

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA

FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT D'HYDRULIQUE

N° :



DOMAINE : SCIENCES ET
TECHNOLOGIE
FILIERE : H'YDRAULIQUE
OPTION : OUVRAGES
HYDRAULIQUES ET
AMENAGEMENT

Mémoire présenté pour l'obtention
Du diplôme de Master Académique

Par : AZOUZ Derradji

Intitulé

**Etude de stabilité interne d'un barrage
rigide (en présence d'un séisme), cas
barrage k'sob**

Soutenu devant le jury composé de:

ADJISSI Omar

Université de -M'SILA

Président

DOUGHA Mostafa

Université de -M'SILA

Rapporteur

GOODBANE Messaoud

Université de -M'SILA

Examineur

Année universitaire : 2016 /2017

REMERCIEMENTS

Avant tout, je remercie dieu le tout-puissant de m'avoir donné le courage, la volonté, la patience et la santé durant toutes ces années d'études et que grâce à lui ce travail a pu être réalisé.

Je tiens à exprimer mon remerciement et ma gratitude à mon encadreur Dr. DOUGHA MOSTAJA pour toute l'aide qui nous a apportés.

Mes remerciements vont aussi à tous les enseignants du département d'hydraulique de l'Université de M'SILA qui ont assuré notre formation durant toutes les années de mon cursus.

C'est pour nous autant un plaisir qu'un devoir d'exprimer notre gratitude à tous ceux qui nous ont accordé leurs confiances et intégré dans la famille ANPT.

Ainsi qu'à toutes les personnes qui nous ont aidés par leurs explications, leurs conseils ou par leurs encouragements.

Je remercie également les membres de jury qui ont accepté de juger mon travail.

Enfin je remercie aussi toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la rédaction de ce travail.

AZOUZ DERRADJI



Dédicace

Je dédie ce travail :

*Avant tout à mes chers parents,
qui m'ont soutenue durant toutes ces années de
formation.*

A mes amis

A toute la famille azouz.

*Et a toute la promotion 2016/2017 de l'hydraulique
A toutes mes adorables que j'ai connu pendant toute
ma vie ...*

Azouz derradji

Sommaire

SOMMAIRE

Listes des symboles et abréviations

Listes des figures et tableaux

Introduction générale

CHAPITRE 1 : Généralités sur les barrages à contreforts G

I-1- Introduction.....	3
I-2- Généralités.....	3
I-2-1- Actions agissant sur les barrages	4
I-2-2- Type des barrages.....	4
I-3- Barrages à contreforts	5
I-3-1- Types des barrages contreforts	7
I-3-1-1- Barrage à dalle plate	7
I-3-1-2- Barrage à multi voûtés	7
I-3-1-3- Barrage creux de gravité	8
I-3-2- Avantages et Inconvénients d'un barrage contrefort	9
I-4- Problèmes typiques dans les barrages à contreforts	9

CHAPITRE 2 : Etude de stabilité

II-1-Introduction	10
II-2-Actions agissantes sur les barrages	10
II-2-1Actions permanentes	11
II-2-2-Actions variables	12
II-3-1- Première Hypothèse : Corps est rigide parfaitement	15
II-3-1-1- Stabilité au glissement	16
II-3-1-2- Stabilité au renversement.....	16
II-3- 2-Stabilité interne	18

Sommaire

II-4-Vérification de la stabilité interne	18
II-4-1-Méthode de résistance des matériaux (RDM)	19
II-4-1-1-Vérification des contraintes	20
II-4-1-2-Conditions des stabilités	20
II-4-2-Méthode d'analyses numériques	22
II-4-2-1-Détails de logiciel	22
II-5-Comportement du béton (Non-linéarité)	23
II-6-Comportement mécanique du béton.....	23
II-6-1-Comportement du béton en compression uniaxiale	24
II-6-2-Comportement du béton en traction uniaxiale	25
II-6-3-Comportement du béton sous contraintes biaxiales	26
II-6-4-Effort multiaxial	26

CHAPITRE 3 : Description du barrage El K'sob

III -1- Historique	30
III -2- Situation géographique du bassin versant K'sob	30
III -3- Monographie du barrage	32
III -4-Les fondations	33
III-5- Le corps du barrage	35
III -5-1- Les contreforts	35
III -5-2- Les voûtes	36
III -6- Les matériaux de construction	37
III -6-1-L'étanchéité et le collage	37
III -7-Phénomènes sismiques sur la tenue de l'ouvrage	39
III -7-1-Définition du séisme	39
III -7-2 -Risque sismique :	39

Sommaire

III -7-3 Risque sismique en Algérie	41
III -7-4- Critères de classification selon le « RPA99 »	42

CHAPITRE 4 : étude de cas

IV-1-Introduction	44
IV-2-Présentation géométrique du profil de barrage à étudier	45
IV-3-Méthode d'analyse, Stabilité vis-à-vis au glissement et renversement	46
IV-3-1-Etude d'état statique	46
IV-3-2-Etude d'état dynamique	49
IV-4-Stabilité interne	49
IV-4-1-Méthode de la résistance des matériaux (RDM)	51
IV-4-1-1-Premier cas étude statique	52
IV-4-1-2-Deuxième cas d'étude dynamique	54
IV-5-Méthode numérique des éléments finis	59
IV-5-1-La forme du profil étudié	59
IV-5-2-Géométrie du profil	59
IV-5-3-Maillage du profil	60
IV-5-4-Actions appliquées sur le profil du barrage	61
IV-5-5-Conditions aux limites	62
IV-5-6-Propriétés des matériaux	62
IV-5-7-Représentation des résultats numériques	63
IV-5-7-1-Cas statique	64
IV-5-7-2-Cas dynamique	67
IV-6-Résultats et discussion	67

Listes des symboles et abréviations

Listes des symboles et abréviations

Liste des figures

N° DE FIGURE	TITRE	N° DE PAGE
I-1	Photo d'un barrage à contreforts (k'sob), M'sila, Algérie (1934).	5
I-2	Barrages à contreforts, a) à dalle courbée, b) à dalle plane, c) à multi-voûtes	6
I-3	Barrage contreforts à dalle plate (Sweco), Suède	7
I-4	Barrage à Multi-voûtes (Beni Behdel- Algérie-1934)	8
I-5	Barrage Creux de Pesanteur	8
II-1	Différentes actions appliquées sur un barrage	11
II-2	la relation entre angle dans la face amont et le coefficient C	14
II-3	La comparaison pour la distribution expérimentale et empirique de pression courbe (coefficient pour la surface en pente)	14
II-4	Phénomènes de glissement et renversement d'un barrage rigide	15
II-5	Différents plans de glissement possible	16
II-6	Illustration de différents modes de défaillance pour un barrage en béton à contreforts stabilité interne, c) échec partiel de renversement dû aux fissures au pied du barrage, d) infraction dans le front-plate	18
II-7	Résultantes des forces agissant sur le diagramme libre de corps d'une section de barrage en béton	20
II-8	Réponse (charge-déplacement maximum) des éléments en béton armé	23
II-9	Comportement du béton en compression uniaxiale	25
II-10	Comportement du béton en traction uniaxiale	25
II-11	Comportement du béton sous contraintes biaxiales	26
II-12	Différents types de courbes de ramollissement de tension, a) linéaire, b) bilinéaire, c) exponentiel	27
II-13	Rapporter la surface du béton pour des conditions d'effort plat	28
III-1	Position géographique du barrage El K'sob	31
III-2	Plan d'implantation du barrage El K'sob	32
III-3	Photo de Vue du barrage, face aval	32
III-4	Carte géologique du bassin de K'sob	34
III-5	Photo des contreforts du barrage EL K'sob	35
III-6	Photo des voûtes en face amont du barrage K'sob	37
III-7	Barrage de Shih-Kang après le séisme Chi Chi (Taïwan). – rupture au droit de la faille	40

III-8	Barrage de Sefid Rud (Iran) – Fissures en tête des contreforts	40
III-9	Zone sismique du territoire national	42
IV-1	Présentation du profil d'étude	45
IV-2	faces principales du profil à étudier (barrage K'sob)	46
IV-3	Présentation des différentes forces appliquées sur le profile pour l'étude statique	47
IV-4	Variation du coefficient de sécurité en fonction (γ_w), cas statique	48
IV-5	Présentation des différentes forces appliquées sur le profile pour cas dynamique	49
IV-6	Variation du coefficient de sécurité en fonction (γ_w), cas dynamique	51
IV-7	surface de contact barrage fondation	52
IV-8	Représente la distribution des efforts sur la base	54
IV-9	Représente la distribution des efforts sur la base	57
IV-10	Présentation du profil d'étude renforcé par les câbles précontraints	58
IV-11	Géométrie de profil déclaré sous le logiciel ANSYS	59
IV-12	Elément type choisi pour l'étude (SOLID 65)	60
IV-13	Maillage du profile	61
IV-14	Actions appliquées sur le profil du barrage	61
IV-15	Condition aux limites (les charges et conditions mathématiques)	62
IV-16	la contrainte suivant l'axe \vec{oy}	63
IV-17	Contrainte suivant l'axe \vec{ox}	64
IV-18	Intensité des contraintes	64
IV-19	Contrainte de Von mises	65
IV-20	Contrainte de Von misses	65
IV-21	Effort total de Von mises appliqués sur le profil	66
IV-22	Zones du profil qui ont subi aux déplacements	66

Liste Des Tableaux

N° DE Tableaux	TITRE	N° DE PAGE
II-1	Normes de F_s vis-à-vis au glissement et au renversement	17
II-2	Les valeurs calculées de coefficient de sécurité au glissement et au renversement	18
II-3	les conditions de charge (cas plus mauvaise et cas dynamique)	22
III-1	Principales caractéristiques du barrage El K'sob	33
III-2	Effet sismique sur quelques barrages en béton ou maçonnerie à travers le monde	41
IV-1	Paramètres des matériaux nécessaires pour faire les calculs de stabilité.	46
IV-2	Résumé des calculs des forces et des moments, cas statique, niveau maximal	47
IV-3	Résume les résultats, cas statique, niveau maximal, différentes valeurs de (γ_w)	48
IV-4	Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique, niveau normal	50
IV-5	résume les résultats du cas de retenue rempli niveau maximal	50
IV-6	Résumé des calculs des forces et des moments, cas statique, niveau maximal	53
IV-7	Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique, niveau normal	55
IV-8	résultat du deux cas (statique et dynamique)	57
IV-9	Propriétés matérielles pour les matières employées dans le modèle d'élément fini	63

Listes de notations

γ_b : Poids volumique du béton

P_0 : Force due au poids propre du barrage

S : surface de du profil

$\gamma'_{séd}$: Poids volumique déjaugé

$\phi_{séd}$: angle de frottement interne

$h_{séd}$: Hauteur des sédiments consolidés

γ_w : Poids volumique de l'eau

$h_w = Z_1$: Hauteur d'eau

V : Volume d'eau

α_h : coefficient d'accélération sismique horizontal

h_w : Hauteur du barrage

C : est le coefficient lié à la pente de la face amont du barrage

α_v : Coefficient d'accélération sismique verticale

b : largeur du barrage

ΣF_h : Forces horizontales
 ΣF_v : Forces verticales
 $\Sigma M/o_{rés}$: Moments résistant
 $\Sigma M/o_{motr}$: Moments motrices
 σ_n : la contrainte verticale
Y : ordonnée de la position du pied par rapport au pied amont du barrage
 ΣM : la somme des moments appliqués sur l'ouvrage par rapport au centre de gravité de la base b
I : le moment d'inertie
PHE : Plus hautes eaux.
NNR : Retenue normale
 ρ_e : Masse volumique de l'eau
 ρ_s : Masse volumique des sédiments.
C₁ : Coefficient de la poussée des sédiments
P₀ : Force due au poids propre du barrage
F_{sp}: Force due aux sous pressions
F_w: Force de la charge d'eau en amont
F_{séd} : Force de la charge des sédiments
F'_w : Force de la charge d'eau en aval
d₀ : Bras de levier de P₀ par rapport au pied aval
d₁ : Bras de levier de F_w par rapport au pied aval
d₂ : Bras de levier de F_{séd} par rapport au pied aval
d₃ : Bras de levier de F'_w par rapport au pied aval
d' : Bras de levier de F_{sp} par rapport au pied aval
X₁ : Moment de F_w par rapport au pied aval
X₂ : Moment de F_{séd} par rapport au pied aval
X₃ : Moment de P₀ par rapport au pied aval
X₄ : Moment de F_{sp} par rapport au pied aval
B : Largeur de la base du barrage
 λ : Coefficient des sous pressions(rabattement)
 γ_w : Poids volumique de l'eau
 γ_b : Densité du corps du barrage
 φ : Angle de frottement interne des fondations.
 $\varphi_{sédiment}$: angle de frottement interne de sédiment
 $\varphi_{sédiment}$: poids volumique déjaugé de sédiment
f: Coefficient de frottement
 ΣF_h : Somme de forces horizontales
 ΣF_v : Somme de forces verticales
K_S (glissement) : Coefficient de sécurité au glissement.
K_S (renversement) : Coefficient de sécurité au renversement
 $\Sigma M/o_{rés}$: Moments résistant
 $\Sigma M/o_{motr}$: Moments motrices
F : Surface de la base du barrage
V : volume de l'eau.
 γ_d : poids volumique déjaugé de sédiment vivant
 γ'_d : poids volumique déjaugé de sédiment mort
h_s : hauteur de sédiment
V₁ : volume de sédiment vivant verticale
V₂ : volume de sédiment mort verticale
V' : volume de béton de deux voûtes
V'' : volume de béton équivalent (contre fort +bloc massif)

Résumé

Résumé :

La stabilité des barrages rigides est souvent vérifiée pour le glissement au niveau du plan de contact du barrage avec sa fondation ainsi que le renversement par rapport au pied aval. Le souci de rendre stable le barrage rigide n'est nullement articulé sur l'octroi d'un profil transversal plus volumineux.

D'autres facteurs peuvent assurer cette stabilité sans avoir recours au passage par la variante suscitée. Il s'agit la mobilisation des forces supplémentaires stabilisatrices.

C'est autour de cette réflexion que l'étude a été engagée pour vérifier les paramètres de stabilité globale et classique des barrages rigides.

Une étude de stabilité interne ont été intégré dont nous avons utilisé le logiciel de modélisation ANSYS.

Mots clés : barrage rigide, glissement, renversement, coefficient de sécurité, stabilité, stabilité interne, béton, ANSYS.

Abstract :

The stability of rigid dams is often checked for the sliding at the contact plan of the dam with its foundation as well as the reversal with regard to the downstream. The desire to make the rigid dam stable is no hinged on providing a more voluminous transverse profile.

Other factors can ensure this stability without having recourse to the passage by the caused alternative. They are the mobilization the stabilizing additional forces.

It is around this reflexion that the study was committed to check the parameters of total and traditional stability of the rigid stopping.

A study of stability interns was integrated of which we used the software of modeling ANSYS.

Keywords: rigid dams, sliding, reversal, safety factor, stability, internal stability, concrete, ANSYS.

ملخص:

إن إستقرار السدود الصلبة يكون دائما محققا في حالة انزلاق سطح تلامس السد مع الأساسات, كذلك في حالة انقلاب السد حول قدمها الأمامية. إن جعل السد الصلب في حالة استقرار ليس مرتبطا بالضرورة بضخامة المقطع العرضي. هناك عوامل أخرى قد تضمن الاستقرار دون الحاجة إلى المرور عبر البديل أثار. هذا هو حشد القوات استقرار إضافية. كان في هذا التفكير الذي أجري الدراسة للتحقق من الاستقرار الشامل وإعدادات الكلاسيكية السدود جامدة. بنيت دراسة الاستقرار الداخلية استخدمنا نماذج البرمجيات انسيس.

كلمات البحث : سد الصلبة – إنزلاق – انقلاب – معامل السلامة الاستقرار - الاستقرار الداخلي -خرسانة - انسيس.

Introduction générale

Introduction générale :

L'analyse de sûreté structurale des barrages rigide par les modèles numériques, demandes l'utilisation des outils appropriés, qui tiennent compte du comportement non linéaire de la structure et de l'interaction hydromécanique. Concernant les modèles numériques des barrages à contreforts, un aspect important concerne la représentation de la structure. Cette représentation doit pouvoir caractériser le comportement de la structure soumise aux charges statiques et dynamiques, y compris sa discontinuité, tenant compte que les mécanismes d'échec aiment la fissuration, le glissement et le renversement peut avoir lieu.

Ce travail présente un cas d'étude de barrage à contreforts El K'sob.

La stabilité de ce type d'ouvrage est souvent vérifiée pour le cas du glissement au niveau du plan de contact du barrage et/ou ancrage avec ses fondations ainsi que le renversement par rapport au pied aval. Le souci d'assurer une stabilité au barrage ne doit en aucun cas être orienté, d'une manière systématique, vers l'action du profil transversal plus volumineux.

La recherche des critères de stabilité exigés peut donc être réorientée vers autres aspects visant :

- La mobilisation de forces supplémentaires stabilisatrices : inclinaison du parement amont, projection de pré-radier amont, ...etc.
- L'atténuation de forces déstabilisatrices.

De multiples combinaisons de variantes ont été également étudiées pour mettre en évidence le poids de chaque paramètre.

La modélisation a été construite en fonction de l'influence de :

- La poussée hydrostatique dans le réservoir,
- Les sous pressions,
- La poussée des sédiments (à long terme).

En considérant tous ces cas d'études, une analyse paramétrée s'articulant sur la stabilité du barrage au glissement et au renversement a été ensuite engagée avec l'élaboration d'une balance comparative sur les coefficients de sécurité évalués.

Introduction générale

La stabilité interne à été aborde, par l'utilisation de l'outil de modélisation numérique.

Le choix est porté sur le code de calcul ANSYS en mode structural pour l'analyse des contraintes.

Pour aboutir à ce but on a adopté la méthodologie suivante :

Le premier chapitre donne des notions générales sur les barrages à contreforts.

Le second chapitre présente l'analyse de la stabilité interne des barrages rigides.

Le troisième chapitre décrit la localisation et les caractéristiques du barrage El k'sob.

Dans le chapitre étude du cas, qui représente la partie la plus importante du travail, l'analyse de la stabilité du barrage El K'sob par les deux méthodes analytique celle de la résistance des matériaux et numérique celle de la méthode des éléments finis.

Chapitre I

Généralités sur les barrages à contreforts

Chapitre I : Généralités sur les barrages à contreforts

I-1- Introduction :

Les barrages sont par définition des ouvrages hydrauliques disposés en travers d'un cours d'eau pour créer une retenue ou exhausser le niveau en amont, ces types d'ouvrages barrent sur toute la largeur une section d'une vallée et créent ainsi une cuvette artificielle géologiquement étanche. [17]

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

L'amélioration des techniques et des bétons dans le premier quart du XX^e siècle permet d'envisager la réalisation de retenues plus conséquentes, capables de réguler la production hydro-électrique.

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

Les barrages forment avec le terrain sur lequel ils sont construits un ensemble indissociable : à chaque site, un type de barrage, un dimensionnement adapté tant sur le plan technique que sur le plan économique.

De plus, certains sont formés par la juxtaposition de plusieurs structures différentes justifiées par des caractéristiques de sol de fondation particulières et aussi par des choix économiques. [8]

I-2- Généralités :

Un barrage est une construction édifiée au travers d'une vallée dans le but de créer une retenue. Cet ensemble, c'est-à-dire essentiellement le barrage à proprement parler et le terrain de fondation, est soumis à de nombreuses forces et influences. Parmi les forces, il y a lieu de citer:

I-2-1- Actions agissant sur les barrages :**a). Actions permanentes :**

Elles commencent avec la réalisation du barrage et continuent durant toute la vie de ce dernier:

- Poids propre,
- Poussées des sédiments.

b). Actions variables :

Elles sont variables en fonction des variations du niveau de la retenue:

- Poussées de l'eau et des matières en suspensions,
- Poussées des glaces.

c). Actions accidentelles :

Ces actions sont relatives aux excitations sismiques:

- Les séismes. [13]

Il y aurait en outre lieu de considérer les états de contraintes internes dus aux procédés de construction, aux injections ou à des précontraintes.

Tous ces effets s'appliquent avec plus ou moins d'intensité tant au barrage qu'au terrain de fondation.

I-2-2- Type des barrages :

Des barrages peuvent être classifiés selon plusieurs critères.

❖ Type des barrages selon les matériaux de construction :

Barrage en remblai

Barrage en béton

❖ Types des barrages selon la géométrie :

Barrage gravité

Barrage voûte

Barrage contrefort

❖ **Type des barrages selon leur fonction :**

Barrage de stockage

Barrage de déviation

Barrage de batardeau

Barrage de production d'électricité. [20]

I-3- Barrages à contreforts :

Les barrages à contreforts se composent d'un visage ascendant en pente soutenu par une série de contreforts triangulaire formés. Barrages à contreforts évolues des barrages concrets de gravité. Puisque les barrages à contreforts exigent seulement des environ 25 à 35 pourcent du béton pour porter sans risque des efforts à la base, les barrages à contreforts éliminent le concret supplémentaire et en même temps la plupart des pressions de soulèvement. S'il ya une dalle basse qui en jambe entre les contreforts on n'élimine pas le soulèvement. La stabilité est atteinte en inclinant le visage ascendant de sorte que le poids de l'eau agisse en tant que charge stabilisante. La conception des barrages de contre fort est discutée dans plusieurs références (Boggs,Jansen,etTarbox1988;Burroughs1969;Copen,Lindholm,etTarbox1977;Grains,Tarbox,etSchrader1988;Legas1988;Thomas1976).[6]



Figure I.1: Photo d'un barrage à contreforts (k'sob), M'sila, Algérie (1934).

Le principal avantage de construire un barrage à contreforts est la quantité inférieure de béton nécessaire comparé à un barrage de gravité, comme barrage à contreforts exige moins de 50% de nécessaire concret pour le barrage de gravité de la même taille. L'outrage de l'épargne en béton, un barrage de contrefort n'est pas nécessairement moins cher qu'un barrage de gravité dû à la quantité et aux matériaux accrus de travail concernant le coffrage et renfort. [9]

Ce sont des barrages poids évidés pour économiser du béton. Ils sont formés de recouvrement imperméable soutenu par des contreforts. Bien qu'il existe plusieurs types de contreforts, les deux plus importants sont les murs plats et les voûtes multiples. Dans les premiers, le recouvrement supportant l'eau est une plaque plane et continue en Béton Armé, s'étalant le long des contreforts (plots séparés dont la section horizontale à la forme d'une poutre en I ou en T). Dans les seconds, le recouvrement est fait d'une série de côtes elles aussi en béton armé (Figure I-2).

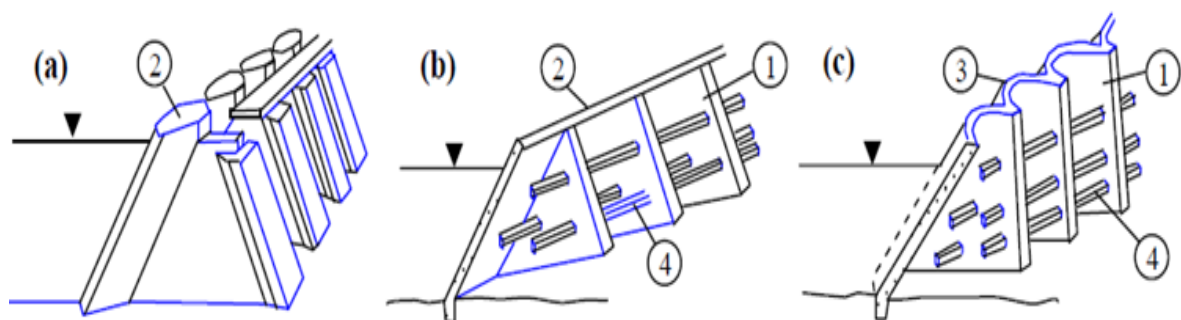


Figure I.2: Barrages à contreforts, a) à dalle courbée, b) à dalle plane, c) à multi-voûtes.

