

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

**ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
- ABDELLAH ARBAOUI-**

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en hydraulique.

Spécialité : Conception et ouvrages hydrotechniques.

THEME :

**ETUDE DE L'EXPANSION DE LA CAPACITE D'UN
BARRAGE RESERVOIR PAR LA REALISATION
D'UN DEVERSOIR A HAUSSES FUSIBLES.
CAS DU BARRAGE DU GHRIB (W.AIN DEFLA)**

Présente Par

Melle Farah AZZI

DEVANT LES MEMBRES DU JURY :

M. A.HADJ SADOK
M. S.TOUMI
M. M.BOUZIANE
M. M.BOUKHELIFA
M. M.K.MIHOUBI

Maitre de Conférences (A)
Maitre de Conférences (B)
Maitre Assistant (A)
Maitre Assistant(A)
Professeur

Président
Examineur
Examineur
Examineur
Promoteur

Septembre 2016

Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail tous d'abord à mes très chers parents
pour leurs soutien et sacrifices dont je serai toujours reconnaissante.*

*A mes chers : frères Redouane et Amine, ma sœur Amel et belle-
sœur Sihem*

A mes neveux adorés Sérine ; Maria ; Imed et mehdi

Aux djeuns (cousins et cousines)

*A mes sœur de coeur Kahina et Sihem qui m'ont apportée le plus
grand soutien*

A mes copines Hadjer, Sarah, Asma.

A tous mes amis de l'ENSH

Et toute la famille.

Remercîments

Je tiens encore une fois à remercier mes chers parents pour leur aide, soutien, confiance, encouragement et j'en passe.

Mes remerciements s'adressent aussi à ma famille qui me soutient et m'encourage dans tous mes projets.

Je remercie également mon promoteur, Mr M.K. Mihoubi, pour sa disponibilité tout d'abord, ainsi que l'assistance et l'aide dont j'ai bénéficié et qui m'a été d'une grande utilité.

Je tiens à remercier particulièrement Mr Kouglouane Mourad et Ourari Faycel ingénieurs à l'ANBT pour leurs précieux conseils, encadrement et disponibilité.

Un remerciement à ma collègue Kambarek Hadjer pour sa collaboration et l'esprit d'équipe dont elle a fait preuve

Finalement je remercie toute ma famille, mes amis le corps pédagogique de l'ENSK et toute personne qui a contribué de près ou de loin au parachèvement de ce modeste travail.

ملخص:

إن الاهتمام بإمدادات المياه و تلبية احتياجات السكان أصبح مقلقا على نحو متزايد، خصوصا مع مشكلة التوحد المبكر التي تمس عددا كبيرا من السدود. الأمر الذي يؤدي إلى خسائر ملموسة في القدرة التخزينية مثل ما هو الأمر بسد الغريب بولاية عين الدفلى.

الزيادة في القدرة التخزينية للسد من خلال تركيب الروافع المنصهرة على المصب، يبدوا الحل الأمثل لاسترجاع نسبة من القدرة التخزينية من ناحية، و زيادة امن السد في حالة الفيضانات الاستثنائية من ناحية أخرى.

الكلمات المفتاحية سد، فيضانات، توحد، الروافع المنصهرة، تصفيح.

Résumé :

Le souci d'approvisionnement en eau, et la satisfaction des besoins de la population en eau deviennent de plus en plus préoccupants, notamment avec le problème d'envasement prématuré que connaît un grand nombre de barrages en exploitation. Ce qui induit une perte considérable de leurs capacités tel est l'exemple du barrage Ghrib de la Wilaya de Ain Defla.

L'expansion de la capacité d'un barrage avec l'installation des hausses fusibles sur le déversoir s'avère une meilleure solution qui d'une part, permet de regagner une partie de la capacité initiale de la retenue et d'autre part, d'augmenter la sécurité vis-à-vis des crues exceptionnelles ou catastrophiques.

Mots clés : Barrage, crue, envasement, hausses fusibles, laminage.

Abstract:

The water supply concerns and the needs of the population in water is becoming increasingly worrying, especially with the premature siltation problem that touches a large number of dams. This leads to a considerable loss of capacity that is the example of Ghrib dam of the Wilaya of Ain Defla. The expansion of the capacity of a dam with the installation of fusegates on the weir proves a better solution which on one hand, allows to regain some of the initial capacity of the reservoir and on the other hand, increases security at exceptional or catastrophic floods.

Key words : Dam, flooding, siltation, fusegate, rolling.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE I : SITUATION ET DESCRIPTION DU SITE.	1
INTRODUCTION.....	1
I.1. BASSIN VERSANT DU CHELIFF	1
I.1.1. Localisation et étendu de la zone d'étude	3
I.1.2. Géologie et géomorphologie	4
I.1.3. la faune et la flore.....	7
I.1.4. Etat d'érosion du bassin versant de Ghrib.....	8
I.2. LE BARRAGE GHRIB	8
I.2.1. Fiche technique	8
I.2.2. Aperçu historique	9
I.2.3. Description du barrage	10
I.2.4. L'aménagement du site	21
I.2.5. Destination du barrage.	22
CONCLUSION	22
CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE.	23
INTRODUCTION.....	23
II.1. BASSIN VERSANT.....	23
II.2. CARACTERISTIQUES GEO MORPHOLOGIQUE DU BASSIN VERSANT.....	23
II.2.1. Caractéristiques géographiques du bassin versant.	23
II.2.2. Caractéristiques hydro morphologiques du bassin versant.....	28
II.2.3. Paramètres du relief	29
II.3. CARACTERISTIQUES HYDROGRAPHIQUES DU BASSIN VERSANT	36
II.3.1. Le chevelu hydrographique.....	36
II.3.2. Densité de drainage.....	36
II.3.3. Le coefficient de torrentialité Ct	36
II.3.4. Temps de concentration	37
II.3.5. Vitesse de ruissellement.....	37
II.4. CARACTERISTIQUES CLIMATIQUES	39
II.4.1. La température de l'air.....	39
II.4.2. Vitesse du vent.....	40
II.4.3. La grêle	41

II.4.4. La gelée blanche	41
II.4.5. L'humidité.....	41
II.4.6. Le Sirocco	42
II.4.7. La pluviométrie	42
II.5. ETUDES DES APPORTS	53
II.5.1. Apport liquide	53
II.5.2. Apports fréquents.....	59
II.5.3. Transport solide	62
II.6. ETUDE DES CRUES.....	64
II.6.1. Détermination des débits maximaux fréquents par les formules empiriques	64
II.6.2. Construction de l'hydrogramme de crues probables par la méthode de Sokolovsky	68
II.6.3. Choix de la crue de projet	72
II.7. REGULARISATION DE L'ECOULEMENT	73
II.7.1. Courbes caractéristiques de la retenue	74
II.7.2. Détermination des besoins	75
II.7.3. Calcul du volume utile	77
II.7.4. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	79
II.7.5. Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)	79
II.8. LAMINAGE DES CRUES	82
II.8.1. Méthode de Kotcherine.....	83
CONCLUSION	87
CHAPITRE III: PRINCIPE DE CONCEPTION ET DE DIMENSIONNEMENT D'UNE HAUSSE FUSIBLE.	89
INTRODUCTION.....	89
III.1. LES HAUSSES FUSIBLES : TYPES, CARACTERISTIQUES	89
III.1.1. La hausse	90
III.1.2. Le puits d'alimentation.....	94
III.1.3. Le lest	96
III.1.4. La chambre de mise en pression.....	96
III.2. DESCRIPTION DU PROCEDE	97
III.3. STABILITE: Critères de calcul.....	99
III.3.1. Calculs de stabilité.....	99
III.3.2. Choix de la sous-pression pour le basculement dans des conditions normales.....	106
III.3.3. Courbes de stabilité caractéristique	107

III.3.4. Paramètres de réglage	109
III.4. SECURITE : Condition Normales Et Dégradées.....	110
III.4.1. Sécurité à l'aval.	110
III.4.2. Risque de chute de hausse sans déversement	111
III.4.3. Comparaison des hydrogrammes de crues	112
III.4.4. Entraînement de hausses.....	112
III.5. FACTEURS EXTERIEURS SPECIFIQUES A CHAQUE OUVRAGE	112
III.5.1. Chocs	113
III.5.2. Vagues	113
III.5.3. Corps flottants.....	114
III.5.4. Sismicité	114
III.5.5. Glace	117
III.5.6. Type de barrage	117
III.5.7. Conditions topographiques particulières	118
III.6. METHODE DE DIMENSIONNEMENT	118
III.6.1. Performances hydrauliques des hausses fusibles.....	118
III.6.2. Augmentation de la capacité d'un barrage existant.....	119
III.6.3. Amélioration de la sécurité d'un barrage existant	120
III.6.4. Amélioration de la performance d'un barrage excréteur	120
III.6.5. Optimisation de l'évacuateur de crues pour un barrage neuf	121
CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT D'UNE HAUSSE FUSIBLE POUR L'ECRETEMENT DES CRUES DU GHRIB.	123
INTRODUCTION.....	123
IV.1. DONNEES DE BASE	123
IV.1.1. Le barrage	124
IV.1.2. La retenue.....	124
IV.1.3. Evacuateur de crue	126
IV.2. DIMENSIONNEMENT DES HAUSSES FUSIBLES	127
IV.2.1. Type de hausses fusibles	127
IV.2.2. Dimensions des hausses	129
IV.3. CALCUL DE STABILITE	132
IV.3.1. Stabilité au renversement	132
IV.3.2. Stabilité au glissement.....	141

IV.4. DESCRIPTION DE L'INSTALLATION	142
IV.4.1. Equipement du système.....	142
IV.4.2. Côtes de basculement	143
IV.5. LAMINAGE DE CRUE PAR LA METHODE PAS A PAS	144
IV.5.1. Laminage du seuil libre (avant la surélévation)	144
IV.5.2. Laminage du seuil labyrinthe	146
CONCLUSION	148
CHAPITRE V : ORGANISATION DES TRAVAUX DE CHANTIER.	149
INTRODUCTION.....	149
V.1. RÔLES ET RESPONSABILITES DES INTERVENANTS SUR CHANTIER	149
V.1.1. Le maître de l'ouvrage.....	149
V.1.2. Le maître d'œuvre.....	150
V.1.3. L'entrepreneur	150
V.2. INSTALLATIONS DU CHANTIER.....	150
V.2.1. Installations destinées au personnel.....	150
V.2.2. Installations destinées au stockage des matériaux	150
V.2.3. Installations destinées à la réparation des engins	151
V.2.4. Installations pour la préfabrication	151
V.3. ORDRE D'EXECUTION DU PROJET	151
V.4. PLANIFICATION.....	151
V.4.1. Définition.....	151
V.4.2. Techniques de la planification	152
V.4.3. Etapes de la planification.....	153
V.4.4. Symboles des différentes opérations.	155
V.4.5. Détermination du chemin critique	157
CONCLUSION	157
CONCLUSION GENERALE	155
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	Error! Bookmark not defined.
Annexes	159

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1 Surfaces par tranche d'altitudes.

Tableau II.2 Les différentes pentes du bassin versant de l'Oued Cheliff-Ghrib.

Tableau II.3 Classification O.R.S.T.O.M (type de relief).

Tableau II.4 Caractéristiques géométriques et hydromorphométriques du bassin versant.

Tableau II.5 Température de l'air de la station d'EL-Khemis.

Tableau II.6 Les fréquences de la grêle pour une période de deux ans (90/91).

Tableau II.7 Les fréquences de la gelée blanche (sur une période de deux ans).

Tableau II.8 Les fréquences d'humidité.

Tableau II.9 Les fréquences de Sirocco.

Tableau II.10 Coordonnées et code de la station du Ghrib (ANRH).

Tableau II.11 Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations.

Tableau II.12 Pluies mensuelles et moyennes annuelles.

Tableau II.13 Pluies maximales journalières.

Tableau II.14 Résultats de l'ajustement par la loi Gumbel.

Tableau II.15 Résultats de l'ajustement par la loi Log-normal.

Tableau II.16 Pluies de courtes durées (mm).

Tableau II.17 Intensité des pluies de courtes durées (mm).

Tableau II.18 Récapitulatif des apports.

Tableau II.19 Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen.

Tableau II.20 Récapitulatif des valeurs du coefficient C_v .

Tableau II.21 Apports fréquents.

Tableau II.24 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.

Tableau II.18 Débits maximum des crues de différentes périodes de retour (Mallet-Gauthier)

Tableau II.19 Débits maximum des crues de différentes périodes de retour (Possenti).

Tableau II.20 Débits maximum des crues de différentes périodes de retour (Turraza).

Tableau II.21 Débits maximums des crues de différentes périodes de retour (Sokolovsky).

Tableau II.22 Débits maximums des crues de différentes périodes de retour (Giandotti).

Tableau II.23 Récapitulatif des débits maximaux de crue.

Tableau II.24 Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue γ .

Tableau II.25 Hydrogrammes de crues.

Tableau II.26 Crue de projet recommandée.

Tableau II.27 Caractéristique topographiques de la retenue.

Tableau II.27 Les besoins mensuels.

Tableau II.28 Calcul du volume utile de la retenue.

Tableau II.29 Résultats de calcul de régularisation sans pertes.

Tableau II.30 Evaporation mensuelle.

Tableau II.31 Valeur du coefficient.

Tableau II.32 Les volumes des pertes dans la retenue.

Tableau II.33 Résultats de calcul du volume utile et régularisation avec pertes.

Tableau II.34 Données de départ.

Tableau II.35 Détermination du débit en fonction de Hd et b.

Tableau III.1 La marge de basculement selon le rapport largeur sur hauteur.
(Benlachtar,2009).

Tableau III.2 Rapport dérasement/ lame déversante maximale en fonction du type de hausse.

Tableau IV.1 Comparatif des volumes à la côte niveau normal de la retenue

(Hydrodragage-C.T.Système, 2004)

Tableau IV.2 Comparaison des surfaces à la côte niveau normal de la retenue

(Hydrodragage-C.T.Système, 2004)

Tableau IV.3 Récapitulatif de l'équipement du seuil .

Tableau IV.4 Séquences de basculement des hausses fusibles du seuil du barrage Ghrib.

Tableau IV.5 Calcul du débit sortant.

Tableau V.1 Symboles des opérations.

LISTE DES FIGURES

- Figure I.1** Représentation du bassin versant du Chélif à l'amont du Ghrib (Thevenin, 1940).
- Figure I.2** La localisation géographique de barrage Ghrib (Direction du Barrage Ghrib, 2014).
- Figure I.3** Coupe géologique type sur le site du barrage (Direction du barrage Ghrib, 2014).
- Figure I.4** Schéma représentatif des différentes couches géologiques du site (ISL, 2005).
- Figure I.5** Coupe du masque du parement amont (Thevenin, 1940).
- Figure I.6** Aperçu sur la partie aval du canal de fuite (Thevenin, 1940).
- Figure I.7** Déversement de l'évacuateur de crue (Azzi, 2016).
- Figure I.8** Photo prise du pont liant les deux rives (Azzi, 2016).
- Figure I.9** Photo de la tour de prise du barrage de Ghrib prise de la digue (Azzi, 2016).
- Figure I.10** La conduite forcée du barrage du Ghrib (ANBT, 2003).
- Figure I.11** Vu extérieure de l'usine électrique (Azzi, 2016).
- Figure I.12** Parement aval du barrage du Ghrib (Azzi, 2016).
- Figure II.1** Localisation du sous bassin versant d'Oued Cheliff-Ghrib .
- Figure II.2** Réseau hydrographique du bassin versant.
- Figure II.3** Plan altimétrique du bassin versant.
- Figure II.4** Carte d'altitude du bassin de l'Oued Cheliff-Ghrib (Mokhtari, 2009).
- Figure II.5** La courbe hypsométrique du bassin versant de l'Oued Cheliff-Ghrib.
- Figure II.6** Courbe de répartition des pentes du bassin de l'Oued Cheliff-Ghrib.
- Figure II.7** Ajustement à la loi de Gumbel (Maximum de vraisemblance).
- Figure II.8** Ajustement à la loi Log-normal (Maximum de vraisemblance).
- Figure II.9** Comparaison entre les deux graphiques d'ajustement.
- Figure II. 10** Courbes des pluies de courte durée.
- Figure II.11** Courbes des intensités de courte durée (IDF).

Figure II.12 Histogramme des répartitions mensuelles de l'apport moyen.

Figure II.13 Histogramme des répartitions mensuelles de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.

Figure II.14 Hydrogrammes de crues probables.

Figure II.15 Hydrogramme de la crue de projet.

Figure II.16 Courbe capacité-hauteur-surface.

Figure II.17 Laminage de crue de projet par la méthode de Kotcherine.

Figure III.1 vue amont d'une hausse labyrinthe (Lacroix et Spinazzola, 2009).

Figure III.2 Vue aval d'une hausse labyrinthe (Hydroplus, 2006).

Figure III.3 Hausse labyrinthe à faible lame déversante (Benouniche, 2006).

Figure III.4 Hausse labyrinthe à lame déversante modérée (Benouniche, 2006).

Figure III.5 Hausse labyrinthe à forte lame déversante (Benouniche, 2006).

Figure III.6 Hausses à crêtes rectiligne, exemple du barrage Beni Amrane, Algérie (Hydroplus, 2003).

Figure III.7 Hausses rabattables (Hydroplus, 2006).

Figure III.8 Puits d'alimentation en acier du barrage Ghrib, Algérie (Azzi, 2016).

Figure III.9 Puits d'alimentation regroupés dans des chambres aménagées dans les bajoyers, exemple du barrage Terminus, USA (Hydroplus, 2004).

Figure III.10 Puits commun entre plusieurs hausses, exemple du barrage Chopadvav, Inde (Hydroplus, 1998).

Figure III.11 Vue d'en bas d'une hausse labyrinthe (The British Dam Society, 1996).

Figure III.12 Procédé de déversement (Hydroplus, 2003).

Figure III.13 Système de forces agissant sur une hausse labyrinthe (Benlachtar, 2009).

Figure III.14 Représentation des différents débits transitant par la chambre de mise en pression.

Figure III.15 Courbe de stabilité caractéristique pour un fonctionnement normal (Benlachtar,2009).

Figure III.16 Courbe de stabilité caractéristiques pour la côte de sécurité (Benlachtar,2009).

Figure III.17 Courbe de stabilité caractéristique lors d'un dysfonctionnement (Benlachtar,2009).

Figure III.18 Capture des corps flottants avec une drome (Booms, 2015).

Figure III.19 Variation du coefficient de débit en fonction du rapport h/H pour les trois types de hausse labyrinthe (Ghernouti,2009).

Figure IV.1 Reduction de la capacité de la retenue du Ghrib en fonction des années (Hydroplus, 2004).

Figure IV.2 Vue de profil d'une hausse fusible.

Figure IV.3 Vue de haut d'une hausse fusible.

Figure IV.4 Courbe du débit d'évacuation.

Figure V.1 Schéma du réseau à nœud des différentes opérations.

LISTE DES PLANCHES

Planche-1- Plan d'aménagement du site barrage Ghrib (W.Ain Defla).

Planche-2- Coupe transversale de la digue du barrage Ghrib.

Planche -3- Profil et coupe de l'évacuateur du barrage Ghrib.

Planche -4- Coupe des éléments de la surélévation du barrage Ghrib.

Planche -5- Détails des hausses fusibles du barrage Ghrib.

Planche -6- Calcul de stabilité d'une hausse fusible.

Planche -7- Chemin critique et planning d'exécution des travaux Gantt.

Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE

L'eau est un élément indispensable à la vie, d'où l'importance de la gérer et de la préserver de la manière la plus méticuleuse possible.

Dans l'intérêt majeur de répondre et satisfaire les besoins en eau, et faire face à la demande qui ne cesse d'accroître, tenant compte des variations saisonnières et des irrégularités climatiques des pluies, les actions anthropiques entravent la bonne gestion et la meilleure exploitation des ressources de surface. La construction des barrages-réservoirs est un des moyens les plus efficaces qui permettent de mobiliser de l'eau en période d'excès et de restituer en période de déficit hydrique.

Le barrage-réservoir est réalisé pour stocker un volume d'eau précis pour une période précise dite la période de service. Mais face au phénomène d'envasement et d'alluvionnement des réservoirs et auquel est exposé l'ouvrage entraîne une réduction de la capacité de mobilisation de la ressource ainsi qu'atténuation considérable de la durée de service de l'ouvrage.

En effet, en Algérie, les conséquences de l'érosion hydrique sont considérables et parfois spectaculaires, particulièrement dans les régions montagneuses à réseau d'écoulement dense, menaçant d'un envasement précoce des barrages en exploitation. À nos jours, l'alluvionnement et l'érosion des bassins font partie des processus d'études les plus complexes sur le plan mécanique, combinés aux facteurs naturels et anthropiques. La genèse des dépôts de sédiments et de l'érosion des sols restent difficilement maîtrisables par l'effet de son évolution aussi bien dans l'espace que dans le temps.

Selon certains spécialistes, l'érosion spécifique moyenne annuelle varie entre 2000 et 4000 t/km², de ce fait l'Algérie se classe parmi les pays les plus érodables au monde (Demmak, 1982).

Confronter au problème de la perte de capacité de stockage, il existe plusieurs solutions techniques curatives dont la faisabilité dépend de plusieurs paramètres. On peut citer le dragage, qui dépend du volume d'eau disponible dans la cuvette, mais cette solution est très peu utilisée en raison de la perte d'eau durant la réalisation de l'opération de dragage et de son coût onéreux. Cependant depuis plus d'une quinzaine d'année une seconde solution s'avère

possible, elle consiste à permettre le déplacement du niveau du seuil déversant par la mise en place d'un système de rehaussement, appelé hausse fusible sans que cela n'affecte la sécurité de l'évacuation des crues ni remette en cause la stabilité du barrage et de l'évacuateur de crue.

Dans cette optique, notre travail consiste à étudier la possibilité de réalisation de hausses fusibles auto stable pour une expansion de la capacité de stockage d'un réservoir. Pour cela, nous allons passer en revue l'ensemble des volets d'étude du barrage afin de pouvoir procéder au dimensionnement des éléments du système correspondant à une variante optimale sur le plan économique.

Chapitre 1 :



Situation et description du site d'étude

CHAPITRE I : SITUATION ET DESCRIPTION DU SITE.

INTRODUCTION

Le barrage de Ghrib, sur l'Oued Chélif est l'ouvrage de base de l'aménagement de la vallée du Chélif. Construit en amont des trois périmètres, il permet de fournir de l'eau indifféremment à chacun des trois périmètres : haut Chélif, moyen Chélif et bas Chélif c'est donc lui qui a été construit en premier.

I.1. BASSIN VERSANT DU CHELIFF

Le bassin versant du Cheliff au droite du Ghrib est immense puisqu'il n'a pas moins de 23.300 km², soit presque la superficie de la Belgique.

Il n'est nullement homogène et comprend deux zones bien différentes :

- 1) Une partie Tellienne de 2.800 km² entre le barrage Ghrib et Boughzoul. Cette région au relief accentué bénéficie d'une bonne pluviométrie comprise entre 350 m/m à Boghari et 600 m/m à Ben-Chico. Le pourcentage de forêts y est assez élevé.
- 2) Une partie, la plus vaste, qui appartient aux Hauts Plateaux Algériens de 20.500 km². Cette région très plate est soumise à un climat sec, voire même subdésertique et reçoit des quantités d'eau beaucoup plus limitées, 450 m/m à Sersou, 300 m/m à Reibell, 200m/m à Ain oussera. A l'exception des crêtes de l'Ouarsenis et du Djebel Boumedad, le bassin versant est absolument dénudé ou couvert d'une végétation steppique.

CHAPITRE I : Situation et description du site.

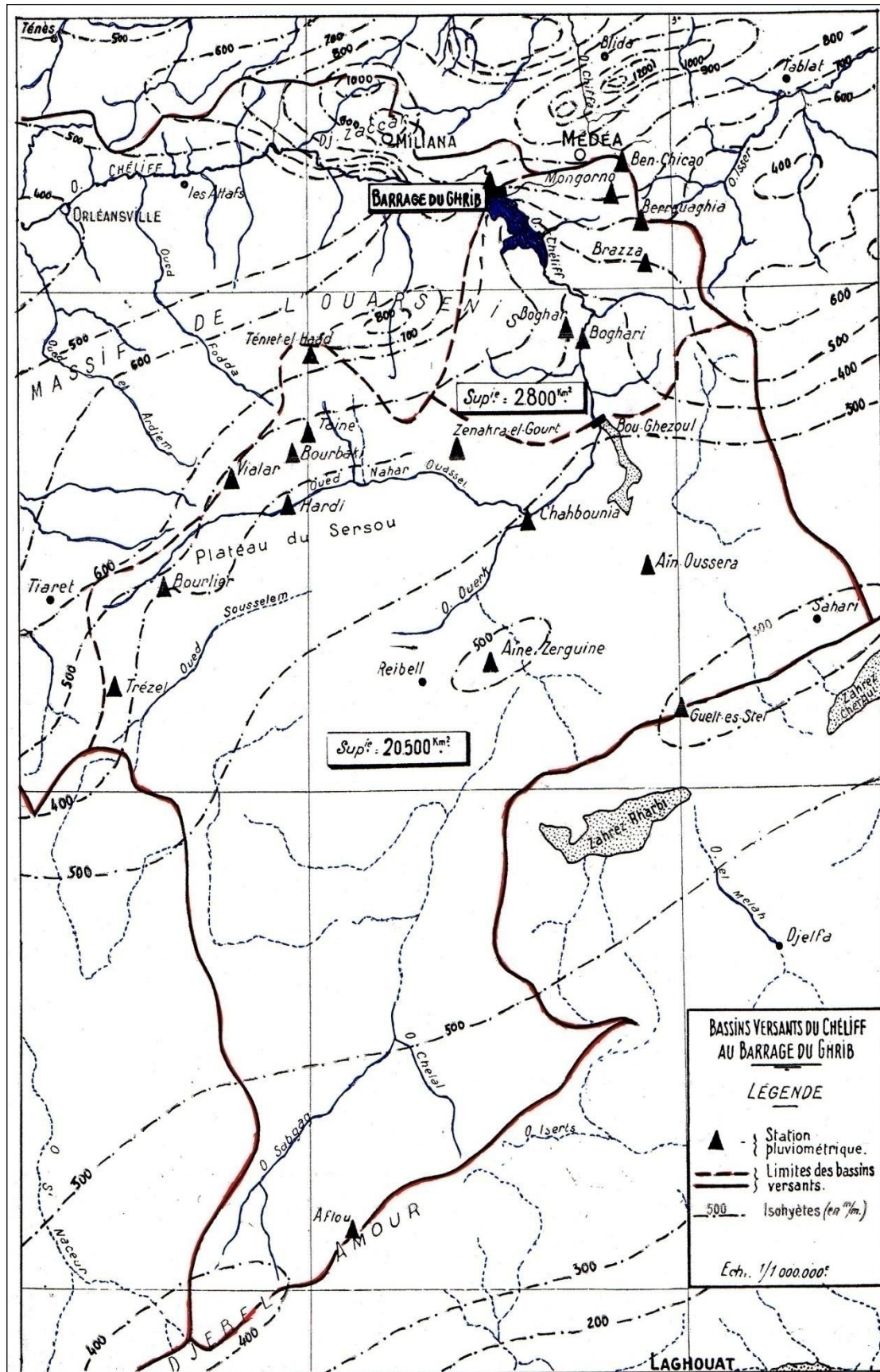


Figure I.1 Représentation du bassin versant du Chelif à l'amont du barrage (Thevenin, 1940).

CHAPITRE I : Situation et description du site.

I.1.1. Localisation et étendu de la zone d'étude

Le barrage de Ghrib est situé dans la vallée du Cheliff à 07 km en amont du centre d'Oued Cheurfa, à 45 km de Khemis meliana, à 30 km au sud-ouest de Médéa et à 150 km à l'ouest d'Alger.

En amont du Ghrib, le Cheliff est régularisé par le barrage Boughzoul qui est situé à 20 km au sud de Boughari et à 110 km du Ghrib, avec une longitude de 02°35'1400'' E et une latitude de 36°07'5290''N (ANRH, 2016).

Le barrage GHRIB est situé à une longitude de 02°35'14 00'' E et à une latitude de 36°07'52 90'' N (ANRH, 2016).

Il à été construit en 1928 en bordure Nord de la chaîne Tellienne, au point où l'oued Cheliff quitte son orientation Sud-Nord pour prendre la direction Ouest.

Le site de barrage est repéré par les coordonnées Lambert suivantes :

X= 487.25 Km ; Y=318.4 Km ; Z=450 Km.

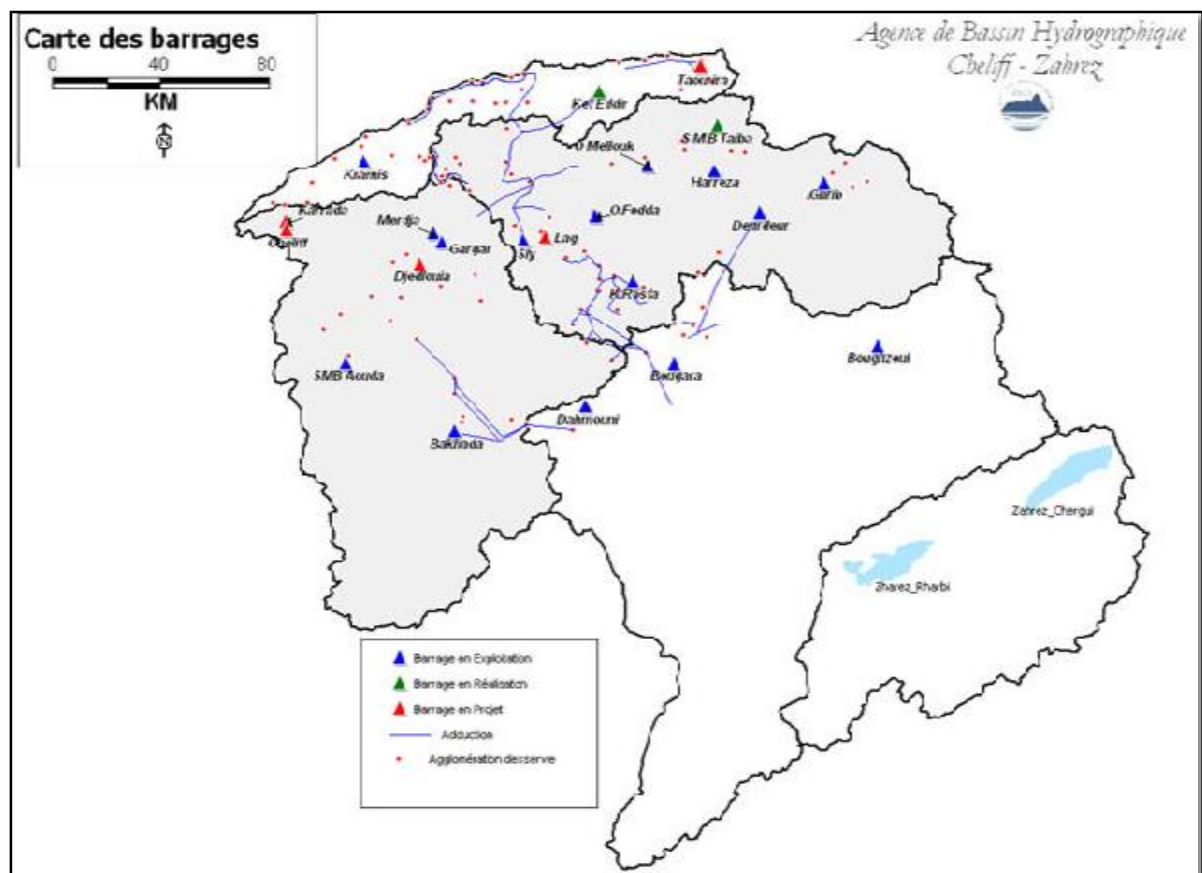


Figure I.2 La localisation géographique de barrage Ghrib (Agence nationale des barrages et transferts, 2014).

CHAPITRE I : Situation et description du site.

I.1.2. Géologie et géomorphologie

Le bassin de GHRIB se trouve situé dans une région de terrains d'âge Helvétien, constitués par une alternance de grès et de marnes, comme est montré sur la figure ci-après :

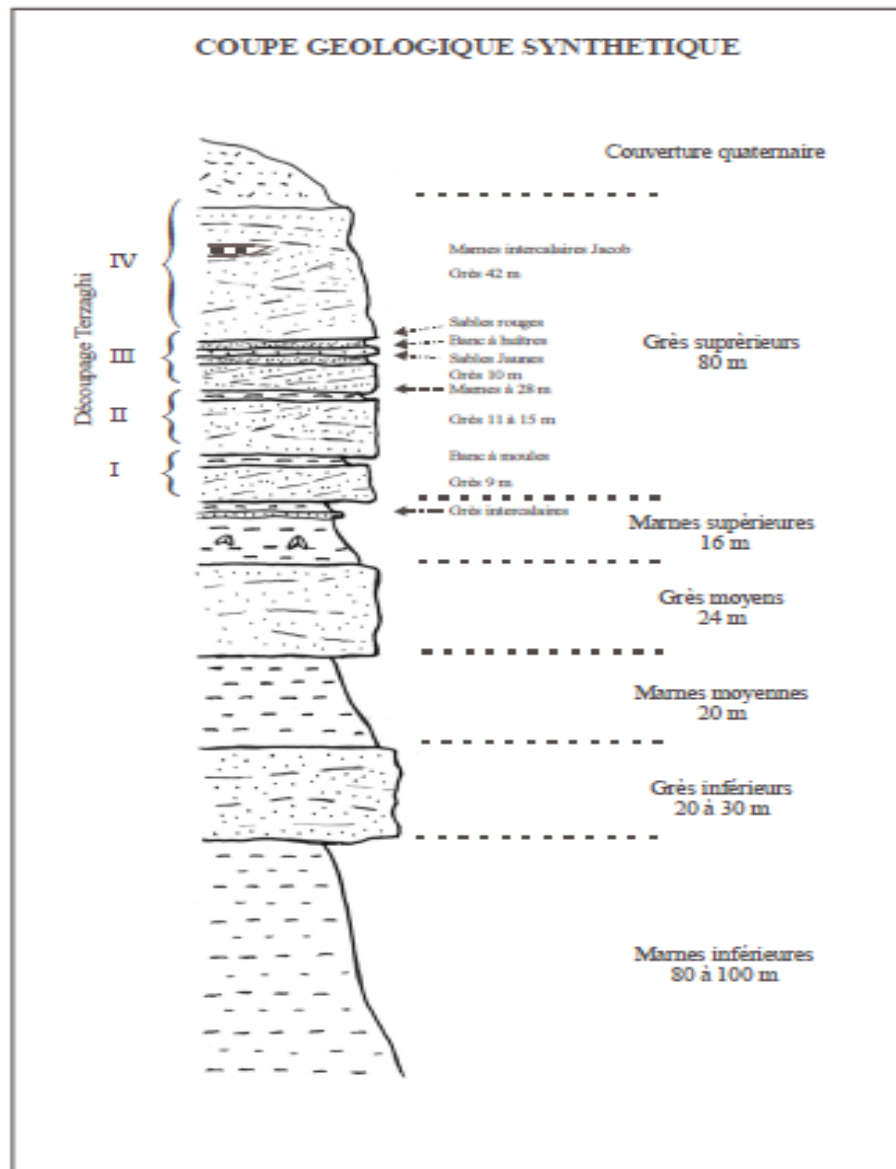


Figure I.3 Coupe géologique type sur le site du barrage (ISL, Bureau d'ingénieur conseil, 2005).

L'alternance des bancs principaux est parfaitement visible. Les intercalations de très faible épaisseur n'y sont pas figurées car elles sont trop nombreuses, de dimensions limitées et

CHAPITRE I : Situation et description du site.

d'épaisseur variables.

« L'étanchéité du réservoir aux abords du barrage est assurée par la marne supérieure, le grès moyen qui a été cimenté sur une grande surface et la marne inférieure dont l'épaisseur est assez importante. Quant à la cuvette, elle comporte une prédominance de marnes et de schistes, donc de roches imperméables » (Cheylan,1952).

Les deux catégories de terrains qui intéressent le barrage présentent de graves inconvénients, de plus les différences de caractéristiques physiques et mécaniques de ces sols devraient créer beaucoup de difficultés. Il est, en effet, pas évident d'assoir un ouvrage sur une fondation hétérogènes, car on risque des ruptures aux points de passages.

a- Les marnes supérieures dites de 16 m :

Les marnes ont une fraction argileuse très importante, elles sont imperméable, compacte, dure, mais compressible sous l'effet de charges élevées qu'elles ont à supporter puisque leur résistance à l'écrasement ne dépasse pas les 7 kg/cm² suivant les essais de laboratoire.

De plus elles semblent avoir une tendance à la dispersion une fois qu'elles sont immergées.

La présence de gypse s'est confirmé dans les carottes de 7 forage sur 10,(ANBT).

Ce dernier, se présente sous forme de petits remplissages d'ouverture de 1 cm d'épaisseur et de plusieurs décimètres d'extension dans le grand axe de la carotte.

Un niveau de grès intercalaire y est observé épaisseur inférieure à 1m.

Les marnes supérieures affleurent bien en rive gauche environ 1 km en amont du site, elles se présentent de façon régulièrement litées gris bleutées, mais on n'y a pas décelé de trace de gypse.

Ceci dit, les analyses chimiques dans les piézomètres ont indiquées une croissance de la teneur en sulfate de la rive gauche (13.6 mg/l) vers la rive droite (23.7 mg/l), il semble bien y avoir un enrichissement en gypse de la rive gauche vers la rive droite.

CHAPITRE I : Situation et description du site.

b- Les grès supérieurs :

Les grès sont particulièrement incompressibles malgré leur manque d'homogénéité, leur résistance à l'écrasement atteignant 180 kg/cm^2 pour certains bancs. L'ensemble des grès est constitué par 4 sous ensembles :

- Le sous ensemble de base n° I fait 10m d'épaisseur, il repose sur les marnes supérieures et est limité vers le haut par le banc de marnes à moule d'épaisseur métrique.
- Le sous ensemble de base n° II fait environ 15m d'épaisseur, il repose sur le banc des marnes à moules et est limité vers le haut par le banc de marne dite de 28m (cette appellation est dite car ils sont placés à 28 m au dessus des marnes supérieurs de 1 à 2 m d'épaisseur.
- Le sous ensemble de base n° III fait de 10 à 12m d'épaisseur, il repose sur le banc de marnes à 28 m et se termine au niveau du banc à huitres (1 à 2 m d'épaisseur) .
- Le sous ensemble IV est constitué par les grès sus jacents dont l'épaisseur serait d'au moins 48m.

Les grandes couches I, II, III, IV sont subdivisées en bancs inter-stratifiés d'épaisseur moyenne de 1 m environ. Ils ont une géométrie discontinue, fragmentés par des failles et des diaclases qui sont des cheminements possibles pour l'eau sous pression. En général, ces fissures sont remplies de dépôt limoneux.

Les bancs inter-stratifiés sont formés par des sables presque pulvérulents ou aggloméré par un ciment peu consistant et sont sensibles à toutes les formes d'érosion, y compris l'érosion éolienne.

Enfin ces terrains sont dangereux par les possibilités de mouvements de masse qu'ils présentent en raison des intercalations marneuses qui les feuilletent et qui peuvent constituer des plans de glissement.



CHAPITRE I : Situation et description du site.

chênes verts, accompagnés de rares chênes-liège.

- Sur les marnes cénomaniennes, formant la dépression de Berrouaghia, se cultivent des vignes et un peu de céréales.
- Sur les séries marneuses du Sénonien poussent, là où elle n'a pas été détruite par les chèvres et les moutons ou par le feu pendant la guerre, une maigre forêt de pins.
- Les pins d'Alep et les genévriers couvrent la majeure partie de la zone crétacée.

b- faune :

Le bassin versant est caractérisé par une grande diversité animale, on distingue différentes espèces telles que : Serpent, Canard colvert, Corbeaux, Moineau, Busard des roseaux, Balbuzard, grèbe huppé, grèbe castagneux, cormoran, hérisson, Grand héron cendré, Goéland, Foulquemacroule, Grand aigrette, Poule d'eau, Canard souchet, Lézard..

Dans le site du barrage ; on y trouve des : Carpes, Barbeau, Sandre, Carrasa, Labreme.

I.1.4. Etat d'érosion du bassin versant de Ghrib

Le problème d'envasement dans le barrage du Ghrib est fort préoccupant, puisque le taux d'envasement atteint les 3.20 hm³/an (ANBT). Ce qui a causé une perte de capacité de l'ordre de 164.7 hm³ en une période de 64 ans (1939-2004), soit plus de la moitié de la capacité initiale.

Cette perte de capacité nous a poussé à réfléchir sérieusement à l'avenir du barrage et ainsi prévoir des solutions possibles, qui nous permettent de regagner une partie de son volume initiale et ceci de la manière la plus sûre possible.

I.2. LE BARRAGE GHRIB

I.2.1. Fiche technique

- Année de construction : 1927.
- Année de mise en eau : 1939.
- Caractéristiques hydrologiques :

CHAPITRE I : Situation et description du site.

- Oued : Cheliff.
 - Capacité initiale : 280 hm³.
 - Capacité dernière levé (2004) : 115.30 hm³.
 - Capacité après surélévation : 185,32 hm³.
 - Apport moyen annuel : 148,50 hm³/an.
 - Envasement : 3.20 hm³/an.
 - Surface du bassin versant : 23300 km².
- Caractéristiques du barrage :
 - Type : Enrochement avec masque amont.
 - Hauteur : 105 m.
 - Longueur : 270 m.
 - Côte de retenue normale (R.N) : 427,50 m.
 - Côte plus hautes eaux (P.H.E) : 430,50 m.
 - Déversoir Hausses fusibles : 45000 m³/s.
 - Vidange de fond : 100 m³/s.

