

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان

Université Abou Bekr Belkaid

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil



MEMOIRE

Présenté pour l'Obtention du Diplôme

Master en Génie Civil

Option : structure

Thème

Etude comparative pour l'optimisation du profil des barrages poids-voûtes

Présenté par

KHALDOUN Mohammed abdellatif

DAOUDI Mohammed habib

juin 2018

Devant le jury composé de

M^r. ZADJAOUI A.

Président

M^r. BEKKOUCHE A.

Examineur

M^r. BEDJAOUI M. C.

Examineur

M^{me}. SMAIL N.

Encadreur

M^r. ROUISSAT B.

Co-Encadreur

REMERCIEMENT

Avant tout, nous remercions Dieu de nous avoir donné la force, la volonté et le courage et la patience pour terminer ce projet de fin d'étude

Ainsi nous remercions du fond de nos cœurs nos parents et toutes nos familles pour leurs sacrifices, leurs encouragements, leur soutien jusqu'à termine ce projet.

Nous remercions fortement nos encadreurs Mr.ROUISSAT Bouchrit et Mme.SMAIL Nadia, pour les précieux conseils qu'ils nous ont prodigués, et pour leur soutien, leur disponibilité, leur encouragement le long de l'élaboration de ce projet.

Nos remerciements vont aux membres de jury qui nous ont honorés en acceptant d'examiner, d'évaluer et d'enrichir ce travail.

Nos remerciements les plus vifs vont également à Monsieur BESSAID Ibrahim doctorant au niveau de laboratoire RISAM pour sa collaboration, son aide et son assistance tout au long de l'élaboration de ce mémoire. Qu'il trouve ici l'expression de notre parfaite considération.

Enfin, nos sincères reconnaissances et gratitude à toute personne qui a contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.

TABLE DES MATIERES

Résumé -----	I
Abstract-----	II
ملخص -----	III
Liste des Figures -----	IV
Liste des Photo -----	VIII
Liste des Tableaux-----	IX
Liste des abréviations-----	XI
Liste des notations -----	XII
INTRODUCTION GENERALE -----	XVI
CHAPITRE I : GENERALITE SUR LES BARRAGES RIGIDES	
I. INTRODUCTION1	
II. DIFFERENTES TYPES DE BARRAGES -----	1
II.1. Barrages en remblai-----	1
II.2. Barrages mobiles -----	1
II.3. Barrages en béton -----	2
II.3.2.Barrage voûte -----	3
II.3.3.Barrage poids-voûte-----	4
II.3.4. Barrage à contreforts -----	4
II.3.5.Barrage BCR-----	5
III.CHOIX DU SITE ET DU TYPE DE BARRAGE -----	6
III.1.Données topographiques -----	7
III.2.Données hydrologiques -----	7
III.3.Données géologiques, géotechniques et conditions de fondation -----	7
III.4. Données sismologiques-----	7
III.5.Critères économiques-----	7
III.6.Conclusion sur le choix du type de barrage -----	7
IV. REALISATION ET MATERIAUX UTILISES POUR LES BARRAGES POIDS ET BARRAGES VOUTES -----	8
V. SURVEILLANCE DES BARRAGES -----	9
VI.AVANTAGES ET INCONVEGNENTS DES DIFFERENTS TYPES DE BARRAGES -----	10
VII. CONCLUSION -----	14

CHAPITRE II : CRITERES DE CONCEPTION DES BARRAGES POIDS ET BARRAGES VOUTES

I. INTRODUCTION	15
II. MORPHOLOGIE DE LA VALLEE ET CRITERES GEOLOGIQUES	15
II.1 Elancement de la valée	15
II.2 Choix du type de barrage, basé sur les critères topographiques	15
II.3 choix du type de barrage, basé sur la nature du rocher	16
III. CRITERES DE CONCEPTION DU BARRAGE POIDS	17
III.1 Estimation de l'inclinaison m (fruit) du parement aval par la stabilité due au renversement du barrage	17
III.2 Estimation de l'inclinaison m par la stabilité interne du barrage (équilibre statique) ..	19
III.2.1 Calcul de la fatigue du béton	19
III.2.2 Condition de non écrasement	19
III.2.3 Condition de non-traction	20
III.3 Incidence de la sous-pression sur l'inclinaison du parement aval pour un barrage-poids triangulaire	20
III.4 Incidence du couronnement sur le dimensionnement	21
IV. CRITERES DE CONCEPTION DES BARRAGES VOUTES	22
IV.1. Critères de géométrie	22
IV.2. Critères de forme	23
IV.3. Détermination de l'angle φ par la formule du tube	24
IV.4 Epaisseur de la console à la section principale	24
V. ACTIONS ET SOLLECITATIONS	26
V.1. Type d'action	26
V.2. Expression des actions	26
V.3. Comportement dynamique	27
V.3.1. Manifestation	27
V.3.2. Détermination de la masse d'eau entraînée	28
VI. Conclusion	29
CHAPITRE III : CRITERES DE STABILITE DES BARRAGES POIDS ET BARRAGES VOUTES	
I. BARRAGES POIDS	30
I.1. Equilibre statique	30
I.1.1. Stabilité au renversement.	30

I.1.2. Stabilité au glissement.-----	30
i. Surfaces de glissement.-----	31
ii. Amélioration de la sécurité au glissement.-----	32
I.1.3. Stabilité au soulèvement.-----	33
I.1.4. Valeurs admissibles.-----	33
I.2. Contraintes dans les barrages poids-----	34
I.2.1. Contraintes du corps du barrage.-----	34
i. Répartition des contraintes selon l'hypothèse de Navier.-----	34
ii. Répartition des contraintes selon RDM-----	35
I.2.2. Evaluation des résistances de la fondation-----	36
II. BARRAGES VOUTES-----	37
II.1. Equilibre statique-----	37
II.2. Contraintes dans les barrages voûtes -----	38
II.2.1. Modèle du tube-----	38
II.2.2 Contraintes au pied de la console-----	39
i. Contraintes à lac vide-----	39
ii. Contraintes à lac plein-----	39
III. DEFORMATIONS DANS LES BARRAGES EN BETON-----	40
III.1. Barrage poids -----	40
III.2. Barrages voutes -----	41
III.1.1 Déformation de l'arc δ_A .-----	41
III.1.2. Déformation de la console δ_c .-----	42
IV. INFLUENCE DE LA TEMPERATURE.-----	42
V. RISQUE SISMIQUE POUR LES BARRAGES.-----	43
V.I. Sollicitations sismique -----	43
V.II. Effet dynamique de la retenue sur le barrage-----	44
V.III. Effet sismique sur quelques barrages en béton ou en maçonnerie -----	45
VI. Conclusion.-----	46
CHAPITRE IV : ANALYSE CONCEPTUELLE DES PROFILS DES BARRAGES POIDS, VOUTES ET POIDS VOUTE BASEE SUR LA MODELISATION	
I. INTRODUCTION.-----	47

II. OBJECTIFS.....	47
III. APPLICATION SUR LE CAS DU BARRAGE D'OUED TAHT.....	48
III.1. Localisation	48
III.2. Destination de l'aménagement.....	48
III.3. Caractéristiques hydrologiques.....	48
III.4. Caractéristiques de la retenue.....	49
III.5. Profil type du barrage.....	50
IV. PRESENTATION DU CODE DE CALCUL CAST3M :.....	52
IV.1. Généralités	52
IV.2. Informations pratiques.....	52
IV.3. Principaux objets de CAST3M.....	53
V. MODELISATION NUMERIQUE DU BARRAGE D'OUED TAHT.....	54
V.1. Profil du barrage.....	54
V.1.1. Cas du barrage poids.....	54
i. Paramètres et caractéristiques du barrage	54
ii. Profil du barrage poids voute.....	55
V.1.2. Cas du barrage voûte.....	55
i. Paramètres et caractéristiques du barrage.....	55
ii. Profil du barrage poids voute.....	56
V.1.3. Cas d'un barrage poids voûte.....	56
i. Paramètres et caractéristiques du barrage.....	56
ii. Profil du barrage poids voute.....	56
V.2. Caractéristiques des matériaux	57
VI. RESULTATS GRAPHIQUES ET ANALYTIQUES DE LA MODELISATION.....	57
VI.1. Cas d'un barrage poids	58
VI.1.1. Analyse des contraintes.....	58
VI.1.2. Analyses des déplacements.....	62
i. $E = 4\ 000\ \text{Mpa}$	63
ii. $E = 6\ 000\ \text{Mpa}$	63
iii. $E = 8\ 000\ \text{Mpa}$	62
VI.1.3 Variations des contraintes.....	64

VI.2. Cas d'un barrage voûte	65
VI.2.1. Analyse des contraintes.....	65
VI.2.2. Analyse des déplacements.....	70
i. E = 4 000 Mpa.....	70
ii. E= 6 000 Mpa.....	71
iii. E = 8 000 Mpa	71
VI.2.3. Variations des contraintes.....	72
VI.3. Cas d'un barrage poids voûte.....	74
VI.3.1. Analyse des contraintes.....	74
VI.3.2. Analyse des déplacements.....	79
i. E = 4 000 Mpa.....	79
ii. E= 6 000 Mpa.....	80
iii. E = 8 000 Mpa.....	80
VI.3.3. Variations des contraintes.....	81
VII. INTERPRETATION DES RESULTATS.....	83
VII.1. Contraintes	83
VII.1.1. Synthèse.....	83
VII.1.2. Analyse de l'évolution des contraintes.....	90
a. Contraintes en fonction de la rigidité en base.....	90
i. Variantes barrage poids	90
ii. Variantes barrage voute.....	90
iii. Variantes barrage poids voute.....	90
iv. Comparaison des variantes voutes et poids voutes.....	90
b. Contraintes en profondeur.....	91
VII.2. Déplacements	91
VII.2.1. synthèse.....	91
VII.2.2. Analyse des déplacements en crête.....	92
Conclusion génezérale.....	XVI
Bibliographie.....	XVIII
Phase de déroulement du mémoire.....	XIX

RESUME

En zone sismique, les barrages voûtes sont les plus envisageables à condition que la géologie et l'intégration des ouvrages annexes le permettent. Ce type de profil nécessite par contre une certaine rigidité des fondations et plutôt des rives. Lorsque le module de déformation du rocher est modéré, une solution intermédiaire peut être envisagée, il s'agit de la combinaison du profil poids et celui voûte pour donner naissance au profil poids voûte. Les sollicitation sont donc équilibrées en partie par le poids du barrage et en partie par report sur les rives.

En se basant sur la modélisation numérique, et en considérant trois variantes de profils (Poids, voûte et poids-voûte), le présent travail vise une analyse paramétrée liée au comportement de ces types de barrages en zone sismique en vue de l'optimisation du profil géométrique.

L'application d'une telle thématique a été faite sur le cas du barrage Oued Taht, dans la wilaya de Mascara, d'une hauteur de 44 m. La modélisation numérique a été guidée par le code de calcul CASTEM.

Mots clés: barrage, voûte, poids, poids-voûte, déformation, contrainte.

ABSTRACT

In seismic zones, arch dams are the most feasible provided that the geology and the integration of ancillary structures allow it. This type of profile requires a certain rigidity of foundations and rather shorelines. When the module of the rock's deformation is moderate, an intermediate solution can be visualized, it is about the combination of the profile gravity and that arch to give birth to the profile arch gravity. The solicitation is balanced in pairs by the weight of the dam and partly by transfer to the shores.

based on the numerical modeling, and considering three variants of profiles (gravity, arch and arch gravity), the present work aims at a parameterized analysis related to the behavior of these types of dams in seismic zone with a view to the optimization of the geometric profile.

The application of such a theme is conducted on the case of Oued Taht dam, in the wilaya of Mascara, a height of 44 m. Numerical modeling is guided by the CASTEM calculation code.

Key words: dam, arch, gravity, arch gravity, deformation, stress.

ملخص

تعتبر السدود القوسية بالغة الفائدة و النجاعة في المناطق الزلزالية غير أنها تراعي في إنشاءها البعد الجيولوجي للمنطقة و كذلك تراعي صحة دمج الهياكل و العناصر المساعدة لها. بالمقابل يتطلب هذا النوع من السدود صلابة معينة من الأساسات و الجوانب. عندما يكون معامل تشوه الصخور معتدلاً ، يمكن تصور حل وسيط ، وهو الجمع بين شكل و أبعاد السد الثقلي و السد القوسي، و هو ما ينتج لنا شكلاً جديداً من أشكال السدود يطلق عليه السد الثقلي القوسي . القوى الخارجية إذن يتم موازنتها بوزن السد من جهة و تتم موازنتها استناداً على الجوانب من جهة أخرى. استناداً إلى التصميم الآلي (النمذجة الرقمية)، وبأخذ ثلاثة أنواع مختلفة من السدود (الثقلي، القوسي، و الثقلي القوسي)، يهدف العمل الحالي على تحليل معلومات ذات صلة بسلوك هذه الأنواع من السدود في المناطق الزلزالية بغية تحسين التصميم أو الشكل الهندسي لها .

قد تم تطبيق هذه الطريقة على سد " واد تحت " ، المتواجد بولاية معسكر، و البالغ ارتفاعه 44 متر.

التصميم الآلي (النمذجة الرقمية) تم إنجازه باستعمال برنامج CASTEM.

الكلمات المفتاحية : السد ، القوسي ، الثقلي ، الثقلي القوسي ، التشوه، الإجهاد.

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I :

Figure I-1 : Profil type d'un barrage poids (Schleiss et Pougatsch, 2011).-----	2
Figure I-2 : Profil type d'un barrage poids évidé (Schleiss et Pougatsch, 2011)-----	2
Figure I-3 : Barrage en BCR (Buron et Meilhac, 1995)-----	9

CHAPITRE II :

Figure II.1 Caractérisation de la forme de la vallée pour l'élancement λ (Rouissat, 2014)---	15
Figure II.2 : évolution du profil des barrages poids (Cemagref & G.degoutte, 1992)-----	17
Figure II.3 : Forces agissantes sur un barrage poids du profil triangulaire d'un barrage-----	18
Figure II.4 : Incidence de la sous pression sur le fruit du parement aval-----	20
Figure II.5 : Incidence du couronnement sur le fruit du parement aval.-----	21
Figure II.6 : Différents types de barrage voûte (Khlifa. M & Zouheir.H, 2012).-----	23
Figure II.7 définitions géométriques des arcs (cours EPFL, 2006).-----	23
Figure II-8 Coupe de la console avec les dimensions caractéristiques.-----	25
Figure II.9 : Représentation schématique des forces principales agissantes sur le barrage poids (Schleiss et Pougatsch, 2011).-----	26
Figure II.10 : Méthode de masse ajoutée (A.linda, 2009)-----	28
Figure II.11 : Analyse pseudo statique d'un d'un barrage poids (EPFL, 2006)-----	28
Figure II.12 : détermination du coefficient K_e en fonction de l'inclinaison du parement amont (EPFL, 2006).-----	28

CHAPITRE III :

Figure III.1 : Schéma des actions principales sur le barrage poids-----	30
Figure III.2: Calcul de la stabilité-----	31
Figure III.3 : surfaces de glissement potentielles (EPFL, 2006).-----	32
Figure III.4 : Arrêts transversaux de bétonnage (EPFL, 2006).-----	33
Figure III.5 : Répartition des contraintes verticales dans une section horizontale (EPFL, 2006).-----	34
Figure III.6 : répartition des contraintes normales-----	36
Figure III.7 : Forces appliquées à un barrage voûte-----	37
Figure III.8 : Dimensions caractéristiques d'un barrage voûte à arcs circulaires (EPFL, 2006).-----	38
Figure III.9 : répartition des contraintes à lac vide (barrage voûte)-----	39
Figure III.10 :répartition des contraintes à lac plein (barrage voûte)-----	39
Figure III.11 :Déformations de la console et de l'arc (EPFL, 2006)-----	41
Figure III.12 : Surcharges sismiques selon l'analyse pseudo-statique dans le cas d'un barrage en béton (EPFL, 2006).-----	44
Figure III.13 : Pression dynamique de l'eau agissant sur un barrage poids en fonction de la compressibilité de l'eau et la fréquence propre du barrage et du lac (EPFL, 2006)-----	44

CHAPITRE IV :

Figure IV.1 : Localisation du site du barrage Oued Taht (Google Maps, 2018)-----	48
Figure IV.2 : Retenue du barrage Oued Taht (ISL, 2011)- Echelle 1/25 000-----	49
Figure IV.3: Vue 3D du barrage type voûte; (ISL, 2011).-----	50
Figure IV.4 : Exécution de Cast3M avec un fichier de données-----	53
Figure IV.5 : Profil du barrage poids discrétisé-----	55
Figure IV.6: Profil du barrage voute discrétisé en 2D-----	56
Figure IV.7 : Profil du barrage voute discrétisé en3D-----	56
Figure IV.8 : Profil du barrage voute discrétisé en 3D-----	57
Figure IV.9 : Profil du barrage voute discrétisé en2D-----	57
Figure IV.10 : Position des points de comparaison-----	58
Figure IV.11 : Composantes de la contraintes suivant X - pour E = 4 000 Mpa – Barrage poids-----	59
Figure IV.12 : Composantes de la contraintes suivant X -pour pour E = 6 000 Mpa – Barrage poids.	59
Figure IV.13 : Composantes de la contraintes suivant Y -pour E = 4 000 Mpa – Barrage-poids-----	60
Figure IV.14: Composantes de la contraintes suivant Y- pour E = 8 000 Mpa – Barrage-poids..	60
Figure IV.15 : Composantes de la contraintes suivant Z pour E = 6 000 Mpa - Barrage-poids-----	60
Figure IV.16 : Composantes de la contraintes suivant Z poids-pour E = 8 000 Mpa – Barrage poids-----	60
Figure IV.17 : Comparaison des contraintes suivant X au niveau du barrage poids.-----	61
Figure IV.18 : Comparaison des contraintes suivant Y au niveau du barrage poids.-----	61
Figure IV.19 : Comparaison des contraintes suivant Z au niveau du barrage poids-----	62
Figure IV.20 : Déplacement de la crête du barrage en fonction du temps pour E=4 000 Mpa – Barrage poids.....	62
Figure IV.21 : Déplacement de la crête du barrage en fonction du temps pour E=6 000 Mpa – Barrage poids.-----	63
Figure IV.22 : Déplacement de la crête du barrage en fonction du temps pour E=8 000 Mpa – Barrage poids.-----	63
Figure IV.23 : Position des points de comparaison-----	65
Figure IV.24 : composantes de la contraintes suivant X- pour E = 4 000 Mpa– Barrage voûte.-----	67
Figure IV.25 : composantes de la contraintes suivant X pour E = 6 000 Mpa– Barrage voûte---	67
Figure IV.26 : composantes de la contraintes suivant Y- pour E = 4 000 Mpa – Barrage voûte. -----	68
Figure IV.27 : composantes de la contraintes suivant Y -pour E = 8 000 Mpa. – Barrage voûte-----	68

Figure IV.28 : composantes de la contraintes suivant Z -pour E = 4 000 Mpa. – Barrage voûte-----	68
Figure IV.29 : composantes de la contraintes suivant Z-pour E = 6 000 Mpa– Barrage voûte.-- -----	68
Figure IV.30 : Comparaison des contraintes suivant X au niveau du barrage voute.-----	69
Figure IV.31 : Comparaison des contraintes suivant Y au niveau du barrage voute.-----	69
Figure IV.32 : Comparaison des contraintes suivant Z au niveau du barrage voute.-----	70
Figure IV.33 : Déplacement de la crête du barrage en fonction du temps pour E=4 000 Mpa- Barrage voûte-----	70
Figure IV.34 : Déplacement de la crête du barrage en fonction du temps pour E=6 000 Mpa.	71
Figure IV.35 : Déplacement de la crête du barrage en fonction du temps pour E=8 000 Mpa.-- -----	71
Figure IV.36 : Position des points de comparaison-----	74
Figure IV.37 : Composante de la contrainte suivant X- pour E= 4 000 Mpa- Barrage poids voûte-----	76
Figure IV.38 : Composante de la contrainte suivant X pour E= 6 000 Mpa- Barrage poids voûte-----	76
Figure IV.39 : Composante de la contrainte suivant Y- pour E= 4 000 Mpa- Barrage poids voûte-----	76
Figure IV.40 : Composante de la contrainte suivant Y pour E= 8 000 Mpa- Barrage poids voûte.....	76
Figure IV.41 : Composante de la contrainte suivant Z - pour E= 6 000 Mpa- Barrage poids voûte.-----	76
Figure IV.42 : Composante de la contrainte suivant Z pour E= 8 000 Mpa- Barrage poids voûte-----	76
Figure IV.43 : Comparaison des contraintes suivant X au niveau du barrage poids voûte----	78
Figure IV.44 : Comparaison des contraintes suivant Y au niveau du barrage poids voûte----	78
Figure IV.45: Comparaison des contraintes suivant Z au niveau du barrage poids voûte.----	79
Figure IV.46 : Déplacement de la crête du barrage en fonction du temps pour E=4 000 Mpa- Barrage poids voûte.-----	79
Figure IV.47 : Déplacement de la crête du barrage en fonction du temps pour E=6 000 Mpa- Barrage poids voûte..-----	80
Figure IV.48 : Déplacement de la crête du barrage en fonction du temps pour E=6 000 Mpa- Barrage poids voûte.-----	80
Figure IV.49 : Position des points de comparaison, barrage poids.-----	83
Figure IV.50 : Position des points de comparaison, barrage voûte et poids voûte.-----	83
Figure IV.51 : Comparaison des contraintes suivant X, pour E= 4 000 Mpa.-----	87
Figure IV.52 : Comparaison des contraintes suivant X, pour E= 6 000 Mpa.-----	87
Figure IV.53 : Comparaison des contraintes suivant X, pour E=8 000 Mpa.-----	87
Figure IV.54 : Comparaison des contraintes suivant Y, pour E=4 000 Mpa.-----	88
Figure IV.55 : Comparaison des contraintes suivant Y, pour E=6 000 Mpa.-----	88

Figure IV.56 : Comparaison des contraintes suivant Y, pour E=8 000 Mpa.....	88
Figure IV.57 : Comparaison des contraintes suivant Z, pour E=4 000 Mpa.....	89
Figure IV.58 : Comparaison des contraintes suivant Z, pour E=6 000 Mpa.....	89
Figure IV.59 : Comparaison des contraintes suivant Z, pour E=8 000 Mpa.....	89
FigureIV.60 : Comparaison des déplacements en crête en fonction du profil du barrage et du module de déformation du rocher.....	92

LISTE DES PHOTOS

CHAPITRE I :

Photo I.1 : Barrage Panix, Grison, 40m-----	3
Photo I.2 : Monteynard-Avignonet, France, 135m, 1962.-----	3
Photo I-3 : barrage poids voûte d'Aigle, France, 92 m.-----	4
Photo I-4 : barrage à contrefort- multi voûtes Daniel Johnson, Québec, 214m-----	5
Photo I-5 : Barrage en BCR Rialb, Espagne, 101 m.-----	5

CHAPITRE IV :

Photo IV.1 : Versant du barrage Oued Taht (Google earths, 2018).-----	49
Photo VI.2 : Phase de réalisation du barrage.-----	51

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I :

Tableau I-1: Comparaison entre différents types des barrages (LDCH, EPFL)-----	11
--	----

CHAPITRE II :

Tableau II.1 Critères topographiques pour le choix du type de barrage (Rouissat, 2014).-----	15
Tableau II.2 Influence du module de déformation du rocher sur le choix du type de barrage (Rouissat, 2014).-----	16
Tableau II.3 : valeurs de k et b' pour l'estimation du fruit d'un barrage poids ($\gamma_B = 2.4 \text{ t/m}^3$).--	21

Tableau II.4 : valeurs de k et b' pour l'estimation du fruit d'un barrage poids ($\gamma_B = 2.5 \text{ t/m}^3$).--	21

Tableau II.5 : valeurs de η et m pour l'estimation du fruit d'un barrage poids ($k = 1$).-----	22
Tableau II.6 : Influence du type de la vallée sur l'épaisseur de la console d'un barrage voûte.--	25

Tableau II.7 : Actions prises en compte pour la conception des barrages (Schleiss et pougatsch, 2011).-----	27

CHAPITRE III :

Tableau III.1 : les caractéristiques des surfaces de glissement potentielles (Schleiss et pougatsch, 2011).-----	32
Tableau III-2 : Coefficients de sécurité pour la vérification statique d'un barrage (Le Delliou, 2003).-----	33
Tableau III.3: Classification des détériorations les plus fréquentes pour les barrages en béton (ICOLD, 1984)-----	43
Tableau III.4 : Effet sismique sur quelques barrages en béton ou maçonnerie (Patrick Le Delliou, 2003)-----	46

CHAPITRE IV :

Tableau IV.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux du barrage-----	57
Tableau IV.2 : Valeurs des contraintes suivant X-Barrage poids.-----	58
Tableau IV.3 : Valeurs des contraintes suivant Y-Barrage poids-----	59
Tableau IV.4 : Valeurs des contraintes suivant Z-Barrage poids-----	59
Tableau IV.5 : Variation des contraintes-Axe X.-----	64
Tableau IV.6 : Variation des contraintes-Axe Y.-----	
Tableau IV.7 : Variation des contraintes-Axe Z-----	
Tableau IV.8 : Valeurs des contraintes suivant X – Barrage voûte.-----	66
Tableau IV.9 : Valeurs des contraintes suivant Y– Barrage voûte.-----	66
Tableau IV.10 : Valeurs des contraintes suivant Z– Barrage voûte.-----	67
Tableau IV.11 : Variations des contraintes-Axe X.-----	72

Tableau IV.12 : Variations des contraintes-Axe Y-----	73
Tableau IV.13 : Variations des contraintes-Axe Z.-----	74
Tableau IV.14 : Valeurs des contraintes suivant X- Barrage poids voûte.-----	75
Tableau IV.15 : Valeurs des contraintes suivant Y- Barrage poids voûte.-----	75
Tableau IV.16 : Valeurs des contraintes suivant Z- Barrage poids voûte.-----	76
Tableau IV.17 : Variations des contraintes-Axe X.-----	81
Tableau IV.18 : Variations des contraintes-Axe Y.-----	82
Tableau IV.19 : Variations des contraintes-Axe Z.-----	82
Tableau IV.20 : des états de contraintes – direction X-----	. 84
Tableau IV.21 : des états de contraintes – direction Y-----	. 85
Tableau IV.22 : des états de contraintes – direction Z-----	86
Tableau IV.23 : Comparaisons des déplacements en crête pour les 03 variantes.-----	91

LISTE DES ABREVIATIONS

- CIGB : Commission Internationale des Grands Barrages.
- BCR : Béton compacté au rouleau.
- BCV : Béton conventionnel vibré.
- EPFL : Ecole polytechnique
- ICOLD : International Commission Of Large Dams.
- PHE : Plus hautes eaux.
- RN : Retenue normale.
- NGA : Niveau général Algérien.
- SEROR : Société d'étude et de réalisation d'ouvrages d'art de l'ouest

LISTE DES NOTATIONS

λ : L'élanement de la vallée.

L_c : Largeur de la crête.

H : Hauteur du barrage.

m : Fruit.

b : Largeur de la base du barrage.

P : Force due au poids propre du barrage.

E : Force de la poussée de l'eau.

S : Force due aux sous pressions.

ρ_B : Masse volumique du béton.

ρ_E : Masse volumique de l'eau.

k : Coefficient de sous-pression.

$\sum M_c$: Somme des moments au point C.

γ : Densité du corps du barrage.

$\sum F_v$: la somme des forces verticales appliquées à l'ouvrage.

γ_B = Poids volumique du béton.

γ_E = Poids volumique de l'eau.

2φ : Angle d'ouverture des arcs.

β : Angle de l'incidence arc/rocher.

r_c : Rayon de l'arc.

S_c : Longueur de la corde.

V_b : Volume de béton.

R_{moy} : Rayon moyen de l'arc (à l'axe)

R_e : Rayon extérieur.

d : Epaisseur de l'arc.

P_m : Pression uniforme de l'eau à l'axe de l'arc.

σ_M : Contrainte moyenne dans un arc en (MPa).

e_c : épaisseur du couronnement.

e_b : épaisseur à la base.

Pe : Force hydrostatique de Westergaard.

Ke : coefficient dépendant de l'inclinaison du parement amont.

Ce : coefficient de Westergaard.

f_m = période propre du barrage.

Üg : Accélération au sol.

m_E : Masse de l'eau à une hauteur variable h.

Δh_i : Epaisseur de la tranche i.

S_R : Coefficient de renversement.

R : force de cisaillement résistant au glissement.

ΣV : la résultante des forces perpendiculaires à la fondation.

ϕ' : L'angle de frottement interne effectif de la surface de glissement considérée.

C' : la cohésion effective sur la surface comprimée de glissement considérée A.

A : la surface unitaire de glissement.

SG : Coefficient de glissement.

Fs : Coefficient de soulèvement.

σ_v : Contrainte normale à l'amont.

Z : Profondeur.

σ_{z,am} : Contrainte verticale à l'amont.

σ_{z,av} : Contrainte verticale à l'aval.

σ_{x,am} : Contrainte horizontale à l'amont.

σ_{x,av} : Contrainte horizontale à l'aval.

δ : Déformation de l'arc.

ε_{thermique} : Déformation thermique (mm/mm),

ΔT : Variation de température (°C) .

α : Coefficient de dilatation thermique (mm/mm/°C).

K : Coefficient pseudo-statique adimensionnel.

α : Coefficient sismique adimensionnel égal à $2/3$, pour la composante horizontale.

a_{\max} : Accélération sismique de pic, incluant un éventuel effet de site.

f : Fruit.

E : Module de déformation du rocher de fondation.

Dep : Déplacement.

INTRODUCTION GENERAL

Dans le domaine du génie civil, les barrages ont toujours été considérés comme des ouvrages d'art spécifiques. Les raisons se trouvant, d'une part dans le caractère unique de chaque barrage et dans la complexité des comportements et des mécanismes mis en jeu d'autre part. Ces ouvrages présentent des enjeux importants, sur le plan de la sécurité publique, car leur rupture aurait des conséquences catastrophiques.

La conception des barrages, tâche difficile et compliquée, intègre de nombreux paramètres et critères, aussi bien techniques qu'économiques et il est souvent délicat de retrouver un compromis sécurité-économie. La géologie du site, les paramètres hydrologiques, la qualité des matériaux, le risque sismique restent les aspects les plus décisifs pour une conception rationnelle.

Les barrages poids constituent dans certains cas une solution incontournable pour la définition du profil type et ce en vue des conditions géologiques, topographiques et hydrologiques du site. Le volume du béton, sous l'angle économique, délais de réalisation ainsi que les contraintes thermiques sont les principales causes de leur substitution par d'autres conceptions. Toutefois le grand avantage qu'offre ce type de barrage et sans aucun doute l'intégration des évacuateurs de crues au niveau du corps du barrage et le gain économique sur cet important ouvrage annexe, notamment pour le bassin versants à crue de projet élevée.

En zone sismique, les barrages voûtes sont les plus envisageables par rapport aux barrages poids à condition que la géologie et l'intégration des ouvrages annexes le favorisent. Les barrages voûtes trouvent leur place idéale dans les sites relativement étroits (ratio largeur en crête/hauteur inférieur à 4), lorsque la qualité des fondations est excellente, surtout sur les rives. Un barrage voûte reporte la majeure partie de la poussée de l'eau sur les rives par des effets d'arc. La stabilité de ce genre d'ouvrage diffère essentiellement de celle des barrages poids, qui résulte d'une certaine inégalité entre la poussée de l'eau et le poids.

Une combinaison intermédiaire de conception entre les deux profils poids et voûte est le barrage poids voûte qui en profite des avantages de chaque type de barrage. Les barrages poids voûte équilibrent la poussée de l'eau par une partie de leur poids et transmettent aux rives et fondations une partie de cette poussée. Ce type de conception est souvent adapté aux sites de moyenne rigidité du rocher ($4 < E < 6$ GPa).

En se basant sur la modélisation numérique, et en considérant l'influence des paramètres conceptuels pour ce type de barrages, en particulier la variation des modules de déformation du rocher, le présent travail vise une analyse paramétrée et comparative liée au comportement des barrages voûtes, poids et poids voûtes en zone sismique.

L'élaboration du travail dans le cadre de ce mémoire de master, s'intégrant dans la thématique de l'analyse du comportement des barrages voûtes, poids et poids voûtes a été étoffée par de multiples recherches bibliographiques liées à l'acquisition d'un niveau de connaissances approfondi sur la conception des barrages rigides, sur les principes de base de dimensionnement de ces types d'ouvrages ainsi que les critères de leur choix pour des sites particuliers.

Le modèle numérique alimente les décisions et choix techniques: les nouveaux résultats du calcul permettent d'affiner l'interprétation des aspects conceptuels. Ils fournissent une nouvelle référence de normalité pour la sécurité de ce type d'ouvrage. Grâce à ce recalibrage permanent, le modèle numérique devient un véritable outil d'aide à la décision relative au comportement futur de l'ouvrage.

Pour se faire, un cas de barrage réel a été considéré, il s'agit du barrage sur l'Oued Taht, dans la wilaya de Mascara, d'une hauteur de 44 m.

L'analyse du comportement des profils conceptuels du barrage sous différentes sollicitations, a été paramétrée en relation avec les variations des modules de déformation du rocher. Ces analyses paramétrées ont été guidées par l'étude de l'évolution des contraintes et déformations dans le corps du barrage.

Enfin, pour répondre à tous ces objectifs, le mémoire et dans un souci de cohérence dans sa forme globale a été structuré en IV chapitres en l'occurrence :

Chapitre I : Généralité sur les barrages rigides,

Chapitre II : Critères de conception des barrages poids et barrages voûtes,

Chapitre III : Critères de stabilité des barrages poids et barrages voûtes,

Chapitre IV : Analyse conceptuelle des profils des barrages poids, voûte et poids voûte basée sur la modélisation.

CHAPITRE I
GENERALITE SUR LES BARRAGES RIGIDES

I. INTRODUCTION

On peut définir un barrage comme un ouvrage permettant de stocker et d'utiliser de l'eau. Le stock d'eau exploitable, constitué par interruption du cours naturel est appelé capacité. Cette capacité permet d'assurer une ou plusieurs fonctions : l'alimentation en eau potable, L'irrigation de cultures, la régulation des crues naturelles, le soutien d'étiage ou encore la production d'électricité. Il existe également des usages secondaires comme l'élevage piscicole, la pêche, les activités touristiques, la lutte contre les incendies, ou la création de polders (Larouzee, 2015).

Il n'existe pas de définition Uniforme du terme « barrage », le seul recensement existant est celui des « grands barrages » régulièrement tenu à jour par la commission internationale des grands barrages (CIGB), pour la CIGB un grand barrage a au moins de 15 m de hauteur au-dessus des fondations (Le Delliou, 2003). Il n'existe pas de conception type des barrages. Chaque site met en évidence un certain nombre de critères topographique, géologique, géotechnique, hydrologiques....etc. Qui font que la conception de chaque barrage est totalement singulière. Ces différentes conceptions s'articulent autour de trois fondements :

- critères techniques,
- critères économiques,
- et critères sécuritaires.

II. DIFFERENTES TYPES DE BARRAGES

On peut distinguer les différents barrages selon les matériaux qui les composent et selon leur mode de conception.

II.1. Barrages en remblai

Sont souvent appelés digues. Ils peuvent être divisés en trois types principaux :

- Barrages en terre homogène,
- Barrages à noyau étanche,
- Barrages à masque amont.

II.2. Barrages mobiles

Ont une hauteur limitée, ils sont généralement édifiés en aval du cours de rivières, de préférence à l'endroit où la pente est la plus faible. On utilise généralement ce type de barrage dans l'aménagement des estuaires et des deltas pour rendre les rivières navigables en les canalisant (Rouissat, 2010).

II.3. Barrages en béton

On distingue trois grandes familles de barrages en béton selon leur forme et la nature de leur manière de s'opposer à la poussée hydrostatique :

II.3.1. Barrages poids

Appelés aussi barrages gravités, est un ouvrage massif en maçonnerie ou en béton, à profil généralement triangulaire. Le parement amont est vertical ou légèrement incliné (moins de 5%). Le parement aval est incliné avec un fruit de 75 à 80 %. Cette géométrie lui permet de résister par son propre poids au renversement et au glissement sous l'action des forces extérieures. Il est fondé sur rocher, il n'est pas limité dans sa longueur et s'adapte bien aux vallées larges, il peut être rectiligne, polygonal, ou légèrement incurvé pour s'adapter aux besoins de la géologie et de la topographie. Lorsque la courbe est forte, celle-ci influence la statique de l'ouvrage par un effet tridimensionnel. Le terme de barrage poids incurvé ou de barrage poids voûte est alors utilisé (Schleiss et Pougatsch, 2011).

Ce type de barrage ne nécessite aucune armature dans le cas de la charge normale car l'état de contrainte doit être en compression, et il permet l'intégration facile de l'évacuateur de crue. On peut trouver dans cette famille les barrages poids évidés qui comportent moins de matériaux dans les zones les moins sollicitées, répondent à un souci d'économie de matière et permettent de réduire les sous pressions. Le registre mondial de la CIGB répertorie environ 3200 barrages poids dans le monde, le plus haut est celui de Grande Dixence, en suisse, avec une hauteur sur fondation de 285 m pour un volume de béton de 6 000 000 m³, et un volume de retenue de 400 Millions m³ (Le Delliou, 2003).

Les figures I-1 et I-2 schématisent respectivement le profil d'un barrage poids et d'un barrage poids évidé.

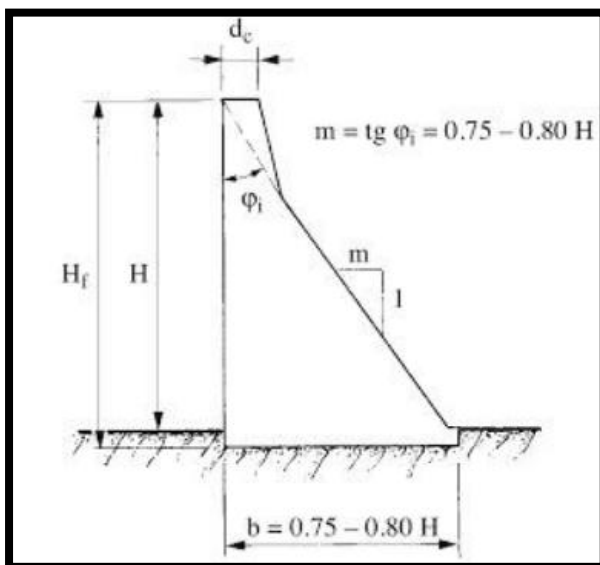


Figure I-1 : Profil type d'un barrage poids
(Schleiss et Pougatsch, 2011).

