

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE**

**ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
ARBAOUI Abdellah**

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique
Option : Conception des ouvrages hydrotechniques

THEME

**ETUDE AVANT PROJET DU BARRAGE BOUHDID
W. ANNABA**

Présenté par :
M^{elle} CHAOUI Amira

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M.HASSANE	M.C.B	Président
A.HADJ SADOUK	M.C.B	Examnateur
A.ZAROUAL	M.A.A	Examnateur
R.RAKROUK	M.A.A	Examnateur
M.K.MHOUB	M.C.A	Promoteur

Mars 2014



Remerciement

Avant tout, je remercie DIEU qui a illuminé mon chemin et qui m'a armée de courage pour achever mes études.

Je remercie fortement mon promoteur : M r MIHOUBI Mustapha kamal de m'avoir orientée par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail. nos vifs remerciements vont également à nos enseignants DE L'ENSH et plus particulièrement:

Mr. BENLAOUKLI

Mr. HASSEN

Mr. ZAIBEK

Mr. BENSSALEM

Je tiens à remercier aussi :

- ✚ Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail
- ✚ Les étudiants de l'ENSH
- ✚ Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration de mon mémoire : ANBT d'ALGER DIRECTION DES RESSOURCES D'ANNABA.

AMORA

24200-2013





Didicace

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

☀️ ✚ A mes très chers parents WARDA et FATEH, sans eux ce travail n'aurait jamais vu le jour.

☀️ ✚ A mon cher frère: KHAIRO.

☀️ ✚ ACHAHRA, DOUNIA, MERIEM SOUFIA, CHAHINEZ, LATTIFA, CHIRAZ.

☀️ ✚ A tous mes amis surtout , AMEL, FATIHA, AICHA, KARIMA, IMEN , ASMA 44, BOUCHRA 16, AMEL 31, TOUTE L'EQUIPE HANDBALL,

☀️ FOUTBALL, FATIMA, KHALED, ZIDAN, ZAKI, MOURAD, HADJI ,

☀️ ✚ A OUKHAM NOUR EL HAK

☀️ ✚ A qui m'ont soutenue durant mon cursus universitaire. Enfin qu'ils trouvent ici mes sincères excuses, tous ceux dont leurs noms ne figurent guère.

AMIRA

24200-2013



الملخص :

هذا البحث تناول دراسة المفصلة لقبل المشروع لسد بوحديد بولاية عنابة، على مستوى واد بوحديد بشمال الغربي لمدينة عنابة، هذا تفاديا لتكرار الفيضانات التي كانت عام 1982 - 2004، التي خلفت أضرارا مادية جسيمة .
اختير مكانه حسب شروط مدروسة (شروط جيولوجيا، طبوغرافيا و اقتصادية).

RESUME :

Ce travail a pour objet : l'étude avant projet du barrage BOUHDID (willaya ANNABA), situé au niveau de l'oued BOUHDID se trouvant au Nord Ouest de la ville. L'objectif visé est de mettre fin aux différentes inondations que ont en lieu en 1982-2004 et qui ont causé des dégâts matériels assez importants.

Le lieu a été choisi en fonction de multiples conditions bien étudiées et bien fondées (topographiques, géologiques et économique).

SUMMARIZED:

The objective of that work is to study the draft of "BOUHDID dam", located in oued BOUHDID in the north west of ANNABA (city). The target of the work is to solve the problem of the various inundations in 1982-2004 causing hard materiel damages.

According to well studied, founded conditions whether to be topographic, geological or economical.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE :.....1

CHAPITRE I : SYNTHÈSE DES PHASES ANTERIEURES.

Introduction :..... 2

I.1) Situation, topographie :..... 2

I.2) Géologie :..... 3

 I.2.1) Contexte géologique :..... 3

 I.2.2) Description de la cuvette :..... 3

 I.2.3) Hydrogéologie :..... 3

 I.2.4) Schistosité et fracturation :..... 3

 I.2.5) Les valeurs de calculs :..... 3

I.3) Hydrologie :..... 4

 I.3.1) Pluviométrie:..... 4

 I.3.2) Température :..... 5

 I.3.3) Evaporation :..... 6

 I.3.4) Apport : 6

 I.3.5) Crue de projet :..... 6

 I.3.6) Transport solide :..... 7

I.4) Description générale :..... 7

Conclusion :..... 8

CHAPITRE II : ETUDE TOPOGRAPHIQUE.

Introduction:.....	9
II.1) Le choix de site barrage :.....	9
II.1.1) Topographie et apports du bassin versant :.....	9
II.1.2) Morphologie de la vallée :.....	10
II.1.3) Géologie et conditions de fondation :.....	10
II.1.4) Matériaux disponibles :.....	10
II.2) Localisation de la willaya :.....	11
II.3) Accès du barrage :.....	11

CHAPITRE III : ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE.

Introduction :.....	16
III.1) La géologie de site :.....	16
III.2) Les travaux de reconnaissances :.....	21
III.3) Classification des altérations :.....	28
III.4) La géologie de la cuvette :.....	32
III.5) Matériaux de construction :.....	32
III.6) Sismicité :.....	32
Conclusion :.....	35

CHAPITRE VI : ETUDE HYDROLOGIQUE.

Introduction :.....	36
VI.1) Le bassin versant :.....	36
VI.1.1) La définition :.....	36
VI.1.2) Caractéristiques physiques du bassin :.....	38
a)- Caractéristiques géométriques :.....	38
b)- Caractéristiques hydro morphologiques :.....	38

SOMMAIRE

b-1) Indice de compacité de gravelius K_c :.....	38
b-2) Coefficient d'allongement :.....	39
b-3) Rectangle équivalent ou rectangle de gravelius.....	39
c) Caractéristiques hydrographiques :.....	40
c-1) Le relief	40
c-1-1) La courbe hypsométrique :.....	40
c-1-2) Les altitudes caractéristiques :.....	45
L'altitude maximale et minimale :.....	45
L'altitude moyenne:	45
L'altitude médiane :.....	46
c-2) Les pentes :.....	46
La pente moyenne du bassin versant:.....	46
Indice de pente globale i_g :.....	47
Indice de pente de roche I_p :.....	48
Indice de pente moyenne I_{pm} :.....	49
d) Caractéristiques physiographiques :.....	51
d-1) Densité de drainage D_d :.....	51
d-2) Coefficient de torrentialité :.....	51
VI.2) Le temps de concentration :.....	52
Formule de GIANDOTTI :.....	52
Formule de CALIFORNIA	53
Formule de KIRPICH :	53
Formule de VENTURA :.....	53
VI.3) VITESSE MOYENNE DE RUISSELLEMENT	54
III.4) La pluviométrie :.....	56
VI.5) Pluies maximales journalières :.....	56
VI.5.1) Ajustement des pluies maximales journalières :.....	56
Ajustement comparatif avec "Hyfran" :.....	57

SOMMAIRE

VI.5.1.1) Ajustement par la loi de GUEMBEL :.....	58
VI.5.1.2) Ajustement avec la loi de GAUSS : NORMAL.....	61
VI.5.1.3) Ajustement de GALTON : LOG NORMAL.....	64
VI.5.2) La pluie de courtes durées et l'intensité :.....	68
VI.6) Etudes des apports :.....	71
VI.6.1) Apports liquides : Apport moyen interannuel (A_0) :.....	71
A. Formule de l'ANRH :.....	71
B. Formule de MEDINGUER :.....	71
C. Formule de SAMIE :.....	72
D. Formule de Mallet – Gauthier :.....	72
VI.6.2) Caractéristiques de l'écoulement :.....	73
a) Module de l'écoulement :.....	73
b) Module de l'écoulement relatif :.....	73
c) Lamme d'eau écoulée :.....	73
d) Coefficient de l'écoulement:.....	74
e) Coefficient de variation :.....	74
1-/ Formule de SOKOLOVSKY :.....	74
2-/ Formule d'OURKGUIPROVODKHOZ:.....	74
3-/ Formule de L'ANTONOV :.....	74
4-/ Formule de KRISTEKLY MENKEL:.....	74
VI.7) Irrégularité des apports :.....	75
VI.7.1) Estimation fréquentielle des apports :	75
VI.7.2) Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80% :.....	76
VI.8) Etude des crues :.....	76
VI.8.1) Les Formules empiriques pour la détermination de la crue:	77
-1/ Formule de MALLET-GAUTHIER :.....	77
-2/ Formule de SOKOLOVSKI:.....	78

SOMMAIRE

-3/ Formule de TERRAZA:.....	79
VI.8.2) Hydro gramme de crues :.....	80
VI.8.3) Choix de fréquence de la crue du projet :.....	85
VI.8.4) Apports solides :.....	88
Formule de TEXERON :.....	88
Le débit solide :.....	89
Volume mort :.....	89
VI.9) Régularisation des débits :.....	89
VI.9.1) Répartition mensuelle des besoins :.....	90
VI.9.2) Courbes «Hauteur - capacité - surface» :.....	90
VI.9.3) Calcul du volume utile :.....	93
Procédé de calcul:.....	93
VI.9.3.1) Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes:....	93
VI.9.3.2) Régularisation saisonnière en tenant compte les pertes:....	95
1-/ Pertes par évaporation :.....	96
2-/ Pertes par infiltration:.....	96
VI.10) Laminage des crues :.....	100
VI.10.1) Procédé de calcul :.....	100
A) Méthode de KOTCHERINE :.....	100
A.1) Estimation du débit de crue laminée :	101
A.2) Estimation de la charge au dessus du déversoir :	101
VI.10.2) Calcul de la revanche :.....	109
a) Formule de STEVENSON GAILLARD :.....	109
b) Formule de MALLET et PAQUANT :.....	109
c) Formule Simplifiée :	110
d) Méthode de American Society of Civil Engineers :	110
VI.10.3) Largeur en crête :.....	110
1) Formule de KNAPEN	110

SOMMAIRE

2) Formule de F-PREECE :	110
3) Formule Anonyme (simplifiée) :	111
4) Formule pratique :	111
VI.10.4) Laminage pour un déversoir de largeur $b=36$ mètres :	111
Conclusion :	115

CHAPITRE V : ETUDE DE VARIANTES.

Introduction :	116
V.1) Le choix du site du barrage :	117
V.2) La description des variantes de la digue:	117
V.2.1) Variante A : BARRAGE EN REMBLAI	117
V.2.1.1) Les avantages :	117
V.2.1.2) Les inconvénients :	118
V.2.1.3) Les exigences des matériaux de construction :	118
V.2.1.4) Le système de drainage :	118
V.2.2) Variante B : Barrage en béton	120
V.2.2.1) Les avantages :	121
V.2.2.2) Les inconvénients :	121
V.2.3) Variante C : barrage voute :	122
V.2.4) Variante D : barrage en enrochement :	122
V.3) Description des variantes d'évacuateur de crue :	122
V.3.1) Evacuateur vanné :	122
V.3.2) Evacuateur tulipe :	122
V.3.3) Evacuateur à seuil libre :	123
V.3.3.1) Variante A : Evacuateur en rive	123
V.3.3.1.1) Avantage :	123
V.3.3.1.2) Inconvénient :	123
V.3.3.2) Variante B : Evacuateur porté :	123
V.3.3.2.1) Avantage :	124

V.3.3.2.2) Inconvénient :.....	124
V.4) La dérivation provisoire :.....	124
V.5) L'analyse économique :.....	125
V.5.1) Les prix indicatifs :.....	125
V.5.2) Les prix de la digue pour chaque variante :.....	127
V.5.3) L'analyse technico-économique :.....	130
Conclusion :.....	132

CHAPITRE VI : ETUDE DE LA VARIANTE CHOISIE

VI.1) Description de la digue :.....	133
VI.1.1) Le choix des pentes de talus :.....	133
VI.1.2) Modélisation :.....	134
VI.1.3) Traitement et étanchéité des fondations :.....	135
VI.1.4) Consolidation de la fondation :.....	136
VI.1.5) Rideau de drainage :.....	137
VI.1.6) Parements :.....	137
VI.1.7) Les charges :.....	138
VI.1.8) La charge hydraulique :.....	138
VI.1.9) Le débit de percolation :.....	139
VI.2) Ouvrages annexes :.....	139
VI.2.1) Conception générale des ouvrages annexes :.....	139
VI.2.1.1) Vidange de fond :.....	139
VI.2.1.2) Evacuateur de crue :.....	141
VI.2.1.3) Le pertuis :.....	143
VI.2.2) Auscultation :.....	144
CONCLUSION.....	145

SOMMAIRE

VIII.2.2.2.1) Méthode linéaire (ligne of balance technic):	164
VIII.2.2.2.2) Méthode à barres :	165
VIII.2.2.2.3) Les étapes de la planification :	165
VIII.2.2.2.4) Collection des informations :	165
VIII.2.2.2.5) Décomposition du projet :	165
VIII.2.2.2.6) Relations entre les tâches :	165
VIII.2.2.2.7) Choix de la méthode de calcul :	165
VIII.2.3) Les paramètres de la méthode C.P.M :	166
VIII.2.3.1) Chemin critique (C.C) :	166
VIII.2.3.2) Attribution des durées de chaque opération :	167
VIII.2.4) Les plannings :	167
VIII.2.4.1) Plan de travail au plus tôt :	167
VIII.2.4.2) Plan de travail au plus tard : (PTPP):	167
VIII.2.4.3) Plan de travail intermédiaire :	167
VIII.3) Délai de construction et programme des travaux :	168
VIII.3.1) Principale quantité :	168
VIII.3.2) Contrainte de travaux :	169
VIII.3.3) Hypothèses et impératifs de programme :	169
VIII.3.4) Programme :	170
VIII.4) Détermination des chemins critiques :	175
VIII.5) Technologie des principaux travaux :	176
VIII.5.1) Exécution des voies d'accès :	176
VIII.5.2) Exécution des travaux de terrassement :	176
VIII.5.3) Exécution des travaux de bétonnage :	176
VIII.5.3.1) Choix de la centrale du béton :	176
VIII.5.3.2) Choix du mode de transport du mélange de béton :	177

**CHAPITRE IX : REGLES ET CONSIGNES DE SECURITE DU
CHANTIER.**

Introduction :.....	178
IX.1) Les accidents de travail :.....	178
IX.2) Causes des accidents de travail :.....	180
IX.2.1) Facteurs humains :.....	180
IX.2.2)Facteurs matériels :.....	180
IX.3) Causes des maladies professionnelles :.....	180
a-Les poussières :.....	180
b-Le bruit :.....	181
IX.4) Conditions dangereuses dans le chantier :.....	181
IX.5) Methode et moyens de prévention :.....	182
IX.6) Actions dangereuses :.....	183
IX.7) Methode et moyens de prévention :.....	183
IX.8) Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation du tunnel :.....	183
IX.8.1) Le calcul du débit d'air par le taux de ventilation :.....	183
IX.8.2) Calcul du débit d'air par l'accroissement de chaleur :	184
IX.8.3) Calcul du débit d'air par l'alimentation minimum :.....	184
IX.9) Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation	
Etude de dimensionnement du réseau de ventilation :.....	185
IX.9.1) La méthode dynamique :.....	186
IX.9.2) Méthode d'équifriction :.....	186
IX.10) Calcul du diamètre des canalisations :.....	187
Conclusion :.....	187
CONCLUSION GENERALE :.....	188

LES TABLEAUX

Tableau I.1 : Répartitions mensuelles de la précipitation.

Tableau I.2 : Le cumulé la précipitation mensuelle.

Tableau I.3 : Répartitions mensuelles de la température.

Tableau I.4 : Température moyenne.

Tableau I.5 : Crue de projet.

Tableau I.6 : Caractéristiques générale de l'ouvrage.

Tableau III.1 : Localisation des puits et tranchés.

Tableau III.2 : Localisation et caractéristique de sondages.

Tableau III.3 : Sondages électriques.

Tableau III.4 : Nombre d'essais dans chaque sondage.

Tableau III.5 : Essais mécaniques et physiques.

Tableau III.6 : Récapitulatif des résultats des essais.

Tableau III.7 : Définition des classes d'altération de la roche.

Tableau IV.1 : Calcul de surfaces

Tableau IV.2 : Langueur de courbe de niveau.

Tableau IV.3 : Le calcul de la pente de roche.

Tableau IV.4 : Temps de concentration

Tableau IV.5: Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant

Tableau IV.6 :L'identité de la station pluviométrique.

Tableau IV.7 : Les résultats de logiciel pour la série pluviométrique.

Tableau IV.8:Les pluies de courte durée.

Tableau IV.9 : L'intensité.

Tableau IV.10 : l'Apport moyenne interannuelle.

Tableau IV.11 : Les Apports fréquentiels.

Tableau IV.12 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence

Tableau IV.13 : Débit de pointe d'après Mallet- Gauthier .

Tableau IV.14 : Valeurs de γ en fonction de bassin versant.

Tableau IV.15 : Récapitulatif des résultats de la formule de Sokolovsky

Tableau IV.16: Récapitulatif des résultats de la formule Terraza.

Tableau IV.17 : Récapitulatif des résultats de débit de crue.

Tableau IV.18 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ .

Tableau IV.19: Débits fréquentiels pour tracer l'hydrogramme de crues.

Tableau IV.20 :Critères de choix débit de crue.

Tableau IV.21: Crues de projet recommandé.

Tableau IV.22 : Répartition mensuelle des besoins.

Tableau IV.23: Cordonnées des courbes hauteur- capacité

Tableau IV.24 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en Hm^3 .

Tableau IV.25 : Valeurs de coefficient δ .

Tableau IV.26 : régularisation saisonnière en tenir compte des pertes en Hm^3 .

Tableau IV.27 : Données initiales.

Tableau IV.28 : Première étape de calcul.

Tableau IV.29 : deuxième étape de calcul.

Tableau IV.30 : troisième étape de calcul.

Tableau IV.31 : Les résultats finals.

Tableau IV.32 : Première étape de laminage.

Tableau IV.33 : Le laminage (méthode de HINDENBLAT).

Tableau IV.34 : Tableau récapitulatif.

Tableau V.1 : Devis estimatif les travaux.

Tableau V.2 : Les pourcentages de déférentes charges de projet.

Tableau V.3 : Devis estimatifs des massifs en remblai.

Tableau V.4 : Le prix de batardeaux.

Tableau V.5: Devis estimatif de l'évacuateur de crue.

Tableau V. 6: Devis estimatif de la variante en BCR.

Tableau V.7 : Devis estimatif total suivant les variantes.

Tableau V.8: synthèse de l'analyse de l'étude de variantes l'évacuateur de crue.

Tableau V.9: synthèse de l'analyse de l'étude de variantes de la digue.

Tableau VI.1 : Caractéristiques principales.

Tableau VII.1: Les hypothèses et les conditions retenues

Tableau VII.2 : Les valeurs d'hydrogramme de rupture.

Tableau VII.3 : Les caractéristiques de l'onde de rupture

Tableau VII.4: Ecrêtement du débit de pointe et délai de propagation du front d'onde.

Tableau VII.5 : Valeurs caractéristiques des écoulements.

Tableau VIII.1 : Les paramètres de l'exécution.

Tableau VIII.2 : Les paramètres des exécutions des travaux.

Tableau VIII.3 : Notation des opérations.

Tableau VIII.4 : Détermination des chemins critiques.

Tableau IX.1 : Les vitesses de l'air.

LES FIGURES

Figure I.1 : Carte topographique de la ville.

Figure I.2 : Répartitions mensuelles de la précipitation.

Figure I.3: Cumulé de la précipitation mensuelle.

Figure I.4 : Répartition de la température.

Figure I.5 : La température moyenne mensuelle.

Figure II.1 : Localisation de la willaya (ANNABA).

Figure II.2 : Accès du site de barrage.

Figure III.1 : Extraits de la carte de la ville.

Figure III.2 : Carte simplifiée du massif l'Edough.

Figure III.3 : Lithologie de la ville.

Figure III.4 : Localisation des reconnaissances géologique et géotechnique.

Figure III.5 : Les classes des altérations.(la direction des ressources).

Figure III.6 : La composition du site (RD, RG et fond de vallée).

Figure III.7 : Répartition de RQD dans les sondages carottés.

Figure III.8 : La situation de site dans une carte sismique (source : la direction des ressource des eaux).

Figure III.9 : Carte de zonage séismique du territoire national.

Figure IV.1 : Les éléments constructifs d'un bassin versant.

Figure IV.2: Courbe hypsométrique.

Figure IV.3 : Le bassin versant.

Figure IV.4 : Le rectangle équivalent.

Figure IV.5 : Les affluents du BV.

Figure IV.6 : Ajustement par la loi de GUMBEL.

Figure IV.7: Ajustement par la loi normale.

Figure IV.8 : Ajustement par la loi log normale.

Figure IV.9 : Comparaison entre les résultats des lois.

Figure IV.10 : Pluie de courte durée.

Figure IV.11 : Intensité.

Figure IV.12 : Hydraugramme de crue.

Figure IV.13 : Courbe de capacité hauteur.

Figure IV.14 : Débit en fonction d'hauteur.

Figure IV.15 : Débit en fonction de volume.

Figure IV.16 : Courbe de débit.

Figure V.1 : Critères de choix.

Figure V.2 : Principaux types de barrages en remblai.

Figure V.3 : Les familles de barrages en béton

Figure V.4 : Les étapes de choix de variantes.

Figure VI.1 : Modélisation du barrage en 2DM

Figure VI.2: Influence du voile d'étanchéité sur la charge hydraulique totale sans voile d'étanchéité.

Figure VI.3 : Influence du voile d'étanchéité sur la charge hydraulique totale avec voile d'étanchéité.

Figure VI.4 : Loi hauteur débit des vannes d'abaissement.

Figure VI.5 : Schéma principal de déversoir.

Figure VI.6 : Coupe transversale dans l'axe d'évacuateur de crues.

Figure VI.7 : Débit dans le pertuis en fonction de la charge sur le déversoir du puits.

Figure VI.8 : Hauteur du ressaut hydraulique en fonction de débit.

Figure VII.1 : Courbe capacité hauteur.

Figure VII.2 : Hydraugramme de rupture.

Figure VII.3 : Cartographie de l'exposition au risque de rupture.

Figure VII.4 : Propagation de l'onde de rupture.

Figure VII.5 : Carte de vitesses instantanées maximales atteintes.

Figure VII.6 : Carte des hauteurs d'eau maximales atteintes.

Figure VIII.1 : Réseau à nœud .

Figure VIII.2 : Le réseau à flèche.

Figure VIII.3 : Diagramme de GOUNT.

Figure IX.1 : Organisation des travaux.

LES PLANCHES

Planche 1 : Plan d'aménagement.

Planche 2 : Coupe géologique dans l'axe du barrage.

Planche 3 : Coupe de variantes de la digue.

Planche 4 : Coupe dans l'axe du barrage et vue amont et aval.

Planche 5 : Courbe transversale au corps du barrage et vue de plan.

Planche 6 : Coupe transversale dans l'axe d'évacuateur de crues.

Planche 7 : Organisation de chantier.

INTRODUCTION GENERALE

L'eau est devenue, ces dernières années, un sujet de préoccupation à l'échelle planétaire.

C'est ainsi que le secteur hydraulique de notre pays a dégagé un programme à moyen et à long terme, de construire une soixantaine de barrages et de retenues collinaires qui vont permettre d'emmagasiner 40 à 50 % des ressources.

Le développement suppose la maîtrise des ressources en eau, parmi lesquelles les eaux de surfaces qui ont une importance vitale. L'édification des barrages a été une solution très largement utilisée pour résoudre les problèmes de mobilisation des ressources en eaux.

Pour la réalisation d'un barrage, il est nécessaire avant tout de bien examiner les objectifs qui en découlent pour les caractéristiques de l'ouvrage à concevoir et son implantation, en tenant compte sur la bonne connaissance des conditions géologiques, géotechniques et hydrologiques du site.

A cause des inondations de 1982 et de 2004 et ses effets catastrophiques à l'échelle locale de ville d'ANNABA, la Direction des Ressources en Eau a inscrit le projet d'un barrage écrêteur pour minimiser les effets des grandes crues portées par les affluents de l'oued et établir une solution définitive de ce problème.

L'objectif de cette étude est : ETUDE AVANT PROJET DE BARRAGE ECRETEUR BOUHDID WILAYA D'ANNABA (PROTECTION CONTRE INONDATION).

CHAPITRE I :
SYNTHESE DES PHASES
ANTERIEURES.

INTRODUCTION :

Vu la situation critique qu'a connue la ville d'ANNABA, surtout que cette région se situe au pied d'Edough de forte pente, les autorités ont créé un barrage écrêteur Bouhdid pour résoudre de manière définitive le problème d'inondation répétitive.

I.1) Situation, topographie :

La région du barrage se trouve dans la région Est de l'Algérie. L'aménagement de ce projet se situe dans la partie orientale de la ville Annaba, notamment dans la base vallée de l'oued Bouhdid.



Figure I.1 : Carte topographique de la ville.

I.2) Géologie

I.2.1) contexte géologique :

La fondation est formée de gneiss altéré ou schisteux.

I.2.2) description de la cuvette :

La cuvette présente des pentes relativement marquées, ainsi qu'un fort couvert végétal, qui nécessitera avant la mise en eau du barrage un débroussaillage et un dessouchage de la retenue.

I.2.3) hydrogéologie :

Le fond de vallée contient une petite nappe d'accompagnement de l'oued Bouhdid. Cette nappe qui a été rencontrée lors des travaux de reconnaissances, à une profondeur de 3.9 m, est aussi alimentée par les écoulements d'eau venant des terrains altérés situés sur les rives de l'oued. L'aquifère est exploitée pour l'AEP de la ville de Séraïdi.

I.2.4) schistosité et fracturation :

Les quelques mesures de schistosité effectuées en longeant le relief ont une seule direction générale avec deux pendages:

- ✚ Une direction ENE-WSW avec un pendage de 30° vers le NNW (N60/30NNW).
- ✚ Une direction ENE-WSW avec un pendage de 30° vers le SSE (N60/30SSE).

I.2.5) Les valeurs de calculs :

- ❖ Résistance à la compression de la roche: les valeurs de résistance à la compression obtenue sont comprises entre 50 et 300 bars, les autorités ont retenu à ce stade une résistance à la compression simple de 10 MPa pour la roche.

- ❖ Module de déformation de la roche: les valeurs obtenues sont comprises entre 200 et 5000bars et pour un gneiss schiste les valeurs sont 10000 et 30000 bars. Elles ont retenu à ce stade un module de déformation de la roche de l'ordre 10000 bars.

I.3) Hydrologie :

I.3.1) Pluviométrie:

Les données pluviométriques disponibles sur le bassin versant couvrent une période d'observation relativement courte (16 ans). Elles proviennent de la station de Pont Bouchet. Le total est environ de 660mm.

Tableau I.1 : Répartitions mensuelles de la précipitation. (source : ANRH)

	Sep	Oct	Nov	déc	janv	fév	mar	avr	mai	jui	juil	août
Précipitation (mm)	30	57	102	101	92	73	72	55	34	15	3	6
Cumulé	30	105	206	307	399	472	544	598	633	648	651	658

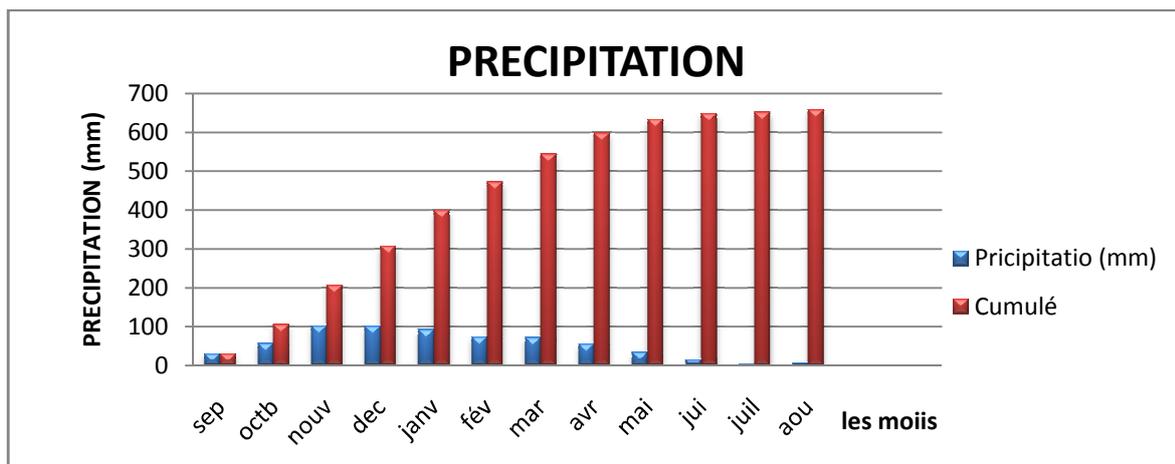


Figure I.2 : Répartitions mensuelles de la précipitation.

I.3.2) Température :

Les valeurs maximales et minimales sont relevées par la station de l'aéroport les salines, alors que les températures annuelles sont :

- MAX : 22.9 C°.
- MOY : 17.7 C°.
- MIN : 12.5 C°.

Il est à constater que la variation annuelle est relativement faible. Les températures moyennes n'ont qu'un écart de 10 C°, les valeurs extrêmes présentent une différence de 23 C°.

Tableau I.2 : Répartitions mensuelles de la température.

	Sep	Oct	Nov	Déc	Janv	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Août
min(C°)	18,4	14,5	10,7	7,9	6,9	7,3	7,7	9,8	12,7	16,1	18,8	19,6
max(C°)	28,7	25,5	20,4	17,5	16,2	17	18,2	20,2	23,2	26,8	30,3	30,5

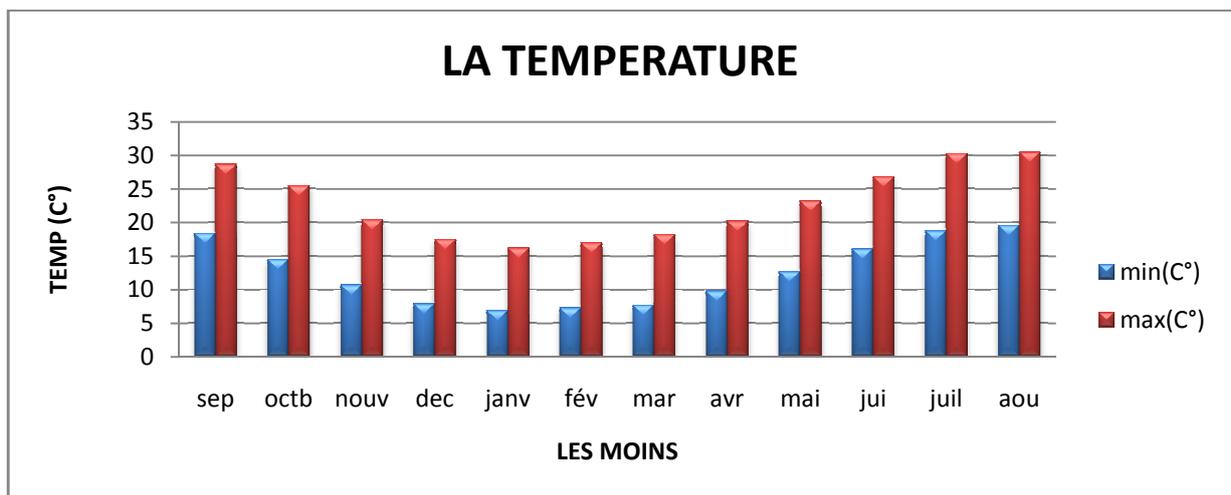


Figure I.3 : Répartition de la température.

Tableau I.3: Température moyenne.

	Sep	oct	nov	déc	janv	fév	mar	avr	mai	jui	juil	août
moy(C°)	23,5	20	15,6	12,7	11,6	12,1	12,9	15	18	21,4	24,6	25,1

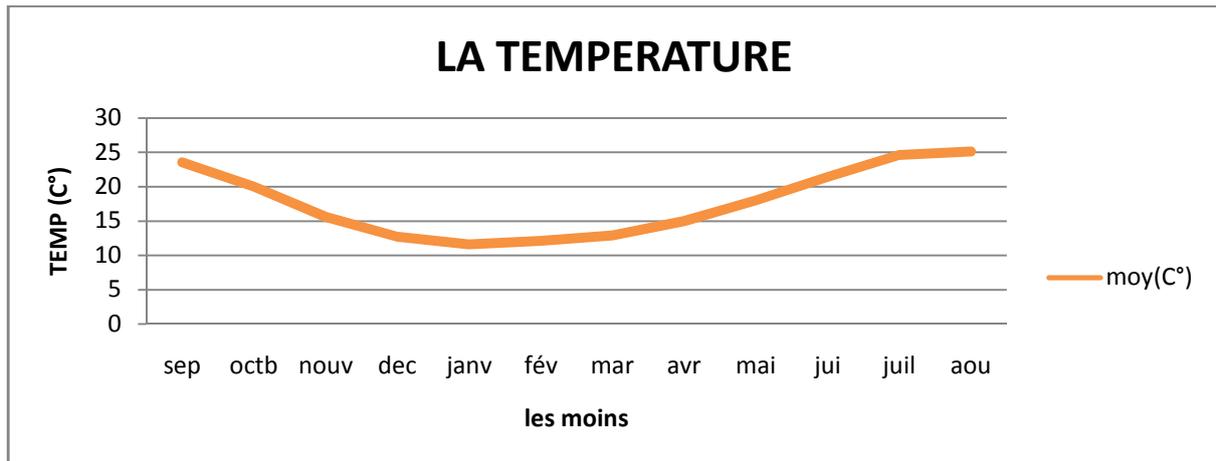


Figure I.4 : La température moyenne mensuelle.

I.3.3) Evaporation :

De par la fonction de laminage de crue, ce facteur ne représente pas l'unité dans le cadre de ce projet. L'évaporation n'est pas étudiée.

I.3.4) Apport :

Les apports moyens annuels ont été évalués selon la formule générale de Samie qui permet d'estimer une lame d'eau écoulée de 153 mm sur cette base l'apport annuel est estimé de l'ordre de $2.28 \times 10^5 \text{ m}^3$.

I.3.5) Crue de projet :

Les crues de projet ont été déterminées par modélisation pluie-débit, pour des pluies de 12 h de type Chicago. Elles sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau I.4 : Crue de projet.

	VOLUME RUISSELLE		DEBIT DE POINT
Centennale	1.050.000	m ³	60 M ³ /S
Millennale	1.400.000	m ³	127 M ³ /S
Décamillennale	2.025.000	m ³	207 M ³ /S

I.3.6) Transport solide :

Évalué selon la formule de Tixeront établie pour l'Est de pays, selon laquelle les apports en matériaux solides sont évalués entre 2500 à 3000 m³ / an, en moyen.

I.4) Description générale :

Il est prévu d'exécuter un barrage poids de béton compacté au rouleau (BCR) avec des parements amont et aval, organes hydrauliques et galerie de drainage en béton conventionnel. Le corps de l'ouvrage est plein, le barrage est constitué de blocs indépendants.

Tableau I.5 : Caractéristiques générales de l'ouvrage.

Fondation de barrage	42.9 NGA
Terrain naturel au fond de l'oued	53.0 NGA
Plan d'eau de la retenue normale	60.0 NGA
Niveau de l'aval	49.7 NGA
Largeur de la crête	4 m
Fruit amont	0.1 H / 1 V
Fruit aval	0.9 H/1 V
Profondeur moyenne des fouilles	8 m
Largeur barrage à la fondation	23.0 m
Hauteur du barrage	29.3 m
Volume du barrage	600000 m ³

CONCLUSION :

Après une analyse des données fournies, le barrage construit sur oued BOUHDID pour la protection de la ville contre les crues de grand débit portées par les affluents et des crêtes de montagnes de l'Edough et Séraïdi.

D'une surface de 15Km² et d'une capacité de 600000 m³ ; selon la géologie de site la formation est gneiss, le barrage en BCR, l'évacuateur est implanté sur la digue.

CHAPITRE II :

ETUDE TOPOGRAPHIQUE.

INTRODUCTION:

La topographie est l'art de la mesure puis de la représentation sur un plan ou une [carte](#) de formes et de détails visibles sur le terrain, qu'ils soient naturels ou artificiels. Son objectif est de déterminer la position et l'altitude de n'importe quel point situé dans une zone donnée, qu'elle soit de la taille d'un continent, d'un pays, d'un champ ou d'un corps de rue.

II.1) Le choix de site barrage :

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

- la topographie et les apports du bassin versant ;
- la morphologie de la vallée ;
- les conditions géologiques et géotechniques ;
- le contexte météorologique et le régime des crues.

Dans plusieurs cas, après la considération de ces aspects, plusieurs types de barrages resteront possibles. Des considérations économiques permettront alors de départager les solutions.

II.1.1) TOPOGRAPHIE ET APPORTS DU BASSIN VERSANT :

On cherche en effet à disposer d'un volume d'eau pour le soutien d'étiage, l'irrigation ou l'eau potable, ou bien d'un volume disponible pour amortir une crue.

Le tout premier travail consiste donc à calculer le volume d'eau d'une cuvette, en plusieurs sites éventuellement. Un premier dégrossissage peut être fait à l'aide de la carte IGN au 1/25 000, sauf pour les retenues de quelques dizaines de milliers de m³. Le deuxième travail consiste à vérifier si le bassin versant autorise le remplissage de la retenue et à calculer avec quel risque de défaillance.

II.1.2) MORPHOLOGIE DE LA VALLÉE:

Tout barrage est nécessairement lié à son environnement. La morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site du barrage et du type d'ouvrage le mieux adapté.

Bien entendu, l'emplacement idéal et le plus économique est celui d'un site étroit, précédé à l'amont par un élargissement de la vallée, à condition que les appuis du barrage soient sains (resserrement indépendant d'une zone d'éboulement ou d'un glissement). Ce type de site est peu fréquent, soit parce qu'il n'existe pas toujours de resserrement de vallée dans la nature, soit parce que le choix du site n'obéit pas toujours aux seules considérations techniques. En première approximation, une vallée large conviendrait mieux à l'aménagement d'un barrage en remblai. Un site étroit conviendrait aussi à un barrage poids et un site très étroit conviendrait aussi à une voûte. Tout cela bien sûr sous réserve que les fondations le permettent.

II.1.3) GÉOLOGIE ET CONDITIONS DE FONDATION :

La nature, la résistance, l'épaisseur, le pendage, la fracturation et la perméabilité des formations rencontrées au droit du site constituent un ensemble de facteurs sont :

- FONDATIONS ROCHEUSES.
- FONDATIONS GRAVELEUSES.
- FONDATIONS SABLO-SILTEUSES.
- FONDATIONS ARGILEUSES.

