

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdallah

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option : Conception Des Ouvrages Hydrotechniques

THEME :

**ETUDE DES VARIANTES DES OUVRAGES ANNEXES
DU BARRAGE L'OULDA SUR OUED EL ARAB
(W.KHENCHELA)**

Présenté par :
M^r TITAOU SAMIR

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
Mr B.BENLAOUKLI	M C.B	Président
Mr A.ZEROUAL	M A.B	Examineur
Mme N.SAIL	M A.A	Examinatrice
Mme S.BERBACHE	M A.A	Examinatrice
Mme S. SADOUNE NÉE HARKAT	M A.B	Promotrice

Septembre 2012

Dédicace

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance :

A mes chers parents qui ont toute la faveur dans ma vie et de ce que je suis devenu que dieu les protège, joie de ma vie.

A mes frères Bedreddine, soufiane et takiddine

A mes sœurs et la petite Dalal

A ma promotrice Mm Sadoune née Harkat.S qui a joué un rôle très important dans ce travail, sans elle je n'aurai pu le faire

A mes amis Zinou, Loutfi, Kamel, Ghezala, Hamzaoui et Rezki

A toute ma promotion

A ceux qui ont dessiné les plus belles images de ma vie, qui me pousse vers l'avant, qui m'ont tant appris et ont fait de moi ce que je suis, que dieu les garde.

Samir

Remerciements

Au terme de cette modeste étude, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à M^{me} SADOUNE née HARKAT.S. (Ma promotrice) pour m'avoir aidé et dirigé afin de terminer cette d'études. Je la remercie vivement et infiniment de sa disponibilité de tous les instants qui ont rendu ce travail possible.

Toutes mes gratitudes envers mes parents qui m'ont toujours soutenu tout le long de mon parcours de vie, mon père qui a tant sacrifier le tout pour que j'arrive à ce que je suis, ma mère qui m'a toujours soutenu sous ses ailles au temps difficiles, sans oublier mes frères et sœurs et tous mes amis de plus proches au lointains.

Je tiens à remercier également le président et les membres du jury qui me feront l'honneur de juger mon travail.

Mes remerciements vont aussi à tout le personnel de l'Agence Nationale Des Barrages Et Transfert et la direction de l'Hydraulique de la wilaya de KHENCHELA qui m'ont fourni les données nécessaires afin de réaliser cette étude.

Son oublier l'ensemble de mes enseignants durant tout mon parcours d'étude.

Titaou Samir

ملخص :

سد الولجة الواقع بواد العرب في ولاية خنشلة، يتكون من خرسانة و مزود بجهاز إغناء الفيضانات ممرکز في الوسط بكمية استعاب 2251 م³ في الثانية.

هذا الأخير البالغ ارتفاعه 73 م و سعة تخزينه 32 مليون م³ ، هدفه سقي الأراضي الفلاحية المجاورة و تزويد سكان المنطقة بالماء الشروب.

يتضمن هذا العمل الدراسة المدققة لملاحظات السد، حيث أن دراسة الجدوى من المشروع قدمت من طرف مكتب دراسات يوناني (ستيكي . ب ج).

Résumé :

Le Barrage d'Ouldja sur Oued El Arab dans la Wilaya de Khenchela est un barrage en BCR avec un évacuateur central incorporé dans la digue.

Ce barrage qui à une hauteur de 73m et volume utile avoisinant les 32Mm³, évacué un débit de crue de 2251m³/s, pour but de l'irrigation des terres agricoles avoisinantes et l'alimentation en eau potable des habitants de la région.

Notre travail consiste à réaliser une étude des variantes des ouvrages annexes de ce barrage dont l'étude de faisabilité a été faite par le bureau d'étude grec (STUKY. BG).

Abstract :

The Dam of Ouldja on Oued El Arab in Wilaya of Khenchela is on BCR with a central spillway incorporated into the dam.

This dam has a height of 73m and useful volume adjacent of 32Mm³, evacuate a flood flow equal to 2251m³/s, designed to irrigate surrounding agricultural lands and to supply drinking water to the inhabitants of the region.

Our work includes the study of the dam annexes, whose feasibility study has been made by the consulting firm of Greek (STUKY. BG).

SOMMAIRE

Table des matières	Page
Introduction générale	01
Chapitre I : Etude topographique et géologique	02
I.1. Présentation de la zone d'étude	02
I.2. Situation de la zone d'étude	04
I.2.1. Topographie et morphologie du site	04
I.2.2. Géologie	04
I.2.3 Géomorphologie et tectonique	05
I.2.4. Travaux de reconnaissance effectuée	05
I.2.5 Géologie de la cuvette et du site du barrage	06
I.2.6 Sismicité du site	07
Conclusion	09
Chapitre II : Etude hydrologique	10
Introduction	10
II.1. Le bassin versant	10
II.1.1. Caractéristiques physiques du bassin versant	10
II.1.2. caractéristiques géométriques	10
II.1.3. Caractéristiques hydro-morphologiques	11
II.1.4. Hypsométrie du bassin versant	12
II.1.4.1. Le relief	12
II.1.4.2. Les indice	15
II.1.5 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant	17
II.1.5.1. Le réseau hydrographique	17

II.1.5.2.Profil en long de l'Oued	19
II.2 Caractéristiques climatique du bassin versant	21
II.2.1 Température	21
II.2.2 Evaporation	21
II.2.3 Humidité relative	22
II.2.4 Vitesse du vent	23
II.2.5 Pluviométrie	23
II.2.5.1. Stations et données disponibles	23
II.2.5.2.Les pluies maximales journalières	24
1. Ajustement des pluies maximales journalières	25
A.Ajustement à la loi de GUMBEL	25
B.Ajustement à la loi log normale	27
2-Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences	29
II.3.Etudes des apports	31
II.3.1 Analogie avec la station de KHENGA S.N. (061801)	31
II.3.1.1 La Station Hydrométrique	31
II.3.2 Caractéristiques de l'écoulement	33
II.3.3Les apports fréquentiels	33
II.3.3.1 Ajustement de la série des apportes à la loi log-normale	33
II.3.3.2 Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%	35
II.3.4. Apport solide et l'estimation du volume mort	35
II.3.4.1. Apport solide en suspension	35
II.4. Etude des crues	37
II.4.1. Hydrogramme de crue	37
II.4.1.1. Détermination des Hydrogramme de crues probables par la méthode de Sokolovski	37

II.4.2 Choix de la crue de projet	39
II.4.3 Choix de la crue de chantier	40
II.5 Régularisation	40
II.5.1. Répartition mensuel de l'apport 80%	40
II.5.2. Répartition mensuel des besoins	40
II.5.3. Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces»	40
II.5.4. Calcul du volume utile	42
II.5.5. Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)	42
II.5.6. Régularisation interannuelle	43
II.6. Laminage des crues	44
II.6.1. Introduction	44
II.6.2. La méthode de KOCHERINE	44
II.6.3. Etude d'optimisation	47
II.6.3.1. La revanche	47
II.6.3.2. La largeur en crête	47
II.6.3.3. Calcul du volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes	48
II.6.3.4. Calcul du coût de l'évacuateur de crues	48
II.6.4. laminage pour un déversoir de largeur $b=210$ m	50
Conclusion	50
Chapitre III : Etude des variantes	51
III.1. Etude des variantes	51
III.1.1. Généralités	51
III.1.2. Critères de choix de l'évacuateur de crue	51
III.2. Conception détaillée des variantes	51

III.2.1. Étude de la 1ere variante (évacuateur de crue centrale en escalier)	51
III.2.1.1. Introduction	51
III.2.1.2. Données de départ	51
III.2.1.3. Le canal d'entrée	52
III.2.1.4. Choix de la hauteur des marches	52
III.2.1.5. Les caractéristiques hydrauliques du courant sur le coursier	53
III.2.1.6. Caractéristiques hydrauliques à la fin du coursier	54
III.2.1.7. Détermination de la hauteur des bajoyers du coursier	55
III.2.1.8. Dissipateur d'énergie	55
III.2.1.9. Calcul de l'épaisseur de bassin de dissipation	57
III.2.1.10. Dimensionnement du seuil denté	58
III.2.1.11. La hauteur des murs bajoyers sur le bassin de dissipation	58
III.2.1.12. Calcul de la risberme	58
III.2.2. Étude de la 2ere variante (évacuateur de crue a déversoir profilé)	59
III.2.2.1. Canal d'amenée	59
III.2.2.2. Le déversoir	59
III.2.2.3. Calcul de rayon de raccordement	60
III.2.2.4. Bassin de dissipation	61
A.Calcul Hydraulique du bassin de dissipation	61
B.Calcul de l'épaisseur de bassin de dissipation	63
C.Dimensionnement des blocs de chute	63
D.Dimensionnement du seuil denté	63
E.La hauteur des murs bajoyers sur le bassin de dissipation	64
F.Calcul de la risberme	64
III.3. choix de la variante la plus favorable	64
III.4. Calcul stabilité de la variante choisie (l'évacuateur en marche d'escalier)	64

III.4.1. Calcul la stabilité dans le 1er cas	64
III.4.2. Calcul la stabilité dans le deuxième cas	66
III.4.3. Stabilité des murs bajoyers du coursier	67
III.4.3.1. stabilité au renversement	68
III.4.3.2. Stabilité au glissement	68
III.4.3.3. Stabilité au poinçonnement	68
Conclusion	69
Chapitre IV : Dimensionnement des ouvrages annexes	70
Introduction	70
IV.1. Ouvrage de Prise d'eau	70
IV.1.1. Type de prise	70
IV.1.2. Choix de la variante	70
IV.2. Dimensionnement de la prise d'eau	70
IV.2.2. Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de prise d'eau	71
IV.3. Dimensionnement de l'ouvrage de vidange	71
IV.3.1. Calcul du débit de vidange	71
IV.3.2. Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre ...	72
IV.4. Dimensionnement de la dérivation provisoire	73
IV.4.1. Dimensionnement de la galerie	73
Conclusion	74
Chapitre V : Organisation de Chantier	75
Introduction	75
V.1. Organisation technique de préparation	75
V.2. Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier	75
V.2.1. Le maître de l'ouvrage	75

V.2.2. Le maître d'œuvre	75
V.2.3. L'entrepreneur	75
V.3. Travaux préparatoires et installation de l'entreprise	75
V.3.1. Installations destinées au personnel	75
V.3.2. Installations destinées au stockage des matériaux	76
V.3.3. Installation destinée pour la préfabrication	76
V.4. Travaux de réalisation	77
V.4.1. Travaux d'excavations	77
V.4.2. Travaux secondaires	77
V.5. Les engins de terrassement	77
V.6. Terrassement au niveau des installations de chantier	77
V.7. Travaux d'exécution des ouvrages annexes	78
V.7.1. Dérivation provisoire	78
V.7.2. Réalisation de la digue	78
V.7.3. Exécution de l'évacuateur de crue	78
V.7.4. Exécution des travaux de bétonnage	78
V.7.5. Exécution de la vidange de fond	78
V.8. Travaux des injections	79
V.9. Le devis estimatif	79
V.10. Planification	80
V.10.1. Techniques de la planification	80
V.10.1.1. Méthodes basées sur le réseau	80
V.10.1.2. Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)	81
V.10.1.2.1. Les étapes de la planification	81
V.10.1.2.2. Les paramètres de la méthode C.P.M	81
V.10.2. Chemin critique (C.C)	81

V.10.3 Symboles des différentes opérations	82
V.10.4. Détermination des chemins critiques par la méthode du tableau	83
Conclusion	85
Chapitre VI : Protection et Sécurité de Travail	86
VI. Introduction	86
VI.1. Causes des accidents de travail	86
VI.1.1. facteurs humains	86
VI.1.2. facteurs matériels	86
VI.2. Autres causes des maladies professionnelles	86
VI.3. Conditions et actions dangereuses	87
VI.3.1. Conditions dangereuses dans le chantier	87
VI.3.2. Actions dangereuses	87
VI.3.3. Méthode et moyens de prévention	87
VI.4. Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation	87
VI.4.1. Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation ...	88
1) La méthode dynamique	88
2) Méthode d'équifriction	88
VI.4.2. Calcul du diamètre des canalisations	88
VI. Conclusion	89
B. Conclusion générale.....	90

INDEX DES TABLEAUX

Liste des tableaux	Page
Tableau N° II.01 : Coordonnées de la courbe hypsométrique	13
Tableau N° II.02 : détermination de la pente Roche I_p	15
Tableau N° II.03 : Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)	16
Tableau N° II.04 : récapitulatif de mesures des longueurs des courbes de niveaux ...	17
Tableau N° II.05 : la longueur de cours d'eau principale en chaque altitude	19
Tableau N° II.06 : Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant du barrage d'Ouldja	20
Tableau N° II.07 : Données disponibles des stations situées à proximité de la zone d'étude	23
Tableau N° II.08 : Station pluviométrique	24
Tableau N° II.09 : Les paramètres statistiques de l'échantillon	25
Tableau N° II.10 : Ajustement à la loi de GUMBEL	26
Tableau N° II.11 : Ajustement à la loi log normale	28
Tableau N° II.12 : Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton et de l'échantillon	29
Tableau N° II.13 : Pluies de courtes durées et leur intensité	30
Tableau N° II.14 : Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station	31
Tableau N° II.15: Répartition mensuelle de l'apport moyen du site	32

Tableau N° II.16 : résultat de l'ajustement à la loi log-normale	33
Tableau N° II.17 : Comparaison des caractéristiques de la loi log-normale et de l'échantillon	34
Tableau N° II.18 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%	35
Tableau N° II.19 : récapitulatif de Volume annuel moyen	36
Tableau N° II.20 : Débits fréquentielles calculés	37
Tableau N° II.21 : les valeurs de débits de crues en fonction de temps	38
Tableau N° II.22 : La répartition mensuelle de l'apport 80%	40
Tableau N° II.23 : Répartition mensuelle des besoins en eau	40
Tableau N° II.24 : Courbe topographiques et volumétriques	41
Tableau N° II.25 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm³)	42
Tableau N° II.26 : Régularisation saisonnière on tenant compte des pertes en (Mm³)	43
Tableau N° II.27 : Tableau de Radkovitch $r = f(M_0)$	44
Tableau N° II.28 : Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE	45
Tableau N°II.29 : Détermination de H₀ et Q en fonction de b par la méthode de Kotcherine	45
Tableau N° II.30 : Les différents résultats de la revanche	47
Tableau N° II.31 : les hauteurs du barrage pour différentes charges déversées	48

Tableau N° II.32: volume et coût de la digue pour différentes largeurs déversantes.	48
Tableau N° II.33 : Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs	49
Tableau N° III.01: longueur L_i de la zone de courant non aéré pour débits différents	54
Tableau N° III.02: la longueur d'eaux non aérée sur le coursier	54
Tableau N° III.03 : caractéristiques hydraulique à la fin de coursier	55
Tableau N° III.04 : Autre caractéristiques hydraulique à la fin de coursier	55
Tableau N° III.05 : Résultats de bassin de dissipation	57
Tableau N° III.06 : Dimensions de la risberme	58
Tableau N° IV.01 : Coefficient de débits	74
Tableau N° V.01 : devis estimatif de la prise d'eau	79
Tableau N° V.02 : devis estimatif de la vidange de fond	79
Tableau N° V.03 : récapitulation des couts de construction	80
Tableau N° V.04 : symboles des opérations et leurs durées	82
Tableau N° V.05 : Diagramme de GANTT	84
Tableau N° VI.01 : vitesse de l'air dans les différentes canalisations	88

INDEX DES FIGURES

Liste des figures	Page
Figure N° I.01 : Image satellite du site d'El-Ouldja (Owad El-Araba)	03
Figure N° I.02 : Carte d'état-major de la région du site d'Ouldja (ECH : 1/50000) ...	03
Figure N° I.03 : Extrait de la carte géologique de la zone d'étude	06
Figure N° I.04 : la carte de zonage sismique du territoire nationale	07
Figure N° II.01: Rectangle équivalent	12
Figure N° II.02 : Le réseau hydrographique du bassin versant	14
Figure N° II.03 : répartition et courbe hypsométrique	14
Figure N° II.04 : Profil en long du cours d'eau principal	20
Figure N° II.05 : La répartition mensuelle des températures	21
Figure N° II.06 : répartition mensuelle de l'évaporation	22
Figure N° II.07 : Répartition l'humidité relative en fonction des mois	22
Figure N° II.08 : Répartition des vitesses de vent en fonction des mois	23
Figure N°II.09 : Répartition mensuelle des précipitations	24
Figure N° II.10: Ajustement à la loi de GUMBEL	27
Figure N° II.11 : Ajustement à la loi log normale	28

Figure N° II.12 : courbe des pluies à courtes durées	30
Figure N° II.13 : courbe des intensités fréquentielles	31
Figure N° II.14 : Répartition mensuelle de l'apport moyen	32
Figure N° II.15 : représentation graphique de la loi log-normale	34
Figure N° II.16 : Répartition mensuelle des apports 80%	35
Figure N° II.17 : L'Hydrogrammes des crues probables (par SOKOLOVSKY)	39
Figure N° II.18 : Courbe capacité hauteur et surface hauteur	41
Figure N° II.19 : Courbes de $H = f(Q, q)$	46
Figure N° II.20 : COURBES $V=f(Q,q)$	46
Figure N° II.21 : courbe d'optimisation	49
Figure N° II.22: courbe de débit déversant	50
Figure N° III.01 : Evacuateur de crue en escalier	52
Figure N° III.02 : Evacuateur de crue en escalier	52
Figure N° III.03 : évacuateur de crue ; limite entre (nappe flow et skimming flow) ..	53
Figure N° III.04 : Schéma de bassin de Dissipation de l'évacuateur en marche d'escalier	56
Figure N° III.05 : Schéma du ressaut hydraulique	57
Figure N° III.06 : Les paramètres du profil d'un déversoir	59

Figure N° III.07 : Profil de déversoir	60
Figure N° III.08 : rayon de raccordement de la partie amont de déversoir	60
Figure N° III.09: différents paramètres du bassin de dissipation	61
Figure N° III.10 : Dissipateur à ressaut hydraulique	62
Figure N° V.01: Réseau à nœuds	83

LISTES DES PLANCHES

01-Bassin versant de barrage l'Ouldja sur Oued El Arab

02-Plan de l'aménagement de la 1^{ère} variante de l'évacuateur de crue

03-Vue en plan de 1^{ère} variante de l'évacuateur de crue

04-Coupe de type d'évacuateur avec détail de coursier

05-Vue en plan de 2^{ème} variante de l'évacuateur de crue

Préambule

L'Agence Nationale des Barrages et transferts (ANBT) a confié au groupement d'études STUCKY & BONNARD - GARDEL les études de faisabilité de trois sites de barrages de l'Est algérien, BARIKA, OULDJA et CHEBABTA.

Nous allons consacrer la première partie de notre travail pour résumer le rapport de synthèse de faisabilité du barrage de OULDJA sur l'OUED EL-ARAB dans la Wilaya de KHENCHELA, établi par ce bureau d'étude. Il s'agit de l'étude hydrologique et de régularisation de la retenue, de l'étude géologique et géotechnique ainsi que l'étude technico-économique des variantes d'ouvrage et présenter la solution finalement adoptée.

Objectif

L'objectif principal de cette étude était initialement l'analyse des possibilités de créer un barrage sur l'oued El Arab pour mobiliser les ressources naturelles et créer une capacité de stockage des eaux de l'oued.

Ainsi que dans le cadre du programme spécial de développement des Hauts plateaux, ce barrage est destiné à renforcer l'alimentation en eau potable et l'irrigation dans la région, là où il devra être opérationnel en 2013.

Le présent mémoire de synthèse des variantes fait partie de l'étude d'APD du barrage. Il a pour objectif la description générale de l'aménagement et la présentation d'un exposé justificatif et explicatif de la solution adoptée.

Introduction Générale

Grâce aux programmes de développement des Hauts Plateaux et aux programmes sectoriels, le problème de l'eau potable dans la wilaya de KHENCHELA va être réglé, là où le secteur de l'hydraulique dans cette région a bénéficié de la mise en œuvre d'un ensemble d'opérations de développement local pour répondre aux besoins des populations en matière d'alimentation en eau potable, d'assainissement et d'irrigation des terres agricoles.

Annoncé par le ministre des ressources en eaux ABDELMALEK SELLAL lors de sa visite dans cette wilaya, un barrage en BCR d'une capacité importante sera réalisé bientôt dans la région d'OULDJA, au sud de la wilaya de KHENCHELA, selon la direction de l'hydraulique. La réalisation de ce futur ouvrage hydraulique, le plus grand dans l'histoire de la wilaya de KHENCHELA, et dont l'étude technique a été élaborée par un bureau grec, là où le maître d'ouvrage est l'Agence nationale des barrages et transferts (ANBT).

Inscrit dans le cadre du programme spécial de développement des Hauts plateaux, le barrage, destiné à renforcer l'alimentation en eau potable et l'irrigation dans la région, devra être opérationnel en 2013.

Notre projet a pour but d'étudier les variantes de l'évacuateur de crue et les ouvrages annexes du Barrage d'OULDJA.

Le contenu comprendra six chapitres. Nous allons faire en premier lieu une étude topographique et géotechnique.

Puis, on traitera l'hydrologie de la région de projet en vue du calcul de l'hydro-gramme de crue, de l'estimation et le choix de la crue de projet et du transport solide, de la régularisation des apports en fonction de la destination de l'aménagement hydraulique, et enfin le calcul de l'optimisation dans le but de trouver un compromis économique entre la largeur du seuil déversant et la hauteur de la digue.

On consacrera une partie pour l'étude des variantes de la digue et le choix de la variante la plus adéquate en fonction de la disponibilité des matériaux ainsi que les conditions économiques.

Un chapitre étudiera les variantes des ouvrages annexes choisis et nous terminerons par une organisation de chantier qui interprétera les moyens à mettre en œuvre pour l'exécution des différentes tâches de réalisation ainsi que le planning des travaux, suivi par un détail sur la protection et la sécurité de travail.

Introduction

Dans ce chapitre, nous exposons le résumé des études préliminaires élaborés lors de l'étude de faisabilité : l'étude topographique, géologique, géotechnique et hydrologique.

Dans l'étude topographique, nous trouvons trois points : la topographie du bassin versant, de la vallée de la rivière, du site du barrage et de la retenue. Pour l'étude géologique et géotechnique, un programme de reconnaissance géologique complémentaire doit être lancé dans cette étude.

En fin pour l'étude hydrologique, nous montrons les caractéristiques physiques du bassin versant, les apports et les crues.

I.1.Présentation de la zone d'étude [1]

Le site du barrage d'EL OULDJA se trouve sur l'oued EL ARAB à environ 80 km au sud-ouest de KHENCHELA, chef-lieu de Wilaya. Il porte le nom d'une petite localité située à environ 2 km plus au sud.

On accède au site :

- ✓ **Par le nord**, depuis KHENCHELA en prenant la route menant vers BABAR, on passe par le barrage du même nom sur sa rive gauche et ensuite par le petit village de TABERDGA. On continue vers EL OULDJA par une route sinueuse. A environ 500 m avant le village d'EL OULDJA, on emprunte à droite vers le nord une piste très rocailleuse sur environ 2 km qui mène sur la rive gauche du site légèrement à l'aval de l'axe.
- ✓ **Par le sud**, on quitte la route contournant les AURES à la localité de KHANGA SIDI NADJI et on remonte la vallée sur une vingtaine de kilomètres jusqu'au village d'EL OULDJA. A l'entrée du village, prendre sur la droite la route qui monte en direction de TABERDGA. Après 500 m environ, suivre une piste très rocailleuse, partant sur la gauche, sur environ 2 km qui mène sur la rive gauche du site légèrement à l'aval de l'axe.

Le site est reporté sur la carte au 1/500 000. Il est repéré par les coordonnées Lambert ci-dessous :

	X (Km)	Y (Km)	Z (m) NGA.
Max	891.500	206.800	2326 (sommet de Chelia)
Min	862.750	188.800	326 (lit de l'Oued)

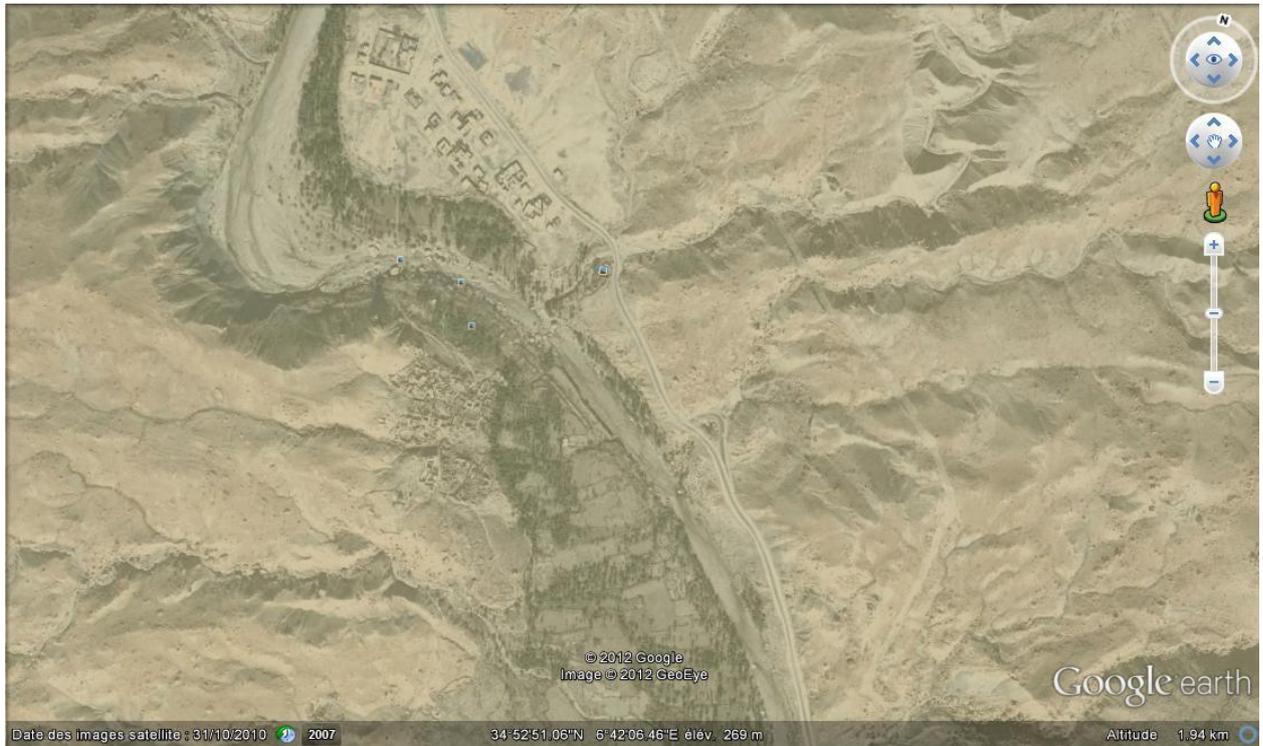
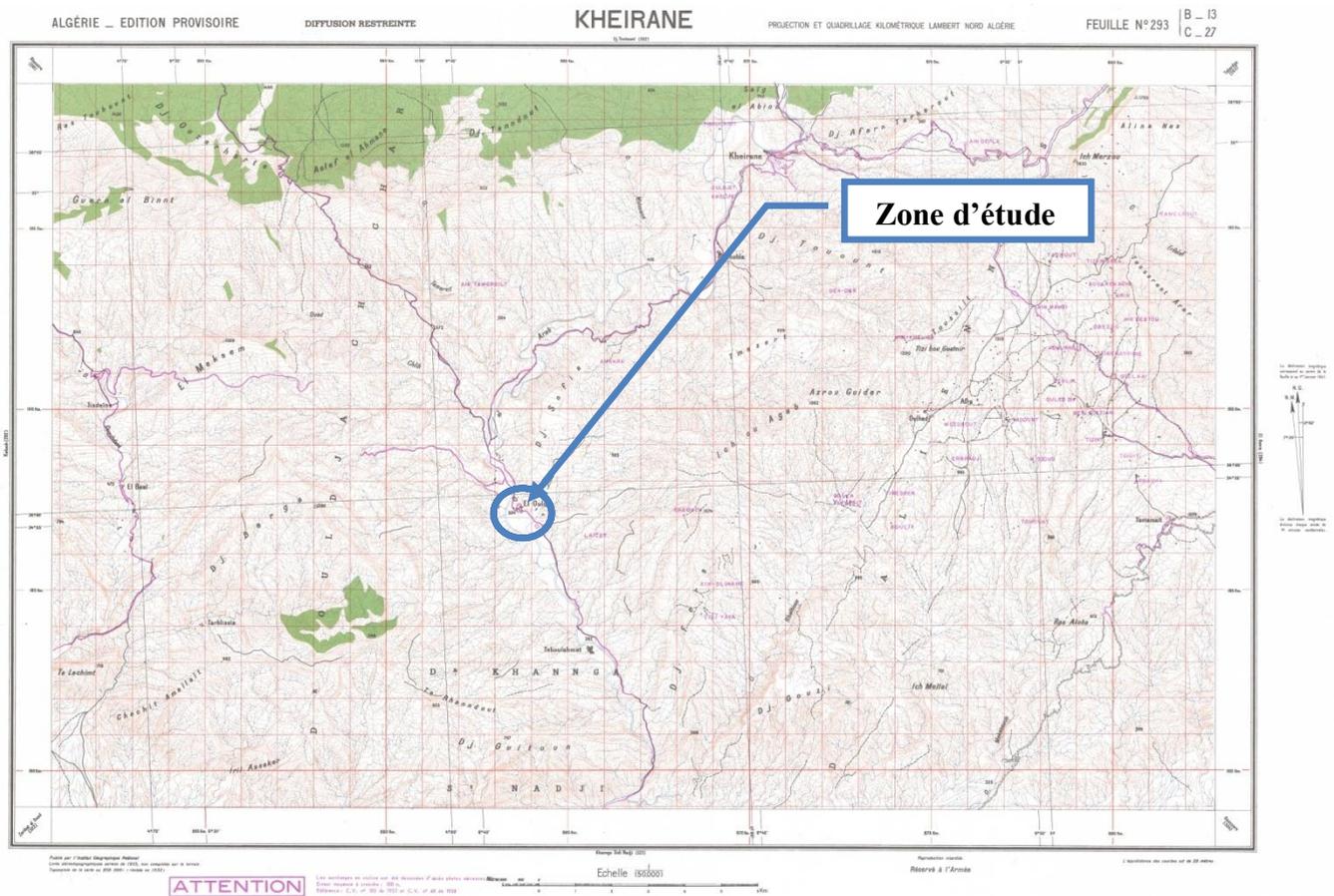


Figure N° I.01 : Image satellite du site d'El-Ouldja (Quad El-Araba).



Source : DHW. KHENCHELA

Figure N° I.02 : Carte d'état-major de la région du site d'Ouldja (ECH : 1/50000).

I.2. Situation de la zone d'étude [1]

I.2.1. Topographie et morphologie du site

Les relevés topographiques ont été faits à grande échelle sur une surface suffisamment étendue. Des mesures plus denses complètent et affinent les connaissances topographiques sur une zone plus restreinte autour de l'axe du futur barrage. Cependant, pour une étape ultérieure des études, une campagne complémentaire est à prévoir en extrémité droite de l'axe du barrage. Au site du barrage l'oued forme un large « S » inversé avec, d'amont en aval, une grande courbe tournant à droite suivie d'une autre à gauche. Les deux courbes présentent de bonnes similitudes morphologiques puisqu'elles sont toutes les deux dominées par de hautes falaises sur le côté extérieur alors que l'intérieur abrite de larges terrasses alluviales.

Au site, la vallée est assez large. Le lit actuel de l'oued est dominé par une vaste terrasse alluviale en rive droite qui s'étale sur ~ 320 m. La cuvette est très vaste, avec des pentes assez accusées parfois à parois verticales localement en surplomb.

Dans la cuvette il n'existe aucune habitation. A l'exception d'un forage en rive droite dans le lit alluvial à 1 km à l'amont de l'axe, pas d'infrastructure notable. Des ruines romaines (ancienne huilerie d'après les habitants d'EL OULDJA) ont été trouvées à environ 500 m en amont du site.

I.2.2 Géologie

Le site du barrage D'EL OULDJA fait partie intégrante du flanc sud du grand anticlinal de TOUBOUNT. Les terrains d'assises qui affleurent aussi bien sur le site que dans la cuvette sont caractérisés par une structure monoclinale avec un léger pendage vers le sud-sud-ouest,

Des failles avec un rejet considérable n'existent ni dans la cuvette ni dans le site. Le fond rocheux de la retenue est principalement constitué de marnes bleues-grises localement gypseuses alternant avec des calcaires plus ou moins marneux et calcaires durs du crétacé supérieur. Ces sédiments du crétacé supérieur de direction E-O ont un pendage sud variant de 10 à 20°.

Les terrains qui affleurent comme un vaste monoclinale sont repris ci-dessous :

- ✓ **Trias** : Affleure en quelques îlots aux djebels AIDEL et TOUBOUNT, et aux environs de KHENCHELA, mais n'affleure ni au site ni dans la cuvette. Il est représenté par des roches détritiques carbonatées (dolomies, marnes) et des sédiments haploïdes (sel, gypse, etc.).
- ✓ **Crétacé inférieur** : Caractérisé par des grès fins quartzeux en masses importantes au sommet du djebel AIDEL et par des grès, calcaires et marnes au sommet du djebel CHELIA.
- ✓ **Crétacé moyen** : Affleure principalement sur le versant droit de la vallée de l'oued EL ARAB ; en région des djebels TOUBOUNT, TAOURIRT et TAQFIST. Ce sont des sédiments très variés formés de marnes, de calcaires marneux de calcaire et de grès.
- ✓ **Crétacé supérieur** : Présente un faciès néritique à pélagique profond à peu profond caractérisé par des intercalations de marnes avec des bancs de calcaires marneux et de calcaire. Il est important de savoir que tout le fond rocheux de la retenue est formé par des marnes, calcaires marneux et calcaires du crétacé supérieur.
- ✓ **Eocène inférieur** : Apparaît sous de faibles étendues aux djebels BERGA, TADLIST et ICH MERZOU. Il est formé de bancs de calcaires à sommet marneux dans lesquels

s'observent des niveaux de rognons siliceux bruns ou noirs qui deviennent des marnes noires à la base.

- ✓ **Quaternaire** : Formé par des alluvions anciennes et récentes, des terrasses et des éboulis de pentes.

I.2.3 Géomorphologie et tectonique

Le site d'EL OULDJA sur l'oued EL ARAB se présente par une morphologie assez prononcée. Au droit de l'axe, la vallée est large avec un fond plat et des pentes de rives parfois très raides, on y relève également des parois rocheuses à pentes subverticales.

