

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE« ARBAOUI Abdellah »

Département de Génie de l'eau

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en hydraulique

Spécialité : Conception des Ouvrages Hydrotechniques

THEME

**ETUDE DE LA RETENUE COLLINAIRE SUR
OUED NACHOUF W. BOUIRA**

Présenté par :

M^r MOUSSAMRI SOFIANE

DEVANT LES MEMBRES DE JURY

Nom et Peénom	Grade	Qualité
M^r B.BENLAOUAKLI	M.C.B	Peésident
M^r A.ZEROUAL	M.AA	Examineur
M^{me} N.SAIL	M.AA	Examinatrice
M^{me} S. BERBECHE	M.AA	Examinatrice
M^{me} S.BENSAAD	M.AB	Examinatrice
M^r A.HEBBOUCHE	M.AA	Promoteur

Mars 2014

Remerciements

Je remercie ALLAH le tout puissant, de m'avoir donné le courage, la volonté et la patience de mener à terme ce présent travail

A l'issu de cette étude, Je tiens à exprimer mes vifs remerciements à mes parents pour leurs patience et le bonheur qui m'ont apporté

J'adresse ma profonde reconnaissance à mon promoteur M^{onsieur}. Hebbouche et l'ingénieur M^{onsieur}. Remdane Samy pour leurs contributions à l'élaboration de ce mémoire.

Aux membres du jury qui me feront l'honneur d'examiner mon travail.

Un grand merci pour toutes les personnes qui ont contribuées de près ou de loin pour la réalisation de ce mémoire.

Moussamri sofiane

Dédicace

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

A ma mère qui est un être cher et celle qui ma bercé d'un amour sincère ;

A mon père de qui je tiens ma fierté et ma persévérance ;

*A mon frère, mes sœur sont ma richesse sur cette terre : Hanafi , Salîha , Samia,
Fatîha , sonia et Ryma*

*A tous mes amis surtout, : Ali le grand , cheikh el Hani, Moussa l'artiste, Sofiane le
blanc sans oublier mes amis d'enfance ; Nassim el akh , rafik le philosophe et Saadi la piste.*

Moussamri Sofiane

ملخص: قمنا من خلال هذا العمل بدراسة شاملة على مستوى واد الخلوة (ولاية) من أجل إنشاء حاجز مائي, الذي يعمل على توفير المياه من أجل سقي الأراضي الفلاحية للمنطقة المجاورة له. بعد دراسة معمقة و شاملة لمختلف الجوانب، الجيولوجية, الهيدرولوجية, الطبوغرافية، قمنا باختيار الاقتراح المناسب حيث صممنا الحاجز المائي و تحققنا من ثباته, أما فيما يتعلق بالإنجاز قمنا بشرح عميق و دقيق يضم مختلف أطوار الإنجاز.

Résume :

Dans ce modeste travail, nous avons fait une étude complète sur Oued NACHOUF (Wilaya de BOUIRA) pour réaliser une retenue collinaire, qui doit faire la possibilité d'irriguer des terres agricoles avoisinantes.

Après une étude précise et complète des différentes étapes « géologique, hydrologique, topographique), nous avons choisi la variante adoptée, puis on a implanté la digue et on a vérifié sa stabilité. Pour la réalisation nous avons donné une explication complète contenant les différentes étapes de calcul.

Abstract :

In this modest work, we made a complete study on river NACHOUF (Wilaya of BOUIRA) to carry out a small dam, which must make the possibility of irrigating of the neighbouring arable lands.

After a precise and complete study of the various stages "geological, hydrological, topographic), we chose the adopted alternative, then one established the dam and one checked his stability. For the realization we gave an explanation supplements containing the various stages of calculation.

<i>Liste des figures</i>	N° page
Chapitre I Etude topographique	
Figure ; I.2 La situation géographique de la commune de KADIRIA	03
Figure ; I.2 La situation générale du site du barrage	04
Chapitre III Etude hydrologique	
Figure III.1 ; rectangle équivalent	16
Figure III.2 Courbe et répartition hypsométrique	17
Figure III.3 : réseau hydrographique de la retenue	20
Figure III-4 ; profil en long du talweg	21
Figure III.5 ; répartition mensuelle de la température.	24
Figure III.6 ; répartition mensuelle du vent	25
Figure III.7 ; répartition mensuelle de l'évaporation	26
Figure III.8 ; répartition des pluies moyennes mensuelles	26
Figure III.9 : graphe d'ajustement à la loi de Galton	29
Figure III.10: graphe d'ajustement à la loi de Gauss	31
Figure III.11: graphe d'ajustement à la loi de Gumbel	33
Figure III.12 : représentation des pluies de courte durée en fonction du temps	36
Figure III.13: représentation des intensités en fonction de temps	36
Figure III.14 ; répartition mensuelle des apports	42
Figure III.15 : représentation graphique des hydrogrammes des crues	48
Figure III.16 ; courbe surface- hauteur	50
Figure III.17 ; courbe capacité- hauteur	51
Figure III-18: courbe $q=f(H)$	59
Figure III-19: courbe $q=f(V_{forcé})$	59
Figure III.20 : courbe d'optimisation.	64
Chapitre VI Etude des ouvrages annexes	
Figure. VI-1: Les paramètres du profil d'un déversoir	89
Figure. VI-2: Profil Creager du déversoir	90
Figure. VI-3 : Schéma d'un convergent	94
Chapitre VII Organisation de chantier	
Figure. VII-1 Réseau à nœud	110
Figure. VII-2 Diagramme de Gant	111

<i>Liste des tableaux</i>	page
Chapitre II: Etude géologique et géotechnique	
Tableau II-01 : Quelque séisme plus ou moins ressentis à KADIRIA	08
Tableau II-02-caractéristiques géotechnique du site	12
Chapitre III : Etude hydrologique	
Tableau III.1 : surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitude.	17
Tableau III-02 ; la pente moyenne du bassin versant.	19
Tableau III-3 ; profil en long du cours d'eau principal	21
Tableau III.04: Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant	23
Tableau III.5 : températures mensuelles moyennes (1994-2001)	23
Tableau III.6 : vitesses moyennes de vent (1994-2001).	24
Tableau III.7 : répartition de l'humidité moyenne (1994-2001)	25
Tableau III.8 : répartition de l'évaporation moyenne (1994-2001).	25
Tableau III.9 : précipitations interannuelles mensuelles	26
Tableau III.10 : caractéristiques de l'échantillon	27
Tableau III.11 : résultats d'ajustement à la loi de Galton (lognormale)	28
Tableau III.12: Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon	28
Tableau III.13 : résultats d'ajustement à la loi de Gauss (loi normale)	30
Tableau III.14: Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon	30
Tableau III.15 : résultats d'ajustement à la loi de Gumbel	32
Tableau III.16: Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon	32
Tableau III.17 ; Pluies de courtes durée et leurs intensités	35
Tableau III.18: récapitulatif des résultats des coefficients des variantes.	40
Tableau III, 19 : l'Apport fréquentielle	41
Tableau III.20 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.	42
Tableau III.21 : débit fréquentielle.	44
Tableau III.22 : débit fréquentielle.	45
Tableau III.23 Débits maxima des crues de différentes périodes de retour	45
Tableau III.24: Récapitulatif des débits maxima de crue:	45
Tableau III.25: les résultats des hydrogrammes de crue par la méthode de SOKOLOVSK	47
Tableau III.25 : Crues de projet recommandé.	49
Tableau III 26: courbes surfaces et capacité-hauteur	50
Tableau III.27: la répartition mensuelle de A80%	51
Tableau III.28 Répartition mensuelle des besoins en eau pour l'irrigation	51

Tableau III.29 : répartition mensuelle de la consommation des eaux d'irrigation	52
Tableau III.30 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm ³).	53
Tableau III 31 : Evaporation mensuelle	54
Tableau III.32 : Les volumes des pertes dans la retenue.	54
Tableau III.33 : Régularisation saisonnière avec pertes en (Mm ³).	55
Tableau III-34 ; données initiales pour le calcul de laminage	57
Tableau III-35 : 1 ère étape de calcul	58
Tableau III-36; 2ème étape de calcul	58
Tableau III-37 : 3 ème étape de calcul	58
Tableau III-38 : récapitulatif des résultats de la méthode de kotcherine	60
Tableau III-39 ; résultats de calcul de la revanche pour différentes formules	61
Tableau III.40: Tableau récapitulatif des résultats de calcul de la largeur de la crête	62
Tableau III.41: Coût de la digue.	62
Tableau III.42: Coût de déversoir.	63
Tableau III.43 : Coût de coursier.	64
Tableau III.44 : Coût Total du barrage.	64
Chapitre IV : Etude des variantes de la digue	
Tableau IV-01 : Valeurs indicatives des pentes des talus.	68
Tableau IV.02: Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids	69
Tableau IV.03: Etude comparative de différentes variantes	71
Tableau IV.4 : coordonnées de la parabole de Kozeny.	79
Chapitre V : Etude de stabilité de la digue	
TableauVI.1 : coefficient de pente de talus	82
Tableau VI .2 : Les caractéristiques géotechniques des sols	84
Tableau N° VI.18 : Coefficient de sécurité pour les trois cas	87
Chapitre VI : Etude des ouvrages annexes	
Tableau VI.1 : Les coordonnées du profil de déversoir.	90
Tableau VI.2: Différents paramètres initiales de calcul de la ligne d'eau.	95
Tableau VI.3: ligne d'eau à pas d'espace de 10 m	96
Chapitre VI I : Organisation des chantiers	
Tableau VII-1 : Symboles des opérations	
Chapitre VIII : Protection et sécurité de travail	
Tableau VIII-1 Plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux, de soutènement et de fondations profondes	

	Introduction générale	
Chapitre I : Etude topographique		
I.1	Introduction	01
I.2	Situation géographique du site.	01
I.3	choix du site de barrage	05
I.4	Documentations consultés	05
I.5	Caractéristiques morphologiques	06
I.6	conclusion	06
Chapitre II : Etude géologique et géotechnique		
II.1	Introduction	07
II.2	Séismicité	07
II.3	Géologie régionale et stratigraphie	08
II.3-1	Géologie régionale	08
II.3-1	Aperçu stratigraphique et tectonique	09
II.4	Prospection et programme des travaux de reconnaissance	10
II.4-a	Géomorphologie	10
II.4-b	Géologie du site	10
II.4-c	Profil géologique sous l'axe de la digue	11
II.4-d	Profil géologique de la cuvette	11
II.4-e	Perméabilité	11
II.5	Caractéristiques géotechnique du site	12
II.6	Conclusion	13
Chapitre III : Etude hydrologique		
III.1	INTRODUCTION	14
III.1	Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant	14
III-1-1	Caractéristiques morphologique	14
III-1-1-a	Paramètres géométriques	14
III. a.1	Surface du bassin versant	14
III. a.2	Périmètre du bassin versant	15
III.b	Paramètres de forme	
III.b-1	Indice de compacité (GRAVELIUS)	15
III.b-2	Coefficient d'allongement	15
III.b-3	Rectangle équivalent	15
III.c	Paramètres du relief	16
III.c-1	Courbe et répartition hypsométrique	16
III.c-2	altitude moyenne du bassin versant	18
III.c-2	Indice de pente globale	18
III.c-3	Indice de pente moyenne I_m	19
III.2.	Caractéristiques hydrographiques	19
III.2.a	le réseau hydrographique	19
III.2.b	densité de drainage D_g	20
III.2.c	profil en long de l'oued	20
III.2.d	Temps de concentration du bassin versant t_c	21
III.2.e	Vitesse de ruissellement	22
III.2.f	Coefficient de torrentialité	22
III.3	caractéristiques climatique du bassin versant	23
III.3.1	température	23

III.3.2	le vent	24
III.3.3	Humidité relative	25
III.3.4	évaporation	25
III.3.5	pluie moyenne annuelle	26
III.4	Etude fréquentielle des pluies maximales journalières	27
III.4.1	1Ajustement à la loi log normal (Galton)	27
III.4.2	Ajustement à la loi de Gauss	29
III.4.3	Ajustement à la loi de Gumbel	31
III.5	Pluies de courtes durée et leurs intensités	33
III. 6	Etude des apports	37
III. 6-1	Apport liquide	37
III. 6-2	Caractéristiques de l'écoulement	38
III. 6-3	Irrégularité des apports	41
III.6.3.a	Estimation fréquentielle des apports	41
III.6.3-b	Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel	41
III.7	Transport solide	43
III.8	Etude des crues	44
III.8.a	Formule de GIANDOTTI	44
III. 8.b	Formule de Mallet-Gauthier	44
III. 8.c	Formule de SOKOLOVSKY	45
III.9	1Hydrogramme des crues	46
III.10	Conclusion sur le choix de la crue du projet	49
III.11	Etude de Régularisation	49
III.11.1	les courbes caractéristiques	49
III.11.2	Calcul de volume utile	51
III. 11.3	Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	52
III.11.4	Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)	54
III.12	Laminage des crues	55
III.12.1	La méthode de Kotcherine	59
III.13	<i>Etude d'optimisation</i>	60
III.13.1	Calcul du coût approximatif de la digue	60
III.13.1.a	Calcul de la revanche	61
III. 13.1.b	Largeur en crête	62
III.13.1.c	Calcul du coût de la digue	62
III.13.2	Calcul du coût de l'évacuateur de crues	63
III.13.2.1	Coût du déversoir	63
III.13.2.2	Calcul du coût du coursier	63
III.13.2.3	Coût total du barrage	64
III.14	Conclusion	65
Chapitre IV : Etude des variantes de la digue		
IV.1	Généralités	66
IV.2	Choix du site de la retenue	66
IV.3	Choix du type du barrage	67
IV.3.1	variante 1 ; Barrage Homogène	67
IV.3.2	variante 2 ; Barrage à zones	67
IV.3.3	variante 3 ; Barrage en enrochement avec masque en béton	67
IV.4	CONCEPTION GENERALE DE BARRAGE	68

IV.4.1.	Hauteur de barrage	68
IV.4.1.a	Calcul de la revanche	68
IV. 4.1.b	La largeur en crête	68
IV. 4.1.c	La longueur en crête	68
IV.4.1.2	pentés des talus	68
IV.4.1.3	Protection des talus	69
IV.4.1.4	Les bermes	70
IV.4.2	volumes de la digue	70
IV.4.2.1	Etude comparative de différentes variantes	71
IV.4.2.3	Conclusion sur le choix final du type de barrage	72
IV.5	DRAINAGES	72
IV.6	Constitution et fonctionnement des filtres et drains	72
IV.6.1	Filtres	72
IV.6.2	Drains	73
IV.6.3	Règles générales de dimensionnement des drains et filtres	73
IV.6.4	Calcul des drains	74
IV.6.5	Prisme de drainage	74
IV. 6.5	tapis de drainage	75
IV.6.7	Calcul des filtres	76
IV..7	Clé d'étanchéité	77
IV.8	Etude des infiltrations	77
IV.8.1	Ligne de saturation	78
IV.8.2	Calcul du débit de fuite par infiltration	79
IV..8.2.a	digue	79
IV.8.2.b	la fondation	80
Chapitre V : calcul de stabilité de la digue		
V.1	Calcul de stabilité	81
V.1.1	Généralité sur la stabilité des barrages (Talus)	81
V.1.2	Conséquences de l'instabilité des talus	82
V.1.3	Ordre de calcul (Méthode des tranches)	82
V.1.4	Les caractéristiques géotechniques des sols	83
V.2.1	Calcul des forces appliquées à chaque tranche	84
V.2.2	Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement	86
V.2.2.1	calcul de K_s : (coefficient de sécurité)	86
V.2.2.	Calcul du K_s pour le cas de vidange rapide	86
V.3	Conclusion	87
Chapitre VI : Etude des variantes des ouvrages annexes		
VI.1	Introduction	88
VI.1	L'évacuateur de crues	88
VII.	Dimensionnement et calcul hydraulique de l'évacuateur de crue latérale à entonnement frontal	89
VI.1.1	Canal d'approche	89
VI.1.2	Le déversoir	89
VI. 1.3	Chenal d'écoulement	91
VI.1.3.a	La profondeur critique	92
VI.13.b	La pente critique	92
VI.1.3.c	La profondeur normale	92

VII.4	Calcul de mur de chenal	93
VI.4.1	Calcul du convergent	93
VI.1.5	Le Coursier	95
VI.1.6	Bassin de dissipation	96
VI.1.7	Canal de restitution	97
VI.2	Hauteur des murs bajoyers	98
VI.3	Ouvrage de vidange	99
VI.4	La prise d'eau	101
VI.5	Conclusion	101
Chapitre VIII : Organisation de chantier		
VII.1	Introduction	102
VII.2	INSTALLATIONS DU CHANTIER	102
VII.3	Succession des travaux	103
VII.3.1	Travaux préparatoires	103
VII.3.2	Exécution de l'ouvrage (Planning et phasage des travaux)	103
VII.3.3	Réalisation de la digue	103
VII.3.4	Décapage de la couche de terre végétale	103
VII.3.5	Exécution de la fouille d'encrage de la digue	104
VII.3.6	Choix des engins	104
VII.3.7	Réalisation des drains et filtres	104
VII.3.8	Protection de la crête et des talus	104
VIII.3.b	Réalisation de l'évacuateur de crue	105
VII.3.c	RENDEMENT DES DIFFERENTS ENGINES	105
VII.4	Planification	106
VII.4.1	Définition	106
VII.4.2	Techniques de la planification	106
VII.4.3	Construction du réseau	107
VII.4.4	Les paramètres de la méthode C.P.M	107
VII.4.5	Chemin critique	107
VII.4.6	Planification du projet	108
VII.4.7	Détermination du/des chemin(s) critique(s)	109
Chapitre VIII : protection et sécurité du travail		
VIII.1	Introduction	112
VIII.1	Matériels et dispositifs de sécurité	112
VIII.2	Les causes des accidents	113
VIII.2.1	Facteur matériel et facteur humain	113
VIII.2.2	Les mesures de prévention contre les accidents	114
VIII.2.2.a	Les équipements de protection individuelle	114
VIII.2.2.b	L'ordre dans le chantier et aux postes de travail	115
VIII.2.2.c	Les blindages	115
VIII.2.3	Les travaux de terrassement	115
VIII.2.3.a	Les machines et outils	116
VIII.2.3.b	Les installations électriques	116
VIII.2.3.c	Les premiers soins	116
VIII.2.2.c	CONCLUSION	119

Introduction

Les ressources en eau sont inégalement réparties dans le monde. L'eau douce, celle qui est essentielle à nos besoins, ne représente que 1% du totale des eaux présente sur la terre, le reste étant formé par les eaux salées des mers et des océans,

L'eau douce est donc une ressource rare et précieuse, indispensable pour tout développement que ce soit sur le plan économique ou social, à cet effet on a recours à la mobilisation des eaux de surface par la construction des barrages dans les cours d'eaux , dans cette optique la wilaya de BOUIRA a bénéficié d'un projet de construction d'une retenue collinaire sur l'oued NACHOUF,

Les barrages et les retenues collinaires sont des ouvrages artificiels qui comprennent une digue et quatre ouvrages annexes (prise d'eau, vidange de fond, ouvrage de dérivation et évacuateur de crue) qui ont pour rôle de sécuriser la digue et faciliter l'exploitation

Notre travail consiste à faire une étude d'exécution d'une retenue collinaire sur l'oued Nchouf (kadiria),ce dernier est destiné à assurer l'irrigation des terres se trouvant à l'aval du barrage.

Dans cette étude, le plan à suivre comprend huit parties à savoir :

En premier lieu nous commençons par une étude topographique qui permettra de choisir le site du barrage. Ensuite on procédera à l'élaboration du levé topographique de la cuvette.

En seconde partie, on s'occupera de l'élaboration du rapport géologique et géotechnique qui permettra de choisir le site du barrage.

Dans la troisième partie, une étude hydrologique s'imposera pour déterminer les apports annuels. La bonne estimation de ces derniers conduira à un dimensionnement optimal du barrage.

La quatrième partie consiste à une étude des variantes de la digue avec ses ouvrages annexes (évacuateur de crue, prise d'eau et vidange de fond) afin de choisir la plus économique, et la vérification de la stabilité des talus, ainsi que l'estimation des infiltrations à travers le corps du barrage.

et on terminera par l'élaboration de l'organisation de chantier, ainsi que la protection et sécurité de travail .

ETUDE TOPOGRAPHIQUE

I.1).Introduction :

La topographie constitue le support essentiel du travail d'un hydraulicien qui doit toujours situer précisément les observations réalisées par le topographe, tant en planimétrie qu'en altimétrie. Selon le degré d'avancement des études et l'importance des problèmes, Avant de commencer l'étude du projet qui permet en premier lieu de se prononcer sur l'aptitude topographique du site et de positionner au mieux le barrage et ses ouvrages annexes il est nécessaire d'avoir une connaissance des conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrologiques du site .Les données topographiques nécessaires concernent le bassin versant, la vallée de la rivière à l'amont et l'aval du barrage, son site de la retenue et les zones d'emprunts des matériaux de construction de la digue.

I.2) Situation géographique du site:

Le site de la retenue collinaire de oued Nachouf se situe à une distance de 2 Km au Nord-est de la commune de Kadiria wilaya de Bouira . (Voire FigureI.1: Plan de situation)

Les coordonnées Lambert selon la carte 1/50000^{ème} sont :

$$X = 590.65 \text{ Km.}$$

$$Y = 359.30 \text{ Km.}$$

$$Z = 240.00 \text{ m NGA}$$

La situation géographique de la ville de KADIRIA et le plan de situation de l'ouvrage sont montrés dans les figures ci-après ;

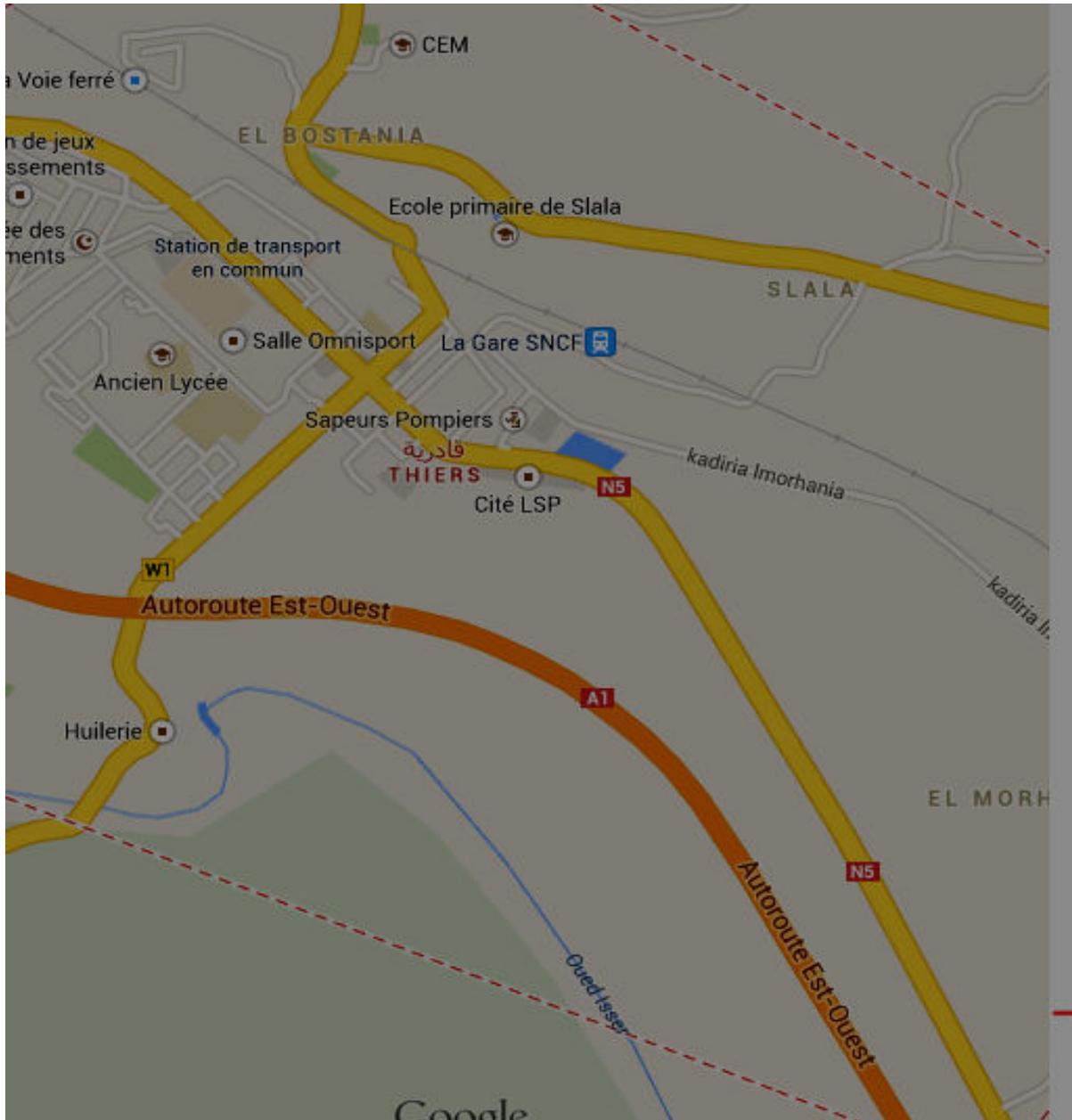


Figure ; I.2 La situation géographique de la commune de KADIRIA

RETENUE COLLINAIRE OUED NACHOUF (Kadiria)
Carte de situation
Echelle 1/25000

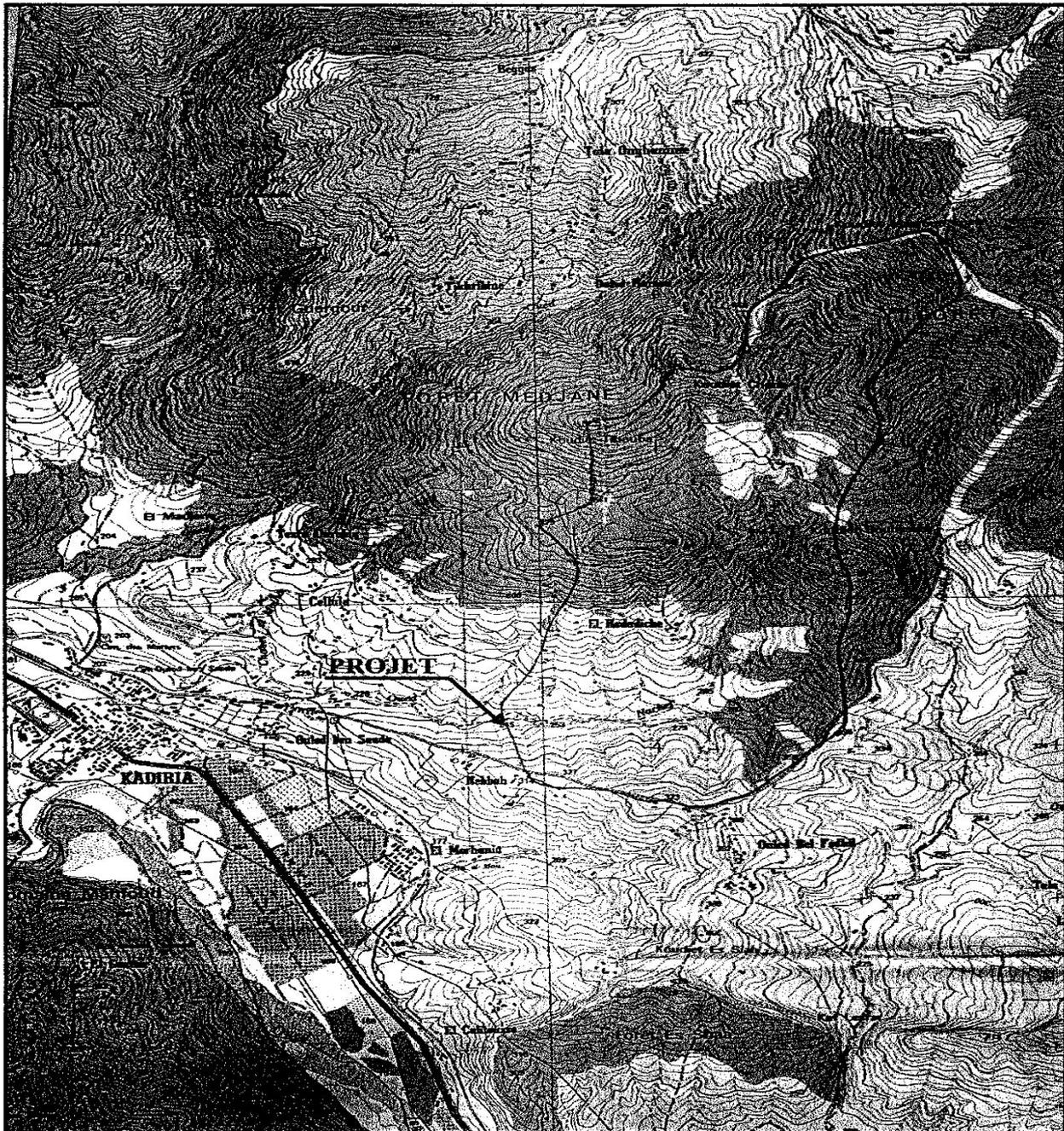


Figure ; I.2 La situation générale du site du barrage

I.3) choix du site de barrage:

La recherche méthodique de sites de barrages est pratiquée lorsqu'il faut trouver du site potentiel de stockage pour répondre à un besoin de ressource en eau dans un secteur donné, qui peut être réduit (un bassin hydrographique de quelques d'hectares) ou très étendu (un grand bassin versant de plusieurs km²). Cette démarche fait appel aux techniques suivantes :

- ◆ Inventaire cartographique sur des cartes topographiques d'échelle appropriée à la taille de la retenue envisagée;
- ◆ photographie aérienne (couples stéréoscopiques) ;
- ◆ prospection directe sur le terrain.

Ces trois techniques se complètent utilement et il est toujours préférable de les associer, lorsque cela est possible, chacune apportant des éléments d'information concourant à une meilleure appréciation des caractéristiques du site :

- ✖ cartographie : estimation « précise » des surfaces et des volumes (barrage, retenue, bassin versant) ;
- ✖ photographie aérienne : nature du couvert végétal, occupation des sols (attention à la date de prise de vue, qui doit être la plus récente possible) ;
- ✖ prospection directe : prise en compte de détails morphologiques et autres, premières indications sur la géologie du site, possibilité de repérage de sites de petite taille.

I.4) Documentations consultés:

Un intérêt particulier doit être accordé à la collecte des données fiables, dont la consistance dépend principalement de l'approche méthodologique. La présente étude nécessite des données cartographiques, hydrologiques et pluviométriques de la région où se trouve le bassin versant.

La documentation topographique pour des travaux sur l'étude de faisabilité du barrage et pour justifier les conceptions de l'étude, on a reçu les documents cartographiques suivant:

- levé topographique de la cuvette ; Ech 1/ 1000 ;
- la carte de situation du bassin versant de la retenue , dressée selon la carte d'état major intitulée LAKHDARIA (PALISTRO) Ech ;1/50000.

I.5) Caractéristiques morphologiques:

Le bassin versant d'Oued Nachouf appartient au grand bassin versant de Oued Isser ,la cote la plus élevée est de 923 m et la cote à l'exutoire est de 240m ;l'Oued nachouf est un influent de Oued Isser qui se jette à la mer.

Le bassin versant est caractérisé par un relief de Beggas ,à l'est par la foret de Madjane , au sud par kodiet essiah et douar EL Morhania et à l'Ouest par la foret de Beggas et Kodiet Bounessis , les montagnes les plus élevés , se trouvent dans les massifs de Beggas avec une ligne de crête qui atteint 923 m .

Le climat:

Le climat de la région est caractérisé par des étés chauds et des hivers froids, les températures varient entre 20⁰C et 40⁰C de mai à septembre et de 3⁰C à 15⁰C de janvier à mars .

La moyenne des précipitations annuelles sur la dépression centrale tourne autour de 500 à 700mm quant à la zone de Oued Nachouf sa précipitation moyenne est de 700 à 800 mm .

I.6) conclusion:

La conception des ouvrages nécessite la réalisation de plans topographiques précis, s'appuyant sur des levés de la zone d'implantation du barrage (au 1/500 ou plus détaillé).

Il est judicieux de profiter des levés topographiques pour faire reporter sur le plan tous les points particuliers dont il est nécessaire de connaître la position précise de notre site et par conséquent une étude topographique est fondamentale.

En fin on peut dire que les conditions topographiques sont bien réunies pour la disposition définitive de la digue et de ses ouvrages annexes.

ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

II-1 Introduction:

Dans le cadre de la projection d'une retenue collinaire sur oued Nachouf située dans la commune de Kadiria , on a entrepris une étude géologique et géotechnique du site , de la cuvette ,des matériaux des zones d'emprunts et de la fondation de la digue et ceci dans le but de la justification des activités à entreprendre et des ouvrages à envisager.

II-2 Séismicité:

A l'échelle du Maghreb, les reliefs de Djurdjura (Kabylie-Algérie) est considérée comme une région sismique. L'étude détaillée des données de la sismicité historique et instrumentale de cette région montre une activité sismique modérée depuis au moins un siècle et demi, à part le séisme de Boumerdesse qui n'est plus modéré et qui a provoqué des dégâts majeurs soit humains et matériels. Les observations géomorphologiques faites sur le versant sud du massif kabyle, s'appuyant sur l'analyse d'images satellites, de photos aériennes et de la topographie, nous ont permis de démontrer la présence d'une activité tectonique quaternaire le long de la rupture de pente au sud de ces massifs. Elle correspond à la réactivation de chevauchements d'âge miocène qui se manifestent par des escarpements d'au moins 10 m affectant le glacis d'âge quaternaire ainsi que les cônes de déjection. Ces escarpements sont interprétés comme des ruptures probablement associées à une succession de séismes de forte magnitude, La région concernée se situe dans la zone II a, l'analyse des chroniques séismologiques récentes pour la région d'étude et ses environs , montre que plusieurs tremblements de terre s'y sont épisodiquement manifestés et ressentis à KADIRIA

Nous limitons à la connaissance des données sur les événements sismique survenus dans l'axe Bouira –Djebahia-Lakhdaria , (source consultée **C.R.A.A.G** ; Centre de Recherche en Astronomie ,Astrophysique et Géophysique – Bouzaréah Alger) .

Tableau II-01 : Quelque séisme plus ou moins ressentis à KADIRIA

Date de l'événement	Epicentre	Magnitude	Dommages
24 juin 1910	Djebahia	6.4	A Ain bessem
08 déc 1950	Lakhdaria	5	A Djebahia
23 mai 1956	Djebahia	6	Peu
09 sept 1946	El esnam	Forte	A Bouira

D'une manière générale les ondes de séismes, si fréquents de la Wilaya de Bouira ne sont ressentis que rarement et faiblement dans notre région d'intérêt .en définitive en retiendra tout le caractère aléatoire de la séismicité , pour notre région d'étude la proximité des epicentres des précédents séismes destructeurs ne laisse pas exclure l'événement de futures secousses pouvant atteindre la région objet de notre étude.

II-3 Géologie régionale et stratigraphie :

II-3 -1) Géologie régionale:

La region de Bouira comprend la partie occidentale de la chaîne du Djurdjura, ainsi que son prolongement vers l'ouest, la lisière de la dépression de Draa-el-Mizan, au nord, et au sud, la plaine du Hamza et ses alentours.