II.1.4) MATÉRIAUX DISPONIBLES :

La disponibilité sur le site, ou à proximité, de matériaux utilisables pour la construction d'un barrage a une incidence considérable, souvent même prépondérante sur le choix du type de barrage :

- ❖ sols utilisables en remblai ;
- ❖ enrochements pour remblai ou protection de talus (rip-rap) ;
- ❖ agrégats à béton (matériaux alluvionnaires ou concassés) ;
- ❖ liants (ciment, cendres volantes ...).

La possibilité d'extraire ces matériaux de l'emprise de la retenue permet d'accroître la capacité de stockage. En outre, cela minimise généralement les coûts de transport et de remise en état des zones d'emprunts.

Dans d'autres cas, le choix du type de barrage sera un compromis entre les différents aspects suivants : nature de la fondation, disponibilité de matériaux à proximité, hydrologie, pour aboutir au meilleur choix économique.

II.2) Localisation de la wilaya :

Elle se situe à l'est de notre pays, elle est délimitée : au Nord et le Nord Est par la mer méditerranée, au Sud et au Sud Est par la wilaya de GUELMA et à l'Ouest par la wilaya de SKIKDA.

II.3) Accès du barrage :

L'oued Bouhdid se situe dans la wilaya d'Annaba, au Nord Est de l'Algérie. Il prend sa source dans le massif de l'Edough et Bougantas puis traverse la cité de 5 juillet pour rejoindre la mer via le canal Kef N'sour.

Au niveau de l'oued le barrage se situe approximativement à coordonnées suivantes (système UTM32) :

$$X= 383'383$$

$$Y=4'082'847'$$

$$Z=50 \text{ m NGA en fond d'oued.}$$

La vallée de l'oued est orientée WSW-ENE en amont du site puis WE au droit du site, il reprend son orientation WSW-ENE à l'aval, puis à l'amont il se divise en plusieurs branches secondaires qui prennent leur source sur les flancs de l'Edough et de BouKanta.

Du point de vue morphologie, la vallée de l'oued est assez resserrée au droit du site avec des rives inclinées de 15° à 20° au bord de l'ouvrage. En amont du projet les flancs sont beaucoup plus marqués avec les pentes relativement raides.

La ligne de crête longue qui est relativement rectiligne, suit une direction Sud-Ouest/Nord-est en partant de la bordure du Lac Fetzara au Sud-Ouest, s'élève rapidement à plus de 600m à Koudiet El-Rohna, atteint 1.008m à Kef Sbaâ (point culminant) puis s'abaisse régulièrement pour s'achever par la presque île du cap de garde.

Les principaux versants du massif de l'Edough sont assez disymétriques. Le versant Nord-Ouest profondément entaillé par de nombreux oueds descend progressivement après une série de crêtes en direction du Nord jusqu'à la mer où se forme le promontoire rocheux de la Voile Noire et du Pain de Sucre. Le versant Sud-Ouest dont les lignes orographiques sont encore moins brutales s'abaisse progressivement jusqu'à Oued El Aneb.

Par contre le versant Sud-est est beaucoup plus raide sur une distance approximative de 3,5 Km entre Séraïdi et la vallée de l'Oued Oureida la dénivelée est de 800 m.

D'autre part, au Sud-Est, deux chaînons parallèles séparés par la plaine des Kherraza viennent se greffer au Djebel Edough:

- ✓ Le massif de Bougantas dont le point culminant est à 586m se prolonge par le Kef N'Sour et les trois mamelons de la ferme Duzer jusqu'à la butte témoin du cimetière israélite,
- ✓ Le Djebel Béllileïta (288m) que termine le massif de Bouhamra jusqu'à la butte de la basilique Saint Augustin.

Après la petite plaine d'Annaba, le relief se relève en direction du Nord-Est par la butte de la vieille ville et le massif des Caroubiers.

Le barrage de Bouhdid se situera au Sud-ouest d'Annaba à environ 2km de la Cité du 5 Juillet en remontant l'oued Bouhdid.

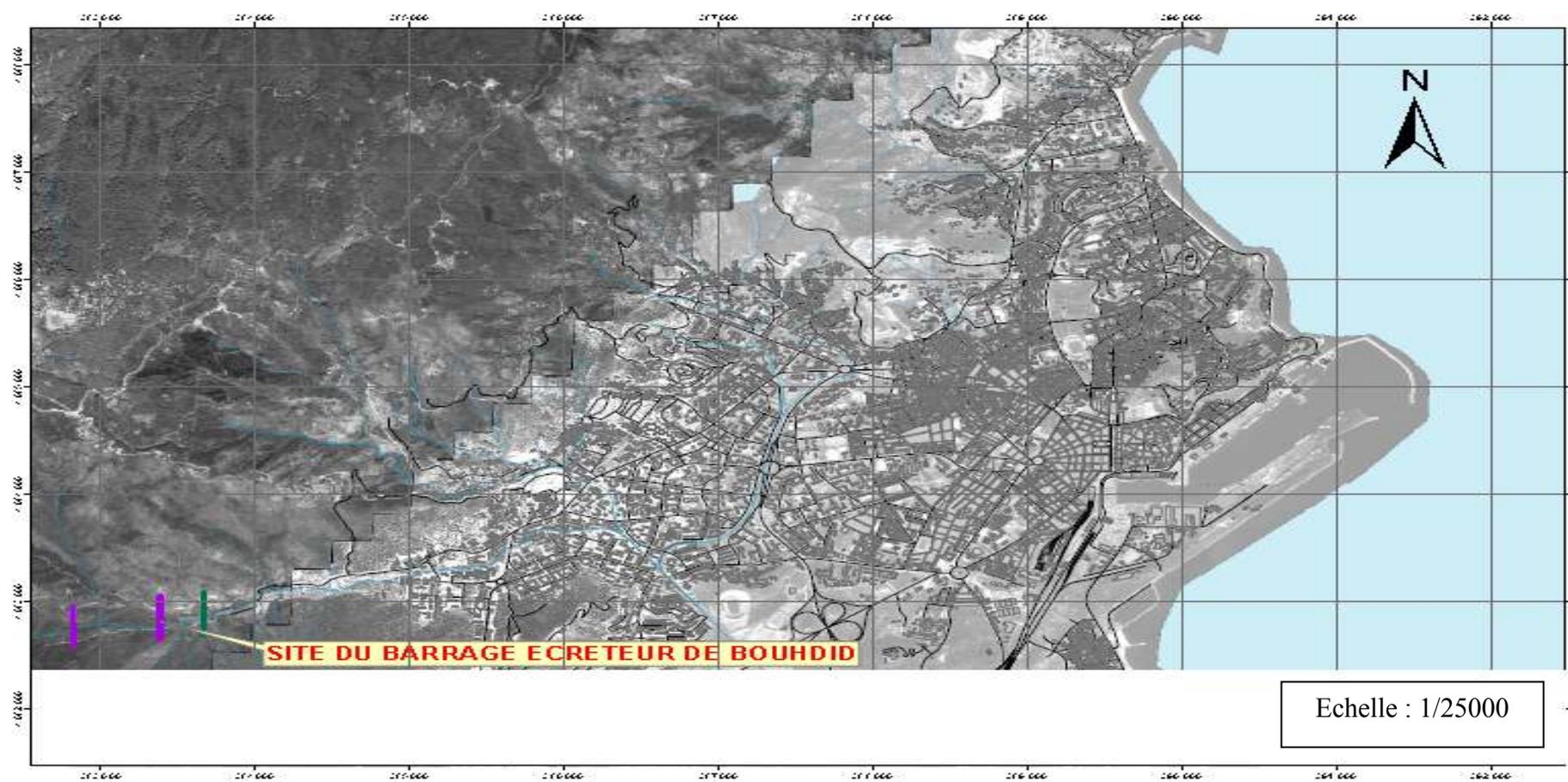


Figure II.2 : Accès du site de barrage.

CHAPITRE III :

ETUDE GEOLOGIQUE ET

GEOTECHNIQUE.

INTRODUCTION :

La faisabilité d'un barrage est basée sur la nature géologique de son axe et de sa cuvette. Ce site doit être géologiquement acceptable c'est-à-dire qu'il doit assurer une bonne assise de la digue et pouvoir fournir les matériaux nécessaires pour sa construction.

La cuvette doit être étanche et les berges de la retenue stables .Le sol de fondation doit présenter de bonnes caractéristiques mécaniques tels que : -Faible compressibilité, sol imperméable, degré d'altération -Grande résistance à l'écrasement. Par conséquent, les matériaux de construction ne doivent pas être riches en argile (bonne imperméabilité). Ils doivent être plastiques et possèdent une faible résistance au cisaillement à l'état humide et il serait souhaitable d'utiliser un matériau à granulométrie étendue continue.

III.1) La géologie de site :

Le massif cristallophyllien de l'Edough est composé essentiellement de gneiss et de micaschistes d'altération variable et aussi il est un dôme asymétrique allongé NE-SO sur environ 50 Km de long et de 20 Km de large.

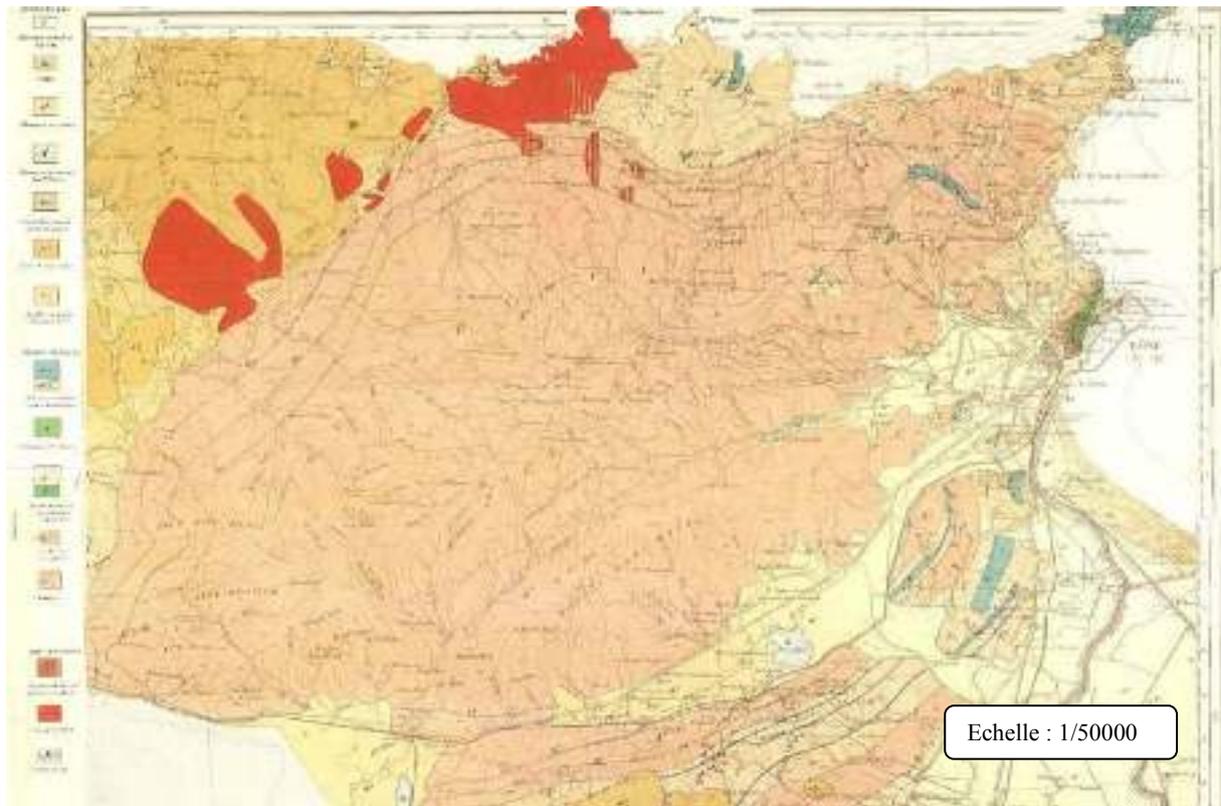


Figure III.1 : Extraits de la carte de la ville.

Les auteurs distinguent dans le massif de l'Edough trois unités :

- ❖ la première unité dite "inférieure" est composée de gneiss ocellés et de quelques horizons de micaschistes et cipolins,
- ❖ la deuxième unité dite "supérieure" est constituée de micaschistes alumineux, de gneiss, cipolins et d'intercalations de quartzites.
- ❖ Entre ces deux ensembles lithologiques s'intercale une troisième formation dite « Série intermédiaire»

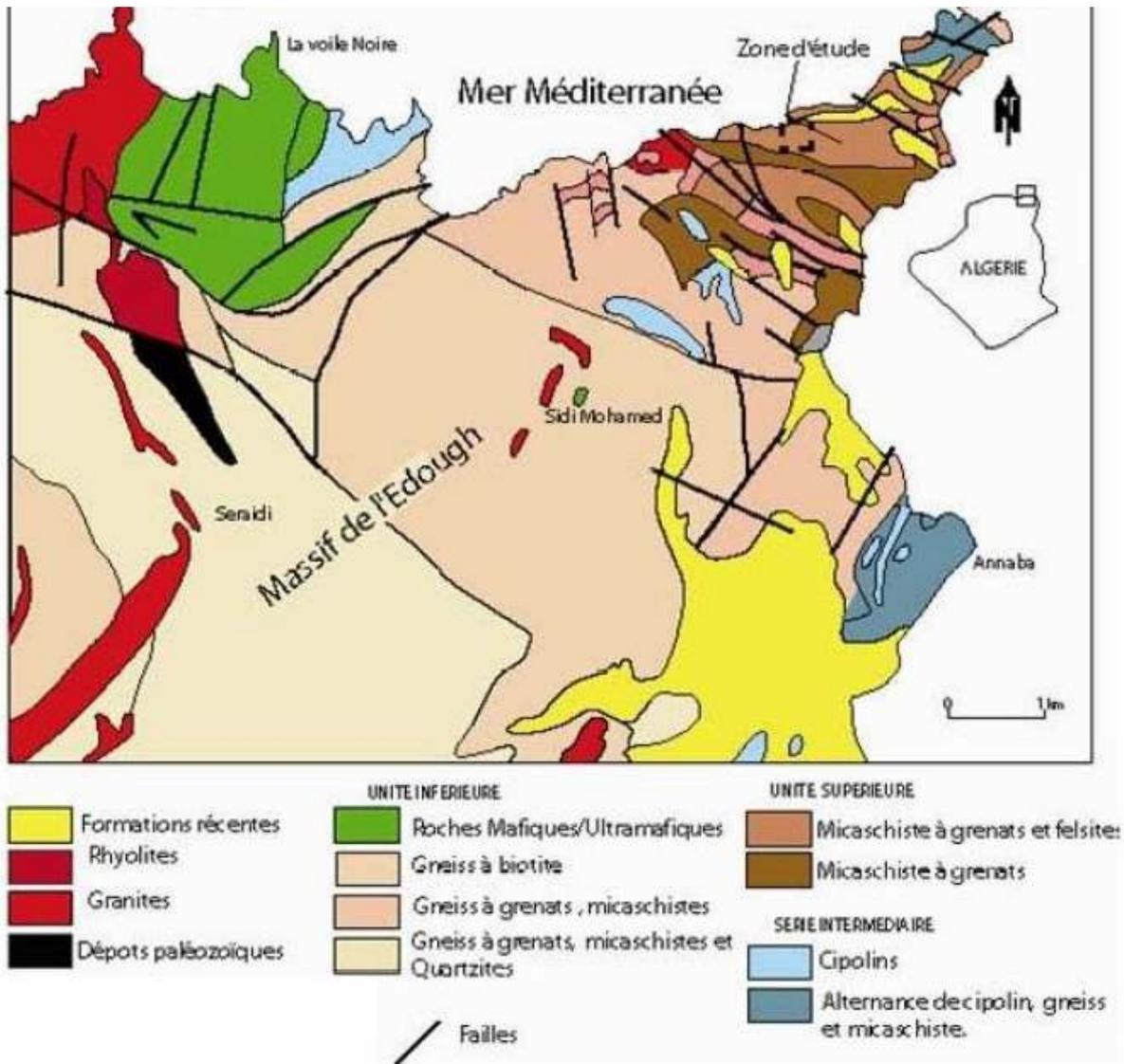


Figure III.2 : Carte simplifiée du massif l'Edough.

L'unité inférieure : Cette unité est représentée principalement par un ensemble de gneiss dit «série gneissique de base» dans lesquels sont intercalées des leptynites et des formations ultrabasiqes.

Cette série gneissique est surmontée par un ensemble de micaschistes et de marbres.

La série gneissique de base forme le cœur de la structure anticlinale du massif de l'Edough. Ces gneiss, tous composés de micas, de feldspaths et de quartz, ont subi un fort taux de fusion partielle ayant conduit à la formation de diatexites.

La série intermédiaire : Cette série est constituée par une alternance de micaschistes et de bancs de marbres. Le contact entre les marbres et les micaschistes est souligné par des skarns.

Selon la composition minéralogique, il existe plusieurs types de micaschistes: à grenat, à grenat et andalousite, à deux micas, à muscovite, à grenat et staurotide, à andalousite etc... Les marbres affleurent en lentilles massives ou en petits bancs et sont souvent associés aux micaschistes.

Les skarns se localisent dans les zones de contact entre les marbres et les micaschistes, ce sont des roches vertes à brunes constituées d'amphiboles, pyroxènes et épidotes.

L'unité supérieure : Cette unité est constituée d'une alternance de micaschistes alumineux, riches en grenats, micas, feldspaths, parfois en tourmaline et en graphite, et de bancs centimétriques à métriques de quartzites feldspathiques. Les micaschistes alumineux présentent des poches de quartz associés à de l'andalousite rose. Dans ces micaschistes s'intercalent des "lydiennes" noires en lits d'épaisseur centimétrique à décimétrique. Le complexe métamorphique et la couverture sédimentaire ont été recoupés durant le Miocène par des magmas de composition acide à intermédiaire avec la mise en place de roches volcaniques. Le massif de l'Edough a subi un métamorphisme polycyclique ainsi qu'une intense activité tectonique.

Dans un article sur les sources d'eau du massif cristallophyllien de Séraïdi , a été cité deux familles de failles qui affectent le massif de l'Edough :

- Une première famille, dont l'orientation est NW-SE, la direction la plus fréquente de ces accidents varie de N120°E à N150°E. Cette famille correspondrait à un système de failles décrochantes dextres.
- La seconde famille d'accidents, qui semble être conjuguée à la première, est dirigée NE-SW.

Cependant, la direction la plus fréquente est N30°E en moyenne. Cette famille pourrait correspondre à un système de failles décrochantes sénestres.

Outre le système de failles conjuguées (NW-SE et NE-SW), la phase tectonique alpine est également responsable de la formation des fractures secondaires d'extension.

Ces fractures sont la conséquence de la tectonique compressive qui affecta le massif de l'Edough à plusieurs reprises durant la phase alpine et surtout postérieurement.

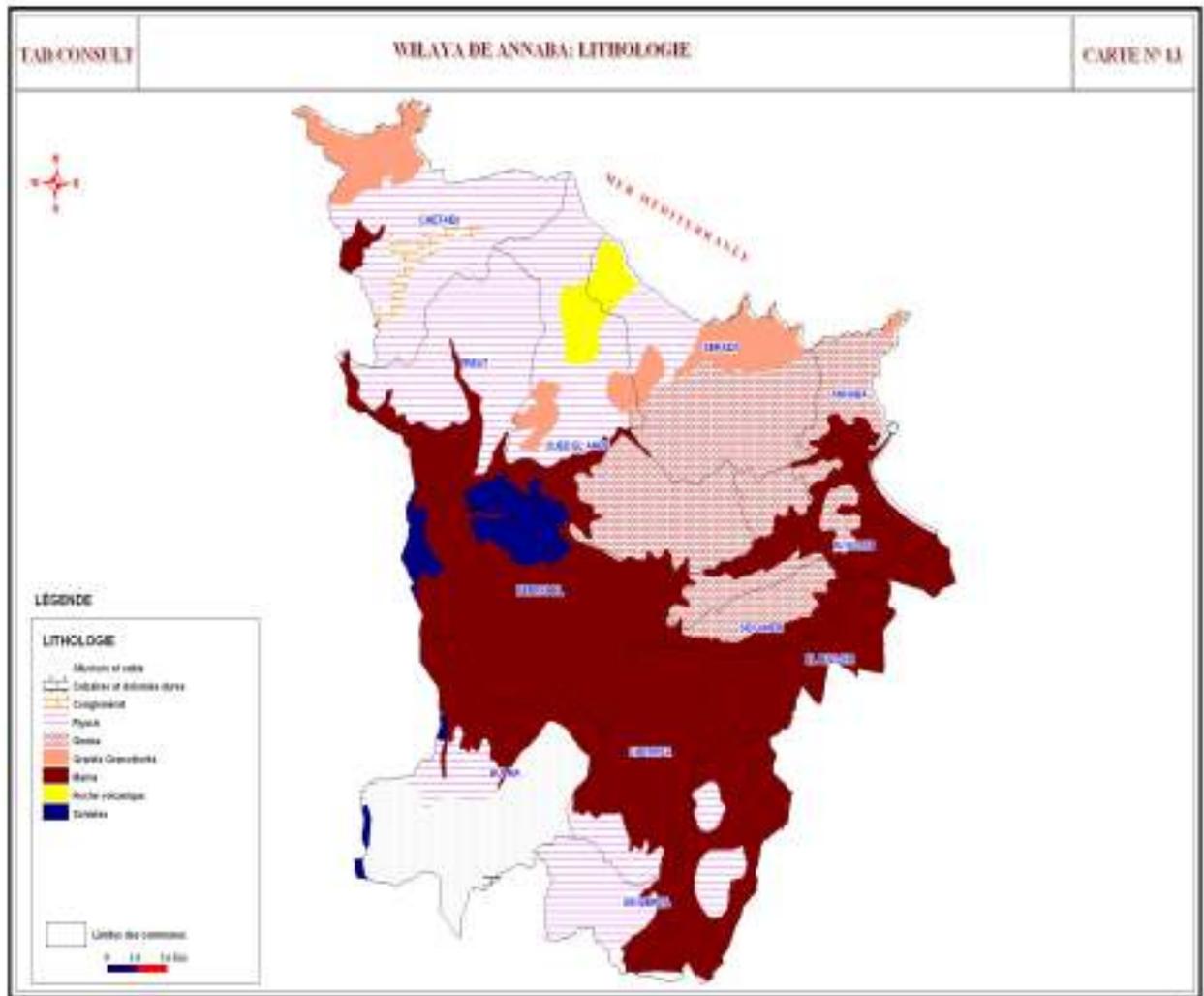


Figure III.3: Lithologie de la ville.

III.2) Les travaux de reconnaissances :

Ces travaux faits au terrain et au laboratoire, pour vérifier l'état et la favorabilité du site et afin de cerner au mieux l'incertitude du choix de l'axe du barrage pour l'implantation de la digue sont effectués en deux phases :

- Phase 0 réalisée par la DHW.
- Phase 1 réalisée par LTPE.

Un total de 13 puits et tranchées à la pelle réalisés, le long des deux axes et aux endroits où certaines incertitudes devaient être levées.

La localisation des puits et des tranchés réalisés est donnée dans le tableau ci-dessous : (X et Yen UTM32) :

Tableau III.1 : Localisation des puits et des tranchés

DISIGNATION	X	Y	AXE	SITUATION
TRG1	383266	4082707	Central	Rive droit
TRG2	383302	4082749	Central	Rive droit
TRM1	383335	4082957	Central	Rive gauche
TRM2	383375	4082878	Central	Rive gauche
TRM3	383363	4082821	Central	Fond de vallé
TRM4	383374	4082674	Central	Rive droit
TRP1	383632	4082742	Aval	Rive droit
TRP2	383716	4082715	Aval	Rive droit
TRP3	383723	4082850	Aval	Fond de vallée
TRV1	383674	4083030	Aval	Rive gauche
TRV2	383675	4082928	Aval	Fond de vallée
TRV3	383648	4082770	Aval	Rive droite
TRV4	383683	4082711	Aval	Rive droite
TRF	383436	4082723	Central	Rive droite

Le total de 7 sondages a été réalisé sur le site de l'axe central du barrage. Les caractéristiques de ses sondages sont consignées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.2 : Localisation et caractéristique de sondages.

DESIGNATION	X	Y	Z(m)	PROF(m)	LOCALISATION	ICLINESON	EQUIPEMENT
Sc1	383377	4082688	70.94	40	Rive droit	verticale	Inclinomètre
Sc2	383360	4082956	70.72	40	Rive gauche	verticale	Inclinomètre
Sc3	383365	4082831	50.27	30	Fond de vallée	verticale	---
Sc4	383398	4082881	56.93	30	Rive gauche	25°N (RG)	---
Sc5	383407	4082731	60.95	30	Rive droit	verticale	Piézomètre
Sc6	383368	4082731	52.40	30	Fond de vallée	25°S(RD)	---
Sc7	383407	4082731	55.20	30	Rive droit	verticale	Piézomètre

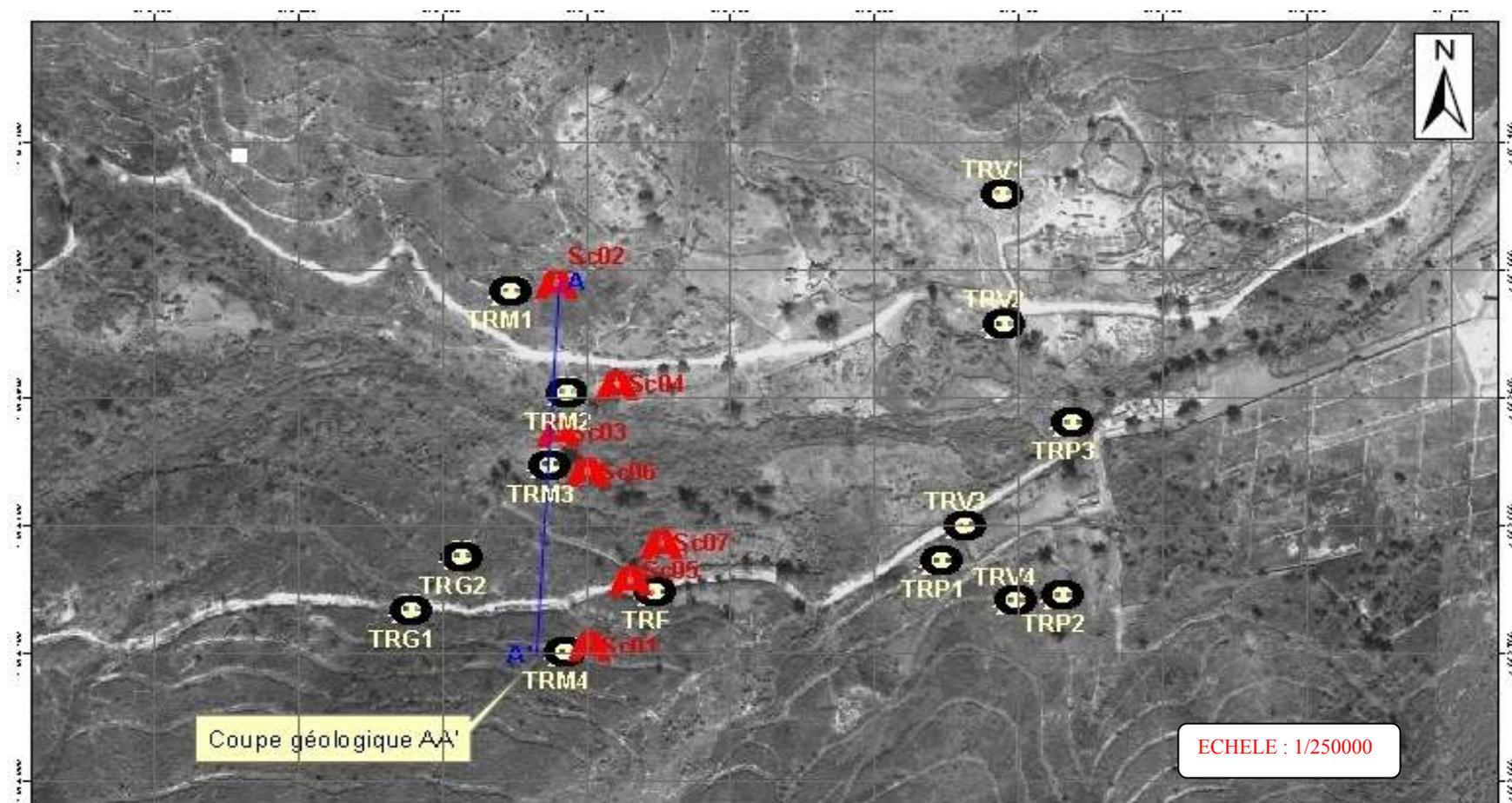


Figure III.4 : Localisation des reconnaissances géologique et géotechnique.

Des investigations géologiques (sondages électriques), ont été réalisées sur le site prévu pour le barrage. Les détails de ces investigations sont donnés dans le tableau ci- dessous :

Tableau III.3 : Sondages électriques. (Source : la direction des ressources)

DESIGNATION	LOCALISATION	LONGEUR	NOMBRE DES ESSAIS
P1	RD-RG	300	3
P2	RD-RG	300	3
P3	RD-RG	300	4
P4	RD-RG	300	3
P5	RD	150	2
P6	FOND DE VALLEE	150	3
P7	RG	150	3

Les essais ont été réalisés dans certains sondages, il s'agit : essai pressomètre, essai SPT, essai de perméabilité (Lefranc, Lugeons). Le tableau ci-dessous montre le nombre d'essais dans chaque essai :

Tableau III.4 : Nombre d'essais dans chaque sondage.(source : la direction des ressources)

DISIGNATION	PRESSION	SPT	LEFRANC	LUGEON
Sc1	5	2	1	10
Sc2	4	2	1	11
Sc3	5	---	---	6
Sc4	---	---	---	---
Sc5	5	2	1	10
Sc6	---	---	---	---
Sc7	5	2	1	11

Les échantillons de carottes prélevés dans les sondages lors de la campagne de reconnaissance ont été soumis à des essais physiques et mécaniques (essai d'identification et de résistance). Le tableau ci-dessous liste les essais réalisés sur les échantillons de carottes :

Tableau III.5 : Essais mécaniques et physiques

	γ_d t/m ³	W%	γ_h t/m ³	Sr %	W ₁ %	I _p %	G _R	Rcs(bar)
nombre des essais	3	3	3	3	3	3	3	20

Ces échantillons sont prélevés pour les analyses pétrographiques.

Sc1: 12.4-12.6 m / 21.6-21.8 m / 8.3-8.5 m / 16.0-16.3m.

Sc2: 2.2-2.4 m / 18.3-18.7 m.

Sc3: 13.1-13.4 m.

Sc4: 5.5-5.8 m / 17.0-17.2 m / 17.5-17.8 m.

Sc5: 3.8-4.0 m / 22.0-22.2 m.

Tableau III.6 : Récapitulatif des résultats des essais.

SONDAGE N°	1	1	5
PROF(m)	3.5-3.7	16.0-16.4	2.0-2.3
IDENTIFICATION PHYSIQUE			
γ_d t/m ³	2.14	2.07	1.90
W%	0.60	1.00	1.70
γ_h t/m ³	2.16	2.10	1.94
Sr %	6	9	11
GRANOLOMETRIE			
10	100	100	---
05	61.1	92	---
02	53.9	74.8	100
01	48.6	64.8	99.3
0.4	37.8	59.5	89
0.2	59.5	58.2	74
0.08	27.5	57.4	62.4
LIMITES D'ATTENBERG			
W ₁ %	29	38	40
I _p %	11	18	19

III.4) Classification des altérations :

L'analyse des carottes des sondages effectués réalisée lors des reconnaissances montre que les caractéristiques physiques des gneiss dépendent essentiellement de leur état d'altération. Afin de caractériser la dureté et la fragilité de la roche (selon la classification AFTES).

Tableau III.7 : Définition des classes d'altération de la roche. (La direction des ressources)

CLASSE	DESCRIPTION	TERMINOLOGIE
AM5	La roche est entièrement décomposée et très friable (assimilable à du terrain meuble).	Complètement altéré
AM4	L'altération s'étend à toute la masse des roches et la roche est en partie friable.	Très altéré
AM3	L'altération s'étend à toute la masse des roches mais le terrain n'est pas friable.	Moyennement altéré
AM2	Les surfaces des discontinuités sont altérées, mais la roche n'est que très légèrement altérée.	Légèrement altéré
AM1	Pas de signes visibles d'altération ou très légère traces d'altération limités aux surfaces de discontinuités principales.	Sain

AM1 Rocher Sain



AM2 Rocher légèrement altéré



AM3 Rocher moyennement altéré



AM4 Rocher très altéré



AM5 Rocher complètement altéré



Figure III.5 : Les classes des altérations. (La direction des ressources)

La géologie du substratum rocheux a été analysée sur la base des carottes récupérées lors des sondages de reconnaissances. Ces derniers montrent un passage gradé d'un rocher fortement altéré à des roches plus saines à une profondeur plus ou moins importantes.

Le rocher plus ou moins sain est formé de gneiss ocillés ou schisteux en profondeur de couleur gris parfois blanchâtre. A l'état sain, les gneiss sont durs compacts et à granulométrie moyenne à grossière.

Les fissurations sont, en général, fermées avec parfois des traces d'oxygène.

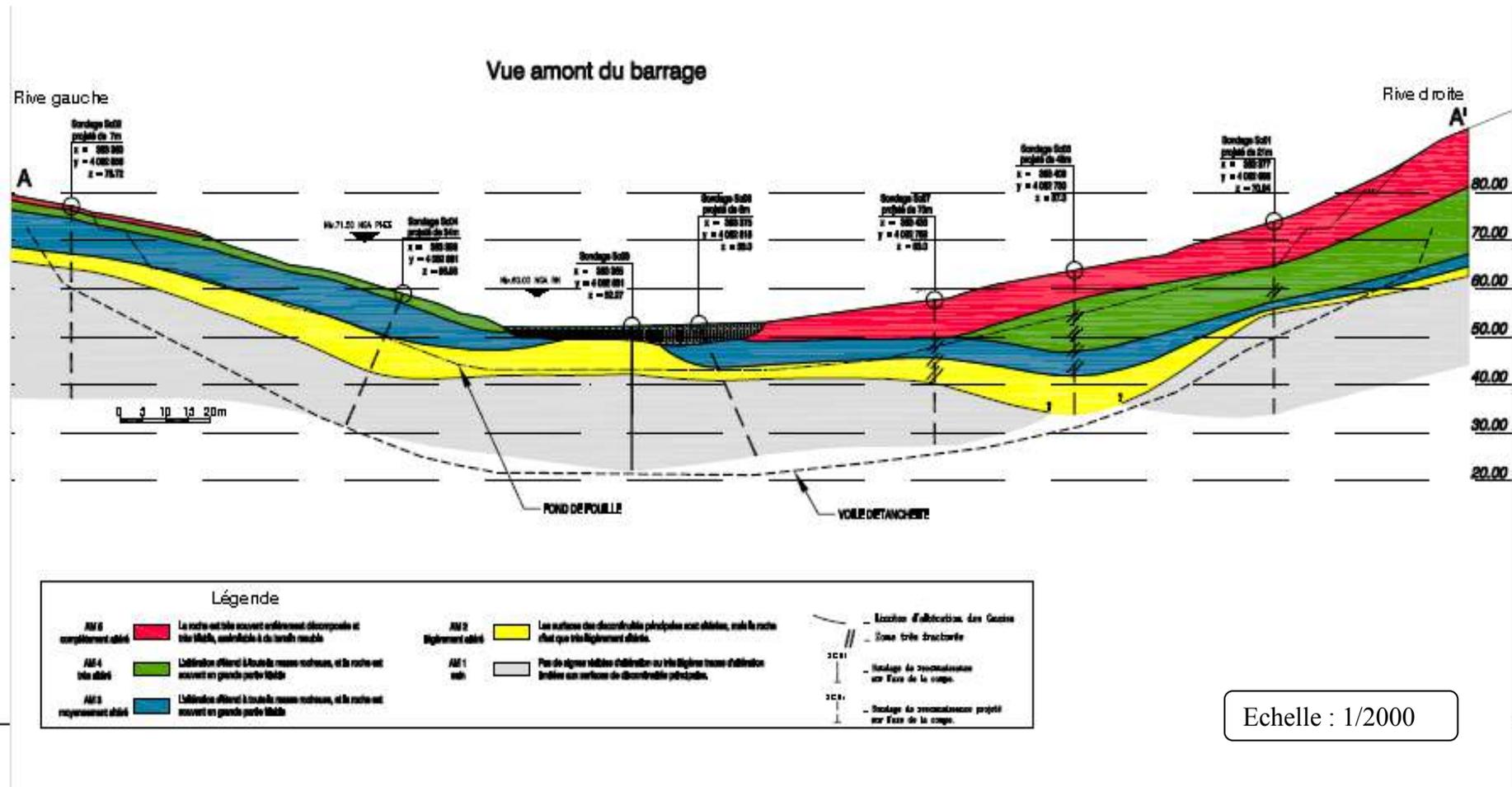


Figure III.6 : La composition du site (RD, RG et fond de vallée).