L'oued, coulant du nord vers le sud, serpente entre des terrasses alluviales passant d'une rive à l'autre du talweg au gré de ses larges courbes. Les terrasses alluviales sont localement épaisses et de granulométrie souvent très grossière.

Au site du barrage l'oued forme un large « S » inversé avec, d'amont en aval, une grande courbe tournant à droite suivie d'une autre à gauche. Les deux courbes présentent de bonnes similitudes morphologiques puisqu'elles sont toutes les deux dominées par de hautes falaises sur le côté extérieur alors que l'intérieur abrite de larges terrasses alluviales.

Au site, la vallée est assez large, à une cote de 410 m (correspondant à un barrage haut de 80m environ) la largeur de la vallée est d'environ 860 m .Le lit actuel de l'oued est d'environ 100 m de large, dominé par une vaste terrasse alluviale en rive droite qui s'étale sur 320 m.

La cuvette est très vaste, avec des pentes assez accusées parfois à parois verticales localement en surplomb. Localement, on trouve des graviers grossiers à des altitudes d'environ 350 à 450m interprétés comme étant les restes des anciennes terrasses épaisses (âge Pléistocène).

Ces anciennes terrasses sont partiellement érodées ou couvertes par des éboulis plus jeunes ; c'est pour ça qu'elles ne forment plus un élément de la morphologie actuelle.

Dans la cuvette il n'existe aucune habitation. A l'exception d'un forage en rive droite dans le lit alluviale à 1 km à l'amont de l'axe, pas d'infrastructure notable. Des ruines romaines (ancienne huilerie d'après les habitants d'EL OULDJA) ont été trouvées à environ 500 m en amont du site.

I.2.4. Travaux de reconnaissance effectués

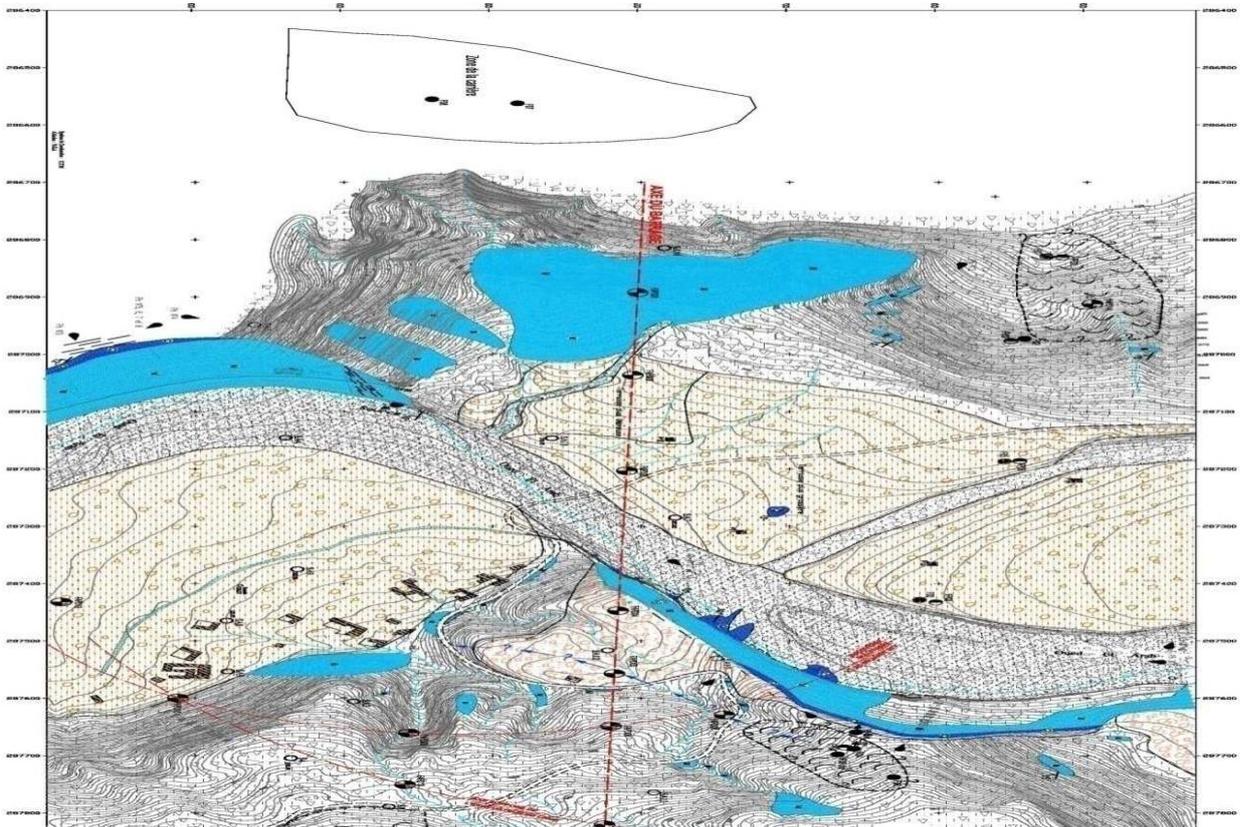
Pour reconnaître les conditions morphologiques, géologiques et géotechniques du site, les travaux de reconnaissance ci-dessous ont été effectués.

- ✓ **Topographie** : Un relevé topographique du site au 1/1000 a été effectué par le cabinet GEOCAT Alger (Commandé par l'Administration). Il porte sur une surface d'environ 134 ha. Un relevé de la cuvette au 1/5000 a été également effectué par le même cabinet. Il porte sur environ 917 ha.
- ✓ **Levé géologique** : Sur la base des cartes topographiques, le Groupement d'Etudes a levé la géologie du site et de la cuvette.
- ✓ **Sondages** : Pour la fondation du barrage, 8 sondages carottés avec essais systématiques de perméabilité Lugeons au rocher ont été exécutés sur l'axe du barrage par l'entreprise HYDROTECHNIQUE (UTS) dans le courant de l'année 2005. Ils portent les N° F01, F02, F03, F04, F04bis, F05, F06 et F06bis.

Par ailleurs 6 sondages ont été réalisés pour étudier les zones d'emprunt :

- 2 F07 et F08 dans la carrière de calcaire en haut de la rive droite ;
- 2 F09 et F10 dans la terrasse alluviale à l'amont de l'axe en rive gauche ;

- 2 F11 et F12 dans la terrasse alluviale à la sortie sud de l'agglomération d'El-OULDJA, en rive gauche de l'oued.



Source : DHW. KHENCHELA

Figure N° I.03 : Extrait de la carte géologique de la zone d'étude

I.2.5 Géologie de la cuvette et du site du barrage

La cuvette du barrage d'El OULDJA est longue, elle présente des flancs raides parfois sub-verticaux voire même en surplomb. Elle fait près de 479 ha à la cote 410 m. La géologie de la cuvette a été levée au 1/5000 (Voir la figure I.03).

Le site du barrage ainsi que la cuvette font partie du grand anticlinal de TOUBOUNT dont la cuvette constitue le flanc sud. Celle-ci s'étale dans un massif à prédominance marneuse armée de bancs de calcaires marneux et de calcaire d'épaisseur variant du décimètre au mètre, atteignant parfois 2 à 3 m. L'épaisseur des faciès marneux varie du décimètre à une dizaine de mètres voire parfois plus.

La structure générale est monoclinale avec une direction des bancs vers le sud et un pendage général de l'ordre de 10-15° vers le sud.

L'altération des calcaires alimente des éboulis grossiers (du décimètre au mètre cube) qui recouvrent les pentes sur de grandes surfaces et qui donne à la région un aspect ruiniforme.

Dans la cuvette, on a relevé quelques failles locales à faibles rejets.

Quelques petites loupes de glissements, sont relevées localement. Elles sont de faible importance mettant en mouvement des masses de quelques centaines de mètres cube. Toutes ces instabilités se trouvent dans la partie basse du plan d'eau, proches du talweg.

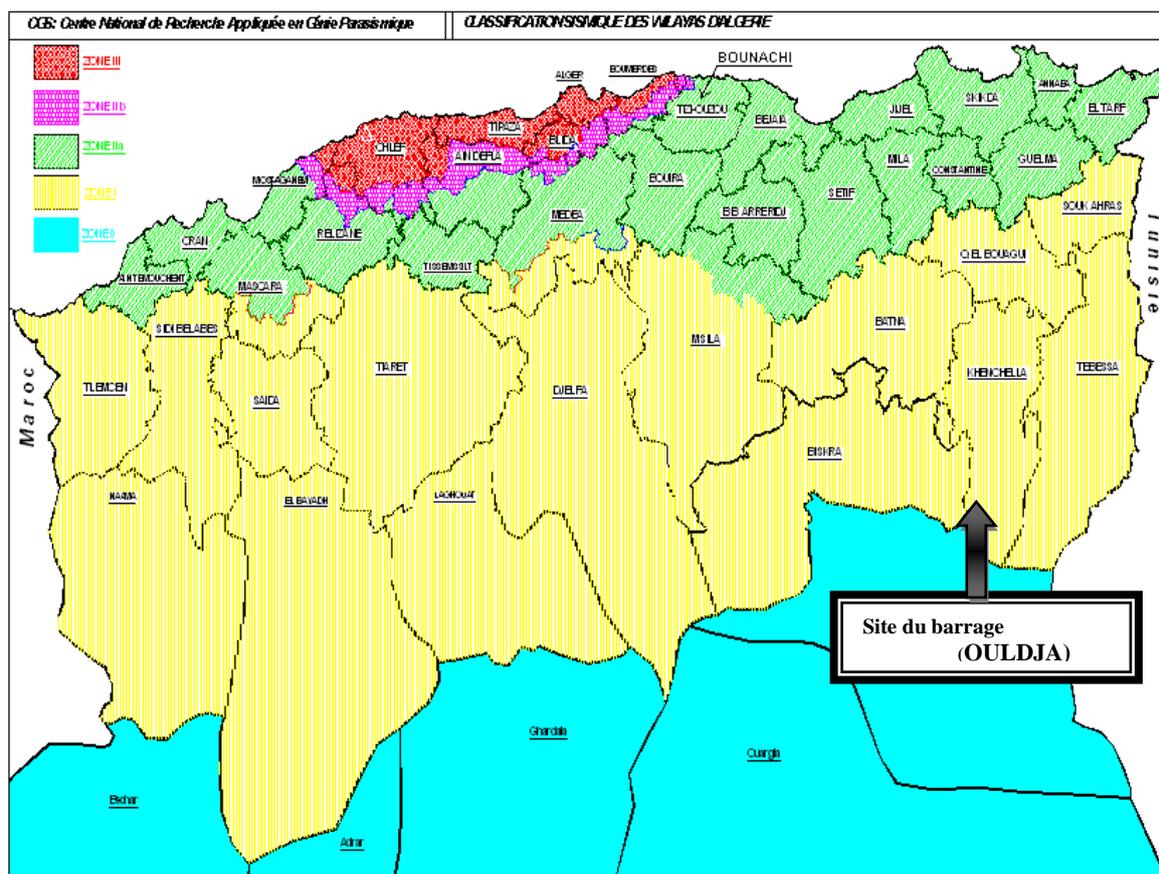
Cependant les zones à très fortes pentes (falaises) sont souvent fissurées, fissures ouvertes par appel au vide. Ces falaises peuvent s'écrouler de façon instantanée dans le plan d'eau, pour des masses représentant jusqu'à quelques milliers de mètres cube.

I.2.6 Sismicité du site

Dans la région délimitée, soit entre Constantine au nord, N'GAOUS à l'ouest et la frontière tunisienne à l'est, 24 secousses ont été ressenties entre 1839 et ce jour.

Les cartes des épacentres montrent que la zone proche du site de barrage n'est pas directement affectée par une activité sismique, cependant, elle ressent parfois les secousses des régions avoisinantes au nord et au nord-ouest nettement plus actives (Constantine et Batna).

L'ensemble des considérations développées, ainsi que la carte d'iso-accélération pour une période de retour de 500 ans du CTC nous conduisent à estimer une valeur d'accélération au sol de 0,15.g pour le séisme de projet.



(Source RPA(99) V2003 modifiée)

Figure N° I.04 : Carte de zonage sismique du territoire nationale.

- ✓ **Sismicité du site** : Accélération au sol : 0.15 x g
- ✓ **Qualité de l'eau** : Minéralisation : 1650 mg/l et SO₄ : 800 mg/l
Chlorures : 1000 mg/l (concentration prévue dans la retenue).
- ✓ **Fondation** :
 - a) *Rocher en place* :
 - Prédominance marneuse avec alternance de bancs de calcaire marneux et de calcaire (Crétacé supérieur).
 - Résistance à la compression des bancs à prédominance marneuse : 17MPa.
 - Résistance à la compression des bancs à prédominance calcaire : 33 MPa.
 - b) *Alluvions en place* :
 - Terrasses alluviales grossières d'épaisseur jusqu'à 10 m.
 - La fondation du barrage et de la cuvette est considérée comme globalement peu à moyennement perméable dont la perméabilité est inférieure à 10 unités Lugeons. La perméabilité varie peu avec la profondeur.
- ✓ **Matériaux de construction**
 - a) *Matériaux de remblai fins* :
 - Dépôts alluvionnaires, argiles sablo-limoneuses
 - Provenance : plaine en aval du site, en aval de la localité d'EL OULDJA.
 - Quantité : estimée à plusieurs fois le volume nécessaire à la construction (V~3 000000 m³).
 - Humidité naturelle : 16 %.
 - Humidité optimale : 17%
 - Angle de frottement interne : 11°
 - Cohésion : 100 kPa
 - Poids volumique : 17 KN/m³
 - b) *Matériaux de remblai grossiers* :
 - Dépôts alluvionnaires.
 - Provenance : terrasses alluviales au niveau du site, en amont ou en aval.
 - Quantité : plus de 1 600 000 m³, suffisamment pour les recharges d'une digue en remblai.
 - c) *Matériaux rocheux* :
 - banc de calcaires compacts.
 - Provenance : carrière à ouvrir, située à proximité du barrage, en rive droite.
 - Quantité : estimée à plusieurs fois le volume nécessaire à la construction (également suffisante pour un barrage en béton).
 - Poids spécifique : 2.7 t/m³
 - Résistance à la compression : 40 Mpa.
 - Résistance à l'abrasion, essai Los Angeles : 18%.
 - d) *Matériaux granuleux* :
 - obtenus par concassage des calcaires compacts ou par triage des alluvions grossières (blocs pouvant être altérés).

Conclusion

Au site, la vallée est assez large, à une cote de 410 m (correspondant à un barrage haut de 80 m environ) la largeur de la vallée est d'environ 860 m.

Et le lit actuel de l'oued est d'environ 100 m de large, dominé par une vaste terrasse alluviale en rive droite qui s'étale sur ~ 320 m. A la conclusion de l'étude géologique et géotechnique, il est proposé de retenir les caractéristiques des matériaux suivantes dans cette étude technique.

Introduction

L'étude hydrologique vise généralement la détermination de certaines caractéristiques du bassin versant ainsi que les caractéristiques hydro pluviométriques nécessaires à l'étude de dimensionnement hydrotechnique du sujet barrage.

Les études hydrologiques donc sont très indispensables. Elles sont pour objectif d'étudier les conditions de la réserve d'une part et d'autre part d'estimer la crue contre laquelle il est nécessaire de protéger le barrage. Les études peuvent être basées sur la statistique si l'on dispose déjà d'un certain nombre d'années de mesures sur le site ou dans la région. A défaut, on appliquera les méthodes déterministes.

Les méthodes hydrologiques d'estimation sont fondées sur une idéalisation des principaux facteurs de formation de la crue dont l'application fait appel à des données hydrométéorologiques standard, disponibles au niveau des différents services techniques spécialisés (**A.N.R.H** et **O.N.M.**). Les résultats de telle ou telle méthode ne peuvent être considérés fiables que s'ils sont comparés avec les données d'observations hydrologiques et climatiques de la région d'étude.

II.1.Le bassin versant

II.1.1.Caractéristiques physiques du bassin versant

Le bassin versant au droit d'une section de mesure est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de cette section.

Tous les écoulements qui prennent naissance à l'intérieur de cette surface topographique passe par la section de mesure pour poursuivre leur trajet à l'aval.

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

Cette limite est déterminée sur la carte topographique. En commençant par un exutoire, on trace à main levée des segments perpendiculaires aux courbes de niveau en passant par les crêtes, aboutissant automatiquement à l'exutoire.

Les travaux cités sont effectués sur des cartes d'état-major :

- ✓ KHEIRANE à l'échelle 1/50.000.
- ✓ DJEBEL TOUBOUNT (Est, Ouest) à l'échelle 1/50.000.
- ✓ EL AMRA à l'échelle 1/50.000.
- ✓ TABERDGA à l'échelle 1/50.000.

II.1.2.caractéristiques géométriques

Nous avons trouvées :

a. Surface du bassin versant

La superficie est obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant :

$$S = 1058 \text{ Km}^2.$$

b. Périmètre du bassin versant

$$P = 157.2 \text{ Km.}$$

c. Longueur du talweg principal

C'est le talweg le plus long dans le bassin versant tel que :

$$L_p = 102 \text{ Km.}$$

II.1.3. Caractéristiques hydro-morphologiques

a. Indice de compacité de Gravelius "Kc"

Cet indice caractérise la forme du bassin versant. Il est égal au rapport du périmètre du bassin versant considéré à celui d'un cercle qui aurait la même surface.

$$Kc = \frac{P}{Pc} = \frac{p}{2\pi R} \text{ tel que } R = \sqrt{\frac{S}{\pi}} \quad Pc = 2\pi R = 2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}} \dots\dots\dots (II.01).$$

$$Kc = \frac{P}{2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{p}{2\sqrt{\pi S}} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (II.02).$$

P : périmètre du bassin versant (Km).

S : surface du bassin versant (Km²).

KC : indice de Gravelius

Kc = 1.35

Plus ce coefficient s'approche de 1, plus la forme du bassin versant sera ramassée et plus le temps de concentration des eaux seront court. Elle sera allongée dans le cas contraire.

-si Kc = 1 => bassin parfaitement circularise

-si Kc = 1.128 => bassin ramassé

-si Kc > 1.128 => bassin allongé

Selon la valeur de KC = 1.35, on pourra dire que notre bassin est de forme allongé.

b. Coefficient d'allongement

Ce coefficient est obtenu par la relation :

$$Ca = \frac{L^2}{S} \dots\dots\dots (II.03).$$

Ca= 9.83

L : la longueur du talweg principal

S : la superficie du bassin versant.

c. Rectangle équivalent

C'est une transformation purement géométrique en un rectangle de dimensions (L et l) ayant la même surface que le bassin versant. Il permet de comparer les bassins versants entre eux de point de vue de l'écoulement. Les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petits côtés du rectangle et l'exutoire est l'un de ces petits cotés.

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P = 2. (L+l) \quad \text{et} \quad S = L.l \dots\dots\dots (II.04).$$

La longueur L et la largeur l en Km sont données par la résolution de P et S :

De (II.02) et (II.04) on obtient une équation de 2ème degré admet deux solutions Lr ; lr :

La longueur est donnée par la formule :

$$L = Kc \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{Kc} \right)^2} \right]$$

La largeur est donnée par la formule:

$$l = Kc \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{Kc} \right)^2} \right]$$

Avec L : longueur du rectangle équivalent en (Km).

l: largeur du rectangle équivalent en (Km).

S : Surface du bassin versant (Km²).

Kc : Indice de compacité de Gravelius.

$$L = 1.35 * \frac{\sqrt{1058}}{1.128} * \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{1.35} \right)^2} \right] = 60.92 \text{ Km}$$

$$L = 60.92 \text{ Km}$$

$$l = 1.35 * \frac{\sqrt{1058}}{1.128} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{1.35} \right)^2} \right] = 17.12 \text{ Km}$$

$$l = 17.12 \text{ Km}$$

On obtient : L= 60.92 K et l= 17.12 Km

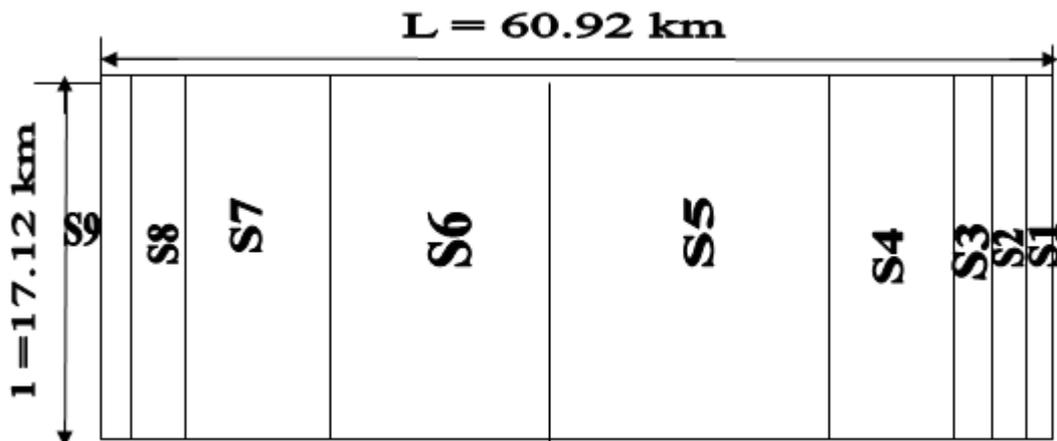


Figure N° II.01: Rectangle équivalent.

II.1.4.Hypsométrie du bassin versant [2]

II.1.4.1.Le relief

A. Répartition et courbe hypsométrique

La courbe hypsométrique est tracée selon les résultats des mesures de la répartition du bassin versant par tranche d'altitude, et surfaces partielles, cette courbe fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief.

Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude.

Les courbes hypsométriques demeurent un outil pratique pour comparer plusieurs bassins entre eux ou les diverses sections d'un seul bassin. Elles peuvent en outre servir à la détermination de la pluie moyenne sur un bassin versant et donnent des indications quant au comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage.

Tableau N° II.01 : Coordonnées de la courbe hypsométrique.

Altitude	Surfaces partielles	Altitude	Surfaces partielles	Surfaces cumulées
	S_i		H_i	S_i
(m)	(km ²)	(m)	(%)	(%)
1947-1900	22,1	47	2,09	2,09
1900-1700	13,32	200	1,26	3,35
1700-1500	35,41	200	3,35	6,69
1500-1300	98,09	200	9,27	15,97
1300-1100	337,27	200	31,88	47,84
1100-900	377,12	200	35,64	83,49
900-700	102,13	200	9,65	93,14
700-500	40,44	200	3,82	96,96
500-326	32,12	174	3,04	100

La courbe hypsométrique est représentée sur la figure (II.03).

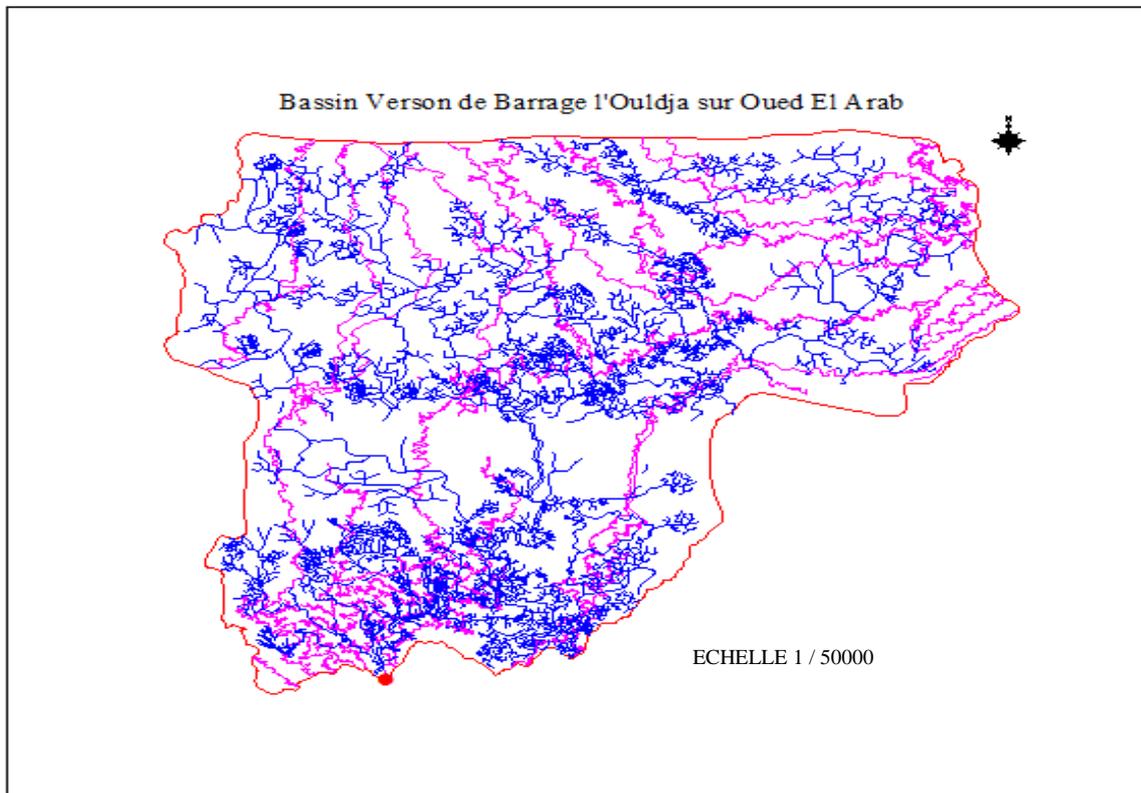


Figure N° II.02 : Le réseau hydrographique du bassin versant.

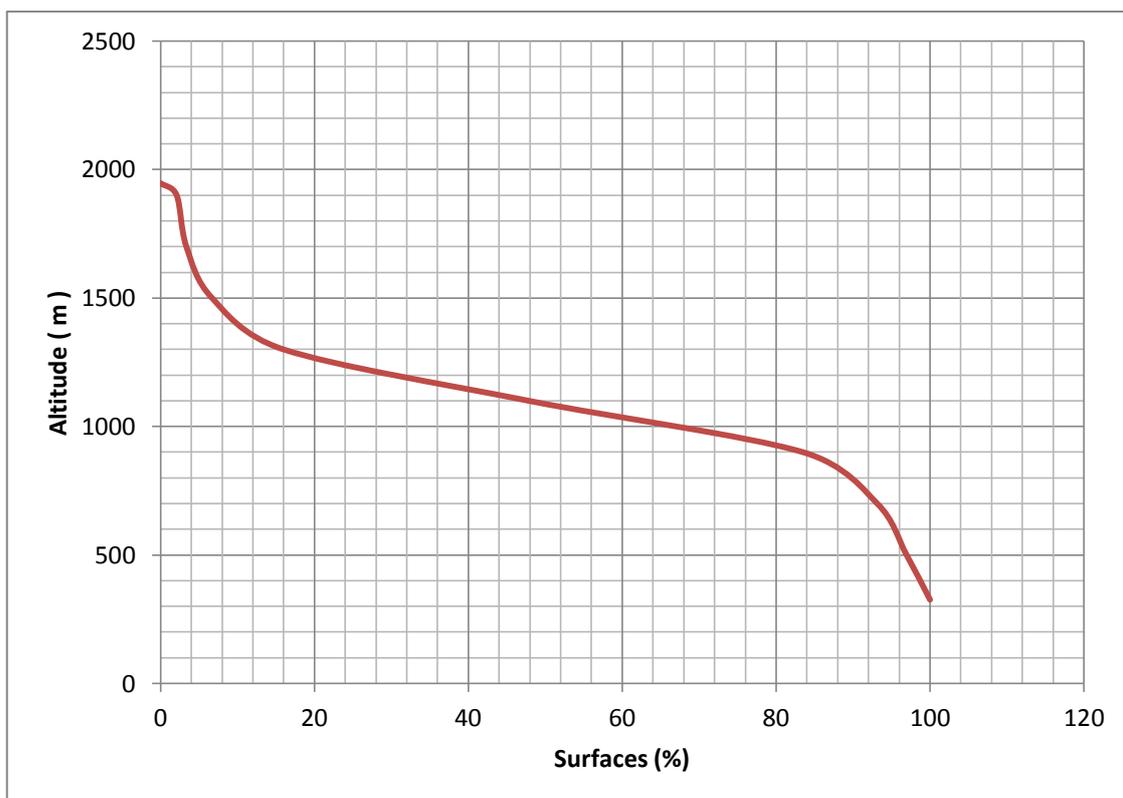


Figure N° II.03 : répartition et courbe hypsométrique.

B. Altitude médiane

L'altitude médiane correspond à celle lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique. Cette grandeur se rapproche de l'altitude moyenne dans le cas où la courbe hypsométrique du bassin concerné présente une pente régulière, d'après la courbe hypsométrique on a :

$$H_{méd} = 985 \text{ m NGA.}$$

C. Altitude moyenne

Calculée par la formule suivante :

$$H_{moy} = \frac{\sum S_i H_i}{S} \dots\dots\dots (II.05).$$

S_i : surface partielle entre deux courbes de niveau (Km²).

H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveau successive (m).

S : Superficie du bassin versant (Km²).

L'altitude moyenne H_m est

$$H_{moy} = 661.61 \text{ m.}$$

II.1.4.2. Les indice

Le but de ces indices est de caractériser les pentes d'un bassin versant et permettre ainsi des comparaisons et des classifications. Les indices de pente se déterminent à partir de la connaissance de la répartition hypsométrique sur le bassin.

A. Indices de pente de ROCHE I_p

La pente de Roche est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondéré par les surfaces comprises entre 2 courbes de niveau H_i est H_{i+1} .

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i D_i} \dots\dots\dots (II.06).$$

L : longueur de rectangle équivalent (m).

A_i : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives H_i et H_{i+1} .

Tableau N° II.02 : détermination de la pente Roche I_p .

Altitude	$D_i = H_i - H_{i-1}$	S_i	$A_i = S_i / S$	$\sqrt{D_i \cdot A_i}$
m	m	km ²	%	
1947-1900	47	22,1	2,09	9,91
1900-1700	200	13,32	1,26	15,87
1700-1500	200	35,41	3,35	25,87
1500-1300	200	98,09	9,27	43,06
1300-1100	200	337,27	31,88	79,85
1100-900	200	377,12	35,64	84,43
900-700	200	102,13	9,65	43,94
700-500	200	40,44	3,82	27,65
500-326	147	32,12	3,04	22,98
somme		1058	100	353,56

D'où: **$I_p=1.43$**

Donc on obtient :

B. Indice de pente globale I_g : (P. Dubreuil, 1974)

$$I_g = \frac{D}{L} \dots\dots\dots (II.07).$$

L : la longueur du rectangle équivalent (km).

D = Dénivelée entre H5% et H95% tel que : $D = H_{5\%} - H_{95\%}$.

H5%= 1580 m

H95%= 600 m

L= 60.92 Km

$I_g= 1.61 \%$.

C. Indice de pente moyenne I_{pm}

L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur du rectangle équivalent. Il est donné par la formule suivante :

$$I_{pm} = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{max}-H_{min}}{L} \dots\dots\dots (II.08).$$

$I_{pm}=2.66 \%$.

D. Densité spécifique

Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficie différentes, d'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M appliquée à tous les bassins versant de différentes surfaces.

Tableau N° II.03 : 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 modéré	250
6	Fort	500
7	Très fort	>500

$$Ds = I_g \sqrt{S}$$

$$Ds= 52.32m$$

Le relief de notre bassin versant est modéré.

E. Pente moyenne du bassin versant

Il est donné par la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5L_1+L_2+L_3+\dots+0.5L_n)}{S} \dots\dots\dots (II.09).$$

ΔH : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives

$L1, L2 \dots Ln$: les longueurs des courbes de niveaux L en (km).

S: superficie du bassin versant (Km²).

Les résultats des mesures sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau N° II.04 : récapitulatif de mesures des longueurs des courbes de niveaux.

N°	Cote de la courbe(m)	$\Delta H(m)$	Longueur(Km)
1	1900	200	6.2
2	1700		11
3	1500		120.32
4	1300		150.74
5	1100		185.23
6	900		132.11
7	700		50.95
8	500		8.36

Imoy = 12.43 %.

II.1.5 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant

II.1.5.1. Le réseau hydrographique

La restitution du réseau hydrographique est faite sur les mêmes cartes citées pour la détermination de l'altitude moyenne.

Pour procéder au calcul de la densité de drainage, il faut classer les cours d'eau. Il existe plusieurs classifications dont la plus courante est la classification de SCHUM. Dans cette classification de SCHUM est considéré « ordre(x+1) tout tronçon de rivière formé par la réunion de 02 cours d'eau d'ordre (x) ».

A. Densité de drainage

C'est le rapport entre la longueur total de tous les talwegs « Li », du bassin versant, à la surface « S ». Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface, elle est exprimée en Km/Km².

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

Avec :

$\sum_{i=1}^n Li$: La longueur totale de tous les cours d'eau égale à 1296.57Km.

S : Superficie du bassin versant en (Km²).

D_d = 1.23 km/km² (faible)

B. Densité du thalweg élémentaire

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \dots\dots\dots (II.11).$$

N₁ : Nombre de thalwegs d'ordre 1, N₁= 502

S : Superficie du bassin versant.

$$F_1 = 0.47 \text{ thalweg/km}$$

C. Coefficient de torrentialité

Il est défini comme étant :

$$C_t = d_d \cdot F_1 \dots\dots\dots (II.12).$$

$$C_t = 0.58$$

D. La longueur moyenne des versants

$$L_i = \frac{L}{2D_d} \dots\dots\dots (II.13).$$

D_d : densité de drainage en Km/Km².

L : longueur de rectangle équivalent

$$L_i = 24.86 \text{ Km}$$

E. La pente moyenne de cours d'eau principale

La pente moyenne du bassin d'Oued El Arab est calculée selon la relation suivante :

$$I = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots\dots\dots (II.14).$$

ΔH : Différence d'altitude entre deux cours d'eaux suffisamment éloignés.