Le Djurdjura occidental se compose du massif de l'Haizer, dont la ligne de crêtes rocheuses s'élève de Teniet Djaboub(1204m) à Tizi Bouzel(1663m) et au Tangout Haizer(2123m). Le point culminant de ce tronçon atteint 3147m (Ras Tachgagalt). La dépression de Tizi-Ogoulmime (1772m) est dominée par l'Azerou N'Sennant (2134m), que borde à l'est la profonde écharnure de Tizi Bou-el-Ma (1686m).

Au Nord de la region, les contreforts de Beni –Mendès (1882m), les crêtes rocheuses des Beni –Ou- Addou (1500 à 1865m), s'abaissent rapidement, par une suite de gradins découpés en pics escarpés (Azerou) ,sur la région accidentée des grès et calcaires nummulitiques, dont la végétation boisée contraste avec la dénudation de la dépression argileuse qu'elle domine .

Au Sud-Est de la région, l'un des plus puissants des contreforts du Djurdjura projette le Tigounatine (1823m) et le Taouilt (1753m) dont les boisements de cèdres surplombent le chaînon de Beni Meddour, qui forment les épaulements de la grande crête.

Le versant Sud de l'Haizer s'abaisse brusquement sur les contreforts de Merkalla (700 à 900m).

La chaîne de l'ouest, d'abord formée par la croupe d'Agouni-Amrous (1286m), se rattache à un mamelonnement général qui comprend les contreforts des Guechtoula (1000 à 800m) et des Nezlioua, que traverse, à Tizi-el- Arba (615m), la route de Draa- el-Mizan à Aomar. Tout ce pays de grès et d'argile est en partie boisé, en partie cultivé en oliviers et figuiers. Son aspect tranche avec les ondulations dénudées de la dépression Nord, dont la monotonie est agréablement interrompue par la riche végétation de la forêt d'oliviers de Tineri.

La plaine du Hamza correspond à une large dépression alluvionnaire altitude (500 à 600m), creusée au pied des contreforts du Djurdjura, dans les collines rougeâtres. La plaine de Bouira se relève, à l'ouest, en pente douce, vers les hauteurs de Tekouka (769m), qui font face au Nord- Ouest à la petite croupe qui porte la forêt de Babor (729m).

A l'ouest de la région, s'amorce la région crétacée qui se rattache aux monts de Tablat, par le djebel Herchaoua et le djebel Hellala (1033m), situé en dehors de la limite.

II-3 -2) Aperçu stratigraphique et tectonique:

Le Djurdjura occidental est formé d'une série de plis aigus dont les axes dirigés sensiblement de l'Ouest vers l'Est, laissent apparaître des zones irrégulières de grès rouges permotriasiques, et dont les flancs sont occupés par les calcaires liasiques, recouverts dans les dépressions synclinales, par le Lias supérieur, couronné de quelques lambeaux éocènes. Ces plis sont fortement déversés au Sud sur l'éocène moyen, également affecté de plis, à noyaux liasiques, toujours déversés dans le même sens (Djebel Taouialt) . Sur les contreforts du Nord, les synclinaux liasiques englobent des zones importantes de calcaires et de grès nummulitiques, lesquels s'étendent transgressivement sur les schistes paléozoïques.

A l'ouest, la chaîne de Guechtoula montre une puissante succession d'assises de la série éocène, dont l'étage supérieur, poudingues et grès de Dra-el- Mizen, occupe

tous les contreforts mamelonnés qui s'abaissent à la dépression de Boghni, occupée par une zone d'argiles et grés du Numidiens à travers laquelle percent, sous l'influence de plissements secondaires et de failles, plusieurs lambeaux éocènes. Dans la partie Est, au Nord de la grande chaîne, les axes de plissements sont jalonnés par des bombements (bracky anticlinaux) de calcaires nummulitiques, mais; dans toute partie centrale et dans l'Ouest, les assises puissantes de grés et de marnes sont repliées suivant plusieurs axes toujours orientés de l'Est à l'Ouest, avec inflexions au N-O.

La zone crétacée qui occupe les contreforts du versant sud du Djurdjura est principalement constituée par les argiles et quartzites maestrichtiens, plissés, sous lesquels apparaissent, à l'Ouest, d'abord le Sénonien, puis le Cénomien et l'Albien, dont les plis font suite à ceux du massif de Tablat et de Plestro,

La plaine du Hamza, de formation quaternaire, est due aux cones de déjection des torrents descendant du Djurdjura, qui ont remanié une partie des alluvions oligocènes (Aquitaniens), dont les dépôts puissants occupent les hauteurs boisées de Tekouka

II-4 Prospection et programme des travaux de reconnaissance :

L'étude a porté essentiellement sur:

- Analyse du sol de fondation de la digue;
- Analyse des terrains de la cuvette;
- Analyse des matériaux des zones d'emprunt.

a) Géomorphologie :

le site présente sous forme d'un talweg, creusé entre deux collines dont le flanc nord est plus développé en hauteur et présente une crête rocheuse tandis que le flanc sud est formé lui par de petites collines, derrière lesquelles le terrain descend vers la ville de Kadiria, au fond de ce talweg serpente le lit de l'oued – Nachouf avec reculement de l'est à l'ouest.

b) Géologie du site :

Si on se base sur les affleurements, nous pouvons dire que ; le flanc nord est formé par une grave argileuse brunâtre, le flanc sud est formé par des argiles schisteuses surmontées par des limons à racines végétales, le lit de l'oued est tapissés par une couche de blocs dans une matrice sable argileuse.

c) Profil géologique sous l'axe de la digue :

Si on se base sur les puits de sondages qui ont réalisés sur site (voir annexe II) on peut dire que ; ce profil reconnu par 4 puits de sondages à laissé entrevoir.

- Une couverture limoneuse brunâtre à racines végétales de 40 cm d'épaisseur
- Un dépôt caillouteux à matrice sableuse sous le lit mineur de l'oued.
- Des argiles schisteuses sur le flanc sud .
- Des argiles schisteuses surmontées par des argiles graveleuses sur le flanc nord.

d) Profil géologique de la cuvette :

08 puits de sondages creusés dans le périmètre de la cuvette sont montré que celle si est formé par :

- une couverture limoneuse à racines végétales.
- Des argiles schisteuses en flanc sud.
- Une terrasse caillouteuse au centre.
- Des argiles graveleuses en flanc nord.

e) Perméabilité :

Deux essais de perméabilité étaient programmé sur :

- Les argiles schisteuses du sol de fondation de la digue
- Sur les argiles schisteuses et les graves argileuses-reconstitués au laboratoire dans un moule normal – pour les matériaux de remblai.

Nous pouvons retenir les valeurs suivantes :

Perméable	terrasse caillouteuse du lit de l'oued	$p \approx 10^{-3}$ m/s.
Peu perméable	argile graveleuse + argile schisteuse	$10^{-5} < p < 10^{-3}$ m/s.
Imperméable	argile schisteuse niveau sain	$p < 10^{-5}$ m/s.

II-5 Caractéristiques géotechnique du site :

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II-02-caractéristiques géotechnique du site

Nature du sol	Argile schisteuse grisâtre			Argile brunâtre caillouteuse		
Caractéristiques physiques						
Granulométrie	0.08mm fines(%)	Taux de sable(%)	Taux de gravier(%)	0.08mm fines(%)	Taux de sable(%)	Taux de gravier(%)
	27 à 39	23 à 42	31 à 37	22 à 50	7 à 21	30 à 70
Teneur en eau	Varie de 10.80 à 16.5 %			Varie de 11.70 à 13.7 %		
Limite d'atterberg	$W_L(\%)$		$I_p(\%)$	$W_L(\%)$		$I_p(\%)$
	48 à 63		18 à 36	51 à 56		19 à 23
	inorganique moyen plastique			Graveleuse peu plastique		
Taux de matières organiques	Un taux de matière organique de 0.24, dans ce taux est admissible			Varie entre 0.16 et 0.26 %, dans ce taux est admissible		
Caractéristiques mécaniques						
Essai proctor normal	$d (t/m^3)$		$W_{opt}(\%)$	$d (t/m^3)$		$W_{opt}(\%)$
	1.90 à 1.93		10 à 11.7	1.89 à 1.94		9.7 à 11.2
Odomètre	P_c (bar)	C_c	C_g	P_c (bar)	C_c	C_g
	1.39 à 2.59	0.13 à 0.14	0.035 à 0.037	0.856	0.30	0.05
Cisaillement	Cohésion non drainé non consolidé varie de 0.80 à 0.86 bars.			Cohésion non drainé non consolidé varie de 0.20 à 1.0 bars.		
	Angle de frottement interne varie de 10 à 15°.			Angle de frottement interne varie de 09 à 17°.		

Avec ; P_c ; la pression de consolidation

C_c : coefficient de compression, C_g ; coefficient de gonflement.

W_L : limite de liquidité, I_p : indice de plasticité.

d : poids volumique sec maximum, W_{opt} ; teneur en eau optimal.

Au vu des caractéristiques géotechniques précédente on peu dire que les argiles graveleuse brunâtres provenant du flanc nord de la cuvette, de plus les argiles schisteuses peuvent entrer dans la confection du remblai de la digue.

La mise en œuvre se fera ;

- Par couche successive de 30 cm d'épaisseur.
- La teneur en eau de compactage doit oscilles entre 10 et 11%
- La densité sèche doit atteindre au moins 95 %de densité OPM (optimum proctor normal).

Les engins de compactage adaptés pour ce type de matériaux sont les rouleaux à pneu lourd et un pied de mouton pour le grave argileux

Conclusion

A ce stade de connaissance des conditions de site, on ne relève aucune contrainte ou problème géologique majeur qui se rapportent à la stabilité des rives ou à l'étanchéité de la retenue

A priori, la disponibilité de matériaux locaux (argiles) dans des zones proches et très accessible, laisse envisager la construction d'un ouvrage en terre avec un dispositif d'étanchéité et d'ancrage adapté à la nature des sols en place.

ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction

L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle d'eau qui débute avec l'arrivée de celle-ci sur la surface de la terre. Elle englobe les précipitations, le ruissèlement et les eaux souterraines. Dans ce chapitre nous allons réaliser une étude hydrologique en utilisant diverses méthodes et approches issues à fin de déterminer certaines caractéristiques du Bassin versant ainsi que les caractéristiques hydro-pluviométriques nécessaires à l'étude de dimensionnement hydrotechnique de la retenue.

III.1 Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant:

On appelle bassin versant d'un cours d'eau (permanent ou temporaire) l'ensemble des terrains tels que les eaux de pluie, qui y tombent et y ruissellent, atteignent finalement le cours d'eau en question.

Un bassin versant est donc limité par une ligne de crête qui est la ligne de partage des eaux de ruissellement. Le premier travail consiste à délimiter le bassin versant.

Ce travail a été élaboré sur la carte d'état major de LAKHDARIA à l'échelle 1/50.000^{ème} dont les coordonnées l'ambert de l'axe sont :

$$X = 590.65 \text{ Km.}$$

$$Y = 359.30 \text{ Km.}$$

$$Z = 240.00 \text{ m NGA}$$

Après avoir délimité le bassin versant et représenté son réseau hydrographique, avec la répartition et courbe hypsométrique. On a mesuré la majorité des caractéristiques hydromorphométriques de notre bassin.

III-1-1 Caractéristiques morphologique:

a) Paramètres géométriques :

a.1) Surface du bassin versant:

La superficie est obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant a été donnée par planimétrie (Autocad 2011) et elle est de : $S = 5 \text{ Km}^2$

a.2) Périmètre du bassin versant:

Le périmètre est obtenu par curvimétrage et il est de : $P = 11.8 \text{ Km}$

a.3) Longueur du talweg principal:

C'est le talweg le plus long, il est de : $L_p = 5.6 \text{ Km}$

b) Paramètres de forme:**b.1) Indice de compacité (GRAVELIUS):**

Cet indice caractérise la forme du bassin versant (allongé ou ramassé)

$$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}}$$

P : périmètre du bassin versant.

S : surface du bassin versant.

AN ; $K_c = 1,48$.

Selon la valeur de K_c on pourra dire que notre bassin est allongé.

b.2) Coefficient d'allongement :

Ce coefficient est obtenu par la relation : $Ca = L^2 / S$

L : la longueur du talweg principal $L = 5.6 \text{ Km}$

S : la superficie du bassin versant. $S = 5 \text{ Km}^2$

AN; $Ca = 8,89$.

b.3) Rectangle equivalent:

C'est la transformation du bassin versant en un rectangle de longueur L et de largeur l en gardant la même surface, ceci permet la comparaison entre les bassins versant du point de vue influence de la forme sur l'écoulement. Ainsi que ces deux paramètres rentrent dans des formules par la suite.

La longueur est donnée par la formule

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

La largeur est donnée par la formule: $l = \frac{P}{2} - L$

AN ; $L = 4.82 \text{ Km}$ $l = 1.03 \text{ Km}$.

$$L = 4.82 \text{ Km}$$

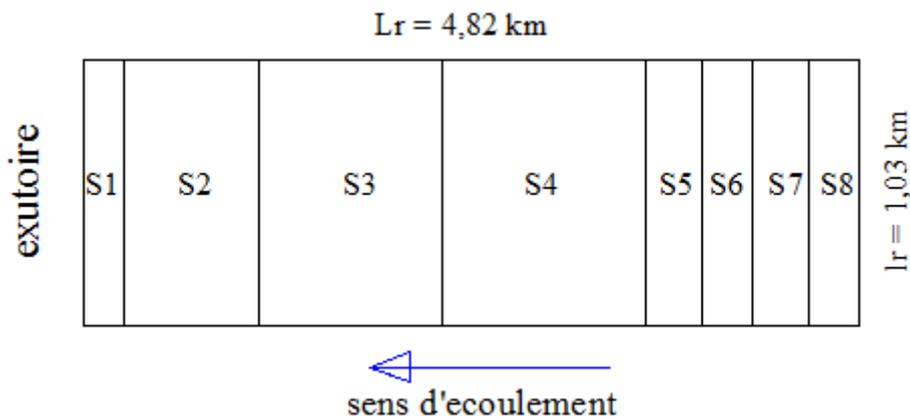


Figure III.1 ; rectangle équivalent

c) Paramètres du relief ;

Le relief est un facteur essentiel, il est caractérisé par :

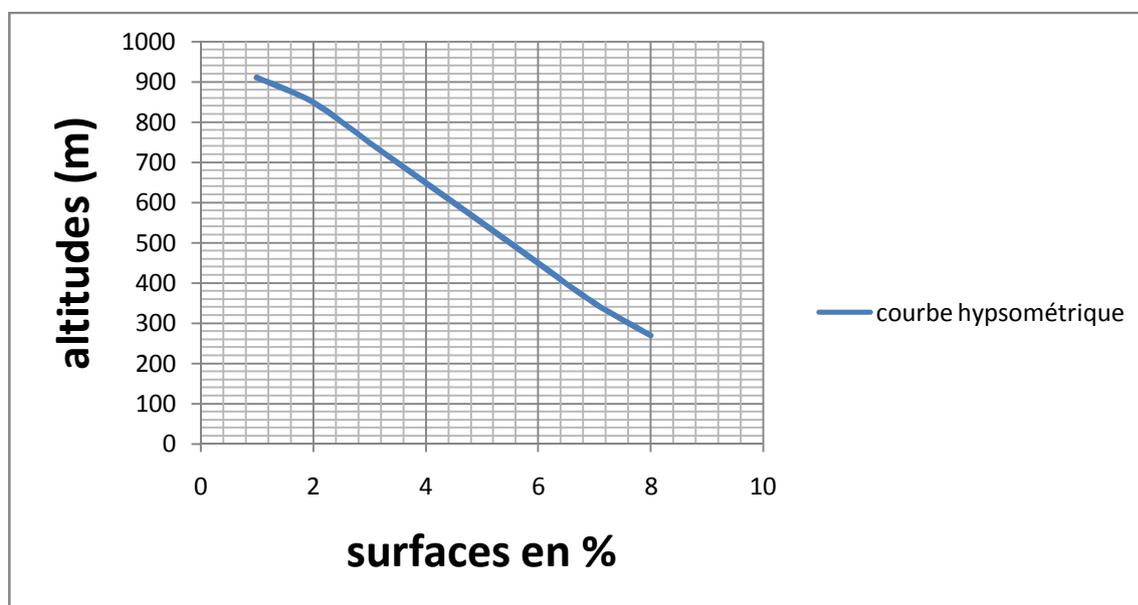
- La courbe hypsométrique.
- L'altitude moyenne
- L'indice de pente globale I_g .
- L'indice de pente moyenne du bassin versant I_m

c.1) Courbe et répartition hypsométrique :

Pour estimer ces paramètres on doit présenter la répartition hypsométrique après planimétrie des aires partielles comprises entre les courbes de niveau maîtresses et les différentes cotes. La courbe hypsométrique est donnée dans la figure N°III.2

Tableau N°III.1 : surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitude.

Hmoy(m)	Superficie partielle (km ²)	Superficie partielle en(%)	Superficie cumulée (km ²)	Superficie cumulée en (%)
923-900	0.015	0.30	0.015	0.30
900-800	0.138	2.76	0.153	3.06
800-700	0.200	4.00	0.353	7.06
700-600	0.610	12.2	0.963	19.26
600-500	1.150	23.0	2.113	42.26
500-400	0.830	16.6	2.943	58.86
400-300	1.401	28.02	4.344	86.88
300-239	0.662	13.24	5.006	100.0

**Figure III.2** Courbe et répartition hypsométrique

c.2) altitude moyenne du bassin versant :**- Altitude médiane:**

L'altitude médiane est H_{med} est lue sur la courbe hypsométrique : $H_{50\%}=478m$

- Altitude moyenne:

$$H_{moy} = \frac{\sum S_i H_i}{S}$$

S_i : surface partielle entre deux courbes de niveaux (Km^2)

H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveaux successives (m)

S : Superficie du bassin versant (Km^2)

$$H_{moy}=470.44 \text{ m}$$

- L'altitude maximale et minimale :

Elles sont obtenues directement à partir de cartes topographiques ;

$$H_{max} = 923 \text{ m NGA} , \quad H_{min} = 239 \text{ m NGA.}$$

c.3) Indice de pente globale:

Cet indice est déterminé par la formule suivante:

$$I_g = \frac{D}{L}$$

Avec: $D = H_{5\%} - H_{95\%}$. $H_{5\%} = 780m$. $H_{95\%} = 290m$

$$AN ; D = 490m.$$

L : la longueur du rectangle équivalent.

	Relief	I_g
1	Très faible	I_g 0.002
2	Faible	0.002 I_g 0.005
3	Assez faible	0.005 I_g 0.01
4	Modéré	0.01 I_g 0.02
5	Assez modéré	0.02 I_g 0.05
6	Fort	0.05 I_g 0.1
7	Très fort	0.05 I_g

AN ; $I_g=0,09$ Donc le relief est fort .

c.4) Indice de pente moyenne I_m :

$$\frac{\Delta}{L_1.L_2...L_n}$$

I_m ; pente moyenne [m/km ou %]

Δ ; dénivelés entre deux courbes de niveaux successives

$L_1.L_2...L_n$; les longueurs des courbes de niveaux (km).

S ; superficie du bassin versant (km²)

Tableau III-02 ; la pente moyenne du bassin versant.

Altitude (m)	Δ (m)	Longueur (km)
300	100	3.47
400	100	3.05
500	100	3.50
600	100	2.54
700	100	0.92
800	100	0.65
900	100	0.43

AN ; $I_m = 25.22$ %.

III-2 Caractéristiques hydrographiques:

a)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) ». Dans notre bassin versant de l'oued Nachouf, le cours d'eau principal est de l'ordre 4. Le réseau hydrographique avec la classification des différents cours d'eau est représenté dans la figure N°III-3.ci-après ;

RESEAU HYDROGRAPHIQUE DE LA RETENUE

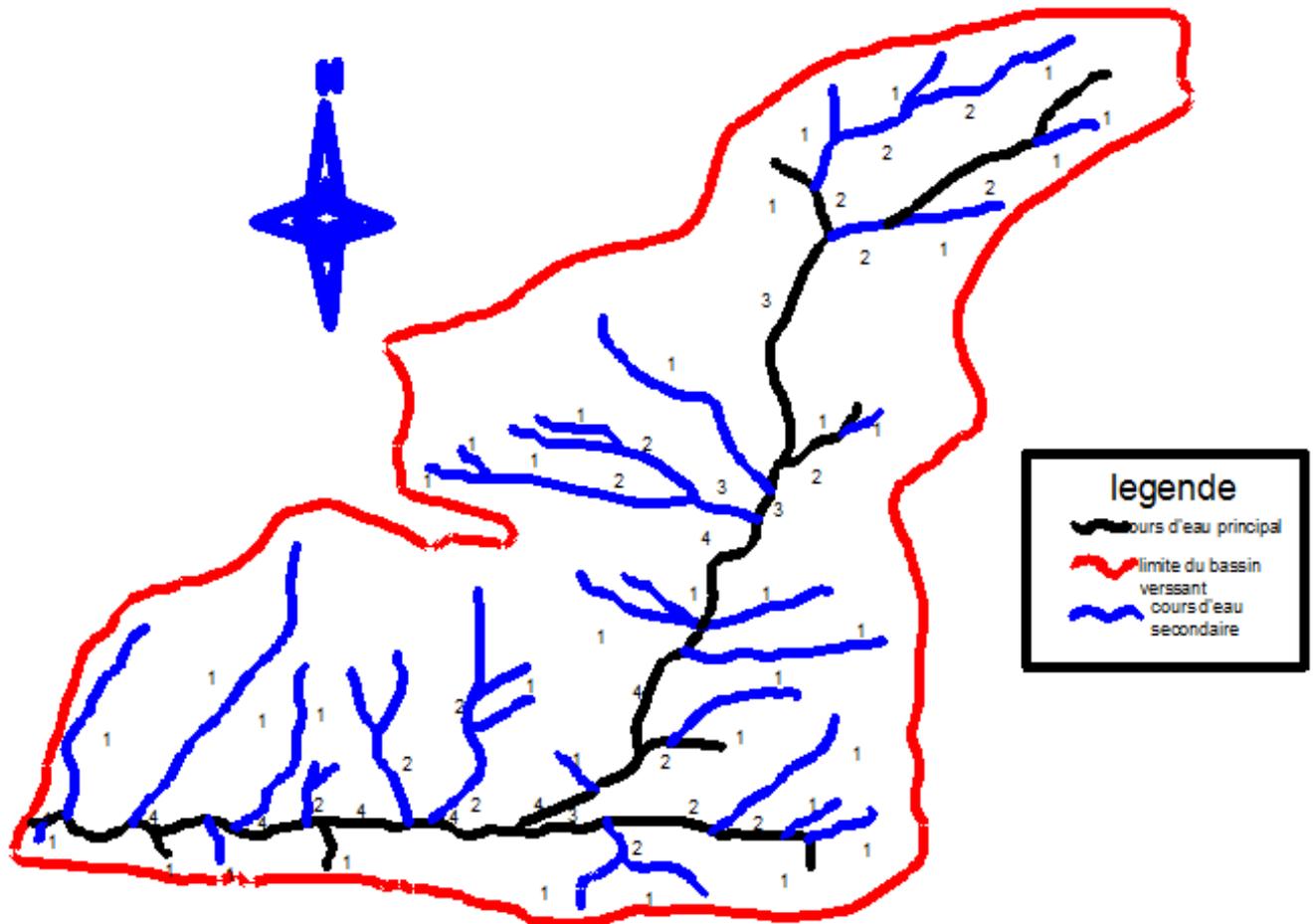


Figure III.3 : réseau hydrographique de la retenue

b) densité de drainage D_g ;

C'est la longueur totale de tous les talwegs du bassin.

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S}$$

$\sum L_i$: longueur total des talwegs d'ordre i en (Km) $\sum L_i = 23.22$ Km.

S: surface du bassin versant en (Km²).

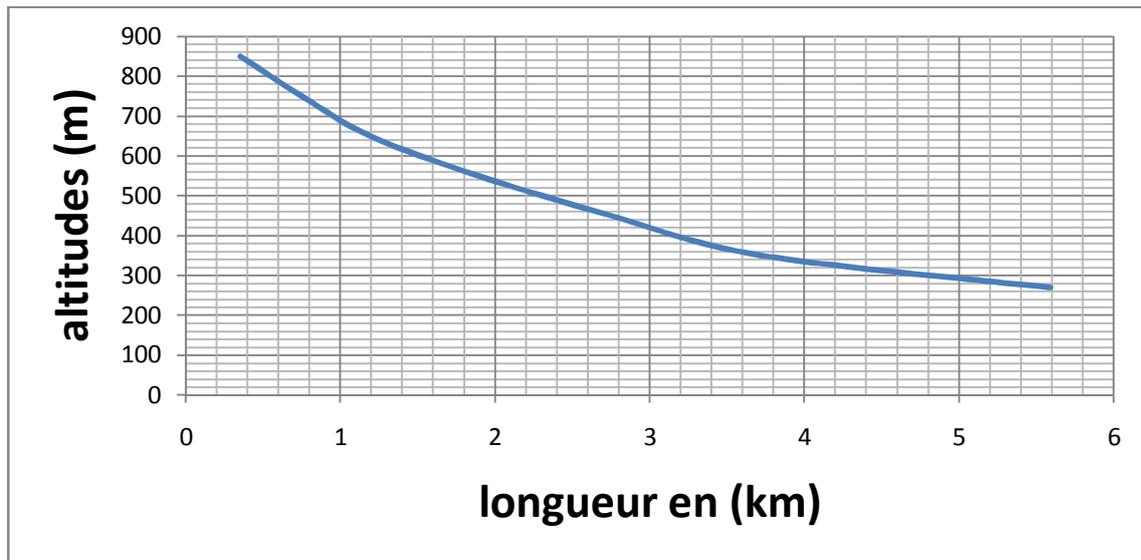
$$\text{AN ; } D_d = 4,64 \text{ km/km}^2.$$

c) profil en long de l'oued ;

Ce profil en long est tracé à partir de la carte topographique à l'échelle 1/50.000 en tenant compte de l'altitude et de la longueur de cours d'eau à l'exutoire.

Tableau III-3 ; profil en long du cours d'eau principal

N°	Altitude (m)	Distances partielles (km)	Distances cumulée (km)
1	900-800	0.35	0.35
2	800-700	0.40	0.75
3	700-600	0.44	1.19
4	600-500	0.70	1.89
5	500-400	0.86	2.75
6	400-300	0.97	3.72
7	300-239	1.87	5.59

**Figure III-4 ; profil en long du talweg****d) Temps de concentration du bassin versant t_c :**

Le temps de concentration t_c des eaux sur un bassin versant se définit comme le maximum de durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre un point du bassin et l'exutoire de ce dernier.

- Formule de GIANDOTTI :

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}}$$

Avec T_c : temps de concentrations exprimé en heure ;

S : surface du bassin versant en (Km^2);

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

H_{moy} : altitude moyenne du bassin versant en (m);

H_{\min} : altitude minimale du bassin versant en (m);

AN : $t_c = 1.42$ heures.

e) 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 :

$$V_r = \frac{L}{T_c}$$

Avec L : Longueur du thalweg principal en (km);

T_c : Temps de concentration en (h).

AN : $V_r = 3,94$ Km/h.

f) Coefficient de torrentialité :

Il est défini comme étant :

$$C_t = D_d * F_1 \quad \text{ave} \quad F_1 = \frac{N_1}{S} \quad F_1; \text{ densité hydrographique.}$$

N_1 : Nombre de thalwegs d'ordre 01, ($N_1=36$);

S : Superficie du bassin versant. D_d : densité de drainage.

AN: $C_t = 56,48$ Km⁻³.

Tableau III.04: Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant

Superficie		S	Km ²	5
Périmètre		P	Km	11.8
Longueur du cours d'eau principal		L _p	Km	5.6
Indice de compacité		K _C	-	1.48
Coefficient d'allongement		Ca	-	6.27
Rectangle équivalent	longueur	L _r	Km	4.82
	largeur	l _r	Km	1.03
Altitudes	maximale	H _{max}	m	923
	moyenne	H _{moy}	m	470.44
	médiane	H _{med}	m	478
	minimale	H _{min}	m	239
Pente moyenne de B.V		I _{moy}	m/m	25.22
Indice de pente globale		I _g	m/Km	0.1
Vitesse de ruissellement		V _r	Km / h	3.94
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	4.64
Coefficient de torrencialité		C _t	Km ⁻³	33.4
Temps de concentration	GIANDOTTI	T _c	h	1.42
	CALIFORNIA	T _c	h	1.1
	KIRPICH	T _c	h	6.2

III-3 caractéristiques climatique du bassin versant :**III-3-1 température:**

Les températures mensuelles moyennes de la station de BOUIRA sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.5 : températures mensuelles moyennes (1994-2001).

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
T _{moy} (°c)	22.4	17.8	12.7	9	8.63	9.3	11.9	13.7	18.9	23	26.8	27.5

Source : ONM

Le régime de températures se caractérise par un été chaud et un hiver relativement doux .la température moyenne de l'air varie de 8.63°C à 27.5°C

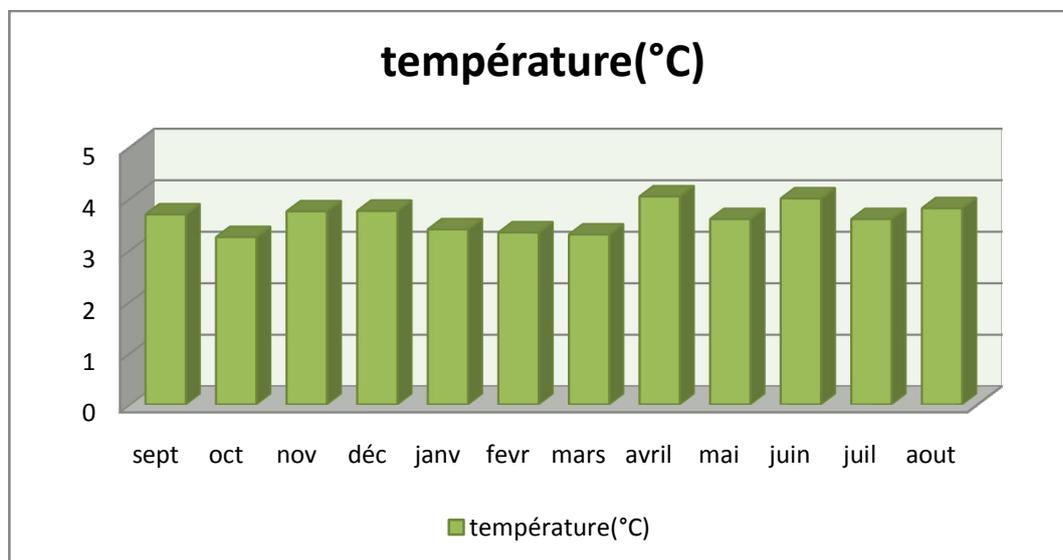


Figure III.5 ; répartition mensuelle de la température.

III-3-2 le vent:

Les vitesses du vent mesurées à la wilaya de LAKHDARIA comprises entre (2,4 à 3,2) m/s. d'après les mesures de la station de LAKHDARIA sur une période de 7 années (1994-2001), le tableau suivant représente les vitesses moyennes de vent en (m/s).

Tableau III.6 : vitesses moyennes de vent (1994-2001).

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
V _{moy} (m/s)	3.69	3.25	3.75	3.76	3.4	3.34	3.3	4.04	3.6	4.0	3.6	3.81

Source : ONM

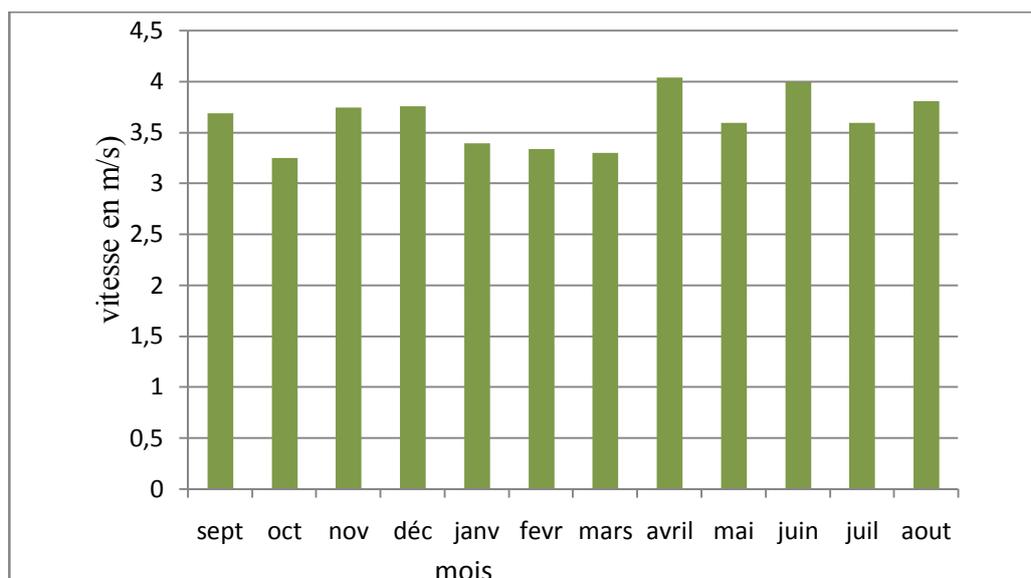


Figure III.6 ; répartition mensuelle du vent

III-3-3 Humidité relative:

Les valeurs de l'humidité mensuelle moyenne a la station de LAKHDARIA sont mentionnés dans le tableau suivant:

Tableau III.7 : répartition de l'humidité moyenne (1994-2001)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
H _{moy} (%)	58	69	72	75	76	73	76	70	69	64	62	49

III-3-4 évaporation ;

Des mesures d'évaporations (en mm) sont effectuées régulièrement à la station météorologique de Bouira .les valeurs moyennes mensuelle observés pour la période de 2008

Tableau III.8 : répartition de l'évaporation moyenne (1994-2001).