I.2.2.Aperçu historique

Le Barrage du GHRIB est sans doute le plus connu et le plus visité des grands réservoirs que l'Algérie a construits. Cette faveur est due pour une bonne part à sa proximité d'ALGER, aux facilités d'accès, au charme indescriptible du site, mais sur tout pour les difficultés de toutes sortes rencontrées pendant sa construction.

Ces difficultés étaient de deux ordres :

- 1) Le choix de fondation, car si la topographie de la zone était bonne, la géologie quant à elle était médiocre.
- 2) L'ouvrage étant le premier de ce type en ALGERIE, il y'avait un grand degré d'incertitude.

Ceci dit, on pourrait se poser la question pourquoi à t'on tout de même réalisé l'ouvrage a cet emplacement ?

La réponse est que l'Algérie est relativement pauvre en possibilités de réservoirs vraiment

CHAPITRE I : Situation et description du site.

intéressants du point de vue la topographique et la géologique, il convient d'ajouter la nécessité d'avoir des terres irrigables à l'aval, une capacité à l'amont et un débit suffisant dans l'Oued.

On constate que ces exigences sont rarement satisfaites toutes ensembles dans ce pays, car l'Afrique du Nord est formée de terrains relativement jeunes qui offrent des assises trop souvent incertaines aux grands ouvrages.

Cependant la construction d'un grand barrage sur le Haut-Chéliff s'imposer pour d'une part irriguer la magnifique plaine qui s'étend sur 37.000 hectares entre LAVIGERIE (Djendel) et CARNOT (El Abadia), et d'autre part la production de 10 MKWH d'électricité annuellement. Tout bien considéré, c'est l'emplacement du GHRIB qui réunit le plus grand nombre d'avantages, puisqu'à la faveur d'un resserrement de la vallée en aval d'une magnifique cuvette, il est possible d'accumuler un volume considérable avec un ouvrage de hauteur modérée.

I.2.3. Description du barrage

a. Le barrage proprement dit

Le Barrage du GHRIB est un barrage en enrochements, sous forme d'un énorme remblai de 70 mètres de hauteurs fait de blocs posés les uns sur les autres sans aucune liaison entre eux. Ce type d'ouvrage était imposé par la géologie qui ne permettait pas la construction d'un mur rigide, tel qu'un barrage poids.

Les matériaux utilisés pour la construction de l'enrochement sont des blocs d'un beau calcaire bleu veiné de calcite. Ils proviennent d'une carrière, située dans une vallée adjacente, qui a été reliée au chantier par une voie de service de 75m.

Cette carrière a permis d'extraire le million de mètres cubes de pierre nécessaire à la construction du massif et à la confection des agrégats pour les bétons. L'enrochement représente, à lui seul, un volume de 700.000 m³. La dimension des blocs n'était limitée que par les possibilités de transport du matériel roulant qui ne permettait pas de porter plus de 16 tonnes par véhicules.

Ils ont été posés à la grue, avec beaucoup de soin, les vides étant soigneusement remplis par des blocs de plus faible poids et des petites pierres, de façon à constituer un ensemble aussi plein que possible.

L'enrochement, qui n'a pas moins de 150 m de largeur à la base, est posé, par l'intermédiaire d'une dalle de répartition en béton armé de 0.50m d'épaisseur, sur le terrain en

CHAPITRE I : Situation et description du site.

place décapé de ses alluvions et qui se trouve être de la marne supérieure ou marne 16 mètre. Afin d'éviter un glissement sur la surface marneuse, la dalle est encastrée dans les grès du pourtour et ancrée dans la marne par des pieux en béton armé directement coulés dans des trous forés à l'avance. Il n'y a pas de filtre sous les enrochements ainsi qu'il en existe dans des cas analogues.

Le barrage est buté à l'amont et à l'aval contre deux murs parfoilles profondément ancrés dans le sol, le mur amont se prolonge sur les deux rives par des murs d'ancrage latéraux qui présente une fondation en escalier.

Le mur amont constitue un barrage déjà important. Avec sa profondeur de 40m et épaisseur de 12m, il est calculé de manière que sa stabilité sous charge d'eau soit assurée sans tenir compte de la poussée des enrochements, en raison des conditions très défavorables du terrain.

Ce mur est parcouru dans toute sa longueur par une galerie de grande dimension qui permet la circulation dans l'ouvrage. Une autre galerie, destinée au drainage, se trouve dans un plan inférieur.

Le mur aval est beaucoup moins important. Comme le mur amont, il a servi de batardeau pendant la construction des parties basses de l'ouvrage.

Le barrage présente un fruit aval régulier de 5/4 coupé par une risberme de circulation au tiers de la hauteur et un fruit amont décroissant de la crête au pied variant de 0.71 à 1,1, ce qui lui donne une forme légèrement concave.

La compressibilité de la fondation s'est traduite par un enrochement du massif. Il a eu comme répercussions sur les parements amont et aval des déplacements de l'ordre de 3 décimètres, comme prévu dans l'étude préalable de la fondation qui concluait, en effet, à un tassement total d'une quarantaine de centimètre en 100ans.

- Travaux d'injection et de drainage :

- Injection :

Le remplissage des fissures est obtenu au moyen d'injections à haute pression(jusqu'à 50 kgs/cm²) de ciment et divers produits chimiques qui se combinent dans le sol pour produire des gels colloïdaux susceptible de cheminer très loin jusque dans les espaces d'ordre capillaire.

Les injections sont faites par le moyen de forages verticaux ou obliques qui traversent

CHAPITRE I : Situation et description du site.

les diverses couches à traiter. Au barrage GHRIB, ces forages étaient disposés en 2 lignes parallèles à deux mètres l'une de l'autre, et leur distance sur une ligne ne dépassait pas 2.5 m dans les zones particulièrement fracturées.

Ils ont été exécutés au marteau à air comprimé ou à la sondeuse rotative. Certains d'entre eux ont été poussés à la profondeur de 100m.

Les résultats d'injection étaient excellents, puisqu'il a réduit de 95% à 99% de perméabilité dans la zone traitée par rapport aux terrains vierges avoisinants.

➤ Drainage :

Le drainage est réalisé par une grille de drainage qui a pour but de collecter, toutes venues d'eau qui parviennent à se frayer un chemin au travers de la zone traitée. Cette grille est constituée par une série de drains qui débouchent dans des galeries visitables.

Les drains sont des tubes d'acier au cuivre percés de fentes entourés d'une gaine de gravier dont la granulométrie a été étudiée pour que les éléments de grès ne puissent être entraînés par l'eau.

En plus de cette grille de drainage, il existe au barrage d'autres galeries qui ont pour but d'assainir complètement les abords de l'ouvrage et qui constituent un extraordinaire réseau souterrain de 3 km de longueur.

Le dispositif de drainage est contrôlé par un véritable rideau de piézomètres qui donne la charge de l'eau en aval des drains. Le débit des galeries et des drains, ainsi que le niveau de l'eau dans les piézomètres sont mesurés régulièrement pour détecter la moindre anomalie dans l'état hydrostatique du barrage et de ses abords.

- **Le masque étanche :**

Il est indispensable de revêtir le parement amont des barrages de ce type d'un masque susceptible d'assurer l'étanchéité que ne possède pas normalement le massif formé d'éléments discontinus.

Le masque doit suivre sans se fissurer, les déformations de la surface qu'il recouvre, ce qui conduit à la réalisation de rideaux articulés ou à l'emploi d'un matériau plastique.

CHAPITRE I : Situation et description du site.

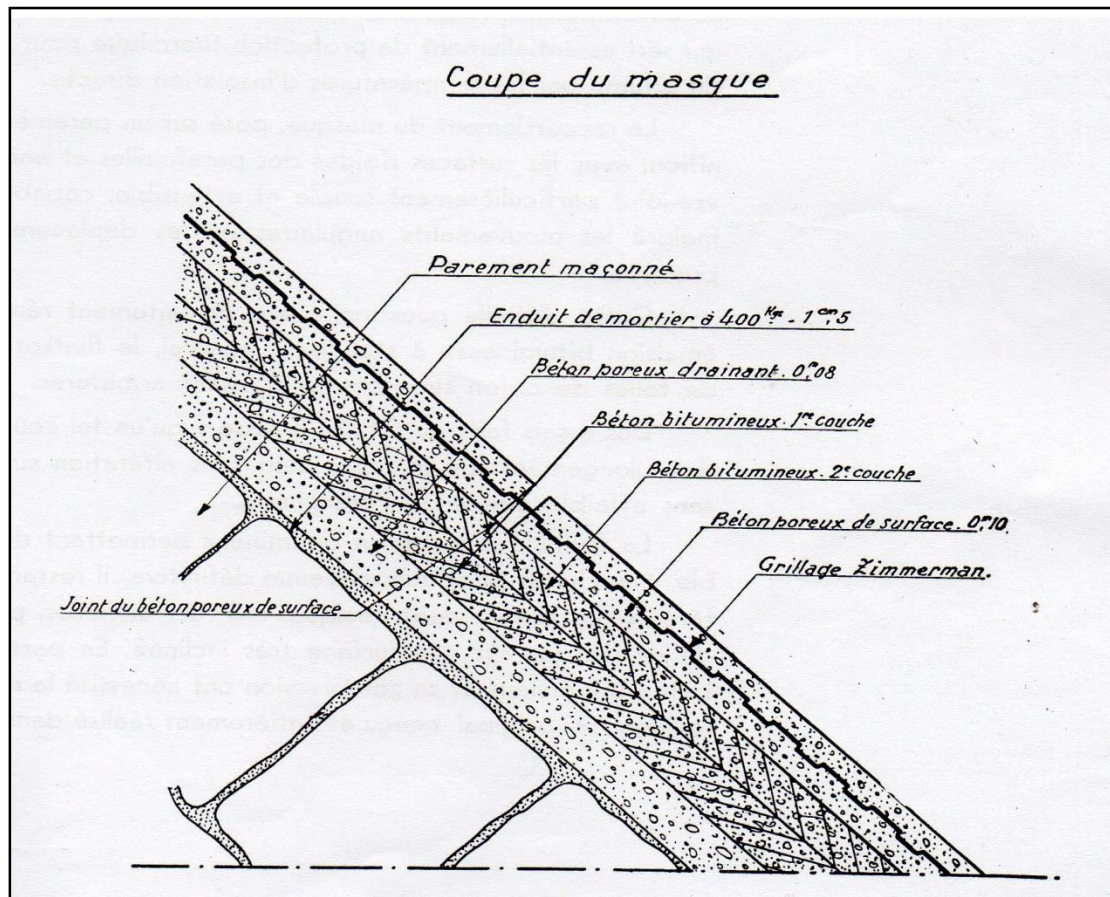


Figure I .5 Coupe du masque du parement amont (Thevenin, 1940).

Habituellement, pour faciliter l'établissement du masque on procède à une première mise en eau du réservoir avec un masque provisoire, de façon à provoquer la plus grande partie des tassements du massif.

Ceci n'étant pas possible au Ghrib, étant donnée l'incertitude quant au temps de remplissage, on est donc venu à la conception du masque formé d'un matériau plastique qui est le béton bitumineux, posé de façon définitive avant tout remplissage.

Ce tapis est en réalité constitué par deux couches successives de 6 centimètre d'épaisseur chacune, qui furent répandues à chaud.

Le béton bitumineux est appliqué sur une couche générale de béton poreux, elle-même collée au parement maçonné du barrage, qui rend possible un bon accrochage au tapis et forme drain pour éviter toute possibilité de sous-pression.

D'autre part, le tapis est recouvert extérieurement d'une autre couche de béton poreux, suspendue à la tête du barrage par une armature d'acier, et qui sert essentiellement de protection

CHAPITRE I : Situation et description du site.

thermique pour éviter le ramollissement du bitume par les températures d'insolation directe.

Le raccordement du masque, posé sur un parement déformable, avec les surfaces rigides des parafeuilles et ancrages, exigeait un couvre-joint particulièrement souple et extensible, capable d'assurer l'étanchéité malgré les déplacements susceptibles de se produire. D'où l'intérêt de l'emploi d'une émulsion bitumineuse à stabilisant minéral, le flintkote, qui enrobe une série de toiles de coton superposées formant des armatures.

Suite à des essais faits au Ghrib, il ressort qu'un tel couvre-joint peut supporter des allongements de 80% sans altération superficielle apparente et sans affaiblissement de l'étanchéité.

b. Le déversoir

Le déversoir a un développement de 170 mètres. Il comporte un seuil déversant en profil Creager, qui donne un bon module de débit. Le convergent d'entrée du canal de fuite est en forme de développée de la courbe de déversement. Ce tracé uniformise le trajet des filets liquides et permet un écoulement exempt de tourbillons malgré des vitesses très importantes pour les gros débits. A ce convergent succède un canal de fuite de 750 mètres de longueur.

Le tracé de ce canal, s'est trouvé conditionné par la topographie. Le canal de fuite est coupé en 4 chutes, 3 barrages voûtes et un barrage droit, avec chambre d'amortissement aval. Cette disposition, soigneusement étudiée, a pour but de détruire entièrement la force vive de l'eau avant de restituer au Chéiff le débit des crues.



Figure I.6 Aperçu sur la partie aval du canal de fuite (Azzi, 2016).



Figure I.7 Déversement de l'évacuateur de crue (anonyme, 2012).

Le déversoir, qui atteint en certains points soixante mètres de largeur au plafond et une profondeur moyenne de quinze mètres, est entièrement construit en béton et béton armé. Le radier, de quarante centimètres d'épaisseur, est renforcé de poutres encastrées dans le terrain.

Les bajoyers, également armés, n'ont que trente centimètres d'épaisseur, mais ils sont raidis à la partie supérieure par une poutre de grande rigidité qui permet également la circulation sur la crête de l'ouvrage.

Le déversoir a coûté le quart des dépenses totales, pourcentage inhabituel pour un évacuateur de crues, justifier par son l'importance qui permet d'évacuer des crues de 4.000 mètre cubes par seconde.

Le canal de fuite est franchi par un pont en béton armé qui assure la communication entre les deux rives du Chélif.



Figure I.8 Photo prise du pont liant les deux rives (Azzi, 2016).

c. Les ouvrages accessoires

Si ces ouvrages sont accessoires par leur volume ou la dépense qu'ils représentent, ils sont pourtant essentiels pour le fonctionnement du barrage.

Ils comprennent, tout d'abord, les dispositifs de prise d'eau et de vidange qui se trouvent groupés dans une tour de diamètre 4.25 m, construite dans la réserve même au droit du mur de pied amont. Cette tour comporte 3 étages de vannes (une vanne de fond, qui est une vanne wagon, pour les chasses de vidange, et deux vannes cylindriques, situées respectivement à 14 et 28 m au-dessus du thalweg, pour le prélèvement des débits d'irrigation. Ces dispositions ont été prises en prévision d'un envasement progressif de la retenue.

Elle est équipée d'une cabine située au-dessus du plan d'eau maximum reliée à la rive par une passerelle métallique.

CHAPITRE I : Situation et description du site.



Figure I.9 Photo de la tour de prise du barrage du Ghrib prise depuis la digue (Azzi,2016).

Une conduite forcée en acier, de 2.50 m de diamètre intérieur, prend naissance au fond de la tour et emprunt, pour la traversée du barrage, une ancienne galerie de dérivation située sur la rive gauche.



Figure I.10 La conduite forcée du barrage du Ghrib (ANBT,2003).

La conduite forcée permet d'écouler un débit de $100 \text{ m}^3/\text{s}$ à pleine ouverture des vannes amont et aval.

Pendant la durée des travaux, le débit de l'oued était dérivé dans 3 galeries de grande section, capables chacune d'écouler un débit de $500 \text{ m}^3/\text{s}$, soit $1500 \text{ m}^3/\text{s}$ au total. Deux de ces galeries sont maintenant obturées à leurs extrémités et la troisième sert de passage à la conduite forcée et d'accès à l'intérieur du barrage.

Il existe au Ghrib, une galerie supplémentaire située, à mi-hauteur de l'ouvrage. Le but de cette galerie était double :

- En premier lieu servir de déversoir pendant la première phase de mise en eau de la réserve. Les craintes qu'on pouvait avoir sur la tenue des terrains étaient telles, qu'il avait été décidé de ne les soumettre, pendant plusieurs années, qu'à une charge ne dépassant pas la moitié de la charge normale.
- Maintenant que le lac est plein, cette galerie est un ouvrage de sécurité qui permet de vider

CHAPITRE I : Situation et description du site.

à raison de 500 m³/s, en cas de besoin, la tranche supérieure du réservoir qui représente, à elle seule, les $\frac{3}{4}$ de la capacité totale de la cuvette.

d. L'usine électrique

L'usine est située au pied du barrage sur une plateforme qui domine d'une dizaine de mètres le lit de la rivière.

La salle des machines, le poste de transformation et la tour de départ des lignes occupent des bâtiments contigus qui constituent un ensemble particulièrement architectural.

Cette centrale hydroélectrique permettait une production annuelle de 10 millions de KWH qui représentait une économie de près de 10000 tonnes de charbon, soit environ le tiers de la production mensuelle des charbonnages du Sud Oranais.

De nos jours, cette usine est mise hors service.



Figure I.11 Vu extérieure de l'usine électrique (Azzi, 2016).

CHAPITRE I : Situation et description du site.

I.2.4. L'aménagement du site

Actuellement, les ingénieurs essayent de réaliser des ensembles aussi agréables d'apparence que le permettent les contingences techniques de construction et d'utilisation, qui sont évidemment primordiales, mais qui ne sauraient exclure un effort toujours possible vers le beau.

Au barrage du Ghrib cette préoccupation s'est traduite, par une véritable recherche dans l'exécution des détails et dans l'aménagement des abords.

C'est ainsi que es blocs du parement aval ont été soigneusement sélectionnés au cours de la construction du corps du barrage. Grâce à la diversité des formes et des couleurs, ce parement se présente comme une gigantesque mosaïque d'un bel effet décoratif.



Figure I.12 Parement aval du barrage du Ghrib (Azzi, 2016).

CHAPITRE I : Situation et description du site.

Le parapet du couronnement, massif comme il convient pour le colosse qu'est le barrage, est lui-même taillé dans des blocs de même nature.

On ne pouvait projeter sur cet ensemble de pierre brute un bâtiment traité dans le style industriel. L'usine électrique, dont la carcasse est en béton armé, a donc été entièrement habillée d'une maçonnerie faite du même calcaire.

D'autre part, tous les espaces libres au alentour du barrage ont été plantés d'arbres d'espèces variées adaptées aux diverses conditions du milieu, tel qu'on trouve les pins d'Alep et cyprès sur les pentes gréseuses et dans les terres légères, oliviers dans les sols plus profonds, eucalyptus et peupliers blancs dans les fonds humides.

Enfin, le lac a été peuplé de poissons qui n'existaient pas à l'état spontané dans ces eaux. Les carpes se multiplient de façon très vigoureuse. La truite arc-en-ciel, produite dans une station d'alevinage situés à l'intérieur du barrage, a été introduite en 1938 et il a été possible de pêcher, dans le lac, des salmonidés de plus de cinq kilogrammes.

I.2.5. Destination du barrage.

- Alimentation en eau potable des villes Médéa, Berrouaghua, et Oued chorfa :
Dotation annuelle en 2007 : 7.0 hm³/an.
- Irrigation du périmètre Haut Chélif :
Dotation annuelle pour la campagne d'irrigation en 2007 : 22.0 hm³/an.
- Transfert vers la retenue de Bouroumi pour le renforcement de l'AEP d'Alger :
150 000 m³/jour.

CONCLUSION

Le barrage Ghrib, l'un des plus anciens et plus grands barrages de l'Algérie, il est caractérisé par une structure différente des , vu les exigences géologiques de la zone. De ce fait, le barrage est considéré comme une richesse naturelle importante.

Chapitre 2 :



Etude hydrologique

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE.

INTRODUCTION

L'étude hydrologique révèle une importance considérable pour ce qui est de la réalisation d'un ouvrage hydrotechnique. Le but est de déterminer les principales caractéristiques du bassin, les données du milieu physique dont nous disposons, et mettre en évidence les paramètres hydrologiques de l'oued tels que les débits des crues, les apports du bassin versant, qui constituent des paramètres importants pour la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrotechniques.

II.1. BASSIN VERSANT

Le bassin versant est défini comme la totalité d'une surface topographique drainée par un cours d'eau et ses affluents en amont de celle-ci, tous les écoulements prenant naissance à l'intérieur de cette surface doivent traverser la section droite considérée pour poursuivre leur trajet vers l'aval.

Chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage des eaux.

II.2. CARACTERISTIQUES GEO MORPHOLOGIQUE DU BASSIN VERSANT

Le bassin versant de l'oued Cheliff-Ghrib est de forme allongée dans l'axe du cours d'eau principal. L'oued est un affluent de l'oued Cheliff. L'exutoire se trouve à environ 20 km au Sud-ouest de la wilaya de Médéa.

II.2.1. Caractéristiques géographiques du bassin versant.

Le bassin versant de l'oued Cheliff-Ghrib fait partie du bassin de l'oued Cheliff (figure II.1). Il se situe à 100 km au Sud-ouest d'Alger, entre 2°25' et 3°45' de longitude Est et entre 35°45' et 36°00' de latitude Nord. D'une altitude moyenne de 895 mètres, il draine une superficie de 1378,67 km². L'oued Cheliff-Ghrib parcourt une distance de 79,9 km

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

suivant une orientation Sud-est à l'Ouest du bassin versant, le relief atteint une altitude de 1500 mètres, tandis que le point le plus bas est à l'exutoire avec une altitude de 400 mètres.

 Les données utilisées :

Pour cette étude un seul type de données sera utilisé, il s'agit de données cartographiques (carte d'état-major). Etant donnée l'étendu et la superficie du bassin versant, sept feuilles sont requises à échelle 1/50.000, pour couvrir tout le bassin versant de l'Oued Cheliff-Ghrib. Il s'agit de :

- La carte de Djendel est NJ-31-III-7.1985.
- La carte de Berouaghia Ouest NJ-31-III-8.1987.
- La carte de Berouaghia Est NJ-31-III-8.1987.
- La carte de Beni slimane Est NJ-31-IV-7.1987.
- La carte de Ksar El Boukhari Ouest NI-31-XXI-2.1991.
- La carte de Ksr El Boukhari Est NI-31-XXI-2.1991.
- La carte de Chellalat el Oudaoura Ouest NI-31-XXII-1.1991.

Compte tenu des problèmes rencontrés quant à l'acquisition de ces cartes, le travail a été réalisé sur une carte d'état-major de la wilaya de Blida à échelle 1/200000.

L'acquisition des données se fera par numérisation de la carte citée, qui nécessite un traitement pour la réalisation des différentes couches d'information sous un format numérique via un logiciel de système d'informations géographique (SIG).

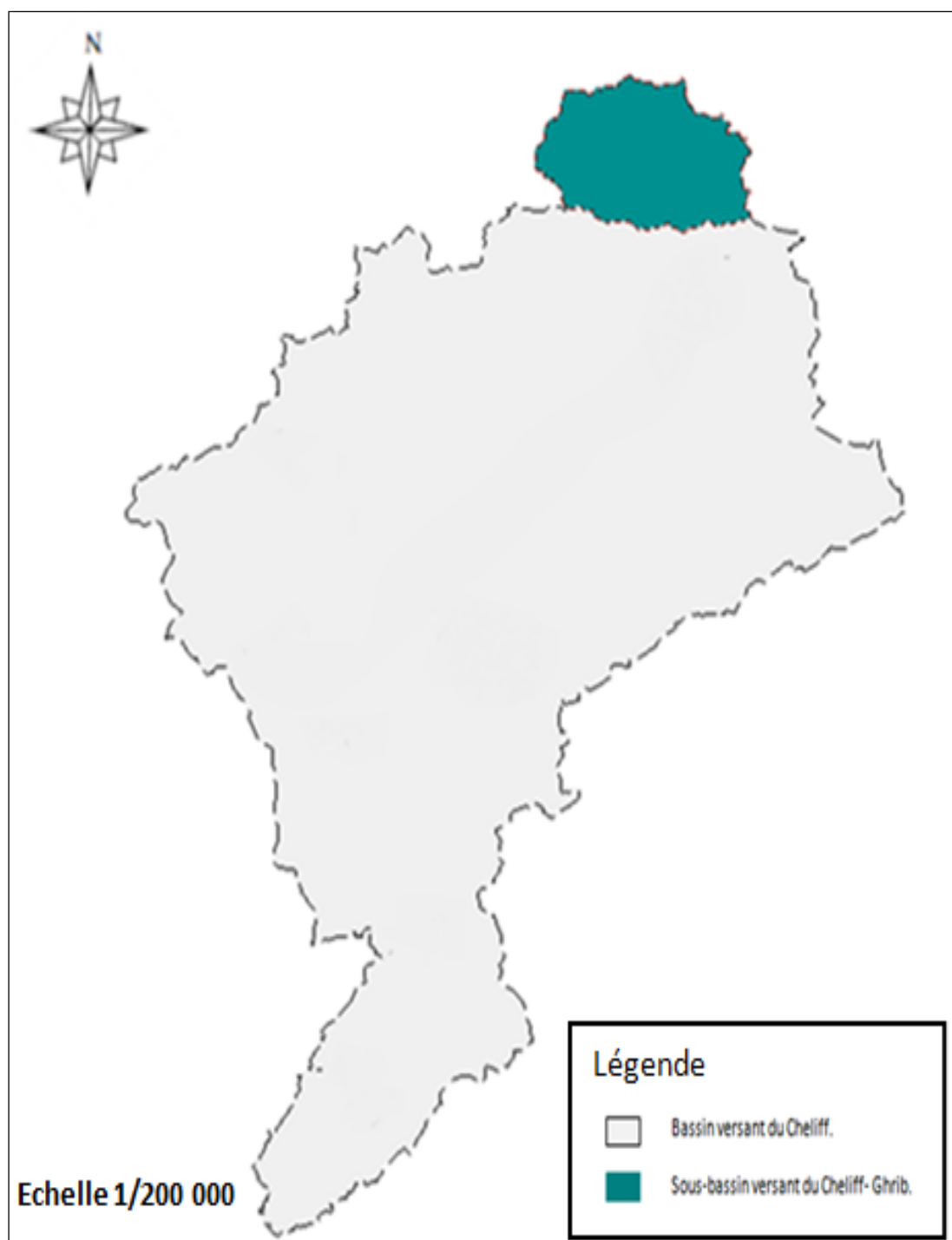


Figure II.1 Localisation du sous bassin versant d'Oued Cheliff-Ghrib .

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

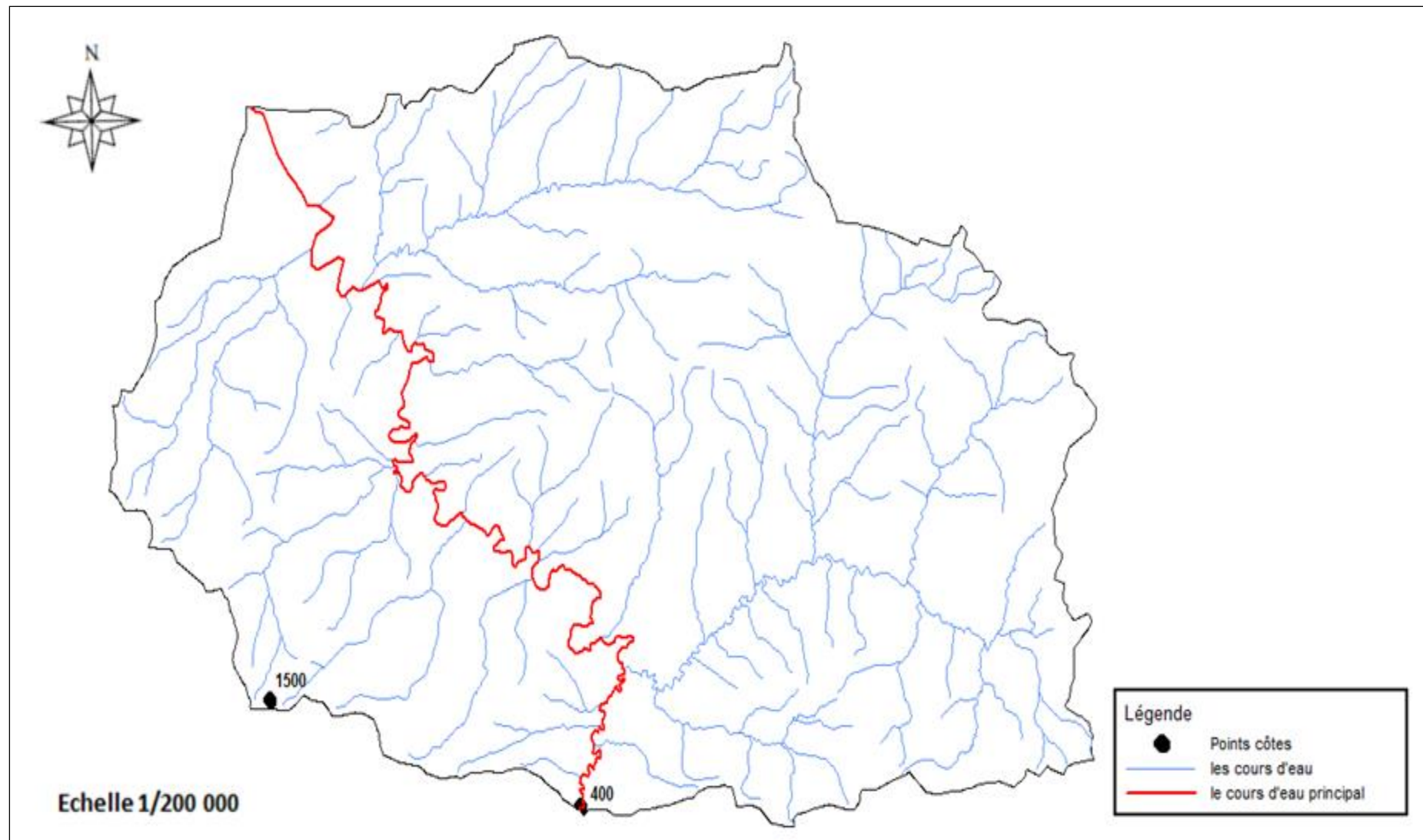


Figure II.2 Réseau hydrographique du bassin versant.

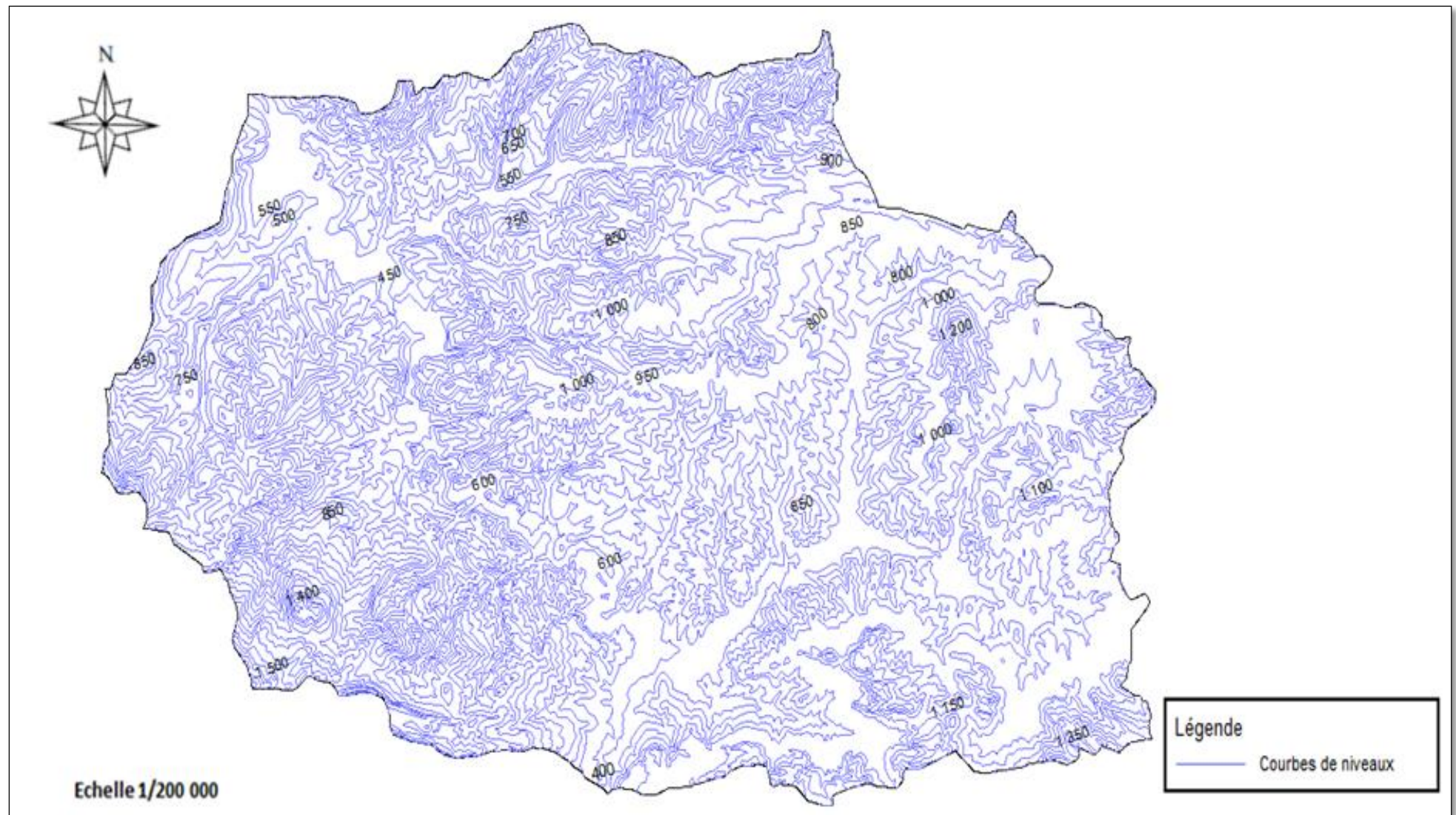


Figure II.3 Plan altimétrique du bassin versant.

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

II.2.2. Caractéristiques hydro morphologiques du bassin versant

Chaque bassin versant est caractérisé par son type d'écoulement et son temps de réponse, qui est différent selon la forme du bassin en question. Cette dernière influe directement sur ces deux critères.

a. Indice de compacité de Gravellius « Kc »

Plus connu sous le nom de l'indice de forme, cet indice nous donne une information sur la forme du bassin versant étudié.

Défini par la relation suivante :

$$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (II.1)$$

Avec :

P : Périmètre du bassin en Km.

S : Surface du bassin en Km².

Si, Kc tend vers 1 : le bassin est de forme ramassée ;

Si, Kc > 1 : le bassin est de forme allongée.

b. Coefficient d'allongement

Il est donné par la relation suivante :

$$C_a = \frac{L^2}{S} \dots\dots\dots (II.2)$$

Avec :

L : Longueur du cours du talweg principal.

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

c. Elancement R_e

C'est le rayon de circulation entre la superficie du bassin versant et cercle dont la circonférence est égale au périmètre du bassin, soit :

$$R_e = \frac{4.\pi.S}{P^2} \dots\dots\dots (.1)$$

Sa valeur est de 1 pour un bassin circulaire et de 0.78 pour un bassin carré.

d. Rectangle équivalent

C'est la transformation du bassin versant en un rectangle de dimension $L \times l$ de même surface.

Ces dimensions sont données par les relations suivantes :

- Longueur :

$$L = \frac{K_c \sqrt{S}}{1.128} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (.2)$$

- Largeur :

$$L = \frac{K_c \sqrt{S}}{1.128} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (.3)$$

II.2.3. Paramètres du relief

Le relief détermine l'aptitude du terrain vis-à-vis du ruissellement, infiltration et évaporation, il joue également un rôle sur le régime d'écoulement ainsi que le temps de concentration, tel qu'une pente élevée implique un écoulement rapide et donc un temps plus court.

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

II.2.3.1. Courbe hypsométrique

La variation d'altitude à l'intérieur d'un bassin ainsi que l'altitude moyenne sont des données essentielles aux études de la température et des précipitations (Liamas, 1992).

La courbe hypsométrique, nous donne l'élévation d'un bassin à partir de laquelle on pourra déterminer les caractéristiques du relief, à savoir :

- L'altitude maximale (H_{max}).
- L'altitude minimale (H_{min}).
- L'altitude médiane ($H_{50\%}$) correspondante à 50% de la surface.
- L'altitude moyenne (H_{moy}) .
- L'altitude correspondante à 5% de la surface ($H_{5\%}$) .
- L'altitude correspondante à 95% de la surface ($H_{95\%}$).
- La dénivelée $D = (H_{5\%} - H_{95\%})$.

Pour estimer ces paramètres on doit présenter la répartition hypsométrique après planimétrie des aires partielles comprises entre les courbes de niveaux maitresses et les différentes côtes.

Etant donnée l'échelle à la quelle était réalisée la délimitation du bassin versant ainsi que la représentation du plan altimétrique ; le résultat obtenue est peu adéquats pour nous permettre de bien visualiser la répartition des surfaces partielles dans le bassin versant et dans le but de mieux les mettre en évidence, on va se servir de la figure II.4 ci-dessous.

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

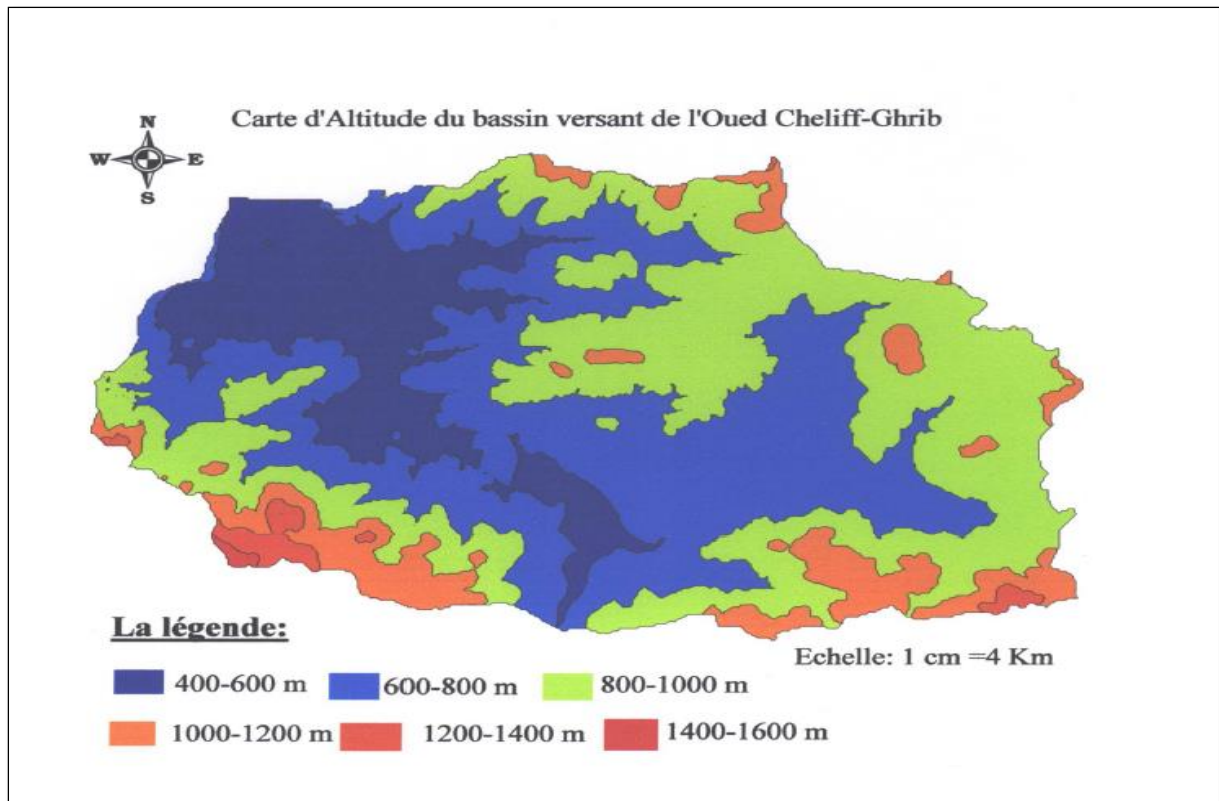


Figure II.4 Carte d'altitude du bassin de l'Oued Cheliff-Ghrib (Mokhtari, 2009).

Le tableau suivant expose les résultats des mesures effectuées de la répartition des surfaces en fonction des côtes.

Tableau II.1 Surfaces par tranche d'altitudes.

Tranches	Altitudes (m)	Surface (km ²)	Surface (%)	Surface cumulé (%)
1	1600-1400	02,5	0,18	0,18
2	1400-1200	20,5	1,49	1,67
3	1200-1000	134,5	9,53	11,2
4	1000-800	503,5	36,53	47,73
5	800-600	498,13	36,13	83,86
6	600-400	219,5	15,92	100
Total	/	1378,63	100	/

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

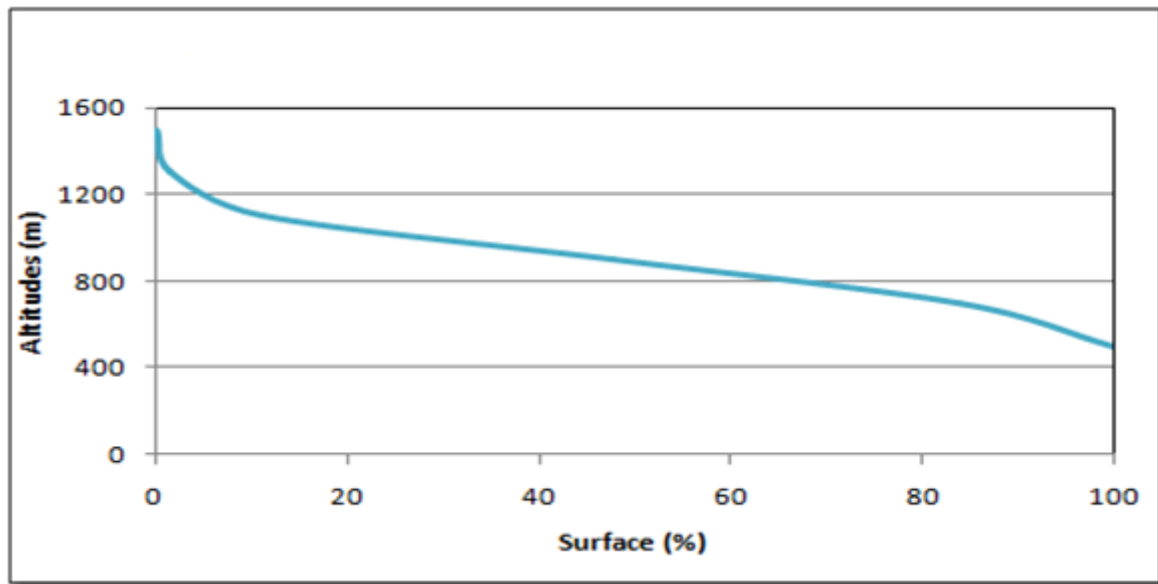


Figure II.5 Courbe hypsométrique du bassin versant de l'Oued Cheliff-Ghrib.