ΔL : La distance entre ces deux points.

$$I = 0.95\%$$

F. Temps de concentration du bassin versant t_c

C'est le temps que met la particule d'eau la plus éloignée pour arriver à l'exutoire, il existe plusieurs formules. Dans le contexte algérien et pour les grands bassins versants, il peut être calculé comme suit :

✓ formule de **GIANDOTTI** (1937):

$$t_c = \frac{1.5L_{cp} + 4\sqrt{S}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (II.15).$$

Avec :

S : surface du bassin versant (Km²) ;

L_{cp} : longueur de cours d'eau principal (Km) ;

L_{cp} = 102Km.

t_c : temps de concentrations exprimé en heure

H_{moy} : altitude moyenne (m) ;

H_{min} : altitude minimale (m) ;

$$t_c = 19.32 \text{ heures}$$

✓ Formule de **L'A.N.R.H.** (Sogreah 1986/89) :

Une formule a été développée par Sogreah sur demande de l'ANRH, elle est vérifiée et recommandée pour les petits bassins versants de l'Algérie, s'écrit :

$$t_c = 3 \left(\frac{sL_{cp}}{(10I_c)^{3/2}} \right)^{1/4} \dots\dots\dots (II.16).$$

tc : Temps de concentration, en h,
 S : Superficie du bassin versant, en Km²,
 Lcp : Longueur du talweg principal, en Km,
 I : pente du talweg principal, en %

tc = 23.37 heures

Formule	Temps de concentration
Formule de Giandotti	19.32
Formule de l'ANRH	23.37

La superficie bassin versant de l'Oued El Arab est de 1058 Km². Et comme la formule de l'ANRH est développé pour les petits bassins versant en Algérie et la formule de kirpich nous donne une valeur du temps de concentration très élevé donc on adopte le temps de concentration calculer par la formule de Giandotti

tc= 19.32heurs.

G. Vitesse de ruissellement

On entend par ruissellement, l'écoulement par gravité à la surface du sol, suivant la pente du terrain, et dans le micro-réseau hydrographique, des eaux météoriques qui ont échappé à l'infiltration, à l'évaporation et au stockage superficiel.

Cette vitesse est déterminée par la formule suivante :

$$Vr = \frac{L}{Tc} \dots\dots\dots(II.17).$$

L : Longueur du thalweg principal (Km).
 Tc : Temps de concentration (h)

Vr = 5.28 Km/h

II.1.5.2.Profil en long de l'Oued

L'oued EL ARAB présente un profil en long assez régulier interrompu par quelques légères ruptures en pente.

Ce profil est tracé à partir des cartes topographiques à l'échelle 1/50000 en tenant compte de l'altitude et de la longueur de cours d'eau jusqu' à l'exutoire.

Tableau N° II.05 : la longueur de cours d'eau principale en chaque altitude.

N°	Courbe de niveau (m)	Distance (Km)	Distance cumulée (Km)
1	1700-1500	10.49	10,49
2	1500-1300	15,14	25,63
3	1300-1100	22.55	48,18
4	1100-900	22,95	71,13
5	900-700	17,93	89,06
6	700-500	10.11	99,17
7	500-326	3,58	102,75

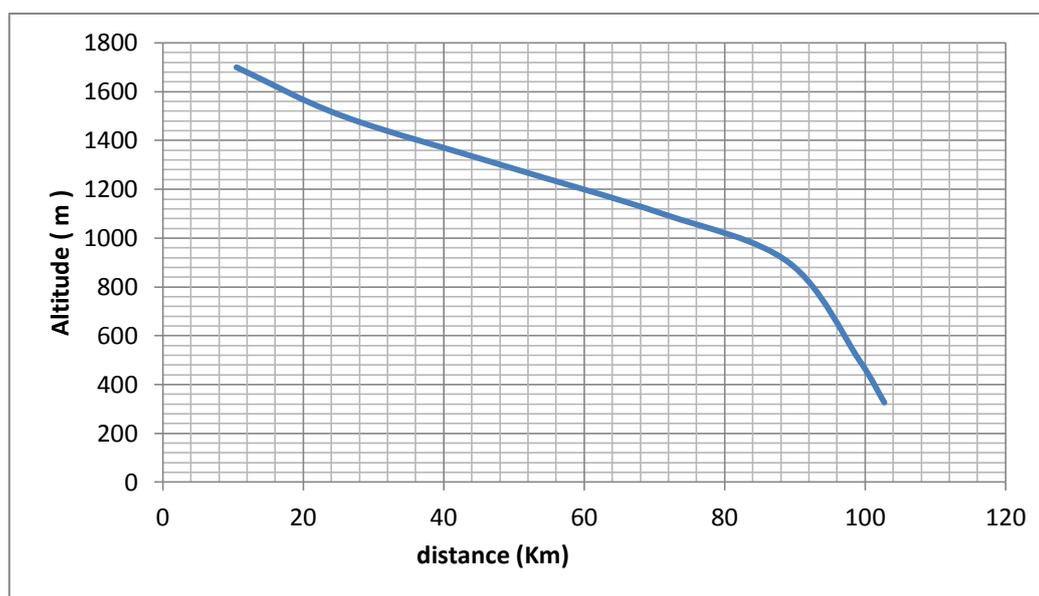


Figure N° II.04 : Profil en long du cours d'eau principal.

Tableau N° II.06 : Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant du barrage d'Ouldja.

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km ²	1058
Périmètre		P	km	157.2
Longueur du thalweg principal		L	km	102
Indice de compacité		K _c	/	1.35
Coefficient d'allongement		C _a	/	9.83
Rectangle équivalent	longueur	L _r	Km	60.92
	largeur	l _r	km	17.12
Altitudes	maximale	H _{max}	m	1947
	moyenne	H _{moy}	m	661.61
	médiane	H _{med}	m	985
	minimale	H _{min}	m	326
Indice de pente de Roche		I _p	%	1.43
Indice de pente globale		I _g	%	1.61
Indice de pente moyenne		I _{pm}	%	2.66
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	1.23
Coefficient de torrentialité		C _t	/	0.58
Temps de concentration		T _c	h	19.32
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	5.28

II.2 Caractéristiques climatique du bassin versant [2]

L'objectif de l'étude climatologique est de donner un aperçu sur le climat qui est nécessaires pour la construction des ouvrages du projet.

II.2.1 Température

Nous avons choisi comme une station climatique de référence, la station de KHENCHELA qui a pour code: 160-476.

La figure suivante représente les températures moyennes mensuelles enregistrées dans la station de KHENCHELA (Voir Annexe N° 01 Tableau N°01).

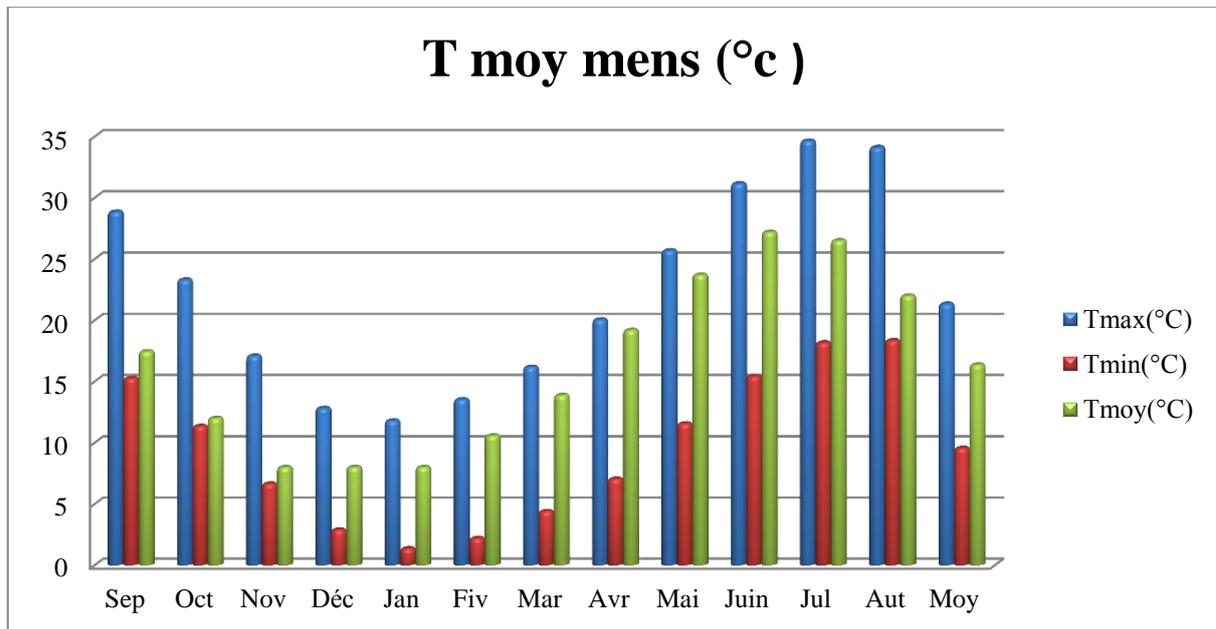


Figure N° II.05 : La répartition mensuelle des températures.

La température moyenne annuelle est de **16.37 °C**.

II.2.2 Evaporation

A partir de la station de KHENCHELA et sous un climat semi-aride La valeur moyenne annuelle de l'évaporation estimée à **130 mm/an**, avec la répartition mensuelle présentée dans le Tableau N°02 (Voir Annexe N° 01).

La figure si dessous représente la répartition mensuelle de l'évaporation:

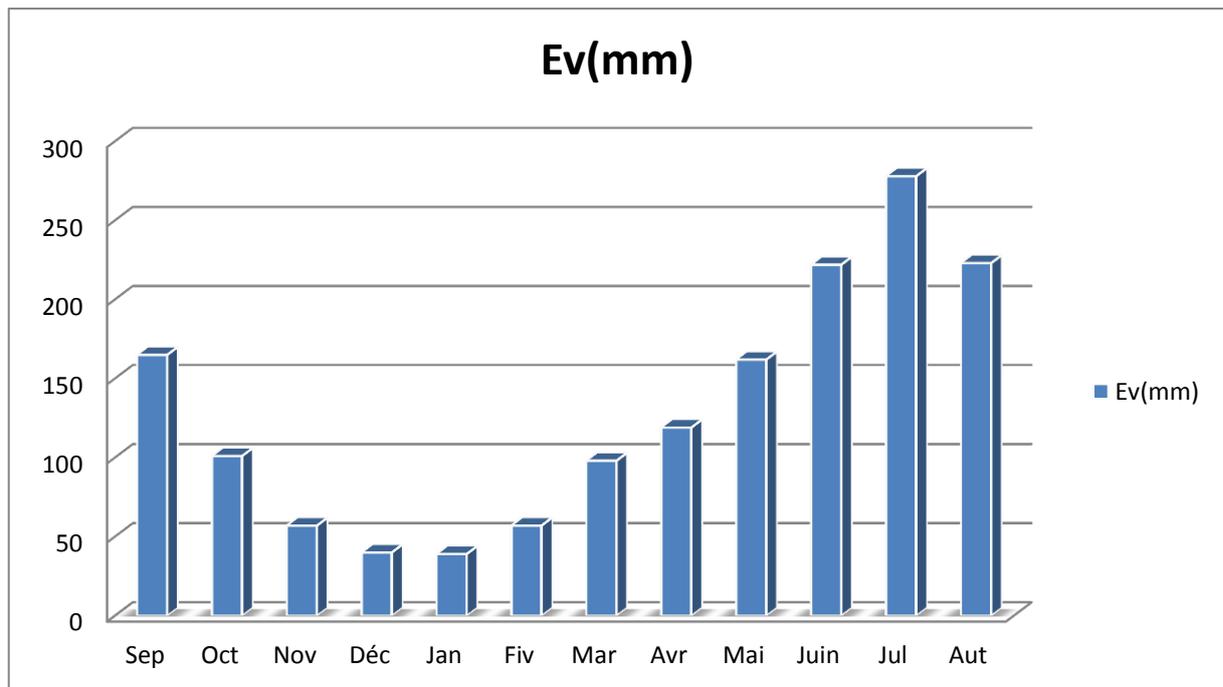


Figure N° II.06 : répartition mensuelle de l'évaporation.

II.2.3 Humidité relative

La répartition mensuelle de l'humidité relative est donnée par le tableau N°03 (Voir Annexe N° 01).

La figure si dessous représente de la répartition l'humidité relative en fonction des mois:

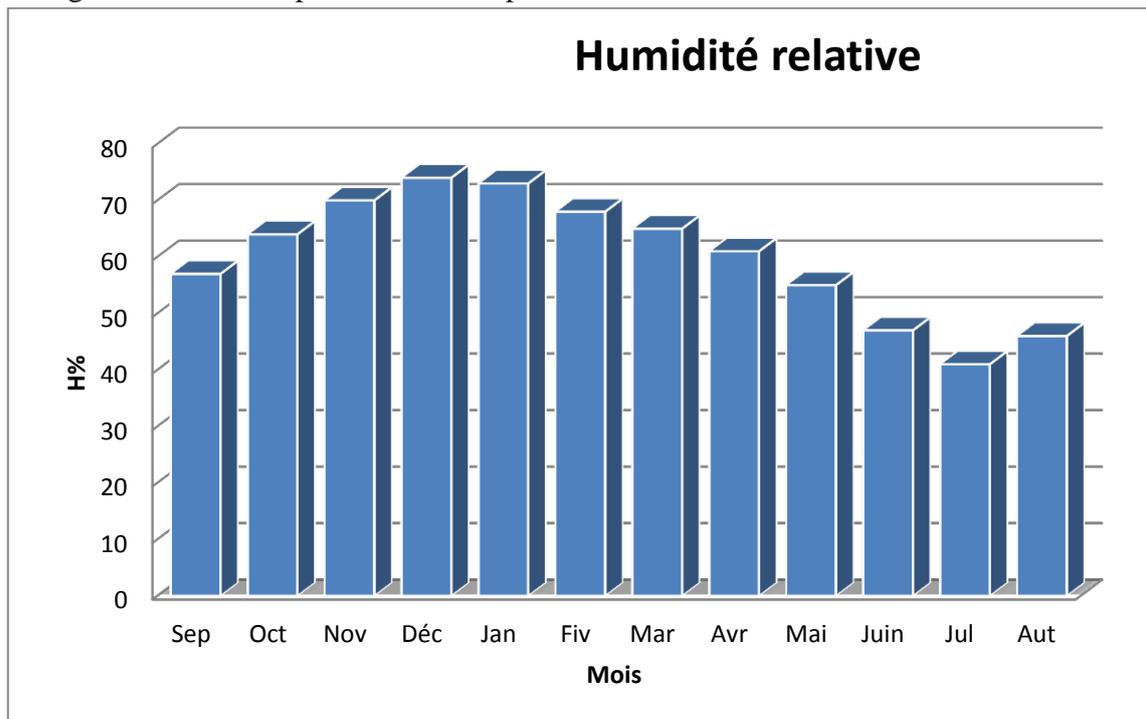


Figure N° II.07 : Répartition l'humidité relative en fonction des mois.

La valeur de l'humidité moyenne annuelle est de l'ordre de 60%.

II.2.4 Vitesse du vent

Les vents dominants sont de secteur nord (de NE à NO). Leur vitesse moyenne annuelle est de 2.74m/s comme le montre le tableau N°04 (Voir Annexe N° 01).

La figure si dessous représente de la répartition des Vitesse du vent en fonction des mois:

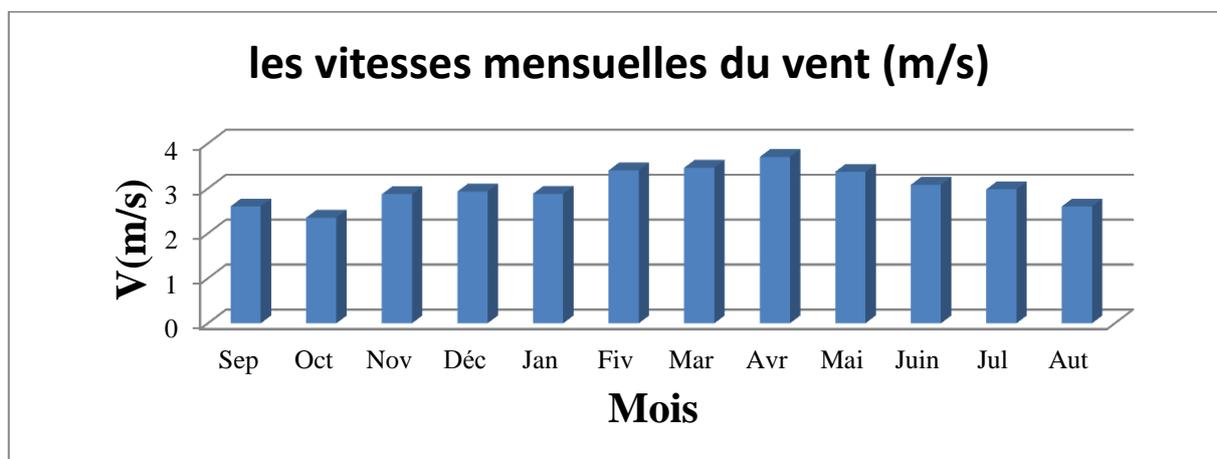


Figure N° II.08 : Répartition des vitesses de vent en fonction des mois.

II.2.5 Pluviométrie

La pluviométrie qui prévaut au bassin versant d'OULDJA est établie en utilisant l'information disponible de la région à étudier.

II.2.5.1. Stations et données disponibles

Nous disposons de données d'observation directes disponibles versant d'OULDJA.

Les stations disponibles au voisinage du bassin et les plus proches du site sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau N° II.07 : Données disponibles des stations situées à proximité de la zone d'étude.

Station	Code de la station	Altitude	Pluie (mm)	Année de fonctionnement
HALLA BOUDELLA	61802	750	269	41
BABAR	61804	1100	420.5	43
K.S.NADJI	61801	220	119	24

Source : A.N.B.T

Tableau N° II.08 : Station pluviométrique.

Station	Code	Source	Coordonnées			Année de service	N (ans)
			X(Km)	Y(Km)	Z(m)		
HALLA BOUDELLA	61802	A.N.R.H	877.9	203.9	750	1969-2009	41

Source : A.N.B.T

La station de HALLA BOUDELLA est la plus proche du site avec une période de 1969-2009 soit 41 ans, la série pluviométrique (Voir Annexe N° 01 Tableau N°II.05).

La répartition mensuelle des précipitations est présentée par la figure II.09.

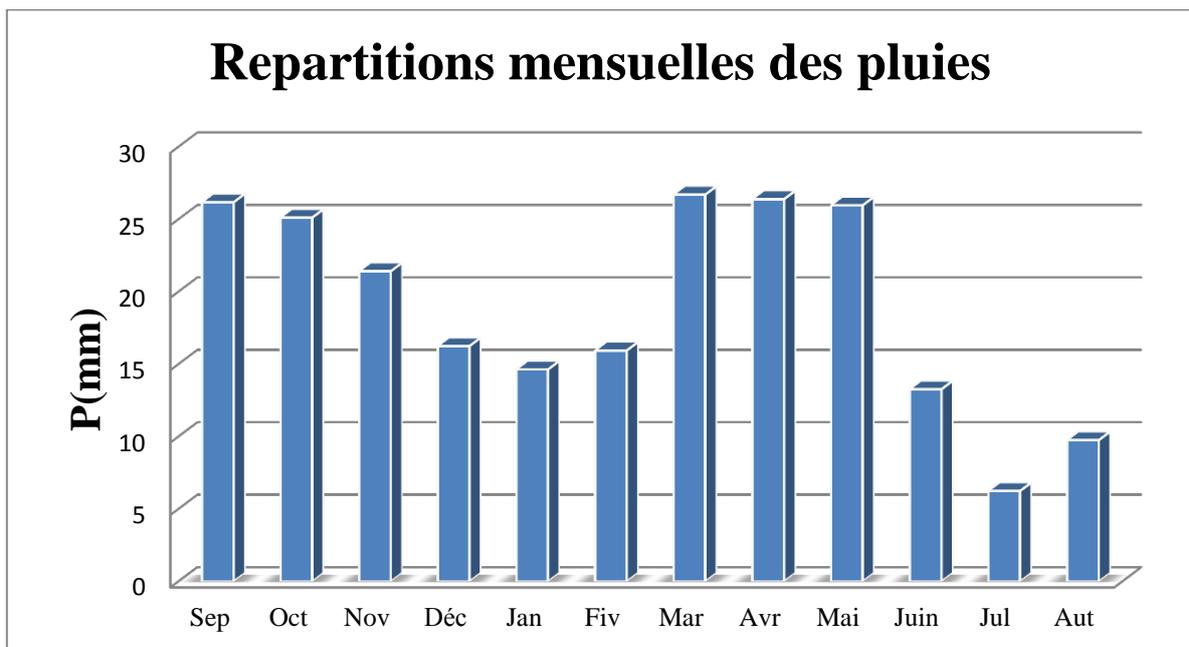


Figure N°II.09 : Répartition mensuelle des précipitations.

On note une pointe au mois de septembre.

II.2.5.2. Les pluies maximales journalières

Les pluies maximales journalières sont souvent génératrices de crues exceptionnelles.

Pour cela, il est important d'effectuer un ajustement statistique d'une loi de probabilité à la série d'observation afin de déterminer les précipitations maximales journalières fréquentielles.

La station de **HALLA BOUDELLA** (06.18.02) est considérée comme une série d'observation de 41 années (1969-2009).

Les paramètres statistiques de l'échantillon sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau N° II.09 : Les paramètres statistiques de l'échantillon.

Nombre d'observations	41
Moyenne	35,7
Ecart-type	14,7
Médiane	33,8
Coefficient de variation	0.41
Coefficient d'asymétrie	0.36

1. Ajustement des pluies maximales journalières

*Choix de la loi d'ajustement

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon.

Comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

*Les lois d'ajustement choisies sont :

1. La loi de GALTON (log normal).

La loi de GUMBEL.

A. Ajustement à la loi de GUMBEL

Cette loi a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(X) = e^{-e^{-\frac{(x-x_0)}{\alpha}}} \dots\dots\dots (II.18).$$

Tel que: $y = \frac{(x-x_0)}{\alpha}$

Avec :

$1/\alpha$: la pente de la droite de GUMEL ;

X : variable réduite de GUMBEL ;

x : précipitation maximale journalière (mm) ;

x_0 : paramètre de position (mode).

On peut écrire : $y = - \ln (- \ln (F (x)))$

Avant de procéder à l'ajustement, il faut suivre les étapes suivantes :

- Classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2,3.....n.
- calculer, pour chaque valeur de précipitation, la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n}$$

m : rang de précipitation

n : nombre d'observations (38)

➤ calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule suivante :

$$y = -\ln(-\ln(F(x)))$$

➤ calculer les paramètres d'ajustement « α » et « x_0 »

➤ représenter graphiquement les couples (x_i, y_i) sur papier GUMBEL.

Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de GUMBEL :

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$x = (1/\alpha) y + x_0 \dots\dots\dots(\text{II.19}).$$

Avec :

$(1/\alpha)$: la pente de la droite de GUMBEL.

Résultats de l'ajustement :

La droite de GUMBEL est donnée par la figure (II.10). Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont présentées dans le tableau suivant:

Quantiles

q = F(X) (probabilité au non-dépassement)

T = 1/(1-q)

Tableau N° II.10 : Ajustement à la loi de GUMBEL

Période de retour (T ans)	Probabilité (q)	Précipitation	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	143	114 – 173
2000.0	0.9995	123	98.6 – 148
1000.0	0.9990	115	92.1 – 137
200.0	0.9950	94.5	76.8 – 112
100.0	0.9900	85.8	70.2 – 101
50.0	0.9800	77.2	63.6 - 90.7
20.0	0.9500	65.6	54.7 - 76.5
10.0	0.9000	56.6	47.7 - 65.5
5.0	0.8000	47.3	40.4 - 54.2
3.0	0.6667	39.9	34.4 - 45.3
2.0	0.5000	33.2	28.7 - 37.7

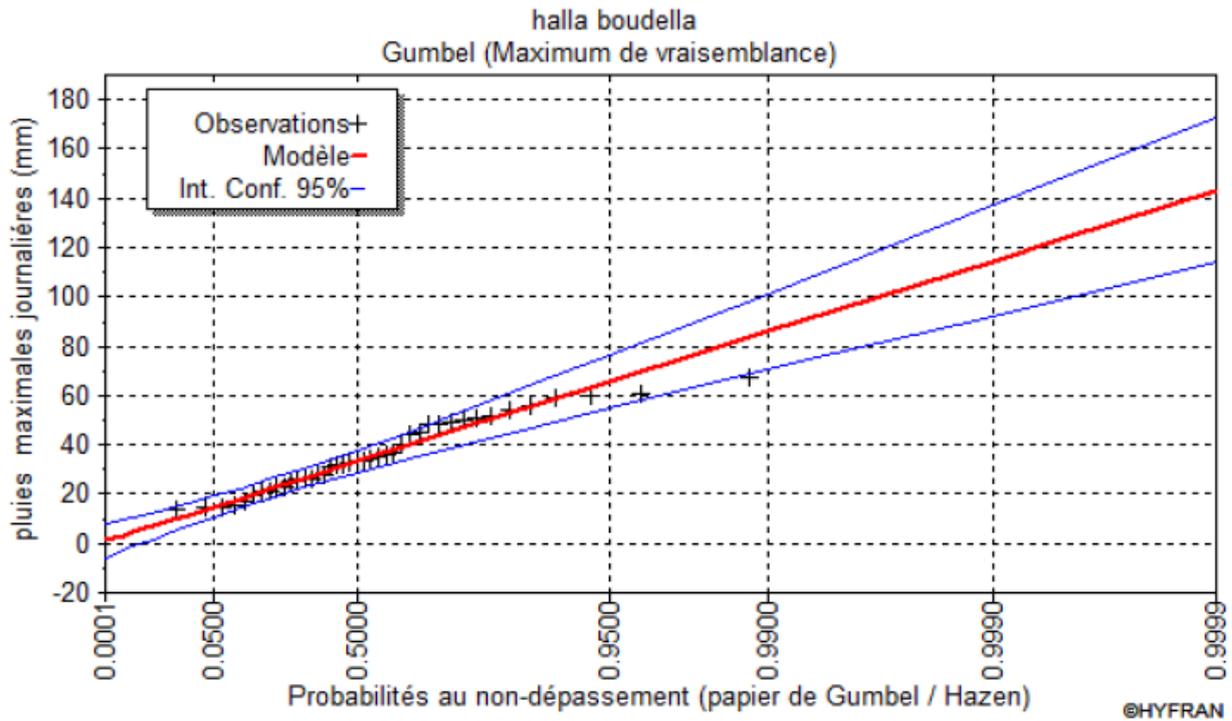


Figure N° II.10 : Ajustement à la loi de GUMBEL.

B. Ajustement à la loi log normale

La méthode d’ajustement est identique à celle de **Gumbel**, seul la représentation graphique change ou elle est faite sur papier log-normale, comme le montre la figure.

La loi de GALTON a une fonction de répartition qui s’exprime par la formule suivante:

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots(\text{II.20}).$$

Ou : $u = \frac{x_i - \bar{x}}{\sigma_x}$ (variable réduite de GAUSS).

L’équation de la droite de GALTON est la suivante :

$$\log x_{(p\%)} = \sigma \log u_{(p\%)} + \overline{\log x} \dots\dots\dots(\text{II.21}).$$

Avec : $\log \bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^{38} \overline{\log x_i}}{N} \dots\dots\dots(\text{II.22}).$

Les résultats de l’ajustement par la loi de Log- Normal « **Galton** » sont résumés dans le tableau (II.16).

Quantiles

q = F(X) (probabilité au non dépassement)

T = 1/ (1-q)

Tableau N° II.11 : Ajustement à la loi log normale.

Période de retour (T ans)	Probabilité (q)	Précipitation	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	167	103 - 231
2000.0	0.9995	139	91.0 - 186
1000.0	0.9990	127	85.5 - 168
200.0	0.9950	101	72.7 - 130
100.0	0.9900	90.8	67.1 - 115
50.0	0.9800	80.6	61.3 - 99.8
20.0	0.9500	67.3	53.3 - 81.3
10.0	0.9000	57.4	46.9 - 67.9
5.0	0.8000	47.3	39.9 - 54.7
3.0	0.6667	39.5	33.9 - 45.0
2.0	0.5000	32.7	28.3 - 37.1

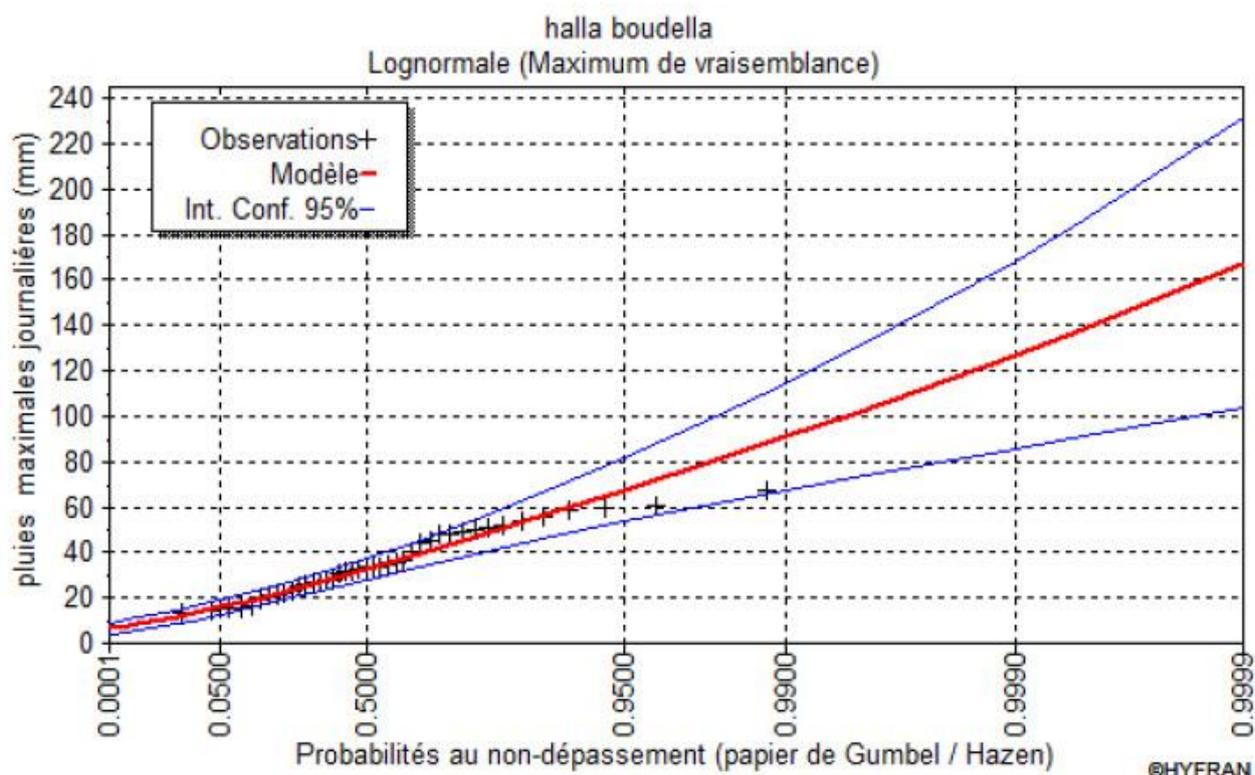


Figure N° II.11 : Ajustement à la loi log normale.

Tableau N° II.12 : Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton et de l'échantillon.

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0.00	13.5
Maximum	Aucun	67.5
Moyenne	36.0	35.7
Ecart-type	16.6	14,7
Médiane	32.7	33.8
Coefficient de variation (Cv)	0.461	0.41
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.48	0.36
Coefficient d'aplatissement (Ck)	7.15	1.98

D'après les deux schémas on conclut que les pluies maximales journalières suivent la loi de Log normal (Galton), car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proches de la droite de HENRY.

2. Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences

Le calcul des pluies de courtes durées pour différentes fréquences a été effectuée à l'aide de la relation de Body exprimée par:

$$P_{tc} = P_{maxj} \cdot \left(\frac{t}{24}\right)^b \dots\dots\dots (II.23).$$

P_{tc}: pluies de courte durée (mm) de fréquence égale à celle de P_{maxj}.

P_{maxj}: pluies maximales fréquentielles.

t: temps en heure.

b: exposant climatique (b = 0,47).

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

$$I_t = \frac{P_{tc}}{t} \dots\dots\dots (II.24).$$

Les résultats de calcul sont exposés dans le tableau (II-13)

Tableau N° II.13 : Pluies de courtes durées et leur intensité.

Fréquences		0.01		0.1		1		2		5		10	
		Pmax t (mm)	I ₀ (mm/h)										
Temps(h)	1	53,89	12,10	43,56	9,78	34,13	7,66	31,21	7,01	27,39	6,15	24,48	5,50
	2	74,64	37,32	60,34	30,17	47,27	23,64	43,23	21,62	37,94	18,97	33,9	16,95
	3	93,78	31,26	75,8	25,27	59,39	19,80	54,31	18,10	47,67	15,89	42,59	14,20
	4	103,39	25,85	83,57	20,89	65,48	16,37	59,88	14,97	52,56	13,14	46,96	11,74
	8	143,21	17,901	115,76	14,47	90,07	11,26	82,94	10,37	72,8	9,10	65,04	8,13
	10	159,04	15,90	128,56	12,86	100,73	10,07	92,11	9,21	80,85	8,09	72,23	7,22
	13,48	173,27	9,80	140,06	7,92	109,74	6,21	100,35	5,68	88,08	4,98	78,69	4,45
	16	198,36	12,40	160,34	10,02	125,63	7,85	114,88	7,18	100,83	6,30	90,09	5,63
	20	220,29	11,01	178,07	8,90	139,52	6,98	127,58	6,38	111,98	5,60	100,05	5,00
	22	230,38	10,47	186,23	8,47	145,91	6,63	133,43	6,07	117,11	5,32	104,63	4,76
	24	240	10,00	194	8,08	152	6,33	139	5,79	122	5,08	109	4,54

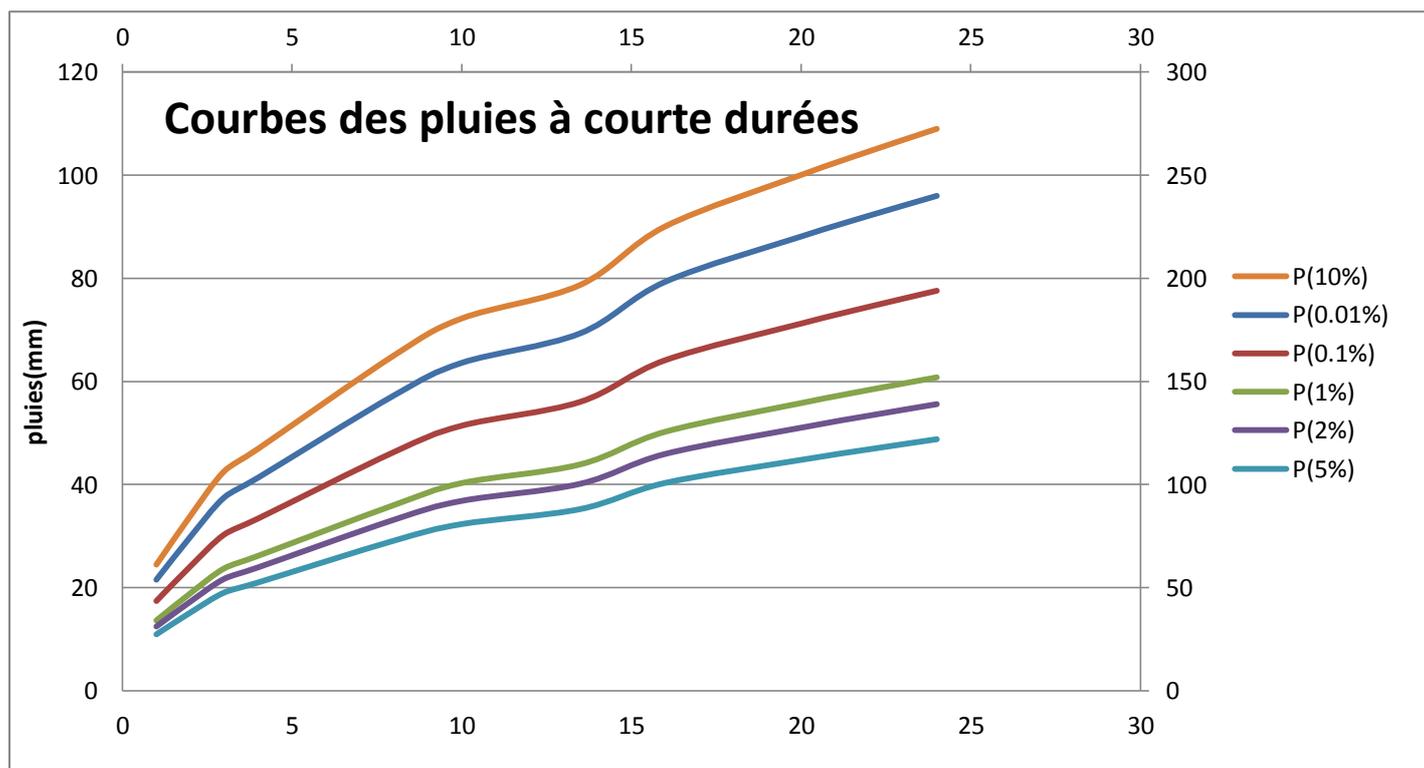


Figure N° II.12 : Courbe des pluies à courtes durées.

