

**Ministère de l'Enseignement Supérieure
et de la Recherche Scientifique**

Université Mohamed Boudiaf - M'sila



**Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique**

MEMOIRE

**Présenté pour l'obtention du diplôme
de MASTER**

FILIERE : Hydraulique

Option : Ouvrages Hydrauliques et Aménagements (OHA)

THEME

**Etude de la stabilité à long terme d' un
barrage rigide, cas barrage El'Ksob, M'sila**

Dirigé par :

Mr. DOUGHA MOSTAFA.

Présenté par :

Mr. MADANI ILYAS

Promotion: 2015/2016.



Dédicace

A ma mère

A mon père

A mes frères

A mes soeurs

A mes cousins HICHAM et SALAH

A toute ma grande famille MADANI

A tous mes amis

Je dédie ce travail



Remerciements

*Je tiens à exprimer tous mes remerciements et mes profondes gratitude
à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'aboutissement de ce
travail.*

*Au directeur principal de ce mémoire, **Mr DOUGHA Mostapha** pour sa
patience, ses directives enrichissantes et sa disponibilité ainsi que pour
ces qualités humaines.*

*Enfin, j'adresse mes remerciements à tout l'équipe d'encadrement de
département hydraulique de université de M'sila.*

Sommaire

Introduction générale	1
-----------------------------	---

Chapitre I: Généralité sur les barrages rigides

I-1- Introduction	3
I-2- Différents types de barrage rigide	3
I-2-1- Barrage en béton	4
I-2-1-1- Barrages poids	4
I-2-1-2- Barrages voûtes	6
I-2-1-3- Barrage à contreforts	7
I-2-1-3-1- Modèles de barrage à contrefort	9
I-2-1-4- Barrage en BCR	11
I-3- Critères généraux de conception d'un profil rigide	12
I-4- Matériaux utilisés pour la réalisation des barrages rigides	13
I-4-1- Béton conventionnel vibré (BCV)	13
I-4-2- Béton compacté au rouleau (BCR)	13
I-5- Risques de rupture d'un barrage	14
I-5-1- Causes de rupture	15
I-5-2- Types de rupture	15
I-6- Stabilités	16

Chapitre II : Stabilité des barrages rigides

II-1- Introduction	17
II-2- Actions agissantes sur les barrages	17
II-2-1- Actions permanentes	18
II-2-2- Actions variables	20
II-2-3- Action accidentelle sismique	25
II-3- Critères de conception d'un barrage rigide	26
II-3-1- La règle de tiers central	26
II-3-2- Combinaisons d'actions	26
II-3-2-1- Combinaison quasi-permanente	27
II-3-2-2- Combinaisons rares	27
II-3-2-3- Combinaisons extrêmes (accidentelle)	28
II-4- Critères sommaires de stabilité	29
II-4-1- Etude de stabilité	29
II-4-1-1- Stabilité au glissement	30
II-4-1-3- Stabilité au renversement	31
II-4-1-4- Stabilité interne	31
II-5- Analyse de stabilité d'un barrage rigide	31
II-5-1- Vérification de stabilité	32
II-5-1-1- Procédés géophysiques	32
II-5-2- Sécurité vis-à-vis du glissement	33
II-5-3- Sécurité vis-à-vis le renversement	35

Sommaire

II-5-3-1- Méthode pratique de calcul	35
II-5-3-2- Les mesures prises dans la conception des ouvrages	35
II-5-3-3- Vérification de la stabilité au renversement	36
II-5-3-4- Vérification des contraintes	37
II-5-3-5- Amélioration de la sécurité du barrage	37

Chapitre III : Description du barrage El k'sob

III-1- Historique	39
III-2- Situation géographique du bassin versant K'sob	40
III-3- Monographie du barrage	40
III-4- Les fondations	42
III-5- Le corps du barrage	44
III-5-1- Les contreforts	44
III-5-2- Les voûtes	46
III-6- Les matériaux de construction	47
III-6-1- L'étanchéité et le collage	47
III-7- Lithologie de bassin versant du K'sob	49

Chapitre IV: Etude de stabilité du barrages El k'sob

IV-1- Introuction :	50
IV-2- Analyse des résultats :	51
IV-2-1- Etude d'état statique:	51
IV-2-1-1- Forces appliquées sur le profile du barrage pour l'étude statique:	52
IV-2-1-2- Cas retenue rempli en eau, niveau normal:	52
IV-2-1-3- Cas retenue rempli en eau, niveau maximal :	54
IV-2-1-4- Cas vidange rapide :	57
IV-2-1-5- L'interprétation des résultats de l'étude statique :	58
IV-2-2- Etude d'état dynamique :	59
IV-2-2-1- Forces appliquées sur le profile du barrage pour l'étude dynamique :	59
IV-2-2-2- Cas retenue rempli niveau normal :	60
IV-2-2-3- Cas retenue rempli niveau maximal:	61
IV-2-2-4- Cas vidange rapide :	64
IV-2-2-5- Interprétation des résultats de l'étude dynamique :	65
IV-2-3- Vérification de l'étude dynamique (pseudo statique) renforcée :	66
IV-2-3-1- Technique des câbles précontraints	66
IV-2-3-2- retenue rempli niveau normal :	67
IV-2-3-3- Cas retenue rempli niveau maximal	68
IV-2-3-4- Cas vidange rapide	72
IV-2-3-5- Interprétation des résultats étude dynamique renforcée :	73

Chapitre V : Stabilité interne

V-1- Stabilité interne	74
V-2- Application sur le cas du barrage k'sob	74
V-2-1- présentation du code de calcul ANSYS	74
V-2-1-1- Composantes du logiciel ANSYS	75

Sommaire

V-2-1-2- Analyse d'un modèle avec ANSYS.....	76
V-2-1-2-1- Prétraitement (Pre-Processing).....	76
V-2-1-2-2- Solution.....	76
V-2-1-2-3- Post-traitement (Post-Precessing).....	76
V-3- Etapes d'analyse d'une structure par la MEF en utilisant ANSYS.....	77
V-3-1- Définition du problème	77
V-3-1-1- Titre du modèle.....	77
V-3-1-2- Géométrie du modèle.....	78
V-3-1-3- Définir le type d'élément fini utilisé.....	79
V-3-1-4- Définir les propriétés géométriques (Real Constants)	79
V-3-1-5- Propriétés des matériaux.....	80
V-3-1-6- Maillage	81
V-3-2- Solution Phase: Chargement et Résolution du problème	83
V-3-2-1- Définir le type d'analyse.....	83
V-2-2-2- Conditions aux limites.....	83
V-3-2-3- Chargement.....	83
V-3-2-4- Lancer la solution du système.....	84
V-3-3- Post processing : Présentation des Résultat:.....	84
V-3-3-1- Déformation.....	85
V-3-3-2- Contraintes normales dans les différentes barres.....	85
V-4-Application du logiciel sur le profile du barrage	86
V-4-1- Géométrie du profile	86
V-4-2-Maillage de profile.....	87
V-4-3-Conditions aux limites.....	88
Conclusion générale.....	90

Abréviations et notation

BCR : Béton compacté au rouleau.
BCV : Béton conventionnel vibré.
CRN : Côte retenue normale.
CVM : Côte volume mort.
PHE : Plus hautes eaux.
RN : Retenue normale.
 ρ_e : Masse volumique de l'eau.
 ρ_s : Masse volumique des sédiments.
 C_1 : Coefficient de la poussée des sédiments.
 P_0 : 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.
 d_0 : Bras de levier de P_0 par rapport au pied aval.
 d_1 : Bras de levier de F_w par rapport au pied aval.
 d_2 : Bras de levier de $F_{séd}$ par rapport au pied aval.
 d_3 : Bras de levier de F'_w par rapport au pied aval.
 d' : Bras de levier de F_{sp} par rapport au pied aval.
 X_1 : Moment de F_w par rapport au pied aval.
 X_2 : Moment de $F_{séd}$ par rapport au pied aval.
 X_3 : Moment de P_0 par rapport au pied aval.
 X_4 : 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 : Densité du corps du barrage.
 σ : Contrainte normale à l'amont.
 φ : Angle de frottement interne des fondations.
 $\varphi_{sédiment}$: angle de frottement interne de sédiment.
 $\gamma_{sédiment}$: poids volumique déjaugé de sédiment.
SBE: Séisme de base d'exploitation.
SES: Séisme d'évaluation de sécurité.
 E_s : Module statique.
 E_d : Module dynamique.
 V_L : Vitesse de propagation longitudinale d'ondes.
 V_T : Vitesse de propagation transversale d'ondes.
 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.

$\Sigma M/o_{\text{motr}}$: Moments motrices.

F : Surface de la base du barrage.

C : Cohésion.

V : volume de l'eau.

p_m : la pression sous le barrage.

C_1 : coefficient de sédiment horizontal.

γ_d : poids volumique déjaugé de sédiment vivant.

γ_d' : poids volumique déjaugé de sédiment mort.

h_s : hauteur de sédiment.

V_1 : volume de sédiment vivant verticale.

V_2 : volume de sédiment mort verticale

V' : volume de béton de deux voûtes.

V'' : volume de béton équivalent (contre fort + bloc massif).

T_x : force de traction horizontale.

T_y : force de traction verticale.

Liste des tableaux

Liste des tableaux

Tableau III-1- Principales caractéristiques du barrage K'sob.....	42
Tableau IV-1- Paramètres des matériaux nécessaires pour faire les calculs de stabilité.....	51
Tableau VI-2- Résumé des calculs des forces et des moments, cas statique, niveau normal (H=20).....	52
Tableau VI-3- Résumé des calculs des forces et des moments, cas statique, niveau maximal (H = 21.5) et poids volumique ($\gamma_w = 1.0$).....	54
Tableau VI-4- Résumé des calculs des forces et des moments, cas statique, niveau maximal (H = 21.5) et poids volumique ($\gamma_w = 1.1$)	55
Tableau VI-5- Résumé des calculs des forces et des moments, cas statique, niveau maximal (H = 21.5) et poids volumique ($\gamma_w = 1.2$)	56
Tableau VI-6- Résume les résultats, cas statique, niveau maximal, différentes valeurs de (γ_w) .	56
Tableau VI-7- Résumé des calculs des forces et des moments, cas statique, vidange rapide.....	57
Tableau VI-8- Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique, niveau normal (H=20) et poids volumique ($\gamma_w = 1.0$)	60
Tableau VI-9- Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique, niveau maximal d'eau (H = 21.5) et poids volumique ($\gamma_w = 1.0$).....	61
Tableau VI-10- Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique, niveau maximal d'eau (H = 21.5) et poids volumique ($\gamma_w = 1.1$).....	62
Tableau VI-11- Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique, niveau maximal d'eau (H = 21.5) et poids volumique ($\gamma_w = 1.2$).....	63
Tableau VI-12- résume les résultats du cas de retenue rempli niveau maximal.....	63
Tableau VI-13- Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique, vidange rapide et poids volumique ($\gamma_w = 1.0$).....	64
Tableau VI-14- Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique renforcé, niveau normal d'eau et poids volumique ($\gamma_w = 1.0$).....	67
Tableau VI-15- Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique renforcé, niveau maximal d'eau et poids volumique ($\gamma_w = 1.0$).....	68
Tableau VI-16- Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique renforcé, niveau maximal d'eau et poids volumique ($\gamma_w = 1.1$).....	69
Tableau VI-17- Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique renforcé, niveau maximal d'eau et poids volumique ($\gamma_w = 1.2$).....	70
Tableau VI-18- Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique renforcée, vidange rapide et poids volumique ($\gamma_w = 1.0$).....	72

Liste des figures

Figure I-1- Les différents types de barrages en béton.....	4
Figure I-2- Coupe transversale d'un barrage en béton.....	5
Figure I-3- Vue générale d'un Barrage poids.....	5
Figure I-4 - Barrage voûte.....	6
Figure I-5- Différents types de barrages à contreforts.....	8
Figure I-6- Vue globale d'un Barrage à contre forts.....	8
Figure I-7-Barrage plat de galette.....	10
Figure I-8- Barrage de Voûtes Multiples.....	10
Figure I-9- Barrage Creux de Pesanteur.....	11
Figure I-10- Barrage en béton compacté au rouleau.....	11
Figure II-1- Différentes actions appliquées sur un barrage.....	17
Figure II-2- Action du poids propre du barrage.....	18
Figure II-3- Action des sédiments sur le barrage.....	19
Figure II-4 - Action de la poussée hydrostatique.....	21
Figure II-5- Action de la poussée hydrostatique aval.....	21
Figure II -6- Action des sous-pressions.....	23
Figure II-7 - Rabattement et répartition des sous-pressions pour les barrages drainés.....	24
Figure II-8 - Rabattement dans le cas où la cote de la galerie de drainage est située plus haut que le niveau aval.....	24
Figure II-9 - Poussée sismique de Westergaard.....	25
Figure II-10- Forces agissantes sur la stabilité d'un barrage poids.....	34
Figure II-11- Forces agissantes sur un barrage poids et leurs bras de levier.....	36
Figure III-1- Position géographique du barrage K'sob.....	40
Figure III-2- Plan d'implantation du barrage El'Ksob K'sob.....	41
Figure III-3- Photo indiquant une Vue du barrage, crête et parement aval.....	41
Figure III-4-Carte géologique du bassin de El K'sob.....	44
Figure III-5- Photo des contreforts du barrage K'sob.....	44
Figure III-6- Photo des voûtes en face amont du barrage K'sob.....	47
Figure III-7- Lithologie du bassin versant d'Oued El K'sob.....	49
Figure IV- 1 - Présentation du profil d'étude.....	51
Figure IV- 1-Présentation des différentes forces appliquées sur le profil pour l'étude statique	52
Figure IV- 3- Variation du coefficient de sécurité en fonction (γ_w), cas statique.....	57
Figure IV- 4-Présentation des différentes forces appliquées sur le profil pour cas dynamique	59
Figure IV- 5- Variation du coefficient de sécurité en fonction (γ_w), cas dynamique.....	64
Figure IV- 6- Présentation du profil d'étude renforcé par les câbles précontraints.....	66
Figure IV- 7- Evolution du coefficient de sécurité de glissement en fonction γ_w	71
Figure IV-8- Evolution du coefficient de sécurité de renversement en fonction γ_w	71
Figure V-1- Géométrie de profile.....	86
Figure V-2- Maillage de profile.....	87
Figure V-3- Conditions aux limite appliquées sur le profil de barrage.....	88
Figure V-4- Vue global indiquant le maillage et les conditions aux limites.....	89

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 de 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 intégrée dont nous avons utilisé le logiciel de modélisation ANSYS.

Mots clés : barrage rigide, glissement, renversement, coefficient de sécurité, stabilité, 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, 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 – إنقلاب – معامل السلامة-انسيس .

Introduction générale :

L'édification d'ouvrages à travers des cours d'eau, en vue d'y prélever une part plus ou moins importante du débit, compte parmi les activités les plus anciennes de l'humanité : les œuvres modernes, bénéficiant des progrès continus de la technique, ont vu leurs tailles s'accroître, leurs formes s'élaborer, leurs buts se diversifier, mais chacune d'elles peut se reconnaître en un ancêtre, même à l'état embryonnaire.

Le but primitif, et qui demeure toujours l'un des objectifs essentiels dans la plus part des régions du globe, est l'irrigation. La régularisation, réclamée par l'agriculture, des débits au cours de l'année conduit à créer des réservoirs saisonniers d'une capacité d'autant plus grande que l'on cherche à contrôler une fraction plus forte des apports annuels du cours d'eau ; à cet effet, il faut bâtir des barrages de plus en plus importants, par leur hauteur ou leur longueur. De tels lacs artificiels permettent, de réduire, dans une certaine mesure les dégâts occasionnés par les crues dont les pointes les plus sévères peuvent être écrêtées.

Par la suite, l'homme a eu l'idée d'utiliser l'énergie des cours d'eau pour faire tourner des moulins et des machines à eau. En raison des ravages provoqués par les inondations périodiques, peu de barrages vieux de plus d'un siècle sont encore fonctionnels.

En Algérie, il existe quelques dizaines barrages rigides.

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.

Introduction générale

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.

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

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

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

Le premier chapitre donne des notions générales sur les différents types de barrages.

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

Le troisième chapitre décrit brièvement la localisation et les caractéristiques du barrage étudié.

Dans le quatrième chapitre, qui représente la partie la plus importante du travail, l'analyse paramétrée de la stabilité du barrage El'Ksob.

Et enfin, le cinquième chapitre traite de la stabilité interne du barrage étudié.

Chapitre I: Généralités sur les barrages rigides

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. [4]

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. [2]

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. [2]

La géologie (nature des roches sur lesquelles sera édifié le barrage, agrégats extraits sur place) et la topographie (largeur de la vallée), commande le type de barrage utilisé. [2]

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. [2]

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 [2].

I-2- Différents types de barrage rigide : [5]

1. Les barrages en béton comportent :
 - ✓ Les Barrages poids;
 - ✓ Les Barrages voûtes;
 - ✓ Les Barrages à contreforts;

2. Les barrages en maçonnerie sont des matériaux moins utilisés actuellement mais composant un grand nombre de petits barrages existants.

I-2-1- Barrage en béton :

Les barrages en béton se partagent en trois groupes. (Figure I.1) [6]

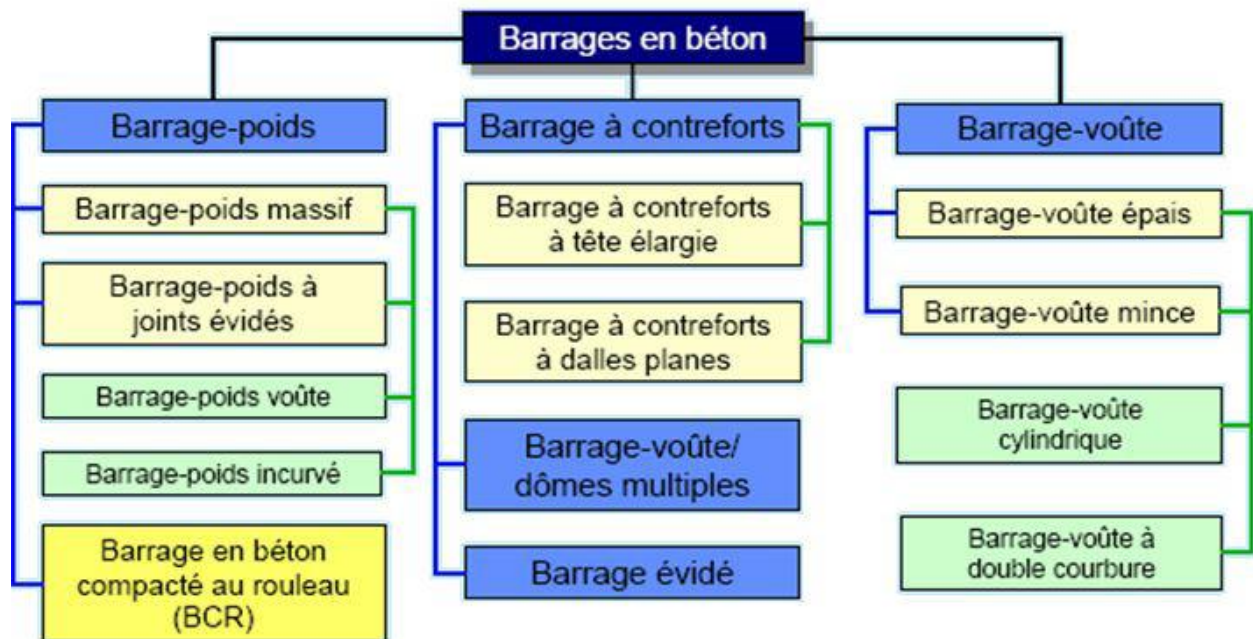


Figure I-1- Les différents types de barrages en béton.

I-2-1-1- Barrages poids :

Les barrages poids en béton sont très proches mécaniquement des barrages en maçonnerie.

Seul le poids en effet résiste, à la poussée hydrostatique, à la poussée des sédiments et aux sous-pressions. Celles-ci ont une action déstabilisatrice très importante et il conviendra de les diminuer à l'aide de dispositifs tels que rideaux d'injection et galeries de drainage. [7]

La stabilité des barrages poids repose essentiellement sur leur fruit et, si nécessaire, sur l'efficacité du drainage qui met le massif poids à l'abri des sous-pressions.

Quoi qu'il en soit, le calcul de l'ouvrage, par ailleurs peu complexe, devra les prendre soigneusement en compte. [3]

Les profils adoptés pour ces ouvrages sont bien souvent un compromis technico-économique découlant directement de calculs de stabilité. [6]

Les barrages poids, de forme massive et triangulaire, résistent à la poussée de l'eau grâce à leur poids. (figure I.3) [8]

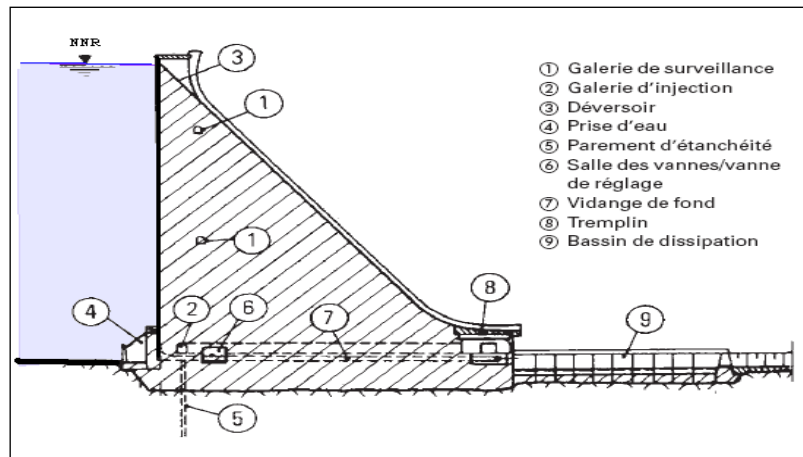


Figure I-2- Coupe transversale d'un barrage en béton.



Figure I-3- Vue générale d'un Barrage poids.

I-2-1-2- Barrages voûtes :

Les barrages-voûtes sont des ouvrages remarquables par leurs dimensions, leur finesse. Ils tirent au maximum partie de la capacité de résistance des matériaux et du rocher de fondation. Leur conception est aussi plus complexe que pour les autres types de barrages. (Figure I.4)

Comme son nom l'indique, un barrage-voûte résiste à la pression de l'eau par l'effet voûte, c'est à dire en s'arc-boutant sur les flancs de la vallée. Son mode de résistance est donc très différent de celui d'un barrage-poids et met en jeu, non plus l'équilibre statique de tranches verticales parallèles, mais l'équilibre élastique de l'ensemble de l'ouvrage. Par contre, il sollicite fortement ses appuis et exige donc un rocher de bonne qualité pour rester dans le domaine élastique. Ce type de barrage est particulièrement adapté aux vallées étroites et profondes et de forme assez régulière. Ils sont notamment utilisés lorsque la largeur de la gorge ne dépasse pas 5 à 6 fois la hauteur du barrage projeté. Pour des largeurs plus importantes des dispositions constructives particulières doivent être adoptées. C'est le type de barrage le plus achevé en ce sens que c'est celui qui utilise le mieux les matériaux employés. [5]

Ses progrès sont allés de pair avec l'amélioration de la qualité des ciments et la maîtrise de la fabrication et de la mise en place des bétons. [5]



Figure I-4- Photo d'un barrage voûte.

I-2-1-3- Barrage à contreforts :

Les barrages de contre fort sont les structures en béton se composant de deux dispositifs de base : un arrêt-barrage à eau ascendant et contreforts. L'arrêt-barrage à eau ascendant peut être une galette plate.

L'arrêt-barrage à eau ascendant transfère la charge de réservoir dans les contreforts qui transfèrent alors la charge dans la base par la résistance de friction comme un barrage de pesanteur. Des barrages de contrefort peuvent être considérés comme les barrages creusés-de hors de pesanteur avec un visage ascendant en pente. Ils ont été typiquement construits dans la première moitié du 20^{ème} siècle au lieu des barrages de pesanteur pour sauver sur des coûts matériels concrets. Le visage ascendant en pente permet aux contreforts de supporter efficacement les charges statiques parce que le poids de l'eau sur le barrage s'ajoute à la force verticale transmise à la base et donc à la stabilité du barrage.

Les barrages de contrefort peuvent ne pas avoir renforcé l'acier. Le barrage de pueblo a seulement le renfort minimal le long des parties du visage ascendant qui est constitué par les contreforts principaux massifs.

Il est constitué: (figure I.6)

- D'une série de murs parallèles, généralement de forme triangulaire, plus ou moins épais et plus ou moins espacés (les contreforts);
- D'une bouchure entre les contreforts transmettant à ceux-ci la poussée de l'eau.