II.2.3.2 Pentés du bassin versant

Les grandes pentes sont constatées sur les formations montagneuses du bassin. Les faibles pentes sont constatées à l'aval du bassin.

Tableau II.2 Les différentes pentes du bassin versant de l'Oued Cheliff-Ghrib.

Tranches	Pentes (°)	Surfaces (km ²)	Surfaces (%)	Surfaces cumulées (%)
1	0-5	721	52,30	52,30
2	5-10	466,5	33,84	86,14
3	10-15	176,03	12,78	98,92
4	15-20	11,5	0,83	99,75
5	20-25	2,5	0,18	99,93
6	25-30	0,6	0,04	99,97
7	>30	0,5	0,03	100

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

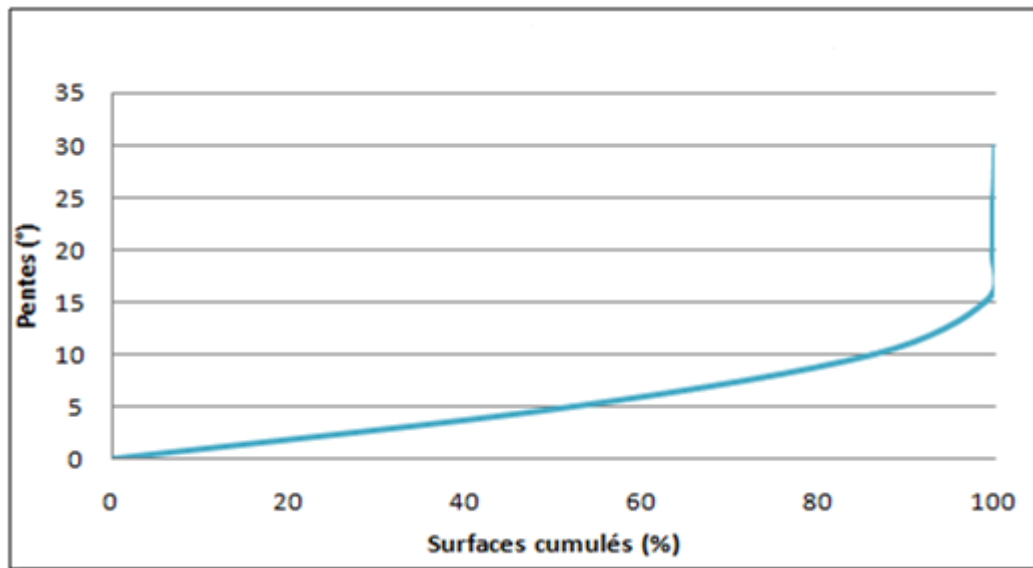


Figure II.6 Courbe de répartition des pentes du bassin de l'Oued Cheliff-Ghrib.

La courbe ci-dessus, montre qu'il y'a prédominance de pentes faibles sur le bassin de Cheliff-Ghrib. En effet plus de 52% du bassin ont une pente inférieure à 5° et plus de 85% du bassin ont une pente inférieure à 10°. Cela signifie que les pentes ont un rôle important dans le transport solide du bassin.

II.2.3.3. Altitude moyenne du bassin versant

$$H_{moy} = \sum_{i=1}^n \frac{S_i H_i}{S} \dots\dots\dots(.4)$$

Avec :

H_{moy} : Altitude moyenne du bassin (m).

S_i : Surface comprise entre deux courbes de niveau successives (i et i+1) (Km²).

h_i : Altitude entre ces deux courbes de niveaux (m).

S : Surface totale du bassin versant (Km²).

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

II.2.3.4. Pente moyenne du bassin versant

$$I_m = \frac{H(0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)}{S} \dots\dots\dots(.5)$$

Avec :

I_m : Pente moyenne du bassin en (%).

H : Hauteur entre deux courbes de niveaux consécutives (m).

L_i : Longueur de la courbe de niveau en (Km).

S : Superficie du bassin versant (Km²).

II.2.3.5. Indices de pente

Déterminés à partir de la croissance des courbes hypsométriques, ils permettent la classification des bassins.

a. Indice de pente globale I_g (%)

Il permet la classification de bassins versant, il est déterminé par la relation suivante :

$$I_g = \frac{D}{L} \dots\dots\dots(.6)$$

Avec :

D : Dénivelée (m). ; L : Longueur du rectangle équivalent en (Km).

b. Indice de pente moyenne I_{pm}

L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur de rectangle équivalent.

$$I_{pm} = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \dots\dots\dots(.7)$$

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

Avec :

L : Longueur du rectangle équivalent.

a- Indice de pente de Roche I_p

Il permet de déterminer la pente moyenne avec les données réelles du bassin versant, donné par la relation suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_{i=1}^N \sqrt{B_i(a_i - a_{i-1})} \dots\dots\dots(.8)$$

Avec :

I_p : Indice de pente de roche (%).

B_i : Fraction de surface comprise entre l'altitude de courbe de niveau du bassin (a_i , a_{i-1}) (m).

L : Longueur du rectangle équivalent (Km).

a_i , a_{i-1} : Côtes de lignes de niveaux du bassin (m).

II.2.3.6. Dénivelée spécifique

Elle nous permet de classer le type de relief (faible ou fort) selon la classification de l'Office de la Recherche Scientifique et Technique Outre-Mer (ORSTOM).

Elle est donnée par la formule suivante :

$$D_s = I_g \sqrt{S} \dots\dots\dots(.9)$$

Tableau II.3 Classification O.R.S.T.O.M (type de relief).

Relief		Ds (m)
1	Très faible	<10
2	Faible	25
3	Assez faible	50
4	Modéré	100
5	Assez fort	250
6	Fort	500
7	Très fort	>500

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

II.3. CARACTERISTIQUES HYDROGRAPHIQUES DU BASSIN VERSANT

II.3.1. Le chevelu hydrographique

Pour le calcul de la densité de drainage, il faut commencer par classer les cours d'eau, ils existent plusieurs classifications, la plus utilisée est celle de Schum.

Dans cette classification, on dit qu'un tronçon de rivière est d'ordre $x+1$ s'il est formé par la réunion de deux cours d'eau d'ordre x .

II.3.2. Densité de drainage

C'est le rapport de la longueur totale des talwegs à la surface du bassin versant, elle est exprimée en Km/Km².

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n l_i}{S} \dots\dots\dots(.10)$$

Avec :

$\sum_{i=1}^n l_i$: La somme des longueurs des talwegs.

S : Surface du bassin versant (Km²).

II.3.3. Le coefficient de torrentialité C_t

$$C_t = F_t \times D_d \dots\dots\dots(.11)$$

Avec :

F_t : Fréquence des talwegs élémentaires.

$$F_t = \frac{N}{S} \dots\dots\dots(.12)$$

N : Nombre des talwegs d'ordre 1.

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

II.3.4. Temps de concentration

C'est le temps que met une goutte de pluie la plus éloignée pour arriver à l'exutoire.

Il est calculé par la relation suivante :

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L}{0,8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (.13)$$

Avec :

L : Longueur du talweg principal.

II.3.5. Vitesse de ruissellement

Cette vitesse est donnée par la formule :

$$V_R = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots (.14)$$

Avec :

L : Longueur de talweg principal en (Km).

T_c : temps de concentration en (heure).

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

Tableau II.4 Caractéristiques géométriques et hydromorphométriques du bassin versant.

Désignation		Symboles	Unités	Valeurs
Superficie		A	Km ²	1378,63
Périmètre		P	km	175,67
Longueur du thalweg principal		L _p	km	79,91
Indice de compacité		K _c	/	1,32 (allongé)
Coefficient d'allongement		R _f	/	4,63
Elancement		R _e	/	0,56
Rectangle équivalent	Longueur	L _R	m	66,92
	Largeur	l _R	m	20,6
Altitudes	maximale	H _{max}	m	1500
	Moyenne	H _{moy}	m	895
	Médiane	H _{50%}	m	870
	minimale	H _{min}	m	400
	Altitude à 5%	H _{5%}	m	943
	Altitude à 95%	H _{95%}	m	814
Pente moyenne du bassin versant		I _m	%	29,63
Indice de pente globale		I _g	m/km	9,26
Indice de pente moyenne		I _{pm}	m/km	16,44
Indice de pente de Roche		I _p	m/km	5,39
Dénivelée spécifique		D _s	m	344
Type de relief		/	/	fort
Densité de drainage		D _d	km/Km ²	5,6
Coefficient de torrentialité		C _t	/	0,08
Temps de concentration		T _c	Heures	15,07
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	5,30
Classification de Schum		Ordre	/	6

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

II.4. CARACTERISTIQUES CLIMATIQUES

Le climat est influencé par de nombreux paramètres climatologiques qui sont :

- La température.
- Les précipitations.
- Les vents.
- L'évapotranspiration.
- L'humidité.

Ces données sont prises de l'ONM de Dar el Beida.

L'étude climatologique a pour but :

- L'analyse complète des éléments météorologiques qui déterminent le climat.
- La recherche des causes qui expliquent les différents climats et les fluctuations qui les accompagnent.

II.4.1. La température de l'air

C'est l'un des éléments les plus importants, elle est responsable de certains phénomènes physiques tels que l'évaporation, le dégel de l'eau, la gelée blanche, ou pathologiques tel que la transpiration.

La température dont on parle est celle de l'air mesurée à l'ombre dans un abri météorologique.

Le tableau ci-dessous donne les valeurs de la température de l'air de la station d'EL-Khemis sur une période de trois ans.

Avec :

- m : la moyenne de tous les minimums (sur une période de 3 ans).
- M : la moyenne de tous les maximums (sur une période de 3 ans).
- $(M+m)/2$: la moyenne mensuelle (demi-sommes).
- $(M-m)$: la différence de température (entre le maximum et le minimum).

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

D'après l'observation des données recueillis concernant la station d'EL-Khemis, on remarque :

- Une température moyenne mensuelle variable entre 10,9°C en Janvier jusqu'à 29°C en Aout.
- Une température maximale de 37,9°C enregistrée au mois d'Aout et minimale de 6,02°C en Janvier.
- La moyenne annuelle des températures minimales est de 10,6°C et maximales de 28,9°C ; l'écart le plus faible pour la station d'EL-Khemis est de 9,4°C.

Tableau II.5 La température de l'air de la station d'EL-Khemis.

Station		J	F	M	A	Mai	Juin	Juill	Aout	S	O	N	D	T moy, an
EL- Khemis	M	15.6	19	20.15	23.5	25.86	31.13	34.11	37.9	32.91	25.64	18.04	17.36	28.9
	m	6.2	4.9	3.8	6.7	10.6	14.5	19.98	19.8	18.09	15.56	8.05	6.02	10.6
	$\frac{(M+m)}{2}$	10.9	11.95	11.97	15.1	18.23	22.81	27.04	28.85	25.5	25.6	13.04	11.69	19.7
	M-m	9.4	14.1	16.35	16.8	15.26	16.63	14.13	18.1	14.82	20.08	9.99	11.34	18.3

II.4.2. Vitesse du vent

Le vent est un air en mouvement qui se déplace des zones de haute pression vers les zones de basse pression.

Dans la région, la force du vent est comprise entre 1.4 à 2, et est donc considérée comme faible ($1 < \text{Force} < 2$).

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

II.4.3. La grêle

La grêle a des effets négatifs sur l'agriculture, surtout pour les petites plantes, à El Khemis, les fréquences les plus élevées sont remarquées en janvier, février et mars avec (1.6, 1.8 et 1.4), alors qu'à Djendel elles sont de (1.4,1.7,1.1).

Tableau II.6 Les fréquences de la grêle pour une période sur deux années (de 1990 à 1991).

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec	An
El Khemis	1,6	1,8	1,4	1,1	0,7	0,3	0	0	0,1	0,1	0,3	0,5	7,9
Djendel	1,4	1,7	1,1	1,1	0,5	0,2	0,1	0	0,1	0	0,3	0,7	7,2

II.4.4. La gelée blanche

La gelée blanche est dangereuse pour les cultures, à cet effet une étude sur les fréquences s'avère nécessaire pour avoir une bonne idée sur le genre de culture qu'on devrait pratiquer.

Les fréquences les plus élevées sont remarquées en juin, juillet pour El Khemis et Djendel.

Tableau II.7 Les fréquences de la gelée blanche (sur une période de deux ans).

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec	An
El Khemis	0	0,1	0,3	1,1	2,0	3,3	6,6	4,7	1,4	0,2	0,1	0,1	19,8
Djendel	0	0,1	0,4	0,2	0,6	3,3	6,2	4,6	1,6	0,1	0	0,1	19

II.4.5.L'humidité

La période la plus humide de l'année est celle comprise entre le mois de juin jusqu'à septembre avec des fréquences maximales respectivement de 10.3, 11,11.3, 11.9.

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

Tableau II.8 Les fréquences d'humidité.

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec	An
Médéa	5,8	5,4	6,6	6,9	8,9	10,3	11,0	11,3	11,9	8,9	6,8	5,9	8,2

II.4.6. Le Sirocco

C'est un vent chaud, sec et chargé de poussières, il influe sur la nature du climat.

Les fréquences les plus élevées enregistrées dans la région en question sont durant la période de Juillet/Aout.

Tableau II.9 Les fréquences de Sirocco.

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec	An
S,ElKhemis	0	0,1	0,3	1,1	2,0	3,3	6,6	4,7	1,4	0,2	0,1	0	19,8

II.4.7. La pluviométrie

La plupart des stations pluviométriques du bassin ont été arrêtées pendant la guerre d'Algérie, d'autre ont subi des modifications après 1960. Ceci se traduit par des résultats entachés d'erreurs et de lacunes à l'échelle mensuelle et annuelle.

On dispose d'une série d'observations pluviométriques de la station de Ghrib, implantée dans le barrage lui-même portant le code (voir Tableau II.10.Source ANRH). Elle comprend des données mensuelles et annuelles sur une période de 44 ans de 1968 à 2011.

Tableau II.10 Coordonnées et code de la station du Ghrib (ANRH).

Code	Station	X[Km]	Y[Km]	Z[m]
01-14-05	Ghrib barrage	487,25	318,4	460

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

II.4.7.1. Pluie moyenne annuelle

La répartition mensuelle des pluies est donnée dans le tableau II.11 ci-dessous.

Tableau II.11 Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations.

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Août	Annuelle
P_m [mm]	24.47	42.05	55.68	68.54	63.75	64.45	54.73	46.60	33.47	10.11	4.78	5.36	473.99
P_m [%]	5.16	8.87	11.75	14.46	13.45	13.60	11.55	9.83	7.06	2.13	1.01	1.13	100

Source : ANRH.

Tableau II.12 Pluies mensuelles et moyennes annuelles.

	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Annuel
1968	0	0	47,4	98,1	38,4	72	56,3	25,2	19,4	16,3	0	5,1	378,2
1969	13,5	130,4	41,8	122,9	48,7	16,5	49,7	38,6	46,8	3,1	2	2	516
1970	1,3	25,4	2,4	51,9	98,4	18,5	69,8	51,7	33,1	5,4	2,7	1,6	362,2
1971	32,4	7,4	56,5	64,7	204,4	69,9	57,8	36,2	59,9	14	0	27,3	630,5
1972	79,8	78,7	15,7	79,4	53	131,6	88,8	52	0	39,7	0	1,4	620,1
1973	43,6	6,6	5,4	112	3	95,6	175,4	68,7	1,3	23,4	6	0	541
1974	35	65,9	83	0,3	21	82,3	113,6	71	48,6	43,7	0	0	564,4
1975	6,2	0	149,9	43,4	29,7	106	54,2	43,7	58,9	9,5	16,7	4,8	523
1976	32,1	141,7	36,2	59,8	0	19,6	4,3	59,9	34,1	20,8	0	0,7	409,2
1977	0,8	10,3	38,7	15,4	85,4	15,9	72,2	82,8	72,8	0	0	0	394,3
1978	0	77,5	62,4	14,2	55,4	99,8	79,2	49,9	13,6	4,9	0	0,8	457,7
1979	91,8	50,3	58,4	44	115	14,9	112,9	77,5	33	0	0	6,6	604,4
1980	9,9	21	44,8	152,7	10,4	56,3	42,6	49,4	20,2	2,7	1,1	18,1	429,2
1981	3,7	7,5	0,8	90,2	111	89,9	38,2	26,9	40,2	9,8	0	3,8	422
1982	16,6	50,5	174,9	70	0	39,2	15,9	18,4	2,5	0	17,2	0	405,2
1983	1,1	1,1	0	34,2	55	72	0	36	35,8	25,2	0	0,3	260,7
1984	8,3	129	43,7	117,3	28	52	113,7	27	76,1	0	0	0	595,1
1985	54,6	8,6	60,4	45	105,4	87,4	100,8	16,5	5,2	9,9	0,2	4,5	498,5
1986	17,4	50,6	69,5	133,1	98,7	140,3	17,9	0,4	8,2	6,3	1,4	1	544,8
1987	10,7	20,2	64,5	33,5	25,8	23,7	44,7	27,3	49,5	29,5	0	1,2	330,6
1988	7,4	21,7	18,1	169,5	26,2	41,3	62,4	61,7	11,6	17,8	7,8	22,1	467,6
1989	19,5	2,5	22,3	28,8	56,3	0	64	37,9	31,8	1,3	52,3	0	316,7
1990	19,8	16,3	31,7	66,5	41,9	67,8	66,7	33,8	21,9	13	0,2	11,1	390,7
1991	12,8	78,8	22,6	5,7	135,1	12,2	65,2	86,8	49,3	23,9	16	0	508,4
1992	4,2	38,6	57,4	23,3	9,2	63,3	15,8	47	40,3	0	4,4	1,5	305
1993	26,7	22,4	36,2	37,4	51,3	42,8	3	22,6	8,7	0	0	0	251,1

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

1994	65,8	47,3	19,6	34,9	177,8	41	67,5	12,4	2,5	10,5	0	4,2	483,5
1995	32,6	57,4	51,5	22,9	60,3	164,7	40,7	118,6	39,4	61	19,1	8,7	676,9
1996	21,5	38	3,7	71,6	58,8	14,1	2,9	63,3	23,1	0	0	34,5	331,5
1997	32,1	40,4	80	67,9	13,3	34,7	12,4	51,6	122,4	2,5	0	0	457,3
1998	39,3	39,5	45,3	42,8	86,3	98,6	68,3	5,9	2,5	0,7	0	4,6	433,8
1999	13,6	13,6	38	117	6,9	2,3	6,3	31,6	8,2	0	0	0	237,5
2000	19,6	47	111,6	43,7	144,4	48,5	1	66,3	11,9	0	0	0	494
2001	33,1	2,3	40,2	42,2	30,9	15,6	25,1	28,7	13,6	0	1,2	13,1	246
2002	11,9	14	113	90,6	148,9	101	5,2	50	11,7	3,2	6,2	0	555,7
2003	20	39,1	67,1	132,1	77,7	29,5	49,6	38,6	58,7	1,9	3,7	6,1	524,1
2004	16,5	23,6	67,1	72,8	44,6	104	21,7	13	4,3	0	0	0	367,6
2005	18,6	63,6	45,6	68,2	79,7	68,5	19	6,6	65,6	0,5	7,3	3	446,2
2006	27,9	3,5	8,1	86,4	9,1	49	155,2	76,6	12,2	2,5	16,4	7,6	454,5
2007	39,9	61,9	117,3	42,5	21,6	14,1	57,5	6,5	73,3	8,5	21,3	0	464,4
2008	54,5	65,8	84,6	89,2	89,1	29,7	55,7	69,2	24,9	0	0	13,6	576,3
2009	43,2	23,6	42,4	80,9	67,1	115,8	55,2	12,9	39,5	6,1	0,2	16,2	503,1
2010	12,9	101,5	85,6	80,9	86,9	177,6	41,2	80,5	88,4	16,8	2	5	779,3
2011	0	62,9	129	47,4	31,2	131,7	83,9	122,5	14,3	0,4	0	0	623,3
moy inter	24,47	42,05	55,68	68,54	63,75	64,45	54,73	46,60	33,47	10,11	4,78	5,36	473,99

Source :ANRH.

II.4.7.2. Pluies maximales journalières

Les pluies maximales journalières (P_{maxj}) de fréquences (ou période de retour) rares sont génératrices de crues exceptionnelles contre lesquelles il faut prémunir les ouvrages.

Tableau II.13 Pluies maximales journalières.

	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	MAX
1968	0	0	19,1	18,2	12	40,7	18,5	6,9	16	5,8	0	3	40,7
1969	5,1	28,5	9,3	19	13,8	14,4	17,6	13,7	14,5	1,4	2	2	28,5
1970	1,3	9,9	2,4	17,6	20,8	7	26,7	14	21,7	3,3	2,7	1,6	26,7
1971	17,2	4	27,3	25	61,3	32,1	11	8	26,5	8	0	15	61,3
1972	36,9	16,3	12,3	20,4	12,3	39,5	13,6	29,8	0	21,3	0	0,9	39,5
1973	24,8	4,8	4	28,6	1,2	22,7	47,1	11,6	1,3	5,7	6	0	47,1
1974	14,8	29,7	30,9	0,3	11,7	24,8	17,8	22,5	19,5	27,9	0	0	30,9
1975	5,3	0	32,7	16	14,8	23,4	23,9	10,9	22,8	5,5	13,6	3,6	32,7

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

1976	16,8	30,1	8,6	11,6	0	8,8	3	24,7	12,5	16	0	0,7	30,1
1977	0,8	10,3	19	5	15	5	26	16,4	31,2	0	0	0	26
1978	0	28	24,4	9	13,6	23	57,9	13,2	10,6	2,6	0	0,8	57,9
1979	57	14,1	11,2	19,7	51,2	10	67	21,1	12,9	0	0	4,4	67
1980	4	8,2	22,9	44,1	3,6	10,8	10,6	13,6	12,1	2,5	1,1	14,4	44,1
1981	3,2	4,4	0,8	56,8	28,7	26,4	11	16,2	14,4	9,8	0	3,8	56,8
1982	8,3	24,6	40,4	19,8	0	14,7	9,8	10,4	2,5	0	9,2	0	40,4
1983	1,1	0,8	0	18	17,4	35,6	0	8	12	23,5	0	0,3	35,6
1984	7,5	84,8	12	33	8,5	28,4	29,8	20,7	15	0	0	0	84,8
1985	38,8	4,2	23	20,7	33,8	39,3	26,3	4,1	3,3	8,2	0,2	4,5	39,3
1986	8,7	13	28,2	42,3	33,9	44,7	7,9	0,4	7,5	4,4	1,4	1	44,7
1987	6,7	14,5	28,4	10,3	10,8	8,9	23,3	5,6	20	16,5	0	1,2	28,4
1988	2,8	11,2	9,6	38,2	9	17,4	36,6	24	5,5	10,5	7	16,5	38,2
1989	8,3	2,2	5,8	18,8	10	0	28,9	15,2	10,6	0,8	47,3	0	47,3
1990	8,9	7,7	5,3	12,8	27,8	13,3	14,5	12,7	8,2	6,5	0,2	6,7	27,8
1991	5,3	32,9	8,7	3,8	75,3	4,1	21	39,2	15,9	8	7,6	0	75,3
1992	2	26	24,1	3,9	7,8	29,2	9,2	9,8	26	0	4,4	1,5	29,2
1993	17,1	5,4	12,4	11,1	24,8	12,6	3	7,7	4,5	0	0	0	24,8
1994	45,8	24,8	10	17,6	38,8	27,5	22,3	3,8	1,5	5	0	3,2	45,8
1995	23	17,6	22,6	12,4	10,6	46,5	16	39,2	15,8	57,9	10,2	2,5	57,9
1996	14	20	2,4	15,9	12,6	7	2,9	18	18,5	0	0	26,2	26,2
1997	15,5	18,4	20	20,3	3,6	9,3	7,2	23,4	30,6	2	0	0	30,6
1998	31	15	12,3	14,3	30,5	28	21,6	5,6	2	0,7	0	4,5	31
1999	6,5	9	11,5	21,5	4,8	1,5	2,6	11,5	8,2	0	0	0	21,5
2000	16	21,3	43,5	11,4	60,5	11	1	20,3	3,6	0	0	0	60,5
2001	9	1,9	14,5	13,2	11,4	7,3	6	7,1	4	0	1,2	6	14,5
2002	7,8	10,2	25,5	27,5	19,3	33,1	3,6	18,1	5	3,2	2,5	0	33,1
2003	10,5	11,6	26,2	27	33	10,6	16,2	12,1	11,2	1,4	3,7	3	33
2004	12,2	13	52	16,7	22,7	27,9	4,8	11,2	3,9	0	0	0	52
2005	7	33,3	12,2	26,5	20,4	16,1	11,1	5,2	41,5	0,5	5,2	2,6	41,5
2006	9,7	3,5	7,5	15,6	4,8	13	76,4	32,8	2,9	2,5	16,4	7	76,4
2007	20,5	23,8	53,1	9,8	9	3,4	26	5	28,7	8	9,5	0	53,1
2008	27,9	21,2	21	35,4	15	7,8	15,3	20,2	9,8	0	0	8	35,4
2009	22,5	11,1	11,5	31,6	24	23	20,4	4,9	10,3	4,6	0,2	9,7	31,6
2010	4,9	32,4	14,2	31,6	18,3	62,3	20,1	22,7	23	13	2	5	62,3
2011	0	25,6	35,3	13,4	12,8	21,2	27,7	39,5	8,1	0,4	0	0	39,5
													42,068

Source :ANRH.

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

Ajustement des pluies maximales journalières.

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide du logiciel « HYFRAN ».

On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières à la loi Log-normale et Gumbel, avec une comparaison des graphiques des droites de régression obtenues par les deux ajustements.

a. Ajustement à la loi Gumbel (Maximum de vraisemblance)

C'est la loi à double exponentielle, elle s'applique pour les précipitations maximales journalières afin de déterminer les valeurs fréquentielles.

La fonction de répartition de la loi de Gumbel s'écrit :

$$F(x_i) = e^{-e^{-\alpha(x-x_0)}} \dots\dots\dots(.15)$$

Avec :

F(x) : Fréquence au non dépassement. ; α , x_0 : des coefficients d'ajustement.

Si on pose $Y = \alpha (x - x_0)$

Avec Y : variable réduite de Gumbel

La loi de Gumbel s'écrit alors :

$$F(x_i) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots(.16)$$

On trouve que : $X = \frac{1}{\alpha} Y + X_0$.

Avec :

X : la précipitation maximale journalière.

Et : $Y_i = -[\ln(\ln F(X_i))]$.

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

🚦 Résultats de l'ajustement :

Nombre d'observations	n= 44	
Paramètres	$\mu = 34,7908$	$\alpha = 12,4480$
Quantiles	$q = F(X)$ probabilité au non-dépassement,	$T = 1/(1-q)$ période de retour,

Tableau II.14 Résultats de l'ajustement par la loi Gumbel.

T	q	X_T	Ecart-type	Intervalle de confiance à 95%
10000	0,9999	149,4	14,44	121,1 - 177,8
2000	0,9995	129,4	12,07	105,7 - 153,1
1000	0,999	120,8	11,05	99,11 - 142,4
200	0,995	100,7	8,693	83,67 - 117,8
100	0,99	92,05	7,684	76,99 - 107,1
50	0,98	83,36	6,68	70,27 - 96,46
20	0,95	71,76	5,361	61,25 - 82,27
10	0,9	62,8	4,373	54,23 - 71,38
5	0,8	53,46	3,397	46,80 - 60,12
3	0,6667	46,03	2,7	40,73 - 51,32
2	0,5	39,35	2,197	35,05 - 43,66
1,4286	0,3	32,48	1,904	28,75 - 36,21
1,25	0,2	28,87	1,88	25,18 - 32,55
1,1111	0,1	24,41	1,985	20,52 - 28,30
1,0526	0,05	21,13	2,145	16,93 - 25,34
1,0204	0,02	17,81	2,364	13,18 - 22,45
1,0101	0,01	15,78	2,519	10,84 - 20,72
1,005	0,005	14,04	2,663	8,815 - 19,26
1,001	0,001	10,73	2,957	4,937 - 16,53
1,0005	0,0005	9,543	3,068	3,528 - 15,56
1,0001	0,0001	7,152	3,299	0,6846 - 13,62

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

✚ Comparaison des caractéristiques de la loi de l'échantillon :

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristique de l'échantillon
Minimum	Aucun	14,50
Maximum	Aucun	84,80
Moyenne	41,98	42,07
Ecart-type	15,97	15,88
Médiane	39,35	39,40
Coefficient de variation (C_v)	0,3803	0,3775
Coefficient d'asymétrie (C_s)	1,140	0,8482
Coefficient d'aplatissement (C_k)	2,400	2,939

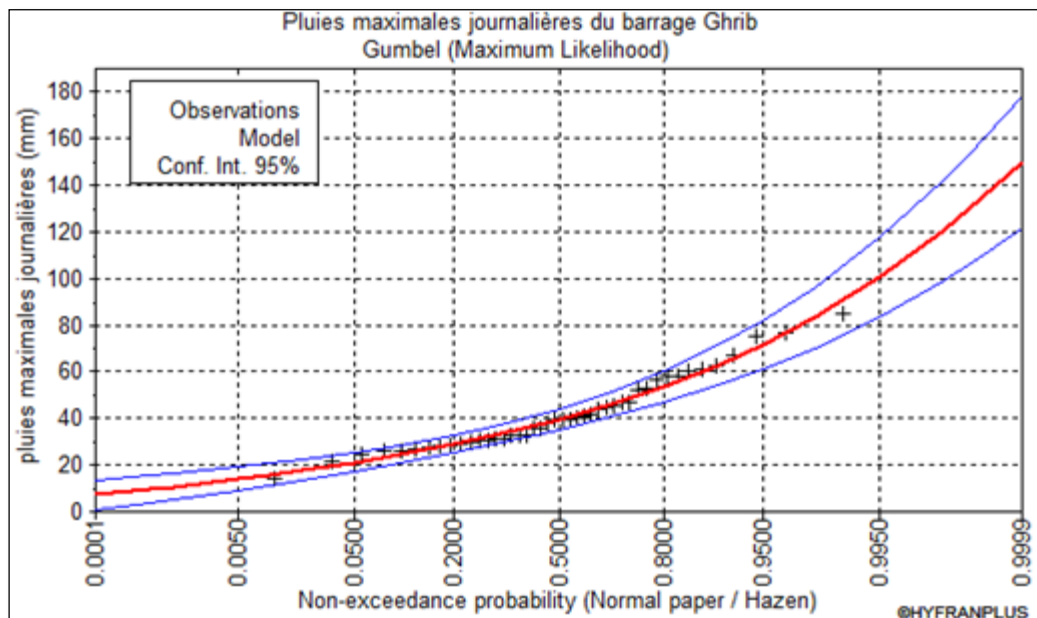


Figure II.7 Ajustement à la loi de Gumbel (Maximum de vraisemblance).

b. Ajustement à la loi de Log-normal (Maximum de vraisemblance)

Le procédé d'ajustement est identique à celui pour la loi de Gumbel, seul la représentation graphique change ou elle est faite sur du papier log-normale.

Paramètres d'ajustement à la loi Log-normale :

$$\overline{\log P_{jmax}} = \frac{\sum (\log P_{jmax} - \overline{\log P_{jmax}})^2}{N} \dots\dots\dots (.17)$$

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

Avec :

$\log P_{jmax} = \overline{\log P_{jmax}} + \sigma_{\log} U_{p\%}$: L'équation de la droite d'ajustement.

$U_{p\%}$: Variable de GAUSS pour différentes fréquences.

Résultats de l'ajustement

Nombre d'observations	n= 44	
Paramètres	Mu= 3,67212	Sigma= 0,371957
Quantiles	q = F(X) probabilité au non-dépassement.	T = 1/(1-q) période de retour.

Tableau II.15 Résultats de l'ajustement par la loi Log-normal.

T	q	X _T	Ecart-type	Intervalle de confiance à 95%
10000	0,9999	156,9	25	107,9 - 205,9
2000	0,9995	133,8	19,18	96,16 - 171,4
1000	0,999	124,2	16,89	91,05 - 157,3
200	0,995	102,6	12,06	78,92 - 126,2
100	0,99	93,46	10,18	73,52 - 113,4
50	0,98	84,45	8,417	67,95 - 101,0
20	0,95	72,53	6,281	60,22 - 84,85
10	0,9	63,36	4,82	53,91 - 72,81
5	0,8	53,79	3,52	46,89 - 60,69
3	0,6667	46,16	2,708	40,85 - 51,47
2	0,5	39,34	2,206	35,01 - 43,66
1,4286	0,3	32,37	1,938	28,57 - 36,17
1,25	0,2	28,76	1,883	25,07 - 32,45
1,1111	0,1	24,42	1,858	20,78 - 28,06
1,0526	0,05	21,33	1,847	17,71 - 24,95
1,0204	0,02	18,32	1,826	14,74 - 21,90
1,0101	0,01	16,55	1,802	13,02 - 20,09
1,005	0,005	15,09	1,774	11,61 - 18,56
1,001	0,001	12,46	1,695	9,137 - 15,78
1,0005	0,0005	11,57	1,659	8,315 - 14,82

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

✚ Comparaison des caractéristiques de la loi de l'échantillon :

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristique de l'échantillon
Minimum	0,000	14,50
Maximum	Aucun	84,80
Moyenne	42,15	42,07
Ecart-type	16,24	15,88
Médiane	39,34	39,40
Coefficient de variation (C_v)	0,3852	0,3775
Coefficient d'asymétrie (C_s)	1,213	0,8482
Coefficient d'aplatissement (C_k)	5,724	2,939

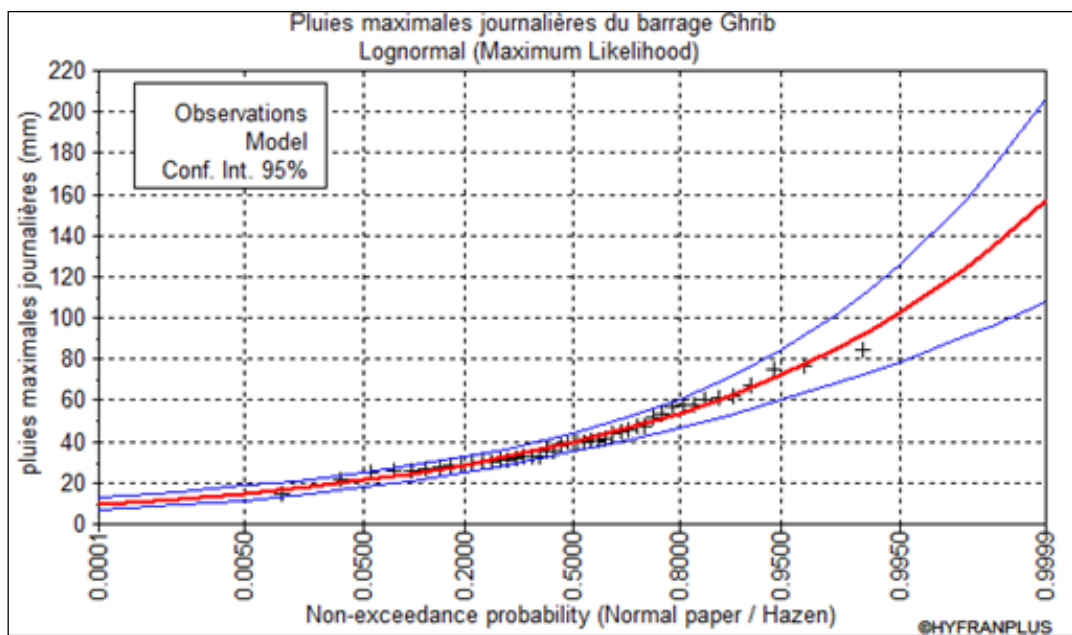


Figure II.8 Ajustement à la loi Log-normal (Maximum de vraisemblance).

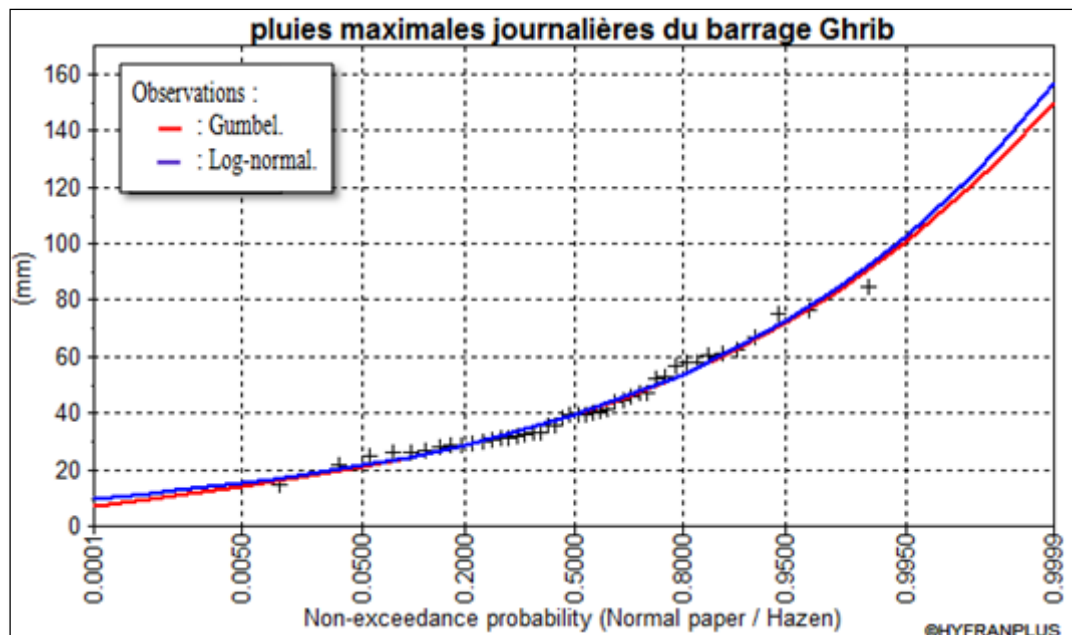


Figure II.9 Comparaison entre les deux graphiques d'ajustement.

Commentaire :

Suite à la comparaison entre les deux graphes d'ajustement, on remarque qu'ils sont presque identiques et donc nous donne presque le même ajustement, ceci dit on remarque une meilleure superposition des points par rapport à la courbe de Gumbel.

II.4.7.3. Pluie de courte durée I.D.F (courbes : Intensité, Durée, Fréquence)

La pluie d'une durée t pour une telle fréquence est donnée par la formule de Montana :

$$P_{(t)} \% = P_j \% \left(\frac{t}{24}\right)^b \dots\dots\dots (.18)$$

Avec :

$P_{(t)}$: Pluie d'une durée (t) pour une fréquence voulue (mm).

P_j : Pluie maximale journalière pour la même fréquence (mm).

t : Durée de la pluie (heures).

b : Exposant climatique égale à 0.32 (donnée ANRH).

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

L'intensité des pluies est donnée par la formule suivante :

$$I = \frac{P_t}{t} \dots\dots\dots (19)$$

La pluie et l'intensité de pluies d'un pas voulu pour fréquence voulue sont données dans le tableau II.16 et le tableau II.17 (Annexe II.1), et représentées dans les figure II.10 et II.11 respectivement.

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

II.5. ETUDES DES APPORTS

La détermination de ces apports est orientée de préférence aux observations hydrométriques, quand elles existent sur le bassin versant propre du site étudié ou par analogie avec un bassin voisin. A défaut de ces dernières, des modèles et des formules empiriques basés sur la pluviométrie devront être appliqués, ces modèles dépendent de la précipitation et du déficit.

$$Q=F(P-D) \dots\dots\dots(.20)$$

avec ,

Q : Débit annuel d'écoulement (apport).

P : Précipitation moyenne annuelle.

D : Déficit qui englobe toutes les pertes du bilan hydrologique.

Vu que les données hydrométriques ne sont pas disponibles au niveau de notre talweg principal, les apports seront estimés à l'aide des formules empiriques.

II.5.1. Apport liquide

II.5.1.1. Apport moyen interannuel (A_0)

On utilise les formules empiriques les plus utilisées en Algérie (in (Touaibia, 2004)) pour estimer l'apport moyen, et qui donnent d'assez bons résultats.

a. Formule de l'ANRH

On a

$$A_0 = 0.915 \times P_{moy}^{2.684} \times S^{0.842} \dots\dots\dots(.21)$$

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

tel que,

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle [m].

S : Superficie du bassin versant [km²].

$$AN : A_0 = 54.278 \text{ Mm}^3$$

b. Formule de Medinguer

$$A_0 = L_e \times S \dots\dots\dots (.22)$$

et

$$L_e = 1024 (P_{moy} - 0.26)^2 \dots\dots\dots (.23)$$

tel que :

L_e : Lamme d'eau écoulee [mm].

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle [m].

S : Superficie du bassin versant [km²].

AN :

$$L_e = 46.895 \text{ mm} ; A_0 = 64.651 \text{ Mm}^3.$$

c. Formule de Turc

$$A_0 = L_e \times S \dots\dots\dots (.24)$$

et

$$L_e = P_{moy} - D \dots\dots\dots (.25)$$

Avec :

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (mm).