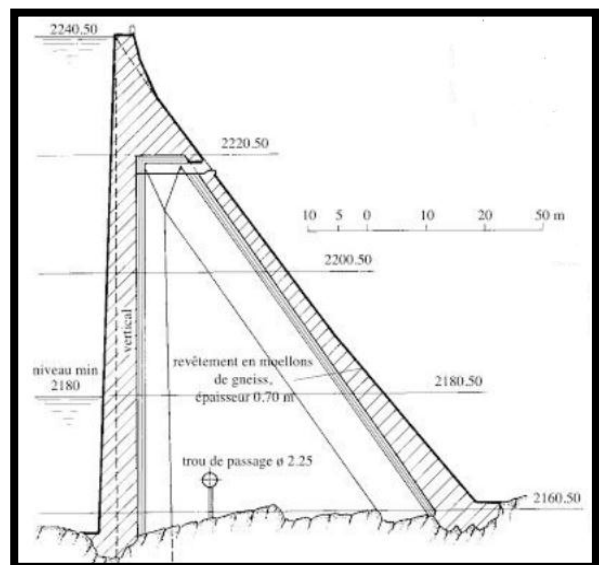


Figure I-2 : Profil type d'un barrage poids évidé
(Schleiss et Pougatsch, 2011).

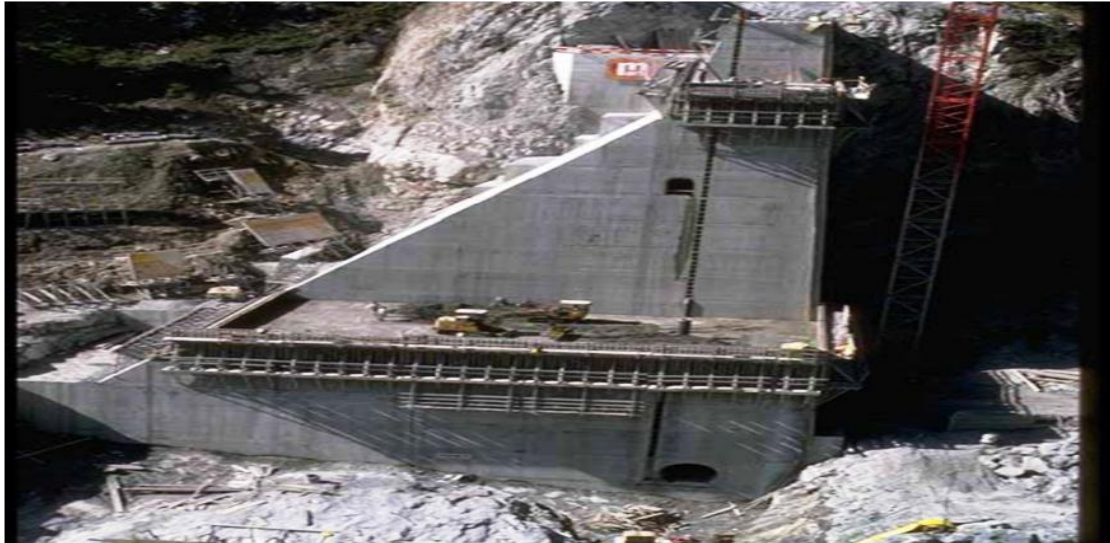


Photo I.1 : Barrage Panix, Grison, 40m

II.3.2. Barrage voûte

Les barrages voûte ont une forme convexe tournée horizontalement et parfois verticalement vers l'amont, qui permet de reporter la plus grande partie de la poussée de l'eau sur les rives par des effets d'arc. Cette technique nécessite une vallée étroite en V dont leur largeur ne dépasse pas 5 à 6 fois la hauteur du barrage. Celui-là exige un rocher de fondation ayant un module de déformation plus élevé, en plus les rives doivent être géologiquement très saines. Ce type d'ouvrage représente 4,4% de tous les barrages et 25% des barrages en béton. Il est très économique en béton par rapport au barrage poids, cela représente un gain de 50% de matière. Il permet aussi l'intégration plus ou moins facile des évacuateurs de crue. On peut distinguer dans ce type d'ouvrage les barrages à voûte mince dont l'épaisseur est de l'ordre de 10 à 20% de la hauteur, et les barrages à voûte épaisse dont l'épaisseur à la base dépasse 25% de la hauteur. Ainsi il existe les barrages voûtes cylindriques soit à courbe horizontale seulement, simple courbure, soit à double courbure horizontale et verticale.

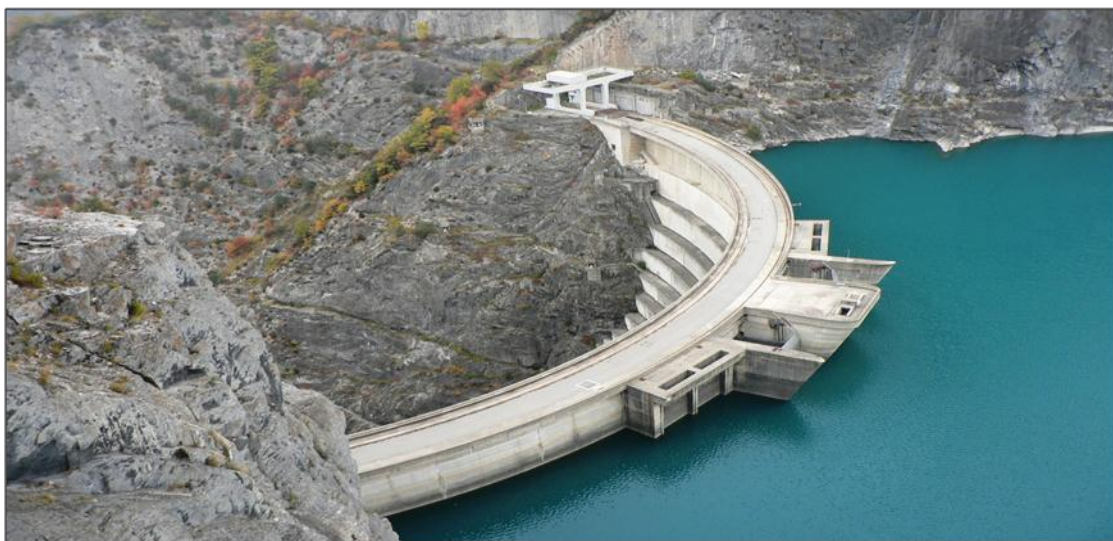


Photo I.2 : Monteynard-Avignonet, France, 135m, 1962.

Le registre mondial de la CIGB indique environ 1200 barrages voûtes en service dans le monde, le plus haut est celui de JINPING I en chine, avec une hauteur sur fondation de 305m.

II.3.3. Barrage poids-voûte

Un barrage poids-voûte est un type de barrage alliant à la fois les caractéristiques d'un barrage poids et d'un barrage voûte. On cite par exemple le barrage d'Aigle, France, 92 m.



Photo I-3 : barrage poids voûte d'Aigle, France, 92 m.

II.3.4. Barrage à contreforts

Les barrages à contreforts sont constitués par des murs, généralement de forme triangulaire, disposés parallèlement à l'axe de la rivière. Ce sont les contreforts et les bouchures perpendiculaire à l'axe de la vallée s'appuyant sur les contreforts auxquelles elles transmettent la poussée de l'eau, puis les contreforts conduisent les efforts jusqu'aux fondations. Ces bouchures peuvent être sous forme des dalles en béton, ou se forme des voûtes de faible épaisseur en béton armé, ce dernier est appelé barrage multi-voûtes. Les barrages à contreforts sont peu utilisés, la CIGB déclare que 525 barrages de ce type, le plus haut est le barrage Daniel Johnson au Canada avec 214 m de hauteur.



Photo I.4: barrage à contrefort- multi voûtes Daniel Johnson, Québec, 214m

II.3.5. Barrage BCR

Ce sont des barrages en béton compacté au rouleau. Cette technique est récente développée depuis la fin des années 1970, qui prédomine pour la construction de barrages poids, le béton est répandu avec des engins de travaux publics (bulldozers, niveleuses) et serré par des compacteurs vibrants suivant des techniques de terrassements routiers. L'épaisseur de couche varie de 30 à 60 cm. Les dosages en ciment sont d'environ 100 kg/m^3 ce qui réduit l'échauffement thermique et donc le nombre de joints (Buron et Meilhac, 1995).



Photo I.5 : Barrage en BCR Rialb, Espagne, 101 m.

III.CHOIX DU SITE ET DU TYPE DE BARRAGE

Il faut prendre en considération dans le choix du site et du type du barrage les principaux paramètres suivants :

- La topographie et les apports du bassin versant,
- La morphologie de la vallée,
- Le risque sismique,
- Les conditions géologiques et géotechniques,
- Le contexte météorologique et le régime des crues,
- Les matériaux de construction.

Dans plusieurs cas, après considération de ces aspects, plusieurs types de barrages resteront possibles. Des considérations économiques permettront alors de départager les solutions (Degoutte, 1997).

III.1.Données topographiques

Le choix de la position du barrage se fait essentiellement en fonction des données topographiques. On recherche un verrou, c'est à dire un rétrécissement de vallée qui permettra de minimiser de volume de l'ouvrage. Souvent, on doit faire un compromis entre volume de la retenue (vallée large), l'altitude de la retenue et l'importance de l'ouvrage (Buron et Meilhac, 1995). La forme du site proprement dit influe sur le choix du type de barrage, on peut réduire cette forme à deux caractéristiques : la largeur relative (L/H), Qui varie en pratique de 1 à 4, parfois plus, et la forme en U ou en V. L'étude topographique de la vallée de la rivière peut atteindre à l'aval du barrage quelques kilomètres, pour étudier les conditions d'écoulements de crue et son influence sur les villes près du barrage dont il faut déterminer la forme et la section de la vallée et le cours d'eau.

III.2.Données hydrologiques

L'étude hydrologique du bassin versant permet de définir les apports moyens du cours d'eau, exprimés en m³/s, et leurs variations probables à une échelle de temps saisonnière ou interannuelle. La notion d'un bassin versant indique que toutes les eaux s'écoulent vers un même point appelé exutoire du bassin versant, ou bien toutes les eaux (pluie, neige,...etc.) chutées et écoulées pour alimenter le même exutoire du bassin versant. Pour le bassin versant on utilise des photographies aériennes et des cartes topographiques à grande échelle, ces cartes doivent comprendre des courbes de niveau en nombre suffisant pour définir avec assez de précisions les éléments du bassin : couverture végétale, réseau hydrographique, les

pentés,...etc. L'étude hydrologique doit définir les paramètres de conception de l'aménagement en outre:

- les apports de liquides,
- les apports solides,
- les crues de chantier et de projet,
- les conditions d'écoulement.

III.3.Données géologiques, géotechniques et conditions de fondation

Le choix du type de barrage se fait à partir des conditions des qualités du support, ce-dernier est soumis à des sollicitations inhabituelles, d'une part par les forces appliquées directement par l'ouvrage, d'autre part par l'action permanente et à long terme de l'eau. Tout projet de barrage nécessite des études géologiques, et géotechniques, ces études sont réalisées pour étudier la faisabilité, la nature, la résistance et des propriétés minimales en matière d'étanchéité naturelle.

III.4. Données sismologiques

Pour l'étude du comportement dynamique du barrage sous l'effet d'une charge sismique, l'aléa sismique fait apparaître principalement deux niveaux de séismes à prendre en compte:

- MCE [maximum credible earthquake) correspondant au séisme maximal qui peut être envisagé sur un site,
- DBE (design basis earthquake) est un niveau de séisme pour lequel on souhaite protéger l'ouvrage de manière à ce que son utilisation ne soit pas compromise. Le séisme de référence est généralement défini par les paramètres macrosismiques suivants : Intensité épiscoptrale, profondeur focale, distance épiscoptrale, sismicité induite par le site (Bakroune, 2011).

III.5.Critères économiques

Dans plusieurs cas, les considérations précédentes auront permis de retenir plusieurs types de barrages. Par exemple, des fondations rocheuses, la présence de matériaux meubles proches du site, un débit de crue important conduiront à mettre en balance un barrage en BCR et un barrage en terre équipé d'un évacuateur de crues coûteux. Il convient alors de poursuivre les études pour les deux types d'ouvrages, en veillant à affiner les estimations de coût au fur et à mesure de la progression des études. Dès que l'un des types de barrages paraît significativement plus économique, il est préférable de ne pas s'entêter sur l'autre option (Degoutte, 1997).

III.6.Conclusion sur le choix du type de barrage

Dans d'autres cas, ce choix est un compromis entre de nombreux aspects comme la nature de la fondation et le régime des crues. L'objectif étant de trouver le barrage le plus adapté à son

environnement tout en restant économique. La recherche du barrage idéal se fait lors des études de faisabilité.

IV. REALISATION ET MATERIAUX UTILISES POUR LES BARRAGES POIDS ET BARRAGES VOUTES

On commence par les études préliminaires dont la réalisation des accès au site (routes, chemins d'accès, pistes), la réalisation des dérivations de cours d'eau (galeries, batardeaux..) et ouvrir des carrières pour l'extraction des matériaux nécessaires à la construction de l'ouvrage, etc. Une fois les fondations creusées, la réalisation du corps du barrage est divisée en plots indépendants (environ 15 m) séparés par des joints, suivant des plans verticaux, afin de limiter le problème majeur de l'exo-thermie due à l'hydratation du béton. Les dosages des bétons sont modulés selon la place qu'ils occupent dans le barrage. Les bétons seront plus dosés près des parements (étanchéité, résistance aux agressions extérieures) et près de la base (résistance mécanique) qu'au cœur du barrage.

Les plots, décalés les uns par rapport aux autres, puis clavés, c'est-à-dire que du ciment est injecté entre les plots pour transformer le béton en une masse monolithique, cette opération s'appelle "clavage".

On utilise des ciments à faible exo-thermie, ou on remplace une partie du ciment par des liants moins rapides comme les cendres volantes. Souvent, on complète ces précautions par des dispositions spéciales :

- Pré-refrigération du béton par refroidissement des granulats et/ou de l'eau, ou substitution partielle de l'eau de gâchage par des paillettes de glace,
- Post-refrigération par réseaux de serpentins noyés dans le béton, dans lesquels circule de l'eau réfrigérée.

La granulométrie des bétons est continue et en général de l'ordre de (0/63, 0/100, 0/150) pour des dosages moyens en liant de 225 kg/m³.

La vibration du béton est assurée par des engins (bulldozer, mini-pelle, etc.) équipés d'une batterie gros vibreurs hydrauliques (150 mm). Près des parois, elle est réalisée manuellement avec des vibreurs (électriques ou pneumatiques) de Ø 100 minimum.

L'évolution des techniques a favorisé l'apparition de nouvelles techniques d'exécution pour les barrages, ainsi les barrages compactés au rouleau (BCR) en anglais RCC (Rolled Compacted Concrete). Ceux-ci possèdent un profil de barrage-poids. Le B.C.R. Est un béton faiblement dosé en liant d'une teneur est, en général, différente suivant les parties de l'ouvrage (plus élevée sur les parties externes), mais reste de l'ordre de 100 à 200 kg par m³. La réduction des quantités de ciment permet de diminuer les coûts et d'obtenir un liant à prise lente, ce qui diminue l'élévation de température provoquée par la prise du béton et limiter le retrait thermique. Ce type de béton est réalisé sur toute la surface du barrage et étalé par

couches successives grâce aux rouleaux compacteurs. Les points délicats de la construction de ce type de barrage sont :

- La résistance mécanique, notamment au cisaillement, des surfaces horizontales de contact entre deux couches superposées. Cette résistance dépend de plusieurs facteurs (propreté du chantier, quantité de fines, ségrégation, température, temps écoulé entre la réalisation de deux couches, etc.). La résistance des couches au cisaillement peut être améliorée en utilisant un mortier de collage, ou plus simplement en nettoyant au jet haute pression la surface de reprise,
- L'étanchéité du barrage qui est, la plupart du temps, constituée par un masque amont en béton conventionnel vibré (B.C.V.), ou pour des ouvrages modestes, par une membrane en matériaux plastiques (P.V.C., polyéthylène, etc.). Comme tous les barrages, les barrages en BCR sont équipés de systèmes de drainage efficaces, de galeries de visites (Buron et Meilhac, 1995).

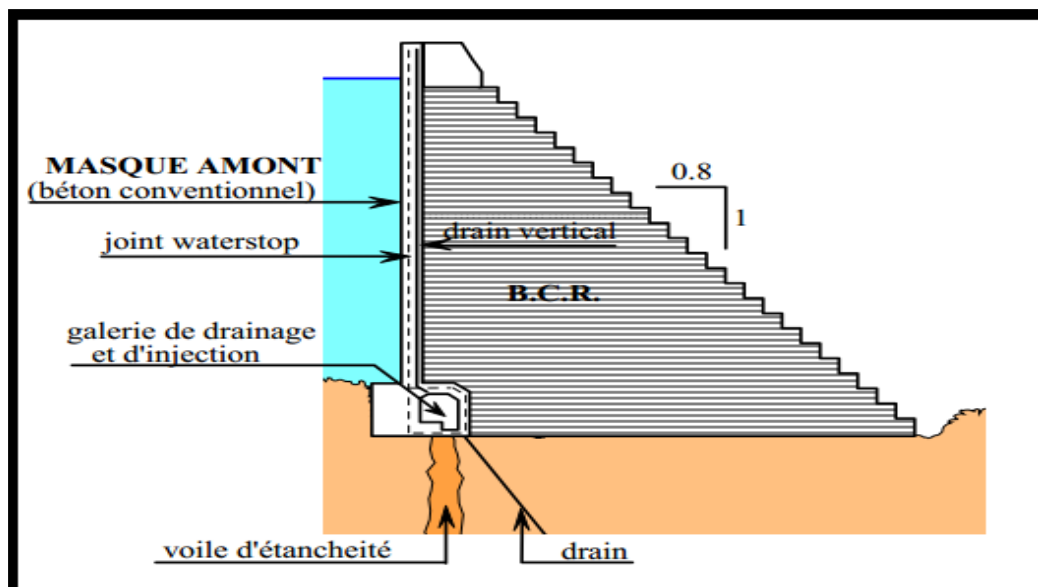


Figure I-3 : Barrage en BCR (Buron et Meilhac, 1995).

V. SURVEILLANCE DES BARRAGES

En dépit de leur immobilité apparente, les barrages se meuvent au cours de leur exploitation. Ils sont surveillés par le biais d'une activité dite d'auscultation d'ouvrages (exploitation de mesures de débit, de contraintes, de déplacement ...), l'auscultation des ouvrages consiste à se prononcer sur leur état de santé. Pour ce faire, il faut distinguer les déplacements du barrage consécutifs aux sollicitations de ceux qui sont symptomatiques d'une dégradation de l'ouvrage. Les barrages sont équipés de capteurs de déplacement, radial et tangentiel, de capteurs de mesure de débit de fuite, de piézomètres... Les signaux de surveillance ainsi recueillis contiennent, d'une part l'information sur le vieillissement du barrage (autrement dit

l'effet d'usure du temps), d'autre part la réponse du barrage à des sollicitations externes. Ces sollicitations sont de nature:

- mécanique correspondant à la force de poussée engendrée par la retenue d'eau,
- thermique associée aux contraintes provoquées par les changements de température.

La surveillance des barrages permet de se prémunir contre les risques majeurs en programmant les opérations d'entretien ou de rénovation, mais aussi cela fournit les renseignements nécessaires à l'affinement des techniques de conception des futurs ouvrages (G. D'URSO & al, 1997).

VI. AVANTAGES ET INCONVENIENTS DES DIFFÉRENTS TYPES DE BARRAGES

Le tableau N°: I1 énumère les avantages et particularités essentielles des différents types de barrages.

Tableau I-1: Comparaison entre différents types des barrages (LDCH, EPFL).

Type de barrage	Avantages	Inconvénients
Barrage poids (gravité)	<p>Faibles contraintes dans le béton.</p> <p>Faibles contraintes transmises au rocher.</p> <p>Les variations de températures ne produisent que des contraintes faibles.</p> <p>Gradient des sous-pressions sous la fondation faible.</p> <p>Evacuateur de crue pour facilement être intégré.</p>	<p>Volume d'excavation important.</p> <p>Volume de béton important.</p> <p>Refroidissement artificiel nécessaire lors de la prise du béton.</p> <p>Sous-pressions importantes sous la fondation.</p> <p>Sensibilité aux tassements.</p> <p>Sensibilité aux séismes.</p>
Barrage-poids évidé	<p>Volume de béton plus faible.</p> <p>Réduction des sous-pressions au contact béton-rocher.</p>	<p>Augmentation du gradient hydraulique de l'écoulement souterrain à proximité de la fondation.</p>
Barrage à contreforts	<p>Volume de béton plus faible que pour le barrage-poids.</p> <p>Contraintes moyennes transmises au rocher.</p> <p>Faibles sous-pressions sous la fondation.</p> <p>Échauffement faible lors de la prise du béton.</p> <p>L'évacuateur de crues peut facilement être intégré.</p>	<p>Volume d'excavation important.</p> <p>Gradient des sous-pressions sous la fondation localement très important.</p> <p>Contraintes de température peuvent être importantes dans la tête.</p> <p>Risque limite de tassements.</p> <p>Grande sensibilité aux séismes.</p>
Barrage en béton compacté au rouleau (BCR)	<p>Faible dosage en ciment.</p> <p>Teneur en eau réduite.</p> <p>Surface de coffrage restreint.</p> <p>Extinction rapide</p> <p>Emprise réduite par rapport au barrage poids.</p>	<p>Requiert des fondations sur rocher.</p> <p>Mise en place de compactage identique aux barrages en remblai.</p> <p>Limitation des percolations par la mise en place d'un revêtement du parement amont.</p> <p>Pas de systèmes de refroidissement artificiel du béton.</p>

	<p>Mise en place sur grande surface par couches minces.</p> <p>Faible cout de construction.</p> <p>Délais de réalisation réduits.</p> <p>Problèmes liés à la température écartés.</p>	<p>Bonne résistance en cas de séisme, de submersion.</p> <p>Possibilité d'incorporer un évacuateur de crue de surface, des galeries de contrôle.</p>
Barrage-voûte	<p>Volume de béton faible,</p> <p>Volume d'excavation relativement faible.</p> <p>Faibles sous-pressions sous la fondation.</p> <p>Haute résistance au séisme.</p>	<p>Contraintes importantes dans le béton.</p> <p>Contraintes importantes dans le rocher sous la fondation.</p> <p>Efforts transmis obliquement aux appuis latéraux.</p> <p>Sensibilité limité aux tassements (hyperstatique).</p> <p>Echauffement durant la prise du béton pouvant nécessiter des mesures particulières.</p> <p>Gradient de sous pression sous la fondation important.</p> <p>Drainage des fissures des massifs d'appui devant être rigoureusement traités.</p> <p>Difficulté d'intégration de l'évacuateur de crues dans le barrage.</p>
Barrage à voûtes multiples	<p>Volume de béton faible.</p> <p>Volume d'excavation relativement faible.</p> <p>Faibles sous-pressions sous la fondation.</p> <p>Pas de problèmes thermiques lors de la prise du béton dans le cas des ouvrages minces.</p>	<p>Contraintes importantes dans les voûtes.</p> <p>Nécessité d'armer les voûtes pour limiter la fissuration.</p> <p>Sensibilité aux gradients de température.</p> <p>Gradient des sous-pressions sous la fondation localement très important.</p> <p>Sensibilité aux tassements différentiels, grande sensibilité au séisme.</p> <p>Intégration des ouvrages annexes difficile.</p> <p>Structure très vulnérable et très exposés aux actions de malveillance.</p>

<p>Barrage en remblai à noyau central</p>	<p>Corps du barrage très flexible s'adaptant aux conditions de terrain. Structure très peu sensible aux tassements et aux séismes. Excavations limitées.</p> <p>Contraintes très faibles sur le sol de fondation, gradient hydraulique faible dans le noyau et dans la fondation</p>	<p>Volume de matériau à mettre en place très important. Disponibilité de matériau argileux en grande quantité à proximité du site.</p> <p>Mise en place du noyau argileux impossible lors de conditions météorologiques défavorables.</p>
<p>Barrage en remblai a masque amont</p>	<p>Corps du barrage très flexible s'adaptant aux conditions du terrain. Structure peu sensible aux tassements globaux. Structure peu sensible aux séismes si des mesures spécifiques sont prévues. Excavations limitées Pas de matériaux argileux à mettre en place, Pas d'exigences particulières en ce qui concerne les conditions météorologiques.</p> <p>Contraintes très faibles sur le sol de fondation.</p>	<p>Volume de matériau à mettre en place très important. Gradient hydraulique important sous la fondation de la plinthe.</p> <p>Structure sensible aux tassements différentiels du masque rigide et du remblai (enrochements).</p>

VII. CONCLUSION

En conclusion, le barrage reste un ouvrage très important nécessite une conception très précisée, une réalisation expérimentée, un contrôle et entretien d'une façon permanente..... , tous ces critères mentionnés jouent un rôle sur leur durée de vie. Le choix du type de barrage fait intervenir de multiples paramètres qui ne sont propres qu'au site du barrage et il est souvent difficile, dans les choix techniques de joindre sécurité et économie.

CHAPITRE II
CRITERES DE CONCEPTION DES BARRAGES POIDS ET
BARRAGES VOUTES

I. INTRODUCTION

Les barrages en bétons, poids et voûtes, de part l'importance de l'aspect économique nécessitent la prise en compte de multiples paramètres et critères liés à leur faisabilité techniques, économique et sécuritaire. Souvent le choix définitif intègre une combinaison plus ou moins pondérée des trois critères.

II. MORPHOLOGIE DE LA VALLEE ET CRITERES GEOLOGIQUES

II.1 Elancement de la vallée

L'étude topographique nous aide à choisir emplacement du barrage qui influe sur leur type par un paramètre caractéristique qui est l'élanement : $\lambda = L_c/H$.

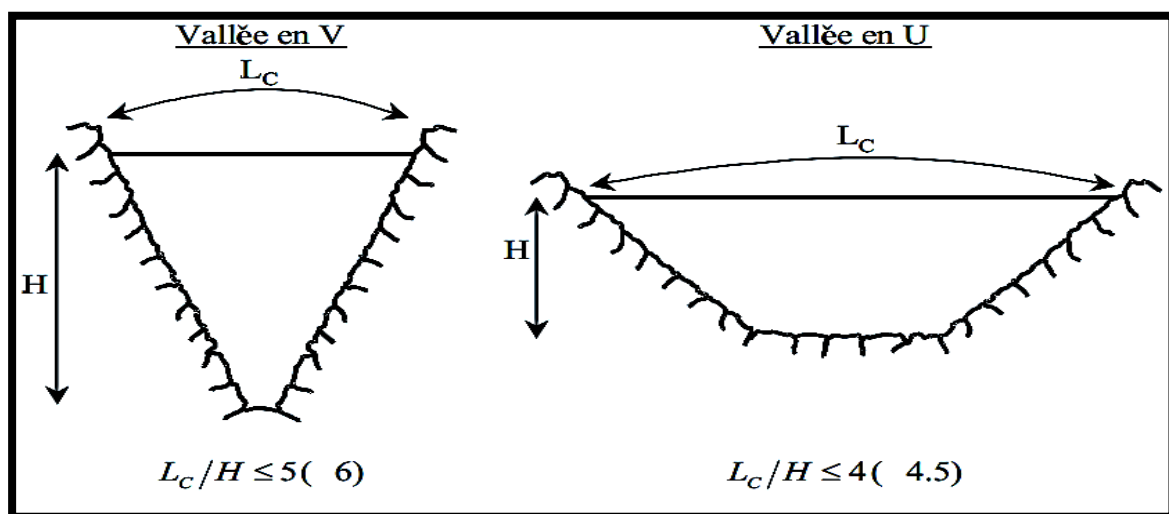


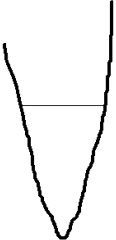
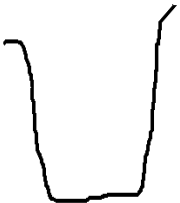

Figure II.1 : Caractérisation de la forme de la vallée pour l'élanement λ (Rouissat, 2014).

II.2 Choix du type de barrage, basé sur les critères topographiques

Le tableau N° II.1 montre les différents types de vallées et leurs influences pour le choix du type de barrage.

Tableau II.1 Critères topographiques pour le choix du type de barrage (Rouissat, 2014).

Type de vallée	Caractérisation	Considérations
	Vallée encaissée avec flancs verticaux	Le barrage voûte s'impose si la géologie et l'intégration des ouvrages annexe le permettent. Si la largeur est presque constante sur toute la hauteur, un barrage voûte cylindrique peut être envisagé. Si les crues sont importantes, un barrage poids permettra d'intégrer l'évacuateur des crues.

	<p>Vallée étroite en V</p>	<p>Le barrage voûte peut être envisagé si la géologie et l'intégration des ouvrages annexe le permettent. $\lambda \leq 5-6$ et courbes de niveau du rocher d'appui doivent être parallèles.</p> <p>Le barrage poids et le barrage en enrochement à masque amont sont envisageables.</p> <p>Le barrage en enrochement à noyau central est proscrit du fait de la pente importante des flancs (tassement différentiels et risque de fissuration du noyau).</p>
	<p>Vallée étroite en U</p>	<p>Le barrage voûte peut être envisagé si la géologie et l'intégration des ouvrages annexe le permettent. $\lambda \leq 4-5$ et courbes de niveau du rocher d'appui doivent être parallèles.</p> <p>Le barrage poids et le barrage en enrochement à masque amont sont envisageables.</p> <p>Le barrage en enrochement à noyau central est proscrit du fait de la pente importante des flancs (tassement différentiels et risque de fissuration du noyau).</p>
	<p>Vallée large</p>	<p>λ très important éliminant le barrage voûte. Tous les autres types de barrages peuvent être envisageables sous condition que les autres critères soient vérifiés.</p>

II.3 choix du type de barrage, basé sur la nature du rocher

Le tableau II.2 montre le choix du type de barrage en fonction du module d'élasticité du rocher.

Tableau II.2 Influence du module de déformation du rocher sur le choix du type de barrage (Rouissat, 2014).

Type du rocher	Caractérisation	Considérations
Bonne qualité	$> 8\ 000$ Mpa	Tous types de barrages sont possibles
Moyenne qualité	4 000 – 8 000 Mpa	Tous types de barrages sauf le type voûte
Mauvaise qualité	$< 4\ 000$ Mpa	Barrage en remblais

III. CRITERES DE CONCEPTION DES BARRAGES POIDS

Les formes les plus fréquentes des barrages-poids sont des profils triangulaires satisfaits à la condition d'économie, qui se redressent en partie supérieure pour supporter la route de couronnement. Le parement amont est souvent vertical ou avec un fruit très faible.

Historiquement les barrages poids ont d'abord été des murs en maçonnerie épais dimensionnés empiriquement (Figure II.2(a)) les premiers calculs de résistance des matériaux ont permis vers 1840 d'améliorer ce profil, en donnant aux barrages le profil triangulaire (Figure II.2(b)). Puis, les techniques de fabrication des liants et de mise en œuvre des maçonneries ayant progressé, les efforts admissibles dans le corps d'ouvrage ont pu être accrus. Les profils ont alors été plus hardis, avec des fruits de l'ordre de 0,6 (Figure II.2(c)). Survint en 1895 la rupture du barrage vosgien de BOUZEY qui a amené Maurice Lévy à mettre pour la première fois en évidence le phénomène des sous pressions. Les barrages étudiés depuis 1900 ont donc un fruit global plus fort, de l'ordre de 0,8 (Figure II.2(d)) (Cemagref & G.degoutte, 1992).

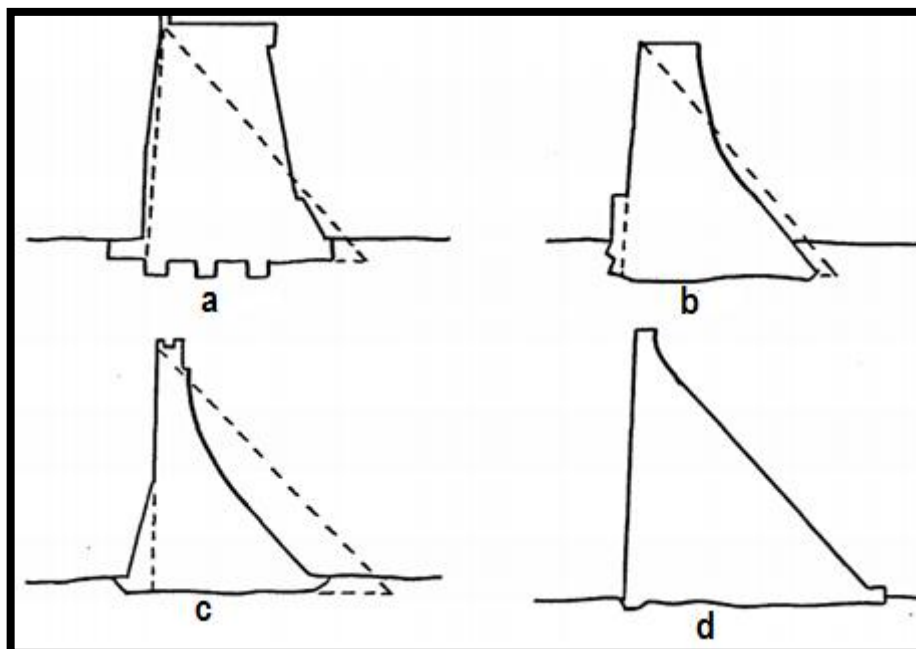


Figure II.2 : évolution du profil des barrages poids (Cemagref & G.degoutte, 1992).

- a : Barrage du Lampy (1782 – hauteur 22 m).
- b : Barrage de Chazilly (1837 – hauteur 22m – fruit total 0.73).
- c : Barrage de Ternay (1867 – hauteur 41 m – fruit total 0.55).
- d : Barrage des Saints-peyres (1936 – hauteur 61m – fruit total 0.80).

III.1 Estimation de l'inclinaison m (fruit) du parement aval par la stabilité due au renversement du barrage

L'estimation du fruit du parement aval tient compte de la conjugaison de l'ensemble des forces agissant sur le barrage et qui sont présentées sur la figure II.3.

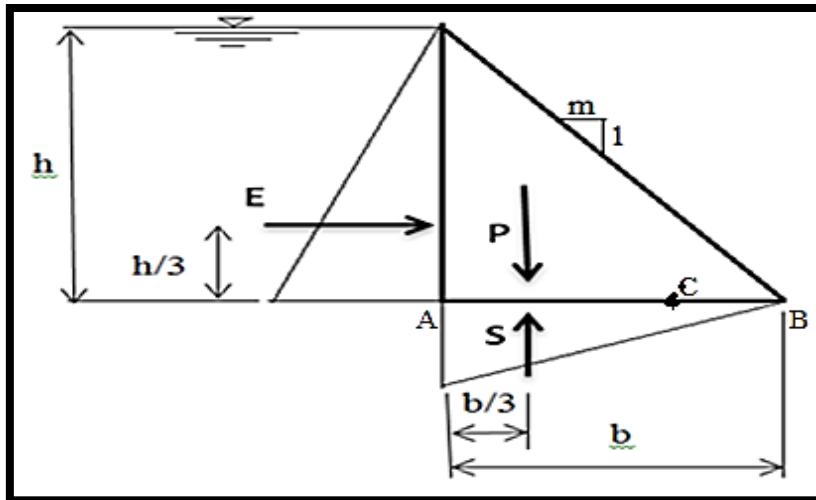


Figure II.3 : Forces agissantes sur un barrage poids du profil triangulaire d'un barrage.

En supposant pour simplifier, que le parement amont sur lequel s'exerce la poussée de l'eau est verticale, la sous-pression est triangulaire et leur coefficient vaut k , selon la répartition réelle de la sous-pression, influencée par l'écran d'étanchéité et du drainage sous la fondation.

Le parement aval a un fruit : $m = b/h$.

Considérons pour simplifier que ce profil est soumis aux trois forces principales suivantes :

- Poids propre $P = \frac{1}{2} \cdot \rho_B \cdot g \cdot b \cdot h \cdot L$ appliqué au centre de gravité G.
- Poussée de l'eau $E = \frac{1}{2} \cdot \rho_E \cdot g \cdot h^2 \cdot L$ appliquée au $\frac{1}{3} h$ de la base.
- Sous pressions $S = \frac{1}{2} \cdot k \cdot \rho_E \cdot g \cdot b \cdot h \cdot L$ appliquée au $\frac{1}{3} b$ du pied amont.

Avec :

h : Hauteur du barrage ,

b : Largeur de la base,

ρ_B : Masse volumique du béton,

ρ_E : Masse volumique de l'eau,

k : Coefficient de sous-pression.

Pour que les contraintes soient nulles au pied du parement amont, la résultante doit passer par le point C indiqué sur la figure II.3.

En établissant l'équation d'équilibre des moments au point C, on obtient :

$$\sum M_C = E \cdot \frac{h}{3} + S \cdot \frac{b}{3} - P \cdot \frac{b}{3} = 0.$$

Or $b = m \cdot h$.

Le développement de cette équation permet d'exprimer m :

$$m = \sqrt{\frac{\rho_E}{\rho_B - k \cdot \rho_E}}$$

Le fruit du parement aval est ainsi indépendant de la hauteur du barrage. Cette relation fort simple est souvent appelée **la règle de Lévy**.

Lorsque l'on admet $\rho_B / \rho_E = 2.5$ et $k = 0.85 - 1.0$, on obtient une valeur minimale pour le fruit du parement aval $m \geq 78\% - 82\%$ (Schleiss et Pougatsch, 2011).

D'autres méthodes, donnent une autre estimation des fruits aval en considérant les conditions de fissuration :

- Condition de non fissuration (M. Lévy) $m \geq (\gamma - 1)^{-1/2}$.
- Condition pour une fissuration stable $m \geq (2\gamma - 3)^{-1/2}$.

Avec γ densité du corps du barrage. Pour une densité moyenne de 2,35 les valeurs correspondantes sont **0,86 et 0,77** (Rouissat, 2014).

III.2 Estimation de l'inclinaison m par la stabilité interne du barrage (équilibre statique)

La méthode de calcul consiste à déterminer les contraintes dans les sections horizontales, à partir des formules de la flexion composée (RDM), compte tenu des actions extérieures appliquées à l'ouvrage et d'éventuelles actions internes telles que les pressions interstitielles dans les fissures.