Il est bien adapté aux vallées larges avec une fondation rocheuse de bonne qualité. [7-1]
Dans des vallées plus larges où le barrage-poids supposerait des volumes de béton trop importants et où le barrage voûte ne serait pas réalisable, nous pensons à construire des barrages à contreforts, par ailleurs beaucoup moins sensibles aux sous-pressions que le barrage-poids, mais plus fragiles. (Figure I.5) [3]

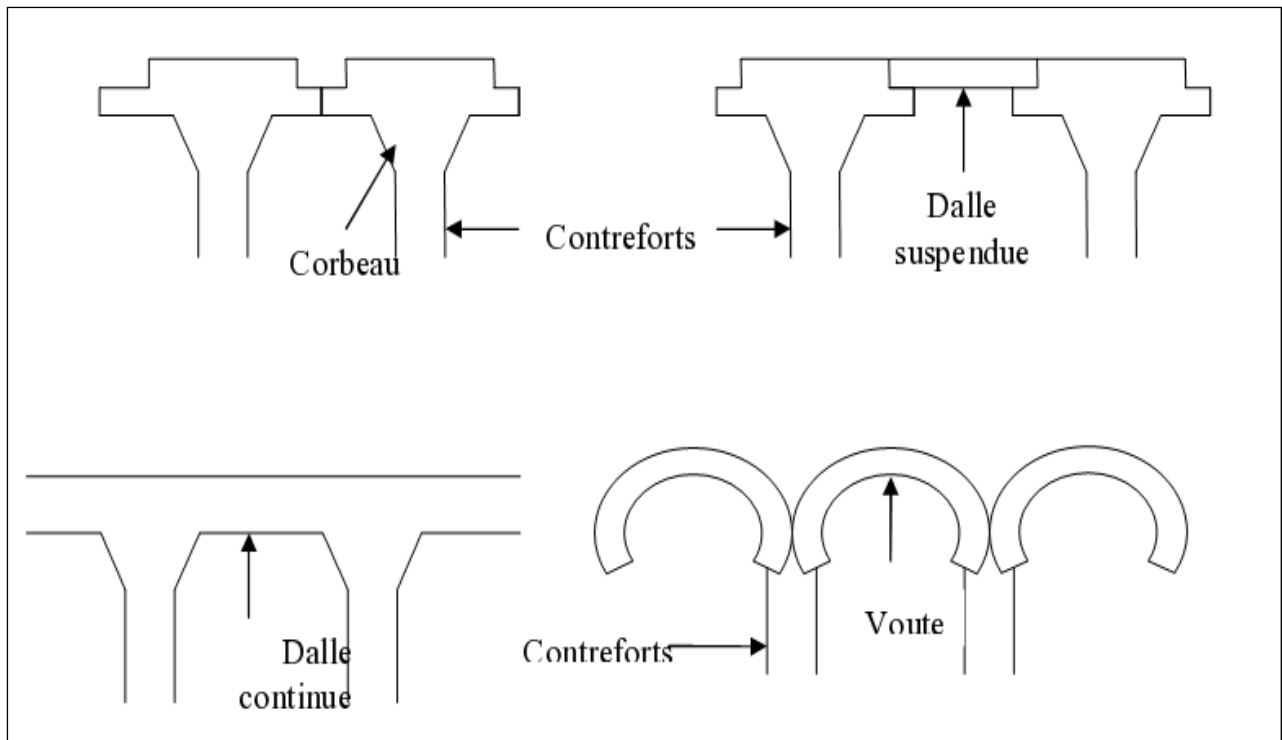


Figure I-5- Différents types de barrages à contreforts.



Figure I-6-Vue globale d'un Barrage à contre forts.

Dans ce type d'ouvrages, l'étanchéité est assurée par le voile en béton armé situé en amont et la stabilité vis à vis de la poussée de l'eau par les contreforts.

Il faut noter que la stabilité est améliorée en donnant un fruit de 0,5/1.0 à 1.0/1.0 au voile, car la poussée de l'eau comporte alors une composante verticale dirigée vers le bas.

Le voile peut être conçu de plusieurs façons : (figure I.5)

- Solidaire des contreforts avec parement amont plan. Les diverses sections de voile sont liées aux contreforts et fonctionnent en consoles courtes ;
- Constitué d'une dalle posée aux extrémités sur les têtes des contreforts. Le voile travaille en flexion comme une poutre posée sur deux appuis simples aux extrémités ;
- Solidaire des contreforts avec parement amont cylindrique. Cette disposition massive facilite la transmission de la poussée au contrefort ;
- Constitue d'une voûte de faible portée et donc de faible épaisseur s'appuyant sur les contreforts.

I-2-1-3-1- Modèles de barrage à contreforts :

Les modèles les plus communs du barrage contrefort sont discutés ci-dessous. Plusieurs noms ont été employés pour différents modèles du barrages à contrefort, et certains d'entre eux sont énumérés entre parenthèses pour aider à réduire la confusion en consultant la littérature. [9]

a- Barrage plat de galette :

Un barrage de contrefort en lequel le visage ascendant est une galette plate relativement mince faite en béton armé. Typiquement, les galettes sont simplement soutenues et ne sont pas intégrales avec les contreforts faisant une structure relativement flexible. En conséquence, les mouvements ordinaires de base ont peu d'effet sur les distributions d'effort.

Un matériel et un water-stop compressibles sont normalement fournis entre la galette et le Corbel des contreforts pour permettre le mouvement pourtant pour demeurer imperméables à l'eau. La galette est continue dans quelques conceptions, rendant la structure plus rigide. (Figure I.7) [10]

b- Barrage de Voûtes Multiples :

Un barrage de contrefort en lequel le visage ascendant est une série de voûtes enjambant 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 renforcé ou renforcé. Les voûtes peuvent être intégrales avec les contreforts, ren-

dant la structure rigide et susceptible des dommages même de la petite base mouvements. Alternative, les voûtes peuvent être structurellement indépendant des contreforts, faisant 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.8) [9]

c- Barrage Creux de Pesanteur :

Dans l'utilisation moderne, un barrage qui a l'aspect externe d'un barrage de pesanteur, mais qui a de grands terrains découverts à l'intérieur. Ce sont habituellement des barrages de contrefort que la partie descente est couverte de dalle en de béton renforcée. Ils sont souvent employés pour les sections spillway de débordement des barrages de contrefort ou en tant que loger pour une centrale électrique. (Figure I.9) [9]



Figure I-7 Barrage plat de galette



Figure I-8- Barrage à Multi-voûtes

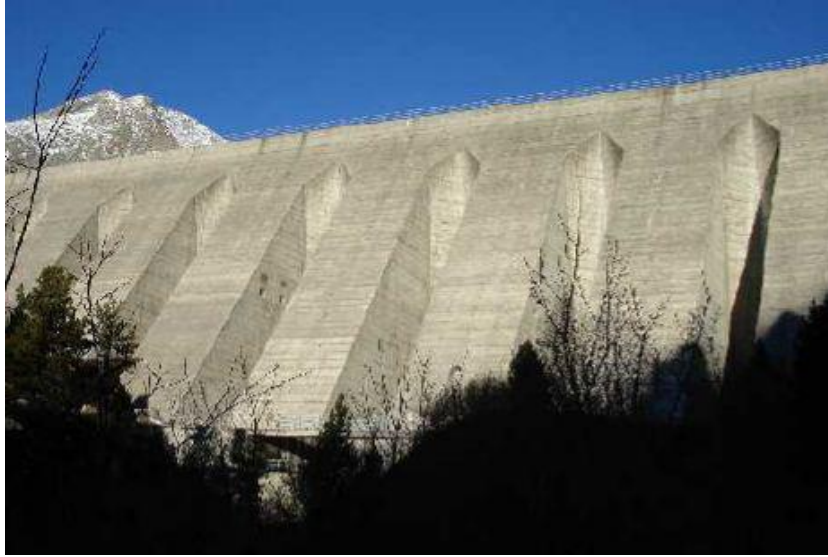


Figure I-9- Barrage Creux de Pesanteur

I-2-1-4- Barrage en BCR :

Les plus récents sont en béton compacté au rouleau (BCR) : le barrage est construit par couches successives mises en place par des engins de terrassement et compactées avant de passer à la couche suivante. Les barrages sont ainsi construits très rapidement, ce qui apporte pour les chantiers un intérêt économique certain. (Figure I.9)[5]



Figure I-10- Barrage en béton compacté au rouleau.

I-3- Critères généraux de conception d'un profil rigide:

Pour un barrage à profil poids, le fonctionnement de l'ouvrage est complètement différent:

C'est le poids de l'ouvrage qui assure l'équilibre de la poussée hydrostatique et des sous-pressions. [5]

Pour un barrage de profil poids, les sous-pressions jouent un rôle majeur dans l'équilibre. La méthode classique d'étude de la stabilité d'un barrage poids consiste à analyser l'équilibre global du barrage ou d'une partie de celui-ci sous l'action du poids, de la poussée hydrostatique, des sous-pressions et éventuellement d'autres actions (par exemple poussée des sédiments et force instantanée du séisme).

Les critères de dimensionnement de l'ouvrage portent sur la répartition des contraintes normales (limitation des tractions au pied amont et limitation des contraintes de compression) à l'aval et sur l'inclinaison de la résultante. Cette méthode de calcul met en évidence le rôle majeur des sous-pressions dans l'équilibre des barrages poids et donc l'importance du drainage.

À titre indicatif les contraintes maximales de compression sous un profil poids traditionnel à paroi verticale et fruit aval de $0,8H/V$ sont de $0,35$ MPa pour un barrage poids de 25 m de hauteur, soit plus de dix fois plus faible que pour un barrage voûte de même hauteur.

Enfin, il convient de noter que le barrage poids en béton est un ouvrage rigide ; son module du béton traditionnel est de l'ordre de 25000 MPa.

Ces rappels sur le fonctionnement mécanique du profil poids justifient la principale exigence pour un barrage en béton, à savoir la nécessité d'une fondation rocheuse de qualité suffisante.

La condition relative à sa faible déformabilité est généralement la plus contraignante, en particulier pour des fondations de roches tendres ou altérées mais la condition sur la résistance au cisaillement élimine également le profil poids lorsque la résistance au cisaillement de la fondation est faible (fondation marneuse, présence de joints argileux subhorizontaux dans la fondation, ...). [5].

I-4- Matériaux utilisés pour la réalisation des barrages rigides:**I-4-1- Béton conventionnel vibré (BCV) :**

La technique des barrages poids en BCV s'est développée à partir de la deuxième décennie du XXe siècle. Elle a donné lieu à un très grand nombre d'ouvrages de toute tailles et pour toutes sortes d'usages.

La technologie des barrages poids en BCV met en œuvre des bétons de granulométrie importante (jusqu'à 80mm) et des dosages en ciment de l'ordre de 200 à 250 Kg/m³. L'exothermie de la réaction d'hydratation du béton conduit pendant la prise à de fortes augmentations de températures du béton et à un risque de fissurations lors du refroidissement.

Les barrages en BCV sont pour cette raison construits par plots de dimensions horizontales courantes 15x15m nécessitant la mise en œuvre de nombreux joints de contraction, transversaux et longitudinaux (au moins pour les barrages de grande hauteur). Pour les petits barrages, il est généralement possible de se contenter de joints transversaux. Le monolithisme de l'ouvrage est obtenue par la mise en place de boîtes de cisaillement et l'injection des jointe entre plots.

La technique des barrages poids en BCV nécessite comme la maçonnerie une importante main d'œuvre, en particulier pour la réalisation des coffrages. Cette exigence en main d'œuvre et le développement parallèle des techniques modernes de terrassement à très hautes cadences ont conduit à une désaffection progressive pour les profils poids en béton aux profils des barrages en terre ou en enrochements. [10]

I-4-2- Béton compacté au rouleau (BCR) :

Le gain d'intérêt pour les profils poids est venu de l'invention du BCR qui est une innovation technique majeure dans la technologie des barrages.

L'innovation consiste à mettre en place le béton et à le compacter, non plus par les moyens traditionnels (grue ou blondin pour le transport et compactage par pervibration dans la masse), mais en utilisant les techniques de terrassement, transport par camion, réglage au boueur, compactage au rouleau vibrant lourd. Ce mode de réalisation exige toutefois une surface de plate- forme de travail supérieure à 500 m² (environ) pour que les engins puissent évoluer efficacement.

La possibilité de réduire au strict nécessaire la quantité d'eau et le serrage efficace obtenu par le compactage en couches de 30 cm ont permis de limiter les quantités de ciment à des valeurs de 100 à 150 kg/m³ de façon à diminuer l'exotherme.

En effet, cette nouvelle méthode de mise en œuvre s'accommode mal des nombreux joints destinés à contrôler la fissuration thermique du BCV. Dans la conception actuelle des barrages en BCR, seuls les joints transversaux sont conservés, mais généralement à des espacements bien supérieurs aux 15 mètres traditionnels des barrages en BCV.

L'un des avantages importants du BCR, en particulier dans les pays développés, est la rapidité d'exécution : permettant de réduire les coûts d'immobilisation, la maîtrise d'œuvre et souvent de dérivation des eaux, le barrage étant construit en étiage avec des ouvrages de dérivation réduit au minimum.

Dans cet esprit, les matériaux BCR utilisés pour le corps du barrage sont avant tout des matériaux rustiques, dont la composition variable est guidée par la disponibilité sur le site des composants dans une formulation au moindre coût. Les teneurs en liant sont faibles, de l'ordre de 100 kg/m³, et la teneur totale en fines est d'au moins de l'ordre de 12 %. [10]

I-5- Les risques de rupture d'un barrage :

Un barrage est un ouvrage qui barre le lit des rivières ou des fleuves retenant ou pouvant retenir de l'eau.

Un barrage n'est pas inerte. Il vit, travaille et se fatigue, en fonction des efforts auxquels il est soumis. Le risque majeur lié à la présence d'un barrage est la rupture.

La menace due à de telles constructions est une rupture de l'ouvrage avec inondation brutale en aval, comparable à un raz de marée.

La rupture d'un barrage n'est pas brutale, des signes précurseurs seraient observés et permettraient d'alerter les autorités afin d'assurer la protection des populations. [11]

I-5-1- Causes de rupture :

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

- **Problèmes techniques** : peuvent entraîner la rupture d'un ouvrage. Il peut s'agir d'un défaut de fonctionnement des vannes permettant l'évacuation des crues ou bien d'un vice de conception, de construction ou de matériaux. Le type de barrage, les matériaux utilisés, la nature des fondations ainsi que l'âge de l'ouvrage vont avoir une influence sur l'apparition de ces problèmes. Cependant, l'évolution des techniques de construction rend les barrages modernes beaucoup plus sûrs.
- **Causes naturelles** : peuvent également être à l'origine de rupture de barrage. Il en est ainsi des crues exceptionnelles, d'intensité supérieure à celle retenue pour le dimensionnement des ouvrages évacuateurs, appelée crue de projet. Le niveau de sécurité retenu est généralement compris entre la crue millénaire et la crue décennale.

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

Enfin les séismes peuvent causer des dommages mineurs à ne pas négliger (déformations, tassements, fissures, etc.). En France, le risque sismique est systématiquement pris en compte lors de la conception des ouvrages, même s'il est peu élevé. Les ruptures de barrages dues aux séismes sont d'ailleurs très rares.

- **Humaines** : peuvent en fin être à l'origine d'accidents : études préalables pas assez approfondies, contrôle d'exécution insuffisant, erreurs d'exploitation, défaut de surveillance et d'entretien ou encore actes de malveillance, sabotage, attentat, guerre .
[11 -12]

I-5-2- Types de rupture :

La situation de rupture paraît plutôt liée à une évolution plus ou moins rapide d'une dégradation de l'ouvrage susceptible d'être détectée par la surveillance et l'auscultation.

Les barrages en maçonnerie ou en béton sont menacés par une rupture instantanée partielle ou totale, produite par renversement ou par glissement d'un ou plusieurs plots. [11-13]

I-6- Stabilités :

Dans l'analyse de la stabilité d'un barrage rigide, il convient de garder présent à l'esprit que la grande majorité des ruptures de barrages-rigides recensées dans le monde s'est produite 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. Ainsi, à titre d'exemple une sur hauteur d'eau de 1 mètre entraîne, pour un barrage de 10 mètres de hauteur, une poussée accrue de 21 % et un moment de renversement accru de 33 %. L'évaluation de la crue de projet et du niveau atteint par l'eau devra être faite avec une grande rigueur et on tiendra compte de l'imprécision ou des incertitudes sur l'hydrologie en examinant les conséquences d'un dépassement significatif de la crue de projet qui aura été retenue. [10]

Chapitre II : Stabilité des barrages rigides

II-1- Introduction :

Dans l'analyse de la stabilité d'un barrage, il convient de garder présent de l'esprit que la grande majorité des ruptures des barrages 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. L'évaluation de la crue de projet et du niveau atteint par l'eau devra être faite avec une grande rigueur et on tiendra compte de l'imprécision ou des incertitudes sur l'hydrologie examinant les conséquences d'un dépassement significatif de la crue de projet qui aura été retenue. [5]

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 : [5]

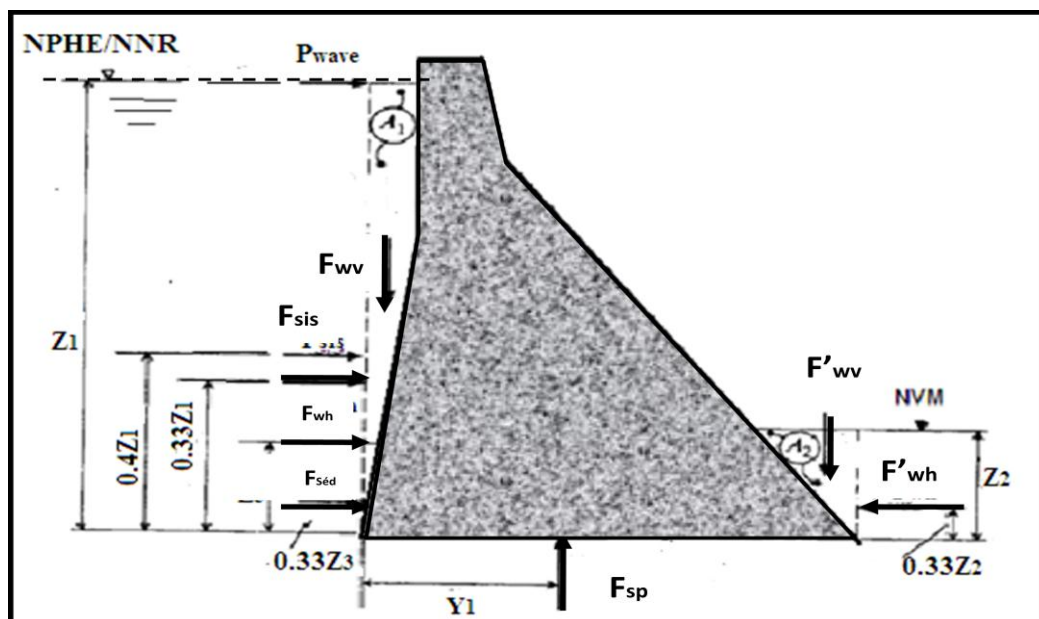


Figure II-1- Différentes actions appliquées sur un barrage.

Les actions que nous détaillons ci-après se répartissent en trois catégories: [14]

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 center de gravité. (Figure II.2)

De façon générale, le calcul de l'intensité du poids propre des barrages rigides ne pose pas de difficulté particulière. Il est conduit à partir des dessins et des coupes du projet et en prenant en compte la surface du profil étudié, le poids volumique humide des matériaux du barrage (γ_b) et le poids des équipements fixes. [13-14]

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

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

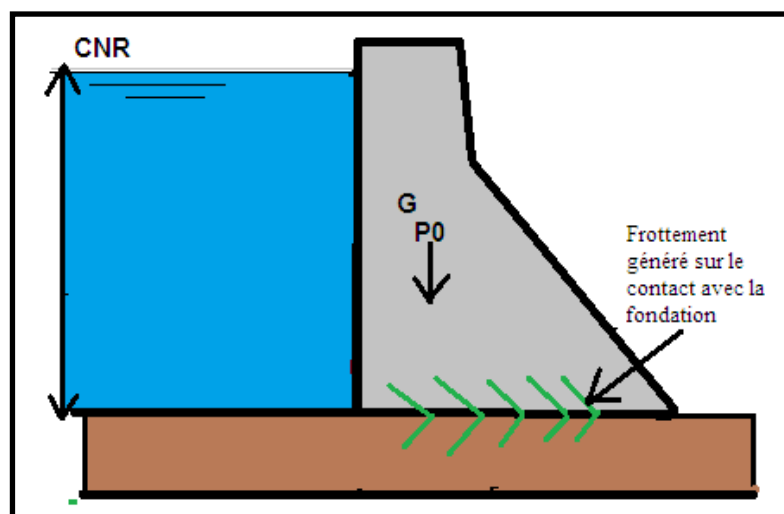


Figure II-2- Action du poids propre du barrage.

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 système « barrage » exerçant une action de poussée sur le parement amont. (Figure II.3) [14]

En premier lieu, il convient de déterminer la hauteur du massif des sédiments. Pour les barrages neufs, elle fait partie intégrante des données du projet et est obtenue par des études spécifiques. La poussée des sédiments étant toujours défavorable vis-à-vis des états-limites à justifier, on estime une hauteur maximale des sédiments à moyen et long terme.

Pour les barrages existants, elle est obtenue sans difficulté en considérant les niveaux historiques de l'envasement de la retenue, et leur évolution.

Ensuite, le calcul est mené en contraintes effectives et on calcule la poussée des sédiments à partir du poids volumique déjaugé ($\gamma_{séd}$). [14]

Il peut se calculer avec la formule suivante, issue de la théorie de Rankine : [2]

$$F_{séd} = 0,5 \cdot h_{séd}^2 \cdot \gamma_{séd} \cdot \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{2} - \frac{\phi}{2}\right)$$

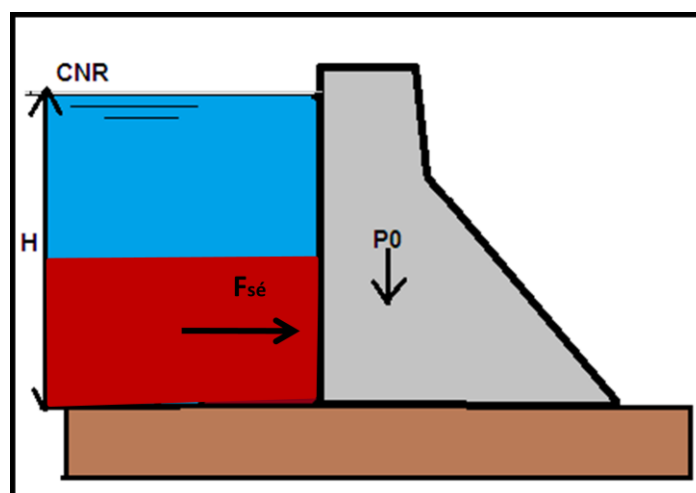


Figure II-3- Action des sédiments sur le barrage.

II-2-2- Actions variables :

Les poussées hydrostatiques amont et aval, l'action des sous-pressions, l'action de la glace et l'action du vent. Ces actions sont évaluées dans les différentes situations de projet ; Pour le calcul des actions de l'eau, on détermine leurs valeurs représentatives directement dans les différentes situations de projet, en examinant dans chacune des situations les niveaux de remplissage de la retenue et les niveaux aval, et les intensités des actions qui en résultent. [14]

a- Poussée hydrostatique F_w :

Le barrage est soumis à la poussée de l'eau, c'est-à-dire à une pression variant linéairement avec la profondeur. La pression exerce une force perpendiculaire au parement : horizontale pour un parement vertical sa résultante comporte une composante stabilisatrice vers le bas quand le parement incliné. [15]

C'est une force qui se décompose en deux parties : (Figure II.4)

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

$$F_{wx} = 0,5 \cdot \rho \cdot g \cdot h_w^2 \cdot B$$

Avec :

ρ : Masse volumique de l'eau (kg/m^3),

g : Accélération de la pesanteur (m/s^2),

h_w : Hauteur d'eau au-dessus du point considéré (m).

B : Largeur du barrage (m).

- Composante verticale (F_{wy}) :

$$F_{wy} = \rho \cdot g \cdot V$$

Avec :

V : Volume d'eau qui se trouve au dessus de la face amont du barrage (m^3),

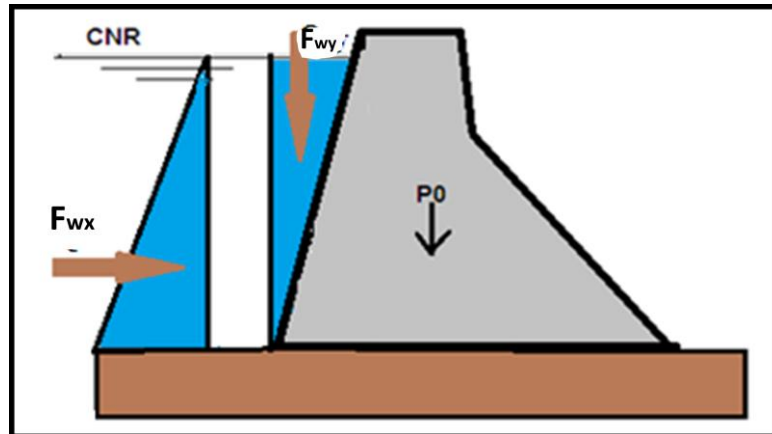


Figure II-4- Action de la poussée hydrostatique.

b- Poussée hydrostatique en aval F'_w :

Parmi les conséquences de la poussée hydrostatique, une retenue se forme à l'aval et peut être agissante sur le barrage, sa valeur F'_w n'est pas de même importance que F_w mais on la prend en considération comme action agissante. (Figure II.5) [5]

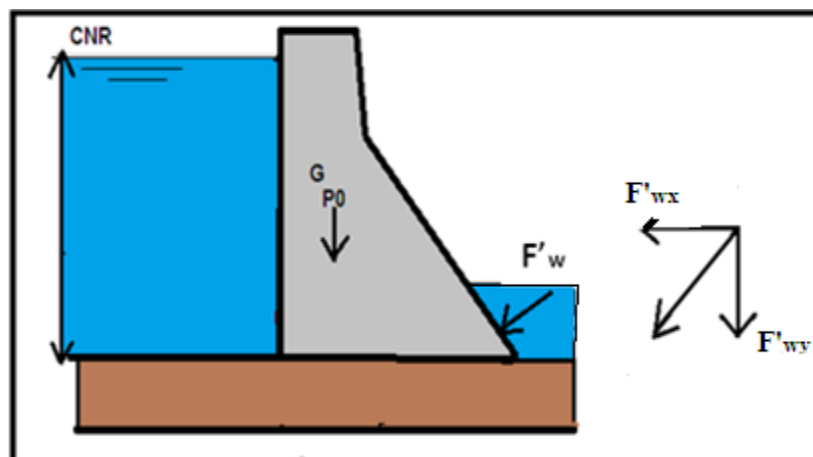


Figure II-5- Action de la poussée hydrostatique en aval.

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

Le principe de calcul repose sur la détermination du diagramme des sous-pressions agissant dans le corps du barrage, dans l'interface barrage - fondation et dans les fondations. Ce diagramme fixe l'intensité de l'action des sous-pressions s'appliquant, 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. (Figure II.6) [14]

Les incertitudes sur l'intensité de l'action des sous-pressions sont importantes et sont liées essentiellement aux propriétés intrinsèques du site, des matériaux et des dispositifs visant à réduire les sous-pressions (stratification de la roche de fondation, perméabilité des matériaux, qualité du voile d'injection, conception du système de drainage, etc.).