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

D : Déficit de l'écoulement (mm) :

$$D = \left[\frac{P_{moy}}{0.9 + \left(\frac{P_{moy}}{L} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (.26)$$

tel que :

$$L = 300 + 25 T_{moy} + 0.05 T_{moy}^3 \dots\dots\dots (.27)$$

Avec ,

L : Variable théorique. ; T_{moy} : Température moyenne annuel de l'air ; T=20°C.

AN :

L=1200 ; D=448.846 mm ; $L_e = 25.144 \text{ mm}$; $A_0 = 34.663 \text{ Mm}^3$.

d. Formule de Samie

$$A_0 = L_e \times S \dots\dots\dots (.28)$$

Et

$$L_e = P_{moy}^2 (293 - 2.2\sqrt{S}) \dots\dots\dots (.29)$$

avec :

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle [m]. ; S : Superficie du bassin versant [km²].

L_e : Lamme d'eau écoulée [mm].

AN : $L_e = 47.477 \text{ mm}$; $A_0 = 65.453 \text{ Mm}^3$.

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

Tableau II.18 Récapitulatif des calculs des apports par les formules empiriques.

Formule	Apport moyen annuel (Mm^3)
ANRH	54,278
Medinger	64,651
Turc	34,663
Samie	65,453

Commentaire :

Les résultats obtenues par les différentes méthodes sont variables d'une formule à l'autre, et ont pour moyenne la valeur de $54.761 Mm^3$.

La formule qui nous a donné la valeur la plus proche de la moyenne est celle de l'ANRH, et de ce fait c'est cette formule qui sera choisie.

Remarque :

Pour la suite du travail on tiendra compte de l'apport total provenant au Ghrib, qui représente la somme de l'apport propre du barrage Ghib ($54,278 Mm^3$) et celui du transfert à partir du barrage de Boughazoul ($82,80 Mm^3$), qui est un barrage écrêteur de crue implanté spécialement pour le barrage Ghrib, à l'amont du bassin versant du Ghrib.

Donc : $A_0 = 54,278 + 82,80$

$$A_0 = 137,08 Mm^3$$

II.5.1.2. Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen

D'après la répartition mensuelle de la pluviométrie exprimée en pourcentage, on obtient la répartition mensuelle des apports, ceci en faisant le produit du pourcentage pluviométrique de chaque mois par l'apport annuel retenu.

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

Tableau II.19 Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen.

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Août	Annuelle
P _m [%]	5,16	8,87	11,75	14,46	13,45	13,6	11,55	9,83	7,06	2,13	1,01	1,13	100
Apport [Mm ³]	7,07	12,16	16,11	19,82	18,44	18,65	15,84	13,48	9,68	2,92	1,38	1,55	137,08

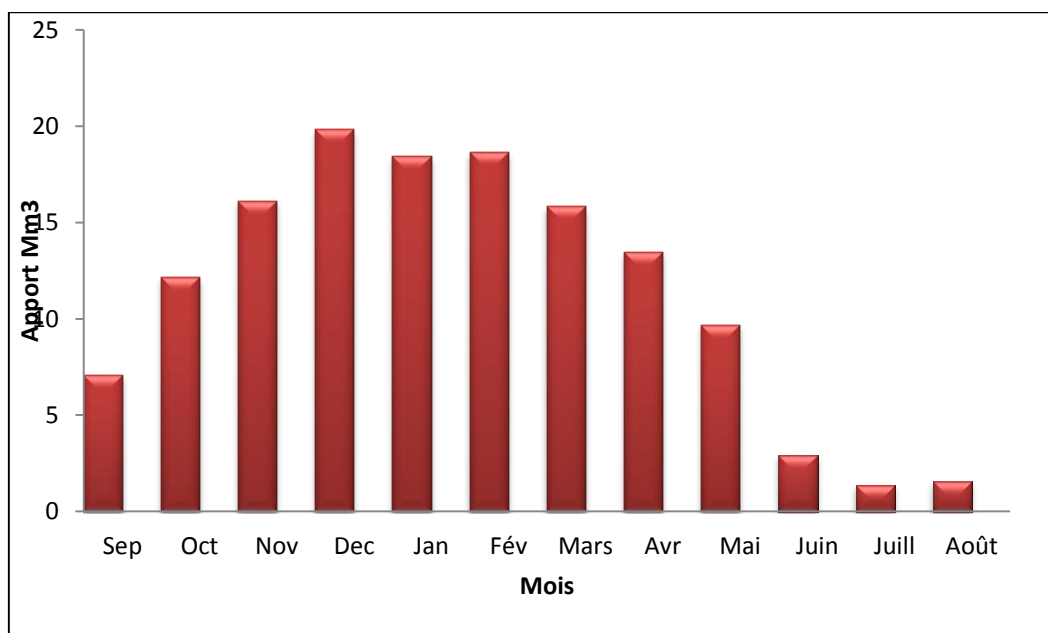


Figure II.12 Histogramme des répartitions mensuelles de l'apport moyen.

II.5.1.3. Caractéristiques de l'écoulement

a. Module de l'écoulement

$$M_e = \frac{A_{moy}}{T} \dots\dots\dots (II.32)$$

Avec :

A_{moy} : Apport moyen annuel (l).

T : Temps d'une année en secondes ; $T = 31.536 \times 10^6 \text{ s}$.

AN : $M_e = 4346,78 \text{ l/s}$.

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

b. Module de l'écoulement relatif (spécifique)

On a :

$$M_0 = \frac{M_e}{S} \dots\dots\dots(\text{II.33})$$

Avec :

M_0 : Module d'écoulement (l/s).

S : Superficie du bassin [Km²].

$$\text{AN : } M_0 = 3,153 \text{ l/s/Km}^2.$$

c. Lamme d'eau écoulée

$$L_e = \frac{A_{moy}}{S} \dots\dots\dots(\text{II.34})$$

$$\text{AN : } L_e = 99,43 \text{ mm}$$

d. Coefficient de l'écoulement

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \dots\dots\dots(\text{II.35})$$

$$\text{AN : } C_e = 0.21 .$$

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

II.5.2. Apports fréquentiels

Pour le dimensionnement de notre barrage, une étude des apports fréquentiels paraît nécessaire. Pour cela, il faut tout d'abord calculer le coefficient de variation.

L'estimation fréquentielle des apports peut être envisagée par la suite par l'application de l'équation de la loi Pearson III à laquelle s'ajustent les apports annuels, elle est donnée par la formule suivante :

$$A_{p\%} = \bar{A}(F_{p\%} \times C_v + 1) \dots\dots\dots(\text{II.36})$$

Avec :

$A_{p\%}$: Apport de fréquence donnée.

$\bar{A}$: Apport moyen annuel (Hm³).

$F_{p\%}$: Fonction Rybkine-Fausteren fonction de $P_{\%}$ et C_s .

C_s : Coefficient d'asymétrie.

C_v : Coefficient de variation.

Pour l'estimation du coefficient de variation de l'apport annuel, à défaut d'informations hydrométriques, on utilise les formules empiriques suivantes :

a. Formule Algérienne

Cette formule donne de bons résultats de l'estimation du coefficient de variation de l'apport annuel et en plus elle est établie à partir d'une analyse statistique de 42 oueds du Nord de l'Algérie, elle s'écrit de la forme suivante :

$$C_v = 0.93 \times \frac{K}{M_0^{0.23}} \dots\dots\dots(\text{II.37})$$

Avec :

K : Coefficient de réduction $K=(0,25-1,00)$; on prend $K=0,60$.

M_0 : Module spécifique du bassin versant en (l/s/km²).

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

AN : $C_v = 0.43$

b. Formule de Sokolovsky

$$C_v = 0,78 - 0,29 \log_{10} M_0 - 0,063 \log_{10}(S + 1) \dots\dots\dots(\text{II.38})$$

Avec :

M_0 : Module spécifique du bassin versant en (l/s/km²).

S : Surface du bassin versant (km²).

AN : $C_v = 0.44$

c. Formule de KristekyMenkel

$$C_v = \frac{0,83}{S^{0.06} \times M_0^{0.27}} \dots\dots\dots(\text{II.39})$$

M_0 : Module spécifique du bassin versant en (l/s/km²).

S : Surface du bassin versant (km²).

AN : $C_v = 0,39$.

d. Formule de Antonov

$$C_v = \frac{0.7}{(S+1000)^{0.097}} \dots\dots\dots(\text{II.40})$$

AN : $C_v = 0,33$

Tableau II.20 Récapitulatif des coefficients de variation C_v .

Formules	Coefficient de variation C_v
Algérienne	0,43
Sokolovski	0,44
Kristekly-Menkel	0,39
Antonov	0,33

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

On opte pour la formule de Kristekly-Menkel, car elle nous donne une valeur du coefficient la plus proche de la moyenne ; et donc le C_v est égale à 0.39.

L'apport fréquentiel est égale à :

Tableau II.21 Les apports fréquents.

Période de retour	5/4	10	20	50	100	1000
Fréquences	80	10	5	2	1	0.1
Fonction $F_{p\%}$	-0.85	1.34	1.88	2.64	3.02	4.53
Apport $A_{p\%}$ (Mm^3)	91,64	208,73	237,60	278,24	298,55	379,29

Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%.

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a : $A_{80\%} = 30.75 Mm^3$.

Tableau II.24 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Août	Annuelle
$P_m[\%]$	5.16	8.87	11.75	14.46	13.45	13.6	11.55	9.83	7.06	2.13	1.01	1.13	100
Apport [Mm^3]	4,73	8,13	10,77	13,25	12,33	12,46	10,58	9,00	6,47	1,95	0,93	1,04	91,64

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

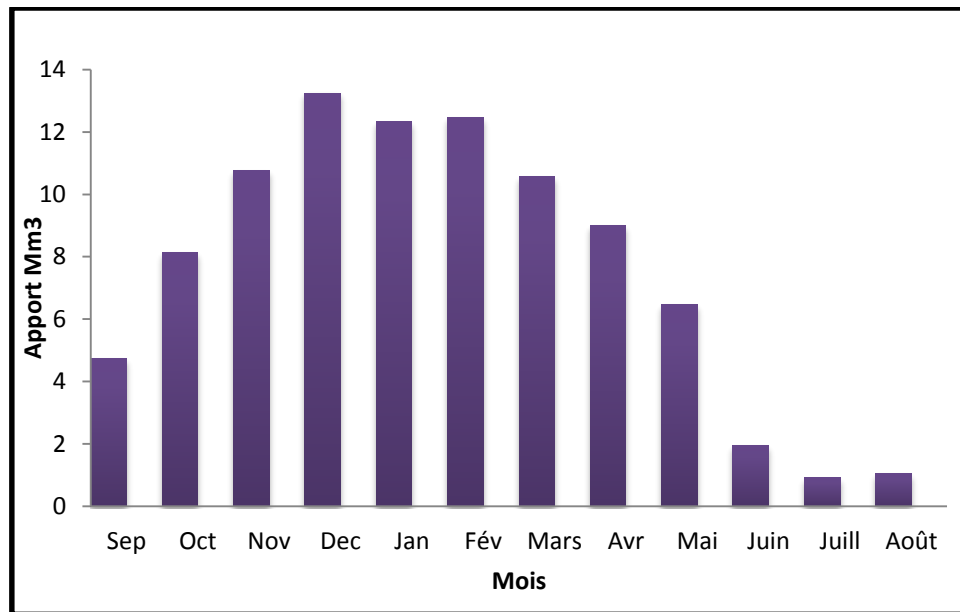


Figure II.13 Histogramme des répartitions mensuelles de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.

II.5.3. Transport solide

Ces apports solides dépendent de l'étendue du relief du bassin versant, de la résistance à l'érosion de sol, liée elle-même à la végétation par la présence des racines et à la nature géologique des roches et au régime des pluies et des températures.

Détermination du volume mort :

Généralement, le volume mort est destiné à maintenir un niveau de saturation aux environs de la digue, de maintenir l'équilibre écologique et de servir de réservoir pour stocker les sédiments. La quantité des sédiments qui se dépose dans la cuvette du barrage est une partie de l'écoulement solide du cours d'eau. Les dépôts durant les premières années d'exploitation présentent un grand pourcentage de cet écoulement mais au fur et à mesure que l'envasement se poursuit ce taux devient minime.

Le manque de données de mesure du transport solide nous ramène à accepter toute méthode empirique qui nous permet l'ordre de grandeur acceptable de l'écoulement solide. La formule utilisée est la formule de Tixeront .

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

$$T_s = \alpha \cdot L_0^{0.15} \dots\dots\dots (II.41)$$

Avec :

T_s : Le transport solide (t/km²/an).

L_0 : La lame d'eau écoulée [mm].

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant ; $\alpha = 350$ (perméabilité moyenne).

$$AN : T_s = 697,72 \text{ (t/km}^2\text{/an)}.$$

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = \frac{Q_s \cdot T}{\delta_s} (\text{m}^3) \dots\dots\dots (II.42)$$

Avec :

Q_s : Le débit solide (t/an) ; $Q_s = T_s \cdot S$.

S : Superficie du bassin versant.

δ_s : Poids spécifique de la vase humide ($\delta_s = 1,6 \text{ t/m}^3$).

T : Délai de service ; $T=50$ ans.

AN:

$$Q_s = 961900,78 \text{ t/an.}$$

$$V_m = 30,05 \text{ Mm}^3.$$

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

II.6. ETUDE DES CRUES

L'étude des crues a pour but l'estimation des débits de pointe fréquents et la détermination des hydrogrammes de crue.

La détermination de ces hydrogrammes doit passer tout d'abord par l'estimation des débits maximaux probables à l'aide de formules empiriques.

Les paramètres définissant une crue sont :

- Le débit maximum de la crue (débit de pointe).
- Le volume de la crue.
- La forme de la crue (l'hydrogramme de crue).
- Le temps de base.

II.6.1. Détermination des débits maximaux fréquents par les formules empiriques

a. Formule de Mallet-Gauthier

On a :

$$Q_{max,p\%} = 2. K. \log(1 + 20P_{moy}) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log S} \dots\dots\dots (II.43)$$

Avec :

$Q_{max,p\%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m³/s).

P_{moy} : Pluie moyenne interannuelle (m).

S : Surface du bassin versant (Km²).

L : Longueur du talweg principal (Km).

K : constante dépendant des caractéristiques géographiques et climatiques du bassin : 3<K<4
on prend K=3,5.

T : Période de retour (an).

Tableau II.18 Débits maximum des crues de différentes périodes de retour (Mallet-Gauthier) .

Période de retour (an)	10	20	50	100	1000	10000
Debit max (m ³ /s)	1502.52	1928.37	2376.98	2666.66	3458.99	4101.00

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

b. Formule de Possenti

$$Q_{max,p\%} = \frac{\mu \cdot P_{max,j;p\%} \cdot S}{L} \dots\dots\dots (II.44)$$

Avec :

$P_{max,j;p\%}$: Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée (m).

S : Superficie du bassin versant (km²).

μ : Coefficient $700 < \mu < 800$, on prend $\mu = 750$.

L : Longueur du cours d'eau principal (Km).

Tableau II.19 Débits maximum des crues de différentes périodes de retour (Possenti).

Période de retour (an)	10	20	50	100	1000	10000
Debit max (m ³ /s)	812,58	928,52	1078,61	1191,05	1563,06	1933,12

c. Formule de Turraza

$$Q_{max,p\%} = \frac{CI_{tc}}{3.6} S \dots\dots\dots (II.45)$$

Avec :

S : Superficie du bassin versant (Km²).

C : Coefficient de ruissellement en fonction de la probabilité donnée.

I_{tc} : Intensité des pluies pour une fréquence donnée (mm/h).

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

Tableau II.20 Débits maximum des crues de différentes périodes de retour (Turraza).

Fréquence (%)	10	5	2	1	0,1	0,01
C	0,50	0,55	0,60	0,70	0,80	0,90
I_{tc}	3,59	4,10	4,77	5,26	6,91	8,54
Débit max (m ³ /s)	687,40	863,56	1096,01	1410,03	2116,96	3070,00

d. Formule de Sokolovsky

On a :

$$Q_{max,p\%} = \frac{0.28(P_{tc}-H_0)\alpha.F.S}{T_m} \dots\dots\dots (II.46)$$

Avec :

P_{tc} : Précipitation de probabilité P% correspondant au temps de concentration (mm).

T_m : Temps de concentration.

F : Coefficient de forme de la crue ; $F = \frac{12}{(4+3.\gamma)}$

- Pour $S < 50 \text{ Km}^2$ on a $\gamma = 2$.
- Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable $2 \leq \gamma \leq 2.5$.
- Pour un bassin boisé $3 \leq \gamma \leq 4$.

On prend $\gamma = 2.5$; et donc $F = 1.04$.

H_0 : Perte d'eau initiale, au Nord algérien $H_0 = 14 \text{ mm}$.

S : Superficie du bassin (Km²).

α : Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée.

Tableau II.21 Débits maximums des crues de différentes périodes de retour (Sokolovsky).

Période de retour (an)	10	20	50	100	1000	10000
P_{tc}	54,1	61,8	71,8	79,3	104,1	128,7
α	0,50	0,55	0,60	0,70	0,80	0,90
Débit max (m ³ /s)	534,13	700,37	923,88	1217,71	1920,21	2750,05

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

e. Formule de Giandotti

$$Q_{max,p\%} = \frac{C.S.h_{tc,p\%}\sqrt{h_{moy}-h_{min}}}{4\sqrt{S}+1.5L} \dots\dots\dots (II.47)$$

Avec :

S : Superficie du bassin versant (Km²).

L : Longueur du talweg principal (Km).

h_{moy} : Altitude moyenne (m).

h_{min} : Altitude minimale (m).

$h_{tc,p\%}$: Lane d'eau précipitée pour une probabilité donnée et d'une durée égale au temps de concentration des eaux.

C : Coefficient topographique variant entre 66 et 166. On prend C=120.

Tableau II.22 Débits maximums des crues de différentes périodes de retour (Giandotti).

Période de retour (an)	10	20	50	100	1000	10000
Débit max (m ³ /s)	741,94	847,28	984,38	1087,20	1427,21	1764,48

Tableau II.23 Récapitulatif des débits maximaux de crue.

Méthodes	Périodes de retour (ans)					
	10	20	50	100	1000	10000
Formule de Mallet-Gauthier	1502,52	1928,37	2376,98	2666,66	3458,99	4101,00
Formule de Possenti	812,58	928,52	1078,61	1191,05	1563,06	1933,12
Formule de Turraza	687,40	863,56	1096,01	1410,03	2116,96	3070,00
Formule de Sokolovsky	534,13	700,37	923,88	1217,71	1920,21	2750,05
Formule de Glandotti	741,94	847,28	984,38	1087,20	1427,21	1764,48

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

Commentaire :

Suite aux résultats obtenus, les valeurs retenues sont celles de Turraza, du fait que les résultats de cette méthode sont les plus adéquats avec les résultats mentionnés dans le rapport d'écrêtement du barrage Ghrib (Hydroplus, 2004).

II.6.2. Construction de l'hydrogramme de crues probables par la méthode de Sokolovsky

La méthode de Sokolovsky divise l'hydrogramme de crues en deux équations paraboliques, l'une pour la montée et l'autre pour la décrue.

Pour la montée de crue :

$$Q_m = Q_{max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^x \dots\dots\dots (II.48)$$

Pour la décrue :

$$Q_d = Q_{max} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^y \dots\dots\dots (II.49)$$

Avec :

Q_m : Débit instantané de la montée (m³/s).

Q_d : Débit instantané de la décrue (m³/s).

t_m : Temps de la montée de la crue (h) ; $t_m = t_c$.

t_d : Temps de la décrue (h) ; $t_d = \gamma \cdot t_m$

γ : Coefficient de forme de l'hydrogramme $\gamma = 3$, voir le Tableau II.24 ci-apres.

Q_{max} : Débit maximum de la crue de fréquence considérée (m³/s).

x, y : Puissance des courbes ; $x = 2, y = 3$.

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

Tableau II.24 Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue γ .

Description du cours d'eau	Valeur de γ
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2,0 – 2,5
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales.	3,0 – 4,0
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4,0 – 7,0

Les hydrogrammes de crues pour différentes période de retour sont donnés par le tableau suivant :

Tableau II.25 Les hydrogrammes de crues.

Temps (h)	Q max 10%	Q max 5%	Q max 2%	Q max 1%	Q max 0,1%	Q max 0,01%
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	3,03	3,80	4,83	6,21	9,32	13,52
2	12,11	15,21	19,30	24,83	37,29	54,07
3	27,24	34,22	43,43	55,88	83,89	121,66
4	48,43	60,84	77,22	99,34	149,14	216,29
5	75,67	95,06	120,65	155,22	233,04	337,95
6	108,96	136,89	173,74	223,51	335,57	486,65
7	148,31	186,32	236,47	304,23	456,75	662,38
8	193,71	243,36	308,86	397,36	596,58	865,15
9	245,17	308,00	390,91	502,91	755,04	1094,96
10	302,68	380,25	482,60	620,87	932,15	1351,80
11	366,24	460,10	583,95	751,25	1127,90	1635,68
12	435,86	547,56	694,95	894,06	1342,30	1946,59
13	511,53	642,62	815,60	1049,27	1575,33	2284,54
14	593,25	745,28	945,90	1216,91	1827,02	2649,52
15	681,03	855,56	1085,85	1396,96	2097,34	3041,55

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

15,07	687,40	863,56	1096,01	1410,03	2116,96	3070,00
16	645,85	811,36	1029,75	1324,79	1988,99	2884,41
17	603,07	757,62	961,55	1237,05	1857,25	2693,37
18	562,23	706,31	896,43	1153,27	1731,47	2510,96
19	523,27	657,37	834,32	1073,36	1611,49	2336,97
20	486,15	610,74	775,14	997,23	1497,19	2171,22
21	450,84	566,37	718,83	924,78	1388,43	2013,49
22	417,27	524,21	665,31	855,93	1285,06	1863,59
23	385,42	484,19	614,52	790,59	1186,96	1721,32
24	355,23	446,26	566,39	728,66	1093,98	1586,49
25	326,66	410,37	520,83	670,06	1005,99	1458,88
26	299,66	376,45	477,79	614,68	922,85	1338,31
27	274,19	344,46	437,18	562,44	844,42	1224,57
28	250,21	314,33	398,94	513,25	770,57	1117,47
29	227,67	286,02	363,00	467,01	701,15	1016,80
30	206,53	259,45	329,29	423,64	636,03	922,36
31	186,73	234,59	297,73	383,03	575,07	833,97
32	168,25	211,36	268,26	345,11	518,14	751,40
33	151,02	189,72	240,79	309,78	465,10	674,48
34	135,02	169,62	215,27	276,95	415,80	602,99
35	120,18	150,98	191,62	246,52	370,12	536,74
36	106,48	133,76	169,77	218,41	327,91	475,53
37	93,85	117,91	149,64	192,52	289,04	419,16
38	82,27	103,36	131,18	168,76	253,37	367,43
39	71,68	90,05	114,29	147,04	220,76	320,15
40	62,05	77,95	98,93	127,27	191,08	277,10
41	53,31	66,97	85,00	109,36	164,18	238,10
42	45,44	57,08	72,45	93,21	139,94	202,94
43	38,38	48,22	61,20	78,73	118,21	171,42
44	32,10	40,32	51,18	65,84	98,85	143,35
45	26,54	33,34	42,31	54,44	81,73	118,52
46	21,66	27,21	34,54	44,43	66,71	96,74
47	17,42	21,89	27,78	35,74	53,65	77,81

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

48	13,78	17,31	21,96	28,26	42,42	61,52
49	10,68	13,41	17,02	21,90	32,88	47,68
50	8,08	10,15	12,89	16,58	24,89	36,09
51	5,94	7,47	9,48	12,19	18,31	26,55
52	4,22	5,30	6,73	8,66	13,00	18,86
53	2,87	3,61	4,58	5,89	8,84	12,82
54	1,84	2,31	2,94	3,78	5,67	8,23
55	1,09	1,38	1,75	2,25	3,37	4,89
56	0,58	0,73	0,93	1,20	1,80	2,60
57	0,26	0,33	0,42	0,54	0,81	1,17
58	0,09	0,11	0,14	0,18	0,27	0,39
59	0,02	0,02	0,02	0,03	0,05	0,07
60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

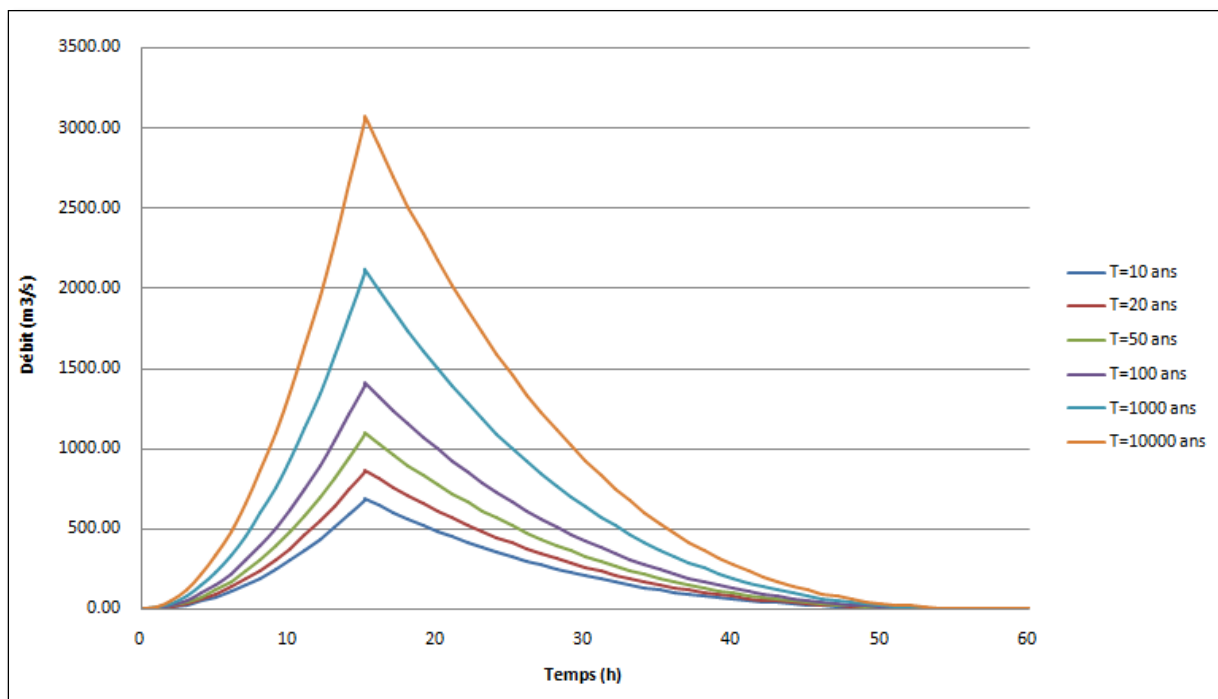


Figure II.14 Hydrogrammes de crues probables.

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

II.6.3. Choix de la crue de projet

La crue de projet, est définie comme étant la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer sans aucun danger. Le choix de la crue de projet dépend de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des conséquences et risques à l'aval, et des considérations technico-économiques liées à l'aménagement et à l'environnement.

Donc notre choix doit se porter sur la variante qui satisfera les exigences techniques du milieu et qui soit la moins coûteuse possible tout en tenant compte des risques probables à l'aval.

Alors, pour son estimation nous nous reportons aux recommandations du comité Australien des Grands Barrages.

Tableau II.26 Crue de projet recommandée par le comité Australien des grands barrages (ANCOLD, 1986).

Catégories des dommages	Crue de projet recommandé de probabilité de dépassement annuelle.
Elevés - Perte de vie -Dommages considérable	1/100000 à 1/10000
Importants -Pas de perte de vie -Dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faibles -Pas de perte de vie -Dommages légers	1/1000 à 1/100

Pour notre cas on peut considérer que le risque en aval est très important et tenant compte des difficultés géologiques de la zone, nous optons pour une crue de projet d'ordre déca milléniale (10000 ans) de probabilité 0.01%.

On a alors : $Q_{0,01\%} = 3070 \text{ m}^3/\text{s}$.

L'hydrogramme de crue retenu, correspondant à la période de retour de 10000 ans, tracé sur la base des résultats obtenus par la méthode de Sokolovsky est représenté dans la figure suivante.

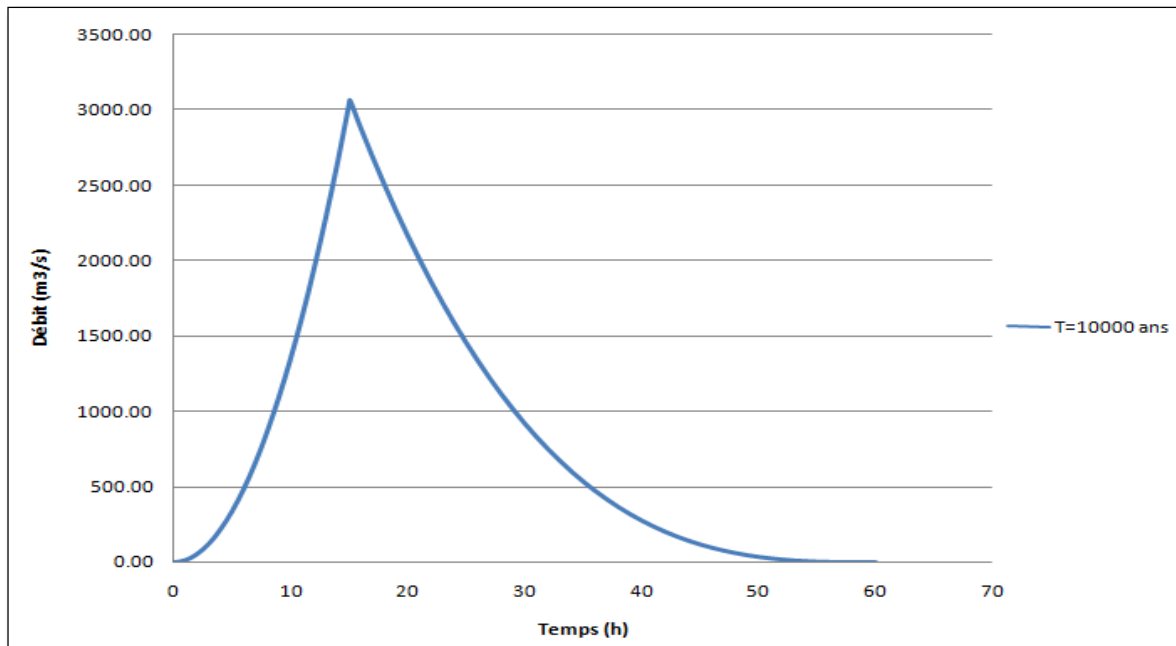


Figure II.15 Hydrogramme de la crue de projet.

II.7. REGULARISATION DE L'ECOULEMENT

La régularisation de l'écoulement fluvial est la répartition régulière de celui-ci dans le temps pour compenser les déficits de la demande. Il existe deux type de régularisation, tout d'abords la régularisation annuelle, c'est quand l'écoulement annuel peut couvrir la demande en eau et les pertes d'eau du barrage durant toute l'année. Ce type de régularisation permet de déterminer une restitution en eau optimale qui est destinée à satisfaire des besoins limités.

Sait-on jamais l'écoulement annuel est inférieur à la demande exigée et des pertes d'eau, il devient impératif de faire appel à la régularisation interannuelle, c'est-à-dire pour satisfaire les besoins d'une année, il faut utiliser une partie de l'écoulement des années précédentes stockées dans le barrage.

Pour un total de besoins annuel estimé à 83,75 hm³/an (source : ANBT), on a un écoulement annuel qui peut couvrir ces besoins avec 91,64 hm³/an, et donc la régularisation est de type annuelle.

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

Pour ce type de régularisation, on utilise la méthode du bilan d'eau, elle nécessite la connaissance des données de base telles que :

- Les répartitions mensuelles des apports, d'évaporation sur la retenue et les pertes par infiltration.
- La courbe (Hauteur-Capacité-Surface).
- Les besoins en eau des utilisateurs.

II.7.1. Courbes caractéristiques de la retenue

Etant donnée l'état d'envasement très avancé du barrage, nous allons travailler avec les données actualisées correspondant au levé bathymétrique de l'année 2004.

L'approximation des volumes a été faite selon l'expression suivante :

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \dots\dots\dots (II.50)$$

Avec :

S_i : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i (m²).

S_{i+1} : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{i+1} (m²).

ΔH : Différence d'altitude entre deux courbes de niveau successives.

ΔV_i : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives (m³).

Dans ce qui suit, on procédera au calcul des volumes partiels de la retenue pour arriver à la représentation des caractéristiques de la retenue sous forme de courbe de capacité-hauteur-surface (figure II.16).

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

Tableau II.27 Caractéristique topographiques de la retenue.

Hauteur (m)	Cote (m NGA)	ΔH (m)	Surface(Km ²)	ΔV (Mm ³)	Volume(Mm ³)
0	397,00	0	0,000	0,000	0,000
2	399,00	2	0,002	0,003	0,003
4	401,00	2	0,004	0,010	0,013
6	403,00	2	0,01	0,017	0,030
8	405,00	2	0,01	0,084	0,114
10	407,00	2	0,07	2,108	2,222
12	409,00	2	2,04	5,771	7,993
14	411,00	2	3,74	8,047	16,040
16	413,00	2	4,31	9,032	25,072
18	415,00	2	4,72	10,333	35,405
20	417,00	2	5,61	11,918	47,323
22	419,00	2	6,31	13,344	60,667
24	421,00	2	7,04	14,930	75,597
26	423,00	2	7,89	16,307	91,904
28	425,00	2	8,42	18,558	110,462
30	427,00	2	10,14	22,973	133,435
32	429,00	2	12,83	27,100	160,535
33,5	430,50	1,5	14,27	/	/

II.7.2. Détermination des besoins

La restitution est la quantité d'eau qu'on doit garantir pour satisfaire les besoins en eau d'un secteur utilisateur donné. Dans notre cas, il s'agit des besoins pour :

- l'irrigation de 22 hm³/an.
- l'alimentation en eau potable de 7.0 hm³/an.
- En plus, à cela s'ajoute un transfert de 150 000 m³/jour vers la retenue de Bouroumi, pour le renforcement de l'AEP d'Alger.

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

Pour l'alimentation et le transfert, le calcul est simple avec un taux mensuel fixe. Par contre pour l'irrigation, c'est là que la question se pose afin de déterminer la quantité mise à la disposition de l'agriculture par mois, et qui varie d'un mois à un autre et d'une culture à une autre.

Connaissant la durée de la saison végétative, la répartition de cette quantité est proportionnelle à l'évapotranspiration, soit aux déficits des écoulements mensuels des mois : avril, mai, juin, juillet, août et septembre, durant lesquels on prend les quantités nécessaires du barrage, et qui sont données en pourcentage par l'Institut National d'Agronomie.

Tableau II.27 Estimation des besoins mensuels.

Mois	Besoin En Irrigation (%)	Besoins En Irrigation (Hm ³ /An)	Besoin En AEP (Hm ³ /An)	Transfert Vers Bouroumi (Hm ³ /An)	Total /Mois (Hm ³ /Mois)
Octobre	0	0	0,58	4,56	5,14
Novembre	0	0	0,58	4,56	5,14
Décembre	0	0	0,58	4,56	5,14
Janvier	0	0	0,58	4,56	5,14
Février	0	0	0,58	4,56	5,14
Mars	0	0	0,58	4,56	5,14
Avril	5	1,1	0,58	4,56	6,24
Mai	15	3,3	0,58	4,56	8,44
Juin	20	4,4	0,58	4,56	9,54
Juillet	25	5,5	0,58	4,56	10,64
Aout	20	4,4	0,58	4,56	9,54
Septembre	15	3,3	0,58	4,56	8,44
Total/ an (hm ³ /an)	100	22	7	54,75	83,75

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

II.7.3.Calcul du volume utile

Pour calculer le volume utile de la retenue on a besoin de :

- L'apport annuel $W_{80\%}$.
- La consommation $U_{80\%}$.
- Le volume mort de la retenue.

Le calcul est réalisé par la méthode du bilan d'eau, qui s'effectue comme suit :

- Détermination de la période à bonne hydraulité.
- Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.
- Calcul des volumes excédentaires et déficitaires V_s et V_d .
- Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.
- Détermination du volume à évacuer.

La période à bonne hydraulité est celle entre le mois d'Octobre et le mois de mars.

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II.28 Calcul du volume utile de la retenue :

Mois	$W_{80\%}$ (Mm ³)	$U_{80\%}$ (Mm ³)	W-U (Mm ³)	V (Mm ³)
Octobre	8,13	5,14	2,99	39,44
Novembre	10,77	5,14	5,63	
Décembre	13,25	5,14	8,11	
Janvier	12,33	5,14	7,19	
Février	12,46	5,14	7,32	
Mars	10,58	5,14	5,44	
Avril	9	6,24	2,76	
Mai	6,47	8,44	-1,97	31,48
Juin	1,95	9,54	-7,59	
Juillet	0,93	10,64	-9,71	
Aout	1,04	9,54	-8,5	
Septembre	4,73	8,44	-3,71	

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

$$V_s = 39,44 \text{ Mm}^3.$$

$$V_d = 31,48 \text{ Mm}^3. \text{ Donc on a un fonctionnement à un seul temps.}$$

Avec $V_s > V_d$, le volume utile est pris égale à V_d , on aura alors :

$$V_u = V_d = 31,48 \text{ Mm}^3$$

Le volume de ,la retenue normale sera : $V_{NR} = V_u + V_m$

$$\text{Alors : } V_{NR} = 61,53 \text{ Mm}^3.$$

La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible du barrage dans les conditions normales d'exploitation et correspond au niveau de côte normale de la retenue (NNR).

Le temps d'alternance entre le remplissage et la restitution de la retenue s'appelle temps de fonctionnement, auquel s'ajoutent les deux consignes d'exploitation résumées comme suit :

✚ Première consigne :

Elle consiste à remplir le barrage jusqu'au NNR lors des crues, et restituer après tout en tenant compte du niveau du volume mort. L'excédent d'eau est évacué par l'évacuateur de surface.

✚ Deuxième consigne :

Cette consigne consiste à faire évacuer l'excédent d'eau par l'évacuateur de fond.

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

II.7.4. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Le niveau du volume mort correspond à $V_m = 30,05 \text{ Mm}^3$.

Le volume au niveau normal de la retenue correspond à $V_{NR} = 61,53 \text{ Mm}^3$.

$$V_{rf} = V_{ri} + (A - U) \dots\dots\dots (II.51)$$

Avec :

V_{rf} : Volume de remplissage final.

V_{ri} : Volume de remplissage initial.

S=Volume excédentaire à évacuer.

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau II.29.

II.7.5. Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)

Dans la retenue il existe deux type de pertes :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

a. Pertes par évaporation

ETP moyenne annuelle pour Ghrib=1108 mm.

Tableau II.30 Evaporation mensuelle.

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Année
Evaporation (mm)	112	74	42	30	31	46	80	100	129	144	162	158	1108

Source : ANRH

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

On a :

$$V_{ép} = E_v \cdot S_{moy} \dots\dots\dots (II.52)$$

Avec :

E_v : Evaporation mensuelle (mm).

S_{moy} : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen tirée de la courbe (capacité-hauteur).

b. Pertes par infiltration

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \dots\dots\dots (II.53)$$

Avec :

δ : Coefficient dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette.

Les valeurs de ce coefficient sont données dans le tableau suivant :

Tableau II.31 Valeur du coefficient.

Conditions hydrogéologiques	Hauteur d'infiltration	% du volume moyen	
		Année	Mois
Sol à faible perméabilité	0 à 50	5à10	0,5 à 1,0
Sol à perméabilité moyenne	50 à 100	10à20	1 à 1,5
Sol à forte perméabilité	>100	>20	>1,5

Dans notre cas, on a un sol peu perméable (sol à faible perméabilité) alors on opte pour un coefficient δ égale à 0,75.

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

Tableau II.32 Les volumes des pertes dans la retenue.

Mois	V_{moy} (Mm ³)	S_{moy} (Km ²)	E_v (mm)	$V_{ép}$ (Mm ³)	V_{inf} (Mm ³)	Perte(Mm ³)
Oct	27,57	4,89	74	0,36	0,21	0,57
Nov	31,88	5,31	42	0,22	0,24	0,46
Dec	38,75	5,83	30	0,17	0,29	0,47
Jan	46,40	6,26	31	0,19	0,35	0,54
Fev	53,65	6,70	46	0,31	0,40	0,71
Mars	60,03	7,01	80	0,56	0,45	1,01
Avr	61,53	7,10	100	0,71	0,46	1,17
Mai	60,55	7,04	129	0,91	0,45	1,36
Juin	55,77	6,81	144	0,98	0,42	1,40
Juill	47,12	6,31	162	1,02	0,35	1,38
Aout	38,01	5,78	158	0,91	0,29	1,20
Sept	31,91	5,33	112	0,60	0,24	0,84
Total	553,13	74,37	1108	6,95	4,15	11,10

Les résultats de calcul du volume utile avec pertes sont donnés dans le tableau II.33.

D'après le tableau II.33, on a :

$$V_s' = 34,51 \text{ Mm}^3.$$

$$V_d' = 33,66 \text{ Mm}^3. \text{ Donc on a un fonctionnement à un seul temps.}$$

Avec $V_s' > V_d'$, le volume utile est pris égale à V_d , on aura alors :

$$V_u' = V_d' = 33,66 \text{ Mm}^3.$$

Le volume de la retenue normale sera : $V'_{NR} = 63,71 \text{ Mm}^3$.