La sommation des moments des forces verticales par rapport à n'importe quel point du barrage (point B par exemple) donne les contraintes (pressions) normales au sol.

$$\sigma_A = \frac{\sum F_v}{b} \left(1 - 6 \frac{e}{b}\right) \quad \text{Et} \quad \sigma_B = \frac{\sum F_v}{b} \left(1 + 6 \frac{e}{b}\right) .$$

Avec,

e : excentricité du point d'application de la résultante des forces appliquées à l'ouvrage par rapport au centre de gravité de la surface de base AB ;

$\sum F_v$: la somme des forces verticales appliquées à l'ouvrage (**P** et **S**).

Les contraintes normales admissibles dans le béton doivent respecter certaines conditions.

III.2.1 Calcul de la fatigue du béton

Il faut vérifier que ces contraintes normales ne soient pas trop élevées pour le rochet ou sol de fondation ; et que la pression minimale reste positive (pas de traction), ce qui équivaudrait à vérifier que l'excentricité reste dans le tiers central de la base b :

$$e < \frac{b}{6} .$$

III.2.2 Condition de non écrasement

Les contraintes de compression les plus élevées se produisent au voisinage du point B. Il convient de vérifier que ces contraintes ne doivent pas dépasser une certaine fraction (généralement 30 %) de la contrainte de rupture en compression du matériau constituant le barrage.

III.2.3 Condition de non-traction

Les contraintes les plus faibles se produisant au voisinage du point A, doivent rester positives (le béton ne peut supporter de traction) et garder une valeur suffisante pour qu'en cas d'infiltration ou fissure, le calcul ne soit pas remis en cause. Il faut pour cela que la masse de la partie de l'ouvrage située au-dessus de AB soit telle qu'en tout point du parement amont la contrainte de compression due au poids et à la poussée de l'eau soit au moins égale à la pression hydrostatique ($\rho g h$). Cette condition, dite de Maurice Lévy, se traduit par : $m > 0.88$ (pour $\rho_B = 2.4$) En pratique, le fruit adopté du barrage est réduit à $m = 0.75$ et un drainage du barrage permet d'éviter les sous pression (Khelifa. M & Zouheir.H, 2012).

III.3 Incidence de la sous-pression sur l'inclinaison du parement aval pour un barrage-poids triangulaire

Soit $m = \tan \varphi = b/h$, d'où $b = m \cdot h$, $b' = \alpha \cdot b = \alpha \cdot m \cdot h$

Les forces sont données par :

$$P = \frac{1}{2} \cdot \gamma_B \cdot m \cdot h^2, \quad E = \frac{1}{2} \cdot \gamma_E \cdot m \cdot h^2, \quad S = \frac{1}{2} \cdot k \cdot \alpha \cdot \gamma_E \cdot m \cdot h^2$$

Avec:

h = Hauteur du barrage (profil triangulaire),

γ_B = Poids volumique du béton,

γ_E = Poids volumique de l'eau,

k = Coefficient de sous-pression.

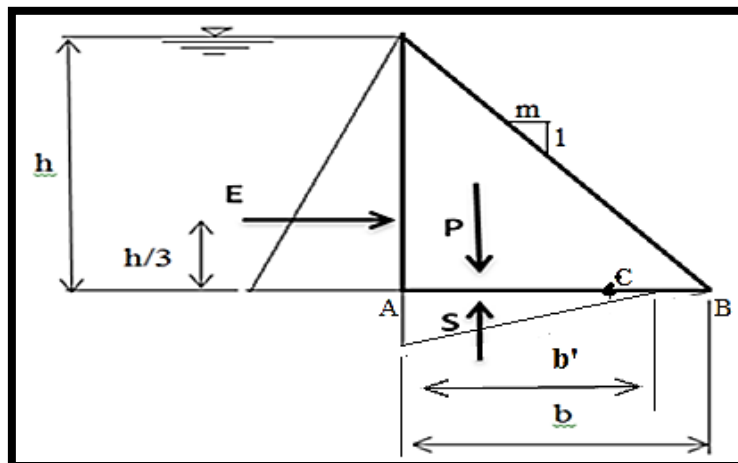


Figure II.4 : Incidence de la sous pression sur le fruit du parement aval.

D'après le critère selon lequel la contrainte verticale à l'amont doit être nulle à lac plein, le moment par rapport au point c est égale à zéro. De cette relation, on peut tirer :

$$m = \frac{1}{(\gamma_B - \alpha \cdot k \cdot (2 - \alpha))} \cdot \frac{1}{2}$$

Pour $\gamma_B = 2.4 \text{ t/m}^3$, on obtient les valeurs de k et b' mentionnées sur le tableau II.3.

Tableau II.3 : valeurs de k et b' pour l'estimation du fruit d'un barrage poids ($\gamma_B = 2.4 \text{ t/m}^3$).

k	$b'=b, \alpha = 1$	$b'=0.5b, \alpha = 0.5$	$b'=0.25b, \alpha = 0.25$
0.4	0.707	0.690	0.670
0.8	0.791	0.745	0.698
1	0.845	0.778	0.714

Pour $\gamma_B = 2.5 \text{ t/m}^3$, on obtient les valeurs de k et b' mentionnées sur le tableau II.4.

Tableau II.4 : valeurs de k et b' pour l'estimation du fruit d'un barrage poids ($\gamma_B = 2.5 \text{ t/m}^3$).

k	$b'=b, \alpha = 1$	$b'=0.5b, \alpha = 0.5$	$b'=0.25b, \alpha = 0.25$
0.4	0.690	0.674	0.656
0.8	0.767	0.725	0.682
1	0.816	0.756	0.696

(Schleiss & Pougatsch, 2011).

III.4 Incidence du couronnement sur le dimensionnement

La figure II.5 donne le profil d'un barrage poids en intégrant le couronnement.

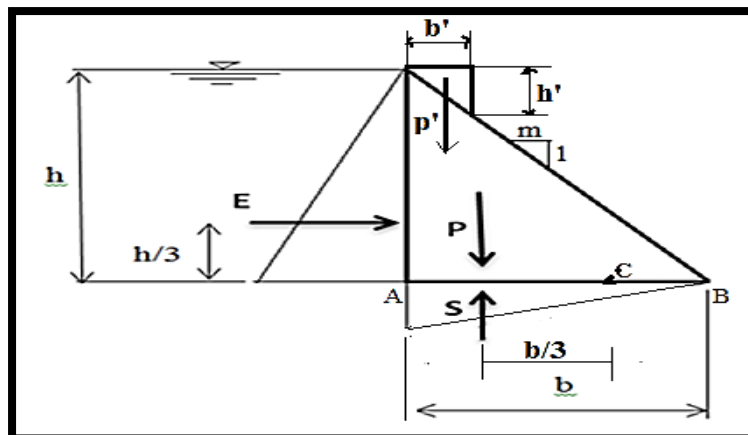


Figure II.5 : Incidence du couronnement sur le fruit du parement aval.

Soit

$$b'/b = h'/h = \eta$$

$$b = m \cdot h$$

$$P' = \frac{1}{2} \cdot \gamma_B \cdot b' \cdot h' = \frac{1}{2} \cdot \gamma_B \cdot b \cdot h \cdot \eta^2 = \frac{1}{2} \cdot \gamma_B \cdot m \cdot h^2 \cdot \eta^2$$

La somme des moments par rapport à C doit être égale à zéro,

$$\begin{aligned} \sum M_c &= M_E - M(p-s) - M_{p'} = 0 \\ &= h^3/6 - (m^2 \cdot h^3)/6 \cdot (\gamma_B - k) - \frac{1}{2} \cdot \gamma_b \cdot m \cdot h^2 \cdot \eta^2 \cdot \frac{2}{3} \cdot m \cdot h \cdot (1-\eta) = 0 \end{aligned}$$

D'où on peut tirer:

$$m = 1/[\gamma_B - k]^{1/2}$$

Pour $k = 1$, on obtient les valeurs de η et m mentionnées sur le tableau II.5.

Tableau II.5 : valeurs de η et m pour l'estimation du fruit d'un barrage poids ($k = 1$).

η	0.0	0.1	0.2	0.3
m	0.831	0.819	0.788	0.750

(Schleiss & pougatsch, 2011).

IV. CRITERES DE CONCEPTION DES BARRAGES VOUTES

IV.1. Critères de géométrie

Ce sont des barrages en forme d'arc qui résistent à la poussée de l'eau en prenant appui sur les rives. Ils se comportent comme un pont en arc. L'ouvrage est constitué par une voûte de convexité tournée vers l'amont dont l'épaisseur croit depuis le couronnement jusqu'à la base.

Les profils en travers ont une forme générale voisine de celle d'un trapèze, avec le rapport B/h_m en générale compris entre **0.10** et **0.20** avec B et h_m sont respectivement la largeur de base et la hauteur maximale du barrage. Cependant, ce rapport est voisin de **0.75** pour un barrage poids. Les deux variantes classiques de la forme générale des barrages voûtes sont :

- Barrages type « voûte épaisse » ou « poids voûte », lorsque la largeur de base est supérieure à celle strictement nécessaire à l'équilibre d'une voûte pure. Le parement amont pouvant être cylindrique à axe vertical ou incliné vers l'aval (Figure II-6 (a)).
- Barrage « voûte-coupole », lorsque leur profil en travers présente une forme d'arc, cette double courbure permet de leur donner une épaisseur inférieure à celle d'un barrage voûte classique (Figure II-6 (b)).

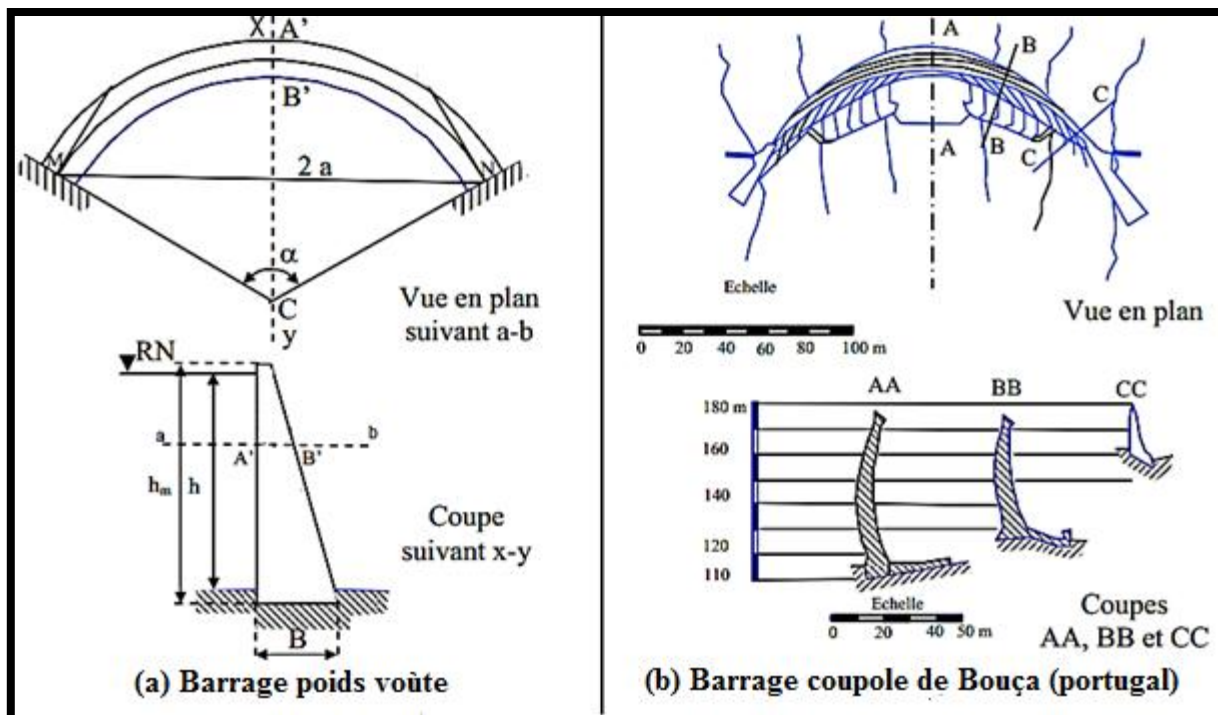


Figure II.6 : Différents types de barrage voûte (Khelifa. M & Zouheir.H, 2012).

IV.2. Critères de forme

La figure II.7 indique les principaux paramètres descriptifs des arcs. La géométrie préliminaire doit satisfaire les conditions suivantes :

- Le rayon de courbure diminue de manière continue du haut vers le bas.
- Au niveau du couronnement, l'angle d'ouverture au centre 2φ est de l'ordre de 120 à 130°.
- A mi-hauteur, l'angle d'ouverture au centre 2φ est supérieur à 85°.
- A la base, l'angle d'ouverture au centre 2φ est environ égale à 80°, cette condition est relativement facile à satisfaire dans les vallées en forme de V, mais beaucoup plus difficile dans les vallées en forme U.
- L'angle d'incidence de l'arc avec le rocher β doit être au moins ou supérieur à 30°, ce critère essentiel est parfois difficile à remplir et doit être apprécié en tenant compte de la géologie (fracturation, pendage).

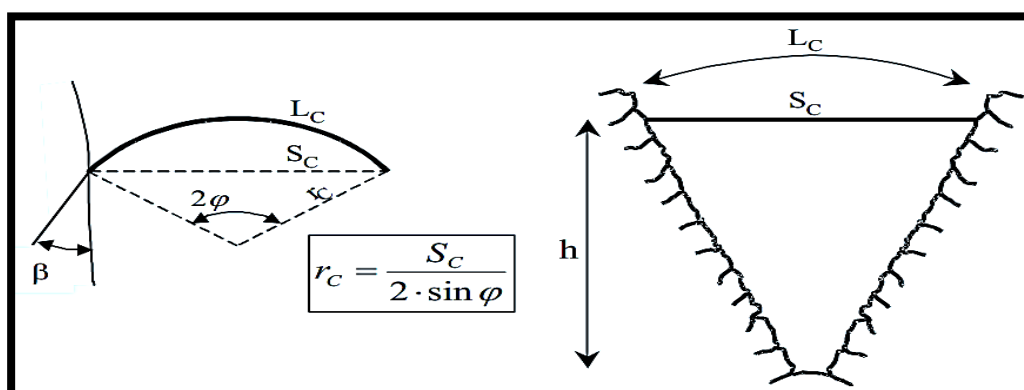


Figure II.7 définitions géométriques des arcs (cours EPFL, 2006).

2φ : Angle d'ouverture des arcs,
 β : Angle de l'incidence arc/rocher,
 r_c : Rayon de l'arc,
 L_c : Longueur développée de l'arc,
 S_c : Longueur de la corde.

IV.3. Détermination de l'angle φ par la formule du tube

La formule du tube permet en théorie, par un simple calcul géométrique, de déterminer l'angle φ permettant de consommer le minimum de la matière. On admet que R_{moy} et d sont constants, pour franchir la largeur de la vallée à un coté Z , il faut un volume de béton V_b :

$$V_b = 2 \cdot R_{moy} \cdot d \cdot \varphi$$

$$R_{moy} = R_e - \frac{d}{2}$$

Finalemment :

$$V_b = \frac{2d^2}{\frac{\sigma_M}{P_m} - \frac{1}{2}} \times \frac{\varphi}{\sin^2 \varphi}$$

Où :

R_{moy} : Rayon moyen de l'arc (à l'axe),
 R_e : Rayon extérieur,
 d : Epaisseur de l'arc,
 P_m : Pression uniforme de l'eau à l'axe de l'arc,
 σ_M : Contrainte moyenne dans un arc en (MPa).

La recherche de minimum de V_b en fonction de φ permet d'obtenir l'angle optimal soit $\varphi=66.75^\circ$. En adoptant des formes classiques avec un rayon de courbure et une épaisseur variable, on obtient en réalité un angle optimal supérieur à 55° (Le Delliou, 2003).

IV.4 Epaisseur de la console à la section principale

De nombreux modèles sont utilisés pour la détermination de l'épaisseur de la console d'un barrage voûte.

La figure II.8 donne les dimensions caractéristiques utilisées pour le pré-dimensionnement du barrage.

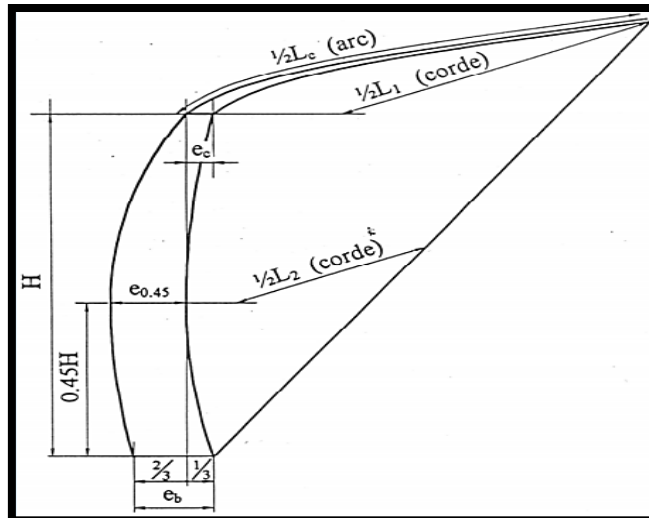


Figure II.8 : Coupe de la console avec les dimensions caractéristiques.

Avec :

- H** : hauteur statique du barrage,
- L_c** : longueur développée de l'arc,
- L₁** : longueur de la corde,
- L₂** : longueur de la corde,
- e_c** : épaisseur du couronnement,
- e_b** : épaisseur à la base.

Le tableau II.6 donne les épaisseurs de la console en fonction du type de la vallée.

Tableau II.6 : Influence du type de la vallée sur l'épaisseur de la console d'un barrage voûte.

Epaisseur	Vallée large (en U)	Vallée étroite (en V)
Au couronnement	$e_c = \frac{H}{15}$	$e_c = \frac{H}{20}$
A la base	$e_b = \frac{Lc}{20}$	$e_b = \frac{Lc}{15}$

(Rouissat, 2014).

Des relations empiriques établies sur la base d'une analyse statistique par l'US Bureau of Réclamations permettent de définir l'épaisseur à 3 niveaux de la section, à savoir au couronnement (**e_c**), à la base (**e_b**) et à niveau égal au **0,45** de la hauteur. Les relations proposées conduisent à une forte épaisseur de la base pour une épaisseur de couronnement relativement faible : (Schleiss & Pougatsch, 2011).

$$e_c = 0.01 \cdot (H + 1.2 \cdot L_1)$$

$$e_{0.45} = 0.95 \cdot e_b$$

$$e_b = \left[0.012 \cdot H \cdot L_1 \cdot L_2 \cdot \left(\frac{H}{122} \right)^{(H/122)} \right]^{1/3}$$

V. ACTIONS ET SOLLICITATIONS

V.1. Type d'action

Au cours de sa construction et pendant son exploitation, le barrage va être soumis à des différentes charges qui vont entraîner des déformations et des contraintes. Généralement ces charges se répartissent en trois catégories :

Les actions permanentes : sont les actions continues ou pratiquement continues dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps. Les actions permanentes sont notées **G**.

Les actions variables : qui varient en fonction des conditions d'exploitation et des conditions naturelles.

Les actions exceptionnelles : surviennent en général suite à des événements naturels parfois violents dont les effets peuvent être soudains ou de durée limitée.

La figure II.9 donne une démonstration des actions agissantes sur le barrage.

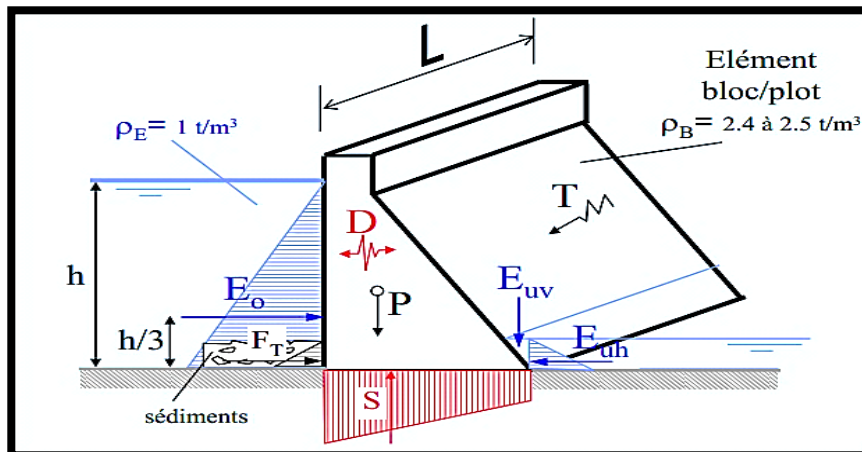


Figure II.9 : Représentation schématique des forces principales agissantes sur le barrage poids (Schleiss et Pougatsch, 2011).

Avec :

- P** : poids propre,
- E_o** : poussée horizontale de l'eau amont,
- E_{uv}** : poussée verticale de l'eau amont,
- E_{uh}** : poussée horizontale de l'eau amont,
- F_t** : poussée de sédiment,
- S** : sous pression,
- T** : effet thermique.

V.2. Expression des actions

Le tableau II.7 illustre l'ensemble des charges qui entrent en jeu dans la conception des barrages en béton.

Tableau II.7 : Actions prises en compte pour la conception des barrages (Schleiss et Pougatsch, 2011).

Actions permanentes	Actions variables	Actions exceptionnelles
Poids propre En présence permanente de l'eau : Poussée de l'eau Sous-pressions Pressions interstitielles	Poussée de l'eau Poussée des sédiments Sous-pressions Température du béton Pressions d'écoulement des eaux de percolation Pressions interstitielles Neige Poussée des glaces Charges roulantes	Crue Séisme Avalanche Lave torrentielle (Chute d'aéronef)

V.3. Comportement dynamique

V.3.1. Manifestation

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 parement 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 $p(z)$, 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. (Carl Boutin, 1996 cité par A. Linda, 2009).

Westergaard a présenté à une équation approximative conservatrice pour la distribution parabolique de force hydrostatique pour un barrage rigide : (EPFL, 2006).

$$P_e = K_e \cdot C_e \cdot a \cdot \rho_E \cdot \sqrt{H \cdot z} \quad [N/m^2].$$

K_e : coefficient dépendant de l'inclinaison du parement amont :

$$\text{Vertical : } K_e = 1, \quad \text{incliné : } K_e < 1.$$

C_e : coefficient de Westergaard :

$$C_e = \frac{0,817}{\sqrt{1 - 7,75 \left(\frac{H}{1000 \cdot T}\right)^2}}, \quad T = 1/f_m$$

f_m = période propre du barrage.

E_e : la poussée totale de l'eau s'exprime par :

$$E_e = \int_0^H P_e(z) dz \quad E_e = C_e \cdot a \cdot \rho_E \cdot \frac{2}{3} h_m^2 / K_e = 1, \quad \text{et } h_m = 0.4H.$$

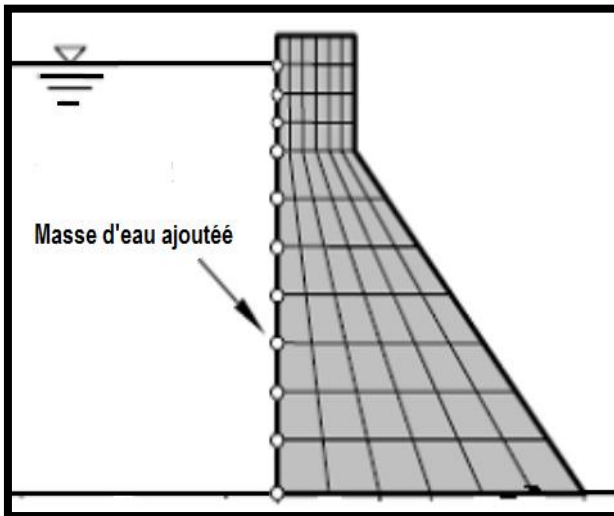


Figure II.10 : Méthode de masse ajoutée (A.linda, 2009)

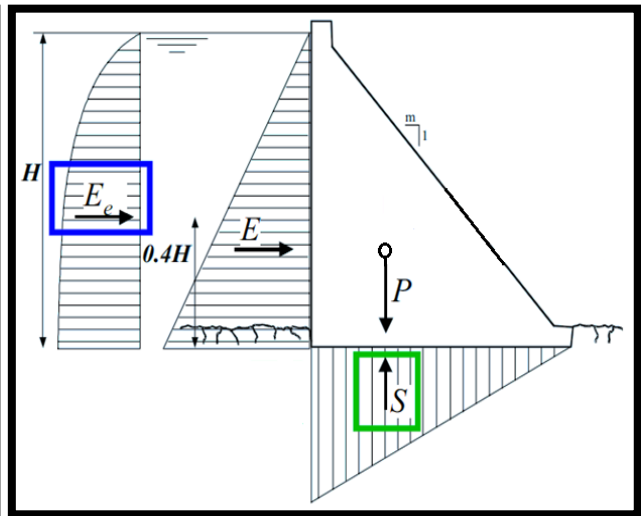


Figure II.11 : Analyse pseudo statique d'un barrage poids (EPFL, 2006).

Le coefficient dépendant de l'inclinaison du parement amont K_e peut être déterminé à travers la figure II.12 :

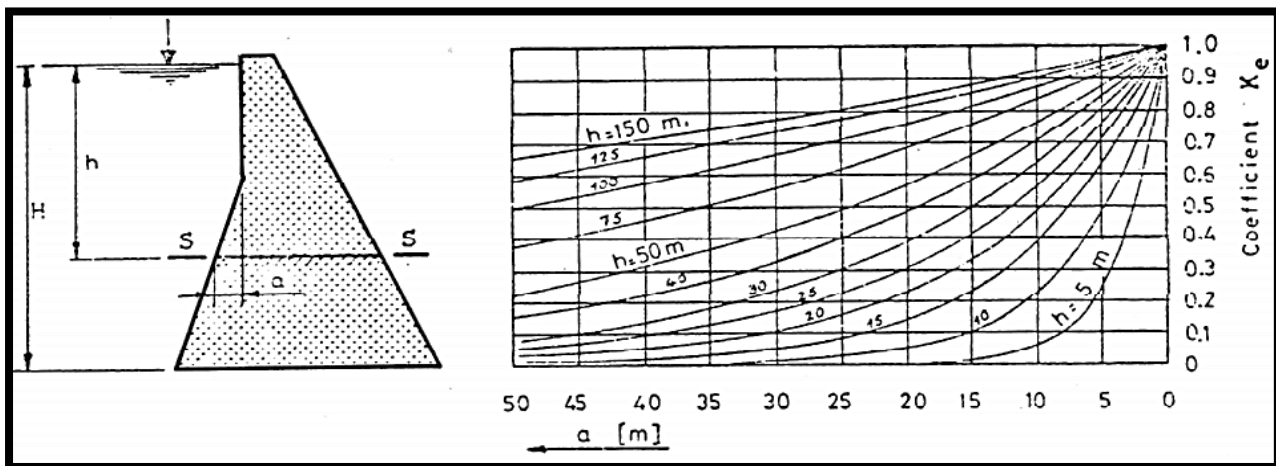


Figure II.12 : détermination du coefficient K_e en fonction de l'inclinaison du parement amont (EPFL, 2006).

V.3.2. 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 de Westergaard :

$$m_E(\mathbf{h}) = \frac{7}{8} \cdot \rho_E \cdot \mathbf{h} \cdot \sqrt{1 - \frac{\mathbf{h}}{h_E}}$$

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 :

$$m_E(\mathbf{h}) = \frac{7}{8} \cdot \rho_E \cdot \mathbf{h} \cdot \sqrt{1 - \frac{\mathbf{h}}{h_E}} \cdot \Delta h_i$$

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

$$P_E(\mathbf{h}) = \frac{7}{8} \cdot \rho_E \cdot \ddot{u}g \cdot \sqrt{h_E \cdot (h_E - \mathbf{h})}$$

Avec

$\ddot{u}g$: Accélération au sol, m_E : Masse de l'eau à une hauteur variable h ,

ρ_E : La densité de l'eau,

h_E : La hauteur de l'eau,

Δh_i : Epaisseur de la tranche i .

(barrage-crués de rupture et protection civile cité par (A.linda, 2009)).

VI. CONCLUSION

La conception des barrages, en particulier en béton doit réunir deux aspects :

- Profil avec lequel caractériser le barrage.
- Type et amplitude des sollicitations agissant sur le barrage et ses fondations.

Ces deux considérations devaient aboutir à la définition du contexte dans lequel la sécurité du barrage doit être entamée, elles permettent également de réunir toutes les données en vue d'aborder l'ensemble des vérifications de stabilité.

CHAPITRE II
CRITERES DE CONCEPTION DES BARRAGES POIDS ET
BARRAGES VOUTES

CHAPITRE III :
CRITERES DE STABILITE DES BARRAGES POIDS ET
BARRAGES VOUTES

I. BARRAGES POIDS

I.1. Equilibre statique

On étudie l'équilibre global du barrage supposé indéformable au glissement et au renversement.

I.1.1. Stabilité au renversement

En général, une structure se renverse lorsque la résultante des forces mobilisées (poussée de l'eau et les sous-pressions) sont plus grande que le poids de la structure lui-même. Le facteur de sécurité au renversement généralisé du profil autour du point d'aval de la fondation peut être calculé par : (Schleiss et Pougatsch, 2011).

$$S_R = \frac{\sum M_{\text{stabilisants}}}{\sum M_{\text{mobilisants}}} = \frac{M_p}{M_E + M_s} = \frac{P \cdot \frac{2}{3}b}{E \cdot \frac{1}{3}h + S \cdot \frac{2}{3}b}$$

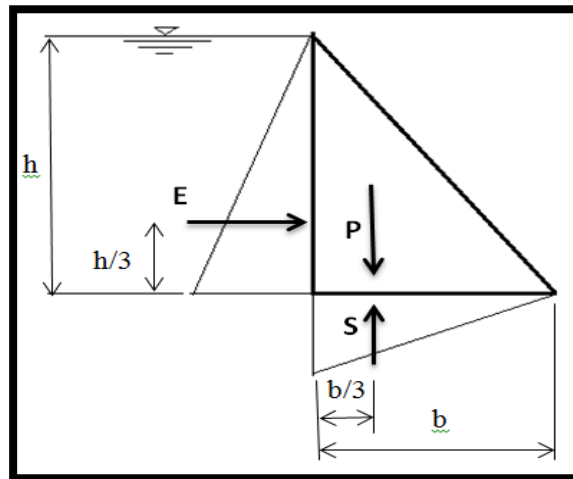


Figure III.1 : Schéma des actions principales sur le barrage poids.

- $P = \frac{1}{2} \cdot \rho_B \cdot g \cdot b \cdot h \cdot L$ Poids propre.
- $E = \frac{1}{2} \cdot \rho_E \cdot g \cdot h^2 \cdot L$ Poussée de l'eau,
- $S = \frac{1}{2} \cdot k \cdot \rho_E \cdot g \cdot b \cdot h \cdot L$ Sous-pression,
- h** : Hauteur du barrage,
- b** : Largeur de la base,
- ρ_E : Masse volumique de l'eau,
- ρ_B : Masse volumique du béton,
- k** : Coefficient de sous-pression.

I.1.2. Stabilité au glissement

Le phénomène étudié dans cette partie correspond à un glissement d'ensemble du barrage supposé monolithique et indéformable. Sous l'effet du poids, de la sous pression, et de la poussée de l'eau nous déterminons la réaction du sol et son inclinaison. Nous vérifions ensuite un critère de résistance limite (Schleiss et Pougatsch, 2011).

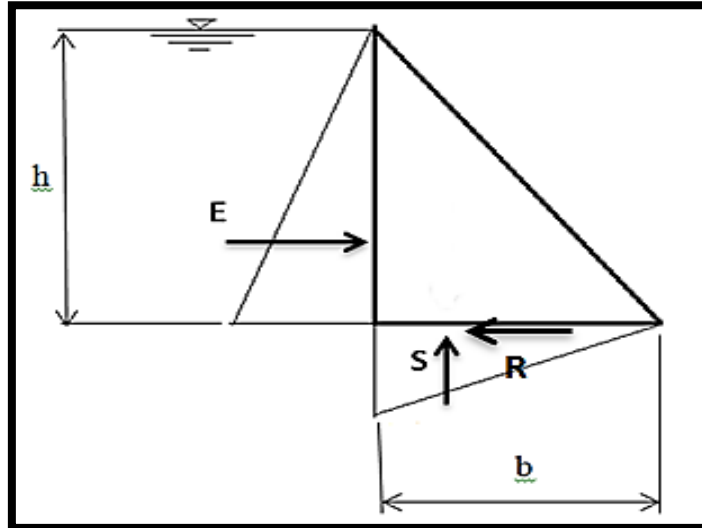


Figure III.2: Calcul de la stabilité au glissement.

R : force de cisaillement résistant au glissement s'exprime par la relation de coulomb :

$$\mathbf{R} = \sum V \tan \phi' + c' A$$

$\sum V$: la résultante des forces perpendiculaires à la fondation.

ϕ' : L'angle de frottement interne effectif de la surface de glissement considérée.

C' : la cohésion effective sur la surface comprimée de glissement considérée A.

A : la surface unitaire de glissement ($A=B$) [m^2/m]

La sécurité au glissement est définie comme le rapport entre les forces résistantes et les forces de poussée (horizontale) :

$$S_G = \frac{\overleftarrow{\text{forces résistantes}}}{\overrightarrow{\text{forces de poussée}}} = \frac{R}{E}$$

Cette formule doit être supérieure à un coefficient F qui est supérieur ou égal à 1,5 pour les combinaisons fréquentes ou rares et à 1,3 pour les combinaisons accidentelles (séisme).

i. Surfaces de glissement

Pour déterminer l'angle de frottement interne effectif de la surface de glissement, il importe en premier lieu de déterminer quelles sont les surfaces de glissement potentielles.

Le rocher est soumis à tout un réseau de diaclases et autres discontinuités rendant les essais en laboratoire peu représentatifs du comportement global du massif.

La qualité du contact béton- rocher dépend de la qualité des injections de contact. Les éventuelles fissures de retrait et les reprises de bétonnage constituent des plans de glissement préférenciels qu'il conviendra de traiter avec un maximum d'attention.

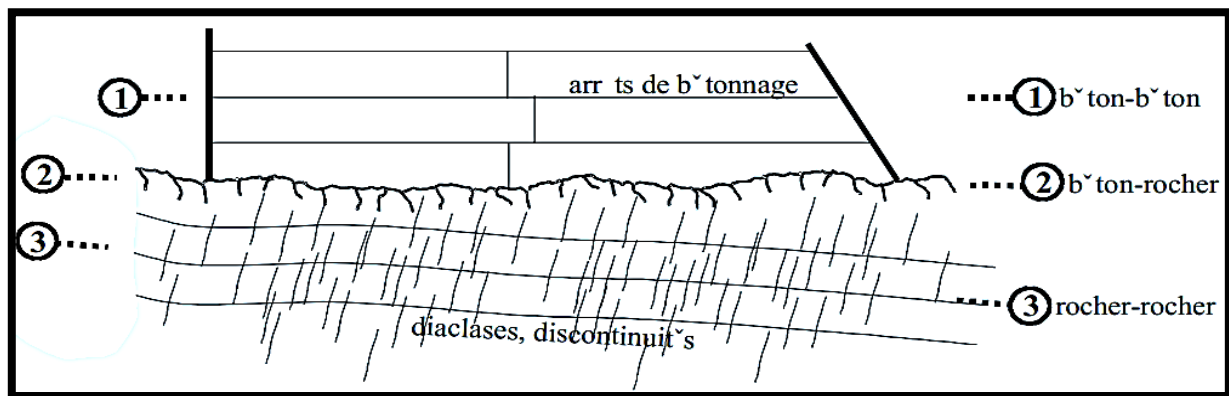


Figure III.3 : surfaces de glissement potentielles (EPFL, 2006).

Tableau III.1 : les caractéristiques des surfaces de glissement potentielles (Schleiss et Pougatsch, 2011).

		ϕ'	$\text{Tan}(\phi')$
(1) béton-béton	Cassure en plein masse, fissure	63°-72°	2.0-3.0
	Reprise de bétonnage soignée	56°-65°	1.5-2.1
(2) béton-rocher	Rocher de bonne qualité (faiblement diaclasé)	56°-62°	1.5-1.9
	Rocher de moyenne qualité	27°-56°	0.5-1.5
(3) rocher-rocher	Rocher de bonne qualité (faiblement diaclasé)	45°-62°	1.0-1.9
	Rocher de moyenne qualité (fortement diaclasé)	27°-45°	0.5-1.0

ii. Amélioration de la sécurité au glissement

- **Augmenter les forces verticales :**
 - Réduction de l'angle du parment aval.
 - Incliner le parement amont.
 - Réduire les sous-pressions.
- **Réduire les forces poussantes (horizontales) :**
 - Incliner la fondation vers l'amont.
- **Augmenter la valeur de l'angle de frottement :**
 - Traitement des arrêts de bétonnage (béton).
 - Redans coffré (béton).
 - Injections (rocher).

A l'intérieur du barrage, les plans préférentiels de glissement sont constitués par les reprises horizontales de bétonnage, généralement espacées de 2 à 3.5m.

Sur les barrages poids de très grande hauteur, il devient nécessaire de placer des joints transversaux perpendiculaires à l'axe de la vallée pour limiter le volumes des étapes de bétonnage . En règle générale, la largeur bétonnée en une seule étape ne dépasse pas 30 à 40m. Ces joints sont disposés de sorte à ne pas former de plan de glissement préférentiels. Ils forment soit des redans avec des coffrages inclinés, soit des escaliers, selon une disposition qui soit compatible avec les directions des contraintes principales dans le béton. L'orientation des redans est choisie de telle façon que leurs surfaces soient perpendiculaires aux lignes isostatiques (Schleiss et Pougatsch, 2011).

