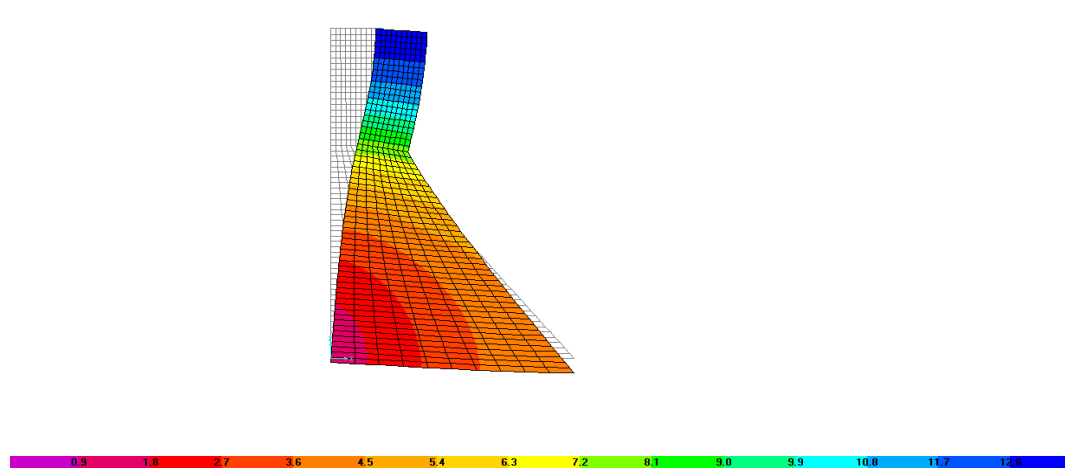
H.1. Sous le poids propre du barrage (min=0.00, max=0.023) m



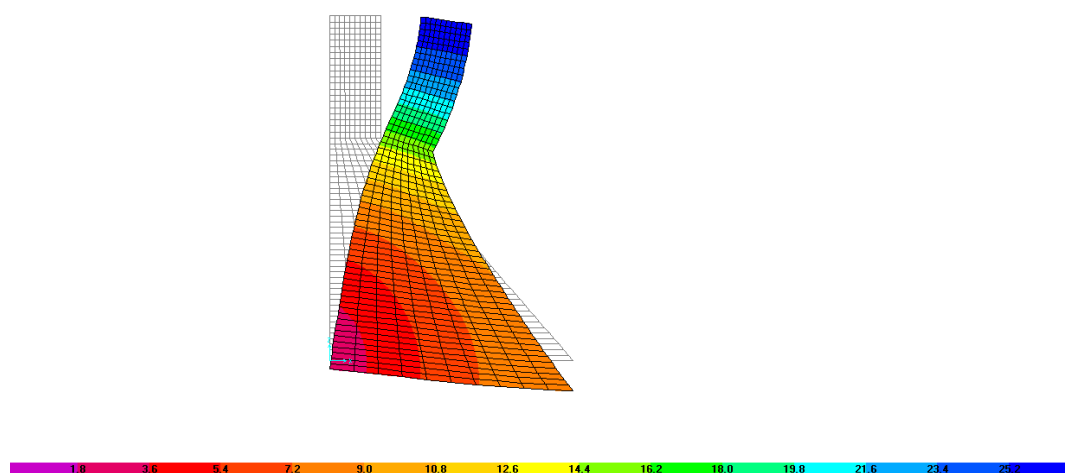
H.2. Sous l'effet de la charge hydrostatique (min=0.00, max=0.003) m