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

❖ Estimation de l'erreur :

On a:

$$\xi = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \cdot 100 \dots\dots\dots (II.54)$$

Pour une erreur de l'ordre de 5% , on admet le volume utile égale à $V_u = 33,66 \text{ Mm}^3$, et donc $V_{NNR} = 63,71 \text{ Mm}^3$ ce qui nous donne une cote normale de la retenue égale à :

$$NNR = 421,45 \text{ m NGA}$$

II.8. LAMINAGE DES CRUES

L'étude de laminage de crue va nous permettre de déterminer la cote maximale du plan d'eau, ainsi que le dimensionnement optimum de l'évacuateur de crue en fonction des hauteurs laminées sans affecter la sécurité globale de l'aménagement.

Cette étude a été réalisée par la Méthode de Kotcherine.

➤ Principe de calcul

Le calcul du laminage passe par les étapes suivantes:

a. Calcul de la hauteur déversante :

$$H_d = NPHE - NNR \dots\dots\dots (II.55)$$

NPHE et NNR sont donnés par projection des volumes V_{PHE} et V_{NR} respectivement ; tel que le volume normal est égale à $63,71 \text{ Mm}^3$, alors que le volume des plus haute eaux est égale à :

$$V_{PHE} = V_{NR} + V_f \dots\dots\dots (II.56)$$

avec :

$$V_f = (0.05 \div 0.2) V_{cp\%} ; \text{ on le prend égale à } 0.1 V_{cp\%}.$$

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

$V_{cp\%}$: C'est l'air sous l'hydrogramme de crue qui représente $Q_{p\%} \times t$ (Mm^3).

Après calcul on obtient : $V_{cp\%} = 184,8 Mm^3$ et $V_f = 18,48 Mm^3$.

$$V_{PHE} = 82,19 Mm^3.$$

Par projection des deux volumes sur la courbe de capacité-hauteur on obtient les valeurs de niveau suivantes : NNR= 421,45 m NGA et NPSH= 423,84 m NGA.

Finalement :

$$H_d = 2,39 m$$

b. Calcul du débit maximal déversé :

$$q_{\max p\%} = 0.85 \times Q_{p\max} \left(1 - \frac{V_f}{V_{cp\%}}\right) \dots\dots\dots (II.57)$$

Pour la valeur de $Q_{p\max} = 3070 m^3/s$; on obtient :

$$q_{\max p\%} = 2348,55 m^3/s$$

II.8.1. Méthode de Kotcherine.

La méthode de Kotcherine est un procédé grapho-analytique, qui se base sur les principes suivants :

1. L'hydrogramme de crue est considéré comme un triangle ou un trapèze.
2. Les débits transitant par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire.
3. Le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau NNR.
4. Les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

Tableau II.34 Données de départ.

Hd(m)	cote (m)	V _{phe} (Mm ³)	V _f (Mm ³)	q _{max} =Q _{max} (1-vf/vcp)
0	421,45	63,723	0	3070,00
1	422,45	71,149	7,426	2946,64
2	423,45	79,023	15,3	2815,83
3	424,45	87,196	23,473	2680,05
4	425,45	95,621	31,898	2540,09
5	426,45	104,656	40,933	2390,00
6	427,45	114,783	51,06	2221,76

Dans le tableau II.35, ci-après, on trouvera le calcul du débit déversant en fonction de la hauteur et de la largeur.

Le débit d'évacuation est calculé en variant la largeur b de 125 m à 170 m d'après la formule suivante :

$$Q = mb\sqrt{2g}H_d^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots (II.58)$$

Avec :

m : Coefficient de débit dépend de la forme du déversoir dans notre cas il est égale à 0,49.

b : Largeur du déversoir (m).

H_d : Charge global d'eau sur le déversoir.

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

Tableau II.35 Détermination du débit en fonction de H_d et b .

$H_d(m)$	$q_{max}=m.b.v(2g).hd^{(3/2)}$						
	70	90	110	130	150	170	190
0	0	0	0	0	0	0	0
1	151,93	195,34	238,75	282,16	325,56	368,97	412,38
2	429,72	552,50	675,28	798,06	920,84	1043,61	1166,39
3	789,45	1015,01	1240,57	1466,12	1691,68	1917,24	2142,80
4	1215,44	1562,71	1909,98	2257,25	2604,51	2951,78	3299,05
5	1698,63	2183,95	2669,27	3154,60	3639,92	4125,24	4610,57
6	2232,91	2870,88	3508,85	4146,83	4784,80	5422,77	6060,75

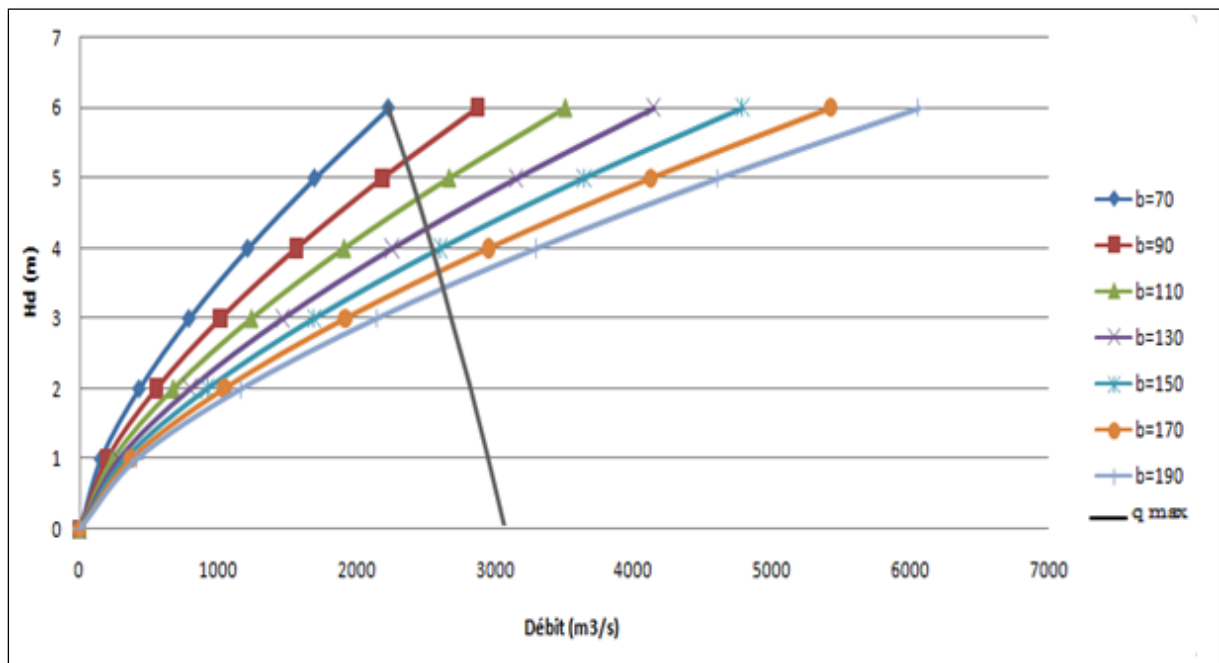


Figure II.17 Laminage de crue de projet par la méthode de Kotcherine.

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

Selon les résultats obtenus, on possède plusieurs variantes différentes pour ce qui est du couple (largeur du seuil ; hauteur déversante) qui sont les suivantes :

(70 ;6) , (90 ; 5,2) , (110 ; 4,8) , (130 ; 4,3) , (150 ; 4,9) , (170 ; 4,8) et finalement (190 ; 3,4).

Notre choix doit se faire suite à une étude d'optimisation effectuée pour ces sept possibilités, pour le choix de la variante la plus économique.

Le barrage du Ghrib existe depuis 77 ans (1939), notre objectif ne consiste pas à refaire son dimensionnement mais plutôt le dimensionnement de son rehaussement.

Cette étude a pour objectif d'actualiser et mettre à niveau, si possible, les données hydrologiques de départ qui ont servis au dimensionnement de l'ouvrage.

De ce fait, nous allons nous arrêter à ce point pour ce qui est de l'hydrologie du barrage.

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

CONCLUSION

L'étude hydrologique est considérée comme une étape très importante lors de la réalisation d'un ouvrage.

Dans notre cas, elle a été traitée par intérêt purement pédagogique, ce qui nous a permis d'actualiser et mettre à jours les données en notre possession.

Avec des côtes et volumes différents pour ce qui est de la réalité, les résultats obtenus ne reflètent pas l'état réel du barrage.

Cette différence de résultats est due essentiellement à deux facteurs majeurs à savoir :

- ✚ Les données, notamment les séries pluviométriques, les besoins, etc... ne sont plus les mêmes avec ceux des quatre décennies passées en raison des changements climatiques et des modifications qui ont affecté les écoulements et précipitations sur le bassin versant.
- ✚ Les méthodes hydrologiques employées lors de notre étude ne sont pas les mêmes qu'utilisées par les concepteurs du barrage, elles peuvent même être incompatibles ou bien elles ne correspondent pas aux conditions réelles du bassin versant.

Chapitre 3 :



*Principe de conception et de
dimensionnement d'une hausse fusible*

CHAPITRE III: PRINCIPE DE CONCEPTION ET DE DIMENSIONNEMENT D'UNE HAUSSE FUSIBLE.

INTRODUCTION

Les hausses fusibles sont des éléments auto stables, à basculement autonome, placés sur la crête du déversoir et qui permettent d'augmenter la capacité de stockage du réservoir sans que cela ne modifie les conditions de stabilité et de sécurité de l'ouvrage.

Elles sont conçues de manière à évacuer les crues courantes par-dessus leur crête en limitant le niveau d'eau à l'amont grâce à leur forme de labyrinthe.

Dans le cas de crue extrême, le niveau d'eau atteindra un niveau critique, qui permettra l'alimentation d'une structure de mise en eau propre à chaque hausse qui déstabilisera l'élément et provoquera son évacuation.

Chaque hausse fusible a un niveau de déclenchement différent ce qui permet un effacement progressif du rideau de rehausse et permet d'atténuer la crue à l'aval.

III.1.LES HAUSSES FUSIBLES : TYPES, CARACTERISTIQUES

❖ Description d'une hausse fusible :

Chaque hausse est composée de quatre éléments indispensables qui sont : l'auge (qui représente le corps de la hausse), l'entonnoir ou puits d'alimentation, chambre de mise en pression au contact du seuil, et finalement le lest.

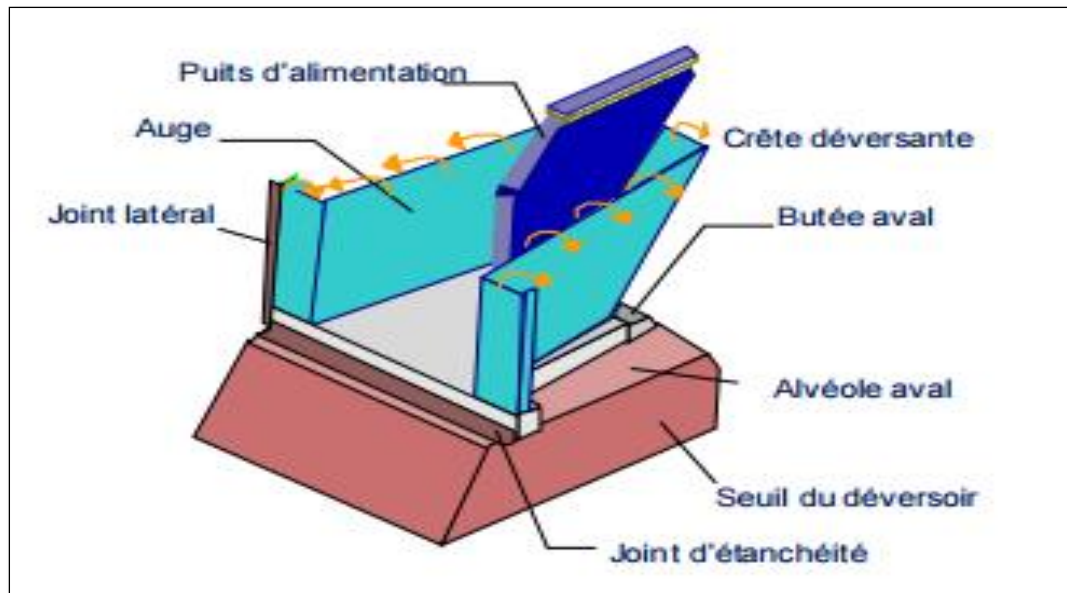


Figure III.1 Vue amont d'une hausse labyrinthe (Spinazzola et Lacroix, 2009).

Dans ce qui va suivre, on va traiter chaque élément indépendamment des autres, pour bien comprendre le rôle de chacun.

III.1.1. La hausse

Il existe plusieurs types de hausses qui varient selon la dimension, la forme, le poids, ainsi que les matériaux de fabrication, ceci afin de répondre aux exigences et besoins de chaque projet.

On distingue deux grandes familles :

a. Hausse à crête labyrinthe

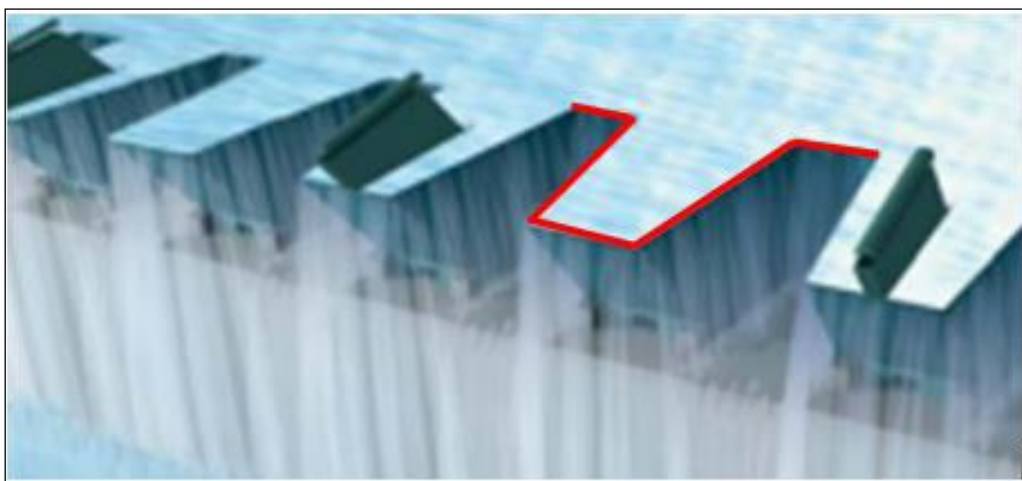


Figure III.2 Vue aval d'une hausse labyrinthe (Hydroplus, 2006).

CHAPITRE III : principe de conception et de dimensionnement d'une hausse fusible.

Ce sont des hausses qui supportent des lames d'eau d'une hauteur comprise entre 30% et 150% de leurs propres hauteurs.

La hausse est constituée d'un caisson ouvert vers l'amont dont la crête a une forme de labyrinthe. La hauteur de la hausse est couramment comprise entre 1 et 3 m, ce qui représente 40% à 80% de la hauteur de la lame déversante en absence de la hausse.

On distingue trois formats standards disponibles selon la largeur de la hausse, large (W : *Wide*) ou étroite (N : *Narrow*), et la marge du basculement qui dépend de la hauteur de l'entonnoir, bas (LH : *Low Head*), élevé (HH : *High Head*).

Ils sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.1. La marge de basculement selon le rapport largeur sur hauteur (Benlachtar, 2009).

Type d'entonnoir	La marge de basculement (en fonction de la hauteur de la hausse).	Rapport largeur/hauteur.
Etroite entonnoir bas NLH	Entre 30% H et 70% H	1.0 (± 5%)
Large entonnoir bas LLH	Entre 30% H et 70% H	1.5 (± 5%)
Large entonnoir élevé LHH	Entre 70% H et 140% H	1.8 (± 5%)

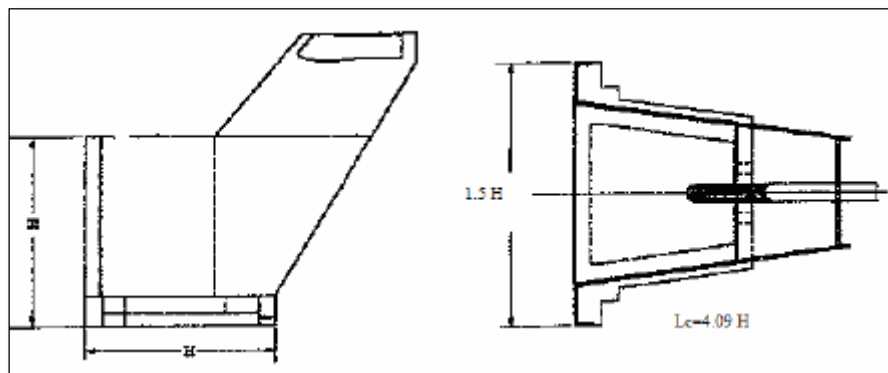


Figure III.3 : Hausse labyrinthe à faible lame déversante (Benouniche, 2006)

CHAPITRE III : principe de conception et de dimensionnement d'une hausse fusible.

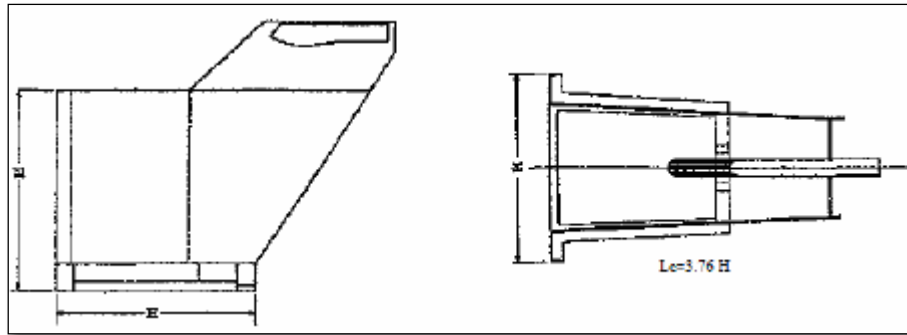


Figure III.4 : Hausse labyrinthe à lame déversante modérée. (Benouniche, 2006).

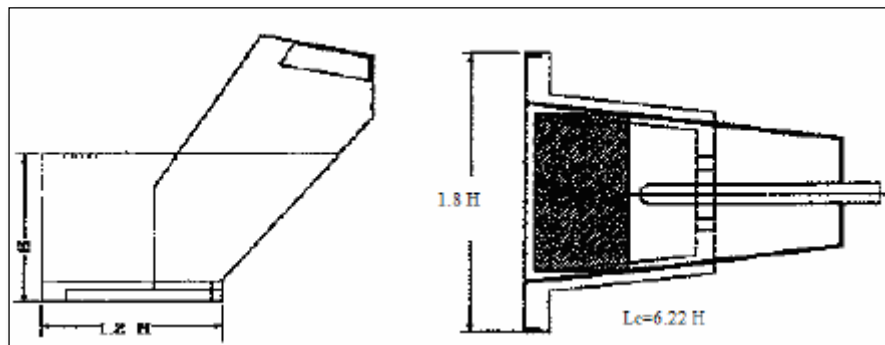


Figure III.5 : Hausse labyrinthe à forte lame déversante (Benouniche, 2006).

Ces hausses peuvent être en acier ou en béton ou encore mixtes : auge en acier et chambre en béton.

Le puits quant à lui est en acier.

b. Hausse à crête rectiligne

Elles sont de quatre types :

✚ Hausses destinées à supporter de très fortes lames d'eau :

Elles sont profilées pour obtenir le meilleur coefficient d'écoulement, elles sont en béton coulé sur place, leur puits est en béton ou en acier.

Elles peuvent être de grandes dimensions 20 m de largeur, et supporter des lames d'eau d'une hauteur allant jusqu'à quatre fois leur hauteur propre.



Figure III.6 Hausses à crêtes rectiligne exemple du barrage Beni Amrane (Hydroplus, 2016).

✚ Hausses spéciales dites « grand froid » :

Elles sont utilisées dans des conditions de froid sévères. Elles sont profilées et revêtues de manière à réduire le frottement et l'abrasion de la glace. Elles sont construites en acier ou en béton.

✚ Fusibles de sécurité :

Souvent associés à des vannes pour les assister dans le cas de très fortes crues. Elles peuvent être utilisées seules à déversement automatique dans les bassins de stockage disposés le long de grands fleuves.

✚ Hausses rabattables :

Ce dispositif fusible basé sur les mêmes principes de déclenchement que la Hausse Fusible, n'est pas entraîné par la crue mais s'efface vers le bas tel un clapet. Il pourra être remis manuellement en place par l'exploitant après le passage de la crue.

CHAPITRE III : principe de conception et de dimensionnement d'une hausse fusible.



Figure III.7 Hausses rabattables (Hydroplus, 2006).

III.1.2. Le puits d'alimentation

Il est généralement solidaire à la hausse, construit en acier et relié à la chambre de mise en pression. Il a un rôle essentiel dans le phénomène de basculement de la hausse.

Dans les conditions normales, il participe à l'aération de la lame. Dans les cas de très fortes lames, le puits est doublé en aval par un évent d'aération.

La position du puits et le profil de son embouchure sont adaptés à la forme des lignes d'eau.



Figure III.8 Puits d'alimentation en acier du barrage Ghrib, Algérie (Azzi, 2016).

CHAPITRE III : principe de conception et de dimensionnement d'une hausse fusible.

Ceci dit, dans quelques cas, on peut trouver un regroupement des puits dans des chambres aménagées dans les bajoyers, relié à la chambre de mise en pression par une conduite noyée, dans le but de laisser le seuil libre de tout obstacle ainsi d'obtenir un réglage précis et facilement ajustables des côtes de basculement.



Figure III.9 Puits d'alimentation regroupés dans des chambres aménagées dans les bajoyers, exemple du barrage Terminus, USA (Hydroplus, 2016).

Ou encore on peut trouver deux hausses qui se partagent le même puits avec un accordement par une conduite noyée. Dans ce cas le basculement de l'une d'entre elle va automatiquement induire le basculement de la seconde.



Figure III.10 Puits commun entre plusieurs hausses, exemple du barrage Chopadvav, Inde (Hydroplus, 2016).

III.1.3. Le lest

L'équilibre général des hausses est assuré par leurs formes et la nature des matériaux qui les constituent. Le lest sert à renforcer cet équilibrage et ajuster la pression dans la chambre de mise en pression lors du basculement.

Il permet essentiellement de déterminer le comportement spécifique de chacune d'elles.

Il est constitué de blocs de béton, acier ou fonte.

III.1.4. La chambre de mise en pression

Construite en béton ou acier, elle est solidaire à la hausse et est en contact en aval avec deux butées en béton ancrées dans le seuil. Elle comporte un dispositif d'étanchéité ainsi que des purges, pour éviter la mise en pression accidentelle de la chambre due aux eaux d'infiltration venant du réservoir.

CHAPITRE III : principe de conception et de dimensionnement d'une hausse fusible.

La section des purges et beaucoup plus inférieure que celle des puits d'alimentation, dans le but de provoquer la sous pression en cas de submersion de la hausse et déversement dans le puits.

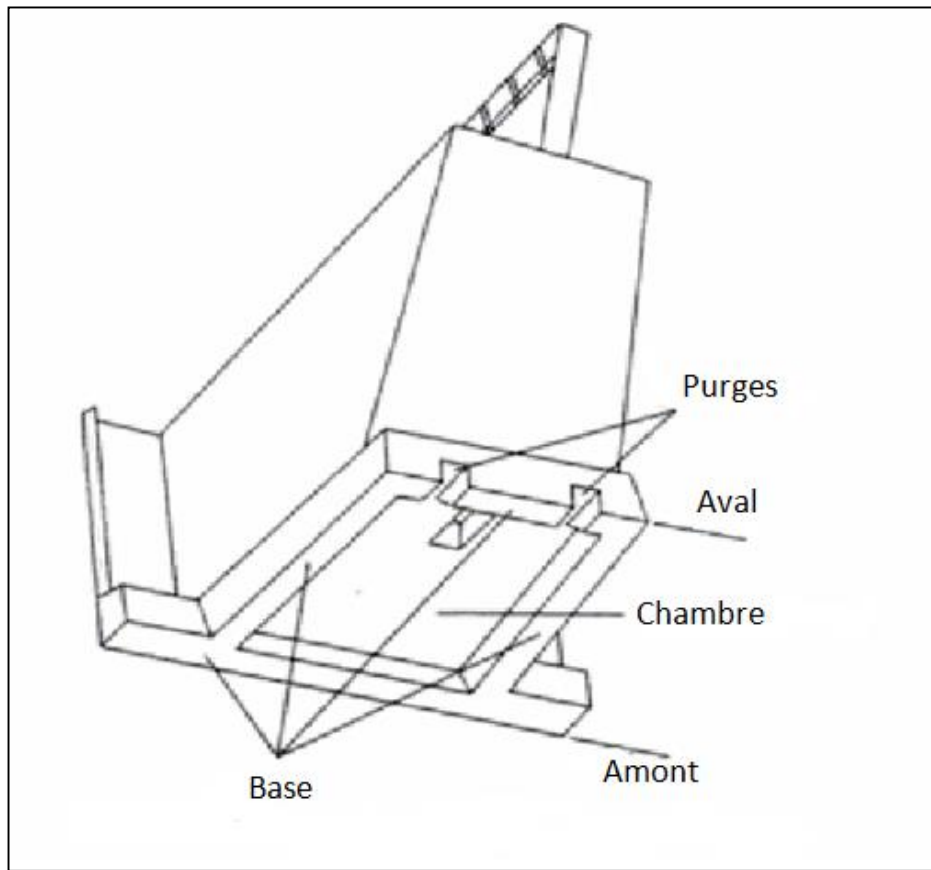


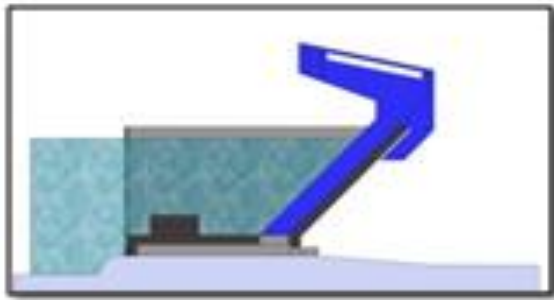
Figure III.11 Vue d'en bas d'une hausse labyrinth (The British Dam Society, 1996).

III.2. DESCRIPTION DU PROCEDE

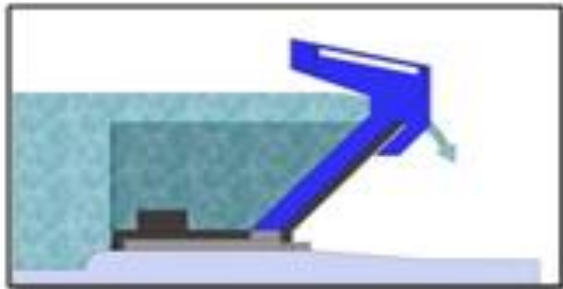
Les hausses sont des éléments auto-stables posées sur le seuil du déversoir, maintenues à l'aval par des butées ancrées dans le béton et lestées pour renforcer leur stabilité même sous la pression de l'eau.

Elles sont munies de purge pour assurer le drainage de la chambre en cas d'alimentation accidentelle de celle-ci.

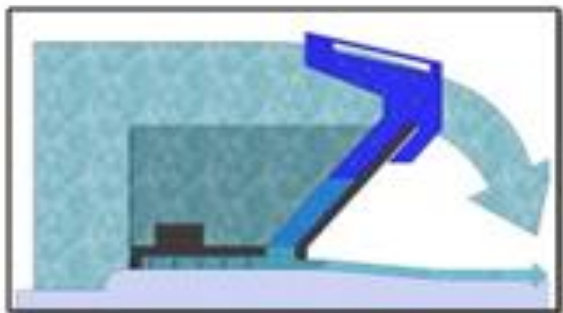
CHAPITRE III : principe de conception et de dimensionnement d'une hausse fusible.



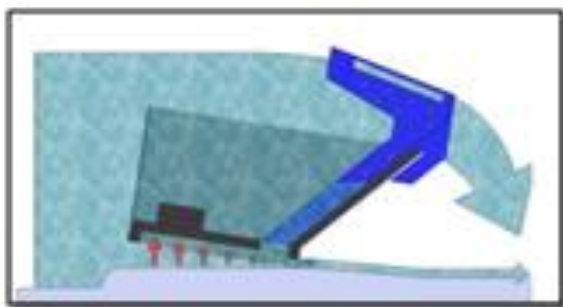
(a)



(b)



(c)



(d)

✚ Conditions normales :

Dans le cas des crues normales, le dispositif permet la surélévation de la crête déversante du barrage. Lors de la plupart des crues, l'eau s'écoule simplement par-dessus les hausses qui agissent comme un seuil libre déversant.

✚ Crues exceptionnelles :

Lorsque le niveau de l'eau dépasse le sommet de son puits, la chambre intérieure sera alimentée, dès que les purges sont saturées, une pression s'établit sous la hausse qui la déséquilibre et la fait basculer vers l'aval.

Au fur et à mesure de la montée de l'eau, les hausses basculent ainsi les unes après les autres, leurs côtes de basculement sont réglées avec précision par le calage en hauteur du puits, différente d'un élément à l'autre.

Jusqu'au basculement de la première hausse, l'utilisateur a l'avantage du stockage supplémentaire et le système fonctionne comme tout autre barrage non rehaussé. Avec les hausses fusibles, seulement un nombre d'unités est suffisant à surmonter une crue.

En outre, les hauteurs du réservoir auquel chaque hausse bascule peuvent être contrôlées avec précision.

Figure III.12 : Procédé de déversement
(Hydroplus, 2016)

CHAPITRE III : principe de conception et de dimensionnement d'une hausse fusible.

Les périodes de retour des crues de déclanchement correspondant au premier basculement se situent généralement entre 100 et 1000 ans.

III.3. STABILITE: Critères de calcul

III.3.1. Calculs de stabilité

Bien que les principes considérés ici s'appliquent à tous les types de hausses fusibles, le présent travail se limitera aux hausses fusibles à crête labyrinthe et traitera la stabilité au renversement et au basculement.

Pour le calcul de stabilité, dans notre cas, on doit s'intéresser à la stabilité au glissement et au renversement.

La stabilité au glissement est simplement assurée par les butées placées à l'aval. Elles sont conçues pour résister à la poussée horizontale des hausses fusibles. Quant à la stabilité au renversement elle sera vérifiée par rapport aux butées, et nécessitera la détermination des moments de toutes les forces agissant sur la hausse fusible.

Les moments renversant sont :

- La pression hydrostatique de la retenue, agissant sur la face amont de la hausse fusible.
- La sous-pression dans la chambre et sous la base (quand le puits d'alimentation est submergé, la sous-pression s'élève rapidement provoquant le renversement de la hausse).

Les moments stabilisateurs sont :

- Le poids propre de la hausse.
- Le poids du lest.
- Le poids de l'eau sur le fond de l'auge.
- La contre pression de la lame déversante contre la face aval de la hausse.

Dans ce qui suit, on abordera le détail des relations du calcul des moments.

 Calcul des moments :

- Pression hydrostatique amont :

Pour simplifier les calculs, la pression hydrostatique sur les puits n'est pas prise en compte.

CHAPITRE III : principe de conception et de dimensionnement d'une hausse fusible.

Si $h \leq H$.

- La résultante de la pression hydrostatique amont est :

$$F_{am} = \rho_e g h S \dots\dots\dots (III.1)$$

On obtient alors :

$$F_{am} = \frac{1}{2} \rho_e g L h^2$$

- Le moment résultant est

$$M_{am} = \frac{1}{6} \rho_e g L h^3 \dots\dots\dots (III.2)$$

Avec :

F_{am} : Pression hydrostatique amont (m/s).

h : Hauteur de la retenue au dessus du seuil portant les hausses (m).

H : Hauteur de la hausse (m).

g : Accélération de pesanteur (m/s²).

ρ_e : Densité de l'eau (kg/m³).

Si $h > H$

- La résultante des pressions hydrostatiques amont est :

$$F_{am} = \frac{1}{2} \rho_e g H S + \rho_e g (h - H) S \dots\dots\dots (III.3)$$

Après simplification on obtient :

$$F_{am} = \frac{1}{2} \rho_e g H L (2h - H)$$

CHAPITRE III : principe de conception et de dimensionnement d'une hausse fusible.

- Pression exercée vers le bas dans l'auge :

Quand ($h \leq H$), la résultante de la pression verticale qui s'exerce à l'intérieur de l'auge est égale au poids de l'eau qu'elle contient, elle varie de 0 à $P_{max} = \rho_{eau} V_{auge}$

Lors du déversement, la ligne d'eau au-dessus de la hausse suit une courbe descendante vers l'aval, donc la détermination de la composante verticale de la pression exercée à l'intérieur de l'auge nécessite des essais sur modèle réduit.

- Contre pression de la lame déversante :
 - La pression appliquée par la lame d'eau à l'aval est égale à

$$F_{av} = \frac{1}{2} \rho_e g L_{av} h_{av}^2 \dots \dots \dots (III.5)$$

- Le moment résultant est égale à :

$$M_{av} = \frac{1}{6} \rho_e g L_{av} h_{av}^3 \dots \dots \dots (III.6)$$

Les essais sur modèles réduits ont montré que si le débit n'est pas contrôlé par le niveau aval, h_{av} varie du $\frac{1}{4} h$ à $\frac{1}{5} h$.

Le moment de la contre pression est faible en comparaison avec les autres moments qui rentrent dans le calcul de la stabilité de la hausse.

- Sous pression dans la chambre de mise en pression et sous la base :

La détermination des sous-pressions dans la chambre et sous la base, est nécessaire pour comprendre le phénomène de stabilité de la hausse jusqu'au remplissage de la chambre.

La chambre se remplit quand le puits entonne l'eau et ceci est possible seulement si l'eau atteint le niveau amont prédéterminée et qui va par la suite causer le basculement de la hausse.

La sous pression dans la chambre et sous la base de la hausse est le résultat de l'équilibre entre les débits entrants et sortants qui sont les suivants :

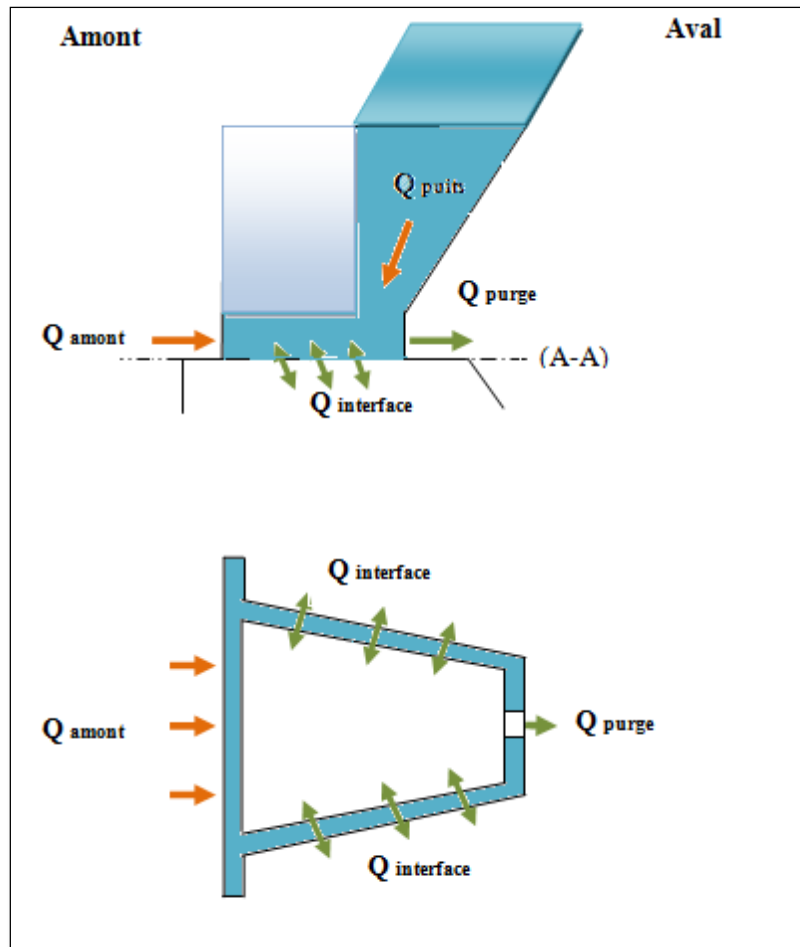


Figure III.14 Représentation des différents débits transitant par la chambre de mise en pression.

- Débits entrants :
 - Débit entrant dans la chambre à travers le joint amont dégradé, le cas échéant, (Q_{amont}).
 - Débit entonné par le puits, cas échéant, (Q_{puits}).
- Débit sortant :
 - Débit sortant à travers les purges (Q_{purges}).
 - Débit entrant depuis l'aval à travers l'interface hausse/ seuil de la base, ($Q_{interface}$).

CHAPITRE III : principe de conception et de dimensionnement d'une hausse fusible.

Dans les conditions normales, le joint amont prévient les fuites de la retenue dans la chambre ($Q_{amont} = 0$). Quand la hausse déverse, les fuites à travers l'interface hausse/ seuil sont évacuées par les purges ($Q_{amont} + Q_{purge} = 0$). (Q_{purge} avec un signe négatif).

Les purges sont dimensionnées de façon à évacuer les fuites avec un niveau d'eau dans la chambre quasiment nul.

Dans les conditions extrêmes (crue importante), le puits entonne de l'eau dans la chambre ($Q_{interface} + Q_{purges} + Q_{puits} = 0$).

Lorsque la pression dans la chambre atteint une certaine valeur, la hausse commence à se soulever du seuil, rompant l'étanchéité amont d'une part, et d'autre part augmentant le débit entrant depuis la retenue ce qui fait monter la pression dans la chambre, et provoquer le basculement de la hausse.

Lorsque la hausse pivote, la trouée latérale offre à l'eau une surface de plus en plus grande pour s'évacuer de la chambre. Le débit des purges devient négligeable comparé avec les fuites latérales.

Lorsque la hausse a pivoté (environ de 10°), l'équilibre des débits entrants et sortants devient simplement l'équilibre entre l'eau entrant directement du réservoir dans la chambre et l'eau s'échappant vers l'aval ($Q_{amont} + Q_{interface} = 0$).

La valeur intermédiaire de pression entre les charges amont et aval, est appelée le sous-pression maximale de soulèvement.

Pour les hausses labyrinthe, la sous pression maximale de soulèvement est approximativement égale à la moyenne des deux charges amont et aval $(h_{amont} + h_{aval})/2$ (résultats d'essais sur model réduit).

Conditions défavorables :

- Dégradation des joints amont :

Dans ce cas l'eau s'écoule dans la chambre, et la pression dans la chambre serait plus élevée que la sous pression naturelle. Ceci dit elle demeure inférieure à la sous pression maximale de soulèvement du fait de l'évacuation de cette eau par les purges, conçues spécialement pour l'évacuation des débits de fuites.

CHAPITRE III : principe de conception et de dimensionnement d'une hausse fusible.

- Le colmatage des purges :

Il va engendrer une pression dans la chambre qui peut atteindre la valeur de la charge aval, mais elle reste inférieure à la sous pression maximale de soulèvement.

- Un dysfonctionnement quelconque :

Il peut engendrer une pression supérieure à la sous pression naturelle, mais elle sera toujours inférieure à la sous pression maximale de soulèvement.

- + Calcul des débits :

- Les débits qui peuvent pénétrer dans la chambre sont :

- a. Débit entrant par le puits d'alimentation suite à un déversement sur l'entonnoir :

$$Q_{puits} = \mu_{puits} L' (2g)^{1/2} h_{puits}^{3/2} \dots \dots \dots (III.7)$$

Avec

μ_{puits} : Coefficient de débit pour le puits.

L' : Longueur déversante efficace(m).

h_{puits} : Hauteur du déversement sur l'entonnoir du puits (m).

- b. Débit entrant à travers l'espace réduit entre le réservoir et la chambre :

$$Q_{amont} = \mu_{amont} S [2g(h - h_{chambre})]^{1/2} \dots \dots \dots (III.8)$$

avec :

μ_{amont} : Coefficient de perte de charge due à un soulèvement amont de la hausse.

S : Section de passage (m²).

$h_{chambre}$: Charge dans la chambre (m).

- Les débits qui peuvent sortir de la chambre sont :

- a. Le débit sortant par les purges :

$$Q_{purge} = \mu_{purges} S_{purges} (2g[h_{chambre} - h_{aval}])^{1/2} \dots \dots \dots (III.9)$$

avec :

μ_{purges} : Coefficient de perte de charge pour les purges.

S_{purges} : Section des purges (m²).

CHAPITRE III : principe de conception et de dimensionnement d'une hausse fusible.

- b. Débit sortant à travers l'espace entre la chambre et l'aval :

$$Q_{interface} = \mu_{interface} S' (2g[h_{chambre} - h_{aval}])^{1/2} \dots\dots\dots (III.10)$$

avec :

S' : Section de l'espace réduit entre la chambre et l'aval (m²).

$\mu_{interface}$: Coefficient de perte de charge.

L'équation d'équilibre des débits devient :

$$Q_{interface} + Q_{purgés} = Q_{amont} + Q_{puits} \dots\dots\dots (III.11)$$

III.3.2. Choix de la sous-pression pour le basculement dans des conditions normales

Les hausses fusibles sont conçues pour assurer la sécurité dans les conditions les plus défavorables ou extrêmes qui n'advviendraient qu'en cas de dégradations volontaires ou d'arrêt total de la surveillance et de la maintenance du barrage.

Le lestage de la hausse assure que la sous-pression nécessaire pour la soulever et la basculer, dans les conditions normales, est plus importante que la pression provenant dans le cas dégradé.

Stabilité au glissement :

La stabilité au glissement est assurée par des butées encrées dans le bord aval du déversoir. Ces butées permettent de reprendre les efforts horizontaux exercés par la poussée de l'eau.

La condition au glissement doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{\sum F_H}{\sum F_V} \leq f \dots\dots\dots (III.12)$$

avec ;

f : Coefficient de frottement (béton-béton) égale à 0,3.

CHAPITRE III : principe de conception et de dimensionnement d'une hausse fusible.

III.3.3. Courbes de stabilité caractéristique

Les courbes de stabilité des hausses représentent le moment stabilisateur et le moment renversant en fonction du niveau d'eau amont en mode normal et dégradé. La charge d'eau est mesurée à partir de la base de la hausse.