Les barrages à contreforts nécessitent en général moins que la moitié du volume de béton requis par les barrages poids, ils ne sont pas nécessairement moins coûteux à cause de l'importance des travaux de coffrage et des importantes quantités d'aciers d'armatures requises.

La face amont du barrage à contreforts est en général incliné de près de 45° . Le poids de l'eau sur cette face est nécessaire pour augmenter la stabilité de l'ouvrage au glissement et au renversement. Les forces agissantes sur un barrage à contreforts sont les mêmes que celles agissant sur un barrage poids. Ce pendant, l'action verticale de l'eau est beaucoup plus importante sur un barrage à contreforts, et les forces de soulèvement y sont plus faibles. Les modes de rupture sont eux aussi les mêmes, mais la conception des structures est beaucoup plus difficile. [11]

I-3-1- Types des barrages contreforts : [6]

I-3-1-1- Barrage à dalle plate :

Dont lequel la face amont est une dalle plate relativement mince en béton armé. Typiquement, les dalles sont simplement soutenues et ne sont pas intégrales avec les contreforts ce qui donne à la structure plus de flexible. En conséquence, les mouvements ordinaires de base exercent peu d'effet sur des distributions d'effort. Un water-stop sont normalement fournis entre la dalle et le croisillon des contreforts pour permettre le mouvement pourtant pour demeurer étanches. La dalle est continue dans quelques conceptions, rendant la structure plus rigide.

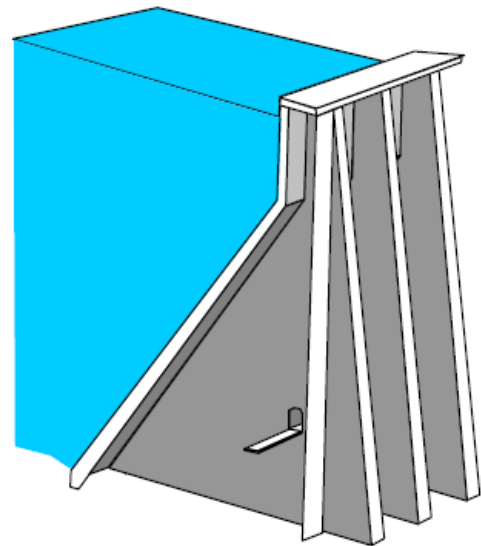


Figure I.3: Barrage contreforts à dalle plate (Sweco), Suède.

I-3-1-2- Barrage à multi voûtes :

Un barrage à contreforts dont le quelle visage ascendant est une série de voûtes enjambement entre les contreforts. Les voûtes sont généralement semi-circulaires avec des angles centraux entre 100 à 180 degrés, bien que des voûtes non-circulaires aient été employées. Les voûtes peuvent être non renforcées ou ont renforcé. Les voûtes peuvent être intégrales avec les contreforts, rendant la structure rigide et susceptible des dommages à partir même de petits mouvements de base. Alternativement, les voûtes peuvent être structurellement indépendant des contreforts, rendant la structure quelque peu flexible. Une variation qui a été employée est un barrage multiple de contrefort de dôme, en lequel la voûte est courbée dans le plan et la section.

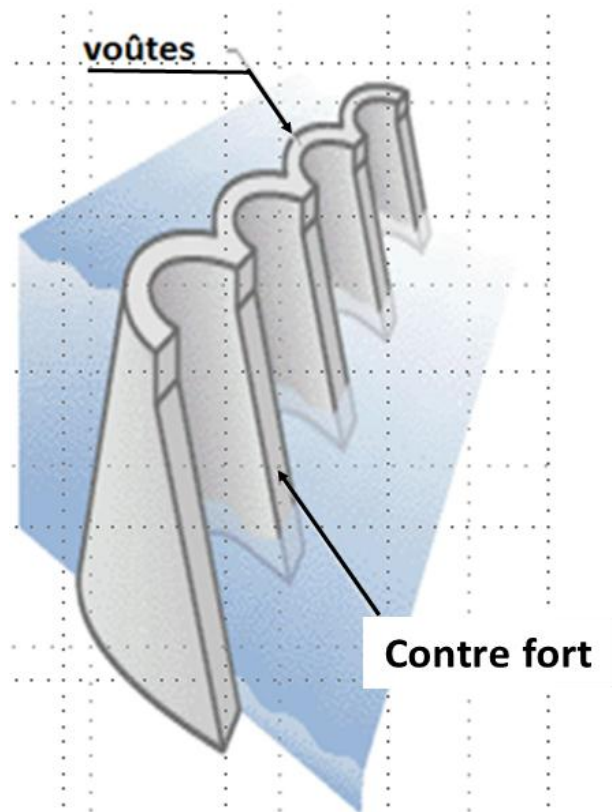
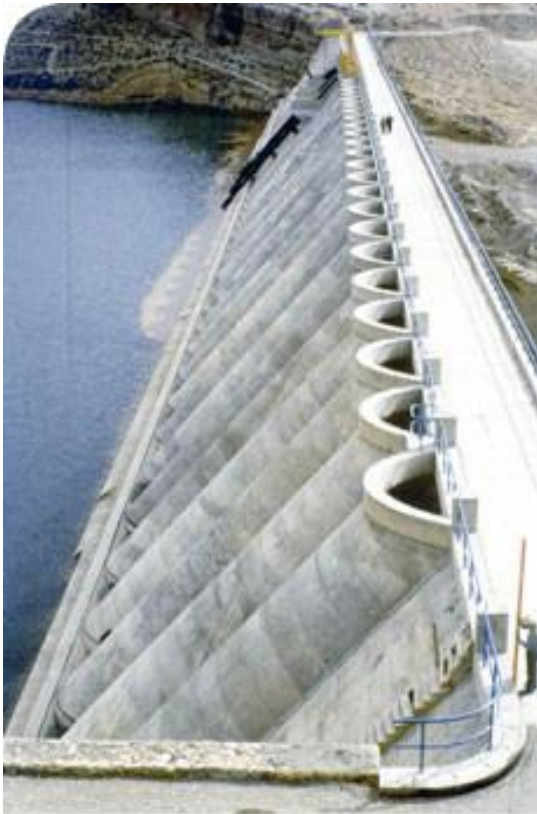


Figure I.4: Barrage à Multi-voûtes (Beni Behdel- Algérie-1934).

I-3-1-3- Barrage creux de gravité :

Dans l'utilisation moderne, un barrage qui a l'aspect externe d'un barrage de gravité, mais qui a de grands terrains découverts à l'intérieur. Ce sont habituellement des barrages à contreforts dedans ce que la partie en aval est couverte de dalle en béton renforcé. Ils sont employés souvent pour des sections de déversoir de débordement des barrages de contrefort ou comme logement pour une centrale électrique.



Figure I.5: Barrage Creux de Pesanteur.

I-3-2- Avantages et Inconvénients d'un barrage contrefort :**a) Avantages :**

- Les contraintes transmises par la fondation au rocher sont moyennes,
- Les sous-pressions au niveau de la fondation sont faibles,
- Le volume du béton est faible donne un échauffement faible pendant le collage,
- Moyens risques de tassement.

b) Inconvénients :

- Susceptibilité aux séismes est très forte,
- Importantes fouilles pendant la préparation de la fondation,
- Nécessite des coffrages spéciaux et coûteux.
- Les contraintes dues au gradient de température peuvent devenir importantes à la tête du contrefort. [13]

I-4- Problèmes typiques dans les barrages à contreforts :

Beaucoup de barrage à contrefort ont été conçus et construits depuis 50 ans employant des méthodes de calcul et des critères qui ne tiennent pas en compte des effets sismiques et thermiques sur la stabilité interne. En conséquence, un certain nombre de ces structures ont été modifié pour augmenter la stabilité insuffisante ou les efforts excessifs.

Les secteurs de détérioration les plus critiques sont:

- ✚ Les dommages dus aux effets thermiques
- ✚ Conception et insuffisance de qualité de béton,
- ✚ Insuffisance de stabilité séismique.

Les dommages thermiques sont communs dans des climats froids parce que la face amont est généralement saturée et celle en aval est exposée aux températures saisonnières. Les dommages thermiques graves peuvent compromettre la sécurité du barrage en raison de la minceur relative des visages ascendants. [6]

Chapitre II

Etude de stabilité

Chapitre II : Etude de stabilité

II-1-Introduction :

Plusieurs études de dangers en cours concernent des barrages en béton. Ces études amènent régulièrement à réexaminer les conditions de stabilité de ces ouvrages, Dans l'analyse de la stabilité d'un barrage poids, il convient de garder présent de l'esprit que la grande majorité des ruptures des barrages poids recensées dans le monde s'est produit lors des crues. Ceci est facilement compréhensible car la poussée de l'eau variant comme le carré de la hauteur d'eau, tout dépassement du niveau de la crue de projet entraîne une diminution de la stabilité de l'ouvrage, diminution qui est proportionnellement d'autant plus forte que le barrage est de faible hauteur.

La stabilité des barrages contreforts est souvent vérifiée pour le glissement au niveau du plan de contact du barrage avec sa fondation ainsi que le renversement par rapport au pied aval.

En ce qui concerne la stabilité interne il faut vérifie les contrainte juste au pied amont et aval et les zone sensible (zone de traction et zone de compression) et selon certain hauteur suivant les normes.

II-2-Actions agissantes sur les barrages :

Un barrage doit résister à des contraintes impressionnantes qu'il est important de les connaître pour pouvoir comprendre son fonctionnement, ils peuvent intervenir non pas à sa conception et son dimensionnement mais aussi au comportement et à la stabilité du barrage. La figure (II.1) illustre les différentes sollicitations agissantes sur un barrage :[13]

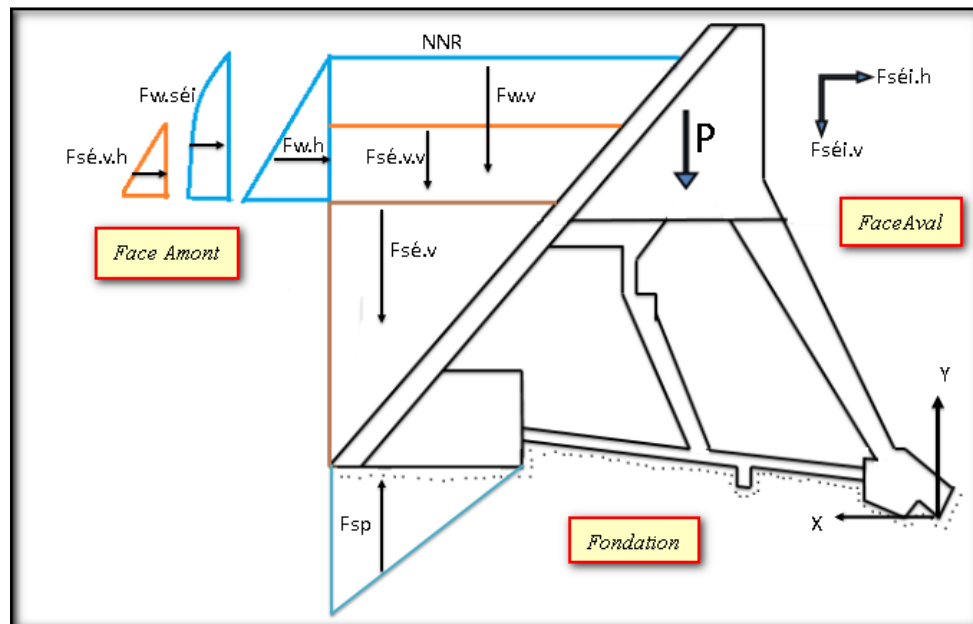


Figure II.1: Différentes actions appliquées sur un barrage.

Les actions se répartissent en trois catégories:[4]

II-2-1 Actions permanentes :

Qui sont le poids propre du barrage et la poussée des sédiments, la poussée d'une recharge aval et l'action de tirants précontraints. Elles sont prises en compte dans les calculs à partir de leur valeur caractéristique: celle-ci correspond à une estimation prudente de l'intensité de l'action et intègre donc la sécurité sur l'intensité des actions permanentes.

a- Poids propre du barrage (P_0) :

Le poids barrage est représenté par une force verticale appliquée au centre de gravité.

On adopte pour la valeur caractéristique du poids propre, notée P_0 , la formulation suivante :

$$P_0 = \gamma_b \cdot S \cdot B$$

γ_b : Poids volumique du béton en (KN/m³).[9]

b- Poussée des sédiments ($F_{séd}$) :

Le principe du calcul de l'action des sédiments revient à un calcul de poussée. Les sédiments sont considérés non pas comme un fluide, mais comme un matériau pesant et frottant, défini donc par son poids volumique déjaugé ($\gamma'_{séd}$) et son angle de frottement interne ($\phi_{séd}$), et

venant interagir comme un milieu extérieur au barrage exerçant une action de poussée sur le parement amont.[4]

Il peut se calculer avec la formule suivante, issue de la théorie de Rankine [8]

$$F_{séd} = 0,5 \cdot \gamma'_{séd} \cdot h_{séd}^2 \cdot \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_{séd}}{2}\right)$$

$h_{séd}$: Hauteur des sédiments consolidés.

II-2-2-Actions variables :

Les poussées hydrostatiques amont, l'action des sous-pressions sont évaluées dans les différentes situations de l'étude. Pour le calcul des actions de l'eau, on détermine leurs valeurs représentatives directement dans les différentes situations, en examinant dans chacune des situations les niveaux de remplissage de la retenue.

a- Poussée hydrostatique (F_w) :

Le barrage est soumis à la poussée de l'eau. C'est une force qui se décompose en deux composantes :

- Composante horizontale (F_{wh}) exercée par l'eau sur sa surface immergée. On introduit l'expression de la pression suivante :

$$F_{wh} = 0,5 \cdot \gamma_w \cdot h_w^2 \cdot B$$

Avec :

γ_w : Poids volumique de l'eau (kN/m³),

$h_w = Z_1$: Hauteur d'eau (m).

B: Largeur du barrage (m).

- Composante vertical (F_{wv}) :

$$F_{wv} = \gamma_w \cdot V$$

Avec :

V : Volume d'eau qui se trouve au-dessus de la face amont du barrage (m³).[9]

c- Action des sous-pressions (F_{sp}) :

Le principe de calcul repose sur la détermination du diagramme des sous-pressions agissant sous le corps du barrage, dans l'interface barrage - fondation. Ce diagramme fixe l'intensité de la poussée des sous-pressions, soit sur les sections horizontales dans le corps du barrage, soit dans l'interface barrage-fondation, soit le long de joints rocheux dans les fondations.[4]

II-2-3-Action accidentelle sismique suivant la méthode pseudo statique :

L'action d'un séisme est prise en compte classiquement par la méthode dite « pseudo-statique », qui revient à modifier le vecteur des forces de pesanteur pour le calcul du poids propre de l'ouvrage et simultanément, la contrainte de poussée de l'eau sur la structure du barrage.

L'analyse pseudo-statique constitue une première évaluation de la stabilité d'un barrage en béton.

L'action sismique est décrite généralement par deux composantes.

Dans l'eau, la valeur ($\alpha_h \cdot g$) est l'intensité de la composante horizontale du vecteur d'accélération. La contrainte de poussée de l'eau à la profondeur Z est augmentée d'une valeur ΔP dont Westergard propose l'expression suivante :

$$\Delta P = 0,875 \cdot \alpha_h \cdot \gamma_w \cdot (h_w \cdot Z)^{1/2}.$$

Avec :

α_h : coefficient d'accélération sismique horizontale.

h_w : Hauteur du barrage (m) ;

γ_w : Poids volumique de l'eau en (KN/m^3).

La force accidentelle horizontale appliquée en interaction eau/structure est donnée par la formule suivante :

$$F_{wsish} = 0,58 \cdot C \cdot \alpha_h \cdot \gamma_w \cdot h_w^2$$

C : est le coefficient lié à la pente de la face amont du barrage, voir la figure ci-dessous.

Le phénomène sismique c'est une étude moderne. Actuellement plusieurs recherches dans ce domaine pour donner résultant approche, dans ce qui suit deux figures représentent comment calculé le coefficient séismique (données approximatives).

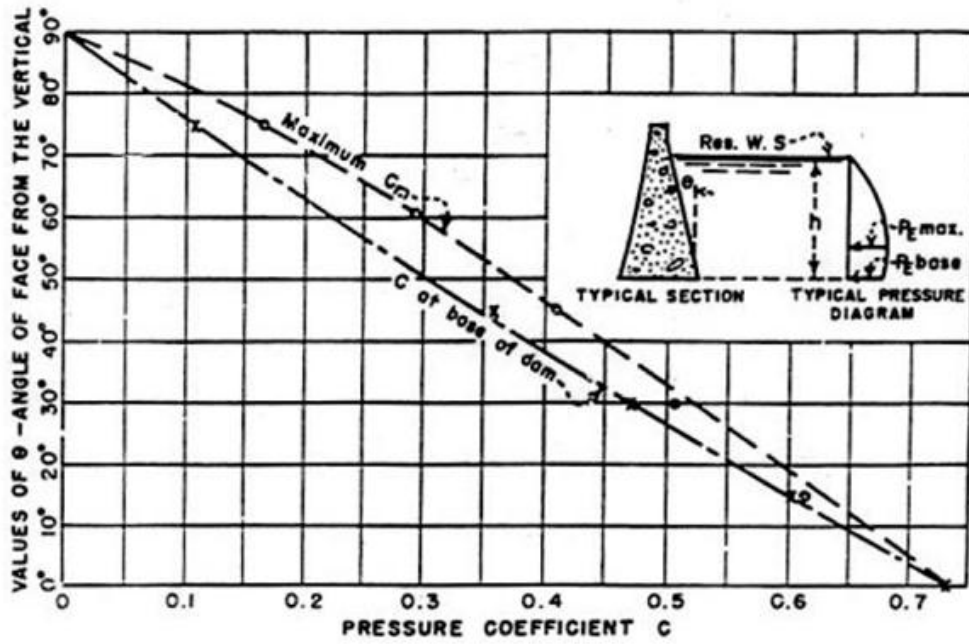


Figure II.2: la relation entre angle dans la face amont et le coefficient C.

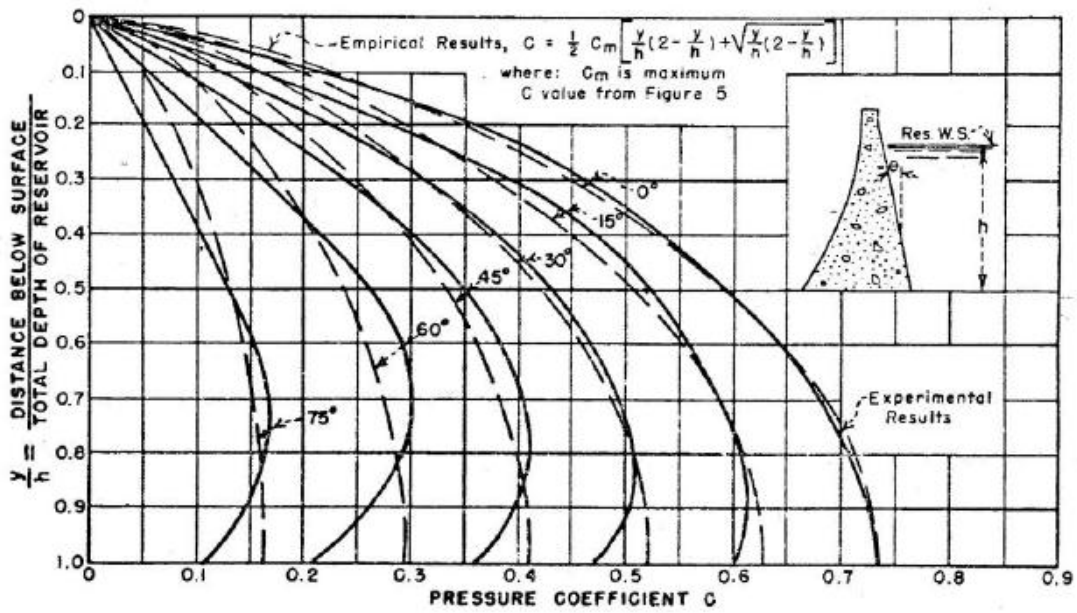


Figure II.3 : La comparaison pour la distribution expérimentale et empirique de pression courbe (coefficient pour la surface en pente).

Composante verticale (F_{wsisv})

$$F_{wsisv} = \alpha_v \cdot \gamma_w \cdot V$$

Dans le béton du barrage

La composante horizontale est (F_{bsish}) :

$$F_{bsish} = \mp \alpha_h \cdot P_0 \quad \text{suivant le sens d'action défavorable}$$

α_v : Coefficient d'accélération sismique verticale.

La composante verticale (F_{bsisv}) :

$$F_{bsisv} = \mp \alpha_v \cdot \gamma_b \cdot V_b \quad \text{suivant le sens d'action défavorable}$$

La vérification de la stabilité d'un barrage rigide réside surtout dans la vérification de l'absence d'efforts de traction, ceux-ci pouvant se produire à l'instant précis de la secousse la plus sévère.

Elle s'applique en un point situé au $\frac{2}{5}h_w$ de la hauteur en partant du bas.[7]

II-3- Stabilité vis à vis au glissement et au renversement :

La stabilité des barrages rigides est normalement vérifiée par un calcul en deux dimensions, ce n'est que lorsque l'ouvrage est suffisamment arqué, ou qu'il est enchâssé entre les deux rives (la longueur de la crête est comparable à la hauteur du barrage) qu'un effet tridimensionnel peut être pris en compte avec des méthodes de calcul beaucoup plus complexes de type éléments finis en étudie la stabilité du plot le plus haut, ou d'une tranche de 1m d'épaisseur de rive à rive. Le cas échéant, la stabilité de plots moins hauts mais allégés par le passage d'un évacuateur de crue doit être vérifiée.[4]

Les méthodes utilisées pour les petits barrages consistent à considérer un plot de barrage comme un bloc indéformable soumis à des combinaisons des actions décrites ci-dessus.

On analyse successivement la stabilité au glissement, la stabilité au renversement et la stabilité interne.

II-3-1- Première Hypothèse : Corps est rigide parfaitement :

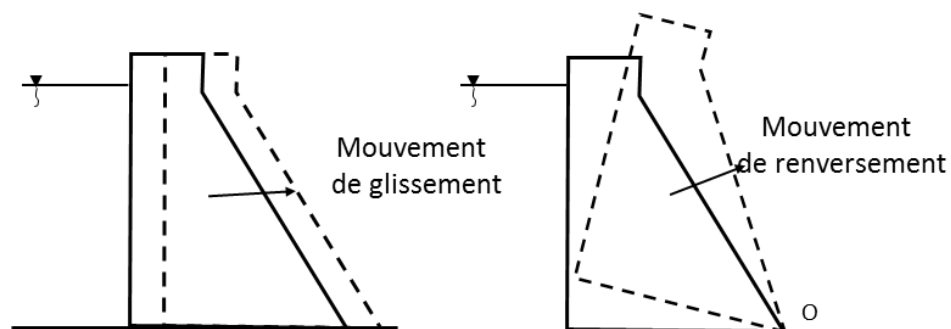


Figure II.4: Phénomènes de glissement et renversement d'un barrage rigide.