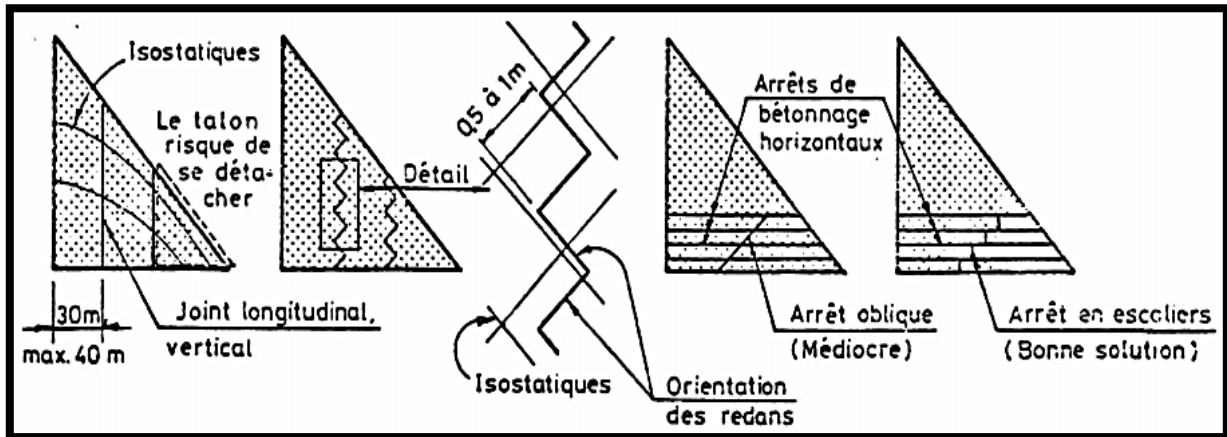


Figure III.4 : Arrêts transversaux de bétonnage (EPFL, 2006).

I.1.3. Stabilité au soulèvement

Il y'a un risque d'instabilité au soulèvement dans le cas où les forces dues à la sous pression sont supérieures à la somme des forces dues au poids propre, à une charge verticale de l'eau et autres surcharges ayant une composante verticale vers le bas. Un facteur de sécurité doit être requis qui est donné par la relation (Schleiss et Pougatsch, 2011) :

$$F_s = \frac{(P+E)}{S}$$

Avec :

P : poids de la structure,

E : poids de l'eau agissant sur la structure,

S : sous-pressions agissant sous la base de la structure.

En revanche l'équilibre des barrages voûtes en opposition aux barrages poids : pas de glissement, pas de culbute possible, à condition que les appuis tiennent bon (Coyne, 1943).

I.1.4. Valeurs admissibles

En l'absence des règlements, chaque barrage fait l'objet d'un examen particulier. Les coefficients de sécurité minimaux sont examinés au regard de la connaissance qu'on a de l'ouvrage, de sa fondation, des matériaux, des plages de variations raisonnablement possible des paramètres. Les calculs sont effectués sans pondération des sollicitations. Les vérifications pour ces critères de stabilité tiennent compte des sous-pressions.

Tableau III-2 : Coefficients de sécurité pour la vérification statique d'un barrage (Le Delliou, 2003).

	Conditions		
	Normales	Exeptionnelles	Extremes
Glissement	1.33	1.1	1.05
Renversement	1.5	1.25	1.1

I.2. Contraintes dans les barrages poids

I.2.1. Contraintes du corps du barrage

On étudie la stabilité de la partie supérieure du barrage le long d'un horizontal situé à une profondeur Z sous le Niveau de la retenu

Règle de MAURICE LEVY propose un critère pour lequel la contrainte normale σ_v à l'amont calculée hors sous pressions reste toujours supérieure à la pression de l'eau au même niveau.

$$\sigma_v > \gamma_w \cdot Z$$

Ce critère est sévère, la qualité des bétons actuels permet de réduire cette exigence. Il est recommandé:

$$\sigma_v > 0.75 \gamma_w \cdot Z$$

(Rouissat, 2014).

i. Répartition des contraintes selon l'hypothèse de Navier

En admettant le profil simplifié triangulaire du barrage poids et étudions la répartition des contraintes sur une section horizontale A-A située à une profondeur Z , comme le montre la figure suivante III.5 :

L'hypothèse de Navier suppose que les contraintes verticales varient de manière linéaire le long d'une section horizontale. La répartition des contraintes prend donc la forme d'un trapèze ou d'un triangle.

Le parement amont du barrage est admis vertical, le parement aval présente un fruit :

$$m \geq m_{\min} \quad / \quad m_{\min} \text{ étant défini la règle de Lévy.}$$

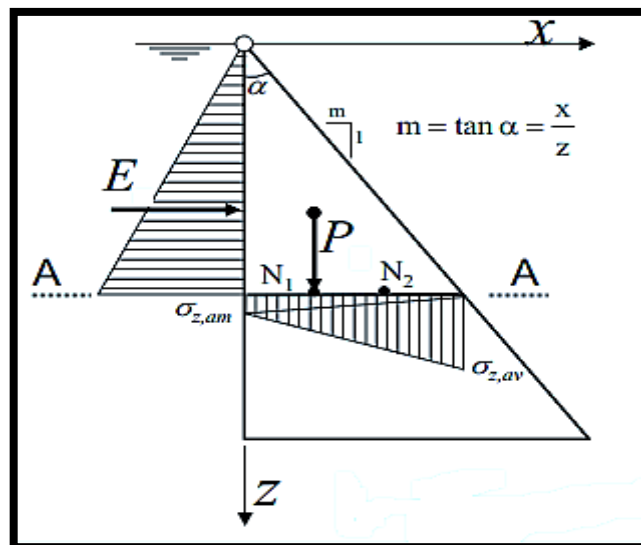


Figure III.5 : Répartition des contraintes verticales dans une section horizontale (EPFL, 2006).

Considérons dans un premier temps uniquement le poids propre **P**.

Les conditions d'équilibre dans la section conduisent aux contraintes suivantes :

$$\sigma_{z,am} = \rho_B \cdot g \cdot z, \quad \sigma_{z,av} = 0$$

Ajoutons maintenant l'effet de la poussée de l'eau **E** :

$$\sigma_{z,am} = (\rho_B - \rho_E m^{-2}) \cdot g \cdot z, \quad \sigma_{z,av} = \rho_E \cdot g \cdot z \cdot m^{-2}$$

$$\sigma_{x,am} = \sigma_{x,av} = \rho_E \cdot g \cdot z$$

$$\tau_{xz,am} = 0 \quad \tau_{xz,av} = \rho_E \cdot g \cdot z \cdot m^{-1}$$

En ajoutant enfin l'effet de la sous-pression **S** :

$$\sigma_{z,am} = K \cdot \rho_E \cdot g \cdot z, \quad \sigma_{z,av} = 0$$

Les conditions d'équilibre des forces sur la section conduisent aux contraintes suivantes :

$$\sigma_{z,am} = [\rho_B - \rho_E(m^{-2} + K)] g \cdot z, \quad \sigma_{z,av} = \rho_E \cdot g \cdot z \cdot m^{-2}$$

Si $m = m_{\min}$ selon la règle de Lévy, alors on retrouve bien $\sigma_{z,am} = 0$, sous le cas de charge **P+E+S** (Schleiss et Pougatsch, 2011).

ii. Répartitions des contraintes selon les conceptions de la résistance des matériaux

On considère une section horizontale du barrage, cette section est soumise à un effort normal de compression **N** et à un moment fléchissant **Mg** par rapport au milieu **G** de la section. Le moment **Mg** est compté positivement s'il tend à comprimer le point aval de la section. **Mg** est lié au moment **Ma** exprimé par la relation :

$$\mathbf{Mg} = \mathbf{Ma} + \frac{e \cdot \mathbf{N}}{2} .$$

Cette formule suppose **Ma** positif dans le sens d'un basculement amont-aval de la section .

Les formules classiques de la résistance des matériaux donnent alors pour les contraintes verticales (en étudiant une tranche de 1m).

$$\sigma_{z,am} = \frac{N}{e} - \frac{6Mg}{e^2}$$

$$\sigma_{z,av} = \frac{N}{e} + \frac{6Mg}{e^2}$$

Avec le profil triangulaire simple utilisé et à une hauteur **Z** depuis le sommet on a :

$$e = m \cdot Z$$

$$N = \frac{m \cdot \rho_B \cdot g \cdot z^2}{2}$$

$$Mg = \frac{N e}{6} + \frac{\rho_E g z^3}{6}$$

Donc $\sigma_{z,am} = (\rho_B - \rho_E m^{-2}) \cdot g z$ et $\sigma_{z,av} = \rho_E \cdot g \cdot z \cdot m^{-2}$

la contrainte horizontale $\sigma_{x,amont}$ est, parceque le parement ici est vertical, est égale à la pression hydrostatique $\rho_E \cdot g \cdot z$. (Le Delliou, 2003).

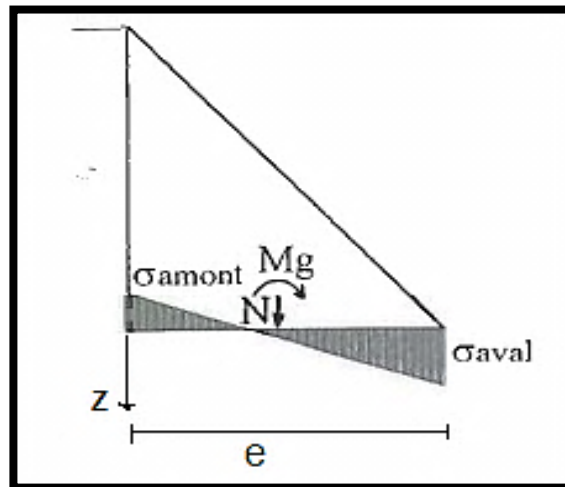


Figure III.6 : répartition des contraintes normales

I.2.2. Evaluation des résistances de la fondation

La masse rocheuse proprement dite, qui peut présenter des faiblesses liées à une altération homogène du massif rocheux ou une fracturation intense dans plusieurs directions de l'espace. En pratique, la masse rocheuse examinée dans les justifications est celle qui se situe à proximité du contact avec le corps du barrage. En effet dans le cas général, le rocher altéré et présentant les résistances mécaniques les plus faibles se situe en surface et la qualité mécanique de la fondation s'améliore avec la profondeur ; En général, la résistance mécanique d'une masse rocheuse peut être approchée par la relation de Hook et Brown, dont la forme générale est : (CFBR, 2006).

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c(m_b \cdot \sigma_3 / \sigma_c + s)^a$$

Avec σ_1 la contrainte principale majeure, σ_3 la contrainte principale mineure, et σ_c la résistance à la compression uni axiale de la roche intacte. Les coefficients a , m_b et s sont des constantes caractéristiques du massif rocheux. (C. CARVAJAL, 2009).

II. BARRAGES VOUTES

II.1. Equilibre statique

Les forces extérieures que doit supporter un barrage voûte sont presque les mêmes que celles d'un barrage poids (Figure III.7). Cependant, leur importance relative est très différente. Dans un barrage voûte, les forces de soulèvement sont moins importantes, mais les charges dues à la glace et aux contraintes thermiques sont beaucoup plus importantes. Les calculs sont effectués, en général, en découpant le barrage en anneaux horizontaux d'épaisseur unité supposés indépendants les uns des autres. A chaque anneau sont appliquées les forces principales suivantes :

- poids propre **P**.
- poussée de l'eau **E**.
- réactions **R₁** et **R₂** des surfaces d'appui.

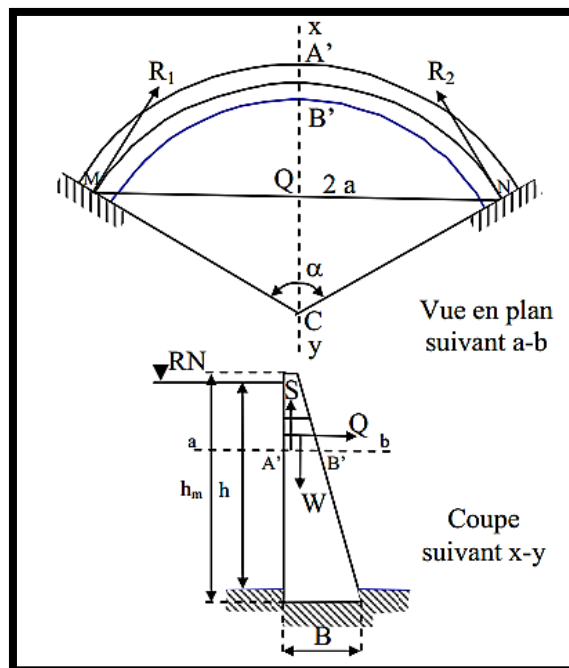


Figure III.7 : Forces appliquées à un barrage voûte .

Cet équilibre est réalisé si les trois conditions suivantes sont remplies :

- 1) La résultante des 3 forces **E**, **R₁** et **R₂** est nulle.
- 2) Les réactions **R₁** et **R₂** rencontrent les surfaces d'appui sous un angle inférieur à l'angle de frottement des maçonneries sur le rochet de fondation (condition de non glissement).
- 3) Les appuis peuvent résister aux réactions **R₁** et **R₂**.

II.2. Contraintes dans les barrages voûtes

II.2.1. Modèle du tube

La formule du tube, qui assimile le barrage voûte à une membrane, peut être utilisée pour une toute première estimation des efforts et des contraintes dans les arcs.

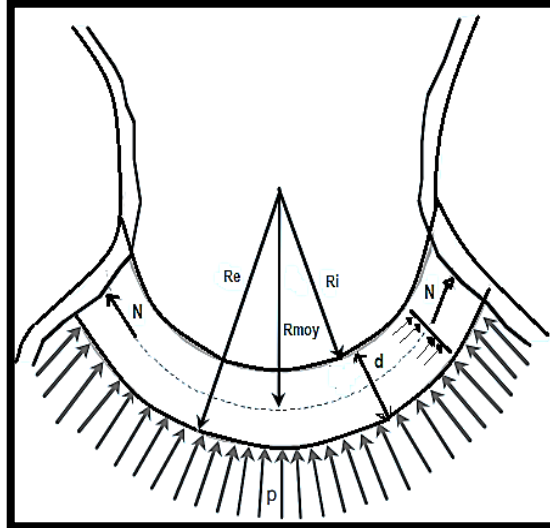


Figure III.8 : Dimensions caractéristiques d'un barrage voûte à arcs circulaires (EPFL, 2006).

σ_θ : La contrainte uniforme,

P_m : pression uniforme de l'eau à l'axe de l'arc : $P_m = P \cdot R_e / R_{moy}$,

R_e : rayon extérieur ,

R_i : rayon intérieur ,

R_{moy} : rayon moyen de l'arc (à l'axe),

d : épaisseur de l'arc constante .

La théorie de la membrane néglige la résistance à la flexion du barrage voûte. La répartition des contraintes dans les arcs est donc uniforme. Le barrage est découpé en tranches horizontales indépendantes (figure III.8) et ses arcs sont supposés libres de se déformer dans un plan horizontal. On admet comme simplification supplémentaire que ces arcs ont une épaisseur constante et que leur rayon est constant (arc circulaire).

Cette démarche n'est évidemment pas rigoureuse puisqu'elle néglige toutes transmissions d'effort par cisaillement, mais elle présente l'avantage de donner très rapidement une première idée des dimensions nécessaires. On admet en première approximation que les arcs ne sont pas encastés. Les contraintes uniformes dans l'arc sont donc obtenus à l'aide de la formule du tube :

$$\sigma_{\theta} = N/d = P_m \cdot R_{moy}/d$$

Si l'on utilise cette méthode simple, les contraintes admissibles dans la section moyenne du barrage ne devraient pas dépasser $\sigma_{\theta} \leq 3.5 - 4 \text{ Mpa}$ (Schleiss et Pougatsch, 2011).

II.2.2 Contraintes au pied de la console

i. Contrainte à lac vide

Les contraintes verticales au pied de la console (par mètre de largeur, section admise rectangulaire) sous l'effet du poids propres avec les notions données à la figure III.9 se calculent par :

$$\sigma_{v,am} = \frac{P}{d} + \frac{6 \cdot M_p}{d^2} \quad \text{Et} \quad \sigma_{v,av} = \frac{P}{d} - \frac{6 \cdot M_p}{d^2}$$

ii. Contrainte à lac plein

Les contraintes à lac plein au pied de la console deviennent, selon les notations de la figure III.10 :

$$e_R = \frac{M_p - M_E}{P}$$

$$\sigma_{v,am} = \sigma_{v,av} = \frac{P}{d} \pm \frac{6 \cdot P \cdot e_R}{d^2}$$

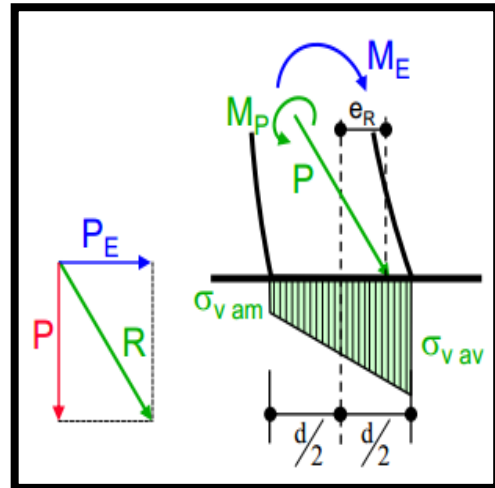
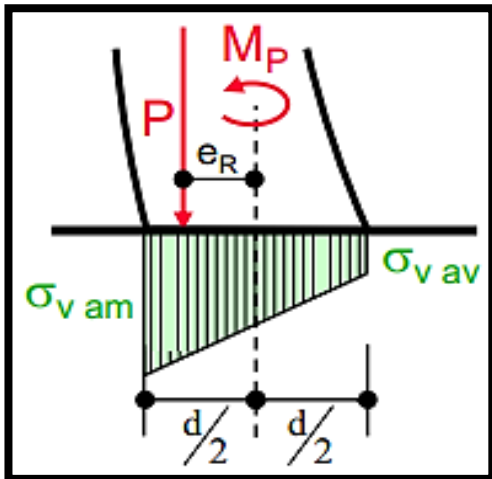


Figure III.9 : répartition des contraintes à lac vide (barrage voute). Figure III.10 : répartition des contraintes à lac plein (barrage voute).

M_p : moment sous l'effet du poids propre

$$M_p = P \cdot e_R$$

M_e : moment sous l'effet de la poussée de l'eau

$$M_e = M(7\Delta y = H)$$

P : poids propre, qui s'applique au centre de gravité de la console.

e_R : excentricité du poids propre par rapport au centre de gravité de la console.

$\sigma_{v,am}$: contrainte à l'amont.

$\sigma_{v,av}$: contrainte à l'aval.

III. DEFORMATIONS DANS LES BARRAGES EN BETON

III.1. Barrage poids

Les contraintes calculées par la mécanique des milieux continus permettent, en théorie, de calculer directement les déformations du barrage sous l'effet de son poids et de la poussée de l'eau par les formules classiques faisant intervenir le module d'Young E et le coefficient de Poisson η .

$$E \frac{\partial U}{\partial x} = -(\sigma_x - \eta \sigma_z)$$
$$E \frac{\partial W}{\partial z} = -(\sigma_z - \eta \sigma_x)$$
$$E \left(\frac{\partial W}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial z} \right) = -2(1 + \eta) \tau_{xz}$$

L'intégration de ces formules introduit trois constantes dépendant des conditions aux limites qui ne sont malheureusement pas compatibles avec la déformation de la fondation. Malgré cette imperfection, cette formulation permet de fixer les ordres de grandeurs relatifs de la déformation propre du barrage par rapport au mouvement amont-aval d'ensemble de la fondation ou de rotation de la base du barrage.

On ne considère que l'effet du remplissage de la retenue. L'effet du poids du barrage, obtenu lors de la construction, n'a pas de signification en terme de mesure.

Les formules établies par Vogt à partir des équations de Boussinesq évaluent les déformations de la fondation en fonction des paramètres suivants :

- Module d'Young et coefficient de Poisson de la fondation,
- Tenseur des efforts appliqués par le barrage sur sa fondation (poids propre, poussée hydrostatique et sous-pression).

Dans le cas général, on constate que les déplacements horizontaux en crête du barrage sont, sous l'effet d'un remplissage, imputables au moins aux 2/3 à la fondation (notamment par rotation sur la base) et minoritairement à la déformation du barrage lui-même.

Les effets thermiques globaux ont aussi une influence sur la position du barrage, la crête se déplace vers le haut et vers l'amont quand il fait chaud et vers l'aval quand il fait froid. L'effet thermique est d'ailleurs largement amplifié par la forme arquée de nombreux barrage-poids.

(le Delliou, 2003).

III.2. Barrages voûtes

La poussée de l'eau agissant sur le barrage voûte est répartie entre les arcs et les consoles. En appliquant la condition de la compatibilité des déformations radiales à chaque point de croisement entre les deux éléments comme montre la figure III.11

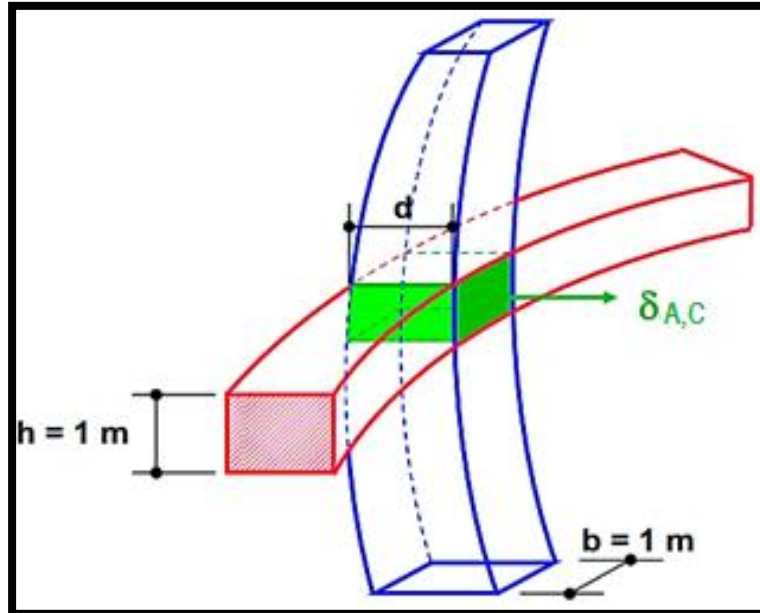


Figure III.11 : Déformations de la console et de l'arc (EPFL, 2006).

III.1.1 Déformation de l'arc δ_A

Pour un arc chargé par une force radiale uniforme, la déformation radiale au centre (à la clé) se calcule par la relation :

$$\delta_A = \beta_i \cdot \frac{P_A \cdot R_{\text{moy}}^2}{d \cdot E_B}$$

Et

$$\beta_i = f\left(2\alpha, \frac{R_{\text{moy}}}{d}, \frac{E_B}{E_R}\right)$$

Avec :

R_{moy} : rayon moyen de l'arc à l'axe ;

d : épaisseur de l'arc ;

E_B : module d'élasticité du béton ;

E_R : module de déformation du rocher ;

2α : ouverture de l'arc ;

III.1.2. Déformation de la console δ_c

$$\delta_c = \sum \frac{MM'}{E_B J} \cdot \Delta y + \sum \frac{QQ'}{G_B F'} \cdot \Delta y + \delta^*$$

Avec : $J = \frac{b \cdot d^3}{12}$; Pour $b=1$ $\Rightarrow J = \frac{d^3}{12}$ (flexion)

$F' = \frac{5}{6} \cdot b \cdot d$; Pour $b=1$ $\Rightarrow F' = \frac{5}{6} \cdot d$ (cisaillement)

$\frac{E_B}{G_B} = 2 \cdot (1 + \nu_B)$; Pour $\nu_B = \frac{1}{6}$ $\Rightarrow \frac{E_B}{G_B} = 2.333$

M', Q' : moment, effort tranchant causé par la charge unitaire $P'=1$ en un point considéré,

M, Q : moment, effort tranchant causé par les charges réelles,

F' : section réduite de la section rectangulaire admise pour le calcul,

δ^* : la déformation qui résulte de la déformabilité du rocher.

IV. INFLUENCE DE LA TEMPERATURE

La variation de la température externe est la deuxième cause en importance de la détérioration des barrages-poids, selon une étude statistique réalisée par la société (ICOLD, 1984). Cette variation de la température extérieure se propage dans le béton et occasionne des déformations thermiques. L'équation qui régit ce phénomène est la suivante :

$$\epsilon_{\text{thermique}} = \alpha \Delta T$$

Où

$\epsilon_{\text{thermique}}$: Déformation thermique (mm/mm),

ΔT : Variation de température ($^{\circ}\text{C}$).

α : Coefficient de dilatation thermique (mm/mm/ $^{\circ}\text{C}$).

Une étude statistique publiée par le comité de la détérioration des barrages et réservoirs 1984 le Tableau III.3 a démontré que 34% des cas d'endommagement des barrages en béton sont d'origine thermique. Par ceux-ci. On retrouve 6% des cas qui ont pour cause la variation de la température due à la chaleur d'hydratation et 28% sont causés par la variation cyclique et répétée de la température extérieure. (Mohamed DAOUD, 1997).

Tableau III.3: Classification des détériorations les plus fréquentes pour les barrages en béton (ICOLD, 1984)

Classification des détériorations	Pourcentage du barrage affecté
1. Résistance au gel-dégel	19
2. Variation de la température extérieure	9
3. Perméabilité	9
4. Réaction entre composantes du béton et milieu extérieur	8
(dissolution de la chaux)	7
5. Bétonnage •	6
6. Fuite (fondation)	6
7. Variation de la température due à la chaleur d'hydratation	6
8. Réaction des composantes du béton (Alcali-granulat)	5
9. Joints structuraux	5
10. Sous-pression	5
11. Érosion interne	3
12. Déformations et tassements	3
13. Contraintes de traction	2
14. Rideaux d'injection et autre dispositifs d'étanchéité	2
15. Système de drainage	2
16. Nettoyage des drains	

V. RISQUE SISMIQUE POUR LES BARRAGES

V.I. Sollicitations sismique

L'étude simple d'un effet sismique utilise un modèle pseudo-statique. La méthode pseudo-statique a constitué la première méthode de calcul de prise en compte d'une action sismique pour la vérification de la stabilité d'ensemble d'un barrage. Développée dans la première partie du XXème siècle, elle est toujours couramment utilisée pour les calculs de stabilité dynamique.

Elle consiste à schématiser l'action dynamique du séisme F_e sur un élément du barrage par une répartition de forces d'inertie égale à une fraction de la force de pesanteur agissant sur cet élément. A ces forces d'inertie sont ajoutées les forces dues aux surpressions hydrodynamiques E_e . Ces pressions sont exprimées le plus souvent sous la forme des distributions de Westergaard ou de Zangar, en plus augmentation de la sous-pression est pris en considération S .

La sollicitation sismique est de cette façon prise en compte sous la forme d'un chargement statique particulier. Ce chargement statique est alors introduit dans un calcul de stabilité de corps rigide ou déformable (calcul aux éléments finis ou aux différences finies). Les différentes composantes de la force d'inertie peuvent s'exprimer sous la forme : (A.Linda, 2009).

$$F_e = K \cdot V \cdot \gamma_b \text{ avec } K = \alpha \cdot a_{\max} / g$$

Où :

K : Coefficient pseudo-statique adimensionnel ,

α : Coefficient sismique adimensionnel égal à $2/3$, pour la composante horizontale ,

a_{max} : Accélération sismique de pic, incluant un éventuel effet de site ,

V : Volume du corps rigide (m^3) ,

γ_b : Poids volumique du matériau (kN/m^3).

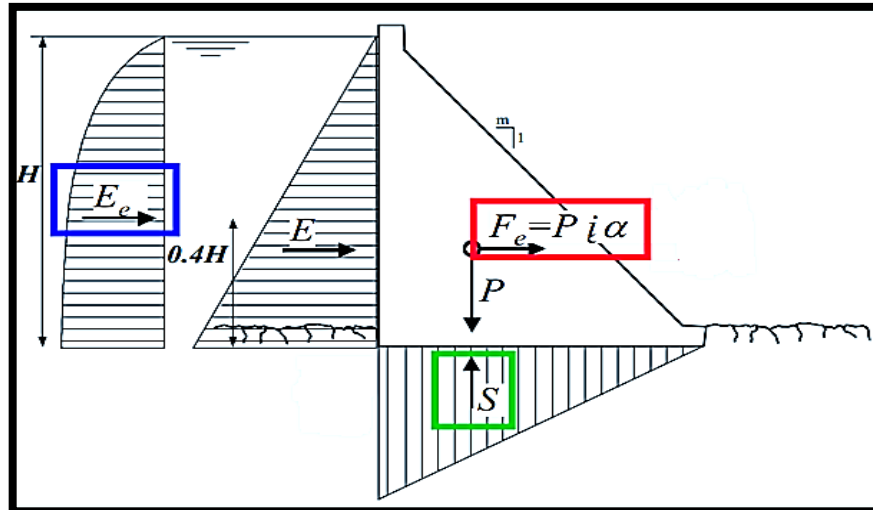


Figure III.12 : Surcharges sismiques selon l'analyse pseudo-statique dans le cas d'un barrage en béton (EPFL, 2006).

V.II. Effet dynamique de la retenue sur le barrage

L'expérience a montré que si $f_{barr} / f_{lac} < 0.7$, l'effet de la compressibilité de l'eau peut être négligé et l'effet dynamique de la retenue sur le barrage peut être remplacé par une force d'inertie de surpression hydro sismique.

La figure III.13 montre la pression dynamique de l'eau agissant sur un barrage poids.

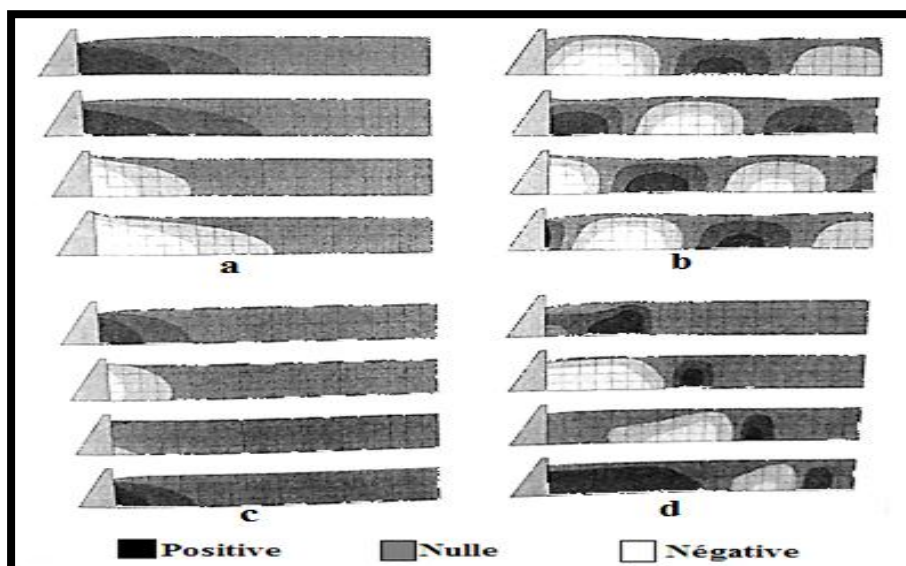


Figure III.13 : Pression dynamique de l'eau agissant sur un barrage poids en fonction de la compressibilité de l'eau et la fréquence propre du barrage et du lac (EPFL, 2006).

a : L'eau compressible, mouvement harmonique : $f_{\text{barr}} / f_{\text{lac}} = 0.8$, la pression de l'eau est seulement influencée près du barrage ; on constate que la pression sur le barrage devient négative (cavitation).

b : L'eau compressible, mouvement harmonique : $f_{\text{barr}} / f_{\text{lac}} = 1.5$, dans ce cas le barrage devient un générateur d'onde et la pression dynamique se manifeste dans le lac entier.

c : L'eau incompressible, mouvement harmonique : $f_{\text{barr}} / f_{\text{lac}} = 1.5$, si l'eau est incompressible, évidemment la pression dynamique dans l'eau se manifeste seulement près du barrage.

d : L'eau incompressible, mouvement du barrage comme un choc, le cas est probablement le plus réaliste pour un tremblement de terre réel.

(Schleiss et Pougatsch, 2011).

V.III. Effet sismique sur quelques barrages en béton ou en maçonnerie

Le tableau III.4 cite quelques exemples de l'effet sismique sur des barrages rigides.

Tableau III.4 : Effet sismique sur quelques barrages en béton ou maçonnerie (Patrick Le Delliou, 2003)

Barrage	H (m)	Type	Pays	Date	Magnitude M	Dégâts
Koyna	103	Poids-béton	Inde	1967	6.5	Fissures importante
Sefid Rud	106	Contrefort	Iran	1990	7.3 à 7.7	Fissures importantes
Pacoima	113	Voûte	USA Californie	1971	6.6	Fissuration de l'appui rive gauche
Lower Crystal Springs	47	Poids incurvé	USA Californie	1906	8.3	Pas de dégâts
Blackbrook	29	Barrage poids en béton et maçonnerie	UK	1957	5.5	Déplacement de la crête Fissures
Hsingfengki-ang	105	Contrefort	Chine	1962	6.1	Fissures importantes
Honen Ike	30	Voûtes multiples	Japon	1946	Non connue	Fissures de la voûte près des contreforts
Ambiesta	59	Voûte	Italie	1976	6.5	Pas de dégâts
Maina di Sauris	136	Voûte	Italie	1976	6.5	Pas de dégâts
Shenwao	53	Poids-béton	Chine	1975	Non connue	Fissures
Redflag	35	Poids maçonnerie	Chine	1970	Non connue	Fissures
Rappel	110	Voûte	Chili	1985	7.8	Dégâts à l'évacuateur et à la tour de prise d'eau

VI. CONCLUSION

La stabilité des barrages, notamment poids et voûtes, intègre de multiples paramètres parfois interactifs : profil du barrage, types de sollicitation, la nature du rocher, effets thermiques, risque sismique..... etc. Le développement d'un profil le plus économique et garantissant une sécurité suffisante reste la préoccupation majeure des concepteurs. Elle suscite les développements scientifiques les plus spectaculaires et passionne l'ensemble des chercheurs pour concevoir des ouvrages économique faisables.

CHAPITRE IV

ANALYSE CONCEPTUELLE DES PROFILS DES BARRAGES POIDS, VOUTES ET POIDS VOUTE BASEE SUR LA MODELISATION

CHAPITRE IV

ANALYSE CONCEPTUELLE DES PROFILS DES BARRAGES POIDS, VOUTES ET POIDS VOUTE BASEE SUR LA MODELISATION

I. INTRODUCTION

Les raisons du choix d'un ouvrage (barrage) rigide peuvent être résumées dans ce qui suit:

- Nécessité d'évacuer une crue importante,
- Présence de fonctions hydrauliques complexes dans l'ouvrage,
- Incertitudes sur l'hydrologie : les ouvrages rigides sont généralement moins sensibles au déversement que les ouvrages en remblai.

Toutefois, la projection de ce type d'ouvrage exige des conditions qui portent sur la qualité de la fondation. En première approximation, on peut énoncer la règle suivante : un barrage rigide nécessite une fondation rocheuse de bonne qualité. Pour des contraintes liées aux aspects économiques et conditions de sites, plusieurs variantes de conception sont généralement adoptées:

- Barrages voûtes,
- Barrages poids,
- Une combinaison des deux : barrage poids-voûte.

Il faut signaler que les barrages voûtes et poids voûtes s'adaptent convenablement au niveau des sites sismiques. La modélisation reste un outil qui permet d'anticiper sur des choix techniques conceptuels, de dresser des études comparatives et d'optimiser par conséquent les profils types de ces barrages. Cet axe a constitué le noyau du travail par l'analyse de trois variantes de barrages : voûte, poids et poids voûte.

II. OBJECTIFS

L'objectif du travail vise une analyse comparative du comportement des barrages voûtes, poids et poids-voûtes en utilisant le code de calcul CAST3M, en relation avec différentes situations de comportement, en particulier les états de contraintes, les déplacements et déformations en tenant compte des paramètres d'influence ci-dessous:

- Géométrie du profil,
- Modules de déformation des rives et fondations,
- L'analyse engagée doit déboucher en finalité sur l'élaboration d'une balance comparative pour l'optimisation du profil de ce type de barrages en fonction des paramètres d'influence et des conditions de sécurité globale.

III. APPLICATION SUR LE CAS DU BARRAGE D' OUED TAHT

III.1. Localisation

Le site du barrage d'Oued Taht se situe à proximité du village d'Ain Farah, au sud de la ville Mascara et juste à l'amont de la confluence avec l'Oued Mina.



Figure IV.1 : Localisation du site du barrage Oued Taht (Google Maps, 2018)

III.2. Destination de l'aménagement

L'aménagement a pour but essentiel de satisfaire les exigences suivantes :

- sa destination serait aujourd'hui locale, à destination d'alimentation et d'irrigations des agglomérations voisines. Il s'agit dès lors de concevoir une retenue plus modeste, le barrage de l'oued TAHT servira à l'alimentation en eau potable des communes de Aïn Farah et Oued El Abtal, ainsi que l'irrigation du périmètre de Kechout.
- La topographie des lits des oueds Mina, permettent la création d'une retenue d'environ 7 Hm³ dont 5 Hm³ de capacité utile et 2 Hm³ de volume mort.

III.3. Caractéristiques hydrologiques

- Nom du bassin versant principal : bassin versant d'Oued Taht (figure IV.2.)
- Superficie du bassin versant : 767 km²
- Précipitation moyenne annuelle : 353 mm
- Apport moyen annuel : 16 hm³



Photo IV.1 : Versant du barrage Oued Taht (Google earths, 2018).

III.4. Caractéristiques de la retenue

- Niveau retenue normale (RN) : 384 m NGA
- Niveau des plus hautes eaux (PHE) : 389,60 m NGA
- Niveau minimum d'exploitation: 375 m NGA
- Volume de la tranche morte : 2 hm³
- Volume utile : 5 hm³
- Volume total : 7 hm³

La figure IV.2 donne la localisation de la retenue du barrage Oued Taht.



Figure IV.2 : Retenue du barrage Oued Taht (ISL, 2011)- Echelle 1/25 000.