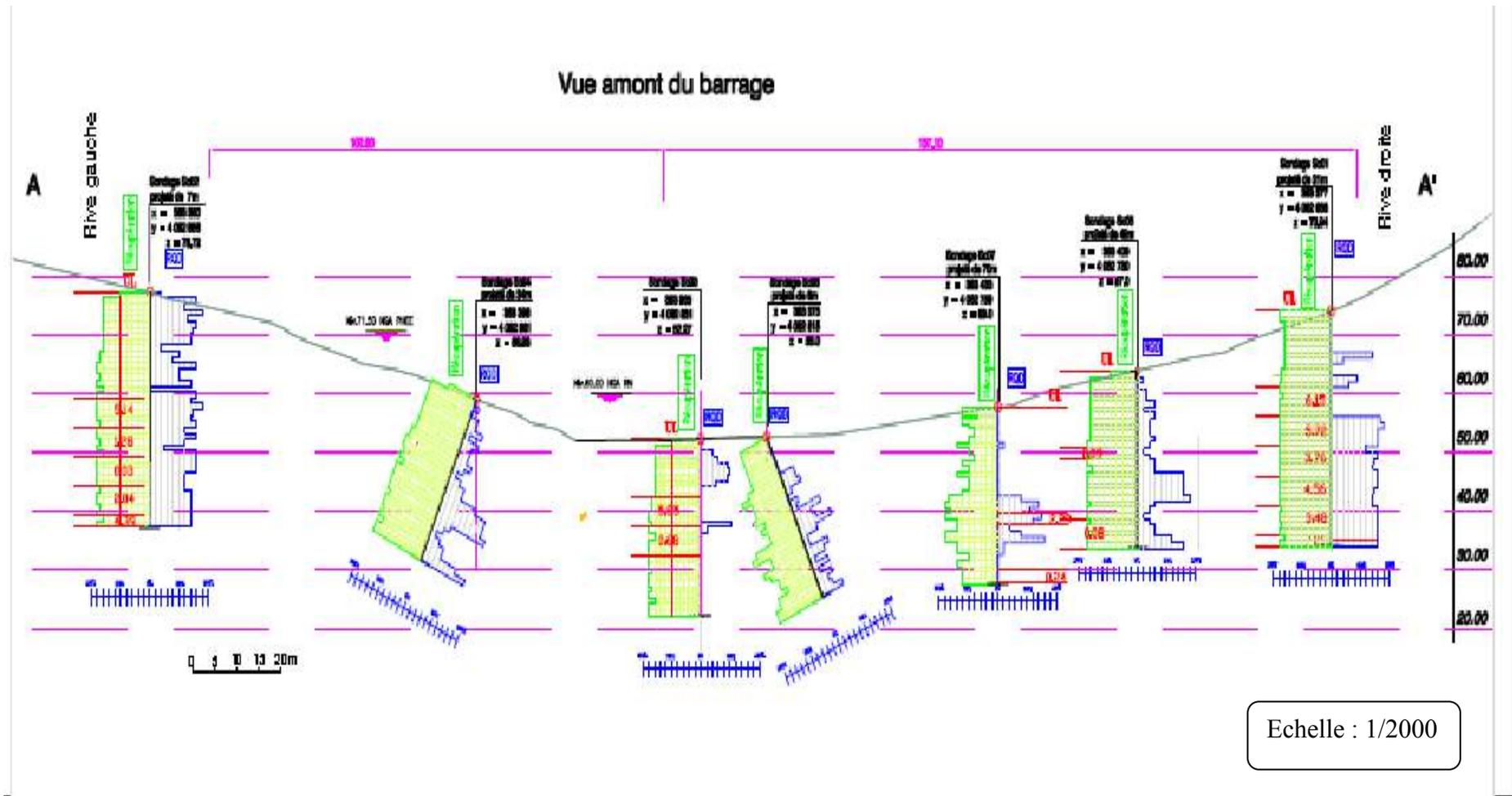


Figure III.7 : Répartition de RQD dans les sondages carottés.

III.4) La géologie de la cuvette :

Correspond aux gneiss à grenats et micaschistes de l'unité inférieure, en rive: la présence de masses issues de l'altération gneiss et au fond de vallée aussi.

Ces masses pourraient, sous l'effet de la saturation en eaux, se transformer en coulée boueuse et glisser dans la cuvette. Néanmoins, ceci ne devrait concerner que de faibles épaisseurs en surface.

III.5) Matériaux de construction :

Les alluvions de l'oued Bouhdid ont une origine gneissique. Vers l'aval du site du barrage l'extension des alluvions est beaucoup plus importante que vers l'amont.

Ces alluvions sont mélangées à du sable limoneux avec une proportion d'environ 50 %, elles sont constituées de galet et de bloc de gneiss tantôt arrondies tantôt anguleux, de diamètres allant de 5 à 20 cm et parfois dépassent les 50 cm.

Elles se trouvent dans une surface de 1000 m² avec la longueur de 100 m et une largeur de 20 m. la profondeur de 3 m qui donne un volume de 3000 m³ d'alluvions. (TRM3, TRV2 et TRP3).

III.6) sismicité :

Dans la région orientale de l'Algérie, les foyers sismiques sont peu nombreux, mais relativement violents, et se concentrent dans les alentours de Constantine, Guelma et Annaba. Le site du barrage Bouhdid présente un degré de probabilité significatif d'un séisme d'intensité de classe 5 (moyenne haute) pendant la durée de vie du barrage.

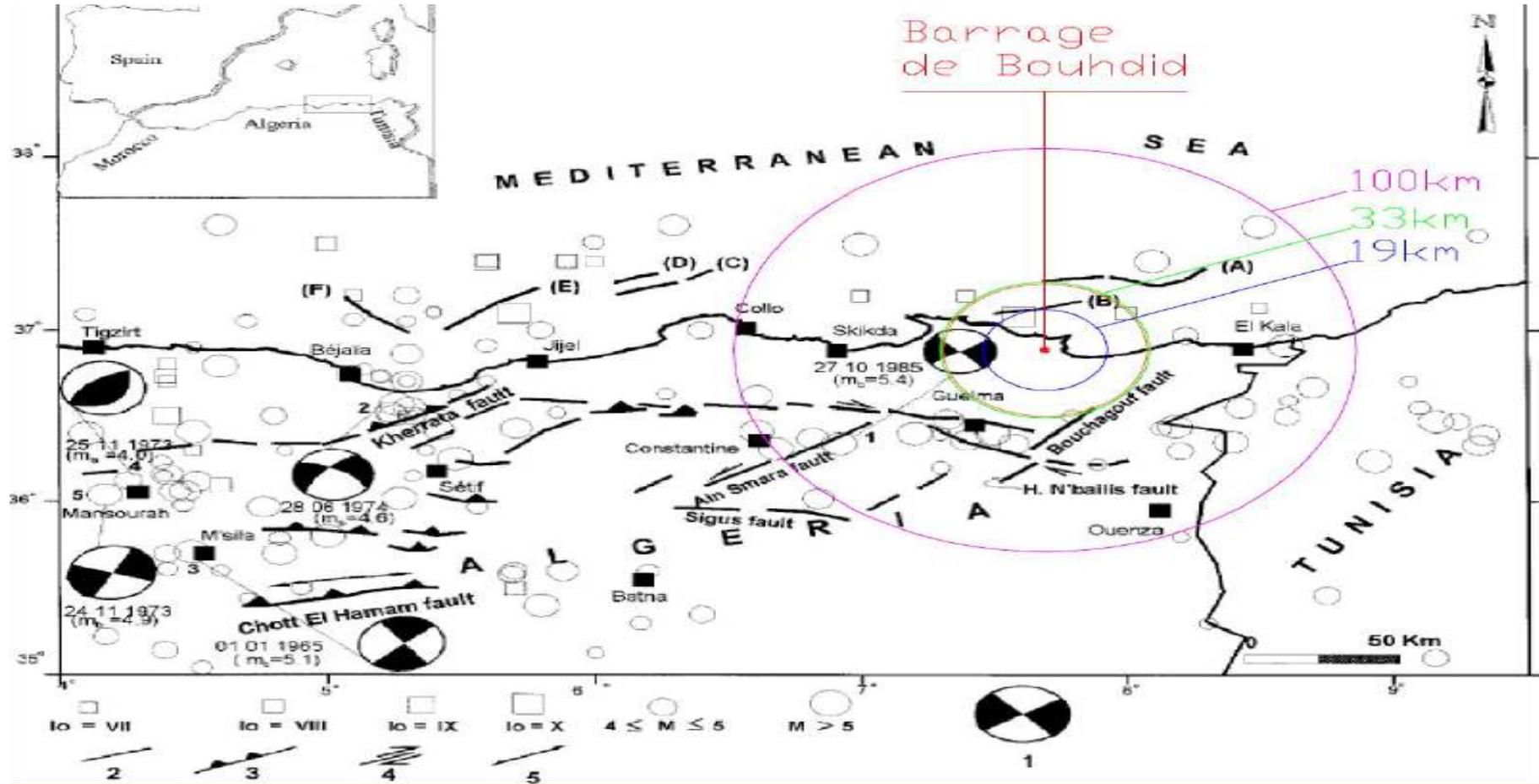


Figure III.8 : La situation de site dans une carte sismique (source : la direction des ressources des eaux).

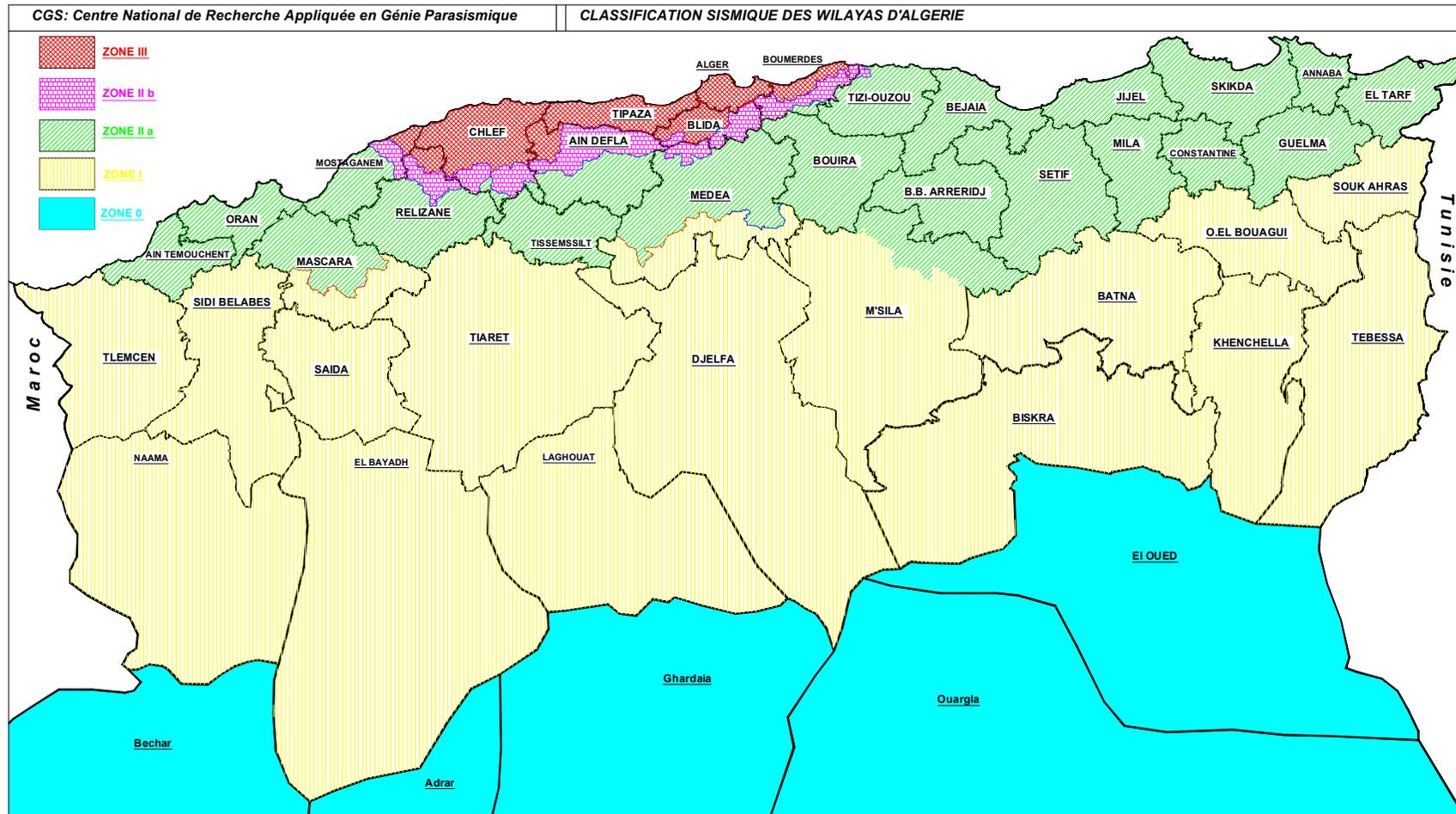


Figure III.9 : Carte de zonage séismique du territoire national (source : ANBT)

CONCLUSION:

Sur la base des coupes de sondage, nous avons pu reconnaître la lithologie des formations au niveau de l'assiette de la digue de la retenue.

Les échantillons les plus appropriés qui ont montré les meilleures caractéristiques physiques, mécaniques et hydrauliques pourraient être utilisés en tant que matériau fin pour la confection de la digue.

Le volume approximatif des matériaux fins est d'environ 600 000 m³ pour une épaisseur moyenne de mètres.

En conclusion, on peut affirmer qu'il n'existe pas de problèmes majeurs pouvant entraver la construction de la retenue sur l'oued BOUHDID.

CHAPITRE IV :
ETUDE HYDROLOGIQUE .

INTRODUCTION :

La source principale en eau pour satisfaire les différentes formes de l'économie hydraulique est l'écoulement de la rivière. L'utilisation de la ressource en eau dans son état naturel s'avère difficile et délicate dans la mesure où elle varie aussi bien dans l'espace que dans le temps, ainsi pour satisfaire le consommateur et lui garantir sa demande, il est nécessaire de régulariser l'écoulement donc de mobiliser les eaux de surface à travers la réalisation de retenus.

L'hydrologie de surface s'intéresse aux écoulements dans le réseau hydrographique. Parmi ses objectifs, on peut citer :

- L'évaluation des ressources en eaux superficielles.
- L'étude des régimes des rivières et les débits des sources.
- L'étude des crues et la prévision des risques d'inondation.
- L'étude des bilans hydrologiques et la relation pluie-débit.

VI.1) Le bassin versant :

VI.1.1) La définition :

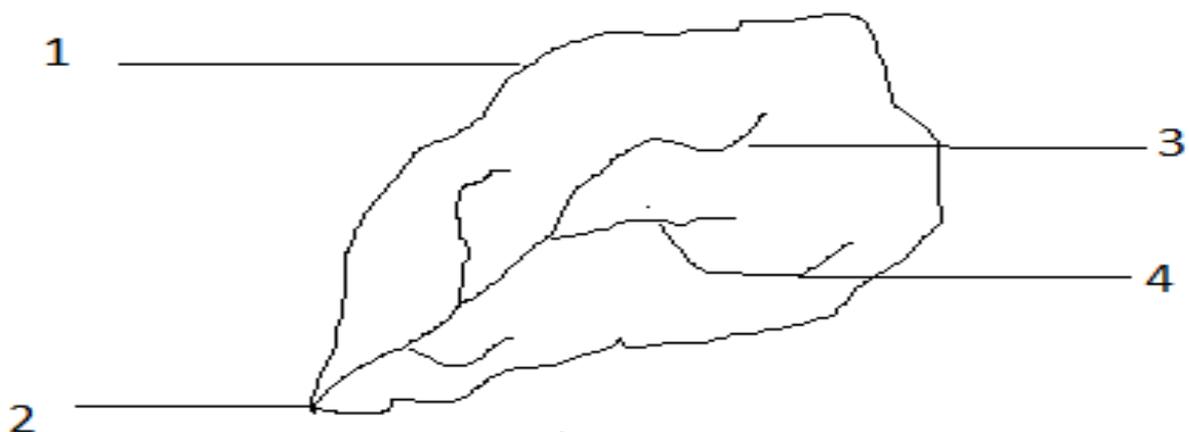


Figure IV.1 : Les éléments constructifs d'un bassin versant.

1 : Ligne de crête ou limite du bassin.

2 : Exutoire (sortie).

3 : Oued principal.

4 : Affluents.

Le bassin versant appelé aussi bassin de drainage d'un oued. En un point donné de son cours, est l'aire limitée par le contour à l'intérieur duquel l'eau précipitée se dirige vers ce point de l'oued. Sa définition topographique est : faire passer ses limites par la ligne de la crête, il a une fonction de collecteur, il recueille les pluies et les transforme en écoulements à l'exutoire. Ces transformations sont en fonction des conditions climatiques et des caractéristiques physiques du bassin versant. les caractéristiques sont :

✘ morphologiques (formes, relief et réseau de drainage).

✘ Superficielles (nature du sol et couverture végétale).

Toutefois, le terme de bassin versant est peut-être plus explicite que celui de bassin. Il désigne à la fois :

- ◆ L'aire drainée, à l'intérieur de la ligne de partage des eaux, par le réseau hydrographique.
- ◆ Et la surface réceptrice des hydrométéores qui alimentent plus ou moins directement les cours d'eau comprise dans ce même espace.

Il peut arriver que le bassin versant topographique diffère quelque peu du bassin versant réel (cas des interfluves glaciaires, karstiques ou marécageux...).

L'emploi de bassin versant est devenu fréquent à l'époque où la recherche s'est principalement attachée à "appréhender le fait hydrologique, et d'abord le débit, comme un fait spatial, comme le produit d'un espace géographique saisi dans toutes ses dimensions, dans toute son épaisseur, dans toute sa dynamique". Le bassin versant n'est pas seulement une somme de caractères moyens, tels que la superficie, le relief, la forme, le sol, la végétation. Il est composé de parties aux caractéristiques particulières qui répondent différemment aux impulsions climatiques et météorologiques.

VI.1.2) Caractéristiques physiques du bassin :**a)- Caractéristiques géométriques :**

La forme d'un bassin versant est définie par sa superficie, son périmètre, ses reliefs, ses pentes et la disposition du réseau hydrographique.

La carte d'état major de ANNABA à l'échelle 1/50 000 à été utilisée.

1- La surface du bassin versant est : C'est le paramètre le plus important du bassin parce qu'il permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologiques tels que le débit le volume de précipitation ou d'infiltration, elle est déterminée par le planimètre.

$$S = 14.677 \text{ km}^2$$

2-la longueur du talweg principal à partir profil de l'oued, soit :

$$L = 3.37 \text{ km.}$$

3-le périmètre p du bassin versant ; est : Il correspond à la longueur de la limite extérieure du bassin on va le déterminer à l'aide d'un curvimètre.

$$P = 14.987 \text{ km.}$$

b)- Caractéristiques hydro morphologiques :**b-1) Indice de compacité de gravelius Kc :**

Appelée aussi indice de forme, c'est un coefficient établi en comparant la forme du bassin versant à celui d'un rectangle de même surface S pour lequel $K_c=1$.

Cet indice est calculé par la formule.

$$k_c = \frac{P}{p_c} = \frac{p}{2\pi R} ; \quad R = \sqrt{\frac{S}{\pi}} \quad P_c = 2\pi R = 2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}$$

S: superficies (Km^2) ; **R:** rayon (Km).

$$k_c = \frac{P}{2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{P}{2\sqrt{\pi \cdot S}} = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}}$$

p : est le périmètre du bassin versant (km).

S : est la surface du bassin versant (km²).

L'indice de compacité permet l'évaluation globale du réseau de drainage. Plus le bassin est compact, plus sa forme est ramassée, plus l'indice de Gravelius est faible et plus le temps de rassemblement des eaux vers l'exutoire qui sera court.

Soit : $K_c = 1.09$

Si $k_c = 1 \Rightarrow$ bassin ramassé.

Si $k_c > 1 \Rightarrow$ bassin allongé.

Selon la valeur de k_c on pourra dire que notre bassin versant est de forme allongé.

b-2) Coefficient d'allongement :

Il est donnée par la formule suivante : $C_a = \frac{L^2}{S}$

L : la longueur du talweg principal $L = 3.37$ km

S : la superficie du bassin versant. $S = 14.677$ Km²

Soit : $C_a = 0.773$

b-3) Rectangle équivalent ou rectangle de Gravelius :

La notion de rectangle équivalent ou rectangle de Gravelius, introduite par Roche (1963). Ce rectangle est défini pour pouvoir comparer facilement les bassins entre eux de point de vue écoulement. On imagine que le bassin versant a une forme rectangulaire de longueur L et de largeur l : les courbe de niveau seront parallèles aux petits cotés du rectangle et l'exutoire est un de ces petits cotés.

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P = 2*(L+l) \text{ et } S = L*l$$

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

$$k_c = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad .$$

De (1) et (2) on obtient une équation de 2^{ème} degré : $X^2 - P/2.X + A = 0$

Cette équation admet deux solutions L_r et l_r :

$$L_r = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,128} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_c} \right)^2} \right)$$

$$l_r = \frac{k_c \cdot \sqrt{S}}{1,128} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{k_c} \right)^2} \right)$$

Avec : L_r : longueur du rectangle équivalent en (km).

l_r : largeur du rectangle équivalent en (km).

On obtient : $L_r=4.2\text{km}$ et $l_r=3.6 \text{ km}$.

C) Caractéristiques hydrographiques :

C-1) le relief : L'influence du relief sur l'écoulement se conçoit aisément, car de nombreux paramètres hydrométéorologiques varient avec l'altitude (précipitations, températures... etc.) et la morphologie du bassin. En outre, la pente influe sur la vitesse d'écoulement.

Le relief est indiqué sur les cartes topographiques par la disposition et la valeur des courbes de niveau. Il est caractérisé par :

- La courbe hypsométrique.
- L'altitude moyenne.
- L'indice de pente globale I_g .
- L'indice de pente roche I_p .
- L'indice de pente moyenne du bassin versant I_m .
- La densité de drainage D_g .

C-1-1) La courbe hypsométrique :

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le

pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude.

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

Tableau IV.1 : Calcul des surfaces.

Altitude m	altitude moy m	Si km ²	S%	Si cum km ²	S% cum	Hi*Si m* km ²
1005-800	902,5	0,125	0,833	0,125	0,83	112,81
800-700	750	0,53	3,53	0,655	4,36	397,5
700-600	650	2,78	18,53	3,435	22,9	1807
600-500	550	3,55	23,66	6,985	46,56	1952,5
500-400	450	1,07	7,13	8,055	53,7	481,5
400-300	350	1,845	12,3	9,9	66	645,75
300-200	250	1,35	9	11,25	75	337,5
200-100	150	2,1	14	13,35	89	315
100-60	80	1,34	8,93	14,69	97,93	107,2
60-50	55	0,31	2,06	15	100	17,05
CUMULE		15	100			6173,81

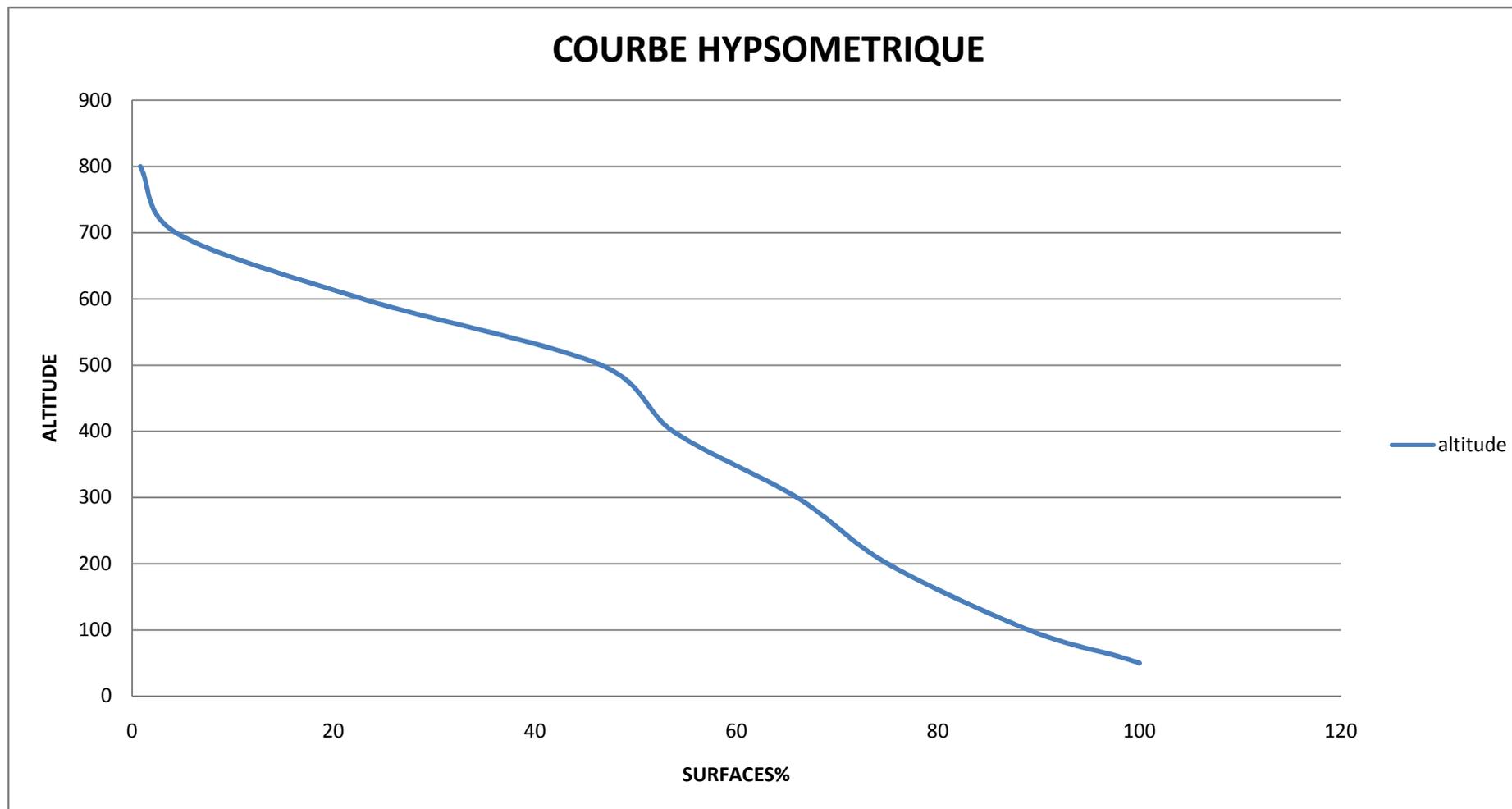


Figure IV.2: Courbe hypsométrique.

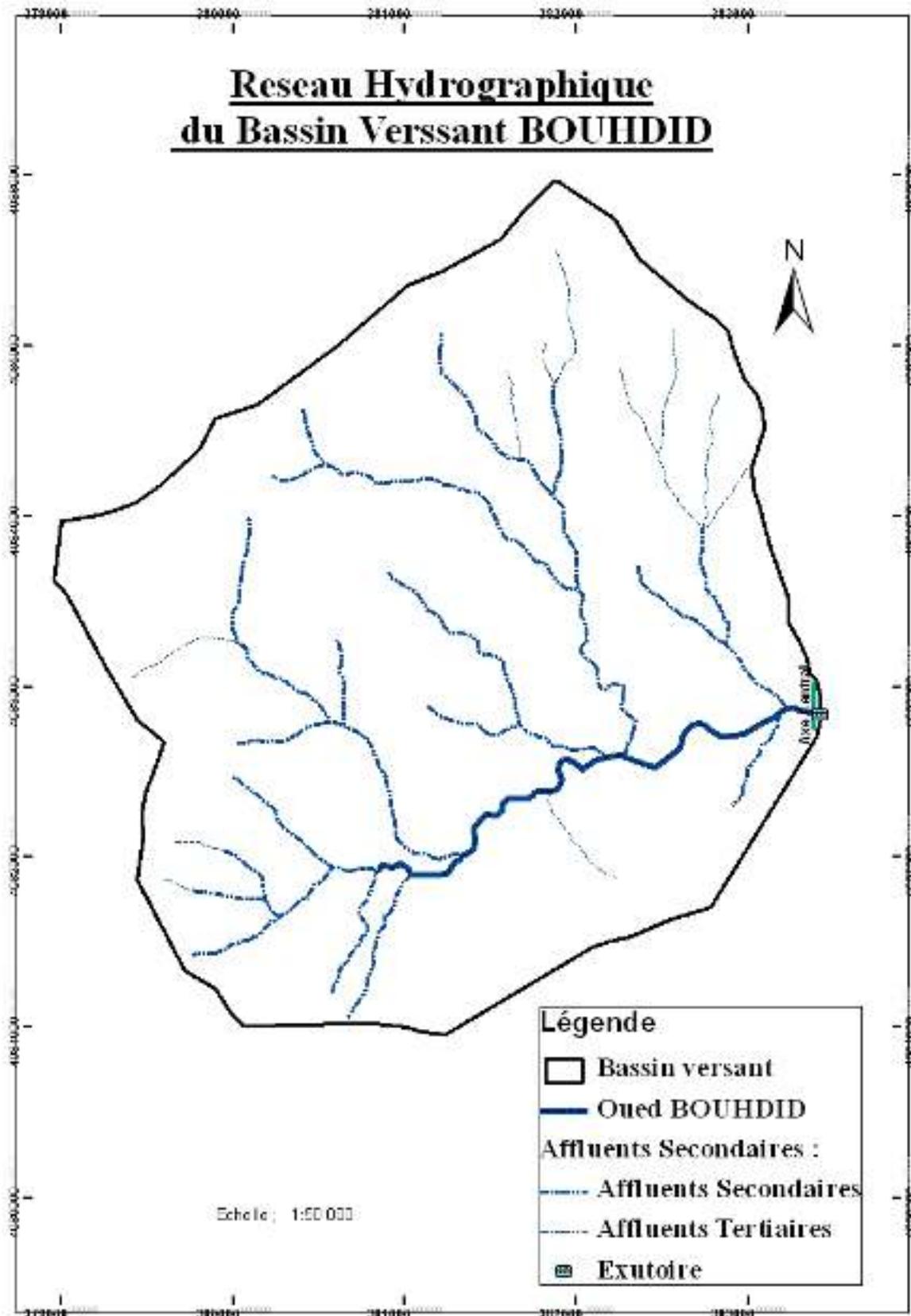


Figure IV.3 : Le bassin versant.

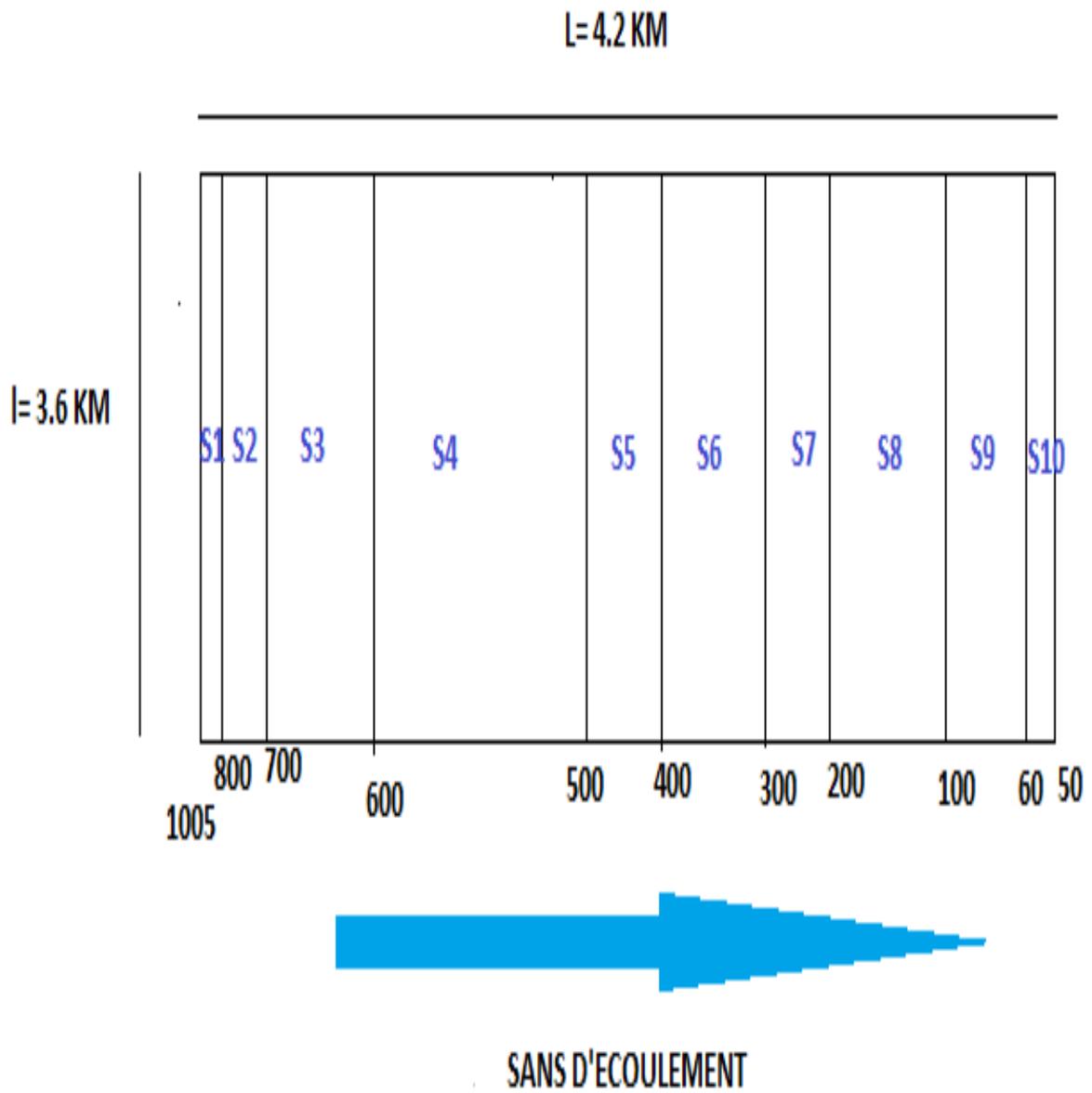


Figure IV.4 : Le rectangle équivalent.

C.1.2) Les altitudes caractéristiques :**L'altitude maximale et minimale :**

Elles sont obtenues directement à partir de cartes topographiques. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le plus bas, généralement à l'exutoire. Ces deux données deviennent surtout importantes lors du développement de certaines relations faisant intervenir des variables climatologiques telles que la température, la précipitation et le couvert neigeux. Elles déterminent l'amplitude altimétrique du bassin versant et interviennent aussi dans le calcul de la pente, donc d'après la carte topographique

$$H_{\text{MAX}} = 1005 \text{ m} \quad H_{\text{MIN}} = 50 \text{ m}$$

L'altitude moyenne:

L'altitude moyenne se déduit directement de la courbe hypsométrique ou de la lecture d'une carte topographique. On peut la définir comme suit :

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

Avec :

H_{moy} : altitude moyenne du bassin [m] ;

S_i : aire comprise entre deux courbes de niveau [km²] ;

H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveau [m] ;

S : superficie totale du bassin versant [km²].

L'altitude moyenne est peu représentative de la réalité. Toutefois, elle est parfois utilisée dans l'évaluation de certains paramètres hydrométéorologiques ou dans la mise en œuvre de modèles hydrologiques.

$$H_{\text{MOY}} = 411.58 \text{ m}$$

L'altitude médiane :

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

$$H_{\text{MEDIANE}} = 418.9 \text{ m}$$

C.2) Les pentes :**La pente moyenne du bassin versant:**

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin. Elle est considérée comme une variable indépendante. Elle donne une bonne indication sur le temps de parcours du ruissellement direct (donc sur le temps de concentration T_c) et influence directement le débit de pointe lors d'une averse.

Plusieurs méthodes ont été développées pour estimer la pente moyenne d'un bassin. Toutes se basent sur une lecture d'une carte topographique réelle ou approximative. La méthode proposée par Carlier et Leclerc (1964) consiste à calculer la moyenne pondérée des pentes de toutes les surfaces élémentaires comprises entre deux altitudes données. Une valeur approchée de la pente moyenne est alors donnée par la relation suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H \cdot (0,5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0,5l_n)}{S}$$

ΔH : dénivelés entre deux courbes de niveaux successives (m).

L_1, l_2, \dots, l_n : les longueurs des courbes de niveaux (Km).

S : superficie du bassin versant (Km²).

Cette méthode de calcul donne de bons résultats dans le cas d'un relief modéré et pour des courbes de niveau simples et uniformément espacées. Dans les autres cas, il convient de styliser les courbes de niveau pour que leur longueur totale ait un sens réel vis-à-vis de la pente.

Le calcul de la pente moyenne tout comme celui de leur exposition (orientation des pentes) peut-être assez facilement automatisée en se basant sur des données numériques représentant la topographie des bassins versants (Modèle Numérique d'Altitude).

Tableau IV.2 : Longueur de courbe de niveau.

Courbes de niveau (m)	Longueur L_i (m)
60	3434.55
100	8717.84
200	12176.69
300	11862
400	9388.56
500	8661.52
600	7187.18
700	2192.76
800	2008.03

$$I_m = 378.876 \text{ m / Km}$$

Indice de pente globale i_g :

Cet indice est déterminé par la formule suivante

$$i_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L}$$

L : la longueur du rectangle équivalent.

$$H_{5\%} = 683.33 \text{ m ;}$$

$$H_{95\%} = 66.67 \text{ m}$$

A.N :

$$i_g = \frac{770.74 - 506.58}{6.02.10^3} .100\% = 14.68\%$$

Indice de pente de roche I_p :

I_p est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces comprises entre deux courbes de niveau H_i et H_{i-1} .il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i \cdot D_i}$$

L : Longueur de rectangle équivalent (m).

A_i : Surface partielle (%) comprise entre deux courbes de niveau consécutives H_i et H_{i-1} (m).

Tableau VI.3 : Le calcul de la pente de Roche.

Altitude	Di	Si	Ai	$\sqrt{Di * Ai}$
1005-800	205	0,125	0,83	13,0441558
800-700	100	0,53	4,36	20,880613
700-600	100	2,78	22,9	47,8539445
600-500	100	3,55	46,56	68,2348884
500-400	100	1,07	53,7	73,2802838
400-300	100	1,845	66	81,240384
300-200	100	1,35	75	86,6025404
200-100	100	2,1	89	94,3398113
100-60	40	1,34	97,93	62,5875387
60-50	10	0,31	100	31,6227766
			CUMULE	579,686937

$$I_p = 2.82 \%$$

Indice de pente moyenne I_{pm} :

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

$$I_{pm} = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L}$$

$$\mathbf{I_{pm}=2.27\%}$$

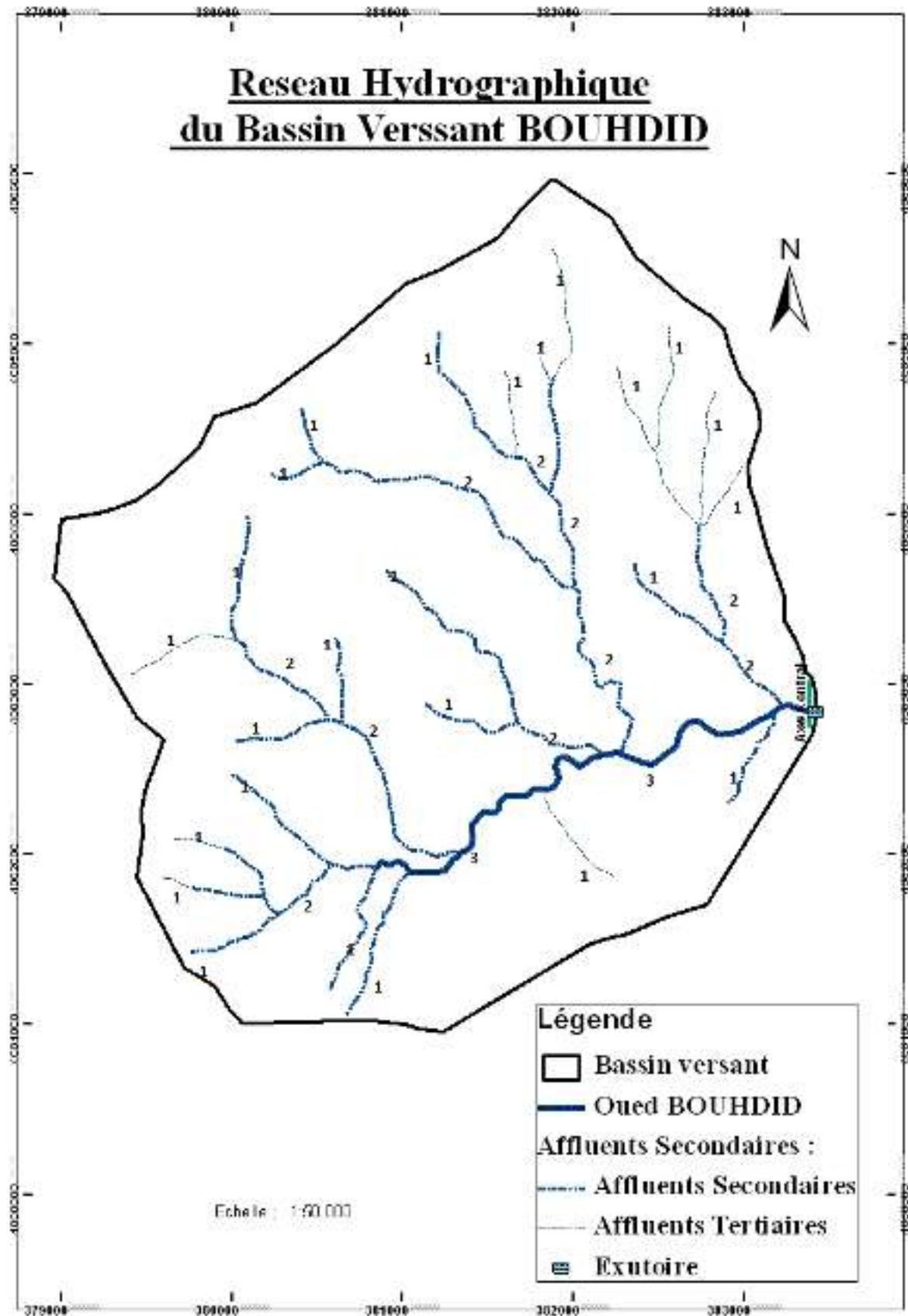


Figure IV.5 : Les affluents du BV.