Il convient donc de retenir, pour le calcul de l'intensité des sous-pressions, des hypothèses prudentes, raisonnablement envisageables. Il est nécessaire de s'assurer, par l'auscultation, du respect au cours de la vie de l'ouvrage de la validité des hypothèses de projet adoptées pour les sous-pressions. [14]

De façon générale, on considère que les variations des sous-pressions dans les fondations suivent le niveau de remplissage de la retenue, avec un effet retard négligeable. Cette recommandation prévaut de façon générale dans toutes les situations de remplissage de la retenue, et même en situation de crue rapide et brève.

On admet une seule exception à cette règle : en situation sismique, on pourra admettre que le diagramme des sous-pressions n'est pas affecté par les accélérations liées aux séismes compte tenu de leur caractère transitoire rapide, tandis que les poussées hydrostatiques sont majorées des pressions hydrodynamiques.

Les diagrammes des sous-pressions sont obtenus en considérant les matériaux constituant les fondations et le corps du barrage, ainsi que les dispositifs particuliers mis en œuvre (voile d'injection, voile de drainage).

En absence de dispositif de drainage dans les fondations, on adopte, en première approche, une répartition linéaire des sous-pressions, donnant un diagramme trapézoïdal avec la pleine sous pression en amont et une sous-pression égale au niveau d'eau en aval. [14]

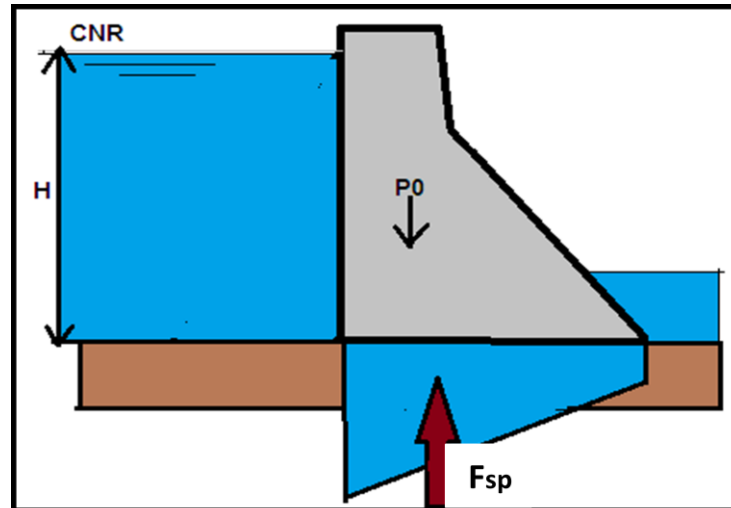


Figure II-6- Action des sous-pressions.

Toutefois, certaines configurations peuvent donner des hypothèses plus défavorables sur la répartition des sous-pressions, qu'il faudra alors prendre en considération: (Figure II.7)

En absence de drainage dans la fondation, le diagramme réel des sous-pressions peut être plus défavorable que le diagramme trapézoïdal si les fissures du rocher ont tendance à se refermer au pied aval ;

- Lorsque le corps du barrage présente des fissures depuis le parement amont vers l'aval (pour des raisons a priori quelconques), on considère que la pleine sous-pression s'introduit dans la fissure. On adopte ensuite une répartition trapézoïdale du diagramme de l'extrémité aval de la fissure jusqu'au parement aval ;
- Certaines situations dans le corps du barrage relèvent de cas particuliers : parement aval colmaté par de la calcite, rejointoiement trop parfaitement étanche de ce parement,...

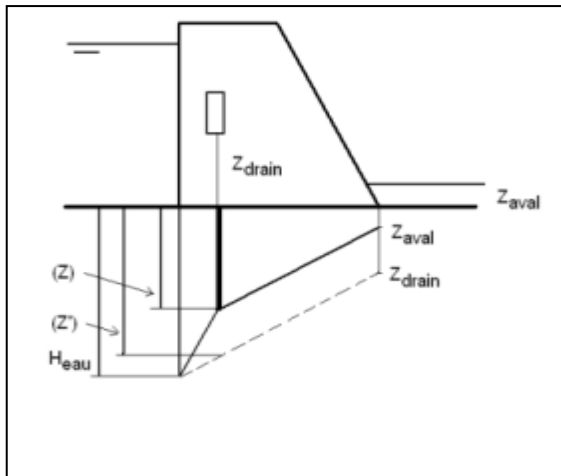


Figure II-8- Rabattement dans le cas où la cote de la galerie de drainage est située plus haut que le niveau aval.

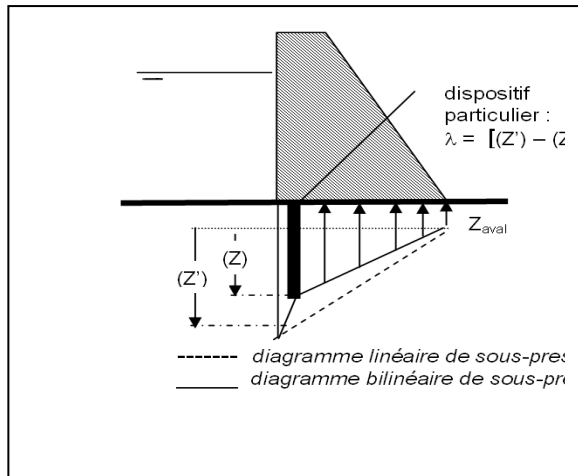


Figure II-7- Rabattement et répartition des sous-pressions pour les barrages drainés.

Les dispositifs particuliers, tels que les voiles d'injection et les voiles de drainage dans les fondations, visant à réduire le diagramme des sous pressions, sont pris en considération à l'aide du coefficient de rabattement λ et conduisent à un diagramme bilinéaire. En adoptant les notations définies sur la figure II.8, on définit le coefficient de rabattement λ par le taux suivant :

$$\lambda = (Z' - Z) / Z'$$

Quand le niveau de la galerie de drainage est sensiblement différent du niveau aval, il convient de tenir compte de la cote de la galerie pour la détermination du diagramme des sous-pressions. Z' et Z sont alors comptés à partir de la cote d'exutoire du drainage (Z_{drain}) et non pas à partir de la cote d'eau aval (Z_{aval}). [14]

Pour une fondation équipée par un organe d'étanchéité, la forme de répartition des sous pressions prend une forme réduite, voir la figure (II.8)

II-2-3- Action accidentelle sismique :

Les actions accidentelles qui peuvent déstabiliser un barrage sont une approximation des séismes. L'action sismique est décrite généralement par deux composantes. La valeur ($\alpha_h \cdot g$) est l'intensité du composante horizontale correspond au vecteur d'accélération de la gravité (g). La contrainte de poussée de l'eau à la profondeur Z est augmentée d'une valeur ΔP dont Westergaard propose l'expression suivante :

$$\Delta P = 0,875 \cdot \alpha_h \cdot \gamma_w \cdot (H \cdot Z)^{1/2} \quad \text{en Kpa.}$$

Avec :

H : la hauteur du barrage (m) ;

γ_w : le poids volumique en (KN/m^3).

D'une façon générale, la poussée totale de l'eau est augmentée d'une valeur additive :

$$\Delta P = 0,58 \cdot \alpha_h \cdot \gamma_w \cdot H^2 \quad \text{en Kpa}$$

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. [6-20]

Elle s'applique en un point situé au $2/5$ de la hauteur en partant du bas.

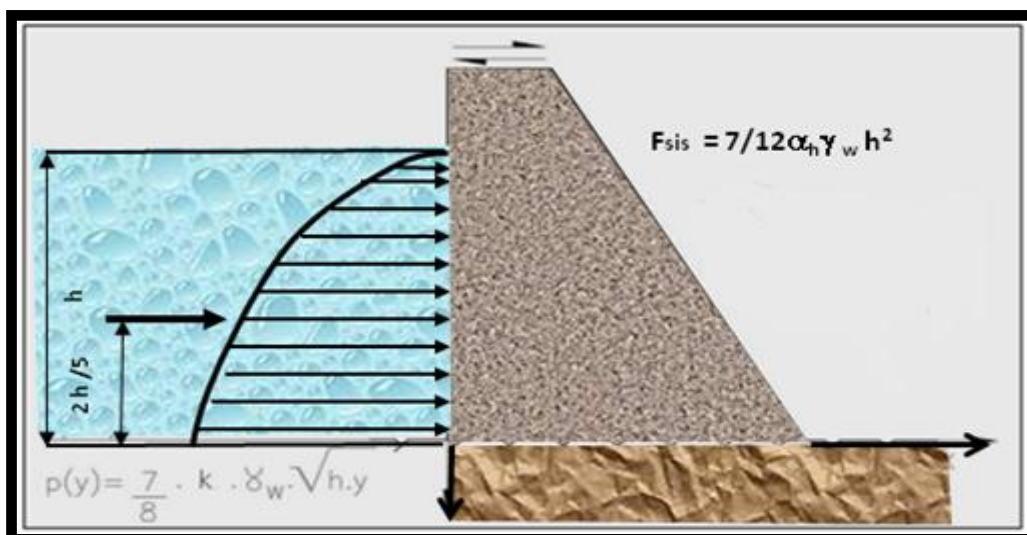


Figure II-9- Poussée séismique de Westergaard.

Pour les barrages à parement amont incliné, la formule de Zanghar est également utilisée.

Le ratio des forces hydrodynamiques exprimées par la formule de Westergaard et des forces d'inertie est de 0,5 à 0,6 pour un barrage-poids dont la somme des fruits est égale à 0,8. La formule de Westergaard peut être utilisée pour calculer la dépression hydrodynamique sur un parement aval partiellement immergé. (Figure II.9) [14]

II-3- Critères de conception d'un barrage rigide :

II-3-1- Règle de tiers central :

L'excentricité du point d'application de la résultante des actions doit être inférieure à $B/6$ (B est la largeur de la base du barrage).

Pour les actions rares (accidentelles), on peut admettre des tractions modérées au pied amont de l'ordre de : [5]

- $\sigma < 0,2$ MPa (pour un barrage BCV) ;
- $\sigma < 0,05$ MPa (pour un barrage BCR).

II-3-2- Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions regroupent des valeurs représentatives plus ou moins sécuritaires des actions ci-dessus et sont utilisées pour vérifier les états-limites dans les différentes situations de projet, selon le niveau de sécurité à retenir. [14]

On fait correspondre des combinaisons d'actions traduisant les sollicitations auxquelles l'ouvrage pourrait être soumis pendant la durée de la situation.

Dans cette partie, ne sont présentées que quelques combinaisons d'actions, les plus classiquement utilisées pour la justification de la stabilité des barrages rigides. Il appartient au projecteur de définir lui-même les autres combinaisons d'actions qui résultent d'autres situations de projet qu'il a été amené à considérer pour le barrage étudié. [14]

Ces combinaisons d'actions sont regroupées en trois catégories qui vont ensuite permettre de définir le jeu de coefficients partiels qui leur est associé: [14]

- Combinaison quasi-permanente ;
- Combinaisons rares ;
- Combinaisons extrêmes (accidentelle).

II-3-2-1- Combinaison quasi-permanente:

La combinaison quasi-permanente traduit les sollicitations auxquelles le barrage est soumis en situation durable d'exploitation pour le niveau représentatif de la RN. Elle prend en compte: [14]

- les valeurs caractéristiques des actions permanentes : poids propre et éventuelles charges d'exploitation, poussée des sédiments, action de la recharge aval, action de tirants précontraints ;
- les valeurs quasi-permanentes des actions de l'eau, obtenues pour la cote normale d'exploitation (RN).

II-3-2-2- Combinaisons rares :

Il s'agit de la combinaison de l'action lors de la crue de projet (niveau des plus hautes eaux –PHE). En prendre en compte le poids propre, la poussée des sédiments déposés, la poussée d'une eau éventuellement chargée et la sous-pression correspondante sous la fondation. [14]

a- Combinaison d'actions pour la retenue vide :

La combinaison d'actions pour la retenue vide prend en compte : [14]

- les valeurs caractéristiques des actions permanentes : poids propre et éventuelles charges d'exploitation, poussée des sédiments, action de la recharge aval, action de tirants précontraints ;
- l'intensité de l'action des sous-pressions obtenue pour la retenue vide.

Cette combinaison est considérée dans le cadre de la justification de la portance du sol pour les barrages construits sur des fondations de qualité mécanique faible. [14]

b- Combinaison d'actions pour les PHE :

La combinaison d'actions pour les PHE prend en compte :

- les valeurs caractéristiques des actions permanentes : poids propre et éventuelles charges d'exploitation, poussée des sédiments, action de la recharge aval, action de tirants précontraints ;

- les intensités des actions de l'eau obtenues pour la cote des PHE. [14]

c- Combinaison d'actions pour le séisme SBE (Séisme de base d'exploitation):

La combinaison d'actions pour le séisme SBE prend en compte: [14]

- les valeurs caractéristiques des actions permanentes : poids propre et éventuelles charges d'exploitation, poussée des sédiments, action de la recharge aval, action de tirants précontraints ;
- les valeurs quasi-permanentes des actions de l'eau obtenues pour la cote normale d'exploitation (RN) ;
- l'effet de l'action du séisme de base d'exploitation.

II-3-2-3- Combinaisons extrêmes (accidentelle):

En générale, elle résulte du séisme survenant lorsque la retenue est à son niveau normal (RN).

Il convient dans tous les cas de faire différentes hypothèses sur le diagramme des sous pressions (qui est l'inconnue majeure) et de tester ainsi la sensibilité des résultats.

a- Combinaison accidentelle sismique SES (Séisme d'évaluation de sécurité) :

La combinaison d'actions accidentelle sismique SES prend en compte: [14]

- les valeurs caractéristiques des actions permanentes : poids propre et éventuelles charges d'exploitation, poussée des sédiments, action de la recharge aval, action de tirants précontraints ;
- les valeurs quasi-permanentes des actions de l'eau obtenues pour la cote normale d'exploitation (RN) ;
- l'effet de l'action du séisme de projet SES.

b- Combinaison extrême de crue :

La combinaison extrême de crue prend en compte: [14]

- les valeurs caractéristiques des actions permanentes : poids propre et éventuelles charges d'exploitation, poussée des sédiments, action de la recharge aval, action de tirants précontraints ;
- les intensités des actions de l'eau obtenues pour la situation extrême hydrostatique.

II-4- Critères sommaires de stabilité :

Pour un profil simplifié purement triangulaire dont le parement amont est vertical, les fruits aval f limites sont les suivants.

- Condition de MAURICE Lévy (non-fissuration) : $f \geq (\gamma - 1)^{1/2}$

- Limite pour une fissuration stable $f \geq (2\gamma - 3)^{1/2}$

Avec:

γ : Densité du corps du barrage par rapport à l'eau.

II-4-1- Etude de stabilité :

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 en chassé 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 fins en étudie la stabilité du plot le plus haut, ou d'une tanche 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. [14]

II-4-1-1- Stabilité au glissement :

Sous l'effet de la poussée de l'eau, le barrage tend à glisser sur sa base. (C'est le poids de l'ouvrage et son ancrage qui empêchent le glissement par la création de frottement sur le plan de contact barrage-fondation.

Vérifier la stabilité au glissement revient à comparer les forces tangentielles T avec la résistance au frottement (F_{frott}) du terrain de la fondation.

$$F_{\text{frott}} = C \cdot b + N \cdot \text{tg}(\varphi) + P_b$$

C : désigne la cohésion, φ l'angle de frottement interne de terrain, P_b est un terme qui correspond à la mobilisation de buté en pied d'ouvrage. Nous considérerons ici ce terme comme nul car cette mobilisation suppose un mouvement minimum de l'ouvrage incompatible avec sa pérennité.

En fait, pour tenir compte du degré d'incertitude plus ou moins grand dans la mesure des paramètres C et φ du terrain de fondation, on appliquera un coefficient de sécurité de 1,3 sur le terme de frottement et de 2 sur le terme de cohésion (celui-ci est d'ailleurs souvent négligé par souci de sécurité).

On vérifie donc l'inégalité :

$$T < \frac{N \cdot \text{tg} \varphi}{1,3} + \frac{Cb}{2}$$

Pour du rocher sain, on choisira C entre 0,5 et 2 Mpa. Mais on annulera cette valeur s'il est altéré ou fissuré, ce qui est un cas relativement fréquent. Ainsi l'inégalité se simplifie comme suit :

$$\frac{N \cdot \text{tg} \varphi}{T} \geq F$$

Où $f = 1,5$ dans les cas courants où $F = 1,3$ en cas de prise en compte de l'effet des séismes par exemple.

Si φ peut être pris égal à 45° pour du rocher sain, il faut le plus souvent revoir cet angle à la baisse suivant la nature de la fondation. Mais peut prendre des valeurs beaucoup plus faibles dans certains cas (par exemple $\varphi = 25^\circ$ pour les fondations marneuses). [2-18]

II-4-1-2- Stabilité au renversement :

Sous l'effet de la poussée de l'eau, l'ouvrage tend à basculer vers l'avant (mouvement de rotation autour du pied aval). C'est le poids de l'ouvrage qui s'oppose à cet effet de renversement. [5]

II-4-1-3- Stabilité interne :

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 Z, par vérification de la condition de MAURICE LEVY : la contrainte verticale σ_z doit toujours rester supérieure à la pression de l'eau au même niveau, soit :

$$\sigma_z > \gamma_w \cdot Z$$

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:

$$\sigma_z > 0,75 \cdot \gamma_w \cdot Z$$

Ce critère à vérifier pour les combinaisons d'actions rares (crue de projet) ; on doit aussi vérifier la stabilité interne au glissement, notamment lorsqu'un problème se pose pour la résistance entre couches (cas d'un BCR). [2-10]

II-5- Analyse de stabilité d'un barrage rigide :

Dans l'analyse de la stabilité d'un barrage rigide, il convient de garder présent à l'esprit que la grande majorité des ruptures de barrages rigide recensées dans le monde s'est produite 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.[10]

L'évaluation de la crue de projet et du niveau atteint par l'eau devra être faite avec une grande rigueur et on tiendra compte de l'imprécision ou des incertitudes sur l'hydrologie en examinant les conséquences d'un dépassement significatif de la crue de projet qui aura été retenue. [10]

II-5-1- Vérification de stabilité :

En ce qui concerne la stabilité de l'ouvrage, le terrain de fondation doit présenter les qualités essentielles suivantes:

- faible degré de broyage et d'altération
- faible compressibilité
- grande résistance à l'écrasement

La recherche de ces caractéristiques est réalisée grâce aux moyens suivants: [5]

- Travaux de reconnaissance
- Procédés géophysiques

II-5-1-1- Procédés géophysiques :

Ces paramètres sont issus de la théorie de l'élasticité, applicable à la masse rocheuse. Les paramètres de déformabilité sont essentiellement utilisés dans les calculs aux éléments finis.

A moins d'une situation d'hétérogénéité marquée dans la fondation du barrage, la déformabilité de cette fondation n'est pas fondamentale pour caractériser le comportement d'un ouvrage poids. [5]

a- Module statique E_s :

Peut être mesuré par deux méthodes: [5]

- Déformation d'une cavité : on crée une cavité cylindrique de diamètre d dans la roche ; on introduit de l'eau sous pression dans cette cavité et on mesure la variation Δd du diamètre du cylindre produite par une pression p :

$$\Delta d = \frac{P \cdot d}{E_s} (1 + \nu)$$

Avec : ν le coefficient de Poisson

- Méthode de poinçonnement: elle consiste à charger le terrain sur une surface circulaire au moyen d'un vérin et mesurer les enfoncements sur les bords et au centre.

Les valeurs de E_s varient entre $25\,000 < E_s < 300\,000$ pas (respectivement pour schistes verts et schistes cristallins de bonne qualité).

b- Module dynamique E_d :

Mesuré par la méthode sismique des vitesses de propagation d'ondes de pression longitudinales V_l et transversales V_t produites par une explosion. Ces vitesses permettent le calcul de E_d et le coefficient de Poisson ν .

$$V_l = \sqrt{\frac{E_d}{\rho} \frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)}} \quad V_t = \sqrt{\frac{E_d}{\rho} \frac{1}{2(1+\nu)}}$$

ρ étant la masse volumique de la roche

La mesure du temps de propagation est réalisée au moyen de sismographes. Le module E_d est en général, supérieur au module statique E_s .

La méthode sismique permet également de déterminer l'épaisseur d'une couche rocheuse surmontant une couche de nature différente par mesure des temps de propagation (méthode par réfraction, méthode par réflexion). [5]

II-5-2- Sécurité vis-à-vis du glissement :

Si on désigne par P_0 la force verticale due au poids du barrage et par F_{sp} les sous-pressions, la stabilité au glissement est assurée si : (Figure II.10) [5]

$$\frac{\Sigma F_h}{\Sigma F_v} \leq f$$

f : Coefficient de frottement

ΣF_h : Forces horizontales

ΣF_v : Forces verticales

B : Surface de contact entre le barrage et sa fondation

C : Coefficient de la cohésion

Avec : $\Sigma F_h = F_{wh} + F_{séd} - F'_{wh}$

$\Sigma F_v = P_0 + F_{wv} - F_{sp}$

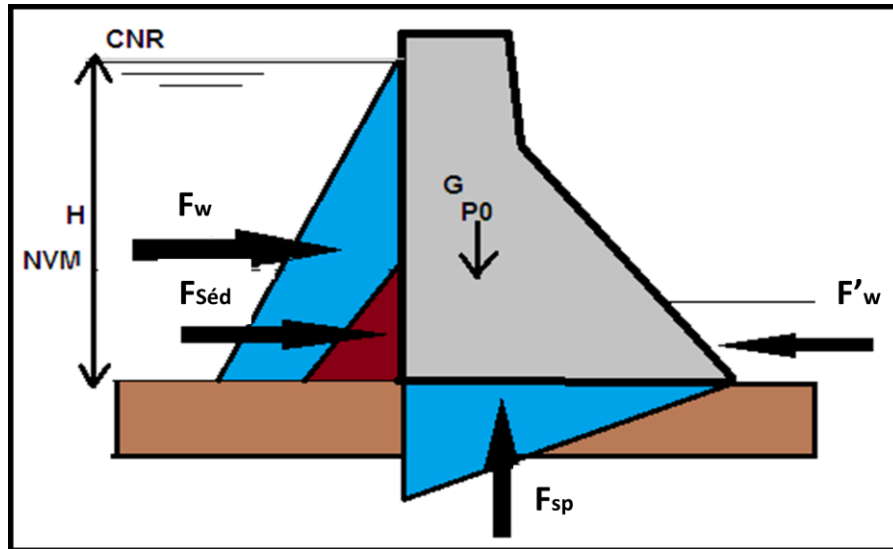


Figure II-10- Forces agissantes sur la stabilité d'un barrage poids.

Le coefficient de sécurité au glissement F est alors :

$$K_s(\text{glissement}) = \frac{f \cdot \Sigma F_v}{\Sigma F_h}$$

On admet habituellement $K_s(\text{glissement}) \geq 1,5$.

On adopte en général un coefficient de frottement $f = 0,75$ valeur utilisée pour le frottement béton sur béton et béton sur rocher de qualité.

Si la fondation est constituée de roche plus tendre (calcaire, marne), on peut être amené à adopter une valeur inférieure de l'ordre de 0,6.

Le coefficient de frottement f est donné en fonction de la nature des sols de fondation :

$f = 0,7$ fondation rocheuse

$f = 0,3 - 0,6$ fondation sableuse

$f = 0,2 - 0,25$ fondation argileuse

Si on tient compte également de la cohésion des fondations, le coefficient de sécurité au glissement devient :

$$K_{s(\text{glissement})} = \frac{c \cdot B + f \cdot \Sigma F_v}{\Sigma F_h}$$

Dans ce cas, compte tenu de l'incertitude sur la cohésion, on adopte en général une valeur de $K_s = 2,5$ en fonctionnement normal.

Pour le rocher de qualité, la valeur admise pour la cohésion est généralement prise entre 0,5 et 2 MPa. La cohésion C s'annule dès qu'il y a fissuration ou joints.

Si le terrain comporte des plans de faiblesse horizontaux (stratification schistosité, fissure de décompression), l'étude de stabilité au glissement devra se faire au niveau de faiblesse. [5]

II-5-3- Sécurité vis-à-vis du 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.[5]

II-5-3-1- Méthode pratique de calcul :

Le calcul permettant de s'assurer de la stabilité au renversement d'un ouvrage est systématiquement réalisé sur un projet de barrage afin de vérifier que le barrage à construire sera stable. Pour cela, on considère qu'il faut que le moment stabilisateur de l'ouvrage soit au moins deux fois supérieur au moment de renversement.