III.5. Profil type du barrage

Le barrage de Oued Taht est un barrage de type poids-voûte, il possède les caractéristiques suivantes :

- Hauteur maximale (au-dessus du terrain naturel) : 36 m
- Hauteur maximale (au-dessus des fondations) : 44 m
- Longueur de la crête : 155 m
- Largeur de la crête : 7 m
- Côte de la crête : 391,1 m NGA
- Fruit du parement amont et aval : 0.0 H/1V ; parement vertical
- Géométrie de la voûte : voûte à parements verticaux parallèles, de géométrie quasi cylindrique

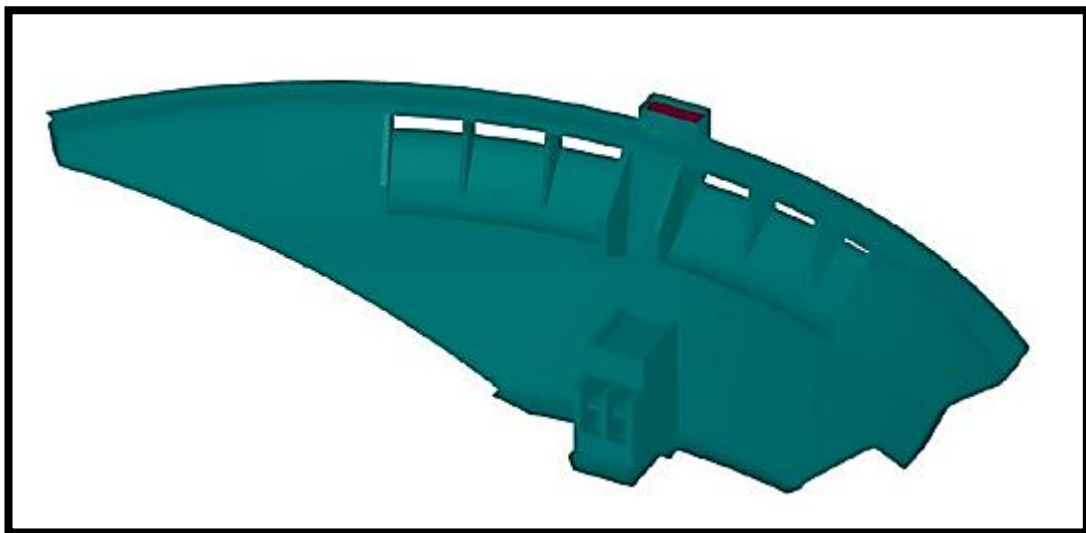


Figure IV.3: Vue 3D du barrage type voûte; (ISL, 2011).

Le barrage est en cours de réalisation par l'entreprise SEROR les photos de **a** à **f** illustrent des phases de réalisation du barrage.



Photo VI.2 : Phase de réalisation du barrage.

La modélisation engagée est appliquée sur ce barrage par une analyse paramétrée guidée par les critères d'influence et visant à optimiser le profil du barrage adapté en zone sismique.

IV. PRESENTATION DU CODE DE CALCUL CAST3M :

IV.1. Généralités

CAST3M (appelé CASTEM dans ses versions antérieures) est un logiciel de calcul de structures, et plus généralement de résolution d'équations aux dérivées partielles, utilisant la méthode des Eléments Finis. Il a été développé par le Département de Mécanique et Technologie du Commissariat à l'Energie Atomique (CEA). CAST3M se caractérise par une très grande adaptabilité aux multiples applications propres à chaque utilisateur. Les problèmes traités sont variés : mécanique (en statique et en dynamique, en linéaire ou non-linéaire), thermique, thermomécanique, fluides, électromagnétisme ...).

Il s'agit d'un système complet intégrant non seulement des fonctions de calcul, mais également des pré-processeurs utiles à la construction des modèles, et des post-processeurs facilitant l'exploitation des résultats.

L'interface utilisateur de CAST3M est basée sur un langage spécifique appelé GIBIANE. Le traitement d'un problème par CAST3M suppose donc que l'utilisateur élabore une séquence d'instructions rédigées dans ce langage. Cette séquence peut être sauvegardée en fichier. Le présent document a pour but de permettre à un utilisateur novice de découvrir rapidement les principales notions nécessaires pour effectuer ses premiers calculs Eléments Finis avec CAST3M. Il ne saurait être complet, et il sera indispensable de se reporter au fur et à mesure des besoins à la volumineuse documentation en ligne disponible.

IV.2. Informations pratiques

Les fichiers de données de CAST3M, rédigés en langage GIBIANE, sont identifiables par leur nom, qui porte l'extension « **.dgibi** ».

Pour utiliser CAST3M

- Lancer Cast3M sans fichier de données : double-clic sur l'icône, présente sur le bureau. Intérêt pratique très limité !
- Exécution d'un programme Cast3M avec un fichier de données : à partir d'une fenêtre d'explorateur (Windows Explorer, Total Commandeur), faire glisser le fichier (portant nécessairement l'extension « **.dgibi** ») vers l'icône « Raccourci vers Castem.bat », présente sur le bureau (voir Figure ci-dessous).
- Edition d'un fichier existant : l'ouvrir avec un éditeur de texte tel que Bloc-notes. Il est conseillé de définir ce programme par défaut pour ouvrir les fichiers **.dgibi**. Ainsi, il sera possible de passer directement en édition par un simple Double-clic sur le fichier.
- Création d'un nouveau fichier de données : utiliser Notepad ou Bloc-notes (ne pas oublier l'extension **.dgibi** lors de la première sauvegarde)

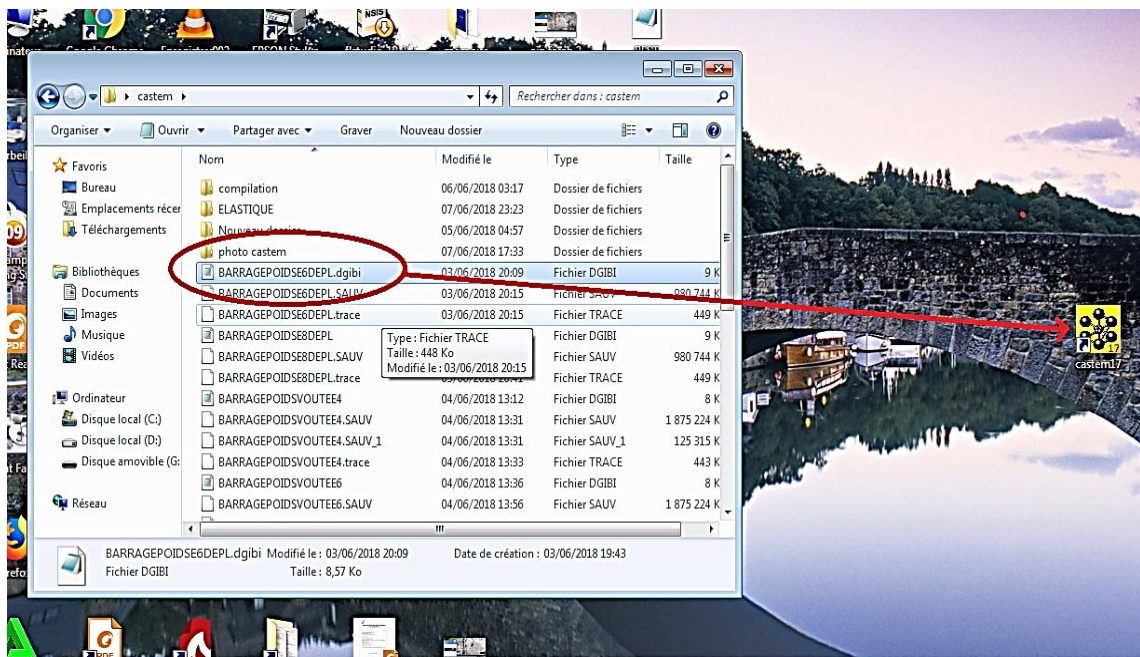


Figure IV.4 : Exécution de Cast3M avec un fichier de données

IV.3. Principaux objets de CAST3M

Le type et le contenu d'un objet peut être examiné à l'aide de la directive : **LIST** Nom Objet ;

- Types simples :
 - ENTIER Nombre entier
 - FLOTTANT Nombre réel
 - MOT Chaîne de caractères (72 Maxi)
 - LOGIQUE Booléen (VRAI ou FAUX)
- Types structurés
 - LISTENTI Liste d'entiers (opérateur LECT)
 - LISTREEL Liste de réels (opérateur PROG)
 - LISTMOTS Liste de mots (opérateur MOTS)
 - EVOLUTION Evolution d'une fonction définie à l'aide de 2 listes (opérateur EVOL)
 - NUAGE Ensemble de N-uplets
 - TABLE Ensemble d'objets indicés
- Objets de maillage
 - POINT Coordonnées d'un point et densité associée
 - MAILLAGE Discrétisation géométrique d'un domaine (point, ligne, surface, volume)
- Objets de calcul
 - MMODEL Type de comportement d'un matériau associé à un objet de type MAILLAGE
 - RIGIDITE Matrice opérant sur des DDL (masse, rigidité, conductivité ...)
 - CHARGEMENT Description spatiale et temporelle d'un chargement

- CHPOINT Champ défini aux nœuds du maillage
- MCHAML Champ défini à l'intérieur des éléments
- Objets de post-traitement
 - VECTEUR Flèches pour visualiser un CHPOINT ou un MCHML
 - DEFORME Maillage déformé

V. MODELISATION NUMERIQUE DU BARRAGE D'OUED TAHT

La modélisation reste un outil pour l'analyse du comportement des barrages. Elle constitue le référentiel par rapport auquel le comportement des barrages en exploitation est comparé. Dans le présent mémoire et en fonction de son objectif principal qui est l'analyse des profils de barrages poids, voûtes et poids voûtes en zone sismique. La modélisation engagée devait répondre à un certain nombre de préoccupations en l'occurrence :

- Influence de la géométrie conceptuelle des corps du barrage, en particulier le profil du barrage sur les déformations,
- Influence des matériaux constituant le rocher (fondation) des barrages, notamment leurs modules de déformation (E), sur l'état des contraintes et déformations. Cette préoccupation a été mise en évidence par l'analyse des déformations du corps du barrage pour des modules (E) des rochers variant de 4 000 à 8 000 MPa.

V.1. Profil du barrage

V.1.1. Cas du barrage poids

i. Paramètres caractéristiques du barrage

- Profil : triangulaire,
- Hauteur (H) : 44m,
- Fruit aval (f) :

$$f \geq (\gamma - 1)^{-1/2} \quad \text{Condition de non fissuration (M. Lévy),}$$

$$f \geq (2\gamma - 3)^{-1/2} \quad \text{Condition pour une fissuration stable.}$$

$$f = 0.82$$

- Epaisseur de la base :

$$b = f \cdot H$$

$$b = 36 \text{ m,}$$

- Epaisseur de la crête (couronnement) : 5 m,

est adapté pour laisser le passage à une voie de service, une route..

ii. Profil du barrage

La figure IV.5 illustre le profil du barrage poids discrétisé en fonction des paramètres caractéristiques.

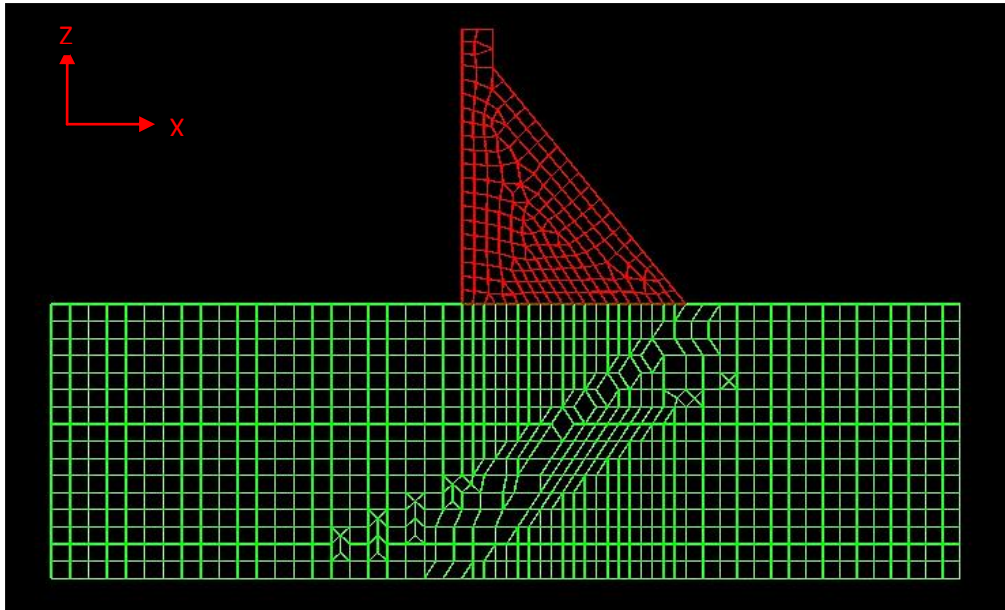


Figure IV.5 : Profil du barrage poids discrétisé.

V.1.2. Cas du barrage voûte

i. Paramètres caractéristiques du barrage

- Profil : recta triangulaire arqué en plan,
- Hauteur (H) : 44m,
- Fruit aval : 0.23.
 $f = b/H$.
- Epaisseur de la crête (couronnement),

$$e_c = \frac{H}{20} \quad \Rightarrow \text{Vallée étroite en V.}$$

$$e_c = 2.2\text{m.}$$

- Epaisseur de la base ,

$$e_b = \frac{L_c}{15} \quad \Rightarrow \text{Vallée étroite en V.}$$

$$e_b = 10.33\text{m.}$$

ii. Profil du barrage voûte

Les figures IV.6 et IV.7 illustrent le profil du barrage voûte discrétisé en fonction des paramètres caractéristiques.

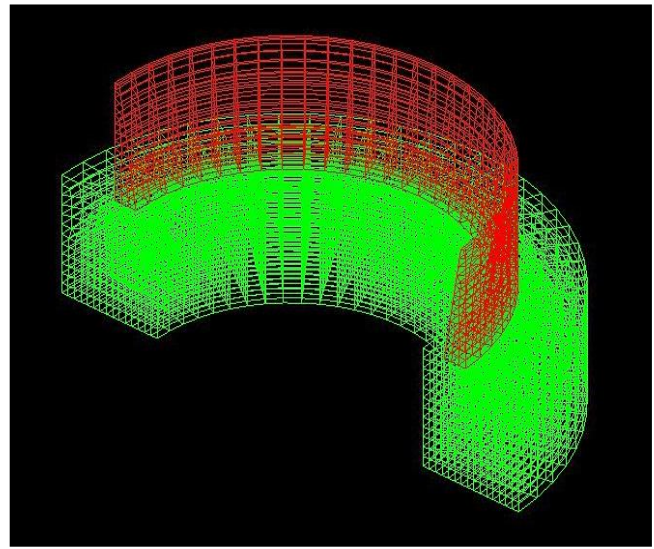
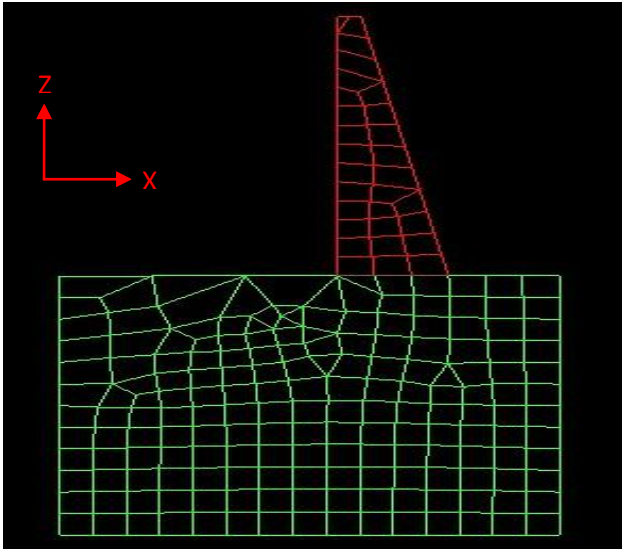


Figure IV.6: Profil du barrage voûte discrétisé en 2D. Figure IV.7 : Profil du barrage voûte discrétisé en 3D

V.1.3.Cas d'un barrage poids voûte

i. Paramètres caractéristiques du barrage

- Profil : recta triangulaire arqué en plan,
- Hauteur (H) : 44m,
- Epaisseur de la crête (couronnement) : 5 m,

est adapté pour laisser le passage à une voie de service, une route..

- Epaisseur de la base : 25 m,
- Fruit aval : 0.57.
 $f = b/H.$

ii. Profil du barrage poids voûte

Les figures IV.8 et IV.9 illustrent respectivement les profils d'un barrage poids voute en 2D et en 3D.

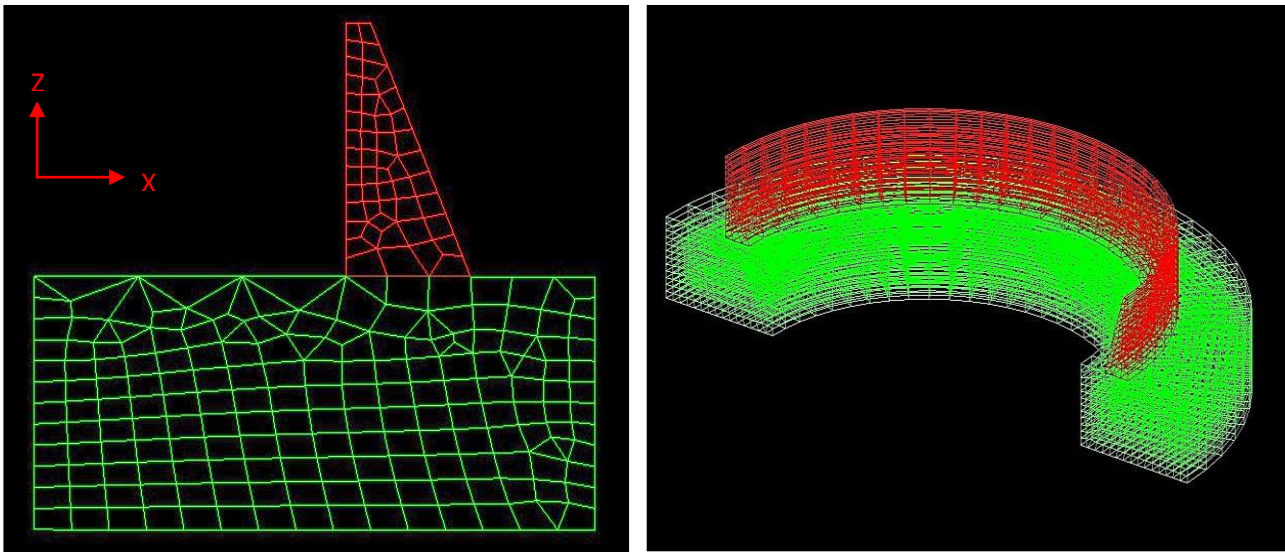


Figure IV.8 : Profil du barrage voûte discrétisé en 3D. Figure IV.9 : Profil du barrage voûte discrétisé en 2D.

V.2. Caractéristiques des matériaux

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisées pour la modélisation sont récapitulées dans le tableau IV.1.

Tableau IV.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux du barrage

	Module de déformation E (Mpa)	Masse volumique (kg/m ³)	Coefficient de poisson
Barrage (corps)	35 000	2350	0.2
Rocher	4 000 – 8 000	2650	0.33

VI. RESULTATS GRAPHIQUES ET ANALYTIQUES DE LA MODELISATION

La modélisation a été menée en considérant l'influence de deux paramètres essentiels :

- **Influence de la forme géométrique du barrage**

L'influence de la forme géométrique a tenu compte des différents types de barrage (voûtes, poids et poids voûtes) correspondant à ses résistances aux actions plus ou moins différentes et des modes de construction variés.

- **Influence du module de déformation du rocher**

L'influence du module de déformation du rocher sur la déformation du barrage a été conduite par sa variation de 4 à 8 GPa. Pour des raisons liées à la comparaison des déformations et de contraintes dans le barrage.

VI.1. Cas d'un barrage poids

VI.1.1. Analyse des contraintes

Certaines positions ont été définies au niveau du corps du barrage et ses fondations en vue d'engager l'analyse comparative.

- Points de 1 à 4 sur le barrage (corps),
- Points de 5 à 6 sur le rocher de fondations.

Ces positions de comparaison sont montrées sur la figure IV.10.

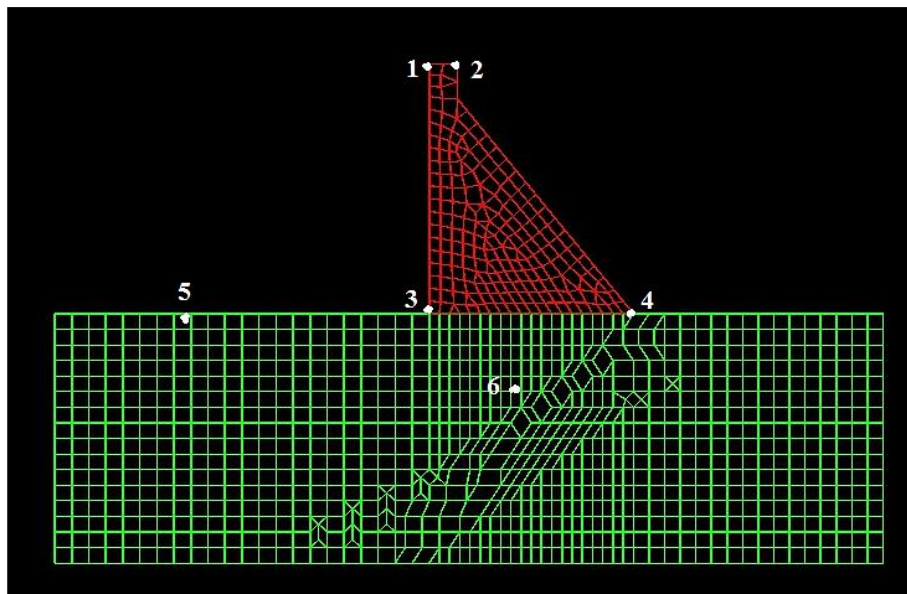


Figure IV.10 : Position des points de comparaison

Les tableaux N°: IV.2 à IV.4 donnent pour différents modules de déformation du rocher au niveau des différentes positions de comparaison les variations des contraintes dans le barrage.

a) Contraintes suivant X

Tableau IV.2 : Valeurs des contraintes suivant X-Barrage poids.

Points \ E(Mpa)	4 000	6 000	8 000
	Contraintes (Pa)		
1	-7.239 E+05	2.889 E+05	7.552 E+04
2	-8.802 E+05	9.297 E+04	1.827 E+04
3	1.757 E+08	1.327 E+08	5.310 E+07
4	1.140 E+08	1.050 E+08	1.552 E+06
5	1.497 E+06	1.174 E+06	-6.702 E+05
6	7.280 E+06	8.094 E+06	3.24406

b) Contraintes suivant Y

Tableau IV.3 : Valeurs des contraintes suivant Y-Barrage poids

Points \ E(Mpa)	4 000	6 000	8 000
	Contraintes (Pa)		
1	-4.173 E+07	1.557 E+06	6.465 E+05
2	-5.991 E+06	5.744 E+05	1.811 E+05
3	6.796 E+08	5.234 E+08	1.555 E+08
4	4.551 E+08	3.339 E+08	4.379 E+07
5	1.906 E+06	3.828 E+06	-9.343 E+05
6	1.809 E+07	1.674 E+07	6.809 E+06

c) Contraintes suivant Z

Tableau IV.4 : Valeurs des contraintes suivant Z-Barrage poids

Points \ E(Mpa)	4 000	6 000	8 000
	Contraintes (Pa)		
1	-6.630 E+05	2.263 E+05	2.466 E+05
2	-1.186 E+06	8.248 E+03	-8.377 E+04
3	8.277 E+08	7.470 E+08	2.435 E+08
4	2.121 E+08	2.077 E+08	-5.970 E+06
5	4.261 E+05	1.137 E+06	-6.790 E+05
6	8.633 E+06	8.048 E+06	3.279 E+06

Les résultats graphiques de la modélisation relatifs à l'analyse de l'influence du module de déformation E du rocher sur les contraintes du barrage sont présentés sur les figures de IV.11 à IV.16 pour le cas d'un profil poids.

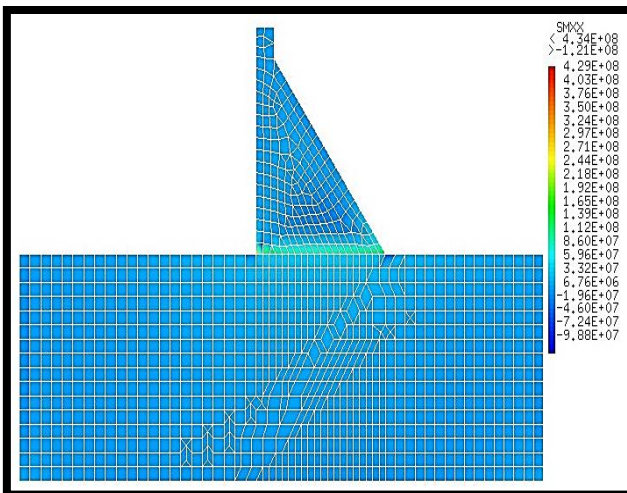


Figure IV.11 : Composantes de la contraintes suivant X pour E = 4 000 Mpa – Barrage poids.

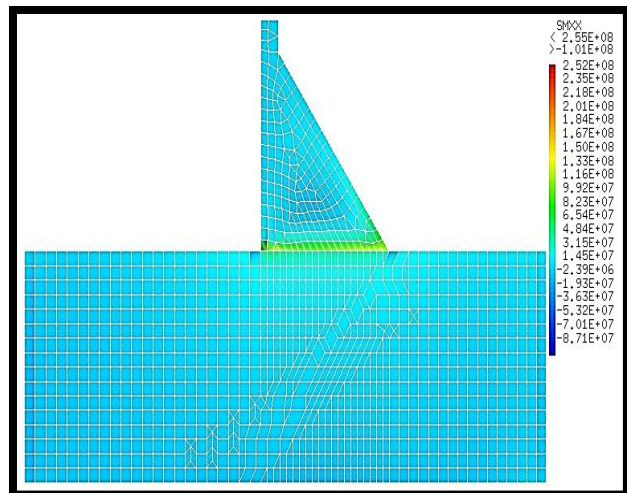


Figure IV.12 : Composantes de la contraintes suivant X pour E = 6 000 Mpa – Barrage poids.

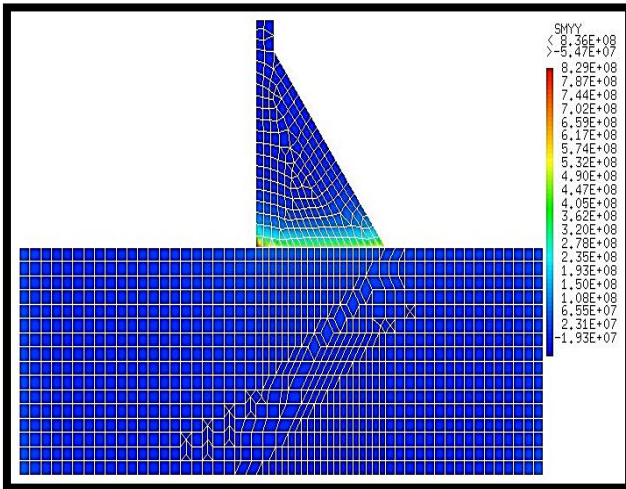


Figure IV.13 : Composantes de la contraintes suivant Y pour E = 4 000 Mpa – Barrage poids.

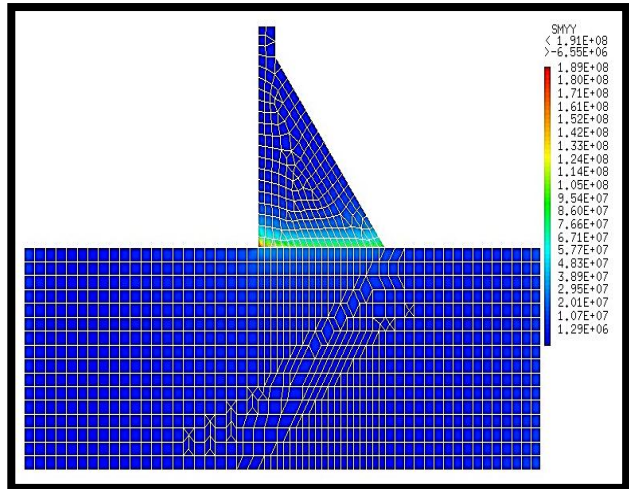


Figure IV.14: Composantes de la contraintes suivant Y pour E = 8 000 Mpa – barrage poids.

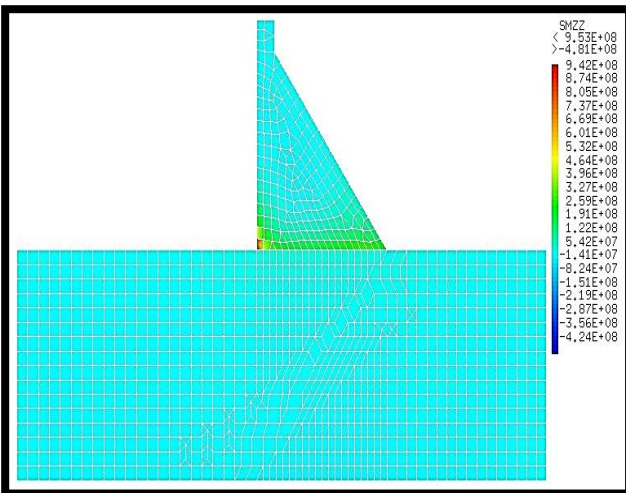


Figure IV.15 : Composantes de la contraintes suivant Z pour E = 6 000 Mpa - Barrage poids.

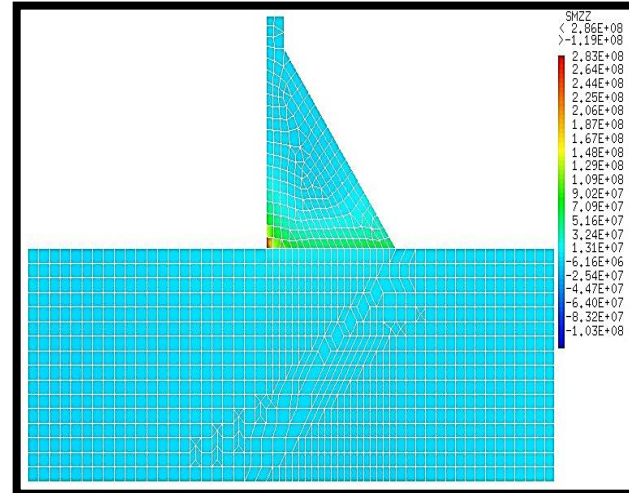


Figure IV.16 : Composantes de la contraintes suivant Z pour E = 8 000 Mpa – Barrage poids

Afin de comparer l'influence des modules de déformation E sur la variation des contraintes au niveau du corps du barrage, les figures (IV.17, IV.18 et IV.19) donnent la variation des contraintes comparées sur le corps du barrage et sa fondation pour différentes rigidités des fondations.

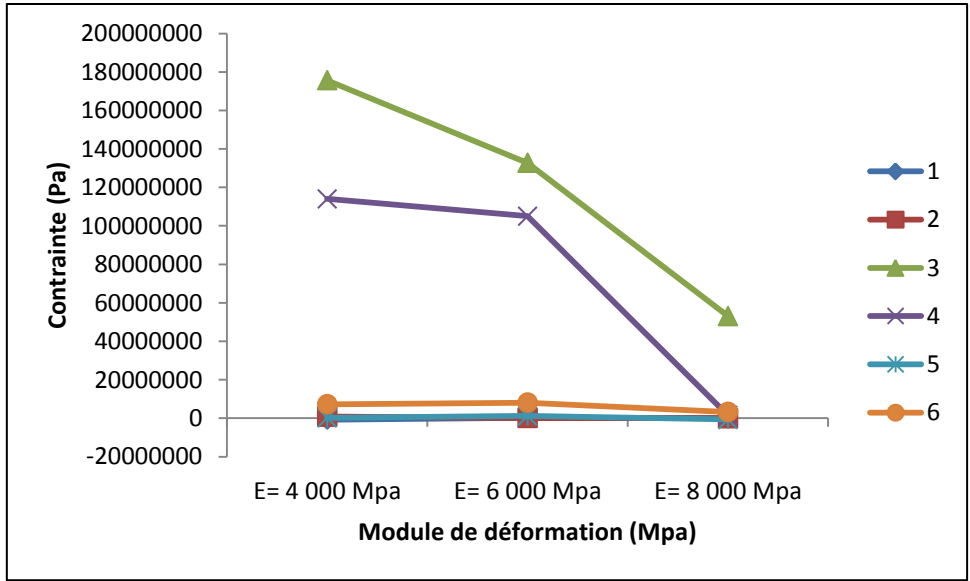


Figure IV.17 : Comparaison des contraintes suivant X au niveau du barrage poids.

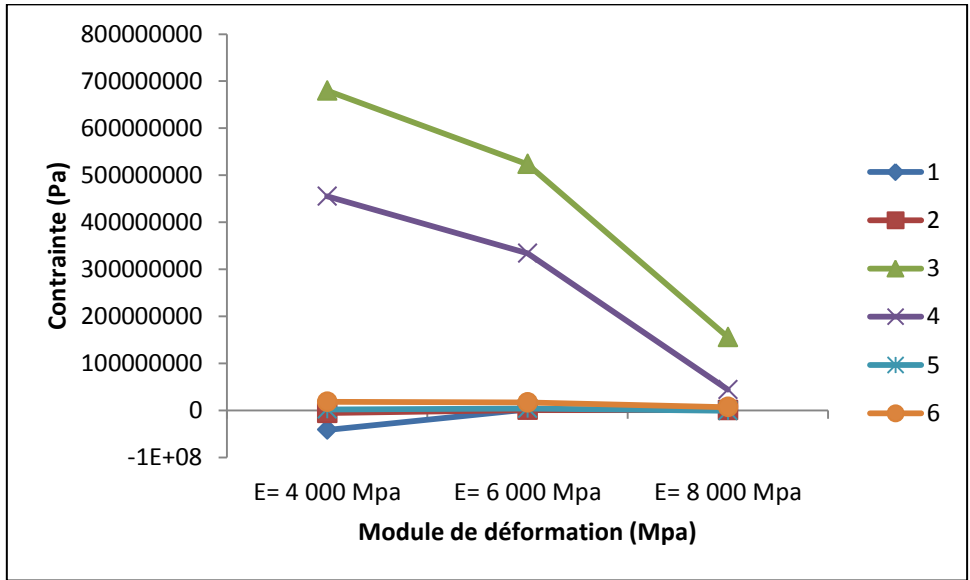


Figure IV.18 : Comparaison des contraintes suivant Y au niveau du barrage poids.

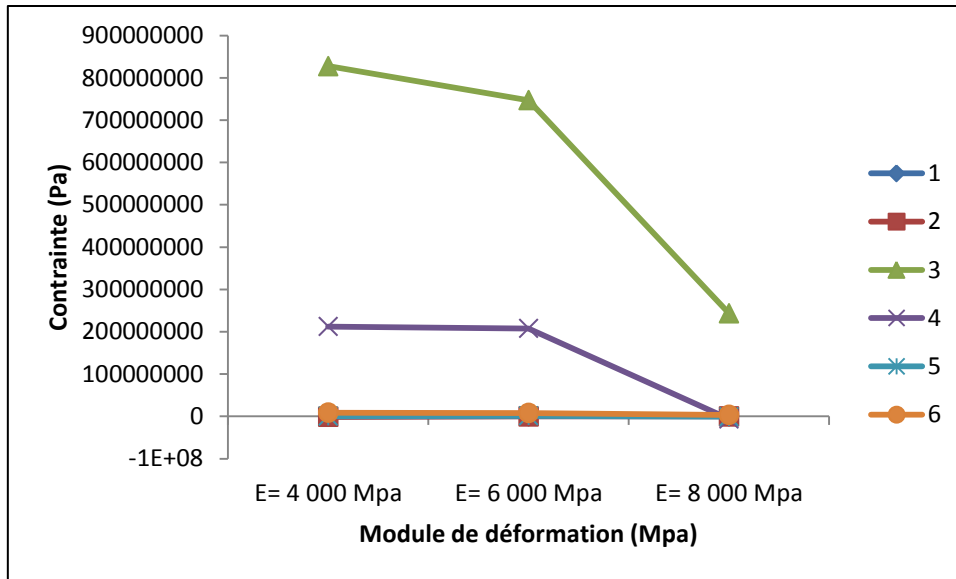


Figure IV.19 : Comparaison des contraintes suivant Z au niveau du barrage poids.

VI.1.2. Analyses des déplacements

Pour les mêmes variations du module de déformation des fondations, les figures de IV.20 à IV.22 donnent les résultats graphiques de la modélisation pour les déplacements de la crête du barrage en fonction du temps.

Cette analyse en mode dynamique a tenu compte des paramètres : signale sismique. Il a été considéré le signal Boumerdess 99.

i. E= 4 000 Mpa

Dep max = 0.4474 m.

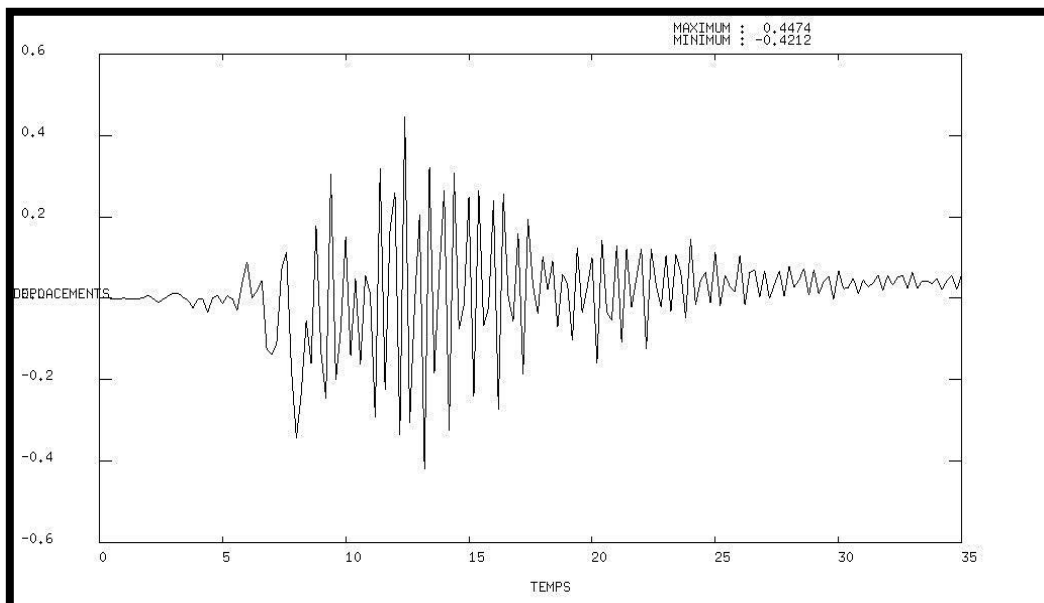


Figure IV.20 : Déplacement de la crête du barrage en fonction du temps pour E=4 000 Mpa – Barrage poids.

ii. $E= 6\ 000\ \text{Mpa}$

Dep max = 0.3202 m.