D) Caractéristiques physiographiques :**D.1) Densité de drainage D_d :**

Elle est définie comme étant le rapport entre la longueur total de tous les talwegs « L_i » du bassin versant, à la surface « S » Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface .Elle est exprimée en Km/Km^2 .

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S}$$

Avec :

$\sum_{i=1}^n L_i$: La longueur totale de tous les cours d'eau d'ordre i

(42.12km).

S : Superficie du bassin versant en (Km^2).

AN :

$$D_d = \frac{42.12}{14.677} = 2.87 \text{ .km/km}^2.$$

D.2) Coefficient de torrentialité :

Le coefficient de torrentialité « C_t » est calculé à l'aide de l'équation.

$$C_t = D_d \cdot F_1$$

Ou F_1 est le rapport entre le nombre des talwegs d'ordre 1 et la surface globale du bassin versant :

$$F_1 = \frac{N_1}{S}$$

AN :

$$F_1 = \frac{33.79}{14.677} = 2.3 \text{ talweg/km}^2 \quad \Rightarrow C_t = 6.62$$

VI.2) Le temps de concentration :

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, Il est composé de trois termes différents :

t_h : Temps d'humectation c'est le temps nécessaire à l'imbibition du sol par l'eau qui tombe avant qu'elle ne ruisselle.

t_r : Temps de ruissellement ou d'écoulement c'est le temps qui correspond à la durée d'écoulement de l'eau à la surface ou dans les premiers horizons de sol jusqu'à un système de collecte (cours d'eau naturel, collecteur).

t_a : Temps d'acheminement c'est le temps mis par l'eau pour se déplacer dans le système de collecte jusqu'à l'exutoire.

Le temps de concentration t_c est donc égal au maximum de la somme de ces trois termes, soit :

$$T_c = \max(T_h + T_r + T_a)$$

- Formule de GIANDOTTI :

$$T_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}}$$

A : Surface du bassin versant en [Km²] ;

L : longueur du talweg principale en [Km];

H_{moy} , H_{min} : respectivement la hauteur moyenne et minimale du B.V en [m].

A.N :

$$T_c = \frac{4\sqrt{14.677} + 1.5 * 3.37}{0.8\sqrt{411.59 - 50}} = 1.34 \text{ heure}$$

- Formule de CALIFORNIA :

$$T_c = \left(\frac{0.87 \cdot L^3}{H_{\max} - H_{\min}} \right)^{0,386}$$

A.N :

$$T_c = \left(\frac{0.87 \cdot 3.37^3}{1005 - 50} \right)^{0,386} = 0.27 \text{ heure}$$

- Formule de KIRPICH :

$$T_c = 0,6615 \cdot L_p^{0,77} \cdot i_{\text{moy}}^{0,385}$$

Avec :

L_p : Longueur du cours d'eau principal (km) ;

i_{moy} : Pente moyenne du bassin versant.

A.N :

$$T_c = 0,6615 \cdot 3.37^{0,77} \cdot 0,39^{0,385} = 1,17 \text{ heure}$$

- Formule de VENTURA :

$$T_c = 0,1272 \sqrt{\frac{A}{i_{\text{moy}}}}$$

A.N :

$$T_c = 0,1272 \sqrt{\frac{14.677}{0,39}} = 0.78 \text{ heure}$$

Les résultats des différentes méthodes sont présents dans le Tableau suivant :

Tableau IV.4 : Temps de concentration

<u>Formule</u>	<u>T_c (heure)</u>
<u>GIANDOTTI</u>	<u>1.34</u>
<u>CALIFORNIA</u>	<u>0.27</u>
<u>KIRPICH</u>	<u>1.17</u>
<u>VENTURA</u>	<u>0.78</u>

Pour des raisons de sécurité, on opte à la formule de KIRPICH car elle nous donne une valeur du temps de concentration la plus proche de la moyenne des autres formules c'est-à-dire :

$$T_c = 1.17 \text{ h}$$

VI.3) Vitesse moyenne de ruissellement:

Cette vitesse est donnée par la formule :

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

L : Longueur de talweg principal en [Km];

T_c : temps de concentration en [heure].

A.N:

$$V_R = \frac{3.37}{1.17} = 2.88 \text{ km/h}$$

Tableau IV.5: Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km ²	14.677
Périmètre		P	km	14.988
Longueur du thalweg principal		L	km	3.37
Indice de compacité		K _C	-	1.09
Coefficient d'allongement		Ca	-	0.77
Rectangle Equivalent	Longueur	L _r	km	4.2
	Largeur	l _r	Km	3.6
Altitude	Maximale	H _{max}	m	1005
	Moyenne	H _{moy}	m	411.58
	Médiane	H _{med}	m	418.98
	Minimale	H _{mi}	m	50
Indice de pente de B.V		I _m	m/km	378.87
Indice de pente de Roche		I _p	%	2.82
Indice de pente globale		I _g	%	14.68
Indice de pente moyenne		I _{pm}	%	2.27
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	2.87
Coefficient de torrentialité		C _t	-	6.62
Temps de concentration		T _c	h	7.28
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	1.47

III.4) La pluviométrie :

Aucune donnée d'observation directe n'est disponible au niveau du bassin versant de l'oued ARBIA, de cela on est mené à considérer les stations pluviométriques voisines ayant les similitudes altimétriques et pourvues d'un nombre satisfaisant des années d'observation.

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

Tableau IV.6 : L'identité de la station pluviométrique.

Station	Code	source	Coordonnées			Années de service	N
			X (km)	Y (km)	Z (m)		
Pont BOUCHET	140361	ANRH	950.25	402.8	3	1971	34

VI.5) Pluies maximales journalières :

Les pluies maximales journalières de rares fréquences sont des pluies génératrices des crues d'importants débits, contre lesquels il faut protéger l'ouvrage.

VI.5.1) Ajustement des pluies maximales journalières :

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide de logiciels "Hyfran".

Ajustement comparatif avec "Hyfran" :

On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières à la loi de Gumbel (doublement exponentielle), Galton (log normale), Gauss (normale) et à l'aide de logiciel Hyfran, avec une comparaison des graphes des droites de régression obtenues par les ajustements.

D'après les graphes d'ajustement, on a remarqué que les deux graphes de Gumbel et log normal et très proche mais la série s'ajuste mieux à la loi de log normal.

Les caractéristiques des échantillons, les tests d'adéquation des deux lois ainsi que l'homogénéité sont calculés directement à partir du logiciel.

La série est homogène, et la loi log normal donne un ajustement satisfaisant.

Tableau IV.7 : Les résultats de logiciel pour la série pluviométrique.

NOMBRE DE DONNEES	113	115
MINIMUM	23.6	23.6
MAXIMUM	115	115
MOYENNE	56	56
ECART TYPE	24.5	24.5
MEDIANE	51.3	51.3
COEFFICIENT DE VARIATION	0.437	0.437
COEFFICIENT D'ASYMETRIE	0.89	0.89
COEFFICIENT D'APLATISSEMENT	2.81	2.81

VI.5.1.1) Ajustement par la loi de GUEMBEL :

Ce papier porte en abscisse la fréquence au non dépassement et une échelle arithmétique de la valeur réduite Y.

L'ordonnée représente une échelle arithmétique de la variable étudiée.

T	q	XT	ECART TYPE	INTERVALLE DE CONFIANCE
10000	0.9999	221	32.2	158-284
2000	0.9995	190	26.7	138-243
1000	0.9990	177	24.3	129-225
200	0.9950	146	18.8	109-183
100	0.9900	133	16.5	101-183
50	0.9800	120	14.2	91.5-147
20	0.9500	102	11.1	80-123
10	0.9000	88	8.78	70.8-105
5	0.8000	73.7	6.5	60.9-86.4

CARACTERISTIQUE	DE LA POPULATION	DE L'ECHANTILLON
NOMBRE DE DONNEES		34
MINIMUM	AUCUN	23.6
MAXIMUM	AUCUN	115
MOYENNE	56	56
ECART TYPE	24.5	24.5
MEDIANE	52	51.3
COEFFICIENT DE VARIATION	0.437	0.437

COEFFICIENT D'ASYMETRIE	1.14	0.89
COEFFICIENT D'APLATISSEMENT	2.4	2.81

Résultat de la statistique : $X^2 = 2.71$.

p- value : $p = 0.7452$.

Degré de liberté : 5.

Nombre de classes : 8.

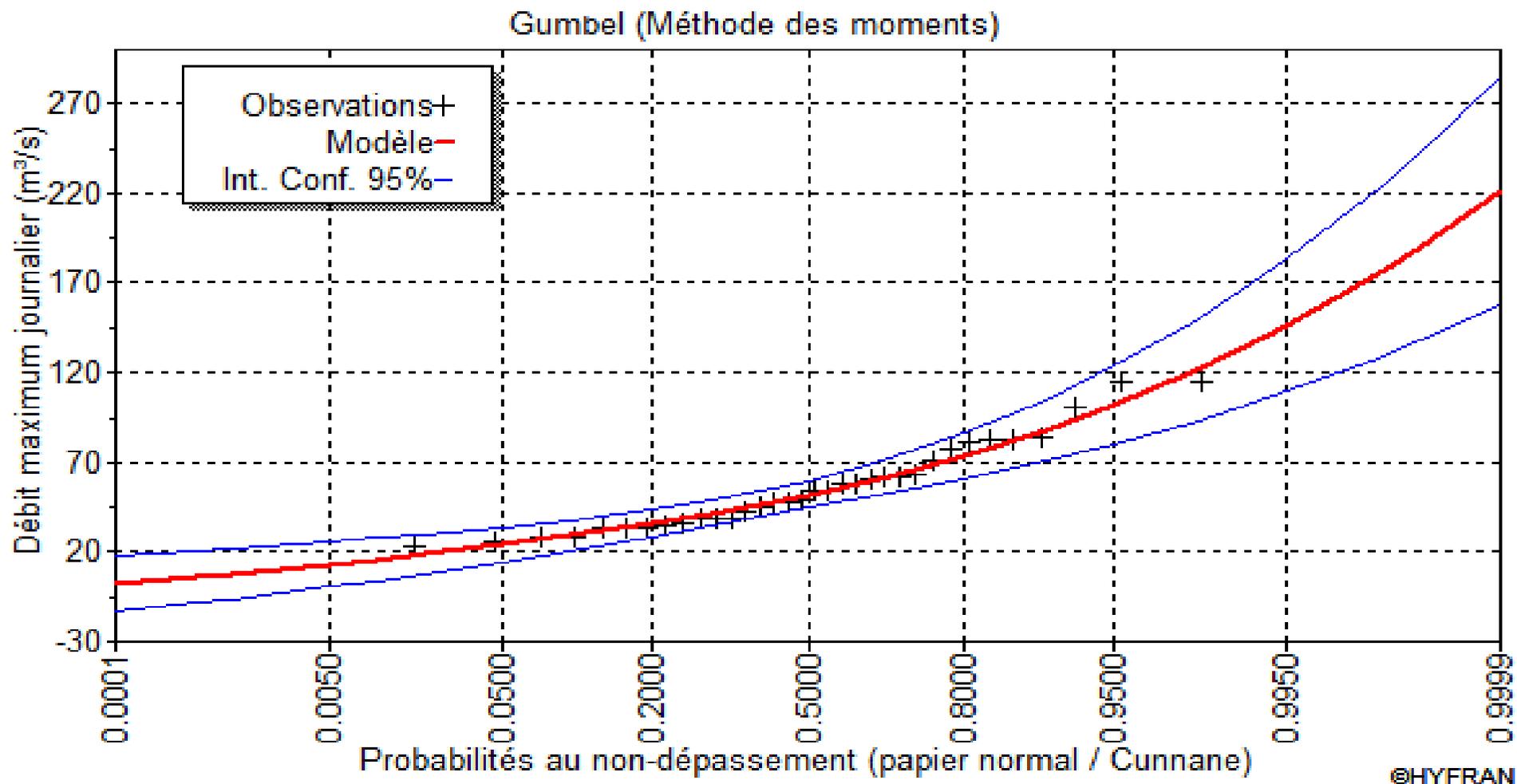


Figure III.6 : Ajustement par la loi de GUMBEL.

VI.5.1.2) Ajustement avec la loi de GAUSS : NORMALE

T	q	XT	ECART TYPE	INTERVALLE DE CONFIANCE
10000	0.9999	147	12	124-171
2000	0.9995	137	10.8	116-158
1000	0.9990	132	10.2	102-152
200	0.9950	119	8.84	97-129
100	0.9900	113	8.18	91.7-121
50	0.9800	106	7.49	83.6-109
20	0.9500	96.4	6.5	76.2-98.6
10	0.9000	87.4	5.71	67-86.3
5	0.8000	76.7	4.91	57.9-75.2

CARACTIRISTIQUE	DE LA POPULATION	DE A'ECHANTILLON
NOMBRE DE DONNEES		34
MINIMUM	AUCUN	23.6
MAXIMUM	AUCUN	115
MOYENNE	56	56
ECART TYPE	24.5	24.5
MEDIANE	56	51.3
COEFFICIENT DE VARIATION	0.437	0.437

COEFFICIENT D'ASYMETRIE	0	0.89
COEFFICIENT D'APLATISSEMENT	3	2.81

Résultat de la statistique : $T = 1.32$.

p- value : $p < 0.999$.

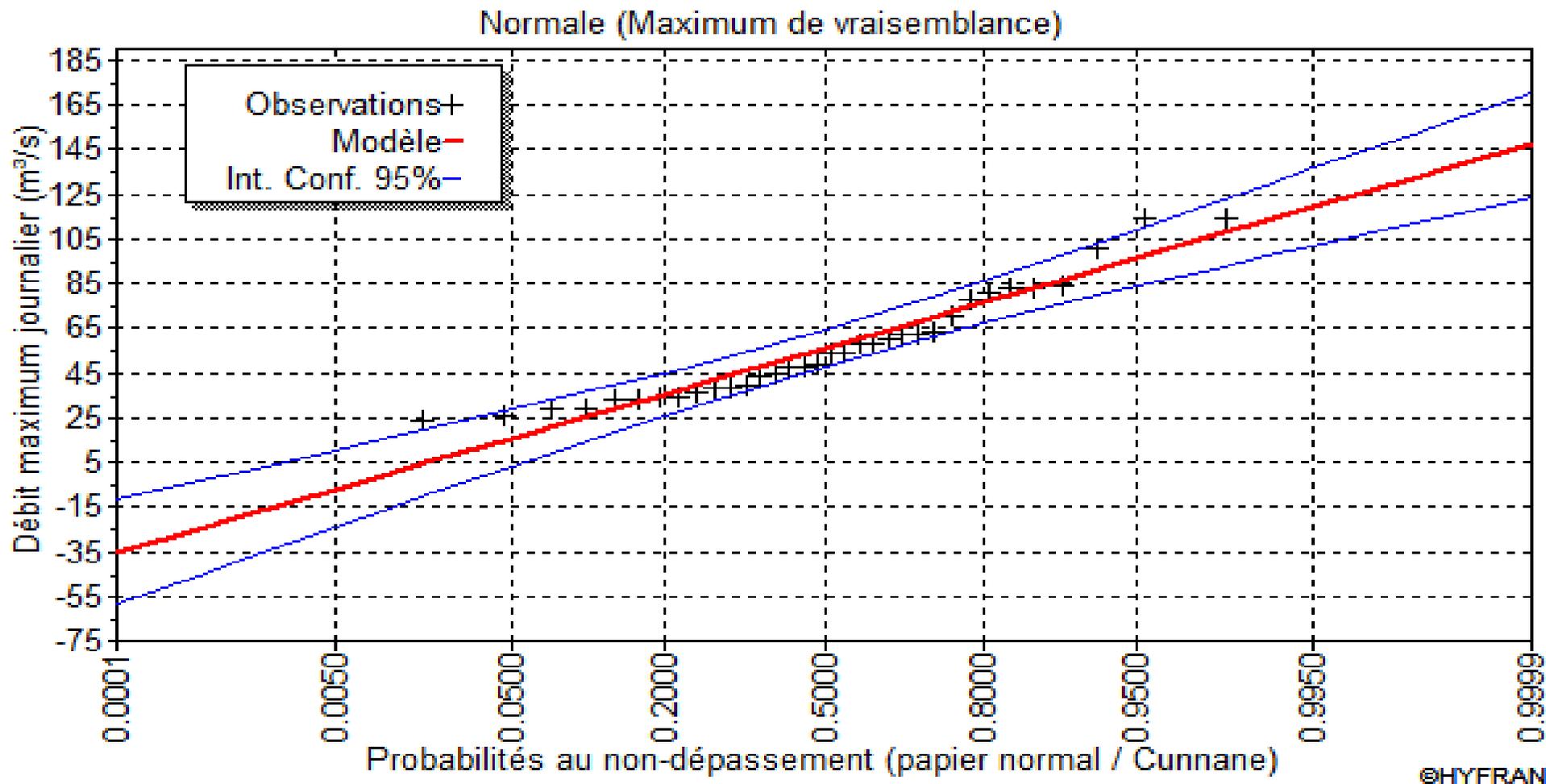


Figure IV. 7: Ajustement par la loi normale.

VI.5.1.3) Ajustement de GALTON : LOG NORMALE

T	Q	XT	ECART TYPE	INTERVALLE DE CONFAENCE
10000	0.9999	250	52.1	148-352
2000	0.9995	208	39.1	132-285
1000	0.9990	191	34	129-258
200	0.9950	154	23.6	107-200
100	0.9900	138	19.7	99.7-177
50	0.9800	123	16	91.6-154
20	0.9500	103	11.7	80.5-126
10	0.9000	88.5	8.79	71.3-106
5	0.8000	73.4	6.27	61.1-85.7

CARACTERISTIQUE	DE LA POPULATION	DE L'ECHANTILLON
NOMBRE DE DONNEES		34
MINIMUM	0	23.6
MAXIMUM	AUCUN	115
MOYENNE	56.1	56
ECART TYPE	25.1	24.5
MEDIANE	51.3	51.3
COEFFICIENT DE VARIATION	0.446	0.437

COEFFICIENT D'ASYMETRIE	1.43	0.89
COEFFICIENT D'APLATISSEMENT	6.83	2.81

Résultat de la statistique : $T = 1.82$.

p- value : $p < 0.999$.

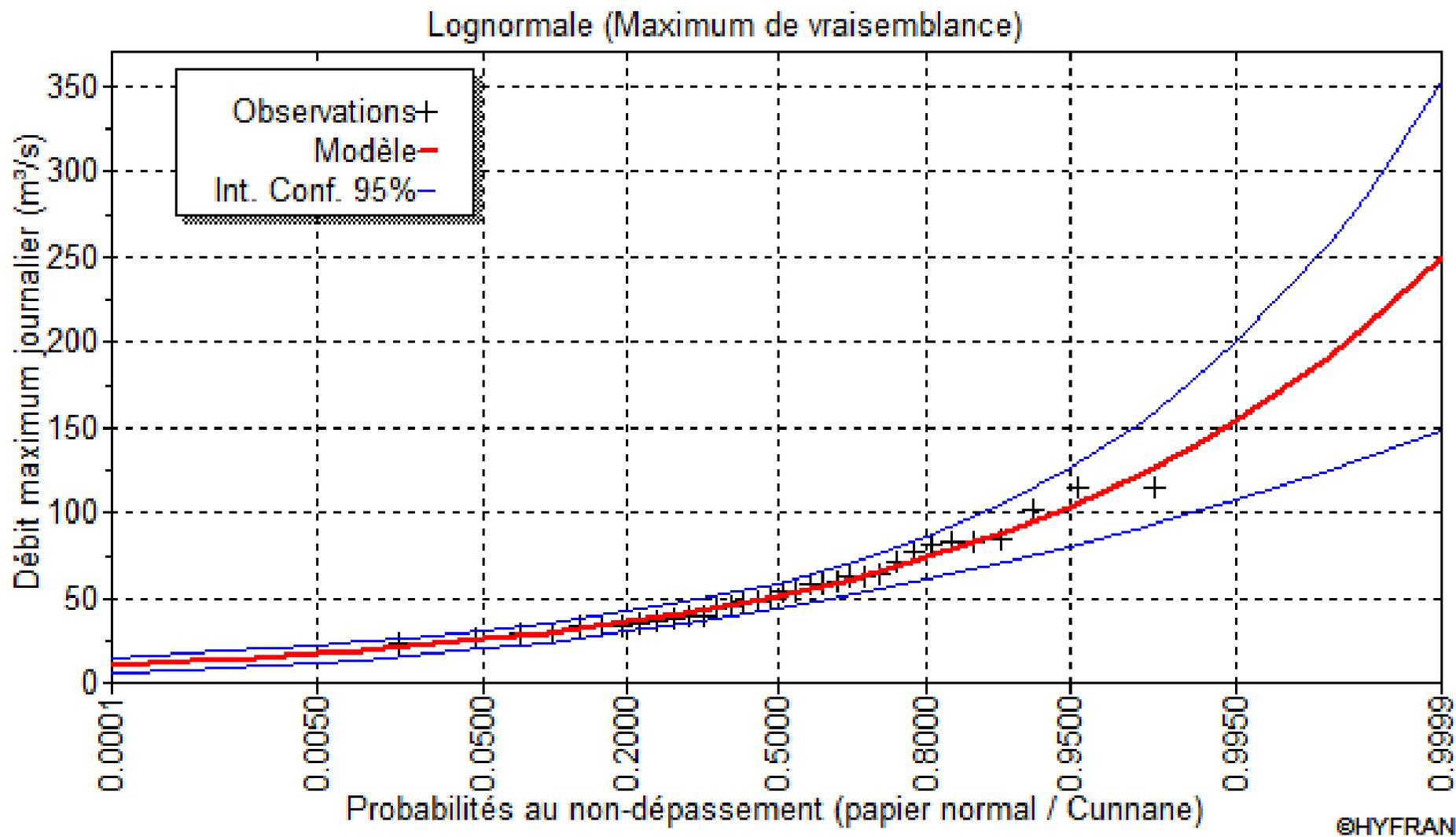


Figure IV.8 : Ajustement par la loi log normale.

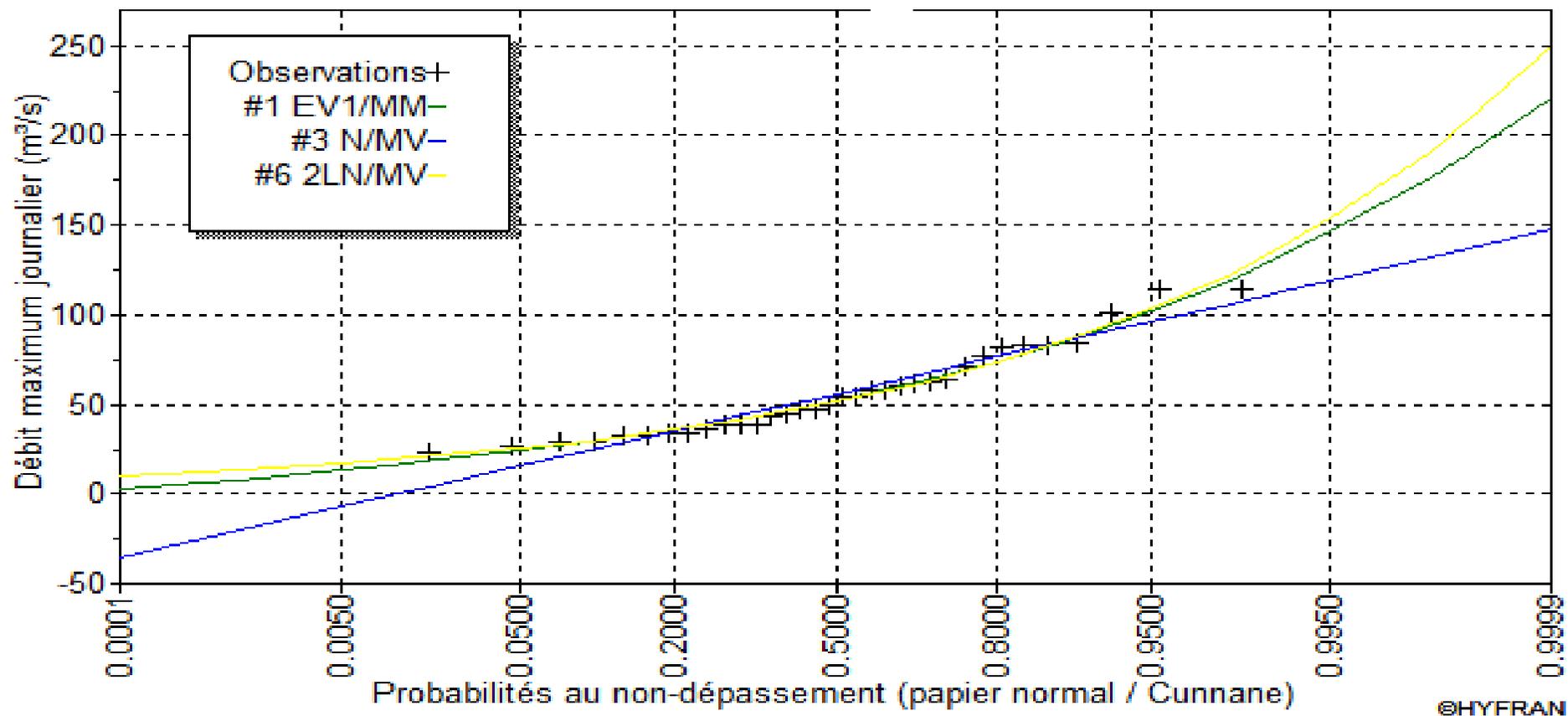


Figure IV.9 : Comparaison entre les résultats des lois d'ajustement.

La loi d'ajustement la mieux adéquate est la loi de **Log Normale**.

VI.5.2) La pluie de courtes durées et l'intensité :

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

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

P_t : Pluie d'une durée (t) pour une fréquence voulue (mm).

P_{maxj} : Pluie maximale journalière pour la même fréquence (mm).

t : durée de la pluie (heures).

b : Exposant climatique (donnée).= 0.22

Intensité des pluies est donnée par la formule suivante : **I=P_t/t**

La pluie et l'intensité de pluie d'un pas de temps voulu pour une fréquence voulue sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.8: Les pluies de courte durée.

PLUIS	250	191	138	123	103	88,5	73,4
FREQUENCE	0,01	0,1	1	2	5	10	20
PERIODE	10000	1000	100	50	20	10	5
TEMPS	P%	P%	P%	P%	P%	P%	P%
1,00	124,25	94,93	68,59	61,13	51,19	43,98	36,48
1,17	128,50	98,17	70,93	63,22	52,94	45,49	37,73
3,00	158,22	120,88	87,34	77,84	65,19	56,01	46,45
6,00	184,28	140,79	101,72	90,67	75,92	65,24	54,11
9,00	201,48	153,93	111,22	99,13	83,01	71,32	59,15
2,00	214,64	163,99	118,48	105,60	88,43	75,98	63,02

15,00	225,44	172,24	124,44	110,92	92,88	79,81	66,19
18,00	234,67	179,29	129,54	115,46	96,68	83,07	68,90
21,00	242,76	185,47	134,00	119,44	100,02	85,94	71,28
24,00	250,00	191,00	138,00	123,00	103,00	88,50	73,40

Tableau IV.9 : L'intensité.

PLUIS	250	191	138	123	103	88,5	73,4
FREQUENCE	0,01	0,1	1	2	5	10	20
PERIODE	10000	1000	100	50	20	10	5
TEMPS	$I_{p\%}$						
1,00	124,25	94,93	68,59	61,13	51,19	43,98	36,48
1,17	109,83	83,91	60,62	54,03	45,25	38,88	32,25
3,00	52,74	40,29	29,11	25,95	21,73	18,67	15,48
6,00	30,71	23,47	16,95	15,11	12,65	10,87	9,02
9,00	22,39	17,10	12,36	11,01	9,22	7,92	6,57
12,00	17,89	13,67	9,87	8,80	7,37	6,33	5,25
15,00	15,03	11,48	8,30	7,39	6,19	5,32	4,41
18,00	13,04	9,96	7,20	6,41	5,37	4,62	3,83
21,00	11,56	8,83	6,38	5,69	4,76	4,09	3,39
24,00	10,42	7,96	5,75	5,13	4,29	3,69	3,06

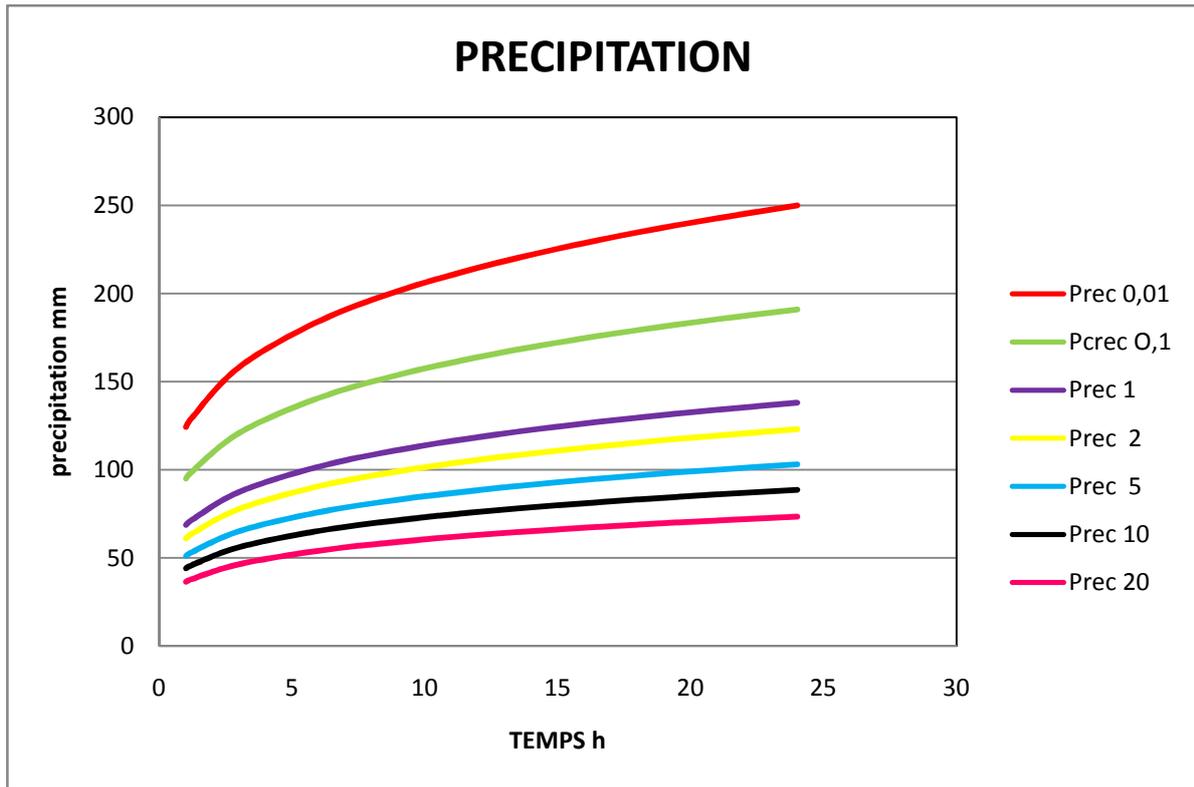


Figure IV.10 : Pluie de courte durée.

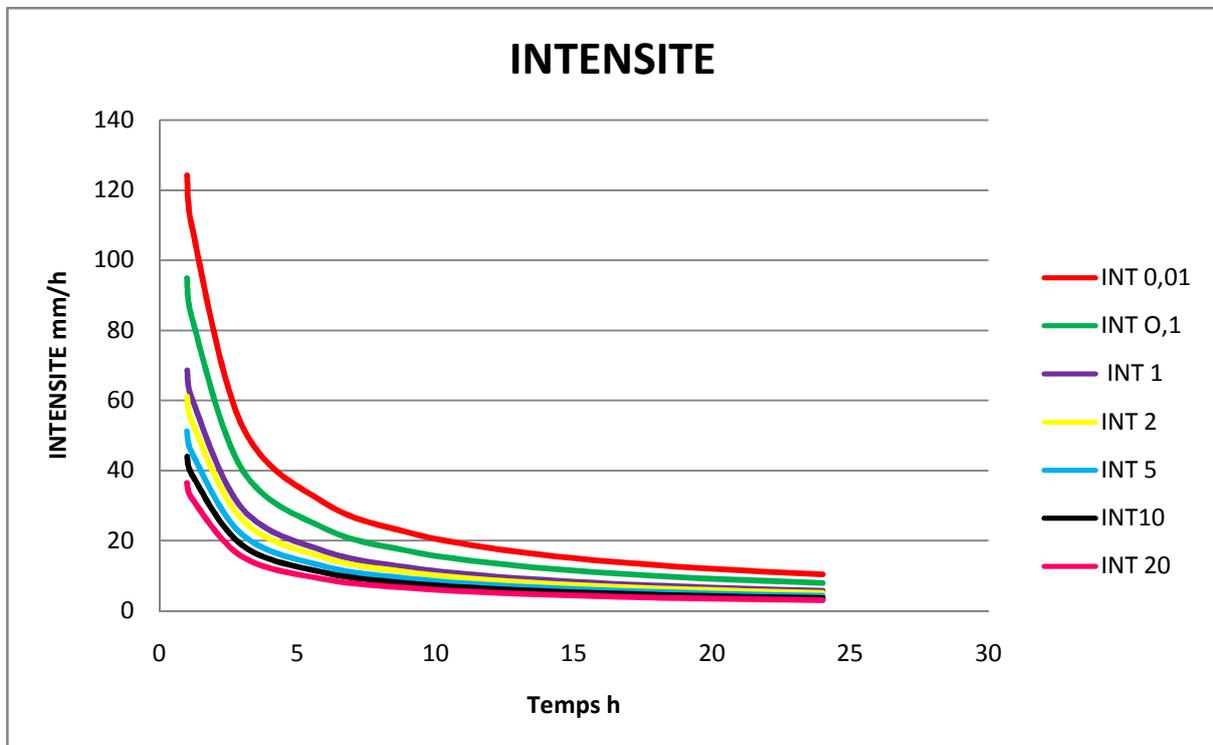


Figure IV.11 : Courbe intensité en fonction de temps.

VI.6) Etudes des apports :

A base de manque de séries hydrométriques au niveau du talweg principal, les apports seront estimés à partir des formules empiriques.

VI.6.1) Apports liquides : Apport moyen interannuel (A_0) :

Différentes formules empiriques sont utilisées pour le calcul de l'apport moyen annuel A_0 .

A) Formule de l'ANRH :

On a :

$$A_{\text{moy}} = 0,915 \cdot P_{\text{moy}}^{2,684} \cdot S^{0,842} \quad [10^6 \text{ m}^3]$$

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

S : Superficie du bassin versant [Km^2].

AN :

$$A_0 = 0,915 \cdot 0,2172^{2,684} \cdot 14,677^{0,842} = 10,1458 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

B) Formule de MEDINGUER :

On a :

$$L_e = 1,024 (P_{\text{moy}} - 0,26)^2$$

L_e : Lamme d'eau écoulée [mm].

P : Pluie moyenne annuelle [m].

AN :

$$L_e = 1,024 \cdot (0,2172 - 0,26)^2 = 1,88 \text{ mm}$$

On a encore :

$$A_0 = L_e \cdot S = 1,88 \cdot 10^{-3} \cdot 14,677 \cdot 10^6 = 0,025 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

D) Formule de SAMIE :

$$L_e = P_{\text{moy}}^2 (293 - 2,2\sqrt{S})$$

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

S : Surface du bassin versant en [km²] ;

L_e : Lamme d'eau écoulée en [mm].

A.N :

$$L_e = 0,2172^2 (293 - 2,2\sqrt{15}) = 13,42 \text{ mm}$$

$$A_0 = L_e \cdot S = 13,42 \cdot 10^{-3} \cdot 14,677 \cdot 10^6 = 0,197 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

E) Formule de Mallet – Gauthier :

$$L_e = 0,6 \cdot P_{\text{moy}} (1 - 10^{-0,36 \cdot P_{\text{moy}}^2})$$

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

L_e : Lamme d'eau écoulée en [m].

A.N :

$$L_e = 0,6 \cdot 0,2172 (1 - 10^{-0,36 \cdot 0,2172^2}) = 0,608 \text{ m}$$

$$A_0 = L_e \cdot S = 0,608 \cdot 14,677 \cdot 10^6 = 1,23 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le Tableau suivant :

Tableau IV.10 : L'Apport moyenne interannuelle.