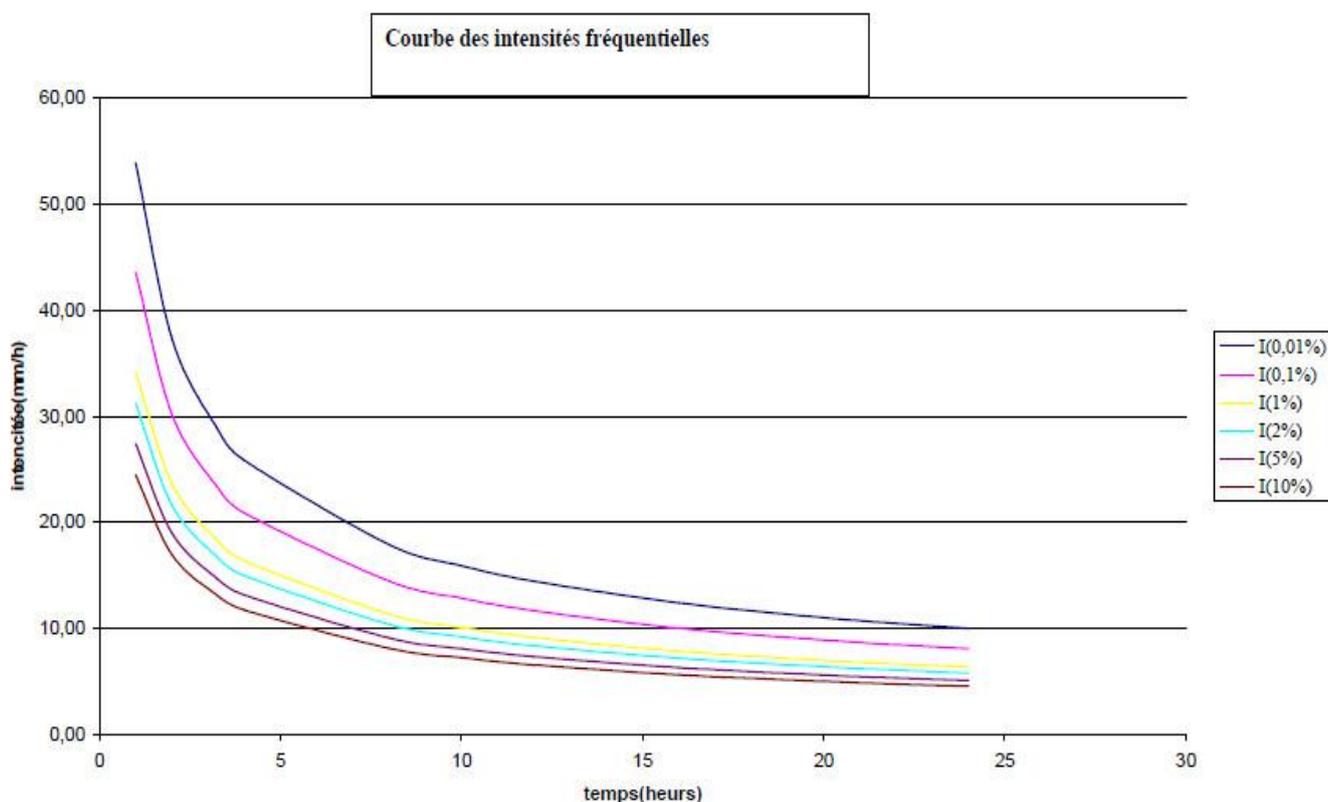


Figure N° II.13 : Courbe des intensités fréquentielles.

II.3. Etudes des apports [3] :

II.3.1 Analogie avec la station de KHENGA S.N. (061801)

Vu l'absence de la station hydrométrique au niveau de notre site, on a optée a la méthode d'analogie qui est basée sur les informations des apports de la station hydrométrique de KHENGA S.N.

II.3.1.1 La Station Hydrométrique

La série des apports liquides est représentée dans l'Annexe N°02.

L'apport moyenne annuelle de la station est de : 39.63 Mm³

Tableau N° II.14 : Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fiv	Mar	Avr	Mai	Juin	Jul	Aut	Tot
A (Mm3)	1,94	3,43	4,81	6,24	5,21	4,68	4,28	3,88	2,50	0,94	0,78	0,92	39,61
Apport (%)	4,90	8,66	12,14	15,75	13,15	11,82	10,81	9,8	6,31	2,37	1,97	2,32	100

L'apport moyen annuel du site est calculé par la formule suivante :

$$A_{sit} = A_{st} \cdot \left(\frac{S_{BV_{SIT}}}{S_{BV_{ST}}} \right) \dots\dots\dots (II.25).$$

Avec :

A_{sit} : Apport moyen annuel estimé du site ;

A_{st} : Apport moyenne annuelle de la station (061801) ;

$S_{BV_{SIT}}$: Surface du bassin versant du site est de 1058 Km²;

$S_{BV_{ST}}$: Surface du bassin versant où se trouve la station (061801) est de 2098.06 Km²

$$A_{site} = 19,97 \text{ Mm}^3$$

Tableau N° II.15: Répartition mensuelle de l'apport moyen du site.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fiv	Mar	Avr	Mai	Juin	Jul	Aut	Tot
A (Mm3)	1,16	2,06	2,89	3,74	3,13	2,81	2,57	2,33	1,50	0,56	0,47	0,55	23,77
Apport (%)	4,88	8,67	12,16	15,73	13,17	11,82	10,81	9,80	6,31	2,36	1,98	2,31	100

La répartition mensuelle des apports moyens de site est présentée par la figure II.14.

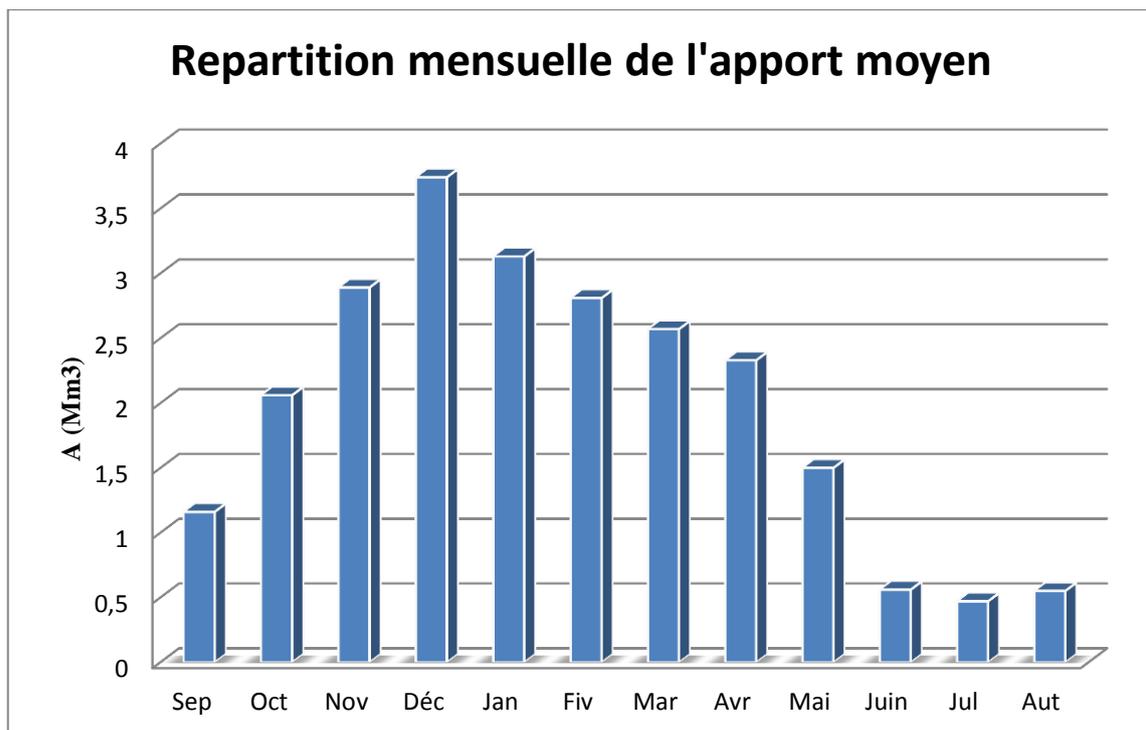


Figure N° II.14 : Répartition mensuelle de l'apport moyen.

II.3.2 Caractéristiques de l'écoulement

A. Module de l'écoulement

Il est donné par : $Me = A_0 / T$ (II.26).

A_0 : Apport moyen annuel (mm).

T : Temps d'une année en secondes.

Avec $T = 3,1536.10^7$ s

Me=753.74 l/s

B. Module de l'écoulement relatif

$M_0 = Me / S$ (II.27).

M_0 : Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin(Km²)

M₀= 0.712 l/s/Km²

C. Lamme d'eau écoulée

$Le = A_0/S$(II.28).

Le= 22.47mm

D. Coefficient de l'écoulement

$Ce = Le / P_{moy}$(II.29).

Ce= 0.098

II.3.3.Les apports fréquentiels

Le calcul des apports fréquentiels se fait par l'ajustement de la série des apports

II.3.3.1 Ajustement de la série des apportes à la loi log-normale

Tableau N° II.16 : résultat de l'ajustement à la loi log-normale.

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart type
10000.0	0,9999	52,6	3,73
2000.0	0,9995	50.0	3,19
1000.0	0,9990	48,8	2,95
200.0	0,9950	45,8	2,15
100.0	0,9900	44,5	1,9
50.0	0,9800	43,0	1,57
20.0	0,9500	40,9	1,32

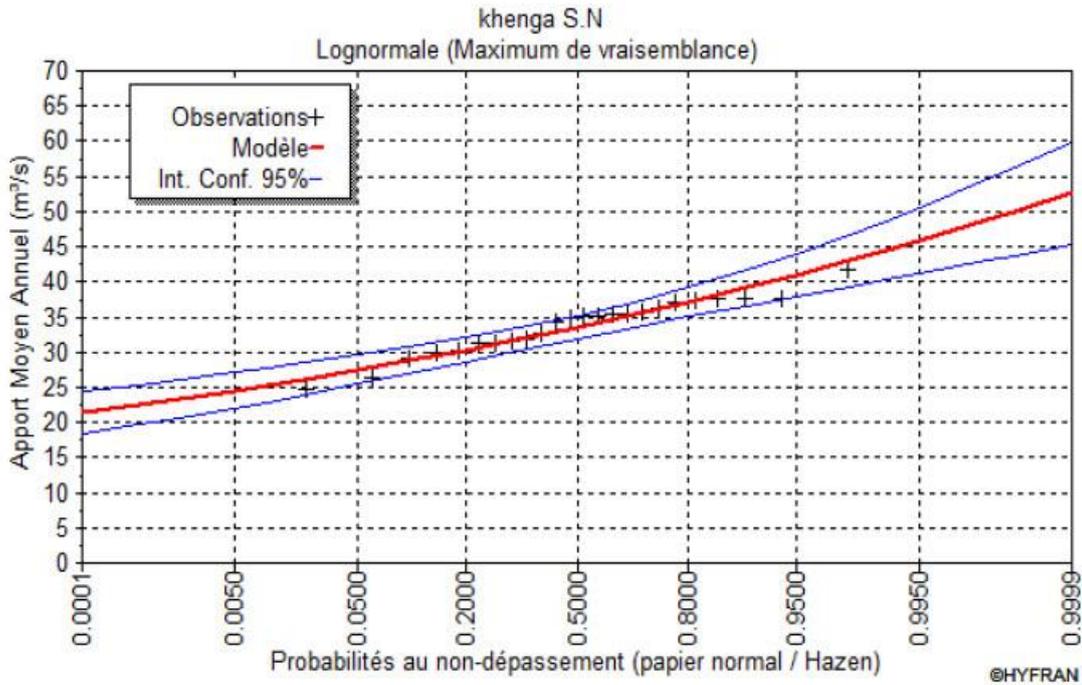


Figure N° II.15 : représentation graphique de la loi log-normale.

Tableau N° II.17 : Comparaison des caractéristiques de la loi log-normale et de l'échantillon.

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0.00	24,8
Maximum	Aucun	41,8
Moyenne	33,8	33,8
Ecart-type	4,11	3,93
Médiane	33,5	35,0
Coefficient de variation (Cv)	0,122	0,116
Coefficient d'asymétrie (Cs)	0,367	0,437
Coefficient d'aplatissement (Ck)	3.240	2,69

$$A_{80\%_{sit}} = A_{80\%_{st}} \cdot \left(\frac{S_{BV_{SIT}}}{S_{BV_{ST}}} \right) \dots\dots\dots (II.30).$$

$$A_{80\%} = 10.1 \text{ Mm}^3$$

II.3.3.2 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 : **A80%= 10.1 Mm³**.

Tableau N° II.18 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fiv	Mar	Avr	Mai	Juin	Jul	Aut	Tot
A_{80%} (Mm3)	0,86	1,52	2,14	2,77	2,32	2,08	1,9	1,73	1,11	0,42	0,35	0,41	17,62
Apport (%)	4,9	8,66	12,15	15,76	13,16	11,82	10,8	9,8	6,32	2,37	1,97	2,32	100

La répartition mensuelle des apports 80% est présentée par la figure II.16

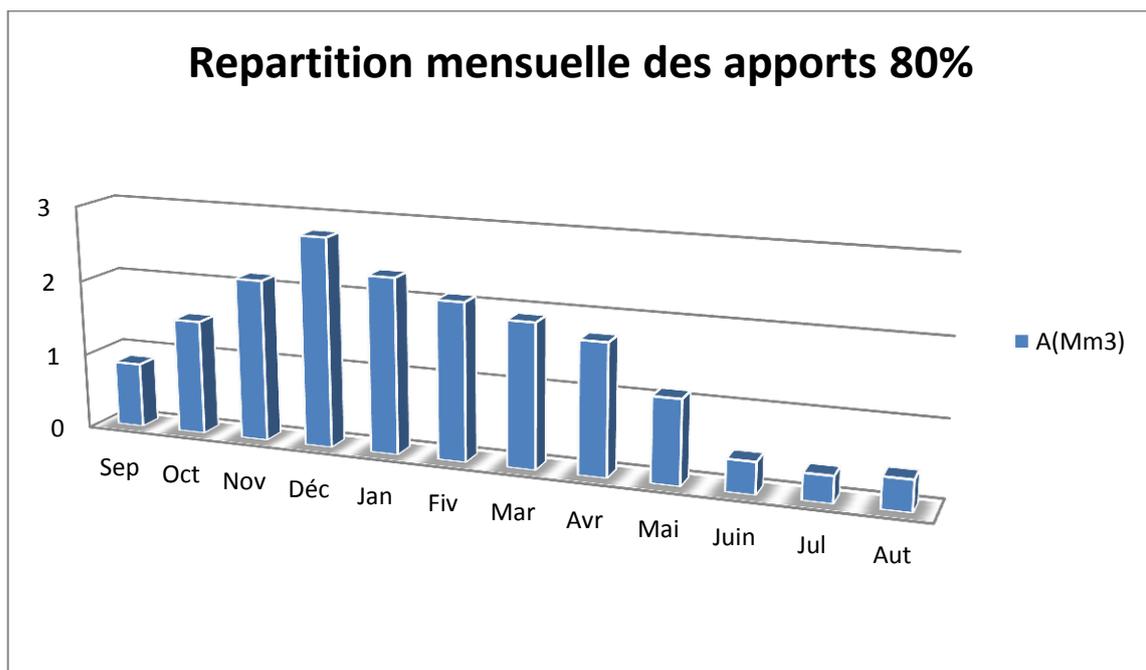


Figure N° II.16 : Répartition mensuelle des apports 80%.

II.3.4. Apport solide et l'estimation du volume mort

II.3.4.1. Apport solide en suspension

A. Formule de Fournier

$$Ta = \frac{1}{36} \left(\frac{P_m^2}{P_A} \right)^{2.65} \left(\frac{h^2}{S} \right)^{0.46} \dots\dots\dots (II.31).$$

Avec :

Ta : Taux d'abrasion en (t/Km²/an) ;

Pm : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux ;

PA: Pluie moyenne annuelle ;

h= 45%(H_{max} - H_{min}) [m];

S: Surface du bassin versant.

h= 432.9 m

D'où : Ta=6.1

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma_s = 2.265 T/m^3$ selon l'étude de faisabilité(ANB).

Le volume annuel est exprimé comme suit :

$$V_s = \frac{T_a * S}{\gamma_s} = 2885,13 \text{ m}^3/\text{an}.$$

B. Formule de Tixeront (1960)

La formule de Tixeront est recommandée pour la région de l'Est algérien pour l'évaluation du taux d'abrasion Pour les bassins versants à perméabilité moyenne:

$$T_a = 350 L_e^{0,15} \dots\dots\dots(\text{II.32}).$$

Où:

T_a : Taux d'abrasion, T/km²/an.

L_e : la lame d'eau écoulée en mm

$$T_a = 540.81 \text{ T/km}^2/\text{an}.$$

En tenant compte du poids spécifiques moyen des sédiments $\gamma = 1.265 \text{ T/m}^3$.

Le volume annuel est exprimé comme suit:

$$V_s = \frac{T_a * S}{\gamma_s} = 252617 \text{ m}^3/\text{an} .$$

Tableau N° II.19 : récapitulatif de Volume annuel moyen.

Formule	Taux d'abrasion (T/km ² /an)	Volume annuel moyen (m ³ /an)
Fournier	6.18	2885,13
TIXERONT	540,81	252617

La relation de Fournier est sous-estimée d'où : $V_s = 252617 \text{ m}^3/\text{an}$

$$V_{\text{mort}} = (1.05 : 1.10) \cdot n \cdot V_s / n = 15 ; 30 ; 50 \text{ ans}.$$

– Pour 15 ans :

$$V_{\text{mort}} = 1,5 \cdot 15 \cdot 252617 = 5.68 \text{ Mm}^3$$

– Pour 30 ans :

$$V_{\text{mort}} = 1,5 \cdot 30 \cdot 252617 = 11.37 \text{ Mm}^3$$

– Pour 50 ans :

$$V_{\text{mort}} = 1,5 \cdot 50 \cdot 252617 = 18.95 \text{ Mm}^3$$

Donc le volume mort estimé à 50 ans est de : $V_{\text{mort}} = 19 \text{ Mm}^3$.

II.4. Etude des crues

Les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes. Leur étude a pour but de déterminer les Hydrogramme de crues fréquentielles sur le bassin versant et de définir les débits maxima probables correspondants.

L'estimation des crues révèle une grande importance pour la sécurité de l'ouvrage à implanter.

Les paramètres définissant une crue est :

- ✓ Le débit maximum (débit de pointe).
- ✓ Le volume.
- ✓ Le temps.
- ✓ La forme (Hydrogramme de crues).

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, on passant par l'ajustement de la série des débits maximal à la loi de Gumbel. La série des débits maximaux est représentée dans l'Annexe N° 02.

Tableau N° II.20 : Débits fréquentielles calculés.

Période de retour	5	10	20	50	100	1000	10 000
Q _{max} (m3/s)	306	497	742	1160	1570	3660	7310

II.4.1. Hydrogramme de crue

II.4.1.1. Détermination des Hydrogramme de crues probables par la méthode de Sokolovski

L'Hydrogramme de crue sert à déterminer les caractéristiques suivantes:

- ✓ **Le volume ;**
- ✓ **La durée ;**
- ✓ **Le débit de pointe.**

Pour le tracer de l'Hydrogramme de crue, on doit suivre la méthode de Sokolovski qui le divise en deux parties non symétriques, calculées à partir des temps de montée et de la décrue.

a) Pour le temps de la montée:

$$Q_m = Q_{max} \left(\frac{T}{T_m} \right)^2 \dots\dots\dots (II.33).$$

Avec : T_m=T_c : Temps de montée.

b) Pour la décrue:

$$Q_d = Q_{max} \left(\frac{T_d - T}{T_d} \right)^3 \dots\dots\dots (II.34).$$

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 en heures ;

T_d : temps de la décrue en heures ;

Q_{max} : débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m^3/s) ;

x, y : Puissance des courbes ;

$X= 2$ pour la montée de la crue.

$Y= 3$ pour la décrue.

Les Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour sont donnés par le tableau.II.21 et la Figure II.17.

Tableau N° II.21 : les valeurs de débits de crues en fonction de temps.

Temps (h)	Période de retour (ans)					
	10	20	50	100	1000	10 000
0	00,00	00,00	00,00	00,00	00,00	00,00
1	2,74	4,08	6,38	8,64	20,14	40,23
2	10,94	16,33	25,54	34,56	80,57	160,92
3	24,62	36,75	57,45	77,76	181,28	362,06
4	43,76	65,33	102,14	138,24	322,27	643,66
5	68,38	102,09	159,59	216,00	503,55	1005,72
6	98,46	147,00	229,82	311,04	725,11	1448,24
7	134,02	200,09	312,81	423,37	986,96	1971,21
8	175,05	261,34	408,56	552,97	1289,08	2574,65
9	221,54	330,76	517,09	699,85	1631,50	3258,54
10	273,51	408,34	638,38	864,01	2014,19	4022,88
11	330,95	494,09	772,44	1045,45	2437,17	4867,69
12	393,86	588,01	919,26	1244,18	2900,44	5792,95
13	462,24	690,10	1078,86	1460,18	3403,99	6798,68
13,48	497,00	742,00	1160,00	1570,00	3660,00	7310,00
14	469,85	701,47	1096,64	1484,24	3460,08	6910,71
15	443,71	662,44	1035,63	1401,67	3267,58	6526,23
16	418,56	624,89	976,92	1322,21	3082,35	6156,28
17	394,38	588,79	920,48	1245,82	2904,26	5800,59
18	371,14	554,10	866,25	1172,42	2733,17	5458,87
19	348,84	520,80	814,20	1101,97	2568,93	5130,83
20	327,45	488,87	764,27	1034,40	2411,40	4816,21
21	306,95	458,27	716,43	969,65	2260,45	4514,72
22	287,33	428,97	670,62	907,66	2115,93	4226,09
23	268,56	400,95	626,82	848,36	1977,71	3950,02
24	268,56	400,95	626,82	848,36	1977,71	3950,02

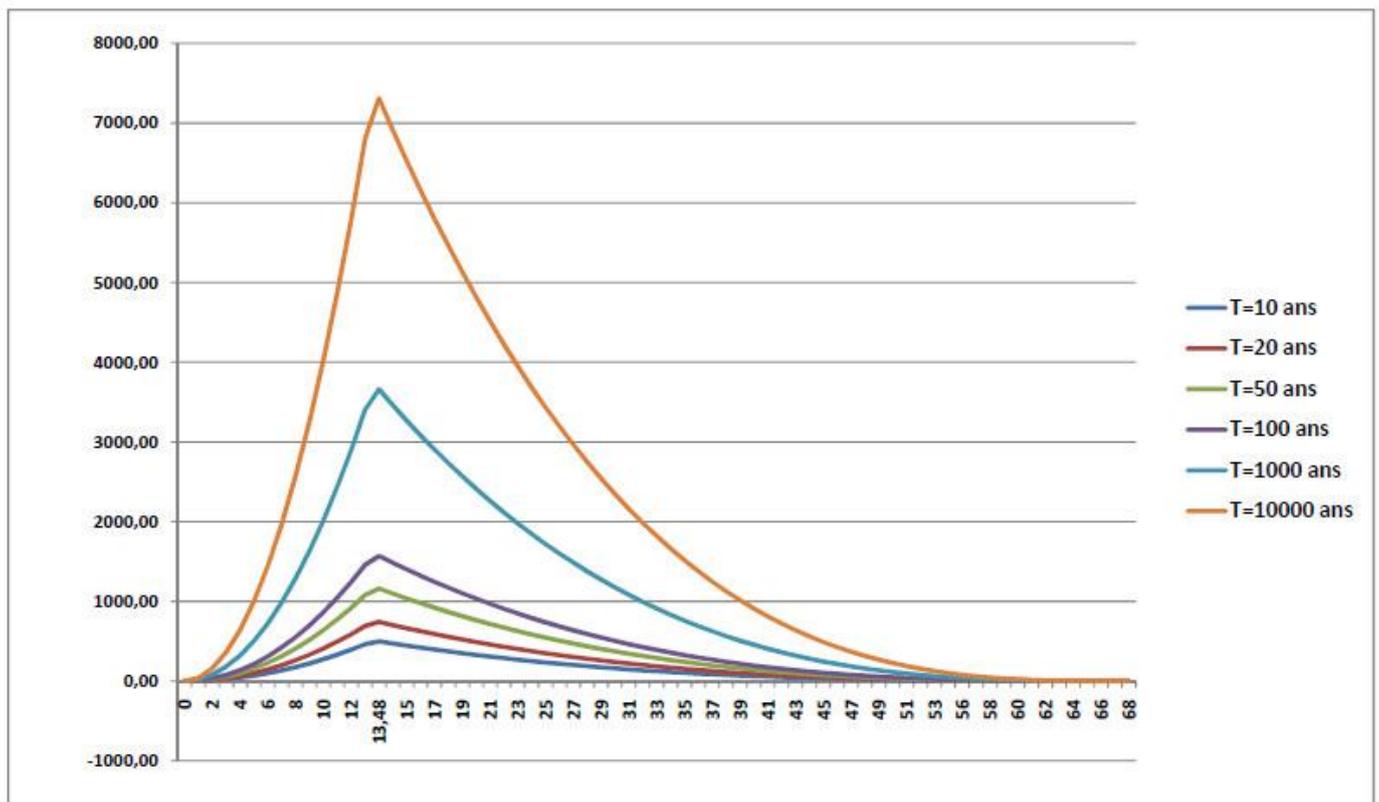


Figure N° II.17 : L’Hydrogramme des crues probables (par SOKOLOVSKY).

II.4.2 Choix de la crue de projet [4]

La crue de projet est la crue maximale que l’ouvrage doit être capable d’évacuer pour une probabilité donnée.

Autrement dit, il s’agit de chercher un compromis optimum entre l’aspect économique de la construction et les risques des crues à l’aval.

Crue de projet recommandée :

Catégories des dommages	Crue de projet recommandé de probabilité de dépassement annuelle
Elevés, Perte de vie, dommages considérables	1/100000 à 1/10000
Importants, Pas de perte de vie, dommages important	1/10000 à 1/1000
Faibles, Pas de perte de vie, dommages léger	1/1000 à 1/100

Selon les directives suisses, la crue de projet est déterminée pour une période de retour de 1000 ans.

Donc pour un débit qui vaut $Q_{0.1\%} = 3660 \text{ (m}^3\text{/s)}$.

II.4.3 Choix de la crue de chantier

La crue présente l'une des phases des régimes d'un cours d'eau, elle se caractérise par des débits et des niveaux d'eaux élevées, les crues résultant de la fonte des neiges et à partir d'averses des pluies intenses.

Pour dimensionner l'ouvrage de dérivation, il faut faire un choix du niveau de protection que l'on veut accorder au chantier contre les crues, le choix de la crue dépend du degré de risque admis.

En cas de dépassement de celle-ci, il intervient sur les dégâts qui peuvent être provoqués par une crue au cours de réalisation ; sur le coût de l'ouvrage de dérivation, sur la durée d'exécution de l'aménagement et sur sa durée de vie.

Donc on choisit la crue (20 ans) pour la conception des ouvrages de dérivation et prises d'eau.
Q_{5%} = 313.45 m³/s

II.5 Régularisation [5]

L'étude de régularisation a pour objectif la détermination du volume de la réserve utile ainsi le niveau correspondant.

Différents types de régularisation sont utilisés :

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.

II.5.1. Répartition mensuel de l'apport 80%

Tableau N° II.22 : La répartition mensuelle de l'apport 80%.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fiv	Mar	Avr	Mai	Juin	Jul	Aut	Tot
A_{80%} (Mm3)	0,86	1,53	2,14	2,78	2,32	2,08	1,9	1,73	1,11	0,42	0,35	0,41	17,63
Apport (%)	4,9	8,66	12,15	15,76	13,16	11,82	10,8	9,8	6,32	2,37	1,97	2,32	100

Source ANBT

II.5.2. Répartition mensuel des besoins

La répartition mensuelle des besoins est donnée dans le tableau suivant :

Tableau N° II.23 : Répartition mensuelle des besoins en eau.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fiv	Mar	Avr	Mai	Juin	Jul	Aut
Besoin en %	11,98	0	0	0	0	0	0	6,99	12,98	16,97	20,96	17,97
Besoin(Mm3)	2,27	0	0	0	0	0	0	0,5	2,86	3,28	4,12	4,28

Source ANBT

II.5.3. Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces»

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i - S_{i+1}}{2} \Delta H \dots\dots\dots (II.35).$$

S_i: surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau *H_i* en Km².

S_{i+1}: surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau *H_{i+1}* en Km².

ΔH: différence d'altitude entre les deux courbes de niveaux successives.

ΔV : volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives en Mm³.
 Le tableau II.24 donne les coordonnées des courbes Hauteurs-Capacité-Surface.

Tableau N° II.24 : Courbe topographiques et volumétriques

Côtes (mNGA)	S (Km ²)	S _{moy} (Km ²)	ΔH	V _{part} (Mm ³)	V _{cum} (Mm ³)
326	0				0
		0,34	4	0,2	
330	0,68				0,2
		0,525	10	2,63	
340	0,37				4,83
		0,74	10	3,7	
350	1,11				8,53
		1,735	10	8,68	
360	2,36				17,21
		3,49	10	17,45	
370	4,62				34,66
		6,42	10	19,1	
380	8,22				53,76
		10,765	10	23,83	
390	13,31				77,59
		16,545	10	32,73	
400	19,78				110,32
		23,87	10	46,35	
410	27,96				156,67

La courbe capacité hauteurs est représentée dans la figure II.18 ci- dessous

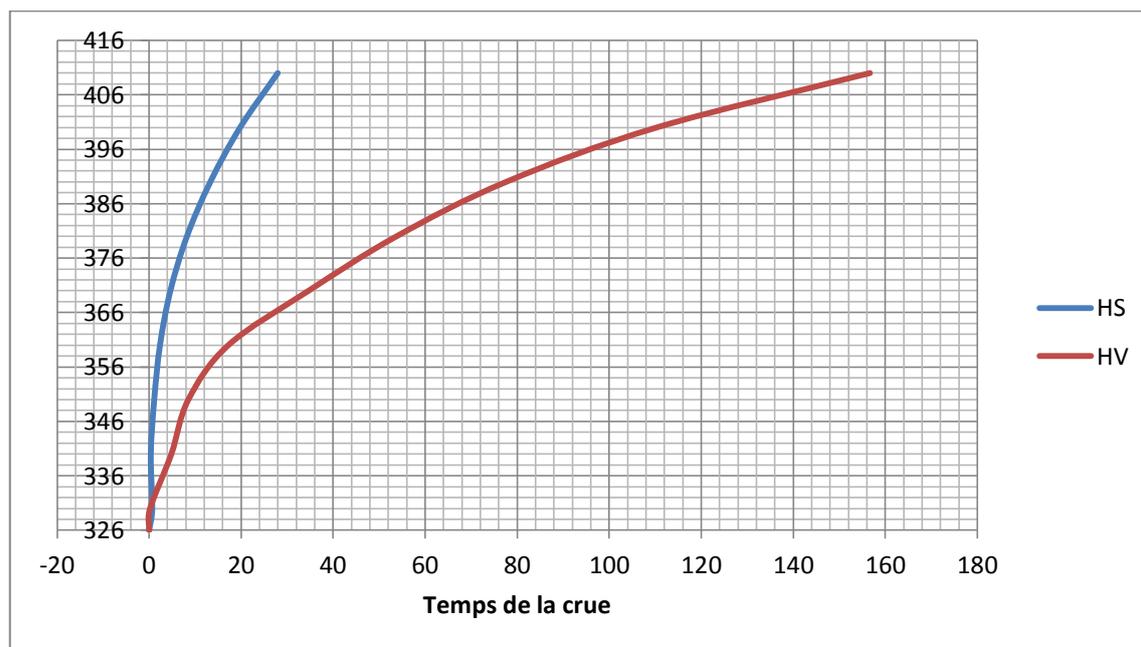


Figure N° II.18 : Courbe capacité hauteur et surface hauteur.