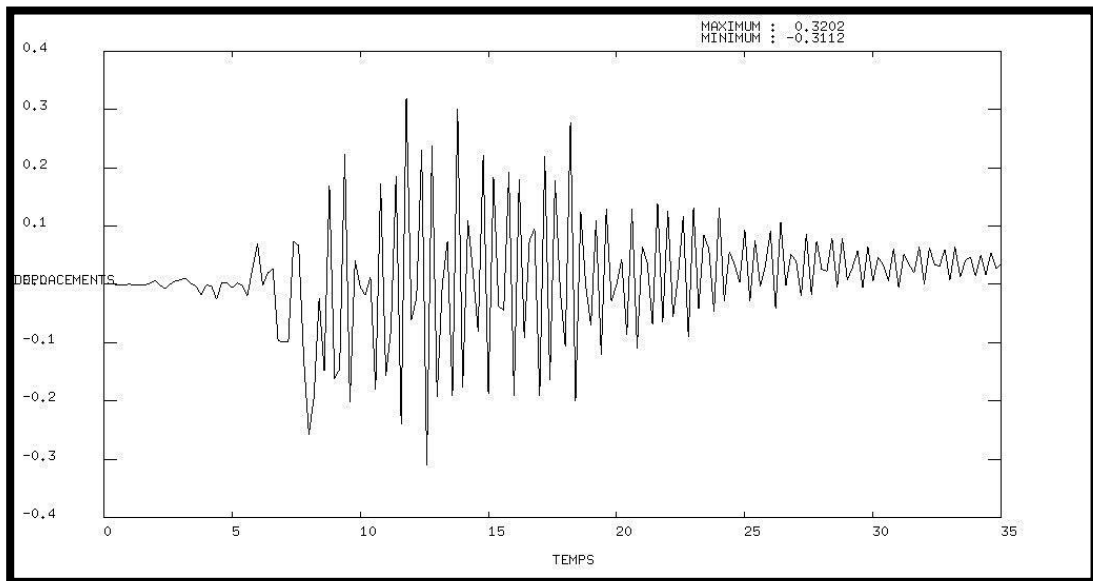


Figure IV.21 : Déplacement de la crête du barrage en fonction du temps pour $E=6\ 000\ \text{Mpa}$ – Barrage poids.

iii. $E= 8\ 000\ \text{Mpa}$

Dep max = 0.2205 m.

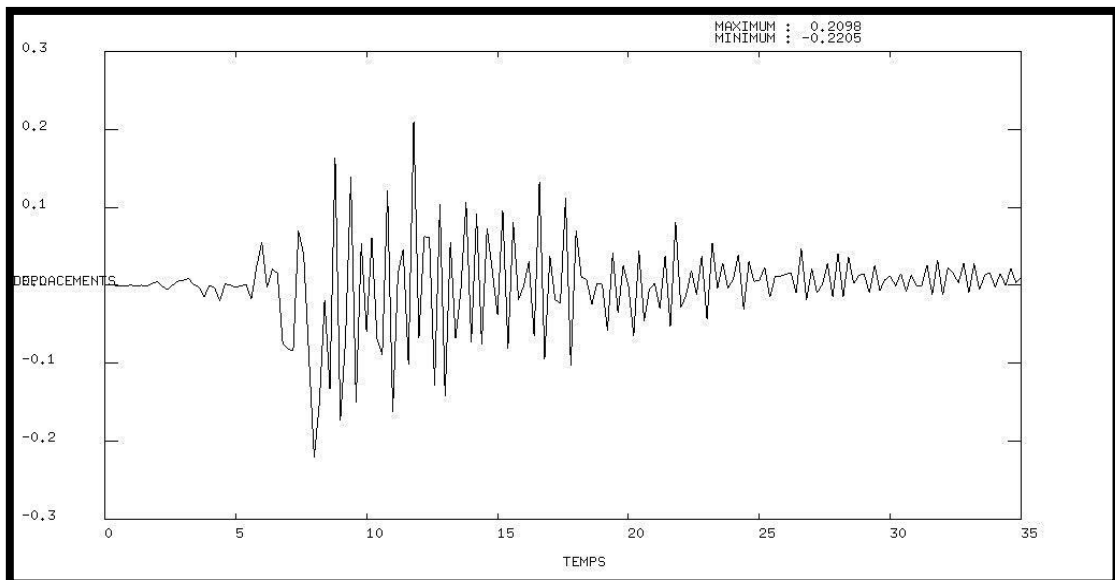


Figure IV.22 : Déplacement de la crête du barrage en fonction du temps pour $E=8\ 000\ \text{Mpa}$ – Barrage poids.

VI.1.3 Variations des contraintes

Afin de juger l'influence du module de déformation sur l'état des contraintes dans le corps du barrage, les tableaux VI.5 à VI.7 donnent les variations relatives des incréments de contraintes.

Tableau IV.5 : Variation des contraintes-Axe X.

Points \ E(Mpa)	$\frac{X_{E=4\ 000} - X_{E=6\ 000}}{X_{E=4\ 000}}$	$\frac{X_{E=6\ 000} - X_{E=8\ 000}}{X_{E=6\ 000}}$
	1	139,91%
2	110,56%	80,35%
3	24,47%	59,98%
4	7,89%	98,52%
5	21,58%	157,09%
6	-11,18%	59,92%

Tableau IV.6 : Variation des contraintes-Axe Y.

Points \ E(Mpa)	$\frac{Y_{E=4\ 000} - Y_{E=6\ 000}}{Y_{E=4\ 000}}$	$\frac{Y_{E=6\ 000} - Y_{E=8\ 000}}{Y_{E=6\ 000}}$
	1	103,73%
2	109,59%	68,47%
3	22,98%	70,29%
4	26,63%	86,89%
5	-100,84%	124,41%
6	7,46%	59,32%

Tableau IV.7 : Variation des contraintes-Axe Z

Points \ E(Mpa)	$\frac{Z_{E=4\ 000} - Z_{E=6\ 000}}{Z_{E=4\ 000}}$	$\frac{Z_{E=6\ 000} - Z_{E=8\ 000}}{Z_{E=6\ 000}}$
	1	134,13%
2	100,70%	1115,64%
3	9,75%	67,40%
4	2,07%	102,87%
5	-166,84%	159,72%
6	6,78%	59,26%

VI.2. Cas d'un barrage voûte

VI.2.1. Analyse des contraintes

Certaines positions ont été définies au niveau du corps du barrage et ses fondations en vue d'engager l'analyse comparative.

- Points de 1 à 4 sur le barrage (corps),
- Points de 5 à 6 sur le rocher de fondations.

Ces positions de comparaison sont montrées sur la figure IV.23.

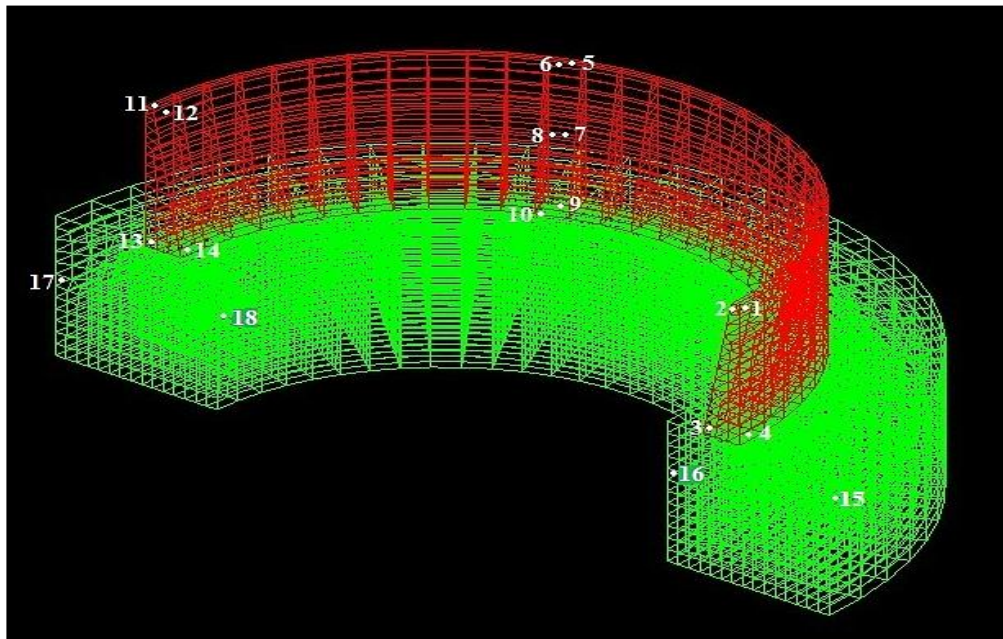


Figure IV.23 : Position des points de comparaison

Les tableaux N° : VI.8 à VI.10 donnent pour différents modules de déformation du rocher au niveau des différentes positions de comparaison les variations des contraintes dans le barrage.

a) Contraintes suivant X

Tableau IV.8 : Valeurs des contraintes suivant X – Barrage voûte.

Points \ E(Mpa)	4 000	6 000	8 000
	Contraintes (Pa)		
1	2.067 E+06	1.768 E+07	-1.063 E+06
2	-1.037 E+08	-4.678 E+07	-6.341 E+06
3	-1.001 E+07	-7.315 E+06	-1.458 E+06
4	-1.089 E+07	-5.943 E+06	-1.046 E+06
5	1.482 E+09	1.032 E+09	3.801 E+08
6	1.580 E+09	9.367 E+08	3.530 E+08
7	-2.268 E+08	-5.368 E+07	-5.149 E+07
8	-1.849 E+08	-5.225 E+07	-4.607 E+07
9	1.439 E+08	7.770 E+07	-5.149 E+07
10	8.588 E+07	7.923 E+07	3.379 E+07
11	7.887 E+07	5.570 E+07	2.242 E+07
12	-1.177 E+08	-5.198 E+07	-7.278 E+06
13	-3.351 E+07	-2.067 E+07	-4.684 E+06
14	-4.513 E+07	-2.991 E+07	-9.396 E+06
15	2.501 E+04	-3.486 E+05	4.896 E+05
16	3.725 E+05	-1.351 E+05	4.941 E+05
17	2.883 E+06	1.641 E+06	2.420 E+06
18	1.163 E+07	5.240 E+06	4.865 E+06

b) Contraintes suivant Y

Tableau IV.9 : Valeurs des contraintes suivant Y– Barrage voûte.

Points \ E(Mpa)	4 000	6 000	8 000
	Contraintes (Pa)		
1	1.922 E+09	1.055 E+09	4.917 E+08
2	1.871 E+09	1.298 E+09	4.830 E+08
3	-1.617 E+08	-9.485 E+07	-2.775 E+07
4	-1.307 E+08	-9.524 E+07	-2.779 E+07
5	-4.358 E+07	-3.369 E+07	-7.259 E+06
6	-8.198 E+07	-4.656 E+07	-2.234 E+07
7	9.866 E+07	5.043 E+07	2.286 E+07
8	-6.398 E+07	1.272 E+07	2.835 E+06
9	-3.904 E+06	6.018 E+07	2.585 E+07
10	2.996 E+07	7.396 E+07	3.156 E+07
11	1.518 E+09	1.060 E+9	4.039 E+08
12	1.903 E+09	1.288 E+09	5.053 E+08
13	-1.762 E+08	-1.085 E+08	-3.558 E+07
14	-2.049 E+08	-1.211 E+08	-2.937 E+07
15	2.044 E+06	4.130 E+04	7.761 E+04
16	2.351 E+06	4.243 E+05	1.051 E+06
17	5.814 E+06	3.713 E+06	2.929 E+06
18	2.316 E+06	1.275 E+06	8.284 E+05

c) Contraintes suivant Z

Tableau IV.10 : Valeurs des contraintes suivant Z– Barrage voûte.

Points	E(Mpa)	4 000	6 000	8 000
	Contraintes (Pa)			
1		2.126 E+08	1.570 E+08	5.928 E+07
2		1.942 E+08	1.340 E+08	5.393 E+07
3		-5.580 E+07	-3.723 E+07	-1.353 E+07
4		-8.598 E+07	-6.744 E+07	-1.376 E+07
5		6.007 E+07	4.081 E+07	1.885 E+07
6		2.712 E+07	1.957 E+06	4.301 E+06
7		1.015 E+08	2.968 E+08	2.707 E+07
8		4.219 E+08	-1.461 E+07	-9.615 E+07
9		1.203 E+08	1.642 E+08	2.464 E+07
10		3.045 E+08	-2.647 E+08	-1.316 E+07
11		5.646 E+07	3.315 E+07	1.377 E+07
12		2.095 E+08	1.407 E+08	6.294 E+07
13		-1.594 E+08	-1.191 E+08	-4.523 E+07
14		-6.979 E+07	-4.587 E+07	-1.659 E+07
15		-1.384 E+06	-3.765 E+06	-4.621 E+05
16		-6.661 E+05	-1.356 E+06	-2.373 E+05
17		1.360 E+06	-5.890 E+05	5.357 E+05
18		1.012 E+07	3.449 E+06	3.435 E+06

Les résultats graphiques de la modélisation relatifs à l'analyse de l'influence du module de déformation E du rocher sur les contraintes du barrage sont présentés sur les figures de IV.24 à VI.29 pour le cas d'un profil voûte :

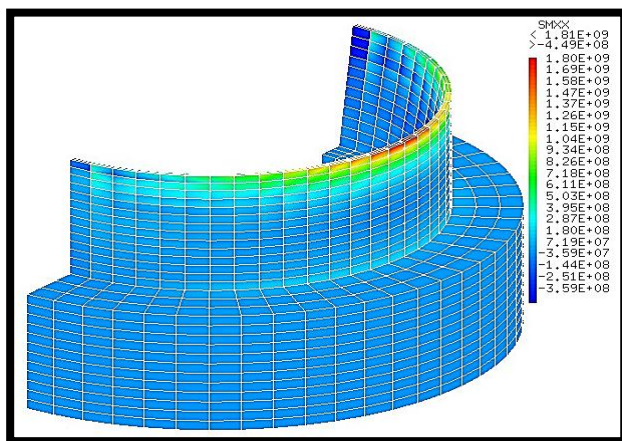


Figure IV.24 : composantes de la contraintes suivant X pour E = 4 000 Mpa– Barrage voûte.

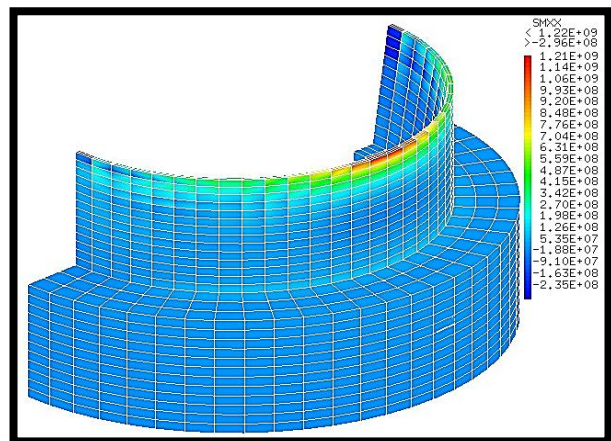


Figure IV.25 : composantes de la contraintes suivant X pour E = 6 000 Mpa– Barrage voûte.

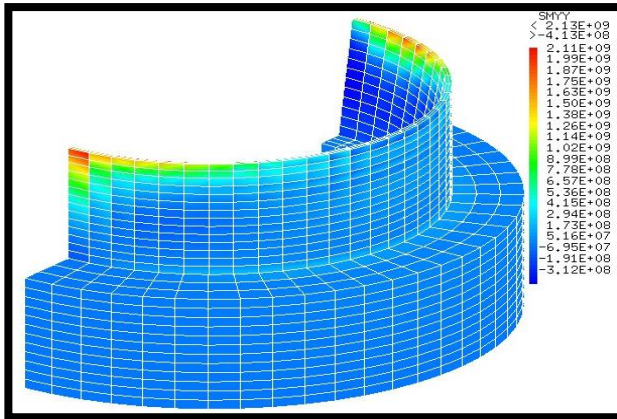


Figure IV.26 : composantes de la contraintes suivant Y pour $E = 4\ 000\ \text{Mpa}$ – Barrage voûte.

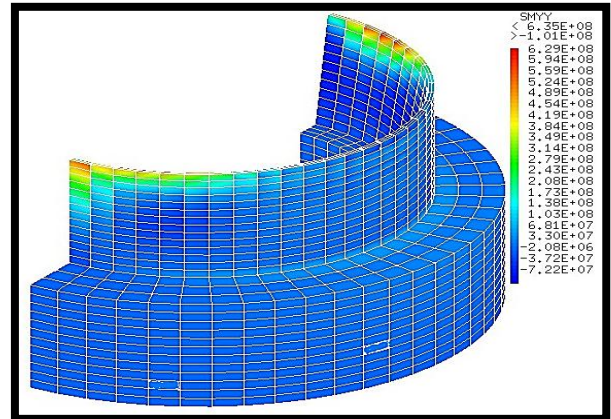


Figure IV.27 : composantes de la contraintes suivant Y pour $E = 8\ 000\ \text{Mpa}$ – Barrage voûte.

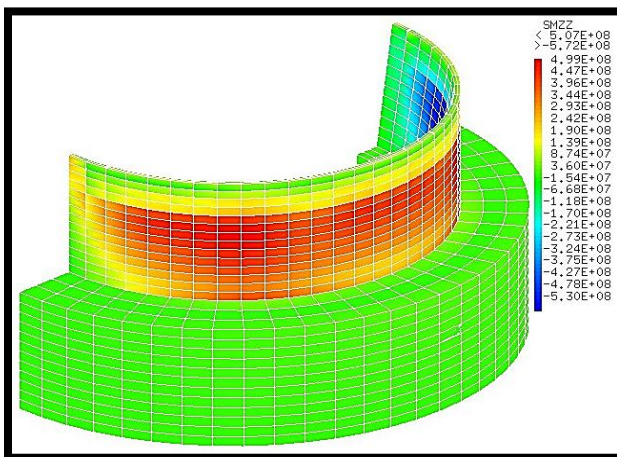


Figure IV.28 : composantes de la contraintes suivant Z pour $E = 4\ 000\ \text{Mpa}$ – Barrage voûte.

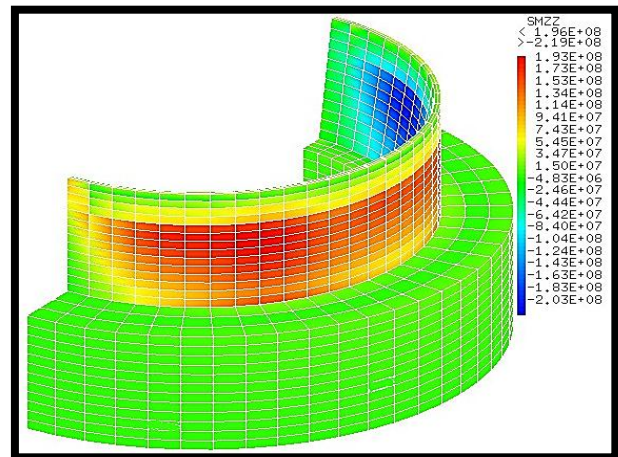


Figure IV.29 : composantes de la contraintes suivant Z pour $E = 6\ 000\ \text{Mpa}$ – Barrage voûte.

Afin de comparer l'influence des modules de déformation E sur la variation des contraintes au niveau du corps du barrage, les figures (IV.30, IV.31 et IV.32) donnent la variation des contraintes comparées sur le corps du barrage et sa fondation pour différentes rigidités des fondations.

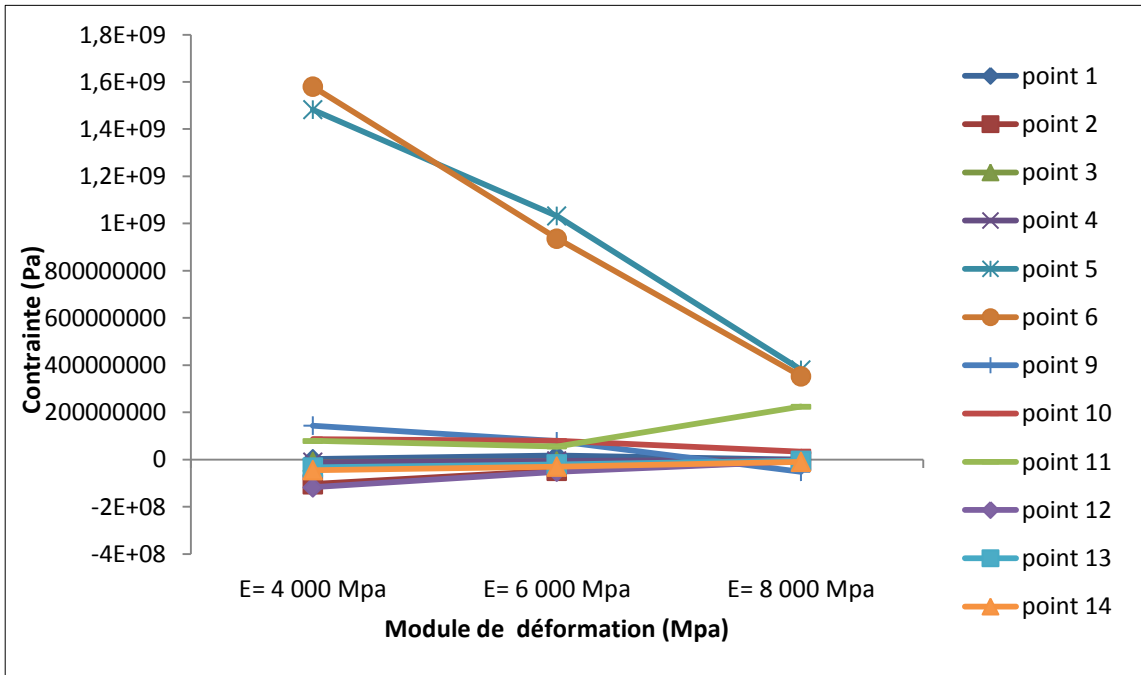


Figure IV.30 : Comparaison des contraintes suivant X au niveau du barrage voute.

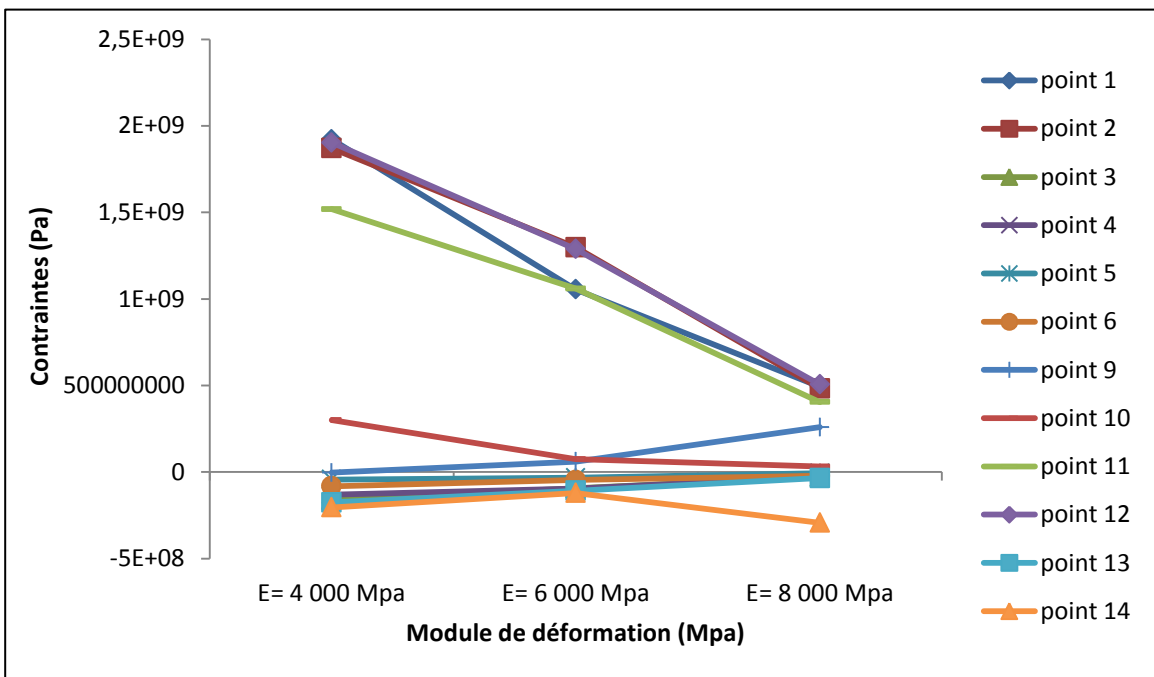


Figure IV.31 : Comparaison des contraintes suivant Y au niveau du barrage voute.

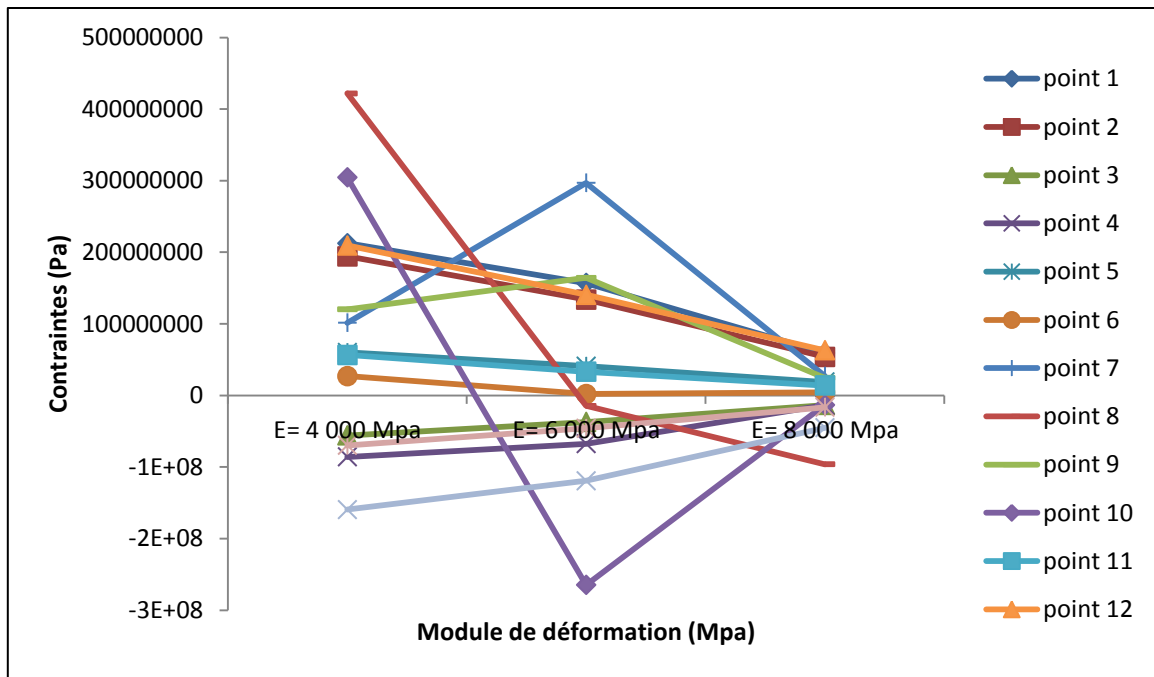


Figure IV.32 : Comparaison des contraintes suivant Z au niveau du barrage voûte.

VI.2.2. Analyse des déplacements

Pour les mêmes variations du module de déformation des fondations, les figures de IV.33 à IV.35 donnent les résultats analytiques et graphiques de la modélisation pour les déplacements de la crête du barrage en fonction du temps. Cette analyse en mode dynamique a tenu compte des paramètres : signale sismique. Il a été considéré le signal Boumerdess 99.

i. Pour E= 4 000 Mpa

Dep max = 0.4937 m.

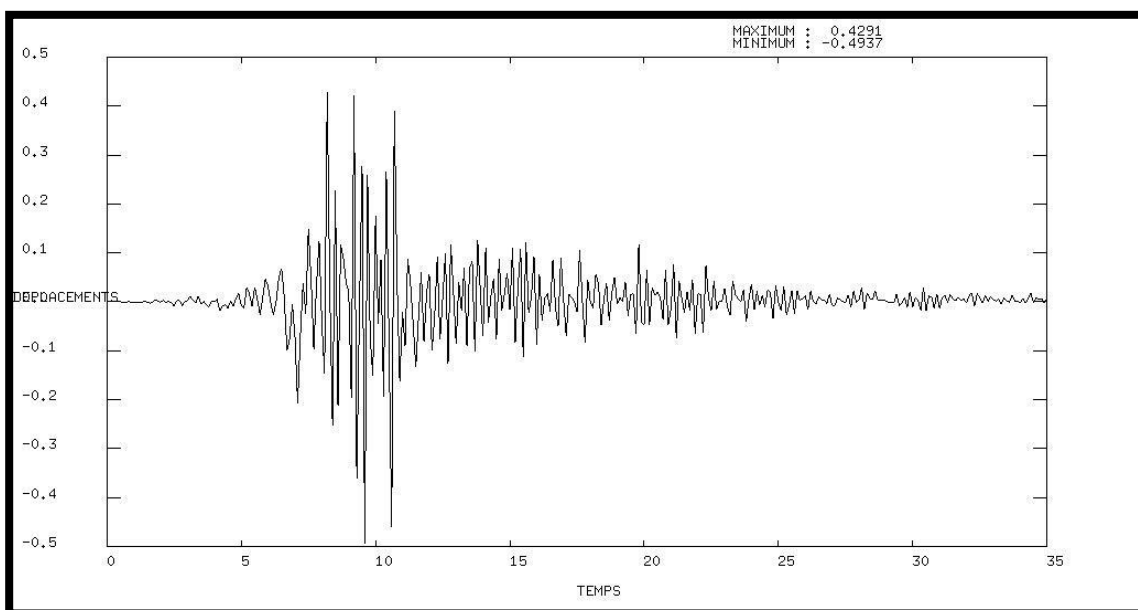


Figure IV.33 : Déplacement de la crête du barrage en fonction du temps pour E=4 000 Mpa-Barrage voûte.

ii. Pour $E= 6\ 000\ \text{Mpa}$

Dep max = 0.3765 m.

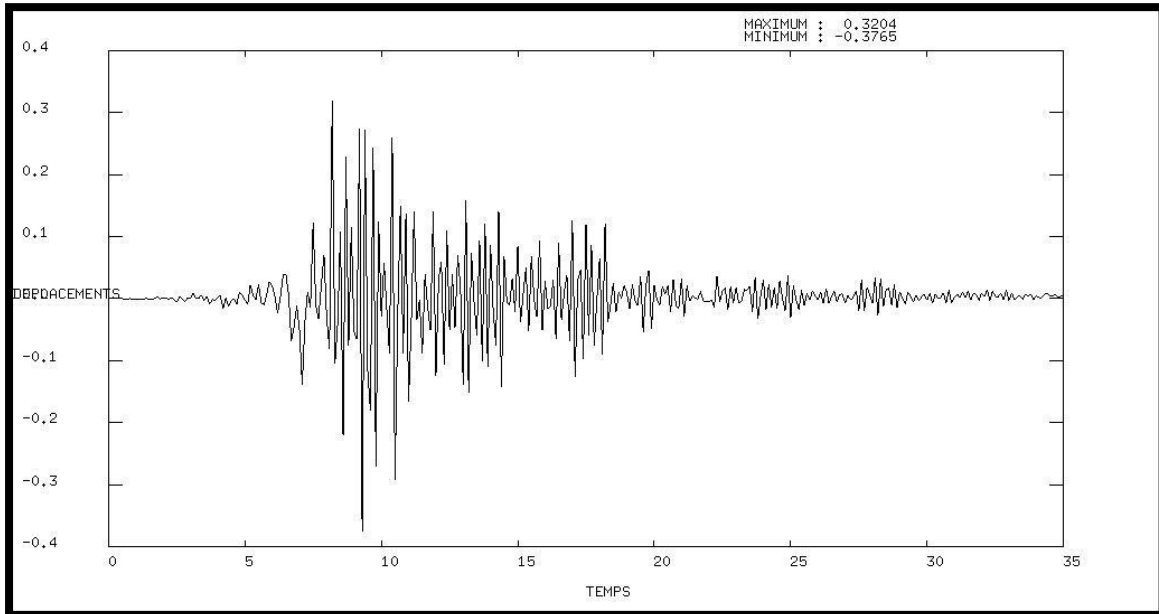


Figure IV.34 : Déplacement de la crête du barrage en fonction du temps pour $E=6\ 000\ \text{Mpa}$.

iii. Pour $E= 8\ 000\ \text{Mpa}$

Dep max = 0.2647 m.

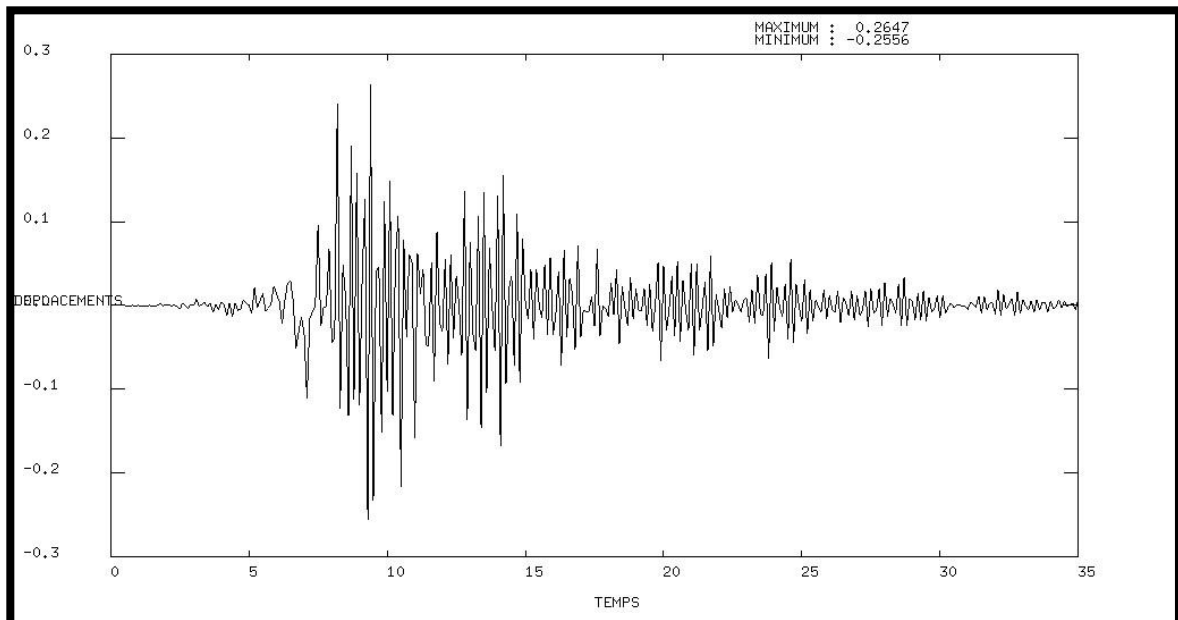


Figure IV.35 : Déplacement de la crête du barrage en fonction du temps pour $E=8\ 000\ \text{Mpa}$.

VI.2.3. Variations des contraintes

Afin de juger l'influence du module de déformation sur l'état des contraintes dans le corps du barrage, les tableaux VI.11 à VI.13 donnent les variations relatives des incréments de contraintes.

Tableau IV.11 : Variations des contraintes-Axe X.

Points	$E(\text{Mpa})$	$\frac{X_{E=4\ 000} - X_{E=6\ 000}}{X_{E=4\ 000}}$	$\frac{X_{E=6\ 000} - X_{E=8\ 000}}{X_{E=6\ 000}}$
	1		-755,35%
2		54,89%	86,45%
3		26,92%	80,07%
4		45,43%	82,40%
5		30,36%	63,17%
6		40,72%	62,31%
7		76,33%	4,08%
8		71,74%	11,83%
9		46,00%	166,27%
10		7,74%	57,35%
11		29,38%	59,75%
12		55,84%	86,00%
13		38,32%	77,34%
14		33,72%	68,59%
15		1493,84%	240,45%
16		136,27%	465,73%
17		43,08%	-47,47%
18		54,94%	7,16%

Tableau IV.12 : Variations des contraintes-Axe Y

Points \ E(Mpa)	$\frac{Y_{E=4\ 000} - Y_{E=6\ 000}}{Y_{E=4\ 000}}$	$\frac{Y_{E=6\ 000} - Y_{E=8\ 000}}{Y_{E=6\ 000}}$
	$Y_{E=4\ 000}$	$Y_{E=6\ 000}$
1	45%	53%
2	31%	63%
3	41%	71%
4	27%	71%
5	23%	78%
6	43%	52%
7	49%	55%
8	120%	78%
9	1641%	57%
10	-147%	57%
11	30%	62%
12	32%	61%
13	38%	67%
14	41%	76%
15	98%	-88%
16	82%	-148%
17	36%	21%
18	45%	35%

Tableau IV.13 : Variations des contraintes-Axe Z.

Points \ E(Mpa)	$\frac{Z_{E=4\ 000} - Z_{E=6\ 000}}{Z_{E=4\ 000}}$	$\frac{Z_{E=6\ 000} - Z_{E=8\ 000}}{Z_{E=6\ 000}}$
	$Z_{E=4\ 000}$	$Z_{E=6\ 000}$
1	103,46%	505,75%
2	-36,49%	67,16%
3	186,93%	94,89%
4	41,29%	141,51%
5	32,84%	86,60%
6	25,28%	103,61%
7	34,27%	159,01%
8	96,53%	97,45%
9	-103,57%	1917,11%
10	143,31%	-2134,30%
11	69,21%	-299,25%
12	103,46%	505,75%
13	-36,49%	67,16%
14	186,93%	94,89%
15	41,29%	141,51%
16	32,84%	86,60%
17	25,28%	103,61%
18	34,27%	159,01%

VI.3. Cas d'un barrage poids voûte

VI.3.1. Analyse des contraintes

Certaines positions ont été définies au niveau du corps du barrage et ses fondations en vue d'engager l'analyse comparative.

- Points de 1 à 4 sur le barrage (corps),
- Points de 5 à 6 sur le rocher de fondations.

Ces positions de comparaison sont montrées sur la figure IV.36.