II-3-1-1- Stabilité au glissement :

La stabilité au glissement du barrage (plot ou entièrement) est assurée si:

$$F_{s(\text{glissement})} = \frac{C \cdot b + \tan(\varphi) \cdot \Sigma F_v}{\Sigma F_h} > 1.5 \rightarrow (\text{ex: étude normal})$$

φ : angle interne de frottement le plus faible entre béton sur béton ou béton sur rocher (fondation).

ΣF_h : Forces horizontales

ΣF_v : Forces verticales

B: Surface de contact entre le barrage et sa fondation

C: Coefficient de la cohésion

Avec : $\Sigma F_h = F_{wh1} + F_{séd} - F_{wh2}$ F_{wh1} : Force hydrostatique amont

$\Sigma F_v = P_0 + F_{WV} - F_{SP} - F_{wh2}$ F_{wh2} : Force hydrostatique aval

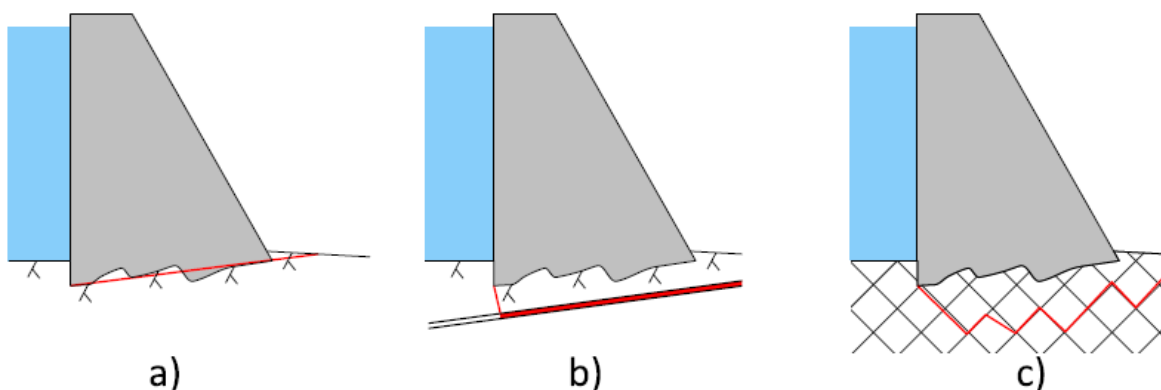


Figure II.5 : Différents plans de glissement possible.

II-3-1-2- Stabilité au renversement :

On ne s'intéressera ici qu'aux règles de dimensionnement qui garantissent la stabilité au renversement. Il conviendra donc de s'assurer également que l'ouvrage n'est pas susceptible de s'enfoncer, ni de glisser.[13]

En ce qui concerne la stabilité au renversement d'un barrage revient donc à comparer le moment stabilisateur ($\Sigma M/o_{rés}$) et le moment de renversement ($\Sigma M/o_{rés}$).

Le coefficient de sécurité au renversement devient :

$$F_s = \frac{\Sigma M/o_{rés}}{\Sigma M/o_{motr}} > 1.5 \rightarrow (ex: \text{étude normale})$$

Le tableau suivant indique les normes du coefficient de sécurité de stabilité.

Cas d'étude	Norme F_s
Etude normale	1.5
Etude exceptionnelle	1.35
Etude accidentelle	1.10

Tableau II.1: Normes de F_s vis-à-vis au glissement et au renversement.

- **Les combinaisons possibles à étudier :**

Pour l'étude statique :

- Cas de fonctionnement du barrage avec hauteur d'eau Maximale,
- Cas de fonctionnement du barrage avec hauteur d'eau normale
- Cas de fonctionnement en état de vidange rapide

Pour l'étude dynamique (pseudo-statique) :

- Cas de présence des séismes.

	Combinaisons	F _s au glissement	F _s au renversement
Etude statique	Fonction avec hauteur d'eau max.	1.66 > 1.5	1.43 < 1.5
	Fonction avec hauteur d'eau normale.	2.02 > 1.5	1.53 > 1.5
	Cas de vidange rapide	3.93 > 1.5	1.83 > 1.5
Etude dynamique	présence d'un séisme	1 < 1.10	1.07 < 1.10

Tableau II.2 : Les valeurs calculées de coefficient de sécurité au glissement et au renversement.

II-3-2- Stabilité interne :

Hypothèse : En réalité le corps du barrage n'est pas parfaitement rigide. La présence de la flexibilité limite cette rigidité.

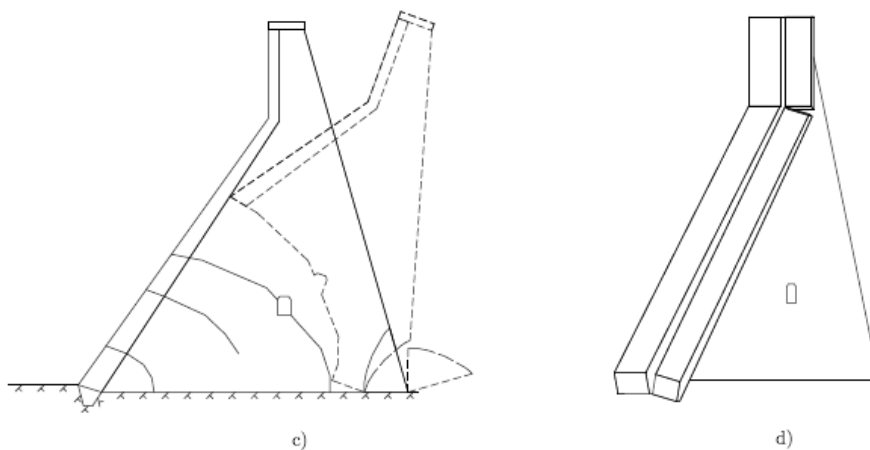


Figure II.6: Illustration de différents modes de défaillance pour un barrage en béton à contreforts stabilité interne, c) échec partiel de renversement dû aux fissures au pied du barrage, d) infraction dans le front-plate

II-4-Vérification de la stabilité interne :**II-4-1-Méthode de résistance des matériaux (RDM) :**

Elle consiste essentiellement d'assurer la stabilité de la partie de l'ouvrage située au-dessus d'un plan horizontal le coupant à la profondeur Y , par vérification de la condition de MAURICE-LEVY : la contrainte verticale σ_n doit toujours rester supérieure à la pression de l'eau au même niveau, soit : $\sigma_n > \gamma_w \cdot Y$

En fait, cette exigence n'est de rigueur que si le béton est de mauvaise qualité. Pour la qualité que l'on est en droit d'attendre des bétons actuels, la condition de MAURICE LEVY peut n'être satisfaite qu'à 75%.

Ce critère est donc celui que l'on retiendra le plus couramment:

$$\sigma_n > 0,75 \cdot \gamma_w \cdot Y$$

II-4-1-1-Vérification des contraintes :[5]

La contrainte est donnée par l'expression:[6]

$$\sigma_n = \frac{\Sigma F_v}{b} \mp \frac{\Sigma M}{I}$$

Avec :

ΣF_v : la somme des forces verticales,

ΣM : la somme des moments appliqués sur l'ouvrage par rapport au centre de gravité de la base b ,

b : la surface de la section centrale,

I : le moment d'inertie, ($I = 1ml \times l^3/12$),

Y : ordonnée de la position du pied par rapport au pied amont du barrage (en général égale à la moitié de la base du barrage).

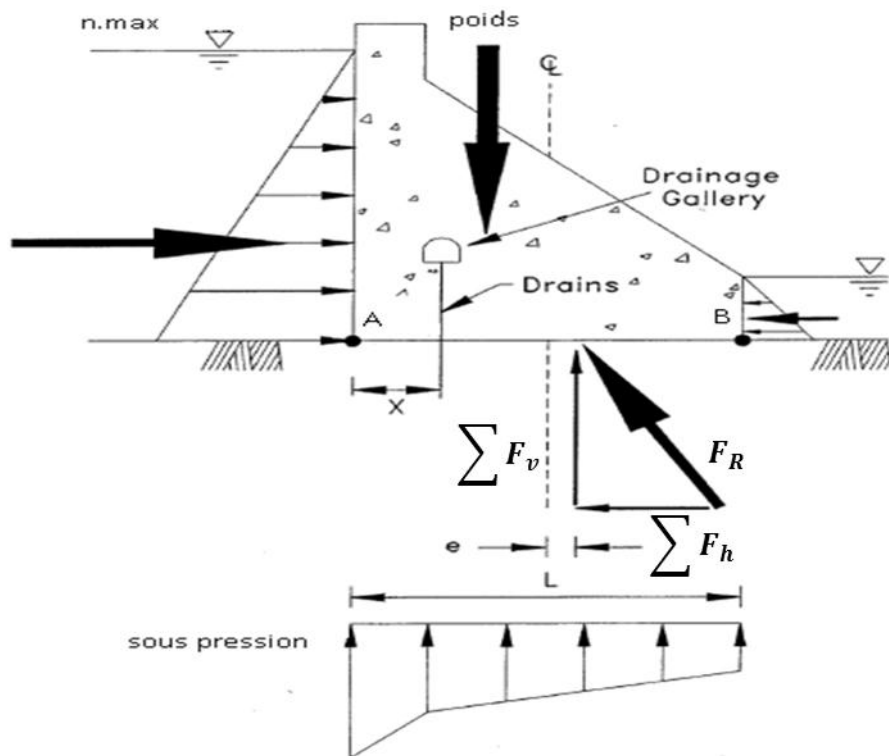


Figure II.7 : Résultantes des forces agissant sur le diagramme libre de corps d’une section de barrage en béton.

Sachant que :

Poids : poids du barrage

ΣF_v : La somme des forces verticales (efficaces)

ΣF_h : La somme des forces horizontales

F_R : Résultante des forces.

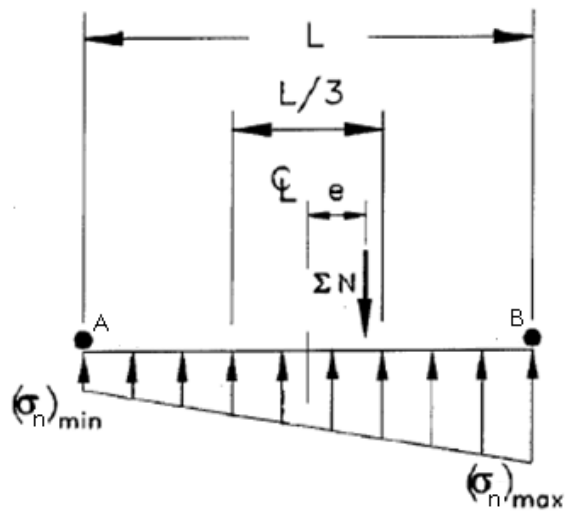
$$e = \frac{\Sigma \text{lasommesdesmomentauecentrelinebase}}{\Sigma F_v}$$

II-4-1-2-Conditions des stabilités :

$$(\sigma_n)_{\min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

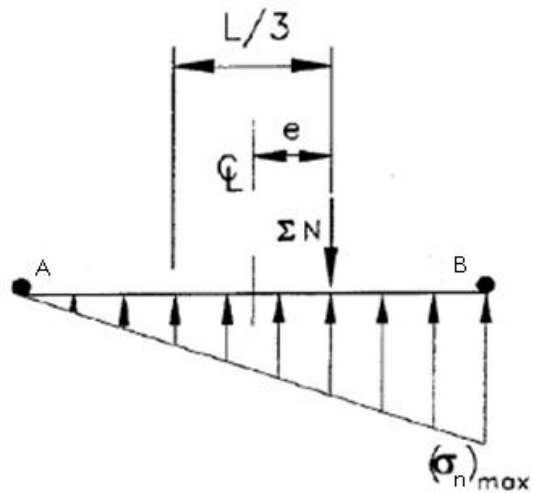
$$(\sigma_n)_{\max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

100% la base soumis à la compression



100% la base soumis à la compression

Résultant 1/3 point ($e = \frac{L}{6}$)



σ_n = pression à la base (effectif contrainte)

L = longueur de la base du barrage

e = excentricité de résultant

R = résultant à la base

N =composant normal

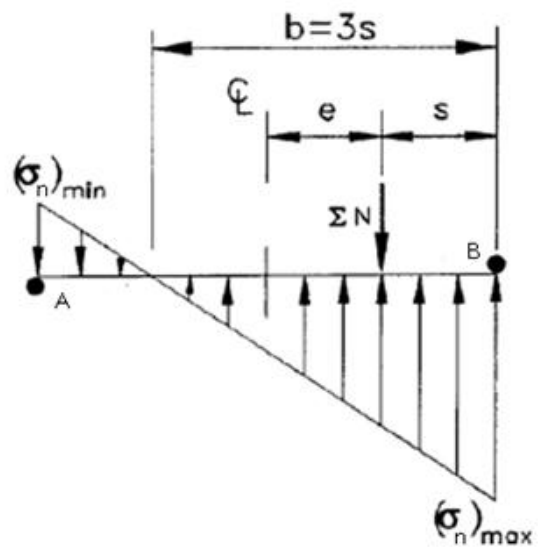


Tableau 4 les conditions de charge		
Numéro de condition.	Cas	Description
1	Le plus mauvais cas statique	Combinaison : niveau de la retenue maximal.
2	Cas dynamique maximum	Combinaison : accidentel (présence d'un séisme)

Tableau II.3: Représente les conditions de charge (cas plus mauvaise et cas dynamique).

II-4-2-Méthode d'analyses numériques :

La base de cette méthode est la méthode des éléments finis (MEF). Elle se fonde sur une représentation précise de la vraie structure.

La méthode des éléments finis est employée intensivement par des ingénieurs et des scientifiques pour faire les modèles mathématiques et résolvent numériquement des problèmes complexes. Des analyses sont portées dehors en grande partie pour obtenir la perspicacité dans et prévoir idéalement des phénomènes normaux. Utilisation cette information peut faire des conceptions plus coûter et prévoir intensivement structural issues qui peuvent se produire.

Ceci peut être fait en s'appliquant différentes actions et combinaisons à la structure, et l'augmentation de ces derniers jusqu'à l'échec est atteint. Les modes de défaillance pour vérifier la stabilité d'un barrage vis-à-vis au renversement, au glissement et défaillance interne des matériaux.

II-4-2-1-Détails de logiciel :

ANSYS est un code de calcul, qui représente une série de programmes puissants de simulation. Étant basé sur la méthode des éléments finis, qu'il peut exécuter des analyses linéaires simples et aussi bien que plus problèmes non linéaires.

Dans cette étude, la non-linéarité du modèle mathématique du comportement du matériau, la complexité géométrique du profil, propriétés des matériaux, et la déclaration des frontières sous formes des actions sont simulés.

II-5-Comportement du béton (Non-linéarité) :

Le béton est considéré comme comportement linéaire-élastique, une fois soumis à des bas efforts de compression, comme représenté la phase I sur la figure(II.8) Les microfissures n'existent pas pendant cette étape. Ainsi, la courbe de contrainte-tension est approximativement linéaire. La phase II est atteinte après approximativement 30% de la résistance à la compression. La rigidité du béton commencera à diminuer dans la balance macroscopique entre cette phase II. Le comportement non linéaire dans cette étape a des effets mineurs sur le rapport de contrainte-tension. Dans la phase III, le chargement accru aura comme conséquence la formation des fissures évidentes. Les contraintes résiduelles réduiront également en raison de l'échec matériel.

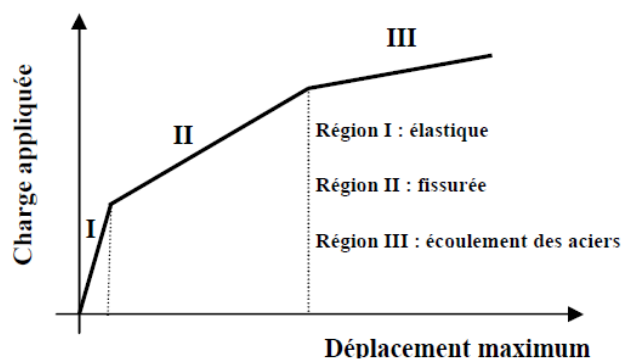


Figure II.8 : Réponse (charge-déplacement maximum) des éléments en béton armé.

La réponse non-linéaire est généralement provoquée par deux effets principaux, à savoir, la fissuration du béton en traction et écoulement plastique des barres de renforcement ou écrasement du béton en compression. Cette dernière est non seulement non-linéaire, mais elle est différente en traction qu'en compression. En plus, les propriétés mécaniques sont dépendantes de l'âge du béton au chargement et aux conditions d'environnement, telles que la température ambiante et l'humidité. Les propriétés matérielles du béton et de l'acier sont également dépendantes du taux de contrainte jusqu'à un degré différent.

II-6-Comportement mécanique du béton :

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'une matrice en ciment et d'inclusions de granulats ou agrégats (sables, graviers, cailloux) dont la répartition et la géométrie ne sont pas

connues à priori et présentent souvent une dispersion importante. A cette hétérogénéité de composition vient s'ajouter une hétérogénéité dite structurelle. Elle consiste en l'existence de défauts initiaux (microfissures) au sein de la microstructure. La plupart de ces défauts se situent à l'interface entre les granulats et la pâte de ciment, cette interface constituant le lien le plus faible du matériau.

Des microfissures peuvent également être générées dans le ciment par différents facteurs, tels que : le retrait (diminution du volume apparent de la matière) hydraulique engendré par une évaporation d'eau, le retrait thermique engendré par une variation de température ou une consolidation incomplète du ciment entraînant la formation de microcavités. Lorsque cette structure est soumise à une sollicitation, des microfissures supplémentaires peuvent se former suite à des concentrations de contraintes de tension isolées dues à des déformations incompatibles entre les granulats et le ciment.

II-6-1-Comportement du béton en compression uniaxiale :[19]

La courbe caractéristique reliant les contraintes aux déformations obtenue lors des essais de compression uniaxiaux sur un cylindre en béton est présentée sur la figure (II.9). Elle montre un comportement quasiment linéaire élastique jusqu'à environ 30-40% de sa résistance limite en compression f_c et devient ensuite une courbe non linéaire jusqu'à la contrainte limite. Après le pic, la partie décroissante de la courbe caractérise le régime du comportement adoucissant du béton jusqu'à ce que la ruine par effondrement apparaisse. La partie croissante de la courbe est indépendante de l'élanement du cylindre testé (rapport du diamètre sur la hauteur de l'échantillon), ce qui n'est pas le cas pour le régime d'adoucissement où une augmentation de la ductilité (en termes de contrainte et déformation) est observée expérimentalement avec une augmentation de l'élanement (l'effet d'échelle).

Le comportement du béton en compression uniaxiale peut être divisé en deux zones: la partie ascendante de la courbe contrainte-déformation décrit le comportement du béton non fissuré (présence uniquement de microfissures non visibles à l'œil nu) alors que la partie d'adoucissement est associée au comportement du béton fissuré (les fissures sont observables à l'œil nu).

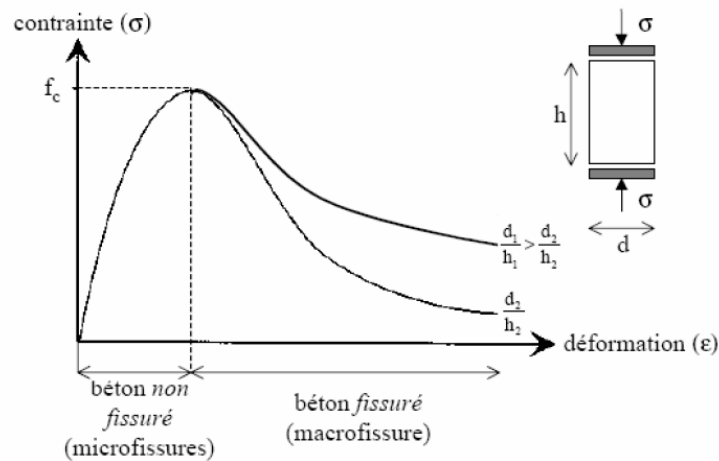


Figure II.9: Comportement du béton en compression uniaxiale.

II-6-2-Comportement du béton en traction uniaxiale :

La courbe contrainte-déformation du béton obtenue en traction uniaxiale figure (II.10) est similaire à celle décrite pour la compression, mis à part le fait que la résistance limite en traction f_t est nettement plus faible que celle en compression ($f_t=0.1f_c$). La courbe est linéaire jusqu'à environ 75% de sa résistance limite de traction, f_t . Les microfissures s'initient à se développer dans la région qui précède la résistance au pic et qu'elles s'agrandissent plus rapidement que lors du test de compression et par conséquent la rupture survient plus tôt.

Des tests expérimentaux de traction directe effectués sur des éprouvettes en béton ont montré que, juste avant le pic, une décohésion des granulats les plus importants apparaissait et que les fissures nées de cette décohésion coalescente ensuite avec les microfissures existantes pour former une macrofissure continue. De plus, les résultats révèlent la présence de nombreux grains reliant les surfaces de la fissure, ce qui explique la branche d'adoucissement de la courbe contrainte-déformation. La ruine des éprouvettes apparaît lors de la rupture de ces grains.[19]

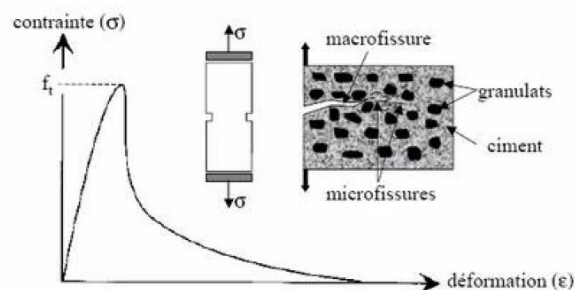


Figure II.10: Comportement du béton en traction uniaxiale.

II-6-3-Comportement du béton sous contraintes biaxiales :

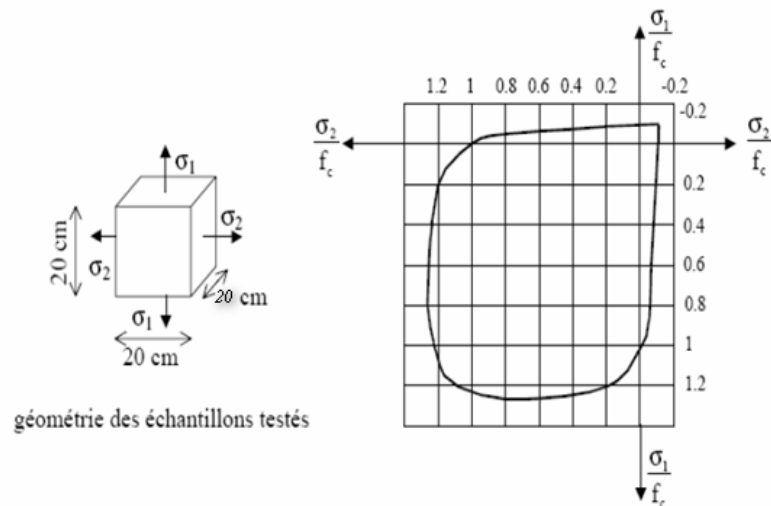


Figure II.11 : Comportement du béton sous contraintes biaxiales.