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Eva(mm)	274	171	86	90	78	89	89	120	150	214	268	362

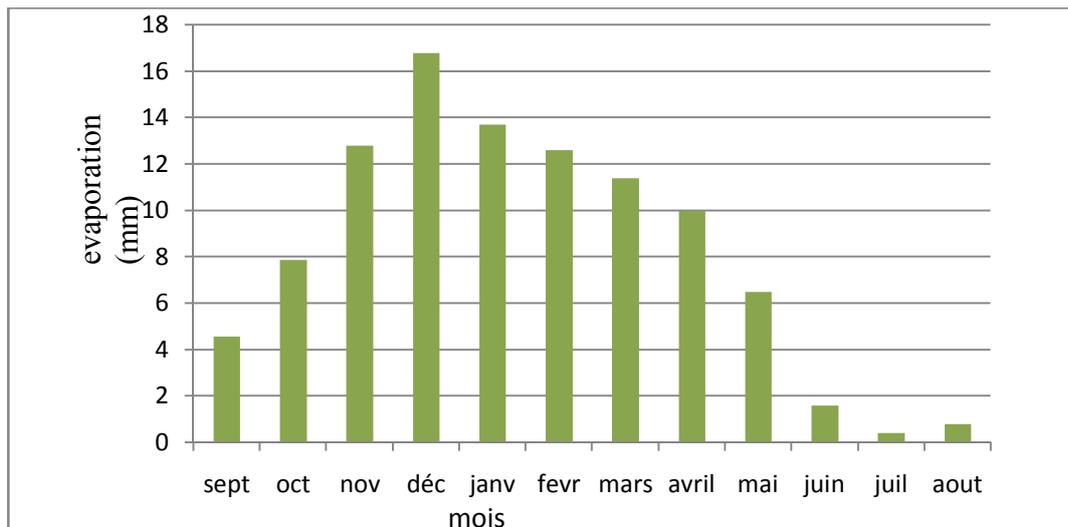


Figure III.7 ; répartition mensuelle de l'évaporation

III-3-5 pluie moyenne annuelle :

La station qu'on travaille au-dessus si celle de LAKHDARIA , identifié sou le numéro de code suivant ;09 05 02 code ANRH. Les précipitations interannuelles mensuelles de cette station sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau III.9 : précipitations interannuelles mensuelles

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Jul	Aou	total
P(mm)	32.68	56	92.04	120.3	98.44	90.63	82.08	72.06	46.7	11.85	3.4	5.8	712
P (%)	4.57	7.84	12.88	16.84	13.78	12.68	11.49	10.08	6.53	1.66	0.5	0.8	100

Source : ANRH

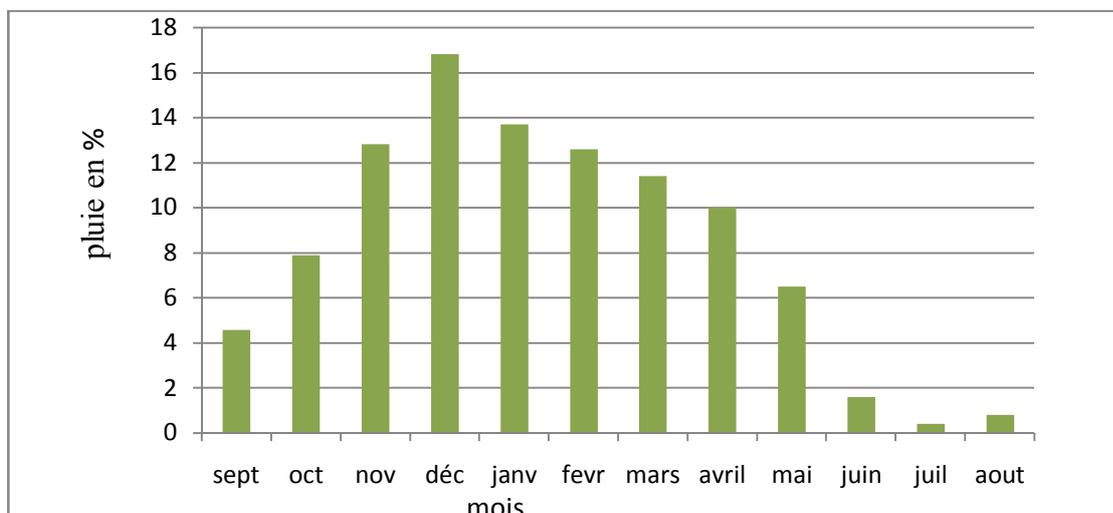


Figure III.8 ; répartition des pluies moyennes mensuelles

III-4 Etude fréquentielle des 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 par la suite les précipitations maximales journalières fréquentielles les plus réalistes.

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes :

- Classer la série des précipitations par ordre croissant;
- Calcul de la fréquence expérimentale;
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série de données;
- Ajuster graphiquement la loi choisie;
- Calculer le quantile et son intervalle de confiance.

On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières à la loi de Gumbel (doublement exponentielle), Galton (log normale) et Gauss (normale) et l'homogénéisation à l'aide de logiciel **Hyfran**.

Les caractéristiques de l'échantillon sont les suivantes

Tableau III.10 : caractéristiques de l'échantillon

Nombre d'années d'observation	42
Minimum	24.5
Maximum	117
Moyenne	61.5
Ecart-type	23.3
Médiane	57.6
Coefficient de variation (Cv)	0.378
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.02
Coefficient d'aplatissement (Ck)	3.24

III-4 -1Ajustement à la loi log normal (Galton) :

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

$$F (X) = \frac{1}{\sqrt{2 \Pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du$$

$$\text{Ou : } u = \frac{X_i - \bar{x}}{\sigma_x} \quad (\text{variable réduite de GAUSS})$$

L'équation de la droite de Galton est la suivante :

$$\text{Log } x_{p\%} = \overline{\text{Log } x} + \delta \text{ Log } U_{p\%}$$

Tableau III.11 : résultats d'ajustement à la loi de Galton (lognormale)

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10000	0.9999	207	51.7	105	308
2000	0.9995	178	37.6	105	252
1000	0.9990	167	32.2	104	230
200	0.9950	140	21.1	98.1	181
100	0.9900	128	17.0	94.7	161
50	0.9800	117	13.4	90.3	143
20	0.9500	101	9.28	83.1	119
10	0.9000	89.3	6.77	76.0	103
5	0.8000	76.7	4.89	67.1	86.3
3	0.6667	66.5	3.94	58.8	74.2
2	0.5	57.2	3.38	50.6	63.9

Tableau III.12: Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon

Log normale (Maximum de vraisemblance)

	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	-1.28	24.5
Maximum	Aucun	117
Moyenne	60.7	60.7
Ecart-type	21.8	22.1
Médiane	57.2	57.6
Coefficient de variation (Cv)	0.359	0.364
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.10	1.04
Coeffic d'aplatissement (Ck)	5.21	3.53

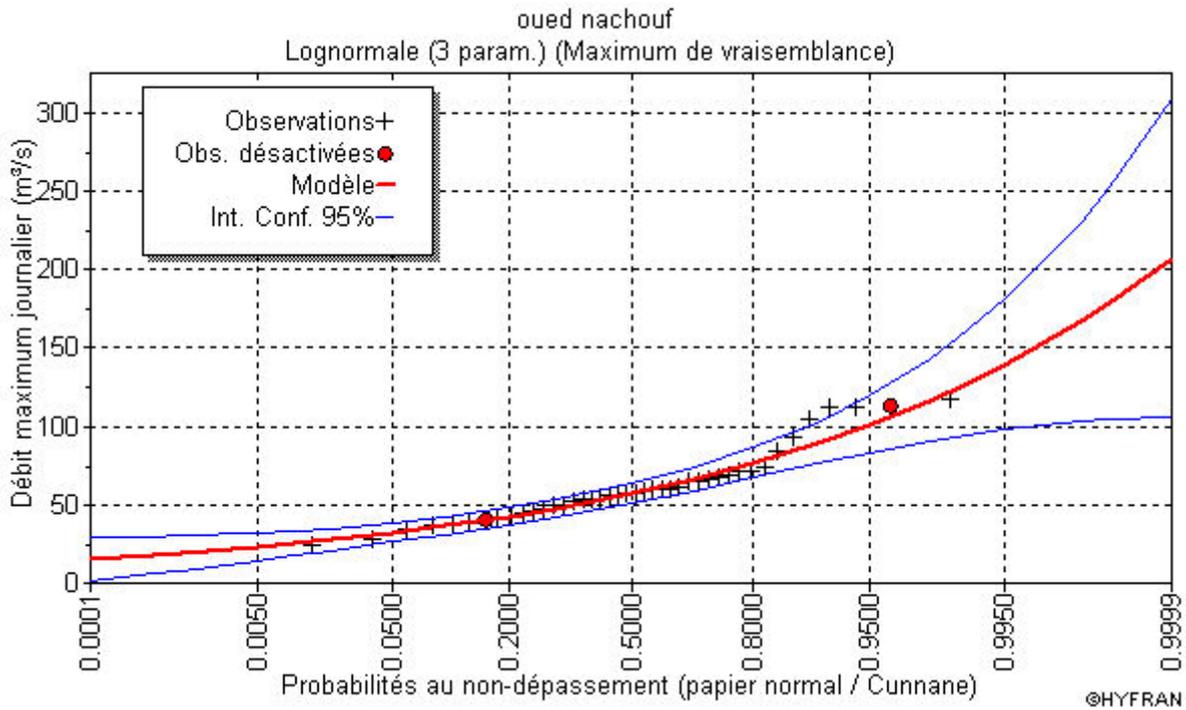


Figure III.9: graphe d’ajustement à la loi de Galton

III-4-2 Ajustement à la loi de Gauss :

Une variable appartient à la distribution normale lorsque sa fonction de répartition est de la forme :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad (\text{Fréquence au non dépassement})$$

U : variable réduite de Gauss. Elle est donnée par : $u = \frac{x - \bar{x}}{\sigma}$

La transformation $x = \bar{x} + \sigma u$ est l’équation de la droite de Henry sur papier à probabilité gaussienne.

Tableau III.13 : résultats d'ajustement à la loi de Gauss (loi normale)

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10000	0.9999	143	9.95	124	163
2000	0.9995	134	8.96	116	151
1000	0.999	129	8.50	112	146
200	0.995	118	7.34	103	132
100	0.99	112	6.80	98.9	126
50	0.98	106	6.22	94.0	118
20	0.95	97.1	5.41	86.5	108
10	0.9	89.1	4.75	79.8	98.4
5	0.8	79.4	4.09	71.4	87.4
3	0.6667	70.3	3.66	63.1	77.4
2	0.5	60.7	3.50	53.9	67.6

Tableau III.14: Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon

Loi normale (Maximum de vraisemblance)

	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	24.5
Maximum	Aucun	117
Moyenne	60.7	60.7
Ecart-type	22.1	22.1
Médiane	60.7	57.6
Coefficient de variation (Cv)	0.364	0.364
Coefficient d'asymétrie (Cs)	0.00	1.04
Coeffic d'aplatissement (Ck)	3.00	3.53

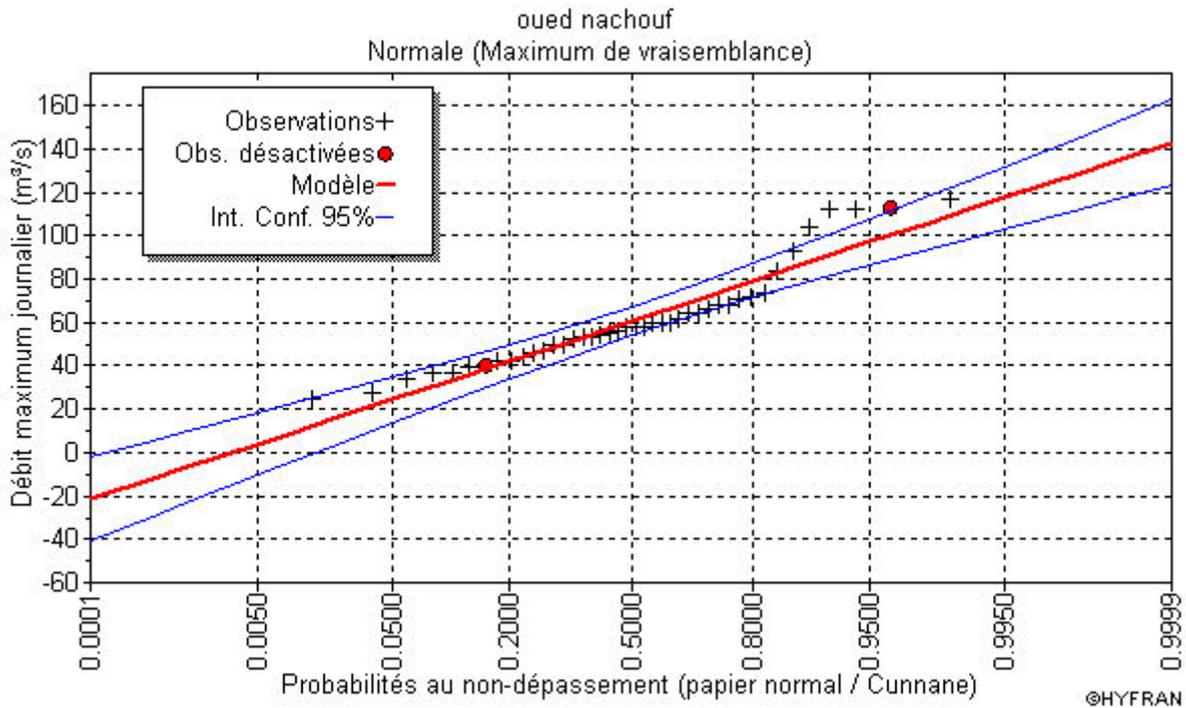


Figure III.10: graphe d'ajustement à la loi de Gauss

III-4-3) Ajustement à la loi de Gumbel :

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

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{x-x_0}{\alpha}}} \quad \text{Avec : } y = \frac{x-x_0}{\alpha}$$

y : Variable réduite de Gumbel.

α : paramètre d'échelle α > 0

x : Précipitation maximale journalière (mm)

x₀ : Paramètre de position (mode).

On peut écrire : $y = -\ln(-\ln(F(x)))$ et l'équation de la droite de Gumbel est : $X = \alpha * Y + X_0$

Tableau III.15 : résultats d'ajustement à la loi de Gumbel

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10000	0.9999	210	21.1	169	252
2000	0.9995	182	17.6	148	217
1000	0.999	170	16.2	139	202
200	0.995	142	12.7	118	167
100	0.99	130	11.2	108	152
50	0.98	118	9.76	99.2	137
20	0.95	102	7.83	86.8	118
10	0.9	89.7	6.39	77.2	102
5	0.8	76.7	4.96	67.0	86.5
3	0.6667	66.4	3.94	58.7	74.1
2	0.5	57.1	3.20	50.8	63.4

Tableau III.16: Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon

Loi gumbel (Maximum de vraisemblance)

	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	24.5
Maximum	Aucun	117
Moyenne	60.8	60.7
Ecart-type	22.2	22.1
Médiane	57.1	57.6
Coefficient de variation (Cv)	0.366	0.364
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	1.04
Coeffic d'aplatissement (C _k)	2.40	3.53

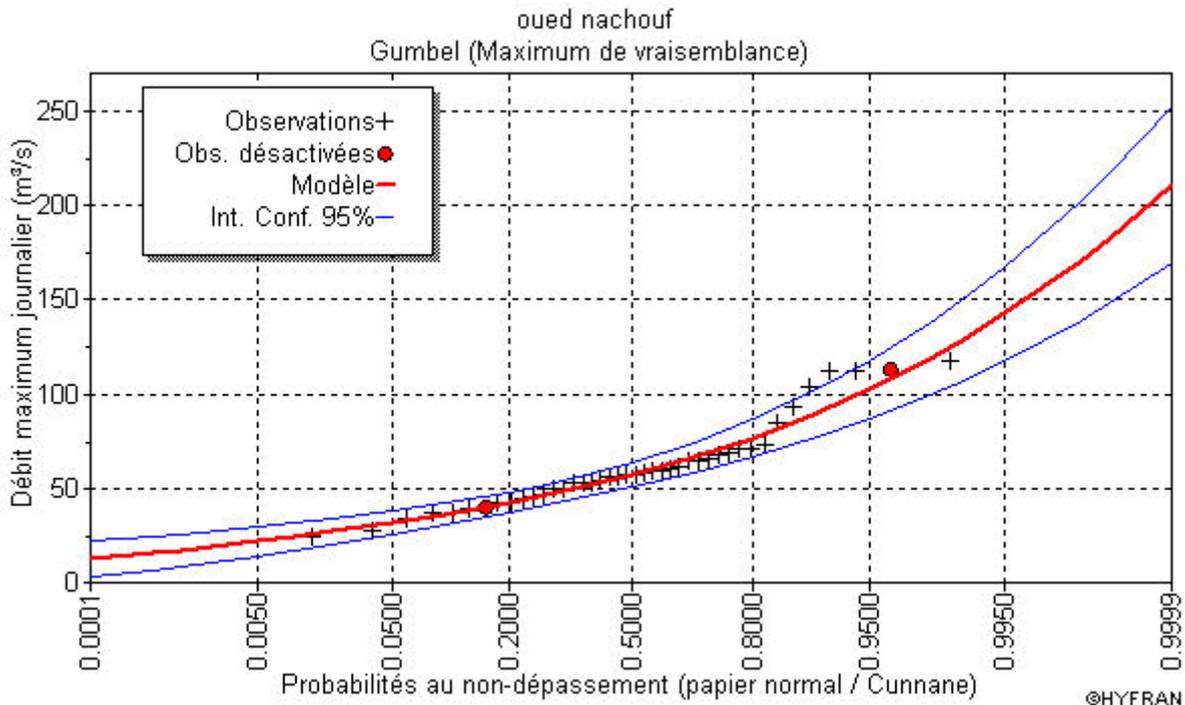


Figure III.11: graphe d'ajustement à la loi de Gumbel

Conclusion :

Le teste de χ^2 de Pearson montre que tous les ajustements sont adéquats. D'après les graphes d'ajustement, on a remarqué que la série s'ajuste mieux à la loi de **Gumbel**. Car tous les points sont plus proches à la droite de HENRY.

III-5) Pluies de courtes durée et leurs intensités :

On entend par averse une période de forte pluie ininterrompue.

$$P_{ct} = P_{\max j} \left(\frac{t}{24} \right)^b$$

P_{ct} : pluies de courte durée (mm) de fréquence égale à celle de $P_{\max j}$.

$P_{\max j}$: pluies maximales fréquentielles.

t: temps en heure.

b: exposant climatique de la région ($b = 0,33$).

L'intensité de pluies est donnée par la formule suivante: $I_t = \frac{P_{ct}}{t}$

Tableau III.16 ; Pluies de courtes durée et leurs intensités ;

Période (an)	10		20		50		100		1000	
P.maxj(mm)	89.7		102		118		130		170	
T (h)	P max,t p%	I ₀ (mm/h)	P max,t p%	I ₀ (mm/h)	P max,t p%	I ₀ (mm/h)	P max,t p%	I ₀ (mm/h)	P max,t p%	I ₀ (mm/h)
0,5	27,0152	54,0303	30,7196	61,4392	35,5383	71,0767	39,1524	78,3048	51,1993	102,3986
1	33,4909	33,4909	38,0833	38,0833	44,0572	44,0572	48,5376	48,5376	63,4722	63,4722
1,5	37,9765	25,3177	43,1840	28,7893	49,9580	33,3053	55,0384	36,6923	71,9734	47,9822
2	41,5189	20,7595	47,2122	23,6061	54,6180	27,3090	60,1724	30,0862	78,6870	39,3435
2,5	44,4927	17,7971	50,5937	20,2375	58,5299	23,4120	64,4821	25,7928	84,3228	33,7291
3	47,0798	15,6933	53,5356	17,8452	61,9333	20,6444	68,2316	22,7439	89,2259	29,7420
3,5	49,3842	14,1098	56,1560	16,0446	64,9647	18,5614	71,5713	20,4489	93,5933	26,7409
4	51,4713	12,8678	58,5293	14,6323	67,7104	16,9276	74,5962	18,6490	97,5488	24,3872
4,5	53,3854	11,8634	60,7059	13,4902	70,2283	15,6063	77,3702	17,1934	101,1764	22,4836
5	55,1579	11,0316	62,7213	12,5443	72,5600	14,5120	79,9390	15,9878	104,5356	20,9071
5,5	56,8119	10,3294	64,6022	11,7458	74,7358	13,5883	82,3361	14,9702	107,6703	19,5764
6	58,3652	9,7275	66,3684	11,0614	76,7792	12,7965	84,5872	14,0979	110,6141	18,4357
6,5	59,8315	9,2049	68,0359	10,4671	78,7081	12,1089	86,7124	13,3404	113,3931	17,4451
7	61,2220	8,7460	69,6170	9,9453	80,5373	11,5053	88,7275	12,6754	116,0283	16,5755
7,5	62,5455	8,3394	71,1220	9,4829	82,2783	10,9704	90,6456	12,0861	118,5366	15,8049
8	63,8094	7,9762	72,5592	9,0699	83,9411	10,4926	92,4774	11,5597	120,9320	15,1165
8,5	65,0200	7,6494	73,9358	8,6983	85,5335	10,0628	94,2319	11,0861	123,2263	14,4972
9	66,1823	7,3536	75,2575	8,3619	87,0626	9,6736	95,9164	10,6574	125,4292	13,9366
9,5	67,3010	7,0843	76,5295	8,0557	88,5342	9,3194	97,5376	10,2671	127,5492	13,4262
10	68,3797	6,8380	77,7561	7,7756	89,9532	8,9953	99,1010	9,9101	129,5936	12,9594
10,5	69,4218	6,6116	78,9411	7,5182	91,3241	8,6975	100,6113	9,5820	131,5686	12,5303
11	70,4302	6,4027	80,0878	7,2807	92,6506	8,4228	102,0727	9,2793	133,4797	12,1345
11,5	71,4074	6,2093	81,1991	7,0608	93,9362	8,1684	103,4890	8,9990	135,3318	11,7680
12	72,3558	6,0296	82,2775	6,8565	95,1837	7,9320	104,8634	8,7386	137,1291	11,4274

12,5	73,2772	5,8622	83,3253	6,6660	96,3959	7,7117	106,1989	8,4959	138,8755	11,1100
13	74,1736	5,7057	84,3446	6,4880	97,5751	7,5058	107,4980	8,2691	140,5743	10,8134
13,5	75,0465	5,5590	85,3372	6,3213	98,7234	7,3128	108,7630	8,0565	142,2286	10,5355
14	75,8974	5,4212	86,3047	6,1646	99,8427	7,1316	109,9962	7,8569	143,8411	10,2744
14,5	76,7275	5,2916	87,2487	6,0171	100,9347	6,9610	111,1993	7,6689	145,4144	10,0286
15	77,5381	5,1692	88,1704	5,8780	102,0011	6,8001	112,3741	7,4916	146,9507	9,7967
15,5	78,3303	5,0536	89,0712	5,7465	103,0432	6,6479	113,5222	7,3240	148,4521	9,5776
16	79,1050	4,9441	89,9522	5,6220	104,0624	6,5039	114,6450	7,1653	149,9204	9,3700
16,5	79,8633	4,8402	90,8144	5,5039	105,0598	6,3673	115,7438	7,0148	151,3573	9,1732
17	80,6058	4,7415	91,6587	5,3917	106,0366	6,2374	116,8200	6,8718	152,7646	8,9862
17,5	81,3334	4,6476	92,4861	5,2849	106,9937	6,1139	117,8744	6,7357	154,1435	8,8082
18	82,0468	4,5582	93,2973	5,1832	107,9322	5,9962	118,9083	6,6060	155,4955	8,6386
18,5	82,7466	4,4728	94,0931	5,0861	108,8528	5,8839	119,9226	6,4823	156,8219	8,4769
19	83,4335	4,3912	94,8742	4,9934	109,7565	5,7767	120,9181	6,3641	158,1237	8,3223
19,5	84,1081	4,3132	95,6413	4,9047	110,6438	5,6740	121,8958	6,2511	159,4021	8,1745
20	84,7708	4,2385	96,3949	4,8197	111,5157	5,5758	122,8562	6,1428	160,6581	8,0329
20,5	85,4222	4,1669	97,1356	4,7383	112,3725	5,4816	123,8003	6,0390	161,8927	7,8972
21	86,0627	4,0982	97,8639	4,6602	113,2151	5,3912	124,7285	5,9395	163,1066	7,7670
21,5	86,6928	4,0322	98,5804	4,5851	114,0440	5,3044	125,6417	5,8438	164,3007	7,6419
22	87,3128	3,9688	99,2855	4,5130	114,8597	5,2209	126,5403	5,7518	165,4758	7,5216
22,5	87,9232	3,9077	99,9796	4,4435	115,6626	5,1406	127,4249	5,6633	166,6326	7,4059
23	88,5243	3,8489	100,6631	4,3767	116,4534	5,0632	128,2961	5,5781	167,7718	7,2944
23,5	89,1165	3,7922	101,3365	4,3122	117,2324	4,9886	129,1543	5,4959	168,8941	7,1870
24	89,7000	3,7375	102,0000	4,2500	118,0000	4,9167	130,0000	5,4167	170,0000	7,0833

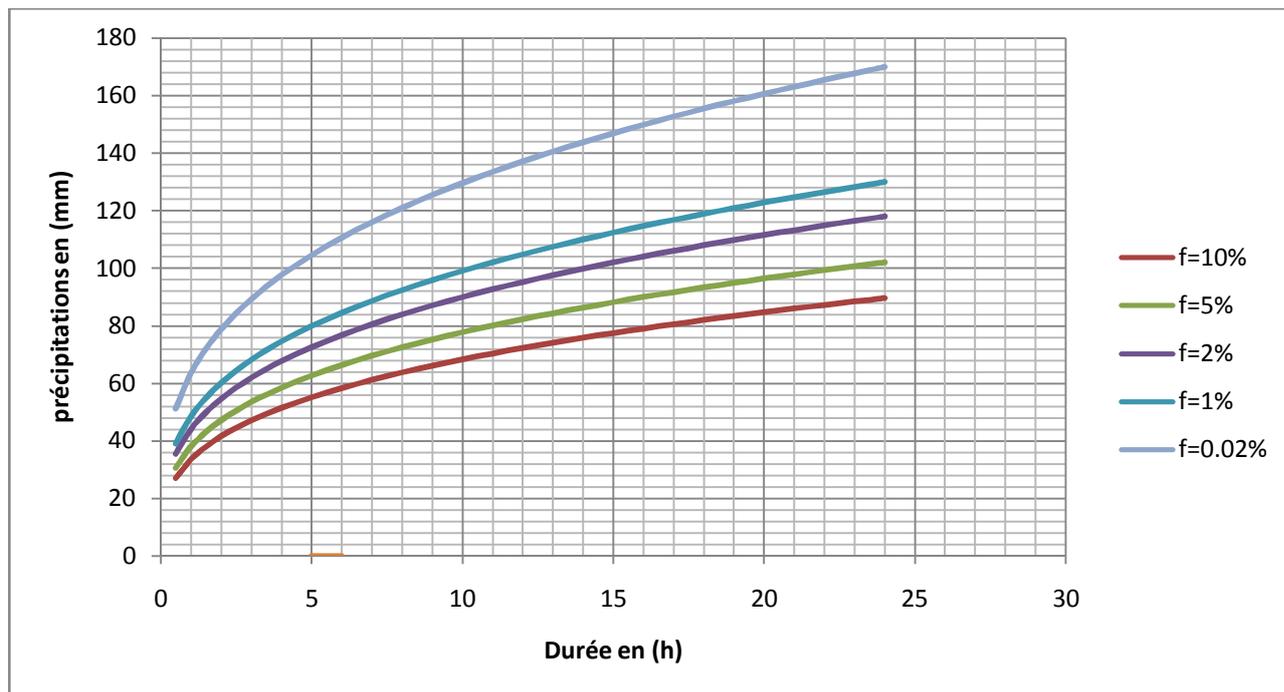


Figure III.12 : représentation des pluies de courte durée en fonction du temps

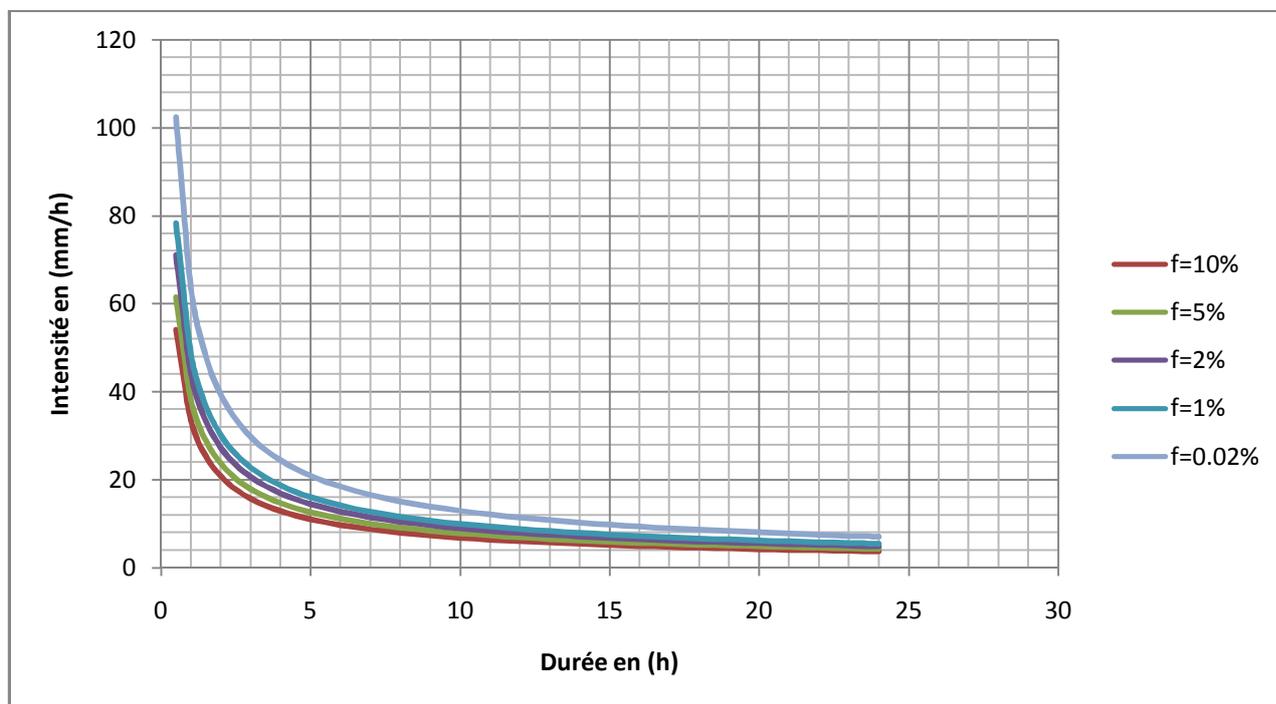


Figure III.13: représentation des intensités en fonction de temps

III-6-Etude des apports :**III-6-1 Apport liquide :**

On a plusieurs formules pour évaluer l'apport moyen interannuel

➤ **Formule de SAMIE :**

$$A=S*L_e$$

$$L_e=P^2(293-2.2*S^{1/2})$$

L_e : lame d'eau écoulée (mm).

P : précipitation moyenne (mm).

S : la superficie bassin versant en (km^2).

➤ **Formule de DERY II:**

$$A= 0.513 * P^{2.683} * D_d * S^{0.842}$$

A : apport moyen interannuel (en Mm^3).

P : précipitation moyenne (mm).

S : superficie (en Km^2).

D_d : densité de drainage (km/km^2).

➤ **Formule de MEDINGER:**

$$L_e = 1.024 (P - 0.26)^2$$

P : précipitation moyenne (mm). $A= L_e * S (\quad)$

L_e : lame d'eau écoulée (mm).

➤ **Formule de l'ANRH :**

$$A = 0.915 * P^{2.684} * S^{0.842}$$

P : précipitation moyenne (m).

S : superficie (en Km^2).

➤ **Formule de TURC:**

$$L_e= P - P/(0.9+(P^2/L^2))^2.$$

$$L = 300 + 25 T + 0.05 T^3$$

P : précipitation moyenne (mm).

T : température moyenne annuelle en °C.

L : coefficient dépend de la température.

Les résultats de calcul sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau III.17 : Apports moyens interannuels

Formule	Apports moyens interannuels (Mm ³)
Formule de SAMIE	1.03
Formule de Medinger	1.04
Formule de l'ANRH	1.43
Formule de TURC	0.6

On adopte la valeur moyenne entre les 4 méthodes on prend la valeur proche de moyenne

$$= \frac{1.03 + 1.04 + 1.43 + 0.6}{4} = 1.047$$

$$= 1.05$$

III-6-2 ; Caractéristiques de l'écoulement :

➤ Module de l'écoulement (M_e) :

Il est donné par :

$$M_e = \frac{A_0}{T}$$

A₀ : Apport moyen annuel [litres].

T : Temps d'une année en [secondes] "T = 31,536.10⁶ secondes".

$$AN : M_e = \frac{1.05 \cdot 10^9}{31,536 \cdot 10^6} = 33.3 \text{ l/s}$$

➤ Module de l'écoulement relatif ou spécifique (M₀)

On a :

$$M_0 = \frac{M_e}{S}$$

M₀ : Module de l'écoulement ([l/s]).

S : Superficie du bassin [Km²].

$$\text{AN : } M_0 = \frac{33.3}{5} = 6.66/\text{s}/\text{km}^2$$

➤ **Lame d'eau écoulée**

On a

$$L_e = \frac{A_0}{S}$$

S : Superficie du bassin.

$$\text{AN : } L_e = \frac{1.05 \cdot 10^6}{5 \cdot 10^6} = 0,210 \text{ m} = 210 \text{ mm}$$

➤ **Coefficient de l'écoulement :**

Il est donné par :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{\text{moy}}}$$

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en [mm] ;

L_e : Lame d'eau écoulée en [mm].

$$\text{AN : } C_e = \frac{210}{712} = 0.29$$

➤ **Coefficient de variation :**

Pour le calcul du coefficient de variation C_v et en absence d'une série d'observation, on doit utiliser les formules empiriques.

a) Formule de SOKOLOVSKY ;

On a :

$$C_v = a - 0,063 \log_{10} (S + 1)$$

Avec : $a = 0,78 - 0,29 \log_{10} (M_0)$

M_0 : Module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

$$\text{A.N : } C_v = 0,49$$

b) Formule de OURKGUIPROVODKHOZ :

$$C_v = \frac{0,7}{M_0^{-0,127}}$$

M : Module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

$$\text{A.N : } = 0.55$$

c) Formule de L'ANTONOV :

$$C_v = \frac{0.7}{(S + 1000)^{0,097}}$$

S : Superficie du bassin en [km²].

$$\text{AN : } = 0.358$$

d) Formule de KRISTEKLY MENKEL :

$$C_v = \frac{0,83}{(S^{0,06} \cdot M_0^{0,27})}$$

M₀ : module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

S : Superficie du bassin en [km²].

$$\text{AN : } = 0.45$$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le Tableau N° III.18.

Tableau III.18: récapitulatif des résultats des coefficients des variantes.

Formule	C _v
SOKOLOVSKY	0.49
OURKGUIPROVODKHOZ	0.55
L'ANTONOV	0.358
KRISTEKLY MENKEL	0.45

Coefficient de variation moyen calculé à base des formules empiriques sera donc

$$C_{v,moy} = \frac{0,49+0,55+0,358+0,45}{4} = 0,45$$

On prend le coefficient proche de moyenne donc : $C_v = 0,45$

III-6-3 Irrégularité des apports :

a) Estimation fréquentielle des apports :

L'estimation fréquentielle des apports peut être envisagée par l'application d'une loi

Log Normale (Loi de Galton) qui est donnée comme suit :

Les apports annuels ajustés à une loi statistique log-normale de forme :

$$A_{\%} = \frac{A_0 \cdot e^{U \cdot \sqrt{\log(C_v + 1)}}}{\sqrt{C_v^2 + 1}} = \frac{1,62 \cdot e^{U \cdot \sqrt{\log(0,42 + 1)}}}{\sqrt{0,42^2 + 1}} = 1,49 \cdot e^{0,40 \cdot U}$$

$A_{\%}$: Apport de fréquence donnée.

u : Variable réduite de Gauss.

A_0 : Apport moyen annuel [Mm^3].

C_v : Coefficient de variation.

Les résultats de calcul sont donnés dans le Tableau III.16.o

Tableau III,19 : l'Apport fréquentielle.