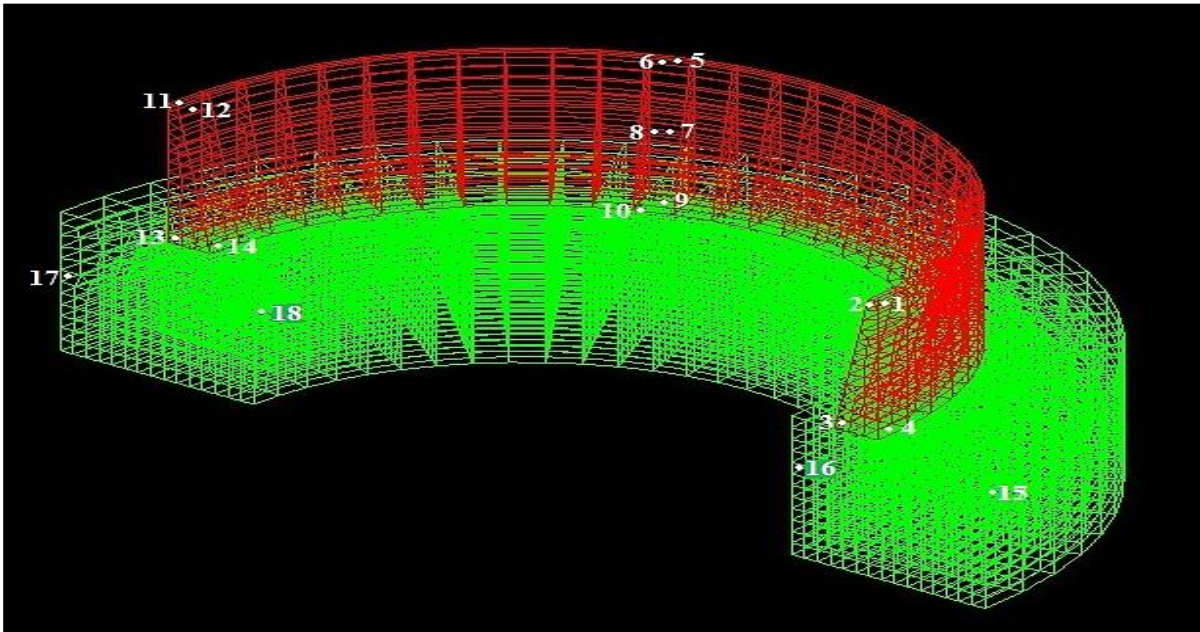


Figure IV.36 : Position des points de comparaison

Les tableaux N° : VI.14 à VI.16 donnent pour différents modules de déformation du rocher au niveau des différentes positions de comparaison les variations des contraintes dans le barrage.

a) Contraintes suivant X

Tableau IV.14 : Valeurs des contraintes suivant X- Barrage poids voûte.

Points \ E(Mpa)	4 000	6 000	8 000
	Contraintes (Pa)		
1	2.464 E+07	1.683 E+07	1.484 E+07
2	1.972 E+07	1.396 E+07	1.341 E+07
3	-6.294 E+06	8.248 E+05	3.373 E+06
4	-7.306 E+06	8.729 E+05	2.688 E+06
5	2.469 E+08	2.032 E+08	1.564 E+08
6	2.397 E+08	1.939 E+08	1.459 E+08
7	8.435 E+07	7.484 E+07	6.309 E+07
8	6.394 E+07	6.275 E+07	4.258 E+07
9	6.687 E+07	5.677 E+07	5.495 E+07
10	8.769 E+07	5.951 E+07	5.368 E+07
11	3.126 E+07	1.660 E+07	1.302 E+07
12	3.511 E+07	2.555 E+07	2.004 E+07
13	4.158 E+07	3.386 E+07	2.498 E+07
14	-1.953 E+07	-6.854 E+04	-4.109 E+06
15	7.286 E+06	3.254 E+07	5.594 E+06
16	3.996 +06	4.345 E+06	3.610 E+06
17	2.687 E+07	2.516 E+07	2.303 E+07
18	2.306 E+07	2.224 E+07	2.042 E+07

b) Contraintes suivant Y

Tableau IV.15 : Valeurs des contraintes suivant Y- Barrage poids voûte.

Points \ E(Mpa)	4 000	6 000	8 000
	Contraintes (Pa)		
1	6.112 E+08	3.635 E+08	2.524 E+08
2	5.911 E+08	3.522 E+08	2.504 E+08
3	-3.554 E+07	-8.509 E+05	1.241 E+07
4	-3.797 E+07	-1.469 E+06	1.146 E+07
5	6.667 E+05	-3.685 E+05	1.783 E+05
6	9.139 E+05	1.651 E+06	8.699 E+05
7	-9.009 E+06	-3.127 E+06	-6.719 E+06
8	-1.889 E+07	-6.906 E+06	-5.139 E+06
9	2.090 E+08	1.552 E+08	1.349 E+08
10	6.629 E+07	1.140 E+08	1.013 E+08
11	4.869 E+08	2.785 E +08	1.872 E+08
12	6.995 E+08	3.940 E+08	2.966 E+08
13	5.525 E+07	5.052 E+07	4.661 E+07
14	-2.162 E+07	8.838 E+06	1.427 E+07
15	9.778 E+05	5.949 E+06	1.137 E+07
16	3.493 E+06	5.263 E+06	4.965 E+06
17	9.450 E+06	1.003 E+07	8.986 E+06
18	5.070 E+06	5.494 E+06	5.183 E+06

Contraintes suivant Z

Tableau IV.16 : Valeurs des contraintes suivant Z- Barrage poids voûte.

Points	E(Mpa)	4 000	6 000	8 000
	Contraintes (Pa)			
1		6.342 E+07	3.551 E+07	2.647 E+07
2		5.180 E+07	3.115 E+07	2.343E+07
3		-7.377 E+06	-8.521 E+06	-4.875 E+06
4		-1.865 E+07	-8.618 E+06	-4.950 E+06
5		5.479 E+06	2.855 E+06	2.461 E+06
6		2.069 E+06	2.570 E+05	1.062 E+06
7		4.952 E+07	1.234 E+06	7.094 E+04
8		1.441 E+07	1.273 E+07	7.784 E+06
9		8.581 E+07	-1.305 E+07	-1.491 E+07
10		1.788 E+06	-5.753 E+06	-9.788 E+06
11		5.072 E+06	5.624 E+06	4.334 E+06
12		6.924 E+07	4.957 E+07	3.564 E+07
13		-6.565 E+06	-8.309 E+05	-7.808 E+05
14		-3.716 E+07	-2.940 E+07	-2.122 E+07
15		-1.551 E+06	3.595 E+06	-1.029 E+06
16		-7.921 E+05	6.018 E+04	1.108 E+05
17		6.844 E+06	6.856 E+06	5.650 E+06
18		1.577 E+07	1.540 E+07	1.502 E+07

Les résultats graphiques de la modélisation relatifs à l'analyse de l'influence du module de déformation E du rocher sur les contraintes du barrage sont présentés sur les figures de IV.37 à VI.42 pour le cas d'un profil poids voûte :

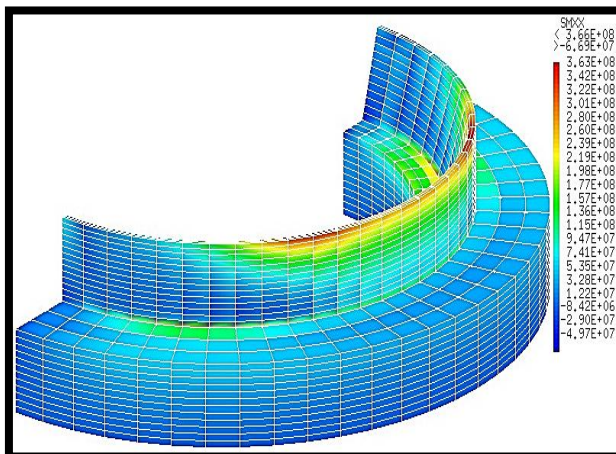


Figure IV.37 : Composante de la contrainte suivant X pour E= 4 000 Mpa- Barrage poids voûte.

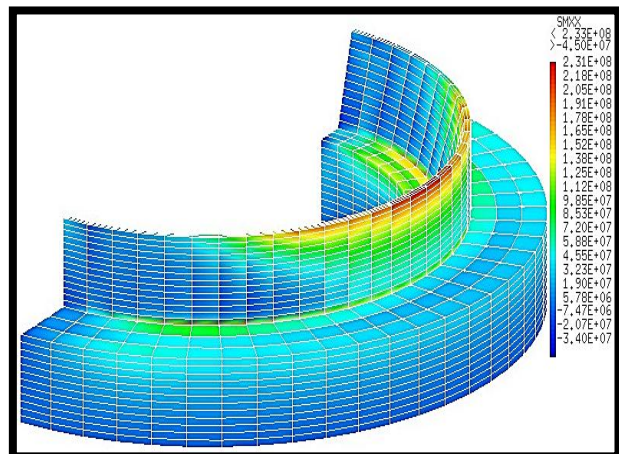


Figure IV.38 : Composante de la contrainte suivant X pour E= 6 000 Mpa- Barrage poids voûte.

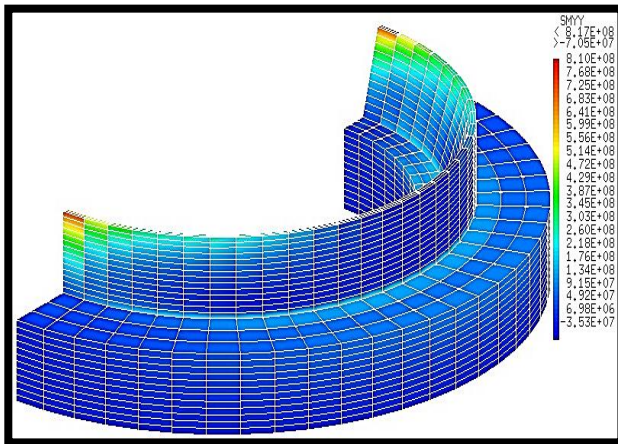


Figure IV.39 : Composante de la contrainte suivant Y pour $E= 4\ 000\ \text{Mpa}$ - Barrage poids voûte.

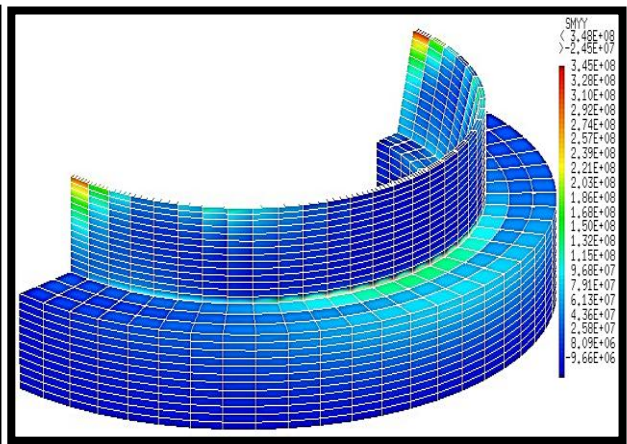


Figure IV.40 : Composante de la contrainte suivant Y pour $E= 8\ 000\ \text{Mpa}$ - Barrage poids voûte.

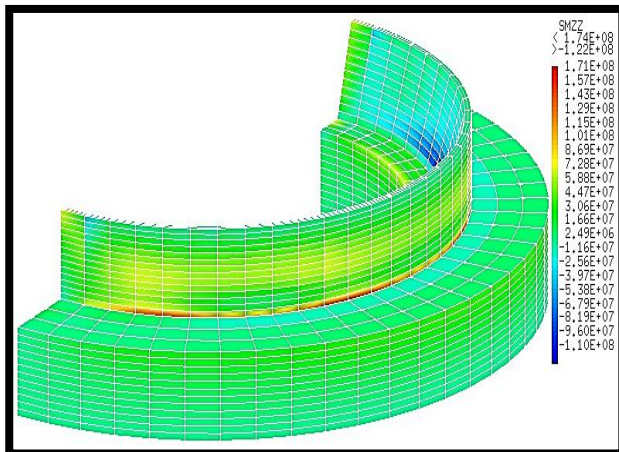


Figure IV.41 : Composante de la contrainte suivant Z pour $E= 6\ 000\ \text{Mpa}$ - Barrage poids voûte.

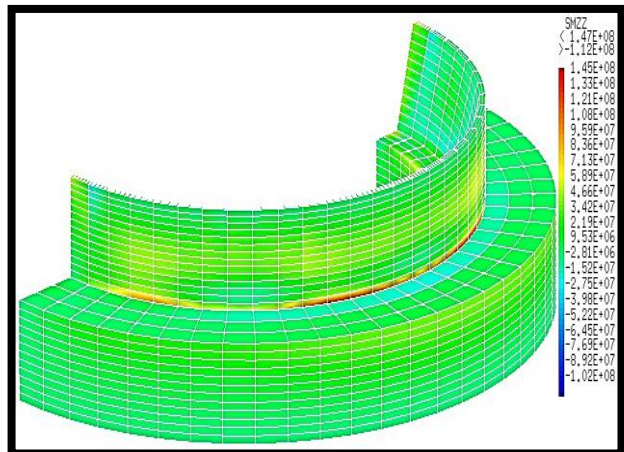


Figure IV.42 : Composante de la contrainte suivant Z pour $E= 8\ 000\ \text{Mpa}$ - Barrage poids voûte.

Afin de comparer l'influence des modules de déformation E sur la variation des contraintes au niveau du corps du barrage, les figures (IV.43, IV.44 et IV.45) donnent la variation des contraintes comparées sur le corps du barrage et sa fondation pour différentes rigidités des fondations.

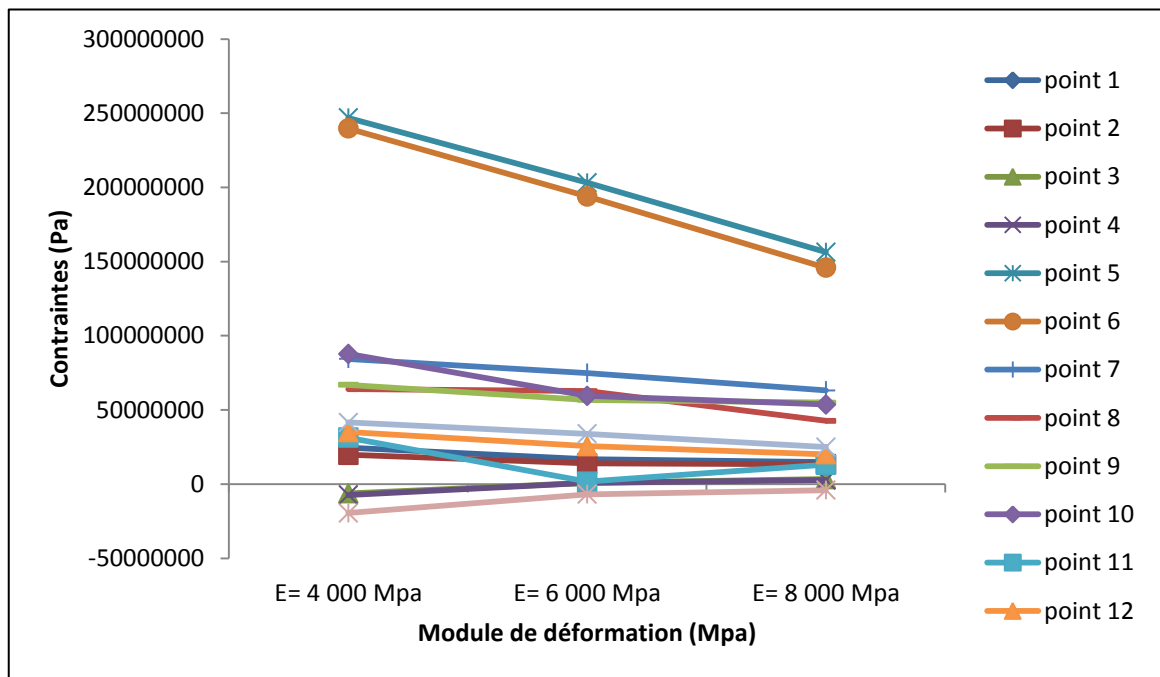


Figure IV.43 : Comparaison des contraintes suivant X au niveau du barrage poids voûte.

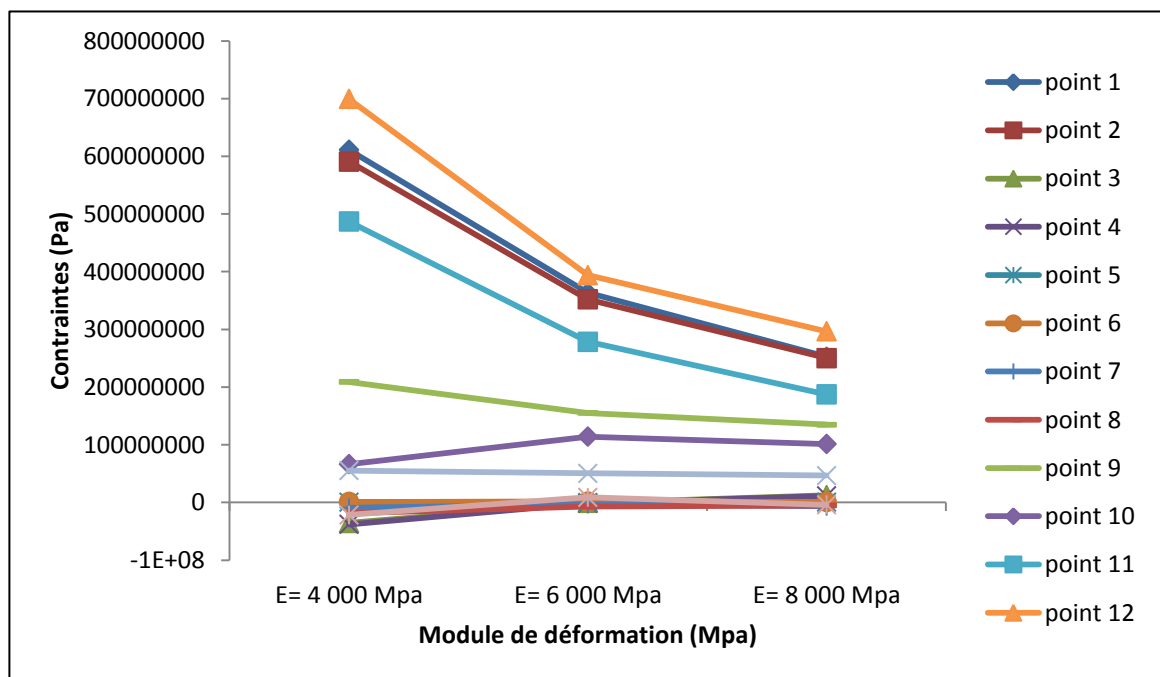


Figure IV.44 : Comparaison des contraintes suivant Y au niveau du barrage poids voûte.

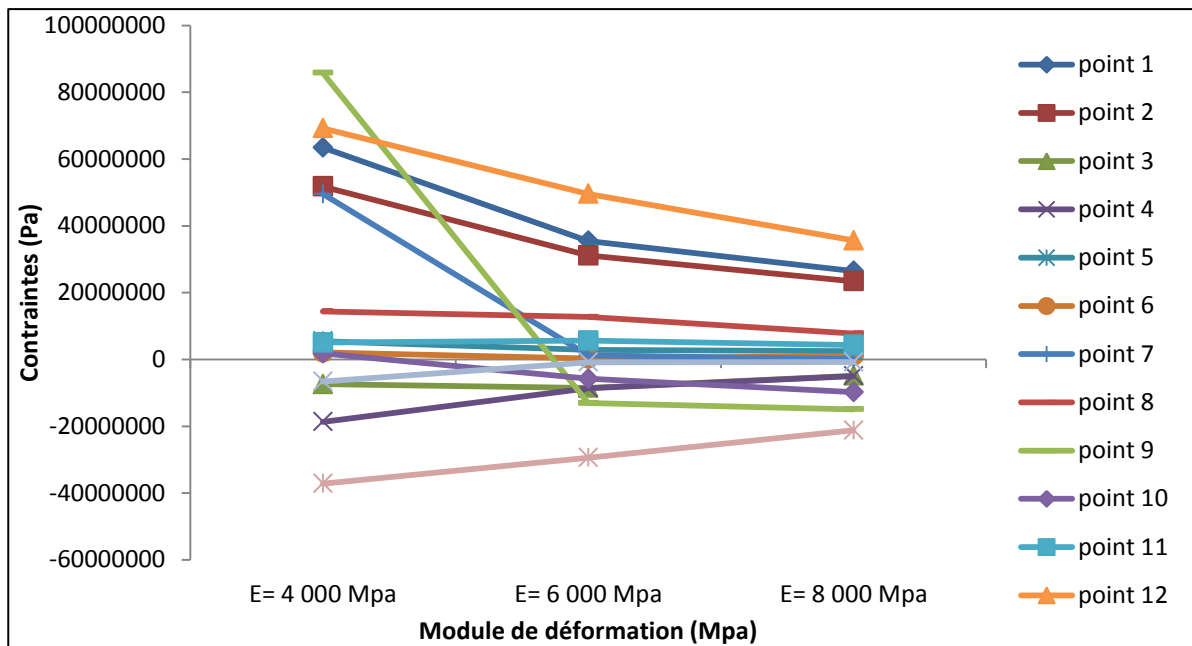


Figure IV.45: Comparaison des contraintes suivant Z au niveau du barrage poids voûte.

VI.3.2. Analyse des déplacements

Pour les mêmes variations du module de déformation des fondations, les figures de IV.46 à IV.48 donnent les résultats analytiques et graphiques de la modélisation pour les déplacements de la crête du barrage en fonction du temps. Cette analyse en mode dynamique a tenu compte des paramètres : signale sismique. Il a été considéré le signal Boumerdess 99.

i. E= 4 000 Mpa

Dep max = 1.311 m.

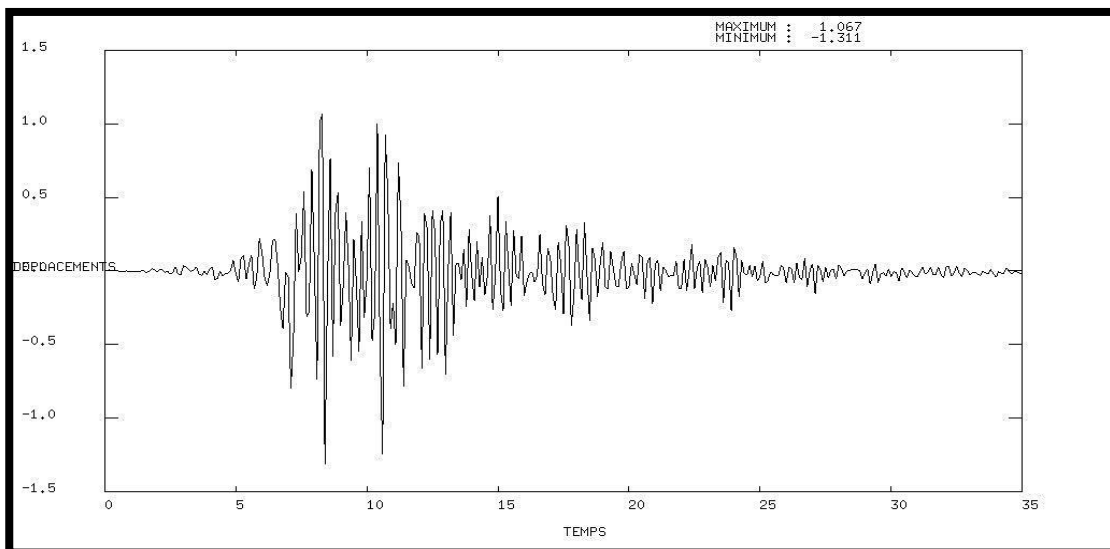


Figure IV.46 : Déplacement de la crête du barrage en fonction du temps pour E=4 000 Mpa- Barrage poids voûte.

ii. $E= 6\ 000\ \text{Mpa}$

Dep max = 0.7822 m.

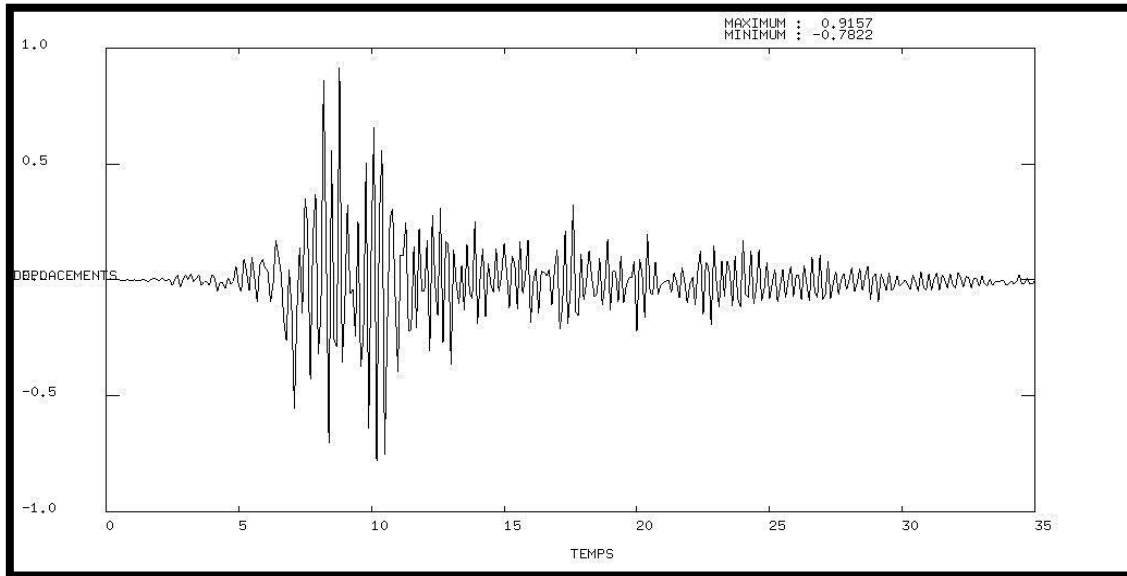


Figure IV.47 : Déplacement de la crête du barrage en fonction du temps pour $E=6\ 000\ \text{Mpa}$ - Barrage poids voûte..

iii. $E= 8\ 000\ \text{Mpa}$

Dep max = 0.6763 m.

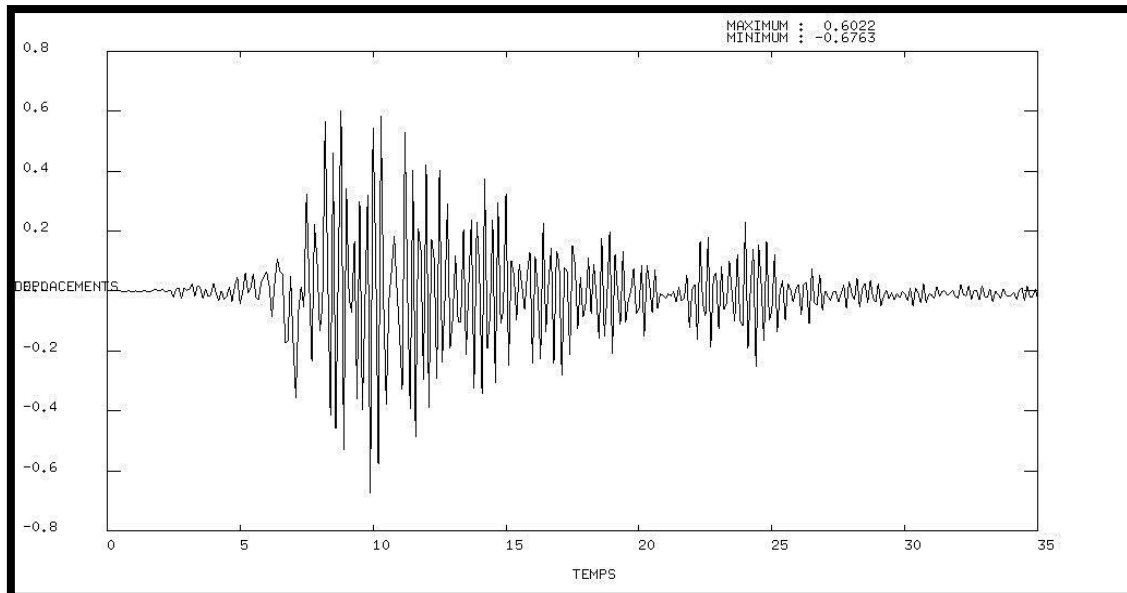


Figure IV.48 : Déplacement de la crête du barrage en fonction du temps pour $E=6\ 000\ \text{Mpa}$ - Barrage poids voûte.

VI.3.3. Variations des contraintes

Afin de juger l'influence du module de déformation sur l'état des contraintes dans le corps du barrage, les tableaux VI.17 à VI.19 donnent les variations relatives des incréments de contraintes.

Tableau IV.17 : Variations des contraintes-Axe X.

Points	$E(\text{Mpa})$	$\frac{X_{E=4\ 000} - X_{E=6\ 000}}{X_{E=4\ 000}}$	$\frac{X_{E=6\ 000} - X_{E=8\ 000}}{X_{E=6\ 000}}$
	1		32%
2		29%	4%
3		113%	-309%
4		112%	-208%
5		18%	23%
6		19%	25%
7		11%	16%
8		2%	32%
9		15%	3%
10		32%	10%
11		47%	22%
12		27%	22%
13		19%	26%
14		100%	-5895%
15		-347%	83%
16		-9%	17%
17		6%	8%
18		4%	8%

Tableau IV.18 : Variations des contraintes-Axe Y.

Points \ E(Mpa)	$\frac{Y_{E=4\ 000} - Y_{E=6\ 000}}{Y_{E=4\ 000}}$	$\frac{Y_{E=6\ 000} - Y_{E=8\ 000}}{Y_{E=6\ 000}}$
	$Y_{E=4\ 000}$	$Y_{E=6\ 000}$
1	40,53%	30,56%
2	40,42%	28,90%
3	97,61%	1558,46%
4	96,13%	880,12%
5	155,27%	148,39%
6	-80,65%	47,31%
7	65,29%	-114,87%
8	63,44%	25,59%
9	25,74%	13,08%
10	-71,97%	11,14%
11	42,80%	32,78%
12	43,67%	24,72%
13	8,56%	7,74%
14	140,88%	-61,46%
15	-508,41%	-91,12%
16	-50,67%	5,66%
17	-6,14%	10,41%
18	-8,36%	5,66%

Tableau IV.19 : Variations des contraintes-Axe Z.

Points \ E(Mpa)	$\frac{Z_{E=4\ 000} - Z_{E=6\ 000}}{Z_{E=4\ 000}}$	$\frac{Z_{E=6\ 000} - Z_{E=8\ 000}}{Z_{E=6\ 000}}$
	$Z_{E=4\ 000}$	$Z_{E=6\ 000}$
1	44%	25%
2	40%	25%
3	-16%	43%
4	54%	43%
5	48%	14%
6	88%	-313%
7	98%	94%
8	12%	39%
9	115%	-14%
10	422%	-70%
11	-11%	23%
12	28%	28%
13	87%	6%
14	21%	28%
15	332%	129%
16	108%	-84%
17	0%	18%
18	2%	2%

VII. INTERPRETATION DES RESULTATS

L'interprétation des résultats sera conduite à travers l'analyse des évolutions des contraintes et des déplacements en tenant compte également du changement des paramètres d'influence.

Les figures VI.49 et VI.50 donnent les positions des points de comparaison entre les variantes conceptuelles.

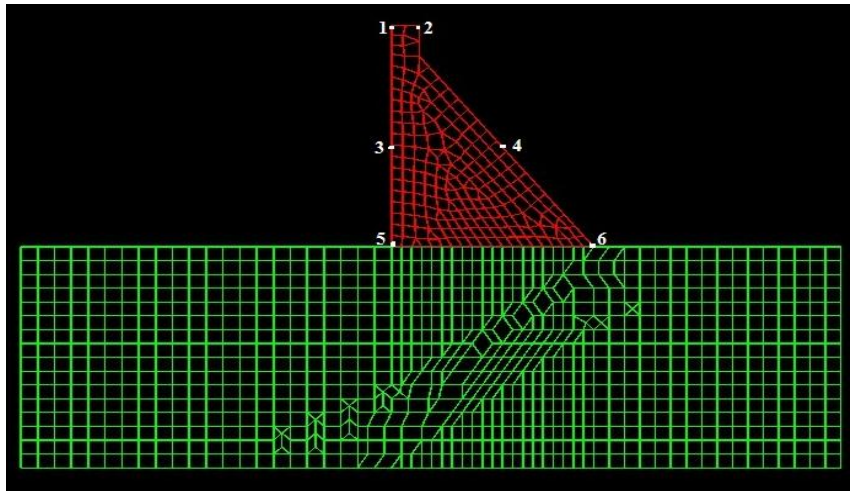


Figure IV.49 : Position des points de comparaison, barrage poids.

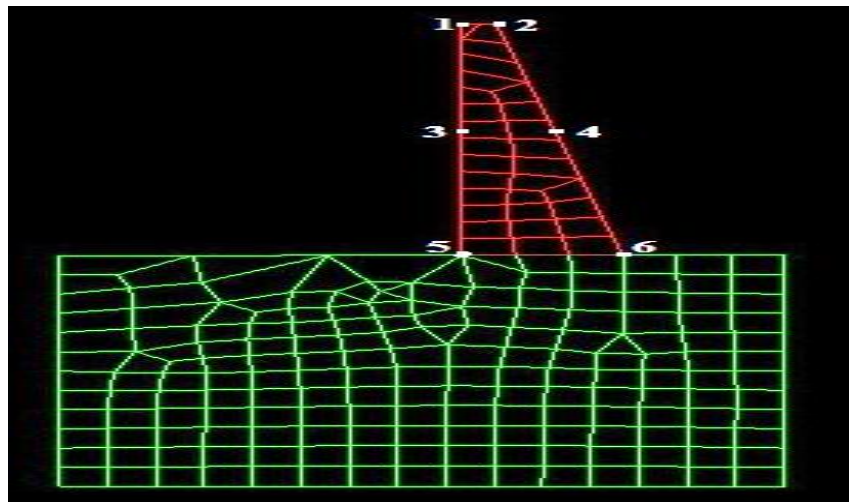


Figure IV.50 : Position des points de comparaison, barrage voûte et poids voûte.

VII.1. Contraintes

VII.1.1. Synthèse

En guide de synthèse, les tableaux IV.20, IV.21 et IV.22 illustrent une récapitulation des états de contraintes pour l'ensemble des variantes analysées et en fonction de la variation des modules de déformation du rocher des fondations

Tableau IV.20: des états de contraintes – direction X

Module de déformation	E= 4 000 Mpa			E= 6 000 Mpa			E= 8 000 Mpa		
	Barrage poids	Barrage vôte	Barrage poids vôte	Barrage poids	Barrage vôte	Barrage poids vôte	Barrage poids	Barrage vôte	Barrage poids vôte
1	-0.7239 E+06	1482 E+06	246.9 E+06	0.2889 E+06	1032 E+06	203.2 E+06	0.07552 E+06	380.1 E+06	156.4 E+06
2	-0.8802 E+06	1580 E+06	239.7 E+06	0.09297 E+06	936.7 E+06	133.9 E+06	0.01827 E+06	353.0 E+06	145.9 E+06
3	0.3144 E+06	-226.8 E+06	84.35 E+06	0.8423 E+06	-53.68 E+06	74.84 E+06	0.5150 E+06	-51.49 E+06	63.09 E+06
4	-4.760 E+06	-184.9 E+06	63.94 E+06	8.777 E+06	-52.27 E+06	62.75 E+06	1.996 E+06	-46.07 E+06	42.58 E+06
5	175.7 E+06	143.9 E+06	66.87 E+06	132.7 E+06	77.70 E+06	56.77 E+06	53.10 E+06	-51.49 E+06	54.95 E+06
6	114.0 E+0	85.88 E+06	87.69 E+06	105 E+06	79.23 E+06	59.51 E+06	1.552 E+06	33.79 E+06	53.68 E+06

Tableau IV.21 : des états de contraintes – direction Y

Module de déformation	E= 4 000 Mpa			E= 6 000 Mpa			E= 8 000 Mpa		
	Barrage poids	Barrage vôte	Barrage poids vôte	Barrage poids	Barrage vôte	Barrage poids vôte	Barrage poids	Barrage vôte	Barrage poids vôte
1	-0.04173 E+06	-43.58 E+06	0.6667 E+06	1.557 E+06	-33.69 E+06	-0.3685 E+06	0.6465 E+06	-7.259 E+06	0.1783 E+06
2	-5.991 E+06	-81.98 E+06	0.9139 E+06	0.5744 E+06	-46.56 E+06	1.651 E+06	0.1811 E+06	-22.34 E+06	0.8699 E+06
3	-2.503 E+06	88.66 E+06	-9.009 E+06	3.720 E+06	50.43 E+06	-3.127 E+06	6.304 E+06	22.86 E+06	-6.719 E+06
4	-3.710 E+06	-63.98 E+06	-18.89 E+06	0.8241 E+06	12.72 E+06	-6.906 E+06	1.264 E+06	2.835 E+06	-5.139 E+06
5	679.6 E+06	-3.904 E+06	209.0 E+06	523.4 E+06	60.18 E+06	155.2 E+06	155.5 E+06	25.85 E+06	134.9 E+06
6	455.1 E+06	29.96 E+06	66.29 E+06	333.9 E+06	73.96 E+06	114.0 E+06	43.79 E+06	31.56 E+06	101.3 E+06

Tableau IV.22 : des états de contraintes – direction Z

Module de déformation	E= 4 000 Mpa			E= 6 000 Mpa			E= 8 000 Mpa		
	Barrage poids	Barrage voute	Barrage poids voute	Barrage poids	Barrage voute	Barrage poids voute	Barrage poids	Barrage voute	Barrage poids voute
1	-0.6630 E+06	60.07 E+06	5.479 E+06	0.2263 E+06	40.81 E+06	2.855 E+06	0.2466 E+06	18.85 E+06	2.461 E+06
2	-1.186 E+06	27.12 E+06	2.069 E+06	0.008248 E+06	1.957 E+06	0.2570 E+06	-0.01977 E+06	4.301 E+06	1.062 E+06
3	-33.52 E+06	101.5 E+06	49.52 E+06	2.431 E+06	296.8 E+06	1.234 E+06	5.375 E+06	27.07 E+06	0.07094 E+046
4	-19.72 E+06	421.9 E+06	14.41 E+06	4.714 E+06	-14.61 E+06	12.73 E+06	1.120 E+06	-96.15 E+06	7.784 E+06
5	827.7 E+06	120.3 E+06	85.81 E+06	747.0 E+06	164.2 E+06	-13.05 E+06	243.5 E+06	24.64 E+06	-14.91 E+06
6	212.1 E+06	304.5 E+06	1.788 E+06	207.7 E+06	-264.7 E+06	-5.753 E+06	-5.970 E+06	-13.16 E+06	-9.788 E+06

Les figures de IV.51 à IV.59 schématisent les variations des contraintes au niveau des repères comparaison pour les variantes analysées.