En pratique, on peut également montrer qu'un micro barrage-déversoir trapézoïdal dont la grande base est égale à la hauteur et la petite base égale à 0.25 m garantit largement la stabilité au renversement. On dispose ainsi d'une règle approximative qui permet d'estimer très rapidement le gabarit d'un ouvrage, connaissant la hauteur nécessaire pour alimenter la prise d'eau (cote). Cette règle conduit cependant à de légers sur dimensionnements. [5]

II-5-3-2- Les mesures prises dans la conception des ouvrages :

Le calcul de stabilité au renversement fait intervenir la hauteur de la lame d'eau déversant au dessus de l'ouvrage, elle même fonction du débit du cours d'eau. Pour garantir la stabilité de l'ouvrage, y compris dans des cas extrêmes, on devrait théoriquement estimer les débits de crue décennale ou centennale et en déduire la hauteur d'eau maximale au-dessus du déversoir. [5]

Afin de sécuriser les ouvrages et limiter la poussée lors des fortes crues, il est intéressant de prévoir une vanne de chasse dans le corps du déversoir. Il s'agit d'un orifice que l'on verrouille avec une série de madriers quand le débit du cours d'eau est faible et que l'on ouvre en cas de crue pour « délester » l'ouvrage. Ce dispositif ne protège efficacement le barrage que si les usagers sont suffisamment organisés et responsabilisés pour l'utiliser au moment opportun ! Cette vanne peut en tous cas s'avérer très utile pour vidanger le barrage et effectuer des travaux d'entretien sur le déversoir ou le canal de dérivation. [5]

II-5-3-3- Vérification de la stabilité au renversement :

Le barrage est soumis à :

- la force de poussée de l'eau qui entraîne un mouvement de rotation autour du pied aval,
- son propre poids qui tend à le stabiliser en s'opposant à cette rotation, diminuant l'effet de frottement,
- les sous pressions,
- la force de poussée de la vase déposée au fond. (Figure II.11) [5]

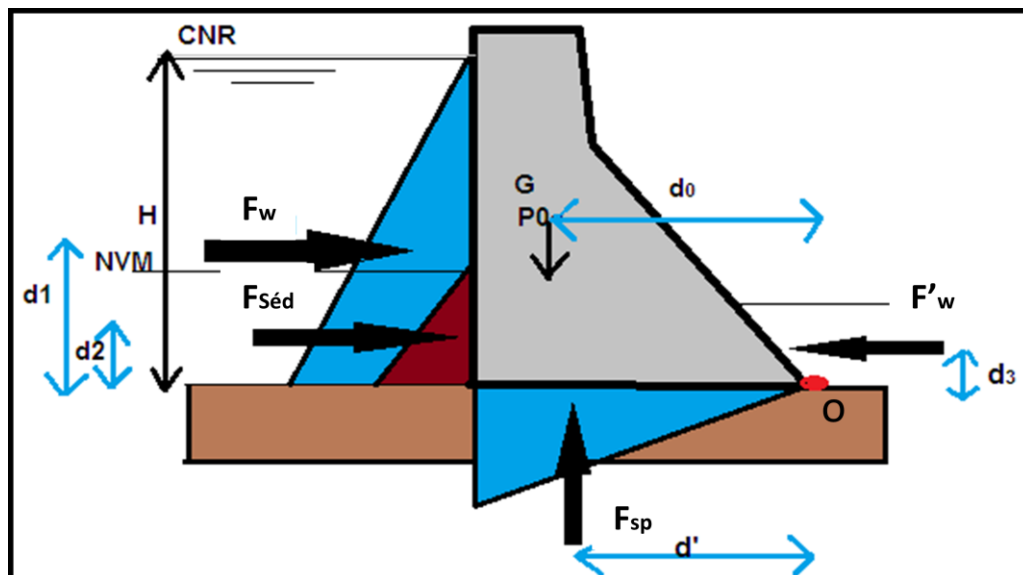


Figure II-11- Forces agissantes sur un barrage poids et leurs bras de levier.

Comme tout mouvement de rotation, le renversement de l'ouvrage est déterminé par le moment des forces, c'est-à-dire le produit des forces par leur bras de levier: [5]

$\Sigma M/o_{rés}$ = moment due au poids et à la poussée aval = $(P_0 \cdot d_0) + (F'_{wh} \cdot d_3)$

$\Sigma M/o_{motr}$ = moment des poussées et des sous-pressions = $(F_{sp} \cdot d') + (F_{wh} \cdot d_1) + (F_{séd} \cdot d_2)$

Théoriquement, l'ouvrage est en équilibre si : $\Sigma M/o_{rés} = \Sigma M/o_{motr}$; mais en pratique on applique un coefficient de sécurité et on considère que l'ouvrage est stable si:

$$\Sigma M/o_{rés} = 2 \cdot \Sigma M/o_{motr}$$

Etudier 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 glissement devient : $K_c = \frac{\Sigma M/o_{rés}}{\Sigma M/o_{motr}}$

II-5-3-4- Vérification des contraintes :

La contrainte est donnée par l'expression: [6] $\sigma = \frac{\Sigma P}{F} + \frac{\Sigma M}{W}$

Avec :

ΣP : la somme des forces verticales,

ΣM : la somme des moments appliqués sur l'ouvrage,

F : la surface de la section centrale,

Et : $W = \frac{I}{y}$

Avec :

I : le moment d'inertie,

y : l'abscisse de la position du pied par rapport au pied amont du barrage (en général égale à la moitié de la base B du barrage). [5]

II-5-3-5- Amélioration de la sécurité du barrage :

Si la vérification de la stabilité du barrage enregistre des insuffisances, l'amélioration de la stabilité est réalisée en: [5]

- Augmenter les forces verticales, c'est-à-dire:
 - Réduire l'angle du parement aval,

- Incliner le parement amont,
- Réduire les sous pressions.
- Réduire les forces de poussée horizontales, c'est-à-dire:
 - Incliner la fondation vers l'amont.
- Augmenter la valeur de l'angle de frottement, c'est-à-dire:
 - Traitement des arrêts de bétonnage,
 - Redans coffrés,
 - Injection dans le rocher.

Chapitre III : Description du barrage El k'sob

III-1- Historique : [20]

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 ksob, 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 soumissionnèrent. 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.

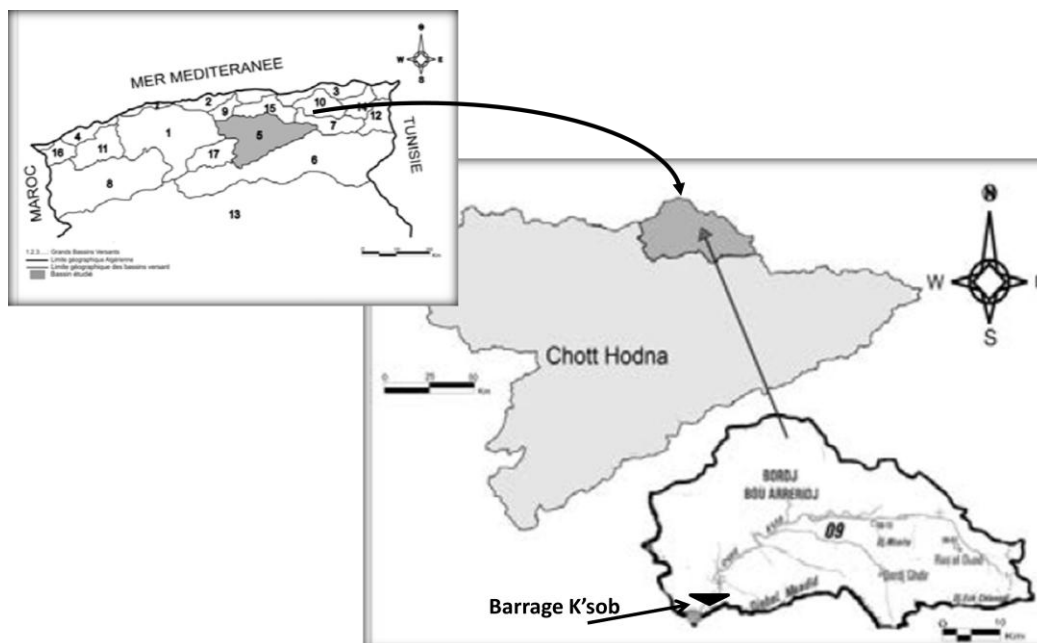


Figure III-1- Position géographique du barrage El K'sob.

III-3- Monographie du barrage : [20]

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.

Une vue en dessus de l'ouvrage est présentée dans la figure III.2:

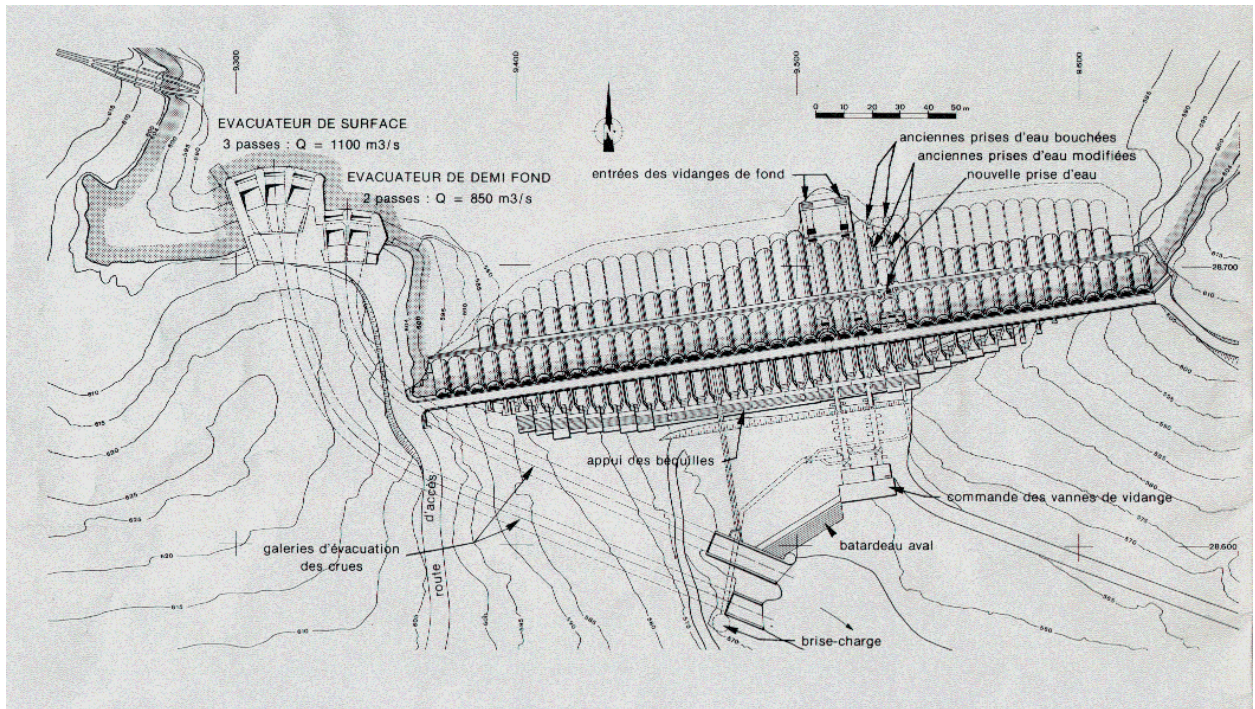


Figure III-2- Plan d'implantation du barrage EL K'sob.



Figure III-3- Photo indiquant une Vue du barrage, face aval.

Le tableau suivant récapitule les principales caractéristiques du barrage. (Tableau III.1) [20]

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 : [20]

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 Kg / cm^2 .

En ce qui concerne les efforts de glissement, on remarquera que l'orientation des contreforts, normale au strate 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'au couches sous-jacentes de calcaires à silex et de Marno-calcaires.

Le remplissage du vide crée 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. [20]

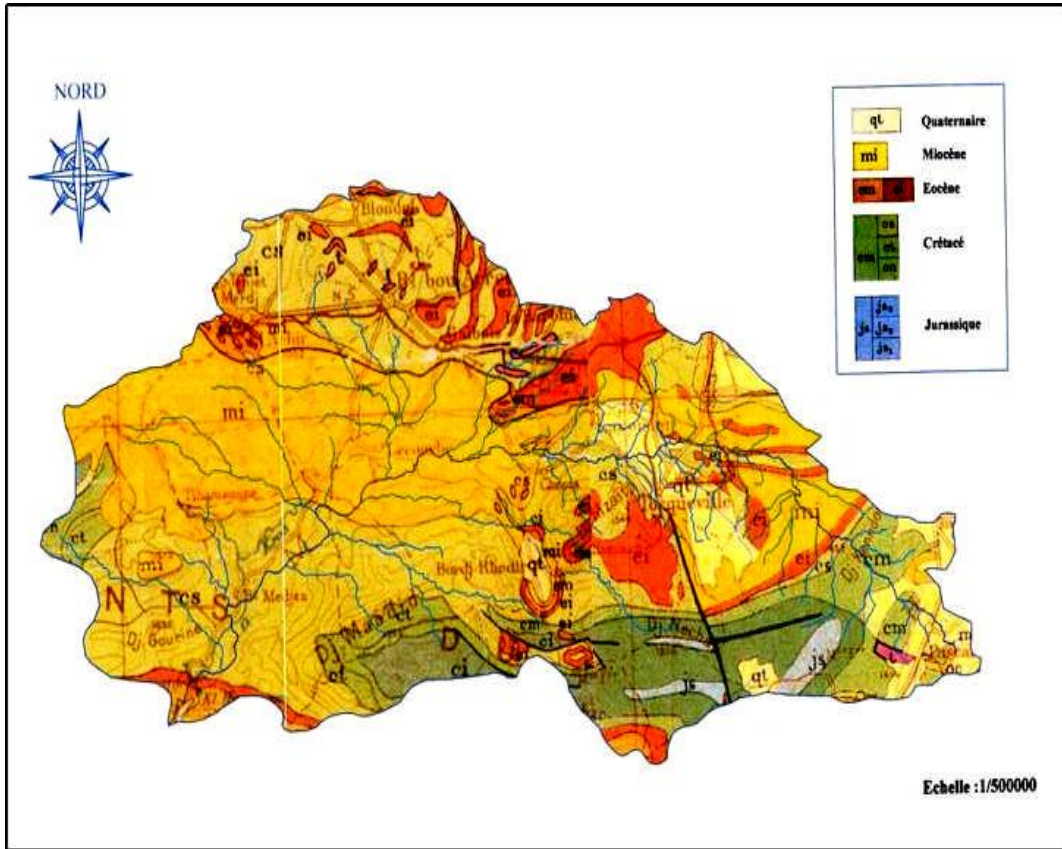


Figure III-4- Carte géologique du bassin de K'sob.

III-5- Le corps du barrage : [20]

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 X 40 espacées de 4.95 d'axe en axe.

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

Les diagonales ont une section de 60 X 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. [20]

III-5-2- Les voûtes :

Les voûtes sont au nombre de trente huit, leur portée d'axe en axe des appuis est de 6 m. 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 court 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. [20]



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

III-6- Les matériaux de construction : [20]

- 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. [20]

- **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. [20]

- **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. [20]

III-7- Lithologie de bassin versant du K'sob:

La lithologie d'un bassin versant joue un rôle important dans l'infiltration, l'érosion, le transport solide et les sédiments dans la retenue.

Le bassin versant du K'sob et ses affluents, comprend la grande dépression de la Medjana au Nord de Bordj Bou Arreridj et la bordure Nord du massif du Maâdid (cuvettes de Bordj Ghdir et de Ras El Oued). Sa lithologie est constituée des formations visualisées sur la figure III.7.

Les formations lithologiques sont aussi très variées mais avec une prédominance des formations calcaires. Les séries exclusivement calcaires de l'Aptien inférieur constituent un ensemble homogène qui s'étend au Sud sur les monts du Hodna et le Djebel Mzaita ; on note cependant quelques affleurements au Nord et au Nord-est. [21]

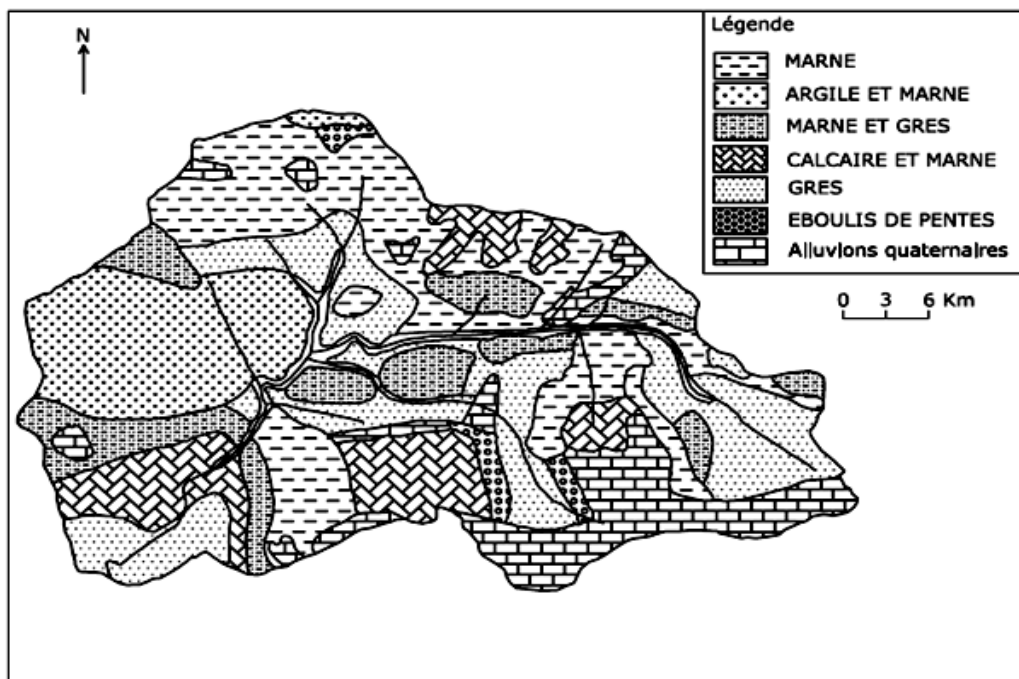


Figure III-7- Lithologie du bassin versant d'Oued El K'sob.

Chapitre IV: Etude de stabilité du barrage El K'Sob

IV-1- Introduction :

Les barrages rigides constituent dans certains cas une solution incontournable pour la définition du profile type. Le volume du béton (coût et délais) ainsi que les contraintes thermiques sont les principales causes de leur substitution par d'autres conceptions.

La stabilité de ce type d'ouvrage 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 compétitif le barrage poids n'est nullement articulé sur l'octroi d'un profile transversal plus volumineux.

D'autres facteurs peuvent assurer cette stabilité sans avoir recours au passage par la variante suscitée. Il s'agit de la mobilisation de forces supplémentaires stabilisatrices (influence du fruit du parement aval, projection de pré-radier amont et les câbles précontraints) et/ou l'atténuation de forces déstabilisatrices (Sous pressions) par des drainages intensifs (conception de barrage rigide évidé). C'est autour de cette réflexion que la modélisation est engagée avec une étude paramétrée liée à ces divers paramètres vis-à-vis de l'analyse de la stabilité globale des barrages rigide.

L'analyse paramétrée de la stabilité des barrages rigides a été appliquée sur le barrage de k'sob, les dispositions ayant une influence sur la stabilité du barrage vis-à-vis du glissement et du renversement.

La modélisation numérique, par l'intermédiaire du code de calcul ANSYS, a été engagée pour la stabilité interne du corps.

On présente dans ce chapitre les calculs de stabilité du profile de barrage dans les deux états d'étude :

- Etat statique
- Etat dynamique

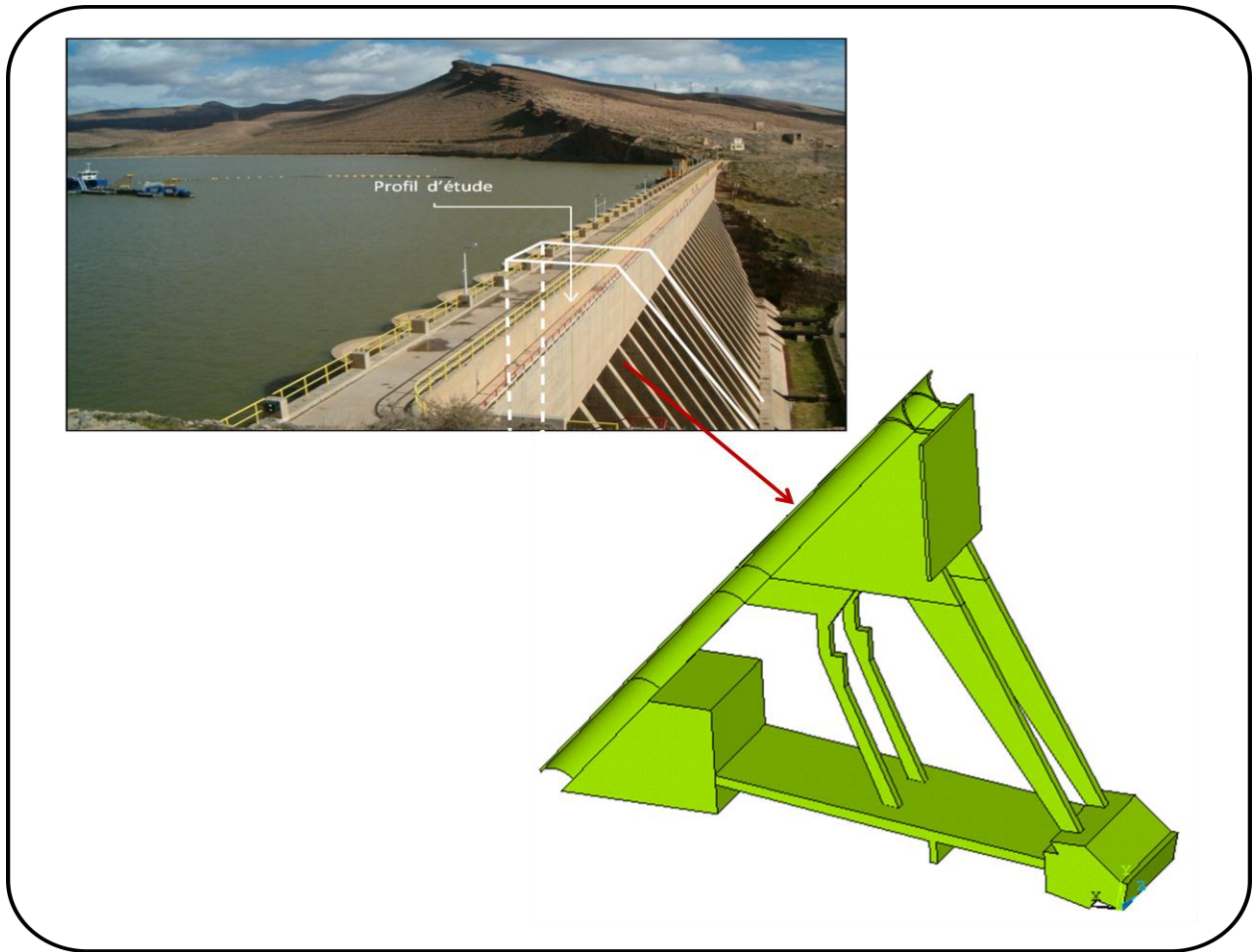


Figure IV-1- Présentation du profil d'étude.

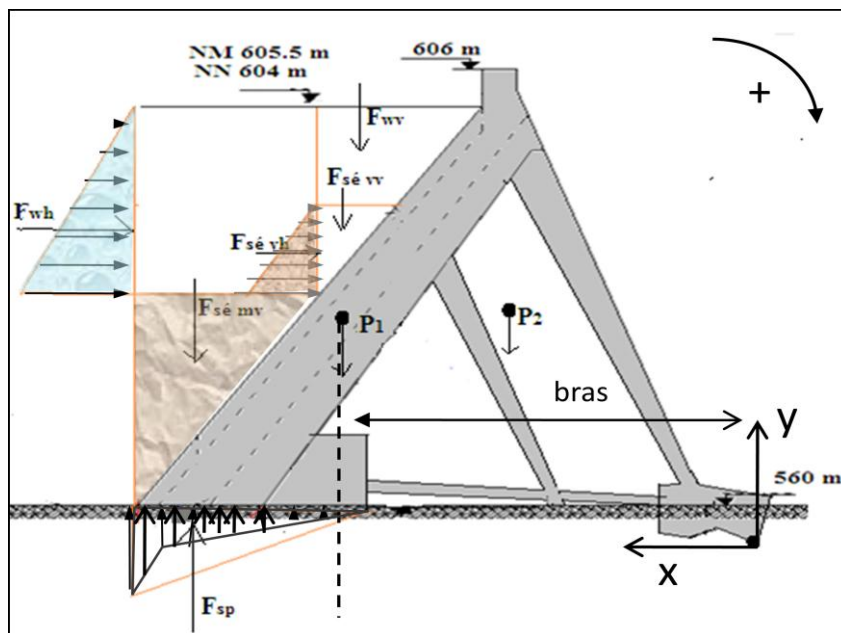
IV-2- Analyse des résultats :

IV-2-1- Etude d'état statique:

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	1.0	30	1.6	2.4	2.4	5	35

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

IV-2-1-1- Forces appliquées sur le profil du barrage pour l'étude statique:



Force	Désignation
F_{wh}	Force hydrostatique horizontale
F_{wv}	Force hydrostatique verticale
$F_{sédvh}$	Force horizontale de sédiment vivant
$F_{sédvv}$	Force verticale de sédiment vivant
$F_{sédmv}$	Poids de sédiment mort
F_{sp}	Force des Sous pressions
P_1	Poids propre des voûtes du profil
P_2	poids des contres forts + blocs de fondation de contre fort + traverse)

Figure IV- 2- Présentation des différentes forces appliquées sur le profil pour l'étude statique.

IV-2-1-2- Cas retenue rempli en eau, niveau normal ($H_w = 20$ m et $\gamma_w = 1.0$ (kN/ m3) :

Force	Formule	Valeur (kN)	Bras (m)	Valeur Moment (kN.m)
F_{wh}	$0,5 \gamma_w \cdot H_w^2 \cdot B$	23544.00	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
$F_{sédvh}$	$0,5 \cdot C_1 \cdot \gamma_d \cdot B \cdot h_s^2$	6063.55	30	181906.56
$F_{sédvv}$	$\gamma_d \cdot V_1$	148.24	39.7	5884.97
$F_{sédmv}$	$\gamma_d' \cdot V_2$	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}	$c \cdot (bas1+ bas2) \cdot B + \Sigma(\sigma_n) \cdot tg(\varphi)$	59817.22	/	/
		$\Sigma F_{Vrés} = 59817.22$	$\Sigma M/o_{rés} = 3230870.34$	
		$\Sigma F_{h motr} = 29607.55$	$\Sigma M/o_{motr} = 2106568.61$	

Tableau VI-2- Résumé des calculs des forces et des moments, cas statique, niveau normal (H=20)

- Force de frottement ou de cisaillement : (F_{frott}) suivant la loi de Trezaghi

Avec : **B** : Largeur du barrage

c : Cohésion de la fondation

φ : Coefficient de frottement

bas 1, bas 2 : Les bases des blocs massifs.