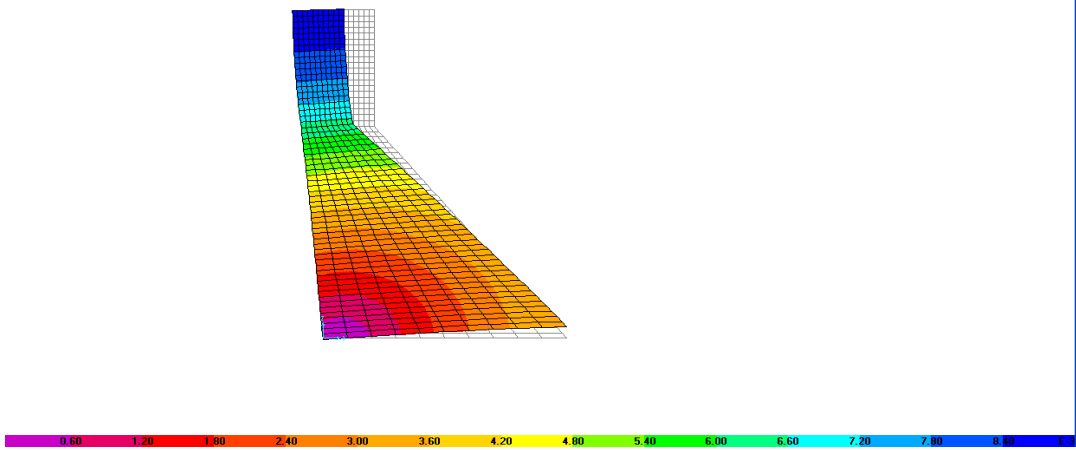
H.3. effet de l'accélérogramme d'el Asnam  $t=2.86$  S (min=0.00, max=0.009) m



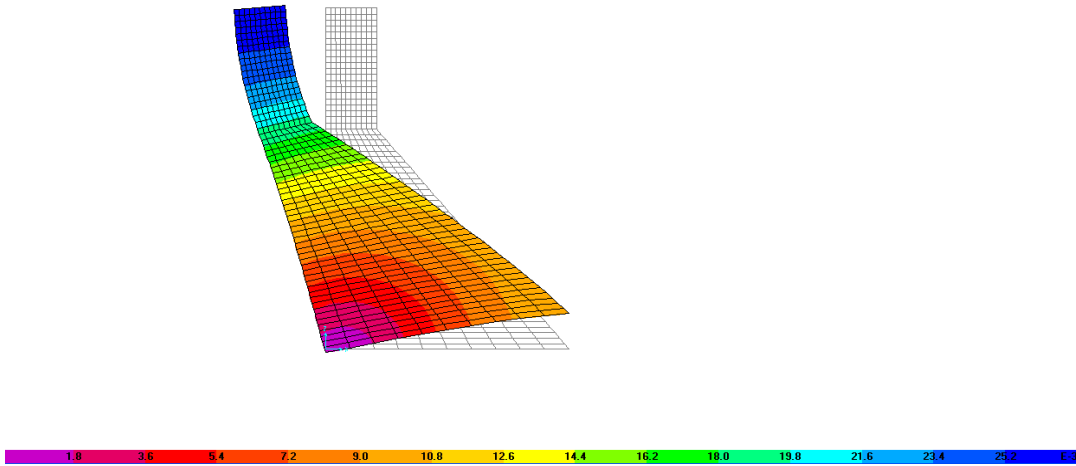
H.4. effet de l'accélérogramme d'el Asnam 15  $t=2.86$  S (min=0.00, max=0.013) m