SAMI	0.197 Mm ³
MALLET-GAUTHIER	1.23 Mm ³
ANRH	0.145 Mm ³
MEDINGUER	0.028 Mm ³

$$A_{0\text{moy}} = (0.197 + 1.23 + 0.145 + 0.028) / 4 = 0.2$$

D'après les résultats des différentes méthodes qui varient d'une méthode à une autre, on opte l'apport moyen annuel donné par la formule de SAMIE qui nous parait la plus réaliste et plus récente car elle est proche la valeur moyenne donc on adopte pour $A_0 = 0.2 \text{ Mm}^3$.

VI.6.2) Caractéristiques de l'écoulement :

a) Module de l'écoulement :

Il est donnée par $Me = A_0 / T$

A_0 : Apport moyen annuel (mm).

T : Temps d'une année en secondes $T = 3.1536 \cdot 10^7 \text{ s}$

$$\text{AN : } Me = 6.25 \text{ l/s.}$$

b) Module de l'écoulement relatif :

On a : $Mer = Me / S_{bv}$.

Me : Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km²).

$$\text{AN : } M_{er} = 0.43 \text{ l/s/km}^2.$$

c) Lame d'eau écoulée :

$$L_e = A_0/S_{BV}.$$

$$\text{AN : } L_e = 13.43 \text{ mm}$$

d) Coefficient de l'écoulement:

Il est donné par : $C_e = L_e / P_{moy}$

$$\text{AN : } C_e = 0.062$$

e) 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.

1-/ Formule de SOKOLOVSKY :

$$C_v = 0.89 - 0.29 \log M_{er} - 0.063 \log (S + 1)$$

M_{er} : Module de l'écoulement relatif.

$$\text{AN : } C_v = 0.82.$$

2-/ Formule d'OURKGUIP ROVODKHOZ:

$$C_v = \frac{0,7}{(M_{er})^{-0,127}}$$

$$\text{AN : } C_v = 0.63.$$

3-/ Formule de L'ANTONOV :

$$C_v = 0.7 / (S + 1000)^{0.097}$$

$$\text{AN : } C_v = 0.35.$$

4-/ Formule de KRISTEKLY MENKEL:

$$C_v = 0.83 / (S^{0.06} \cdot M_{er}^{0.27})$$

M_{er} : module de l'écoulement relatif.

$$\text{AN : } C_v = 1.02.$$

Formule	C _v
SOKOLOVSKY	0.82
OURKGUIPROVODKHOZ	0.63
L'ANTONOV	0.35
KRISTEKLY MENKEL	1.02

Le coefficient de variation moyen calculé à base des formules empiriques sera donc :

$$C_v = 0.72$$

La valeur à prendre est la valeur calculée à partir de la formule d'OURKGUIPROVODKHOZ.

VI.7) Irrégularité des apports :

VI.7.1) Estimation fréquentielle des apports

L'estimation fréquentielle des apports peut être envisagée par l'application d'une loi de distribution PEARSON III qui est donnée comme suit :

$$A_{p\%} = \bar{A} * (F_{p\%} \cdot C_v + 1)$$

A_{p%} : Apport de fréquence donnée.

\bar{A} : Apport moyen annuel (Mm³).

FP% : Fonction RYBKINE-FAUSTER qui tabulée en fonction de C_v, C_s et P%.

C_v : Coefficient de variation.

C_s : Coefficient d'asymétrie.

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant.

Tableau IV.11 : Les Apports fréquentiels :

Période de retour	5/4	10	100	1000
Fréquence (%)	80	10	1	0.1
Fonction	-0.833	1.33	3.29	6.94
Apport (%) (Hm³)	0.0788	0.3856	0.6636	1.1813

VI.7.2) Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%.

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a : $A_{80\%} = 0.079 \text{Mm}^3$

Tableau IV.12 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%. (Mm³)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	total
Ap	0,654	5,427	17,38	17,042	14,14	8,90	8,660	5,053	1,931	0,375	0,015	0,060	79,64
Ap%	0,822	6,815	21,823	21,397	17,75	11,17	10,873	6,345	2,424	0,471	0,018	0,075	100

VI.8) Etude des crues :

Une crue est un phénomène hydrologique qui s'exprime par une pulsation brutale dans le niveau des eaux d'un cours d'eau. Elle produit des débits exceptionnels dépassant largement les normes habituelles. Autrement dit, un cours d'eau est considéré en crue lorsque son débit dépasse une valeur de faible probabilité.

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

Les paramètres définissant une crue est:

- 1- Le débit maximum de la crue (débit de pointe).
- 2- Le volume de la crue.
- 3- Le temps de base.

Pour déterminer le débit de pointe probable de la crue il y a des différentes formules empiriques.

VI.8.1) Les Formules empiriques pour la détermination de la crue:

-1/ Formule de MALLET-GAUTHIER :

Elle est exprimée par la relation:

$$Q_{\max} = 2k \log(1 + A P_{\text{moy}}) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log S}$$

Avec:

$Q_{\max\%}$: débit maximum pour une fréquence donnée (m^3/s).

A: constante du bassin versant (20-30) adoptons $A=20$

P_{moy} : pluie moyenne annuelle (374mm).

S : la superficie du bassin versant (39 km^2).

L : longueur du talweg principal (10,69km).

K : constante dépendant des caractéristiques du bassin k (1-3)

On prend $k=1$.

T : période de retour.

$$Q_{\max,p\%} = \frac{2 \cdot 1 \cdot \log(1 + 20 \cdot 0,2172) \cdot 14.677 \cdot \sqrt{1 + 4 \log T - \log 14.677}}{\sqrt{3 \cdot 37}} = 11.64 \cdot \sqrt{4 \log T - 0,17}$$

Ces valeurs sont consignées dans le tableau suivant :

Tableau IV.13 : Débit de pointe d'après Mallet- Gauthier :

Période retour	5	10	20	50	100	1000	10000
$Q_{\max p\%}$	18.86	22.78	26.12	29.96	32.57	40.04	46.31

-2/ Formule de SOKOLOVSKI:

Sokolovski considère que l'hydrogramme de crue présente deux branches de courbe, l'une pour la montée et l'autre pour la décrue, chacune d'elle à sa propre équation.

Le débit maximum probable ($Q_{\max p\%}$) est donnée par la formule de Sokolovski:

$$Q_{\max,p\%} = \frac{0.28 \cdot (P_{ct} - H_0) \cdot \alpha p\% \cdot F \cdot S}{T_c}$$

S : Superficie du bassin (Km²).

T_c : temps de concentration (h).

P_{ct} : pluie fréquentielle de courte durée correspondant au temps de concentration.

H_0 : Perte initiale $H_0 = 7\text{mm}$.

$\alpha p\%$: Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée

Avec:

$$\alpha p\% = \frac{\sqrt{P_{ct}\%} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{P_{ct}\%} + \sqrt{H_0}}$$

F: Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue. $F = \left[\frac{12}{(4 + 3\gamma)} \right]$

Tableau IV.14 : Valeurs de γ en fonction de bassin versant.

Condition	γ
Surface du B.V compris entre 1 et 50 km ²	$\gamma = 2$
Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable	$2 \leq \gamma \leq 2.5$
Pour un bassin boisé	$3 \leq \gamma \leq 4.$

On prend : $\gamma=2 \Rightarrow$ Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable.

D'où F=1,2.

Les résultats de calcul du débit ($Q_{\max p\%}$) sont inscrits dans le tableau suivant:

Tableau IV.15 : Récapitulatif des résultats de la formule de Sokolovsky.

Période retour	5	10	20	50	100	1000	10000
$P_{ct}(\text{mm})$	37.73	45.49	52.94	63.22	70.93	98.17	128.50
$\alpha p\%$	0.40	0.44	0.47	0.50	0.52	0.58	0.62
$Q_{\max p\%} (\text{m}^3/\text{s})$	51.75	71.30	90.90	118.34	139.96	222.62	317.14

-3/ Formule de TERRAZA:

On a :

$$Q_{\max, p\%} = \frac{\alpha P\% \cdot I_t \cdot S}{3.6}$$

S : Superficie du bassin versant (Km²).

$\alpha P\%$: Coefficient de ruissellement en fonction de la probabilité donnée.

I_t : Intensité des pluies pour une fréquence donnée correspondant au temps de concentration (mm/h).

Tableau IV.16: Récapitulatif des résultats de la formule Terraza.

Fréq (%)	20	10	5	2	1	0.1	0.01
$\alpha p\%$	0.40	0.44	0.47	0.50	0.52	0.58	0.62
I_{tc}	32.25	38.88	44.63	54.03	60.62	93.91	109.83
$Q_{maxp\%}$ (m^3/s)	52.63	69.80	85.58	110.22	128.61	222.23	277.83

On regroupe tous les résultats, de chaque méthode dans le tableau suivant:

Tableau IV.17 : Récapitulatif des résultats de débit de crue

PERIODE	5	10	20	50	100	1000	10000
Mallet – Gauthier	18.86	22.78	26.12	29.96	32.57	40.04	46.31
Sokolovsky	51.75	71.30	90.90	118.34	139.96	222.62	317.14
Terraza	52.63	69.80	85.58	110.22	128.61	222.23	277.83

L'analyse des résultats obtenus par les trois formules montre qu'il n'y pas de grandes différences constatées, on prendre le débit de la formule du SOKOLOVSKY puisque il est d'usage très répandue chez les hydrologies du nord d'Afrique.

VI.8.2) Hydro gramme de crues :

L'hydrogramme d'une crue simple fait apparaître cinq secteurs:

- 1 - une période de montée.
- 2 - la pointe de la crue.
- 3 - la courbe de décrue.

4 - la courbe de tarissement.

5 - le débit de base.

Pour tracer l'hydrogramme de crue, on doit suivre la méthode de SOKOLOVSKI qui divise l'hydro gramme en deux parties non symétriques, une est calculée à partir du temps de montée et l'autre à partir du temps de la décrue.

➤ Pour la montée de la crue :

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

➤ Pour la décrue :

$$Q_d = Q_{\max} \left[\frac{(t_d - t)}{t_d} \right]^y$$

Où :

t_m : Temps de montée de la crue ($t_m = t_c = 1.17h$).

t_d : temps de la décrue ($t_d = \delta \cdot t_m$).

x, y : puissances des courbes ($x=2$; $y=3$).

δ : Coefficient qui dépend des caractéristiques du bassin versant.

Tableau IV.18 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ .

Condition	Δ
petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2 à 2,5
petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales.	3 à 4
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4 à 7

Pour notre bassin $\delta=2,5$

$$\text{A.N : } t_d = \delta * t_m = 2,5 \cdot 1,17 = 3 \text{ heures.}$$

Les résultats obtenus pour les différentes fréquences sont représentés dans le Tableaux suivant

Tableau IV.19: Débits fréquentiels pour tracer l'hydrogramme de crue.

Temps (h)	Période de retour (ans)						
	5	10	20	50	100	1000	10000
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	1,51	2,08	2,66	3,46	4,09	6,51	9,27
0,40	6,05	8,33	10,62	13,83	16,36	26,02	37,07
0,60	13,61	18,75	23,91	31,12	36,81	58,55	83,40
0,80	24,19	33,33	42,50	55,33	65,44	104,08	148,27
1,00	37,80	52,09	66,40	86,45	102,24	162,63	231,68
1,17	51,75	71,30	90,90	118,34	139,96	222,62	317,14

Tps (h)	Période de retour (ans)						
	5	10	20	50	100	1000	10000
0,30	37,73	51,98	66,27	86,27	102,03	162,29	231,20
0,60	26,50	36,51	46,54	60,59	71,66	113,98	162,38
0,90	17,75	24,46	31,18	40,59	48,01	76,36	108,78
1,20	11,18	15,40	19,63	25,56	30,23	48,09	68,50
1,50	6,47	8,91	11,36	14,79	17,50	27,83	39,64
1,80	3,31	4,56	5,82	7,57	8,96	14,25	20,30

2,10	1,40	1,93	2,45	3,20	3,78	6,01	8,56
2,40	0,41	0,57	0,73	0,95	1,12	1,78	2,54
2,70	0,05	0,07	0,09	0,12	0,14	0,22	0,32
3,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,30	37,73	51,98	66,27	86,27	102,03	162,29	231,20

Les hydro-grammes de crues sont représentés par la figure suivante :

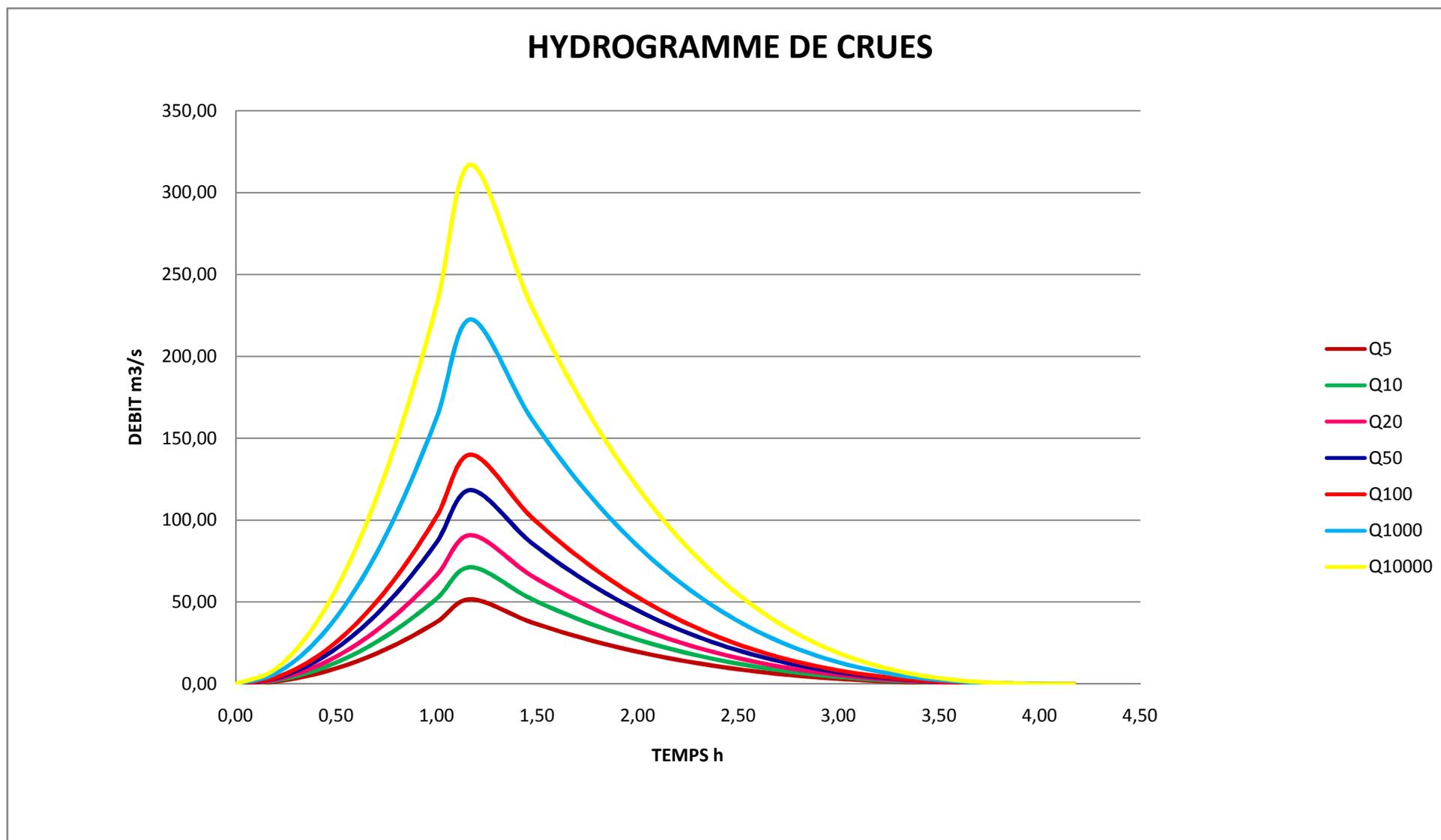


Figure IV.12 : Hydrogramme de crue.

VI.8.3) Choix de fréquence de la crue du projet :

La crue de projet est la crue de plus faible fréquence entrant dans la retenue. Elle est prise en compte pour déterminer le niveau des plus hautes eaux. Donc la hauteur du barrage, et pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues, en intégrant les possibilités du laminage.

Souvent la crue de projet considérée est la crue du débit de pointe maximal, mais il n'est pas toujours certain que cette crue soit la plus défavorable pour le calcul de l'évacuateur de crues ; une crue moins pointue, mais plus étalée pourrait être plus défavorable. La période de retour minimale préconisée pour cette crue est comprise entre (100 et 1000 ans).

Le choix de la période de retour dépend du risque induit par la rupture du barrage. Cependant le risque global est lié aussi à la vulnérabilité de la vallée en aval (occupation de la zone susceptible d'être inondée en cas de rupture). Lorsque le barrage intéresse la sécurité publique la période de retour ne devra en aucun cas être inférieure à 1000 ans.

L'estimation de la crue de projet résulte non seulement de l'influence des facteurs hydrologiques sur le projet lui-même et du coût de l'ouvrage, mais également du risque potentiel de rupture du barrage sur la vie des personnes et sur les pertes économiques résultant de cette rupture.

Autrement dit, il s'agit de chercher un compromis optimum entre l'aspect économique de la construction et les risques en cours à l'aval. On se reporte alors, aux recommandations du comité national Australien des grands barrages.

Plusieurs comités et écoles ont donné des recommandations pour le choix de la crue de projet, on site :

- ◆ Le comité national Australien des grands barrages (CNAGB).
- ◆ Le C.T.G.R.E.F.

Il existe plusieurs méthodes pour la détermination de la crue de projet tel que :

- ◆ Méthode du GRADEX (gradient exponentiel).
- ◆ Méthode PMP-PMF (pluie maximum probable-débits maximum probable).

Le comité Australien des grands barrages donne les recommandations suivantes :

Tableau IV.20 : Critères de choix du débit de crue.

Dommages élevés	Dommages importants	Dommages faibles
Pertes de vie envisagées en raison de la fréquence de la population ou d'autre centre d'activité à l'aval.	Pas de pertes de vies envisagées mais la possibilité existe toute fois. Pas de développement urbain et nombre limité d'édifices à l'aval.	Pas de pertes de vies envisagées.
Pertes économiques considérables (dommages des entreprises industrielles, commerciales ou agricoles, des édifices publics, des centres d'habitation et au barrage lui même et à d'autres réservoirs à l'aval).	Pertes économiques appréciables. Dommages des édifices publics importants, au barrage lui-même et à d'autres réservoirs à l'aval.	Pertes économiques minimales. Bâtiments agricoles, terres et chemin vicinaux.
Le barrage est essentiel à l'activité économique et les réparations ne sont pas possibles.	Réparation possible du barrage. Disponibilité des sources de secours pour la fourniture en eau ou en électricité.	Réparation du barrage possible, pertes indirectes faibles.

Tableau IV.21: 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

Pour la détermination de la crue de projet, on doit tenir compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations superficie–perméabilité...etc.)

On doit calculer l'indice global "I_g" qui est lié à tous ces paramètres tel que :

$$I_g = I_a \times I_d \times I_r .$$

I_a : représente la somme des indices mineurs (intensité des crues et les difficultés topographiques).

I_d : représente la somme des indices des difficultés géologiques et géotechniques).

I_r : représente les risques.

Si le risque est faible (degré 01), on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.

Si le risque est moyen ou modérée (degré 02), on dimensionne pour la crue centennale avec vérification avec la crue centennale et parfois millénaire.

Si le risque est élevé (degré 03), la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire.

Pour notre cas, on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé (site éloigné des zones urbaines- volume d'emménagement relativement faible), donc on accepte un risque moyen (degré 01) et on opte pour la crue centennale avec une vérification avec la crue millénaire.

$$\text{D'où : } Q_{\text{crue projet}} = 139.96 \text{ m}^3/\text{s}$$

Pour la crue des travaux, nous adoptons une crue de période de retour (T = 20ans)

$$Q_{\text{crue travaux}} = 90.90 \text{ m}^3/\text{s}$$

VI.8.4) Apports solides :

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

Formule de TEXERON :

Cette formule peut nous donner l'apport solide moyen annuel en suspension par :

$$T_s = \alpha \cdot L_e^{0,15}$$

T_s : apport annuel de transport solide en suspension (t/Km²/an).

L_e : lame d'eau écoulée (mm)

α : coefficient dépend de la perméabilité du site, pour un bassin versant de perméabilité moyennement faible $\alpha=70$.

A.N : $T_s = 103.3382 \text{ t/km}^2/\text{an}$.

✚ **Le débit solide :** $Q_s = T_s \cdot S = \alpha (Le)^{0.15} S$.

A.N : $Q_s = 1516.6948 \text{ T/an}$

✚ **Le volume mort :**

$$V_{mort} = (1,05 \div 1,10) \frac{T \cdot Q_s}{\gamma_s}$$

T : délai de service en années. (100 ans)

$\gamma_s = 1,6 \text{ T/m}^3$: poids spécifique des sédiments.

A.N : $V_{mort} = 0.099533 \text{ Mm}^3$.

D'où le niveau mort (de l'envasement) de la retenue est $NVM = 60 \text{ NGA m}$.

VI.9) Régularisation des débits :

La régularisation des débits permet de déterminer la meilleure façon de la restitution des eaux stockées. Le but est donc de satisfaire la demande en aval, que se soit en eau potable, en irrigation, pour la production de l'énergie électrique ou encore pour la navigation (grands barrages).

Différents types de régularisation sont utilisés:

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

*- L'apport (A 80% Hm^3).

- *-La consommation totale (Hm³).
- *-Les infiltrations et l'évaporation.
- *-Les courbes caractéristiques de la retenue.

La régularisation saisonnière est effectuée lorsque les apports sont supérieurs à la demande.

VI.9.1) Répartition mensuelle des besoins :

La répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation obtenue auprès de l'ANRH est donnée dans le tableau suivant :

Tableau IV.22 : Répartition mensuelle des besoins.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
U _{80%} *1000m ³	9	59	76	312	495	452	158	10	6	0	0	0

VI.9.2) Courbes «Hauteur - capacité - surface» :

La cote minimale relevée est 42.90 mNGA et la cote maximale est 72.50 mNGA, soit une hauteur de 29.60m.

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i - S_{i+1}}{2} \Delta H$$

Avec :

S_i: surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i en m².

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

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

ΔV : volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives en m³

Le tableau suivant donne les coordonnées des courbes (Hauteur – Capacité – Surface).

Tableau IV.23: Cordonnées des courbes hauteur- capacité.

Cotes	Surfaces *1000m ²	surface moyenne	ΔH	volume partiel*1000m ²	volume cumulé
51.85	0	0.526	0.15	5.263	0
52.5	1.052				5.263
		3.684	2.5	7.392	
55	6.315				12.632
		11.842	2.5	18.947	
57.5	17.368				31.579
		21.316	2.5	57.894	
60	25.263				89.473
		31.053	2.5	78.948	
62.5	36.842				168.421
		43.684	2.5	95.739	
65	50.526				263.157
		60.526	2.5	189.475	
67.5	70.526				452.632
		80.000	2.5	178.946	
70	89.474				631.578
		98.421	2.5	178.948	
71.5	107.368				810.526

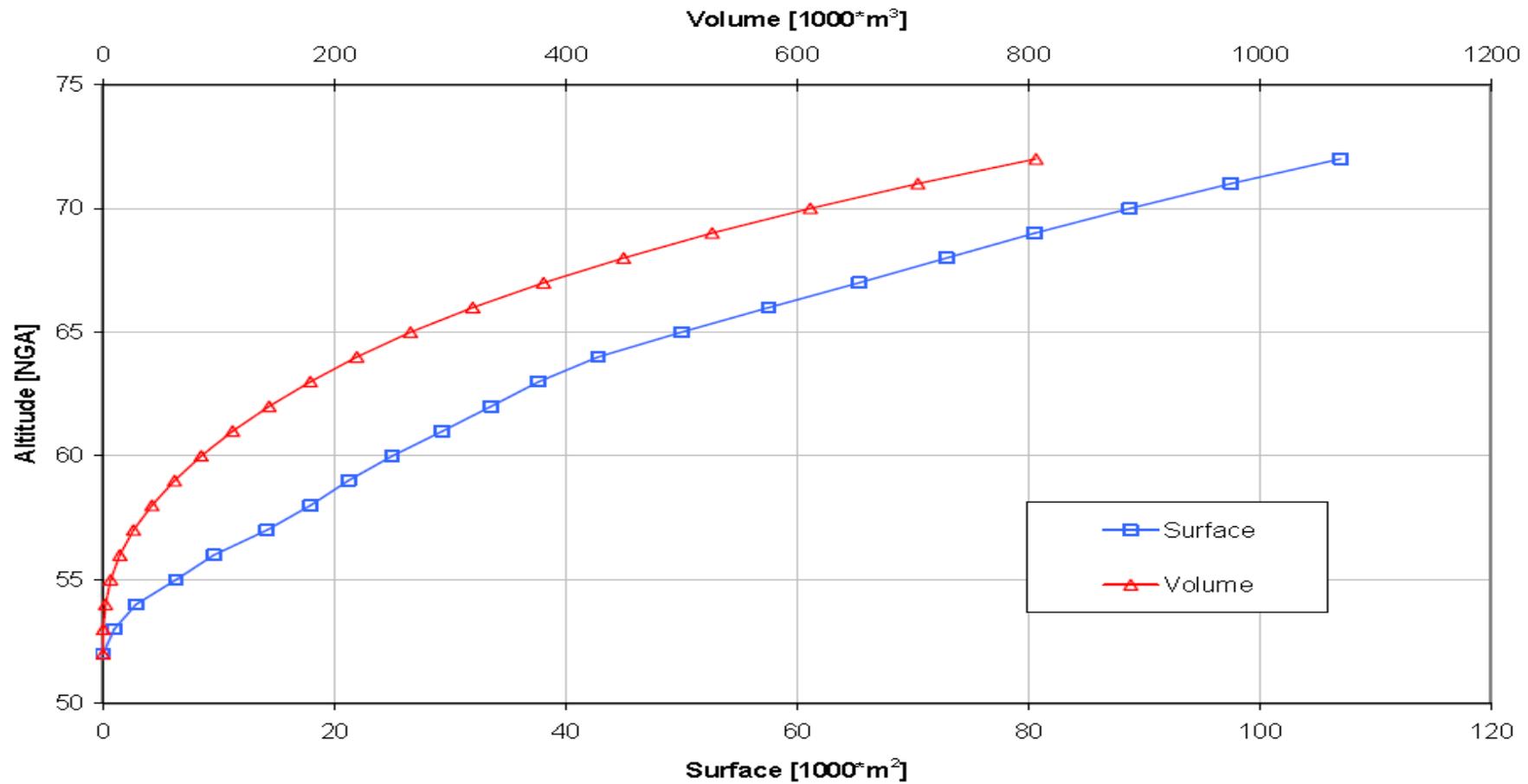


Figure IV.13: Courbe de capacité hauteur.

VI.9.3) Calcul du volume utile :

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

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

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 " V_s " et " V_d ".
- Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.

La période à bonne hydraulicité est celle du mois de novembre jusqu'au mois de mai.

VI.9.3.1) Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes:

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

$$V_s = 0,532 \text{ Mm}^3$$

$$V_d = 0,526 \text{ Mm}^3$$

Donc : la retenue fonctionne à un seul temps.

$$\mathbf{D'ou : } V_u = V_d \quad \mathbf{Alors : } V_u = \mathbf{0,526M m^3}.$$

Le volume de la retenue normale sera :

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

Avec :

V_u : volume utile de la régularisation sans pertes.

V_{rf} : volume de remplissage final.

V_{ri} : volume de remplissage initial.

S : volume excédentaire à évacuer.

$$V_{\text{NNR}} = 0,526 + 0,0947 = \mathbf{0.6210 Mm^3}$$

Tableau IV.34 : régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en Hm³.

Mois	W80% Mm3	U80% Mm3	W-U Mm3	1 ^{ère} consigne d'exploitation			2 ^{ème} consigne d'exploitation		
				Vrf Mm3	Vri Mm3	S Mm3	Vrf Mm3	Vri Mm3	S Mm3
Avril	0.155	0.010	+0.145	0.095	0.095	0	0.095	0.095	0
				0.240	0.240	0	0.240	0.234	0.006
Mai	0.055	0.006	+0.049	0.289	0.289	0	0.283	0.283	0
				0.294	0.294	0	0.288	0.288	0
Juin	0.005	0	+0.005	0.295	0.295	0	0.289	0.289	0
				0.305	0.305	0	0.299	0.299	0
Juillet	0.001	0	+0.001	0.349	0.394	0	0.343	0.343	0
				0.451	0.451	0	0.445	0.445	0
Aout	0.010	0	+0.010	0.627	0.621	0.006	0.621	0.621	0
				0.203	0.312	-0.109	0.512	0.512	0
Septembre	0.053	0.009	+0.044	0.512	0.512	0	0.512	0.512	0
				0.342	0.342	0	0.342	0.342	0
Octobre	0.161	0.059	+0.102	0.194	0.194	0	0.194	0.194	0
				0.325	0.495	-0.170	0.342	0.342	0
Novembre	0.252	0.076	+0.176	0.304	0.452	-0.148	0.194	0.194	0
				0.627	0.621	0.006	0.621	0.621	0
Decembre	0.203	0.312	-0.109	0.095	0.095	0	0.095	0.095	0
				0.512	0.512	0	0.512	0.512	0
Janvier	0.325	0.495	-0.170	0.342	0.342	0	0.342	0.342	0
				0.194	0.194	0	0.194	0.194	0
Fevrier	0.304	0.452	-0.148	0.095	0.095	0	0.095	0.095	0
				0.194	0.194	0	0.194	0.194	0
Mars	0.059	0.158	-0.099	0.095	0.095	0	0.095	0.095	0
				0.095	0.095	0	0.095	0.095	0
Total				0.006			0.006		
				0.006			0.006		

VI.9.3.2) Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes:

Les pertes dans la retenue sont de deux sortes :

➤ Pertes par évaporation, Pertes par infiltration.

1-/ Pertes par évaporation :

On a: $V_{ep} = E_v \cdot S_{moy}$

Avec: E_v : Evaporation mensuelle (mm)

S : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen.

" S_{moy} " : Tirée de la courbe (capacité- hauteur).

2-/ Pertes par infiltration:

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

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

Avec δ : Coefficient dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette.

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

Tableau N° 4.25 : Valeurs de coefficient δ .

Conditions Hydrogéologiques	Hauteur d'infiltration Pendant 1 an (cm).	% du volume moyenne	
		Année	Mois
Sol à faible perméabilité	0 à 50	5 à 10	0,5 à 1,0
Sol à perméabilité moyenne	50 à 100	10 à 20	1,0 à 1,5
Sol à forte perméabilité	>100 à 200	>20 à 40	>1,5 à 3,0

Dans notre cas, on a un sol peu perméable (sol à faible perméabilité) alors on opte pour $\delta=0,75$

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

Du tableau, on a :

$$V_s = 0.538 \text{ M m}^3.$$

$$V_d = 0.535 \text{ M m}^3.$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

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

$$V_u = 0.535 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

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

D'où :

$$V_{\text{NNR}} = 0.630 \text{ Mm}^3 \quad \text{NNR} = 70.10 \text{ mNGA.}$$

Estimation de l'erreur :

$$\text{On a : } \zeta = \frac{V'u - Vu}{V'u} \cdot 100 \quad 1\% < \zeta < 2\%$$

$$\text{A.N : } \zeta = \frac{0,535 - 0,526}{0,535} \cdot 100 \quad \zeta = 1.68\%$$

Donc, on admet le volume utile : $V_u = 0.535 \text{ Mm}^3$.

Le volume normal de la retenue est : $V_{\text{NNR}} = 0.630 \text{ Mm}^3$.

La côte au niveau normal de la retenue est $\text{NNR} = 70.10 \text{ m NGA}$.

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière en tenant comptes des pertes sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.26 : régularisation saisonnière en tenir compte des pertes en Hm^3 .

Mois	Vrf	Vmoy (Mm3)	Smoy	Es	Vinf	Vevp	π	W	U	W-U- π	S		
											Vrf Mm3	Vri Mm3	s Mm3
N	0.095	0,2035	0,395	46	0,000	0,002	0,002	0.155	0.010	0.143	0.190	0.095	0
	0.240											0.190	0
D	0.283	0,432	0,432	28	0,001	0,001	0,002	0.055	0.006	0.047	0.220	0.220	0
	0.288											0.230	0
F	0.289	0,662	0,657	40	0,001	0,0026	0,004	0.001	0	0,001	0.260	0.260	0
	0.299											0.292	0
M	0.343	0,792	0,807	64	0,002	0,005	0,007	0.010	0	0.003	0.377	0.377	0
	0.445											0.462	0.446
J	0.621	0,969	1,194	172	0,002	0,021	0,022	0.252	0.076	0.154	0.535	0.535	0
	0.512											0.405	0.405
A	0.342	0,693	0,689	198	0,001	0,014	0,015	0.325	0.495	-0.185	0.22	0.22	0
	0.194											0.198	0.198
O	0.095	0,404	0,403	80	0,001	0,003	0,004	0.059	0.158	-0,103	0.095	0.095	0.016

VI.10) Laminage des crues :

Le calcul du laminage de crues permet de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation sans affecter la sécurité globale de l'aménagement. Ce type de calcul optimise la capacité de stockage momentanée de la retenue et le débit progressif des déversements en fonction de l'apport entrant de la crue. Cette relation peut être formulée comme suit :

$$Q.dt = q.dt + S.dh$$

Où :

Q : le débit entrant de la crue.

q : le débit déverse par l'évacuateur de crue (débit laminé)

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

Le débit cumulé à l'instant **t** est :

$$Q - q = S \cdot \frac{dh}{dt}$$

Où :

$\frac{dh}{dt}$: La vitesse de remplissage ou de montée de la retenue,

VI.10.1) procédés de calcul :**A) Méthode de KOTCHERINE :**

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

1. l'hydrogramme de crue est considéré comme un triangle ou un trapèze,
2. les débits transitent par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire,

3. le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau normale de la retenue (NNR).

4. les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

A.1) Estimation du débit de crue laminée :

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivant :

$$V_F = V_C \cdot \left(1 - \frac{q_{\text{lam}}}{Q_{\%}} \right)$$

Où :

V_F : le volume d'eau en charge,

V_C : le volume de la crue,

$Q_{\%}$: le débit de la crue,

q_{lam} : le débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée :

$$q_{\text{lam}} = Q_{\%} \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C} \right)$$

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,

A.2) Estimation de la charge au dessus du déversoir :

En faisant transiter ces volumes par un évacuateur de crues aux dimensions que l'ont définit, on analyse plusieurs variantes, Le débit de crue transitant par l'évacuateur de crue se calcule alors avec la relation :

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2}$$

Où :

m : coefficient de débit, dépendant notamment de l'épaisseur du déversoir par rapport à la charge H , et de la forme de la crête du déversoir, pour notre cas il est constant et égal à 0,45;

g : l'accélération de pesanteur; [$g = 9,81 \text{ m}^2/\text{s}$];

L : la largeur de déversoir,

H : la charge sur le déversoir (on fait varier de 0,3 à 2.4 m),

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

$$q = S \cdot V_{\text{moy}} \quad \text{Et} \quad S = L \cdot (H + P)$$

Il est possible d'extraire la vitesse moyenne (V_{moy}) comme suit :

$$V_{\text{moy}} = \frac{q}{L \cdot (H + P)}$$

Enfin, on calcule les débits en faisant varier cette fois la largeur déversante par la même formule :

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2}$$

$$H_o = H + \frac{\alpha \cdot V_{\text{moy}}^2}{2g}$$

Où :

H_0 : est la charge globale;

$\frac{\alpha \cdot V_{moy}}{2g}$: La charge dynamique liée à la vitesse d'écoulement;

P : la hauteur de pelle.

Cette itération donne des courbes qui peuvent s'entrecroiser avec la relation de q_{lam} . Ce sont des points de croisement qui permettent de définir le débit de crue laminée en correspondance à la largeur optimale.

Le débit laminée est calculé pour différentes charges "**H**" et différentes largeurs de l'évacuateur de crues "**b**",

Les graphiques de la figure sont accordés à la table de calculs, en faisant varier les variables **H** et **L**, Les relations s'ajustent automatiquement.

Tableau IV.27 : Données initiales.

Données initiales	
g	9,81 m ² /s
α	1
Q _{1%}	139.96 m ³ /s
V _{crue 1%}	620737 m ³
m	0,45
P	1,5 m

Tous les calculs et résultats sont illustrés ci- après :

Tableau IV.28 : Première étape de calcul.

B	H	Débit	Surface	Vitesse	V_{forcé}
(m)	(m)	(m³/s)	(m²)	(m/s)	(Mm³)
4	0,40	2,02	7,60	0,27	0,01
8	0,80	11,41	18,40	0,62	0,021
12	1,00	23,92	30,00	0,80	0,026
16	1,20	41,92	43,20	0,97	0,031
20	1,60	80,67	62,00	1,30	0,041
24	1,80	115,51	79,20	1,46	0,047
28	2,00	157,84	98,00	1,61	0,052
32	2,20	208,11	118,40	1,76	0,057
36	2,40	266,77	140,40	1,90	0,062

Tableau IV.29 : Seconde étape de calcul.

H	V_{moy}	H₀	Débit m³/s								
			b=4m	b=8m	b=12m	b=16m	b=20m	b=24m	b=28m	b=32m	B=36m
0,40	0,27	0,42	2,14	4,28	6,41	8,55	10,69	12,83	14,97	17,11	19,24
0,80	0,62	0,89	6,66	13,32	19,97	26,63	33,29	39,95	46,60	53,26	59,92
1,00	0,80	1,14	9,75	19,50	29,25	38,99	48,74	58,49	68,24	77,99	87,74
1,20	0,97	1,41	13,38	26,77	40,15	53,54	66,92	80,31	93,69	107,08	120,46
1,60	1,30	1,98	22,25	44,50	66,75	89,00	111,25	133,50	155,75	178,00	200,25
1,80	1,46	2,28	27,45	54,90	82,35	109,81	137,26	164,71	192,16	219,61	247,06
2,00	1,61	2,59	33,15	66,29	99,44	132,59	165,74	198,88	232,03	265,18	298,33
2,20	1,76	2,90	39,32	78,64	117,96	157,29	196,61	235,93	275,25	314,57	353,89
2,40	1,90	3,22	45,96	91,92	137,88	183,84	229,80	275,76	321,72	367,68	413,64

Tableau IV.30 : Troisième étape de calcul.