II.5.4. Calcul du volume utile

Tableau N° II.25 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm³)

Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes									
Mois	W (Mm ³)	U (Mm ³)	W-U (Mm ³)	1ere consigne			2eme consigne		
				Vrf (Mm ³)	Vri (Mm ³)	S (Mm ³)	Vrf (Mm ³)	Vri (Mm ³)	S (Mm ³)
				29,63	29,63		29,31	29,31	0,32
Oct	1,53	0	1,53	31,16	31,16		30,84	30,84	
Nov	2,14	0	2,14	33,30	33,30		32,98	32,98	
Déc	2,78	0	2,78	36,07	36,07		35,76	35,76	
Jan	2,32	0	2,32	38,39	38,39		38,08	38,08	
Fiv	2,08	0	2,08	40,48	40,48		40,16	40,16	
Mar	1,90	0	1,90	42,38	42,38		42,06	42,06	
Avr	1,73	0,5	1,23	43,61	43,61	0,32	43,29	43,29	
Mai	1,11	2,86	-1,75	41,54	41,54		41,54	41,54	
Jun	0,42	3,28	-2,86	38,68	38,68		38,68	38,68	
Jul	0,35	4,12	-3,77	34,91	34,91		34,91	34,91	
Aout	0,41	4,28	-3,87	31,04	31,04		31,04	31,04	
Sep	0,86	2,27	-1,41	29,63	29,63		29,63	29,63	
Tot	17,63	17,31	0,32			0,32			0,32

Du tableau (II.25) on tire:

$$V_s = 13.98 \text{ Mm}^3$$

$$V_d = 13.66 \text{ Mm}^3$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V_s > V_d \quad \text{D'où : } V_u = V_d$$

$$\text{Alors : } V_u = 13.66 \text{ Mm}^3.$$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m$$

$$V_{NNR} = 32,66 \text{ Mm}^3.$$

II.5.5. Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

➤ Pertes par évaporation / $V_{ep} = E_s \cdot S_{moy} \dots \dots \dots$ (II.36).

➤ Pertes par infiltration / $V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \dots \dots \dots$ (II.37).

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière avec des pertes sont donnés dans le Tableau (I.26) ci-dessous :

Tableau N° II.26 : Régularisation saisonnière on tenant compte des pertes en (Mm³).

Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes									
Mois	W (Mm3)	U+P (Mm3)	W-(U+P) (Mm3)	1ere consigne			2eme consigne		
				Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)	Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)
				29,63	29,63		29,63	29,63	
Oct	1,53	0,02	1,5	31,13	31,13		29,6	29,63	0,03
Nov	2,14	0,03	2,11	33,25	33,25		31,11	31,11	
Déc	2,78	0,01	2,77	36,02	36,02		33,22	33,22	
Jan	2,32	0	2,32	38,33	38,33		35,99	35,99	
Fiv	2,08	0,04	2,04	40,37	40,37		38,3	38,3	
Mar	1,90	0,03	1,87	42,24	42,24		40,34	40,34	
Avr	1,73	0,54	1,18	43,43	43,43	0,03	42,22	42,22	
Mai	1,11	2,9	-1,78	41,62	41,62		43,4	43,4	
Jun	0,42	3,31	-2,89	38,73	38,73		41,62	41,62	
Jul	0,35	4,14	-3,8	34,93	34,93		38,73	38,73	
Aout	0,41	4,28	-3,87	31,06	31,06		34,93	34,93	
Sep	0,86	4,29	-1,43	29,63	29,63		31,06	31,06	
Tot	17,63	17,60	0,03			0,03	29,63		0,03

Du tableau (II.26) : on a

$$V_s = 13.80 \text{ Mm}^3.$$

$$V_d = 13.77 \text{ Mm}^3.$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V_s > V_d \text{ D'où : } V_u = V_d$$

Alors :

$$V_u = 13.77 \text{ Mm}^3$$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m$$

$$V_{NNR} = 32,77 \text{ Mm}^3$$

Nous avons :

$$E = (V_u' - V_u) / V_u = (13,77 - 13,66) / 13,66 = 0,81\% < 2\%$$

Donc le volume utile saisonnier est de **13,77 Mm³**.

II.5.6. Régularisation interannuelle

Le volume utile dans le cas de la régularisation interannuelle est égal :

$$V_u (\text{inter}) = (\beta_s + \beta_{p \text{ lur}}) W_o = \beta_s W_o + \beta_{p \text{ lur}} W_o \dots\dots\dots (II.38).$$

β_s : composante saisonnière

$\beta_{p \text{ lur}}$: composante interannuel

W_o : l'apport moyen interannuel

On a trouvé le volume utile saisonnier en tenant compte des pertes :

$$V_u = \beta_s W_o = 13.77 \text{ Mm}^3.$$

La composante interannuelle $\beta_{p \text{ lur}}$ est déterminée en utilisant les monogrammes de Pléchkov Svaidzé, cette composante $\beta_{p \text{ lur}}$ est fonction de : $(P\% \cdot \alpha \text{ Cv} \cdot C_s \cdot r)$.

α : Coefficient de régularisation.

$P\%$: Probabilité de garantie

C_s : Coefficient d'asymétrie

Cv : Coefficient de variation de la série des débits annuels.

r : Coefficient de corrélation entre les écoulements des années voisines. Ce Coefficient est donné par le tableau de Radkovitch tableau si après :

Tableau N° II.27 : Tableau de Radkovitch r = f (M₀).

module spécifique M ₀ (l/s.km ²)	>20	20-10	10-04	04-01	<01
r	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5

On a : **M₀ = 0.598 l/s/Km² < 1**

donc : **r = 0,5**

$$V_{p \text{ lu } r} = \beta_{p \text{ lu } r} W_0 = 0,75 \cdot 23,78 = 17,84 \text{ Mm}^3.$$

Alors : **V_{uint} = V_S + V_{plur} = 13,77 + 17,84 = 31,61 Mm³**

$$\mathbf{V_{uint} = 31,61 \text{ Mm}^3}$$

Le volume au niveau normal de la retenue est: **V_{NNR} = V_m + V_{uint}** implique que :

$$V_{NNR} = 19 + 31,61 = 61,24 \text{ Mm}^3$$

$$\mathbf{V_{NNR} = 50,61 \text{ Mm}^3.}$$

A partir de la courbe capacité – hauteur on tire le niveau normal du barrage :

$$\mathbf{NNR = 387,5 \text{ m.NGA.}}$$

II.6. Laminage des crues

II.6.1. Introduction

Le calcul du laminage des crues permet de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation sans affecter la sécurité globale de l'aménagement.

$$Q dt = q \cdot dt + S \cdot dh \dots\dots\dots (II.39).$$

Ou: Q : le débit entrant de la crue.

q: le débit déversé par l'évacuateur de crue.

S: la surface du plan d'eau de la cuvette.

Le débit cumulé à l' instant 't'est:

$$Q - q = S \cdot \left(\frac{dh}{dt}\right) \dots\dots\dots (II.40).$$

Ou: (dh/dt): la vitesse de remplissage (ou de montée de la retenue).

II.6.2. La méthode de KOCHERINE

La méthode se base sur les principes suivants:

- 1-l'Hydrogramme de crue est considérée 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 concéderait comme nulles au moment de la crue.

Le débit d'évacuation est calculé d'après la formule suivante:

$$Q = mb \cdot \sqrt{2g} h^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots (II.41).$$

m: coefficient de débit dépend de la forme de déversoir m=0.49.

b: largeur du déversoir (m).

h: charge d'eau sur le déversoir dépend de la vitesse d'approche d'eau.

Avec : $H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g}$ (II.42).

H_0 : charge globale.

V_0 : vitesse d'approche d'eau déterminée d'abord dans le lit d'après la formule:

$$V_0 = \frac{Q}{S} / S = b.H.$$

Tableau N° II.28 : Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE.

données	valeurs	Largeur (m)	Hauteur (m)	Débit (m3/s)	Surface (m2)	Vitesse (m2/s)	Vd (m3)
G	9.81	200	0,5	153,46	100	1,53	260000
α	1	205	1	444,89	205	2,17	1660000
$2 * g$	19.62	210	1,5	837,26	315	,66	3060000
$(2 * g)^{0.5}$	4.43	215	2	1319,73	430	3,07	4510000
$Q_{1\%}$	3660	220	2,5	1887,27	550	3,43	5910000
$W_{1\%}$	444690000	225	3	2537,27	675	3,76	7410000
m	0.49	230	3,5	3268,37	805	4,06	8760000
		235	4	4079,99	940	4,34	10110000
		240	4,5	4972,01	1080	4,6	11660000
		245	5	5944,6	1225	4,85	13110000
		250	5,5	6998,19	1375	5,09	14510000
		255	6	8133,34	1530	5,32	16060000
		260	6,5	9350,72	1690	5,53	17510000
		265	7	10651,1	1855	5,74	19000000
		270	7,5	12035,3	2025	5,97	20310000
		275	8	13504,2	2200	6,14	21760000

On fait le calcul en variant la largeur (**b**) et les résultats sont donnés par les tableaux suivants:

Tableau N°II.29 : Détermination de H_0 et Q en fonction de b par la méthode de Kotcherine.

Largeur(m)	Hauteur(m)	Débit laminé (m3/s)
200	3	3115,1
210	2,9	3114,32
220	2,8	3098,64
230	2,7	3068,08
240	2,6	3022,58
250	2,5	2962,2
260	2,4	2905,39
270	2,3	2835,1

La détermination de la largeur du déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après le traçage du graphe $Q_{lam} = f(h)$ déterminée par la formule:

$$Q_{lam} = Q_{\%} \left(1 - \frac{V_{ch}}{V_{cr}} \right) \dots \dots \dots (II.43).$$

$Q_{\%}$: débit maximum de crue considérée en m3/s.

V_{ch} : volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur.

$$V_{cr}: \text{volume de la crue correspondant au } Q_{\%} \text{ en m3. } \sqrt{V_{cr}} = \frac{1}{2} q_{\%} T_b \dots \dots \dots (II.44).$$

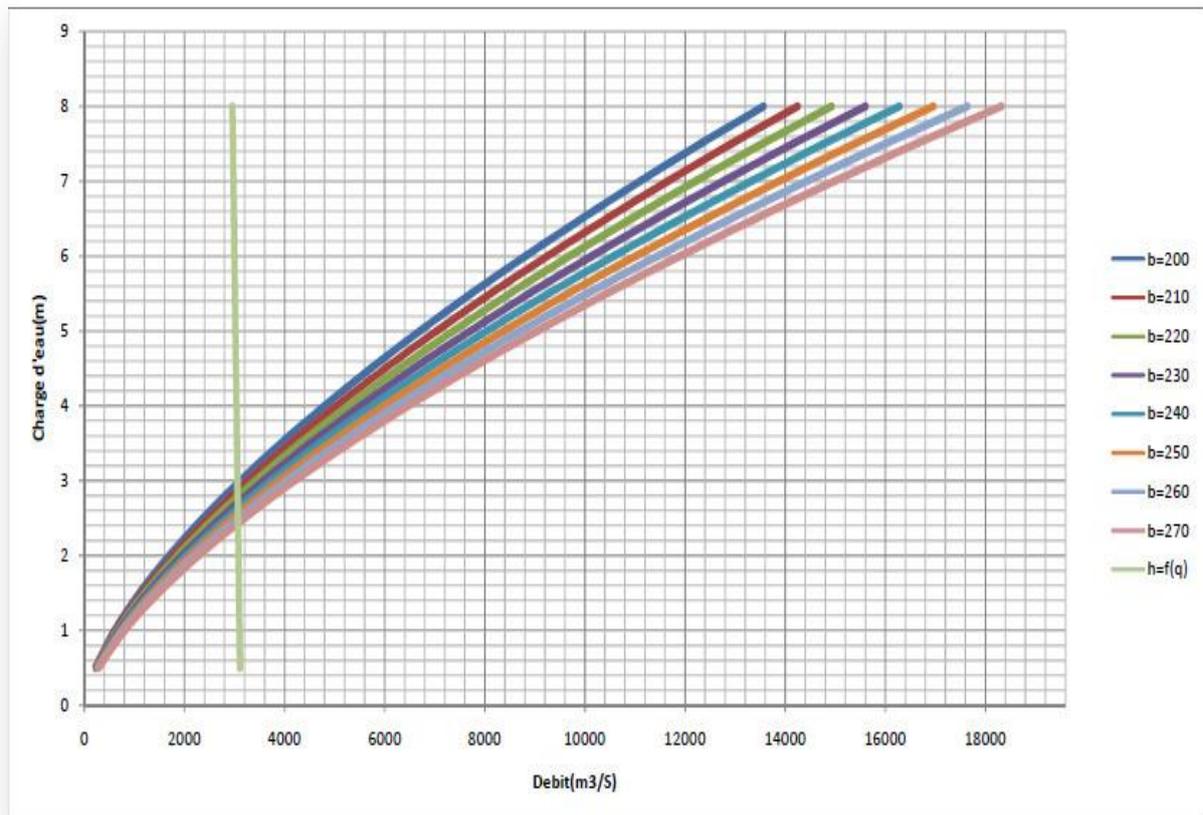


Figure N° II.19 : Courbes de $H = f(Q, q)$.

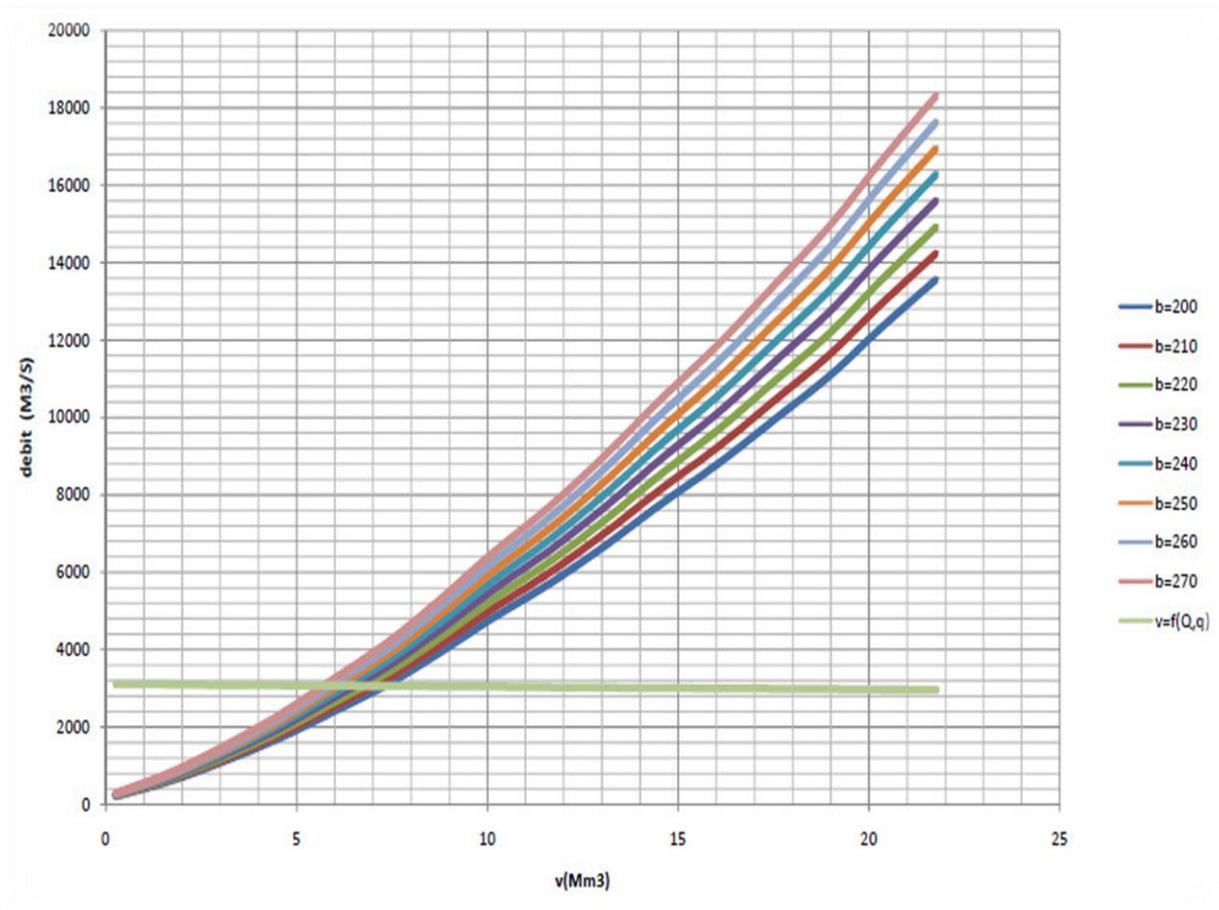


Figure N° II.20 : COURBES $V=f(Q, q)$.

II.6.3. Etude d'optimisation [6]

Le but de l'étude d'optimisation est de déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue correspondante à la hauteur optimale de la digue, afin d'obtenir le devis le plus économique de l'aménagement.

II.6.3.1. La revanche

C'est la tranche comprise entre la crête du barrage et la côte des plus hautes eaux.

La revanche minimale est donnée par la relation suivante :

$$R = H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (II.45).$$

La hauteur des vagues H est estimé a l'aide des formules suivantes :

A. Formule de Stevenson

$$H = 0.75 + 0.34 F^{0.5} - 0.26 F^{0.25} \dots\dots\dots (II.46).$$

F: le Fetch F = 3 Km.

B. Formule de Molitor

$$H = 0.75 + 0.032 (U.F)^{0.5} - 0.27 F^{0.25} \dots\dots\dots (II.47).$$

U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ; U= 9.86 Km/h.

C. Formule de Mallet-paquant

$$H = 0.5 + 0.33 (F)^{0.5} \dots\dots\dots (II.48).$$

Il existe aussi la formule simplifiée pour qui donne directement la revanche :

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{f} \dots\dots\dots (II.49).$$

La vitesse de propagation des vagues est donnée par la relation de Gaillard :

$$V = 1.5 + 2H \dots\dots\dots (II.50).$$

H : hauteur des vagues (m).

Tableau N° II.30 : Les différents résultats de la revanche.

Formule	H (m)	V (m/s)	R (m)
Stevenson	1	3,5	1,65
Molitor	0,55	2,65	0,93
Mallet-paquant	1,05	3,65	1,72
Simplifiée	/	/	1,55

Pour des raisons de sécurité on prend : **R=2 m.**

II.6.3.2. La largeur en crête

La largeur du barrage prés lorsque la retenue est plaine. Elle permet la circulation des engins pour la construction du barrage et les éventuels pour les eaux ultérieurs.

La largeur en crête peut être évaluée à l'aide des formules suivantes :

- **Formule T.KNAPPEN** —————→ $b_{cr} = 1.65H_b^{0.5} \dots\dots\dots (II.51).$

- **Formule E.F.PREECE** —————→ $b_{cr} = 1.1H_b^{0.5} + 1 \dots\dots\dots (II.52).$

- **Formule SIMPLIFIEE** —————→ $b_{cr} = 3.6H_b^{1/3} - 3 \dots\dots\dots (II.53).$

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t \dots\dots\dots (II.54).$$

On admet une valeur de t =0.5 m pour le tassement du barrage en BCR.

Tableau N° II.31 : les hauteurs du barrage pour différentes charges déversées.

B déversoir	NPHE	H déverse	Hb	largeur en crete			moy	Cote crete
				KNAPPEN	PREECE	SIMPLIFIEE		
200	390,50	3	73,00	14,10	10,40	11,83	12,11	393,00
210	390,40	2,9	72,90	14,09	10,39	11,82	12,10	392,90
220	390,30	2,8	72,80	14,08	10,38	11,81	12,09	392,80
230	390,20	2,7	72,70	14,07	10,37	11,80	12,08	392,70
240	390,10	2,6	72,60	14,06	10,36	11,79	12,07	392,60
250	390,00	2,5	72,50	14,05	10,35	11,78	12,06	392,50
260	389,90	2,4	72,40	14,04	10,34	11,77	12,05	392,40
270	389,80	2,3	72,30	14,03	10,33	11,76	12,04	392,30

On opte pour une largeur en crête : $b_{cr}=13m$.

II.6.3.3. Calcul du volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage, on peut calculer les volumes de la digue correspondants aux différentes largeurs déversantes, en utilisant les formules citées précédemment.

Le volume et le coût des différentes digues sont donnés dans le tableau ci-après.

Tableau N° II.32: volume et coût de la digue pour différentes largeurs déversantes.

B deversoir	volume de la digue	cout de digue
M	m3	million de DA
200	2057611,54	11522,62462
210	2029075,83	11362,82462
220	2026474,01	11348,25444
230	2019219,25	11307,62782
240	2011097,44	11262,14567
250	2003766,4	11221,09186
260	1997140,66	11183,98772
270	1990644,41	11147,60872

II.6.3.4. Calcul du coût de l'évacuateur de crues

◆ Coût du déversoir

La section transversale du déversoir est obtenue en schématisant le profil du déversoir pour la charge déversant et donnée par l'expression suivante :

$$\frac{Y}{X} = 0,47 \left(\frac{X}{H}\right)^{1,8} \dots\dots\dots (II.55).$$

Avec : H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{dév} = S*b \dots\dots\dots (II.56).$$

S: Section transversal (m²).

b : Largeur déversant (m).

Le prix du mètre cube du BCR est estimé à 5600 DA.

Tableau N° II.33 : Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs.

Profil N°	B (m)	hdév (m)	S (m ²)	V (m ³)	Coûts (Millions de DA)
1	200	3	2280,30	456060,12	2553,936658
2	210	2,9	2265,53	475760,38	2664,258105
3	220	2,8	2282,62	502177,42	2812,193571
4	230	2,7	2300,63	529145,66	2963,215713
5	240	2,6	2317,89	556293,02	3115,24093
6	250	2,5	2335,23	583808,37	3269,326885
7	260	2,4	2352,69	611698,88	3425,513721
8	270	2,3	2370,26	639969,69	3583,83027

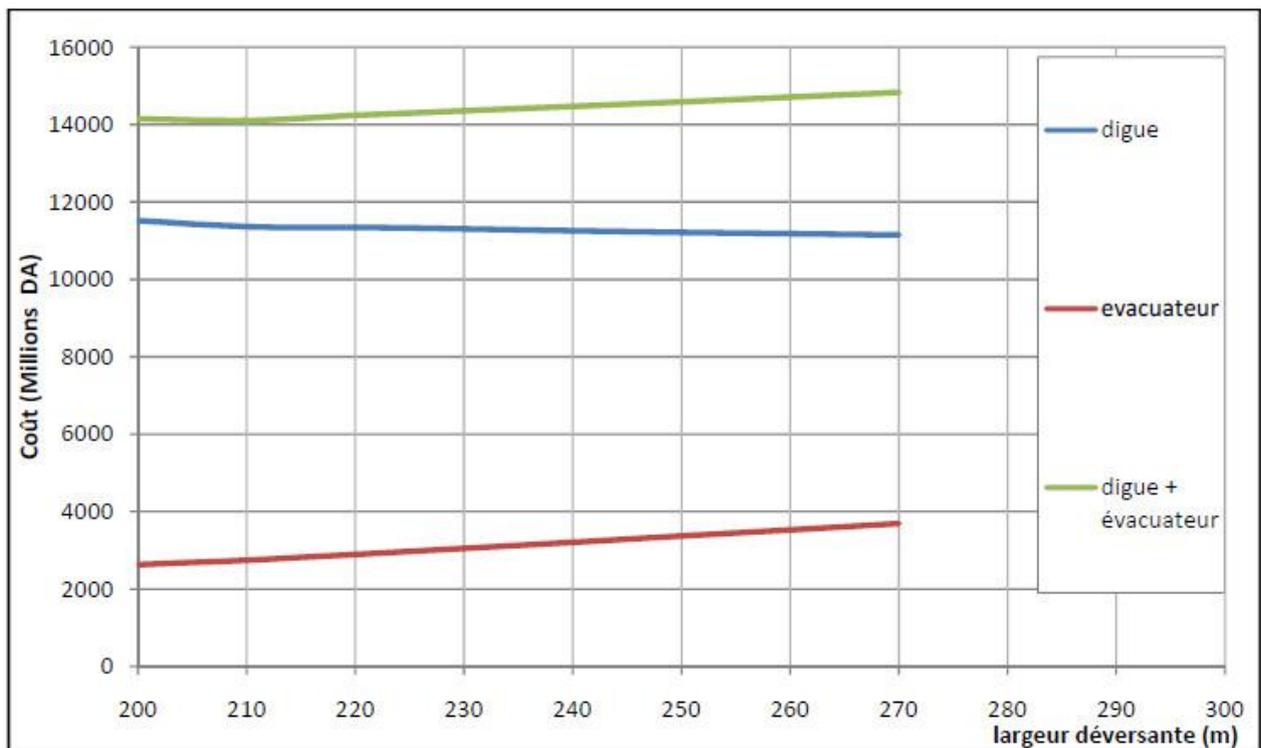


Figure N° II.21 : courbe d'optimisation.

II.6.4. laminage pour un déversoir de largeur $b=210$ m

Traçant la courbe des débits déversant en fonction de la variation du volume d'eau au-dessus du déversoir en prenant un pas de 2 heures.

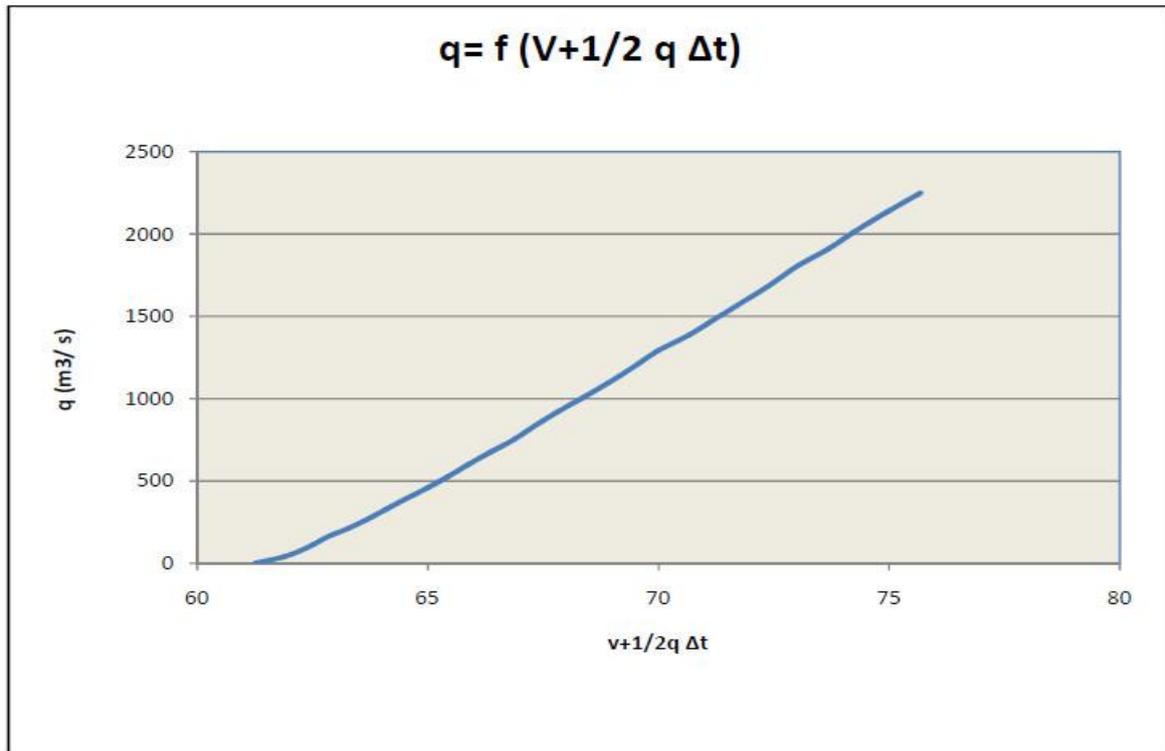


Figure N° II.22: courbe de débit déversant.

Le laminage se fait comme suit :

- Pour $t=0$ on a $V_1=V_{NNR}$.
- de la courbe $q=f(V+1/2 q \Delta t)$ on tire q_1 .

On calcule : $(Q_1 - \bar{q}_1)$ et $(Q_1 - \bar{q}_1) \Delta t$

- $V = V + (\bar{Q}_1 - q_1) \Delta t$.

Conclusion

Après avoir tracé la courbe d'optimisation de la digue et de l'évacuateur de crue, notre choix a été basé sur le coût total Optimal.

La courbe superposée des coûts totaux donne un point optimum correspondant à une largeur de déversoir optimale « $b=210$ m » ce qui correspond à une hauteur déversée $h=3$ m et un débit laminé $Q=2251$ m^3/s . avec une hauteur du barrage $H_b=73$ m, à une cote en crête optimale de la digue égale à 392.4 m NGA.

CHAPITRE III : ETUDE DES VARIANTES DE L'EVACUATEUR DE CRUE

III.1. Etude des variantes

III.1.1. Généralités

L'évacuateur des crues est un ouvrage à seuil libre avec un déversoir est à crête rectiligne. Il est dimensionné afin d'éviter toute submersion de la digue engendrant une perte de l'ouvrage vu le risque important de rupture.

Ainsi, l'ouvrage doit permettre le déversement du débit maximum haut delà de la côte maximale des eaux au niveau de la retenue.

III.1.2. Critères de choix de l'évacuateur de crue

Les principaux critères à prendre en considération pour le choix de l'évacuateur de crues sont:

- ✚ La sûreté et la sécurité de fonctionnement.
- ✚ Les difficultés de réalisation.
- ✚ Les exigences typographiques du site.
- ✚ Les exigences géologiques du site.
- ✚ La facilité d'entretien.
- ✚ La facilité de modification.
- ✚ Le coût de l'ouvrage.

III.2. Conception détaillée des variantes

III.2.1. Étude de la 1^{ère} variante (évacuateur de crue centrale en marche d'escalier)

III.2.1.1. Introduction

Cette variante est recommandée pour une forte pente de l'évacuateur de crue. Il constitué d'une série de gradins à giron horizontal et à contre marche verticale ou inclinée, la longueur de chaque marche est fixée de telle sorte que, la nappe déversée par la marche immédiatement supérieure, dissipe une partie de son énergie dans l'épaisseur du courant ou dans le ressaut de fond et se transforme en écoulement tranquille vers la marche suivante.

III.2.1.2. Données de départ

- largeur déversant : $L = 210\text{m}$.
- Débit évacué : $Q_{\text{dév}} = 2251 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Charge hydraulique : $H = 3\text{m}$.
- Côte de la retenue normale : $\text{NNR} = 387.5 \text{ m NGA}$.
- Cote du fond : $C_f = 326\text{m NGA}$.
- Coefficient de rugosité pour le béton : $0.014\text{m}^{-1/3}\text{s}$ (rugosité équivalent en sable).
- Pente de coursier (pente de parement aval du barrage) $1v=0.85H$ ($\varphi = 49.64^\circ$)
- La vitesse d'approche est donnée par la formule : $\mathbf{V_a=Q/ S}$

Avec :

- Q : Débit à évacuer (m^3/s).
- S: Section du canal (m^2) = $h \times b$
- h: Charge d'eau (m) = $H + P$
- P : Hauteur de pelle (61,5 m)
- H : Lame déversant (3,0 m).

D'où : $V_a = \frac{2251}{210 \times (61,5+3)} = 0,17 \text{ m/s}$ $V_a < V_{adm} = (4.4-10) \text{ m/s}$ (donc pas de risque de l'érosion).

III.2.1.3. Le canal d'entrée

Le canal d'entrée se comporte comme un déversoir à large seuil, il fonctionne comme une section de contrôle, son dimensionnement est en fonction des contraintes de stabilité et de débit de pointe de l'hydrogramme.

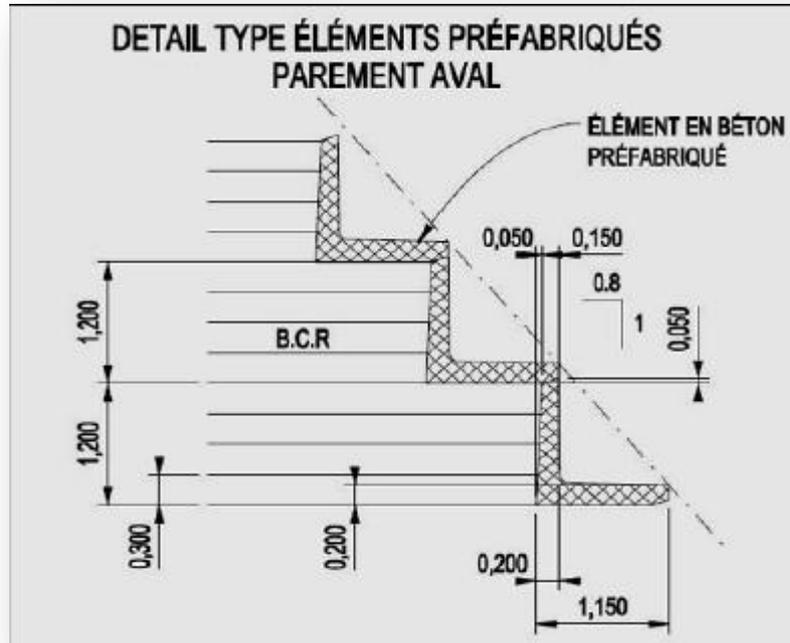


Figure N° III.01: Evacuateur de crue en escalier.

III.2.1.4. Choix de la hauteur des marches

Nouvelles études ont démontrées que la hauteur optimum des marches (S_{opt}) peut être calculée comme : $S_{opt} = 0.3 * h_c$ / Où h_c est la hauteur critique.

Pour $Q_0, 1\% = 2251 \text{ m}^3/\text{s}$

On a $h = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = 2,27 \text{ m}$ / $q=Q/B$ (Débit spécifique).

Alors : $S_{opt} = 0,7 \text{ m}$.

Par conséquent on a opté pour une hauteur de marche de 1m.

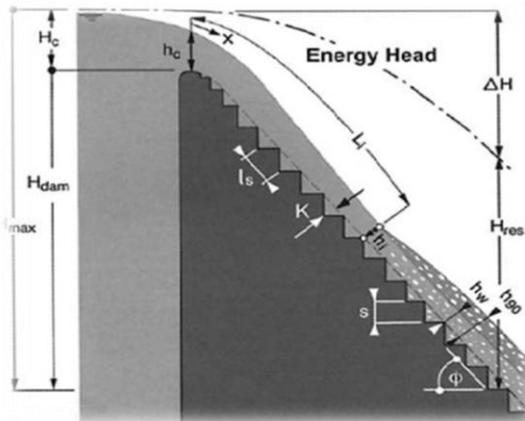


Figure N° III.02 : Evacuateur de crue en escalier.

III.2.1.5. Les caractéristiques hydrauliques du courant sur le coursier

A. Contrôle pour l'occurrence du Courant en flottant sur les marches

- Pour des valeurs de débit inférieures à environ 130 m³/s on est en présence de « nappe flow »
- Pour tous les débits plus grands par contre on est en présence de « skimming flow » (voir figure ci-dessous).