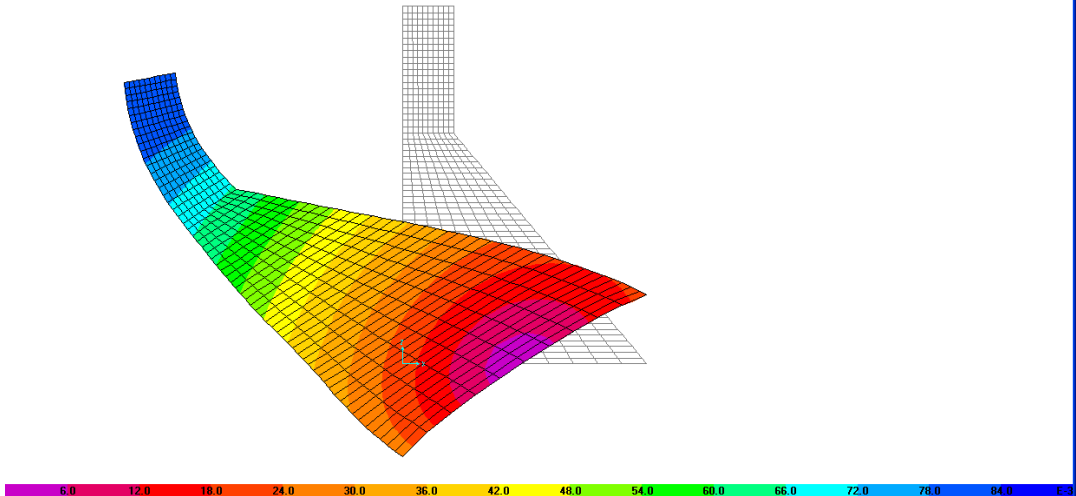
H.5. effet de l'accélérogramme d'el Asnam 30  $t=2.86$  S (min=0.00, max=0.027) m



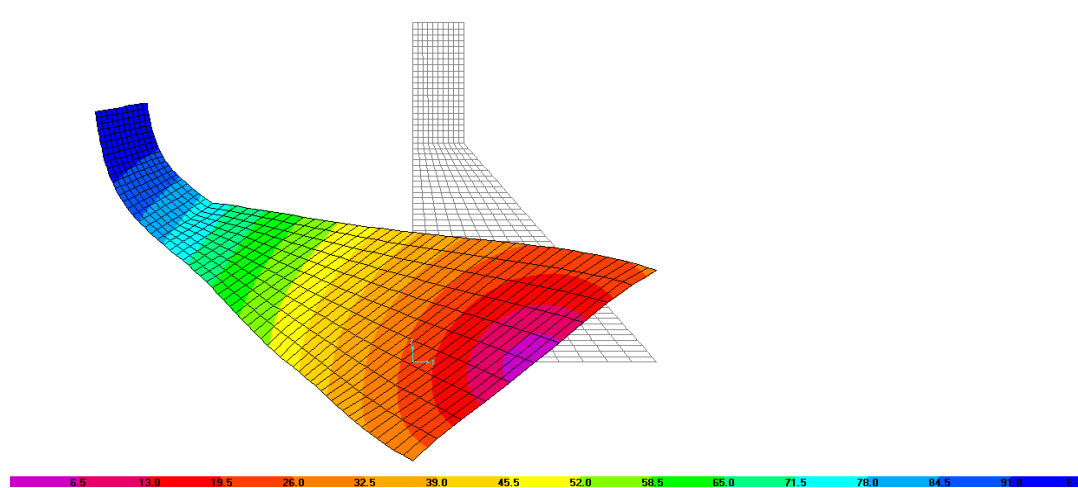
H.6. effet de l'accélérogramme d'el Asnam t=3.25S (min=0.00, max=0.009) m



H.7. effet de l'accélérogramme d'el Asnam 30 t=3.25 S (min=0.00, max=0.009) m



H.8. effet de l'accélérogramme d'el-Centro t=2.86 S (min=0.00, max=0.083) m



H .9.effet de l'accélérogramme d'el-Centro t=3.25 S (min=0.00, max=0.095) m

**Conclusion :**

**Barrage Hammam Grouz**

	Accélérogramme d'el Asnam FS 30	Accélérogramme Al-Centro
	Déplacement en mm	
Base fixe	basculement de 4 mm vers l'aval	basculement de 2 mm vers l'amont
ISS	basculement de 4 mm vers l'amont	basculement de 7 mm vers l'amont
IFS	basculement de 3 mm vers aval	basculement de 2 mm vers l'amont
ISSF	basculement de 10 mm vers aval	basculement de 10 mm vers l'amont

Tableau 6.5 : Les difformées du barrage Hammam Grouz

**Barrage Koyna**

	Accélérogramme d'el Asnam FS 30	Accélérogramme Al-Centro
	Déplacement en mm	
Base fixe	basculement de 21mm vers aval	basculement de 28 mm vers l'amont
ISS	Tassement de 23mm sous l'effet de poids propre du barrage	basculement de 31 mm vers l'amont
IFS	basculement de 23 mm vers aval	basculement de 74 mm vers l'amont
ISSF	basculement de 27 mm vers aval	basculement de 95 mm vers l'amont