H (m)	V forcé (M m ³)	q Laminé (m ³ /s)	Débit m ³ /s								
			b=4m	b=8m	b=12m	b=16m	b=20m	b=24m	b=28m	B=32m	B= 36m
0,40	0,01	118,06	2,14	4,28	6,41	8,55	10,69	12,83	14,97	17,11	19,24
0,80	0,021	115,94	6,66	13,32	19,97	26,63	33,29	39,95	46,60	53,26	59,92
1,00	0,026	114,97	9,75	19,50	29,25	38,99	48,74	58,49	68,24	77,99	87,74
1,20	0,031	114,00	13,38	26,77	40,15	53,54	66,92	80,31	93,69	107,08	120,46
1,60	0,041	112,06	22,25	44,50	66,75	89,00	111,25	133,50	155,75	178,00	200,25
1,80	0,047	110,90	27,45	54,90	82,35	109,81	137,26	164,71	192,16	219,61	247,06
2,00	0,052	109,94	33,15	66,29	99,44	132,59	165,74	198,88	232,03	265,18	298,33
2,20	0,057	108,97	39,32	78,64	117,96	157,29	196,61	235,93	275,25	314,57	353,89
2,40	0,062	108,00	45,96	91,92	137,88	183,84	229,80	275,76	321,72	367,68	413,64

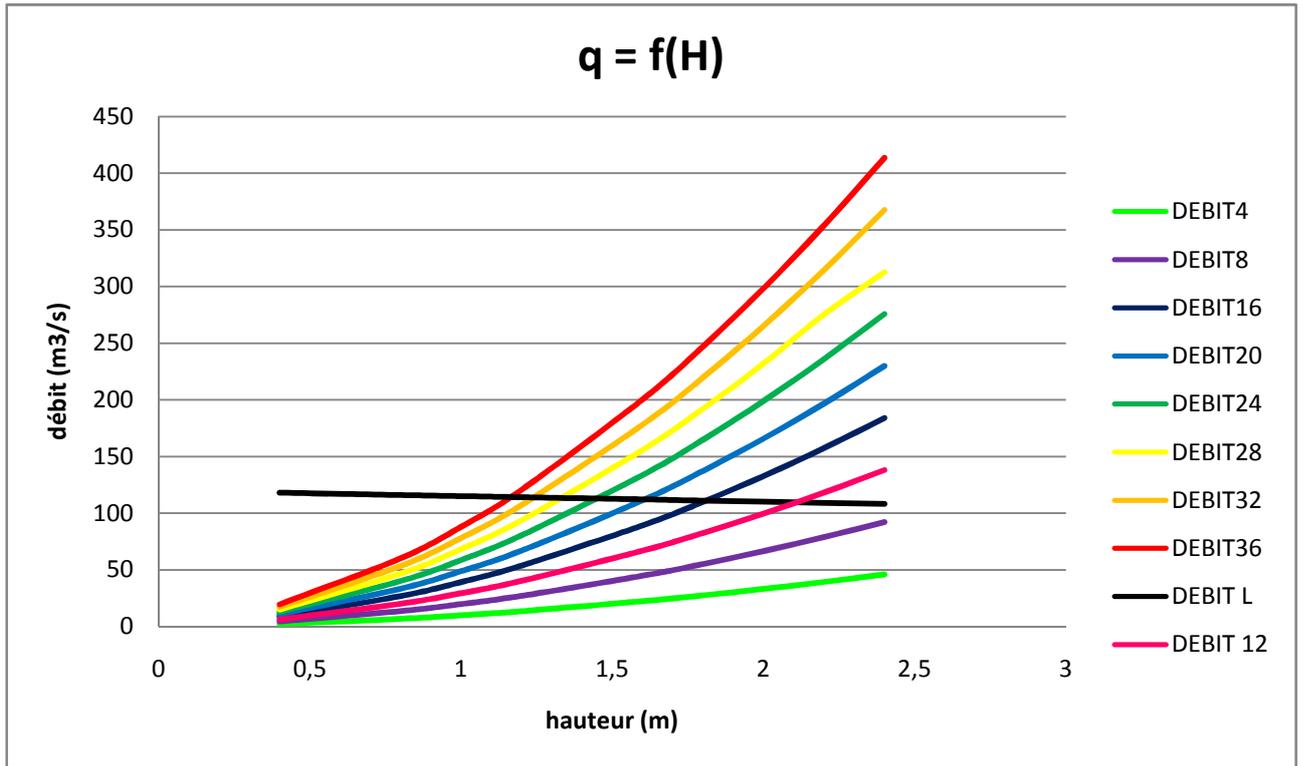


Figure IV.14 : Débit en fonction d'hauteur déversant.

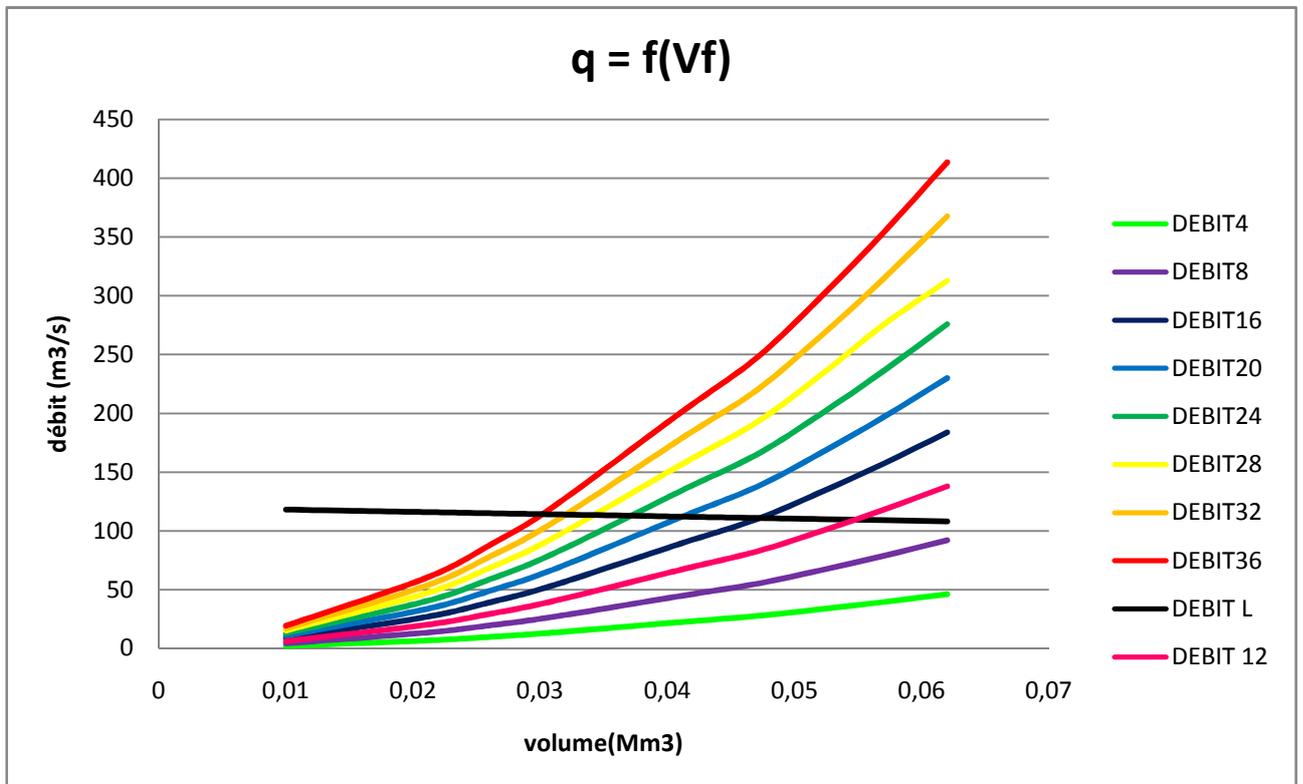


Figure IV.15 : Débit en fonction de volume forcé.

La détermination de la largeur de déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après la réalisation du graphe $q = f(h)$ comme le montre la figure suivante :

Tableau IV.31 : Les résultats finaux des calculs.

B(m)	H(m)	Q(m ³ /s)	Vf (Mm ³)
12	2.10	113.75	0.0304
16	1.79	113.25	0.0319
20	1.59	112.50	0.0343
24	1.44	111.88	0.0371
28	1.34	110.00	0.0414
32	1.23	108.75	0.0471
36	1.15	107.50	0.0548

LA VALEUR DE NPHE = **71.5** mNGA

VI.10.2) Calcul de la revanche :

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a) Formule de STEVENSON GAILLARD :

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \quad \text{Avec} \quad H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F}$$

V : Vitesse de propagation des vagues (m/s)

H :

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch et doit être inférieure à 18 kilomètre

$$[F = 0,71 \text{ km}].$$

A.N :

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{0,71} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{0,71} = 0,79 \text{ m}$$

D'où :

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,80 = 3 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 0.75 \cdot 0,79 + \frac{3^2}{2 \cdot 9,81} = 1,1 \text{ m}$$

b) Formule de MALLET et PACUANT :

$$R = H + \frac{v^2}{2g} \quad \text{Avec} \quad H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{F}$$

A.N :

$$H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{0,71} = 0,78 \text{ m}$$

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,78 = 3,06 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 0,75 \cdot 0,78 + \frac{3,06^2}{2 \cdot 9,81} = 0,86 \text{ m}$$

c) Formule Simplifiée :

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F}$$

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{0,71} = 1,1 \text{ m}$$

d) Méthode de American Society of Civil Engineers Method :

D'après le tableau N° 01 de l'annexe "A" :

$$R = 1 \text{ m}$$

Conclusion :

On prend une valeur moyenne donc :

$$R = \frac{0,9 + 0,86 + 1,1 + 1,1}{4} = 1 \text{ m}$$

III.10.3) Largeur en crête :

Différentes formules sont utilisées pour le calcul de la largeur en crête :

1) Formule de KNAPEN :

$$b_{cr} = 1,65 \cdot \sqrt{H_b}$$

2) Formule de F-PREECE :

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1$$

3) Formule Anonyme (simplifiée) :

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3.$$

4) Formule pratique :

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b}$$

H_b : Hauteur du barrage [m];

Pour une charge moyenne de 1 mètre, on a :

$$H_b = \text{NNR} - C_f + h_{\text{dév}} + R + t. = 506 - 490 + 1,35 + 1 + 0,50 = 29,6 \text{ m}$$

On admet une valeur de $t = 0,5$ mètre pour le tassement du barrage, le tableau nous donne les résultats du calcul.

Formule	b_{cr} (m)
KNAPPEN	4.97
EF PREECE	3.08
PRATIQUE	4.13
SIMPLIFIEE	3.56
Moyenne	3.99

On opte pour une largeur de crête égale à:

$$b_{cr} = 4 \text{ m}$$

VI.10.4) Laminage pour un déversoir de largeur $b=36$ mètres :

Connaissant cette largeur, la courbe des débits déversants en fonction de la variation du volume d'eau au-dessus du déversoir est calculée et tracée.

On trace la courbe des débits déversants en fonction de la variation du volume d'eau au-dessus du déversoir.

Tableau IV.32 : Première étape de laminage.

Cote (m)	H_d (m)	q (m^3/s)	$1/2 \cdot q \cdot T$ (m^3)	V (Mm^3)	$v+1/2 \cdot q \cdot T$ (Mm^3)
70,1	0	0	0	0,63	0,63
70,3	0,2	20	0,036	0,6325	0,6685
70,5	0,4	40	0,072	0,6328	0,7048
70,7	0,6	60	0,108	0,6331	0,7411
70,9	0,8	80	0,144	0,6345	0,7785
71	1	100	0,18	0,6351	0,8151
71,5	1,15	107,5	0,1935	0,6362	0,8297

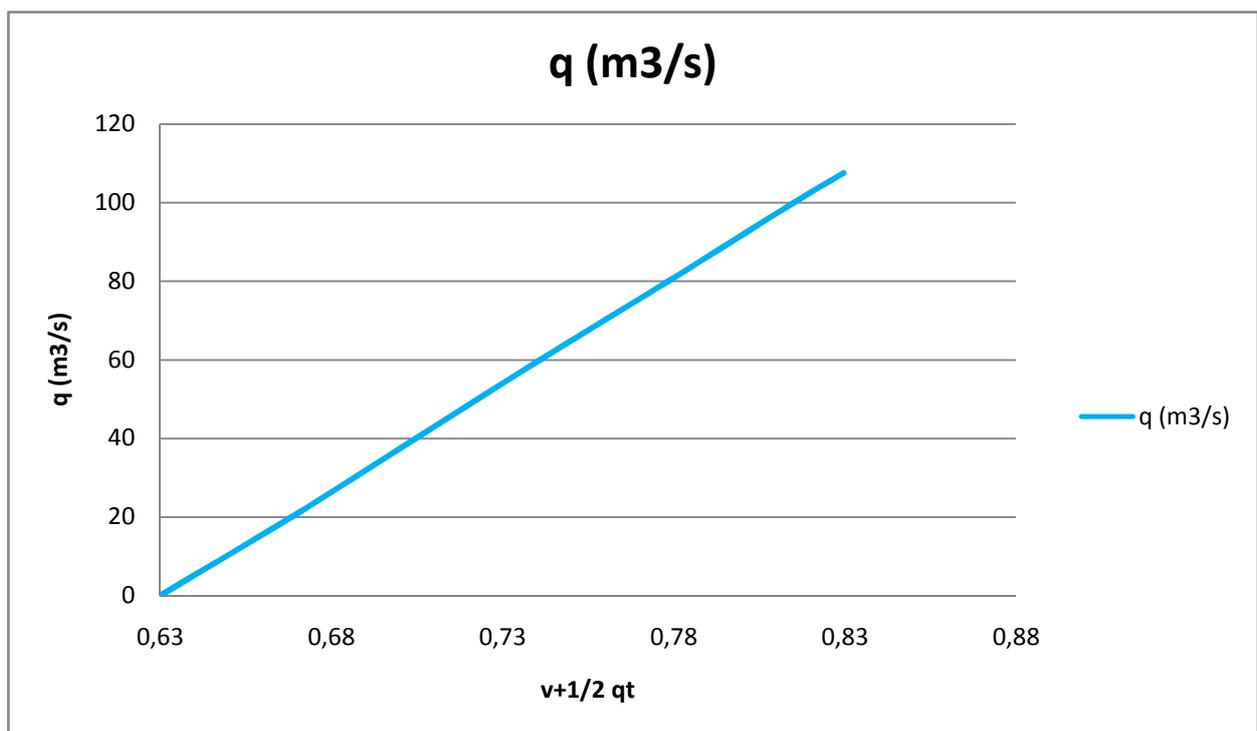


Figure IV.16 : Courbe de débit en fonction de volume total.

Tableau IV.33 : Résultats du laminage selon la méthode de HINDENBLAT.

Temps (h)	Q	Q _{moy}	Q _{moy} - q	(Q _{moy} - q) Δt (m ³)	V+1/2.q.Δt (m ³)	q (m ³ / s)
	v ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)			
0	0	5.72	5.72	10296	630000	0
0.5	10.01	21.03	19.66	566208	640296	1.37
0.8	32.03	43.32	37.52	135072	1206504	5.80
1	54.06	66.59	54.19	292626	1341576	12.40
1.5	78.58	90.32	68.65	444825	1634202	21.67
1.8	108.06	83.37	55.25	397800	2079027	28.12
2	64.20	49.94	17.44	156960	2476827	32.50
2.5	35.2	25.38	-15.85	-159768	2633787	41.23
2.8	15.86	11.07	-28.66	-309528	2474019	39.73
3	6.26	3.76	-29.94	-339444	2164491	33.70
3.5	1.23	0.66	-29.27	-4004136	1824047	29.93
3.8	0.08	0.04	-26.67	-384048	-2179089	26.71
4	0	0	-18.15	-294030	-2563137	18.15
4.5	0	0	-11.08	-191462.4	-2857167	11.08
4.8	0	0	-7.53	-135540	-3048629.4	7.53
5	0	0	-6.48	-128304	-31841694	6.48
5.5	0	0	-5.62	-117345.6	-3312473.4	5.62
5.8	0	0	-2.85	-61560	-3429819	2.85
6	0	0	-1.00	-23400	-3491379	1.00

6.5	0					
		0	-0.43	-10526.4	-3514779	0.43
6.8	0					
		0	-0.235	-5922	-3525305.4	0.235
7	0					
		0	-0.186	-5022	-3531227.4	0.186
7.5	0					
		0	-0.120	-3369.6	-3536249.4	0.120
7.8	0					
		0	-0.075	-2160	-3539619	0.075
8	0					
		0	-0.062	-1897.2	-3541779	0.062
8.5	0					
		0	-0.036	-1140.48	-3543676.2	0.036
8.8	0					
		0	-0.01	-324	-3544816.68	0.01
9	0					
		0	0	0	-3545140.68	0

CONCLUSION :*Tableau IV.34 : Tableau récapitulatif.*

Dénomination	Unité	Quantité
Volume mort	M.m³	0.09953
Volume utile	M.m³	0.535
Volume au niveau normal de la retenue	M.m³	0.6345
Côte de fond (▼ fond)	mNGA	42.90
Côte au niveau mort (▼ NVM)	mNGA	60
Côte au niveau normal de retenue (▼ NNR)	mNGA	70.10
Côte de plus hautes eaux (▼ NPHE)	mNGA	71.50
Côte de la crête (▼ crête)	mNGA	72.50
Largeur de déversoir	m	36
La hauteur de la charge déversée.	m	1.15
Le débit évacué	m³/s	107.50

CHAPITRE V :

ETUDE DE VARIANTES

INTRODUCTION :

Le choix du type de barrage à implanter dépend essentiellement des études topographiques, géologiques, géotechniques et l'aspect technico-économique.

- ✚ L'étude topographique permet la localisation des axes probables sur le site.
- ✚ L'étude géologique donne un aperçu sur les formations géologiques des couches qui seront à la suite une future assise du barrage.
- ✚ L'étude géotechnique donne l'estimation de la quantité des matériaux disponibles tout autour du site et leurs caractéristiques.

La construction d'un barrage en matériaux disponibles aux alentours du site est le premier des choix à prendre en considération.

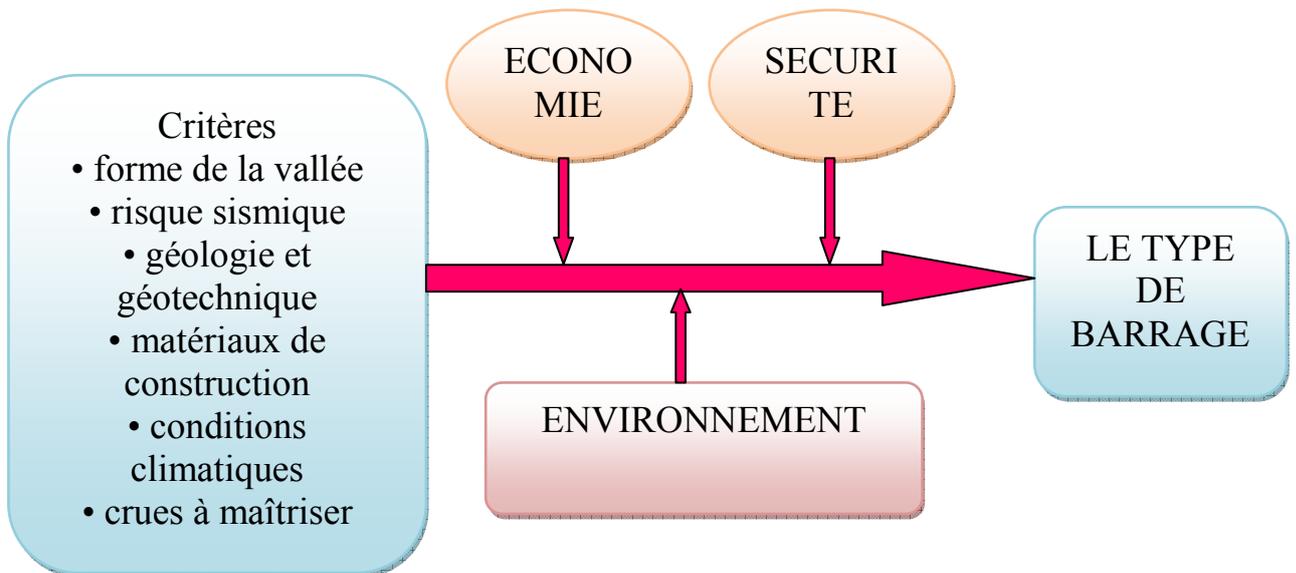


Figure V.1 : Critères de choix de variante de barrage.

V.1) Le choix du site du barrage :

L'axe du barrage est choisi sur la base de certaines conditions dictées par les critères : économie, sécurité et facilité d'exécution de l'ouvrage.

En plus de la topographie, la géologie et l'hydrologie sont toujours prises en considération quant au choix de l'axe. En d'autres termes, le choix de l'axe doit être conditionné par :

- La projection de l'axe doit être dans la mesure du possible 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.

Selon les critères et les caractéristiques cités avant, les variantes distinguées sont les suivantes :

- ✚ Barrage en remblais (2 variantes).
- ✚ Barrage en béton.

V.2) La description des variantes de la digue:

V.2.1) Variante A : BARRAGE EN REMBLAI

Il faut tout d'abord noter que les barrages en remblai s'adaptent pratiquement à toute forme topographique. Toute fois, outre la forme de la vallée, la géologie et la disponibilité des matériaux de remblai constituent des critères qui doivent être évalués conjointement.

V.2.1.1) Les avantages :

- ❖ Le corps du barrage est très flexible et adaptable aux conditions du terrain.
- ❖ Peu susceptible aux tassements et aux séismes.
- ❖ Petite à moyenne fouille. La digue n'est pas forcément fondée sur un rocher sain.

- ❖ La compression du sol est faible.
- ❖ Le gradient des sous-pressions au niveau de la fondation ou du noyau est faible.

V.2.1.2) Les inconvénients :

- ❖ Mise en place de grands volumes de matériaux.
- ❖ Le remblai du noyau en argile est influencé par les conditions atmosphériques (climat, pluies)

V.2.1.3) Les exigences des matériaux de constructions :

- Sur la qualité :
 - ✓ Non organique.
 - ✓ Non altérable.
 - ✓ Extraction, transport et mise en place possible.
 - ✓ Compactage possible.
 - ✓ Résistance au cisaillement Cet élevé.
- Disponible proximité de site.
- Economique.

V.2.1.4) Le système de drainage :

Il doit récolter ces eaux de percolation en évitant leur mise en charge dans :

- Les corps d'appui amont et aval.
- La fondation aval de la digue.
- Les appuis latéraux à l'aval de la digue.

Plusieurs dispositifs de drainage sont possibles :

- Corps d'appui aval très perméable.
- Couche drainante à l'aval du noyau et le long de la fondation.
- Cheminée et tapis drainants intégrés dans un barrage en terre homogène.
- Drainage partiel du pied aval (corps d'appui assez perméable).
- Galerie de drainage à la base de la digue combinée avec des couches.

- Galerie de drainage dans le rocher avec forages de drainage combinés avec des drainants.

Les excavations ont été estimées comme suit :

- 3 mètres dans les terrains meubles.
- 2 mètres au rocher pour la fondation d'ouvrage en béton.

Vis-à-vis de la forte sismicité potentielle, les talus ont été estimés comme suit :

- ✚ Amont : 1 verticale pour 3.5 horizontale.
- ✚ Aval : 1 verticale pour 3 horizontale.

Les sous variantes :

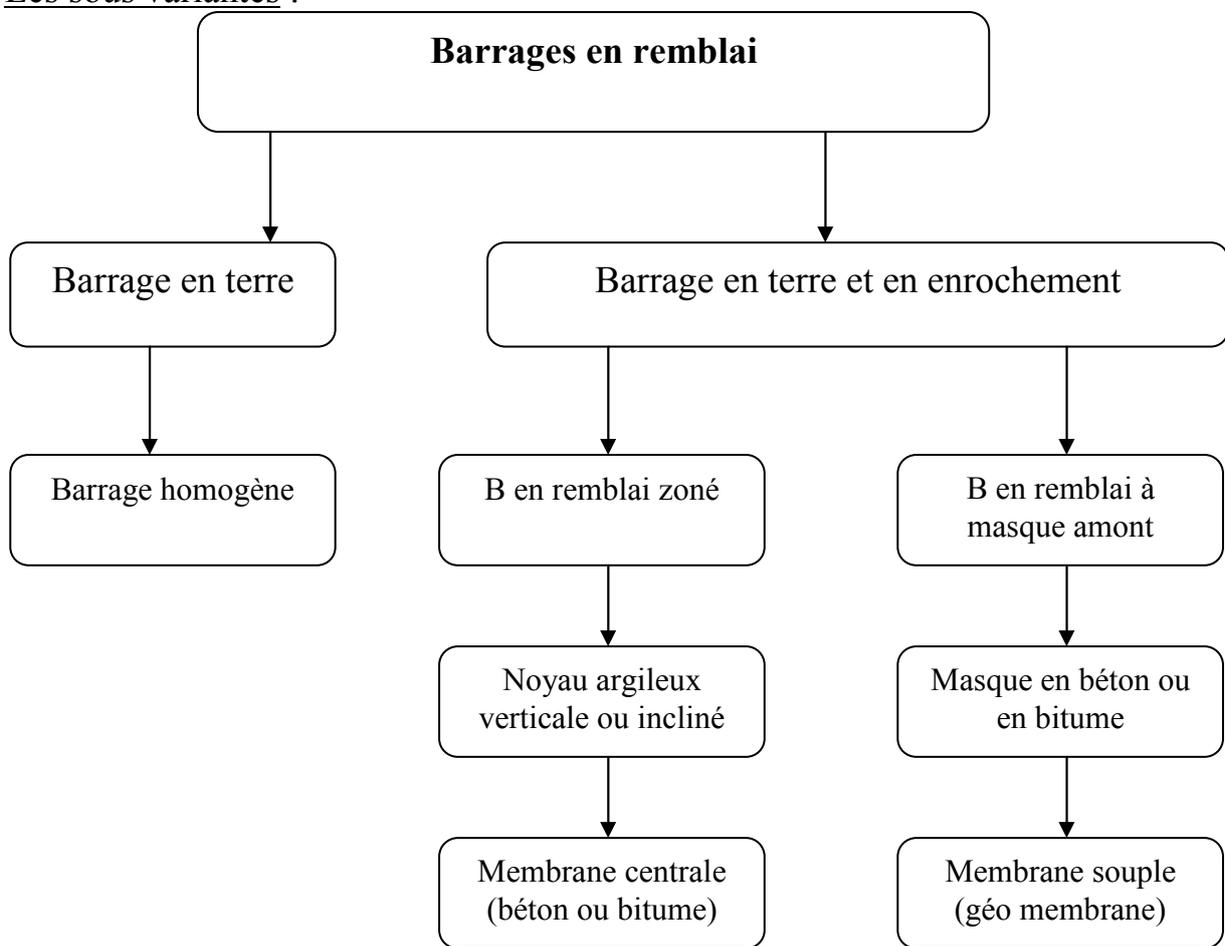


Figure V.2 : Principaux types de barrages en remblai.

Sous variante A1 : barrage en remblai au mur amont :

Réalisation d'un mur poids en pied amont sur toute la hauteur de la retenue permanente. Cette variante est également pourvue d'un drain cheminée pour des raisons de sécurité (infiltration, phénomènes de renard.....).

Sous variante A2 : barrage en remblai avec étanchéité par géo membrane :

Cette variante est pourvu d'une étanchéité (synthétique type géo membrane) sur toute la hauteur de l'ouvrage. Les infiltrations étant évitées avec la géo membrane, le drain n'est pas nécessaire.

V.2.2) Variante B : Barrage en béton

Les barrages en béton sont les plus souvent fondés sur une fondation rocheuse, de module de déformation élevé.

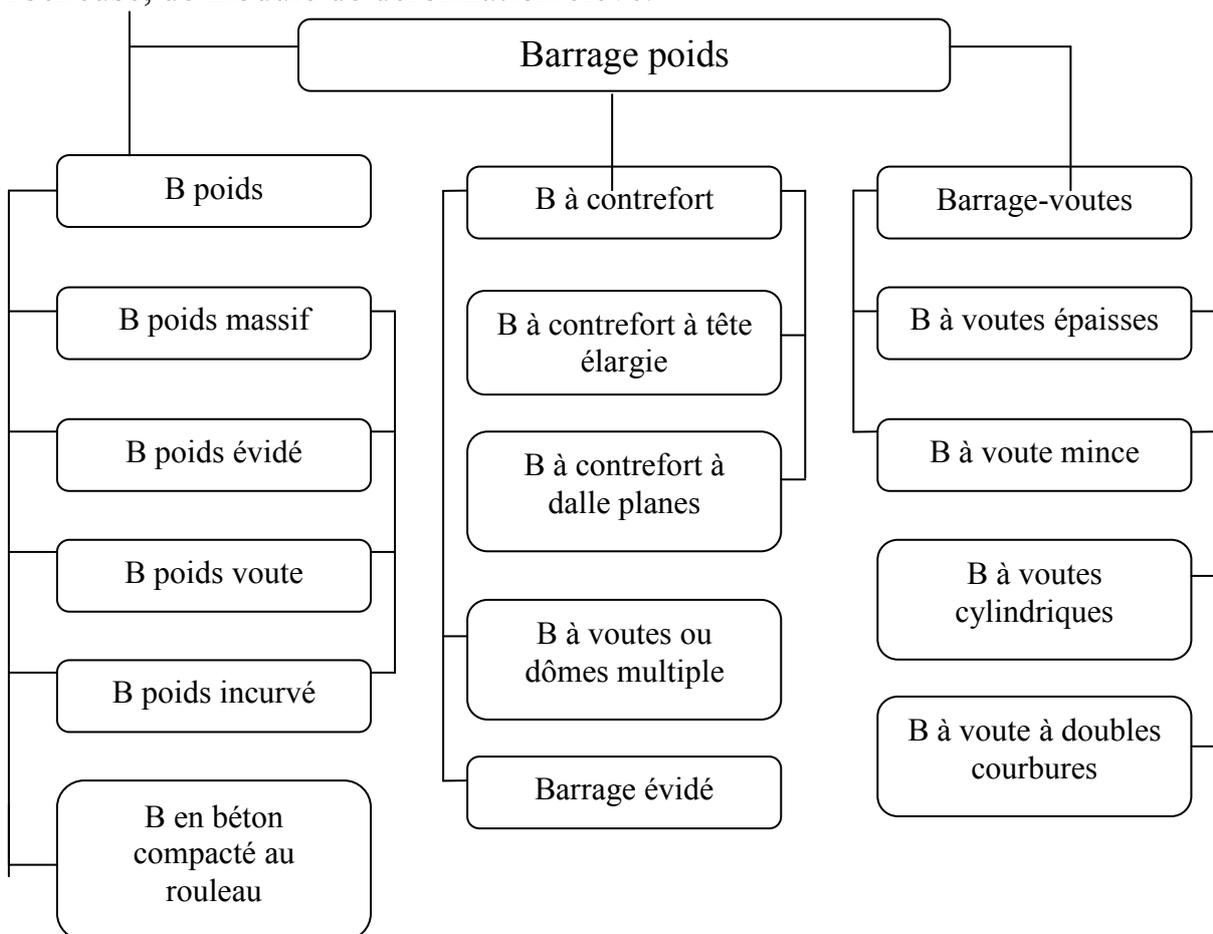


Figure V.3 : les familles de barrages en béton

V.2.2.1) Les avantages :

- ✚ Faibles contraintes dans le béton.
- ✚ Faibles contraintes transmises par la fondation au rocher.
- ✚ Les variations de températures ne produisent que de faibles variations de contraintes.
- ✚ L'évacuateur de crue peut facilement combiner avec le barrage (diriger les crues directement par dessous).
- ✚ Le gradient des sous-pressions à travers la fondation est faible.

V.2.2.1) Les inconvénients :

- ✚ Les sous-pressions sont importantes dans la fondation.
- ✚ Moyen risque de tassement.
- ✚ Le volume du béton est important (pour le barrage-poids évidé, il est plus faible).
- ✚ Le volume d'excavation de la fouille est important.
- ✚ Fragilité au séisme (si les joints entre les blocs ne sont pas faits par injections).
- ✚ L'échauffement du béton par la prise du ciment est assez problématique.

L'ouvrage sera soit en béton compacté au rouleau soit en béton vibré.

Le BCR est plus économique que le BV à la réalisation mais demande des installations de chantier conséquentes.

A ce stade, il est estimé que le coût des installations et de la mise en œuvre de BCR est comparable aux surcoûts de mise en œuvre de BV.

Les pentes et les talus sont estimés comme suit :

- Amont : verticale.
- Aval : 1 verticale pour 0.8 horizontale
- Fondation : est inclinée de 10% vers l'amont.

V.2.3) Variante C : barrage voûte :

Cette variante est également abandonnée pour les raisons suivantes :

- ❖ La qualité des appuis n'est pas en adéquation avec les besoins d'une telle variante, de plus, les excavations que cela nécessiterait sont une trop grande incertitude.
- ❖ La forme de vallée (vallée large) entraîne l'élargissement de la voûte en béton (le rapport longueur en crête / hauteur de l'ouvrage est supérieure à 10).

V.2.4) Variante D : barrage en enrochement :

L'étanchéité peut être envisagée avec un noyau étanche (argileux ou paroi étanche) ou un masque amont.

Cette variante n'est pas prise en considération à cause des raisons suivantes :

- ✓ La qualité de la roche disponible à proximité (gneiss/micaschiste en feuillet) ne présente pas de bonne disposition à la production d'enrochements que nécessite cette variante.
- ✓ Le contexte réglementaire sur l'usage des explosifs en Algérie rend la production d'enrochement à grand échelle difficile, en effet, les délais de procédure pour l'ouverture d'une carrière sont très importants.

V.3) Description des variantes d'évacuateur de crue :**V.3.1) Évacuateur vanné :**

Pour les raisons de facilité de maintenance et de gestion, cette solution est rapidement écartée. Il sera préféré un évacuateur simple qui ne nécessite pas d'intervention pour son utilisation ni pour sa maintenance.

V.3.2) Évacuateur tulipe :

Ce type d'ouvrage nécessite la réalisation ainsi que des moyens conséquents qui ne sont pas forcément adaptés à un ouvrage de taille modeste. Cette variante est abandonnée pour les raisons suivantes :

- Cette variante ne présente pas un fonctionnement hydraulique optimal.
- Il n'est pas très adapté de réaliser un organe de sécurité en béton armé avec un fort élancement dans une zone dont la sismicité est assez haute.
- L'ouvrage se situant dans une zone très boisée, il existe un risque important d'obstruction par des flottants.

V.3.3) Évacuateur à seuil libre :

V.3.3.1) Variante A : Évacuateur en rive :

Cet évacuateur semble possible et favorable par la présence de talweg à l'aval immédiat du site. Les conditions topographiques de la rive droite semblent plus favorables. La hauteur d'altération et les profondeurs d'évacuations conditionnent également cette solution.

V.3.3.1.1) Avantage :

- ✚ Selon la topographie et la géologie, la fondation sur un rocher de bonne qualité.
- ✚ Restitution à l'oued en utilisant le milieu naturel.
- ✚ Peut être réalisé en temps masqué.

V.3.3.1.2) Inconvénient :

- ✚ Selon la topographie et la géologie, la possibilité de fortes excavations pour la fondation.
- ✚ Nécessité de fortes excavations pour débiter le talweg.

V.3.3.2) Variante B : Évacuateur porté :

Le sol de la fondation sera très probablement un rocher relativement sain, par conséquent les uniques déformations envisageables pour un ouvrage porté sont les déformations propres du remblai. Ces déformations ne présentent pas un problème en cas de mise en œuvre soignée.

Cette solution présente l'avantage de restituer les débits sortants directement dans le lit de l'oued.

V.3.3.2.1) Avantage :

- ❖ Restitution directement dans l'oued.

V.3.3.2.2) Inconvénient :

- ❖ Impose une mise en œuvre soignée et homogène des remblais pour éviter les déformations et les tassements différents de l'évacuateur de crue.
- ❖ Réalisation une fois que les remblais achevés (délais importants).
- ❖ Ouvrage massif en béton qui doit être souple et qui nécessite un système de drainage et d'évacuation des eaux.

V.4) La dérivation provisoire :

Pour un ouvrage en remblais, la mise en place d'un batardeau amont est obligatoire, cette protection contre les crues est à définir plus précédemment.

Pour un barrage poids, cette protection peut être minimisée, en effet, en cas de submersion les dégâts seront moindres sur du béton que sur des remblais.

V.5) L'analyse économique :**V.5.1) Les prix indicatifs :***Tableau V.1 : Devis estimatif des travaux.*

	UNITE	PRIX (DZD)
DEBLAIS		
En terrain meuble	M ³	300
En terrain rocheux	M ³	1200
REMBLAI		
En matériaux meubles tout venant	M ³	750
En matériaux calibrés (filtres, drains...)	M ³	2400
En enrochements pour le « RIP RAP » amont	M ³	2100
BETON		
BCR	M ³	12000
BV	M ³	20000
Coffrage	M ²	2500
Acier pour armature béton	Kg	110
Injections	M ²	10000
Drainage	MI	5000
Géo-synthétique pour étanchéité / séparation		
Géotextile	M ²	1000
Géo-membrane	M ²	4000

Pour savoir le coût total de l'ouvrage implanté, il faut savoir le coût de divers et d'imprévus, les frais des ingénieurs et administratifs et le coût d'installation de chantier.

Le tableau suivant résume le pourcentage des coûts de différents de ces derniers en fonction de chaque variante proposée :

Tableau V.2 : Les pourcentages de différentes charges de projet.

	Variante A	Variante B
% divers et imprévu	20 %	20 %
% frais administratifs	5 %	5 %
% frais des ingénieurs	10 %	10 %
% installation de chantier	10 %	20 %

V.5.2) Les prix de la digue pour chaque variante :

Tableau V.3 : Devis estimatifs des massifs en remblai.

Digue en remblais				
	quantité	unité	PU (DA)	PT (DA)
Déblai terrain meuble	81000	M ³	300	24300000
Déblai terrain dur	-	M ³	1200	-
Remblai alluvions	249300	M ³	750	186975000
Filtre et drain	20700	M ³	2400	49680000
Enrochement (RIPRAP)	22000	M ³	2100	46200000
Protection aval	10600	M ³	1800	19080000
Géotextile	17500	M ²	1000	17500000
TOTAL				343735000

VARIANTE A1 : AVEC UN MUR AU PIED AMONT				
Déblai terrain meuble	2900	M ³	300	870000
Déblai terrain dur	1900	M ³	1200	2280000
Remblai alluvions	12600	M ³	750	9450000
Béton	2400	M ³	20000	48000000
Acier	242900	Kg	110	26719000
Coffrage	1400	M ²	2500	3500000
Cheminée drainante	6900	M ³	2400	16560000
TOTAL				107379000
VARIANTE A2 : GEO-MEMBRANE				
Déblai terrain dur	200	M ³	1200	240000
Béton	200	M ³	20000	4000000
Géo synthétique	13500	M ²	4000	54000000
Injection	2000	M ²	10000	2000000
TOTAL				78240000

Tableau V.4 : Le prix de batardeaux.