Les données sur le comportement du béton sous un état de contrainte multiaxial sont plus rares car les tests expérimentaux sont plus difficiles à mettre en œuvre. ont étudié le comportement du béton soumis à des contraintes biaxiales et ils ont ainsi établi des relations entre les contraintes et les déformations en compression biaxiale, en tension biaxiale et en tension et compression combinées. De plus, les enveloppes à la limite d'élasticité et à la rupture ont été établies dans l'espace à deux dimensions des contraintes figure (II.11). Ces résultats ont été largement exploités pour établir des critères limites et des lois de comportement du béton utilisables dans des codes de calcul par éléments finis.[12]

Le comportement compressif non linéaire du béton peut être décrit avec les équations

suivantes, selon Eurocode 2 (2005). Avec : $\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k+2)\eta}$,

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}$$

$$k = 1.0 E_{cm} \frac{\varepsilon_{c1}}{f_{cm}}$$

σ_c : est la résistance à la pression de cylindre concret moyen [Pa]

f_{cm} : est la valeur moyenne de la résistance à la pression de cylindre concret.

ε_c : est la contrainte compressive [-]

ε_{c1} : est la contrainte au f_c maximal d'effort de compression,

ε_{cul} : est la contrainte ultime [-]

E_{cm} : module élastique moyen [Pa]

Le comportement de tension du béton peut être décrit avec des lois crack d'ouverture.

Les lois crack d'ouverture décrivent le comportement après atteinte de la résistance à la traction.

Dans la figure (II.12) trois lois crack différentes d'ouverture sont montrés : linéaire, bilinéaire et exponentiel.

La courbe linéaire est la plus simple, tandis que l'exponentiel est le plus réaliste.

Les équations ci-dessous décrivent la largeur de crack d'ouverture quand la capacité de charge de tension de bétons va à zéro pour les différents cas sur le schéma (II.12).

$$w_{cl} = 2 \times \left(\frac{G_F}{f_t} \right) \quad [\text{m}]$$

$$w_1 = 0.8 \times \left(\frac{G_F}{f_t} \right) \quad [\text{m}]$$

$$w_{cb} = 3.6 \times \left(\frac{G_F}{f_t} \right) \quad [\text{m}]$$

$$w_{ce} = 5.14 \times \left(\frac{G_F}{f_t} \right) \quad [\text{m}]$$

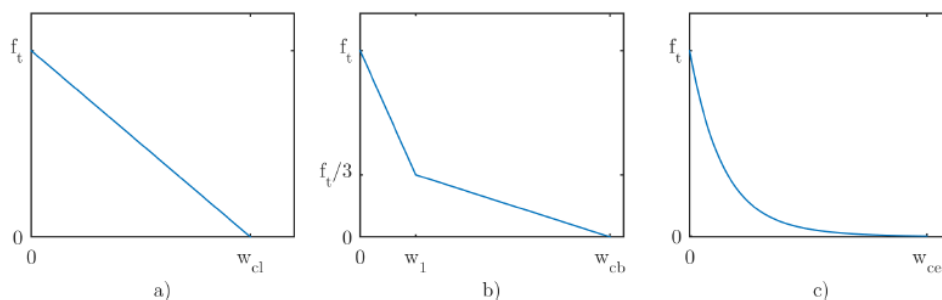


Figure II.12 : Différents types de courbes de ramollissement de tension, a) linéaire, b) bilinéaire, c) exponentiel.

Hordijk (1991) présente une équation décrivant la loi crack exponentielle d'ouverture :

$$\frac{\sigma}{f_t} = \left(1 + \left(c_1 \cdot \frac{\omega}{\omega_{ce}} \right)^3 \right) e^{-c_2 \omega / \omega_{ce}} - \frac{\omega}{\omega_{ce}} \cdot (1 + c_1^3) e^{-c_2}$$

Avec,

$c_1 = 3$ et $c_2 = 6.93$ sont des constants proposés par Hordijk (1991).

$$G_F = f_{cm}^{0.18} \quad [\text{MPa}]$$

f_{cm} : est la résistance à la pression moyenne en MPa.

II-6-4-Effort multiaxial :

Le comportement du béton sous l'effort multiaxial est différent du comportement de l'effort uniaxial. Le schéma II.13 montre le développement d'échec pour le béton et la fissuration de cela correspond au chargement biaxial.

Le schéma II.13 montre les critères de rendement pour le béton sous le chargement biaxial. la fissuration de tension se produit dans le premier, deuxième et quatrième quart de cercle où elle est soumise aux contraintes de traction. La fente se développe perpendiculaire à la contrainte de traction principale.

Les états de compression et de tension simultanées réduit la résistance à la traction. Le troisième quart de cercle décrit l'état biaxial de compression. Le compressif la force augmente de manière significative sous la compression biaxial ; jusqu'à 25% de l'uniaxial résistance à la pression. [14]

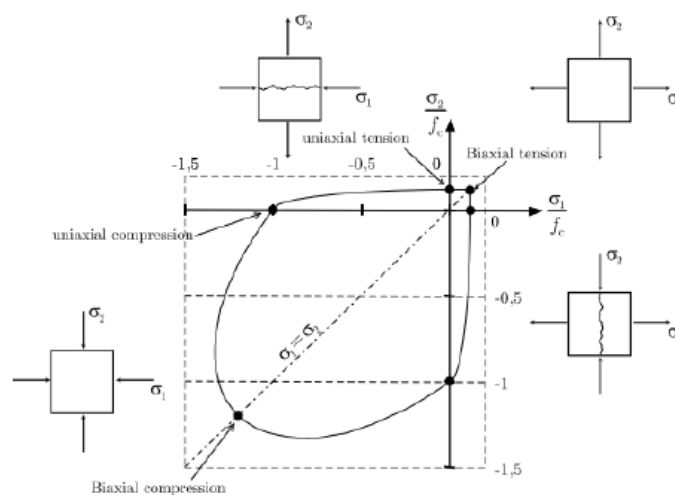


Figure II.13 : Rapporter la surface du béton pour des conditions d'effort plat. [14]

Une fois soumis aux efforts de compression à trois axes, le mode de l'échec implique l'un ou l'autre rupture de tension parallèle à l'effort de compression maximum ou à un mode de cisaillement de l'échec. La force et la ductilité du béton sous des augmentations à trois axes de compression sensiblement comparé à l'état sous la compression uniaxiale.

Chapitre III

Description du barrage El K'sob

Chapitre III : Description du barrage El K'sob

III-1- Historique :[1]

1920 : L'édification d'un barrage de dérivation des eaux de crue de l'oued k'sob inférieur fut inscrite au programme de travaux publics de novembre 1920.

1927 : La possibilité de construire sur l'oued k'sob, non pas un barrage de dérivation mais un barrage réservoir fut examinée par les ingénieurs de la circonscription de bougie (Bejaia).

1930 : La réalisation du barrage fut mise au concours le 25 novembre 1929. Six entreprises soumissionnaires. Par jugement du 2 décembre 1930 les travaux furent confiés à la société THEG.

Il s'agissait alors d'un barrage type "poids évidé" arasé à la cote (610) d'une hauteur de 50 m et d'une capacité de 50 hm³. L'ouvrage ainsi conçu pouvait assurer la régularisation interannuelle du débit de l'oued k'sob.

1933: Les travaux préparatoires étaient achevés lorsque des compressions budgétaires imposèrent une limitation des dépenses entraînant une modification du projet.

Le marché passé avec la société THEG fut approuvé le 23 octobre 1933.

1934 : Les fondations furent terminées en 1934.

1935 : Une crue de 680 m³ survint le 5 octobre endommageant les rives en aval du barrage.

1939 : Le corps du barrage fut achevé dans le courant de l'année.

1940: Les évacuateurs étant terminés à la fin du premier semestre la mise en eau débuta en juillet 1940.

1947 : Le câble de la vanne de garde de vidange se rompit provoquant l'interruption des validations. Il fallut vidanger le barrage par les vannes de prise.

1954: L'aménagement d'un deuxième pertuis de vidange fut terminé en Mai 1954.

1955-1960 : Construction du tronc commun et du réseau d'irrigation en béton remplaçant les anciennes seguias.

III-2- Situation géographique du bassin versant K'sob :

Le bassin versant de l'oued K'sob est situé dans le grand bassin du Hodna au Nord de l'Algérie (Figures III.1). Il est limité au Nord-Ouest par la chaîne montagneuse des Bibans ; au Sud et au Sud-ouest par les monts du Hodna et à l'Est par les hautes plaines de Sétif. Il se situe aussi entre les méridiens de longitudes 5°6' et 4°34' Est et les parallèles de latitude 35°33' et 36°18' Nord.

Il s'étend sur la totalité de la wilaya de Bordj Bou Arreridj dont son exutoire est à la limite Nord de la wilaya de M'sila.

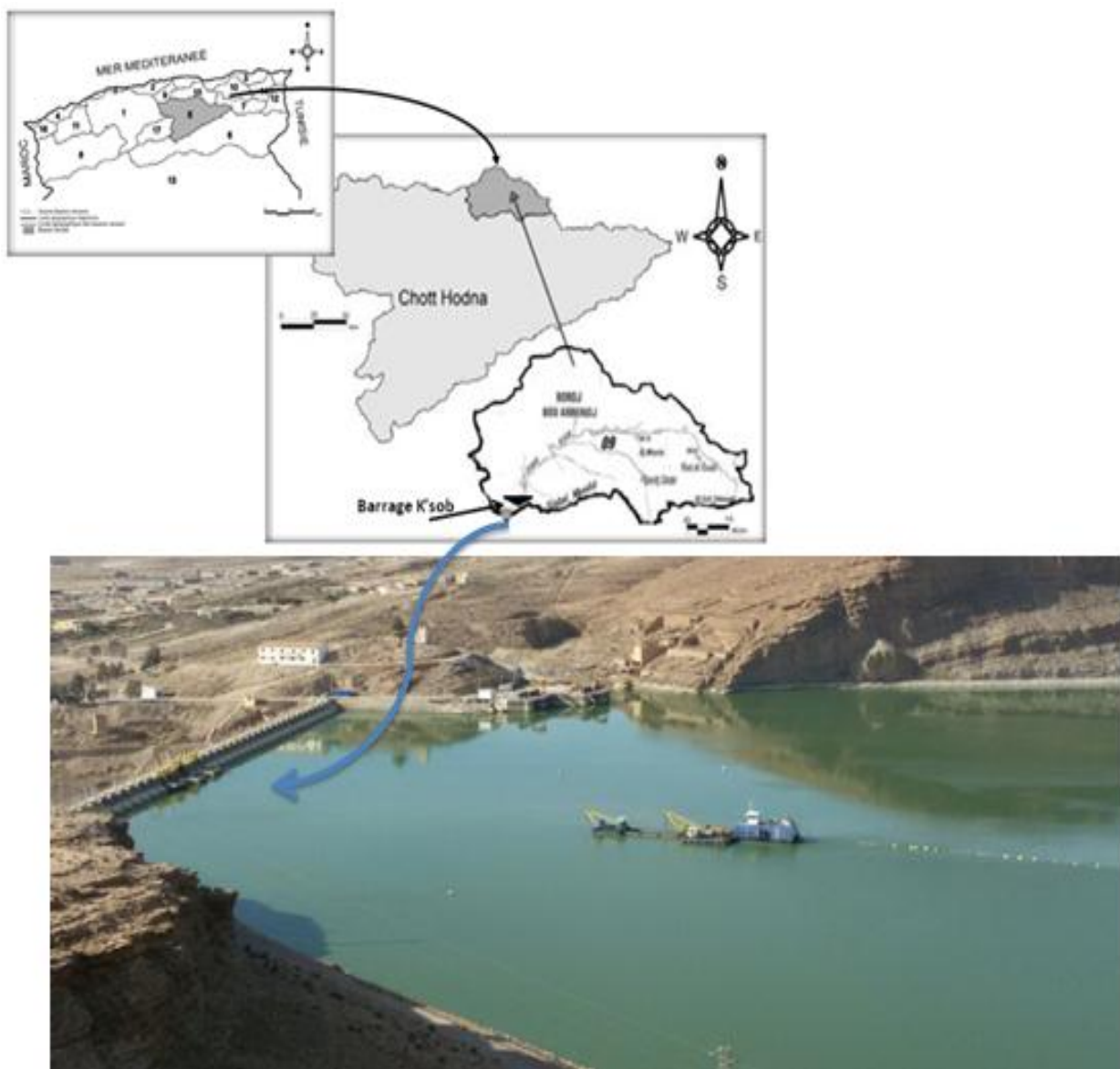


Figure III.1: Position géographique du barrage El K'sob.

III-3- Monographie du barrage : [1]

Le barrage du k'sob est de type contreforts à voûtes multiples, posé sur deux culées en rive droite et rive gauche. Le barrage actuel présente une hauteur maximale sur sa fondation de 46 mètres, pour une longueur de crête de 280 mètres, la capacité initiale de la retenue est de 29.5 hm³ sous le niveau de retenue normale. Il est classé en catégorie « M » inscrit au registre mondial des grands barrages.

La partie principale est constituée de trente-huit voûtes reposant sur trente-sept contreforts intermédiaires et aux extrémités, sur deux culées formant barrage poids.

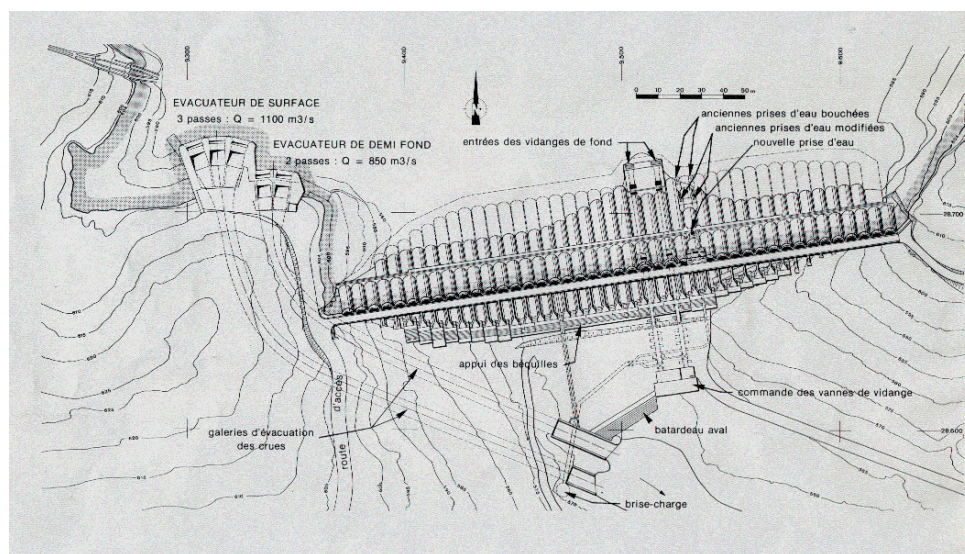


Figure III.2: Plan d'implantation du barrage El K'sob.



Figure III.3: Photo de Vue du barrage, face aval.

Le tableau suivant récapitule les principales caractéristiques du barrage. (Tableau III-1)

Caractéristique générales	Données		
Superficie du bassin versant	1 460 km ²		
Périmètre du bassin versant	180 km		
Altitude moyen	1070 m		
Apport annuel moyen	51.5 Hm ³		
Précipitation moyenne annuelle	220.0 mm		
Déversoir	Evacuateurs de crue en rive droite		
Caractéristique du barrage	Barrage initial	Après surélévation	Récent
Début et fin des travaux	1934 à 1940	1972 à 1976	-
Année tenue en eau	1940	1977	-
Surface du plan d'eau	121 ha	252.5 ha	-
Altitude maximale de la retenue	591m	605.5	-
Hauteur de surélévation	-	15 m	-
Hauteur maximal	31 m	46 m	-
Longueur crête	254.5 m	280 m	-
Largeur de la crête	5.5 m	3 m	-
Base de la digue	48 m	56 m	-
Pente des parements amont	0.9	-	-
Pente des parements aval	0.4	-	-
Cote de la retenue maximale	591.00	605.50	-
Cote de la retenue normale	590.00	604.00	-
Capacité à la retenue normale	11.5 hm ³ (590)	29.5 hm ³ (604)	11.8 hm ³
Taux d'envasement	69 % Levé 1968	60 % Levé 2008	(2008)
Périmètre irrigué.	13000 ha	6250 ha	-
			4840 ha

Tableau III.1: Principales caractéristiques du barrage El K'sob.

III-4-Les fondations :[1]

Le barrage est fondé sur un banc de calcaire éocène recouvrant un substratum de marnes du crétacé supérieur, voir la figure III.4.

Le banc de rocher solide de fondation à 15 mètres d'épaisseur dans l'axe d'implantation, cependant un banc de schiste dit couche M se trouve intercalé dans le calcaire et vient affleurer dans les fondations du barrage. Cette zone de roches moins résistante a nécessité un accroissement assez important des fondations afin de répartir les charges de manière compatible avec la résistance des schistes.

La base des contreforts a été conçue de façon à ne transmettre au rocher de fondation que les pressions admissibles et également pour éviter tout glissement de l'ouvrage.

Elle consiste en des semelles de béton armé dont les empattements croissent suivant une loi linéaire fonction de la hauteur totale du profil. La pression sur le rocher est ainsi limitée, en principe à $15 \text{ Kg} / \text{cm}^2$.

En ce qui concerne les efforts de glissement, on remarquera que l'orientation des contreforts, normale aux strates rocheuses, a permis de les buter dans de bonnes conditions de résistance. Il y a lieu d'observer également que la résultante générale (pour chaque contrefort) fait avec le sol un angle supérieur à 45° , la charge d'appui est donc supérieure à l'effort de glissement.

Pour accroître la sécurité, on a muni la face inférieure de chaque semelle de fortes dents pénétrant dans le terrain à des profondeurs de l'ordre de 0.80 m.

Dans la partie centrale du barrage et sur toute l'emprise intéressée par chaque semelle, on a procédé à l'enlèvement des terrains alluviaux jusqu'aux couches sous-jacentes de calcaires à silex et de Marno-calcaires.

Le remplissage du vide créé a été fait au moyen de gros béton ancré au rocher à l'aide de redans aménagés à cet effet. Le massif en béton porte à sa partie supérieure, des cavités correspondant aux saillies des semelles. [1]

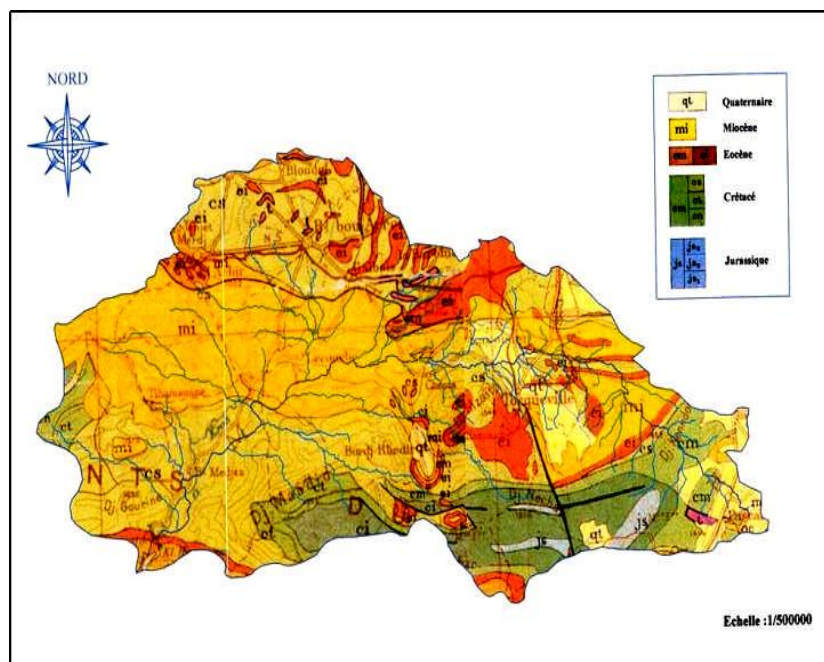


Figure III.4: Carte géologique du bassin de K'sob.

III-5- Le corps du barrage :[1]

III-5-1- Les contreforts :



Figure III.5: Photo des contreforts du barrage EL K'sob.

Les contreforts verticaux espacés de 6 m d'axe en axe ont un profil sensiblement triangulaire, voir la Figure III.5.

Le fruit du parement amont est de 0.90, celui du parement aval de 0.40.

Leur épaisseur diminue de la base au sommet ; elle atteint 0.56 m à la base, pour les plus hauts, au raccordement avec les voûtes et 0.48 au parement aval. L'épaisseur au sommet est de 0.32 m.

A la base se trouve une semelle de répartition, de largeur variable en fonction de la hauteur, cette semelle est pourvue de redans d'ancrage, elle repose suivant la nature du terrain d'appui, soit sur le rocher, soit sur une assise de gros béton.

La largeur de ces semelles est de 2.60 m pour les contreforts les plus élevés.

Juste au-dessus des semelles et sensiblement au milieu du profil exécuté en première étape, les contreforts sont percés d'un trou facilitant le passage d'une travée à l'autre et limitant d'éventuelles poussées latérales d'eau, (ruissellement, fuites, etc...).

Tous les éléments du contrefort existant comportent les aciers en attente convenables pour la liaison avec les éléments correspondants de la surélévation projetée.

La stabilité transversale et la rigidité des contreforts sont assurées par des nervures verticales reliées par des entretoises horizontales et par des diagonales ou contreventements.

Les nervures verticales dont les saillies de 40×40 espacées de 4.95 d'axe en axe.

La section des entretoises est de 40×50, elles sont situées dans les plans horizontaux distants de 5.50 m.

Les diagonales ont une section de 60×60.

A la base des cinq dernières voûtes en R. D. (C.24 à C.34), les entretoises ont été remplacées par des murs en béton armé. Cette disposition délimite de petits bassins qui, faute barbacane, accumulent les eaux d'infiltration. [1]

III-5-2- Les voûtes :

Les voûtes sont au nombre de trente-huit, leur portée d'axe en axe des appuis est de 6m. Ce sont des cylindres circulaires dont les génératrices sont inclinées à 0.9 (même fruit que les contreforts).

L'épaisseur des voûtes varie suivant le niveau considéré et croît en fonction du carré de la profondeur mesurée à partir du niveau de la retenue maximum, voir la figure III .6.

Pour les voûtes s'appuyant au fond du thalweg l'épaisseur à la base est de 0.43m, elle est de 0.184 m au niveau de la retenue (590 environ), elle ne sera plus que 0.15 à la partie supérieure (605) après surélévation.

L'intrados est semi-circulaire, sauf deux courts éléments plans aux extrémités destinés à faciliter le raccordement avec les contreforts dont l'épaisseur varie. Le rayon d'intrados est constant quelle que soit la cote, seul le rayon d'extrados varie.

L'extrados est circulaire et concentrique à l'intrados, entre deux voûtes voisines il y'a une gorge de raccordement à flèche constante.

La surface extérieure du rideau-voûtes est recouverte d'une chape d'étanchéité comprenant une forme en béton mis en place au ciment-gun sur quadrillage d'acier et un enduit constitué de toiles imprégnées d'une émulsion bitumineuse à stabilisant minéral.

A leur partie basse, les voûtes sont fondées sur une semelle prolongée vers l'amont par un tapis d'étanchéité bordé par une nervure, ce tapis est également recouvert d'une chape étanche ferrillée. [1]



Figure III.6: Photo des voûtes en face amont du barrage K'sob.