σ_n : contrant des forces vertical

$$\sigma_n = \Sigma F_v(\downarrow) - \Sigma F_v(\uparrow) = F_{wv} + F_{séd\ mv} + P_1 + P_2 - F_{sp} + F_{séd\ vv}$$

- Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

$$K_s = \frac{\Sigma F_v\ rés.}{\Sigma F_h\ motr.} = \frac{F_{frottement}}{F_{wh} + F_{séd.vh}}$$

Avec :

$\Sigma F_v\ rés.$: forces résistantes.

$\Sigma F_h\ motr.$: forces motrices.

$$\Sigma F_v\ rés = F_{frottement} \rightarrow \Sigma F_v\ rés = 59817.22\text{ KN}$$

$$\Sigma F_h\ motr = F_{wh} + F_{séd.vh} \rightarrow \Sigma F_h\ motr = 29607.55\text{ KN}$$

$$KS = \frac{59817.22}{29607.55} \rightarrow KS = 2.02$$

- Vérification de la sécurité au renversement :

$$(K_s)_{M/o} = \frac{\Sigma M/o\ rés}{\Sigma M/o\ motr}$$

$$(K_s)_{M/o} = \frac{P_1 \cdot X_{P1} + P_2 \cdot X_{P2} + F_{wv} \cdot X_{wv} + F_{séd\ vv} \cdot X_{séd\ vv} + F_{séd\ mv} \cdot X_{séd\ mv}}{F_{sp} \cdot X_{sp} + F_{wh} \cdot Y_{wh} + F_{séd\ vh} \cdot Y_{séd\ vh}}$$

$\Sigma M/o\ rés$: La somme des moments résistants.

$\Sigma M/o\ motr$: La somme des moments motrices.

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

$$\Sigma M/o\ motr = 2106568.61\text{ kN.m}$$

$$(K_s)_{M/o} = \frac{3230870.34}{2106568.61} \rightarrow (K_s)_{M/o} = 1.53$$

IV-2-1-3- Cas retenue rempli en eau, niveau maximal :

a- Cas particulier ($H_w = 21.5$ m et $\gamma_w = 1.0$ (kN/m³) :

Force	Formule	Valeur (kN)	Bras (m)	Valeur Moment (kN.m)
F_{wh}	$0,5 \gamma_w \cdot H_w^2 \cdot B$	27208.04	34	925073.19
F_{wv}	$\gamma_w \cdot V$	16696.03	38.22	638122.32
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}	$c \cdot (bas1 + bas2) \cdot B + \Sigma(\sigma_n) \cdot tg(\varphi)$	61745.06	/	/
		$\Sigma F_{v\ rés} = 61745.06$		$\Sigma M/o_{rés} = 3348957.10$
		$\Sigma F_{h\ motr} = 33271.59$		$\Sigma M/o_{motr} = 2242917.80$

Tableau VI-3- Résumé des calculs des forces et des moments, cas statique, niveau maximal

(H = 21.5) et poids volumique ($\gamma_w = 1.0$).

- Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

$$K_s = \frac{F_{frottement}}{F_{wh} + F_{séd\ v h}}$$

$$\Sigma F_{v\ rés} = 61745.06 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_{h\ motr} = 33271.59 \text{ KN}$$

$$K_s = \frac{61745.06}{33271.59} \rightarrow K_s = 1.86$$

- Vérification de la sécurité au renversement :

$$\Sigma M/o_{rés} = 3348957.10 \text{ kN.m}$$

$$\Sigma M/o_{motr} = 2242917.80 \text{ kN.m}$$

$$(K_s)_{M/o} = \frac{3348957.10}{2242917.80} \rightarrow (K_s)_{M/o} = 1.49$$

b- Cas particulier ($H_w = 21.5$ m et $\gamma_w = 1.1$ (kN/m³) :

Force	Formule	Valeur (kN)	Bras (m)	Valeur Moment (kN.m)
F_{wh}	$0,5 \cdot \gamma_w \cdot H_w^2 \cdot B$	29928.84	34	1017580.51
F_{wv}	$\gamma_w \cdot V$	18365.63	38.22	701934.55
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}	$c \cdot (bas1 + bas2) \cdot B$ $+ \Sigma(\sigma_n) \cdot tg(\varphi)$	62913.79	/	/
$\Sigma F_{v\ rés} = 62913.79$				$\Sigma M/o_{rés} = 3412769.33$
$\Sigma F_{h\ motr} = 35992.39$				$\Sigma M/o_{motr} = 2335425.12$

Tableau VI-4- Résumé des calculs des forces et des moments, cas statique, niveau maximal

($H = 21.5$) et poids volumique ($\gamma_w = 1.1$).

- Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

$$\Sigma F_{v\ rés} = 62913.79 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_{h\ motr} = 35992.39 \text{ KN}$$

$$K_s = \frac{62913.79}{35992.39} \rightarrow K_s = 1.75$$

- Vérification de la sécurité au renversement :

$$\Sigma M/o_{rés} = 3412769.33 \text{ kN.m}$$

$$\Sigma M/o_{motr} = 2335425.12 \text{ kN.m}$$

$$(K_s)_{M/o} = \frac{3412769.33}{2335425.12} \rightarrow (K_s)_{M/o} = 1.46$$

c- Cas particulier ($H_w = 21.5$ m et $\gamma_w = 1.2$ (kN/m³) :

Force	Formule	Valeur (kN)	Bras (m)	Valeur Moment (kN.m)
F_{wh}	$0,5 \cdot \gamma_w \cdot H_w^2 \cdot B$	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 VI-5- Résumé des calculs des forces et des moments, cas statique, niveau maximal

($H = 21.5$) et poids volumique ($\gamma_w = 1.2$).

- Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

$$\Sigma F_{v\ rés} = 64082.51 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_{h\ motr} = 38713.19 \text{ KN}$$

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

- 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	1.0	1.86	1.49
21.5	1.1	1.75	1.46
21.5	1.2	1.66	1.43

Tableau VI-6- Résume les résultats, cas statique, niveau maximal, différentes valeurs de (γ_w).

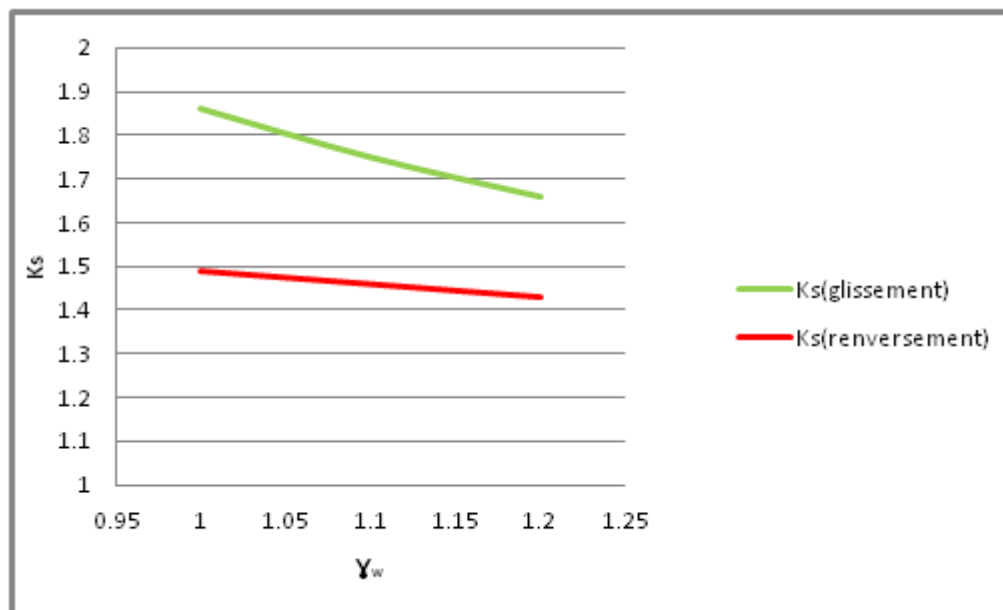


Figure IV- 3- Variation du coefficient de sécurité en fonction (γ_w), cas statique.

A travers la figure VI-3, 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-2-1-4- Cas vidange rapide ($H_w = 11$ m et $\gamma_w = 1.0$ (kN/m³) :

Force	Formule	Valeur (kN)	Bras (m)	Valeur Moment (kN.m)	
F_{wh}	$0,5 \cdot \gamma_w \cdot H_w^2 \cdot B$	7122.06	30	213661.80	
F_{wv}	$\gamma_w \cdot V$	2423.66	39.7	96219.25	
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_{frott}	$c \cdot (bas1 + bas2) \cdot B + \Sigma(\sigma_n) \cdot tg(\varphi)$	51754.40	/	/	
				$\Sigma F_{v\ rés} = 51754.40$	$\Sigma M / o_{rés} = 2807054.03$
				$\Sigma F_{h\ motr} = 13185.61$	$\Sigma M / o_{motr} = 1531506.41$

Tableau VI-7- Résumé des calculs des forces et des moments, cas statique, vidange rapide.

- **Calcul du coefficient de sécurité au glissement :**

$$\Sigma F_{v\text{rés}} = 51754.40 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_{h\text{motr}} = 13185.61 \text{ KN}$$

$$K_s = \frac{51754.40}{13185.61} \rightarrow K_s = 3.93$$

- **Vérification de la sécurité au renversement :**

$$\Sigma M/o_{\text{rés}} = 2807054.03 \text{ kN.m}$$

$$\Sigma M/o_{\text{motr}} = 1531506.41 \text{ kN.m}$$

$$(K_s)_{M/o} = \frac{2807054.03}{1531506.41} \rightarrow (K_s)_{M/o} = 1.83$$

IV-2-1-5- L'interprétation des résultats de l'étude statique :

Dans cette partie, les coefficients de sécurité 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.

IV-2-2- Etude d'état dynamique :

IV-2-2-1- Forces appliquées sur le profil du barrage pour l'étude dynamique :

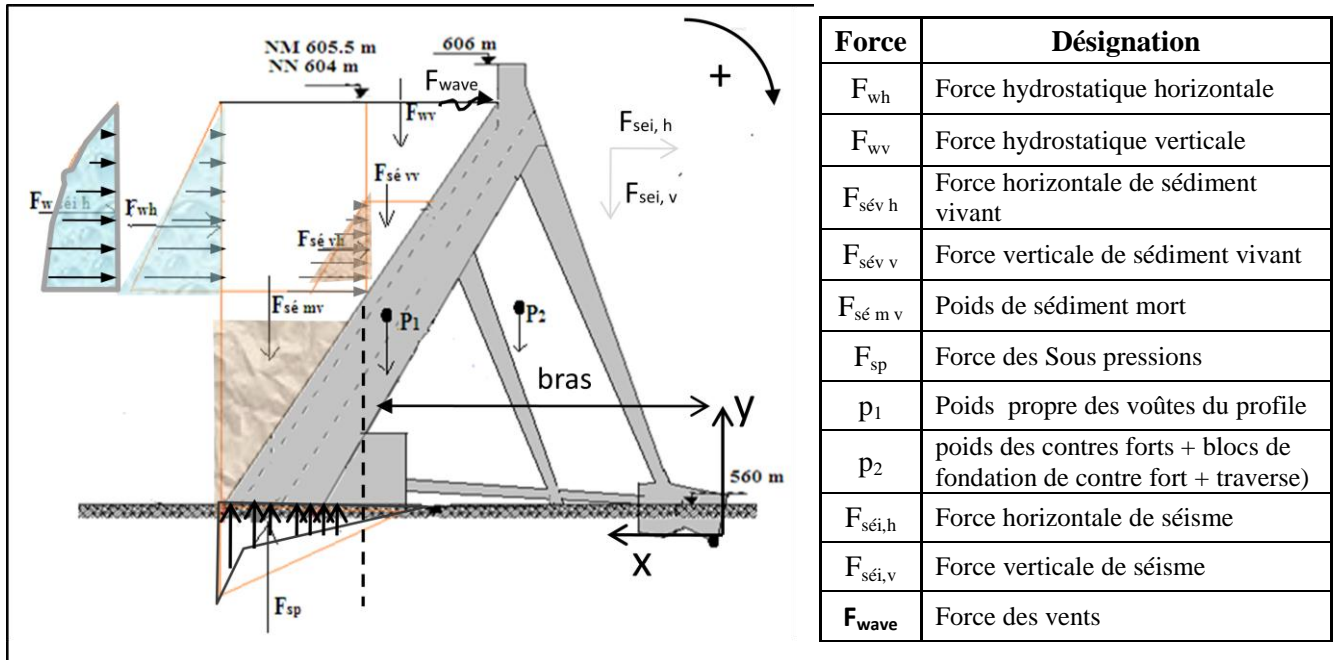


Figure IV- 4- Présentation des différentes forces appliquées sur le profile pour cas dynamique.

On prend le cas d'un séisme horizontal ($\alpha_h = 0.2$) (référence au séisme de chlef 1980)

Force instantané de séisme dans le volume d'eau

- Méthode pseudo-statique (Westregard) :

$$F_{wséi h} = 0,58. \alpha_h. \gamma_w. h^2_w$$

- La poussée horizontale devient :

$$F_{wh} = (F_{wh})_{statique} + F_{wséi h} = 0,5 \gamma_w. h^2_w + 0,58. \alpha_h. \gamma_w. h^2_w$$

- Pour corps du barrage :

$$F_{séi h} = \alpha_h(P_1 + P_2)$$

IV-2-2-2- Cas retenue rempli niveau normal (Hw =20 m et $\gamma_w = 1.0$ (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	
$F_{séd\ v h}$	$0,5 \cdot C_1 \cdot \gamma_d \cdot B \cdot h_s^2$	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	
$F_{w\ sei, h}$	$0,58 \cdot \gamma_w \cdot \alpha_h \cdot H_w^2 \cdot B$	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-8- Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique, niveau normal (H=20) et poids volumique ($\gamma_w = 1.0$).

- Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

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

$$\Sigma F_{v\ rés} = 59817.22 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_{h\ motr} = F_{wh} + F_{séd\ v h} + F_{wséi\ h} + F_{séi\ h} \rightarrow \Sigma F_{h\ motr} = 52944.38 \text{ KN}$$

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

- Calcul du coefficient de sécurité au renversement :

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

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

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

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

IV-2-2-3- Cas retenue rempli niveau maximal:

a- Cas particulier ($H_w = 21.5$ m et $\gamma_w = 1.0$ kN/ m³) :

Force	Formule	Valeur (kN)	Bras (m)	Valeur Moment (kN.m)
F_{wh}	$0,5 \cdot \gamma_w \cdot H_w^2 \cdot B$	27208.04	34	925073.19
F_{wv}	$\gamma_w \cdot V$	16696.03	38.22	638122.32
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
$F_{w\ sei, h}$	$0,58 \cdot \gamma_w \cdot \alpha_h \cdot H_w^2 \cdot B$	6312.26	34.7	219035.56
$F_{sei, h}$	$\alpha_h (P_1 + P_2)$	17874.62	30.49	544997.24
F_{wave}	$2 \cdot \gamma_w \cdot B \cdot H^2 \cdot s$	0	0	0
F_{frott}	$c \cdot (bas1 + bas2) \cdot B$ $+ \Sigma(\sigma_n) \cdot tg(\varphi)$	61745.06	/	/
$\Sigma F_{v\ rés} = 61745.06$				$\Sigma M / o_{rés} = 3348957.10$
$\Sigma F_{h\ motr} = 57458.47$				$\Sigma M / o_{motr} = 3006950.60$

Tableau VI-9- Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique, niveau maximal d'eau ($H = 21.5$) et poids volumique ($\gamma_w = 1.0$).

- Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

$$\Sigma F_{v\ rés} = 61745.06 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_{h\ motr} = 57458.47 \text{ KN}$$

$$K_S = \frac{61745.06}{57458.47} \rightarrow K_S = 1.07$$

- Vérification de la sécurité au renversement :

$$\Sigma M / o_{rés} = 3348957.10 \text{ kN.m.}$$

$$\Sigma M / o_{motr} = 3006950.60 \text{ kN.m.}$$

$$(K_S)_{M/o} = \frac{3348957.10}{3006950.60} \rightarrow (K_S)_{M/o} = 1.11$$

b- Cas particulier ($H_w = 21.5$ m et $\gamma_w = 1.1$ kN/m³)

Force	Formule	Valeur (kN)	Bras (m)	Valeur Moment (kN.m)	
F_{wh}	$0,5 \cdot \gamma_w \cdot H_w^2 \cdot B$	29928.84	34	1017580.51	
F_{wv}	$\gamma_w \cdot V$	18365.63	38.22	701934.55	
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	
$F_{w\ sei, h}$	$0,58 \cdot \gamma_w \cdot \alpha_h \cdot H_w^2 \cdot B$	6943.49	34.7	240939.12	
$F_{sei, h}$	$\alpha_h (P_1 + P_2)$	17874.62	30.49	544997.24	
F_{wave}	$2 \cdot \gamma_w \cdot B \cdot H^2 \cdot s$	0	0	0	
F_{frott}	$c \cdot (bas1 + bas2) \cdot B + \Sigma(\sigma_n) \cdot tg(\varphi)$	62913.79	/	/	
				$\Sigma F_{v\ rés} = 62913.79$	$\Sigma M/o_{rés} = 3412769.33$
				$\Sigma F_{h\ motr} = 60810.50$	$\Sigma M/o_{motr} = 3121361.48$

Tableau VI-10- Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique, niveau maximal d'eau ($H = 21.5$) et poids volumique ($\gamma_w = 1.1$).

- Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

$$\Sigma F_{v\ rés} = 62913.79 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_{h\ motr} = 60810.50 \text{ KN}$$

$$K_s = \frac{62913.79}{60810.50} \rightarrow K_s = 1.03$$

- Vérification de la sécurité au renversement :

$$\Sigma M/o_{rés} = 3412769.33 \text{ kN.m}$$

$$\Sigma M/o_{motr} = 3121361.48 \text{ kN.m}$$

$$(K_s)_{M/o} = \frac{3412769.33}{3121361.48} \rightarrow (K_s)_{M/o} = 1.09$$

c- Cas particulier ($H_w = 21.5$ m et $\gamma_w = 1.2$ kN/ m³)

Force	Formule	Valeur (kN)	Bras (m)	Valeur Moment (kN.m)
F_{wh}	$0,5 \cdot \gamma_w \cdot H_w^2 \cdot B$	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
$F_{w\ sei, h}$	$0,58 \cdot \gamma_w \cdot \alpha_h \cdot H_w^2 \cdot B$	7574.72	34.7	262842.68
$F_{sei, h}$	$\alpha_h (P_1 + P_2)$	17874.62	30.49	544997.24
F_{wave}	$2 \cdot \gamma_w \cdot B \cdot H^2 \cdot s$	0	0	0
F_{frott}	$c \cdot (bas1 + bas2) \cdot B$ $+ \Sigma(\sigma_n) \cdot tg(\varphi)$	64082.51	/	/
		$\Sigma F_{v\ rés} = 64082.51$		$\Sigma M/o_{rés} = 3476581.56$
		$\Sigma F_{h\ mot} = 64162.53$		$\Sigma M/o_{motr} = 3235772.36$

Tableau VI-11- Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique, niveau maximal d'eau (H = 21.5) et poids volumique ($\gamma_w = 1.2$).

- Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

$$\Sigma F_{v\ rés} = 64082.51 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_{h\ motr} = 64162.53 \text{ KN}$$

$$K_s = \frac{64082.51}{64162.53} \rightarrow K_s = 1$$

- Vérification de la sécurité au renversement :

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

$$\Sigma M/o_{motr} = 3235772.36 \text{ kN.m}$$

$$(K_s)_{M/o} = \frac{3476581.56}{3235772.36} \rightarrow (K_s)_{M/o} = 1.07$$

H (m)	γ_w (kN/m ³)	Glissement	Renversement
		K_s	K_s
21.5	1.0	1.07	1.11
21.5	1.1	1.03	1.09
21.5	1.2	1	1.07

Tableau VI-12- résumé les résultats du cas de retenue rempli niveau maximal.

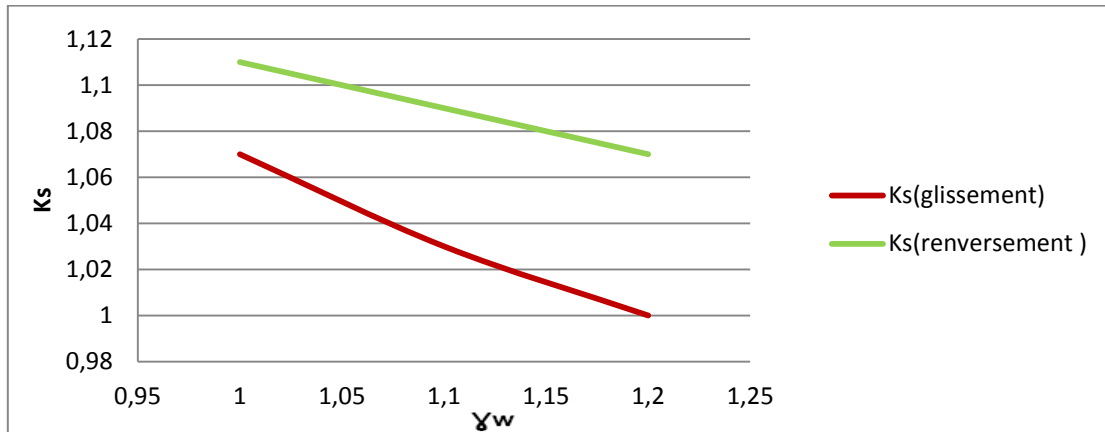


Figure IV- 5- Variation du coefficient de sécurité en fonction (γ_w), cas dynamique

La Figure IV- 6 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 coefficient K_s diminue avec la croissance de (γ_w).

IV-2-2-4- Cas vidange rapide ($H_w = 11$ m et $\gamma_w = 1\text{kN}/\text{m}^3$) :

Force	Formule	Valeur (kN)	Bras (m)	Valeur Moment (kN.m)	
F_{wh}	$0,5 \cdot \gamma_w \cdot H_w^2 \cdot B$	7122.06	30	213661.80	
F_{wv}	$\gamma_w \cdot V$	2423.66	39.7	96219.25	
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	
$F_{w\ sei, h}$	$0,58 \cdot \gamma_w \cdot \alpha_h \cdot H_w^2 \cdot B$	1652.32	34.7	57335.43	
$F_{sei, h}$	$\alpha_h \cdot (P_1 + P_2)$	17874.62	30.49	544997.24	
F_{wave}	$2 \cdot \gamma_w \cdot B \cdot H^2 \cdot s$	0	0	0	
F_{frott}	$c \cdot (\text{bas } 1 + \text{bas } 2) \cdot B + \Sigma(\sigma_n) \cdot \text{tg}(\varphi)$	51754.40	/	/	
				$\Sigma F_{v\ rés} = 51754.40$	$\Sigma M / o_{rés} = 2807054.03$
				$\Sigma F_{h\ motr} = 32712.55$	$\Sigma M / o_{motr} = 2133839.08$

Tableau VI-13- Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique, vidange rapide et poids volumique ($\gamma_w = 1.0$).

- **Calcul du coefficient de sécurité au glissement :**

$$\Sigma F_{v\text{rés}} = 51754.40 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_{h\text{motr}} = 32712.55 \text{ KN}$$

$$K_s = \frac{51754.40}{32712.55} \rightarrow K_s = 1.58$$

- **Vérification de la sécurité au renversement :**

$$\Sigma M/o_{\text{rés}} = 2807054.03 \text{ kN.m}$$

$$\Sigma M/o_{\text{motr}} = 2133839.08 \text{ kN.m}$$

$$(K_s)_{M/o} = \frac{2807054.03}{2133839.08} \rightarrow (K_s)_{M/o} = 1.32$$

IV-2-2-5- Interprétation des résultats de l'étude dynamique :

- Dans les deux cas de niveau d'eau (normal et maximal), les coefficients de sécurité calculés sont inférieurs à la norme (1.2) donc la stabilité dynamique n'est pas vérifiée.
- Dans le cas de vidange rapide du barrage, le coefficient de sécurité calculé est supérieur à 1.2 ce qui vérifie la stabilité.

Pour éviter cette situation de stabilité critique d'un ancien barrage qui a subi aux travaux de surélévation d'hauteur, nous pouvons adopter la technique de renforcement de la stabilité par l'utilisation des câbles précontraints au niveau des contreforts du barrage.

IV-2-3- Vérification de l'étude dynamique (pseudo statique) renforcée :

IV-2-3-1- Technique des câbles précontraints :

Le but de la précontrainte est d'augmenter la stabilité d'ensemble des contreforts, d'éviter l'apparition des sollicitations de traction dans les voûtes, notamment au moyen de câbles ancrés, à l'un de leurs extrémités, dans des contrepoids massifs coulés au pied des voûtes et, à l'autre, dans les nouvelles têtes des contreforts.

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 chacun que 6 ou 4 câbles. Chacun câble est composé de 42 fils parallèles de 7 mm de diamètre.