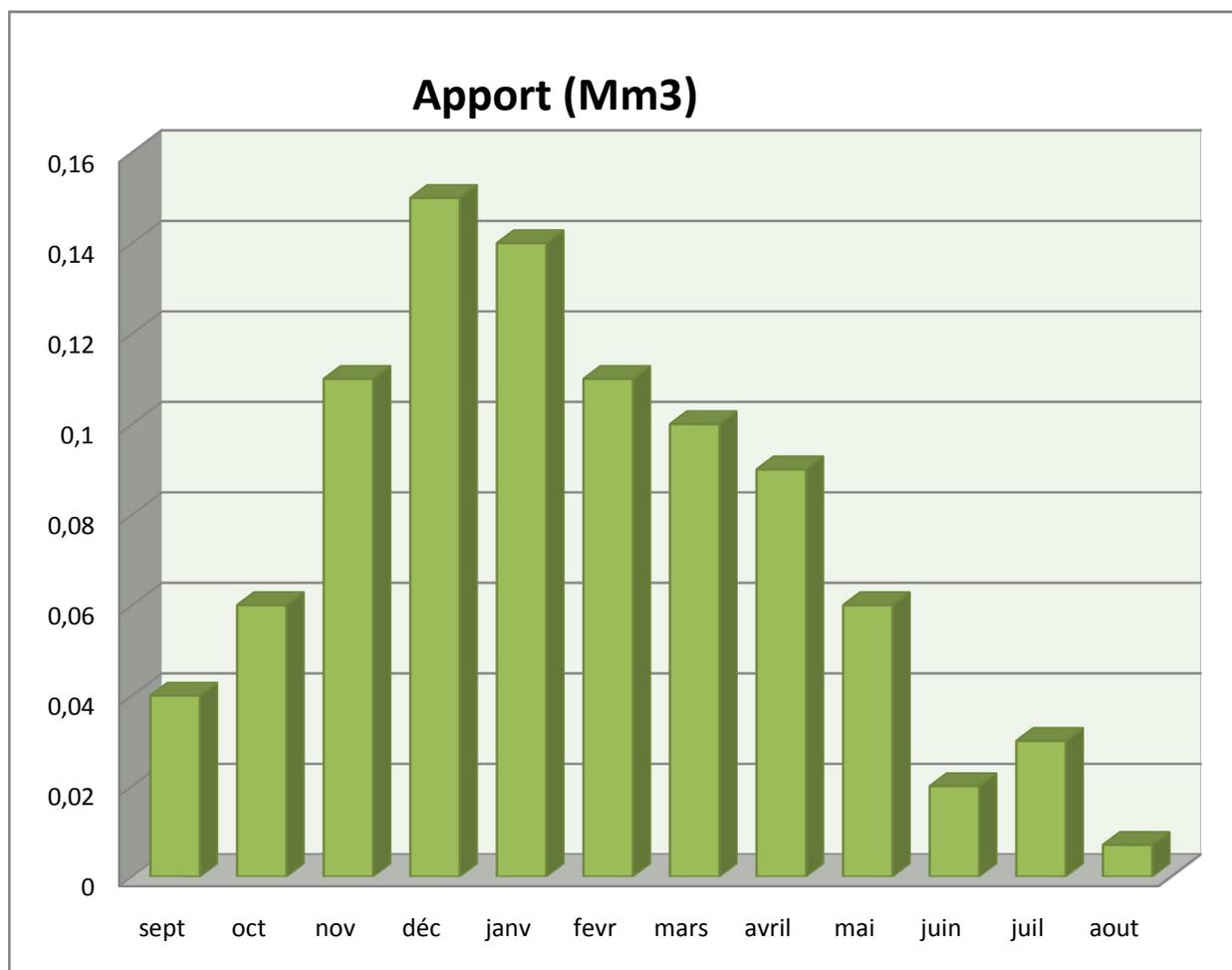
Période de retour (an)	4 / 5	10	50	100	1000
Fréquence (%)	80	10	2	1	0.1
Le variable réduit "u"	-0,841	1,282	2,054	2,327	3,091
Apport (Mm^3)	0.89	1.59	2.17	2.42	3.2

b) Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel:

La répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80% suit la même répartition mensuelle des précipitations on à donc :

Tableau II.20 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.

Mois	sept	oct	nov	dec	jan	fev	mar	avr	mai	jui	juil	aout	tot
$A_{80\%}(Mm^3)$	0.04	0.06	0.11	0.15	0.14	0.11	0.10	0.09	0.06	0.02	0.003	0.007	0.89

**Figure III.14** ; répartition mensuelle des apports

III-7. Transport solide :

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

➤ **Détermination du volume mort**

la formule de TIXERONT est recommandée pour la région de l'Est algérien pour l'évaluation du taux d'abrasion.

Cette formule a été établie à partir de 32 B.V algériens et 9 B.V tunisien répartition du B.V en fonction de perméabilité.

Formule de TIXERONT:

Elle tient compte de la répartition du bassin Versant en fonction de sa perméabilité et s'écrit.

$$T_s = \alpha \cdot L_0^{0.15}$$

Avec : T_s : le transport solide en (t/Km²/an).

L_0 : la lame écoulée en (mm).

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant,

$\alpha = 350$ (faible à moyenne).

Soit : $T_s = 833,08$ (t/Km²/an).

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1.05 - 1.10) \frac{Q_s T}{\delta_s} \quad (m^3)$$

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

δ_s : Poids spécifique de la vase humide ($\delta_s = 1.2$ t/m³).

S : Superficie du bassin versant.

AN : $Q_s = 4165.04$ t/an on a T : Délai de service ; $T = 15$ ans.

D'où : $V_m = 62475.69$ m³

III-8. Etude des crues

Le but de cette étude est de déterminer les paramètres qui caractérisent une crue

- Le débit de pointe.
- le volume de la crue.
- le temps de base.
- l'hydrogramme de crue.

Pour le calcul de débit de pointe on a opté pour les formules empiriques suivantes

a. Formule de GIANDOTTI :

$$Q_{\max.P\%} = \frac{C.S.H_{tc.P\%} \sqrt{H_{moy} - H_{\min}}}{4\sqrt{S} + 1.5L_p}$$

C : coefficient topographique variant entre 100 et 166 dans notre cas est pris 166

S : surface du B.V S=5Km²

H_{tc,p%} : pluie de courte durée (pout t=tc =1.42h) en m

H_{moy} : altitude moyenne en m H_{moy}=470.44m

H_{min} : altitude minimale en m H_{min}=239m

L_p : longueur de thalweg principale en Km L_p=5.6km

Tableau III.21 : débit fréquentielle.

Période de retour	10	20	50	100	1000
Q _{max} (m ³ /s)	25.68	29.21	33.79	37.23	48.68

b. Formule de Mallet-Gauthier :

$$Q_{\max.P\%} = \frac{2.K.\log(1 + AP_{an}).S\sqrt{1 + 4\log T - \log S}}{\sqrt{L_P}}$$

K : représente la géomorphologie du bassin versent comprise entre 1et 3 [K = 2].

A : représente les conditions climatiques compris entre 20 et 30 [A = 25].

T : période de retour (année).

Tableau III.22 : débit fréquentielle.

Période de retour	10	20	50	100	1000
Q _{max} (m ³ /s)	22.33	25.26	28.70	31.03	37.77

c) **Formule de SOKOLOVSKY** :

$$Q_{\max\%} = \frac{0.28 * (P_{tc} - H_0) * \alpha * F * S}{T_m}$$

Avec : P_{tc} : Précipitation de probabilité P% correspondant à un temps t_c

T_m = T_c : temps de concentration.

F : Coefficient de forme de la crue : F = 12 / (4+3.γ)

Pour S < 50 Km². γ = 2

Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable 2 ≤ γ ≤ 2.5

Pour un bassin boisé 3 ≤ γ ≤ 4

On prend : γ = 2. D'où : **F = 1,2**

H₀ : C'est la perte d'eau initiale. Au nord de l'Algérie H₀ = 7 mm

S : Superficie du bassin (Km²).

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

Tableau N°III.23 Débits maxima des crues de différentes périodes de retour

Période de retour [an]	10	20	50	100	1000
Pct [mm]	35.28	40.12	46.42	51.14	66.87
α	0.5	0,55	0,6	0,7	0,8
Q _{max%} [m ³ /s]	16.72	21.55	27.98	36.55	56.67

Tableau N°III.24: Récapitulatif des débits maxima de crue:

Méthodes	Période de retour (ans)				
	10	20	50	100	1000
Formule de MALLET-GAUTHIER	22.33	25.26	28.70	31.03	37.77
Formule de GIANDOTTI	25.68	29.21	33.79	37.23	48.68
Formule de SOKOLOVSKY	16.72	21.55	27.98	36.55	56.67
Moyenne	21.57	25.34	30.15	34.94	47.70

III-9-1 Hydrogramme des crues ;

$$Q_{\text{montée}} = Q_{\text{max}} \left(\frac{t}{t_m} \right)^2$$

$$Q_{\text{déc}} = Q_{\text{max}} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^3$$

Q_{max} (%): Débit maximum de fréquence donnée.

Q_i : Débit instantané au moment (t).

t_m, t_d : Temps de montée et de décrue.

Temps de base: $t_b = t_m + t_d$

On considère généralement que: $t_d = 3t_m$, et $t_m = t_c$

$t_m = 1.42\text{h}$ $t_d = 4.26\text{h}$ $t_b = 5.68\text{h}$

Tableau III.25: les résultats des hydrogrammes de crue par la méthode de SOKOLOVSK

débits de crues des périodes de retour					
temps	Q(10ans)	Q(20ans)	Q(50ans)	Q(100ans)	Q(1000ans)
(h)	/s	/s	/s	/s	/s
0	0	0	0	0	0
0,25	0,66858014	0,78543444	0,9345244	1,08299445	1,47850129
0,5	2,67432057	3,14173775	3,7380976	4,33197778	5,91400516
0,75	6,01722129	7,06890994	8,4107196	9,74695001	13,3065116
1	10,6972823	12,566951	14,9523904	17,3279111	23,6560206
1,25	16,7145036	19,6358609	23,36311	27,0748611	36,9625322
1,42	21,57	25,34	30,15	34,94	47,7
1,67	17,9909653	21,1354224	25,1473159	29,1425279	39,7853057
1,92	14,8314934	17,4237386	20,731086	24,0246815	32,7984346
2,17	12,065427	14,1742198	16,8647485	19,5440899	26,6815424
2,42	9,6666089	11,3561367	13,5117412	15,6583827	21,3767846
2,67	7,60888175	8,93876048	10,6355023	12,3251891	16,8263171
2,92	5,86608827	6,89136193	8,1994697	9,50213835	12,9722953
3,17	4,4120712	5,18321206	6,16708144	7,14685988	9,75687511
3,42	3,22067324	3,78358183	4,50177553	5,21698299	7,12221204
3,67	2,26573712	2,66174217	3,16699	3,670137	5,01046178
3,92	1,52110555	1,78696405	2,12616284	2,46395123	3,36378001
4,17	0,96062125	1,12851843	1,34273207	1,55605501	2,12432238
4,42	0,55812694	0,65567624	0,7801357	0,90407766	1,23424455
4,67	0,28746533	0,33770846	0,40181176	0,46564852	0,63570218
4,92	0,12247914	0,14388602	0,17119824	0,1983969	0,27085095
5,17	0,03701109	0,04347988	0,05173316	0,05995213	0,0818465
5,42	0,0049039	0,005761	0,00685454	0,00794354	0,0108445
5,68	0	0	0	0	0

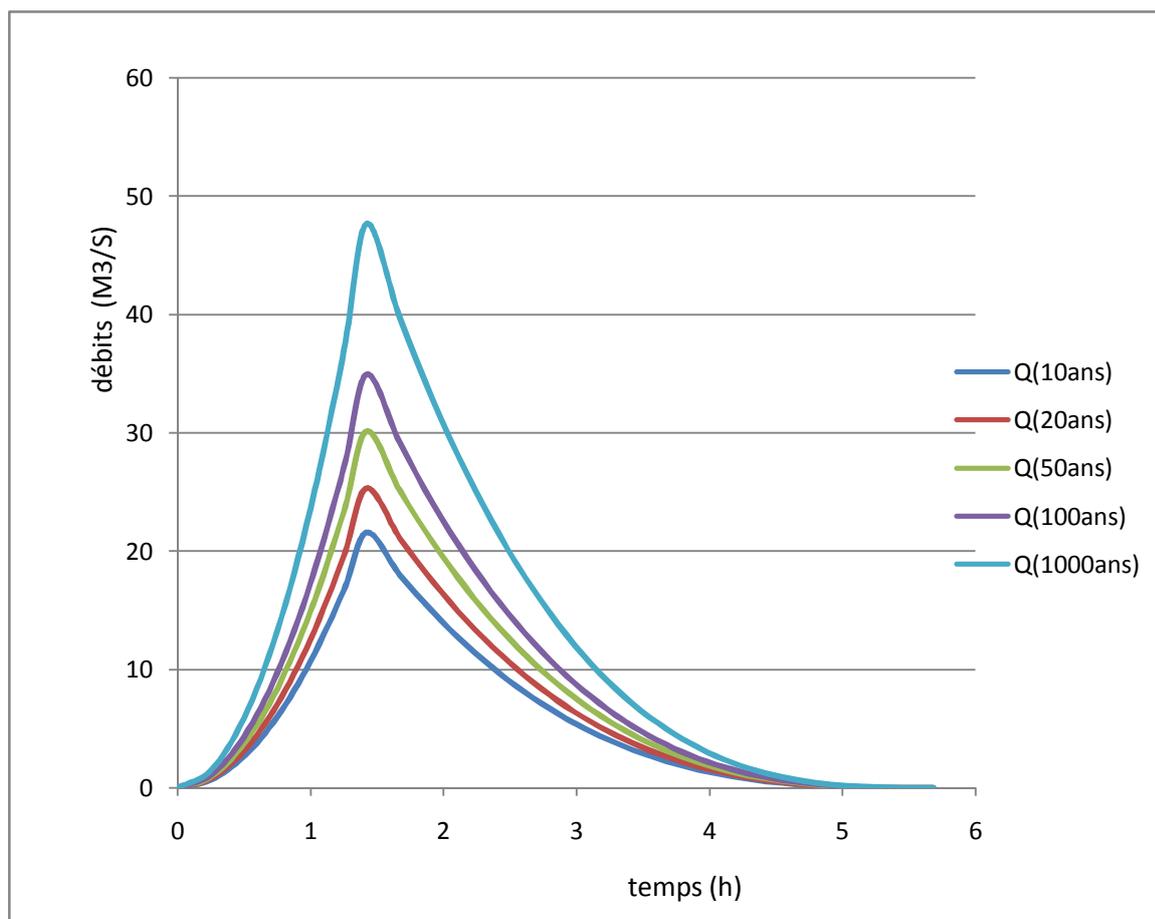


Figure III.15 : représentation graphique des hydrogrammes des crues

III-10) Conclusion sur le choix de la crue du projet

La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer pour une probabilité donnée. Elle n'est pas seulement un débit de pointe mais aussi un hydrogramme de crue ; une crue moins pointe mais plus étalée peuvent être plus défavorable

Pour le choix de la crue de projet on doit tenir compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant ainsi le risque en aval.

Tableau III.25 : Crues de projet recommandé.

Catégorie des dommages	Crue de projet recommandé
Elevés : - perte de vie - dommages considérables	1/100000 à 1/10000
Importants : - pas de pertes de vies - dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faibles : - pas de perte de vies - dommages légers	1/1000 à 1/100

Dans notre cas nous considérons que les connaissances hydrologiques sont faibles et le risque en aval est moyen alors on opte pour la crue centennale

$$Q_{\max, 1\%} = 34.94 \text{ m}^3/\text{s}$$

III-11) Etude de Régularisation

L'étude de régularisation a pour objectif de préciser en fonction de la capacité de la retenue le débit garanti qui peut être fourni par l'aménagement

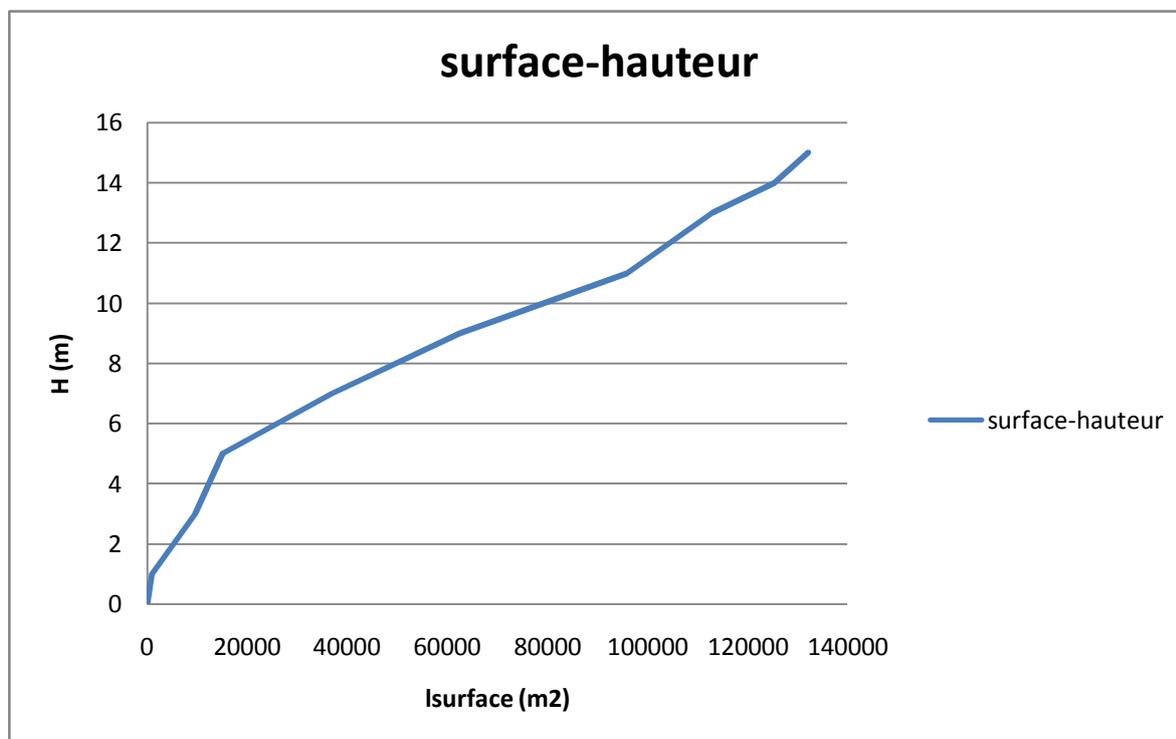
III-11-1) les courbes caractéristiques

A partir de plan topographique on mesure les surfaces correspondantes à chaque cote et on calcule le volume

$$V_1 = \frac{2}{3} \times S_1 \times H_1 \quad V_n = V_{n-1} + (S_{n-1} + S_n) \cdot \Delta H$$

Tableau III 26: courbes surfaces et capacité-hauteur

Cote(mNGA)	H(m)	S cum (m ²)	V _{cum} (m ³)
239	00	00	00
240	1	902	600
243	3	9580	19760
245	5	15051	49864
247	7	36931	103928
249	9	62358	198542
251	11	95880	316378
253	13	112880	417424
254	14	125480	601048
255	15	132105	800715

**Figure III.16 ;** courbe surface- hauteur

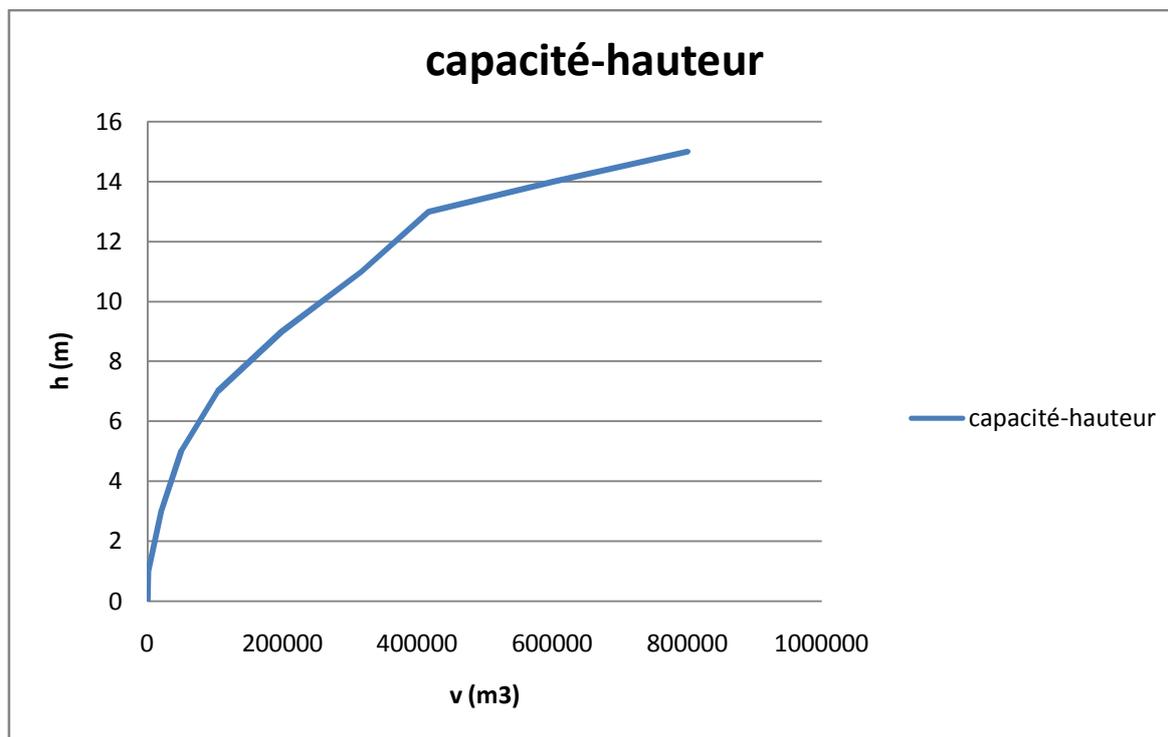


Figure III.17 ; courbe capacité- hauteur

III-11-2) Calcul de volume utile

Pour calculer le volume utile du barrage on a besoin de :

- L'apport annuel A80%.
 - La consommation totale.
- Le volume mort de la retenue

Tableau III.27:la répartition mensuelle de A80%

Mois	sept	oct	nov	dec	jan	fev	mar	avr	mai	jui	juil	aout	tot
A _{80%} (Mm ³)	0.04	0.06	0.11	0.15	0.14	0.11	0.10	0.09	0.06	0.02	0.003	0.007	0.89

D'après l'Institut National d'Agronomie les besoins en eau destinée à l'irrigation pour des cultures maraîchères par mois sont :

Tableau III.28 Répartition mensuelle des besoins en eau pour l'irrigation

Mois	sept	oct	nov	dec	jan	fev	mar	avr	mai	jui	juil	aout	tot
Besoin(/ha/an)	350	00	00	00	00	00	00	100	400	900	1200	1000	3950
Besoin(%)	16.3	00	00	00	00	00	00	2.15	8.6	20.43	27.96	24.73	100

Pour les différentes valeurs de taux de régularisation nous calculons les surfaces des parcelles irriguées.

1) Une fréquence de 80% :

$$*0.8=1.05*0.8=0.84$$

$$\text{---} = \frac{\text{---}}{\text{---}} = 213 \text{ ha}$$

:surface irrigable N :besoin anuelle pour l'irrigation

Tableau III.29 : répartition mensuelle de la consommation des eaux d'irrigation

Mois	sept	oct	nov	dec	jan	fev	mar	avr	mai	jui	juil	aout	tot
%	0.07	00	00	00	00	00	00	0.02	0.08	0.19	0.20	0.21	0.84

Le calcul de la régularisation est effectué en utilisant "la méthode du bilan d'eau".

Procédé de calcul:

- Détermination de la période à bonne hydraulicité.
- Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.
- Calcul des volumes excédentaires et déficitaires "Vs" et "Vd".
- Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.

La période à bonne hydraulicité est celle du mois de Décembre jusqu'au mois de Novembre.

Les calculs se font comme suit : $V_{rf} = V_{ri} + (W-U)$.

Avec :

V_{rf} : Volume de remplissage final ;

V_{ri} : Volume de remplissage initial ;

S : Volume excédentaire à évacuer ;

II.11.3).Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible de la retenue dans les conditions normale d'exploitation c'est-à-dire la cote au niveau normale de la retenue NNR.

L'alternance de la période de remplissage ou de restitution s'appelle temps de fonctionnement, à ce dernier s'ajoutent les consignes d'exploitation :

1ère Consigne d'exploitation

Elle consiste à remplir le barrage jusqu'au niveau normale de la retenue (NNR) lors des crues et à restituer après. L'excédent d'eau est déversé par l'évacuateur de surface.

On fixe le niveau de remplissage initial et on détermine le remplissage final pour chaque mois en tenant compte du NNR et du niveau du volume mort NVM que l'en doit pas dépasser.

2ème Consigne d'exploitation

Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de surface. Remplir et ensuite restituer au consommateur.

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

ci-apr

Tableau II.30 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm^3).

Mois	A _{80%}	U _{80%}	A _{80%} - U _{80%}	1ère consigne			2ème consigne		
				V _{rf}	V _{ri}	S	V _{rf}	V _{ri}	S
oct	0.06	00	0.06	0,0625	0,0625		0,0625	0,0625	0.12
				0,1225	0,1225		0,1225	0,1225	
nov	0.11	00	0.11	0,2325	0,2325		0,2325	0,2325	
				0,3825	0,3825		0,3825	0,3825	
dec	0.15	00	0.15	0.5225	0.5225		0.5225	0.5225	
				0.6325	0.6325		0.6325	0.6325	
janv	0.14	00	0.14	0.6825	0.6825	0.05	0.6825	0.6825	
				0.6825	0.6825	0.07	0.6825	0.6825	
Fév	0.11	00	0.11	0.6625	0.6625		0.6625	0.6625	
				0.4925	0.4925		0.4925	0.4925	
Mars	0.10	00	0.1	0.2955	0.2955		0.2955	0.2955	
				0.0925	0.0925		0.0925	0.0925	
avr	0.09	0.02	0.07	0.0625	0.0625		0.0625	0.0625	
mai	0.06	0.08	0.02						
juin	0.02	0.19	0.17						
juil	0.003	0.20	0.197						
aout	0.007	0.21	0.203						
sept	0.04	0.07	0.03						

$$V_s = 0,74 \text{ M m}^3$$

$$V_d = 0,62 \text{ M m}^3$$

}

Donc : la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V_s > V_d$$

$$\text{D'où} : V_u = V_d$$

$$\text{Alors} : \quad \mathbf{V_u = 0,62 M m}^3$$

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

$$\text{D'où} : \mathbf{V_{NNR} = 0,6825 \text{ M m}^3}$$

II.11.4) Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

A- Pertes par évaporation :

Le volume mensuel des pertes par évaporation est donné par

$$V_{ep} = E_s \cdot S_{moy}$$

V_{ep} : volume perdu a cause de l'évaporation.

E_s : Evaporation mensuelle (m).

S_{moy} : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen (V_{moy}) tiré de la courbe (capacité- Hauteur)

Tableau III31 : Evaporation mensuelle :

mois	Sep	oct	nov	déc	jan	fév	mars	avr	mai	juin	juil	aout	année
Evaporation(mm)	12	74	42	30	31	46	80	100	129	144	162	158	1008

B-Pertes par infiltration:

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par:

$$V_{inf} = \frac{\delta \times V_{moy}}{100}$$

Avec :

δ : Coefficient dépendant des conditions hydrogéologiques, ($0,5 < \delta < 3$; on prend : $\delta=1,5$)

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

Mois	V_{moy} (Mm^3)	S_{moy} (ha)	E_s (mm)	V_{evp} (Mm^3)	V_{inf} (Mm^3)	Perte($V_{ev}+V_{in}$) (Mm^3)
Sept	0.05	0.10	0.012	0.00012	0.0002	0.0003
Octobre	0.156	5.40	0.080	0.004	0.0007	0.004
Novembre	0.286	8.70	0.042	0.003	0.001	0.004
Décembre	0.421	10.11	0.030	0.003	0.002	0.005
Janvier	0.536	11.60	0.031	0.0036	0.002	0.0056
Février	0.641	12.40	0.046	0.005	0.003	0.008
Mars	0.715	12.75	0.080	0.010	0.003	0.013
Avril	0.725	12.85	0.100	0.012	0.003	0.015
Mai	0.622	12.25	0.129	0.012	0.003	0.015
Juin	0.407	10.40	0.144	0.014	0.002	0.016
Juillet	0.178	5.70	0.162	0.015	0.0009	0.016
Aout	0.05	0.10	0.158	0.0001	0.0002	0.0003

Tableau II.33 : Régularisation saisonnière avec pertes en (Mm³).

Mois	A _{80%}	U _{80%}	Pertes	A _{80%} - (U _{80%} +P)	1 ^{ere} consigne		
					V _{rf}	V _{ri}	S
Octo	0.06	00	0.004	+0.056	0.0625	0.0625	0.032
Nov	0.11	00	0.004	+0.106	0.118	0.118	
Déc	0.15	00	0.005	+0.145	0.225	0.225	
Janv	0.14	00	0.0056	+0.134	0.369	0.369	
Fév	0.11	00	0.008	+0.102	0.503	0.503	
Mars	0.10	00	0.013	+0.087	0.605	0.605	
Avr	0.09	0.02	0.015	+0.055	0.692	0.692	0.032
Mai	0.06	0.08	0.015	-0.035	0.657	0.657	
Jui	0.02	0.19	0.016	-0.186	0.622	0.622	
Juil	0.003	0.20	0.016	-0.213	0.436	0.436	
Aout	0.007	0.21	0.0003	-0.203	0.223	0.223	
sept	0.04	0.07	0.0003	-0.030	0.0625	0.0625	

Du tableau II.24: on a

- $V_s = 0.685 \text{ Mm}^3$
- $V_d = 0.66 \text{ Mm}^3$

Donc la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V_s > V_d \quad \text{D'ou : } V_u = V_d \quad \text{Alors : } V_u = 0,66 \text{ Mm}^3$$

$$\text{Le volume de la retenue normale sera : } V_{\text{NNR}} = V_u + V_m \quad \text{D'où : } V_{\text{NNR}} = 0,722 \text{ Mm}^3$$

A partir de la courbe (capacité – hauteur) on tire :

Cote au niveau normale de la retenue **NNR=254.5m**

Hauteur au niveau normale de la retenue **HNNR=14.5m**

Volume au niveau mort de la retenue **VNMR=0.0625m**

Cote au niveau mort de la retenue **NMR=246m**

III-12.Laminage des crues

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 ainsi qu'il nous permet de connaître le débit déversant maximum, la charge maximale sur le déversoir et le volume stocké (volume forcé).

Le principe de laminage est :

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh$$

Avec:

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:

$$Q - q = S \cdot (dh / dt)$$

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

Il existe plusieurs méthode pour résoudre cette équation nous optons pour la méthode de Kotcherine

III-12-1) La méthode de Kotcherine :

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

- l'Hydrogramme de crue est considéré comme un triangle.
- les débits transitent par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire.
- le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau normale de la retenue (NNR).
- les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue. Le procédé de calcul consiste à :

- Donner différentes valeurs des lames d'eau hd (entre 0 et 1.2m avec un pas de 0,2m) ;
- Définir la cote $NPHE=NNR+hd$;
- Déterminer le volume $VNPHE$ à l'aide de la courbe capacité-hauteur ;
- Définir le volume en charge pour chaque lame tel que : $V_f = V_{PHE} - V_{NNR}$;
- Définir le volume de la crue pour l'hydrogramme de crue ayant une forme triangulaire

V_c : volume de la crue. $V_{cr} = \frac{1}{2} q_{\%} T_b$ $V_c = 357226.56 \text{ Mm}^3$;

- Déterminer le débit de crues à évacuer correspondant à chaque lame hd .
le volume stocké est exprimé selon la relation suivante :

$$I \left(\frac{\quad}{\%} \right)$$

De cette relation se déduit le débit de crue laminée

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

$Q_{\%}$: débit maximum de crue considérée en m^3/s .

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

V_{cr} : volume de la crue correspondant au Q% en m^3

Cette relation montre une réduction du débit de pointe de la crue au fur et à mesure que le niveau d'eau augmente dans la cuvette

- Construire le graphe $hd = f(q_{max, p\%})$.
- Définir les débits véhiculés à travers le déversoir pour chaque lame hd en se donnant différentes largeurs de déversoir b .
- Construire les courbes relation capacité d'évacuation du déversoir $q_{max} = q_{max}(b, hd)$.
- L'intersection de la courbe $q_{max} = q_{max}(hd)$ avec les courbes $q_{max} = q_{max}(b, hd)$, donne les valeurs inconnues suivantes : q_{max} et hd relatives à chaque largeur de déversoir b .