III-6- Les matériaux de construction :[1]

- Les fondations des contreforts et les culées du barrage ont été exécutées en béton à 200 Kg de ciment.
- Les contreforts, les nervures et les entretoises en béton à 300 Kg.
- Les voûtes et toutes les parties baignées par l'eau en béton à 400 Kg.

III-6-1-L'étanchéité et le collage :

Le dispositif destiné à assurer l'étanchéité d'ensemble comprend :

- Un radier au pied amont des voutes.
- Une para-fouille implantée sous la partie amont du radier d'étanchéité.
- Un rideau d'injection.

- **Le radier d'étanchéité :**

L'étanchéité entre le pied des voûtes et le mur parafouille est assuré par un radier d'étanchéité.

Ce radier est une sorte de languette souple en béton armé, ancré par l'intermédiaire d'une poutre armée dans le mur parafouille. [1]

- **La parafouille :**

La parafouille en gros béton est située sous la partie amont du radier d'étanchéité à environ 5 m pied des voûtes.

Il ne suit pas le feston des voûtes, son implantation est rectiligne dans la partie centrale du barrage et s'incurve vers l'aval sur les deux rives.

Son épaisseur est de 1.50 et sa profondeur de 4 m. il descend jusqu'à la première couche de marnes relativement imperméable.

Au cours du bétonnage et dans le but de réaliser le collage de parafouille, l'entreprise avait placé dans ce mur des tubes de 80/90 distants horizontalement de 7 m et inclinés à 45° vers la rive droite. Ces tubes ont 6 m de longueur. [1]

- **les injections :**

Le rideau comprend :

Une partie centrale, verticale, de hauteur sensiblement constante implantée suivant le contour de la parafouille ;

- Une aile rive gauche verticale ;

- Une aile rive droite rabattue de 40° vers l'aval.

Dans la partie centrale du rideau, 35 sondages ont été injectés, ils sont inclinés à 45° vers la rive droite et pénètrent dans les marnes schistoïdes brunes. Ces sondages ont une longueur moyenne de 35 m, leur espacement est irrégulier. La longueur de ce rideau est de 194 m, sa surface est de 4000 m² environ. [1]

III-7-Phénomènes sismiques sur la tenue de l'ouvrage :

Le barrage du K'sob, placé dans une zone assez troublée en tenant compte des effets d'accélération sismique.

En février 1946 il se produisit un tremblement dont l'épicentre était relativement proche du barrage (20 km nord –Est) d'intensité 5 dans l'échelle de Mercalli à l'emplacement du barrage. Une autre secousse en janvier 65 n'a entraîné aucun désordre. [1]

Notre connaissance actuelle des phénomènes est telle que s'il n'est pas possible de prédire l'instant où un séisme se produira en un lieu donné, il est possible d'identifier les zones à haut risque sismique, et d'y construire en conséquence. Pour cela, il faut comprendre le mécanisme par un certain nombre de grandeurs directement utilisables par l'ingénieur. [2]

III-7-1-Définition du séisme :

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

Les vibrations sont occasionnées par les déplacements et les frictions abruptes de différentes plaques de la croûte. Ce phénomène est désigné sous le nom de tectonique des plaques. [2]

III-7-2 -Risque sismique :

Le risque sismique d'un site est un risque naturel lié à l'activité sismique. C'est la conjonction d'un aléa sismique et d'une vulnérabilité des personnes, des biens et des activités sur ce site.

Aucun barrage en béton ou en maçonnerie n'a subi de destruction à l'occasion des séismes les plus violents, à l'exception de la ruine du barrage de dérivation de Shih-Kang (Taïwan).

La présence d'une faille, sensiblement parallèle à la vallée et non détectée pendant les travaux, provoqua un rejet vertical de 7,7 m entre les pertuis vannés de la rive droite mais sans mâchure catastrophique d'eau de la retenue (Fig. N°. III-7). [16]



Figure III.7: Barrage de Shih-Kang après le séisme Chi Chi (Taïwan). – rupture au droit de la faille

Qu'il s'agisse de barrages-voûtes ou de barrage-poids, en béton ou en maçonnerie, la stabilité globale des ouvrages n'a pas été mise en cause et les dégâts observés se sont traduits principalement :

Par l'apparition de fissures en partie supérieure des ouvrages localisées en général à des changements d'inertie des structures, en particulier lorsque le parement aval comporte une rupture de pente.

Par des ouvertures ou des décalages au droit des joints de plots.

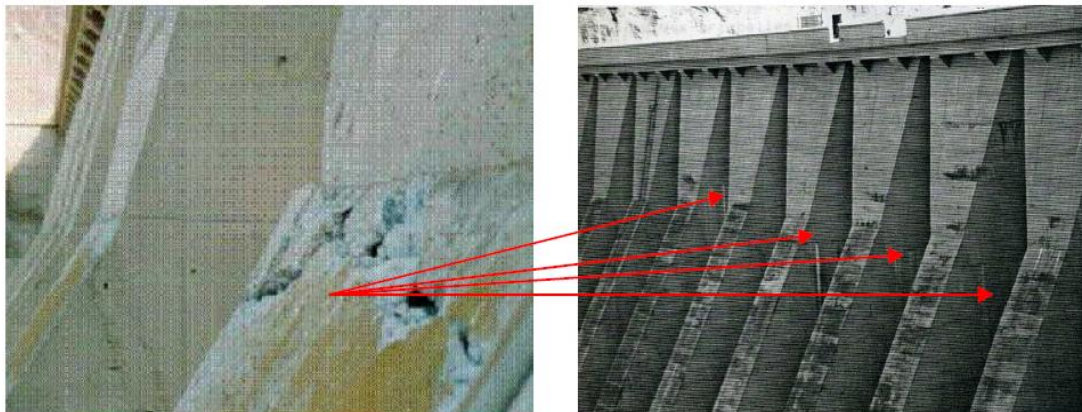


Figure III.8: Barrage de Sefid Rud (Iran) – Fissures en tête des contreforts.

s=6.0), Alger en 1996 ($M_s=5.7$), Ain Timouchent en 1999 ($M_s=5.9$), et le plus récent en 2003 de Boumerdes. Tous ces événements sont localisés sur l'Atlas Tellien.

L'analyse tectonique des secteurs d'Alger, de l'Oranie et du Constantinois a permis de retrouver une histoire géodynamique caractérisée par trois événements néogènes importants, ayant conditionné l'activité sismique du nord de l'Algérie. [18]

III-7-4- Critères de classification selon le « RPA99 » :

Les critères de classifications selon le « RPA 99, version 2003 » sont : les zones sismiques, l'importance des ouvrages, les sites, les systèmes de contreventement et la régularité des ouvrages.

Le territoire national est divisé en cinq (05) zones de sismicité croissante et dont la figure ci-dessous représente la carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage global des différentes wilayas. L'annexe I du « RPA 99, version 2003 » donne la classification sismique par wilaya et par commune lorsque la wilaya est partagée entre deux zones sismiques différentes ou plus.

- Zone0: Sismicité négligeable.
- Zone1: Sismicité faible.
- Zone2 :«a» et «b»: Sismicité moyenne.
- Zone3: Sismicité élevée.

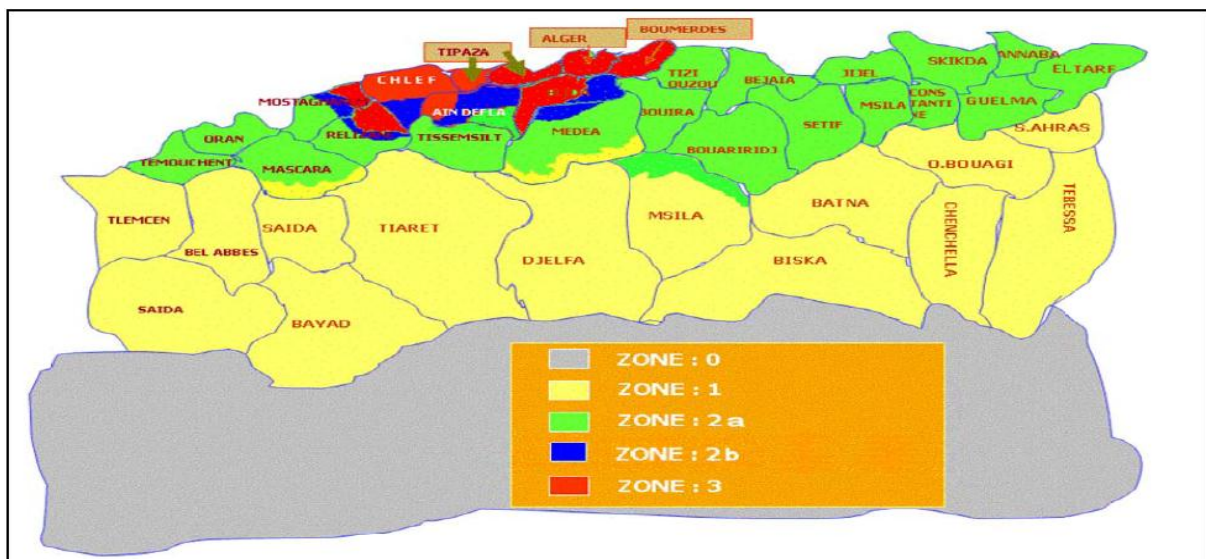


Figure III.9: Zone sismique du territoire national. [15]

A travers la carte des zones sismiques de l'Algérie, on remarque que la wilaya de M'sila est partagée entre deux zones sismiques différentes (zone 1, et zone 2a), la position du barrage K'sob est dans la zone sismique moyen (zone 2a,).

Actuellement, le calcul de la stabilité dynamique des barrages est beaucoup développé ces dernières années. Les barrages à contreforts présentent une sensibilité particulière vis-à-vis à l'effet du séisme. La force sismique est une force instantanée et dangereuse sur la stabilité des barrages,

Chapitre IV

Étude de cas

Chapitre IV: Étude de cas

IV-1-Introduction :

Dans ce chapitre nous allons simuler un modèle numérique tri dimensionnel. Cette simulation est effectuée par logiciel ANSYS version 12, il permet l'utilisation un type d'élément fini, car il est conçu pour résoudre numériquement une large variété de problèmes mécaniques en modélisant le comportement mécanique des solides et des structures sous des charges extérieures appliquées.

Les modes des échecs et stabilité structurale du barrage peut se résumer en raison :

1) une d'échec de glissement 2) de renversement; 3) d'écrasant;

1) Glissement : La stabilité contre le glissement et le cisaillement par une certaine section par le barrage à travers la base ou le long des fissures importantes dans la base. C'est pourquoi il doit être examiné avec prudence. L'échec de glissement se produira quand les efforts horizontaux dépassent les efforts résistants à ce niveau. Le facteur de sécurité contre le glissement (F_s) doit satisfaire la norme sur l'étude d'analyse (statique ou dynamique).

2) Renversement par rapport au pied du barrage : Si la résultante des moments moteurs est supérieure à celle des moments résistants sur un barrage à un quelconque de ses sections, le barrage tournera.

3) Compression ou écrasement : Un barrage peut échouer par l'échec de ses matériaux, *c.-à-d.*, les efforts de compression produits peuvent dépasser les efforts permis, et le matériel de barrage peut obtenir écrasé. La distribution directe de l'effort vertical à la base est donnée près

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{\sum F_V}{b} \left(1 \pm \frac{6e}{b} \right)$$

e : est l'excentricité de la force résultante du centre de la base, la valeur maximum dont peut être autorisé de chaque côté du centre de la base est égale à $b/6$; le $\sum F_V$ est résultante des forces verticales ; et b est la largeur de basse du barrage.

Effet de traction : les barrages en maçonnerie et en béton sont habituellement conçus de telle manière qu'aucune tension ne soit développée n'importe où, parce que ces matériaux ne peuvent pas résister à des contraintes de traction soutenues. Pour réaliser l'économie dans les conceptions des grands barrages poids, certaine quantité de Tension peut être autorisée dans la condition de charge la plus grave. La contrainte maximum de traction permise pour les grands barrages, sous les plus mauvais chargements, peut être absorbée en tant que 500 kN/m^2 .

Ce type d'étude nécessite les analyses statique et dynamique.

Pour faire comparer les résultats numériques, nous utilisons la méthode d'analyse de résistance des matériaux (RDM).

IV-2-Présentation géométrique du profil de barrage à étudier :

Le profil du barrage à étudier de 12 m de large inclus deux plans de contres forts et une voute avec deux demis sur les côtés.

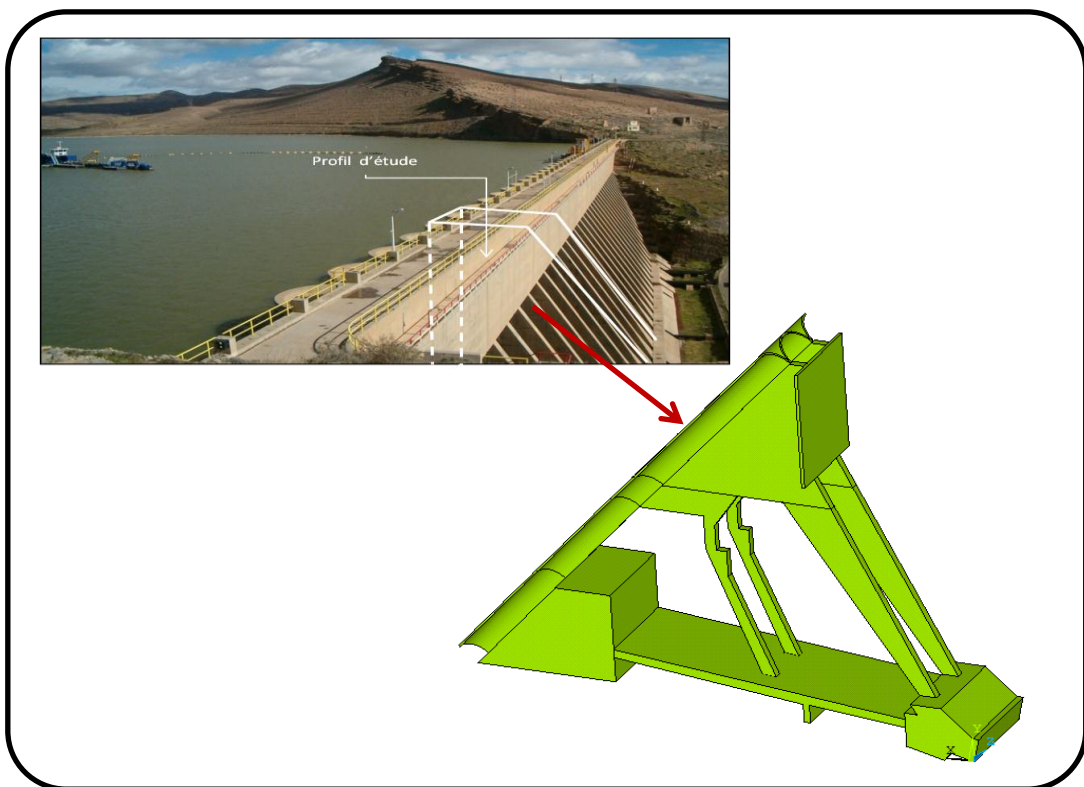


Figure IV.1:Présentation du profil d'étude.

La figure suivante (IV-2) montre les faces principales du profil de barrage. La face amont est composée d'un demi-cylindre au milieu et deux quart de cylindre sur les côtés. On trouve deux types de contre forts petits et grands répartis sur deux plans et qui s'étendent vers le bloc massif en aval.

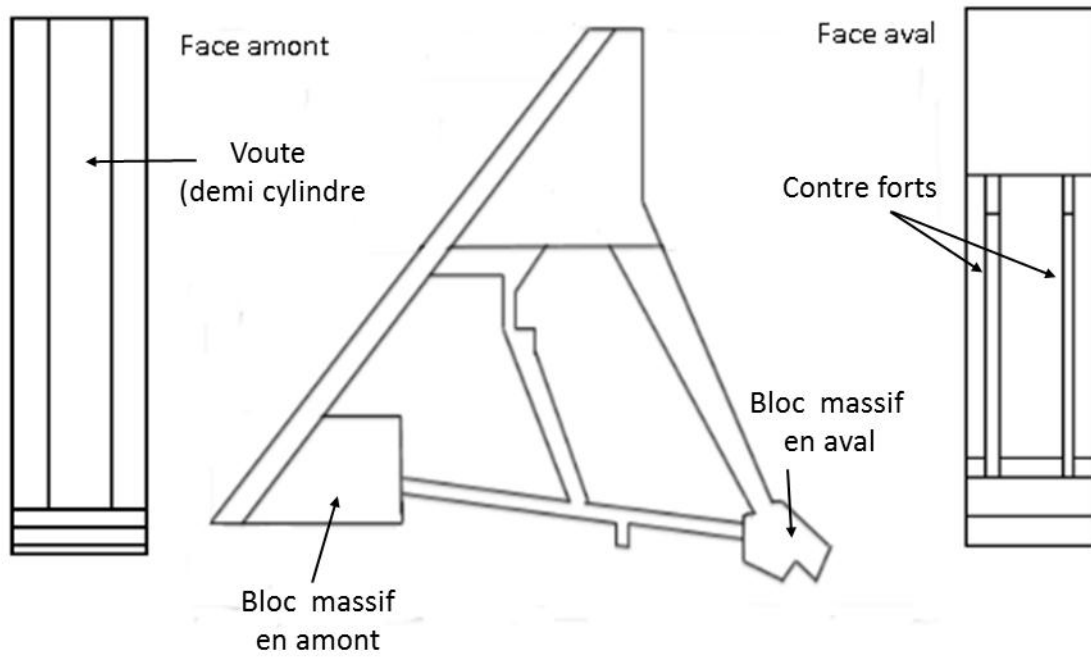


Figure IV.2:faces principales du profil à étudier (barrage K'sob),

IV-3-Méthode d'analyse, Stabilité vis-à-vis au glissement et renversement :

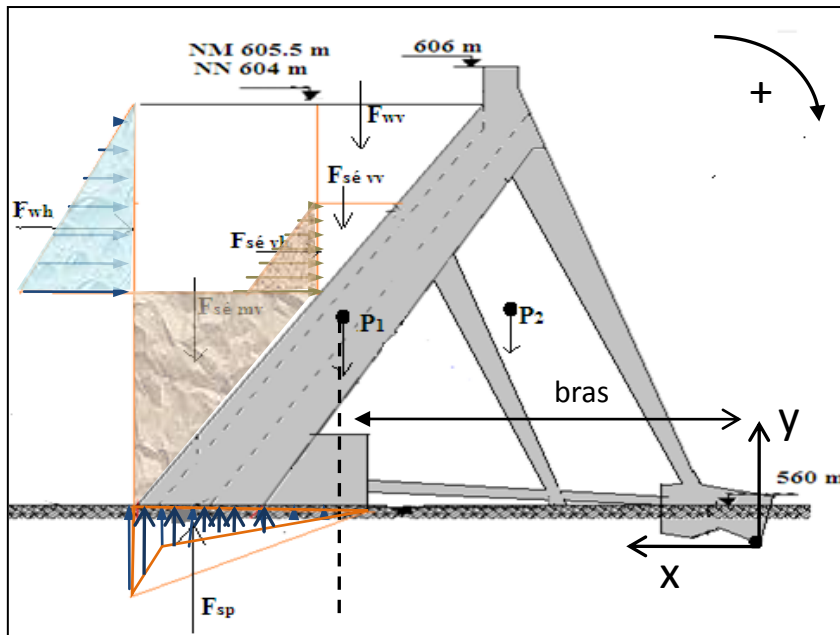
Quelque information du barrage :

Paramètre	H_w (m)	$h_{séd. m}$ (m)	$h_{séd. v}$ (m)	γ_w (kN/m^3)	Sédiments		Béton		Fondation	
					φ (°)	γ_d (kN/m^3)	γ_{b1} (kN/m^3)	γ_{b2} (kN/m^3)	C (KN/m^2)	φ (°)
Valeur	20	24	11	10	30	1.6	2.4	2.4	5	35

Tableau IV-1- Paramètres des matériaux nécessaires pour faire les calculs de stabilité.

IV-3-1-Etude d'état statique :

Forces appliquées sur le profil du barrage pour l'étude statique :



Force	Désignation
F_{wh}	Force hydrostatique horizontale
F_{wv}	Force hydrostatique verticale
$F_{séd\ h}$	Force horizontale de sédiment vivant
$F_{séd\ v}$	Force verticale de sédiment vivant
$F_{séd\ m\ v}$	Poids de sédiment mort
F_{sp}	Force des Sous pressions
p_1	Poids propre des voûtes du profile
p_2	poids des contres forts + blocs de fondation de contre fort + traverse)

Figure IV.3:Présentation des différentes forces appliquées sur le profile pour l'étude statique.

Cas particulier ($H_w = 21.5\text{ m}$ et $\gamma_w = 12\text{ (kN/m}^3\text{)}$) :

Force	Formule	Valeur (kN)	Bras (m)	Valeur Moment (kN.m)
F_{wh}	$0,5 \cdot \gamma_w \cdot H_w^2 \cdot B$	32649.64	34	1110087.83
F_{wv}	$\gamma_w \cdot V$	20035.24	38.22	765746.78
F_{sp}	$0,5 \cdot P_m \cdot b_1 \cdot B$	20842.90	54.5	1135938.05
$F_{séd\ v\ h}$	$0,5 \cdot C_1 \cdot \gamma_d \cdot B \cdot h_s^2$	6063.55	30	181906.56
$F_{séd\ v\ v}$	$\gamma_d \cdot V_1$	148.24	39.7	5884.97
$F_{séd\ m\ v}$	$\gamma_d' \cdot V_2$	4002.91	57.5	230167.44
P_1	$V' \cdot \gamma_{b1}$	5942.16	41	243628.56
P_2	$V'' \cdot \gamma_{b2}$	79175.08	28.18	2231153.81
F_{frott}	$c \cdot (bas1 + bas2) \cdot B + \Sigma(\sigma_n) \cdot tg(\varphi)$	64082.51	/	/
		$\Sigma F_{v\ rés} = 64082.51$		$\Sigma M / o_{rés} = 3476581.56$
		$\Sigma F_{h\ motr} = 38713.19$		$\Sigma M / o_{motr} = 2427932.44$

Tableau IV-2- Résumé des calculs des forces et des moments, cas statique, niveau maximal

($H = 21.5$) et poids volumique ($\gamma_w = 12$).

- Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

$$\Sigma F_{vrés} = 64082.51\text{ KN}$$

$$\Sigma F_{hmotr} = 38713.19\text{ KN}$$

$$K_s = \frac{64082.51}{38713.19} \rightarrow K_s = 1.66$$

- Vérification de la sécurité au renversement :

$$\Sigma M/o_{rés} = 3476581.56 \text{ kN.m}$$

$$\Sigma M/o_{motr} = 2427932.44 \text{ kN.m}$$

$$(K_s)_{M/o} = \frac{3476581.56}{2427932.44} \rightarrow (K_s)_{M/o} = 1.43$$

H (m)	γ_w (kN/m ³)	Glissement	Renversement
		K_s	K_s
21.5	10	1.86	1.49
21.5	11	1.75	1.46
21.5	12	1.66	1.43

Tableau IV-3- Résume les résultats, cas statique, niveau maximal, différentes valeurs de (γ_w).