Tableau 6.5 : Les difformées du barrage Hammam Grouz

## CONCLUSION GENERALE

L'étude du comportement sismique des ouvrages hydrauliques a de tout temps été une préoccupation majeure des ingénieurs par le fait de la sensibilité du sujet. La réponse d'un barrage aux sollicitations sismiques compte tenu des interactions sol structure et structure fluide qui a fait l'objet par le passé de différentes études continue de susciter l'intérêt des chercheurs.

Le présent travail a porté justement sur une étude numérique de la réponse sismique d'un barrage poids en béton, en l'occurrence le barrage de Hammam Grouz. Les interactions sol structure et structure fluide sont simultanément traitées.

L'analyse des effets d'interaction sol-structure et fluide-structure sur le comportement dynamique des barrages poids en bétons a été présenté. Le système fluide-structure typique pour lequel l'étude a été réalisée est constitué du barrage de Hammam Grouz et de sa retenue. Le comportement sismique du barrage compte tenu de l'interaction fluide structure a été décrit par le modèle de Westergaard supposant une rupture éventuel. Le fluide est considéré impossible.

Compte tenu de l'interaction sol structure, la modélisation du sol est faite en remplaçant les encastremets à la base par des ressorts suivant une direction Z, en supposant deux états du sol :

1er type de sol: Sol rocheux  $K=60\ 000\ \text{KN}/\text{m}^3$

2eme type de sol: Sol semi rocheux  $K=25\ 000\ \text{KN}/\text{m}^3$

Dans cette étude nous avons utilisé l'accélérogramme du séisme d'El Asnam survenu en 1980 par le fait de la proximité géographique de la zone d'étude.

L'étude montre que l'amplification du mouvement sismique est du probablement due à la rigidité du sol. Dans le cas étudié nous avons supposé que celle-ci conduit à une augmentation de cette amplification. Les fréquences des accélérations des vibrations sismiques mises en jeu sont à l'origine de ces résultats.

L'étude montre également que la déformée de la structure du barrage suit celle du sol en champ libre.

Les déplacements en crête du barrage calculés avec la méthode de superposition modale. De (12) modes propres sont utilisés avec un même taux d'amortissement critique fixé à 5%.

- Les résultats, obtenus par l'analyse du système barrage-réservoir considéré dans cette étude, montrent que l'interaction fluide-structure a pour effet principal d'allonger les périodes propres de vibration de la structure. La réponse sismique a montré que les déplacements ainsi que les contraintes et les pressions hydrodynamiques agissant sur la structure peuvent, dans certains cas, être amplifiés. En réalité l'effet du réservoir peut amplifier ou réduire la réponse de la structure, en fonction du contenu fréquentiel de l'excitation sismique,

-Les déplacements à grandes amplitudes s'étalent de 4 à 10 secondes dans la réponse du système barrage-réservoir et ne dépassent pas les 8 secondes dans le cas du barrage seul. De plus, le pic augmente de 19.9 mm à 25.8 mm, soit une amplification de l'ordre de 30%. Ceci induit une augmentation des déplacements.

-Les déplacements horizontaux avec le sol rocheux sont plus importants. La présence de la roche dans le calcul des déplacements a donc un effet déterminant.

-On déduit à partir des résultats obtenus que l'accélération horizontale dans le cas du sol est plus importante.

-Les déplacements horizontaux sont aussi plus critiques dans les deux cas de la roche et de la structure.

On conclut que les interactions sol structure et fluide structure ne doivent pas être négligées car elles sont liées au type de sol ainsi que de fluide.