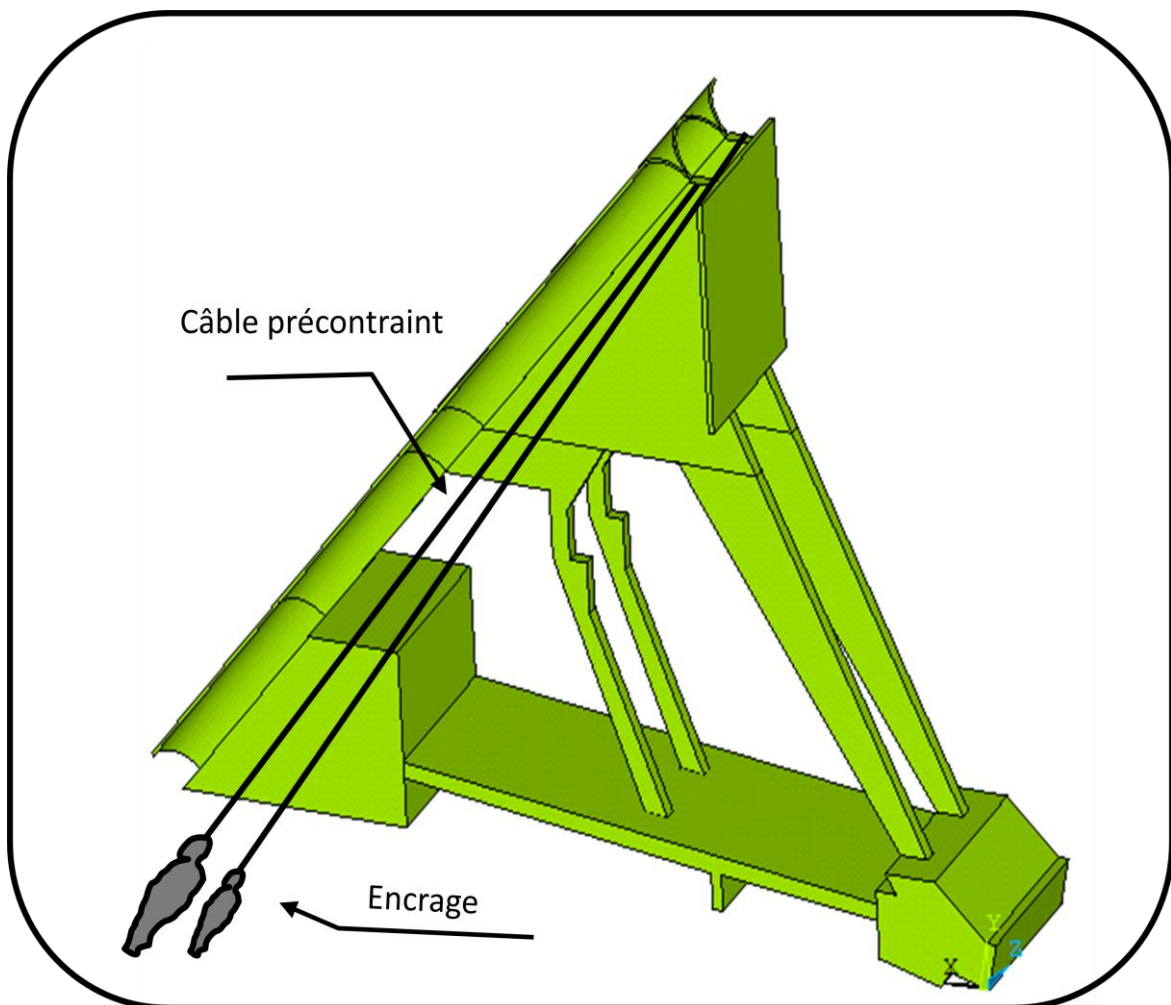


Figure IV- 6- Présentation du profile d'étude renforcé par les câbles précontraints.

Force du câble: La tension = 178 t = 178000 Kg

Dans le profile du barrage deux contreforts.

$$F_{\text{traction}} = 2 \cdot T \cdot g = 3492.36 \text{ KN}$$

$$T_x = F_{\text{traction}} \cdot \cos(48^\circ) \rightarrow T_x = 2304.96$$

$$T_y = F_{\text{traction}} \cdot \sin(48^\circ) \rightarrow T_y = 2584.35$$

IV-2-3-2- Retenue rempli niveau normal ($H_w = 20 \text{ m}$ et $\gamma_w = 1.0 \text{ (kN/ m}^3\text{)}$) :

Force	Formule	Valeur (kN)	Bras (m)	Valeur Moment (kN.m)
F_{wh}	$0,5 \cdot \gamma_w \cdot H_w^2 \cdot B$	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
$F_{séd\ v_h}$	$0,5 \cdot C_1 \cdot \gamma_d \cdot B \cdot h_s^2$	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
$F_{w\ sei, h}$	$0,58 \cdot \gamma_w \alpha_h \cdot H_w^2 \cdot B$	5462.21	34.7	189538.62
$F_{sei, h}$	$\alpha_h(P_1 + P_2)$	17874.62	30.49	544997.24
F_{wave}	$2 \cdot \gamma_w \cdot B \cdot H^2 \cdot s$	Négligeable	/	0
F_{frott}	$c \cdot (\text{bas } 1 + \text{bas } 2) \cdot B + \Sigma(\sigma_n) \cdot \text{tg}(\varphi)$	61626.27	/	/
T_x	$T \cdot g \cdot \cos 48$	2304.96	/	/
T_y	$T \cdot g \cdot \sin 48$	2584.35	/	/
F_{tract}	$2 \cdot t \cdot g$	3492.36	48	335266.56
			$\Sigma F_{v\ rés} = 61626.27$	$\Sigma M / o_{rés} = 3566136.90$
			$\Sigma F_{h\ motr} = 50639.42$	$\Sigma M / o_{motr} = 2841104.47$

Tableau VI-14- Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique renforcé, niveau normal d'eau et poids volumique ($\gamma_w = 1.0$).

- Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

$$\Sigma F_{v\ rés} = 61626.27 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_{h\ motr} = 50639.42 \text{ KN}$$

$$K_s = \frac{61626.27}{50639.42} \rightarrow K_s = 1.22$$

- Vérification de la sécurité au renversement :

$$\Sigma M/o_{rés} = 3566136.90 \text{ kN.m}$$

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

$$(K_s)_{M/o} = \frac{3566136.90}{2841104.47} \rightarrow (K_s)_{M/o} = 1.26$$

IV-2-3-3- Cas retenue rempli niveau maximal :

a- Cas particulier ($H_w = 21.5 \text{ m}$ et $\gamma_w = 1.0 \text{ kN/m}^3$)

Force	Formule	Valeur (kN)	Bras (m)	Valeur Moment (kN.m)
F_{wh}	$0,5 \cdot \gamma_w \cdot H_w^2 \cdot B$	27208.04	34	925073.19
F_{wv}	$\gamma_w \cdot V$	16696.03	38.22	638122.32
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
$F_{w\ sei, h}$	$0,58 \cdot \gamma_w \cdot \alpha_h \cdot H_w^2 \cdot B$	6312.26	34.7	219035.56
$F_{sei, h}$	$\alpha_h (P_1 + P_2)$	17874.62	30.49	544997.24
F_{wave}	$2 \cdot \gamma_w \cdot B \cdot H^2 \cdot s$	0	0	0
F_{frott}	$c \cdot (bas\ 1 + bas\ 2) \cdot B + \Sigma(\sigma_n) \cdot tg(\varphi)$	63554.11	/	/
T_x	$T \cdot g \cdot \cos 48$	2304.96	/	/
T_y	$T \cdot g \cdot \sin 48$	2584.35	/	/
F_{tract}	$2 \cdot t \cdot g$	3492.36	48	335266.56
			$\Sigma F_{v\ rés} = 63554.11$	$\Sigma M/o_{rés} = 3684223.66$
			$\Sigma F_{h\ motr} = 55153.52$	$\Sigma M/o_{motr} = 3006950.60$

Tableau VI-15- Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique renforcé, niveau maximal d'eau et poids volumique ($\gamma_w = 1.0$).

- Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

$$\Sigma F_{v\ rés} = 63554.11 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_{h\ motr} = 55153.52 \text{ KN}$$

$$K_s = \frac{63554.11}{55153.52} \rightarrow K_s = 1.15$$

- Vérification de la sécurité au renversement :

$$\Sigma M/o_{rés} = 3684223.66 \text{ kN.m}$$

$$\Sigma M/o_{motr} = 3006950.60 \text{ kN.m}$$

$$(K_s)_{M/o} = \frac{3684223.66}{3006950.60} \rightarrow (K_s)_{M/o} = 1.23$$

b- Cas particulier ($H_w = 21.5 \text{ m}$ et $\gamma_w = 1.1 \text{ kN/m}^3$) :

Force	Formule	Valeur (kN)	Bras (m)	Valeur Moment (kN.m)
F_{wh}	$0,5 \cdot \gamma_w \cdot H_w^2 \cdot B$	29928.84	34	1017580.51
F_{wv}	$\gamma_w \cdot V$	18365.63	38.22	701934.55
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
$F_{w\ sei, h}$	$0,58 \cdot \gamma_w \cdot \alpha_h \cdot H_w^2 \cdot B$	6943.49	34.7	240939.12
$F_{sei, h}$	$\alpha_h (P_1 + P_2)$	17874.62	30.49	544997.24
F_{wave}	$2 \cdot \gamma_w \cdot B \cdot H^2 \cdot s$	0	0	0
F_{frott}	$c \cdot (\text{bas 1} + \text{bas 2}) \cdot B + \Sigma(\sigma_n) \cdot \text{tg}(\varphi)$	64722.83	/	/
T_x	$T \cdot g \cdot \cos 48$	2304.96	/	/
T_y	$T \cdot g \cdot \sin 48$	2584.35	/	/
F_{tract}	$2 \cdot t \cdot g$	3492.36	48	335266.56
			$\Sigma F_{v\ rés} = 64722.83$	$\Sigma M/o_{rés} = 3748035.89$
			$\Sigma F_{h\ motr} = 58505.55$	$\Sigma M/o_{motr} = 3121361.48$

Tableau VI-16- Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique renforcé, niveau maximal d'eau et poids volumique ($\gamma_w = 1.1$).

- Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

$$\Sigma F_{v\ rés} = 64722.83 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_{h\ motr} = 58505.55 \text{ KN}$$

$$K_s = \frac{64722.83}{58505.55} \rightarrow K_s = 1.11$$

- Vérification de la sécurité au renversement :

$$\Sigma M/o_{rés} = 3748035.89 \text{ kN.m}$$

$$\Sigma M/o_{motr} = 3121361.48 \text{ kN.m}$$

$$(K_s)_{M/o} = \frac{3748035.89}{3121361.48} \rightarrow (K_s)_{M/o} = 1.2$$

c- Cas particulier ($H_w = 21.5 \text{ m}$ et $\gamma_w = 1.2 \text{ kN/ m}^3$):

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	1110087.83	
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	
$F_{w\ sei, h}$	$0,58 \cdot \gamma_w \cdot \alpha_h \cdot H_w^2 \cdot B$	7574.72	34.7	262842.68	
$F_{sei, h}$	$\alpha_h (P_1 + P_2)$	17874.62	30.49	544997.24	
F_{wave}	$2 \cdot \gamma_w \cdot B \cdot H^2 \cdot s$	0	0	0	
F_{frott}	$c \cdot (\text{bas } 1 + \text{bas } 2) \cdot B + \Sigma(\sigma_n) \cdot \text{tg}(\varphi)$	65891.55	/	/	
T_x	$T \cdot g \cdot \cos 48$	2304.96	/	/	
T_y	$T \cdot g \cdot \sin 48$	2584.35	/	/	
F_{tract}	$2 \cdot t \cdot g$	3492.36	48	335266.56	
				$\Sigma F_{v\ rés} = 65891.55$	$\Sigma M/o_{rés} = 3811848.12$
				$\Sigma F_{h\ motr} = 61857.58$	$\Sigma M/o_{motr} = 3235772.36$

Tableau VI-17- Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique renforcé, niveau maximal d'eau et poids volumique ($\gamma_w = 1.2$).

- Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

$$\Sigma F_{v\ rés} = 65891.55 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_{h\ motr} = 61857.58 \text{ KN}$$

$$K_s = \frac{65891.55}{61857.58} \rightarrow K_s = 1.07$$

• Vérification de la sécurité au renversement :

$$\Sigma M/o_{rés} = 3811848.12 \text{ kN.m}$$

$$\Sigma M/o_{motr} = 3235772.36 \text{ kN.m}$$

$$(K_s)_{M/o} = \frac{3811848.12}{3235772.36} \rightarrow (K_s)_{M/o} = 1.18$$

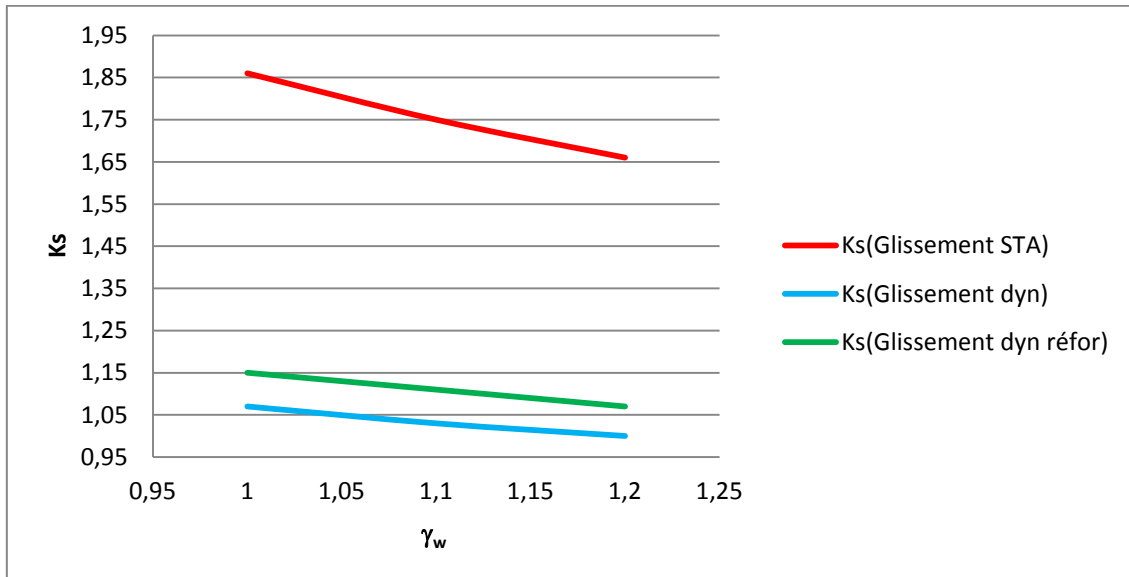


Figure IV-7- Evolution du coefficient de sécurité de glissement en fonction γ_w ,

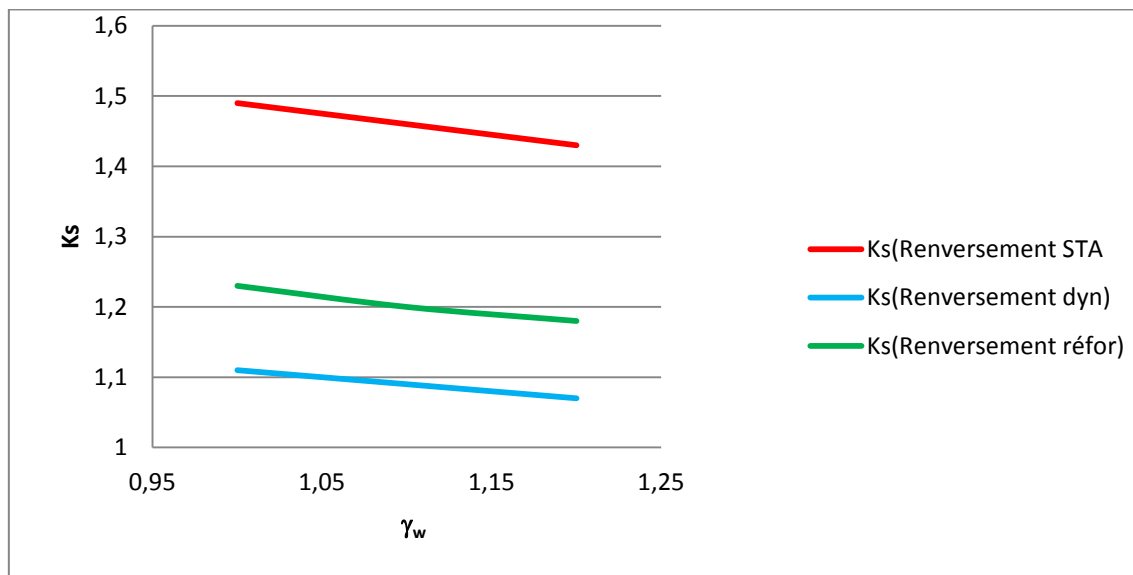


Figure IV-8- Evolution du coefficient de sécurité de renversement en fonction γ_w ,

A travers ces deux figures qui résumant la diminution de **Ks** en fonction de l'augmentation du poids volumique (γ_w) en remarque :

- Les coefficients de **Ks** en état statique sont acceptables, mais en dynamique ils sont en dessous de la norme.
- La technique des câble précontrainte à améliorée les valeurs de **Ks**, est surtout dans le cas de renversement.

IV-3-3-4- Cas vidange rapide (H = 11 m et $\gamma_w = 1\text{kN/m}^3$) :

Force	Formule	Valeur (kN)	Bras (m)	Valeur Moment (kN.m)
F_{wh}	$0,5 \cdot \gamma_w \cdot H_w^2 \cdot B$	7122.06	30	213661.80
F_{wv}	$\gamma_w \cdot V$	2423.66	39.7	96219.25
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
$F_{w\,sei,\,h}$	$0,58 \cdot \gamma_w \alpha_h \cdot H_w^2 \cdot B$	1652.32	34.7	57335.43
$F_{sei,\,h}$	$\alpha_h(P_1+P_2)$	17874.62	30.49	544997.24
F_{wave}	$2 \cdot \gamma_w \cdot B \cdot H^2 s$	0	0	0
F_{frott}	$c \cdot (\text{bas 1} + \text{bas 2}) \cdot B + \Sigma(\sigma_n) \cdot \text{tg}(\varphi)$	51754.40	/	/
T_x	$T \cdot g \cdot \cos 48$	2304.96	/	/
T_y	$T \cdot g \cdot \sin 48$	2584.35	/	/
F_{cf}	$2 \cdot t \cdot g$	6984.72	48	335266.56
		$\Sigma F_{v\,rés} = 53563.45$		$\Sigma M/o_{rés} = 3142320.59$
		$\Sigma F_{h\,motr} = 30407.59$		$\Sigma M/o_{motr} = 2133839.08$

Tableau VI-18- Résumé des calculs des forces et des moments, cas dynamique renforcée, vidange rapide et poids volumique ($\gamma_w = 1.0$).

- Calcul du coefficient de sécurité au glissement :

$$\Sigma F_{v\,rés} = 53563.45 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_{h\,motr} = 30407.59 \text{ KN}$$

$$K_S = \frac{53563.45}{30407.59} \rightarrow K_S = 1.76$$

- **Vérification de la sécurité au renversement :**

$$\Sigma M/o_{rés} = 3142320.59 \text{ kN.m}$$

$$\Sigma M/o_{motr} = 2133839.08 \text{ kN.m}$$

$$(K_s)_{M/o} = \frac{3142320.59}{2133839.08} \rightarrow (K_s)_{M/o} = 1.47$$

IV-2-3-5- Interprétation des résultats de l'étude dynamique renforcée :

- Dans le cas de 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).
- Dans le cas de niveau d'eau maximal, le résultat est accepté parce que ce cas est très rare (h_{max} et séisme).
- Dans le cas vidange rapide, le résultat est accepté .

Après la vérification de la stabilité classique là où le corps du barrage est considéré parfaitement rigide, mais en réalité le corps est rigide à certain niveau, c.-à-d. il est possible d'avoir des ruptures ou des fissures sans arrivé au stade de renversement. La question qui se pose, quels sont les critères et la méthode utilisées pour trouver les endroits les plus défavorables dans le corps du barrage.

Pour faire cette étude de stabilité interne, nous avons choisi la méthode des éléments finis pour une étude profonde de l'analyse des contraintes. Le logiciel de calcul employé est le code ANSYS version 12.0.

Chapitre V: Stabilité interne du El'Ksob

V-1- Stabilité interne :

Il s'agit de vérifier que le diagramme des contraintes à la base de la fondation reste dans le domaine admissible tant en traction en pied amont qu'en compression en pied aval.

On admet l'hypothèse de NAVIER d'une répartition trapézoïdale des contraintes à la base du barrage. Cette hypothèse est liée au comportement élastique du béton et la réaction de la fondation, qui est valable pour les barrages de petite ou moyenne dimension.

Le critère couramment adopté de non traction au pied amont du barrage équivaut à la « règle du tiers-central », c'est-à-dire que l'excentricité du point d'application de la résultante des actions doit être inférieure à $B/6$, B étant la largeur de la base du barrage.

Ce critère doit être strictement vérifié pour les combinaisons d'actions fréquentes ou quasi permanentes. On peut, par contre, admettre des tractions modérées en pied amont par les combinaisons d'actions rares ou accidentelles.

Il existe aussi des méthodes modernes utilisées pour vérifier la stabilité interne, elles sont liées à l'outil numérique, nous citons par exemple la simulation numérique par méthodes pseudo statique, dynamique et spectrale. Les logiciels les plus reconnus dans ce domaine, nous citons ANSYS, SAAP 2000,

V-2- Application sur le cas du barrage k'sob :

V-2-1- Présentation du code de calcul ANSYS : [5]

Le logiciel ANSYS est abrégé de « Analyse Système » basé sur la méthode des éléments finis.

Il est utilisé pour simuler d'une grande variété de problèmes dans les sciences de l'ingénieur, ces simulations ont pour objectif de réduire les essais sur les prototypes. Parmi les domaines qu'ils traitent, on cite des analyses des structurales statiques, dynamiques, mécanique

des ruptures, fatigue, voilement, effet de contact, le fluage, le gonflement, transfert de chaleur, écoulements des fluides, magnétique, électronique, acoustique et tous ces calculs peuvent se faire avec et sans effet temporels.

Ce programme s'adapte à plusieurs types de comportement structuraux tel que l'élasticité linéaire et non linéaire et la plasticité.

La bibliothèque d'éléments finis que possède ce programme compte une soixantaine types d'éléments finis adaptés pour chaque analyse citée au-dessus.

Le logiciel ANSYS a été commencé à partir des années 70, puis il a connu plusieurs versions 7, 8, 9, 10, 11, 12, 14 et puis la dernière 15.

V-2-1-1- Composantes du logiciel ANSYS : [5]

En fonction du domaine d'utilisation, on peut retrouver plusieurs types de produits du logiciel ANSYS. On peut citer :

- **ANSYS mechanical** : c'est un produit qui a été développé exclusivement pour les calculs de structures. Il peut être utilisé pour les modélisations mécaniques comme des éléments creux tels que la tuyauterie pipeline, de structures en coque. Le code de calcul peut être utilisé dans pas mal de domaines tels que le génie civil, l'aéronautique, l'aérospatiale, l'industrie navale ou pétrolière et les chemins de fer.
- **ANSYS CFD (code flotron)** : il permet de modéliser les écoulements des fluides.
- **ANSYS EMAG** : ce produit est exclusivement adapté au calcul électronique et électromagnétique.
- **ANSYS LS-DYNA** : ce code calcul simule les crashes ou les collisions entre corps déformables ce qui aboutit au calcul de chocs, ce produit est utilisé dans plusieurs domaines, on peut citer les crashes testés dans l'industrie automobiles.
- **ANSYS multiphysics** : c'est le produit le plus complet destiné à tous types d'utilisateur, il regroupe tous les autres produits en un seul programme.
- **ANSYS civil FEM** : ce module permet de réaliser des simulations en génie civil. Il a la particularité de contenir des matériaux prédéfinis tel que le béton ou l'acier avec leurs modèles de comportement.

- **ANSYS géotechnique** : c'est un module en cours de réalisation, c'est un code de calcul qui permettra de faire des calculs en géotechniques en offrant des facilités d'utilisations pour les professionnels de ce domaine (ANSYS release 12, 2009).

V-2-1-2- Analyse d'un modèle avec ANSYS :

Le calcul avec ANSYS peut se faire aussi bien en statique qu'en dynamique, dans le cas de ce dernier en peut faire le calcul soit en : analyse modale, analyse spectrale, analyse pas à pas ou en analyse transitoire dynamique (ANSYS release 12, 2009).

V-2-1-2-1- Prétraitement (Pre-Processing) :

Cette étape consiste principalement à la construction du modèle c'est-à-dire établir la géométrie du modèle grâce à la multitude de fonction qu'offre le logiciel ANSYS que ça soit en uni dimension, en plan ou en trois dimensions. Pour cela on doit créer des « Key points » sur lesquels on ajoutera des lignes, des surfaces ou des volumes, soit par des fonctions qui permettent de créer directement la géométrie en fonction de leur compatibilité. Ces géométries, on peut aussi les diviser, ou fusionner ou les déplacer en fonction des besoins.

La discrétisation du model et son maillage de structure par les fonctions manuelles ou automatique et semi-automatiques, on attribuant à chaque structure des éléments finis pour le maillage fourni par la bibliothèque ANSYS, donc chaque élément correspond au type de calcul (ANSYS release 12, 2009).

V-2-1-2-2- Solution :

Cette étape définit les conditions aux limites en chargement ou déformation appliquées aux modèles. Elle permet de choisir les options de solution entre statique et dynamique ainsi que les pas de temps à envisager. Elle donne une multitude d'autre choix comme les nombres d'itérations, le degré d'exactitude des résultats ou les algorithmes de calcul. Ces choix peuvent être faits automatiquement par le programme (ANSYS release 12, 2009).