Le débit de crues transitant par l'évacuateur de crue se calcule alors par la formule :

$$\sqrt{2} \quad 3/2$$

Avec :

m : coefficient de débit dépend de la forme de déversoir. $m=0.48$

g : accélération de la pesanteur. $g=9.81 m/s^2$

on a $q=s$.

il est possible d'extraire la vitesse moyenne comme suit :

$$= \frac{\quad}{\quad}$$

Tableau III-34 ; données initiales pour le calcul de laminage

Données initiales	
g	9,81 m^2/s
α	1
$Q_{1\%}$	34.94 m^3/s
$V_{crue 1\%}$	357226.56 m^3
m	0,49
P	1,5 m

Tous les calculs et les résultats sont illustrés ci après :

Tableau III-35 : 1 ère étape de calcul

largeur (m)	hauteur (m)	débit (m^3/s)	surface (m^2)	vitesse (m/s)	V forcé (m^3)
2	0.2	0.38	3.4	0.11	0.016
4	0.4	2.19	7.6	0.28	0.03
6	0.6	6.05	12.6	0.48	0.075
8	0.8	12.42	18.4	0.67	0.11
10	1	21.7	25	0.86	0.13
12	1.2	34.23	32.4	1.05	0.12

Tableau III-36; 2ème étape de calcul

H (m)	V moy (m/s)	H 0 (m)	Débit(m^3/s)					
			b=2m	b=4m	b=6m	b=8m	b=10m	b=12m
0,2	0,11	0,20	0,4	0,8	1,2	1,6	2,0	2,3
0,4	0,28	0,40	1,1	2,2	3,3	4,5	5,6	6,7
0,6	0,48	0,61	2,1	4,2	6,2	8,3	10,4	12,5
0,8	0,67	0,82	3,2	6,5	9,7	13,0	16,2	19,4
1	0,86	1,04	4,6	9,2	13,8	18,4	22,9	27,5
1,2	1,05	1,26	6,1	12,2	18,3	24,4	30,6	36,7

Tableau III-37 : 3 ème étape de calcul

H (m)	V moy (m/s)	qlaminé (m^3/s)	Débit (m^3/s)					
			b=2m	b=4m	b=6m	b=8m	b=10m	b=12m
0,2	0,11	33.47	0,4	0,8	1,2	1,6	2,0	2,3
0,4	0,28	30.05	1,1	2,2	3,3	4,5	5,6	6,7
0,6	0,48	26.62	2,1	4,2	6,2	8,3	10,4	12,5
0,8	0,67	23.20	3,2	6,5	9,7	13,0	16,2	19,4
1	0,86	20.26	4,6	9,2	13,8	18,4	22,9	27,5
1,2	1,05	18.31	6,1	12,2	18,3	24,4	30,6	36,7

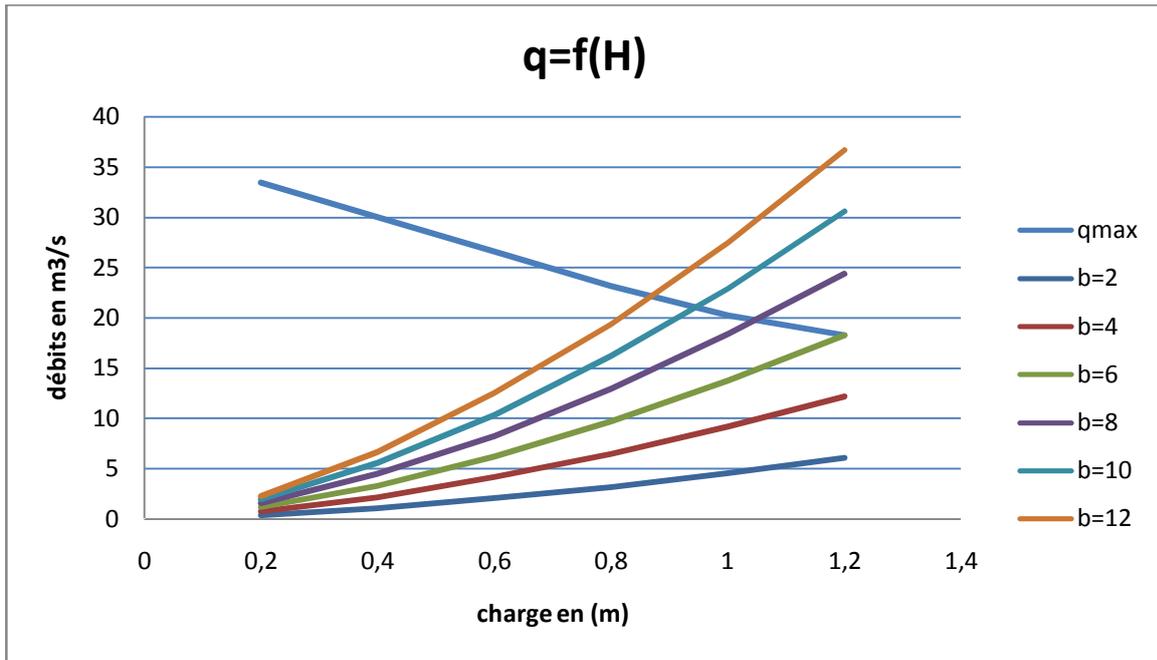


Figure III-18: courbe q=f(H)

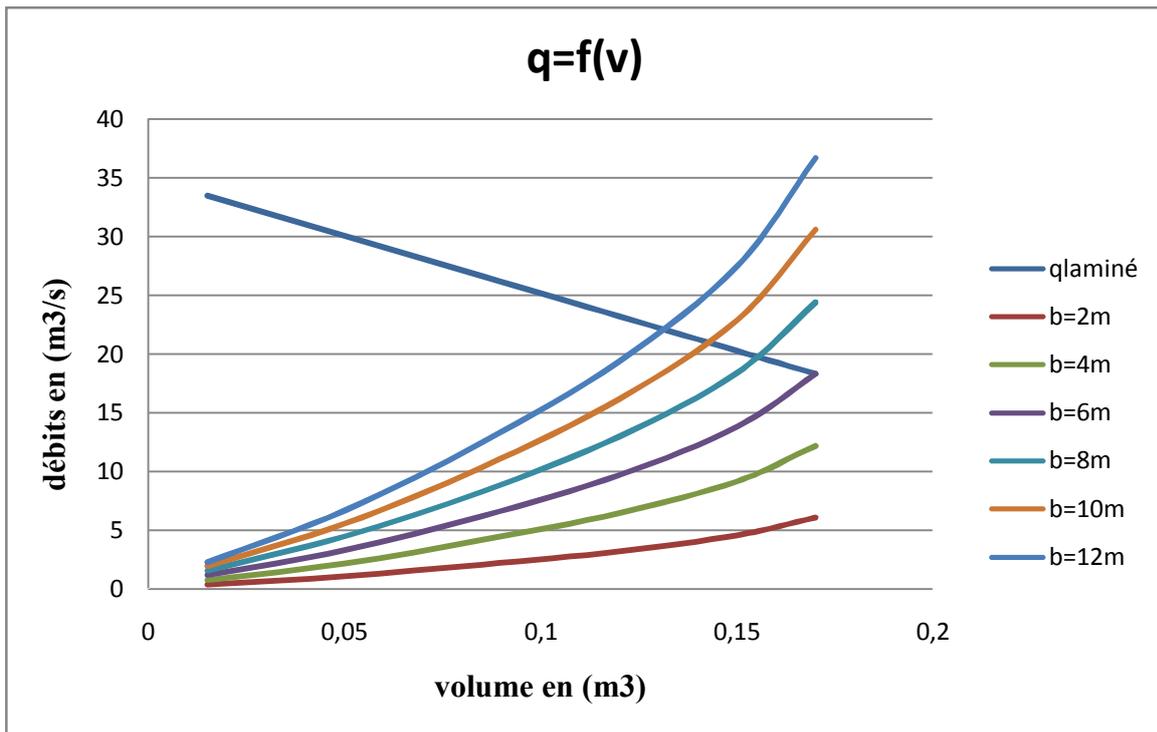


Figure III-19: courbe q=f(Vforcé)

Tableau III-38 :récapitulatif des résultats de la méthode de kotcherine

b(m)	H(m)	NPHE(m)	q(/s)	Vforcé ()
6	1.2	255.7	18.2	0.172
8	1.1	255.6	19.6	0.160
10	0.92	255.42	20.5	0.138
12	0.86	255.36	22.2	0.13

III. 13) Etude d'optimisation

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.

Le calcul consiste à évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs déversantes correspondantes aux différentes hauteurs de la digue.

III.13.1) Calcul du coût approximatif de la digue :

On calcul en premier lieu le volume de la digue pour les différentes lames déversantes afin de déterminer son coût, Le volume de la digue est donné par :

$$V_B = \Sigma V_i \quad \text{Avec} \quad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L$$

V_i : le volume du barrage à la cote i .

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

S_i : Section transversale correspondante à la coupe i $\left[S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H_i \right]$.

B_i : Largeur de base $[B_i = (m_1 + m_2) \cdot H_i + b]$

m_1, m_2 : Les fruits des talus.

b : Largeur en crête (m).

H_i : Hauteur de la tranche au point i $[H_i = NNR - Cf + R + h_{dév} + t]$.

R : Revanche en (m). t : Tassement en (m).

a) Calcul de la revanche :

C'est la tranche comprise entre la crête du barrage et la cote des plus hautes eaux, elle est en fonction de la hauteur des vagues H, de la vitesse du vent U et de la vitesse de propagation des vagues V dans la retenue.

La revanche minimale est donnée par la relation suivante :

$$R = H + \frac{V^2}{2g}$$

La hauteur des vagues H est estimée à l'aide des formules suivantes :

➤ Formule de Stevenson

$$H = 0,75 + 0,34 F^{0,5} - 0,26 F^{0,25}$$

F : le fetch $F = 0.50 \text{ Km}$

➤ Formule de Molitor

$$H = 0,75 + 0,032 (U.F)^{0,5} - 0,27 F^{0,25}$$

U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ; $U=100 \text{ Km/h}$.

➤ Formule de Mallet-paquant

$$H = 0,5 + 0,33 (F)^{0,5}$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau III-39 ; résultats de calcul de la revanche pour différentes formule

formule	H vague (m)	R (m)
STEVENSON	0.75	0.76
Mallet et Pacquant	0.73	0.74
molitor		1.21
Moyenne		0.9

On prend une valeur moyenne donc, **R=0.9m**.

b) Largeur en crête :

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

- Formule T.KNAPPEN

$$b=1.65*H_b^{0.5}$$

- Formule E.F.PREECE

$$b=1.1*H_b^{0.5}+1$$

- Formule SIMPLIFIEE

$$b=3.6*H_b^{1/3}-3$$

on a la hauteur du barrage qui est ; **Hb=NNR-Cf+R+hdév+t**

Les résultats de calcul selon les différentes relations sont récapitulés ci-après:

Tableau III.40: Tableau récapitulatif des résultats de calcul de la largeur de la crête

Largeur déversante (m)	Lame déversante(m)	Hauteur du barrage (m)	Largeur en crête (m)			
			Formule T.KNAPPEN	Formule E.F.PREECE	Formule SIMPLIFIEE	b _{cr} moy
6	1.2	17.2	6.84	5.56	6.29	6.57
8	1.1	17.1	6.82	5.54	6.27	6.31
10	0.92	16.92	6.78	5.52	6.24	6.20
12	0.86	16.86	6.75	5.51	6.23	6.16

Donc on adopte b_{cr}=6.5 m

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.

- **.Calcul du coût de la digue**

Le coût de la Digue est donné ci-dessous dans le tableau III-41:

Tableau II.41: Coût de la digue.

B (m)	H _B (m)	V _{digue} (m ³)	Coûts digue (DA)
6	17.2	65280	26112000
8	17.1	63750	25500300
10	16.92	63604	25441600
12	16.86	63255	25302000

Pour les frais des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 3 et 2,5 mètre. Le prix du mètre cube de remblai est estimé à 400 DA

II.13.2. Calcul du coût de l'évacuateur de crues

II.13.2.1. Coût du déversoir

Le déversoir sera construit en béton armé, de type profile Creager, celui-ci s'adapte mieux à l'écoulement puisque la lame déversante épouse toujours le profil, donc on aura une diminution des phénomènes hydrauliques dangereux (cavitation, dépression...), pouvant engendrer des dégâts importants et provoquant des problèmes d'instabilité de l'ouvrage.

l'équation du profil est donnée par :

$$- 0.47 -^{1.85} \quad H : \text{charge sur le seuil (m)}$$

X : abscisse du profil (m) . Y : ordonnée du profil

Le volume de déversoir sera donc :

$$=S.L$$

S : section transversale.

L : largeur déversant (m)

En fixant le mètre cube de béton à 25000 DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes sera de:

Tableau II.42: Coût de déversoir.

b (m)	Vdév (m3)	Coûts (DA)
6	10.86	271500
8	14.48	362000
10	18.10	452500
12	21.72	543000

II.13.2.2. Calcul du coût du coursier

Nous optons pour un coursier de section rectangulaire pour assurer les bonnes conditions de l'écoulement. La longueur approximative du coursier est 50m, (selon le plan topographique).

A cet effet, le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{bét}} = S_{\text{bét}} \times L_{\text{bét}}$$

L'épaisseur du radier et des murs bajoyers est de 0,5 mètre et le coût du mètre cube de béton est estimée 1000 DA/m³.

La largeur du coursier est donnée par : $b_{\text{coursier}} = (Q_{e,\text{max}})^{0,4}$

Le Tableau II.43, nous donne les résultats de calcul du coût du coursier pour les différentes largeurs déversantes.

Tableau II.43 : Coût de coursier.

Largeur déversante (m)	Volume du béton ()	Coût de coursier
6	126	3150000
8	129	3225000
10	131	3275000
12	134	3350000

II.13.2.3. Coût total du barrage

Le coût total (Digue + Evacuateur de crues) est donné ci-dessous dans le tableau II-44 :

Tableau II.44 : Coût Total du barrage.

Largeur déversante (m)	Coût de la digue (DA)	Coût de l'évacuateur de crue (DA)		Coût total (DA)
		Déversoir	coursier	
6	26112000	271500	3150000	29533500
8	25500300	362000	3225000	29052300
10	25441600	452500	3275000	29269100
12	25302000	543000	3350000	29295000

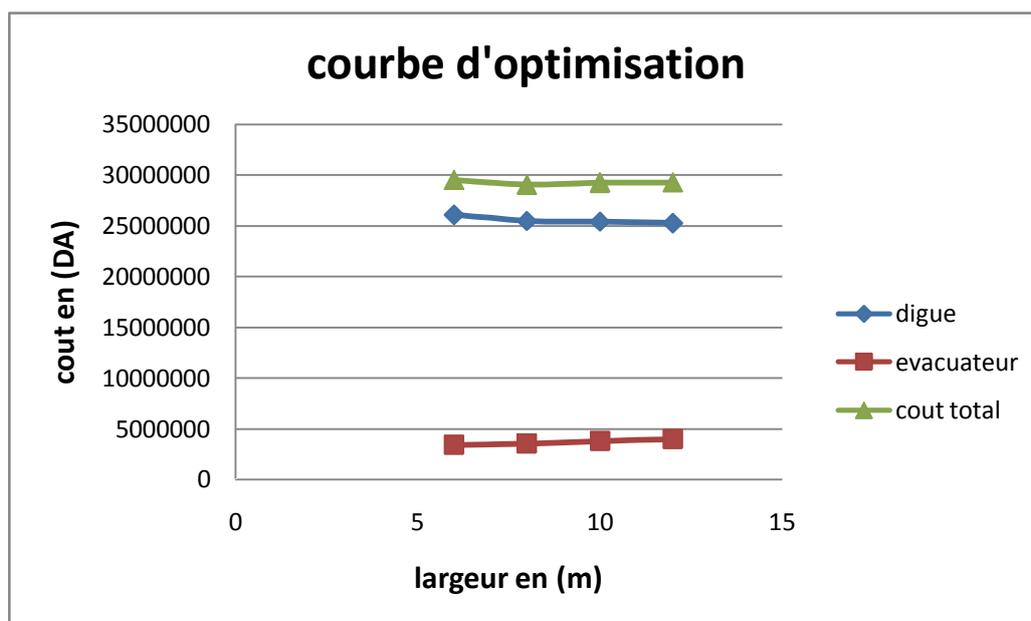


Figure III.20 : courbe d'optimisation.

Conclusion

Après l'étude technico-économique on a opté pour

Un débit évacuer $Q = 19.6\text{m}^3/\text{s}$

Une largeur déversante optimal $L_{\text{dév}}=8 \text{ m}$

Une charge déversante $H_d = 1.1\text{m}$

Hauteur de barrage $H_b = 17.1\text{m}$.

La cote en crête est ; $C_{\text{crét}} = NPHE + R + t = 255.6 + 0.9 + 0.5 = 257\text{m}$

ETUDE DES VARIANTES

IV-1) Généralités :

Les types des barrages peuvent être classés en différentes catégories selon le matériau de construction et selon le mode de résistance à la poussée de l'eau :

- Barrages en remblai homogènes drainés, zonés ou en enrochement;
- Barrages poids en béton, ou en BCR;
- Barrages voûtes;
- barrages à contre forts ou à voûtes multiples.

Les barrages en remblai sont des ouvrages souples. Les autres barrages sont rigides.

Les principaux paramètres à prendre en compte dans le choix du type de barrages sont les suivantes :

- la topographie et les apports du bassin versant;
- la morphologie de la vallée;
- les conditions géologiques et géotechniques;

Plusieurs types de barrages resteront possibles. Des conditions économiques permettront alors de départager les solutions.

IV -2 Choix du site de la retenue :

L'axe ou le site du barrage n'est pas choisi au hasard mais doit respecter plusieurs conditions à savoir: hydrologiques, topographiques, géologiques et hydrogéologiques, géotechniques et économiques. La projection de l'axe doit répondre à ces conditions:

- L'axe doit être perpendiculaire à la trajectoire du cours d'eau.
- La projection de l'axe doit tenir compte de l'implantation des ouvrages annexes de l'aménagement.
- L'axe choisi doit donner la longueur la plus courte possible pour des raisons économiques.

On se basant sur ces conditions, on a pu choisir le site de cette retenue et on a l'assurance d'avoir dans la cuvette les matériaux de construction nécessaires pour la confection de l'ouvrage en qualité et quantité suffisantes.

IV -3 Choix du type du barrage :

L'économie, la topographie, la morphologie de la vallée, la géologie, la géotechnique, les matériaux de construction.....nous imposent le type de barrage à mettre en œuvre.

Les barrages poids sont éliminés par l'économie et la nature de la fondation. La présence des matériaux locaux en grande quantité nous permet d'envisager un barrage en matériaux locaux, trois types de variantes sont à proposer :

IV.3.1 variante 1 ; Barrage Homogène :

Un barrage en terre homogène est le type de barrage le plus facile à réaliser, mais il faut prévoir un drainage efficace dans la partie aval de la digue, ainsi qu'une protection et une zone de transition en amont, Pour la réalisation d'un tel barrage il faudrait disposer d'un volume très important de matériaux argileux imperméable.de l'ordre de 1.5 à 2 fois le volume du remblai

IV.3.2 variante 2 ; Barrage à zones :

Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place, ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettant pas d'envisager une digue homogène, un massif en plusieurs zones dont chacune est constituée d'un matériau différent, suivant le rôle que doit jouer chaque zone.

La fonction d'étanchéité est assurée par un noyau étanche réalisé en matériaux argileux, qui pourra être placé en amont de la digue ou au centre de celle-ci.

Le noyau interne a le gros avantage d'être peu sensible aux agressions extérieures, il présente l'inconvénient d'être difficilement réparable en cas de fuite.

L'inconvénient majeur de cette variante est la profondeur de substratum qui dépasse les 4 m et la distance de site de barrage et la zone d'emprunt des recharges qui dépasse les 4 km cela permet d'augmenter les dépenses liées aux engins de transport donc le cout de l'ouvrage augmente

IV.3.3 variante 3 ; Barrage en enrochement avec masque en béton :

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telles que le manque de matériaux convenables, difficulté de mise en œuvre,....etc.

Le masque en béton est une paroi étanche plaquée sur le talus amont du barrage.

Le masque en béton présente l'avantage de pouvoir être réparé aisément, il est par contre plus exposé à l'agression extérieure mécanique, thermique...etc.

IV.4 CONCEPTION GENERALE DE BARRAGE

IV.4.1 Hauteur de barrage :

a) Calcul de la revanche :

la revanche a été calculée préalablement dans l'étude d'optimisation par plusieurs formules et elle est de 0.9 m ce qui fait que la hauteur du barrage est de 17.1 m

Donc la cote en crête est ; $C_{crête} = 257m$ on admet une valeur de $t=0.5m$ pour le tassement du barrage

b) La largeur en crête :

: La largeur en crête est calculé dans l'étude d'optimisation par différentes formules et elle est de 6.3m

$$b_{cr} = 6.3 m.$$

c) La longueur en crête :

La longueur de la crête est tirée à partir du plan de l'aménagement qui égale à :

$$L_{crête} = 171$$

IV.4.1.2) pentes des talus :

Tableau IV-01 : Valeurs indicatives des pentes des talus.

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
$H < 5$	- Homogène	2,5	2
	- A zones	2	2
$5 < H < 10$	- Homogène granulométrie étendue	2	2
	- Homogène à fort % d'argile	2,5	2,5
	- A zones	2	2,5
$10 < H < 20$	- Homogène granulométrie étendue	2,5	2,5
	- Homogène à fort % d'argile	3	2,5
	- A zones	3	3
	- Homogène granulométrie étendue	3	3
$H \geq 20$	- Homogène granulométrie étendue	3	2,5
	- A zones	3	3
	- Homogène granulométrie étendue	3	3

IV.4.1.3) Protection des talus :

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux des pluies, aux renards provoqués par le ressuyage des eaux de saturation du barrage, en ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues, il y a donc en général de prévoir une protection des talus.

a) le talus aval : Pour les barrages en sol homogène la solution la plus répandue est la plus économique consiste à réaliser un enherbement sur une couche de terre végétale d'épaisseur de 30 cm ou bien d'une couche d'enrochement de 30 cm

Pour les barrages zonés la solution la plus appropriée fut la protection des parements par des enrochements. Le barrage en enrochement ne nécessite aucune protection car son corps est constitué d'enrochement.

b) le talus amont : L'enrochement en rip-rap est la solution la plus couramment utilisée pour la protection du talus amont exposé au batillage des vagues. C'est également la solution la plus économique et cela quel que soit le type de digue en terre. Son épaisseur est calculé par la formule suivante ;

$$e = C \cdot V^2$$

Avec e : Epaisseur de l'enrochement en (m);

V : Vitesse de propagation des vagues (2,93 m/s);

C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique θ du matériau d'enrochement ($\gamma_P = 2,50 \text{ g/cm}^3$).

La valeur de C est donnée par le *tableau* **Tableau IV.02**.

- **Tableau IV.02:** Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids

<i>PENTE DU TALUS</i>	<i>VALEUR DE C POUR</i>		
	$\theta = 2,50$	$\theta = 2,65$	$\theta = 2,80$
1/ 4,0	0,027	0,024	0,022
1/ 3,0	0,028	0,025	0,023
1/ 2,0	0,031	0,028	0,026
1/ 1,5	0,036	0,032	0,03
1/ 1,0	0,047	0,041	0,038

Nous obtenons une épaisseur d'enrochement $e = 0,24 \text{ m}$, mais pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à $0,40 \text{ m}$

IV.4.1.4) Les bermes :A) Talus amont :

Une berme est projetée au niveau du parement amont, afin de permettre d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, donc nous aurons une berme de largeur 3.5m à la cote 246m NGA.

B) Talus aval :

La berme du talus aval sert à l'évacuation des eaux de ruissellement, elle est disposée à la cote 246m NGA avec une largeur de 3.5m.

IV.4.2) volumes de la digue :

La détermination du volume de la digue s'obtient en traçant le profil longitudinal du barrage après on choisissant des sections en travers du barrage et pour chaque coupe "i" on a une surface "Si" correspondante et par conséquent un volume "Vi" qui sont déterminés par les formules suivantes :

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_{pi}}{2} \cdot H_{bi}$$

b_{cr} : Largeur en crête du barrage.

B_{pi} : Largeur du pied du barrage au droit de la section « i »

$$B_{pi} = b_{cr} + (m_1 + m_2) \cdot H_{bi}$$

Où

m_1, m_2 : Fruit du talus amont et aval.

Le volume total du barrage s'obtient par la somme des volumes partiels de ses sections.

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i$$

Avec :

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot d$$

d: Distance horizontale séparant deux sections successives S_i et S_{i+1}

Etude comparative de différentes variantes ;➤ **variante 1 ; barrage homogène ;**

Pour un barrage homogène en limon argileux ou en limon sableux graveleux d'une hauteur de 17.1 m, on prend les pentes de talus amont et aval : $m_1=3$ et $m_2=2,5$, le volume des recharges, rip-rap, filtres et drains sont respectivement ;

$$V_r=62361\text{m}^3 \quad V_{\text{rip}}=2277\text{m}^3 \quad V_{\text{fd}}=1110\text{m}^3$$

➤ **variante 2 ; barrage zoné ;**

Pour un barrage zoné d'une hauteur de 17.1m on prend les pentes des talus amont et aval ($m_1=2$ et $m_2=3$), le volume du noyau, des recharges filtres et drain, rip-rap sont respectivement ;

$$V_{\text{rip}}=2277\text{m}^3 \quad V_{\text{fd}}=1110\text{m}^3 \quad V_n=18935\text{m}^3 \quad \text{ET} \quad V_r=43455\text{m}^3$$

➤ **variante 3 ; barrage en terre avec masque en béton**

C'est un ouvrage dont la réalisation est généralement coûteuse suite aux différentes opérations de désagrégation mécaniques des roches, ainsi que la distance entre la zone d'emprunt et le site de la retenue qui dépasse les 4 km donc cette variante est trop cher on doit l'écarté.

Les résultats des différentes variantes sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.03: Etude comparative de différentes variantes

VARIANTE	MATERIAUX	QUANTITE(M ³)	PRIX UNIT (DA)	COUT (10 ⁶ DA)	TOTALE (10 ⁶ DA)
Homogène	Recharges	62361	300	18.708	22.3287
	Ripe-rap	2277	1200	2.7324	
	Filtre et drain	1110	800	0.888	
Noyau d'argile	Recharges	43455	320	13.9056	26.6148
	Le noyau	18935	480	9.0888	
	Filtre et drain	1110	800	0.888	
	Ripe-rap	2277	1200	2.7324	

IV.4.3) Conclusion sur le choix final du type de barrage:

A travers le Tableau récapitulatif N°, il apparaît clairement que nous ne pouvons que nous orienter vers la 1^{ère} variante car elle est la plus économique possible et la plus facile à mettre en place techniquement.

Or d'après l'analyse des résultats des puits de reconnaissance pour les matériaux de construction, il ressort que la quantité totale d'argile disponible est d'environ 119130m³ est suffisante par rapport du volume du remblai nécessaire qui est de l'ordre de 65748m³.

A travers toutes ces remarques, nous optons pour la première variante comme la plus économique pour la suite du projet.

Ce barrage en terre homogène qu'a la rigueur remplit les conditions suivantes : avoir une imperméabilité suffisante ; insoluble dans l'eau ; avoir une faible teneur en matière organique (<5%) ; ne pas se fissurer sous l'effet des tassements ; avoir une grande résistance au cisaillement et un maximum de densité sèche. Economique.

IV.5- DRAINAGES :

L'objectif fondamental de ses constructions est de contrôler l'évacuation du flux de filtration et réduire le volume des matériaux saturés du barrage, en augmentant ainsi la stabilité de l'ouvrage.

Les conditions des drainages:

- ☞ Avoir une capacité suffisante pour évacuer l'eau de sorte qu'il ne soit pas colmaté.
- ☞ Ne pas permettre l'effet de renard; c'est pourquoi, on doit avoir une ou plusieurs couches filtrantes.
- ☞ On doit contrôler son fonctionnement

IV.6- Constitution et fonctionnement des filtres et drains**IV.6.1-Filtres :**

La fonction principale du filtre est de retenir les particules du sol drainées tout en permettant à l'eau du sol de s'écouler dans la zone drainante constituée de matériaux grossiers.

Ils peuvent être situés :

- ✓ Entre deux couches de sol adjacentes dont les granulométries sont assez différentes pour que les éléments de l'un des sols ne puissent pas migrer dans l'autre sol ;

- ✓ Entre un sol à granulométrie fine, qui doit être drainé, et les matériaux relativement grossiers et perméables constituant les drains;
- ✓ A l'interface entre un remblai de granulométrie fine et une fondation très perméable où l'écoulement peut éroder les particules fines du remblai ;
- ✓ Sous et au-delà du pied aval du barrage ; Sous les recharges drainantes.

Les filtres peuvent être constitués des couches successives de matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et les éléments fins du milieu à drainer.

IV.6.2- Drains :

La fonction principale des drains est la maîtrise des percolations d'eau dans le corps du barrage. Le drain permet l'abaissement de la ligne de saturation, la diminution de la pression d'écoulement et de la pression interstitielle ainsi que l'accélération de la consolidation. Le matériau utilisé pour un drain doit avoir une perméabilité plus élevée que celle du sol drainé. Le gravier, de granulométrie fine à grossière est un matériau idéal, si elle est bien appropriée, la roche exploitée peut être également utilisée. Ces matériaux sont disposés en bandes, en couches minces ou en cheminée. Ils doivent être inaltérables, parfaitement propres et par conséquent soigneusement lavés si nécessaire. Leur granulométrie est adaptée de façon à respecter les règles de non entraînement des fines particules du matériau adjacent.

IV.6.3- Règles générales de dimensionnement des drains et filtres

Dans les passages ultérieurs, nous avons fait allusions à plusieurs reprises aux conditions de non entraînement des fines particules encore dénommées "conditions de filtres", la référence usuelle en la matière est celle des règles de TERZAGHI.

Conditions de TERZAGHI :

- Condition de perméabilité $\frac{D_{15}}{d_{15}} > 5$;
- Condition de non entraînement des fines $\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$;

Ces deux conditions se réunissent dans la formulation suivante :

$$5 \cdot d_{15} < D_{15} < 4 \cdot d_{85}$$

En outre, pour s'assurer de la stabilité interne du matériau filtrant ou drainant on doit

s'assurer de la condition d'uniformité à savoir : $2 < \frac{D_{60}}{D_{10}} < 8$

Avec ; D_{15} , D_{10} , D_{60} , sont respectivement les diamètres du tamis laissant passer 50% 10% 60% du poids des grains les plus fins du filtre .

; d_{15} d_{85} sont respectivement les diamètres du tamis laissant passer 15% 85%

Les grains les plus fins constituant le matériau à protéger

Ces règles étant établies, dimensionnons à présent ces différents composants du système de drainage à savoir les filtres et les drains.

IV.6.4-Calcul des drains

Un drain cheminé, connecté avec un drain de pied, collectera les eaux de percolation dans la digue, évitant ainsi tout entraînement de matériau au travers le parement aval tout en réduisant les sous pressions de la recharge avale (augmentation de la stabilité). Le drain cheminé est incliné à 63° environ par rapport à la horizontal (avec le noyau) pour assurer l'abaissement de la ligne de saturation juste à la sortie du noyau. Pour intercepter les infiltrations dans le massif du barrage, nous disposons dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec la fondation d'un tapis filtrant qui sert à évacuer les eaux filtrées à l'aide d'une galerie de drainage qui est disposée le long du barrage.

IV.6.5- Prisme de drainage :

Les prismes sont les éléments les plus utilisés pour le drainage. Dans sa partie centrale, ils sont construits en pierres et on place un filtre à l'envers au niveau de la zone de contact du remblai et sa fondation. Sa situation est particulière dans la partie du remblai qui passe par la voie de l'oued. Sa hauteur minimale est fonction du niveau d'eau dans le talus en aval et sa stabilité dépend des critères du concepteur. On peut calculer sa hauteur selon $0.2 H$ où H est l'hauteur du barrage.

◆ Dimensionnement du prisme aval :

↳ *fruits des talus :*

$$m_1 = (1,00 \div 1,75) \text{ on prend } m_1 = 1,5;$$

$$m_2 = (1,50 \div 2,50) \text{ on prend } m_2 = 2,5.$$

↳ *la hauteur du drain :*

$$h_{dr} = (0,15 \div 0,20) * H_{bcr}$$

Avec H_{bcr} : Hauteur du barrage ;

AN: $h_{dr} = 0,20 * 17.1$

$$h_{dr} = 03,42 \text{ m.}$$

↳ *la largeur en sommet :*

Elle est donnée par :

$$b_{dr} = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{4} \right) h_{dr}$$

AN : $b_{dr} = \frac{1}{3} * 3,42$

$$b_{dr} = 1,20 \text{ m.}$$

↳ *largeur en base du drain :*

Elle est exprimée par :

$$B = b_{dr} + (m_1 + m_2) * h_{dr}$$

AN : $B = 1.2 + (1,5 + 2,5) * 3.42$

$$B = 14,50 \text{ m.}$$

IV.6.6- tapis de drainage :

C'est le type de drainage le plus efficace pour la digue, car d'une part, on utilise moins de matériaux saturés, et d'autre part, il contrôle les filtrations de la retenue, la sécurité et le contrôle dans sa construction reste de rigueur, pour son dimensionnement il est recommandé d'utiliser des épaisseurs minimales de $e = 0,80 \text{ m}$; par rapport aux matériaux à employer et du remblai on peut le construire avec une ou plusieurs couches de filtre.

Un tapis filtrant horizontal est proposé, il sera disposé sur le tiers aval du sol de fondation, les éléments les plus fins constituant la première couche horizontale de ce filtre, cependant la granulométrie des couches disposées augmente progressivement.

- **Dimensionnement du drain tapis :**

Il s'agit de déterminer la longueur du drain tapis suivant la relation :

$$L_d = L_{br}/4$$

Avec L_d : Longueur du drain tapis (m);

L_b : Longueur transversale du barrage (m).

$$\underline{\text{AN}} : L_d = 106/4$$

$$\boxed{L_d = 26,5 \text{ m.}}$$

IV.6.7- Calcul des filtres ;

Les filtres sont constitués de deux couches successives de matériaux perméables, de granulométrie de plus en plus fins depuis le drain vers le massif, assurant ainsi la transition entre le drain et les éléments fins des terrains drainées ;

Dans un ensemble filtrant, chaque couche doit jouer le rôle de filtre vis-à-vis de la précédente dans le sens de l'écoulement de l'eau.

Un filtre ne doit ni se colmater ni se dégrader par entrainement de ses éléments.

Selon la condition de TERZAGUI, une couche filtrant sous les pierres est indispensable si — 4

$D = 25\text{mm}$: (enrochement) diamètre des particules à 15%

$= 17.5\text{mm}$;(gravier) diamètre des particules à 85%

$$\frac{D}{d} = \frac{25}{17.5} = 1.42 > 4$$

La condition de TERZAGUI n'est pas vérifiée donc, une couche filtrante n'est pas nécessaire, malgré ça, on doit prévoir une couche de préparation, c'est-à-dire une couche de revêtement allégée d'un diamètre compris dans la fourchette (20 à 40) mm afin d'avoir une uniformité du talus amont, cette couche sera d'une épaisseur de 0.45 m

a) Vérification du contact remblai, recharge (gravier) :

$$\frac{D}{d} = 4$$

D_{15} ; diamètre des particules des recharges (gravier) $D_{15} = 0.4\text{mm}$

d_{85} ; diamètre des particules du corps du remblai (argile) $d_{85} = 0.08\text{mm}$

$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0.4}{0.08} = 5 > 4$ donc il est nécessaire de prévoir un filtre inversé

a) Détermination de la granulométrie du filtre

$$D_{15} = (3-4) d_{85} = (3-4) 0.08 = (0.24-0.32)\text{mm}$$

D'après le fuseau granulométrique, on remarque une bonne satisfaction de la condition. D_{15} varie entre 0.14 à 0.4 mm.

IV.7- Clé d'étanchéité :

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de la digue en argile afin d'assurer l'étanchéité de la fondation au niveau des alluvions perméables.

La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui de la digue. La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 2m. Cette hauteur va en diminuant en direction des rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage (découvert de l'assiette) soit 0.30m. La largeur en base est de 4.0m, indispensable pour la circulation des engins. La pente des talus de la clé d'étanchéité est : $m=1$

IV-8- Etude des infiltrations :

a) Généralités :

Aussi faible que soit la perméabilité d'un barrage en terre, il y a toujours infiltrations d'eau du fait qu'on crée une charge hydraulique derrière la digue.

Les infiltrations qui se produisent à travers le corps du barrage et ses fondations doivent être considérées sous deux aspects différents, d'une part elles réduisent le volume emmagasiné, d'autre part elles peuvent compromettre la stabilité de l'ouvrage sous l'influence des renards qui est un processus d'érosion régressive souterraine et l'eau s'infiltrant sous une certaine pression permet l'apparition de cheminements à travers la digue ou la fondation avec entraînement des particules fines et des pressions de filtration.

Les infiltrations doivent permettre de déterminer les éléments suivants :

La ligne de saturation du massif du barrage ; le débit de fuite ; la pression de l'eau interstitielle dans le massif. La zone submergée du corps de la digue

b) Hypothèse de calcul :

La digue est isotrope du point de vue hydraulique (coefficient de perméabilité est le même dans toutes les directions).

IV.8.1- Ligne de saturation :

La ligne de saturation est la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique est nulle, on l'appelle aussi « ligne phréatique ».

Elle est en fonction des caractéristiques des matériaux de construction, elle est déterminée sur la base de la parabole de Kozeny et qui nous permet de délimiter la partie sèche ou humide de la partie saturée d'eau du barrage.