La marge de sécurité est de différence entre le moment stabilisateur et le moment de renversement, une fois l'égalité est atteinte, il y'aura phénomène de renversement.

✚ Conditions normales :

Quand le puits commence à être alimenté, la charge dans la chambre augmente rapidement et la stabilité de la hausse diminue jusqu'à l'annulation pour la côte de basculement normal prédéterminée.

Entre le début d'alimentation du puits et le basculement, la variation du niveau d'eau dans la retenue est d'environ 2 à 3% de la hauteur de la hausse.

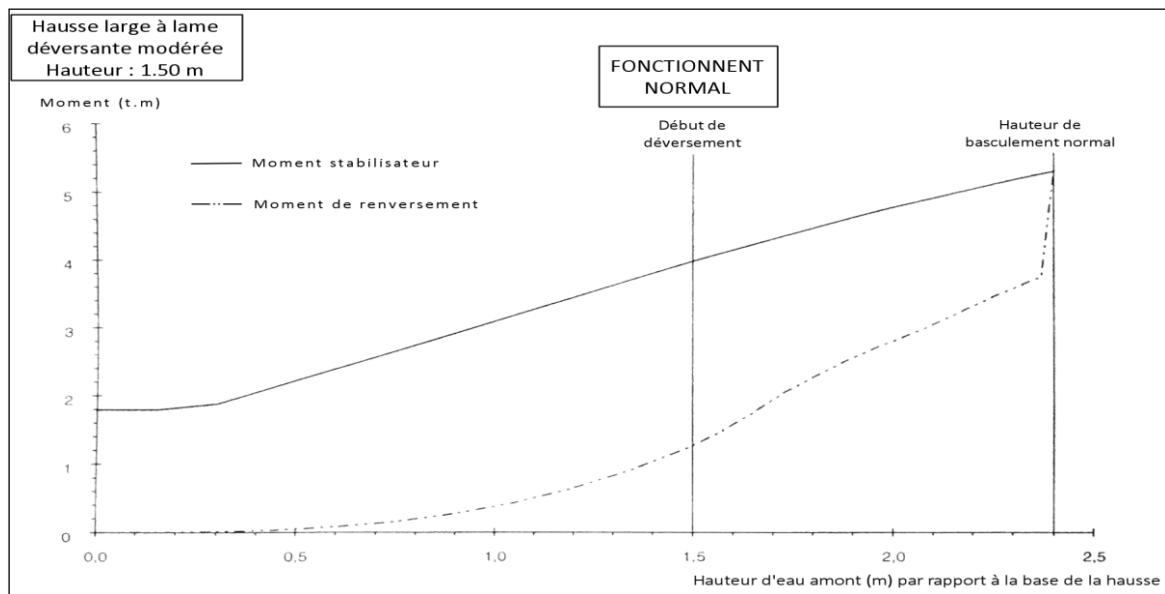


Figure III.15 Courbe de stabilité caractéristique pour un fonctionnement normal (Benlachtar, 2009).

CHAPITRE III : principe de conception et de dimensionnement d'une hausse fusible.

✚ Côte de sécurité :

Dans ce qui suit, on observe le point de basculement obtenu selon la nature des sous pressions appliquées.

En premier lieu, un basculement au niveau (côte) ultime de stabilité quand la chambre est soumise à une sous pression naturelle (puits non alimenté) c'est-à-dire dans les conditions normales de fonctionnement.

En second un basculement à la côte minimale de fusibilité, sous l'action d'une sous pression maximale qui ne peut être dépassée dans la chambre.

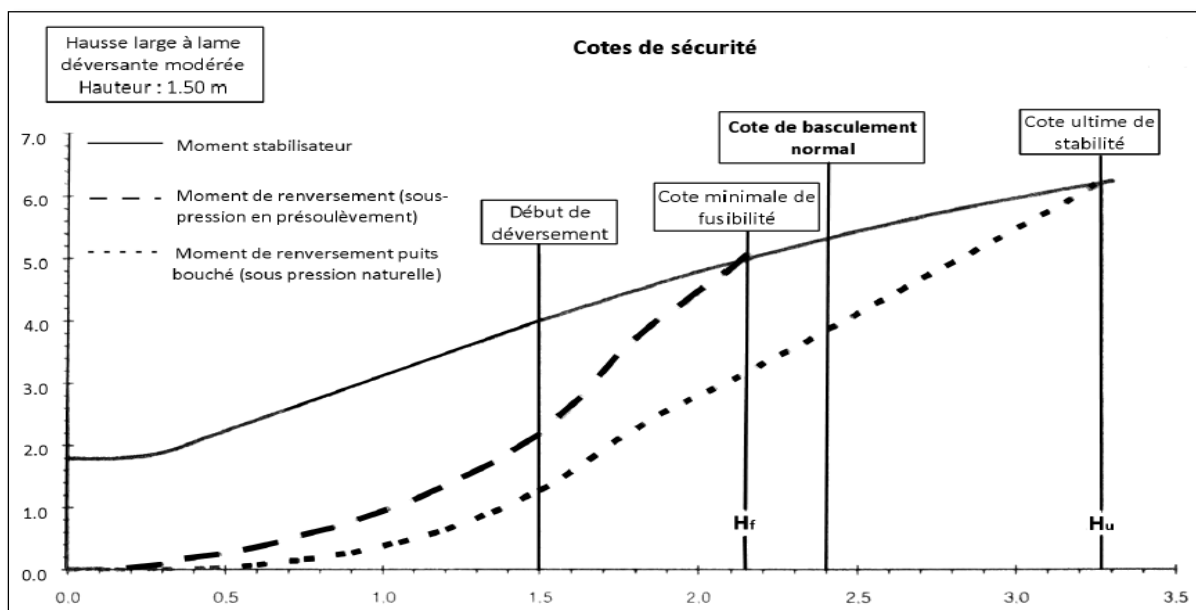


Figure III.16 Courbe de stabilité caractéristique pour la côte de sécurité (Benlachtar, 2009)

✚ Dysfonctionnement :

On remarque que même dans le cas de dysfonctionnements extrêmes, et que le niveau amont atteint la hauteur correspondant à l'alimentation du puits, la stabilité de la hausse est toujours assurée.

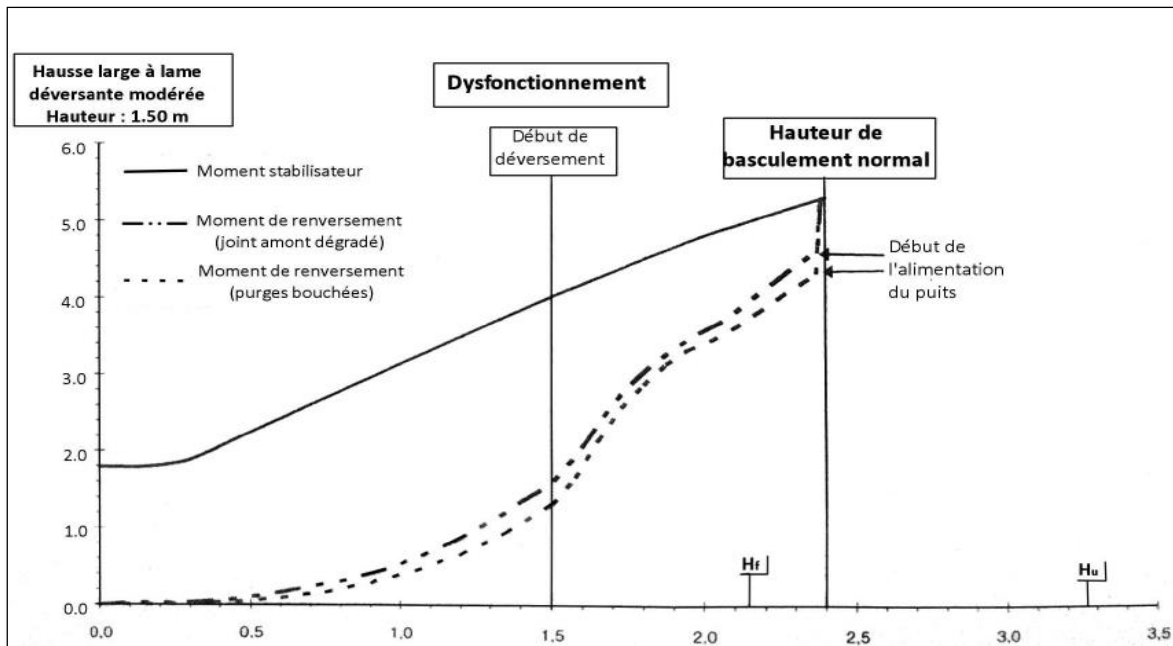


Figure III.17 Courbe de stabilité caractéristique lors d'un dysfonctionnement (Benlachtar, 2009).

III.3.4. Paramètres de réglage

Pour favoriser la sécurité de fonctionnement des hausses, on peut tenir compte de plusieurs critères dont on cite :

✚ Réglage des puits :

La hauteur d'eau dans le puits provoquant le basculement de la hausse est approximativement de 2% à 3% de la hauteur de la hausse. Donc le réglage des hauteurs des puits pour les différentes hausses en assurant un écart de hauteur, va nous permettre d'éviter toute possibilité d'un basculement simultané de deux hausses.

✚ La côte minimale de fusibilité :

C'est la côte minimale au-delà de laquelle la hausse va basculer, autrement dit c'est la hauteur d'eau nécessaire pour la fusibilité de la hausse et ainsi le déclenchement du basculement.

Si la hausse entame le basculement suite à un dysfonctionnement quelconque, et que le niveau amont est inférieur à la côte minimale de fusibilité, elle regagne une position stable.

CHAPITRE III : principe de conception et de dimensionnement d'une hausse fusible.

En général la côte minimale de fusibilité correspond à une lame déversante sur la hausse comprise entre 60% à 80% de la côte du basculement normal.

 Le lest :

Le lestage approprié, déterminé grâce aux courbes de stabilité, permet de différencier les hausses équipant un même seuil, donc il permet d'éviter leur basculement simultané en cas de dysfonctionnement.

De ce fait, il est considéré comme étant un facteur de réglage de la côte de sécurité.

 Côte ultime de stabilité :

Elle détermine la lame déversante pour laquelle le basculement est obtenu même si l'alimentation du puits est empêchée. Pour cette côte, la hausse bascule sous l'action d'une seule force qui est la poussée hydrostatique amont.

En général, la probabilité d'avoir un dysfonctionnement du genre est quasiment impossible étant donnée l'indépendance de chaque élément fusible par rapport aux autres, ceci dit, il est indispensable de dimensionner les hausses de manière à ce qu'une crue de très faible probabilité soit évacuée, même avec tous les puits complètement bouchés, sans compromettre la sécurité de l'ouvrage.

III.4. SECURITE : Condition Normales Et Dégradées.

III.4.1. Sécurité à l'aval.

La création d'une crue artificielle à l'aval d'un barrage en l'absence de crue en amont, suite à un mauvais fonctionnement de l'organe d'évacuation de crue, peut avoir des conséquences irréversibles et très graves sur la population à l'aval du barrage. Il est donc important de réduire au maximum le risque de basculement d'une hausse.

Les hausses fusibles sont des éléments à basculement libres et autonomes, chaque hausse est indépendante des autres, ceci réduit le risque de dysfonctionnement simultané sur l'ensemble des hausses équipant un seuil.

CHAPITRE III : principe de conception et de dimensionnement d'une hausse fusible.

III.4.2. Risque de chute de hausse sans déversement

Ce risque doit être écarté ; une hausse qui peut basculer sans déversement présente un véritable danger pour les personnes pouvant circuler à l'aval du barrage.

Une hausse ne doit en aucun cas basculer sans un déversement annonciateur, la vérification doit être effectuée pour un fonctionnement normal de la hausse, mais aussi pour un fonctionnement dégradé.

Fonctionnement normal :

C'est un état de bon fonctionnement de tous les dispositifs de la hausse (purges, puits, joints...).

Il est indispensable de garantir le déversement au-dessus des hausses avant tout basculement dans l'intérêt de protéger les personnes pouvant circuler à l'aval.

En générale le niveau d'eau à l'amont est bien en-dessous de la côte de déversement d'une hausse, lors d'une crue modérée, on observe un déversement faible sans basculement d'éléments de hausse.

La comparaison du moment de stabilité avec celui de renversement montre que le coefficient de sécurité au renversement dans les conditions normales ou lors des crues modérées est supérieur à 2 pour atteindre la valeur de 1.5 lors du début de l'alimentation du puits.

Fonctionnement dégradé :

Il s'agit des cas de dysfonctionnement suite à une dégradation des joints amont, obturation des purges, puits bouché...etc.

Ce dysfonctionnement ne doit en aucun cas avoir des incidences sur le niveau de basculement des hausses qui doit être proche du niveau de basculement en fonctionnement normal et supérieur au niveau amont correspondant au début de l'alimentation du puits, et ainsi éviter que la hausse ne bascule tant que le puits n'est pas alimenté.

CHAPITRE III : principe de conception et de dimensionnement d'une hausse fusible.

III.4.3. Comparaison des hydrogrammes de crues

La condition la plus importante à respecter quand il s'agit de l'évacuation des crues, c'est d'assurer un débit à l'amont (entrant) de la retenue toujours supérieur au débit à l'aval (sortant) tout en veillant à ne pas augmenter le volume total de la crue dont l'effet peut être plus grave.

L'application des hausses fusibles doit respecter la condition que le débit sortant ne doit jamais dépasser le débit entrant, ce qui se traduit par la vérification dans l'hydrogramme des débits entrant et sortant que l'inégalité soit toujours vérifiée pour les différents scénarios de basculement des éléments, pour les différentes crues étudiées.

Pour les déversoirs équipés de hausses, au moment du basculement, la variation du débit sortant est différente selon la nature du laminage de la retenue (faible ou significatif).

 Cas de retenue à laminage faible :

On observe une courte période où le débit sortant peut être supérieur au débit entrant, puis on retrouve très vite de débit entrant.

 Cas de retenue à laminage significatif :

Le débit sortant reste toujours inférieur au débit entrant.

III.4.4. Entraînement de hausses

En cas de présence de pont (ou d'autre type d'ouvrage de franchissement) à l'aval immédiat du barrage ou de l'évacuateur de crues important des hausses, il y'a risque en cas d'entraînement d'éléments de hausses et création d'embâcle à l'amont de ce point, puis création d'une surcharge horizontale importante, non admissible pour ces ouvrages.

III.5. FACTEURS EXTERIEURS SPECIFIQUES A CHAQUE OUVRAGE

Le principe de fonctionnement des hausses fusibles est basé sur la création d'une sous pression de renversement correspondant à un niveau amont prédéterminé, en mettant en charge la chambre par alimentation du puits. Cela permet de dimensionner les hausses fusibles avec une marge de stabilité importante tant que le puits n'est pas alimenté.

Les hausses sont ainsi une grande sécurité de fonctionnement vis-à-vis des efforts induits par des facteurs extérieurs tels que :

CHAPITRE III : principe de conception et de dimensionnement d'une hausse fusible.

III.5.1. Chocs

Les hausses peuvent être soumises à différents chocs dû à l'absence de protection comme le choc de bateaux à moteurs, choc des corps flottants amenés par les crues... etc

Le risque potentiel est constitué par le basculement anticipé des hausses pour des côtes inférieures à la côte prévue.

Hydroplus a fait réaliser des essais sur des hausses modèles réduites de 0.40 m de hauteur, dans des conditions très conservatrices, où l'amortissement des chocs par la déformation de la hausse ou de la masse qui la heurte est quasiment nul. Ces essais ont montré qu'en général, les chocs qu'on peut rencontrer dans les réservoirs de barrages n'affectent pas la stabilité des hausses.

Il convient néanmoins de prendre en compte le choc maximal admissible pour entraîner le basculement d'un élément de hausse et ainsi déterminer la probabilité d'un tel choc dans le cas de la retenue concernée.

III.5.2. Vagues

Dans les retenues de grande surface, sous l'effet de vents importants, il peut arriver que la direction des vagues soit déviée par rapport à l'axe amont/aval du déversoir, on doit donc vérifier qu'il n'y a pas de risque d'entonner des débits suffisants et d'engendrer un basculement anticipé de la hausse.

L'incidence des vagues sur les hausses fusibles a fait l'objet de campagnes d'essais sur modèles réduit, d'abord au laboratoire national d'hydraulique à Chatou (LNH,EDF/DER), puis au laboratoire de l'université du Colorado à Fort Collins aux Etats-Unis.

Ces essais ont montré que les vagues qu'on peut rencontrer dans les réservoirs de barrages n'ont pas d'incidences significatives sur le fonctionnement des hausses fusibles.

En effet, le basculement d'une hausse ne peut se produire qu'avec l'association d'un niveau dans la retenue égal au niveau de basculement et d'une alimentation continue du puits, suffisante pour créer la charge nécessaire dans la chambre.

En outre, l'alimentation du puits due à de telles vagues est discontinue. Grâce aux purges aval, la charge qui en résulte au niveau de la chambre est nettement insuffisante pour entraîner le basculement.

CHAPITRE III : principe de conception et de dimensionnement d'une hausse fusible.

III.5.3. Corps flottants

Des essais réalisés au laboratoire de la *Tennessee Valley Authority* (TVA) ont montré que des corps flottants peuvent s'accumuler devant les hausses labyrinthes en cas de faibles lames déversantes.

Quand la lame déversante augmente, ces corps flottants sont en grande partie évacués, le seul obstacle étant constitué par les puits des hausses. L'accumulation de ces corps peut entraîner une augmentation de la poussée hydrostatique amont, mais celle-ci affecte peu la stabilité de la hausse, dont la marge de stabilité reste importante tant que le puits n'est pas alimenté.

En cas de charriage important, il est toujours possible d'installer une drome à l'amont pour diriger les corps flottants vers un organe d'évacuation de surface apte à les évacuer efficacement.



Figure III.18 : Capture des corps flottants avec une drome (Booms, 2015).

III.5.4. Sismicité

Un séisme peut provoquer un basculement anticipé de hausses. Les conséquences de ce basculement anticipé ne concernent pas la sécurité du barrage proprement dit, mais celle des populations à l'aval.

CHAPITRE III : principe de conception et de dimensionnement d'une hausse fusible.

✚ Détermination des charges sismiques :

Les charges résultant du séisme sont les suivantes :

F_h : Force horizontale appliquée au niveau du centre de gravité de la hausse due à la composante horizontale de l'accélération (N).

$$F_h = a_h \times g \times W \dots\dots\dots (III.13)$$

avec :

a_h : Composante horizontale de l'accélération sismique.

g : Accélération gravitaire (m/s²).

W : Poids total de la hausse (kg).

F_v : Force verticale appliquée au niveau du centre de gravité de la hausse due a la composante verticale de l'accélération (N).

$$F_v = a_v \times g \times W \dots\dots\dots (III.14)$$

avec :

a_v : Composante verticale de l'accélération sismique.

p_z : Pression additionnelle due au volume d'eau mis en mouvement du fait du séisme (Pa).

La pression hydrodynamique est calculée grâce à la formule de Westergaard.

$$p_z = 0,875 \cdot a_h \cdot g \cdot \rho_e \cdot H'^{1/2} \cdot Z^{1/2} \dots\dots\dots (III.15)$$

avec :

H' : Profondeur de l'eau à l'amont du déversoir (m).

Z : Profondeur de la pression dynamique recherchée (m).

CHAPITRE III : principe de conception et de dimensionnement d'une hausse fusible.

La distribution de la pression varie le long de la profondeur de la hausse telle qu'elle est nulle au niveau de la crête et est maximale au niveau du pied de la hausse.

La force hydrodynamique

$$p_z = \int p_z dS \dots\dots\dots (III.16)$$

tel que : $dS = L \cdot dz$

Avec,

L : Largeur de la hausse.

$$P_z = \int 0,875 \cdot a_h \cdot g \cdot \rho_e \cdot H'^{1/2} \cdot Z^{1/2} \cdot L \cdot dz$$

$$P_z = 0,583 \cdot a_h \cdot g \cdot \rho_e \cdot H'^{1/2} \cdot Z^{3/2} \cdot L$$

Le moment résultant de cette force mesuré depuis la face amont est :

$$M(P_z) = \int P_z dS \dots\dots\dots (III.17)$$

$$M(P_z) = \int P_z \cdot L \cdot dz$$

$$M(P_z) = 0,35 \cdot a_h \cdot g \cdot \rho_e \cdot Z_h^{5/2} \cdot L \cdot H'^{1/2}$$

Remarque :

La hausse est considérée stable lorsque le facteur de sécurité qui est le rapport entre le moment stabilisateur et déstabilisateur est supérieur à 1.

CHAPITRE III : principe de conception et de dimensionnement d'une hausse fusible.

III.5.5. Glace

Le gel peut perturber le basculement normal des hausses :

- Soulèvement amont des hausses par la poussée de la glace, risque de mise en sous pression de la chambre avant alimentation du puits.
- Formation d'une poutre de glace sur la partie aval du socle, en cas de déversement faible sur les hausses en période de gel, ce qui risque de boucher les purges et donc un basculement légèrement anticipé.

Des essais sur modèle réduits de 0.60 m de hauteur ont été réalisés à St John's au Canada pour un modèle standard de hausses labyrinthes et pour des hausses spécialement conçues pour des utilisations dans des climats très froids, appelées « Hausses glace ».

Cette campagne d'essais a permis de définir pour chaque hauteur de hausses labyrinthes ou hausses glace, l'épaisseur de glace en dessous de laquelle elles peuvent être utilisées en toute sécurité, ceci doit être pris en compte dans le dimensionnement des hausses fusibles.

III.5.6. Type de barrage

La conséquence d'un déversement au-dessus du barrage est différente d'un barrage à l'autre, selon son type, elle peut conduire à la ruine pour un barrage en remblais.

La probabilité de ce déversement doit être calculée précisément, à partir de l'hypothèse du dysfonctionnement d'une partie ou de la totalité des éléments de la hausse.

✚ Cas d'un barrage en remblai :

Les hausses sont dimensionnées pour qu'on cas de dysfonctionnement total du puits, elles puissent basculer avant que la côte de l'eau n'atteint -30 cm par rapport :

- Au sommet du noyau pour un barrage à noyau.
- Au sommet du masque amont pour les barrages à parement amont étanche.

CHAPITRE III : principe de conception et de dimensionnement d'une hausse fusible.

✚ Cas d'un barrage en béton :

Les hausses sont dimensionnées pour qu'elles puissent basculer dans le cas d'un dysfonctionnement des puits, avant que la côte d'eau ne dépasse la côte limite de stabilité du barrage.

III.5.7. Conditions topographiques particulières

L'emploi des hausses fusibles est déconseillé dans les cas pour lesquels on peut craindre un coincement d'éléments de hausse à l'aval de l'ouvrage, notamment :

- Evacuation des crues par galerie ou canal.
- Evacuateur en tulipe.
- Canal à faible pente.

III.6. METHODE DE DIMENSIONNEMENT

III.6.1. Performances hydrauliques des hausses fusibles

Des essais sur modèles réduits ont permis de déterminer les caractéristiques hydrauliques des hausses à crête labyrinthe.

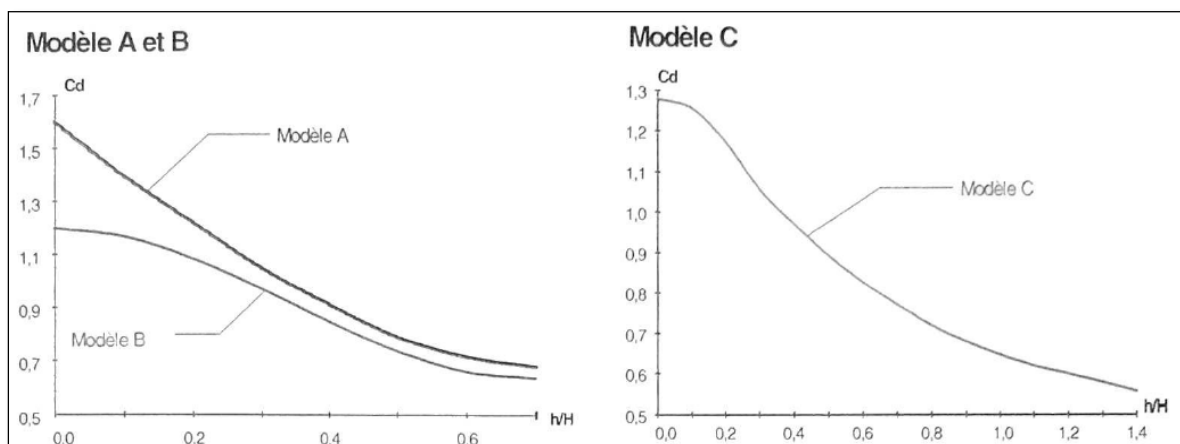


Figure III.19 Variation du coefficient de débit en fonction du rapport h/H pour les trois types de hausse labyrinthe (Ghernouti, 2012).

CHAPITRE III : principe de conception et de dimensionnement d'une hausse fusible.

Le coefficient de débit dépend du type de hausse et du rapport de la lame déversante h sur la hauteur des hausses.

La forme labyrinthe permet d'évacuer les débits sous des faibles hauteurs car la longueur développée par la crête est supérieure à celle du seuil. Mais cette propriété est perdue lorsque la lame déversante devient importante et que la forme labyrinthe devient comparable à un seuil rectiligne.

Le débit évacué par un seuil équipé de hausses labyrinthe est :

$$Q = C_d \cdot L \cdot (2g)^{1/2} \cdot h^{3/2} \dots\dots\dots (III.18)$$

avec :

C_d : Coefficient de débit ; dépend du type des hausses (Figure III.19).

h : Lame déversante par rapport à la crête des hausses (m).

L : Longueur rectiligne du seuil (m), la longueur développée de la crête des hausses labyrinthes étant environ 3 à 4 fois supérieure.

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

III.6.2. Augmentation de la capacité d'un barrage existant

L'usage des hausses fusibles pour l'augmentation de la capacité de stockage d'un barrage existant constitue une solution simple, économique et sûre.

Le type de hausses le plus utilisé pour ce type d'application est les hausses labyrinthes. Elles permettent d'évacuer les crues modérées sous une hauteur de lame déversante réduite.

Les principaux paramètres du dimensionnement du projet de surélévation sont :

- Le type et la hauteur de la hausse.
- La hauteur de dérasement du seuil, déterminé à partir de la lame déversante maximale et selon le type de hausse (le tableau ci-dessous).

CHAPITRE III : principe de conception et de dimensionnement d'une hausse fusible.

Tableau III.2 Rapport dérasement/ lame déversante maximale en fonction du type de hausse.

Type de hausses	Hauteur dérasement/lame deversante $h_{\max}$
Etroite entonnoir bas (NLH)	10-12%
Large entonnoir bas (LLH)	6-8%
Large entonnoir élevé (LHH)	15-18%

- Le débit de crue entraînant le premier basculement et la période de retour correspondante.
- L'échelonnement des basculements ; tel que la différence entre les niveaux du premier et du dernier basculement est en général supérieure à 10% de la hauteur de la hausse.

III.6.3. Amélioration de la sécurité d'un barrage existant

L'usage des hausses fusibles permet de mettre en conformité les évacuateurs de crues initialement sous-estimés, de manière économique, sans perte de capacité de stockage, sauf le cas d'une crue provoquant le basculement d'au moins une hausses, et avec une sécurité de fonctionnement proche de celle des évacuateurs à seuils libres.

III.6.4. Amélioration de la performance d'un barrage excréteur

Certains barrages sont conçus pour écrêter les crues, c'est à dire diminuer le débit maximum de la rivière pendant une crue. Normalement vides à l'arrivée de la crue, ils se remplissent pour empêcher l'eau de poursuivre sa course. Le volume ainsi stocké provisoirement est restitué à la rivière après le passage de la crue.

En général pour ces barrages, le niveau de la retenue est maintenue nettement plus bas que celui du seuil déversant. L'usage de hausses est un moyen sûr et économique d'améliorer l'écrêtement des crues moyennes, le seuil est surélevé avec des hausses fusibles peu déversante (à crête rectiligne).

🚦 Résultats obtenus pour les crues de différentes périodes de retour.

- Crue de 10 ans :
Cette crue serait stockée sans déversement avec ou sans des hausses.

CHAPITRE III : principe de conception et de dimensionnement d'une hausse fusible.

- Crue de 100 ans :

L'usage de hausses nous permet de gagner une capacité supplémentaire, cette crue serait entièrement stockée sans aucun déversement contrairement à la situation initiale où une bonne partie de celle-ci est restituée en aval.

- Crue de projet :

Pour la crue de projet, le barrage a été optimisé, après une première phase de stockage de la crue entrante, les hausses basculeraient une par une, augmentant ainsi progressivement le débit aval.

III.6.5. Optimisation de l'évacuateur de crues pour un barrage neuf

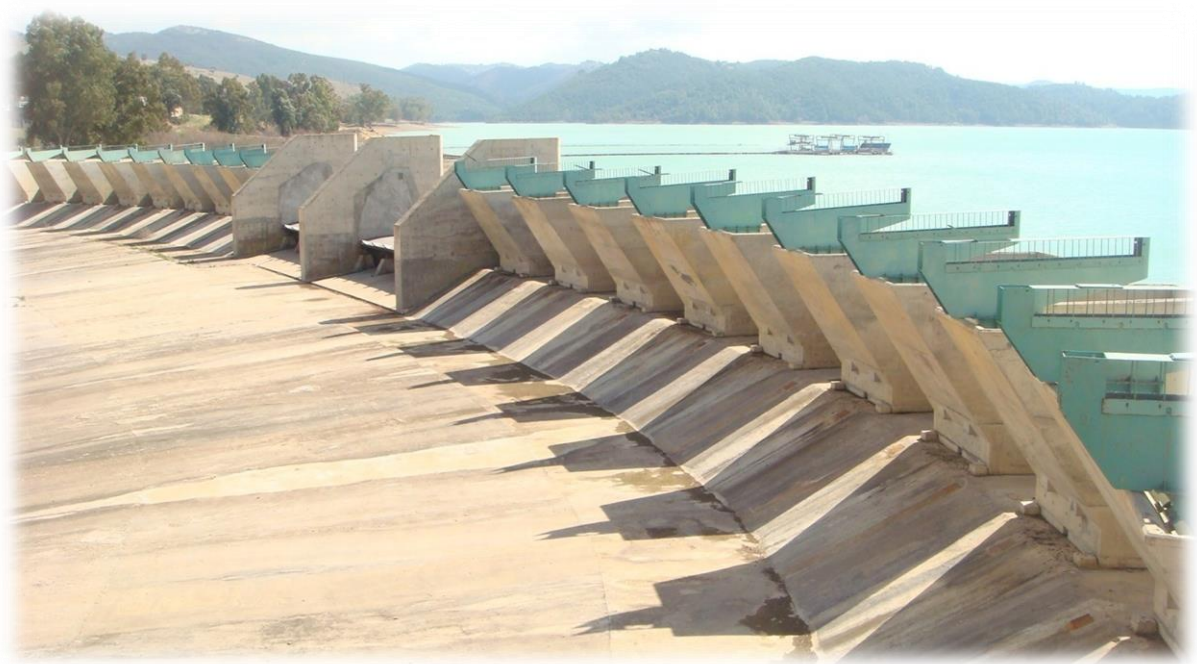
L'évacuateur de crue est l'ouvrage le plus important et le plus coûteux dans la réalisation d'un barrage, son coût peut atteindre le tiers du coût total d'un barrage. L'usage des hausses fusibles nous permet de concevoir des évacuateurs de crues économiques, sûrs et faciles à implanter.

CONCLUSION

Le déversoir à hausses fusibles, est considéré comme un moyen sûr et économique pour augmenter la capacité de stockage de la retenue et garantir le bon fonctionnement du déversoir lors d'une crue notamment pour des barrages dont la capacité du réservoir peut être affectée par la sédimentation ce qui réduit incontestablement le volume utile du réservoir.

Le choix du type de hausses fusibles correspondant à la nature et aux caractéristiques de notre barrage, est la chose la plus importante pour bénéficier amplement des avantages d'un seuil auto stable offrant fiabilité et sécurité garantie à l'ouvrage.

Chapitre 4 :



*Dimensionnement d'une hausse fusible
pour l'écrêtement des crues du barrage du
Ghrib.*

CHAPITRE IV : Dimensionnement d'une hausse fusible pour l'écêtement des crues du barrage du Ghrib.

CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT D'UNE HAUSSE FUSIBLE POUR L'ECRETEMENT DES CRUES DU GHRIB.

INTRODUCTION

Le dimensionnement des hausses fusibles est la partie la plus importante du projet, elle permet de concrétiser et mettre en évidence tout ce qui a été vu préalablement. Cette partie consiste en l'application par l'exploitation des données notamment hydrologiques du site en question.

Il y a lieu de rappeler que la capacité de stockage du barrage Ghrib a été réduite considérablement au fil des années, en raison du taux élevé d'érosion du bassin versant d'oued Chélif engendrant ainsi une accumulation de sédiments dans le réservoir et une réduction de la capacité utile du réservoir

L'intérêt des hausses fusibles dans le barrage du Ghrib est le rehaussement du seuil du déversoir et regagner une partie de la capacité initiale du barrage.

IV.1. DONNEES DE BASE

Avant d'entamer l'étape du dimensionnement, on doit faire un récapitulatif de l'état des lieux tout en abordant le sujet d'envasement de notre barrage au fil des années de service.

L'inadaptation des résultats trouvés lors de l'étude hydrologique et celle de l'état réel (initial) du barrage peut être justifiée essentiellement par les changements climatiques sur le cycle hydrologique entre l'époque de projection du barrage dans les années vingt (début des travaux de réalisation en 1937) et l'époque actuelle.

De plus, il y a lieu de signaler que plusieurs retenues ont été réalisées en amont du barrage de Ghrib. Il est tout à fait cohérent qu'une actualisation de l'étude nous donne des résultats différents.

Par conséquent, nous avons opté pour une utilisation de nos données réelles et non celles préconisées antérieurement par les concepteurs de l'ouvrage, et ce dans l'optique de trouver une meilleure adaptation et un dimensionnement économique des hausses fusibles.

CHAPITRE IV : Dimensionnement d'une hausse fusible pour l'écrêtement des crues du barrage du Ghrib.

IV.1.1. Le barrage

Le barrage du Ghrib est un barrage en enrochement, avec un important remblai de 70 m de hauteur.

✚ Longueur en crête :	270 m
✚ Côte en crête :	435,00 m
✚ Côte du niveau normal de la retenue :	427,50 m
✚ Côte du niveau des plus hautes eaux :	432,50 m
✚ Revanche R :	7,50 m
✚ Capacité au NNR :	115,32 Mm ³
✚ Capacité au NPHE :	190 Mm ³

« Une hauteur de 7,50 m a été aménagée entre la crête déversante et le couronnement du barrage, ce qui a créé un bassin d'amortissement surdimensionné au regard des crues extrêmes du Chéllif. Les concepteurs de l'ouvrage, dont le professeur Terzaghi, avaient prévu que le barrage pourrait ainsi faire l'objet d'une surélévation grâce à un aménagement du déversoir » (Hydroplus, 2004).

IV.1.2. La retenue

La capacité de la retenue du barrage Ghrib ne cesse de diminuer avec le temps, elle est passée de la valeur de 210 Mm³ au niveau normal de la retenue en 1939 pour atteindre les 115,317 Mm³ en 2004.

Le graphe suivant représente l'évolution de la capacité de stockage de la retenue depuis la mise en eau du barrage (en 1939).

CHAPITRE IV : Dimensionnement d'une hausse fusible pour l'écêtement des crues du barrage du Ghrib.

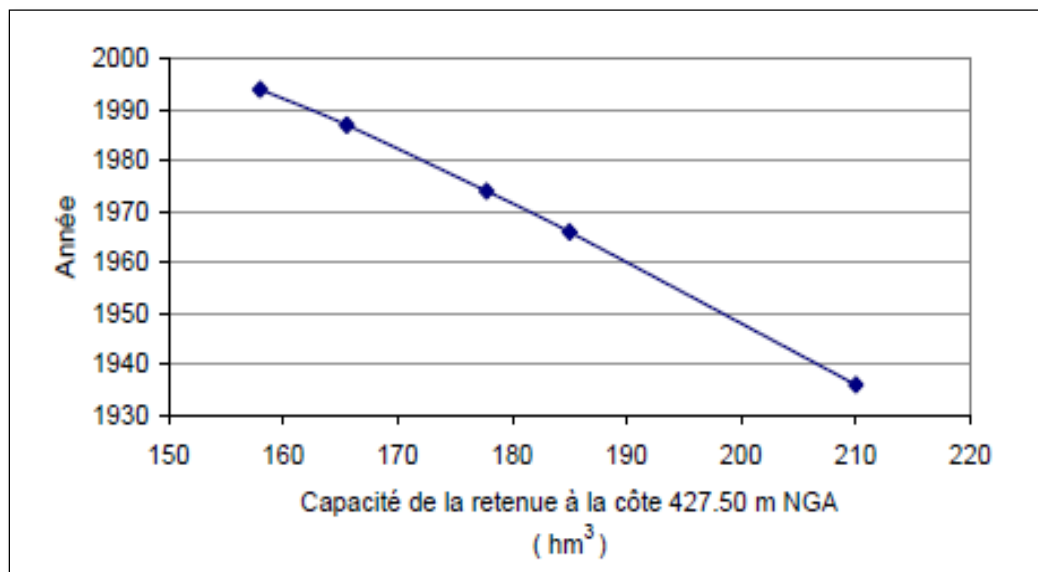


Figure IV.1 Réduction de la capacité de la retenue du Ghrib en fonction des années (Hydroplus, 2004).

Un levé bathymétrique de la retenue a été réalisé par le groupement des deux entreprises Hydrodragage et C.T.Système, et nous a permis de mieux observer l'été d'envasement du barrage.

Les tableaux ci-après permettent de résumer l'évolution de la capacité et de la surface depuis l'année de la mise en eau du barrage jusqu'à 2004.

Tableau IV.1 Comparatif des volumes à la côte niveau normal de la retenue (Hydrodragage-C.T.Système, 2004).

Année du levé Société	1939 -	1976 CGG	1986 GEOKART	2004 HYD/CTS
Capacité (Hm³)	280	177,78	165,57	115,32
Perte de capacité (Hm³)	0	102,22	12,22	50,25
Nombre d'année (année)	0	37	10	18
Perte de capacité annuelle (Hm³/an)	0	2,76	1,22	2,79

CHAPITRE IV : Dimensionnement d'une hausse fusible pour l'écêtement des crues du barrage du Ghrib.

Tableau IV.2 Comparatif des surfaces à la côte niveau normal de la retenue (Hydrodragage-C.T.Système, 2004).

Année du levé	1939	1976	1986	2004
Société	-	CGG	GEOKART	HYD/CTS
Surface (ha)	-	1212,52	1174,92	1066,20
Perte de surface (ha)	-	-	37,60	108,72
Nombre d'année (année)	-	37	10	18
Perte de surface annuelle (ha/an)	-	-	3,76	6,04

Commentaire :

On retient de ces résultats les données suivantes :

- Perte de capacité annuelle moyenne de 1986 à 2004 : 2,79 Hm³/an.
- Perte de surface annuelle de 1986 à 2004 : 6,04 ha/an.
- Taux d'envasement du barrage : 58,81% .

IV.1.3. Evacuateur de crue

Le déversoir est un seuil libre de type Creager, ces caractéristiques sont les suivantes :

- ✚ Longueur développée : 170m.
- ✚ Capacité d'évacuation : 4000m³/s.
- ✚ Hauteur déversante : 5 m.

CHAPITRE IV : Dimensionnement d'une hausse fusible pour l'écêtement des crues du barrage du Ghrib.

Remarque :

La crue de projet considérée est une crue déca milléniale.

Pour remédier au problème de l'envasement et prolonger la durée de vie du barrage, une seule solution est possible. Cette solution est à la fois simple à réaliser, économique et fiable par sa sécurité.

L'emplacement de hausse fusible sur le seuil du déversoir va permettre l'expansion de la capacité du barrage sans engendrer le moindre risque lors du basculement de ces dernières.

IV.2. DIMENSIONNEMENT DES HAUSSES FUSIBLES

Les principales étapes du dimensionnement consistent à déterminer la hauteur du dérasement, le type de hausses, le nombre de hausses et finalement la hauteur et largeur de chacune d'elle.

IV.2.1. Type de hausses fusibles

Il existe trois configurations possibles pour les hausses, chacune est caractérisée par des caractéristiques propres à elle du point de vue dimension comme le rapport longueur sur largeur, l'angle inclinaison, la marge de basculement ...etc. Voir tableau (Annexe IV.1).

Le choix du type est basé sur deux critères importants à savoir :

- Le rôle de l'installation à savoir sécurité de l'aval ou expansion de la capacité du barrage.
- La nature de la lame déversante à savoir faible, modérée ou forte.

Dans notre cas, l'intérêt de l'installation est d'augmenter la capacité du barrage à la valeur maximale qu'on puisse avoir dans la limite des conditions de sécurité.

Les hausses du Ghrib seront dimensionnées pour des lames déversantes modérées et donc ils seront de type Labyrinthe à large entonnoir bas (LLH), qui convient parfaitement aux besoins et exigences voulus.

CHAPITRE IV : Dimensionnement d'une hausse fusible pour l'écèlement des crues du barrage du Ghrib.