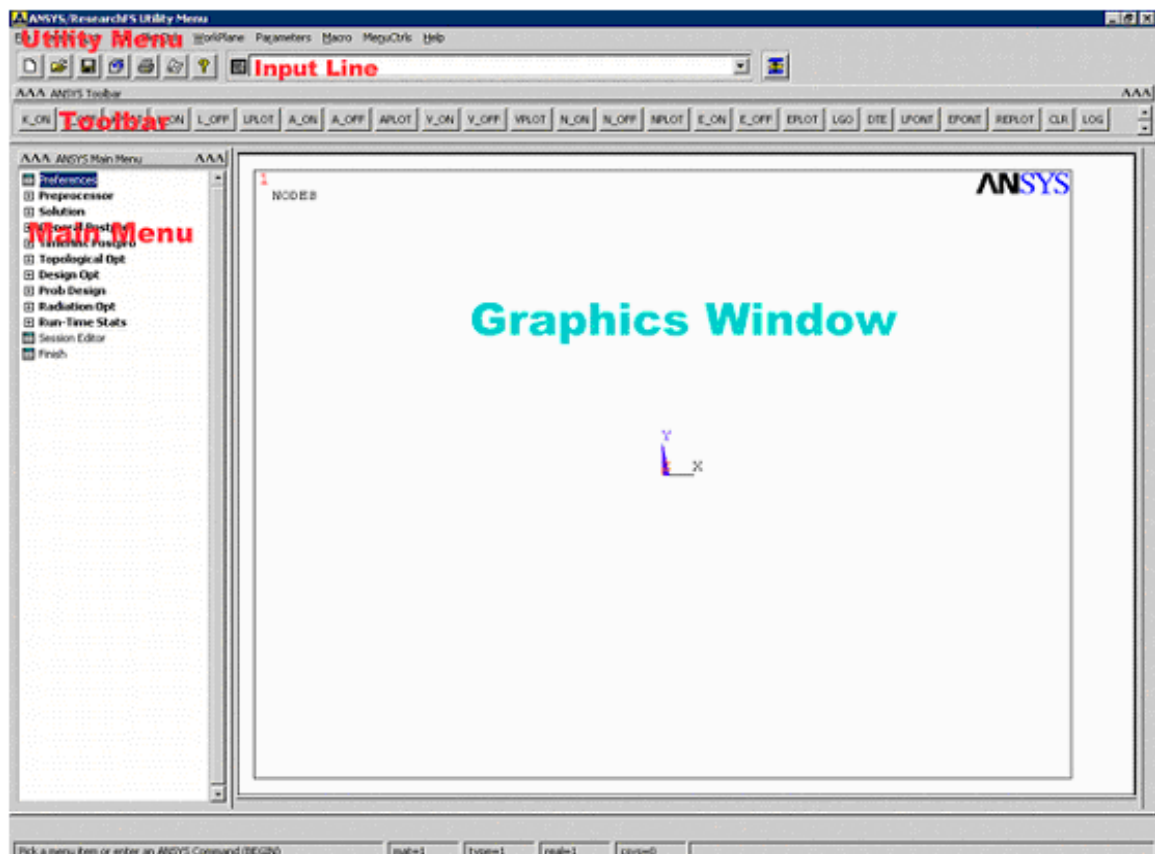
V-2-1-2-3- Post-traitement (Post-Precessing) :

Dans cette dernière étape, il s'agit de récupérer les résultats afin de les analyser. Ces dernières peuvent être visualisées sur écran soit en contraintes, soit en déformations ou en déplacement grâce à un jeu de couleurs reflétant la répartition des contraintes ou déformations

dans la structure après chargement. Soit récupérer sur un fichier de résultat donnant pour chaque nœud et chaque élément les résultats d'analyses (ANSYS release 12, 2009).

V-3- Etapes d'analyse d'une structure par la MEF en utilisant ANSYS

Avant de commencer, il est indispensable de présenter la fenêtre du logiciel ANSYS :



a)- Utility Menu

b)- Main Menu

c)- Fenêtre Graphique

V-3-1- Définition du problème

V-3-1-1- Titre du modèle

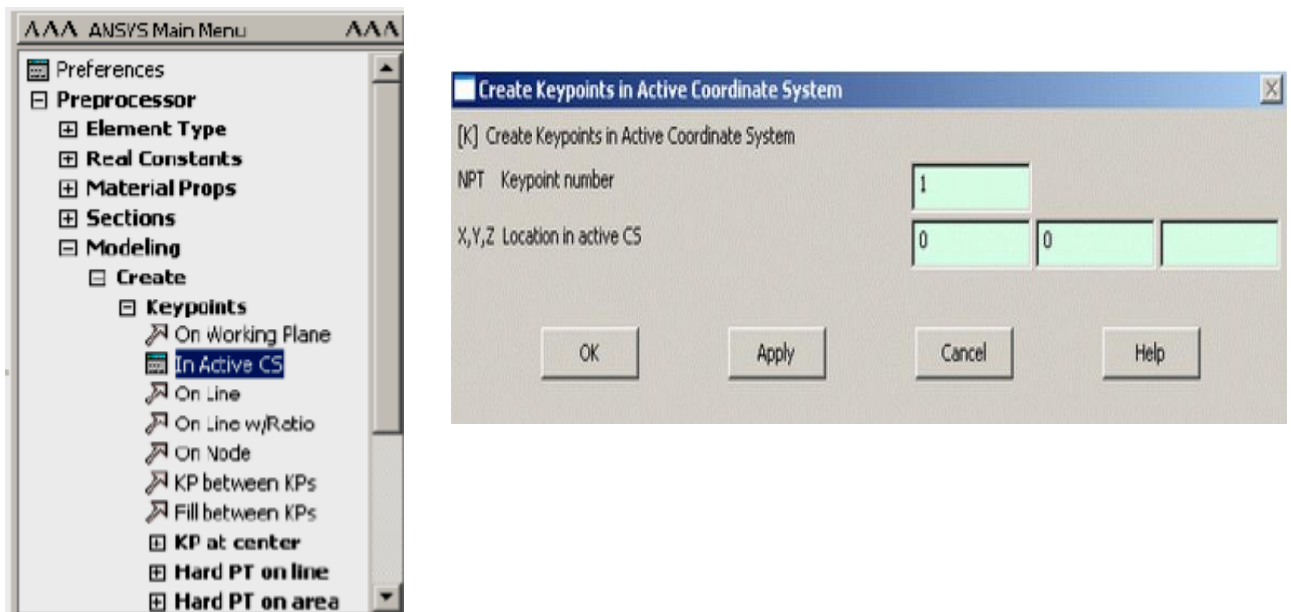
- Dans Utility Menu, cliquer sur : **File > Change Title : Bridge Truss Tutorial > ok**



V-3-1-2- Géométrie du modèle :*** Entrer les points :**

-Dans Main Menu, cliquer sur :

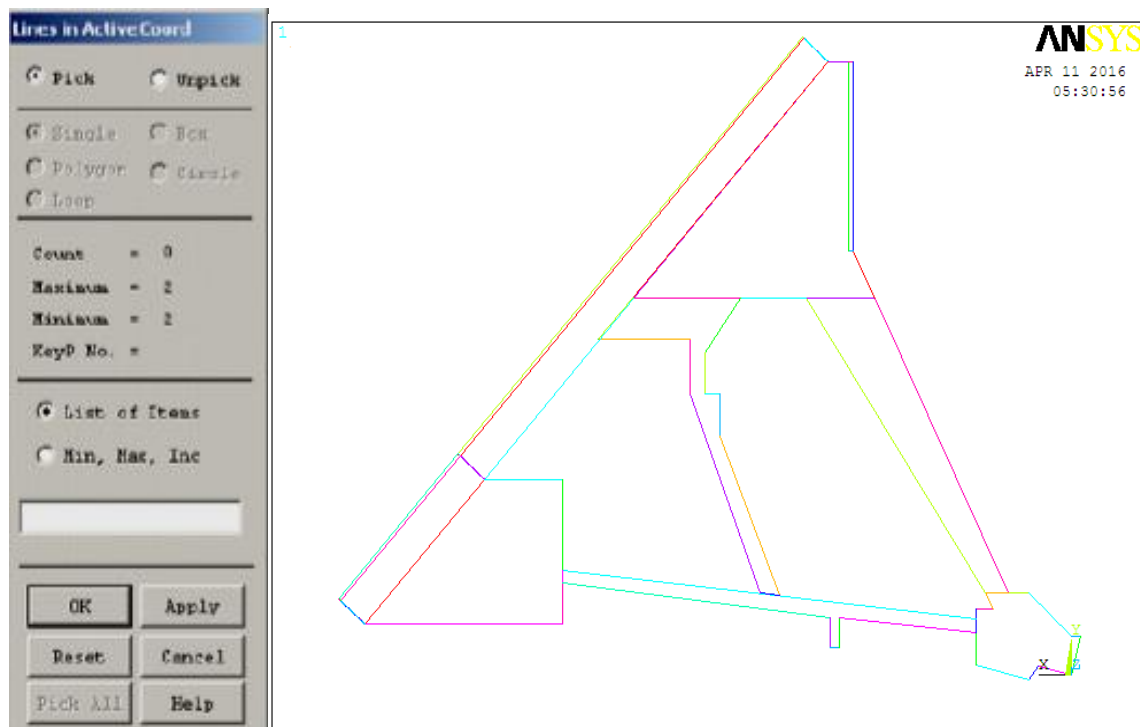
Preprocessor > Modeling > Create > Key points > In Active CS



*** Tracer les lignes** - Les nœuds doivent être liés par des lignes :

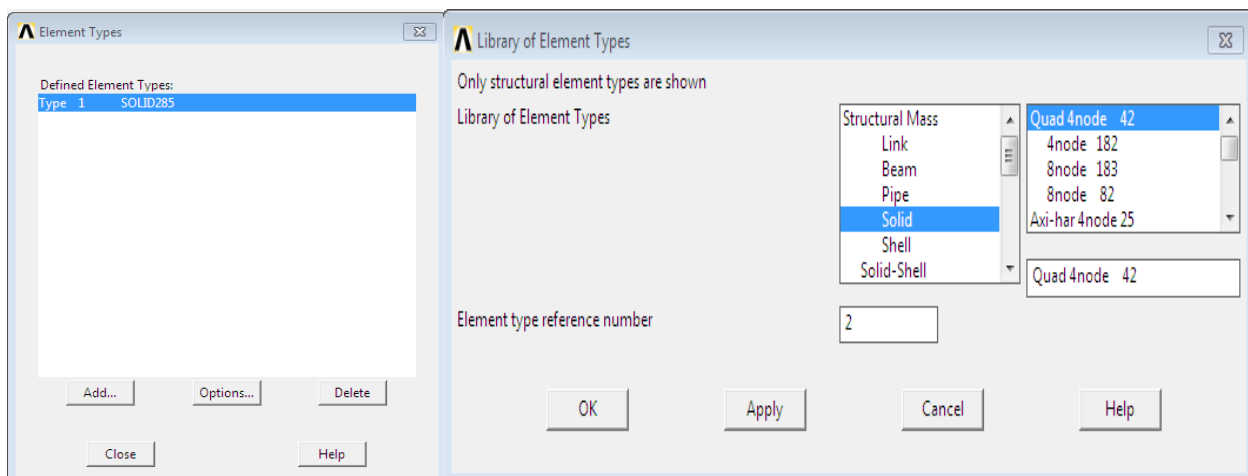
Preprocessor > Modeling > Create > Lines > Lines > In Active CS

- Cliquer sur : **Utility Menu > Plot > Lines**



V-3-1-3- Définir le type d'élément fini utilisé :

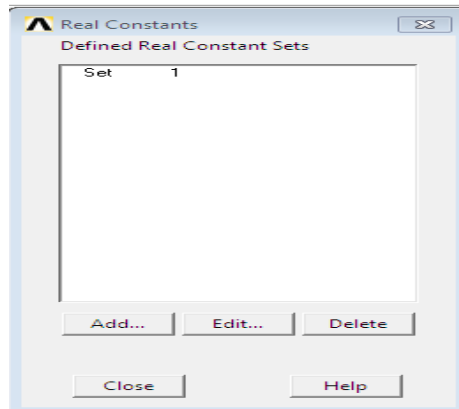
- Dans Main Menu, cliquer sur : **Preprocessor > Element Type > Add/Edit/Delete > Add**
- Choisir l'élément fini **Solid : 3D brick 4 Nodes > ok > close**



V-3-1-4- Définir les propriétés géométriques (Real Constants) :

Menu sur : **Preprocessor > Real Constants > Add/Edit/Delete**

- Cliquer sur **Add**
- Sélectionner **Type1 solide**
- Introduire l'aire **A** et Appuyer sur **ok** :



V-3-1-5- Propriétés des matériaux :

Dans Main Menu, cliquer sur : **Preprocessor > Material Props > Material Models >**

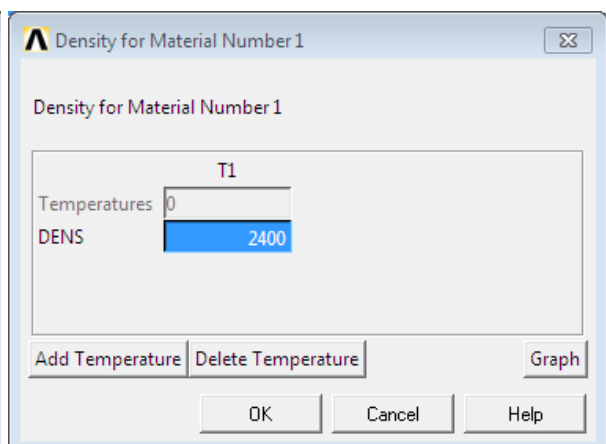
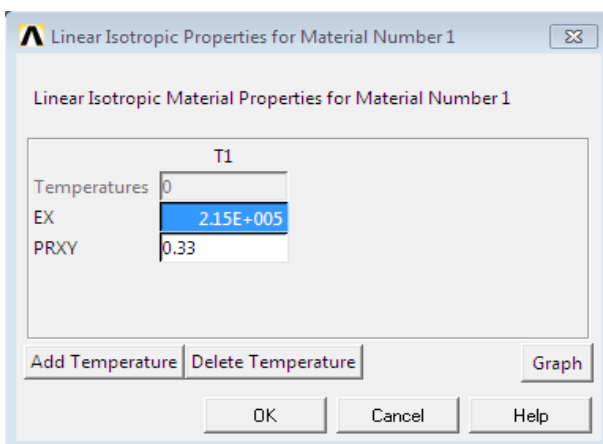
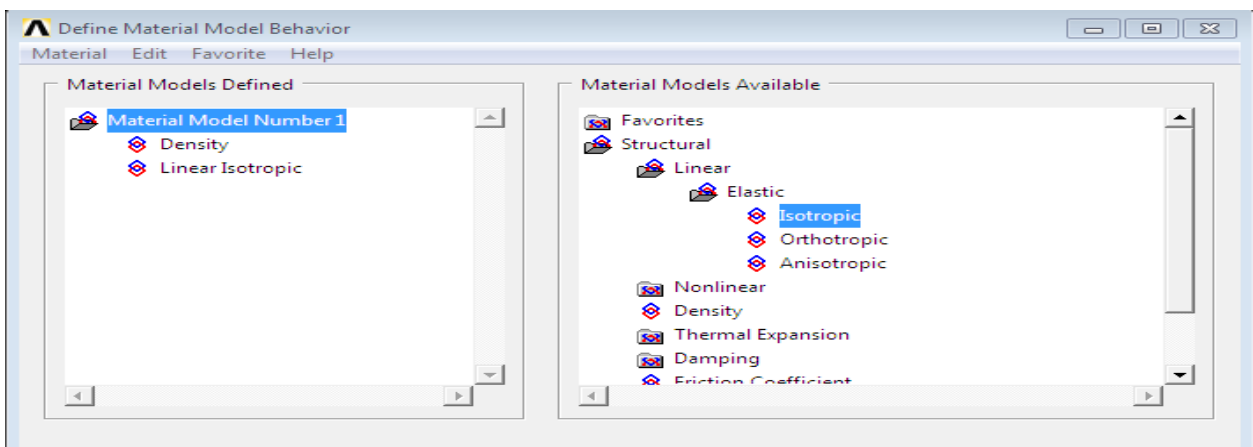
Double cliquer sur : **Structural > Linear > Elastic > Isotropic**

($E_{\text{statique}} = 215000 \text{ N/mm}^2$, $\nu = 0.33$)

Avec :

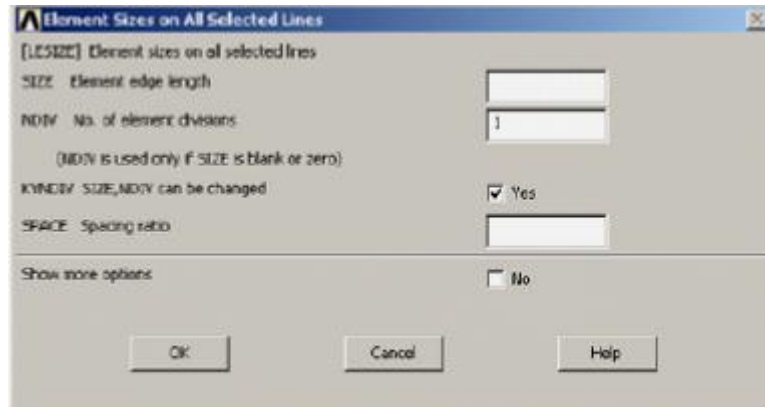
E_{statique} : module d'élasticité statique ; ν : coefficient de poisson.

Cliquer sur : **Density** (2400 kg/m^3).

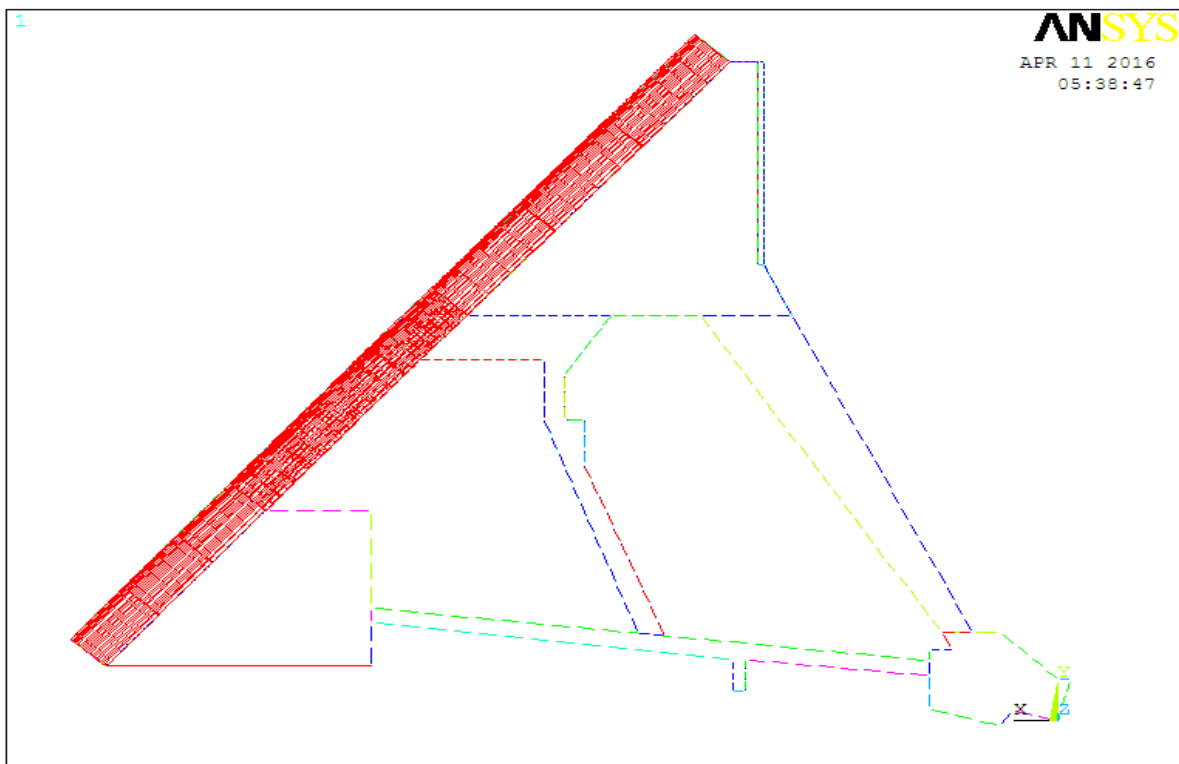


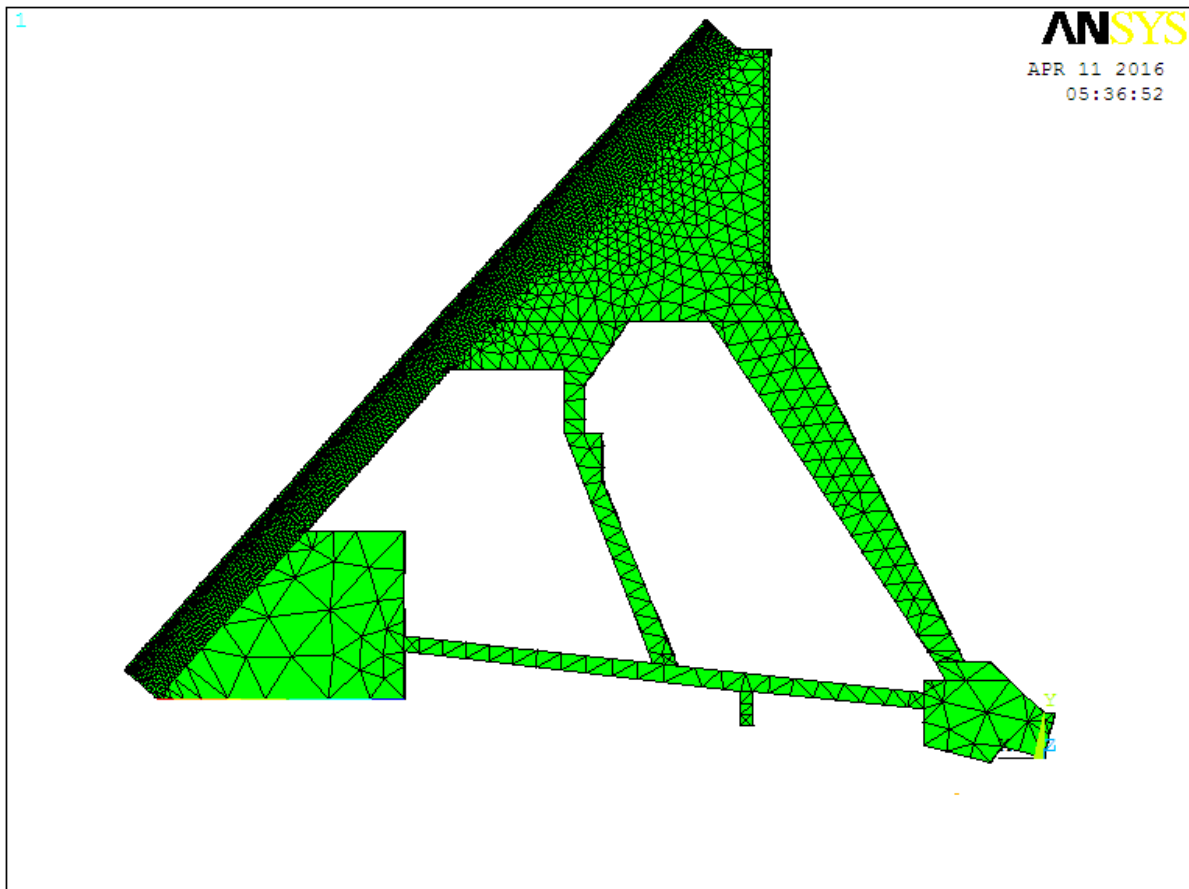
V-3-1-6- Maillage :

Preprocessor > Meshing > Size Cntrl > Manual Size > **Lines > All Lines**

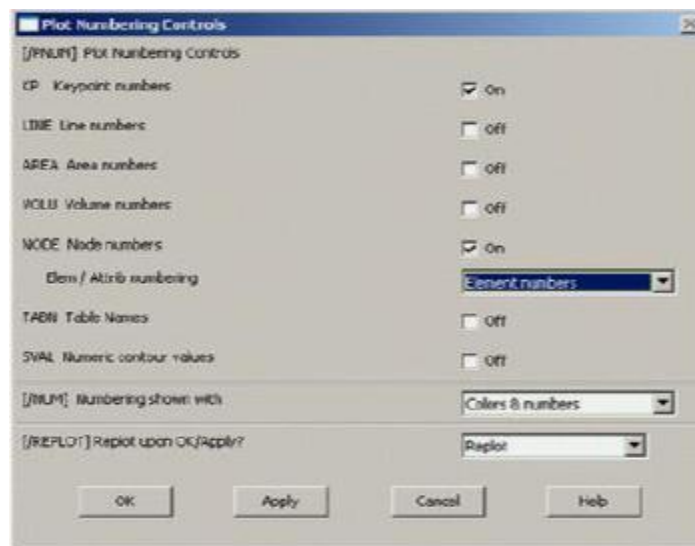


Preprocessor > Meshing > Mesh > Volumes > Free et cliquer sur **Pick All**





***Plot Numbring** : Pour mettre en évidence les nœuds et les éléments barre
-Dans **Utility Menu** cliquer sur **PlotCtrls > Numbering**

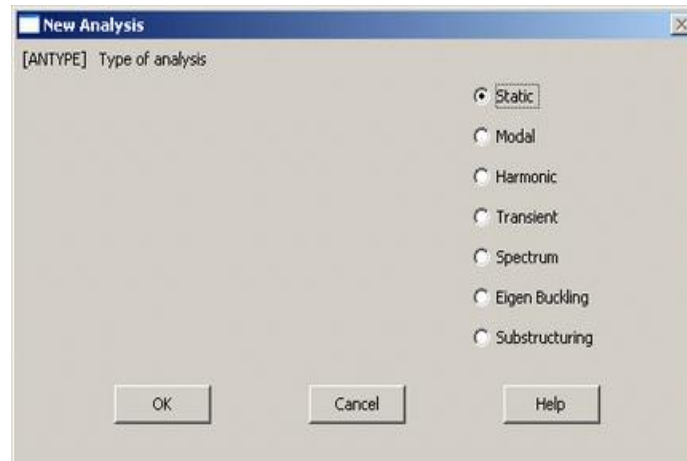


***Enregistrer le modèle** : **Utility Menu > File > Save as.**

V-3-2- Solution Phase: Chargement et Résolution du problème :

V-3-2-1- Définir le type d'analyse :

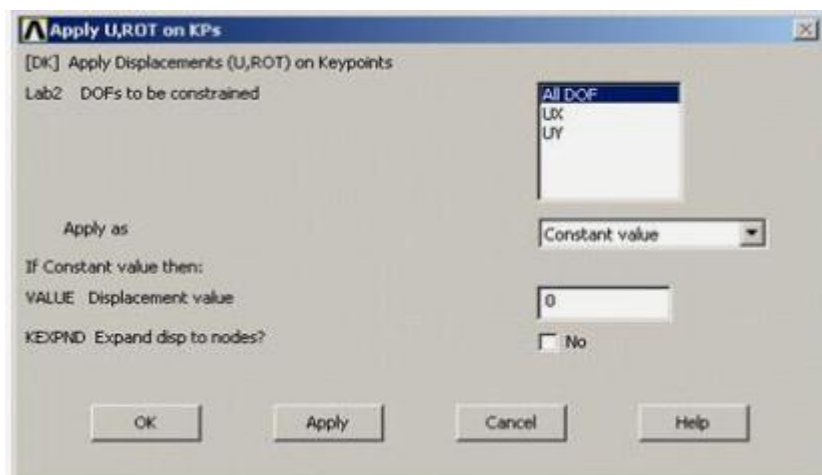
- Dans le menu **Solution**, cliquer sur **Analysis Type > New Analysis > Static > ok**



V-2-2-2- Conditions aux limites :

-Dans le menu **Solution**, cliquer sur :

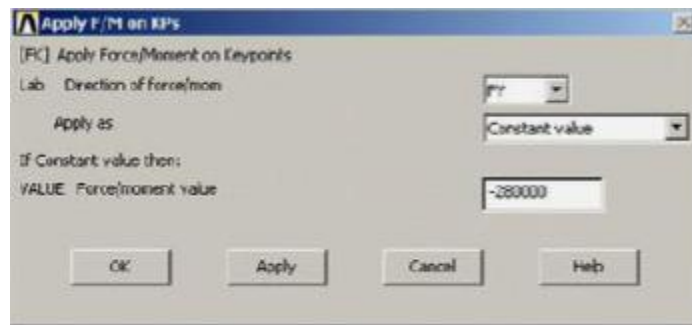
Define Loads > Apply > Structural > Displacement > On Keypoints



V-3-2-3- Chargement :

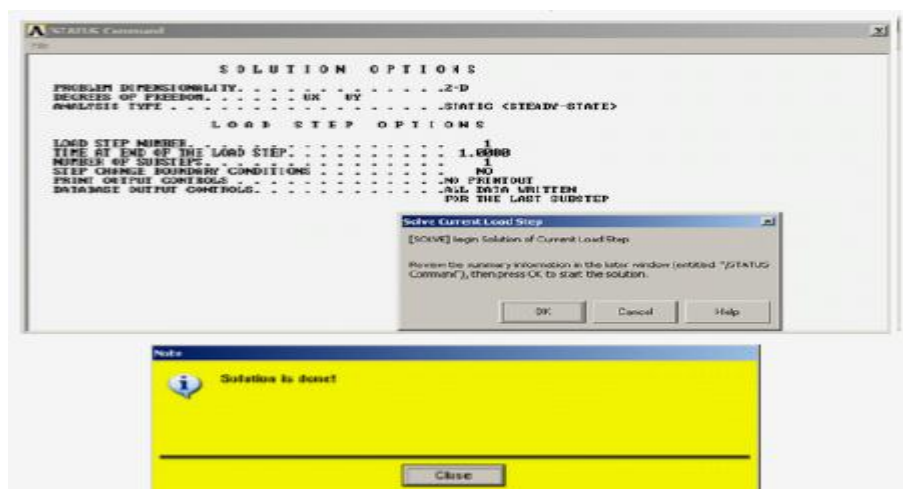
-Dans le menu **Solution**, cliquer sur :

Define Loads > Apply > Structural > Force/Moment > On Key points.