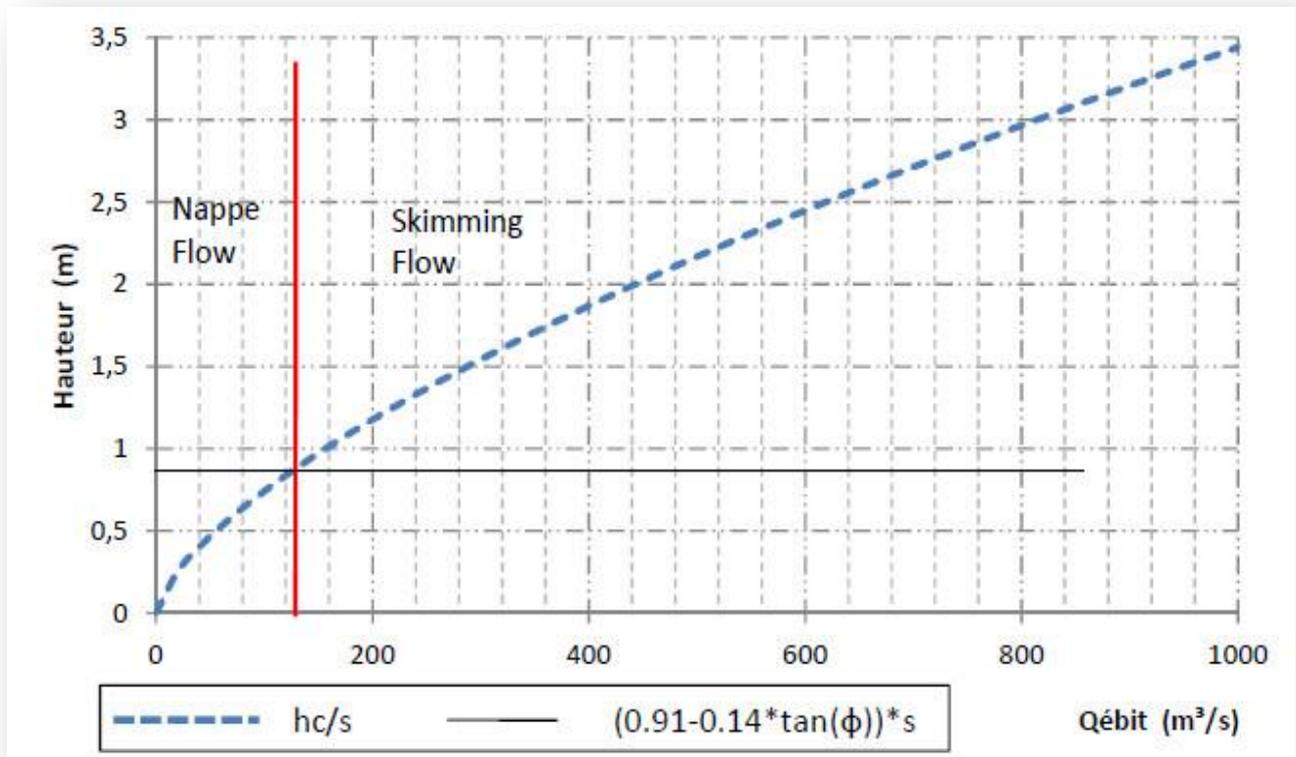


Figure N° III.03 : évacuateur en escalier ; limite entre (nappe flow et skimming flow).

✓ Si $\frac{h_c}{s} > 0.91 - 0.14 * \tan\phi \Rightarrow$ skimming flow.

✓ Si $\frac{h_c}{s} < 0.91 - 0.14 * \tan\phi \Rightarrow$ nappe flow.

B. Calcul de la longueur « Li » de la zone de courant non-aéré

$$L = K * 9.72 * Fr^{0.86} \dots\dots\dots (III.01).$$

L : longueur de la zone de courant non-aéré.

$K = s * \cos\phi$ Selon la hauteur de rugosité.

Fr: nombre de Froude / $Fr = \frac{q}{\sqrt{g \cdot \sin\phi \cdot s^3}}$

Donc $K = s \cdot \cos\phi = 0,64m$ et pour des valeurs croissantes de débit on aura ce tableau :

Tableau N° III.01: longueur Li de la zone de courant non aéré pour débits différents.

débit Q (m3/s)	50	100	200	300	500	1000	2000	2251
débit spécifique q (m2/s)	0,24	0,48	0,95	1,43	2,38	4,76	9,52	10,72
Hauteur critique hc	0,18	0,28	0,45	0,59	0,83	1,32	2,10	2,27
Fraude Fr	0,52	1,5	1,57	2,09	2,61	3,14	3,66	3,92
Li	3,55	6,5	9,20	11,75	14,2	16,70	19	20,15

Pour le débit de projet le courant commence à être aéré après environ 20.15 m de la crête du déversoir (la longueur totale du coursier est de 96.3m).

C. Distance de début du courant uniforme

La distance Lu de début du courant uniforme est calculée avec la formule suivante:

$$L_u = \frac{8.6 * q^{0.71}}{s^{0.07} * \cos\phi^{0.07} * \sin\phi^{0.28}} \dots\dots\dots (III.02).$$

Tableau N° III.02: la longueur d'eaux non aérée sur le coursier.

Débit : Q (m3/s)	50	100	200	300	500	1000	2000	2251
q (m ² /s)	0,24	0,48	0,95	1,43	2,38	4,76	9,52	10,72
Lu	12.32	20.16	26.88	32.98	38.64	43.98	49.05	51.55

Pour les débits plus grands de 240 m³/s le courant uniforme n'est pas obtenu.

III.2.1.6. Caractéristiques hydrauliques à la fin du coursier

Pour le calcul de l'énergie résiduaire a la fin du coursier on a utilisé la formule suivante :

$$H_{res} = h_w * \cos\phi + \alpha * \frac{q^2}{2 * g * h_w^2} \dots\dots\dots (III.03).$$

Où : $\alpha = 1.21$ = coefficient d'énergie cinétique (valeur moyenne).

$$h_w = \frac{h_{w,u}}{1 - \left(1 - \frac{h_{w,u}}{h_c}\right) * \exp\left(-\frac{10}{3} * \frac{h_{w,u}^2 * \sin\phi}{h_c^3} * x\right)} = \text{hauteur d'eau claire équivalente}$$

$$h_{w,u} = 0.23 * (\sin\phi)^{-\frac{1}{3}} * h_c \dots\dots\dots (III.04).$$

Pour les deux valeurs principales de débit on obtient :

Tableau N° III.03 : caractéristiques hydraulique à la fin de coursier.

débit Q (m ³ /s)	2251
x (m)	96.25
h _{w,u} (m)	0.571
h _w (m)	0.572
H _{res} (m)	22.1

III.2.1.7. Détermination de la hauteur des bajoyers du coursier

Pour le calcul de la hauteur des bajoyers du coursier on fait référence à un paramètre caractéristique des courants aérés, c'est à dire la hauteur d'eau équivalente à une concentration d'air de 90% qu'on calcule par la formule suivante :

$$h_{90} = 0.55 * \left(\frac{q^2 s}{g * \sin \phi} \right)^{1/4} * \tanh \left(\frac{\sqrt{g * s * \sin \phi}}{3 * q} * (x - L_i) \right) + 0.42 * \left(\frac{q^{10} s^3}{(g * \sin \phi)^5} \right)^{1/18} \dots \dots \dots \text{(III.05)}$$

La hauteur des bajoyers du coursier conseillée par la littérature technique est par conséquent

$$h_{\text{bajoyers}} = \eta * h_{90} \text{ Où } \eta = 1.5 = \text{facteur de sécurité}$$

Donc pour les crues de projet, en considérant L_i calculé = 20.15 m ; On obtient:

Tableau N° III.04 : Autre caractéristiques hydraulique a la fin de coursier.

débit Q (m ³ /s)	2251
L _{coursier} (m)	96.3
h ₉₀ (m)	2
h _{baj} (m)	3

On adopte une hauteur des bajoyers de 3m.

III.2.1.8. Dissipateur d'énergie

Le parement amont de seuil est composé de marche d'escalier de 1m d'hauteur afin de dissiper l'énergie d'une part et de réduire les affouillements a l'aval.

La largeur de bassin a la même largeur que le coursier **B=210m.**

$$q = 10.72 \text{ m}^2/\text{s}.$$

$$H_{w,u} \text{ (m)} = 0.572 \text{ m}.$$

$$H_{res} = 22.1 \text{ m}.$$

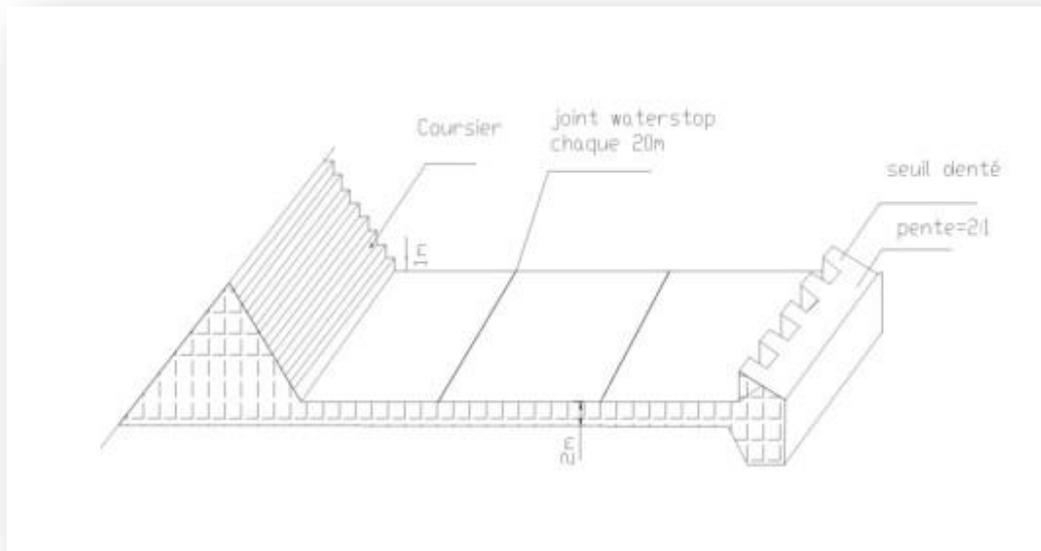


Figure N° III.04 : Schéma de bassin de Dissipation de l'évacuateur en marche d'escalier.

Nous avons :

La vitesse d'eau (V_a) dans le bassin de dissipation est :

$$V_a = 0.93 \sqrt{2g \left(H - \frac{H_{dév}}{2} \right)} \dots\dots\dots (III.06).$$

H : hauteur d'eau par rapport au fond du bassin.

Le débit (Q) qui passe dans le bassin de dissipation est : $Q = V_a \cdot h_1 \cdot B \dots\dots\dots (III.07).$

La hauteur h_1 est l'inconnu dans ces deux équations.

On a : $h_2 = \left(\frac{h_1}{2} \right) (\sqrt{1 + 8Fr^2}) - 1 \dots\dots\dots (III.08).$

La longueur de ressaut hydraulique $L_{ressaut} = 6(h_2 - h_1) \dots\dots\dots (III.09).$

La longueur de bassin de dissipation $L_{bassin} = (0.8 - 1.25) L_{ressaut} \dots\dots\dots (III.10).$

Le nombre de Froude $Fr = \frac{V_a}{gh_1} \dots\dots\dots (III.11).$

La vitesse théorique au pied de barrage $V_t = \sqrt{2g \left(H - \frac{h_{dév}}{2} \right)}$.

A.N : $V_t = \sqrt{2 * 9.81 \left(22.1 - \frac{3}{2} \right)} = 20.1 \text{m/s}.$

La hauteur d'eau amant $h_1 = \frac{q}{V_a} = \frac{Q}{V_a B} = \frac{2251}{210 * 20,13} = 0.53 \text{m}.$

Alors : $Fr = \frac{V_a}{gh_1} = 8.83.$

$$h_2 = \left(\frac{0.53}{2}\right) (\sqrt{1 + 8(8.83)^2}) - 1 = 5.62m.$$

Donc : $L_{ressaut} = 6(h_2 - h_1) = 31m.$

$$L_{bassin} = (0.8 - 1.25) L_{ressaut} = 40m.$$

On a $Fr > 4.5$
 $V_a > 15m/s$ } \Rightarrow Bassin de dissipation type III.

Tableau N° III.05 : Résultats de bassin de dissipation.

Largeur du bassin(m)	210
Hauteur d'eau claire équivalent hw(m)	0.572
Vitesse équivalent a la basse du coursier V (m/s)	20.1
Nombre de Froude a la basse du coursier Fr	8.83

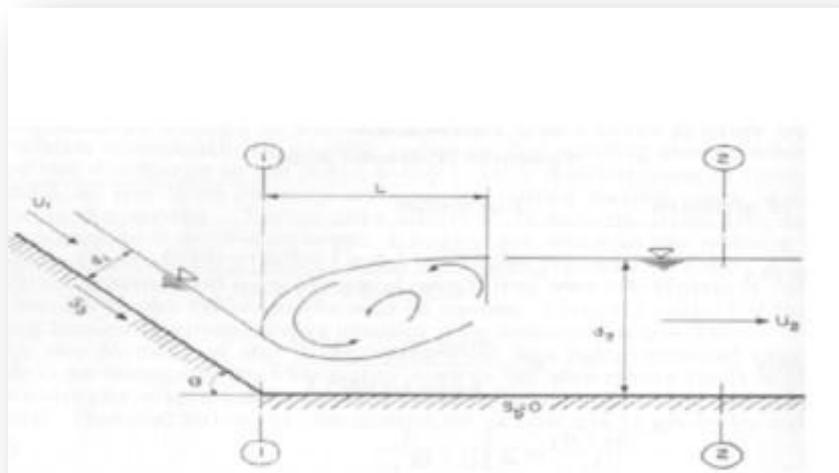


Figure N° III.05 : Schéma du ressaut hydraulique.

III.2.1.9. Calcul de l'épaisseur de bassin de dissipation

Le bassin est en béton armé, donc son épaisseur est de :

$$T_{Bassin} = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{10}\right) L_{Bassin} \dots\dots\dots (III.12).$$

$$T_{Bassin} = \left(\frac{1}{10}\right) * 40 = 4m.$$

Pour assurer la stabilité au renversement, il faut que $T_{Bassin} < 0.4h_2$, Donc on prend $T_{Bassin} = 2m.$

III.2.1.10. Dimensionnement du seuil denté

$$Z_2 = 0.2h_2 = 0.2 * 5.62 = 1.12\text{m.}$$

$$\alpha_2 = 0.15h_2 = 0.84\text{m.}$$

$$e_2 = 0.15h_2 = 0.84\text{m.}$$

Avec : Z_2 : hauteur de seuil denté.

α_2 : Epaisseur de seuil denté.

e_2 : Espacement entre deux seuils dentés successifs.

$$\text{Nombre des seuils denté} = \frac{210}{(0.84+0.84)} = 125 \text{ seuil denté.}$$

III.2.1.11. La hauteur des murs bajoyers sur le bassin de dissipation

$$H_m = h_e + r \text{ / Avec :}$$

H_m : hauteur des murs bajoyers.

h_e : hauteur d'eau $h_e = 5.62\text{m.}$

r : Marge de sécurité, $r = 0.61 + 0.14(Va/3) = 1.55.$

Donc : $H_m = 7,17\text{m}$, on prend $H_m = 7.2\text{m.}$

III.2.1.12. Calcul de la risberme

La longueur de la risberme est calculée comme suite :

$$L_{ris} = 8 * h_{cr} \dots\dots\dots (III.13).$$

$$\text{Tel que : } h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q_{ris}^2}{g}} = 2.27\text{m}$$

$$\text{Donc : } L_{ris} = 8 * 2.27 = 18.16\text{m}$$

Tableau N° III.06 : Dimensions de la risberme.

La longueur (m)	18.2
La largeur (m)	210

III.2.2. Étude de la 2^{ème} variante (évacuateur de crue a déversoir profilé)

III.2.2.1. Canal d'amenée

La vitesse d'approche est donnée par la formule : $V_a = Q / S$.

D'où : $V_a = \frac{2251}{210 \cdot (61,5+3)} = 0,17 \text{ m/s}$ $V_a < V_{adm} = (4.4-10) \text{ m/s}$ (donc pas de risque de l'érosion).

III.2.2.2. Le déversoir

On adopte à un déversoir à profil Creager qui a l'avantage d'éviter toute suppression qui provoque la cavitation et l'érosion par la suite.

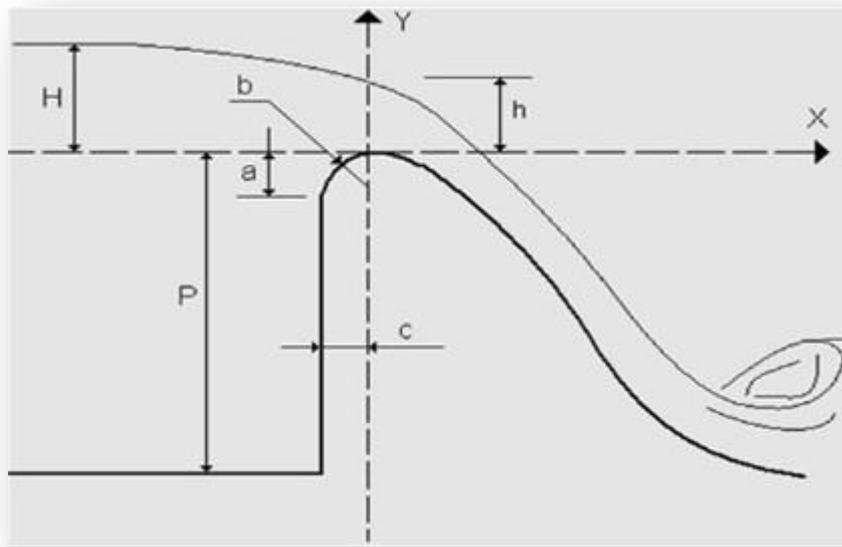


Figure N° III.06 : Les paramètres du profil d'un déversoir.

On a :

$a = 0.12.H = 0.36\text{m}$

$b = 0.4.H = 1.2\text{m}$

$c = 0.3.H = 0.9\text{m}$

Les coordonnées de profil de déversoir sont données par la formule suivante :

$Y = 0.5 \frac{x^{1.85}}{H^{0.85}} \dots\dots\dots (III.14).$

les résultats du calcul des coordonnées (x,y) sont représentés dans le tableau ci-dessous :

X(m)	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	5,5
Y(m)	-0,06	-0,2	-0,43	-0,73	-1.1	-1,54	-2,05	-2,63	-3.27	-3,97	-4,74

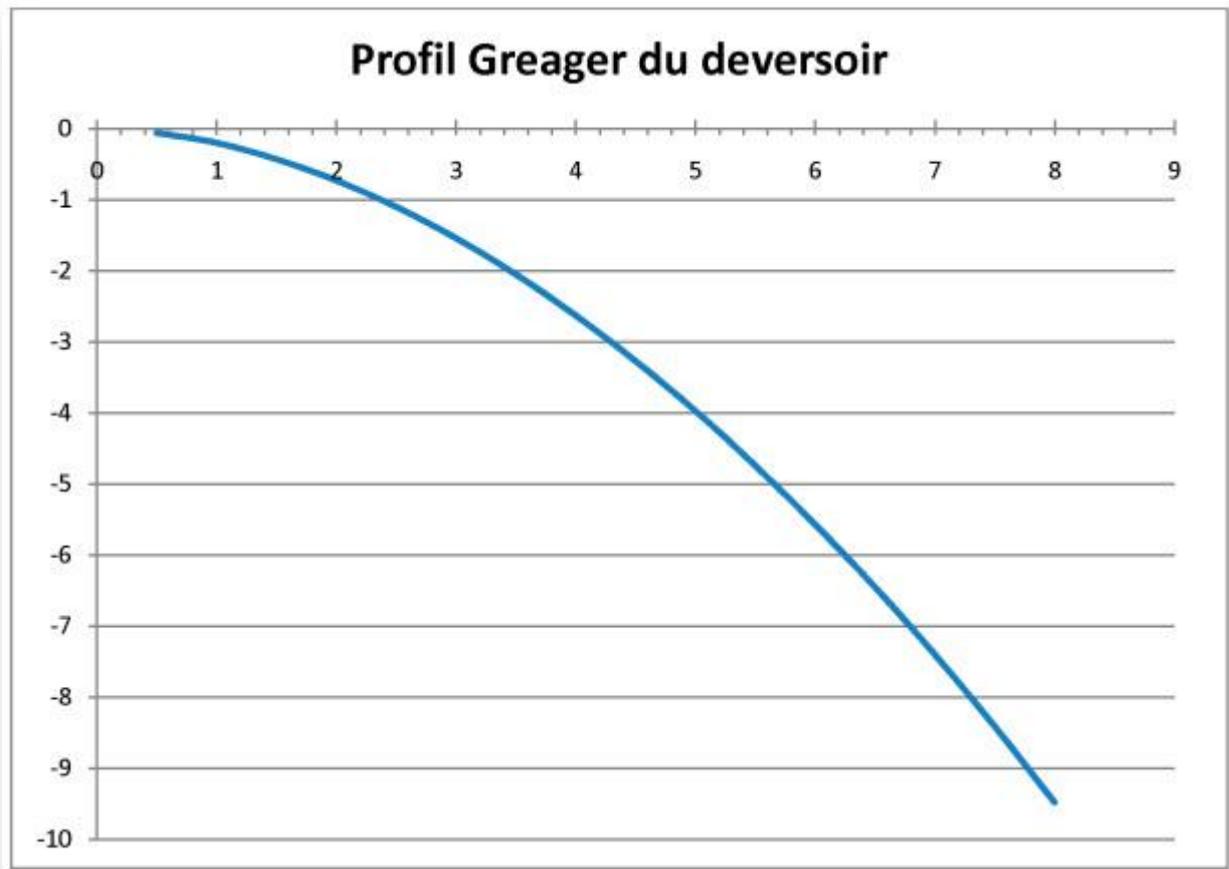


Figure N° III.07 : Profil de déversoir.

III.2.2.3. Calcul de rayon de raccordement

$$r_1 = 0.5H_{dév} = 1.5\text{m}$$

$$r_2 = 0.2H_{dév} = 0.9\text{m}$$

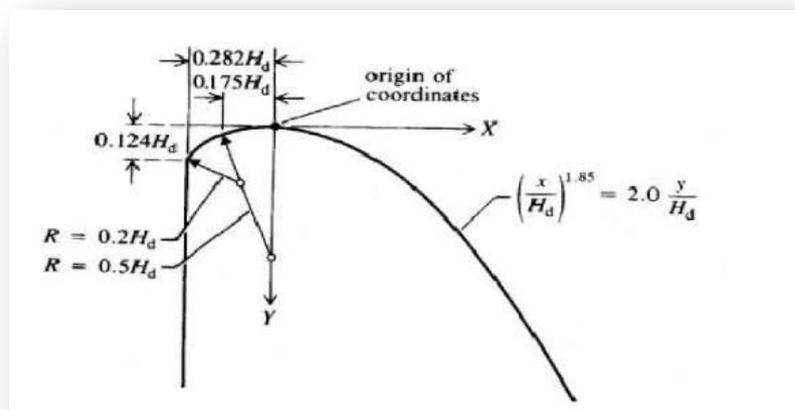


Figure N° III.08 : rayon de raccordement de la partie amant de déversoir.

III.2.2.4. Bassin de dissipation

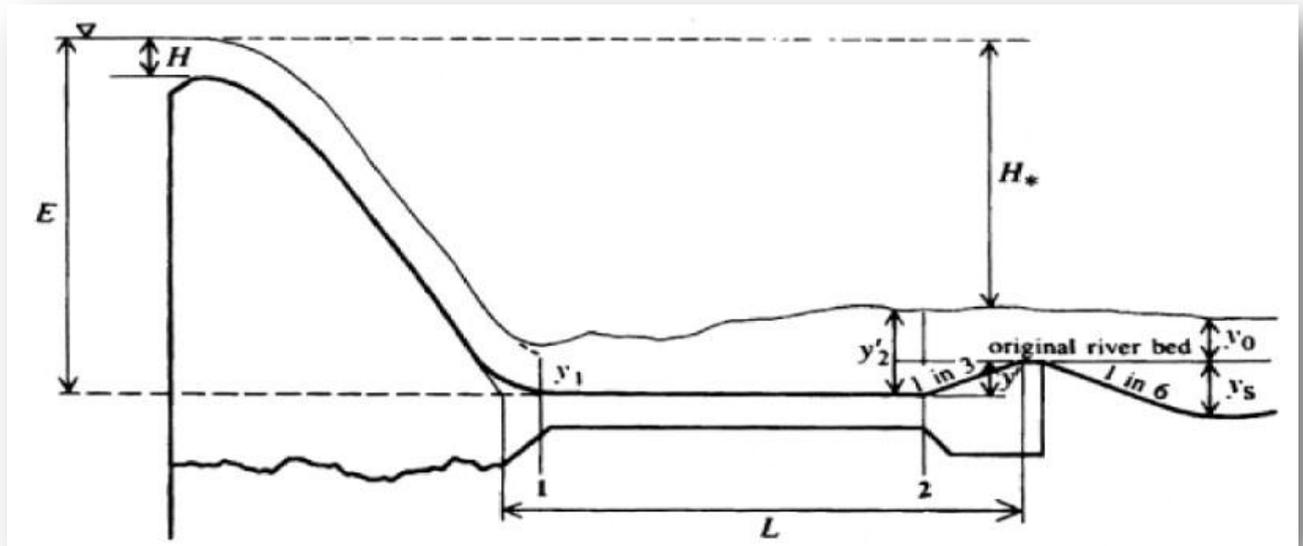


Figure N° III.09: différents paramètres du bassin de dissipation.

A. Calcul Hydraulique du bassin de dissipation

*Calcul de la fonction auxiliaire

$$\phi = \frac{q}{\varphi} \cdot E_0^{3/2} \dots \dots \dots (III.15)$$

Avec φ : coefficient de répartition des vitesses ($\varphi = 0,95$ cas d'un barrage déversoirs)

q : le débit spécifique $q = Q / B = 2251 / 210 = 10.72 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$

$$E_0 = E + \alpha V^2 / 2g$$

$$E_0 = P + H + \alpha V^2 / 2g + d$$

V : vitesse d'approche tel que $V = 0,17 \text{ m/s}$

d : marge de sécurité (0,5 – 1) m on prend $d = 1 \text{ m}$

$$P = 61.5 \text{ m}$$

$$E_0 = 61.5 + 3 + 1 * 0,17^2 / 2 * 9,81 + 1 = 66.5 \text{ m}$$

$$E_0 = 66.5 \text{ m}$$

*Détermination des valeurs de τ' et τ'' pour la fonction auxiliaire correspondante

$$\phi = 10.72 / 0,95 * 66.5^{3/2} = 0,0187 \quad \phi = 0.0187$$

$\phi = 0,0187$ à partir de tableau on trouve

$$\tau' = 0,005 \text{ et } \tau'' = 0,127.$$

*Calcul des hauteurs conjuguées

$$H_1 = \tau' E_0 \quad H_1 = 0.33 \text{ m}$$

$$H_2 = \tau'' E_0 \quad H_2 = 8.45 \text{ m}$$

On compare h_2 avec le tirant d'eau h_{av} : $H_2 = 8.33 \text{ m} < h_{av} = 0 \text{ m}$; donc :

Le ressaut est dénoyé, d'où on doit dimensionner un bassin de dissipation pour dissiper l'énergie induite par le changement du régime d'écoulement.

*Dimensionnement

$$Z = NNR + H - C_f$$

$$Z = 387.5 + 3 - 326 = 64.5 \text{ m}$$

Soit (L) la longueur du bassin de dissipation et (L) sa largeur et soient (h_1) et (h_2) respectivement les tirants d'eau amont et aval dans ce bassin.

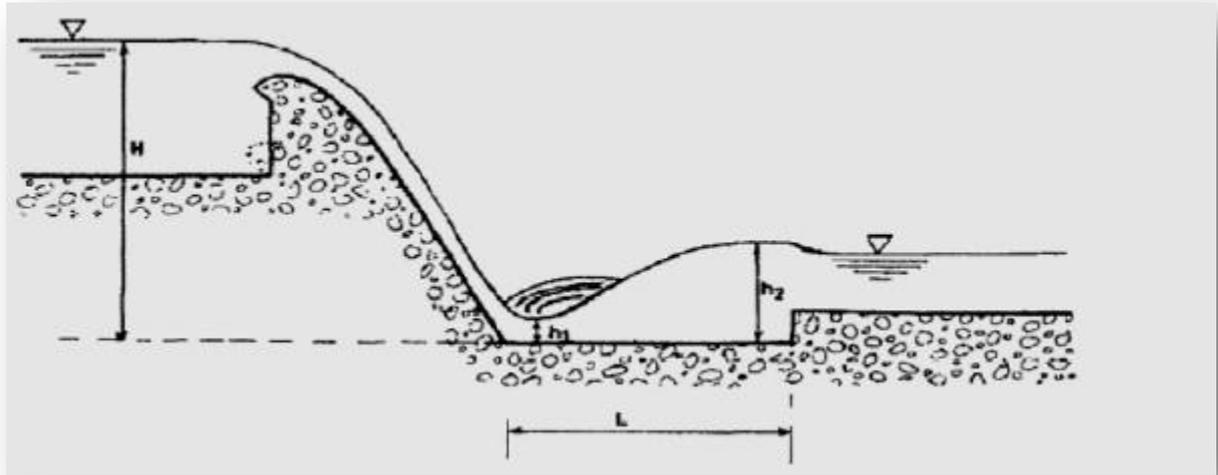


Figure N° III.10 : Dissipateur à ressaut hydraulique.

La vitesse théorique : $V_t = \sqrt{2g(Z - \frac{H}{2})}$ (III.16).

La vitesse d'eau (V_1) dans le bassin de dissipation est : $V_a = 0.93 \sqrt{2g(Z - \frac{H}{2})}$ (III.17).

H : hauteur d'eau par rapport au fond du bassin.

Le débit (Q) qui passe dans le bassin de dissipation est : $Q = V_1 \cdot h_1 \cdot B$

L'inconnu dans les deux équations est la hauteur (h_1).

$h_2 = \left(\frac{h_1}{2}\right) (\sqrt{1 + 8Fr^2}) - 1$ (III.18).

La longueur de ressaut hydraulique $L_{ressaut} = 6(h_2 - h_1)$ (III.19).

La longueur de bassin de dissipation $L_{bassin} = (0.8 - 1.25) L_{ressaut}$ (III.20).

Le nombre de Froude $Fr = \frac{V_a}{\sqrt{gh_1}}$ (III.21).

La vitesse théorique au pied de barrage $V_t = \sqrt{2g \left(H - \frac{h_{dev}}{2} \right)}$.

A.N : $V_t = \sqrt{2 * 9.81 \left(64.5 - \frac{3}{2} \right)} = 35.16 \text{ m/s}$.

$V_a = 0.93 * 35.16 = 32.7 \text{ m/s}$

La hauteur d'eau amont $h_1 = \frac{q}{V_a} = \frac{Q}{V_a B} = \frac{2251}{210 * 32.7} = 0.33 \text{ m}$

$Fr = \frac{V_a}{\sqrt{gh_1}} = 10.1$

$$h_2 = \left(\frac{0.33}{2}\right) \left(\sqrt{1 + 8(10.1)^2}\right) - 1 = 4.55\text{m.}$$

Donc : $L_{\text{ressaut}} = 6(h_2 - h_1) = 25.32\text{m.}$

$$L_{\text{bassin}} = (0.8 - 1.25) L_{\text{ressaut}} = 31.65\text{m.}$$

Les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Réclamation » montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude et on a

- ✓ $1 < FR < 1.7$ Ressaut ondulé.
- ✓ $1.7 < FR < 2.5$ Ressaut faible de petites apparitions en surface. $2.5 < FR < 4.5$ Ressaut oscillant.
- ✓ $4.5 < FR < 9$ Ressaut stable (Stationnaire).
- ✓ $FR > 9$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Pour notre cas :

$Fr > 9$ Et $V_a > 15 \text{ m/s}$. Donc on doit projeter un bassin de dissipation « type III ».

B. Calcul de l'épaisseur de bassin de dissipation

Le bassin est en béton armé, donc son épaisseur est de :

$$T_{\text{Bassin}} = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{10}\right) L_{\text{Bassin}} \dots\dots\dots (III.22).$$

$$T_{\text{Bassin}} = \left(\frac{1}{10}\right) * 31.65 = 3.17\text{m.} \quad \text{Prenant : } \mathbf{T_{\text{Bassin}} = 4\text{m.}}$$

Pour assurer la stabilité au renversement, il faut que :

$$T_{\text{Bassin}} < 0.4h_2, \text{ Donc on prend } T_{\text{Bassin}} = 2\text{m.}$$

C. Dimensionnement des blocs de chute

$$h_1 = a_1 = e_1 = y_1 = 0.33\text{m}$$

Avec :

h_1 : La hauteur du bloc de chute,

a_1 : L'épaisseur du bloc de chute,

e_1 : L'espacement entre deux blocs de chutes successives.

Le nombre des blocs de chute = $80 / (2 * 0.33) = 318$ blocs.

D. Dimensionnement du seuil denté

$$z_2 = 0.2h_2 = 0.2 * 4.55 = 1 \text{ m}$$

$$a_2 = 0.15 h_2 = 0.15 * 4.55 = 1.7 \text{ m}$$

$$e_2 = 0.15h_2 = 0.15 * 4.55 = 0.7 \text{ m}$$

Avec :

z_2 : La hauteur du seuil denté,

a_2 : L'épaisseur du seuil denté,

e_2 : L'espacement entre deux seuils dentés successifs.

Le nombre des seuils dentés $210 / (2 * 0.7) = 150$ seuils dentés.

E. La hauteur des murs bajoyers sur le bassin de dissipation

$H_m = h_e + r$ / Avec :

H_m : hauteur des murs bajoyers.

h_e : hauteur d'eau $h_e = 4.55\text{m}$.

r : Marge de sécurité, $r = 0.61 + 0.14(Va/3) = 2.14$.

Donc : $H_m = 7,17\text{m}$, on prend $H_m = 6.7\text{m}$.

F. Calcul de la risberme

La longueur de la risberme est calculée comme suite :

$$L_{ris} = 8 * h_{cr} \dots\dots\dots (III.23).$$

$$\text{Tel que : } h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q_{ris}^2}{g}} = 2.27\text{m}$$

$$\text{Donc : } L_{ris} = 8 * 2.27 = 18.16\text{m}.$$

III.3. choix de la variante la plus favorable

Le choix de la variante la plus favorable est basée sur plusieurs critères : le rendement de l'ouvrage, la stabilité, la difficulté et les exigences de réalisation et d'entretien, le cout et la durée de réalisation.