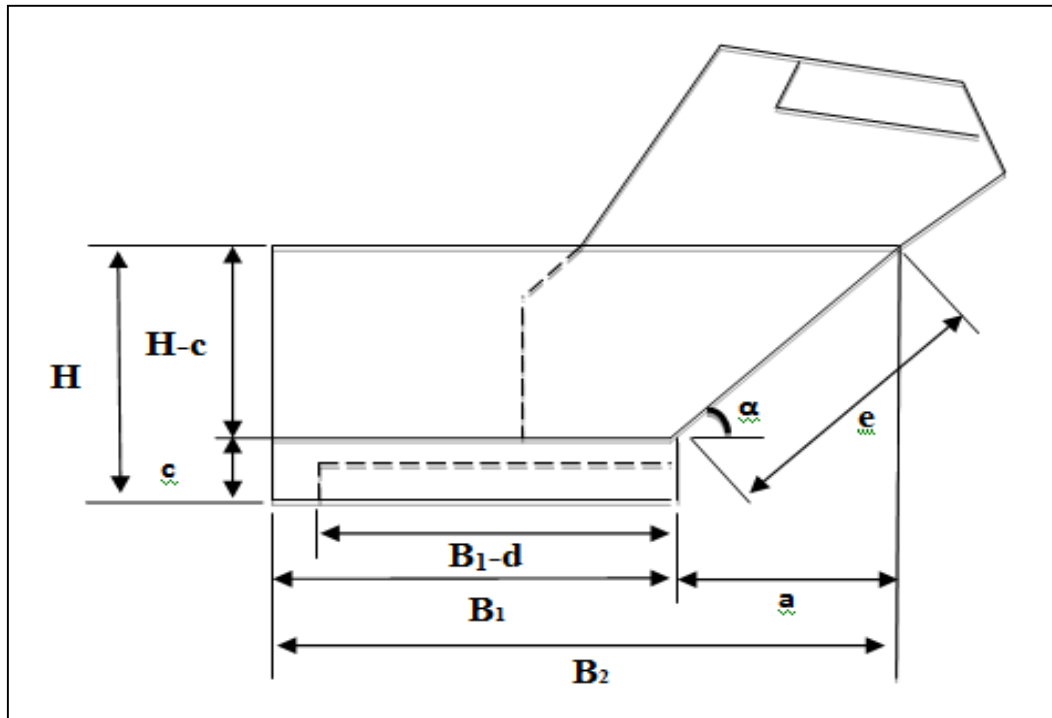


Figure IV.2. Vue de profil d'une hausse fusible.

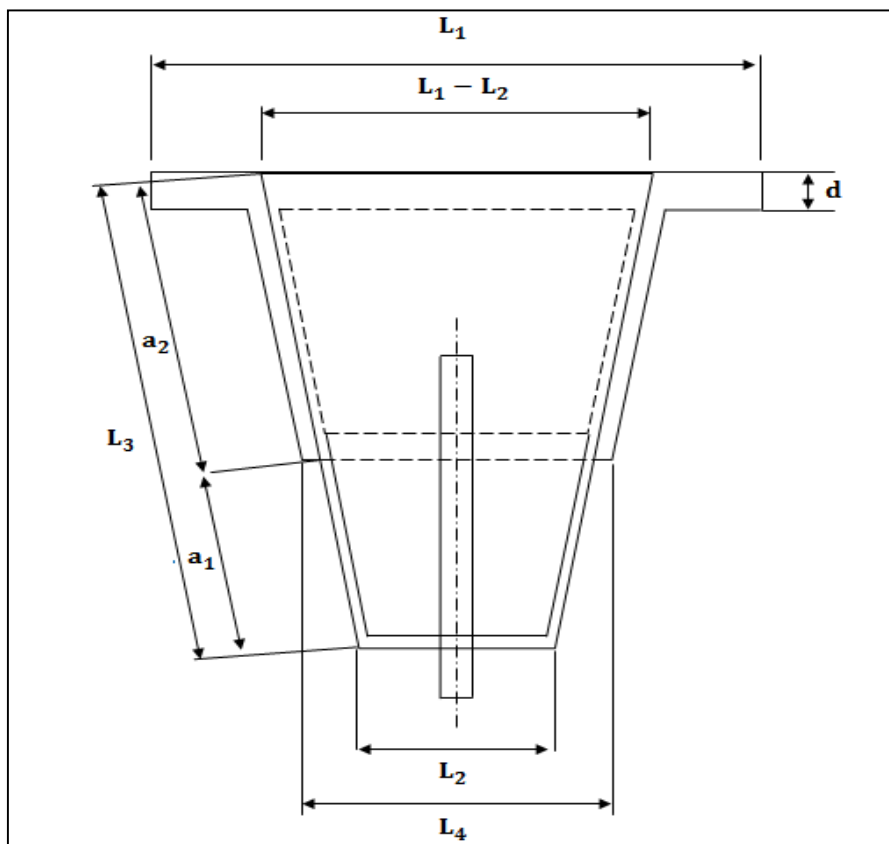


Figure IV.3. Vue de haut d'une hausse fusible.

CHAPITRE IV : Dimensionnement d'une hausse fusible pour l'écêtement des crues du barrage du Ghrib.

IV.2.2. Dimensions des hausses

Suivant les caractéristiques des hausses fusibles type labyrinthe à large entonnoir on obtient les dimensions suivantes :

✚ Hauteur de dérasement :

Le rapport dérasement $/h_{max}$ est égale à 8 %.

$$h_{max} = 5 \text{ m.}$$

La hauteur de dérasement est égale à :

$$h_{\text{dérasement}} = 40 \text{ cm}$$

La nouvelle hauteur de déversement est égale à :

$$h'_{max} = h_{max} + h_{\text{dérasement}}$$

$$h'_{max} = 5,40 \text{ m}$$

✚ Hauteur de la hausse :

La hauteur de la hausse ainsi que sa marge de basculement ne doivent pas dépasser la hauteur déversante, donc :

$$h'_{max} = H_{\text{hausse}} + h_{\text{bascullement}} \dots\dots\dots (IV.1)$$

- La marge de basculement :

La marge de basculement est égale à 30 % $. H_{\text{hausse}}$. Elle représente la valeur optimale possible appartenant à l'intervalle de variation du rapport $h_{\text{bascullement}} / H_{\text{hausse}}$ (Annexe IV.1).

Donc :

$$h'_{max} = H_{\text{hausse}} + 30 \% . H_{\text{hausse}} \dots\dots\dots (IV.2)$$

$$h'_{max} = 1,3 . H_{\text{hausse}}$$

On aura alors :

$$H_{\text{hausse}} \approx 4,5 \text{ m}$$

CHAPITRE IV : Dimensionnement d'une hausse fusible pour l'écêtement des crues du barrage du Ghrib.

- ✚ Largeur amont de la base de la hausse L_1 .

$$L_1 = 1,5 \cdot H_{\text{hausse}} (\pm 5\%) \dots\dots\dots (IV.3)$$

$$L_1 = 6,75 \text{ m}$$

Pour une meilleure adaptation des hausses sur le seuil de longueur 170 m, on optera pour 24 hausses de largeur 7 m.

- ✚ Longueur de la base B_1

$$B_1 = 1H (\pm 5\%) \dots\dots\dots (IV.4)$$

$$B_1 = 4,5 \text{ m}$$

- ✚ Hauteur de la chambre de mise en pression. (De 10 à 15 % H)

$$c = 11\% \cdot H \dots\dots\dots (IV.5)$$

$$c \approx 0,5 \text{ m}$$

- ✚ Angle d'inclinaison de la paroi aval de la hausse.

$$\alpha = 58^\circ$$

- ✚ Longueur horizontale projetée de la paroi aval profilée de la hausse.

$$a = (H - c) / \tan \alpha \dots\dots\dots (IV.6)$$

$$a \approx 2,5 \text{ m}$$

- ✚ Longueur réelle de la paroi aval profilée de la hausse.

$$e^2 = a^2 + (H - c)^2 \dots\dots\dots (IV.7)$$

$$e = 4,7 \text{ m}$$

- ✚ Largeur de la paroi aval de la hausse L_2 .

$$L_1 = 2,5 L_2 \dots\dots\dots (IV.8)$$

$$L_2 = 2,8 \text{ m}$$

CHAPITRE IV : Dimensionnement d'une hausse fusible pour l'écêtement des crues du barrage du Ghrib.

✚ Longueur totale de la hausse B_2 .

$$B_2 = B_1 + a \dots\dots\dots (IV.9)$$

$$B_2 = 7 \text{ m}$$

✚ Longueur réelle de la paroi latérale de la hausse L_3 .

$$L_3^2 = B_2^2 + \left(\frac{L_1 - 2L_2}{2}\right)^2 \dots\dots\dots (IV.10)$$

$$L_3 = 7,04 \text{ m}$$

✚ Calcul de a_1

$$\frac{a}{B_2} = \frac{a_1}{L_3}$$

$$a_1 = 2,51 \text{ m}$$

✚ Calcul de a_2

$$a_2 = L_3 - a_1$$

$$a_2 = 4,53 \text{ m}$$

✚ Largeur aval de la base L_4

$$L_4 = L_2 + 2.x \dots\dots\dots (IV.11)$$

$$\frac{a_1}{x} = \frac{L_3}{(L_1 - 2L_2)}$$

$$x = 0,5 \text{ m}$$

$$L_4 = 3,8 \text{ m}$$

CHAPITRE IV : Dimensionnement d'une hausse fusible pour l'écrêtement des crues du barrage du Ghrib.

IV.3. CALCUL DE STABILITE

IV.3.1. Stabilité au renversement

IV.3.1.1. Surfaces et volumes des parois de la hausse

- Epaisseur des parois composant la hausse

D'après le constructeur l'épaisseur du béton armé de la hausse est de 30 cm pour les parois (d) et de 25cm pour la dalle (d')

- Paroi G

$$S_G = e. (L_2 + L_4)/2 \dots\dots\dots (IV.12)$$

$$S_G = 15,51 \text{ m}^2$$

$$V_G = S_G. d$$

$$V_G = 4,65 \text{ m}^3$$

- Paroi J₁ et J₂

$$S_j = 2. [(L_3 + a_2). (H - c)/2] \dots\dots\dots (IV.13)$$

$$S_j = 46,28 \text{ m}^2$$

$$V_j = S_j. d$$

$$V_j = 13,88 \text{ m}^3$$

- Paroi K

$$S_k = 2. (H - c). (L_2/2) \dots\dots\dots (IV.14)$$

$$S_k = 11,2 \text{ m}^2$$

$$V_k = S_k. d$$

$$V_k = 3,36 \text{ m}^3$$

- La dalle M

$$S_M = [(L_1 - L_2 + 2d) + (L_4 + 2d)]. (B_1 + 2d/2) + (L_2 - 2d). d - S_{\text{puit/chambre}} \quad (IV.15)$$

$$S_{\text{puit/chambre}} = 20 \times S_{\text{purge}}$$

CHAPITRE IV : Dimensionnement d'une hausse fusible pour l'écêtement des crues du barrage du Ghrib.

$$S_{purge} = 0,25 \times 0,25$$

$$S_{purge} = 0,0625 \text{ m}^2$$

Donc :

$$S_{puit/chambre} = 1,25 \text{ m}^2$$

Et :

$$S_M = 22,87 \text{ m}^2$$

$$V_M = S_M \cdot d'$$

$$V_M = 5,718 \text{ m}^3$$

- Les appuis

$$H_{appuis} = c - d' \dots\dots\dots (IV.16)$$

$$H_{appuis} = 0,25 \text{ m}$$

$$S_{appuis} = d \cdot L_1 + 2 \cdot d \cdot a_2 + d \cdot L_4 - 2 \cdot d \cdot L_{purge}$$

avec : $L_{purge} = 0,25 \text{ m}$

$$S_{appuis} = 5,808 \text{ m}^2$$

$$V_{appuis} = S_{appuis} \cdot d'$$

$$V_{appuis} = 1,452 \text{ m}^3$$

✚ Poids total de la hausse :

✓ Volume total de béton utilisé :

$$V_{total} = V_{appuis} + V_M + V_K + V_j + V_G \dots\dots\dots (IV.17)$$

$$V_{total} = 29,06 \text{ m}^3$$

CHAPITRE IV : Dimensionnement d'une hausse fusible pour l'écèlement des crues du barrage du Ghrib.

✓ Poids de la hausse :

$$P_{Hausse} = P_{Hausse} + P_{armature} \dots \dots \dots (IV.18)$$

Avec : $\rho_{b\acute{e}ton} = 2,4 \text{ t/m}^3$ et $\rho_{armature} = 0,65 \text{ t/m}^3$

$$P_{Hausse} = (\rho_{b\acute{e}ton} + \rho_{armature}) \cdot V_{total}$$

$$P_{Hausse} = 47,426 \text{ t}$$

IV.3.1.2. Calcul du centre de gravité de la hausse sur le plan horizontal par rapport   labut e

- Paroi G

De forme trapézoïdale, dont la section est divisée en un rectangle et deux triangles de hauteur m tel que :

$$X_{triangle} = -\frac{1}{3} \cdot m$$

$$S_{triangle} = \frac{1}{2} \cdot \frac{L_4 - L_2}{2} \cdot m$$

$$X_{rectangle} = -\frac{1}{2} \cdot m$$

$$S_{rectangle} = m \cdot L_2$$

$$\text{Avec : } m = \sqrt{e^2 - \left(\frac{L_4 - L_2}{2}\right)^2}$$

$$X_G' = \frac{X_{rectangle} \cdot S_{rectangle} + 2 \cdot X_{triangle} \cdot S_{triangle}}{S_{rectangle} + 2 \cdot S_{triangle}} \dots \dots \dots (IV.19)$$

$$X_G' = -2,22 \text{ m}$$

$$X_G = X_G' \cos \alpha \dots \dots \dots (IV.20)$$

$$X_G = -1,18 \text{ m}$$

CHAPITRE IV : Dimensionnement d'une hausse fusible pour l'écèlement des crues du barrage du Ghrib.

- Paroi J

La paroi J a la forme d'un rectangle plus un triangle, donc la détermination de son centre de gravité passe par la détermination du centre de gravité des formes qui la constituent.

$$X_{triangle} = -\frac{1}{3} \cdot a_1$$

$$S_{triangle} = \frac{1}{2} \cdot a_1 \cdot (H - c)$$

$$X_{rectangle} = \frac{a_2}{2}$$

$$S_{rectangle} = a_2 \cdot (H - c)$$

On aura alors :

$$X_j = \frac{X_{triangle} \cdot S_{triangle} + X_{rectangle} \cdot S_{rectangle}}{S_{triangle} + S_{rectangle}} \dots\dots\dots (IV.21)$$

$$X_j = 1,59 \text{ m}$$

- Paroi K

$$X_K = (B_1 - d) + \frac{d}{2} \dots\dots\dots (IV.22)$$

$$X_K = 4,35 \text{ m}$$

- La dalle M

Pour le calcul du centre de gravité de la dalle, on calcule le centre de gravité et surface de toutes les formes qui la composent. Cette dernière est devisée en deux rectangles et deux triangles.

$$X_{R1} = \frac{d}{2} + (B_1 - d)$$

$$S_{R1} = d \cdot L_1$$

CHAPITRE IV : Dimensionnement d'une hausse fusible pour l'écêtement des crues du barrage du Ghrib.

$$X_{R2} = \frac{1}{2}(B_1 - d)$$

$$S_{R2} = L_4 \cdot (B_1 - d) - S_{puits/chambre}$$

$$X_{triangle} = \frac{2}{3}(B_1 - d)$$

$$S_{triangle} = \frac{1}{2} \cdot (B_1 - d) \cdot \left(\frac{L_1 - L_2 - L_4}{2} \right)$$

$$X_M = \frac{X_{R1} \cdot S_{R1} + X_{R2} \cdot S_{R2} + 2 \cdot X_{triangle} \cdot S_{triangle}}{S_{R1} + S_{R2} + 2 \cdot S_{triangle}} \dots\dots\dots (IV.23)$$

$$X_M = 2,40 \text{ m}$$

- Les appuis

On a partagé l'ensemble des appuis en quatre parties, donc le centre de gravités est déterminé à partir des centres de gravité de chaque partie.

$$X_1 = (B_1 - d) + \frac{d}{2}$$

$$S_1 = L_1 \cdot d$$

$$X_2 = \frac{a_2 - d}{2}$$

$$S_2 = (a_2 - 2d) \cdot d$$

$$X_3 = \frac{d}{2}$$

$$S_3 = L_4 \cdot d - 2(d' \cdot d)$$

CHAPITRE IV : Dimensionnement d'une hausse fusible pour l'écêtement des crues du barrage du Ghrib.

$$X_{appui} = \frac{X_1.S_1 + 2.X_2.S_2 + X_3.S_3}{S_1 + 2.S_2 + S_3} \dots\dots\dots (IV.24)$$

$$X_{appui} = 2,62 \text{ m}$$

✚ Centre de gravité de la hausse :

$$X_{hausse} = \frac{X_G.V_G + X_J.V_J + X_K.V_K + X_M.V_M + X_{appui}.V_{appui}}{V_{total}} \dots\dots\dots (IV.25)$$

$$X_{hausse} = 1,68 \text{ m}$$

IV.3.1.3. Calcul du centre de gravité de l'eau dans l'auge sur le plan horizontal par rapport à la butée

- Volume de l'auge :

$$V_{auge} = (H - c). \left[\frac{S_G \cos \alpha}{2} + (S_M - d.L_2) \right] \dots\dots\dots (IV.26)$$

$$V_{auge} = 83,58 \text{ m}^3$$

$$X_{auge} = 1,62 \text{ m}$$

IV.3.1.4. Calcul des moments

✚ Moments mobilisant.

- Pression hydrostatique amont.

Si $h=H$:

$$F_{am} = \frac{1}{2} \rho_e g L h^2 \dots\dots\dots (IV.27)$$

$$F_{am} = 70,875 \text{ } 10^4 \text{ N}$$

$$M_{am} = \frac{1}{6} \rho_e g L h^3 \dots\dots\dots (IV.28)$$

CHAPITRE IV : Dimensionnement d'une hausse fusible pour l'écèlement des crues du barrage du Ghrib.

$$M_{am} = 106,31 \cdot 10^4 N.m$$

Si $h=h_{max}$

$$F_{am} = \frac{1}{2} \rho_e g L H (2h - H) \dots\dots\dots (IV.29)$$

$$F_{am} = 99,225 \cdot 10^4 N$$

$$M_{am} = \frac{1}{6} \rho_e g L H^2 (3h - 2H) \dots\dots\dots (IV.30)$$

$$M_{am} = 170,1 \cdot 10^4 N.m$$

- Sous-pression dans la chambre et sous la base de la hausse

$$F_{sous-pressionmax} = \rho_e \cdot g \cdot (0,75 h_{max}) \cdot S_M \dots\dots\dots (IV.31)$$

$$F_{sous-pressionmax} = 71,48 \cdot 10^4 N$$

$$M_{sous-pressionmax} = F_{sous-pressionmax} \cdot X_M \dots\dots\dots (IV.32)$$

$$M_{sous-pressionmax} = 171,56 \cdot 10^4 N.m$$

✚ Moment stabilisant.

- Poids de l'auge

Si $h=H$

$$F_{auge} = \rho_e \cdot g \cdot V_{auge} \dots\dots\dots (IV.33)$$

$$F_{auge} = 83,58 \cdot 10^4 N$$

$$M_{auge} = F_{auge} \cdot X_{auge} \dots\dots\dots (IV.34)$$

$$M_{auge} = 135,4 \cdot 10^4 N.m$$

Si $h=h_{max}$

$$F_{auge} = [V_{auge} + S_M (h_{max} - H)] \cdot \rho_e \cdot g \dots\dots\dots (IV.35)$$

$$F_{auge} = 99,47 \cdot 10^4 N$$

CHAPITRE IV : Dimensionnement d'une hausse fusible pour l'écèlement des crues du barrage du Ghrib.

$$M_{auge} = F_{auge} \cdot X_{auge} \dots\dots\dots (IV.36)$$

$$M_{auge} = 161,13 \cdot 10^4 N.m$$

- Contre pression de la lame déversante

Si $h = h_{max}$

On a : $h_{aval} = 0,2 h_{amont}$

$$F_{av} = \frac{1}{2} \cdot \rho_e \cdot g \cdot L_{av} \cdot h_{av}^2 \dots\dots\dots (IV.37)$$

$$F_{av} = 2,22 \cdot 10^4 N$$

$$M_{av} = \frac{1}{6} \cdot \rho_e \cdot g \cdot L_{av} \cdot h_{av}^3 \dots\dots\dots (IV.38)$$

$$M_{av} = 0,8 \cdot 10^4 N.m$$

- Moment du lest et de la hausse

$$M_{hausse} = P_{hausse} \cdot X_{hausse} \dots\dots\dots (IV.39)$$

$$M_{hausse} = 79,68 \cdot 10^4 N.m$$

Pour ce qui est du moment du lest, il sera déduit de la vérification de la stabilité au renversement.

➤ Vérification de la stabilité au renversement :

- Si $h = H$

$$\Sigma M > 0$$

$$(M_{hausse} + M_{auge}) - M_{am} > 0 \dots\dots\dots (IV.40)$$

$$\Sigma M = 44,98 \cdot 10^4 N.m \text{ (Vérifiée).}$$

CHAPITRE IV : Dimensionnement d'une hausse fusible pour l'écêtement des crues du barrage du Ghrib.

- Si $h=h_{max}$ (Sans que l'eau ne pénètre dans le puits)

$$\sum M > 0$$

$$(M_{hausse} + M_{auge} + M_{av}) - M_{am} > 0 \dots\dots\dots (IV.41)$$

$$\sum M = 71,51 \cdot 10^4 N.m \text{ (Vérifiée).}$$

Remarque 1:

La stabilité de la hausse est vérifiée dans les deux cas :

- $h=H$: condition normale.
- $h= h_{max}$: condition limite.

Ce qui veut dire que la hausse demeure stable du moment où l'eau ne pénètre pas dans le puits, et donc il n'y a pas d'intérêt à l'installation du lest.

- Si $h=h_{max}$ (l'eau pénètre dans le puits)

$$\sum M < 0$$

$$(M_{hausse} + M_{auge} + M_{av}) - M_{am} - M_{sous-pressionmax} < 0 \dots\dots\dots (IV.42)$$

$$\sum M = -100,05 \cdot 10^4 N.m \text{ (Vérifier).}$$

Remarque 2 :

La stabilité de la hausse est rompue une fois que l'eau pénètre et remplit le puits ce qui représente le cas extrême et la hauteur maximale d'eau que peut supporter le barrage.

Cette condition est aussi vérifiée dans notre cas.

CHAPITRE IV : Dimensionnement d'une hausse fusible pour l'écrêtement des crues du barrage du Ghrib.

IV.3.2. Stabilité au glissement

La condition de stabilité au glissement est assurée par la mise en place d'une butée à l'aval de la hausse fusible, pour créer une force stabilisatrice opposée à la force déstabilisatrice (force amont).

Pour déterminer la force et dimensionner la butée, on fait le calcul dans le cas limite en appliquant la condition suivante :

➤ Force de réaction de la butée :

$$\frac{\sum F_H}{\sum F_V} \leq f \dots\dots\dots (IV.43)$$

Donc :

$$\frac{F_{am} - F_{av} - F_{buté}}{F_{auge} + F_{hausse} - F_{sous-pression}} \leq f$$

avec :

$$F_{hausse} = P_{hausse} \times g \dots\dots\dots (IV.44)$$

AN :

$$\frac{992,25 - 22,2 - F_{buté}}{994,7 + 474,426 - 714,8} \leq 0,3$$

On aura alors $F_{buté} \geq 743,802 \text{ KN}$

On prendra $F_{buté} = 744 \text{ KN}$

➤ Dimension de la butée :

La force de réaction apportée par la butée sur la hausse est égale à la force de cisaillement ou de frottement de l'interface béton / béton; donc :

$$F_{buté} = \sigma_t \times S \dots\dots\dots (IV.45)$$

Avec:

σ_t : Contrainte de traction du béton, égale à 2,1 MPa

CHAPITRE IV : Dimensionnement d'une hausse fusible pour l'écêtement des crues du barrage du Ghrib.

Après calcul on obtient la surface nécessaire pour développer la force de la buté qui est égale à: $S = 0.35 \text{ m}^2$

La buté aura donc la dimension de 0,7 m x 0,5 m

❖ Vérification de la stabilité au glissement pour le cas normal.

$$\frac{F_{am} - F_{buté}}{F_{auge} + F_{hausse}} \leq f$$

AN :

$$\frac{708,75 - 744}{835,8 + 474,26} = -0,03 \leq 0,3$$

Remarque :

La condition est vérifiée, donc la hausse est stable dans les deux cas (normale et limite), on conclut que le basculement de la hausse est seulement dû à son renversement.

IV.4. DESCRIPTION DE L'INSTALLATION

IV.4.1. Equipement du système

Selon les résultats obtenus, notre seuil sera équipé de 24 hausses fusibles aux dimensions de 4,5 m de haut et de 7,0 m de large. Pour des fins économiques et techniques, on optera pour une installation mixte de clapets et hausses. Le nombre de hausses sera réduit de 24 à 20 hausses seulement.

On mettra en place deux clapets centraux de 4m de haut et de 15m de large, avec 10 hausses de part et d'autre des clapets, avec les mêmes dimensions déjà déterminées.

Le clapet permet :

- D'avoir une souplesse dans le contrôle du niveau de la retenue sans entraîner des coûts de maintenance important puisque les hausses restent majoritaires.
- D'effectuer une vidange rapide de la surélévation si nécessaire.
- De gérer le niveau de la retenue entre les côtes 428 et 432 NGA.
- C'est un moyen de retarder significativement le basculement de la première hausse fusible.

CHAPITRE IV : Dimensionnement d'une hausse fusible pour l'écêtement des crues du barrage du Ghrib.

Tableau IV.3 Récapitulatif de l'équipement du seuil.

Equipement	Nombre	Côte seuil (m NGA)	Côte crête (m NGA)	Largeur unitaire (m)	Hauteur unitaire (m)
Hausses fusibles	20	427,50	432,00	7,00	4,50
Clapets automatique	2	428,00	432,00	15,00	4,00

IV.4.2. Côtes de basculement

On a opté pour un basculement par groupe selon leurs niveaux de basculements. Les hausses d'une même séquence ou groupe ont des puits réglés à la même altitude ce qui leur permet de basculer simultanément.

L'écart entre les niveaux de basculement a été déterminé de façon à éloigner l'écart entre les premières séquences de basculement, puis réduire cet écart au fur et à mesure qu'on s'approche des dernières séquences. Les premiers basculements s'effectueront pour des niveaux d'eau dans la retenue proche du niveau des plus hautes eaux pour des raisons de sécurité.

Les derniers basculements correspondent à des évènements extrêmement rares.

Les hausses de deux séquences de basculement consécutives seront placées éloignées l'une de l'autre, pour obtenir un écoulement bien réparti sur le coursier de l'évacuateur.

Dans notre cas, on optera pour 8 séquences de basculement. La première séquence est programmée pour une côte supérieure au NPHE (433,60 m NGA).

Le nombre de hausses par séquence ainsi que leurs niveaux de basculement sont décrits dans le tableau ci-après :

CHAPITRE IV : Dimensionnement d'une hausse fusible pour l'écêtement des crues du barrage du Ghrib.

Tableau IV.4 Séquences et niveaux de basculement des hausses fusibles du seuil du barrage Ghrib.

Séquence de basculement	Hausses n°	Niveau de basculement (m NGA)
1	1 et 2	433,60
2	3 et 4	433,70
3	5 et 6	433,80
4	7 et 8	433,90
5	9 et 10	433,95
6	11,12 et 13	433,99
7	14, 15 et 16	434,02
8	17,18,19 et 20	434,04

IV.5. LAMINAGE DE CRUE PAR LA METHODE PAS A PAS

Dans le calcul du laminage par la méthode pas à pas on a besoin comme données de base, l'hydrogramme de crue, courbe capacité-hauteur et la courbe du débit sortant en fonction de la côte.

IV.5.1. Laminage du seuil libre (avant la surélévation)

Détermination de la courbe du débit sortant :

On fixe b et on calcule le débit en variant la hauteur déversant de 0 à 6 m par la formule (II.58).

CHAPITRE IV : Dimensionnement d'une hausse fusible pour l'écêtement des crues du barrage du Ghrib.

Les résultats du calcul du débit sont présentés dans le tableau ci-dessous.

Tableau IV.5 Calcul du débit sortant.

Côte	h_d (m)	q_s (m ³ /s)
427,50	0	0
428,50	1	368,97
429,50	2	1043,61
430,50	3	1917,24
431,50	4	2951,78
432,50	5	4125,24

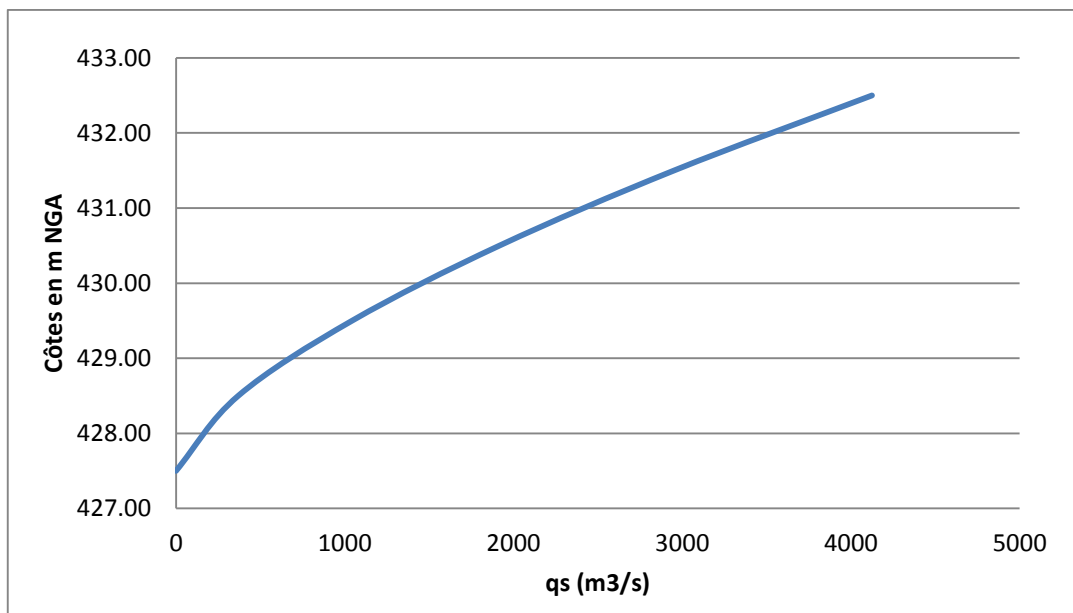


Figure IV.4 Courbe du débit d'évacuation

CHAPITRE IV : Dimensionnement d'une hausse fusible pour l'écêtement des crues du barrage du Ghrib.

✚ Calcul du laminage :

Le résultat du calcul par la méthode *Step by step* est donné dans l'annexe IV.2 et annexe IV.3.

IV.5.2. Laminage du seuil labyrinthe

Dans le laminage d'un seuil équipé de hausses labyrinthes par la méthode de Step by Step, le principe reste le même quant au laminage d'un seuil libre. Par contre la formule avec laquelle on calcule le débit sortant connaîtra quelques petites modifications qui sont comme suit :

✚ $H_{NNR*} > h > H_{1er\ basculement}$

Avant que le volume de la retenue n'atteigne le niveau du premier basculement, le débit sortant est sous forme de débit déversé au-dessus du seuil des hausses et il est calculé par la formule suivante :

$$q_s = C_d \cdot L \cdot (2 \cdot g)^{\frac{1}{2}} \cdot h^{\frac{3}{2}} \dots \dots \dots (IV.46)$$

avec :

C_d : Coefficient de débit déversant sur les hausses en fonction de h/H_{hausse} . (Figure III.23).

L : Largeur déversante (m).

h : Hauteur d'eau au dessus du seuil des hausse $NNR^* = 432m$.

✚ $h > H_{1er\ basculement}$

Dans ce cas les débits sortants se calculent par la somme des deux débits sortants à savoir :

- Débit déversant calculé de la même façon que dans le cas précédant.
- Débit sortant par le vide laissé par le basculement de la hausse fusible, on utilise la formule précédente en tenant compte du changement du coefficient du débit et de la hauteur h' tel que :

$C_d = 0.46$ (La même valeur que celle d'un seuil libre.

$h' = 4,5\ m$ (Hauteur d'une hausse fusible.

$L = L_1 = 7\ m$ (Largeur unitaire d'une hausse fusible.

CHAPITRE IV : Dimensionnement d'une hausse fusible pour l'écêtement des crues du barrage du Ghrib.

La valeur du débit sortant à travers le vide laissé par les hausses est donc constant et est égale à :

$$q_{hausses} = n. 145,031 \text{ m}^3/\text{s}$$

avec n : nombre de hausses basculés.

Et en continue ainsi jusqu'au dernier basculement.

Remarque 1 :

Le déversement au long de la largeur des clapets est considéré comme un déversement sur un seuil libre et il est calculé de la même manière (clapets fermés).

Remarque 2 :

Dans notre cas on a déterminé la hauteur des puits de telle sorte qu'il n'y aura aucun basculement des hausses.

Remarque 3 :

Le cas qu'on a traité est le cas le plus défavorable, c'est-à-dire qu'on testé le système en supposant un disfonctionnement total des clapets et de la vanne de fond. Notre laminage est entièrement basé sur l'évacuation de la crue par déversement.

Ce qui nous rend confiants quant à la sécurité de cette installation, car même en cas de disfonctionnement des clapets et vanne, les hausses a elles seules garantissent l'évacuation de la crue de projet qui est une crue déca milléniale et ceci sans arriver au point de basculement.

 Calcul du laminage :

Le résultat du calcul par la méthode Step by step est donné dans l'annexe IV.4.

Remarque 4 :

Dans le cas d'une crue supérieure à la crue de projet, on peut là aussi tenter de retarder le basculement des hausses, avec l'ouverture de la vanne de fond et clapets qui évacuent respectivement $600 \text{ m}^3/\text{s}$ et $520,90 \text{ m}^3/\text{s}$.

CHAPITRE IV : Dimensionnement d'une hausse fusible pour l'écêtement des crues du barrage du Ghrib.

CONCLUSION

Il est vrai qu'une surélévation du seuil avec la mise en place d'un système à hausses fusibles est une solution dite simple et efficace. Néanmoins, leurs dimensionnements doit se faire méticuleusement pour, d'une part ne pas mettre en péril le stockage supplémentaire en cas d'un basculement prématuré lors du passage d'une crue inférieure à la crue de projet. D'autre part, assurer une sécurité de l'ouvrage lors du passage d'une crue extrême.

Pour éviter ces deux cas cités ci-dessus, il faut :

- Vérifier la stabilité des hausses après leur dimensionnement.
- Établir un calage adéquat des côtes des puits correspondantes aux côtes de basculement des différentes hausses du barrage.

Chapitre 5 :



Organisation des travaux de chantier.

CHAPITRE V : ORGANISATION DES TRAVAUX DE CHANTIER.

INTRODUCTION

L'organisation de chantier, est une étude qui permet d'imposer un rythme bien précis de travail, dans le but d'utiliser et gérer au mieux les moyens humains et matériels qui nous sont disponibles. Tout ceci en garantissant un travail de qualité, économique et dans les délais les plus et courts possibles.

Pour atteindre ces objectifs, il est important de :

- Définir les tâches, et le mode d'exécution de chacune.
- Définir les besoins du point de vue matériel et ressources humaines, selon les tâches à réaliser et le délai de réalisation.
- Choisir la main d'œuvre responsable de la réalisation de chaque tâche, tout en assurant la coordination entre les éléments.
- Définir qualitativement et quantitativement le personnel.

Notre travail consiste alors à organiser dans les meilleures conditions, le chantier de la surélévation du barrage Ghrib en garantissant un meilleur choix de main d'œuvre, économie et rapidité d'exécution, et sécurité du personnel.

V.1. RÔLES ET RESPONSABILITES DES INTERVENANTS SUR CHANTIER

Il est nécessaire en premier lieu de procéder a un aperçu des personnes intervenant dans le projet ainsi que leurs rôles respectifs.

V.1.1. Le maître de l'ouvrage

C'est une personne physique ou morale pour laquelle un projet est mis en œuvre et réalisé. Son rôle est de définir le cahier des charges et par conséquent les besoins, le budget, le calendrier prévisionnel ainsi que les objectifs à atteindre.

Dans notre cas, le maitre de l'ouvrage est l'ANBT.

CHAPITRE V : Organisation des travaux de chantier.

V.1.2. Le maître d'œuvre

C'est une personne physique ou morale, choisie par le maître de l'ouvrage pour la réalisation d'un projet dans les conditions fixées à savoir, délais, qualité et coût.

V.1.3. L'entrepreneur

C'est une entité physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction tant que celui-ci n'a pas été réceptionné.

V.2. INSTALLATIONS DU CHANTIER

V.2.1. Installations destinées au personnel

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installation sanitaires et les bureaux de chantier.

V.2.2. Installations destinées au stockage des matériaux

Pour les ciments nous utilisons soit des silos, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats quant à eux c'est en plein air qu'ils seront stockés, avec un cloisonnement entre les différents types d'agrégats pour éviter leur mélange et de ce fait faciliter le dosage du béton.

Les aciers doivent être stockés à l'abri de l'humidité (baraquements, hangars...). L'eau de gâchage est stockée dans des citernes à l'abri des impuretés qui peuvent altérer le ciment ou les aciers.

CHAPITRE V : Organisation des travaux de chantier.

V.2.3. Installations destinées à la réparation des engins

Les grosses réparations ne se font pas sur le chantier, mais il est indispensable d'avoir un atelier bien équipé pour l'entretien courant du matériel.

V.2.4. Installations pour la préfabrication

Ce sont généralement des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage.

V.3. ORDRE D'EXECUTION DU PROJET

- Dossier d'exécution et de fabrication des hausses. (5 mois)
- Fabrication des hausses et leurs accessoires. (8 mois).
- Assemblage des différents éléments de la hausse sur le seuil du déversoir. (2 semaine).

 Détermination des engins et accessoires nécessaires.

Un mini central à béton, pompe à béton, coffrage, grue mobile, les joints, puits fabriqués et camion de transport et déplacement.

V.4. PLANIFICATION

V.4.1. Définition

Elle consiste à chercher le moyen le plus efficace, rapide et économique pour assurer le bon déroulement des actions à réaliser.

CHAPITRE V : Organisation des travaux de chantier.

V.4.2. Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthode basée sur le réseau.
- Méthode basée sur le graphique.

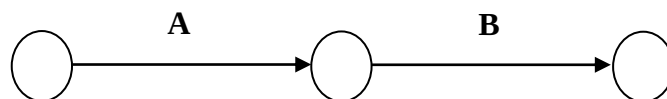
a) Méthodes basées sur le réseau

➤ Définition du réseau.

C'est une représentation graphique d'un projet qui illustre la relation entre les différentes opérations (successives, simultanées, convergentes) et la durée de réalisation, on distingue deux types de réseaux :

➤ Réseau à flèches :

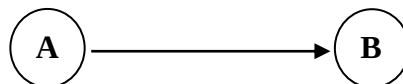
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



Avec : L'opération A précède l'opération B.

➤ Réseau à nœuds :

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.



Avec : L'opération B ne peut commencer que si l'opération A est complètement achevée.

CHAPITRE V : Organisation des travaux de chantier.

➤ Construction du réseau.

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six opérations suivantes :

- Etablissement de la liste des tâches détaillée avec toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.
- Détermination des tâches antérieures et dire si elles doivent être successives ou convergentes.
- Construction des graphes partiels.
- Regroupement des graphes partiels.
- Détermination des tâches du début et fin de l'ouvrage.
- Construction du réseau.

b) Méthodes basées sur le graphique

Méthode linéaire.

Cette méthode est conçue pour la planification des projets de construction dont les travaux sont répétitifs.

Méthode à barres.

Elle consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barre.

V.4.3. Etapes de la planification

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend les étapes suivantes :

Collection des informations.

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

CHAPITRE V : Organisation des travaux de chantier.

Décomposition du projet.

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuerons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

Relations entre les tâches.

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

Choix de la méthode de calcul.

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage à construire.
Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode du chemin critique.

❖ Les paramètres de la méthode du chemin critique.

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

avec ,

TR : temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DCPP : date de commencement au plus tard.

DFP : date de finition au plus tôt.

DFPP : date de finition au plus tard.

MT : marge totale.

CHAPITRE V : Organisation des travaux de chantier.

Et :

$$DFP = DCP + TR$$

$$DCPP = DFPP - TR$$

❖ Chemin critique (C.C).

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTP) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$C.C \iff \left\{ \begin{array}{l} MT=0 \\ \sum TR_{cc} = DTP \end{array} \right.$$

V.4.4. Symboles des différentes opérations.

Tableau V.1 Symboles des opérations.