V-3-2-4- Lancer la solution du système :

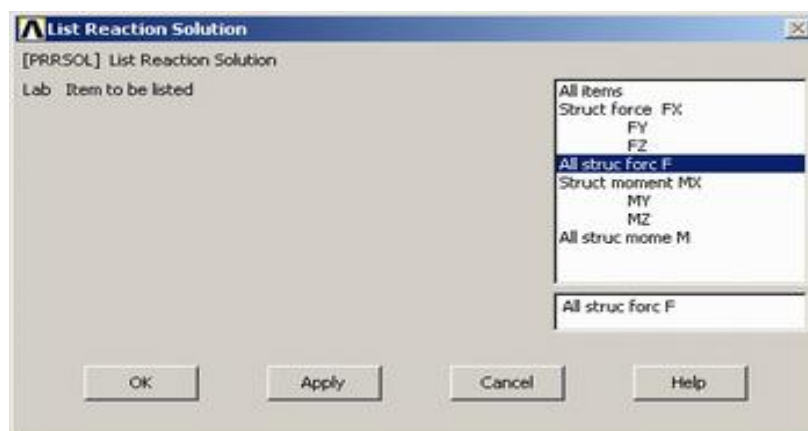
-Dans le menu **Solution**, cliquer sur : **Solve > Current LSok.**

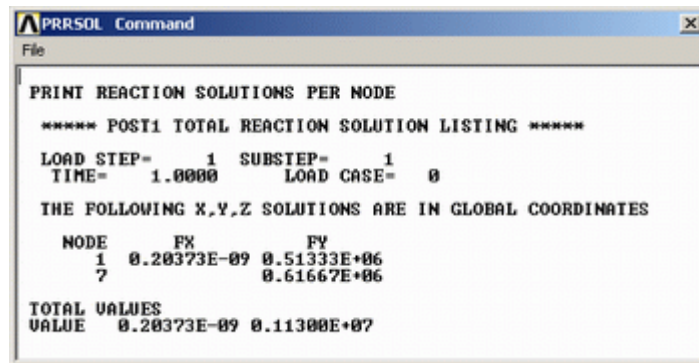


V-3-3- Post processing : Présentation des Résultats:

- Dans Main Menu, cliquer sur :

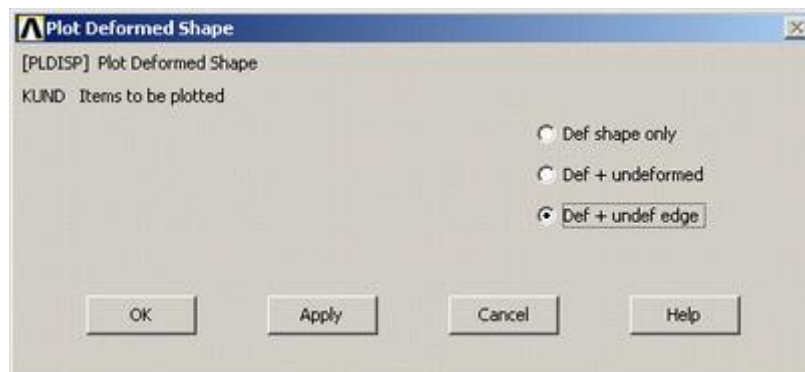
General Postproc > List Results > Reaction Solu > All struc forc F > ok.





V-3-3-1- Déformation :

- Dans Main Menu, cliquer sur : **General Postproc > Plot Results > Deformed Shape**



V-3-3-2- Contraintes normales dans les différentes barres :

- Dans Main Menu, cliquer sur :

General Postproc > Element Table > Define Table > Add



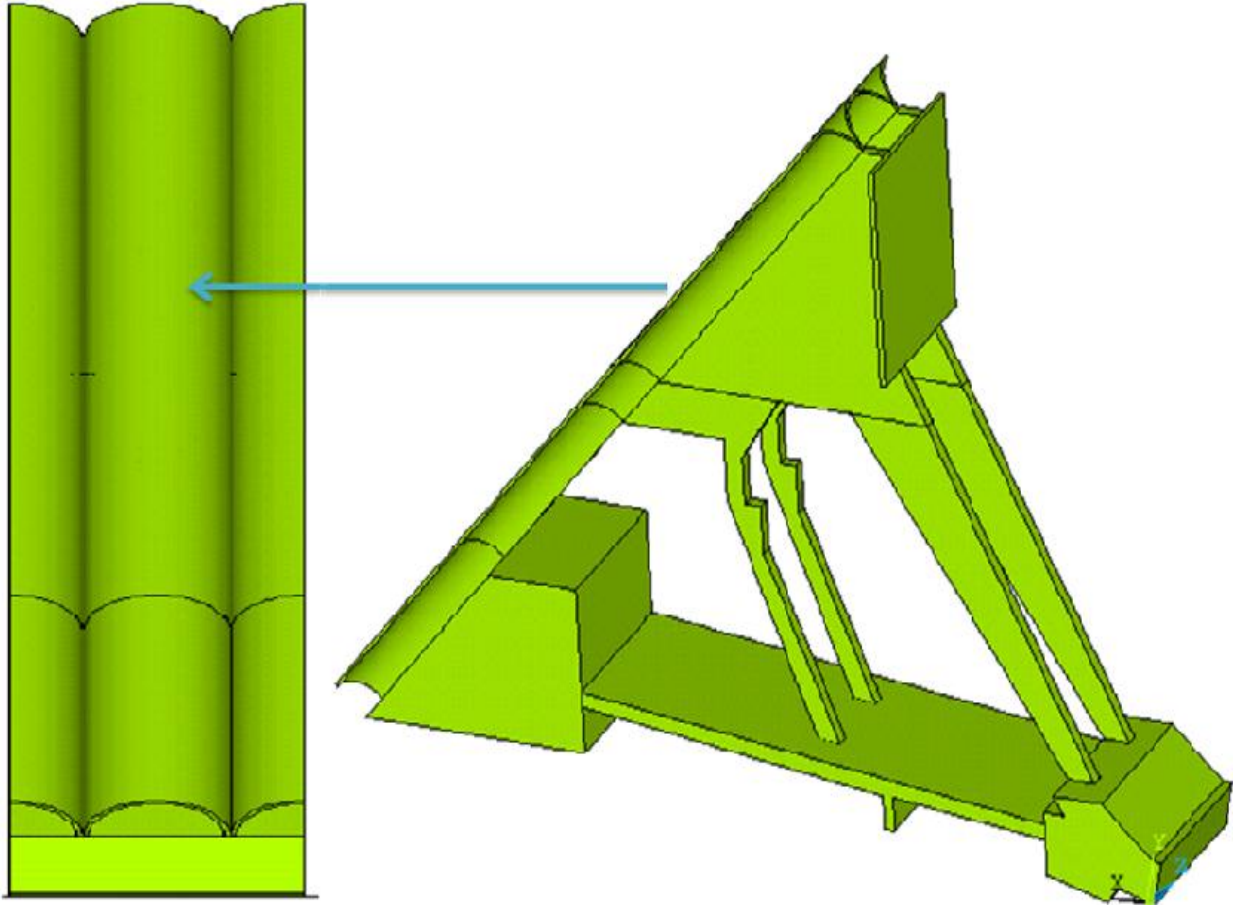
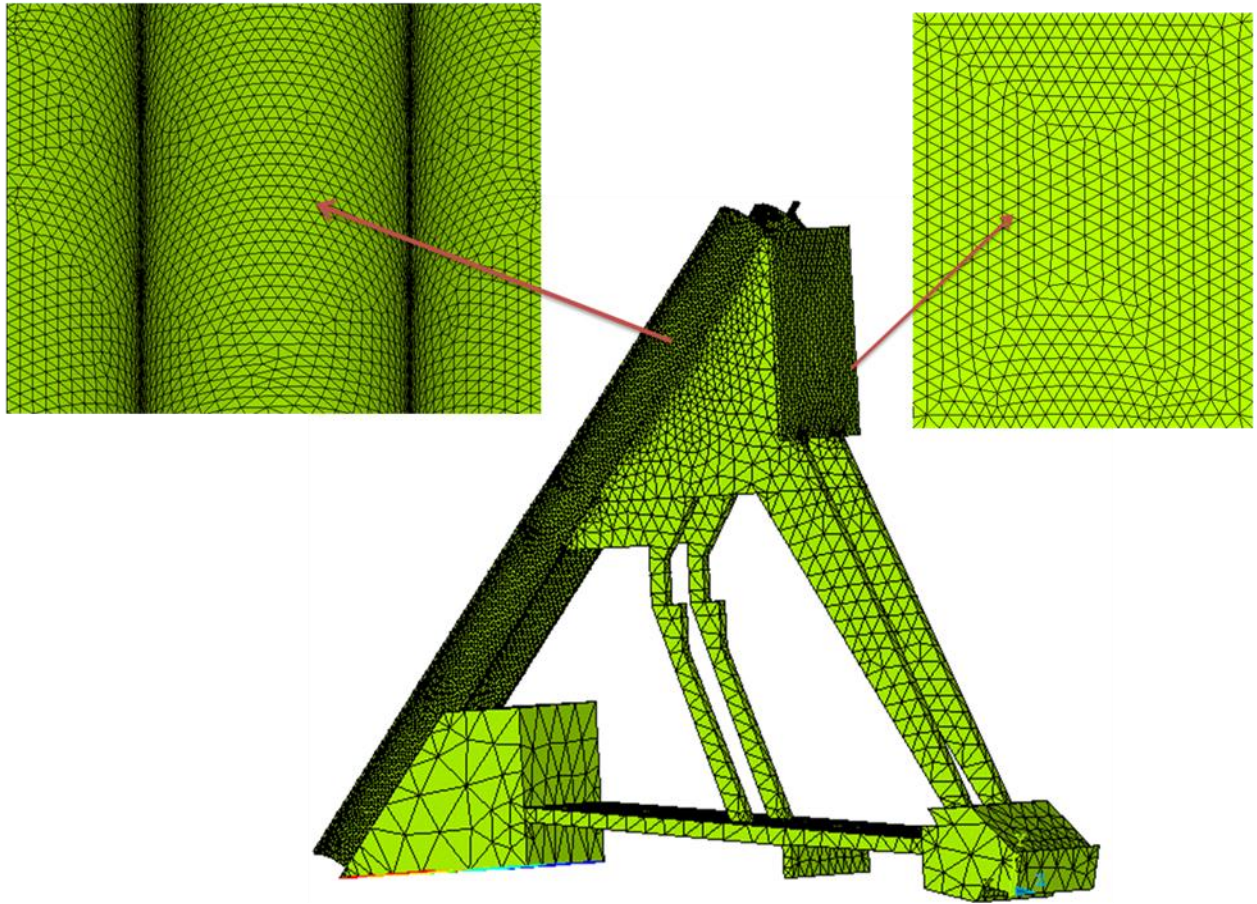
V-4-Application du logiciel sur le profile du barrage :**V-4-1- Géométrie du profile :**

Figure V-1- Géométrie de profile.

V-4-2-Maillage de profil:**Figure V-2- Maillage de profil.**

A partir de logiciel ANSYS :

- Nombre d'éléments : 84727.

-Type d'élément : solide.

V-4-3-Conditions aux limites:

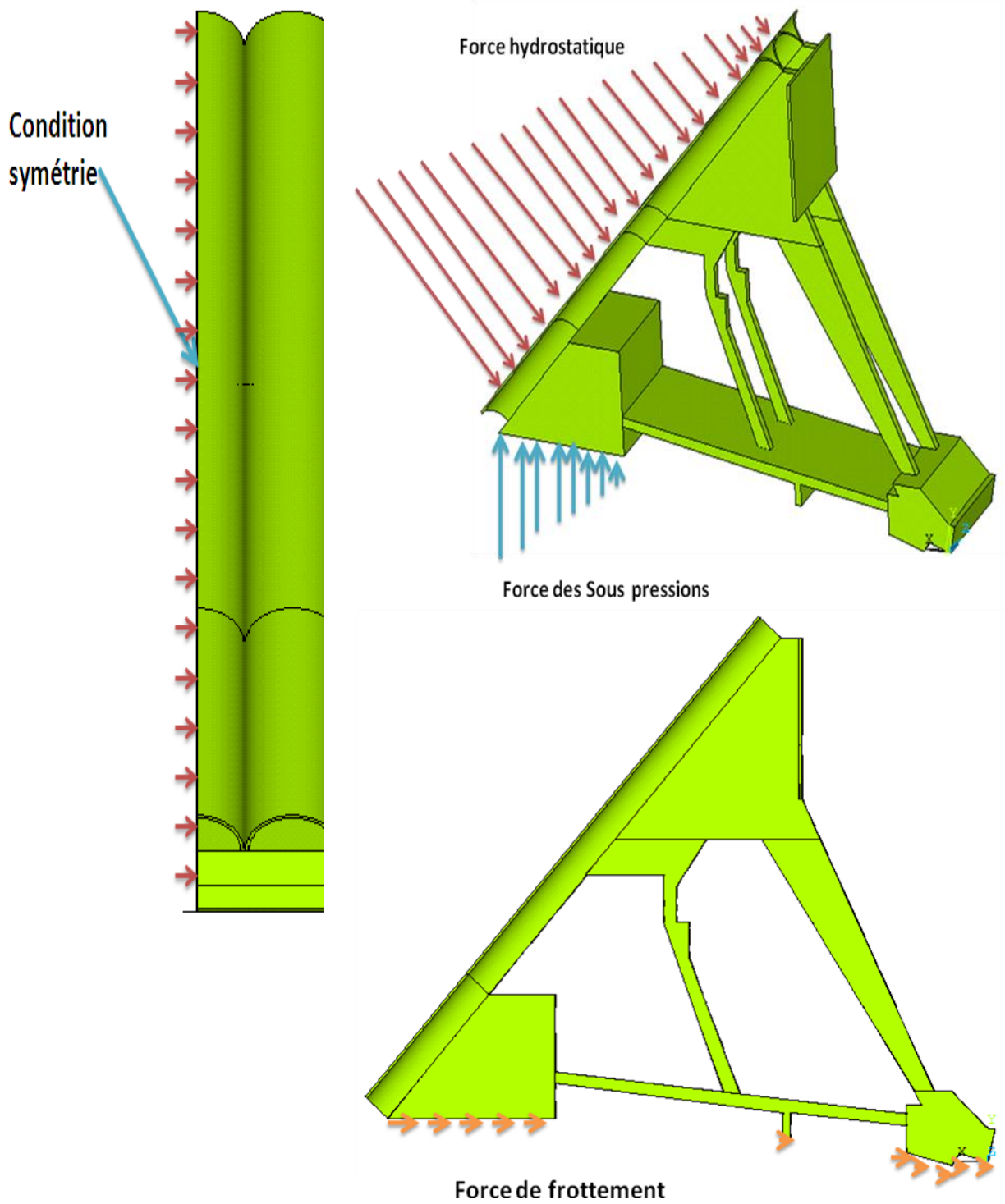


Figure V-3- Conditions aux limites appliquées sur le profil de barrage.

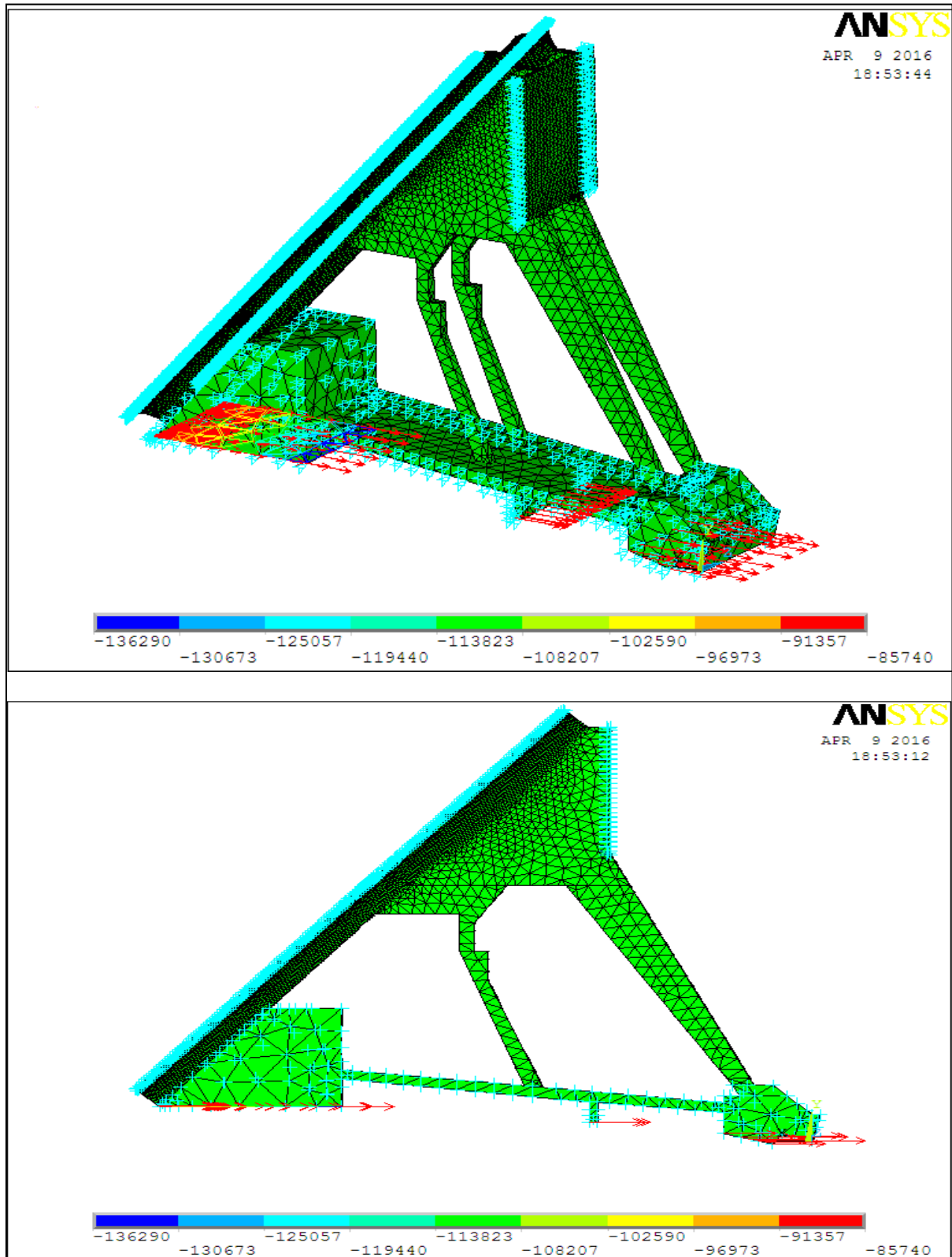


Figure V-4- Vue global indiquant le maillage et les conditions aux limites.

Conclusion générale

Conclusion générale :

L'élaboration du travail devrait impérativement être précédée de certains aspects liés à la maîtrise technique des éléments liés à la conception et à la stabilité des barrages rigide. En effet la contribution bibliographique avait pour objectif capitaux de cerner l'ensemble des critères liés:

- Le type de barrages en béton lié à l'incorporation des évacuateurs des crues, aux spécificités des fondations et appuis.
- A l'analyse des critères de stabilité de ce type d'ouvrage par :
 - ✓ La définition de sollicitations agissantes sur l'ouvrage,
 - ✓ La manifestation de ces actions et les paramètres d'évaluation,
 - ✓ Les critères de conception générale en termes de combinaisons d'actions, de stabilité interne,
 - ✓ Les procédés d'amélioration de la stabilité de l'ouvrage.

L'analyse paramétrée engagée à débouché sur un certain nombre de conclusions forte intéressantes en l'occurrence :

- Dans la partie statique, les coefficients de sécurité 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.
- Dans la partie dynamique pour les deux niveaux d'eau (normal et maximal), les coefficients de sécurité calculés sont inférieurs à la norme (1.2) donc la stabilité dynamique n'est pas vérifiée.
- Dans le cas de vidange rapide du barrage avec la présence de séisme, le coefficient de sécurité calculé est supérieur à 1.2 ce qui vérifie la stabilité.
- Dans le cas de renforcement de la stabilité par la présence des câbles avec la présence 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).
- Dans le même cas précédent, pour le niveau d'eau maximal, le résultat est accepté parce que ce cas est très rare (h_{\max} et séisme).

Concernant la stabilité interne, nous avons réalisé les différentes étapes de simulation, il reste seulement d'exclusion du code de calcul qui reste comme perspective à attendre.

Refirances bibliographiques

- [1]- Cerrere Alain, Barrages, Technique de l'Ingénieur, 1996.
- [2]- J. M. Durand et al: Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale, cemagref éditions –ISBN 2- 85362-511-7/1999.
- [3]- Djemili. L: Critères de choix de projet des barrages en terre « étanchéité par le masque en béton bitumineux », thèse de Doctorat, 2006.
- [4]- Schleiss. A. J. & Pougatsch, Les barrages, du projet à la mise en service, Presses polytechniques et universitaire romandes, lausanne, 2011.
- [5]- Mr MOULAY ELBOUDKHILI Abdelhakim, mémoire de Master en Génie Civil <<ETUDE PARAMETREE DE LA STABILITE DES BARRAGES POIDS>> , Université Abou Bekr Belkaid, telmcen, 23 Juin 2014.
- [6]- http://www.barrages-cfgeb.org/Info/pr_barC4.html (se site présente les raisons de la construction d'un barrage et les premier barrages construit par des civilisations).
- [7]- CARRERE A. Conception des barrages voûtes. In: Colloque Technique 2001 du CFGB, Aix-en-Provence, 2001.
- [8]- CIGB, Barrages en remblai : protection du talus amont, 1993.
- [9]-<https://www.ferc.gov/industries/hydropower/safety/guidelines/eng-guide/chap10.pdf>
- [10]- Petits barrages : Recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi, cemagref édition.
- [11]- AOUADJ LINDA, MÉMOIRE Présenté pour obtenir le diplôme de Magistère en hydraulique Thème : << COMPORTEMENT DYNAMIQUE D'UN BARRAGE EN BETON INTERACTION SOL-FLUIDE- STRUCTURE >> , Université El Hadj Lakhdar Batna **2-09-2009**

Refirances bibliographiques

[12]- les ruptures de barrage ; Direction de la Prévention des pollutions et des risques. Décembre 2004.

[13]- barrage-crues de rupture et protection civile

[14]-Comité français des grands barrages, Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages-poids , octobre 2012.

[15]-ENTPE collection, patrick le delliou, les barrages : conception et maintenance.

[16]- Barrages, Traité construction, C5 555,p 2-24

[17]- Cours de barrage, Master 1 Hydraulique, département d'hydraulique, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen.

[18]- Comportement des barrages en BCV et en BCR étude comprative, projet de fin d'étude, département de génie civil, faculté des sciences de l'ingénieur, université abou bekr belkaid, Tlemcen, Algérie.

[19]- Directive OFEG: Vérification des ouvrages d'accumulation aux séismes, Exemple de marche à suivre /RPEDUGL.

[20]-ANBT, agence nationale des barrages et transferts

[21]- Abd elkebir yamina, MÉMOIRE Présenté pour obtenir le diplôme de Magistère en hydraulique Thème : << Etude critique des méthodes de détermination du crues-cas bassin versant du Ksob>> , Université de mohamed boudiaf.

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, ANSYS.

Summary:

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, 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-انسيس.



sommaire