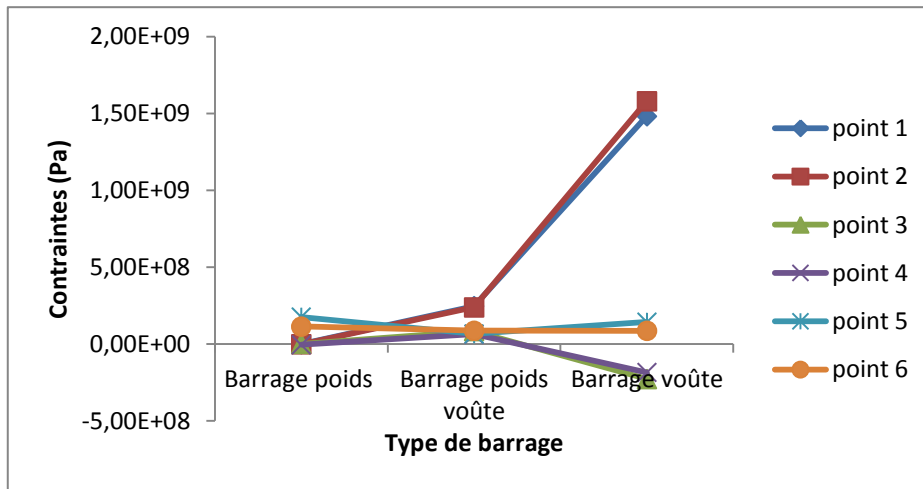


Figure IV.51 : Comparaison des contraintes suivant X, pour E= 4 000 Mpa.

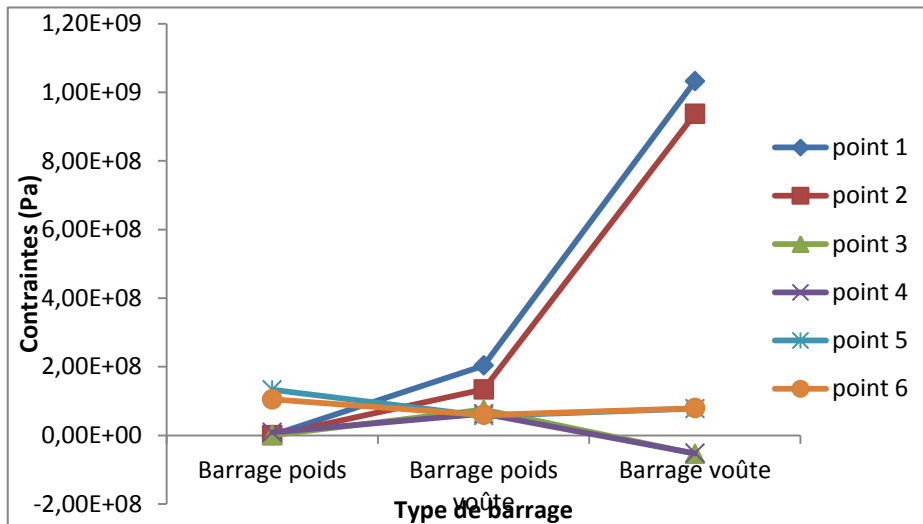


Figure IV.52 : Comparaison des contraintes suivant X, pour E= 6 000 Mpa.

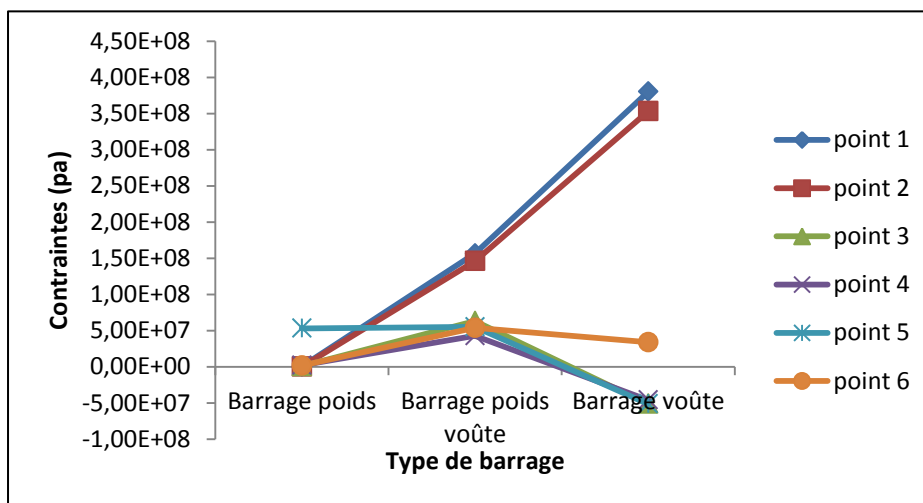


Figure IV.53 : Comparaison des contraintes suivant X, pour E=8 000 Mpa.

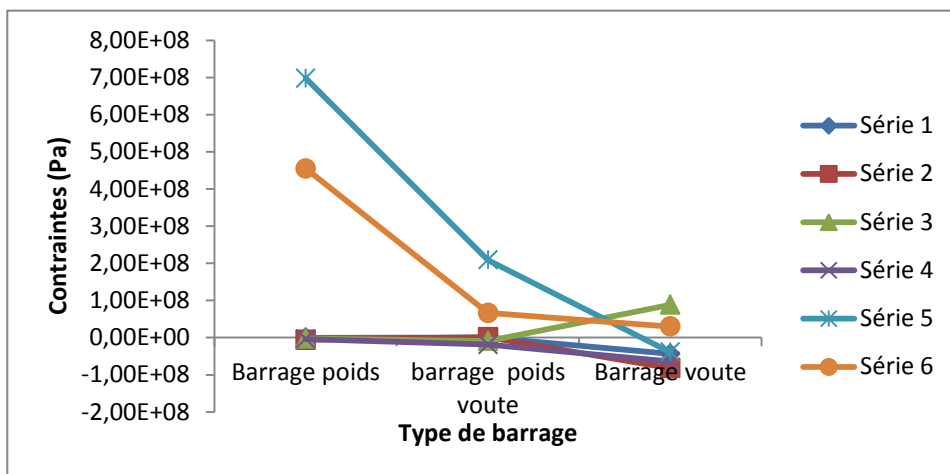


Figure IV.54 : Comparaison des contraintes suivant Y, pour E=4 000 Mpa.

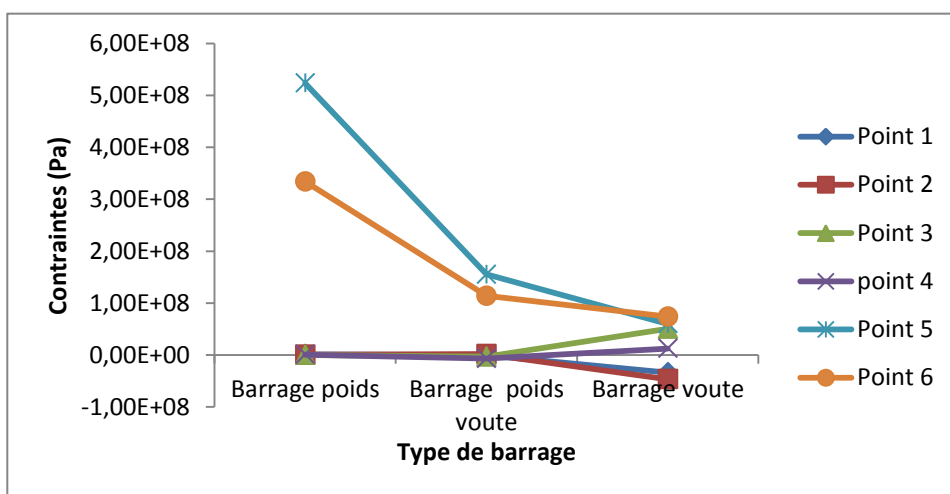


Figure IV.55 : Comparaison des contraintes suivant Y, pour E=6 000 Mpa.

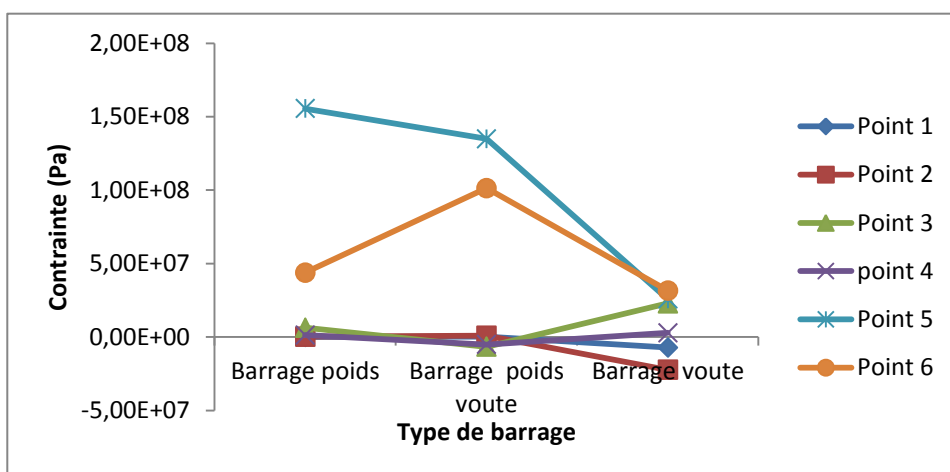


Figure IV.56 : Comparaison des contraintes suivant Y, pour E=8 000 Mpa.

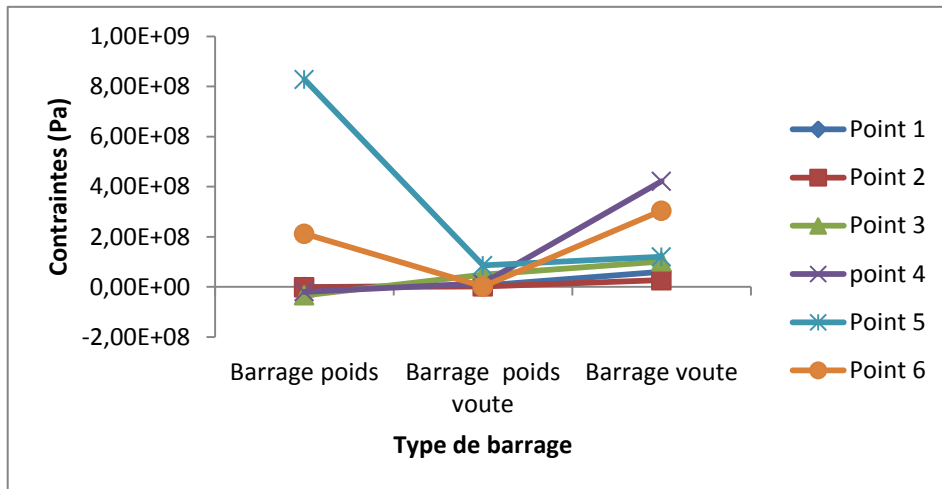


Figure IV.57 : Comparaison des contraintes suivant Z, pour $E=4000 \text{ Mpa}$

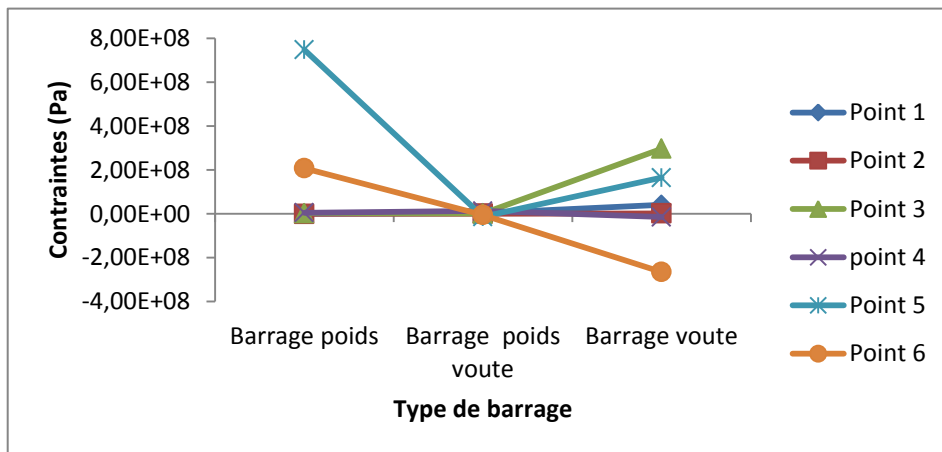


Figure IV.58 : Comparaison des contraintes suivant Z, pour $E=6000 \text{ Mpa}$.

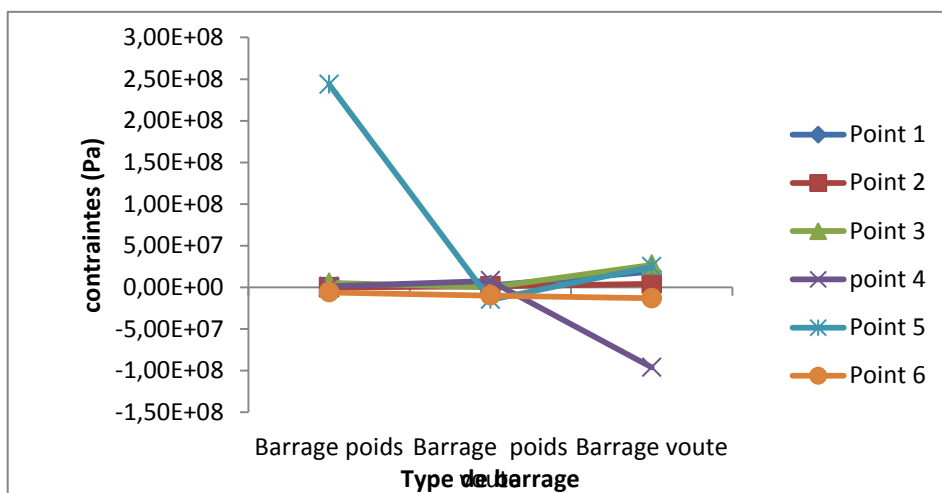


Figure IV.59 : Comparaison des contraintes suivant Z, pour $E=8000 \text{ Mpa}$.

VII.1.2. Analyse de l'évolution des contraintes

Il est à signaler tout que pour le cas du barrage Oued Taht, l'élanement de la vallée qui est le rapport entre la longueur en crête et la hauteur du barrage est $\lambda = 3.52$. Pour ce cas de figure le barrage voûte et le barrage poids sont envisageables sur ce type de site. Les critères qui font la différence dans ce choix restent la géologie et l'intégration des ouvrages annexes. En zone sismique, les barrages voûtes et les barrages poids sont les plus résistants de part leur hyperstaticité.

a. Contraintes en fonction de la rigidité en base

i. Variantes barrage poids

Pour cette variante, l'analyse intéresse la base du barrage où les contraintes verticales de compression sont plus élevées aux pieds aval à lac plein.

Pour les points 5 et 6, les contraintes sont inversement proportionnelles au module de déformation du rocher E.

ii. Variantes barrage voûte

Pour ce type de profil, l'optimisation de la géométrie vise à obtenir des contraintes de compression sur tout l'ouvrage.

En crête (point 1 et 2), l'augmentation du module de déformation induit une diminution des contraintes et donc des conditions plus favorables à la compression de l'ouvrage. L'incrément sur le module de déformation E de 4 à 8 Gpa induit une réduction des contraintes de 75%.

A mi-hauteur, les contraintes sont en compression (Arc en compression sur la fibre centrale). Cette compression est proportionnelle au module de déformation E.

A la base, sur la face amont, les contraintes diminuent lorsque E augmente, l'arc se comprime pour E=8 Gpa. Sur la face aval, l'incrément de E de 4 à 8 Gpa occasionne un écart de contraintes de 60%.

iii. Variantes barrage poids- voûte

En crête, les incréments sur le module de déformation induisent des réductions de contraintes modérées. En effet le passage de E de 4 à 8 Gpa enregistre un écart de contraintes de 37%.

A la base et à mi-hauteur, la même situation est enregistrée mais l'écart des contraintes est plus réduit (17% pour un module de déformation E variant de 4 à 8 Gpa).

iv. Comparaison des variantes voûte et poids voûte

En crête, pour des valeurs faibles de E (4Gpa), les contraintes développées pour le barrage poids voûte sont plus faibles que celles du barrage voûte. L'écart des contraintes en crête pour le barrage voûte diminue avec l'augmentation du module de déformation E pour E=4 Gpa, L'écart de contrainte entre la variante voûte et poids voûte est de 84% pour E=8 Gpa, cet écart est également de 85% en réduction.

Dans cette situation, l'évolution des contraintes est beaucoup plus en relation avec le choix du profil du barrage qu'avec la nature du rocher.

A mi-hauteur, l'état de contrainte est en compression pour la variante voûte et de légère traction pour la variante poids- voûte.

A la base, et pour des module E faibles (E=4 Gpa), la variante poids voûte est plus avantageuse du point de vue contraintes. La réduction des contraintes est de 53% entre les 2 profils. Cet écart devient 27% avec un module E=6 Gpa. Pour un rocher de meilleure qualité (E=8 Gpa), le profil voûte est plus avantageux.

b. Contraintes en profondeur

Pour le barrage voûte, à mi-hauteur la compression de l'arc se fait sentir à partir de E=6 Gpa.

En base, réduction des contraintes sur la face amont entre des modules de déformation de 4 à 8 Gpa est de 80%.

Pour le profil poids- voûte, et en crête, l'écart des contraintes est de 55% en moins pour des modules allant de 4 à 8 Gpa. En base, l'état de compression se fait sentir à partir de E=6 Gpa. Pour E=4 Gpa, les contraintes enregistrées pour le profil poids- voûte sont plus modérées que pour le profil voûte.

VII.2. Déplacements

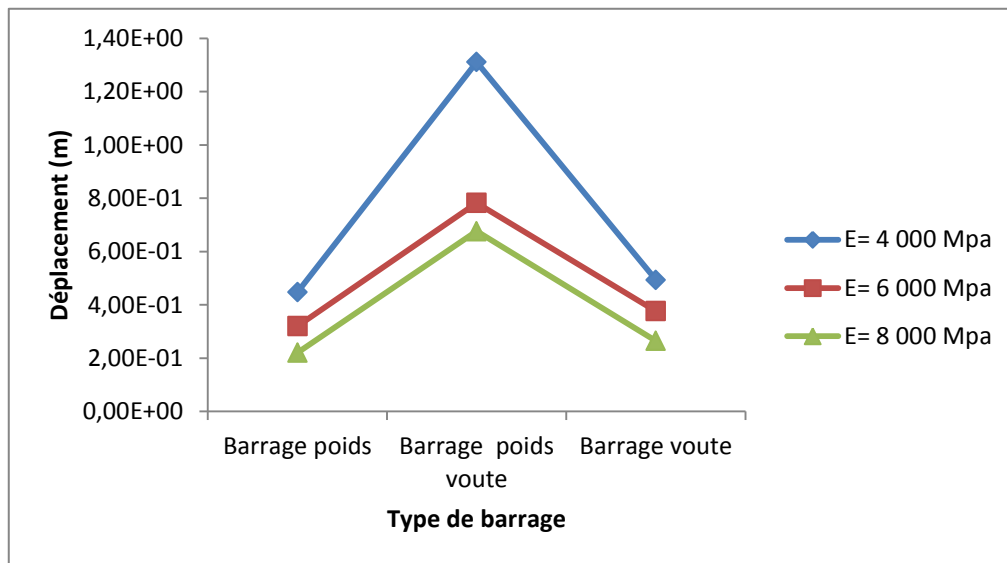
VII.2.1.synthèse

Le tableau IV.23 donne pour l'ensemble des variantes analysées les déplacements en crête des barrages et ce en fonction de la variation des modules de déformation du rocher de fondation.

Tableau IV.23 : Comparaisons des déplacements en crête pour les 03 variantes.

Module de déformation	Type de barrage	Déplacement (m)
E= 4 000 Mpa	Barrage poids	0.4474
	Barrage voûte	0.4937
	Barrage poids voûte	1.3110
E= 6 000 Mpa	Barrage poids	0.3202
	Barrage voûte	0.3765
	Barrage poids voûte	0.7822
E= 8 000 Mpa	Barrage poids	0.2205
	Barrage voûte	0.2647
	Barrage poids voûte	0.6763

La figure IV.62 montre les résultats graphiques de la comparaison des déplacements de la crête pour les variantes analysées.



FigureIV.60 : Comparaison des déplacements en crête en fonction du profil du barrage et du module de déformation du rocher.

VII.2.2. Analyse des déplacements en crête

Indépendamment du module de déformation, les déplacements en crête sont plus importants dans le cas du profil poids- voûte que celui poids. Le profil voûte se positionne en situation intermédiaire.

Pour l'ensemble du profil, la réduction des déplacements est de 50% entre des modules de déformation allant de 4 à 8 Gpa.

Les réductions intermédiaires ($4 < E < 6$ Gpa) et ($6 < E < 8$ Gpa) sont respectivement de 37 et 45%.

Les déplacements maximums pour des modules de déformations faible sont enregistrés pour le barrage poids voûte.

CONCLUSION GENERALE

L'élaboration du travail devrait impérativement être précédée de certains aspects liés à la maîtrise technique des éléments liés à la conception et à la stabilité des barrages voûtes, poids et poids voûtes. En effet la contribution bibliographique avait pour objectif capitaux de cerner l'ensemble des critères liés aux principes de base de dimensionnement de ces types d'ouvrages, aux critères de leur choix pour des sites particuliers, à l'analyse des paramètres d'influence sur la conception et enfin aux différents comportements dynamiques, thermiques et sismiques.

Cette contribution bibliographique a été d'un intérêt bénéfique pour l'élaboration de ce mémoire, d'autant plus, qu'au niveau de notre cursus de formation, les enseignements sur les barrages ne sont pas dispensés.

L'objectif principal assaini au départ, et en considérant le cas du barrage Oued Taht, en cours de réalisation en profil voûte épaisse, s'articulait autour de l'étude d'autres profils du barrage (Poids ou à défaut poids-voûte) et de dresser une balance comparative guidée par les variations du module de déformation et par l'élancement de la vallée.

Ces analyses ont été conduites avec des études paramétrées comparatives des contraintes et déformations, paramètres capitaux pour le jugement sur les décisions conceptuelles et les choix techniques.

A travers les études menées sur différentes variantes de conception des barrages voûte, poids et poids-voûte appliquées sur le cas du barrage Oued Taht, les conclusions fondamentales ci-dessous peuvent être dégagés :

- Pour le profil poids, et au niveau de la base, les contraintes sont inversement proportionnelles aux modules de déformation,
- Pour le profil voûte, et en crête, l'augmentation du module de déformation (de 4 à 8 GPa) améliorent les conditions de compression de l'arc. La réduction des contraintes est appréciable (environ 75%),
- Pour le même profil, la base, la compression de l'arc est enregistrée pour des modules de déformation $E > 7 \text{ GPa}$,

- Pour le profil poids-voûte, le passage à des modules de déformation élevés (de 4 à 8 GPa) n'occasionne pas de variations significatives des contraintes en crête (environ 37%). L'écart des contraintes est plus significatif en crête qu'en base du barrage (17%),
- Les déplacements, et indépendamment du module de déformation, sont importants pour le profil poids-voûte, notamment pour des valeurs de E faibles,
- Pour $E = 4$ GPa, en crête, l'état de contraintes du profil poids-voûte est plus avantageux que celui du profil voûte. L'écart sur les contraintes est appréciable (environ 85%). L'évolution des contraintes dans cette situation est donc beaucoup plus liée au choix du profil du barrage qu'à la nature du rocher de fondations,
- Pour $E = 4$ GPa, à la base, la variante poids-voûte est plus avantageuse du point de vue contraintes par rapport au profil voûte. la réduction des contraintes entre les deux profils est de 53%.

A travers l'élaboration de ce modeste mémoire, nous pouvons conclure, qu'en zone sismique, la faisabilité du barrage voûte est fortement conseillé avec des rigidités élevées du rocher de fondations. Pour des rigidités moyenne ($4 > E > 6$ GPa), le barrage poids courbé est recommandé avec une précaution de veiller à une géométrie adéquate en base et en crête.

Enfin, et en terme de perspectives, ce travail mérite d'être continuer par l'étude des aspects liés à l'adaptabilité du barrage poids-voûte aux divers élancements des vallées et à des rochers de fondation plus médiocres.

Bibliographie

Alain. B et Alain. M. LES BARRAGES Cours réalisé par Alain Buron et Alain Meilhac
TECHNICIENS SUPERIEURS TRAVAUX PUBLICS LYCEE PIERRE CARAMINOT 19300 EGLETONS, 1995.

AOUADJ LINDA, 2009. COMPORTEMENT DYNAMIQUE D'UN BARRAGE EN BETON INTERACTION SOL-FLUIDE- STRUCTURE, Mémoire de Magister en Hydraulique, 2009, université hadj lakhdar Batna, 162p.

BAKROUNE, Mohamed cherif. Analyse dynamique d'un barrage en béton compacté au rouleau (B.C.R) sous charge sismique, Mémoire de Magister en Hydraulique, 2011, université hadj lakhdar Batna, 108p.

CFBR, (2012), Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages-poids, octobre 2012, 117p.

CEMAGREF & G.Degoutte, (1992), guide poue le diagnostic rapide des barrages anciens.

Cours Barrage, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL, 2006).

DEGOUTTE. G. PETITS BARRAGES, recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi. Cemagref. France, 1997. ISBN 2-85362-448-X. 175p.

Google image.

G. D'URSO, P. PRIEUR, C. VINCENT, F. BONNAIRE, M. ROUZAUD, L. LACROIX, Modélisation des déplacements de barrages, SEIZIÈME COLLOQUE GRETSI, 15-19 SEPTEMBRE 1997, GRENOBLE, P 215-218.

Khelifa, M & Zouheir, H. (2012), Cours de cours OUVRAGES HYDRAULIQUES, 3ème année génie civil, département de génie civil de l'ENIT, Tunis.

Rouissat. B. (2013/2014), Cours de barrage, Master 1 Hydraulique, département d'hydraulique, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen.

LAROUZEE, justin. THEORIE ET PRATIQUE DES MODELES D'ERREUR HUMAINE DANS LA SECURITE DES BARRAGES HYDROELECTRIQUES : LE CAS DES ETUDES DE DANGERS DE BARRAGES D'EDF, MINES ParisTech, Thèse de Doctorat, Soutenue en-2015, Paris, France, 290 p.

LE DELLIOU, Patrick. LES BARRAGES : conception et maintenance. ENTPE. Lyon, 2003. ISBN 13 978-2-7297-0807-8.

Khelifa, M & Zouheir, H. (2012), Cours de cours OUVRAGES HYDRAULIQUES, 3ème année génie civil, département de génie civil de l'ENIT, Tunis.

ISL Bureau d'Ingénieurs Conseils (2011) « étude complémentaire de l'APD du barrage Taht», [France].

Fiche chronologique de l'élaboration du mémoire de fin d'études

Intitulé PFE : Etude comparative pour l'optimisation du profil des barrages poids-voûtes

Etudiants: KHALDOUN Med abdellatif DAOUDI Med habib

Encadreurs : Mme N. SMAIL Mr B. ROUISSAT

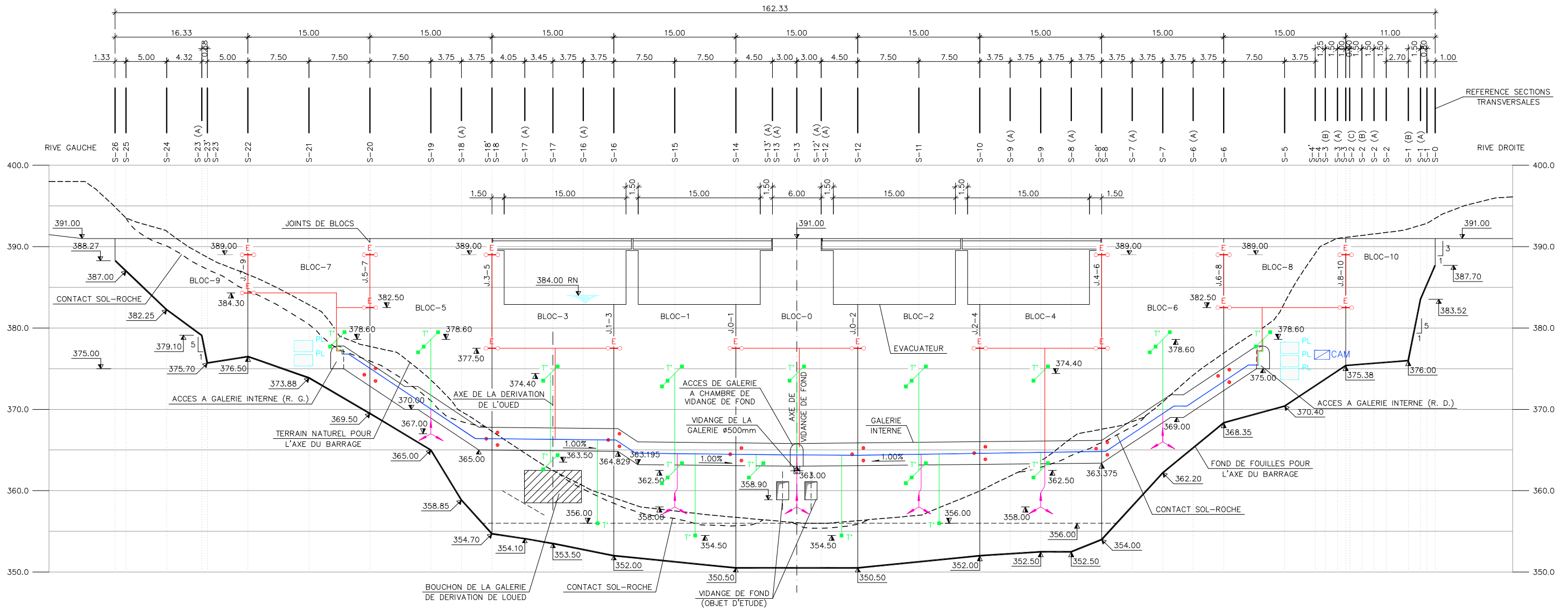
<i>Dates</i>	<i>Evénements</i>
10/10/2017	Discussions avec Mme SMAIL N au sujet des PFE proposés
01/11/2017	Choix définitif du sujet du PFE
14/11/2017	Entretien avec Mme SMAIL sur les objectifs du sujet
14/12/2017	Sortie au barrage Béni Bahdel avec les deux encadreurs
23/01/2018	Séance de travail avec les deux encadreurs pour fixer les démarches et objectifs du PFE
20/02/2018	Rencontre avec l'encadreur pour consulter le travail bibliographique et décider sur le cas à étudier
21/02/2018	Rencontre avec Mr BASSAID, doctorant RISAM pour une initiation sur le logiciel CAST3M
06/03/2018	Rencontre avec les deux encadreurs pour des explication sur les critères de conception des barrages
13/03/2018	Rencontre avec Mr ROUISSAT pour consulter et examiner l'état d'avancement du travail.
10/04/2018	Remise du travail bibliographique élaboré et démarches pour la partie modélisation
23/04/2018	Prise en charge des remarques et remise de la partie bibliographique corrigée aux encadreurs

16/04/2018	Travail de modélisation sur Cast3m avec d'énormes contraintes sur la programmation et l'exécution
23/04/2018	
24/04/2018	
30/04/2018	
07/05/2018	
07/05/2018	Rencontre avec encadreurs pour consultation sur les travaux de modélisation et discussions sur les difficultés rencontrées
22/05/2018	Rencontre avec les deux encadreurs pour traiter les cas de modélisation
28/05/2018	Rencontre avec les deux encadreurs pour finaliser les cas de modélisation
30/05/2018	Rencontre avec les deux encadreurs pour discuter sur les résultats graphiques de la modélisation et orienter les interprétations
05/06/2018	Remise du document relatif aux résultats analytiques et graphiques de la modélisation avec leur interprétation
06/06/2018	Rencontre avec les encadreurs pour finaliser la rédaction des parties restantes du mémoire
09/06/2018	Rencontre finale pour la supervision de l'ossature globale du mémoire avant sa remise le 10.06.2018

ANNEXES

ANNEXE 1

Profil en travers de la vallée



PROFIL POUR L'AXE DU BARRAGE À L'AMONT

Profil en travers de la vallée

03	QUATRIEME EDITION	12/05/2014
02	TROISIEME EDITION	20/04/2014
01	DEUXIEME EDITION	01/08/2013
00	PREMIERE EDITION	25/06/2013
INDICE	MODIFICATIONS	DATE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 MINISTERE DES RESSOURCES EN EAU
 AGENCE NATIONALE DES BARRAGES
 ET TRANSFERTS
 PROJET DE REALISATION DU BARRAGE OUED TAHT

PROJET
**ELABORATION DES ETUDES ET DES PLANS D'EXECUTION
 ET SUIVI ET CONTRÔLE DES TRAVAUX DE REALISATION
 DU BARRAGE OUED TAHT (W. DE MASCARA)**

PHASE
 MISSION 1. ELABORATION DES PLANS D'EXECUTION,
 NOTES DE CALCULS ET ETUDES COMPLEMENTAIRES

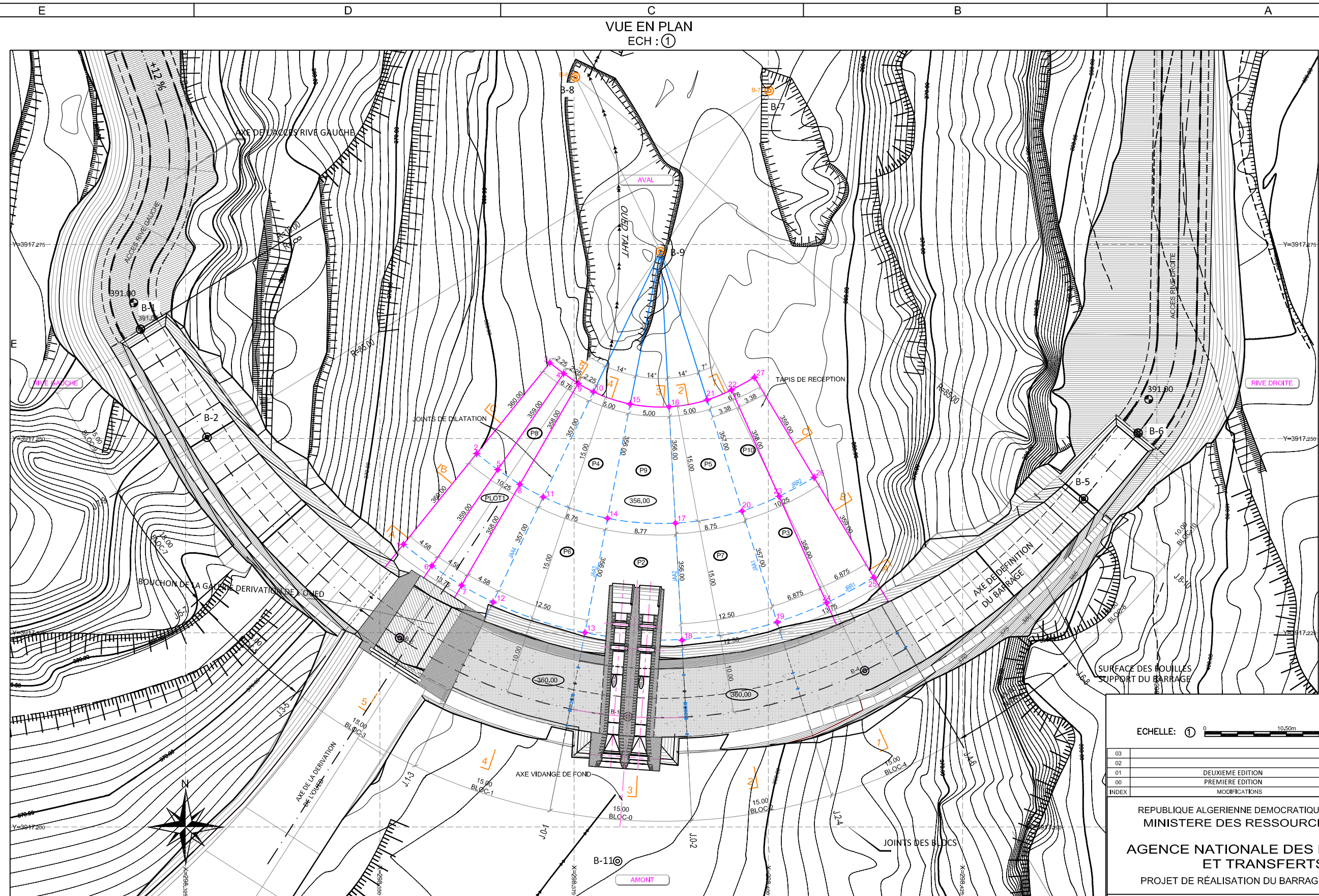
DESIGNATION
 AUSCULTATION
 IMPLANTATION DES EXTENSOMÈTRES, FISSUROMÈTRES,
 CAPTEURS DE TEMPERATURE ET POSTES DE LECTURE



DESINE PAR Antonio Lorente	CONTROLE PAR Rafael Pascual	DATE MAI 2014	FICHER PLO08.2 H01A02	PLAN N° 008.2 H01	ECHELLE 1:250 (ORIGINAL (A3))
-------------------------------	--------------------------------	------------------	--------------------------	----------------------	-------------------------------------

ANNEXE 2

Vue en plan du barrage



Vue en plan du barrage

ECHELLE: ① 0 10,50m 21m

03			
02			
01	DEUXIEME EDITION	16/12/2013	
00	PREMIERE EDITION	25/06/2013	
INDEX	MODIFICATIONS	DATE	VISA

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DES RESSOURCES EN EAU

AGENCE NATIONALE DES BARRAGES
ET TRANSFERTS

PROJET DE REALISATION DU BARRAGE OUED TAHT

PROJET
**ELABORATION DES ETUDES ET DES PLANS D'EXECUTION
ET SUIVI ET CONTRÔLE DES TRAVAUX DE REALISATION
DU BARRAGE OUED TAHT (W. DE MASCARA)**

PHASE
MISSION 1. ELABORATION DES PLANS D'EXECUTION,
NOTES DE CALCULS ET ETUDES COMPLEMENTAIRES

DESIGNATION
TAPIS DE RECEPTION - COFFRAGE -
VUE EN PLAN
COUPE HORIZONTALE A LA COTE 360.00

GROUPEMENT



DESINE PAR Antonio Llorente	CONTROLE PAR Rafael Pascual	DATE JUN 2013	FICHER PL004-50 H01A02	PLAN N° 004-50 H01	ECHELLE 1/350 ORIGINAL (A2)
-----------------------------------	-----------------------------------	---------------------	------------------------------	--------------------------	-----------------------------------

ANNEXE 3

Profil en travers du barrage