Son tracé permet d'estimer le débit de fuite à travers le barrage et de déterminer le cas échéant ; la zone d'émergence de l'eau le long du talus amont et particulièrement dangereuse.

Il est indispensable d'établir des dispositifs de drainage qui maintient la ligne de saturation à l'intérieur du massif.

Kozeny a montré que la ligne phréatique est une parabole dont l'équation est :

$$X = \frac{Y^2 - Y_0^2}{2.Y_0}$$

En se reportant à la figure on a :

$$Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$$

$$\text{d'où } Y = \sqrt{2XY_0 + Y_0^2}$$

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondante à la retenue normale. Et pour la hauteur des plus hautes eaux qui est un cas exceptionnel et de durée relativement courte.

$h = H_e$

h : la hauteur d'eau en amont ($h=14.5\text{m}$)

d : étant la largeur en base diminuée de $0.7b$.

b ; projection horizontale de la partie mouillée du parement amont $b=45.47\text{m}$

donc $d=32.9\text{m}$ (déterminée graphiquement)

on trouve $Y_0 = 3.1\text{ m}$

on détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondante à la retenue normale

Tableau IV.4 : coordonnées de la parabole de Kozeny.

X(m)	0.0	1	2	3	5	8	10	12	14
Y(m)	3.1	3.97	4.69	5.3	6.37	7.69	8.46	9.16	9.81
X(m)	16	18	20	22	24	26	28	30	32
Y(m)	10.43	11	11.55	12.08	12.58	13.06	13.53	14	14.42

La parabole coupe le plan d'eau amont A situé à une distance horizontale du talus AB=0.3b

Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de Kozeny , on raccorde celle-ci au point B du plan d'eau amont par une courbe normale au talus amont en B et tangente à la parabole

IV.8.2- Calcul du débit de fuite par infiltration :

a) digue :

Le débit de fuite à travers le barrage est déterminé par la formule suivante :

$q_n = K \cdot I \cdot A$ (la loi de Darcy).

q_n : débit d'infiltration ($m^3 / s/ml$).

I : gradient hydraulique.

K : Coefficient de perméabilité. $K = 10^{-7}$ m/s.

A : section d'infiltration par unité de longueur. Le gradient hydraulique est déterminé

par : $I = \frac{dy}{dx}$ et : $A = y \cdot I$

Donc : $q_n = K y \frac{dy}{dx}$ Avec : $y \frac{dy}{dx} = y_0$

D'où : $q_n = K y_0$ $m^3/s/ml$.

On a ; $a + \Delta a = \dots$ ($= 180^\circ$, angle de tapis drainant)

AN ; ; $a + \Delta a = \dots = \dots = 1.55$ m

D'ou $q_n = 10^{-7} \cdot 1.55$ $m^3 / s/ml$

Cette valeur de débit de fuite est sensiblement négligeable par rapport au volume d'eau stocké.

b) la fondation :

Le débit de fuite à travers la fondation est déterminé par la formule suivante :

$q_n = K.I.A$ (la loi de Darcy).

q_n : débit d'infiltration ($m^3 /s/ml$).

K : Coefficient de perméabilité. $K=10^{-5}$ m/s.

I : gradient hydraulique

$I = H_e/L_b$ (H_e ; la charge de la retenue, $L_b = 106$ m l'emprise du barrage) .

A ; section d'infiltration par unité de longueur. $A = T.1$ ($T=4$ m profondeur du sol de fondation perméable).

D'où $q = K.I.T$

AN ; $q = 10^{-5}.0.13.4 = 5,2.10^{-6} m^3 /s/ml$.

Le débit totale = débit de fondation + débit de la digue

$$Q_{total} = 5,2.10^{-6} + 1,55.10^{-7} = 5,35.10^{-6} m^3 /s/ml$$

V .1.Calcul de stabilité :**V.1.1.Généralité sur la stabilité des barrages (Talus) :**

La demande croissante de construire des ouvrages par des remblais et des déblais a augmenté le besoin de bien comprendre les méthodes analytiques, outils investigateurs et les méthodes stabilisantes afin de résoudre les problèmes de stabilité des inclinaisons. Les méthodes de stabilisation impliquent des techniques spéciales de construction qui doivent être comprises et modelées dans des chemins réalistes.

Une compréhension de la géologie, de hydrologie et des propriétés du sol est importante pour appliquer les principes de la stabilité correctement. de ce fait , l'études de la stabilité des pentes est d'une importance primordiale dans la construction des excavation des digue , des barrages ...elles a faites l'objet de plusieurs méthode de calcul qui ont été développées afin d'étudier le mécanique de rupture.

L'étude de stabilité d'un barrage est fondamentale dans la mesure où elle doit aboutir, pour l'essentiel, à la définition de la géométrie de l'ouvrage (Pente des talus en particulier) et des principes de drainage à appliquer.

La stabilité des talus peut être calculée par plusieurs méthodes, on utilise le plus souvent la méthode grapho-analytique (Méthode de FELLENIUS) dite « méthode des tranches », qui est de calcul en rupture circulaire.

L'étude de stabilité d'un remblai peut se conduire de deux manières :

1. soit par un calcul de vérification de la stabilité, les valeurs caractéristiques du remblai étant fixent et / ou déterminer à priori.
2. Soit par une série de calculs dit dimensionnement, ou l'on fait varier un ou plusieurs paramètres (angle de talus ...) jusqu'à aboutir le coefficient de sécurité souhaité.

Schématiquement, deux formes d'instabilité mécanique peuvent être distinguées :

1. Le glissement des talus :

Il existe plusieurs types

- a. glissement circulaire sur un talus (le cercle de glissement recoupe parfois la fondation si le matériau la constituant présente des caractéristiques mécaniques médiocres).
 - a.1. Glissement en cascade.
 - a.2 .Glissement, puit renard :

Ces deux derniers types se manifestent lorsque le cercle émanant du talus aval recoupe le talus amont à un niveau inférieur à la côte du plan d'eau amont.

2. l'instabilité mécanique en fondation :

V.1.2. Conséquences de l'instabilité des talus :

- Déformation ou rupture des dispositifs internes de drainage (conséquence directe)
- Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau
- Interception et remontée de la ligne de saturation et augmentation du débit de fuit (conséquence indirecte).

La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation.

Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement :

- A la fin de construction (Talus aval).
- Fonctionnement normal (talus aval).
- Lors d'une vidange rapide (talus amont).

La vérification des talus de barrage par la méthode grapho-analytique consiste en détermination du coefficient de stabilité « K », qui est égal au rapport du moment des efforts de stabilité sur le moment des efforts de basculement (forces motrices), par rapport centre de glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible « k_{adm} »

V.1.3. Ordre de calcul (Méthode des tranches) :

1. Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
2. Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle 85° par rapport à la ligne du talus.
3. Tracer les arcs des cercles de rayons R_1 et R_2 avec :

$$R_1 = K_1 H_b$$

$$R_2 = K_2 H_b$$

H_b : Hauteur totale du barrage.

(K_1 - K_2) : sont déterminés d'après le tableau (IV-1) en fonction de pentes de talus.

Pour notre cas $K_1=0,875$; $K_2=2,025$.

Tableau N° (V.1) : coefficient de pente de talus ;

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1 = R_1/H_b$	0,75	0,75	1,0	1,5	2,2	3
$K_2 = R_2/H_b$	1,5	1,75	2,3	3,75	4,8	5.5

Pour notre cas :

Talus	Pente du talus	K_1	K_2	$R_1(m)$	$R_2(m)$
amont	3	1.0	2.3	17.1	39.33
aval	2.5	0.875	2.025	14.96	34.6

Le centre des rayons étant le point « B »

L'intersection des rayons R_1 ; R_2 avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles. On trace à la suite un courbe rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c à d entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à coté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o »

On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur $b=0.1R$, on marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites.

Par des chiffres négatifs en commençant de la partie « zéro » sous le centre de glissement (projection).

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

1. Poids de la tranche « G ».
2. Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
3. Forces de pressions interstitielles.
4. Forces de Cohésion.
5. L'effort du séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

- ❖ Composante normale (forces stabilisatrices) : $N= G_n \cos \alpha$
- ❖ Composante périphérique (forces déstabilisatrices) : $T= G_n \sin \alpha$
- ❖ α : angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale

V.1.4 Les caractéristiques géotechniques des sols :

Elles sont représentées dans le tableau (VI .2) ci-après :

Tableau N° (V .2) : Les caractéristiques géotechniques des sols

Paramètres	Unité	Corps du barrage
φ	Degré (°)	15.10
C	T/m ²	8.6
γ_{sat}	T/m ³	1.83
γ_d	T/m ³	1.92

V.2.1.Calcul des forces appliquées à chaque tranche :**➤ Force de pesanteur :**

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche.

La formule s'écrit : $G_n = b (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2)$

h_1, h_2, h_3 : hauteurs des tranches.

γ_1 : densité de la zone du massif située au dessus de la ligne de saturation. (γ_d : densité sèche).

γ_2 : densité de la zone du massif située au dessous de la ligne de saturation. (γ_{sat} : densité du matériaux de construction à l'état saturé).

b : largeur de la tranche.

Cette force là a deux composantes :

- **$N_n = G_n \cdot \cos \alpha$** : qui est une force normale stabilisatrice.

- **$T_n = G_n \cdot \sin \alpha$** : qui est une force déstabilisatrice tangentielle au cercle de glissement.

Avec : $\sin \alpha = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}}{\text{nombre.total.des.tranches}}$.

$$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$$

* Pour le cas d'une vidange rapide on utilise pour le calcul du poids de la tranche la densité déjaugée $\gamma' = (\gamma_{sat} - 1)$.

➤ Forces de pression interstitielles :

Dans le cas ou le réservoir est plein la force de pression interstitielle se calcule comme suit : **$P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl$** .

U : pression interstitielle.

dl : longueur en arc de la tranche.

γ_w : poids volumique de l'eau $\gamma_w = 1 \text{ KN/m}^3$.

h : hauteur de la tranche.

➤ **Forces de cohésion :**

$$F_c = c \cdot dl.$$

C: Cohésion du sol considéré.

Forces dues au séisme : Ces forces sont considérées horizontales, appliquées aux centres des tranches et sont dues à l'accélération du mouvement provoqué par le séisme.

$$T = a \cdot G_n.$$

a : Coefficient d'accélération (a=0,15).

G_n : Poids de la tranche.

➤ **Classement des forces :**

On peut classer toutes ces forces comme suit :

1. Les forces stabilisatrices :

a) Force de frottement :

$$F_1 = N_n \operatorname{tg} \varphi - U \operatorname{dl} \operatorname{tg} \varphi.$$

φ : Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

b) Force de cohésion :

$$F_c = c \operatorname{dl} \quad \text{Avec :} \quad \operatorname{dl} = \frac{b}{\cos(\alpha)}$$

b : largeur de la tranche.

Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M_s = [(N_n - U \operatorname{dl}) \operatorname{tg} \varphi + c \operatorname{dl}] R.$$

R : rayon de la courbe de glissement.

2. Les forces déstabilisatrices (motrices):

Les forces motrices sont caractérisées par la composante tangentielle au cercle de glissement, elle tend à faire glisser la tranche du talus vers le bas.

Le moment de ces forces par rapports au centre du cercle de glissement est donné par :

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n$$

Dans le cas d'un séisme il y a une force particulière supposée horizontale qui tend à faire vibrer la tranche du talus. Le moment de cette force est :

$$M_T = a \cdot G_n \operatorname{dn}.$$

Remarque: Les moments de toutes ces forces sont calculés par rapport au centre du cercle de glissement.

V.2.2. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :

1. calcul de K_s : (coefficient de sécurité) :

Le coefficient « K_s » est le rapport du moment des forces stabilisatrices sur les moments des forces motrices par rapport au centre de glissement donné par :

$$K_s = \frac{\sum (N_n - P) \operatorname{tg} \varphi + \sum C d L}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n}$$

* Pour le cas d'une retenue vide ($P=0$), on vérifie la stabilité avec et sans l'effet du séisme.

d_n : la distance entre le centre de gravité de la tranche et le centre du cercle de glissement.

R : c'est le rayon du cercle de glissement.

a)°- avec effet de séisme :

$$K_{as} = \frac{\sum (G_n \cos \alpha_n - p) \operatorname{tg} \varphi + \sum C \cdot dl}{\sum G_n \sin \alpha_n + \frac{\sum a G_n d_n}{R}}$$

b)°- Sans l'effet de séisme :

$$K_{ss} = \frac{\sum (G_n \cos \alpha_n - p) \operatorname{tg} \varphi_n + \sum C \cdot dl}{\sum G_n \sin \alpha_n}$$

2. Calcul du K_s pour le cas de vidange rapide :

K_s est calculé seulement pour le talus amont. Et dans ce cas là on calcule le poids de la tranche à l'aide de la densité déjaugée du matériaux γ' .

a) Avec effet de séisme :

$$K_{as} = \frac{\sum G_n \cos \alpha_n \operatorname{tg} \varphi + \sum C d l}{\sum G_n \sin \alpha_n + \sum a \frac{G_n d_n}{R}}$$

b) Sans effet de séisme :

$$K_{ss} = \frac{\sum G_n \cos \alpha_n \operatorname{tg} \varphi_n + \sum C d l}{\sum G_n \sin \alpha_n}$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau (VI.18).

Tableau N° (V.18) : Coefficient de sécurité pour les trois cas

Cas de sollicitation		Coefficient de sécurité	
		Avec séisme	Sans séisme
Fonctionnement norml	Talus aval		
	R= 34.43m.	4,23	6,00
	R= 34.94 m.	2,19.	3,06
	R= 38.09 m.	2,37	3,36
Fin de construction	Talus aval		
	R= 32.72m.	3,17	4,46
	R= 26.09m	2,52	3,62
	R= 27.98m.	2,26	2,72
Vidange rapide	Talus amont		
	R= 26.37m.	4,08	5,96
	R= 42.41 m.	2,42	3,53
	R= 42.82 m.	4,08	4,26

Conclusion

D'après les résultats obtenus, la stabilité des talus de la digue est vérifiée pour tout les cas de sollicitation, d'où les fruits des talus amont et aval sont acceptés.

LES OUVRAGES ANNEXES

I-Introduction :

Les barrages réservoirs sont souvent équipés d'ouvrages annexes destinés à l'exploitation de la retenue est assurer la sécurité du barrage. les ouvrages annexes sont des ouvrages hydrauliques qui font transiter l'eau du bief amont vers le bief aval, à travers des orifices spéciaux, des déversoirs ,des canaux, des conduites des galeries et autre en tenant compte du type de barrage , sa fondation, les rives de la vallée, la topographie du site et autres.

Les ouvrages annexes prévus pour la retenue sont ;

- L'ouvrage de vidange de fond.
- L'ouvrage de prise d'eau.
- L'ouvrage de l'évacuateur de crues.
- L'ouvrage de la dérivation provisoire.

Chaque catégorie de ces ouvrages comporte différentes variantes, représentant des avantages et des inconvénients, le but est donc de choisir le type d'ouvrage le plus adéquat (fonctionnement-économie) à notre retenue.

II- L'évacuateur de crues :

L'évacuateur de crues est un ouvrage de sécurité permettant l'évacuation des débits de crues excédentaires vers l'aval du barrage, en évitant ainsi le risque de submersion de la digue. On distingue deux principaux types d'évacuateurs de crues : les évacuateurs de surface qui possèdent un entonnement superficiel soit couverts ou découverts et les évacuateurs qui possèdent un entonnement de fond ou de demi-fond.

Le choix de l'emplacement et du type de l'évacuateur est conditionné par les conditions topographiques, géologiques du terrain et le type du barrage projeté. Tout en tenant compte bien sure des facteurs économiques et de la sécurité de l'aménagement.

Dans notre cas le type le plus adapté du point de vue réalisation est l'évacuateur latéral à entonnement frontal .

II-1.Dimensionnement et calcul hydraulique de l'évacuateur de crue latérale à entonnement frontal:

L'évacuateur de crue de surface à entonnement frontal constitué en général des éléments suivants :

- Un canal d'approche.
- Un déversoir
- Un chenal d'écoulement.
- Un convergeant.
- Un coursier.
- Un bassin de dissipation.
- Un canal de restitution.

II-1-1.Canal d'approche:

D'après la topographie du site le canal d'approche peut être supprimé

II-1-2.Le déversoir :

Le profil du seuil déversant est de type Creager, l'avantage de ce contour est qu'en chaque point de son parement aval la pression est égale à la pression atmosphérique, tout profil situé au-dessus entraînera des dépressions donc des risques de décollement.

La longueur déversant est $b=8$ m (voir calcul de laminage).

La figure suivante montre les différents paramètres du profil normal du déversoir.

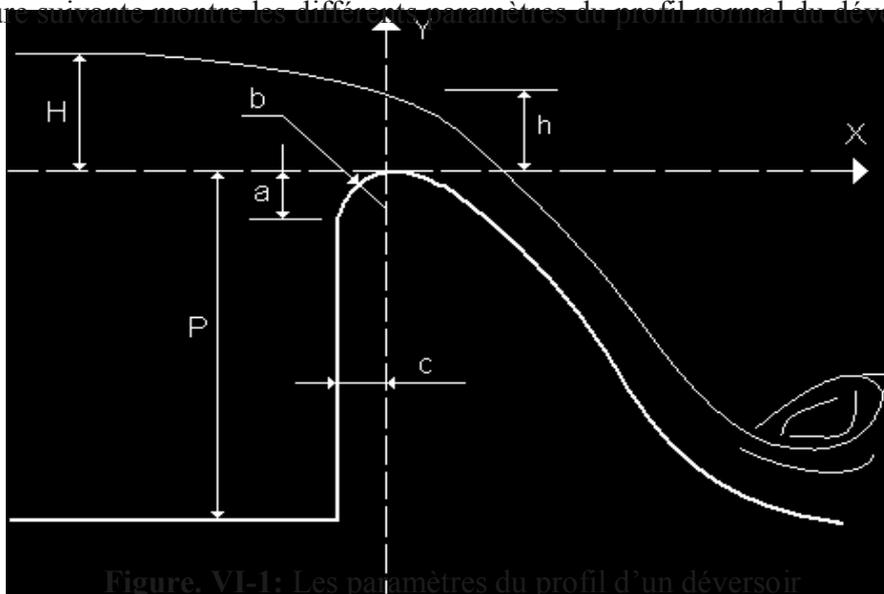


Figure. VI-1: Les paramètres du profil d'un déversoir

{	a	0,12	H	0,12	1.1	0.132m
	b	0,4	H	0,4	1.1	0.44m
	c	0,3	H	0,3	1.1	0,33 m

Les coordonnées du profil du déversoir sont déterminées à l'aide de l'expression du Creager suivante :

$$y = \frac{x'}{2 H'}$$

P : la pelle (P=1.5m).

H : la charge d'eau sur le déversoir $H = 1.1 + P = 2.6\text{m}$

Les résultats du calcul des coordonnées (x,y) sont représentés dans le tableau suivant

Tableau (VI.1) : Les coordonnées du profil de déversoir.

X	Y
0	0
0.1	0.01
0.2	0.02
0.3	0.06
0.4	0.11
0.6	0.23
0.8	0.40
1	0.60
1.2	0.85
1.4	1.13
1.5	1.28
1.6	1.44
1.8	1.80
2.0	2.18

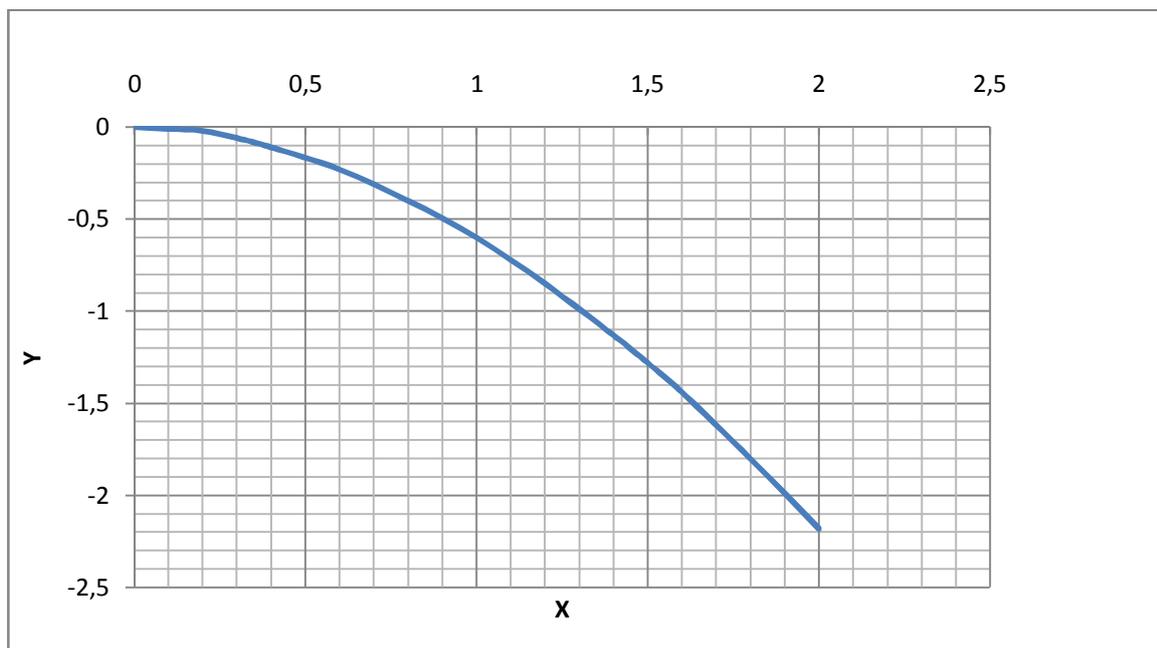


Figure. VI-2: Profil Creager du déversoir

II 1.2.a) Calcul hydraulique : seuil dénoyé :

$$Q = m b \sqrt{2g} h^{3/2}$$

Avec : Q : Le débit maximum déversant en m^3/s .

m : Coefficient de débit=0.49

b : La largeur du déversoir en m.

h : La charge déversant en m.

On a: $h = 1.1m$

Avec: $H = h + \alpha \frac{V^2}{2g}$

α : Coefficient de Coriolis $\alpha = 1.1$, on prend $\alpha = 1$ pour simplifier les calculs.

On prend aussi: $h=0.8$ m, puis on va préciser cette valeur de (h) par les calculs suivants. Le coefficient de débit pour les seuils normaux (profil Creager, profil Scimeni) varie de 0.45 ($C=1.99$) à 0.49 ($C=2.17$) ; avec C est le coefficient de Chézy. (3)

Pour notre cas, on prend un coefficient de débit : $m = 0.49$.

D'où : $b = \frac{Q}{m \sqrt{2g} h^{3/2}} = \frac{12.6}{0.49 \sqrt{2 \cdot 9.81} \cdot 1.1^{3/2}} = 12.6 \text{ m}$

La vitesse de l'écoulement :

$$V = \frac{Q}{b h} = \frac{12.6}{12.6 \cdot 1.1} = 0.95 \text{ m/s}$$

D'où : $\alpha = 1 + \frac{0.20}{1.1} = 1.18$

$$H_{20m} = h + \alpha \frac{V^2}{2g} = 0.8 + 1.18 \frac{0.95^2}{2 \cdot 9.81} = 0.8 + 0.055 = 0.855 \text{ m}$$

La cote du plan d'eau : $Z = NNR + H_R = 254.5 + 1 = 255.5 \text{ m}$

$Z = 255.5 - 0.5 = 255.0 \text{ m}$ Le calcul qu'on a fait est acceptable

II-1-3.Chenal d'écoulement :

Le chenal d'écoulement est prévu juste à la sortie du déversoir, il doit être conçu avec une pente suffisamment faible pour que le régime y soit du type fluvial, il doit avoir une pente (0,1%) inférieure à la pente critique I_c , sa section est généralement rectangulaire et sa longueur n'est pas très importante. Afin de déterminer la pente du chenal, il faudrait déduire la pente critique, en fonction de la topographie, on fixe la longueur du chenal à 10 m

II-1-3.a) La profondeur critique :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b}}$$

Avec :

Q : Le débit maximum à évacuer en m³/s.

b : La largeur du déversoir en m.

Application numérique :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{1}{9,81} \cdot \frac{19,6^2}{8}} = 0,85 \text{ m}$$

II-1-3.b) La pente critique :

La pente critique se détermine par la formule de Manning suivante :

$$Q = K S R^{2/3} I^{1/2}$$

Avec : K : coefficient de rugosité (m^{1/3}/s), On prend : K = 75 m^{1/3}/s

Pour une section rectangulaire :

$$I = \frac{Q^2 b^2 h}{K^2 b^2 h^3}$$

Application numérique :

$$I = \frac{19,6^2 \cdot 8^2 \cdot h}{75^2 \cdot 8^2 \cdot h^3} = 0,00237 \text{ m/m}$$

On prend I = 0,001 m/m > I = 0,00237 m/m La condition de la pente pour le chenal d'écoulement est vérifiée.

II-1-3.c) La profondeur normale :

La profondeur normale h_n est la profondeur qui apparaît pour le débit Q et la pente I du chenal si l'écoulement était uniforme. Cette profondeur se déduit de la formule de Chézy :

$$Q = S C \sqrt{R I}$$

Avec :

S : Section du chenal d'écoulement en m².

C : Coefficient de Chézy (caractérise le frottement) en m^{1/2}/s

$$C = \frac{R^{1/2}}{n}$$

n : Coefficient de rugosité de Manning en s/m^{1/3}.

On prend : $n = 0,013 \text{ s/m} \cdot$ (béton).

$$R = \frac{S}{P} = \frac{b \cdot h}{2h + b}$$

b : La largeur du chenal d'écoulement en m.

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante :

$$Q = \frac{1}{n} \cdot I \cdot b \cdot h = 2h \cdot b$$

La résolution de cette équation se fait par la méthode des itérations

D'où : $h = 0,95 \text{ m}$

$h = 0,95 \text{ m}$ $h = 0,85 \text{ m}$ La condition pour la hauteur normale dans le chenal d'écoulement est vérifiée et l'écoulement est fluvial.

II-1-3.d) Calcul de mur de chenal:

A la section de contrôle la hauteur d'eau est égale à la hauteur critique.

La vitesse au niveau de la section de contrôle est : $v = \frac{Q}{P} = \frac{2,88}{1,25} = 2,304 \text{ m/s}$

La revanche est calculée par l'expression suivante: $R = 0,6 + 0,05 \times V \times (h_c)^{1/3}$

$$R = 0,75 \text{ m}$$

D'où la hauteur du mure H du chenal est égal à: $H = h_c + R = 1,6 \text{ m}$

On prend $H = 2 \text{ m}$ en raison de sécurité.

II-1-4. Calcul du convergent :

Le convergent est l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier, sa largeur au début est égale à celle du chenal d'écoulement et égale à sa fin à celle du coursier.

Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier.

Le convergent doit être dimensionné de telle sorte que la condition suivante est vérifiée :

$$\text{tg } \alpha \leq 1$$

II-1-4.a) La longueur du convergent:

La longueur du convergent est estimée par la formule suivante :

$$L = 2,5 \cdot l_1 + l_2$$

l_1 : La largeur au plafond du bief amont en(m).

l_2 : La largeur au plafond de la section de contrôle en (m), c'est la largeur du coursier au même temps.

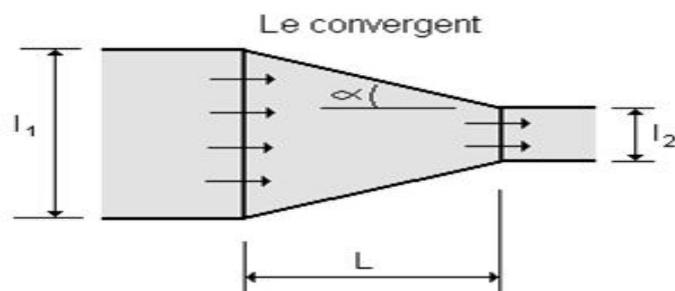


Figure. VI-3 : Schéma d'un convergent

$$l_1 = 8 \text{ m}$$

$$l_2 = Q^{0,4} = 3.5 \text{ m}$$

La largeur finale du convergent se calcul par la formule suivante :

$$L = 2,5 \cdot \frac{l_1 - l_2}{l_1} = 2,5 \cdot \frac{8 - 3,5}{8} = 11,25 \text{ m}$$

On revient à la condition (formule IV.12) :

$$\text{tg } \alpha = \frac{l_1 - l_2}{L} = \frac{8 - 3,5}{11,25} = 0,2$$

Le nombre de Froude est donné par la relation suivante :

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h}}$$

Avec :

V : vitesse d'écoulement en m/s.

g : l'accélération de la pesanteur 9,81 / s².

h : Le tirant d'eau en m.

Application numérique :

$$V = \frac{Q}{l \cdot h} = \frac{19,6}{8 \cdot 0,95} = 2,58 \text{ m/s}$$

$$F = \frac{2,58}{\sqrt{9,81 \cdot 0,95}} = 0,85$$

$$\frac{1}{3 \cdot F} = \frac{1}{3 \cdot 0,85} = 0,39$$

D'où : $\text{tg } \alpha = 0,2 > 0,39$ La condition est vérifiée.

II-1-4.b) La profondeur à la fin du convergent :

La section d'écoulement intermédiaire entre le convergent et le coursier est une section de contrôle. Le tirant d'eau dans cette section égale à la profondeur critique. C'est un changement du type d'écoulement du fluvial à l'écoulement torrentiel.

Par une application numérique dans la formule de la profondeur critique ; on aura :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{1}{9,81} \cdot \frac{19,6}{3,5}} = 1,5 \text{ m}$$

II-1-4.c) La vitesse à la sortie du convergent :

$$V = \frac{Q}{l \cdot h} = \frac{19,6}{3,5 \cdot 1,5} = 3,73 \text{ m/s}$$

II-1-5. Le Coursier :

Le passage du chenal au coursier se fait avec une rupture de pente afin d'assurer la localisation de la section de contrôle faisant passer d'un écoulement fluvial à un écoulement torrentiel dans le coursier. Ce dernier est le plus souvent construit en béton et il est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire ce qui assure un écoulement régulier.

Le calcul se fait à l'aide de logiciel canal P:

Les données de départ sont:

- Largeur du canal $b=3,5\text{m}$.
- Débit à évacuer: $Q=19,6\text{m}^3/\text{s}$.
- La pente du coursier: $I=0,15$.
- La longueur du coursier: $L=50\text{m}$.
- Coefficient de Strickler (71).

Tableau (VI.2): Différents paramètres initiales de calcul de la ligne d'eau.

Q m ³ /s	Strickler	I m/m	h m	h m	L m
19,6	71	0,15	1,5	1,5	50

La ligne d'eau dans le coursier et le profil en long du tirant d'eau sont représentés dans l'annexe VI

Les résultats de calcul sont illustrés dans le tableau

Tableau (VI.3): ligne d'eau à pas d'espace de 10 m

section	Abscisse(m)	Pas(m)	Y(m)
Amont	00.00	10.0	1.50
1	10.00	10.00	0.77
2	20.00	10.00	0.62
3	30.00	10.00	0.56
4	40.00	10.00	0.52
Aval	50.00	10.00	0.49

D'après le tableau la valeur qu'on doit adopter est : $Y_2 = 0.49\text{m}$.

- Calcul de la vitesse et le nombre de Froude à la sortie du coursier :

$$- \frac{19.6}{3.5 \cdot 0.49} = 11.43 /$$

$$\frac{11.43}{\sqrt{9.81 \cdot 0.49}} = 5.21$$

- **Les murs bajoyers:**

La hauteur des murs bajoyers se détermine comme suite:

$$H = h + R$$

$$R = 0.6 + 0.05 \times V \times (h)^{1/3} = 1.05 \text{ m}$$

$$H = 1.54 \text{ m.} \quad \text{On adopte une valeur de } H = 2 \text{ m.}$$

II-1-6. Bassin de dissipation :

Parmi les dispositifs de dissipation d'énergie, le bassin à ressaut présente un moyen très efficace pour réduire la vitesse de sortie à une valeur compatible avec la stabilité des berges à l'aval.

La vitesse d'écoulement à l'entrée du bassin de dissipation 11.43 m/s 15 m/s et le nombre de Froude 5.21 4.5 . Donc, d'après les tests réalisés par (USBR) « *The Bureau of Reclamation* » : le bassin de dissipation le plus favorable est un bassin à ressaut de type II. Le schéma de ce type de bassin, les abaques de calcul du tirant d'eau aval et la longueur du bassin sont représenté en annexe IV.2.

$$\frac{Y}{Y_1} = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{1}{8F^2} \right)^{1/2}$$

$$- 6.88 \Rightarrow Y_2 = Y_1 \cdot 6.88 = 0.49 \cdot 6.88 = 3.37 \text{ m}$$

$$- 2.2D \text{ où } : L = 3.37 \cdot 2.2 = 7.4 \text{ m}$$

On prend $L_{\text{Bassin}} = 7.5 \text{ m}$

Avec :

Y_1 : Tirant d'eau avant le ressaut.

Y_2 : Tirant d'eau après le ressaut.

L : Longueur du ressaut.

Dimensionnement des blocs de chute :

- ❖ La hauteur des blocs de chutes : $h_1 = Y_1 = 0.49 \text{ m}$.
- ❖ La largeur des blocs de chutes : $l_1 = Y_1 = 0.49 \text{ m}$.
- ❖ Espacement entre deux blocs de chutes : $e_1 = Y_1 = 0.49 \text{ m}$.
- ❖ Hauteur de seuil denté : $h_2 = 0.2 Y_2 = 0.67 \text{ m}$.
- ❖ La largeur d'une dent : $l_2 = 0.15 Y_2 = 0.5 \text{ m}$.
- ❖ Espacement entre deux dents : $e_2 = 0.15 Y_2 = 0.5 \text{ m}$.

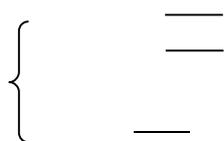
II-1-7. Canal de restitution :

Le canal de fuite en enrochement de section trapézoïdale avec un talus 1/1 de longueur de 10 m et une pente de 0.8% , a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

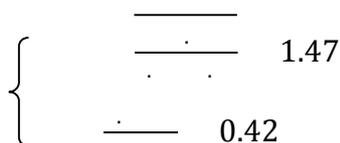
II-1-7.a) La hauteur critique :

$$1 \text{ — } 0.015 \text{}$$

Avec :



Application numérique :



D'où :

$$1 \text{ — } 0.015 \quad 0.42 \quad 1.47 \quad 1.26 \quad \boxed{h \quad 1.26 \text{ m}}$$

II-1-7.b) Pente critique :



Avec :

$$\sqrt{1}$$

—

—

Application numérique :

$$\begin{aligned} & 1 \quad 1.26 \quad 3.5 \quad 1.26 \quad 6 \\ & 3.5 \quad 1.26 \quad \sqrt{1} \quad 1 \quad 5.28. \\ & \text{—} \quad 1.14 \\ & \text{—} \quad 1.14 \quad 44.45 \end{aligned}$$

D'où : $I = \frac{44.45}{10000} = 0.004445 \text{ m/m}$ $I = 0.0047 \text{ m/m}$

II-1-7.c) La profondeur normale :

La profondeur normale du canal est tirée directement des calculs par le CANAL21, on a trouvé : 1.2 .