Travaux	Opérations	Durées (semaine)
Mise en place du coffrage	A	8
Préparation du ferrailage	B	14
Préparation et coulage du béton	C	4
Décoffrage	D	4
Assemblage des éléments	E	2
Travaux de finitions	F	2

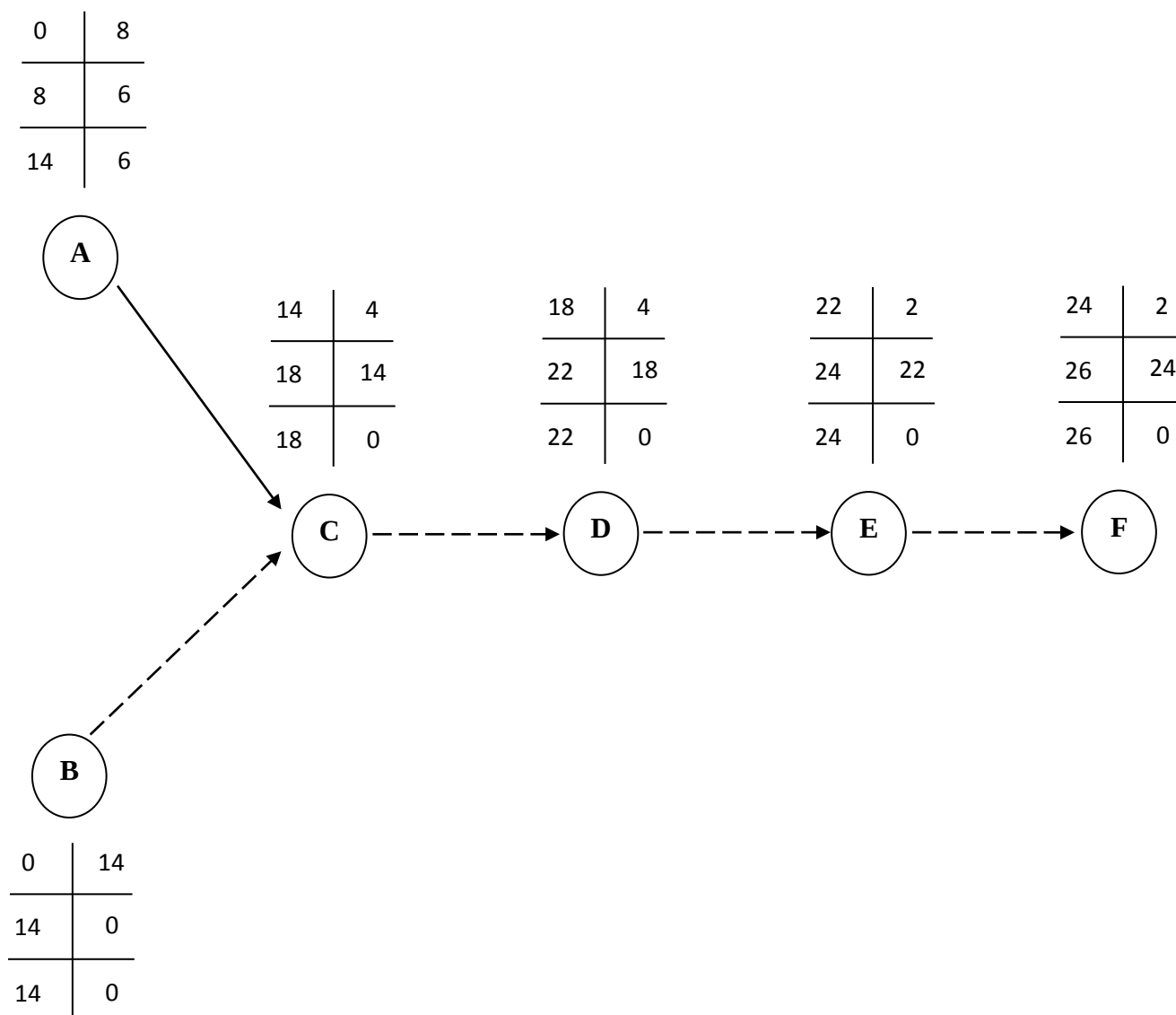
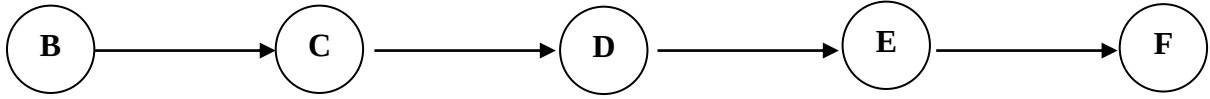


Figure V.1 Schéma du réseau à nœud des différentes opérations.

CHAPITRE V : Organisation des travaux de chantier.

V.4.5. Détermination du chemin critique

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) est :



$$DTR = \sum TR = 14 + 4 + 4 + 2 + 2 = 26 \text{ semaines.}$$

CONCLUSION

L'organisation du chantier est un point nécessaire qui doit être traité afin de prévoir au préalable le déroulement des tâches sur le plan des besoins et des délais de réalisation.

En dépit du manque de données auquel on a été confronté, on a essayé du mieux qu'on a pu d'englober et de présenter le déroulement des travaux de réalisation de notre projet, relatif à la réalisation des hausses fusibles au niveau du barrage de Ghrib.

Conclusion générale

CONCLUSION GENERALE

Le problème d'envasement est un des problèmes très répandus dans les barrages, il réduit considérablement leur efficacité en matière de gestion de la ressource ainsi que leur durée de vie. Cependant, parmi les solutions curatives, il existe une solution qui peut atténuer l'ampleur du phénomène d'envasement et permettre de recouvrir une partie de la capacité initiale du réservoir par l'exhaussement du niveau normal de retenue (NNR).

C'est le travail de cette étude, qui visé le rehaussement du seuil libre du déversoir de l'évacuateur de crue du barrage de Ghrib avec la mise en place de hausses fusibles afin de palier au déficit du volume utile en raison de l'envasement du réservoir d'un volume de vase avoisinant les 30 Millions de mètres cubes.

Pour ce faire , une étude hydrologique a été menée, appuyées par un calcul de laminage suivant un scénario de fonctionnement des hausses sans basculement a permis d'établir les normes de dimensionnement des hausses pour un rehaussement du niveau normal de retenue de 427.5 m NGA à la côte 432.0 m NGA. À la suite du dimensionnement des hausses fusibles, un calcul de stabilité et vérification des limites du système par le calcul du laminage ont été établis.

À la lumière du travail réalisé par cette étude on peut tirer les conclusions suivantes :

- ❖ L'installation de hausses fusibles est une solution simple et sûre, qui nous permet de gagner en capacité de stockage sans dégrader voire en améliorant la sécurité de l'ouvrage vis-à-vis des crues extrêmes.
- ❖ Cette solution est relativement économique du fait que les hausses sont des éléments auto-stables à fonctionnement libre, elles n'exigent pas d'entretien particulier.
- ❖ Une hausse est dimensionnée pour rester stable et a basculer si seulement si la hauteur d'eau à l'amont atteint la hauteur de basculement pour des conditions les plus défavorables en raison d'un dysfonctionnement ou d'une crue catastrophique

- ❖ Pour éviter ou retarder considérablement le premier basculement des hausses, on peut opter pour une installation mixte de hausses fusibles et clapets.
- ❖ Le clapet permet de gérer et contrôler le niveau d'eau de la surélévation et nous offre la possibilité de contrôler le débit relâché contrairement aux hausses labyrinthes.
- ❖ Ces systèmes de hausses fusibles ou clapets peuvent avoir des fonctions autres que la l'augmentation de la capacité, ils sont aussi utilisés pour l'amélioration de la sécurité des barrages vis-à-vis des crues extrêmes ou même comme protection contre la submersion de la digue et l'inondation en dérivant les crues exceptionnelles des cours d'eau .

Pour conclure, la solution du rehaussement à hausses fusibles s'avère une solution prometteuse qui a fait ses preuves depuis son invention en 1991 et testée en 1994, approuvée ensuite lors du 19ème congrès de la commission internationale des grands barrages à Florence (1997), et utilisée dans plusieurs barrages à travers le monde dont on site :

Barrage	Pays	Année de fin de travaux	Performance
Shongweni	Afrique du sud	1994	Augmentation de la capacité de stockage et d'évacuation du déversoir
Barrage du Lac Dong Feng	Chine	1995	Contrôle des crues en rivières Bassin de diversion
Kamuza	Malawi	1999	Augmentation de la capacité de stockage
Beni Amrane	Algérie	2003	Augmentation de la capacité de stockage
Terminus	États-Unis	2004	Augmentation de la capacité de stockage et d'évacuation du déversoir
Quipolly	Australie	2012	Augmentation de la capacité de stockage et d'évacuation du déversoir
França	Brésil	2013	Augmentation de la capacité de stockage

(Hydroplus, 2016)

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

ANBT (2014). *Les bassins du Chelif, Rapport de l'Agence Nationale des Barrages et Transfert.*

ANCOLD (1986). Guidelines on Design Floods for Dams.

BENLACHTAR. I (2009). *Dimensionnement des hausses fusibles du barrage de Ain Zada.* Ecole nationale polytechnique. Mémoire de fin d'étude.

BENOUNICHE.N (2006). *Etude des hausses fusibles sur un déversoir.* Ecole nationale polytechnique. Alger. Mémoire de fin d'étude.

GHERNOUTI.I (2012). *Contribution à l'extension des digues par le système des hausses fusibles (Cas du barrage de Béni Amrane).* Ecole nationale supérieure de l'hydraulique. Mémoire de fin d'étude.

CHEYLAN.G (1952). *La Géologie et les Problèmes de l'eau en Algérie, Tome 1, Eléments de Technogéologie des Barrages Algériens et de quelques ouvrages annexes. Le Barrage du Ghrib , -Alger : XIXe Congrès géologique international.*

HYDRODRAGAGE-C.T.SYSTEME (2004). *Levés bathymétrique des barrages en exploitation lots ii et iii échelon chelif et centre, Rapport d'étude.*

HYDROPLUS (2006). *Le système Hydroplus.*

ANBT (2004). *Ecrêtement du barrage du Ghrib, Rapport d'étude.*

ISL,Bureau d'ingénieur conseil (2005). *Surelevation du barrage du Ghrib. Incidences-analyse géologique.* Paris . Etude géologique .

LLAMAS, J. (1993). *Hydrologie générale : principes et applications,* Edition Gaëtan Morin, Boucherville, Québec, Canada.

MOKHTAR.E (2009). *Contribution à l'étude du transport solide en suspension, Bassin de L'Oued Cheliff-Ghrib.* Université Badji Mokhtar. Annaba : s.n., 2009,mémoire de magister.

SPINAZZOLA.U; LACROIX.S (2009). *Performances des hausses fusibles dans des conditions particulières d'opération.*

The British Dam Society (1996).*The Reservoir as an Asset, Proceeding of 9th of Brith Damof the Brith Society, York University 11-14 September.*

THEVENIN.J (1940).*Le Barrage du Ghrib, monographie du barrage, monographie*

TOUAIBIA.B (2004).*Manuel pratique d'hydrologie, Edition Madani , Blida*

REFERENCES SITO-GRAPHIQUES

HYDROPLUS (2016). [consulté le 02/03/2016]

<http://www.hydroplus.com/hydroplus/hydroplus.nsf/web/index.htm&lng=L2>.

HYDROPLUS (2016). [consulté le 02/03/2016].

http://www.hydroplus.com/hydroplus/hydroplus.nsf/web/ref_barrage_de_beni_amrane.htm&lng=L1.

HYDROPLUS (2016). [consulté le 05/06/2016]

http://www.hydroplus.com/hydroplus/hydroplus.nsf/web/ref_barrage_de_terminus.htm&lng=L1.

HYDROPLUS (2016). [consulté le 02/03/2016]

http://www.hydroplus.com/hydroplus/hydroplus.nsf/web/ref_barrage_de_chopadvav.htm&lng=L1.

HYDROPLUS (2016). [consulté le 12/07/2016]

http://www.hydroplus.com/hydroplus/hydroplus.nsf/web/hausse_classique.htm&lng=L1.

BOOMS (2016). [consulté le 12/07/2016].

<http://www.bolinabooms.com/fr/barrages-flottants-de-securite/barrages-flottants-de-controle-de-traffic>.

Annexes

Annexe II.1

Tableau II.16 Pluies de courtes durées (mm).

fréquences	périodes	Heures																		
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	14	15,07	16	18	20	22	24
20%	5	19,3	24,1	27,5	30,1	32,4	34,3	36,0	37,6	39,1	40,4	41,6	42,8	45,0	46,1	47,0	48,8	50,4	52,0	53,5
10%	10	22,7	28,4	32,3	35,4	38,0	40,3	42,3	44,2	45,9	47,5	48,9	50,3	52,9	54,1	55,2	57,3	59,2	61,1	62,8
5%	20	26,0	32,4	36,9	40,4	43,4	46,0	48,4	50,5	52,4	54,2	55,9	57,5	60,4	61,8	63,0	65,4	67,7	69,8	71,8
2%	50	30,2	37,6	42,9	47,0	50,5	53,5	56,2	58,7	60,9	63,0	64,9	66,8	70,2	71,8	73,2	76,0	78,6	81,1	83,4
1%	100	33,3	41,6	47,3	51,9	55,7	59,1	62,1	64,8	67,3	69,6	71,7	73,7	77,5	79,3	80,8	84,0	86,8	89,5	92,1
0,1%	1000	43,7	54,5	62,1	68,1	73,1	77,5	81,4	84,9	88,3	91,3	94,1	96,8	101,7	104,1	106,1	110,2	113,9	117,5	120,80

Tableau II,17 Intensité des pluies de courtes durées (mm),

fréquences	périodes	Heures																		
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	14	15,07	16	18	20	22	24
20%	5	19,34	12,07	9,16	7,53	6,47	5,72	5,15	4,70	4,34	4,04	3,79	3,57	3,21	3,06	2,93	2,71	2,52	2,36	2,23
10%	10	22,71	14,18	10,76	8,85	7,60	6,72	6,05	5,52	5,10	4,75	4,45	4,19	3,78	3,59	3,45	3,18	2,96	2,78	2,62
5%	20	25,95	16,20	12,30	10,11	8,69	7,67	6,91	6,31	5,83	5,42	5,08	4,79	4,31	4,10	3,94	3,64	3,38	3,17	2,99
2%	50	30,15	18,82	14,28	11,75	10,09	8,92	8,03	7,33	6,77	6,30	5,90	5,56	5,01	4,77	4,58	4,22	3,93	3,69	3,47
1%	100	33,29	20,78	15,77	12,97	11,14	9,84	8,87	8,10	7,47	6,96	6,52	6,14	5,53	5,26	5,05	4,66	4,34	4,07	3,84
0,1%	1000	43,69	27,27	20,70	17,02	14,63	12,92	11,63	10,62	9,81	9,13	8,56	8,06	7,26	6,91	6,63	6,12	5,70	5,34	5,03

Annexe II.2

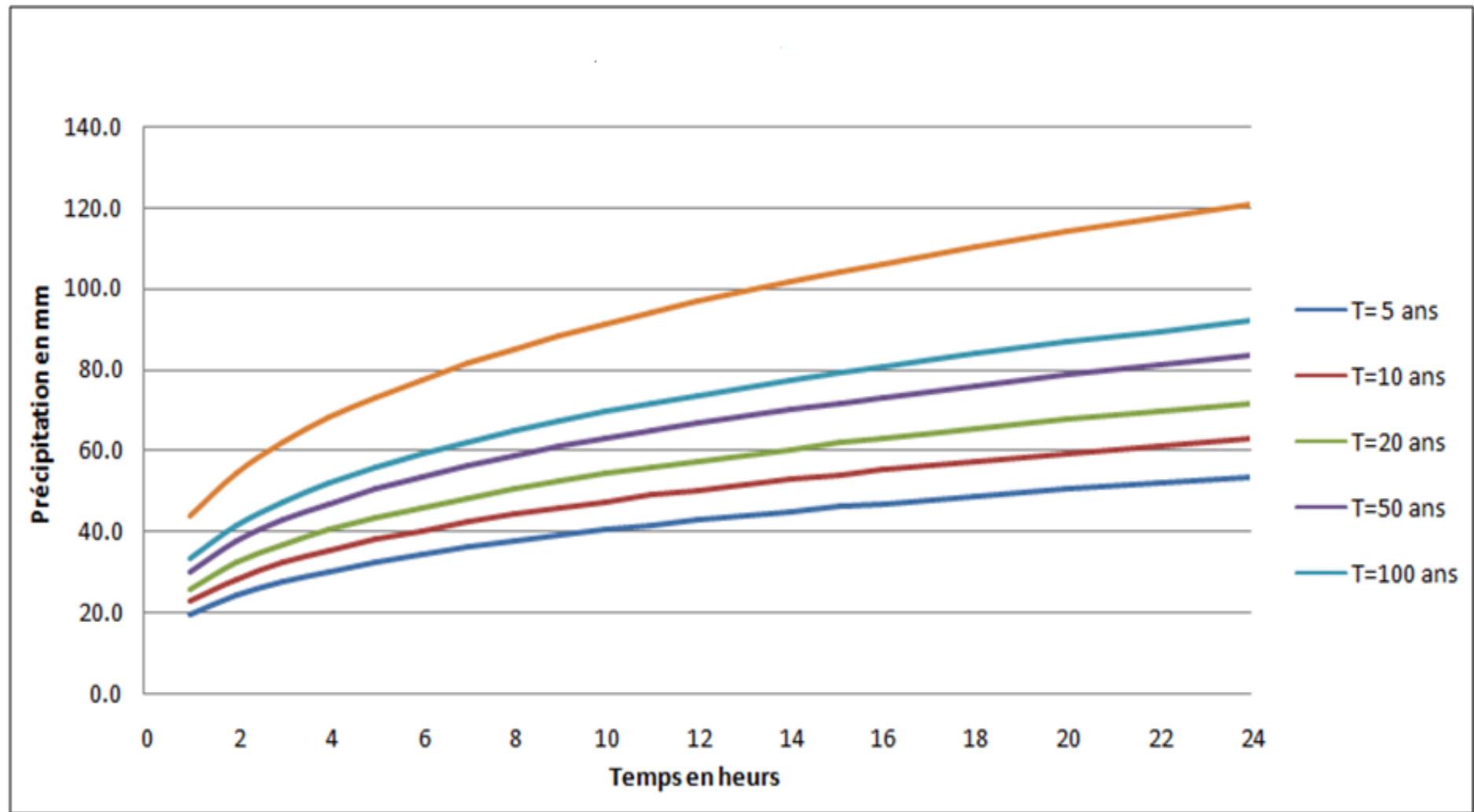


Figure II. 10 Courbes des pluies de courte durée.

Annexe II.3

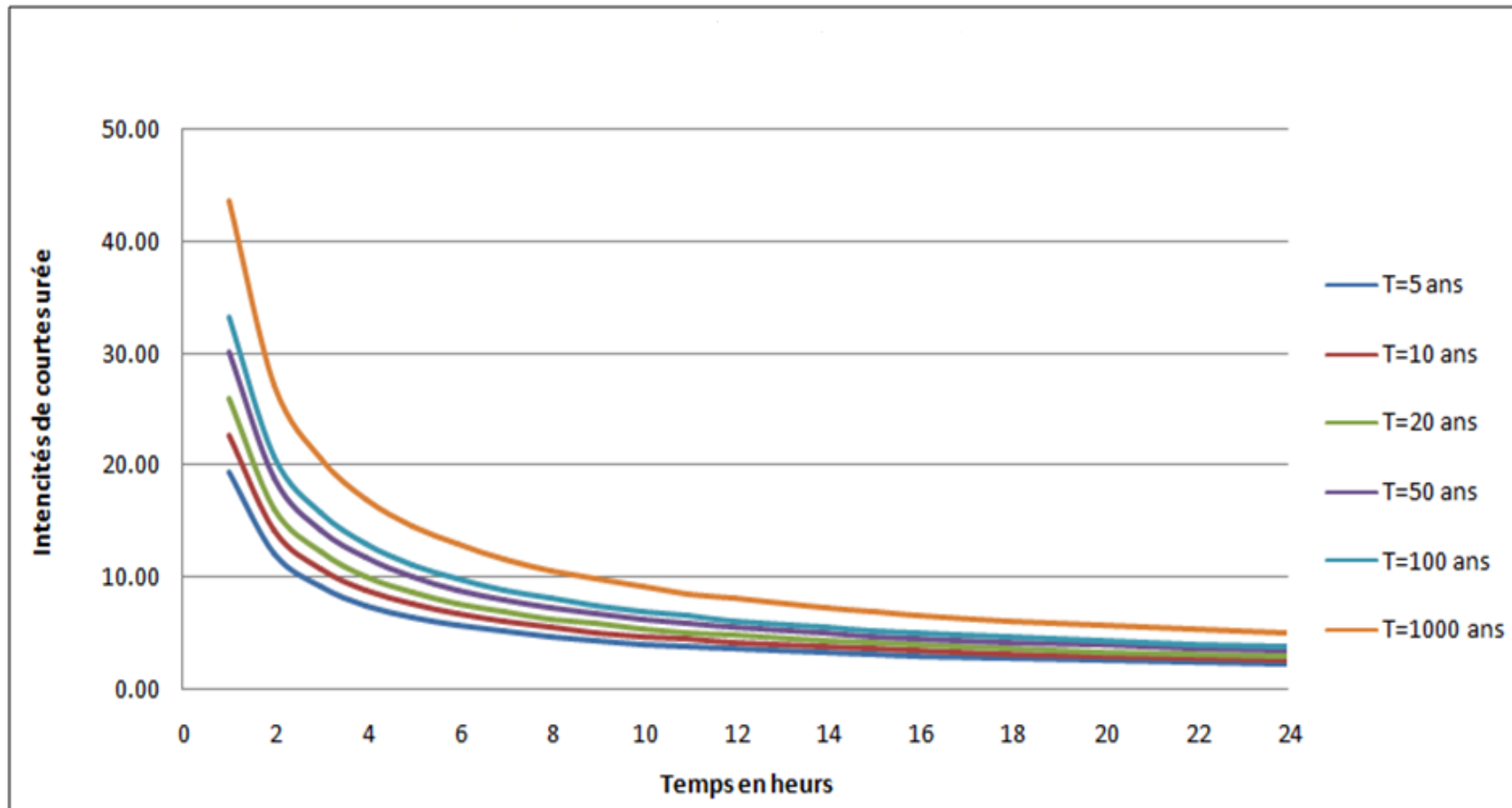


Figure II.11 Courbes des intensités de courte durée (IDF).

Annexe II.4

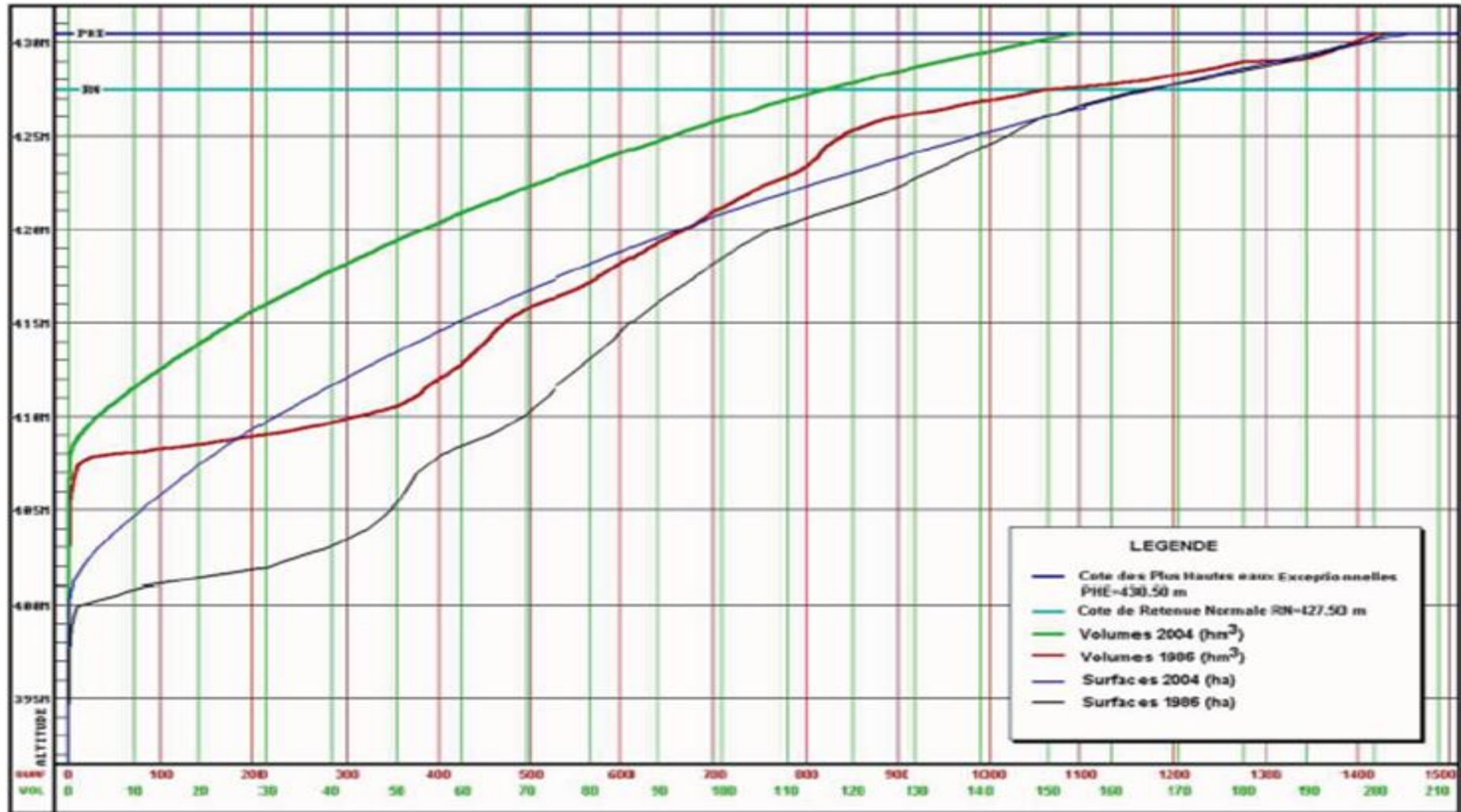


Figure II.16 Courbe capacité-hauteur-surface (Hydrodragage-C.T.Système, 2004)

Annexe II.5

Tableau II.29 Résultats du calcul de régularisation sans pertes.

Mois	$W_{80\%}$ (Mm ³)	$U_{80\%}$ (Mm ³)	W-U (Mm ³)	1ere consigne			2ème consigne		
				Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)	Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)
					30,05	0		30,05	0
Octobre	8,13	5,14	2,99	33,04	33,04	0	22,09	22,09	7,96
Novembre	10,77	5,14	5,63	38,67	38,67	0	25,08	25,08	0
Décembre	13,25	5,14	8,11	46,78	46,78	0	30,71	30,71	0
Janvier	12,33	5,14	7,19	53,97	53,97	0	38,82	38,82	0
Février	12,46	5,14	7,32	61,29	61,29	0	46,01	46,01	0
Mars	10,58	5,14	5,44	66,73	61,53	5,2	53,33	53,33	0
Avril	9	6,24	2,76	64,29	61,53	2,76	58,77	58,77	0
Mai	6,47	8,44	-1,97	59,56	59,56	0	61,53	61,53	0
Juin	1,95	9,54	-7,59	51,97	51,97	0	59,56	59,56	0
Juillet	0,93	10,64	-9,71	42,26	42,26	0	51,97	51,97	0
Aout	1,04	9,54	-8,5	33,76	33,76	0	42,26	42,26	0
Septembre	4,73	8,44	-3,71	30,05	30,05	0	33,76	33,76	0
/	/	/	/	/	/	/	30,05	30,05	7,96

Annexe II.6

Tableau II.33 Résultats de calcul du volume utile et régularisation avec pertes.

Mois	$W_{80\%}$ (Mm ³)	$U_{80\%}$ (Mm ³)	P (Mm ³)	W-U -P (Mm ³)	1ere consigne			2ème consigne		
					Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)	Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)
					30,05	30,05	0		30,05	0
Octobre	8,13	5,14	0,57	2,42	32,47	32,47	0	29,2	29,2	0,85
Novembre	10,77	5,14	0,46	5,17	37,64	37,64	0	31,62	31,62	0
Décembre	13,25	5,14	0,47	7,64	45,28	45,28	0	36,79	36,79	0
Janvier	12,33	5,14	0,54	6,65	51,93	51,93	0	44,43	44,43	0
Février	12,46	5,14	0,71	6,61	58,54	58,54	0	51,08	51,08	0
Mars	10,58	5,14	1,01	4,43	62,97	62,97	0	57,69	57,69	0
Avril	9	6,24	1,17	1,59	64,56	63,71	0,85	62,12	62,12	0
Mai	6,47	8,44	1,36	-3,33	60,38	60,38	0	63,71	63,71	0
Juin	1,95	9,54	1,4	-8,99	51,39	51,39	0	60,38	60,38	0
Juillet	0,93	10,64	1,38	-11,09	40,3	40,3	0	51,39	51,39	0
Aout	1,04	9,54	1,2	-9,7	30,6	30,6	0	40,3	40,3	0
Septembre	4,73	4,44	0,84	-0,55	30,05	30,05	0	30,6	30,6	0
/	/	/	/	/	/	/	/	30,05	30,05	0,85

Annexe IV.1

Tableau IV.6 Dimensions des trois types de hausses fusibles (Benlachtar, 2009).

	Marge de basculement (en % de la hauteur de la hausse)	Rapport derasement /h _{max} (relative au PHE)	Rapport du nouveau h _{max} (relative au PHE)/Hauteur de la hausse	Angle d'inclinaison (α) de la paroi aval	Rapport largeur/hauteur	Rapport longueur/hauteur	Longueur Développée Lc de la hausse en fonction de H
Etroite entonnoir bas (NLH)	Entre 30%H et 70%H	Entre 10% et 12%	Entre 1,3H et 1,7H	58° (+/- 5°)	1.0 (+/- 5%)	1 (+/- 5%)	3,76H (+/- 5%)
Large entonnoir bas (LLH)	Entre 30%H et 70%H	Entre 6% et 8%	Entre 1,3H et 1,7H	58° (+/- 5°)	1.5 (+/- 5%)	1 (+/- 5%)	4,09H (+/- 5%)
Large entonnoir élevé (LHH)	Entre 70% H et 140% H	Entre 15% et 18%	Entre 1,7H et 2,4H	47° (+/- 5°)	1.8 (+/- 5%)	1,2 (+/- 5%)	6,22H (+/- 5%)

Annexe IV.2

Tableau IV.7Résultats du laminage d'un seuil libre.

t1	t2	Qe1	Qe2	moyenne	Ve	qs1	qs2	moyenne	Vs	stock	stock total	cote	hd
0	5	0,00	337,95	168,98	3,04	0,00	51,77	25,88	0,47	2,58	117,89	427,77	0,27
5	10	337,95	1351,80	844,88	15,21	51,77	528,08	289,92	5,22	9,99	127,88	428,77	1,27
10	15	1351,80	3070,00	2210,90	39,80	528,08	2033,42	1280,75	23,05	16,74	144,62	430,62	3,12
15	20	3070,00	2171,22	2620,61	47,17	2033,42	2416,00	2224,71	40,04	7,13	151,75	431,00	3,50
20	25	2171,22	1458,88	1815,05	32,67	2416,00	1511,31	1963,66	35,35	-2,67	149,08	430,06	2,56
25	30	1458,88	922,36	1190,62	21,43	1511,31	854,18	1182,75	21,29	0,14	149,22	429,25	1,75
30	35	922,36	536,74	729,55	13,13	854,18	478,98	666,58	12,00	1,13	150,35	428,69	1,19
35	40	536,74	277,10	406,92	7,32	478,98	188,91	333,95	6,01	1,31	151,66	428,14	0,64
40	45	277,10	118,52	197,81	3,56	188,91	63,68	126,30	2,27	1,29	152,95	427,81	0,31
45	50	118,52	36,09	77,31	1,39	63,68	17,29	40,49	0,73	0,66	153,61	427,63	0,13
50	55	36,09	4,89	20,49	0,37	17,29	1,92	9,61	0,17	0,20	153,81	427,53	0,03
55	60	4,89	0,00	2,45	0,04	1,92	0,00	0,96	0,02	0,03	153,84	427,50	0,00

Annexe IV.3

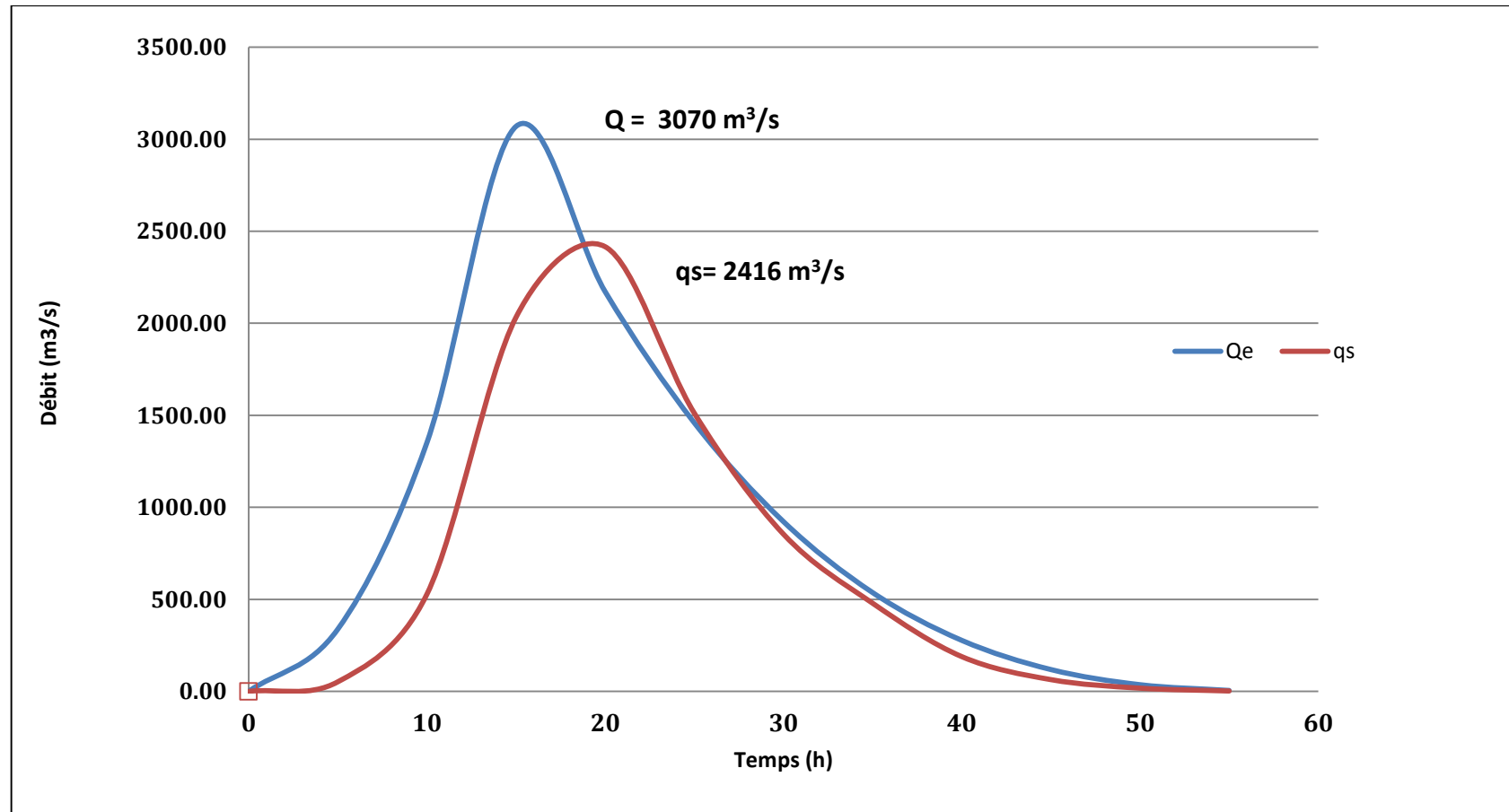


Figure IV.5 Représentation du laminage par la méthode Step by Step.

Annexe IV.4

Tableau IV.8 Calcul du laminage avec hausses fusibles.

t ₁	t ₂	Q _{e1}	Q _{e2}	moyenn e	V _e	cote	h _d	q _{s1}	q _{s2}	moyenn e	V _s	stock	stock total
0	1	0,00	13,52	6,76	0,02	432,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,02	180,02
1	2	13,52	54,07	33,79	0,12	432,02	0,02	0,00	20,00	10,09	0,04	0,09	180,11
2	3	54,07	121,66	87,87	0,32	432,05	0,05	20,00	48,00	40,46	0,15	0,17	180,28
3	4	121,66	216,29	168,97	0,61	432,08	0,08	48,00	90,58	80,10	0,29	0,32	180,60
4	5	216,29	337,95	277,12	1,00	432,11	0,11	90,58	114,58	118,42	0,43	0,57	181,17
5	6	337,95	486,65	412,30	1,48	432,14	0,14	114,58	159,50	160,39	0,58	0,91	182,08
6	7	486,65	662,38	574,51	2,07	432,21	0,21	159,50	213,50	224,84	0,81	1,26	183,34
7	8	662,38	865,15	763,77	2,75	432,29	0,29	213,50	324,50	293,22	1,06	1,69	185,03
8	9	865,15	1094,96	980,05	3,53	432,41	0,41	324,50	527,09	423,63	1,53	2,00	187,03
9	10	1094,96	1351,80	1223,38	4,40	432,57	0,57	527,09	818,02	672,56	2,42	1,98	189,02
10	11	1351,80	1635,68	1493,74	5,38	432,73	0,73	818,02	1199,38	1014,32	3,65	1,73	190,74
11	12	1635,68	1946,59	1791,13	6,45	432,90	0,90	1199,38	1509,00	1398,10	5,03	1,41	192,16
12	13	1946,59	2284,54	2115,56	7,62	432,98	0,98	1509,00	1864,47	1646,08	5,93	1,69	193,85
13	14	2284,54	2649,52	2467,03	8,88	433,12	1,12	1864,47	2284,45	2080,17	7,49	1,39	195,24
14	15	2649,52	3070,00	2859,76	10,30	433,26	1,26	2284,45	2532,00	2442,05	8,79	1,50	196,74
15	16	3070,00	2884,41	2977,21	10,72	433,34	1,34	2532,00	2680,00	2586,00	9,31	1,41	198,15
16	17	2884,41	2693,37	2788,89	10,04	433,40	1,40	2680,00	2727,86	2683,93	9,66	0,38	198,53
17	18	2693,37	2510,96	2602,17	9,37	433,38	1,38	2727,86	2680,00	2703,93	9,73	-0,37	198,16
18	19	2510,96	2336,97	2423,97	8,73	433,32	1,32	2680,00	2588,75	2634,37	9,48	-0,76	197,41
19	20	2336,97	2171,22	2254,10	8,11	433,21	1,21	2588,75	2421,67	2505,21	9,02	-0,90	196,50
20	21	2171,22	2013,49	2092,35	7,53	433,20	1,20	2421,67	2256,59	2339,13	8,42	-0,89	195,61
21	22	2013,49	1863,59	1938,54	6,98	433,11	1,11	2256,59	2089,15	2172,87	7,82	-0,84	194,77
22	23	1863,59	1721,32	1792,46	6,45	433,08	1,08	2089,15	1911,54	1982,11	7,14	-0,68	194,09
23	24	1721,32	1586,49	1653,91	5,95	433,01	1,01	1911,54	0,00	1821,77	6,56	-0,60	193,48

Annexe IV.5

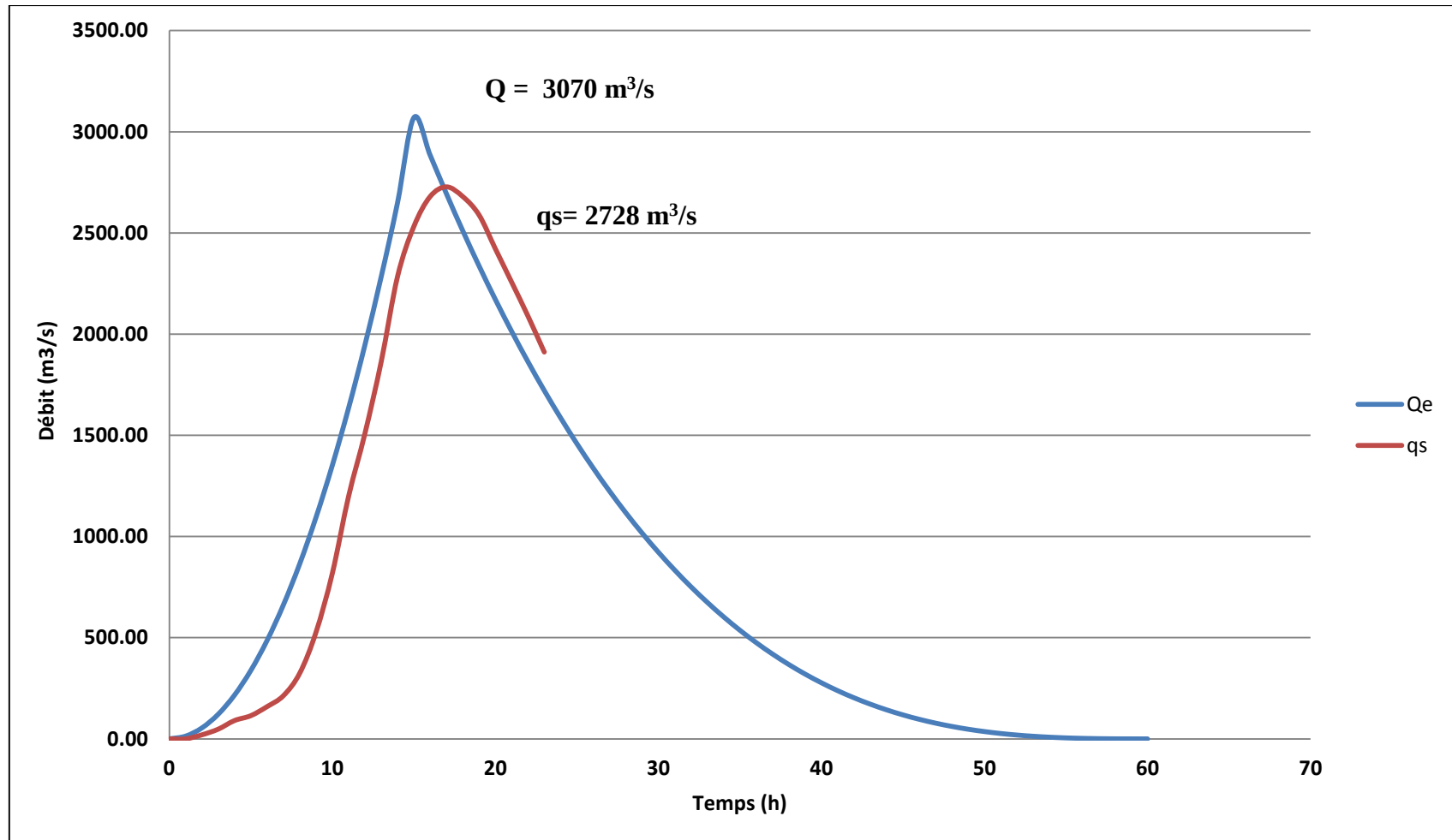


Figure IV.6 Représentation du laminage avec le système hausses fusibles sans basculement.

Annexe V.1

Tableau V.2 Diagramme de Taches de GANTT.