BATARDEAU				
VARIANTE A1				
Remblai alluvions	8000	M ³	720	5760000
Enrochement RIPRAP	1300	M ³	2100	2730000
TOTAL				8490000
VARIANTE A2				
Remblai alluvions	12000	M ³	720	8640000
Enrochement RIPRAP	1900	M ³	2100	3990000
TOTAL				12630000

Tableau V.5: Devis estimatif de l'évacuateur de crue.

EVACUATEUR DE CRUE				
PORTE				
	Quantité	unité	PU (DA)	PT (DA)
Déblai terrain meuble	800	M ³	300	240000
Déblai terrain dur	300	M ³	1200	360000
Béton	4500	M ³	20000	90000000
Acier	359200	Kg	110	39512000
Coffrage	1600	M ²	2500	4000000
TOTAL				143112000
EN RIVE				
Déblai terrain meuble	13000	M ³	300	3900000
Déblai terrain dur	42000	M ³	1200	50400000
Béton	4500	M ³	20000	90000000
Acier	360000	Kg	110	39600000
Coffrage	2600	M ²	2500	6500000
TOTAL				190400000
PERTUIS				
Béton	1700	M ³	20000	34000000
Acier	136600	Kg	110	15026000
Coffrage	3200	M ²	2500	8000000
TOTAL				57026000

Tableau V. 6: Devis estimatif de la variante en BCR.

BARRAGE POID				
	Quantité	unité	PU (DA)	PT (DA)
Déblai terrain meuble	22500	M ³	300	6750000
Déblai terrain dur	20100	M ³	1200	24120000
BCR	18400	M ³	12000	220800000
Béton vibré de parement	19600	M ³	20000	392000000
Coffrage	12000	M ²	25000	30000000
Drainage	5000	MI	5000	25000000
Injection	4000	M ²	10000	40000000
TOTAL				738670000
OUVRAGE EN BETON				
Enrochement RIPRAP	1200	M ³	2100	2520000
Béton	700	M ³	20000	14000000
Acier	57700	Kg	110	6347000
Coffrage	1000	M ²	2500	2500000
TOTAL				25367000

Avec les différents coûts, les prix totaux de chaque (la digue et l'évacuateur) sont comme suit :

Tableau V.7 : Devis estimatif total suivant les variantes.

LES VARIANTES	LE PRIX (DA)
V A1 + EC PORTE	1229108270
V A2 + EC EN RIVE	1313258830
VA1 + EC PORTE	1191734765
VA2 + EC RIVE	1275885325
V B + EC PORTE	1274031698

V.5.3) L'analyse technico-économique :

Selon les critères technico-économiques et la comparaison entre les différentes variantes pour avoir la plus pratique à construire :

✚ Sécurité supplémentaire de l'ouvrage :

Permet de mettre en avant les prédispositions de chaque variante à s'adapter à des phénomènes hors du cadre de dimensionnement : les activités sismiques, le passage d'une crue supérieure à la crue de projet.

✚ Complexité de la mise en œuvre :

La technicité inclut l'excavation l'approvisionnement des matériaux....
La dérivation de l'oued et le phasage sur l'exécution des travaux.

✚ Critère économique :

Coût globale de la réalisation de l'ouvrage.

✚ Délais :

Favorise la variante qui a une exécution à court délai.

✚ Impact :

Au niveau local le transport et le cadre de la zone.

Tableau V.8: Synthèse de l'analyse de l'étude des variantes de l'évacuateur de crue.

	LES VARIANTES			
	TULIPE	VANNE	SL PORTE	SL EN RIVE
SECURITE	Défavorable	Défavorable	NEUTRE	FAVORABLE
COMPLEXITE			Peu favorable	FAVORABLE
COÛT			FAVORABLE	Peu favorable
DELAIS			Peu favorable	FAVORABLE
IMPACT			FAVORABLE	Peu favorable

Tableau V.9: Synthèse de l'analyse de l'étude de variantes de la digue.

	LES VARIANTES		
	REMBLAI A1	REMBLAI A2	BETON
SECURITE	NEUTRE	NEUTRE	FAVORABLE
COMPLIXITE	NEUTRE	Peu favorable	NEUTRE
COÛT	Peu favorable	FAVORABLE	FAVORABLE
DELAIS	Peu favorable	NEUTRE	FAVORABLE
IMPACT	Peu favorable	NEUTRE	NEUTRE

CONCLUSION :

Pour ce chapitre, on conclut que techniquement et économiquement la meilleure variante est le barrage poids en béton compacté au rouleau ou en béton vibré.

Le choix entre ces derniers est selon la mise en œuvre et la facilité de mise en place. Pour ces raisons, le barrage est construit par le BCR.

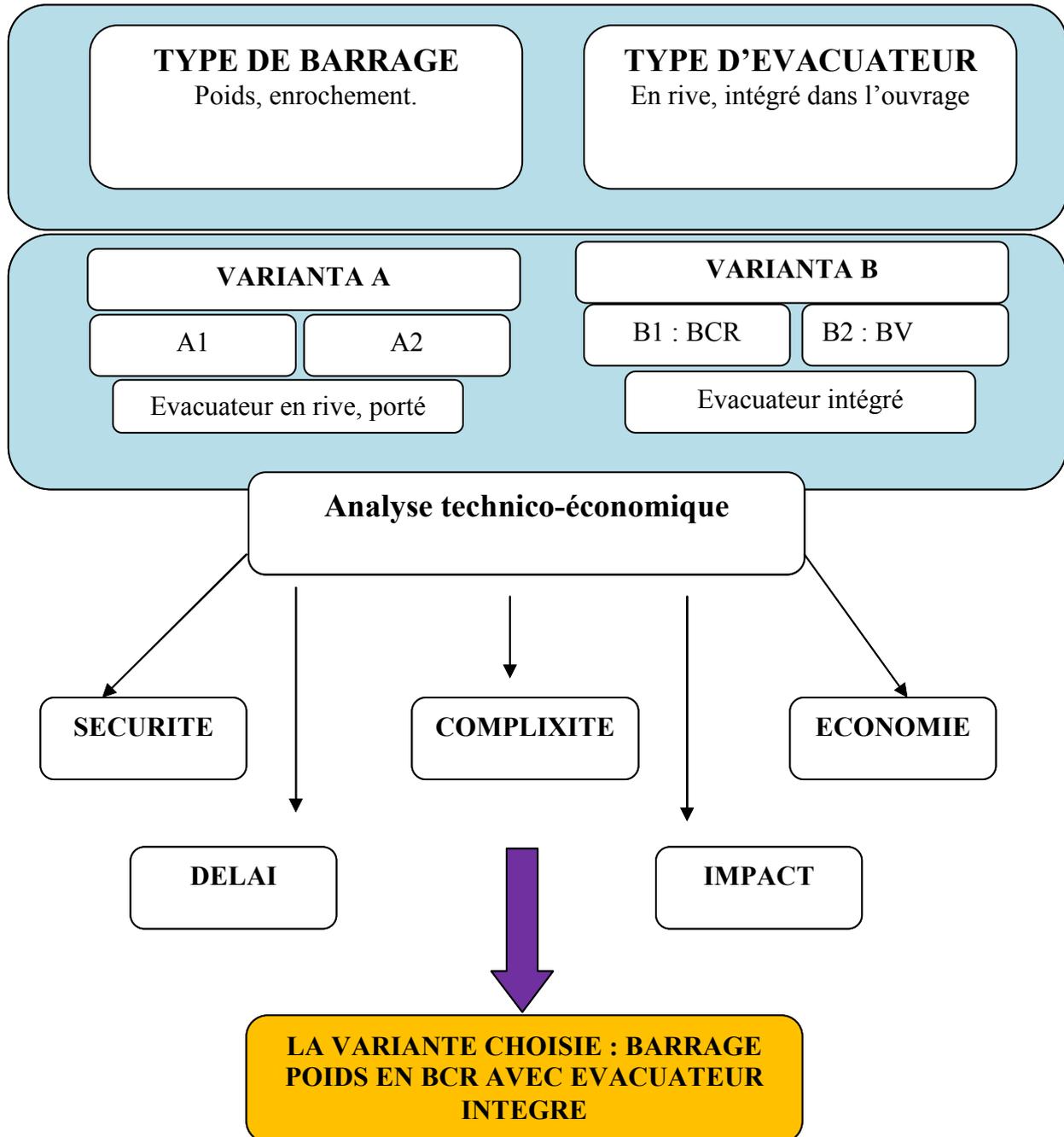


Figure V.4 : Les étapes de choix de la variante.

CHAPITRE VI :

ETUDE DE LA VARIANTE

CHOISIE.

VI.1) Description de la digue :

Il est prévu d'exécuter un barrage poids en béton compacté au rouleau (BCR) avec des parements amont et aval, organes hydraulique et galerie de drainage en béton conventionnel. Le corps de l'ouvrage est plein. Le barrage est constitué de blocs indépendants, d'une largeur de 20m.

Selon le chapitre IV: étude hydrologique ses caractéristiques principales sont les suivantes :

Tableau VI.1 : Caractéristiques principales.

Fondation du barrage	42.9	m NGA
Terrain naturel au fond de l'Oued	53	m NGA
Niveau de crête	72.5	m NGA
Niveau d'eau aval	49.7	m NGA
La revanche est : R	1	M
L'hauteur du barrage	29.6	M
Largeur de la crête	4	M
Largeur du barrage à la fondation	23	M
Largeur de couronnement	263	M

VI.1.1) Le choix des pentes de talus :

Les pentes des talus amont et aval sont en fonction des matériaux de construction utilisés et leur caractéristiques mécaniques et de la hauteur et la classe du barrage.

- ◆ Talus amont : 1H / 10 V.
- ◆ Talus aval : 9 H / 10 V.
- ◆ La pente du corps de barrage à la fondation : 1 H / 10 V

VI.1.2) Modélisation :

De par son comportement en 2D, l'interface entre les plots n'est pas considérée. Toutefois, afin d'en augmenter la stabilité, une excroissance d'une face d'un plot vient s'encaster dans la face du plot suivant.

A l'amont comme à l'aval, les volumes des excroissances de béton contre la roche excavées n'ont pas été considérés dans le model. En effet, ces parties ne sont capables de fournir une résistance que sous certaines conditions difficilement atteignable (injection complète des joints, liaison monolithique au rocher, ...).

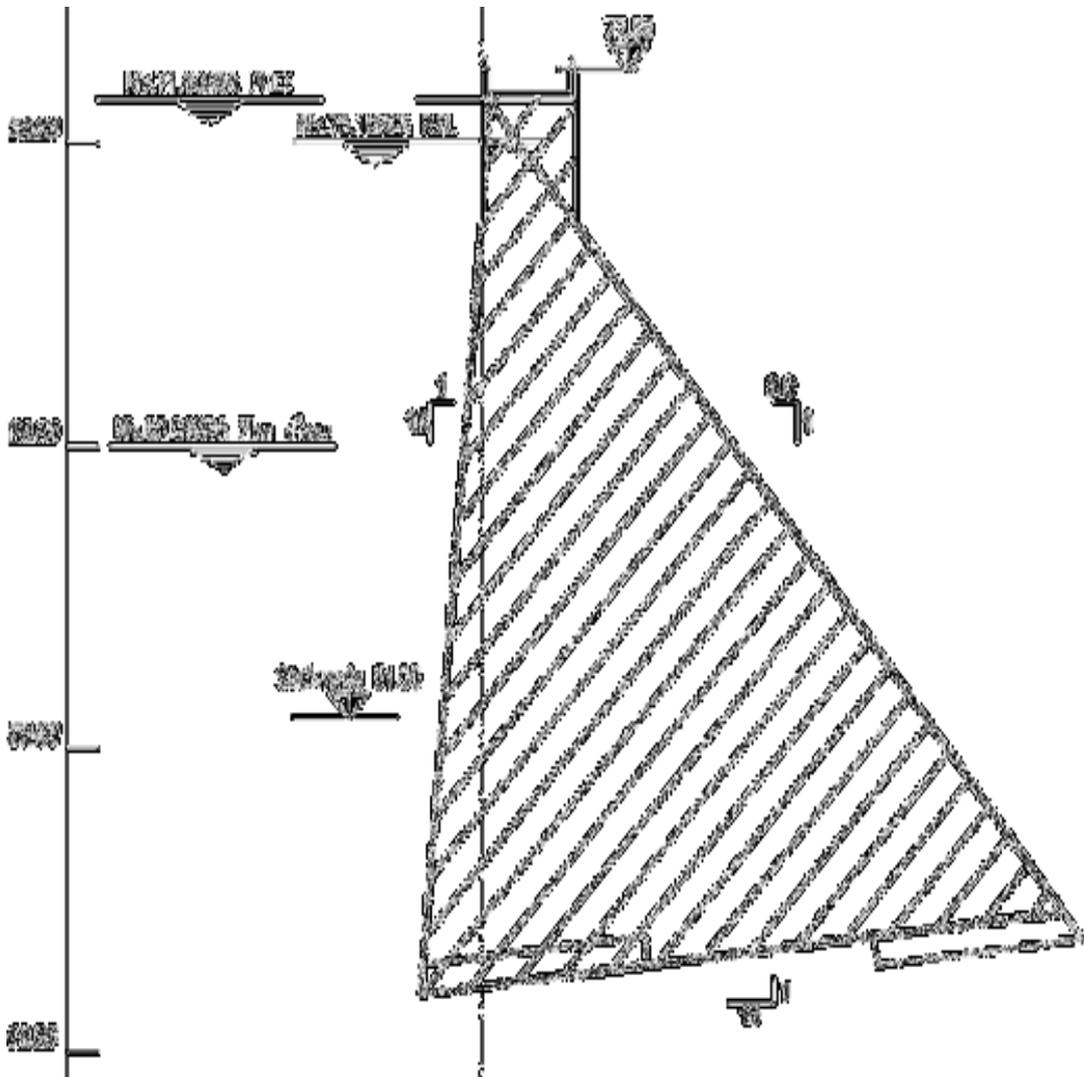


Figure VI.1 : Modélisation du barrage en 2DM

VI.1.3) Traitement et étanchéité des fondations :

Afin d'augmenter la sécurité de l'ouvrage, divers travaux complémentaires peuvent être prévus :

- ✚ Injection de consolidation sur une profondeur de 5m sur toute la surface de fondation de l'ouvrage.
- ✚ Ecran d'étanchéité sur une profondeur maximale de 20m et adaptée à la hauteur variable de l'ouvrage (de l'ordre de 75% de la hauteur sur fondation de l'ouvrage) et ce, de rive à rive
- ✚ Voile de drainage incliné de 15° sur une profondeur de 15m (également à adapter avec la hauteur du voile d'étanchéité).

D'autre part, une galerie de contrôle parcourt le barrage de rive en rive. Il est toutefois à noter que les recommandations peuvent être affinées et adaptées ultérieurement en fonction des résultats des reconnaissances géologiques et géotechniques qui seront menées en phase d'exécution.

Figure VI.2: Influence du voile d'étanchéité sur la charge hydraulique totale sans voile d'étanchéité.

Figure VI.3 : Influence du voile d'étanchéité sur la charge hydraulique totale avec voile d'étanchéité.

VI.1.4) Consolidation de la fondation :

Compte tenu des conclusions du rapport géologique sur l'état du rocher, notamment en rive droite où les gneiss semblent très fracturés entre 10 et 20m de profondeur, et de la forte sismicité de la zone, une consolidation de la fondation doit être prévue. Elle consiste en l'injection sous pression d'un coulis de ciment qui doit colmater les fissures et joints dans la roche.

Par les injections, la rigidité et la résistance du terrain seront augmentées et les fissures dans le massif rocheux sont colmatées, ce qui entraîne une diminution du tassement à long terme. Aussi, la perméabilité de la fondation immédiate est diminuée, ce qui implique un débit de percolation et des sous-pressions plus faibles.

Cette consolidation est faite à partir de la galerie de contrôle. Les forages sont prévus sur une profondeur de 5m mais, selon l'état du rocher, elles peuvent atteindre des profondeurs plus importantes, avec un espacement approximatif de 4 à 6m environ.

VI.1.5) Rideau de drainage :

Finalement, après l'exécution du voile d'étanchéité, un rideau de drainage doit être foré, son objectif est similaire à celui du voile d'étanchéité. Les deux ouvrages sont complémentaires.

La profondeur des forages pour le rideau de drainage sera d'environ la moitié de la hauteur de l'ouvrage en rive gauche et en fond de vallée, en rive droite. Cette profondeur doit être adaptée avec la hauteur du voile d'étanchéité. Les forages seront exécutés verticalement depuis la galerie de contrôle dans la partie centrale, ils seront inclinés vers l'amont et seront exécutés depuis l'aval en rives.

L'espacement des drains, qui dépend encore de la perméabilité, ne sera pas supérieur à 3m et leur diamètre est d'environ 80mm.

Les eaux récoltées par ces puits sont évacués par une galerie de contrôle, puis par la galerie de drainage pour être restituées à l'Oued à l'aval.

VI.1.6) Parements :

Les parements amont et aval doivent répondre à plusieurs critères. Du côté amont, le principal critère est l'étanchéité. De manière générale, le coût, la

rapidité d'exécution, l'apparence et la durabilité interviennent dans le choix d'un système.

Afin de répondre au critère de l'étanchéité :

✚ le parement amont sera exécuté en béton conventionnel, sur une épaisseur de 90cm.

✚ Après chaque couche de BCR, le béton de parement est mis en place contre le coffrage. Pour éviter une percolation à l'intérieur du corps du barrage, un drainage derrière le parement doit aussi être prévu.

✚ Pour le parement aval : blocs en béton conventionnel préfabriqués, disposés avant la mise en place du BCR. Ils font office de coffrage et permettent ainsi de maintenir un rythme élevé lors de la mise en place du BCR. Les dimensions approximatives sont environ 60cm de hauteur pour 75cm de largeur. Ces blocs donnent un aspect en marches d'escaliers sur le parement.

VI.1.7) Les charges :

La liste des actions avec leur valeur est présentée ci-dessous :

■ Charges statiques :

➤ Poids propre de l'ouvrage, admis uniforme en béton, poids volumique estimé à

24 [kN/m³],

➤ Poussée hydrostatique amont et aval

➤ Sous-pression, induite par la pression hydrostatique amont et aval sous le barrage.

➤ Poussée des sédiments, poids déjaugé estimé à 10 [kN/m³], angle de frottement interne $\Theta = 20^\circ$, cohésion nulle et coefficient $k_0 = 1 - \sin \Theta$,

➤ Contraintes induites par les différences thermiques.

■ Charges dynamique :

➤ Séisme, accélération globale estimée à $a = 0.8 * g$ [m/s²]

VI.1.8) La charge hydraulique :

On peut constater que l'effet du voile est corrélé à la perméabilité de la fondation. L'effet est plus marqué que pour une faible perméabilité. Ainsi, pour une fondation où $k=1 \cdot 10^{-5}$ m/s, la charge hydraulique sous la fondation de l'ouvrage varie entre 13m après le voile et 8 m au pied aval, alors que quand $k=1 \cdot 10^{-6}$ m/s, la charge hydraulique varie entre 19 m et 8 m. Si le voile d'étanchéité n'était pas réalisé, la charge varierait entre 24 m et 8 m.

VI.1.9) Le débit de percolation :

Le débit de percolation peut atteindre 10m³/jour dans le cas le plus défavorable, soit en SE avec une mauvaise perméabilité de sol.

Il est intéressant de constater que l'influence du voile est à nouveau liée à la perméabilité du sol. La réduction du débit par le voile est à nouveau proche de 30% pour une forte perméabilité et 10% pour une faible perméabilité.

VI.2) Ouvrages annexes :**VI.2.1) Conception générale des ouvrages annexes :**

Les ouvrages hydrauliques du barrage de Bouhdid sont constitués des éléments suivants :

- ◆ Vidange de fond,
- ◆ Evacuateur de crues,
- ◆ Pertuis.

VI.2.1.1) Vidange de fond :

Pour but d'entretiens du barrage et afin de pouvoir effectuer des curages réguliers, il est nécessaire de pouvoir vider entièrement de volume permanent.

Pour ce faire, deux mécanismes distincts sont prévus :

- Deux vannes d'abaissement de niveau, qui sont situées à 54NGA et 55NGA. Elles sont utilisées pour abaisser le plan d'eau du lac permanent, mais sans vider les sédiments.

■ Une vanne plane de purge qui se situe au niveau du fond du puits, d'une section de 1m de largeur et 1.5m de hauteur. Cette vanne sera utilisée uniquement en cas de faible charge, quand le niveau du lac est entre les niveaux 54NGA et 51NGA, dans le but d'évacuer les sédiments du fond.

La relation entre le niveau du lac et les débits rejetés par les vidanges de fond est représentée dans la Figure 4:

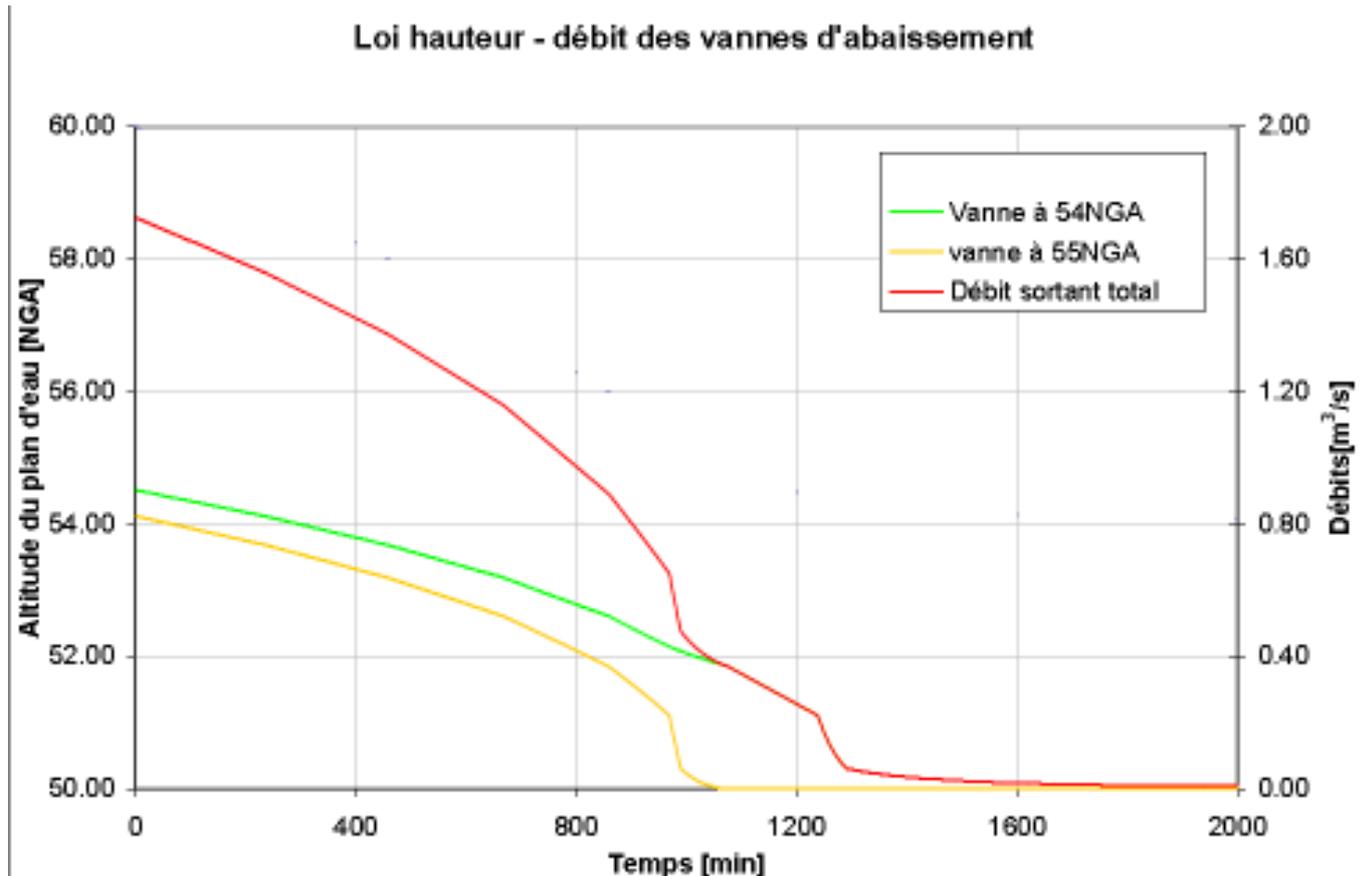


Figure VI.4 : Loi hauteur débit des vannes d'abaissement.

Chaque vidange est équipée d'une vanne commandée depuis la galerie de drainage au-dessous, ainsi que d'un batardeau sur tringle commandé depuis la crête du barrage.

Cette procédure vise plusieurs objectifs :

- ➡ Le but principal de l'ouvrage est la limitation du débit. Si toutes les vannes sont ouvertes en même temps, le débit dépasse largement la limite de 10m³/s.

- Tant que la charge est importante, la vanne de purge ne doit pas être ouverte, afin d'éviter que trop de sédiments soient emportés. Ceux-ci pourraient provoquer des dégâts dans la galerie.
- Comme précisé ci-dessus, une descente du niveau trop rapide peut entraîner un glissement de terrain sur les berges.

VI.2.1.2) Evacuateur de crue :

L'évacuateur de crues a été dimensionné en fonction de la crue centennale, soit un débit de 139.96 m³/s.

Le déversoir est réparti sur deux plots, la largeur totale de la crête déversante est d'environ 36m. Le débit spécifique est de 3.33m²/s. L'écoulement est ensuite dirigé sur le parement aval, constitué de marches d'escaliers d'une hauteur de 0.60m.

Les bajoyers sont en béton conventionnel. Leur hauteur est de 1m, à mesurer perpendiculairement à la ligne des nez de marches.

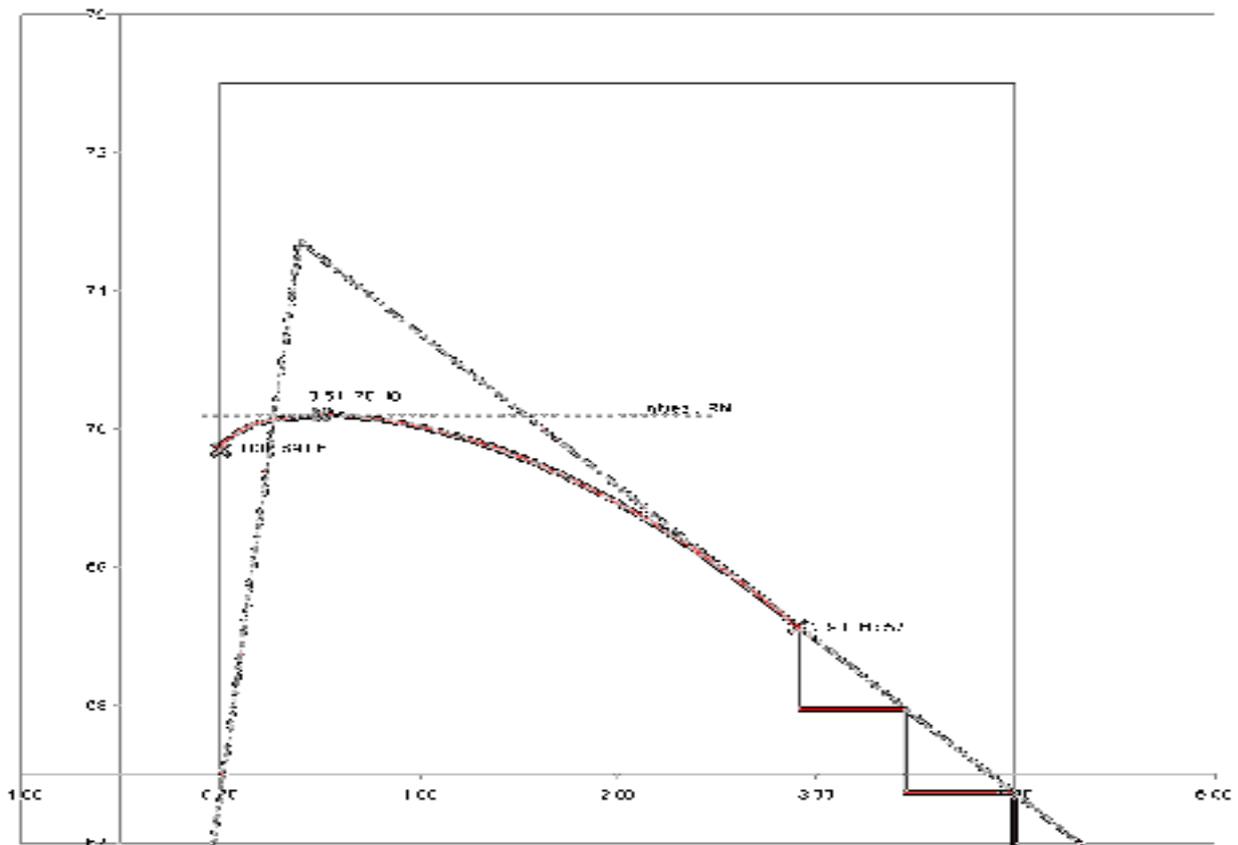


Figure VI.5 : Schéma principal de déversoir.

Le schéma d'évacuateur de crue est comme suit :

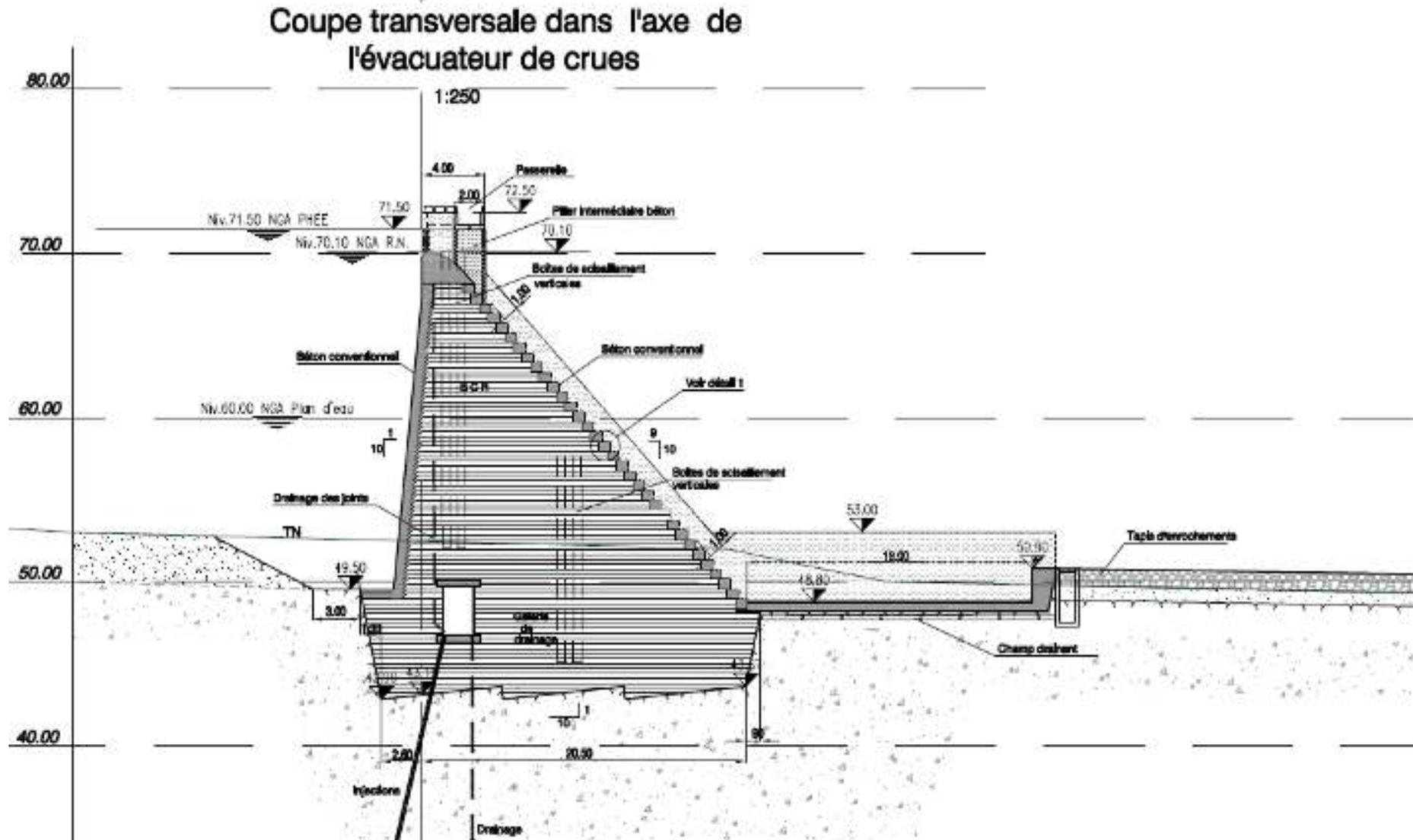


Figure VI.6 : Coupe transversale dans l'axe d'évacuateur de crues.

VI.2.1.3) Le pertuis :

En temps normal, les apports de l'Oued doivent être évacués par cet orifice. Le débit ne doit jamais dépasser 10 m³/s, comme cela est demandé par le schéma directeur. D'autre part, pour les événements inférieurs au décennal, le niveau du plan d'eau ne doit pas subir des modifications notables.

Il est composé des éléments suivants :

- ✚ Déversoir à paroi mince et chute dans un puits,
- ✚ Pertuis,
- ✚ Canal d'évacuation de largeur variable,
- ✚ Bassin de dissipation prismatique et canal de restitution.

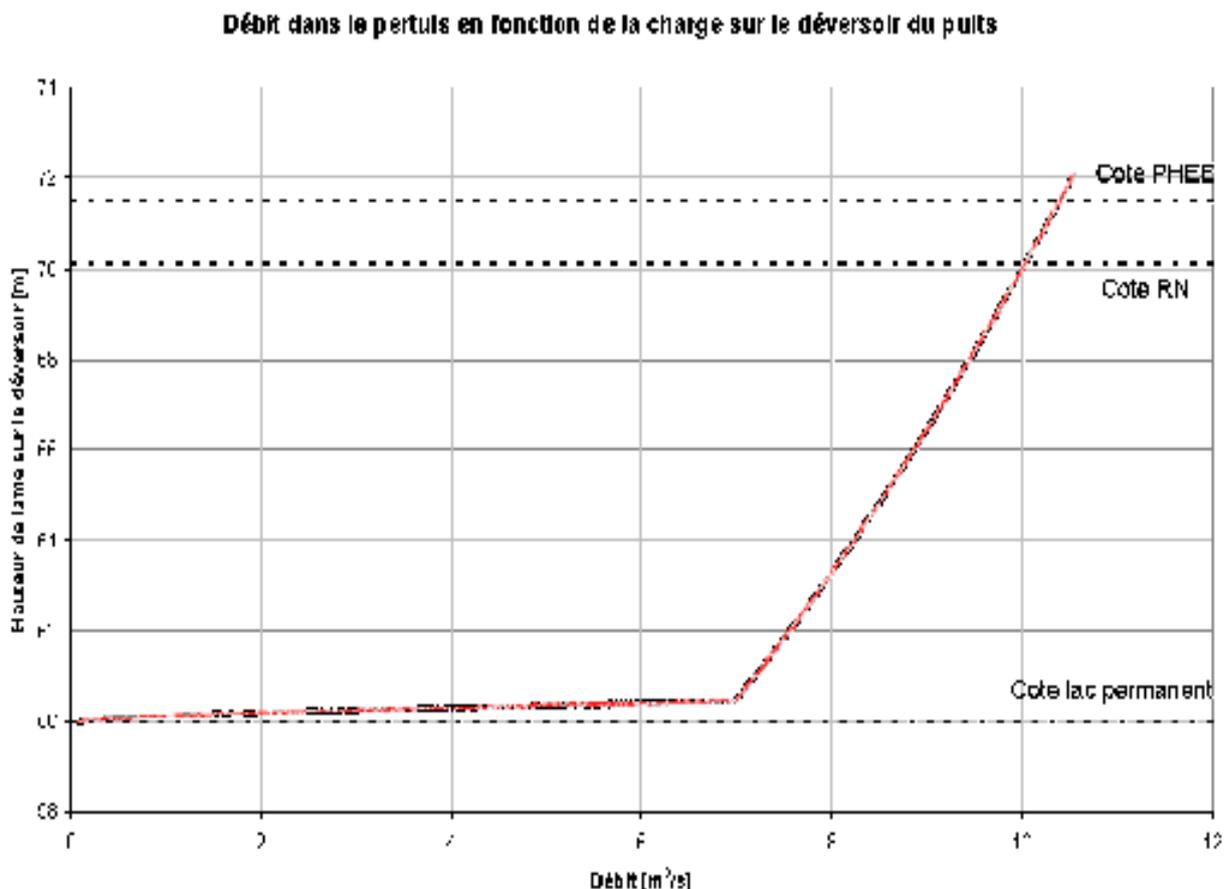


Figure VI.7 : Débit dans le pertuis en fonction de la charge sur le déversoir du puits.