Les deux variantes calculées sont installées au milieu de corps du barrage, alors elles ont les mêmes conditions topographiques et géologiques.

L'évacuateur a déversoir profilé est facile à réaliser, peu volumineux, mais dans notre cas sur le plan technique par rapport point de vue économique , **on est obligé de choisir l'évacuateur en marche d'escalier.**

Car dans la plupart des grands barrages en béton dont la hauteur dépasse 50 m sont dotés d'un évacuateur de crue en marche d'escalier, cela pour briser les charges importantes.

III.4. Calcul stabilité de la variante choisie (l'évacuateur en marche d'escalier)

1^{er} Cas : Charge normale, caractérisé par une retenue à son niveau normal d'exploitation (RN).

2^{eme} Cas : Charge exceptionnel correspond au passage de la crue de projet millénaire.

III.4.1. Calcul la stabilité dans le 1^{er} cas

Cas de charge normale est caractérisé par une retenue à son niveau normal d'exploitation (RN).

*** Poids Propre**

$$G_0 = \gamma_b * b * S$$

G_0 : poids propre

γ_b : poids volumique des matériaux du barrage

S : surface du profil courant, $S = 8653.87 \text{ m}^2$

b : largeur du profil

$$G_0 = \gamma_b * b * S = 2.3 * 8682.87 * 1 \quad G_0 = 19970.603 \text{ Tf}$$

*** Poussée Des Sédiments**

$$G_{1H} = \frac{1}{2} \gamma_s \cdot H_s^2 \cdot \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

G_1 : poussée des sédiments

$\gamma_{\text{sédiment}}$: poids volumique déjaugé des sédiments (poids volumique humide des sédiments, poids volumique de l'eau)

$\varphi_{\text{sédiment}}$: angle de frottement interne des sédiments

Masse volumique de la vase : $\gamma_{\text{sédiment}} = 1400 \text{ kg} / \text{m}^3$

Coefficient de poussée de la vase : 1

$$G_{1H} = \frac{1}{2} * 1.4 * (32.9)^2 * 1 = 757.7 \text{ tf}$$

$$G_{1H} = 757.7 \text{ tf}$$

$$G_{1V} = 76.03 \text{ tf}$$

$$G_1 = 761.51 \text{ tf}$$

*** Poussée Hydrostatique Amont**

$$Q_{1H} = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot H^2$$

Q_1 : poussée hydrostatique amont

γ_w : poids volumique de l'eau dans la retenue, $\gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3$.

$$Q_{1H} = 4346.11 \text{ tf}$$

$$Q_{1V} = 436.77 \text{ tf}$$

$$Q_1 = 4368 \text{ tf}$$

*** Action des sous-pressions**

$$U_A - U_B = (U_A - U_C) / 3$$

S : Section de hydrogramme de sous pression

$$U = B * \gamma_w * S = 2834.51 \text{ tf}$$

*** Stabilité au renversement**

$$\frac{\sum M_{\text{stabilisant}}}{\sum M_{\text{renversement}}} \geq 1.25$$

La somme de moment par rapport de point A.

D'où :

$$M_s = G_0 * L_0 + G_{1V} * L_1 + Q_{1V} = 924615.5 \text{ tf. m}$$

$$M_r = G_{1H} * L_2 + Q_{1H} * L_3 + U * L_4 = 4006681.33 \text{ tf. m}$$

$$\frac{\sum M_{stabilisant}}{\sum M_{renverement}} = 2.27 \geq 1.25$$

*- Stabilité au glissement

Il faut que :

$$\frac{\sum F_V}{\sum f_H} \geq K_g \quad \text{Tel que : } K_g = 1.2$$

• Les forces verticales

$$\sum F_V = G_0 + G_{1V} + Q_{1V} - U = 19970.603 + 76.03 + 436.77 - 2834.51$$

$$\sum F_V = 17648.89 \text{ tf.}$$

• Les forces horizontales :

$$\sum F_H = G_{1H} + Q_{1H} = 757.7 + 4346.11 = 5103.81 \text{ tf.} \quad \frac{\sum F_V}{\sum f_H} = 3.45 \text{ Verifier}$$

*- Stabilité au soulèvement

On vérifié que :

$$\frac{\sum F_V(\text{resistant})}{\sum F_V(\text{active})} \geq 1$$

D'où :

$$\sum F_V(\text{resistant}) = G_0 + G_{1V} + Q_{1V} = 19970.603 + 76.03 + 436.77 = 20483.4 \text{ tf.}$$

$$\sum F_V(\text{active}) = U = 2834.51 \text{ tf}$$

On trouve :

$$\frac{\sum F_V(\text{resistant})}{\sum F_V(\text{active})} \approx 7.23 > 1 \text{ (condition vérifiée).}$$

III.4.2. Calcul la stabilité dans le deuxième cas

* Stabilité au renversement

$$\frac{\sum M_{stabilisant}}{\sum M_{renverement}} \geq 1.5$$

La somme de moment par rapport de point A.

D'où :

$$\frac{\sum M_{stabilisant}}{\sum M_{renverement}} = 1.93 \geq 1.5$$

* Stabilité au glissement

Pour cette vérification il faut :

$$\frac{\sum F_V}{\sum f_H} \geq K_g$$

D'où $K_g = 1.2$

- **Les forces verticales**

$$\sum F_V = 13573.62 \text{ tf.}$$

- **Les forces horizontales**

$$\sum f_H = 7462.3 \text{ tf.}$$

$$\frac{\sum F_V}{\sum f_H} = 1.82 \text{ Vérifier}$$

- * **Stabilité au soulèvement**

On vérifié que :

$$\frac{\sum F_V(\text{resistant})}{\sum F_V(\text{active})} \geq 1$$

$$\sum F_V(\text{resistant}) = 13573.62 \text{ tf}$$

D'où :

$$\sum F_V(\text{active}) = U = 1872.22 \text{ tf}$$

On trouve :

$$\frac{\sum F_V(\text{resistant})}{\sum F_V(\text{active})} = \frac{13573.62}{1872.22} \approx 7.25 > 1 \text{ (condition vérifiée)}$$

III.4.3. Stabilité des murs bajoyers du coursier

Les murs bajoyers travaillent comme des murs de soutènement, ils s'opposent à la poussée d'eau.

Les forces qui agissent sur le mur bajoyer sont:

a- Forces verticales

➤ Poids du rideau

$$\gamma_b = 23,5 \text{ KN/m}^3$$

$$P_r = 30 \text{ tf}$$

➤ Poids de la semelle

$$P_s = 44.5 \text{ tf}$$

b- Forces horizontales

➤ Poussée d'eau

$$\gamma_e = 9,81 \text{ KN/m}^3$$

$$F_e = \gamma_e * \frac{1}{2} * H^2; \quad F_e = 18.55 \text{ tf}$$

III.4.3.1. stabilité au renversement

Pour le calcul de stabilité au renversement, nous considérons que le canal est plain et ceci pour augmenter la sécurité.

Le mur est stable au renversement si :

$$\frac{\sum M_{s/o}}{\sum M_{r/o}} \geq K_r^{\text{adm}}$$

$\sum M_{s/o}$: Moments stabilisants

$\sum M_{r/o}$: Moments renversants

$$\sum M_s = P_r(1) + P_s(5.00)$$

$$P_r = 30 \text{ tf} \quad P_s = 44.5 \text{ tf}$$

$$\text{AN: } \sum M_s = 252.5 \text{ t.m}$$

$$\sum M_r = F_e(4)$$

$$F_e = 18.55 \text{ tf}$$

$$\text{D'où: } \sum M_r = 74.2 \text{ t.m} \quad \frac{\sum M_s}{\sum M_r} = 3,4 > 1,5$$

Donc la stabilité du mur au renversement est vérifiée.

III.4.3.2. Stabilité au glissement

La stabilité d mur au glissement est assurée si:

$$\frac{\sum F_H}{\sum F_V} < F$$

où $\sum F_V$: Somme des forces verticales (stabilisatrices);

$\sum F_H$: Somme des forces horizontales (déstabilisatrices);

F: Coefficient de frottement du béton BCV sur béton BCR, F = 0.8

$$\sum F_V = 73.64 \text{ tf}$$

$$\sum F_H = 20,04 \text{ tf}$$

La stabilité du mur est vérifiée vis-à-vis au glissement.

III.4.3.3. Stabilité au poinçonnement

On a:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + 6 * \frac{M_G}{b * B^2} \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} - 6 * \frac{M_G}{b * B^2}$$

Avec :

N : Somme des forces verticales.

M_G : Somme des moments des forces verticales et horizontales par rapport à G.

b : Longueur transversale de la base, (on prend 1 m).

B : Largeur de la semelle.

S= b x B : Surface de la base de la semelle.

Il faut vérifier que sous l'effet de toutes les forces extérieures les contraintes qui s'exercent à la base du mur sont inférieures à la contrainte admissible de BCR de fondation.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 \text{ et } \sigma_2 \geq 0 \text{ bar} \\ \sigma_1 \text{ et } \sigma_2 \leq \sigma_{\text{béton}} \end{array} \right.$$

$$N = (P_r + P_s) * 1.35$$

$$A. N: N = (30 + 44.5) * 1.35 = \mathbf{100.58 \text{ tf}}$$

$$\sum M_{/G} = P_r * l_r * 1.35 + F_e * l_e * 1.5$$

$$= 30 * 4 * 1.35 - 18.55 * 3.92 * 1.5 = 52.93 \text{ t.m}$$

$$\text{Donc: } \sum M_{/G} = 47.65 \text{ t.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + 6 * \frac{M_G}{b * B^2} = \frac{N}{10} + 6 * \frac{93.89}{1 * 10^2} = 12.71 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - 6 * \frac{M_G}{b * B^2} = \frac{N}{10} - 6 * \frac{93.89}{1 * 10^2} = 8.42 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_1 \text{ et } \sigma_2 \leq \sigma_{\text{béton}}$$

Donc la condition de poinçonnement est vérifiée.

Conclusion

Le choix de la variante est basé sur le dimensionnement adopté à l'aide d'une comparaison faite entre les deux variantes, nous constatons que l'évacuateur de crue central à déversoir en marche d'escalier est le plus favorable.

Après le choix de la variante de l'évacuateur de crues, le calcul hydraulique et le dimensionnement de la variante choisi, il nous reste les calculs du génie civil (calcul de stabilité).

Nous avons trouvé que l'ouvrage est stable à différentes actions de mouvement :

- Stabilité au renversement,
- Stabilité au glissement,
- Stabilité au poinçonnement.

Introduction

Les dimensions en plan et en élévation, la conception ainsi que la composition des ouvrages annexes d'un barrage sont dictées par le débit de projet, la charge effective, le relief et la géologie du site, ainsi que les conditions de réalisation et d'exploitation.

Les ouvrages annexes prévus pour la retenue sont :

- ☞ L'ouvrage de vidange de fond.
- ☞ L'ouvrage de prise d'eau.
- ☞ L'ouvrage de la dérivation provisoire.

IV.1. Ouvrage de Prise d'eau

IV.1.1. Type de prise

Nous avons trois types de la prise d'eau :

- a) Prise d'eau en charge.
- b) Prise d'eau flottante.
- c) Tour de prise.

IV.1.2. Choix de la variante

Les prises d'eau assurent l'approvisionnement pour l'irrigation et pour l'AEP. Le principe est de disposer de plusieurs prises à différents niveaux afin de pouvoir suivre au mieux les fluctuations du plan d'eau et ainsi, en activant la prise au niveau le plus approprié, de capter l'eau d'une meilleure qualité possible. Celle-ci se trouve, en général, dans la tranche située entre 10 et 15 m en dessous de la surface du plan d'eau. Soit donc 3 niveaux de prise.

Ce qui nous conduit à choisir la variante N°3 (**Tour de prise**).

IV.2. Dimensionnement de la prise d'eau

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est fonction de la demande aval (consommation maximale).

D'après le Tableau II.30, le volume maximum demandé est celui du mois d'août.

$$V_{\max} = 4.28 \text{ Mm}^3.$$

Donc :

$$Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} = \frac{4.28}{2.68} * 10^6 = 1.6 \text{ Mm}^3 \dots\dots\dots (IV.01).$$

$$Q_{\max} = 1.6 \text{ Mm}^3$$

T : Temps de prise (T = 31 jours).

D'autre part :

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H} \dots\dots\dots (IV.02).$$

μ : coefficient de débit : $\mu = 0.3$

H : charge correspondante à la prise d'eau la plus basse.

Alors : $S = \frac{1,6}{0,3\sqrt{19,62*5}} = 0,54m^2$

On a:

$S = \frac{\pi d^2}{4}$ (IV.03).

Donc:

$$d = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 0,54}{\pi}} = 0,83m$$

On prend:

d= 1m=1000mm.

*** Correction du coefficient de débit μ**

$\mu = \frac{1}{\sqrt{1+\sum \xi_l}}$ (IV.04).

Les pertes de charges singulières seront estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

Donc :

$\sum \xi_l = 1.15 \frac{\lambda * l}{D}$ (IV.05).

A.N :

$$\sum \xi_l = 1.15 \frac{0.019 * 120}{1} = 2.62$$

Et : $\mu = \frac{1}{\sqrt{1+2.62}} = 0.53$

D'où :

$$S = \frac{Q_{max}}{\mu \sqrt{2gH}} = \frac{1.6}{0.53 \sqrt{19.62 * 5}} = 0.3m^2$$

En suite :

$$D = \sqrt{\frac{4*0.3}{\pi}} = 0.62m \qquad \qquad \qquad \mathbf{D = 620 mm.}$$

IV.2.2. Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de prise d'eau

$$V_{con} = \frac{Q_{max}}{S} = \frac{1.6}{0.3} = 5.33m/s$$

V_{con} = 5.33m/s.

IV.3. Dimensionnement de l'ouvrage de vidange

IV.3.1. Calcul du débit de vidange

Le débit évacué par la vidange de fond sera :

$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r$ (IV.06).

Avec: V_u : volume utile en [m3].

T : temps de vidange jours. T=10 jours

Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal à débit moyen annuel).

A.N:

$$Q_{vf} = \frac{50.61}{10 * 86400} 10^6 + 3.3 = 61.88m^3/s$$

Q_{vf} = 61.88 m3/s.

IV.3.2. Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre

On a:

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H} \dots\dots\dots (IV.07).$$

Alors :

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \sqrt{2g \cdot H}} \dots\dots\dots (IV.08).$$

Q_{vf} : Débit de la vidange de fond (m³/s).

H : charge disponible entre le niveau normal de la retenue et l'aval en [m].

μ : Coefficient de débit : $\mu \in [0,8 - 0,85]$.

A.N :
$$S = \frac{61.88}{0.8 \sqrt{19.62 \cdot 56.5}} = 2.32 \text{m}^2$$

$S_{vf} = 2.5 \text{ m}^2$.

Le diamètre de la conduite sera :

$$d_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 2.5}{\pi}} = 1.78 \text{m} ;$$

On prend: **$D_{vf} = 2\text{m} = 2000\text{mm}$.**

***Correction du coefficient de débit μ :**

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}} \dots\dots\dots (IV.09).$$

$\sum \xi_I$: Somme des coefficients des pertes de charges (linéaires et singulières).

❖ Coefficients des pertes de charge linéaires:

$$\sum \xi_I = \frac{\lambda \cdot l}{D} \quad \text{Avec : } \lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}} \dots\dots\dots (IV.10).$$

Ou : λ : Coefficient de perte de charge.

n : Coefficient de rugosité [$n = 0.014 \text{m}^{-1/3} \cdot \text{s}$].

D : Diamètre de la conduite [D = 2000 mm].

L : longueur de la conduite de vidange en [m] (L = 300 m).

A.N : **$\lambda = 0.0194$** et **$\sum \xi_I = 0.0097\text{m}$.**

❖ Coefficients de pertes de charge singulière:

On a:

$$\xi_{\text{entrée}} = 0.5 \quad ; \quad \xi_{\text{sortie}} = 1 \quad ; \quad \xi_{\text{Vanne}} = (1 + 0.5) = 1.5$$

Alors :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1+0.0097+1.5}} = 0.63 \quad \text{Et} \quad S = \frac{61.88}{0.63\sqrt{19.62.56.5}} = 2.95\text{m}^2$$

Donc :

$$D_{Vf} = \sqrt{\frac{4 \cdot 2.95}{\pi}} = 1.94\text{m}$$

On prend un diamètre normalisé : **D_{Vf} = 2000 mm.**

Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes de :

$$V_S = \frac{Q_{Vf}}{S_{Con}} = \frac{61.88}{2.95} = 21\text{m/s}$$

$$V_s = 21 \text{ m/s.}$$

IV.4. Dimensionnement de la dérivation provisoire

Le débit de la crue de chantier est donc estimé pour une période de retour de 20 ans avec :

$$Q_{5\%} = 313.45 \text{ m}^3/\text{s}$$

IV.4.1. Dimensionnement de la galerie

a) l'écoulement à surface libre

$$Q = CS\sqrt{RI} \dots\dots\dots (IV.11).$$

Avec Q : débit évacué.

S : section mouillée / $S = \frac{R^2}{2} (\theta_{rad} - \sin \theta)$.

R : rayon hydraulique / $R_{cr} = \frac{S}{P}$.

P_{cr} : périmètre mouillé / $P_{cr} = R\theta_{rad}$.

C_{cr} : coefficient de Chézy / $C = \frac{1}{n} R^{1/6}$.

n : coefficient de rugosité n = 0,014.

I : pente du tunnel I = 0,04.

La hauteur d'eau dans la galerie : **$h = (r - 1 - \cos \frac{\theta^0}{2})$** (IV.12).

Avec : **$\theta^0 = 2 \cdot \text{Arc cos} \left(1 - \frac{h}{r}\right)$** (IV.13).

b) l'écoulement en charge

$$Q = \mu S \sqrt{2gZ} \dots\dots\dots (IV.14).$$

Q : débit évacué.

S : section de la galerie.

g : accélération de la pesanteur (m/s²).

Z : la dénivelée $Z = (H + L * i) - D/2$.

μ : coefficient de débit.

H : hauteur d'eau devant la galerie.

D : diamètre de la galerie.

L : longueur de la galerie (L =190 m).

I : pente de la galerie (I =0,04).

❖ coefficient de résistance singulière

$\Sigma \xi i = \xi \text{ entrée} + \xi \text{ sortie}$

À l'entrée : $\Sigma \xi i = 0.5 + 1 = 1.5$.

λ : coefficient de résistance linéaire. Avec : $\lambda = \frac{125.n^2}{D^{1/3}}$

n= 0,014m^{-1/3}.s Rugosité de béton.

Tableau N° IV.01 : Coefficient de débits.

Dg	Σζi	λ	λ.L/D	(1+Σζi+λL/D) ^{0.5}	μ
4.5	1.5	0.0148	0.493	1.416	0.706
5	1.5	0.0143	0.429	1.394	0.717
5.5	1.5	0.0139	0.379	1.375	0.727
6	1.5	0.0135	0.337	1.360	0.735

Conclusion

Pour les ouvrages annexes nous avons les dimensions suivantes :

- Le diamètre de la conduite de prise est de D = 620 mm
- Le diamètre de la conduite de la vidange du fond D_{vf} = 2000 mm

Introduction

Une reconnaissance meilleure du lieu de chantier aide énormément à dresser un planning technologique des engins et leur utilisation rationnelle dans les diverses opérations, afin de pouvoir répondre aux conditions d'espace et temps dictés par le marché.

Donc une bonne organisation de chantier intervient grossièrement dans la diminution du prix de l'ouvrage pour qu'il ne soit onéreux.

Ces constructions présentent des difficultés énormes, mais quelques que soient les problèmes rencontrés, une bonne organisation du chantier est impératif.

Ce chapitre consistera donc à organiser notre chantier du barrage d'OULDJA.

V.1. Organisation technique de préparation

Les opérations essentielles dans l'organisation technique pour la construction hydrotechnique commencent par la préparation des documents qui donnent droit à l'organisme l'exécution des travaux de construction.

Cette organisation technique de préparation passe par les étapes suivantes :

☞ La période de préparation ou l'établissement de l'ordre chronologique et la démarche dans la réalisation des travaux en qualités et en quantités.

☞ La mesure des matériaux de construction sur chantier concernant le lieu et la qualité.

V.2. Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier

V.2.1. Le maître de l'ouvrage

C'est une personne morale qui est l'ANBT pour laquelle ont exécutés les travaux.

Son rôle est de définir le but à atteindre, d'organiser le financement et de régler l'avancement des travaux.

V.2.2. Le maître d'œuvre

C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage pour recevoir le projet, d'établir le dossier de consultation des entreprises, d'assister le maître d'ouvrage dans le dépouillement des offres, de contrôler l'exécution des travaux et de proposer leur réception et leur règlement, après en avoir établi le décompte.

V.2.3. L'entrepreneur

Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction tant que celui-ci n'a pas été réceptionné.

V.3. Travaux préparatoires et installation de l'entreprise

V.3.1. Installations destinées au personnel

☞ Les installations des bureaux et des cités du personnel.

☞ des installations communes telles que cantine, infirmerie,

☞ l'hébergement proprement.

V.3.2. Installations destinées au stockage des matériaux

*Agrégats :

Les agrégats destinés à la fabrication du béton (sable, graviers) doivent être stockés dans des réceptions ; il convient de séparer entre les agrégats par un mur de cloisonnement.

Si les agrégats sont sales ou enrobés d'une couche d'argile ou autres, il serait préférable de les laver avec une eau douce avant leur utilisation.

*Le Ciment :

Il est essentiel que ces sacs soient à l'abri de l'humidité et loin du sol par une caille.

Par ailleurs, il faut organiser l'entrée et la sortie des sacs de façon que certains d'entre eux ne risquent pas de trop vieillir dans la couche inférieure, donc, il est préféré de les stocker dans les silos.

*Le Béton :

Le béton employé devra avoir une résistance à la compression à 28 jours de 180 bars, il se compose de sable, graviers de différente granulométrie, d'un liant hydraulique (ciment ou autres) et d'eau.

*L'eau de gâchage :

L'eau destiné au gâchage du béton doit satisfaire les normes internationales en :

- Matières organiques : 0.1 (g/l) ;
- Matières en suspension : 0.2 (g/l) ;
- Sels dissout : 1.5 (g/l) ;
- Sulfates : 1.0 (g/l) ;
- Acide humique : 0.05 (g/l) ;
- Acide sulfhydrique : 0.05 (g/l) ;

Chlorures : 0.1 (g/l).

*Fabrication des granulats :

Les granulats sont fabriqués dans les stations de concassage situées sur l'oued el ARAB dont les ballastières d'exploitation sont connues ; ils seront acheminés jusqu'à l'aire de stockage par des camions benne.

*L'énergie électrique :

L'alimentation en énergie électrique sera faite par un l'alimentation a partir d'un réseau de moyenne tension (SONELGAZ), Suite au plan de charge de cet organisme, peut être une source pour l'avancement des travaux.

*L'alimentation en eau potable :

L'alimentation en eau potable sera assurée par un réservoir de stockage dont le volume sera réalimenté quotidiennement.

*L'alimentation en carburant :

L'alimentation sera assurée par des camions citernes, le stockage sera fait dans des réservoirs enterrés avec un accessoire de pompage.

V.3.3. Installation destinée pour la préfabrication

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites.

V.4. Travaux de réalisation

V.4.1. Travaux d'excavations

Les différentes opérations d'excavation devront être faites selon les données avancées dans le dossier des plans et le programme général des travaux, ces derniers comprennent le décapage, excavation et mise en dépôt des déblais.

V.4.2. Travaux secondaires

- ▣ Aménagement de la zone d'emprunt.
- ▣ Reboisement des zones à risque d'érosion au tour du barrage.
- ▣ Protection des décharges contre l'érosion.

V.5. Les engins de terrassement

- Le bulldozer.
- Pelle mécanique.
- Décapeuse.
- Les niveleuses et les camions.
- Les compacteurs à pneus.
- Les compacteurs à rouleaux vibrant.
- Les compacteurs à pied dameurs (à pied de mouton).

V.6. Terrassement au niveau des installations de chantier

a) Exécution des voies d'accès :

La desserte est composée de 2 pistes, la première mène vers la carrière et la deuxième vers le site des matériaux fins, ce sont des pistes non revêtues.

b) Détermination des engins nécessaires :

Pour l'exécution des voies d'accès il y a lieu de se disposer d'un chargeur au de la carrière d'alluvions dont le rendement est :

$$R = \frac{60 \cdot G \cdot K_r \cdot K_t}{T \cdot K_f}$$

Où : G : capacité du godet. (m³/h)

K_r : coefficient de remplissage de godet.

K_t : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

K_f : coefficient de foisonnement.

Pour le transport de ces matériaux on a besoin de camions benne dont le rendement est :

$$R = \frac{60 \cdot G \cdot K_t}{T}$$

Où : G : capacité de la benne du camion (m³/h).

K_t : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

V.7. Travaux d'exécution des ouvrages annexes

V.7.1. Dérivation provisoire

Les excavations pour la fondation du barrage, ainsi que la mise en place du béton doivent être réalisées au sec. Pour y parvenir, il faut détourner l'oued en dehors de la zone des travaux pour accomplir le corps d'un barrage en BCR.

Le calcul doit se faire dans cette optique, ce qui conduira inévitablement à envisager les deux alternatives ci-après :

- Dérivation en une étape au moyen d'une galerie ;
- Dérivation en deux étapes avec canal à ciel ouvert et galerie

Leur réalisation comporte deux étapes :

- creuser à l'explosif et à partir de l'aval, deux galeries parallèles de longueur égale à 190 m chacune dans la bosse de la rive gauche de l'oued au site du barrage.
- Les galeries seront complétées par un canal à ciel ouvert en gabions de 3mde hauteur et de 30m de largeur.

V.7.2. Réalisation de la digue

L'exécution du barrage nécessitera plusieurs opérations en site :

- ☞ Excavation en terrain meuble ;
- ☞ Excavation en terrain rocheux sans explosifs ;
- ☞ _Béton BCR pour le barrage ;
- ☞ Béton conventionnel pour le parement amont ;
- ☞ Coffrage lisse pour parement amont et aval.

Pour l'excavation des matériaux en pourra utiliser une pelle hydraulique en butte, dont la capacité est estimée en fonction du volume des matériaux nécessaires.

V.7.3. Exécution de l'évacuateur de crue

La réalisation de l'évacuateur de crue passera par plusieurs étapes :

- ✓ Excavation en terrain meuble ;
- ✓ Excavation en terrain rocheux sans explosifs ;
- ✓ Coffrage lisse ;
- ✓ Béton arme pour déversoir et coursier.

V.7.4. Exécution des travaux de bétonnage

Les travaux de bétonnage représentent généralement un élément très important lors de l'exécution du barrage, car la plupart des ouvrages nécessitent des quantités énormes de ce matériau. Il est donc nécessaire de définir sa composition et ceci selon sa destination et selon l'importance de l'ouvrage projeté en respectant les données du projecteur.

V.7.5. Exécution de la vidange de fond

- Une bouche amont de section rectangulaire de (3x3.6) m² ;
- Une grille lourde ;
- Conduite forcée pour ;
- Deux vannes planes de garde et de réglage ;

- Un canal assurera l'évacuation des eaux jusqu'au bassin amortisseur au pied aval du barrage ;
- Deux vannes planes dans la chambre des vannes ;
- Un batardeau extérieur manipulé à partir du couronnement.

V.8.Travaux des injections

Les travaux des injections ont pour but de créer un rideau étanche dans la fondation. Ce rideau est formé de lignes de trous dans lesquels on envoie un coulis (ciment + eau et parfois de la bentonite), en sous pression pour boucher les chemins par où l'eau passe.

V.9. Le devis estimatif

Tableau N° V.01 : devis estimatif de la prise d'eau.

PRISE D'EAU					
N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix (DA/U)	Montant (DA)
1	Exécution du puits vertical de liaison	m ³	800	25000	20000000
2	Conduite en acier D=1000mm	ml	250	18000	4500000
3	Vanne guillotines	unité	3	6000000	18000000

Tableau N° V.02 : devis estimatif de la vidange de fond.

VIDANGE DE FOND					
N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix (DA/U)	Montant (DA)
1	Béton arme pour ouvrage de tête et autre	m ³	120	8000	960000
2	Galerie horizontale pour la vidange	m ³	175	25000	4375000
3	Ventilation 1000 mm	ml	65	8000	520000
4	Batardeau	Unité	1	600000	6000000
7	Vanne glissante de garde	Unité	1	1800000	18000000
8	Vanne glissante de réglage	Unité	1	1800000	18000000
11	Grille d'entrée	Unité	1	160000	160000

Tableau N° V.03 : récapitulation des coûts de construction.

désignation	Million (DA)
Routes et accès à la carrière et le transport	230,4
Dérivation provisoire	200
Vidange de fond	45
prise d'eau	53
évacuateur de crue	85
bassin amortisseur et restitution	135
cout de construction	147,7
travaux préparatoires et installations	14560.18
total construction+20%des imprévus et divers	15466.21
frais administratifs (4%de total)	1545.63
frais d'ingénierie (10%de total)	618.25
Cout total	17620.16

Les coûts totaux pour le barrage d'OULDJA peuvent être estimés à **17620.16** Millions DA.

V.10. Planification

Elle consiste à chercher la meilleure façon économique pour la mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre.

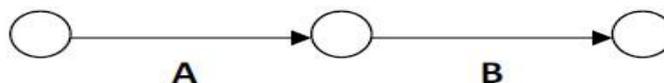
V.10.1. Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

V. 10.1.1. Méthodes basées sur le réseau

A. Réseau à flèches

L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération A précède l'opération B.

B. Réseau à nœuds

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches



L'opération **(B)** ne peut commencer que si l'opération **(A)** est complètement achevée

- ✓ Construction du réseau.
- ✓ Etablissement d'une liste des tâches.
- ✓ Détermination des tâches antérieures.

V. 10.1.2. Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)

L'objectif de cette méthode est de réduire le temps de réalisation de l'ouvrage.

V.10.1.2.1. Les étapes de la planification

- 1) Collection des informations.
- 2) Décomposition du projet.
- 3) Relations entre les tâches.

V.10.1.2.2. Les paramètres de la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	DCP
DFP	DCPP
DFPP	DCPP

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.

Et on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{array} \right.$$

V.10.2. Chemin critique (C.C)

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

$$\text{C.C} \iff \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{MT = 0} \\ \mathbf{\sum TR_{C.C} = D.T.P} \end{array} \right.$$

***Attribution des durées de chaque opération**

$$T=(Q.N)/n$$

Avec : Q : Quantité de travail

N : Rendement

n : Nombre d'équipes.

V.10.3 Symboles des différentes opérations

Tableau N° V.04 : symboles des opérations et leurs durées.

Travaux	Opérations	Durée (mois)
Route d'accès principal	A	1
Route d'accès à la carrière	B	2
Installation du chantier	C	2
Dérivation provisoire	D	12
Fondation du barrage	E	8
Construction des zones industrielles	F	3
Bétonnage du corps(BCR)	G	9
Vidange de fond et prise d'eau	H	4
Evacuateur de crue	I	8
Voiles d'étanchéité et de drainage	J	7
Mise en service	K	1

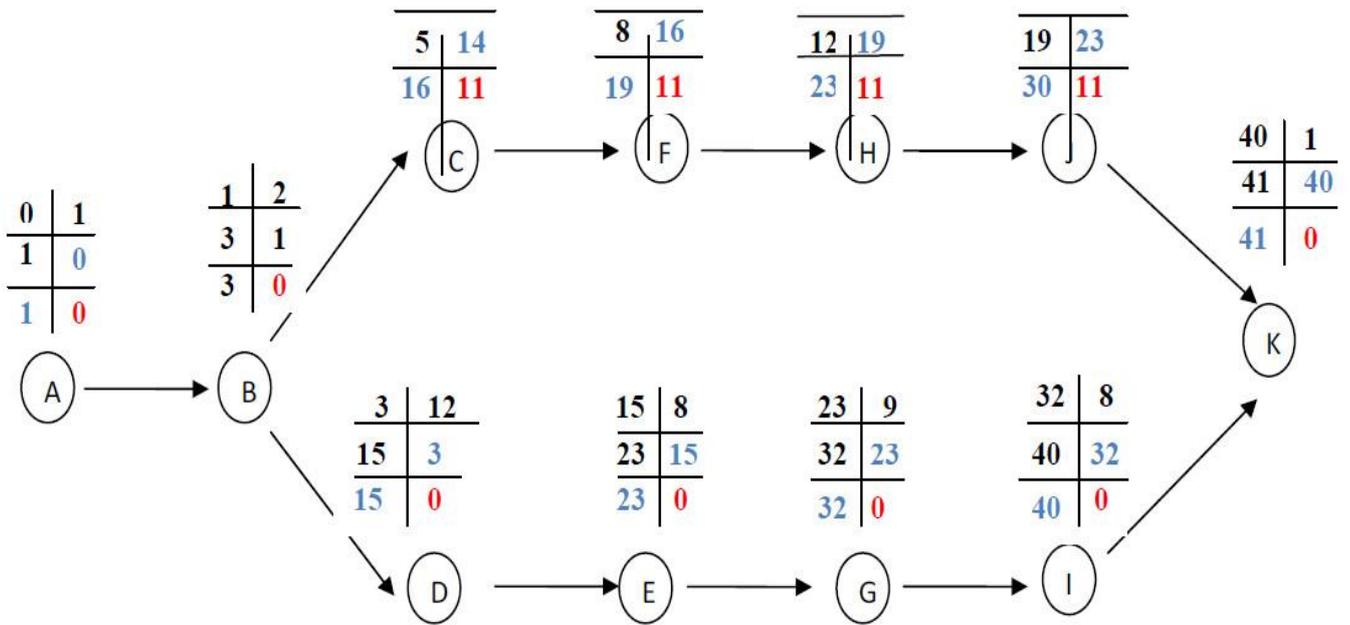


Figure N° V.01: Réseau à nœuds.