II-1-7.d) Vitesse dans le canal :

— $\frac{44.45}{1.2} = 37.04 \text{ m}^3/\text{s}$ $V = 3.47 \text{ m/s}$

II-2- Hauteur des murs bajoyers :

II-2.a) Canal d'approche et chenal d'écoulement :

Sur le long du chenal d'écoulement les hauteurs des murs bajoyers sont atteindre le niveau de la crête de la digue

II-2.b) le coursier

- . Hauteur du mur au début du coursier :

Avec :

h : Le tirant d'eau

: La revanche donnée par la formule suivante :

$$0.61 \quad 0.14 \quad /$$

: est la vitesse d'écoulement au début du coursier $V=3.47\text{m/s}$

Application numérique :

$$0.61 \quad 0.14 \quad 3.47 \quad / \quad 0.8$$

$$1.2 \quad 0.8 \quad 2$$

h	2 m
-----	---------------

- Hauteur du mur à la fin du coursier

On procède de même manière que précédemment et Pour des raisons constructives et de sécurité on prend une hauteur constante le long du coursier égale à 2 m.

II-2.c) Le bassin de dissipation :

Il aura les mêmes hauteurs que les murs bajoyers de canal de restitution on opte pour la valeur de 2m

III- 3.Ouvrage de vidange :

L'ouvrage de vidange est primordial pour un barrage, elle est dimensionnée pour vider la retenue en quelque jour en cas d'urgence. Elle sert également à purger, les sédiments qui s'accumuleront au pied de la prise et de la vidange de fond afin d'augmenter la pérennité de ces organes (envasement).

Les rôles de la vidange de fond sont :

- assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie grave constaté sur l'ouvrage.
- abaisser le niveau de la retenue, éventuellement de vider le bassin afin de procéder à des réparations ou à des inspections.
- transiter une partie des débits de crue, le règlement d'exploitation prévoit d'ouvrir en premier la vidange du fond, par ce procédé, on espère évacuer une bonne partie des apports solides sous forme de courant de densité.
- Assurer l'irrigation des périmètres agricoles pendant les mises hors services des turbines.
- maîtriser le niveau de la retenue lors de la première mise en eau.

servir de dérivation provisoire pendant la phase finale de construction

Le type et la construction de la vidange de fond sont déterminés en fonction des conditions topographique et géologique, ainsi que par la valeur du débit de projet

Dans notre cas on opte d'utiliser une conduite en charge en acier avec deux vannes batardeaux une à l'amont et l'autre à l'aval

le débit transitant à travers la conduite est défini par la formule suivante :

$$Q_{vf} = \frac{V}{T}$$

Q_{vf} : débit entrant dans la retenue pendant la vidange de fond (prise égale au apport moyen annuel) . V : volume utile de la retenue. (V = 0.66 m³) .

T : temps de vidange (10 à 15 jours on prend T=10jours=864000secondes

$$Q_{vf} = \frac{0.66}{864000} = 0.79 \text{ / s}$$

$$Q_{vf} = 0.79 \text{ / s}$$

III-1.Calcul hydraulique :

Ce calcul consiste à déterminer la section et le diamètre de la conduite de vidange, on utilise la formule de l'écoulement en charge :

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2Z}$$

Q : débit de vidange en m³/s

μ : coefficient de débit

S : section de la conduite en m²

Z : différence de niveau d'eau entre le bief amont et le bief aval en m.

$$S = \frac{Q}{\mu \cdot \sqrt{2Z}}$$

Avec Z=15 m

Préalablement on prend μ=0.7

On trouve : S=0.066

$$d = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} \quad \text{D'où } d = 300\text{mm.}$$

IV-La prise d'eau :

le but de cet ouvrage est d'assurer un débit exigé à l'aval mais aussi une eau qui soit compatible à sa destination

le diamètre de la conduite de prise d'eau est en fonction de la demande en aval

(consommation maximale en aval) .le temps de prise et de la charge d'eau minimale

T : temps de prise (T=31 jours)

=la consommation maximale est en mois de juillet elle est de 213000 .

D'où : $\mu = 0.079$ / .

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2H} \quad (/ .$$

μ : coefficient de débit $\mu=0,3$.

S : section de la conduite en m².

H : charge d'eau minimale H=18m.

On trouve : S=0,021m².

Donc ; **d=200 mm.**

Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite :

On a; V= – D'où ; **V=2.5 m/s.**

Conclusion:

Finalement la conduite de prise d'eau aura un diamètre de 200 mm, elle est équipée d'une vanne papillon qui sera regroupée avec les vannes de vidange au pied aval du barrage.

ORGANISATION DE CHANTIER

VII.1 INTRODUCTION :

L'organisation d'un chantier est l'ensemble des dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions d'un projet ou d'un travail quelconque.

Donc la bonne connaissance du site et la conception judicieuse de l'ouvrage ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage, il faut porter soin à l'exécution et les moyens qui y sont consacrés pour la réussite de l'opération.

Cette organisation consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux à exécuter.

Organiser un chantier revient donc à prendre toutes mesures pour que la réalisation du projet se face:

- ☞ en conformité avec les plans établis;
- ☞ de bonne qualité;
- ☞ aux moindres délais;
- ☞ aux moindres coûts;
- ☞ sans accidents humains.

VII.2 INSTALLATIONS DU CHANTIER

↳ *Installations Destinées Au Personnel :*

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires et les bureaux de chantier.

↳ *Installations Destinées Au Stockage Des Matériaux :*

Pour les ciments nous utilisons soit des silos, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats sont stockés en plein air, seulement nous prévoyons un cloisonnement entre les différents types d'agrégats pour éviter leur mélange et de ce fait faciliter le dosage du béton.

Les aciers doivent être stockés dans des endroits ayant de l'humidité optimale (baraquements, hangars...).

↳ *Installations Destinées A La Réparation Des Engins :*

Les grosses réparations ne se font généralement pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

↳ *Installation Pour La Préfabrication :*

Ce sont généralement des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes ...etc.

VII-3 Succession des travaux:↳ **Travaux préparatoires:**

Généralement les travaux préparatoires sont :

- ☞ Aménagement des pistes de circulation des engins et des aires de stockage de matériaux de construction.
- ☞ Le piquetage d'implantation des ouvrages.
- ☞ Les travaux d'aménagement des emprises et préparation des zones d'emprunt.
- ☞ Déboisement de la cuvette et décapage des fondations et creusement éventuel de la clé d'ancrage du barrage.
- ☞ La réalisation de l'ouvrage de dérivation qui va servir par la suite à une vidange de fond.

↳ **Exécution de l'ouvrage (Planning et phasage des travaux) :**

Pour une bonne gestion du projet du point de vue délai et coût, un programme d'exécution doit être fait et étudié sérieusement.

L'enchaînement chronologique des principales phases du chantier de construction ne devrait guère être éloigné du schéma type proposé :

- ☞ Un piquetage est nécessaire pour la matérialisation des repères par rapport à des points de référence fixes, l'axe et l'assiette du barrage et les ouvrages annexes tels que les canalisations, les drains et l'évacuateur.
- ☞ Aménagement des emprises (abattre des arbres, décapage des terres végétales)
- ☞ Remblaiement de la clé de l'ouvrage et des fondations jusqu'au terrain naturel.
- ☞ Dérivation et protection contre les eaux (protection contre les crues survenant lors des travaux de réalisation.)
- ☞ Mise en place de la conduite de vidange et de prise.
- ☞ Approvisionnement des matériaux filtrants.
- ☞ Exécution du remblai (excavation, chargement, transport, décharge, et compactage).
- ☞ Génie civil des ouvrages de prise et de restitution et de l'évacuateur de crue.
- ☞ Mise en place des équipements hydrauliques.
- ☞ Travaux de finition, fermeture des zones d'emprunt, revêtement de crête et de route d'accès, équipement divers et aménagements des abords.

a- Réalisation de la digue:

Les travaux ainsi que les engins utilisés sont mentionnés ci-dessous:

↳ **Décapage de la couche de terre végétale :**

- Pour le creusement et les déplacements des terres on utilise des bulldozers.
- Pour les chargements on utilise des chargeurs.
- Pour les transports des remblais on utilise les camions à benne.

↳ **Exploitation des carrières :**

-Les décapages des couches superficielles et leur transport vers les dépôts provisoires se feront à l'aide des bulldozers muni de rippers.

-On doit procéder à un aménagement des fosses de ceinture tout autour de la carrière.

-On doit encore procéder à des rampes pour permettre tous les accès.

Il est à noter que la pente des talus des déblais dans les zones d'emprunt ne devra pas dépasser la valeur 1/1.

↳ **Exécution de la fouille d'encrage de la digue:**

-Les terrains meubles seront exécutés à l'aide des chargeurs.

-Les terrains rocheux seront exécutés à l'aide des explosifs.

↳ **Choix des engins:**

Les engins utilisés pour les excavations sont des excavateurs à godets et des excavateurs de tranchée. En ce qui concerne le transport des camions à bennes sont utilisés qui ont une bonne capacité, le nivellement sera fait par de niveleuses.

On compacte le sol dans le corps du barrage couche par couche par un rouleau. Pour atteindre la densité du projet, il faut faire de couche de sol de 30cm d'épaisseur avec 6 à 8 passes au rouleau pour obtenir un remblai bien compacté. Un contrôle journalier doit être fait durant toute la période de réalisation du remblai. Pendant la saison d'été il faudra augmenter la quantité d'eau pour l'humidification et pour faciliter le compactage.

↳ **Réalisation des drains et filtres:**

On a projeté un drain incliné suivi d'un drain tapis pour acheminer l'eau infiltrée vers le drain prisme, qui va l'évacuer en dehors du remblai.

Le compactage des filtres s'effectue à l'aide d'un compacteur à pneu vibrant. On note que la circulation des engins au dessus des collecteurs et des drains n'est autorisé qu'après la mise en place d'une couche suffisante de remblai.

↳ **Protection de la crête et des talus:**

La crête est protégée par une couche de 40 cm insensible à l'eau (produit asphaltique), résistant à la circulation des véhicules.

La mise en place des enrochements pour la protection des talus se fait à l'aide d'une pelle mécanique. Les enrochements seront posés sur des épaisseurs au moins égales à celle indiquées sur les plans d'exécution.

b- Réalisation de l'évacuateur de crue:

L'évacuateur de crue sera réalisé en parallèle avec la digue.

Les principales étapes de sa réalisation sont:

- Exécution de la fouille de l'évacuateur le long du tracé à l'aide de pelles mécaniques ou de BULLDOZERS.
- Aménagement du fond du canal.
- Aménagement des filtres, béton de propreté et des drains.
- Coffrage, ferrailage, bétonnage, blocs par blocs et mise des joints.
- Protection en enrochement à l'entrée et à la sortie de l'ouvrage.

C- RENDEMENT DES DIFFERENTS ENGINES :

↳ *Engin de prélèvement :*

L'engin utilisé est la "chargeuse- pelleuse", munie d'une pelle rétro et d'un chargeur.

Nous pourrions utiliser aussi l'excavateur; son rendement est estimé à:

$$R_{ex} = g.n. \frac{K_r.K_u}{K_a},$$

Avec n: nombre de cycles de l'excavateur (3600/T);

T : durée d'un cycle f (distance et volume de la carrière);

g : capacité du godet (2,15 ÷ 2,5)m³;

K_r: coefficient de remplissage du godet (0,8 ÷ 0,9);

K_u: coefficient d'utilisation (0,7 ÷ 0,9);

K_a: coefficient d'ameublissement du sol (1,14 ÷ 1,25).

↳ *Engin de transport :*

L'engin le plus souvent utilisé est le camion à benne, Son rendement est estimé à:

$$R_b = 60.Q. \frac{K_i.K_u}{T},$$

Avec Q: capacité du camion benne ;

K_i: coefficient d'uniformité de présentation du camion de charge (0,9);

K_u: coefficient d'utilisation (0,85);

T : durée du cycle de travail f (chargement, transport, Déchargement, retour à vide).

Le nombre de camions à benne qui doit être utilisé se déduit de la manière suivante:

$$n = \frac{R_{ex}}{R_b}$$

↳ *Engin de nivellement :*

L'engin qui est utilisé souvent est la niveleuse, Son rendement est estimé à:

$$R_n = q * n * K_u * K_p$$

Avec Q: volume du sol devant la lame de niveleuse;

n : nombre de cycle pour une opération complète;

K_u : coefficient d'utilisation;

K_p : coefficient de perte du sol.

↳ *Engin de compactage*

Les engins de compactage sont diversifiés et interviennent suivant la nature du sol à compacter et la profondeur, leur rendement est évalué suivant cette formule:

$$R = K \cdot \frac{V \cdot L \cdot H}{N}$$

Avec K: coefficient d'efficience;

V: vitesse du compacteur;

L: largeur traitée;

H: épaisseur de la couche;

N: nombre de passes.

VII-4. Planification :

↳ **Définition:**

La planification n'est rien d'autre que le résultat d'un bon aménagement basé sur la recherche permanente de nouvelles méthodes du travail pour un meilleur rendement; son objectif est de s'assurer que le travail se fait dans un enchaînement logique, dans les délais et au moindre coût.

↳ **Techniques de la planification:**

Il existe deux méthodes essentielles; l'une est basée sur le réseau et l'autre sur le graphique.

La technique de planification utilisée dans notre projet est la méthode basée sur le réseau, le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives ou simultanées.

On a ainsi utilisé le réseau à noeuds, l'opération est représentée par des noeuds et la succession des opérations par des flèches.



Ce réseau indique que l'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

↳ Construction du réseau :

La procédure se fait comme suit:

- Etablissement d'une liste des tâches;
- Détermination des tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération ;
- Construction des graphes partiels ;
- Regroupement des graphes partiels ;
- Construction du réseau.

Il existe plusieurs méthodes basées sur le réseau, il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode C.P.M (méthode du chemin critique).

↳ Les paramètres de la méthode C.P.M :

Cette méthode a pour objectif de réduire le temps de réalisation du projet, réduire le coût, ainsi que de garantir un bon rendement du travail.

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

- TR : temps de réalisation ;
- DCP : date de commencement au plus tôt ;
- DCPP : date de commencement au plus tard ;
- DFP : date de finition au plus tôt ;
- DFPP : date de finition au plus tard ;
- MT : marge totale.

Et :

$$\begin{cases} \text{DFP} = \text{DCP} + \text{TR} \\ \text{DCPP} = \text{DFPP} - \text{TR} \end{cases}$$

↳ 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).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{CC} = D.T.P \end{cases}$$

↳ **Planification du projet :**

Les opérations et leurs symboles sont cités ci-dessous:

Tableau VII-1 : symboles des opérations

NOM DES OPERATIONS	OP	TR (MOIS)
- Travaux de préparation, installation de chantier, développement du réseau routier assurant l'accès au chantier	A	1/2
-Décapage et réalisation de la portion de clé d'étanchéité au droit de la conduite de vidange	C	1/2
-Déboisement de la cuvette.	B	3
- Réalisation de la clé d'étanchéité.	D	3/4
-Préparation des zones d'emprunt.	E	3/4
-Remblai des fondations.	F	1/4
-Approvisionnement des filtres.	G	1
-Mise en place du système de drainage (prisme de drainage).	H	1/4
-Remblai soigneusement compacté.	I	2
-Génie civil de l'évacuateur de crue.	J	1
-Revêtement des talus.	K	3/4
-Equipements hydrauliques.	L	1/2
-Finitions.	M	3/4

La retenue peut être réaliser au bout de 6,5 mois si le planning qui suivre sera respecté sur le chantier. Le commencement des travaux sera au début du mois de Mai qui correspond au début de la saison estivale. C'est la saison favorable pour l'exécution d'un barrage en terre.

Le schéma du réseau à noeuds de l'organigramme des opérations est donné

Par la figure VII-1.

↳ Détermination du/des chemin(s) critique(s) :

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0) est donné a une durée de :

$$DTR = \sum TR = 15 + 15 + 20 + 30 + 10 + 60 + 20 + 20 = 190 \text{ jours}$$

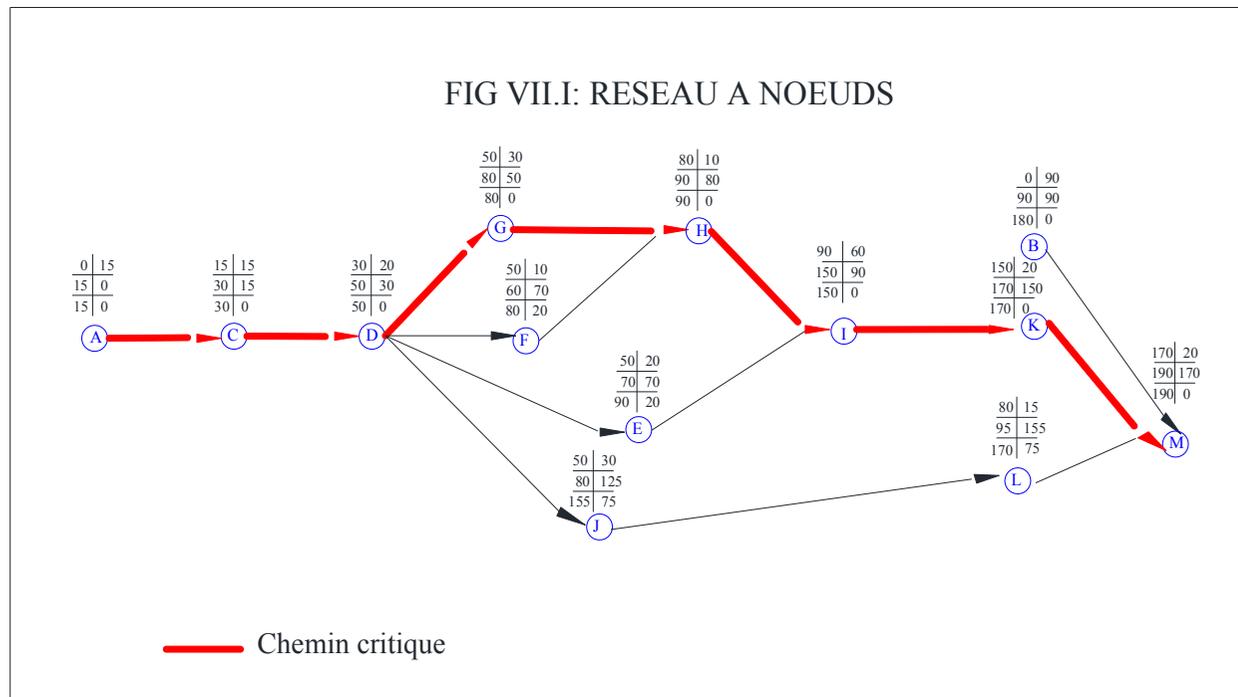


FIG VII.2: DIAGRAMME DE GANT

Opérations \ Temps (J)	Mai	Juin	Juillet	Aout	Septembre	Octobre	Novembre
	31 Jours	30 Jours	31 Jours	31 Jours	30 Jours	31 Jours	30 Jours
A	15						
B							
C	15						
D		20					
E			20				
F		10					
G			30				
H				10			
I					60		
J			30				
K						20	
L				15			
M							20

PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL

Introduction :

La protection de travail comprend tous, un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique qui garantissent l'assurance de la protection de la santé de la capacité de travail des travailleurs plus encore que beaucoup d'autres travaux, les chantiers sont dangereux et les accidents graves peuvent se produire touchant aussi le personnel que le public.

Les différentes organisations intéressées et le service de l'inspection du travail ont édictés un certain nombre de règlements applicable au chantier.

Ces règlements doivent être strictement appliqués. Ils contribuent limiter au maximum les accident et dégageront la responsabilité des dirigeant du chantier qui pueraient être tenus pour responsables on cas toutes les dispositions n'avaient pas été prises pour que les règles en vigueur soient appliquées.

En ce qui concerne la sécurité pendant la période de construction et l'exploitation de la retenue, la prévention contre les accidents est très importante, vu leurs gravités.

C'est pourquoi, les tâches de mon étude concernent les questions suivantes :

- ❖ Les causes des accidents pendent la construction de la retenue et les ouvrages annexes.
- ❖ Les mesures de prévention contre les accidents.
- ❖ Les travaux de terrassement.

VIII.1 Matériels et dispositifs de sécurité :

L'étude et le projet du matériel essentiel à la sécurité du barrage, tel que vannes d'évacuation, vannes et pompes de drainage, dispositifs de décompression, dispositifs de protection contre l'incendie, dispositifs de contrôle et d'alarme, etc., incluent les mesures destinées à assurer le bon fonctionnement de ce matériel dans les conditions critiques éventuelles. Par exemple, de telles mesures appropriées pouvant comprendre : le déboulement des installations et dispositifs, un contrôle local en plus du contrôle à distance, un déclenchement automatique des dispositifs de sécurité, une commande manuelle de secours.

Lors de l'étude des ouvrages abritant ou supportant le matériel mécanique ou électrique qui concerne la sécurité de la retenue, on doit veiller à établir des accès praticables dans les conditions critiques et autres conditions exceptionnelles, telles que conditions hivernales sévères, orages, crues, défauts d'alimentation électriques, etc.

Le matériel essentiel à la sécurité de l'exploitation est raccordé à des sources d'énergie indépendantes. L'étude et le projet des sources et des lignes d'alimentation en énergie doivent tenir compte des situations critiques, naturelles et d'exploitation.

Les documents de projet comprennent un programme de mesures d'entretien préventives visant à remplacer régulièrement les éléments sujets à l'usure avant qu'ils entraînent le mauvais fonctionnement du matériel.

Le bureau de projet fournit un manuel d'exploitation et d'entretien de tout le matériel mécanique et électrique, établi à partir des documents spécifiques élaborés par les constructeurs du matériel.

Si la rupture d'une conduite d'eau risque de menacer des vies humaines ou d'entraîner des dégâts matériels importants, un dispositif de coupure automatique est installé.

VIII.2 Les causes des accidents pendant la construction de la retenue et les ouvrages annexes :

L'accident du travail est rarement le fait d'un hasard ou de la fatalité. Les enquêtes effectuées après les accidents font toujours apparaître une multitude de causes s'ajoutant les unes aux autres pour provoquer l'accident.

Les causes sont la somme de différents facteurs classés en deux catégories distinctes :

VIII.2.1 Facteur matériel et facteur humain :

Le facteur matériel concerne les conditions dangereuses susceptibles d'évoluer au cours du travail. Les causes d'accidents d'origine matériel proviennent soit :

- De la profession en général et du poste de travail en particulier;
- De la nature et de la forme des matériaux mis en œuvre;
- De l'outils et machines utilisés : implantation, entretien, etc....;
- De l'exécution du travail : Eclairage, conditions climatiques....;
- Des conditions d'hygiène et de sécurité : Ventilation, protection...;

Par opposition aux conditions dangereuses techniquement et pratiquement décelables, les actions dangereuses dans le travail sont imputables au facteur humain et nécessitent par fois l'intervention de psychologues avertis.

Certaines actions dangereuses sont des réactions psychiques difficilement prévisibles, car chaque être humain est un cas particulier qui réagit différemment selon les circonstances, ou selon son humeur personnelle.

VIII.2.2 Les mesures de prévention contre les accidents:

Ces mesures sont la suite logique de l'étude de sécurité, qui concerne tous les membres de l'entreprise.

Tous doivent contribuer à la lutte contre l'accident.

Les efforts de préventions seront couronnés si chacun collabore à la recherche et la suppression des risques, à la mise en place de dispositifs de protection.

Chacun doit se comporter de telle façon qu'il ne s'expose, ni expose ses compagnons, au danger.

a) Les équipements de protection individuelle

Le port des équipements individuels de protection est une mesure efficace de prévention.

Il permet de éviter de nombreux accidents à la tête, aux mains, aux pieds, aux yeux, etc.....

- ❖ Porter les casques :
 - Dans tous les endroits,
 - Pour tous travaux, en raison des risques de blessures, à la tête, consécutifs à des chutes d'outils, des matériaux ou à des heurts.
- ❖ Porter des chaussures ou des bottes de sécurité avec semelle et coquille d'acier pour éviter :
 - Les piques.
 - Les écrasements.
- ❖ Porter des gants appropriés aux travaux à exécuter, pour éviter :
 - Les maladies de la peau.
 - Les piqûres.
- ❖ Ne jamais porter de vêtement huileux, gras, au cours de travaux de soudage ou de découpage. Ces vêtements risquent de s'enflammer.

b) L'ordre dans le chantier et aux postes de travail

L'ordre est facteur essentiel de sécurité

- ❖ Maintenir les accès, les passages dégagés.
- ❖ Stocker les matériaux correctement pour éviter tous risques d'accidents lors du passage des travailleurs.

c) Les blindages

L'éboulement des parois est toujours à craindre lors des travaux en tranchée. Les accidents sont toujours graves : écrasement, asphyxie.

- ❖ Les tranchées doivent être blindées.
- ❖ Ne jamais descendre dans une tranchée non blindée, soit pour réaliser la pose des blindages, soit pour exécuter les travaux.
- ❖ Un espace libre suffisant doit être réservé entre le bord de la tranchée et les matériaux.

VIII.2.3 Les travaux de terrassement :

Tout ouvrage d'art repose sur le sol, il est donc nécessaire d'examiner soigneusement les terrains sur lesquels il repose. Cette reconnaissance faite, on procède à l'implantation de l'ouvrage. Pour cela, il faut faire des fouilles, des tranchées et des excavations : se sont les déblais. Les remblais constituent l'opération inverse qui consiste à combler un vide par rapport de terre.

Les risques spécifiques aux travaux de terrassement, concernant essentiellement :

- ❖ La circulation des engins;
- ❖ Les éboulements;
- ❖ La rupture des canalisations souterraines;
- ❖ Les explosifs;
- ❖ La chute de matériaux ou personne dans les fouilles.
- ❖ La chute des personnes lors des travaux de plain-pied ou en élévation par suite de sols glissants ou encombrés;
- ❖ Le contact accidentel d'engin avec les lignes aériennes sous tension;
- ❖ Les blessures provoquées par les organes mobiles;
- ❖ Les traumatismes dus à la conduite d'engins;
- ❖ Les heurts par les véhicules et engins de chantiers;
- ❖ La collision entre engins.

La prévention des ces risques nécessite des mesures à prendre lors de l'exécution des travaux de terrassement.

a) Les machines et outils

- ❖ Les machines à travailler les matériaux (bois, métal), les bétonnières, les appareils de soudage ou découpage, les grues, les excavatrices etc. ne peuvent être utilisées et entretenues que par des personnes compétentes formées pour ces opérations.

Les instructions d'emploi et entretien doivent être respectées.

- ❖ Les différentes machines doivent être à l'arrêt pour tous les travaux de nettoyage et d'entretien.
- ❖ Ne pas dépasser la charge maximale d'utilisation qui doit être inscrite bien lisiblement sur les monte-matériaux, grue et tous les autres appareils de levage.
- ❖ Ne pas rester dans le rayon d'action des engins de levage et de terrassement pour éviter des accidents :
 - par heurts;
 - par chute de matériaux.
- ❖ Après un choc, une chute, ne pas utiliser un outil électrique portatif avant qu'il ait été vérifié par une personne compétente.
- ❖ Ne pas utiliser les outils électriques portatifs à l'extérieur en cas de pluie.

b) Les installations électriques

- ❖ Seul un électricien, qualifié et désigné, peu installer, modifier, réparer, entretenir les installations électriques.
- ❖ Dans le cas de travaux à proximité de lignes aériennes ou de câbles souterrains, respecter les distances de sécurité.

c) Les premiers soins

Après avoir encouru personnellement un petit accident (coupure, piqûre...)

- ❖ Avertir directement le chef;
- ❖ Se faire soigner immédiatement, même si la plaie semble bénigne afin d'éviter toute complication.
- ❖ Sur le chantier, il existe une boîte de première soins;
- ❖ Se, malgré les soins, la plaie s'infecte, consulter un médecin.

Tableau VIII.01: Plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux, de soutènement et de fondations profondes

OBJECTIFS VISES	MESURES APPROPRIÉES A ENVISAGER
<p>1) Prévenir les risques d'accident par chutes, véhicules et engins de chantier.</p>	<p>▪ <i>Disposition prises concernant :</i></p> <ul style="list-style-type: none"> - <i>La signalisation du chantier de jour comme de nuit.</i> - <i>Les zones interdites au public.</i> - <i>Les précautions spéciales à prendre en cas de brouillard.</i> - <i>Réglementation de la circulation.</i> <p><i>Signalisation interne aux chantiers, dépôts (panneaux, fléchages, etc.....)</i></p>
<p>2) Limiter les risques d'incidents lors de l'approvisionnement du chantier.</p> <p>Assurer la stabilité, la consolidation et la reprise aisée des éléments stockés.</p>	<p>▪ <i>Repérage des lignes électriques.</i></p>
<p>3) Prévenir les accidents lors de l'utilisation du matériel :</p> <p>De renversement des engins,</p> <p>De l'éboulement des terres.</p>	<p>▪ <i>Disposition à prendre pour le guidage des camions et des engins notamment lors des manœuvres en marche arrière.</i></p>
<p>4) Eviter les heurts entre les engins et renversements des engins.</p>	<p>▪ <i>Interdictions (dépassement, stationnement).</i></p> <p><i>Voies à sens unique.</i></p> <p><i>Vitesses limitées.</i></p> <p><i>Priorités.</i></p>

5) Assurer la stabilité à la conservation et la reprise aisée des éléments stockés.	<ul style="list-style-type: none"> ▪ <i>Définition des lieux de stockage des divers matériels.</i> ▪ <i>Moyens de calage.</i> ▪ <i>Chargement et déchargement.</i>
6) Eliminer les surcharges en bordure des fouilles.	<ul style="list-style-type: none"> ▪ <i>Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement.</i>
7) Eviter les risques créés par les véhicules et engins et les heurts entre engins.	<ul style="list-style-type: none"> ▪ <i>Disposition à prendre : Pour le guidage des camions en zone encombrée ou en terrain accidenté, l'approvisionnement des matériaux, l'évacuation de déblai</i>
8) Prévenir les chutes des objets	<ul style="list-style-type: none"> ▪ <i>Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières.</i>
9) Empêcher le renversement des engins utilisés pour le levage des charges.	<ul style="list-style-type: none"> ▪ <i>Énoncé des dispositions prises et des consignes particulières concernant notamment les dispositions des engins utilisés au levage des charges.</i>
10) <i>Prévenir des ruptures d'organes ou d'appareils de levage.</i>	<ul style="list-style-type: none"> ▪ <i>Dispositions et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, les installations, les engins et les véhicules.</i>

Avant le commencement des travaux, il faut prendre toute mesure utile notamment la suppression ou l'enlèvement au niveau de l'air de travail, de tout obstacle de nature à provoquer un accident.

Examiner ou faire examiner les parois des fouilles dans les cas ci-après :

- Après de fortes chutes de pluie.
- Lorsque la fouille traverse des terrains pierreux.

CONCLUSION

La prévention devrait tendre à ne pas être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs.

Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir en saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est-à-dire; faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques.

La Charte Nationale précise "qu'il y a lieu de renforcer les conditions relatives à une meilleure organisation de l'hygiène, de la sécurité et de la médecine du travail. L'action devra être mise, notamment, sur l'action préventive dans la lutte contre les risques professionnels".

Conclusion générale

Les résultats des analyses et des investigations exécutées dans le cadre de l'étude d'une retenue collinaire ont permis de tirer les conclusions suivantes ;

- Les conditions géologiques et géotechniques ne posent aucun problème pour la réalisation du barrage;
- La variante barrage en terre homogène s'adapte mieux au site et permet de bien exploiter les matériaux disponibles;
- Le mariage d'un drain vertical avec un drain tapis présentant une meilleure solution pour intercepter les infiltrations du corps de la digue;
- L'évacuateur de crue est de type latérale à entonnement frontale sur la rive gauche.
- Le prélèvement des eaux s'effectue à un seul niveau de prise à une cote élevée par rapport à celle du volume mort;
- La vidange de fond est assurée par une conduite en béton située dans la galerie qui antérieurement servi à la dérivation provisoire.

L'exécution du projet entraînerait sans doute des effets négatifs tels que : l'impacte sur la faune et la flore, Une étude d'impacte sur l'environnement est cependant nécessaire pour la proposition de mesures compensatoires.

En fin, On peut dire que cette étude nous a permis de toucher presque à tout ce qui concerne l'étude de la digue et l'exécution d'un barrage, et on souhaite que ce travail représente vraiment les efforts qu'on a mis à disposition pour l'effectuer.

Références bibliographiques :

[01] : B. TOUAIBIA : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida. Mars 2004

[02] : G.REMENIERAS « Hydrologie de l'ingénieur » édition Eyrolles1986.

[03] : B. TOUAIBIA et B. BENLAOUKLI : introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida. Avril 2004.

[04] : CIGB : Barrages en remblai, filtre et drain granulaire. Bulletin 95. 1994

[05] : CIGB. Calcul statique des barrages en remblai. Bulletin 53. 1986

[06] : CIGB : Choix de la crue de projet. 1984

[07] : Ecole nationale des ponts et chaussées. Les barrages en terre 1985

[08] ;D-R-E ; direction des ressources en eau de la wilaya de Bouira.