# **BIBLIOGRAPHIE**

- [1] Géologie ; Cours A.Parriaux : Chapitre 4 : Physique du globe
- [2] Séisme et énergie a Jenney caine, aude le leivre et beroit welf
- [3] n° 180 secousses sismiques et équipements électriques a Eric Melmoux
- [4] *les séismes, Frank sampson*
- [5] Analyse Sismique Tri Dimensionnelle des Structures en Béton Armé,  
Chef de projet : Kadid Abdelkrim Chargé de cours  
CODE : J0501 / 04 / 01 / 04  
**Du** [01 Janvier 2004] **au** [31 Decembre 2006 ]
- [6] *Barrage*, Un article de Wikipédia, l'encyclopédie libre.  
" Encyclopédie Microsoft® Encarta® en ligne 2006  
<http://fr.encarta.msn.com> © 1997-2006 Microsoft Corporation. Tous droits réservés.
- [7] les ruptures de barrage ; Direction de la Prévention des pollutions et des risques.  
Décembre 2004 - Conception et réalisation : Alp'Géorisques [38420 Domène], IRMA [38000 Grenoble] et Graphies [38240 Meylan] - Impression : Imprimerie du Pont-de-Claix [38640 Claix]
- [8] barrage-crues de rupture et protection civile
- [9] cours barrage, laboratoire de constructions hydrauliques, Ecole polytechnique fédérale de Lausanne.
- [10] Calcul simplifié de la stabilité d'un barrage, Jean Proulx GCI 114-génie civil-Sherbrooke
- [11] Petits barrages ; recommandation pour la conception la réalisation et le suivi  
Chapitre V : petits barrage en béton  
Coordination : Gérard Degoutte (Cemagref Edition),
- [12] Directive OFEG: Vérification des ouvrages d'accumulation aux séismes, Exemple de marche à suivre /RPEDUGL .
- [13] Soil-structure interaction ,Adapted from "Fundamentals of Earthquake Engineering, by Newmark and Rosenblueth, Prentice-Hall, 1971.

[14] Fluid-structure models for dynamic studies of dam-water systems B. Tiliouine & A. Seghir

*Ecole Nationale Polytechnique, Algiers, ALGERIA*

[15] modélisation et analyse des barrages poids en béton ;carl boutin juin1996 sherbrook canada

[16] A numerical model for time domain analysis of dams including fluid-structure interaction B. Tiliouine & A. Seghir

*Ecole Nationale Polytechnique, Algeria.*

[17] Influence de l'interaction fluide-structure sur le comportement sismique du barrage de oued-fodda (nord-ouest algérien) (CAM97, Juin 1997, Damas, Syrie)

*B. Tiliouine & A. Seghir*

*Ecole Nationale Polytechnique, Alger, Algérie*

[18] Sur la symétrisation du problème de vibrations des systèmes couplés fluide-structure  
*on the symetrisation of the vibration problem of coupled fluid-structure systems*

B. Tiliouine, A. Seghir

[19] Draft Dated: Monday, August 25, 2003 , Contents of Chapter 23

[20] dam-reservoir interaction for incompressible-unbounded fluid domains using an exact truncation boundary condition

Semih Küçükarslanı, Member ASCE

*16th ASCE Engineering Mechanics Conference*

*July 16-18, 2003, University of Washington, Seattle*

[20] Dynamique des interactions, interaction fluide structure. Alain Pecker année 2006

[21] Coupled Hydrodynamic Response of Dam-reservoir Systems ; Dr D Maity, Member

[22] Numerical simulation of fluid added mass effect on a francis turbine runner

Q.W. Liang a, C.G. Rodríguez a, E. Egusquiza a,\*, X. Escaler a, M. Farhat b, F. Avellan b

[24] Analyse dynamique des systèmes barrage-réservoir avec couplage éléments finis-éléments infinis

Abdelghani Seghir\* — Abdelkader Tahakourt

a. [www.structureparasismic.com](http://www.structureparasismic.com)

b. [www.enpc.fr](http://www.enpc.fr)

c. [www.4shaed.com](http://www.4shaed.com)

d. [www.cgs.dz](http://www.cgs.dz)

e. <http://fr.wikipedia.org/wiki/Barrage>

f. <http://www.prim.>