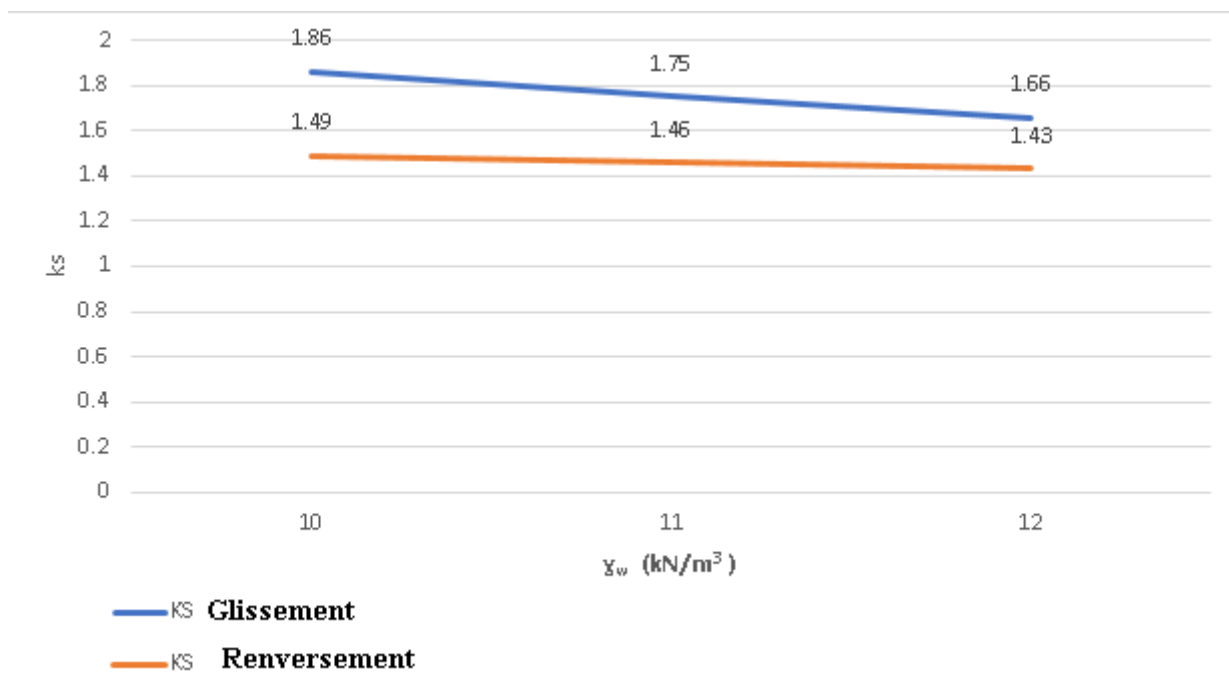


Figure IV.4: Variation du coefficient de sécurité en fonction (γ_w), cas statique.

A travers la figure VI-4, on remarque la présence de l'effet de la variation du poids volumique sur le coefficient de glissement plus que sur celui du renversement. Cette variation du coefficient de sécurité tend vers la diminution.

*Remarque : le phénomène de variation du poids volumique de l'eau durant les crues est présent dans notre région El Hodna.

IV-3-2-Etude d'état dynamique :

Forces appliquées sur le profil du barrage pour l'étude dynamique :

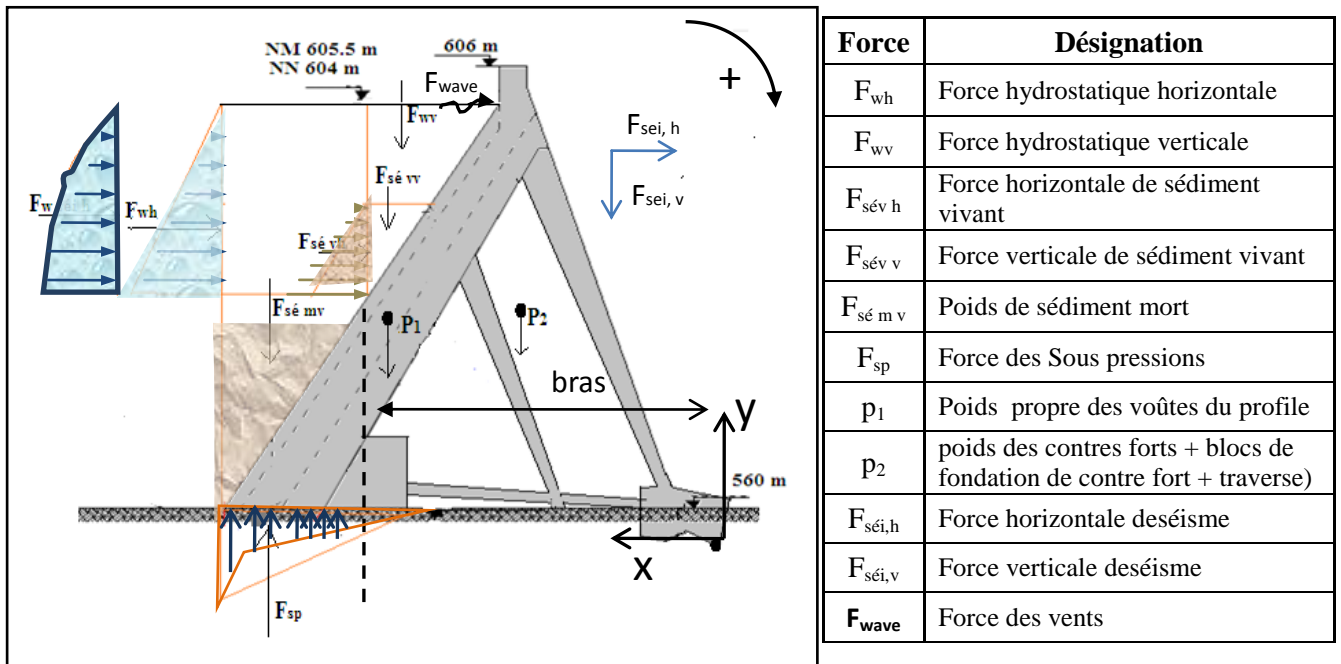


Figure IV.5:Présentation des différentes forces appliquées sur le profile pour cas dynamique.

Cas retenue rempli niveau normal ($H_w = 20m$ et $\gamma_w = 10$ (kN/ m3) :

Force	Formule	Valeur (kN)	Bras (m)	Valeur Moment (kN.m)
F_{wh}	$0,5 \cdot \gamma_w \cdot H_w^2 \cdot B$	23544	33.5	788724.00
F_{wv}	$\gamma_w \cdot V$	13941.97	37.3	520035.56
F_{sp}	$0,5 \cdot P_m \cdot b_1 \cdot B$	20842.90	54.5	1135938.05
$F_{séd\ vh}$	$0,5 \cdot C_1 \cdot \gamma_d \cdot B \cdot h_s^2$	6063.55	30	181906.56
$F_{séd\ vv}$	$\gamma_d \cdot V_1$	148.24	39.7	5884.97
$F_{séd\ mv}$	$\gamma_d' \cdot V_2$	4002.91	57.5	230167.44
P_1	$V' \cdot \gamma_{b1}$	5942.16	41	243628.56
P_2	$V'' \cdot \gamma_{b2}$	79175.08	28.18	2231153.81
$F_{w\ sei,\ h}$	$0,58 \cdot \gamma_w \cdot \alpha_h \cdot H_w^2 \cdot B$	5462.21	34.7	189538.62
$F_{sei,\ h}$	$\alpha_h (P_1 + P_2)$	17874.62	30.49	544997.24

F_{wave}	$2 \cdot \gamma_w \cdot B \cdot H_s^2$	Négligeable	/	0
F_{frott}	$c \cdot (bas\ 1 + bas\ 2) \cdot B + \Sigma(\sigma_n) \cdot tg(\varphi)$	59817.22	/	/
		$\Sigma F_{v\ rés} = 59817.22$	$\Sigma M/o_{rés} = 3230870.34$	
		$\Sigma F_{h\ motr} = 52944.38$	$\Sigma M/o_{motr} = 2841104.47$	

Tableau VI-4 Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique, niveau normal (H=20) et poids volumique ($\gamma_w = 10$).

- Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

$$(K_s)_{din} = \frac{\Sigma F_{v\ rés}}{\Sigma F_{h\ motr}} = \frac{(\Sigma F_{h\ rés})_{statique}}{(\Sigma F_{h\ motr})_{statique} + F_{wséi\ h} + F_{séi\ h}}$$

$$\Sigma F_{vrés} = 59817.22 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_{hmotr} = F_{wh} + F_{sédv h} + F_{wséi\ h} + F_{séi\ h} \rightarrow \Sigma F_{hmotr} = 52944.38 \text{ KN}$$

$$K_s = \frac{59817.22}{52944.38} \rightarrow K_s = 1.13$$

- Calcul du coefficient de sécurité au renversement :

$$((K_s)_{M/o})_{din} = \frac{\Sigma M/o_{rés}}{\Sigma M/o_{motr}} = \frac{(\Sigma M/o_{rés})_{statique}}{(\Sigma M/o_{motr})_{statique} + F_{wséi\ h} \cdot Y_{wséi\ h} + F_{séi\ h} \cdot Y_{séi\ h}}$$

$$\Sigma M/o_{rés} = 3230870.34 \text{ kN.m}$$

$$\Sigma M/o_{motr} = 2841104.47 \text{ kN.m}$$

$$(K_s)_{M/o} = \frac{3230870.34}{2841104.47} \rightarrow (K_s)_{M/o} = 1.14$$

H (m)	γ_w (kN/m ³)	Glissement	Renversement
		K_s	K_s
21.5	10	1.07	1.11
21.5	11	1.03	1.09
21.5	12	1	1.07

Tableau VI-5- résume les résultats du cas de retenue rempli niveau maximal.

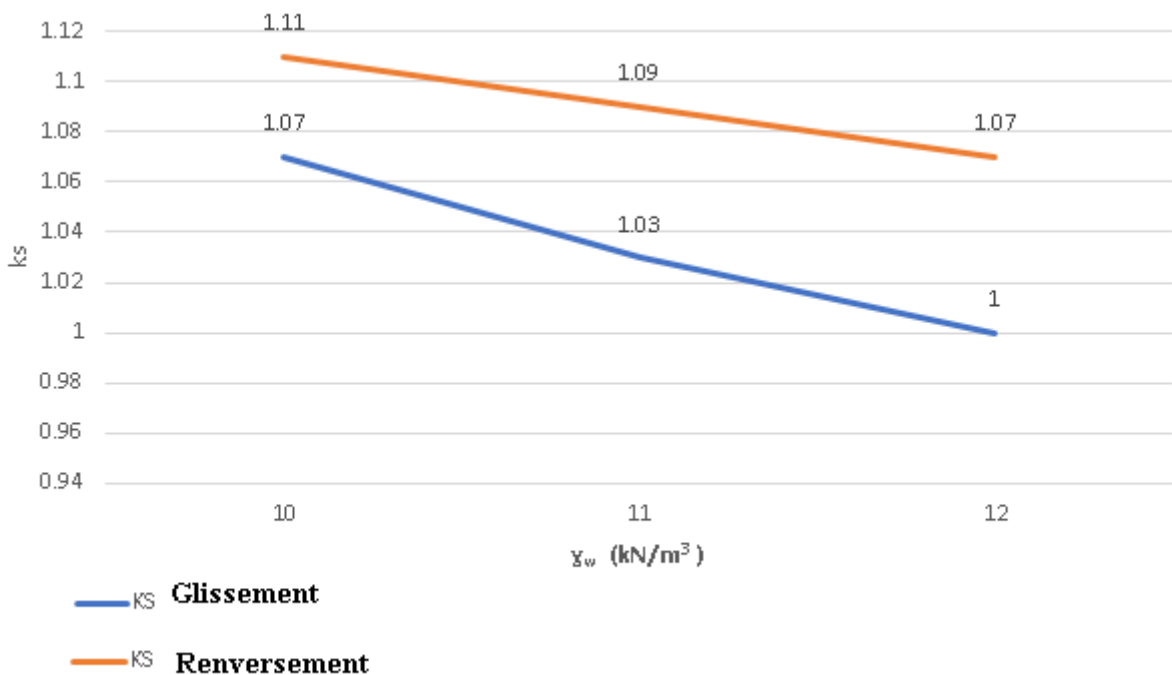


Figure IV.6: Variation du coefficient de sécurité en fonction (γ_w), cas dynamique.

La Figure IV- 1 montre l'effet de la variation du poids volumique (γ_w) sur le coefficient de sécurité K_s , en particulier plus sur le coefficient de sécurité de glissement.

Les valeurs de K_s sont au-dessous de la norme. Le K_s diminue avec la croissance de (γ_w).

IV-4-Stabilité interne :

IV-4-1-Méthode de la résistance des matériaux (RDM) :

La résistance des matériaux est une branche de la mécanique appliquée servant à étudier le comportement des corps solides sous l'action des différents types de charge.

La résistance des matériaux est basée sur les principes de mécanique et les lois de comportement des matériaux et leurs propriétés, qui ne peuvent être disponibles qu'à travers les résultats des travaux expérimentaux.

- **Calcul de l'excentricité :**

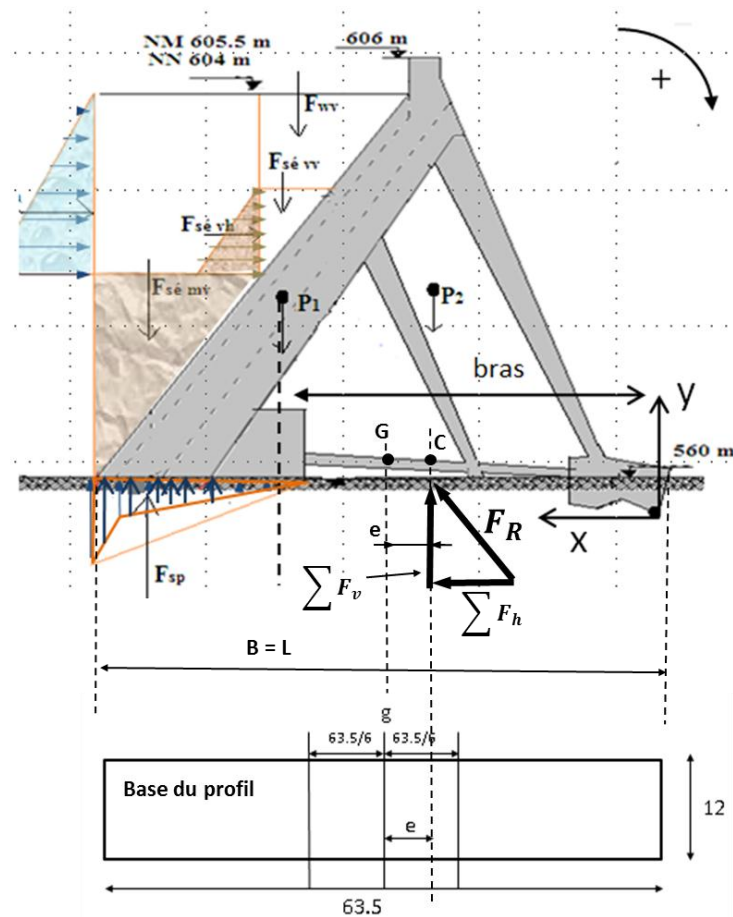


Figure IV.7:surface de contact barrage fondation.

IV-4-1-1-Premier cas étude statique :

Cas particulier niveau maximal de la retenue : On considéré (H = 21.5) et poids volumique ($\gamma_w = 12\text{KN/m}^3$).

Force	Formule	Valeur (kN)	Bras (m)	Valeur Moment (kN.m)
F_{wh}	$0,5 \cdot \gamma_w \cdot H_w^2 \cdot B$	32649.64	34	1110087.76
F_{wv}	$\gamma_w \cdot V$	20035.24	6.47	-129628.0028
F_{sp}	$0,5 \cdot P_m \cdot b_1 \cdot B$	20842.9	22.75	474175.975
$F_{séd\ vh}$	$0,5 \cdot C_1 \cdot \gamma_d \cdot B \cdot h_s^2$	6063.55	30	181906.5
$F_{séd\ vv}$	$\gamma_d \cdot V_1$	148.24	7.95	-1178.508
$F_{séd\ mv}$	$\gamma_d' \cdot V_2$	4002.91	25.75	-103074.9325
P_1	$V' \cdot \gamma_{b1}$	5942.16	9.25	-54964.98
P_2	$V'' \cdot \gamma_{b2}$	79175.08	3.57	282655.0356
F_{frott}	$c \cdot (bas1 + bas2) \cdot B + \Sigma(\sigma_n) \cdot tg(\varphi)$	64082.51	/	/

$\Sigma F_v = 88460.73$	$\Sigma M/G = 1759978.85$
-------------------------	---------------------------

Tableau VI-6-Résumé des calculs des forces et des moments, cas statique, niveau maximal.

La somme des forces verticales = $\Sigma F_v = F_{wv} - F_{sp} + F_{séd.vv} + F_{séd.mv} + P_1 + P_2 = 20035.24 - 20842.9 + 148.24 + 4002.91 + 5942.16 + 79175.08 = 88460.73 \text{KN}$

La somme des moments

$$\Sigma M/G_{rés} = F_{wh} + F_{séd.vh} + F_{sp} + P_2 = 2048825.27 \text{KN.m}$$

$$\Sigma M/G_{motr} = F_{séd.vv} + F_{séd.mv} + P_1 + F_{wv} = 288846.42 \text{KN.m}$$

$$\Sigma M/G = 2048825.27 - 288846.42 = 1759978.85 \text{KN.m}$$

✓ **Première étape : Calcul de la distance (e) :**

$$e = \frac{\Sigma \text{la sommes des moment au centre de la ligne de base}}{\Sigma F}$$

$$e = \frac{1759978.85}{168859.72} = 10.42 \text{m}$$

e : excentricité

ΣF : la somme des forces = 168859.72 KN

$$e = 10.42 \text{m}$$

$$\frac{b}{6} = \frac{\text{longeur de base}(b)}{6} = \frac{63.5}{6} = 10.58 \text{ m}$$

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

Alor les conditions de stabilité dépend la fatigué de béton est satisfaire.

✓ **Deuxième étape : Vérification de la contrainte :**

$$\sigma_n = \frac{\Sigma F_v}{s} + \frac{\Sigma M}{I}$$

$$I = \frac{B \cdot b^3}{12} = \frac{12 \cdot 63.5^3}{12} = 256047.87$$

$$\frac{\Sigma F_V}{s} = \frac{88460.73}{762} = 116.09 \text{ KN/m}^2$$

S : surface de base (m²)

$$\frac{\Sigma M}{I} = 6.87$$

$$(\sigma_n)_{max} = \frac{\Sigma F_V}{s} + \frac{\Sigma M}{I} = 122.96 \text{ KN/m}^2$$

$$(\sigma_n)_{min} = \frac{\Sigma F_V}{s} - \frac{\Sigma M}{I} = 109.22 \text{ KN/m}^2$$

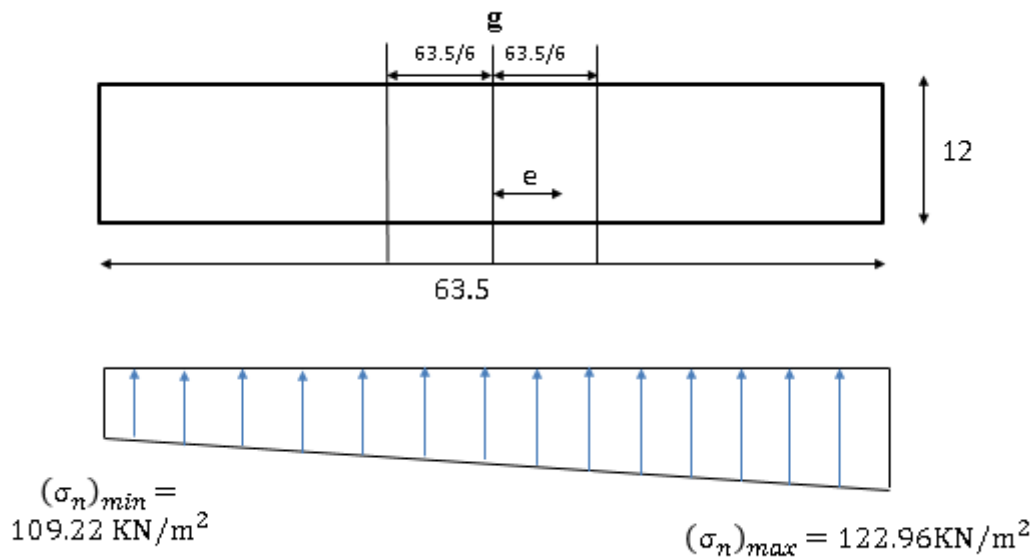


Figure IV.8: Représente la distribution des efforts sur la base.

$(\sigma_n)_{max}$: (+) La compression, (-) La traction

$(\sigma_n)_{min}$: (+) La compression, (-) La traction

IV-4-1-2-Deuxième cas d'étude dynamique :

Cas retenue rempli niveau normal (Hw =20 m et $\gamma_w = 10 \text{ (kN/ m}^3)$:

Force	Formule	Valeur (kN)	Bras (m)	Valeur Moment (kN.m)
F_{wh}	$0,5 \cdot \gamma_w \cdot H_w^2 \cdot B$	23544	33.5	788724
F_{wv}	$\gamma_w \cdot V$	13941.97	5.55	-77377.9335
F_{sp}	$0,5 \cdot P_m \cdot b_1 \cdot B$	20842.90	22.75	474175.975
$F_{séd.vh}$	$0,5 \cdot C_1 \cdot \gamma_d \cdot B \cdot h_s^2$	6063.55	30	181906.5
$F_{séd.vv}$	$\gamma_d \cdot V_1$	148.24	7.95	-1178.508
$F_{séd.mv}$	$\gamma_d' \cdot V_2$	4002.91	25.75	-103074.9325
P_1	$V' \cdot \gamma_{b1}$	5942.16	9.25	-54964.98
P_2	$V'' \cdot \gamma_{b2}$	79175.08	3.57	282655.0356
$F_{w.sei.h}$	$0,58 \cdot \gamma_w \cdot \alpha_h \cdot H_w^2 \cdot B$	5462.21	34.7	189538.687
$F_{sei.h}$	$\alpha_h (P_1 + P_2)$	17874.62	30.49	544997.1638
F_{wave}	$2 \cdot \gamma_w \cdot B \cdot H_s^2$	Négligeable	/	0
F_{frott}	$c \cdot (bas\ 1 + bas\ 2) \cdot B + \Sigma(\sigma_n) \cdot tg(\varphi)$	59817.22	/	/
			$\Sigma F_v = 82367.46$	$\Sigma M/g = 2225401.01$

Tableau VI-7-Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique, niveau normal.

La somme des forces vertical = $\Sigma F_v = F_{wv} - F_{sp} + F_{séd.vv} + F_{séd.mv} + P_1 + P_2 = 13941.97 - 20842.90 + 148.24 + 4002.91 + 5942.16 + 79175.08 = 82367.46.73KN$

La somme des moments :

$$\Sigma M/G_{rés} = F_{wh} + F_{séd.vh} + F_{sp} + P_2 + F_{w.sei.h} + F_{sei.h} = 2461997.36KN.m$$

$$\Sigma M/G_{motr} = F_{séd.vv} + F_{séd.mv} + P_1 + F_{wv} = 236596.35KN.m$$

$$\Sigma M/G = 2461997.36 - 236596.35 = 2225401.01m$$

✓ Première étape : calcul de la distance (e)

$$e = \frac{\Sigma \text{la sommes des moment au centre ligne de base}}{\Sigma F}$$

$$e = \frac{2225401.01}{135311.84} = 16.45m$$

ΣF : la somme des forces = 135311.84 KN

$$e = 16.45m$$

$$\frac{b}{6} = \frac{\text{longeur de base}(b)}{6} = \frac{63.5}{6} = 10.58$$

$$e > \frac{b}{6}$$

Alors les conditions de stabilité contre la fatigue de béton ne sont pas satisfaites.