Le chemin critique est : **A---B---D-----E-----G-----I-----K.**

Le temps nécessaire pour la réalisation du barrage est environs **41 mois.**

V.10.4. Détermination des chemins critiques par la méthode du tableau

Le chemin critique est : **A-B-D-E-G-I-K.**

Tableau N° V.05 : Diagramme de GANTT

Désignation des travaux	Première année												Deuxième année												Troisième année												Quatrième année						Commentaire																
	1 ^{er} Trimestre			2 ^{eme} Trimestre			3 ^{eme} Trimestre			4 ^{eme} Trimestre			1 ^{er} Trimestre			2 ^{eme} Trimestre			3 ^{eme} Trimestre			4 ^{eme} Trimestre			1 ^{er} Trimestre			2 ^{eme} Trimestre																															
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42																	
A	Route d'accès principal	-																																																									
B	Route d'accès à la carrière	-																																																									
C	Installation de chantier	-																																																									
D	Dérivation provisoire	-			-																																																						
E	Fondation de barrage	-			-															-																																							
F	Construction des zones industrielles	-			-																																																						
G	Bétonnage du corps (BCR)	-																											-																														
H	Vidange de fond/prise d'eau	-			-			-																																																			
I	Evacuateur de crue	-																																							-																		
J	Voiles d'étanchéité et de drainage	-			-			-																																																			
K	Mise en service																																								-																		

Conclusion

Après la détermination de chemin critique on aura :

- ▣ Mise en service de la dérivation au 7eme mois du début du chantier.
- ▣ Début production du béton au 13e mois du début du chantier.
- ▣ Fermeture de la dérivation au 36e mois.
- ▣ Mise en service de l'aménagement 44e mois.

En conclusion, la construction du barrage d'OULDJA devrait durer environ 3 années et demi.

Introduction

L'esprit négatif des accédant et maladies professionnelles se répercute sur la production et sur le plan financier et humain qui n'est autre que le capital le plus précieux de ce pays.

Notre objectif essentiel est de réduire au maximum la gravité des accidents. Pour cela, il y a une élaboration de certain nombre des consignes et de règlements appelés « *sécurité du travail* ».

VI.1. Causes des accidents de travail

Des différents facteurs donnent naissance accédant de travail et se subdivisent en deux catégories :

- Les facteurs humains.
- Les facteurs matériels.

VI.1.1. facteurs humains

Englobe les actions dangereuses dans le travail dues au comportement de la nature humain qui nécessite dans certains cas l'intervention d'un médecin et d'un psychologue citant :

- ✚ Le manque de concentration.
- ✚ La fatigue des travailleurs
- ✚ La négligence des travailleurs.
- ✚ Le manque de compétence.

VI.1.2. facteurs matériels

Les causes d'accédant d'origine matérielle passent généralement pendant l'exécution des travaux. Elles proviennent :

- ▣ Des outils et engins utilisés.
- ▣ Des conditions d'hygiène et de sécurité (ventilation, production).
- ▣ Des conditions présentes au lieu de travail (éclairage, conditions climatiques).

VI.2. Autres causes des maladies professionnelles

a. La poussière

C'est l'un des facteurs qui cause des maladies graves. Parmi ces maladies nous citons : **la silicose** due aux poussières de silicium qui est l'une des plus grave et des plus fréquentes des maladies professionnelles, notons également **l'asbestose** due aux poussières d'amiante, ainsi que **la sidérose** due aux poussières d'oxyde de fer.

b. Le bruit

Du au travail des engins et du matériel utilisant sur chantier. Ce bruit provoque un traumatisme sonore à l'oreille interne, surtout les bruits impulsifs.

VI.3. Conditions et actions dangereuses

VI.3.1. Conditions dangereuses dans le chantier

- ❑ Installation non protégée ou mal protégée.
- ❑ Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- ❑ Matière défectueuse, stockage irrationnel.
- ❑ Protection individuelle inexistante.
- ❑ Défauts dans la construction.
- ❑ Eclairage défectueux.
- ❑ Facteur d'ambiance impropre.
- ❑ Conditions climatiques défavorables.

VI.3.2. Actions dangereuses

- ☞ Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- ☞ Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- ☞ Imprudence durant le travail.
- ☞ Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- ☞ Suivre un rythme de travail inadapté.
- ☞ Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.

VI.3.3. Méthode et moyens de prévention

- ✓ Demander l'autorisation d'agir et avertir.
- ✓ La protection individuelle est obligatoire.
- ✓ Développer l'esprit de sécurité et d'hygiène.
- ✓ L'intervention à une meilleure utilisation.
- ✓ Veiller à une meilleure utilisation.

VI.4. Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation

Il existe trois méthodes pour le calcul d'air nécessaire à la ventilation :

1. Le calcul du débit d'air par le taux de ventilation.
2. Calcul du débit d'air par l'alimentation minimum.
3. Calcul du débit d'air par l'alimentation minimum.

Dans ce cas, on calculera le débit d'air par l'alimentation minimum, cette méthode consiste à assurer une alimentation minimum de 30 m³ d'air frais par personne et par heure.

Le calcul du débit d'air se fait comme suit :

On a : $Q = A_m \cdot N$

Q : Débit d'air frais en (m³/h).

A_m: Alimentation Minimum (A_m = 30 m³ / h / personne)

N: Nombre de personne dans le lieu à aérer.

VI.4.1. Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation

Le réseau de ventilation joue un très grand rôle dans la technologie actuelle. Le processus d'aération s'impose pour l'étude des systèmes de ventilations.

1. La méthode dynamique

On fixe la vitesse admissible pour les différentes canalisations et les différentes pièces spécialisées.

Tableau N° VI.1 : vitesse de l'air dans les différentes canalisations.

N°	Désignation	Ouvrage hydrotechnique	Usines et grands bâtiments
1	à l'entrée de la conduite	(4 – 5) m/s	(6 – 8) m/s
2	Conduite principale	(4 – 5) m/s	(6 – 12) m/s
3	Canalisations dérivées	(2 – 5) m/s	(3 – 6) m/s
4	Colonnes montantes	(1.5 – 3) m/s	(2 – 4) m/s
5	Pièces spécialisées (coudes ...)	(0.5 – 2) m/s	(1 – 3) m/s

2. Méthode d'équifriction

Cette méthode est basée sur la vitesse admissible au niveau du dernier tronçon, elle est prise égale à (2 m/s).

Pour notre cas on utilise la méthode dynamique.

VI.4.2. Calcul du diamètre des canalisations

$$S = Q / V \text{ (m}^2\text{)}$$

Q: Débit d'air (m³/s).

V : Vitesse de circulation d'air dans la conduite.

On a :

$$Q = \frac{\pi V D^2}{4} \left(\frac{\text{m}^3}{\text{s}} \right) \quad \text{d'ou:} \quad D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}} \text{ (m).}$$

VI. Conclusion

Des milliers d'accident graves ont leurs origines dans de simples blessures qu'on aurait pu éviter par l'emploi de dispositifs de sécurité (casque, gants masques, lunette...).

Tous ces accidents ainsi que les détériorations du matériel qui les accompagnent fréquemment sont d'autant plus regrettables qu'ils sont presque exclusivement dus à la négligence et à l'inobservation des règles les plus élémentaires de sécurité.

Conclusion générale

Dans le cadre de notre projet intitulé étude des variantes des ouvrages annexes du barrage d'OULDJA sur oued El Arab dans la wilaya de KHENCHELA, nous avons dimensionné et choisir les variantes convenables de l'évacuateur de crue et des ouvrages annexes. Ainsi que dresser un planning de synchronisation des taches de réalisation de cette étude, évaluer les moyens humains et matériels à mettre à notre disposition, et l'estimation du prix de réalisation de projet.

D'après les données fournies par l'agence nationale des barrages et la direction de l'hydraulique de la wilaya de KHENCHELA sur le site de réalisation du barrage et le travail que nous avons effectué. On est opté pour une variante de l'évacuateur de crue en marche d'escalier, vue les avantages qu'elle présente ou les dimensions sont les suivantes:

- ✓ Un déversoir central en marche d'escalier de **18.2m** de longueur et **210m** de largeur.
- ✓ Un débit évacué de **2251m³/s**.
- ✓ Une tour de prise avec une conduite de prise d'eau de **620mm** de diamètre.
- ✓ Une conduite de vidange de fond de **2000mm** de diamètre.

Grâce aux programmes de développement des Hauts Plateaux, le secteur de l'hydraulique dans la wilaya de KHENCHELA a bénéficié d'une précieuse ressource hydrique qui règlera au plus proche future le problème de l'eau potable qui touche la population de la région, ainsi que l'irrigation des terres agricoles avoisinantes.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] : **ANBT** : Rapport géologique, géotechnique et hydrologique du barrage d'Ouldja (W.KHENCHELA).

[2] : **B. TOUAIBIA** : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida. Mars 2004.

[3] : **B. TOUAIBIA et B. BENLAOUKLI** : introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida. Avril 2004.

[4] : **CIGB** : Choix de la crue de projet ; méthodes actuelles. Bulletin 82. 1984.

[5] : **B. TOUAIBIA** : polycop de cours de régularisation des débits ; les retenues. ENSH Blida. Janvier 2001.

[6] : **PATRICK LE DELLIOU** : Les barrages « conception et maintenance ».

ANNEXES

ANNEXE N° 01

Tableau N° 01 : Températures Moyennes Mensuelles (°C) A KHENCHELA

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fiv	Mar	Avr	Mai	Juin	Jul	Aut	Moy
Tmax (°C)	28,85	23,3	17,09	12,82	11,8	13,53	16,18	20,05	25,69	31,16	34,64	34,12	21,33
Tmin (°C)	15,26	11,36	6,65	2,9	1,37	2,21	4,4	7,05	11,56	15,42	18,18	18,35	9,56
Tmoy (°C)	17,45	12	7,99	8	8	10,58	13,88	19,19	23,7	27,2	26,51	22	16,37

Source : A.N.B.T

Tableau 02 : Evaporation Moyenne Mensuelle

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fiv	Mar	Avr	Mai	Juin	Jul	Aut	Moy
Ev(mm)	165	101	57	40	39	57	98	119	162	222	278	223	1561
Ev(%)	10,57	6,47	3,65	2,56	2,50	3,65	6,28	7,62	10,38	14,32	17,81	14,29	100

Source : A.N.B.T

Tableau N° 03 : Répartition mensuelle de l'humidité relative

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fiv	Mar	Avr	Mai	Juin	Jul	Aut	Moy
H (%)	57	64	70	74	73	68	65	61	55	47	41	46	60

Source : A.N.B.T

Tableau N° 04 : Répartition mensuelle des vitesses de vent

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fiv	Mar	Avr	Mai	Juin	Jul	Aut	Moy
V (m/s)	2,6	2,35	2,87	2,93	2,88	3,40	3,46	3,70	3,37	3,08	2,98	2,60	2.74

Source : A.N.B.T

Tableau N° 05: Répartition mensuelle de la pluie annuelle

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fiv	Mar	Avr	Mai	Juin	Jul	Aut	Tot
P (mm)	26,16	25,10	21,40	16,23	14,62	15,92	26,69	26,37	25,95	13,25	6,23	9,74	227,66
P %	11,49	11,02	9,40	7,13	6,42	6,99	11,72	11,58	11,40	5,82	2,74	4,28	100

Source : A.N.B.T

ANNEXE N° 02

Essais de perméabilité (lugeon)

F01

F02

F03

F04

F05

F06

F06bis

ANNEXE N° 03

Résultat des essais Lugeon

Barrage d'Ouldja

45390/4010
Annexe 2.1
Feuille : 1/2

Tableau des résultats des essais Lugeon

Sondage	Profondeur [m]	Pression utilisée [bars]	Pression effective [bars]	Débit Q [L/min]	Unité Lugeon [UL]	Classification	UL adoptée [UL]	Perméabilité K [cm/s]
F01	52.00 - 55.00	5.00	7.01	25.92	12.33	E/C	6.47	8.41E-05
		7.00	9.01	28.03	10.37			
		10.00	12.00	36.71	10.20			
		7.00	9.01	20.19	7.47			
		5.00	7.01	18.66	8.67			
		2.50	4.51	8.76	6.47			
	55.00 - 58.00	2.50	5.02	8.93	5.93	B/T	9.40	1.22E-04
		5.00	7.52	18.39	8.16			
		7.00	9.51	27.15	9.51			
		10.00	12.51	35.27	9.40			
		7.00	9.51	27.90	9.78			
		5.00	7.52	18.66	8.26			
	58.00 - 61.00	2.50	5.15	4.66	3.02	C/D	6.24	8.11E-05
		5.00	7.65	14.34	6.25			
		7.00	9.65	20.19	6.98			
		10.00	12.64	28.09	7.41			
		7.00	9.65	20.37	7.04			
		5.00	7.65	14.31	6.24			
	61.00 - 64.00	1.00	3.65	7.36	6.72	B/T	6.33	8.23E-05
		2.50	5.19	6.81	4.37			
		5.00	7.69	14.28	6.19			
		7.00	9.69	20.10	6.92			
		10.00	12.68	24.10	6.33			
		7.00	9.68	20.24	6.97			
	64.00 - 67.00	5.00	7.69	14.23	6.17	B/T	9.23	1.20E-04
		2.50	5.19	7.08	4.55			
		2.50	5.35	8.82	5.49			
		5.00	7.85	18.85	8.00			
		7.00	9.85	28.07	9.50			
		10.00	12.84	35.56	9.23			
	67.00 - 70.00	7.00	9.85	27.91	9.45	C/D	6.59	8.57E-05
		5.00	7.85	18.50	7.85			
2.50		5.35	8.82	5.49				
2.50		5.36	7.53	4.69				
5.00		7.85	15.69	6.66				
7.00		9.85	21.54	7.29				
67.00 - 70.00	10.00	12.85	29.60	7.68	C/D	6.59	8.57E-05	
	7.00	9.85	21.99	7.44				
	5.00	7.85	15.65	6.64				
	2.00	4.85	8.35	5.73				

Tableau des résultats des essais Lugeon

Sondage	Profondeur [m]	Pression utilisée [bars]	Pression effective [bars]	Débit Q [L/min]	Unité Lugeon [UL]	Classification	UL adoptée [UL]	Perméabilité K [cm/s]
F02	19.00 - 22.00	4.00	5.52	19.15	11.57	D/A	32.57	4.23E-04
		7.00	6.51	29.74	11.64			
		4.00	5.52	19.68	11.89			
		2.00	3.51	34.32	32.57			
	22.00 - 25.00	2.00	3.69	9.99	9.03	B/T	12.26	1.59E-04
		4.00	5.69	22.05	12.93			
		7.00	8.68	31.94	12.26			
		4.00	5.69	22.00	12.90			
	25.00 - 28.00	2.00	3.69	10.98	9.92	B/T	19.30	1.73E-04
		4.00	2.89	10.50	12.12			
		7.00	4.89	21.58	14.72			
		4.00	7.88	31.46	13.30			
	28.00 - 31.00	4.00	4.89	21.72	14.82	B/T	9.20	1.20E-04
		2.00	2.89	10.65	12.29			
		2.00	2.90	6.96	8.00			
		4.00	4.90	14.25	9.70			
	31.00 - 34.00	7.00	7.90	21.79	9.20	C/D	6.02	7.83E-05
		4.00	4.90	14.01	9.53			
		2.00	2.90	6.90	7.93			
		2.00	3.45	5.13	4.95			
	34.00 - 37.00	4.00	6.16	11.10	6.61	C/D	7.07	9.19E-05
		7.00	8.45	17.56	6.93			
		4.00	5.45	10.92	6.67			
		2.00	3.45	4.93	4.76			
	37.00 - 40.00	2.00	3.90	6.88	5.88	C/D	7.78	1.01E-04
		4.00	5.90	13.15	7.43			
		7.00	8.90	21.72	8.14			
		4.00	5.90	13.49	7.62			
40.00 - 43.00	2.00	3.90	7.35	6.28	C/D	8.41	1.09E-04	
	2.00	3.24	6.60	6.79				
	4.00	5.24	12.90	8.21				
	7.00	8.24	20.80	8.42				
43.00 - 46.00	4.00	5.24	13.20	8.40	B/T	10.75	1.40E-04	
	2.00	3.24	6.68	7.08				
	2.50	3.67	8.16	7.41				
	5.00	6.17	15.50	8.38				
46.00 - 49.00	7.00	8.17	21.58	8.81	C/D	7.90	1.03E-04	
	10.00	11.16	29.39	8.78				
	7.00	8.17	22.09	9.02				
	5.00	6.17	15.78	8.53				
43.00 - 46.00	2.40	3.57	8.50	7.94	B/T	10.75	1.40E-04	
	2.50	3.56	9.09	8.51				
	5.00	6.06	18.52	10.19				
	7.00	8.05	27.64	11.44				
46.00 - 49.00	10.00	11.05	35.63	10.75	C/D	7.90	1.03E-04	
	7.00	8.05	28.05	11.61				
	5.00	6.06	18.75	10.32				
	2.50	3.56	8.96	8.39				
46.00 - 49.00	2.50	3.48	6.89	6.60	C/D	7.90	1.03E-04	
	5.00	5.98	14.32	7.99				
	7.00	7.98	20.25	8.46				
	10.00	10.97	27.95	8.49				
46.00 - 49.00	7.00	7.98	20.49	8.56	C/D	7.90	1.03E-04	
	5.00	5.98	14.41	8.04				
	2.50	3.48	7.50	7.19				

Tableau des résultats des essais Lugeon

Sondage	Profondeur [m]	Pression utilisée [bars]	Pression effective [bars]	Débit Q [l/min]	Unité Lugeon [UL]	Classification	UL adoptée [UL]	Perméabilité K [cm/s]
F03	4,00 - 7,00	1.00	1.53	10.95	23.87	B/T	17.41	2.26E-04
		2.00	2.53	13.21	17.41			
		1.00	1.53	10.73	23.39			
		0.50	1.03	4.33	14.02			
	7,00 - 10,00	0.50	0.94	4.35	15.43	D/A	23.30	3.03E-04
		1.00	1.44	7.42	17.18			
		2.00	2.44	13.04	17.82			
		1.00	1.44	10.06	23.30			
	10,00 - 13,00	0.50	0.94	4.15	14.72	B/T	7.14	9.28E-05
		2.00	2.53	4.50	5.93			
		4.00	4.53	10.57	7.78			
		7.00	7.53	16.12	7.14			
	13,00 - 16,00	4.00	4.53	10.47	7.71	C/D	8.93	1.16E-04
		2.00	2.53	4.17	5.49			
		1.00	1.53	3.91	8.52			
		2.50	3.03	8.58	9.44			
	16,00 - 19,00	4.00	4.53	13.32	9.80	C/D	8.93	1.16E-04
		2.50	3.03	8.25	9.08			
		1.00	1.53	3.59	7.82			
		2.00	2.53	3.24	4.27			
	19,00 - 22,00	4.00	4.53	7.63	5.62	B/T	5.32	6.92E-05
		7.00	7.53	12.02	5.32			
		4.00	4.53	8.22	6.05			
		2.00	2.53	3.49	4.60			
	22,00 - 25,00	2.00	2.53	5.59	7.37	C/D	7.90	1.03E-04
		4.00	4.53	10.79	7.94			
		7.00	7.53	18.96	8.40			
		4.00	4.53	11.27	8.29			
25,00 - 28,00	2.00	2.53	5.88	7.48	C/D	7.82	1.02E-04	
	4.00	4.53	5.56	7.33				
	7.00	7.53	10.96	8.07				
	4.00	4.53	18.50	8.19				
28,00 - 31,00	4.00	4.53	11.09	8.16	B/T	13.94	1.81E-04	
	2.00	2.53	5.58	7.35				
	2.00	2.53	10.50	13.84				
	4.00	4.53	21.58	15.89				
28,00 - 31,00	7.00	7.53	31.46	13.94	B/T	13.94	1.81E-04	
	4.00	4.53	21.71	15.99				
	2.00	2.53	10.57	13.93				
	2.00	2.53	6.96	9.17				
28,00 - 31,00	4.00	4.53	14.25	10.49	B/T	9.65	1.26E-04	
	7.00	7.53	21.79	9.65				
	4.00	4.53	14.04	10.34				
	2.00	2.53	6.78	8.93				

Tableau des résultats des essais Lugeon

Sondage	Profondeur [m]	Pression utilisée [bars]	Pression effective [bars]	Débit Q [L/min]	Unité Lugeon [UL]	Classi- fication	UL doptée [UL]	Perméabilité K [cm/s]
F04	61.00 - 64.00	5.00	7.04	15.61	7.39	C/D	6.93	9.01E-05
		7.00	9.03	21.80	8.04			
		10.00	12.03	29.49	8.17			
		7.00	9.04	19.53	7.21			
		5.00	7.04	15.73	7.45			
		2.50	4.54	9.26	6.80			
	64.00 - 67.00	2.50	5.10	9.07	5.93	B/T	9.48	1.23E-04
		5.00	7.59	18.67	8.20			
		7.00	9.59	28.00	9.73			
		10.00	12.58	35.77	9.48			
		7.00	9.59	27.99	9.73			
		5.00	7.59	18.68	8.20			
	67.00 - 70.00	2.50	5.10	8.51	5.57	B/T	8.92	1.16E-04
		5.00	7.57	18.11	7.98			
		7.00	9.56	25.83	9.00			
		10.00	12.56	33.61	8.92			
		7.00	9.56	26.78	9.33			
		5.00	7.57	15.00	6.61			
	70.00 - 73.00	2.50	5.07	7.86	5.17	B/T	9.45	1.23E-04
		5.00	7.61	18.68	8.19			
		7.00	9.60	26.00	9.72			
		10.00	12.60	35.72	9.45			
		7.00	9.60	27.88	9.68			
		5.00	7.61	18.71	8.20			
	73.00 - 76.00	2.50	5.11	9.44	6.16	C/D	6.32	8.22E-05
		5.00	7.56	14.32	6.32			
		7.00	9.55	19.95	6.96			
		10.00	12.55	27.41	7.28			
7.00		9.55	20.36	7.10				
5.00		7.56	14.24	6.28				
76.00 - 79.00	2.50	5.06	7.25	4.78	C/D	5.24	6.81E-05	
	5.00	7.54	13.27	5.50				
	7.00	10.04	18.16	6.03				
	10.00	13.03	26.06	6.67				
	7.00	10.04	18.43	6.12				
	5.00	8.04	13.30	5.52				
	2.50	5.54	5.93	3.57				

Tableau des résultats des essais Lugeon

Sondage	Profondeur [m]	Pression utilisée [bars]	Pression effective [bars]	Débit Q [L/min]	Unité Lugeon [UL]	Classi- fication	UL doptée [UL]	Perméabilité K [cm/s]
F05	9.00 - 12.00	1.00	1.94	4.31	7.41	C/D	9.12	1.19E-04
		2.50	3.44	10.27	9.95			
		4.00	4.94	16.11	10.67			
		2.50	3.44	10.47	10.15			
		1.00	1.94	4.20	7.22			
		0.00	0.94	0.00	0.00			
	12.00 - 15.00	0.00	0.91	0.00	0.00	C/D	7.55	9.82E-05
		1.00	1.91	3.63	6.34			
		2.50	3.41	8.44	8.25			
		4.00	4.91	13.31	9.04			
		2.50	3.41	8.33	8.14			
		1.00	1.91	3.43	5.99			
	15.00 - 18.00	0.00	0.94	0.00	0.00	C/D	7.00	9.10E-05
		1.00	1.94	3.24	5.57			
		2.50	3.44	7.89	7.85			
		4.00	4.94	12.31	8.31			
		2.50	3.44	8.23	7.98			
		1.00	1.94	3.21	5.52			
	18.00 - 21.00	0.00	0.96	0.00	0.00	C/D	7.23	9.39E-05
		2.00	2.96	5.77	6.50			
		4.00	4.96	11.11	7.47			
		7.00	7.96	19.19	8.04			
		4.00	4.96	11.39	7.66			
		2.00	2.96	5.74	6.46			
	21.00 - 24.00	0.00	0.96	0.00	0.00	C/D	7.03	9.15E-05
		2.00	2.96	5.66	6.27			
		4.00	4.96	10.92	7.35			
		7.00	7.96	18.44	7.73			
		4.00	4.96	11.09	7.48			
		2.00	2.96	5.64	6.38			
	24.00 - 27.00	0.00	0.98	0.00	0.00	C/D	6.72	8.73E-05
		2.00	2.98	5.24	5.86			
		4.00	4.98	10.60	7.10			
		7.00	7.98	18.17	7.59			
		4.00	4.98	10.65	7.13			
		2.00	2.98	5.27	5.90			
	27.00 - 30.00	0.00	0.94	0.00	0.00	C/D	7.25	9.42E-05
		2.00	2.94	5.68	6.44			
		4.00	4.94	11.20	7.58			
		7.00	7.94	19.13	8.03			
		4.00	4.94	11.37	7.67			
		2.00	2.94	5.75	6.52			
	30.00 - 33.00	0.00	0.87	0.00	0.00	C/D	6.76	8.79E-05
		2.00	2.87	5.00	5.81			
		4.00	4.87	10.57	7.24			
		7.00	7.87	18.36	7.78			
		4.00	4.87	10.59	7.25			
		2.00	2.87	4.94	5.74			
33.00 - 36.00	0.00	0.87	0.00	0.00	C/D	6.51	8.46E-05	
	2.00	2.87	4.77	5.94				
	4.00	4.87	10.06	6.89				
	7.00	7.87	17.85	7.56				
	4.00	4.87	10.29	7.05				
	2.00	2.87	4.75	5.52				
		0.00	0.87	0.00				

Tableau des résultats des essais de perméabilité [suite]

Sondage	Profondeur (m)	Pression utilisée (bars)	Pression effective (bars)	Débit Q (L/min)	Unité Litreon (UL)	Classification	UL adoptée (UL)	Perméabilité K (cm/s)
F05	36.00 - 39.00	0.00	0.74	0.00	0.00	C/D	6.45	8.39E-05
		2.00	2.74	4.47	5.44			
		4.00	4.74	9.82	6.91			
		7.00	7.74	17.51	7.54			
		4.00	4.74	9.88	6.95			
		2.00	2.74	4.45	5.41			
		0.00	0.74	0.00	0.00			
		39.00 - 42.00	0.00	0.81	0.00			
	2.50		3.31	7.97	8.03			
	5.00		5.81	15.21	8.73			
	7.50		8.31	21.87	8.78			
	10.00		10.80	28.57	8.82			
	7.50		8.31	19.77	7.93			
	5.00		5.81	15.45	8.87			
	2.50		3.31	8.19	8.25			
	0.00	0.81	0.00	0.00				
	42.00 - 45.00	0.00	0.77	0.00	0.00	C/D	6.00	7.80E-05
		2.50	3.27	5.88	5.79			
		5.00	5.77	9.86	5.70			
		7.50	8.27	15.12	6.10			
		10.00	10.77	20.22	6.26			
		7.50	8.27	15.43	6.22			
		5.00	5.77	10.46	6.04			
		2.50	3.27	5.80	5.91			
	0.00	0.77	0.00	0.00				
	45.00 - 48.00	0.00	0.77	0.00	0.00	C/D	5.74	7.46E-05
		2.50	3.26	5.22	5.33			
		5.00	5.76	10.00	5.78			
		7.50	8.26	14.33	5.78			
		10.00	10.76	20.11	6.23			
		7.50	8.26	14.62	5.90			
		5.00	5.76	9.85	5.70			
2.50		3.26	5.35	5.46				
0.00	0.77	0.00	0.00					

Tableau des résultats des essais de perméabilité

Sondage	Profondeur [m]	Pression utilisée [bars]	Pression effective [bars]	Débit Q [L/min]	Unité Lugeon [UL]	Classi- fication	UL doptée [UL]	Perméabilité K [cm/s]
F06	30.70 - 35.60	0.00	1.12	2.71	4.95	E/C	0.05	7.11E-07
		2.00	3.12	4.82	3.16			
		4.00	5.11	5.81	2.32			
		7.00	8.11	6.34	1.60			
		4.00	5.12	3.30	1.32			
		2.00	3.12	1.78	1.17			
		0.00	1.12	0.03	0.05			
	35.60 - 40.50	0.00	1.25	2.36	3.85	E/C	0.46	5.94E-06
		2.00	3.24	4.22	2.65			
		4.00	5.24	5.49	2.14			
		7.00	8.23	6.54	1.62			
		4.00	5.25	4.09	1.59			
		2.00	3.25	1.98	1.24			
		0.00	1.25	0.28	0.46			

Sondage	Profondeur [m]	Pression utilisée [bars]	Pression effective [bars]	Débit Q [L/min]	Unité Lugeon [UL]	Classi- fication	UL doptée [UL]	Perméabilité K [cm/s]
F06bis	23.00 - 28.00	0.00	0.77	1.64	4.23	E/C	1.00	1.30E-05
		2.00	2.77	2.70	1.95			
		4.00	4.76	4.05	1.70			
		7.00	7.76	5.42	1.40			
		4.00	4.77	3.12	1.31			
		2.00	2.78	1.87	1.35			
		0.00	0.78	0.39	1.00			
	28.00 - 32.00	0.00	0.54	1.30	6.07	E/C	0.74	9.63E-06
		2.00	2.53	2.46	2.43			
		4.00	4.52	3.32	1.84			
		7.00	7.51	5.12	1.70			
		4.00	4.53	2.18	1.20			
		2.00	2.54	1.57	1.55			
		0.00	0.54	0.10	0.74			

Tableau récapitulatif des essais Lefranc

Barrage d'Ouldja

4539/4010
Annexe 5

Tableau récapitulatif des essais Lefranc

Sondage N°	Profondeur (m) [m]	Situation	Perméabilité [m/s]	
F01	2,50 - 3,00	Haut rive droite	7,83E-06	Limons argileux.
	5,50 - 6,00	Haut rive droite	2,51E-05	Limons argileux
	8,50 - 9,00	Haut rive droite	4,83E-06	Limons argileux
	12,50 - 13,00	Haut rive droite	1,98E-05	Limons argileux
	15,50 - 16,00	Haut rive droite	1,23E-05	Limons argileux
	18,50 - 19,00	Haut rive droite	3,04E-05	Limons argileux
	21,50 - 22,00	Haut rive droite	2,91E-06	Limons argileux
	24,50 - 25,00	Haut rive droite	2,92E-04	Limons argileux
	27,50 - 28,00	Haut rive droite	5,14E-05	Colluvions à éléments grossiers
	30,50 - 31,00	Haut rive droite	3,07E-05	Colluvions à éléments grossiers
	33,50 - 34,00	Haut rive droite	5,24E-04	Limons argileux
	36,50 - 37,00	Haut rive droite	1,90E-04	Limons argileux
	39,50 - 40,00	Haut rive droite	5,74E-04	Colluvions à éléments grossiers
	42,50 - 43,00	Haut rive droite	1,02E-03	Colluvions à éléments grossiers
45,50 - 46,00	Haut rive droite	2,38E-03	Colluvions à éléments grossiers	
48,50 - 49,00	Haut rive droite	5,92E-04	marnes tendres	
51,50 - 52,00	Haut rive droite	1,99E-03	marnes tendres	
F02	2,50 - 3,00	Mi-pente rive droite	2,66E-06	Limons argileux
	5,50 - 6,00	Mi-pente rive droite	9,77E-08	Limons argileux
	8,50 - 9,00	Mi-pente rive droite	1,40E-06	Limons argileux
	11,50 - 12,00	Mi-pente rive droite	2,35E-06	Alluvions grossières
F04	2,50 - 3,00	Rive gauche	4,97E-06	Colluvions à éléments grossiers
	5,50 - 6,00	Rive gauche	6,50E-06	Colluvions à éléments grossiers
	8,50 - 9,00	Rive gauche	9,62E-06	Colluvions à éléments grossiers
	17,50 - 18,00	Rive gauche	1,93E-05	Limons argileux avec tâches graviers
	20,50 - 21,00	Rive gauche	1,28E-05	Limons argileux
	23,50 - 24,00	Rive gauche	2,06E-05	Limons argileux
	26,50 - 27,00	Rive gauche	5,85E-06	Colluvions à matrice argileuse avec tâches graviers
	29,50 - 30,00	Rive gauche	4,82E-05	Colluvions à matrice argileuse avec tâches graviers
	32,50 - 33,00	Rive gauche	2,32E-05	Limons argileux avec tâches graviers
	35,50 - 36,00	Rive gauche	2,82E-05	Alluvions grossières
	38,50 - 39,00	Rive gauche	2,11E-05	Alluvions grossières
	41,50 - 42,00	Rive gauche	6,00E-06	Alluvions grossières
	44,50 - 45,00	Rive gauche	3,37E-07	Alluvions grossières
	47,50 - 48,00	Rive gauche	2,18E-05	Alluvions grossières
	50,50 - 51,00	Rive gauche	1,20E-05	Alluvions grossières
53,50 - 54,00	Rive gauche	7,36E-06	Alluvions grossières	
56,50 - 57,00	Rive gauche	4,61E-06	Alluvions grossières	
59,50 - 60,00	Rive gauche	9,44E-06	Alluvions grossières	
F04 bis	2,50 - 3,00	Rive gauche	1,64E-05	Limons argileux
	8,50 - 9,00	Rive gauche	5,17E-06	Alluvions grossières
	11,50 - 12,00	Rive gauche	6,43E-06	Alluvions grossières
	14,50 - 15,00	Rive gauche	3,37E-08	Alluvions grossières
	17,50 - 18,00	Rive gauche	5,17E-06	Alluvions grossières
	20,50 - 21,00	Rive gauche	5,17E-06	Alluvions grossières
24,50 - 25,00	Rive gauche	7,99E-06	Alluvions grossières	
F05	2,50 - 3,00	Fond de vallée	2,86E-06	Alluvions grossières
	5,50 - 6,00	Fond de vallée	7,42E-05	Limons argileux avec tâches graviers
F06	1,50 - 2,00	Haut rive gauche	2,87E-04	Limons argileux sableux
	4,50 - 5,00	Haut rive gauche	1,18E-03	Limons argileux sableux
	7,50 - 8,00	Haut rive gauche	7,25E-04	Limons argileux sableux
	10,00 - 10,50	Haut rive gauche	5,88E-04	Colluvions à matrice argileuse
	12,50 - 13,00	Haut rive gauche	5,35E-05	Colluvions à matrice argileuse
	15,50 - 16,00	Haut rive gauche	1,01E-04	Colluvions à matrice argileuse
	18,50 - 19,00	Haut rive gauche	1,41E-05	Colluvions à matrice argileuse
	22,00 - 22,50	Haut rive gauche	1,75E-04	Colluvions à matrice argileuse
26,00 - 26,50	Haut rive gauche	5,78E-06	Colluvions à matrice argileuse	
F06bis	7,50 - 8,00	Rive gauche	5,20E-05	Colluvions à matrice argileuse
	10,50 - 11,00	Rive gauche	2,31E-04	Colluvions à matrice argileuse
	13,50 - 14,00	Rive gauche	1,46E-04	Alluvions grossières
	16,50 - 17,00	Rive gauche	8,57E-05	Alluvions grossières
		Moyenne	1,93E-04	
		Ecartype	4,46E-04	
		Max	2,38E-03	
		Min	3,37E-08	

Fuseau granulométrique des alluvions limoneuses