ANNEXE HYDROLOGIE

**Répartition des pluies maximales
journalières**

(donnée de l'ANRH)

Code station : 090502

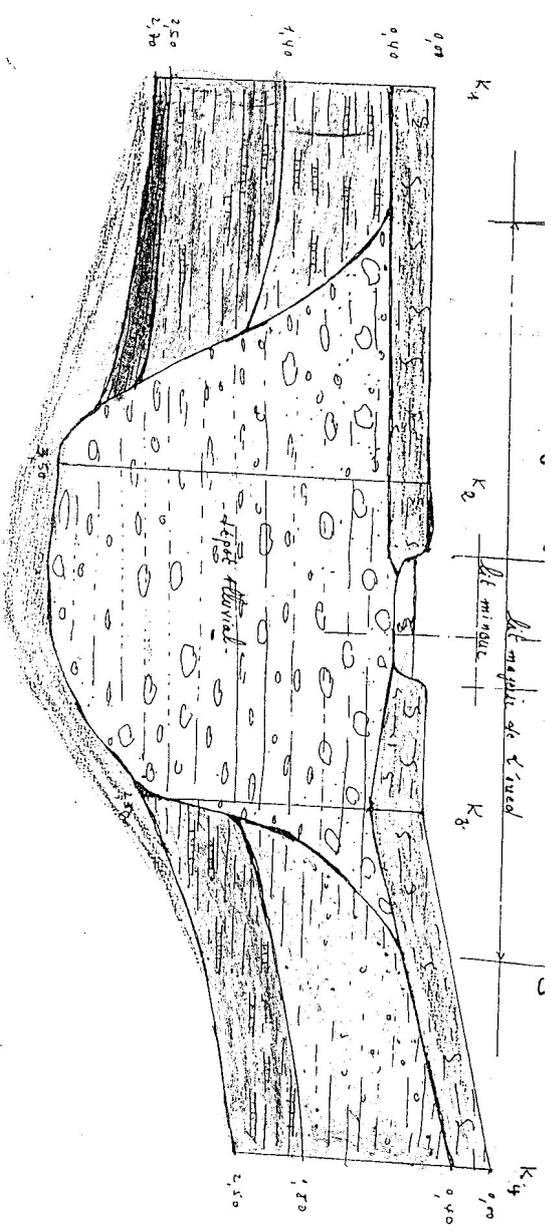
Nom station :
LAKHDARIA GORGES

X : 579.3

Y : 370

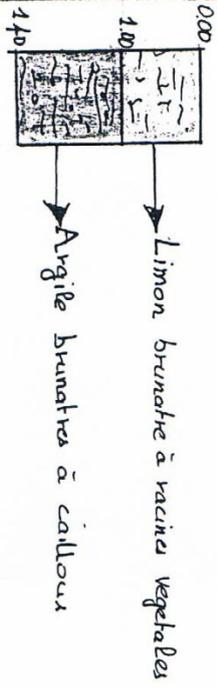
Z : 50

mois	sep	oct	nov	dec	janv	fév	mars	avril	mai	juin	juil	août	P max
1968	0,7	0	37,2	56,5	20,1	24,5	14,9	68,5	5,9	22	0	3	68,5
1969	13,7	60	22,5	71,4	14,3	23	22,7	66,2	45,2	9,2	0	0	71,4
1970	0	64,4	14,9	50,7	62,3	16,5	23,6	28,8	11,2	3,3	1,5	0	64,4
1971	36,1	4,1	112,3	40,4	100	46	17,4	15,2	37	13	0	12,6	112,3
1972	24,8	15	14,5	104	42,8	57,2	30,6	38,1	0	34,3	0	0	104
1975	90,5	10,1	22,1	50	19,7	41,5	112	28,2	0	18,8	0	12,9	112
1974	8,4	15	49,5	5,5	21,1	61,3	50,2	8	22,5	26	0	0	61,3
1975	15	9	59,8	31,1	34,5	36,8	10,8	12,7	16,8	9,6	13	0	59,8
1976	8,2	10,8	34,8	52,5	13,5	8,7	12,3	38,6	15,2	4	0	2,6	52,5
1977	4	6	38,1	2,5	37,9	11,8	28	37,1	39,3	3	0	0	39,3
1978	6,8	19,5	39,8	18,6	20,8	48,4	65,9	11,7	5,5	3,4	0	11,8	65,9
1979	26,3	22,9	20,1	53,1	45	31,3	43,1	48	14	2,5	0,8	0	53,1
1980	9,4	14,3	21,2	53,4	14,6	21	16,6	22,3	40,7	5	0	18,9	53,4
1981	3,8	15,9	16,9	25,7	46,8	29,5	7,5	6,8	17	19	0	2,7	46,8
1982	38	36,6	28,5	26	0	19,9	17,8	10,2	2,3	0	3,2	44,5	44,5
1983	0	15,3	39	15	44,2	59,6	21,3	16,8	21,9	13,6	0	0	59,6
1984	13,6	22,7	20,5	31,8	26,8	21,5	45,4	3,6	50	0	0	0	50
1985	27,4	12	28,4	16,1	15,6	55,8	73,7	21,5	1	26,1	16,6	2,3	73,3
1986	10	27,2	17,6	51,2	30,5	55,6	9,6	3,8	4,5	8	0	1,8	55,6
1987	24,6	24	37,7	38	20,9	10,3	49,7	20	42,2	23,5	0	0	49,7
1988	24,7	0,4	31,1	37	22,6	8,6	17,2	26,5	5	4,6	0,6	5,3	37
1989	9,2	21,5	11,3	13,1	22	0	11,3	19,5	16	7	34	0	34
1990	1,4	4,9	24,1	42,2	37,6	39	19,3	11,7	22,9	1,5	0	4	42,2
1991	16,1	54,5	32,5	4	84,2	17	20,5	56,7	32,4	13	3,8	0	84,2
1992	16,3	33,1	67,5	59,9	9,5	34,5	12,1	16,2	24,1	0	0,4	4	67,7
1993	23,3	46	28,6	20,1	34,4	18,1	0	21,7	4,9	3,6	0	0	46
1994	23,7	18,1	20,1	41	60,2	20,6	27	10,1	2,3	4,1	0	8,3	60,2
1995	2,7	10,2	10,2	25,5	31,1	57,6	16	45,2	11,1	36,3	2,6	0	57,6
1996	27,7	15,3	17,5	16,4	9	11,7	11,1	18	6	3,5	1,2	2,6	27,7
1997	20,4	41,6	48	29,2	21,6	57,6	14,6	51,7	48,5	3,5	0	2,7	57,6
1998	11,4	64,6	21,1	25	30	16,5	19,3	10,1	3,4	0	0	1,2	64,6
1999	6,2	6,7	30	54	3	6,5	5,3	11,3	30,5	0	0,6	1,3	54
2000	6	10,8	29	18,7	71,3	14,6	0,4	14,3	6,3	0	0	0	71,3
2001	6,2	0	16,4	15,1	22,5	5,9	12,8	12,1	18,4	5,4	2,6	24,5	24,5
2002	15,4	26,7	42,5	112,8	32,3	34,3	11	51,4	5	0,5	0	3,6	112,8
2003	9,6	18,4	29	30,1	38,2	18,2	27,7	32,4	42,4	0	1,3	0	42,4
2004	3,9	21,6	31,9	40,5	35,6	23,3	14,4	25	3	1	1,1	1,5	40,5
2005	4	20	16,5	31,3	30,8	36,9	29,3	8,5		0,8	2,1	1,8	36,9
2006	15,2	4,7	11,9	69,5	3,5	15,4	92,8	39,3	15	2	2,4	3,7	92,8
2007	55,1	117,4	77,8	23,5	2,5	7	40,1	39,9	24,3	3,6	6,2	0	117,4
2008	15,3	18,4	39,4	21,3	29,6	17,4	20,2	42,4	56	0,4	0	2	56
2009	58	16,7	34	34,4	25,5	27	41,8	14,4	14,2	5,3	0	12,7	58

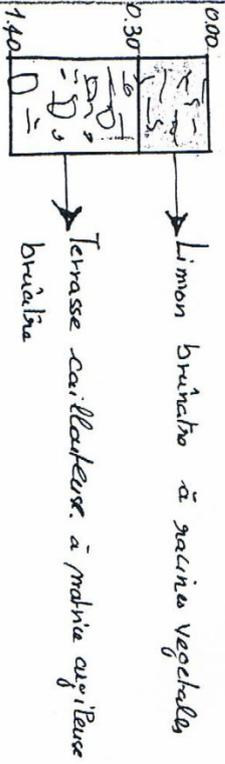


-  limon brunâtre à racines végétales
-  cailloux et graviers dans une matrice argileuse (Terres alluviales)
-  argiles riches en sables
-  argiles riches en sables
-  argiles grises à brunâtres

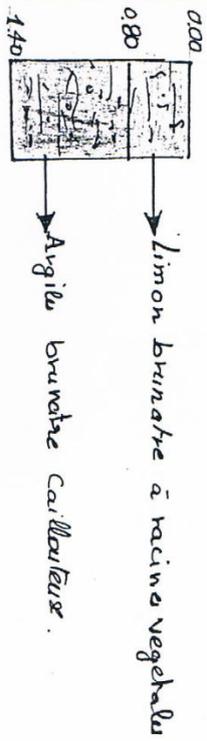
Puit de sondage (5) - Remblais -



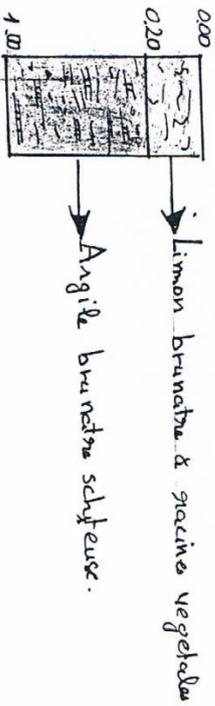
Puit de sondage (6) - Remblais -



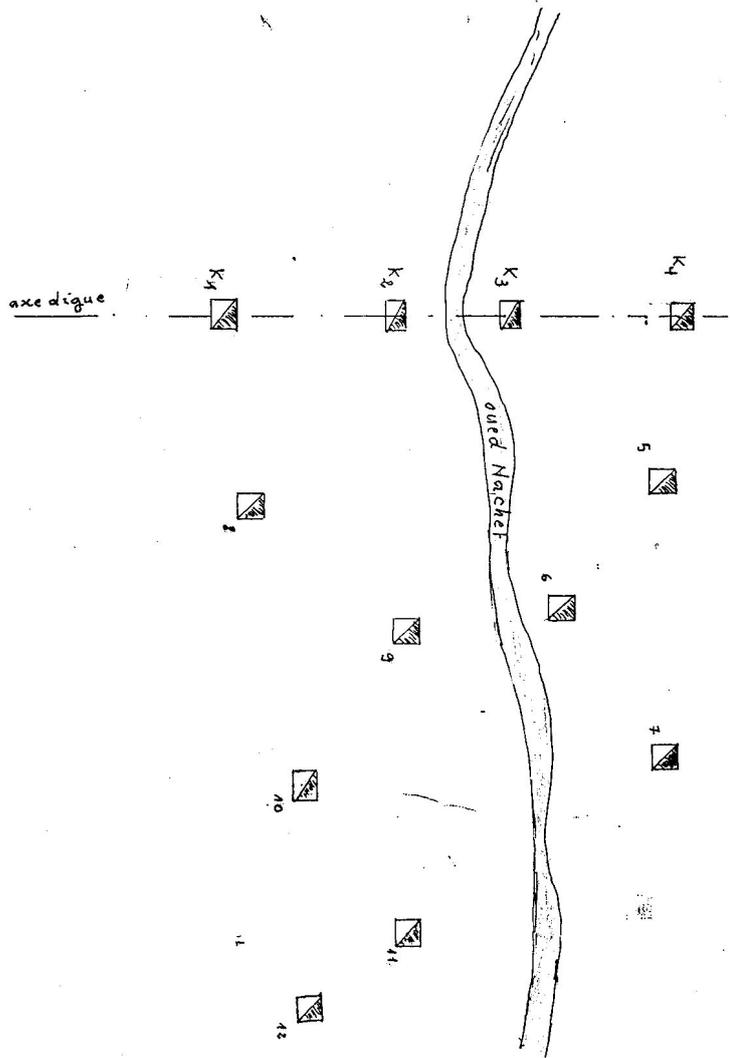
Puit de sondage (7) - Remblais -



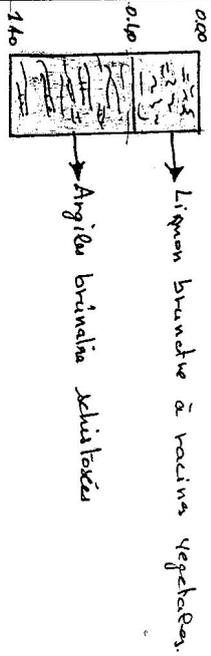
Puit de sondage (8) - Remblais -



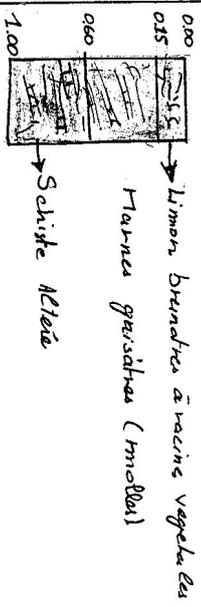
Schema d'implantation des sondages
pour sol de fondation de la digue
et puits de sondages pour matériaux
de remblais pour la digue.



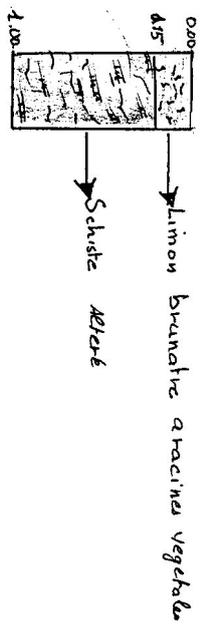
Puit de Sondage ⑨ - Remblais -



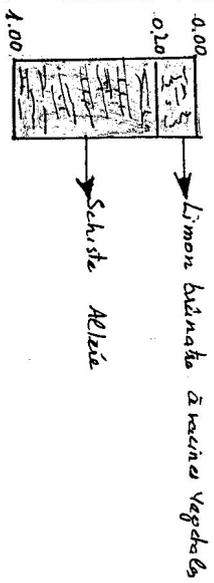
Puit de Sondage ⑩ - Remblais -



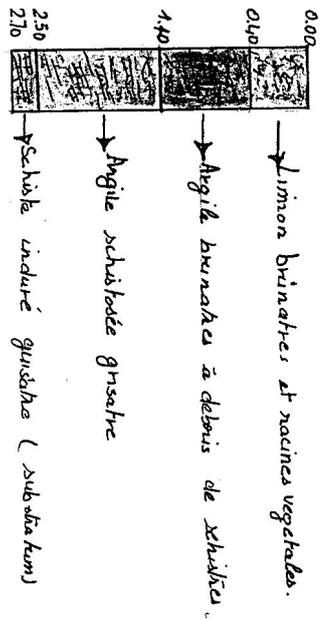
Puit de Sondage ⑪ - Remblais -



Puit de Sondage ⑫ - Remblais -



Puit de sondage K₁ Fondation d'égue



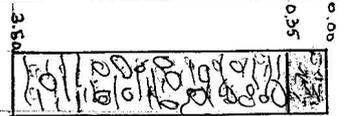
→ Limon brunâtre et racines végétales.

→ Argile brunâtre à débris de schistes.

→ Argile schisteuse grise

→ Schiste induré grisâtre (substratum)

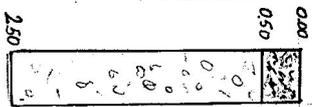
Puit de sondage - K₂ - Fondation d'égue



→ Limon brunâtre et racines végétales

→ Cailloux et blocs dans une matrice argileuse brunâtre (terrasse alluviale de l'égue).

Puit de sondage - K₂ - Fondation d'égue



→ Limon brunâtre et racines végétales.

→ Cailloux et blocs décimétrique dans une matrice argileuse brunâtre (terrasse alluviale)

Puit de sondage - K₁ - Fondation d'égue



→ Limon brunâtre à racines végétales

→ Argile grise à débris de schistes

→ Argile schisteuse grise

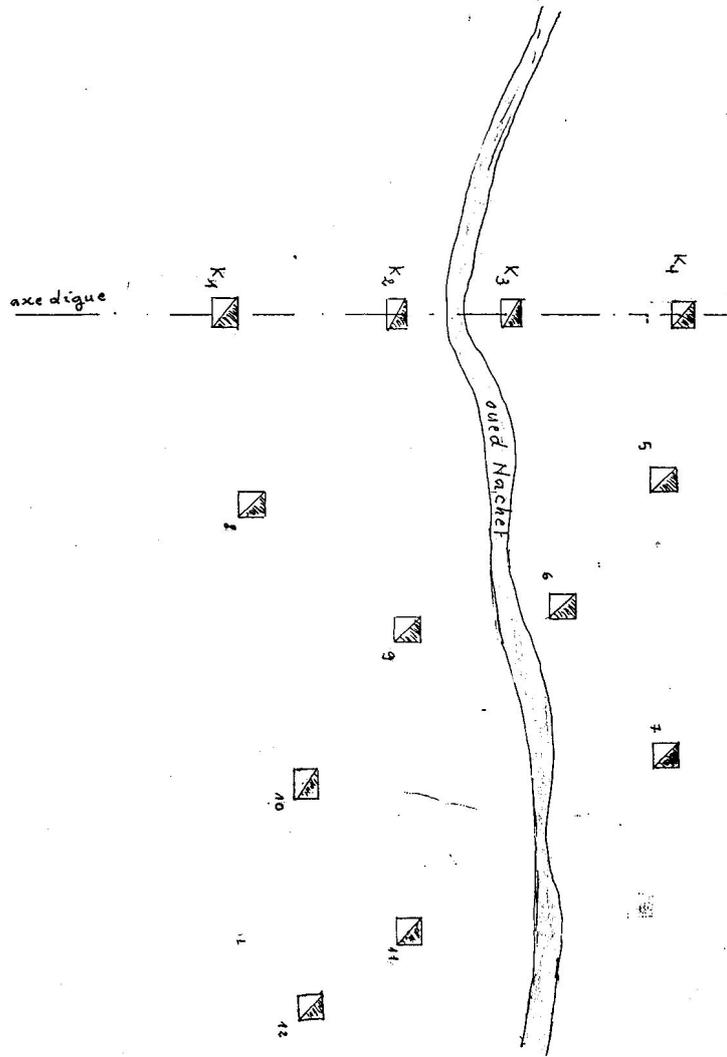
ANNEXES II.2

Tableau récapitulatif des résultats des essais des essais géologiques et géotechniques

Sol de Remblais

Sondage N°		K1	K2	K4
Profondeur en m		1,40-2,50	1,80-2,50	1,80-2,50
Densité sèche	t/m ³	1,56-1,61	1,78-1,83	1,80
Teneur en eau naturel	%	15,9-18,1	12,4-14-70	13,40
Degré de saturation	%	63-66	70-76	72%
Granulométrie	>20m	23	22	50
	20-0,2m	51	36	15
	2-0,08m	8	16	12
	<0,08m	18	26	23
Limites Aterberg	Wl	65	43	54
	Ip	33	18	22
Perméabilité		-	-	-
Odomètre	Pc	1,71	1,00	1,20
	Ct	0,231	0,161	0,138
	Cg	0,044	0,028	0,038
Matière organique	Mo	0,42	-	0,26
Cisaillement	W%	28,50	11,40	15,20
	am	15	12	10
	φ	0,10	0,20	0,48

Schema d'implantation des sondages pour sol de fondation de la digue et puits de sondages pour matériaux de remblais pour la digue



ANNEXE STABILITE

a= 0,15 tangø= 0,27
 R 32,72
 C= 8,6
 γ1 1,92
 γ2 1,83
 r 0

Stabilité pour le cas de fin de construction

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-2	3,272	0,72	0	-0,2	0,9798	4,5232	-0,904643	4,4318253	3,33947102	28,7195	0,27	1,196593	32,3	21,915
-1	3,272	2,13	0	-0,1	0,99499	13,381	-1,338117	13,314097	3,28848373	28,281	0,27	3,594806	32,06	64,3501
0	3,272	3,37	0	0	1	21,171	0	21,171149	3,272	28,1392	0,27	5,71621	31,36	99,5891
1	3,272	3,82	0	0,1	0,99499	23,998	2,3998157	23,877865	3,28848373	28,281	0,27	6,447023	31,32	112,743
2	3,272	4,82	0	0,2	0,9798	30,28	6,0560794	29,668609	3,33947102	28,7195	0,27	8,010524	31,45	142,848
3	3,272	5,43	0	0,3	0,95394	34,113	10,233769	32,541311	3,42998799	29,4979	0,27	8,786154	30,82	157,702
4	3,272	5,72	0	0,4	0,91652	35,934	14,373765	32,934433	3,57004468	30,7024	0,27	8,892297	31,27	168,55
5	3,272	5,6	0	0,5	0,86603	35,181	17,590272	30,467245	3,77818016	32,4923	0,27	8,226156	30,98	163,484
6	3,272	5,02	0	0,6	0,8	31,537	18,922107	25,229476	4,09	35,174	0,27	6,811958	30,77	145,558
7	3,272	3,85	0	0,7	0,71414	24,187	16,930637	17,272704	4,58171643	39,4028	0,27	4,66363	31,84	115,515
8	3,272	1,96	0	0,8	0,6	12,313	9,8505523	7,3879142	5,45333333	46,8987	0,27	1,994737	32,38	59,8052
somme							94,114237			356,308		64,34009		1252,06

Kss 4,46955
 Kas 3,17758

a= 0,15 tangø= 0,27
R 26,09
C= 8,6
γ1 1,92
γ2 1,83
r 0

Stabilité pour le cas de fin de construction

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	2,609	1,92	0	-0,3	0,95394	9,6178	-2,885345	9,1748132	2,73497514	23,5208	0,27	2,4772	25,26	36,4419
-2	2,609	3,98	0	-0,2	0,9798	19,937	-3,987387	19,534127	2,66279947	22,9001	0,27	5,274214	24,21	72,401
-1	2,609	5,44	0	-0,1	0,99499	27,25	-2,725048	27,113888	2,62214366	22,5504	0,27	7,32075	23,53	96,1806
0	2,609	5,71	0	0	1	28,603	0	28,602989	2,609	22,4374	0,27	7,722807	23,33	100,096
1	2,609	6,35	0	0,1	0,99499	31,809	3,1808928	31,649484	2,62214366	22,5504	0,27	8,545361	22,97	109,598
2	2,609	7,15	0	0,2	0,9798	35,816	7,1632704	35,092715	2,66279947	22,9001	0,27	9,475033	23,04	123,781
3	2,609	7,63	0	0,3	0,95394	38,221	11,466242	36,460326	2,73497514	23,5208	0,27	9,844288	22,52	129,11
4	2,609	7,85	0	0,4	0,91652	39,323	15,729139	36,039986	2,84665238	24,4812	0,27	9,730796	22,3	131,535
5	2,609	7,67	0	0,5	0,86603	38,421	19,210589	33,273716	3,0126137	25,9085	0,27	8,983903	22,46	129,441
6	2,609	7,11	0	0,6	0,8	35,616	21,369588	28,492785	3,26125	28,0468	0,27	7,693052	23,04	123,089
7	2,609	6,38	0	0,7	0,71414	31,959	22,371444	22,823439	3,65333074	31,4186	0,27	6,162328	23,7	113,615
8	2,609	4,44	0	0,8	0,6	22,241	17,792963	13,344722	4,34833333	37,3957	0,27	3,603075	24,46	81,603
somme							108,68635			307,631		86,83281		1246,89

Kss 3,62938
Kas 2,52088

a= 0,15 tangø= 0,27
R 27,98
C= 8,6
γ1 1,92
γ2 1,83
r 0

Stabilité pour le cas de fin de construction

N°Tr	bi	h1	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	2,798	0,12	-0,3	0,9539	0,64466	-0,193	0,6149657	2,933101	25,2246684	0,27	0,166041	27,97	2,704668
-2	2,798	2,36	-0,2	0,9798	12,6783	-2,536	12,422144	2,8556968	24,5589924	0,27	3,353979	27,54	52,37405
-1	2,798	3,19	-0,1	0,995	17,1372	-1,714	17,051289	2,8120958	24,1840239	0,27	4,603848	26,85	69,02003
0	2,798	3,48	0	1	18,6951	0	18,695117	2,798	24,0628	0,27	5,047682	26,37	73,94853
1	2,798	4,23	0,1	0,995	22,7242	2,2724	22,61033	2,8120958	24,1840239	0,27	6,104789	26,21	89,34034
2	2,798	4,84	0,2	0,9798	26,0013	5,2003	25,475922	2,8556968	24,5589924	0,27	6,878499	26,15	101,9899
3	2,798	4,78	0,3	0,9539	25,6789	7,7037	24,496133	2,933101	25,2246684	0,27	6,613956	25,87	99,64707
4	2,798	5,04	0,4	0,9165	27,0757	10,83	24,815276	3,0528683	26,2546672	0,27	6,700125	26,85	109,0473
5	2,798	5,01	0,5	0,866	26,9145	13,457	23,308659	3,2308521	27,7853281	0,27	6,293338	25,91	104,6033
6	2,798	4,45	0,6	0,8	23,9061	14,344	19,12489	3,4975	30,0785	0,27	5,16372	26,14	93,73587
7	2,798	3,66	0,7	0,7141	19,6621	13,763	14,041552	3,9179837	33,6946596	0,27	3,791219	26,58	78,39282
8	2,798	1,99	0,8	0,6	10,6906	8,5525	6,414359	4,6633333	40,1046667	0,27	1,731877	27,55	44,1789
somme						71,681			329,915991		56,44907		918,9828

Kss 2,723577
Kas 2,262927

a= 0,15 tangø= 0,27
R 34,43
C= 8,6
γ1 1,92
γ2 1,83
r 0

Stabilité pour le cas de fonctionnement normale

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-1	3,443	0,91	0	-0,1	0,99499	6,0156	-0,601561	5,985456	3,4603	29,759	0,27	1,616073	0	0	0	33,66	30,3728
0	3,443	2,15	0	0	1	14,213	0	14,212704	3,443	29,6098	0,27	3,83743	0	0	0	32,94	70,225
1	3,443	2,53	0	0,1	0,99499	16,725	1,6724717	16,640883	3,4603	29,759	0,27	4,493038	0	0	0	32,24	80,8807
2	3,443	3,18	0	0,2	0,9798	21,022	4,2043162	20,596859	3,514	30,2204	0,27	5,561152	0	0	0	32,15	101,377
3	3,443	3,77	0	0,3	0,95394	24,922	7,4765434	23,773893	3,6092	31,0395	0,27	6,418951	0	0	0	32,07	119,886
4	3,443	4	0	0,4	0,91652	26,442	10,576896	24,234713	3,7566	32,3069	0,27	6,543373	0	0	0	32,38	128,43
5	3,443	3,78	0	0,5	0,86603	24,988	12,493958	21,640171	3,9756	34,1905	0,27	5,842846	0	0	0	32,27	120,954
6	3,443	3,17	0	0,6	0,8	20,955	12,573285	16,76438	4,3038	37,0123	0,27	4,526383	0	0	0	32,33	101,624
7	3,443	1,65	0	0,7	0,71414	10,907	7,6351968	7,7894588	4,8212	41,462	0,27	2,103154	0	0	0	32,95	53,9099
somme							56,031107			295,359		40,9424			0		807,659

Kss	6,002053
Kas	4,230789

a= 0,15 tangø= 0,27
 R 34,94
 C= 8,6
 γ1 1,92
 γ3 1,83
 r 0

Stabilité pour le cas de fonctionnement normale

N°Tr	bi	h1	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-2	3,494	2,25	0	-0,2	0,9798	14,387	-2,877309	14,095878	3,566	30,668	0,27	3,805887	0	0	0	33,75	72,8319
-1	3,494	5,16	0,39	-0,1	0,99499	35,609	-3,560945	35,430956	3,5116	30,1998	0,27	9,566358	0,39	1,36952	0,3697717	31,98	170,819
0	3,494	4,89	0,99	0	1	37,908	0	37,908153	3,494	30,0484	0,27	10,2352	0,99	3,45906	0,9339462	31,56	179,457
1	3,494	5,55	0,68	0,1	0,99499	40,049	4,0048577	39,847831	3,5116	30,1998	0,27	10,75891	0,68	2,38789	0,64473015	31,41	188,689
2	3,494	7,65	0,3	0,2	0,9798	50,927	10,185359	49,897867	3,566	30,668	0,27	13,47242	0,3	1,06981	0,28884995	30,96	236,504
3	3,494	8,59	0	0,3	0,95394	54,925	16,47739	52,394759	3,6627	31,4993	0,27	14,14659	0	0	0	31,29	257,789
4	3,494	8,88	0	0,4	0,91652	56,779	22,711559	52,038719	3,8123	32,7855	0,27	14,05045	0	0	0	31,14	265,214
5	3,494	8,72	0	0,5	0,86603	55,756	27,877927	48,285986	4,0345	34,6969	0,27	13,03722	0	0	0	31,22	261,105
6	3,494	8,15	0	0,6	0,8	52,111	31,266758	41,68901	4,3675	37,5605	0,27	11,25603	0	0	0	31,35	245,053
7	3,494	6,76	0	0,7	0,71414	43,224	30,256503	30,867807	4,8926	42,0762	0,27	8,334308	0	0	0	32,68	211,882
8	3,494	4,77	0	0,8	0,6	30,499	24,39958	18,299685	5,8233	50,0807	0,27	4,940915	0	0	0	33,19	151,842
somme							160,74168			380,483		113,6043			2,23729801		2241,19

Kss	3,059879
Kas	2,197062

a= 0,15 **tangø= 0,27**
R 38,09
C= 8,6
γ1 1,92
γ2 1,83
0

Stabilité pour le cas de fonctionnement normale

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-2	3,809	1,23	0	-0,2	0,9798	8,5737	-1,714736	8,4004546	3,8875	33,4329	0,27	2,268123	0	0	0	37,49	48,2141
-1	3,809	2,75	0	-0,1	0,99499	19,169	-1,916879	19,072708	3,8282	32,9224	0,27	5,149631	0	0	0	36,63	105,323
0	3,809	3,55	0	0	1	24,745	0	24,745169	3,809	32,7574	0,27	6,681195	0	0	0	36,58	135,777
1	3,809	4,89	0	0,1	0,99499	34,086	3,4085598	33,914742	3,8282	32,9224	0,27	9,15698	0	0	0	35,67	182,375
2	3,809	6,17	0	0,2	0,9798	43,008	8,60156	42,138866	3,8875	33,4329	0,27	11,37749	0	0	0	35,39	228,307
3	3,809	6,93	0	0,3	0,95394	48,305	14,491607	46,080374	3,9929	34,3391	0,27	12,4417	0	0	0	34,93	253,096
4	3,809	7,29	0	0,4	0,91652	50,815	20,325891	46,572466	4,156	35,7413	0,27	12,57457	0	0	0	34,8	265,253
5	3,809	7,27	0	0,5	0,86603	50,675	25,337658	43,886112	4,3983	37,825	0,27	11,84925	0	0	0	35,14	267,11
6	3,809	6,31	0	0,6	0,8	43,984	26,390199	35,186933	4,7613	40,9468	0,27	9,500472	0	0	0	35,55	234,543
7	3,809	5,03	0	0,7	0,71414	35,061	24,543025	25,038894	5,3337	0	0,27	6,760501	0	0	0	35,77	188,122
somme							119,46689			314,32		87,75991			0		1908,12

Kss 3,365619
Kas 2,371287

a= 0,15 **tangø=** 0,67
R 26,37
C= 8,6
γ1 1,92
γ2 1,83
r 0

Stabilité pour le cas du Vidange Rapide

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	2,637	0,57	0	-0,3	0,95394	2,8859	0,8657798	2,7530044	2,7643	23,7732	0,27	0,743311	26,02	11,2638
-2	2,637	1,56	0	-0,2	0,9798	7,8983	1,5796685	7,7387635	2,6914	23,1458	0,27	2,089466	25,45	30,1519
-1	2,637	2,83	0	-0,1	0,99499	14,328	1,4328403	14,256581	2,6503	22,7924	0,27	3,849277	25,34	54,4623
0	2,637	3,32	0	0	1	16,809	0	16,809293	2,637	22,6782	0,27	4,538509	24,62	62,0767
1	2,637	3,62	0	0,1	0,99499	18,328	1,8328205	18,236334	2,6503	22,7924	0,27	4,92381	24,7	67,906
2	2,637	4,32	0	0,2	0,9798	21,872	4,3744666	21,430422	2,6914	23,1458	0,27	5,786214	24,17	79,2981
3	2,637	4,69	0	0,3	0,95394	23,746	7,1236973	22,651914	2,7643	23,7732	0,27	6,116017	24,13	85,9474
4	2,637	4,79	0	0,4	0,91652	24,252	9,7007846	22,22729	2,8772	24,7439	0,27	6,001368	24,78	90,1445
5	2,637	4,62	0	0,5	0,86603	23,391	11,695622	20,257412	3,0449	26,1865	0,27	5,469501	24,26	85,1207
6	2,637	3,94	0	0,6	0,8	19,948	11,969027	15,958702	3,2963	28,3478	0,27	4,30885	24,67	73,819
7	2,637	3,18	0	0,7	0,71414	16,1	11,270327	11,498033	3,6925	31,7558	0,27	3,104469	25,53	61,6567
8	2,637	1,5	0	0,8	0,6	7,5946	6,075648	4,556736	4,395	37,797	0,27	1,230319	26,12	29,7555
somme							60,164104			310,932		48,16111		731,603

Kss 5,968565
Kas 4,084884

a= 0,15 **tangø=** 0,27
R 42,41
C= 8,6
γ1 1,92
γ2 1,83
r 0

Stabilité pour le cas du Vidange Rapide

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	4,241	0,55	0	-0,3	0,95394	4,4785	1,3435488	4,2722129	4,4458	38,2337	0,27	1,153497	41,49	27,8719
-2	4,241	2,14	0	-0,2	0,9798	17,425	3,4850842	17,073356	4,3285	37,2247	0,27	4,609806	40,62	106,173
-1	4,241	4,54	0	-0,1	0,99499	36,968	3,6967949	36,782645	4,2624	36,6563	0,27	9,931314	39,82	220,81
0	4,241	5,38	0	0	1	43,808	0	43,807834	4,241	36,4726	0,27	11,82812	39,26	257,984
1	4,241	6,55	0	0,1	0,99499	53,335	5,3334816	53,067472	4,2624	36,6563	0,27	14,32822	39,64	317,129
2	4,241	7,9	0	0,2	0,9798	64,327	12,865498	63,027809	4,3285	37,2247	0,27	17,01751	39,19	378,149
3	4,241	8,57	0	0,3	0,95394	69,783	20,934933	66,568845	4,4458	38,2337	0,27	17,97359	37,79	395,566
4	4,241	8,76	0	0,4	0,91652	71,33	28,532091	65,375233	4,6273	39,7949	0,27	17,65131	38,05	407,117
5	4,241	8,39	0	0,5	0,86603	68,317	34,15871	59,164622	4,8971	42,1149	0,27	15,97445	37,81	387,462
6	4,241	7,29	0	0,6	0,8	59,36	35,616257	47,488343	5,3013	45,5908	0,27	12,82185	38,54	343,163
7	4,241	5,76	0	0,7	0,71414	46,902	32,831447	33,494776	5,9386	51,0719	0,27	9,043589	40,2	282,819
somme							161,74699			439,274		132,3332		3124,24

Kss 3,533962
Kas 2,428089

a= 0,25 **tangø= 0,27**
R 42,82
C= 8,6
γ1 1,92
γ2 1,83
r 0

Stabilité pour le cas du Vidange Rapide

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-2	4,282	1,25	0	-0,2	0,9798	10,277	-2,05536	10,069166	4,3703	37,5846	0,27	2,718675	42,21	65,0676
-1	4,282	2,86	0	-0,1	0,99499	23,513	2,3513318	23,395456	4,3036	37,0107	0,27	6,316773	41,53	146,476
0	4,282	4,58	0	0	1	37,654	0	37,654195	4,282	36,8252	0,27	10,16663	40,58	229,201
1	4,282	6,19	0	0,1	0,99499	50,891	5,0890714	50,635621	4,3036	37,0107	0,27	13,67162	39,92	304,734
2	4,282	6,01	0	0,2	0,9798	49,411	9,8821709	48,412552	4,3703	37,5846	0,27	13,07139	40,47	299,949
3	4,282	6,6	0	0,3	0,95394	54,262	16,278451	51,762176	4,4888	38,6033	0,27	13,97579	40,73	331,511
4	4,282	6,9	0	0,4	0,91652	56,728	22,691174	51,992012	4,672	40,1796	0,27	14,03784	40,52	344,792
5	4,282	6,42	0	0,5	0,86603	52,782	26,390822	45,710245	4,9444	42,5221	0,27	12,34177	39,47	312,494
6	4,282	6,01	0	0,6	0,8	49,411	29,646513	39,528684	5,3525	46,0315	0,27	10,67274	38,76	287,275
7	4,282	4,16	0	0,7	0,71414	34,201	23,940833	24,424535	5,996	51,5656	0,27	6,594625	38,77	198,897

105,57151

353,352

96,97323

2308,85

Kss 4,265596
Kas 4,085827