✓ Deuxième étape : Vérification de la contrainte :

$$\sigma_n = \frac{\Sigma F_v}{s} \mp \frac{\Sigma M}{I}$$

$$I = \frac{B \cdot b^3}{12} = \frac{12 \cdot 63.5^3}{12} = 256047.87$$

$$\frac{\Sigma F_v}{s} = \frac{88460.73}{762} = 108.09 \text{ KN/m}^2$$

S : surface de base (m²)

$$\frac{\Sigma M}{I} = 8.69$$

$$(\sigma_n)_{max} = \frac{\Sigma F_v}{s} + \frac{\Sigma M}{I} = 116.78 \text{ KN/m}^2$$

$$(\sigma_n)_{min} = \frac{\Sigma F_v}{s} - \frac{\Sigma M}{I} = 99.40 \text{ KN/m}^2$$

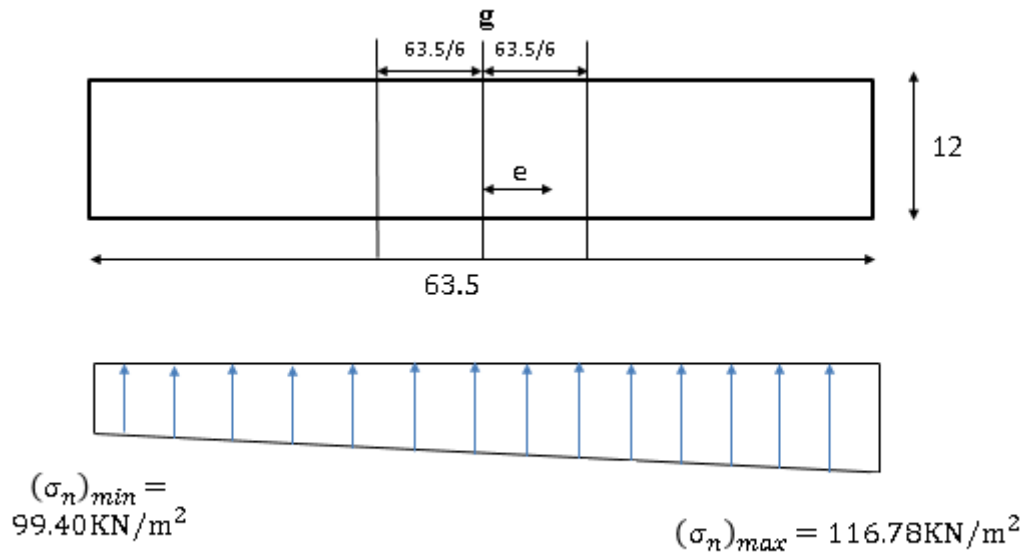


Figure IV.9: Représente la distribution des efforts sur la base.

Les cas	Niveau	e (m)	$(\sigma_n)_{max}$	$(\sigma_n)_{min}$
Statique	Max	10.42	122.96	109.22
dynamique	Normal	16.45	116.78	99.40

Tableau VI-8- résultat du deux cas (statique et dynamique).

Les critères de stabilité dans le cas dynamique avec la présence d'un séisme ne sont pas satisfaits. En réalité le barrage dispose d'un système de renforcement par l'utilisation des câbles précontraints au niveau des contreforts du barrage.

Pour notre barrage, la précontrainte est exercée par 8 câbles de 178 t sur chacun des 25 contreforts centraux. Les contreforts latéraux munis de béquilles dans chacun de 6 ou 4 câbles et Chaque câble est composé de 42 fils parallèles de 7 mm de diamètre.

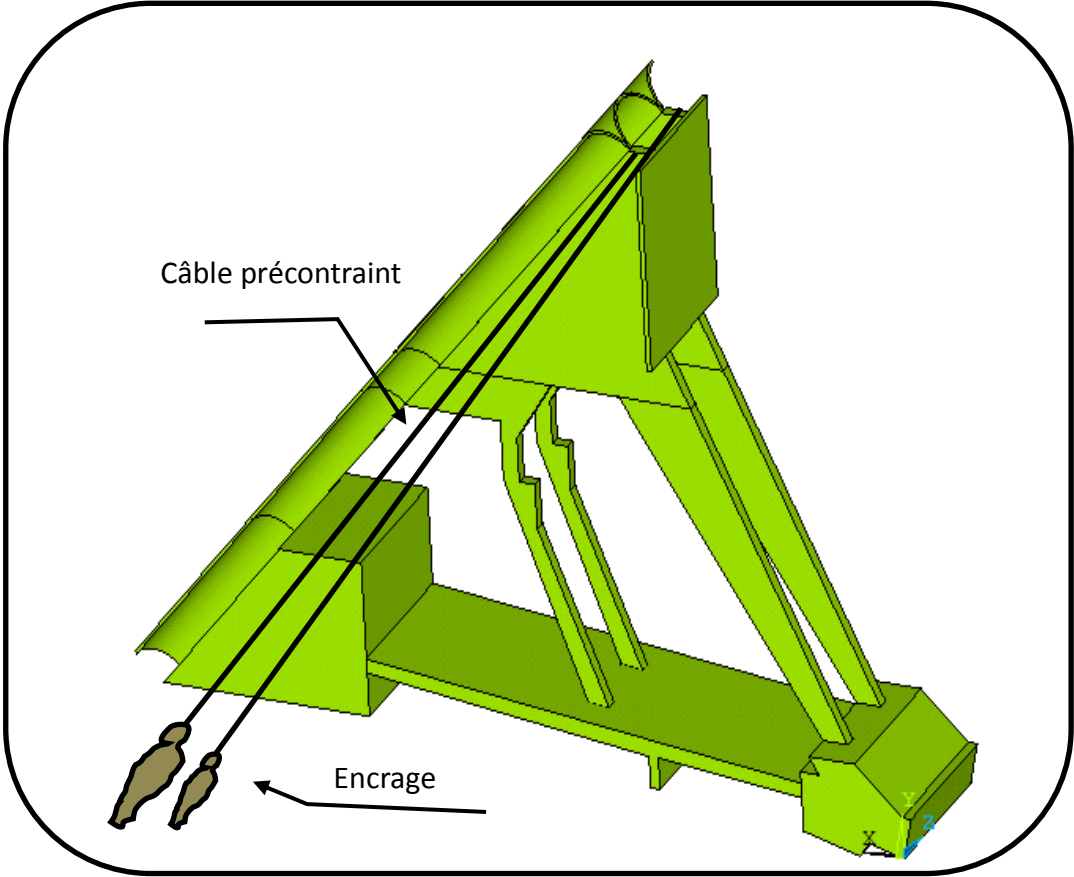


Figure IV. 10 : Présentation du profil d'étude renforcé par les câbles précontraints.

IV-5-Méthode numérique des éléments finis :

La méthode des éléments finis (MEF) est une méthode numérique pour déterminer les réponses (déformation, contrainte, effort, etc.) d'un corps sous les charges externes. Dans la théorie, les éléments peuvent être de différentes formes et tailles. Dans cette méthode, le profil du barrage est divisé en employant le système équivalent du petit élément. Cette méthode détermine d'abord les déformations globales aux nœuds puis détermine successivement d'autres réponses telles que des contraintes, des efforts, etc. Cette méthode est employée dans plusieurs logiciels commerciaux (ABAQUS, ANSYS, STADD.pro, SAP, etc.)

IV-5-1-La forme du profil étudié :

Dans les barrages de forme complexe, il faut utiliser un profil référentiel qui se répète dans différentes positions du corps de barrage. Le profil à étudier a la forme de 3D.

IV-5-2-Géométrie du profil :

Dans le présent travail numérique, un profil en 3D est construit par le logiciel et qui respecte les dimensions réelles du barrage.

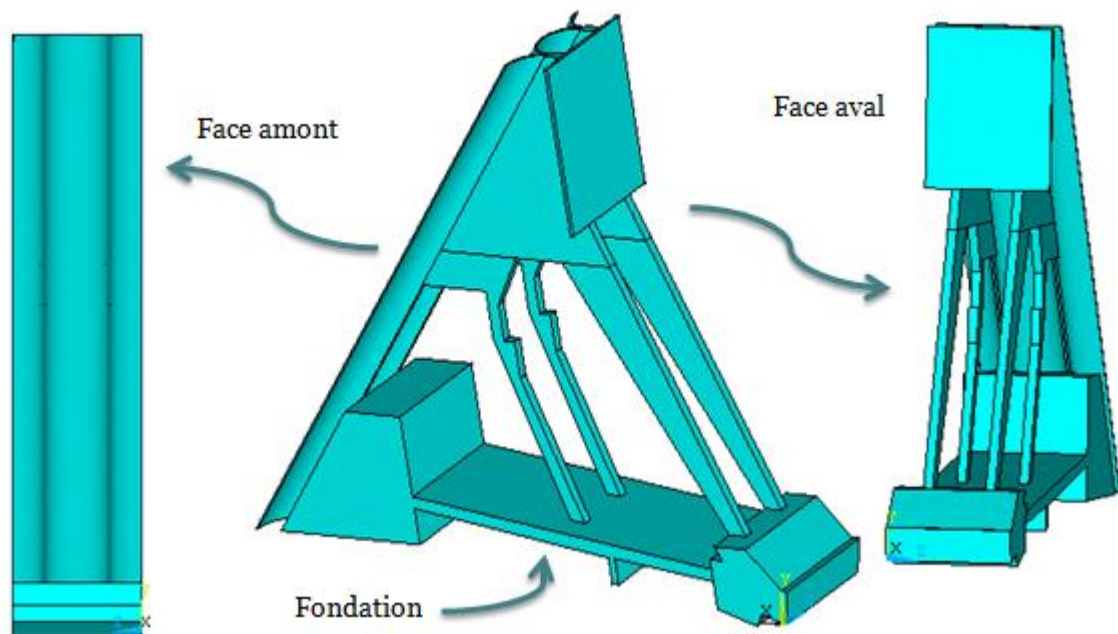


Figure IV.11: Géométrie de profil déclaré sous le logiciel ANSYS.

IV-5-3-Maillage du profil :

L'élément type Solid 65 a été utilisé dans la discrétisation du profil. L'avantage de ce type d'élément est que étant donné que la possibilité de simulation des effets situés comme, par exemple, la concentration des contraintes avec les connecteurs au cisaillement. L'élément SOLID65 est un élément tétraèdre, qui a huit nœud, chaque nœud a trois degrés de liberté, c'est-à-dire des translations selon les axes x , y et z . Cet élément est en mesure de simuler le comportement de la fissuration du béton en traction et en compression, ainsi que d'un comportement non-linéarité physique, ce qui permet d'évaluer les déformations plastiques. En outre, l'armature Peutent être inclus sous la forme d'honoraires, appelé armature dispersés, visé en l'espèce, selon l'axes Angles θ et ϕ , ou par l'utilisation d'éléments barre sur discrètement. Le maillage choisi est automatique sur la majorité du volume.

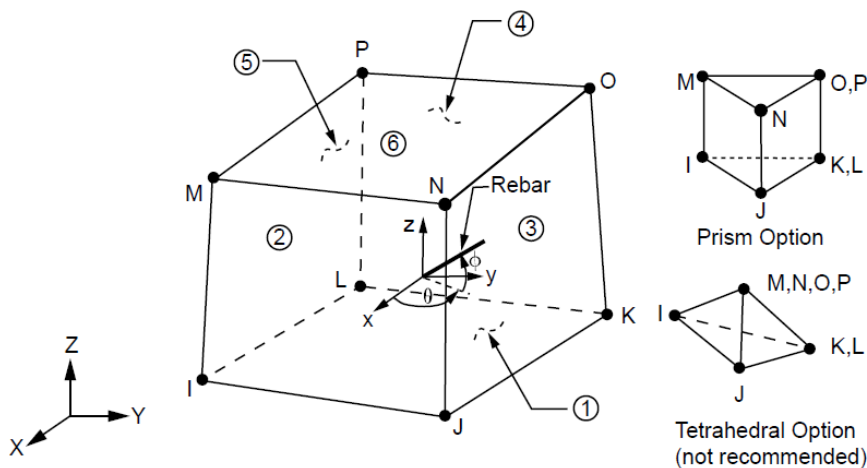


Figure IV.12:Elément type choisi pour l'étude (SOLID 65).

Le maillage automatique du profil de barrage a partagé le volume en 90414 éléments finis.

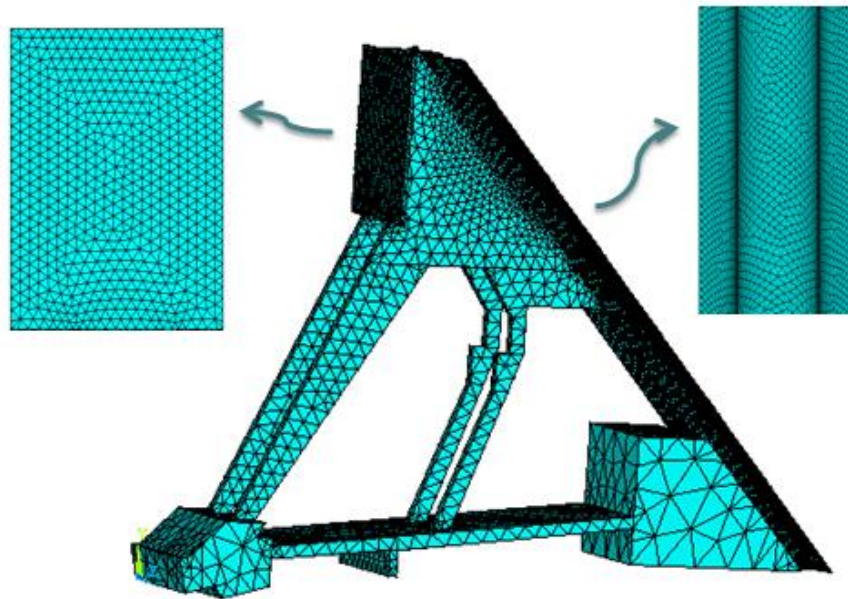


Figure IV.13:Maillage du profil.

IV-5-4-Actions appliquées sur le profil du barrage :

Plusieurs actions agissantes sur le profil du barrage (permanente, variable et accidentelle).

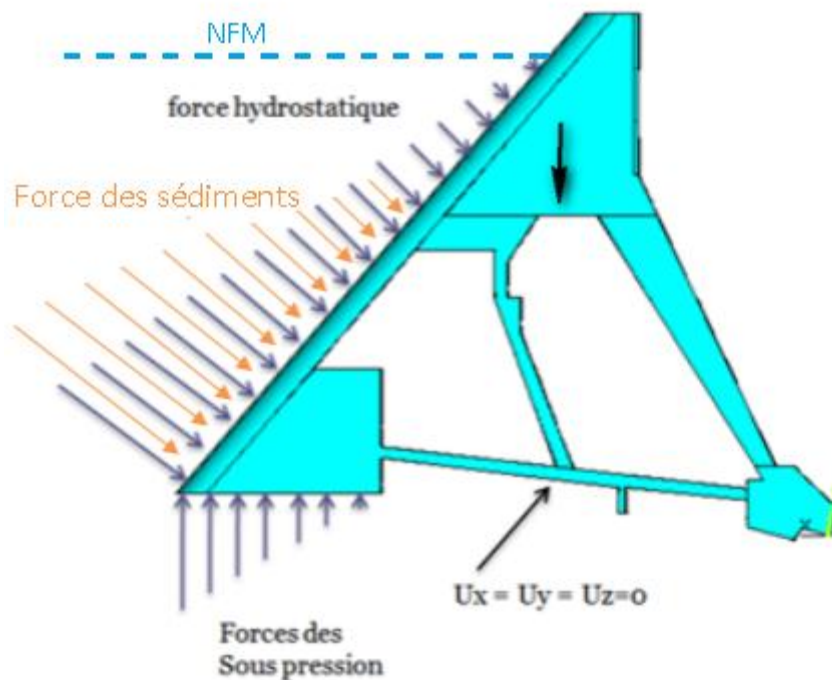


Figure IV.14: Actions appliquées sur le profil du barrage.

IV-5-5-Conditions aux limites :

Les conditions aux limites représentent des contraintes imposées sur la modèle géométrique.

Les fondations du profil de barrage sont bloqués dans les trois directions x, y et z pour traduire le fait que les blocs de fondation reposent sur une fondation rocheux saine et satisfaisante (voir le mémoire stabilité externe, Ilyas Madani 2016), Par symétrie sur les deux côtés du profil, on met la condition de symétrie sur les surfaces latérales du profil ($u_x = -u_x$, $u_y = -u_y$, $u_z = -u_z$).

Pour réaliser une distribution plus réaliste des actions et pour réaliser un comportement plus réaliste dans les analyses statique et dynamique.

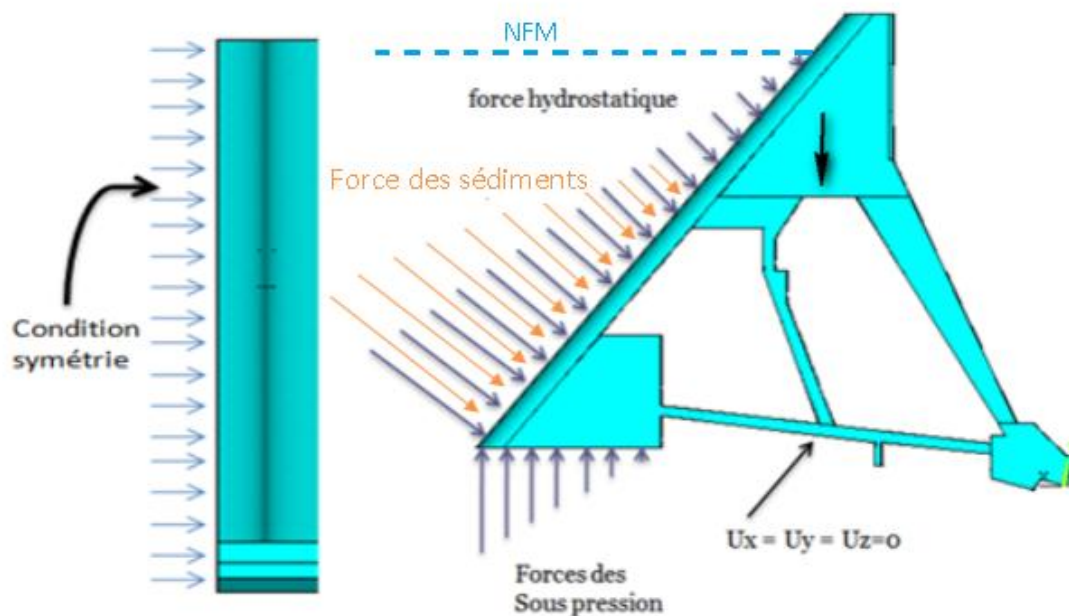


Figure IV.15: Condition aux limites (les charges et conditions mathématiques).

IV-5-6-Propriétés des matériaux :

Les propriétés matérielles utilisées dans le modèle d'élément fini peuvent être résumés dans le Tableau VI-13

Les propriétés pour le béton et le renfort ont été basées sur des données réelles et théoriques. L'effet des tendons précontraints est négligé.

	béton
Masse volumique [kg/m ³]	2400
Module de Young [GPa]	3.5 10 ¹⁰
Le coefficient de Poisson ν	0.2

Tableau VI-9-Propriétés matérielles pour les matières employées dans le modèle d'élément fini.

IV-5-7-Représentation des résultats numériques :

IV-5-7-1-Cas statique :

Champs des contraintes

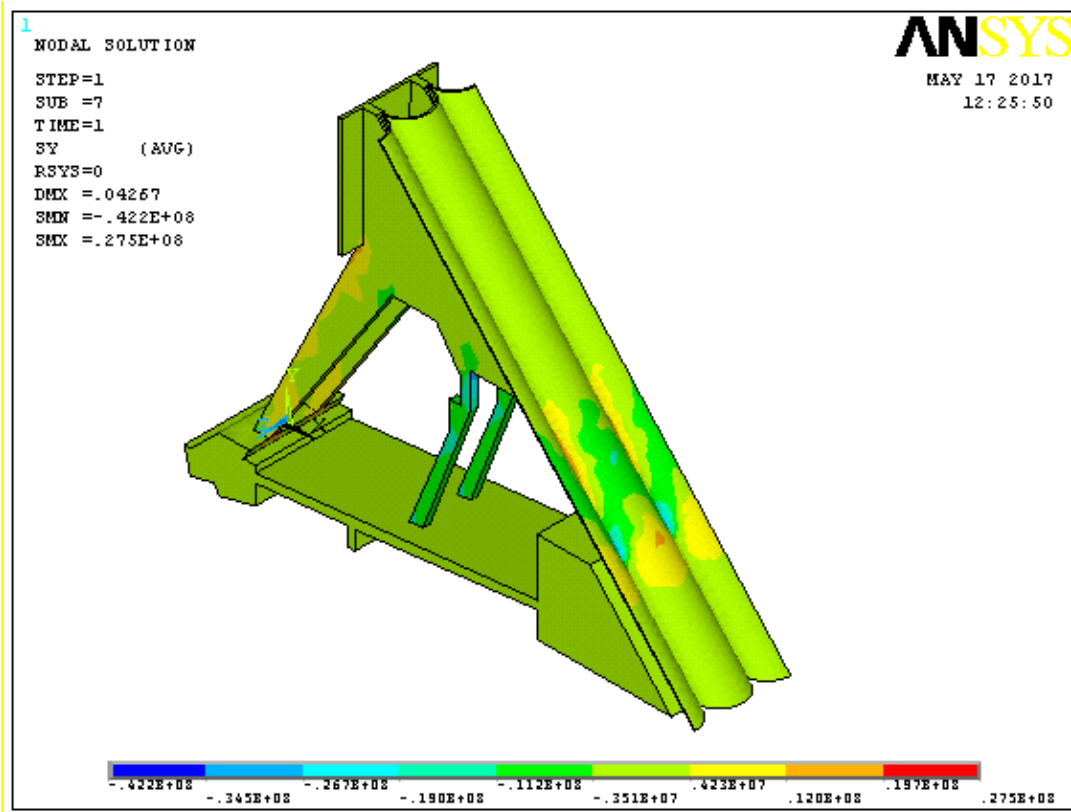


Figure IV.16:la contrainte suivant l'axe \vec{oy}

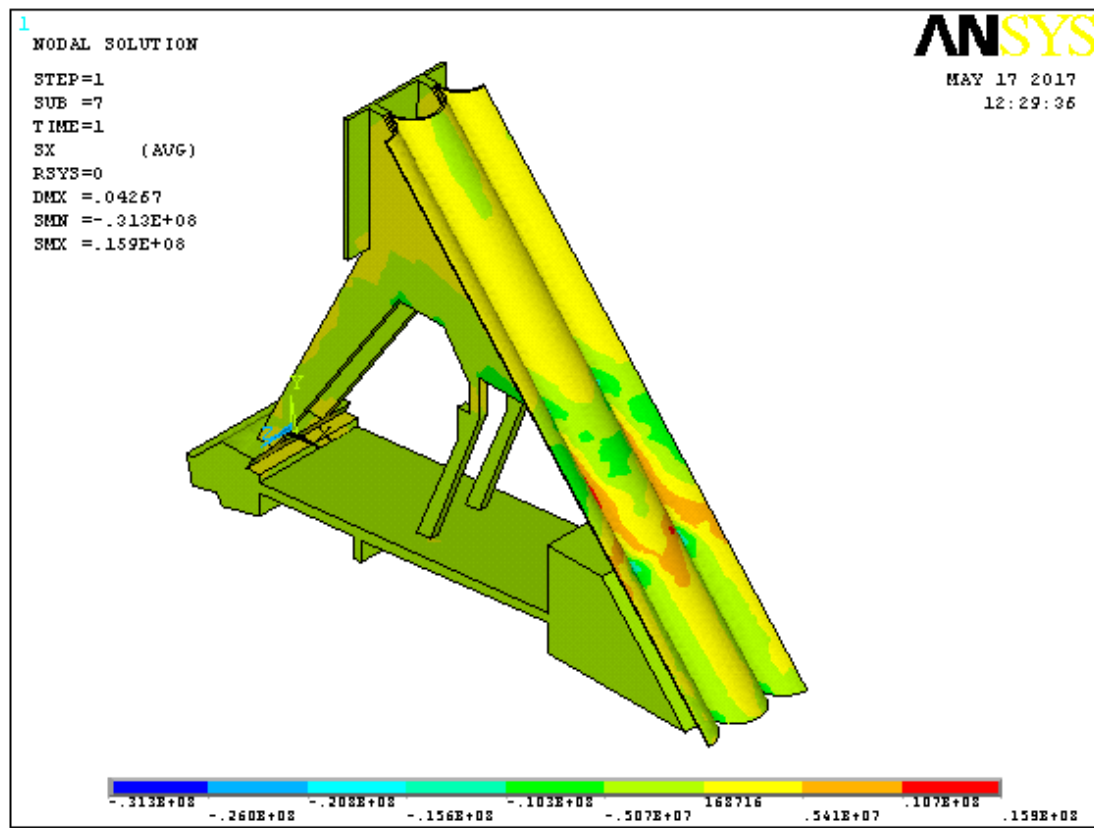


Figure IV.17: Contrainte suivant l'axe \vec{ox}

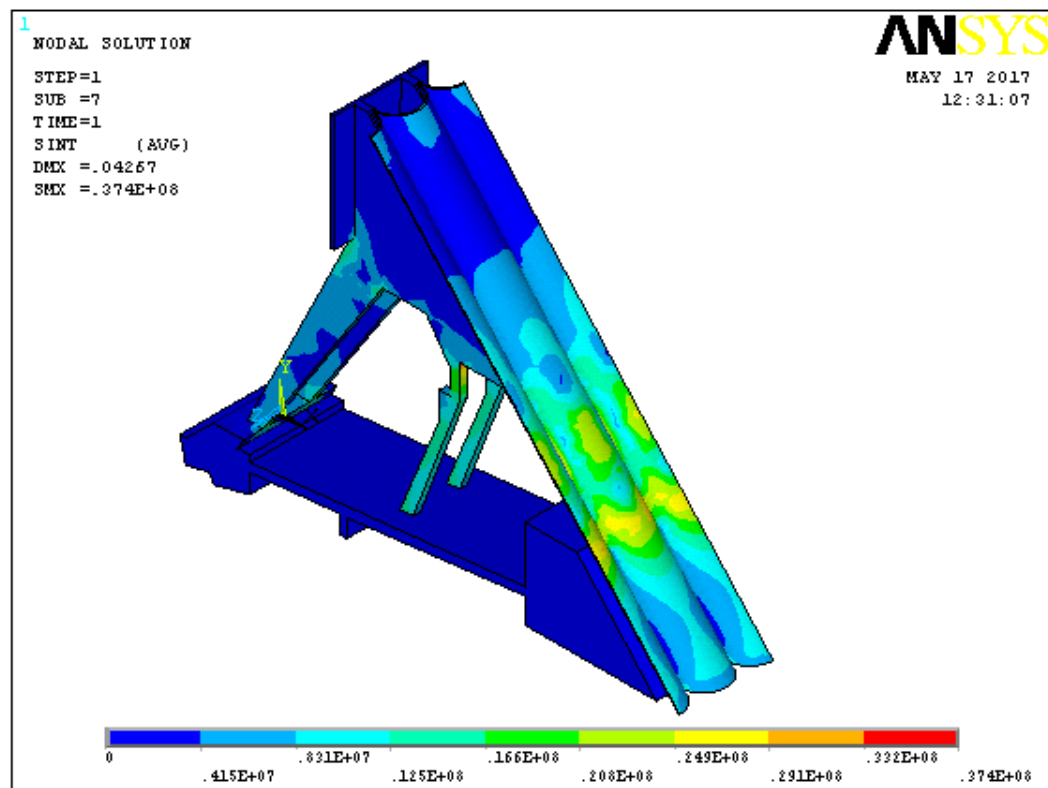


Figure IV.18: Intensité des contraintes.

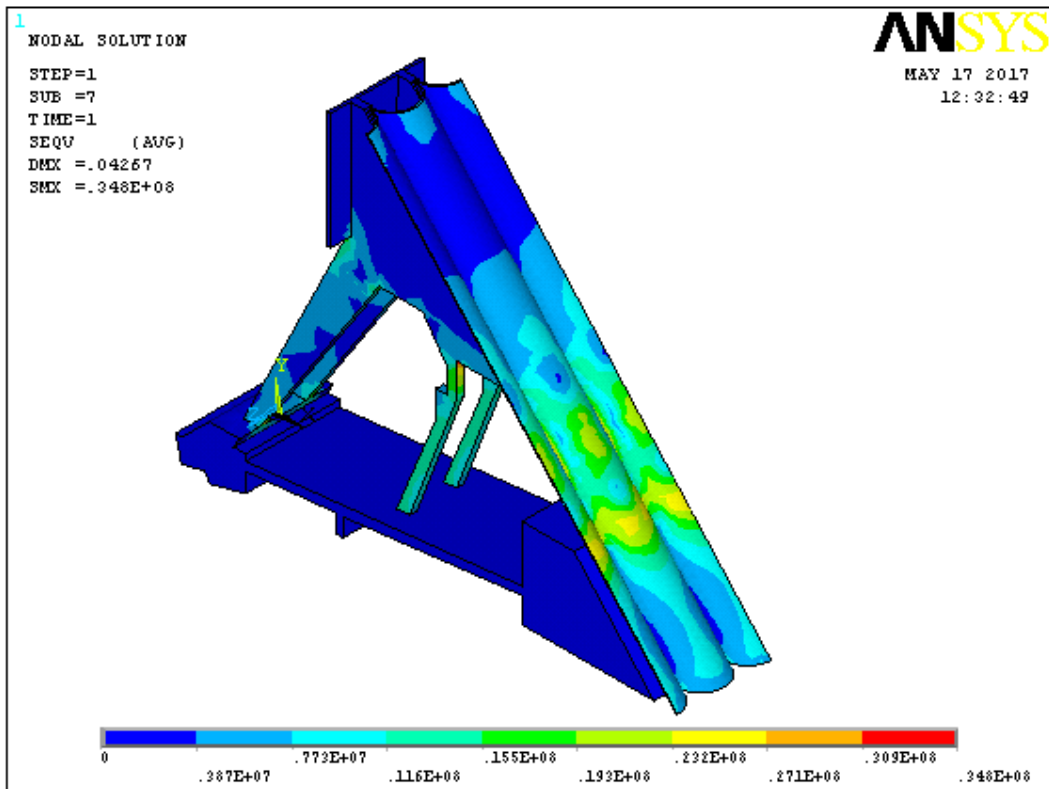
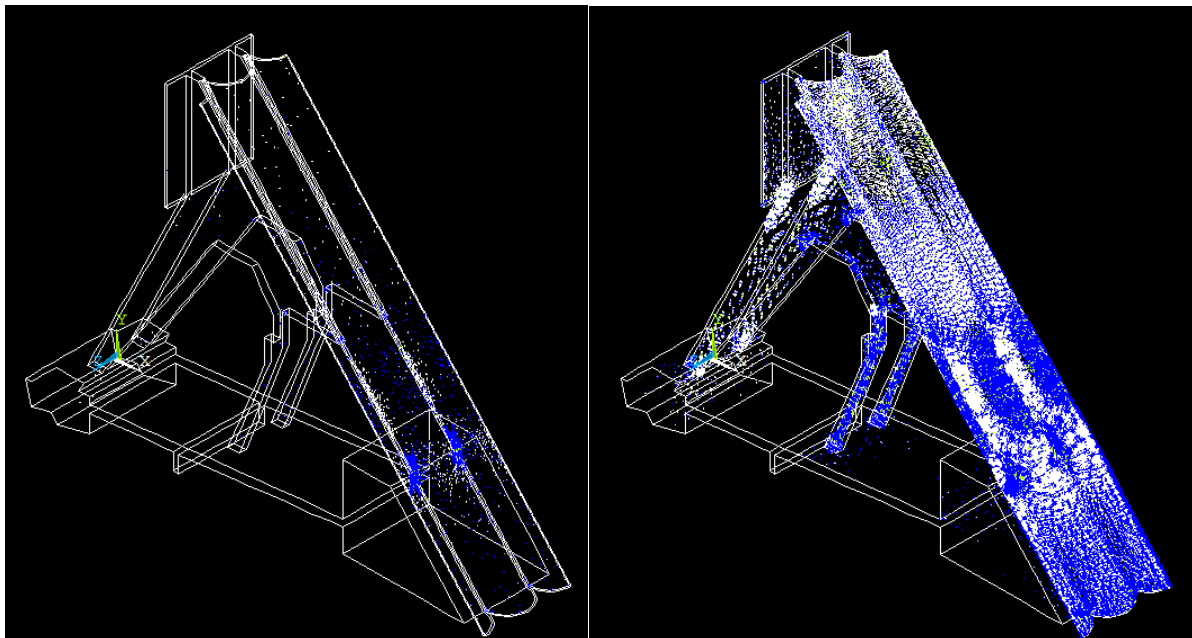


Figure IV.19: Contrainte de Von mises.

Champs des déformations



Zones exposées aux déformations plastiques

Zones exposées aux déformations élastiques

Figure IV.20: Contrainte de Von mises.

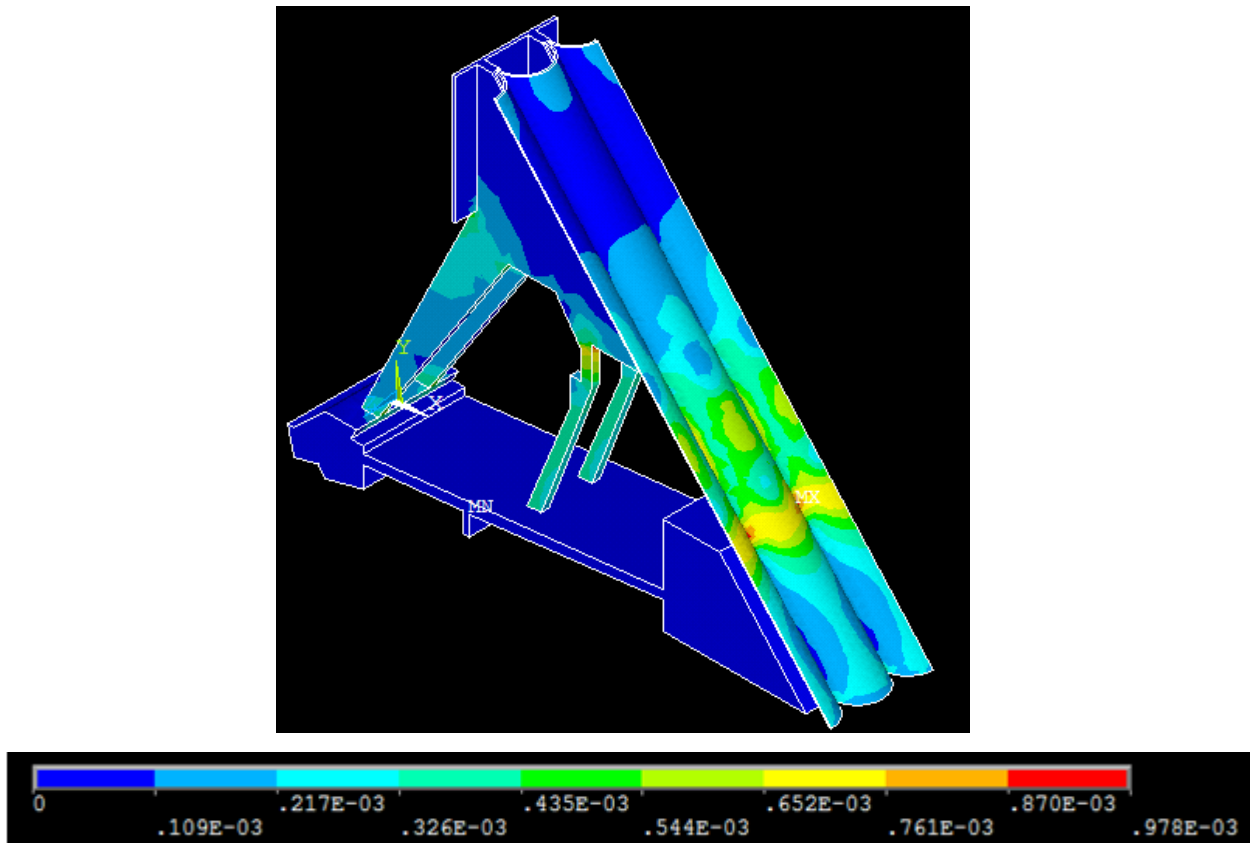


Figure IV.21: Effort total de Von mises appliqués sur le profil.

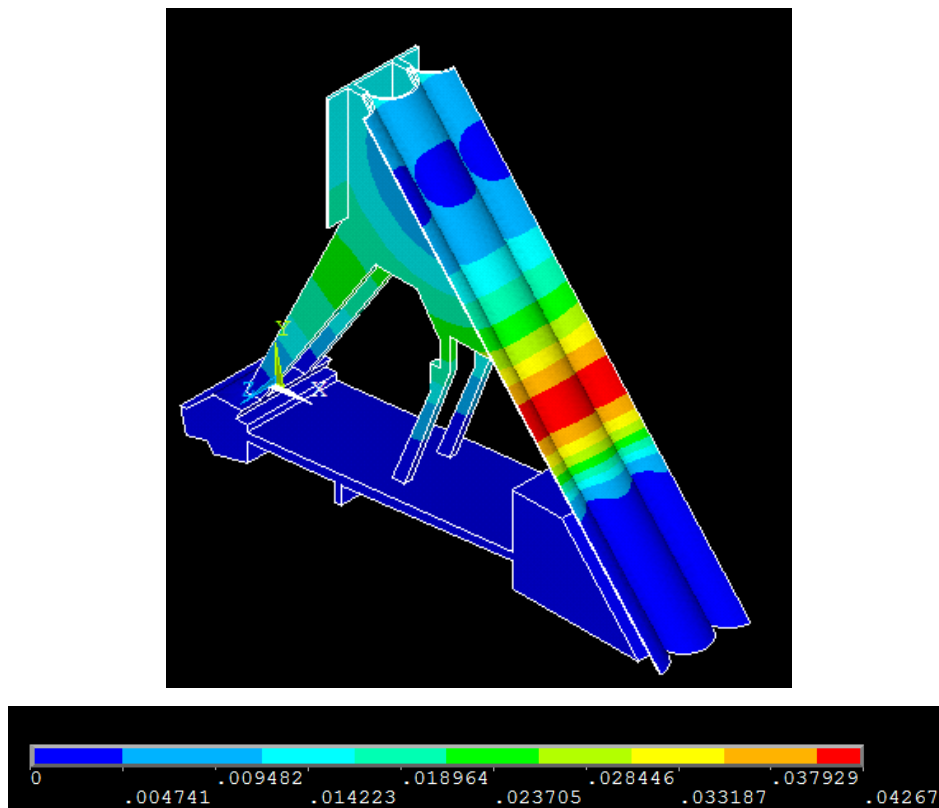


Figure IV.22 : Zones du profil qui ont subi aux déplacements.

IV-5-7-2-Cas dynamique :

Il nécessite de déclarer la nouvelle condition aux limites qui représente l'effet de séisme (sous forme de force de Westergard) et d'ajouter une composante horizontale au poids du barrage (accélération horizontale du séisme ($\alpha_h = 0.25g$)).

IV-6-Résultats et discussion :

Une analyse statique par MEF a été également effectuée avec le même profil de barrage et conditions de charge employées dans la méthode analytique pour étudier les efforts et les déformations sous les charges de calcul prévues. Pour simuler le processus de l'activité du barrage dans des conditions de charge données, les présentations faites dans l'analyse par éléments finis sont :

- 1) le matériau de barrage est homogène et isotrope ;
- 2) le module d'élasticité et le coefficient de Poisson ont été pris comme $3.5 \cdot 10^{10}$ Pa et 0.2, respectivement;
- 3) on n'assume qu'aucun déplacement verticale/horizontal de la fondation.

L'analyse par la méthode des éléments finis a été effectuée pour le comportement élastique-plastique du matériau.

Les coefficients de sécurité contre le glissement et le renversement, et le critère d'écrasement ont été déterminés pour examiner si ces coefficients sont sûrs contre ces échecs. On observe que les coefficients de sécurité contre le glissement/renversement sont satisfaits en étude statique par rapport aux coefficients de l'étude dynamique. L'emploi de la technique de renforcement de stabilité par les câbles précontraints a amélioré les coefficients de sécurité. Pour modéliser l'étude dynamique sur Ansys, la partie nécessite plus de temps pour comprendre comme déclarer les conditions d'un séisme.

Conclusion générale

Conclusion générale :

Les conditions de stabilité d'un barrage rigide sont rapprochées et analysés pour différentes combinaisons, utilisant deux méthodes la méthode analytique de la RDM et la méthode numérique, celle de la méthode des éléments finis. Le barrage El K'sob se trouve dans une zone sismique II-a, où l'intensité horizontale prise est de 0.25 g.

L'analyse de stabilité engagée a débouché sur un certain nombre de conclusions :

- Dans la partie statique, les coefficients de sécurité vis-à-vis au glissement/renversement calculés pour les différents cas restent acceptables et rentrent dans les normes. Ils sont supérieurs à **1.5** donc on peut dire que la condition de stabilité est vérifiée. Le critère de vérification contre l'écrasement est vérifié.
- Dans la partie dynamique, les coefficients de sécurité calculés sont inférieurs à la norme (1.2) et le critère contre l'écrasement n'est pas vérifié, donc la stabilité dynamique n'est pas vérifiée.
- Dans le cas de renforcement de la stabilité par la présence des câbles précontraints avec la présence d'un séisme, pour le niveau d'eau normal, le coefficient de sécurité calculé est supérieur à la valeur (1.2) donc la condition de stabilité est vérifiée pour les deux situations (glissement, renversement).

Concernant la stabilité interne en dynamique, nous avons réalisé les différentes étapes de simulation, il reste seulement comment déclarer les forces de séisme dans l'eau et dans le corps du barrage pour exécuter le code de calcul et qui reste comme étape perspective à attendre.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- [1] -ANBT, agence nationale des barrages et transferts
- [2]-AOUADJ LINDA, COMPORTEMENT DYNAMIQUE D'UN BARRAGE EN BETON INTERACTION SOL-FLUIDE- STRUCTURE , Département de l'hydraulique, Magistère en hydraulique, Université El Hadj Lakhdar Batna, 02 /07 /2009.
- [3]-Chaoran Fu & Bjartmar Porri Hafliðason, Master Thesis 457,ISSN 1103-4297-Department of Civil and Architectural Engineering, Progressive failure analyses of concrete buttress dams, Royal Institute of Technology (KTH), Stockholm, Sweden, 2015
- [4] -Comité français des grands barrages, Recommandations pour la justification
- [5] - Evaluation and Comparison of Stability Analysis and Uplift Criteria for Concrete Gravity Dams by Three Federal Agencies, Robert M. Ebeling, Larry K. Nuss, Fred T. Tracy, and Bruce Brand,US Army Corps of Engineers, Washington, DC 20314-1000
Under Work Unit 31589, January 2000, USA
- [6] -<https://www.ferc.gov/industries/hydropower/safety/guidelines/eng-guide/chap10.pdf>
- [7] - http://www.barrages-cfgb.org/Info/pr_barC4.html (ce site présente les raisons de la construction d'un barrage et le premier barrage construit par des civilisations).
- [8] - J. M. Durand et al: Technique des petits barrages en Afrique sahélienne etéquatoriale,cemagref éditions –ISBN 2- 85362-511-7/1999.
- [9] - GEOTECHNICAL ENGINEERING OF DAMS, Robin Fell, Patrick MacGregor, David Stapledon, Graeme Bell and British Library Cataloguing in Publication Data
ISBN 04 1536 440 x, Printed in Great Britain, 2005.
- [10] -http://www.barrages-cfgb.org/Info/pr_barC4.html (ce site présente les raisons de la construction d'un barrage et le premier barrage construit par des civilisations).
- [11] -Khelifa MAALEL & Zouheir HAFSIA, Polycopié du cours OUVRAGES HYDRAULIQUES, Université de TUNIS EL MANAR, Département de Génie Civil de l'ENIT, TUNIS, Version Mai 2012
- [12] -Kupfer, H.B., Gerstle, K.H. Behaviour of concrete under biaxial Stresses. Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, 1973, n° 4, pp. 853-866. (1973)
- [13] -Mr MOULAY ELBOUDKHILI Abdelhakim, mémoire de Master en Génie Civil<<ETUDE PARAMETREE DE LA STABILITE DES BARRAGES POIDS>> , Université Abou BekrBelkaid, telmcen, 23 Juin 2014.
- [14] -Malm, R., Shear cracks in concrete structures subjected to in-plane stresses. Licentiate Thesis, Royal Institute of Technology (KTH) 2006.

Références bibliographiques

- [15] - Règles parasismique algériennes« RPA99/ Version 2003 »
- [16] - risque séismique et sécurité des ouvrages hydrauliques ,Rapport rédigé à la demande du MEDDE – DGPR Version définitive - octobre 2014
- [17] -Schleiss. A. J. &Pougatsch, Les barrages, du projet à la mise en service, Presses polytechniques et universitaire romandes, lausanne, 2011.
- [18] - TOUMI MESSAOUD, SIMULATION SISMIQUE DANS LES PROFILES DE SOL EN CHAMP LIBRE , diplôme de MASTER, Département de GENIE CIVIL, Université Mohamed Boudiaf - M'sila, 2015/2016.
- [19] -Van mier, J.G.M. Mode I fracture of concrete: discontinuous crack growth and crack interface grain bridging. Cement and Concrete Research, 21, n° 1, pp. 1-15. 1997.
- [20] - Zaid Alsuleimanagha & Jing Liang, Degree Project for the masters program in Water System Technology, DYNAMIC ANALYSIS OF THE BAOZHUSI DAM USING FEM, Royal Institute of Technology (KTH), SE-100 44 STOCKHOLM, Sweden ,December2012.
- [21] -Wight, J. K., MacGregor, J. G., Reinforced concrete: Mechanics and Design, 6th edition. Vol. 27. Sweden 2000.