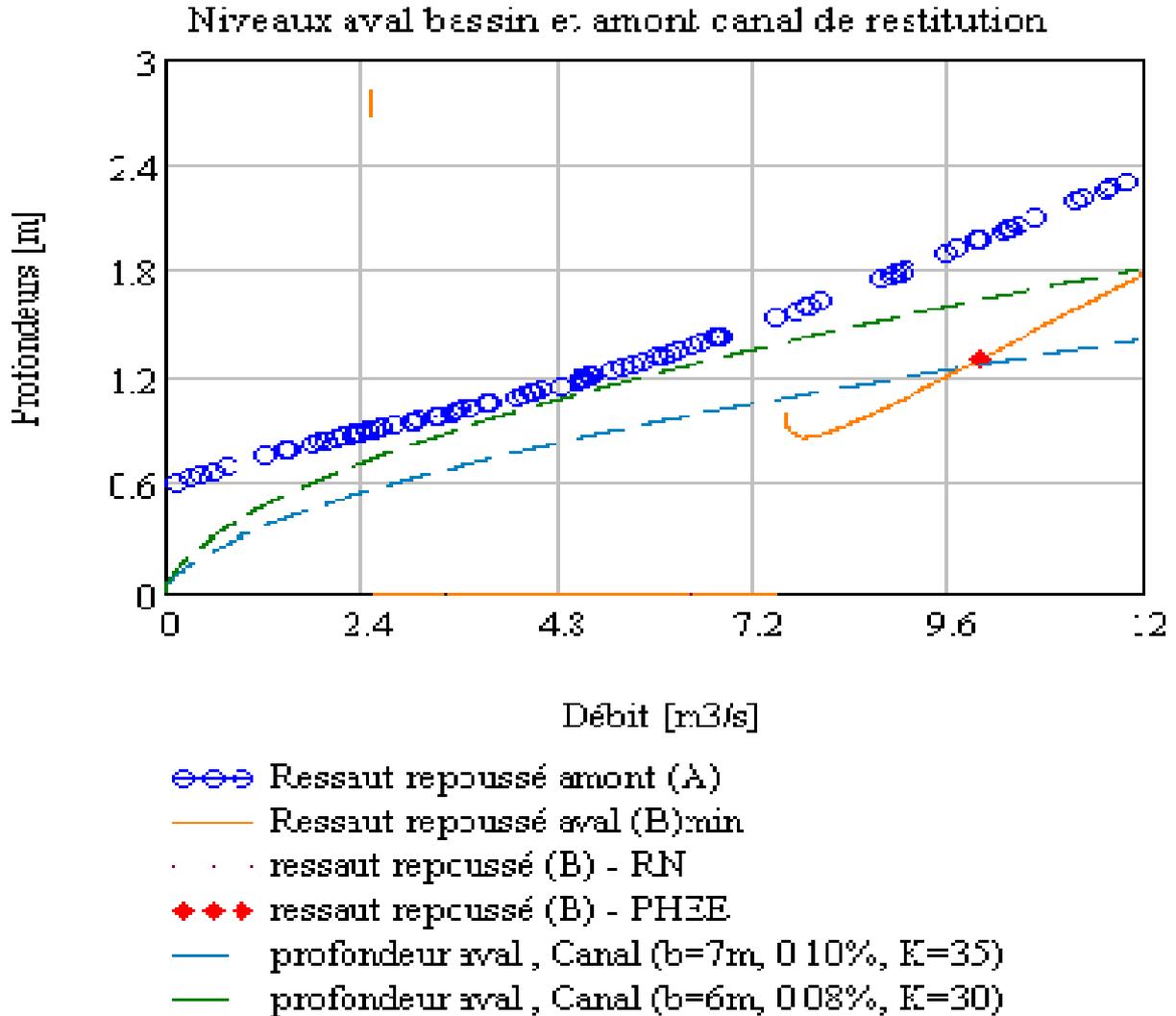


Figure VI.8 : Hauteur du ressaut hydraulique en fonction de débit.

VI.2.2) Auscultation :

Le but de l'auscultation est de pouvoir suivre le comportement du barrage dans le temps. Les premières mesures commencent dès la construction, d'autres ne seront fait que lorsque les travaux seront achevés.

Les mesures à prévoir concernent les points suivants :

- ❖ Déformations et déplacements de la structure ou de sa fondation,
- ❖ Charge hydrostatique amont,
- ❖ Sous-pressions,
- ❖ Accélération sismique
- ❖ Conditions atmosphériques.

Elle est afin de palier à une éventuelle défaillance, et dans le but de pouvoir contrôler la précision des mesures. Dans tous les cas, la 1ère mesure sera manuelle, alors que la seconde sera, dans la mesure du possible, automatisé. Le relevé des mesures manuelles doit se faire avec une fréquence mensuelle au minimum.

CONCLUSION

■ BARRAGE :

Type	Barrage poids
Nature des matériaux	B.C.R
Nature de fondation	Rocher type Gneiss
Hauteur de barrage	29.6 m
Largeur de la crête	263 m
Langueur de la crête	4 m
Fruit de parement amont	1H / 10V
Fruit de parement aval	9H / 10V
Pente de fondation	1H / 10V incliné vers l'amont
Altitude le la crête	72.5 m NGA
Altitude du seuil déversoir	70.10 m NGA

■ L'EVACUATEUR DE CRUES :

Nombre	1
Type	A seuil libre
Emplacement	Dans l'axe du barrage
Largeur de déversoir	36 m
Débit	107.50 m ³ /s
Surélévation	1.15 m



■ PRISE D'EAU :

Type	A seuil libre
Niveau	60 m NGA
débit	MAX 10 m ³ /s

■ VIDANGE DE FOND :

Nombre	2
Type	Conduite en charge
Niveau	54 et 55 m NGA
Temps de vidange	1 jour

■ OUVRAGE DE PURGE :

Nombre	1
Type	Vanne plane écoulement de faible charge
Niveau	51 m NGA
Temps de purge	En fonction de la sédimentation

CHAPITRE VII :

ETUDE DE CONSEQUENCES

DE RUPTURE DU BARRAGE.

INTRODUCTION :

Le projet du barrage est situé à un lieu qui a déjà fait l'objet de plusieurs constructions habitables et cela en attribuant des parcelles de terre à des citoyens.

Dans la logique des normes de construction d'un barrage, ces attributions doivent cesser, or la réalité est tout autre ; on remarque que sur les lieux, il y a de nouvelles bâtisses.

Donc les règles de distanciation ne sont pas respectées.

VII.1) hypothèses de rupture :

De part la nature du barrage (BCR), le mode de rupture le plus classique est une rupture brutale d'un ou plusieurs plots par basculement.

L'origine de la rupture peut être liée à l'association de :

-  Processus fragilisant la structure :
 - ❖ Défaut de drainage.
 - ❖ Séismes.
 - ❖ Défaut de conception ou de réalisation.
 - ❖ Défaut d'entretien ou de suivi.
 - ❖ Tassement de la structure.
 - ❖ Affouillement, dégradation des qualités du sol.
 - ❖ Rupture d'ancrages latéraux reliant les plots.
-  Processus déclencheur sollicitant la structure fragilisée :
 - ❖ Crue majeure.
 - ❖ Disfonctionnement.

Les hypothèses et les conditions retenues pour représenter la rupture du barrage sont :

Tableau VII.1: Les hypothèses et les conditions retenues

	VALEURS
Hauteur d'eau dans le barrage	70.1-70.5 NGA
Côte TN au barrage	51 NGA
Côte d'arase de rupture	60 NGA
Largeur de la brèche	37 m -50 m
Type de rupture	INSTANTANEE (BRUTALE)

Le calcul de l'onde de rupture est fait sur la base de surface-hauteur et capacité-hauteur.

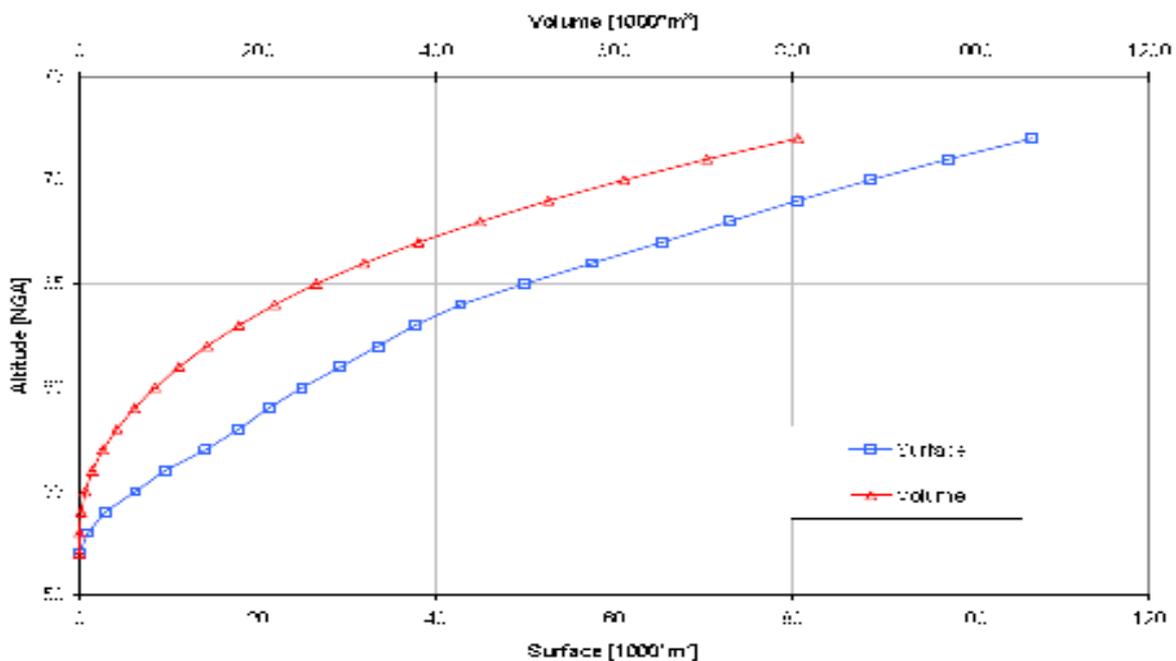


Figure VII.1 : Courbe capacité hauteur.

Les eaux des retenues qui sont de 634530 m^3 se déversent avec un débit de pointe de l'ordre de $2500 \text{ m}^3/\text{s}$ et en moins de 30 minutes. Le débit de l'hydrogramme de rupture passe sous la valeur du débit de la crue décennale à environ de 10 minutes.

Tableau VII.2 : Les valeurs d'hydrogramme de rupture.

Débit	0	3	5	7.5	10	12.3	15	20	25	30
A	2210.5	1157.9	789.5	427.1	263.2	157.9	105.3	52.6	0	0
B	3052.6	1263.2	684.2	342.1	184.2	105.3	52.6	52.6	0	0
C	1789.5	947.4	631.5	368.4	210.5	131.6	105.3	52.6	0	0
D	2500	1000	579.9	263.2	157.9	105.3	52.6	52.6	0	0
E	2500	1157.9	684.2	427.1	210.5	157.9	78.9	52.6	0	0

A : rupture plot principale centrale crue décamillénale.

B : rupture plot principale + adjacent crue décamillénale.

C : rupture plot principale centrale crue centinnale.

D : rupture plot principale +adjacent crue centinnale.

E :hydrogramme retenue

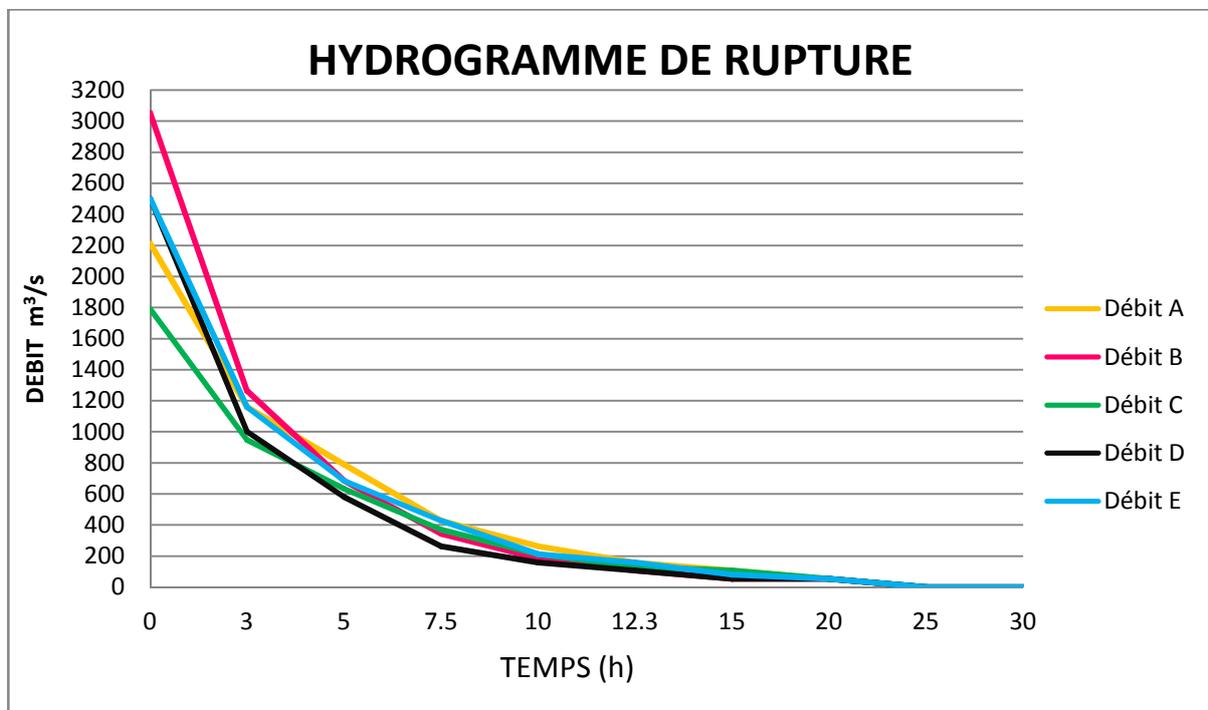


Figure VII.2 : Hydrogramme de rupture.

La rugosité est globale admise à $25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

Avant la rupture, les oueds et les canaux oued BOUHDID, BOU DJEMA, FORCHA et oued SIDI HARB sont simulés initialement avec des débits constants de 5 à 10m³/s.

Le débit de pointe de l'hydrogramme de rupture s'atténue au cours du cheminement du barrage jusqu'à l'entrée de la ville où la vallée s'élargit. Le laminage de l'hydrogramme de rupture est modéré dans la vallée encaissée de l'oued Bouhdid. Une fois que l'onde de rupture atteint la plaine d'ANNABA, alors le front s'étale dans toute la plaine en empruntant les voiries.

Les volumes débordés se dispersent en ville selon 2 axes d'écoulements principaux à partir de la confluence du canal ceinture (oued fourcha), canal Cadat (oued sidi harb) et le canal Fef N'sour :

✚ Au Nord- Est, le long du canal de ceinture jusqu'au rond point de la pénétrante Ouest.

✚ Plein Est pour toucher les cités du 8 mai 1945 et du 11 décembre 1960.

Les pentes hydrauliques étant très fortes au moment de l'arrivée du front et les hauteurs d'eau très importantes, les débits qui transitent par le canal Kef N'sour (de l'ordre de 80 m³/s) dépassent largement ses capacités hydrauliques nominales.

Tableau VII.3 : Les caractéristiques de l'onde de rupture.

Km	SITE	ECRETEMENT	DEBIT DE POINTE	TPS DEPIUS LA RUPTURE
0	Barrage	-	2500m ³ /s	0 min
1.4	Entrée Annaba	35%	1600m ³ /s	4min
4	Canal Faf N'sour	90%	300m ³ /s	~20 min

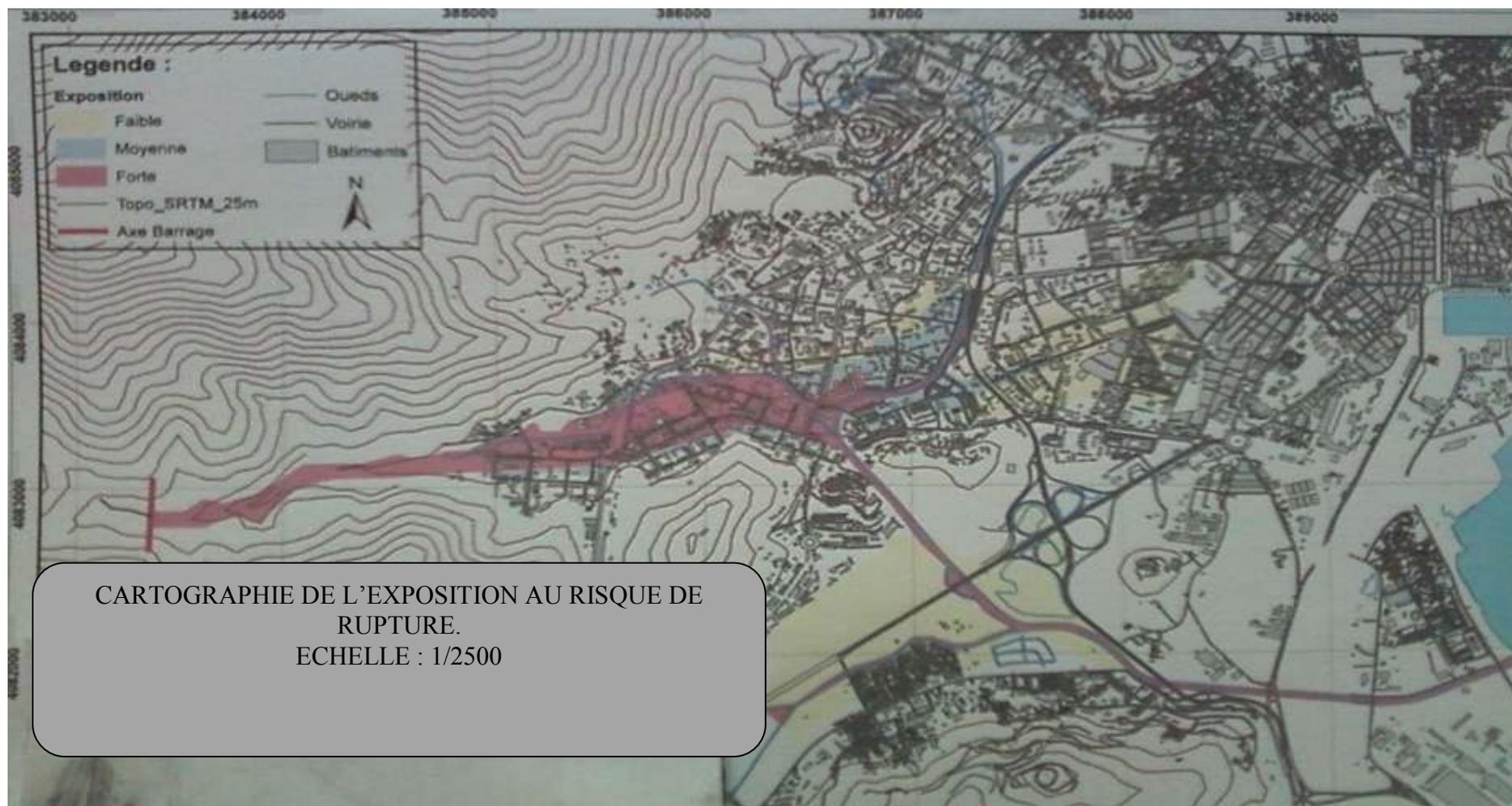


Figure VII.3 : Cartographie de l'exposition au risque de rupture.

Tableau VII.4: Ecrêtement du débit de pointe et délai de propagation du front d'onde.

T	0	0.03	0.07	0.125	0.25	0.325	0.5	0.65	1	1.5	2	2.5	3
Barrage	2500	1269.23	884.62	500	96.15	38.46	0	0	-	-	-	-	-
1.4 Km Entrée de la ville	0	0	1615.38	1000	269.23	96.15	38.46	0	0	-	-	-	-
4 Km canal kef N'sour	0	0	0	0	0	307.69	269.23	147.05	115.38	76.92	38.46	19.23	19.23

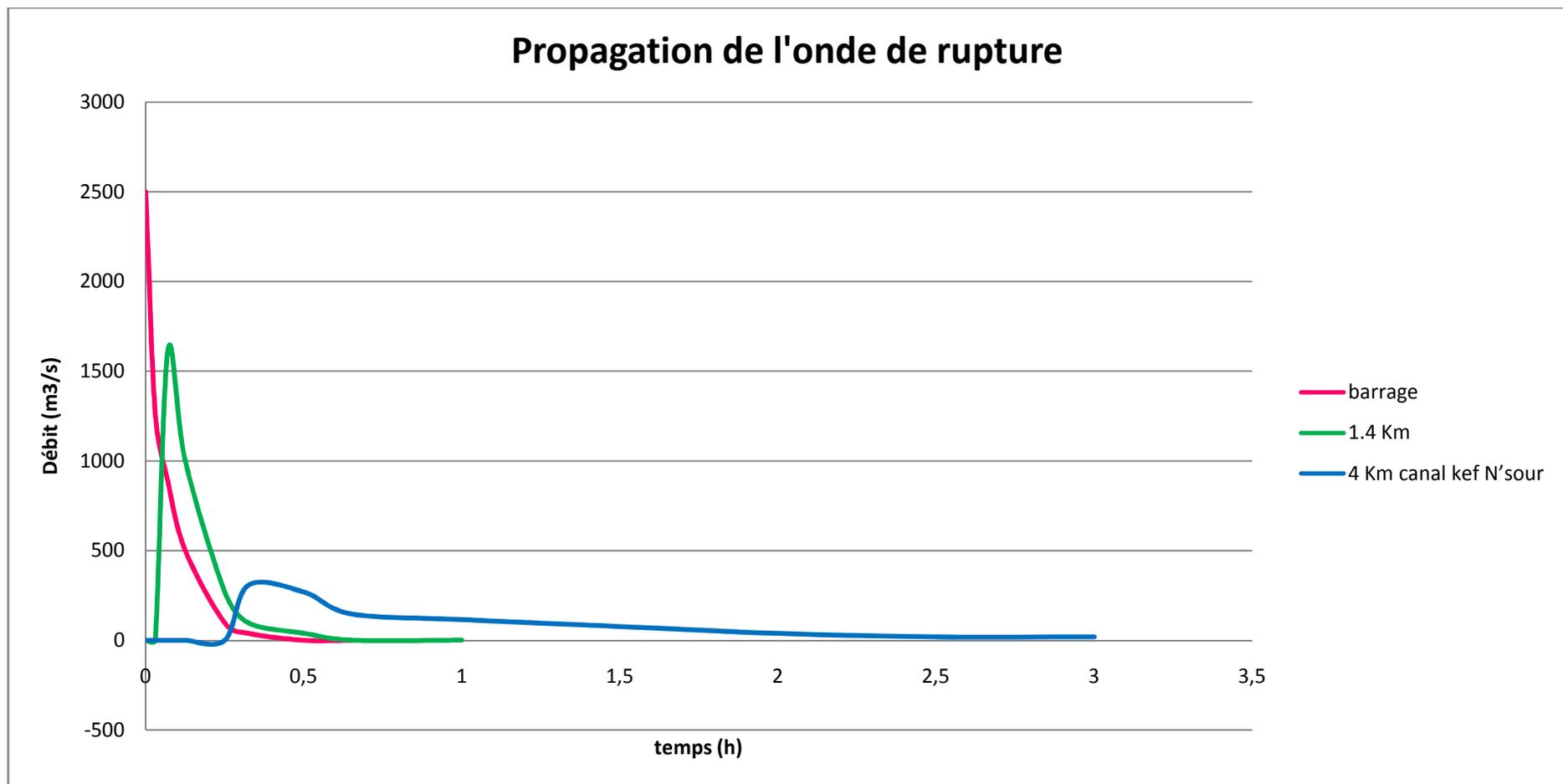


Figure VII.4 : Propagation de l'onde de rupture.

VII.2) Les apports solides :

Les écoulements arracheraient de grandes quantités de sédiments qui se déposeraient à partir de l'entrée de la ville jusqu'au canal Kef N'sour.

Les épaisseurs de dépôts représenteraient quelques décimètres (10-30cm en moyen) voire plus localement.

VII.3) Valeurs caractéristiques des écoulements :

Tableau VII.5 : valeurs caractéristiques des écoulements.

DISTANCE AU BARRAGE		SECTEURS	PROPAGATION DU FRONT D'ONDE		
Amont	aval		temps	vitesse	Hauteurs
0	1.4	Barrage- oued Bouhdid	0-4 min	6-15 m/s	3-5 m
1.4	2.2	Entrée de la ville (route Sidi Achour-Belaidd Belkasem)	4-8 min	5 m/s	~2.5 m
2.2	3.2	Ouest canal Kef N'sour et confluence	8-30min	3 m/s	~1-1.5 m
3.2	4.5	Est canal Kef N'sour	30-60min	1 m/s	~0.5-1 m
4.5	5.5	Bou'Djema	1-2 h	0.5 m/s	~0.5-1 m

Les débits de pointe de l'onde de rupture dans l'oued bouhdid et à l'entrée du canal de Kef N'sour sont largement supérieurs aux débits de pointe en crue ou les débits de dimensionnement des canaux.

C'est seulement en aval de la confluence de l'oued Bou'Djemaa et au canal Kef N'sour que les débits sont comparables à la capacité du cours d'eau.

VII.4) Conséquences matérielles de la rupture du barrage de Bouhdid :

Les hauteurs d'eau, les vitesses et les débits atteints sont tels que toutes les infrastructures ou constructions à l'entrée de la ville seraient probablement totalement ou partiellement détruits, les riverains exposés seraient sévèrement touchés. Ce secteur concerne environ 180 bâtiments.

Par contre, à l'Ouest du canal Kef N'sour et dans la zone de confluence les dommages des bâtis seraient limités et les riverains auraient, ainsi, le temps de se mettre à l'abri.

Les dommages aux bâtisses ne seraient pas structurels et les personnes faiblement menacées dans les secteurs plus à l'EST (cité du 8 mai 1945 et du 11 décembre 1960).

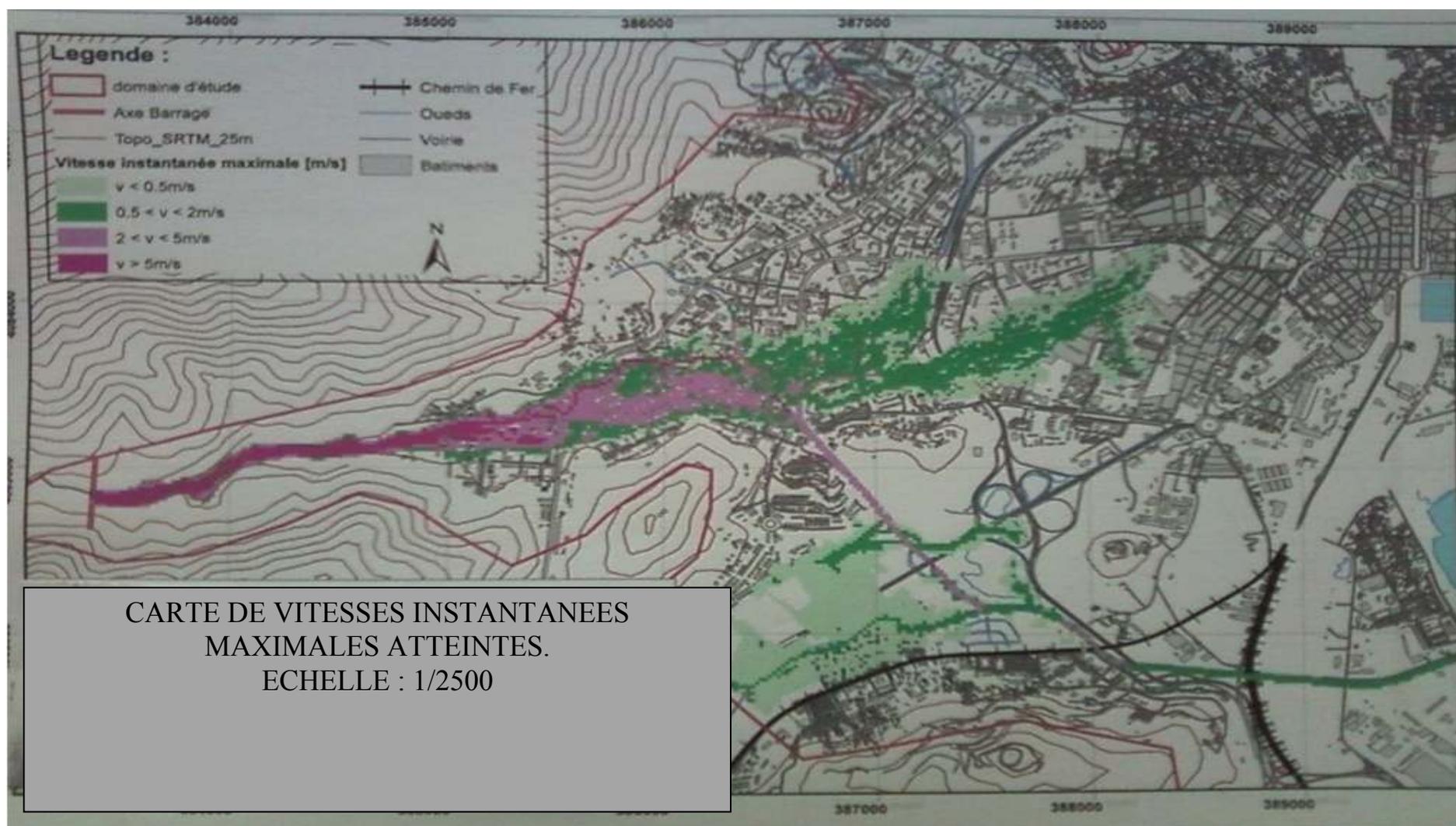


Figure VII.5 : Carte de vitesses instantanées maximales atteintes.

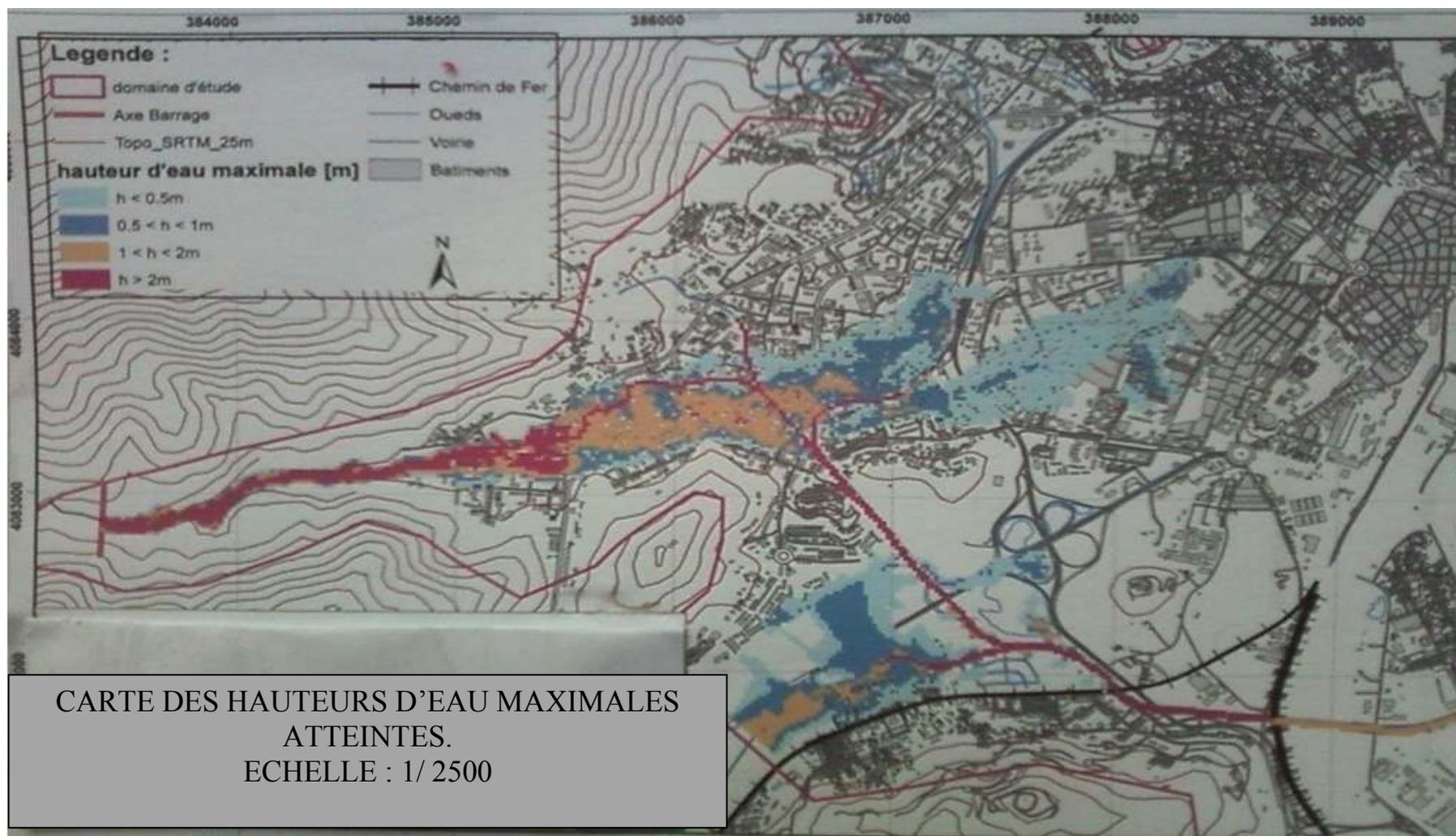


Figure VII.6 : Carte des hauteurs d'eau maximales atteintes.

CONCLUSION :

L'origine de la rupture du barrage peut être associée directement aux facteurs qui sont d'ordre technique ou naturel. Du fait de la distance entre le lieu du barrage et les tissus urbains de la ville d'Annaba, cette rupture peut provoquer des débits largement supérieurs aux débits de dimensionnement des ouvrages en temps record, il faut ajouter à cela que l'écoulement de forts débits charrient inévitablement une quantité de sédiments qui se déposeraient sur son chemin affectant ainsi l'environnement et le cadre de vie de citoyen.

CHAPITRE VIII :
ORGANISATION DE
CHANTIER.

Introduction :

L'organisation de chantier a pour but de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts.

L'organisation de chantier consiste à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

Afin d'atteindre ces objectifs, il est impératif de :

- ✚ Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement ;
- ✚ Répartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée ;
- ✚ Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour lesquels a été adoptée une mécanisation de plus en plus poussée ;
- ✚ Limiter le nombre du personnel à charge de projet ; le coût de la main d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient.

VIII.1) Travaux préparatoires et installation de l'entreprise :

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégagant de larges espaces autour de l'entreprise de la prise d'eau, afin de ménager les diverses aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail, donc on peut distinguer les installations suivantes :

VIII.1.1) Installation destinée au personnel :

En général, elle est composée de dortoirs, de réfectoires, d'installations sanitaires et de bureaux de chantier.

VIII.1.2) Installation destinée au stockage des matériaux :

Pour le ciment, il y a l'utilisation soit des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats stockés peuvent être en plein air. Un choix est à prévoir entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et ce fait facilite le dosage du béton. Les aciers doivent être protégés dans des endroits de forte humidité (baraquement, hangars).

VIII.1.3) Installation destinée à la réparation des engins :

En général, les grandes réparations ne se font 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.

VIII.1.4) Installation destinée pour la préfabrication :

Cette installation est constituée d'hangars munis de matériels nécessaires permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes...etc.

VIII.1.5) les moyens de chantier :

Pour l'exécution des travaux de terrassement, divers engins sont utilisés suivant la nature des travaux à accomplir :

1. Pour le compactage qui consiste en une augmentation artificielle de la densité d'un sol par des moyens mécaniques, les engins généralement utilisés sont les suivants :

- a) les compacteurs à pneus ;
- b) les rouleaux à pieds dameurent pour le compactage des sols fins ;
- c) les rouleaux vibrants lisses pour les sols granulaires et rocheux ;

2. En ce qui concerne le prélèvement et le transport des matériaux, les deux moyens couramment utilisés sont :

- a) la décapeuse automotrice (motor scraper) ;

b) la pelle hydraulique associée à des camions favorisant ainsi le mélange de plusieurs horizons et est plus adaptée lorsque la zone d'emprunt est éloignée du barrage ou d'un relief très marqué.

La méthode de construction du noyau en argile se fait suivant la manière classique (terrassement et compactage) en respectant les normes ou exigences de règles d'humidité optimale et densité maximale.

VIII.2) Planification :

VIII.2.1) Définition :

C'est une méthode dont dispose le cadre pour rendre son travail efficace, elle consiste en :

- installation des postes de travail ;
- observations instantanées ;
- analyse des tâches ;
- le chronométrage ;
- définition des objectifs et des attributions ;
- simplification des méthodes ;
- stabilisation des postes de travail.

VIII.2.2) Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

VIII.2.2.1) méthodes basées sur le réseau :

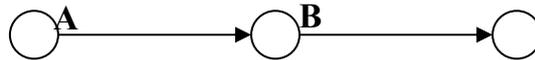
VIII.2.2.1.1) Définition du réseau :

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives,

simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

➤ Réseau à flèches :

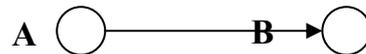
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération **A** précède l'opération **B**

➤ Réseau à nœuds :

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches



L'opération (**B**) ne peut commencer que si l'opération (**A**) est complètement achevée.

VIII.2.2.1.2) Construction du réseau :

Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

❖ **Etablissement d'une liste de tâches :**

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

❖ **détermination des tâches antérieures :**

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

❖ **Construction des graphes partiels :**

❖ **Regroupement des graphes partiels :**

❖ **Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage**

❖ **Construction du réseau.**

VIII.2.2.1.3) Différentes méthodes basées sur le réseau :**VIII.2.2.1.3.1) Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) :**

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

2^{ème} phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;

3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

VIII.2.2.1.3.2) Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technic):

C'est-à-dire technique d'ordonnancement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui, grâce à leur chronologie et leur dépendance, concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

VIII.2.2.1.3.3) Méthode P.D.M (Procedure Diagram Method):

C'est une méthode basée sur le réseau à nœuds et développe trois (3) relations à savoir :

- Commencement de l'opération (A) et (B) ;
- Finition de l'opération (A) et commencement de (B) ;
- Finition de l'opération (A) et finition de l'opération (B).

VIII.2.2.2) Méthodes basées sur le graphique :**VIII.2.2.2.1) Méthode linéaire (ligne of balance technic):**

Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux son répétitifs.

VIII.2.2.2.2) Méthode à barres :

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (plan de travail).

VIII.2.2.2.3) les étapes de la planification :

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend les étapes suivantes :

VIII.2.2.2.3.1) collection des informations :

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

VIII.2.2.2.3.2) décomposition du projet :

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

VIII.2.2.2.3.3) relations entre les tâches :

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

VIII.2.2.2.3.4) choix de la méthode de calcul :

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage à construire.

Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode **C.P.M.**

VIII.2.3) les paramètres de la méthode C.P.M :

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

Tableau VIII.1 : Les paramètres de l'exécution.

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 :

$$\begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$

VIII.2.3.1) 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 :

$$\mathbf{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} \mathbf{MT = 0} \\ \mathbf{\sum TR_{C.C} = D.T.P} \end{cases}$$

VIII.2.3.2) Attribution des durées de chaque opération :

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- Dimensions du projet.

En utilisant les normes **C.N.A.T**, la formule suivante pourra être appliquée :

$$T = \frac{Q \cdot N}{n}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{array} \right.$$

VIII.2.4) les plannings :

Il existe trois types de plan de travail :

VIII.2.4.1) plan de travail au plus tôt :

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

VIII.2.4.2) plan de travail au plus tard : (PTPP)

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

VIII.2.4.3) plan de travail intermédiaire :

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date au plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

VIII.3) délai de construction et programme des travaux :

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation à bon escient la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer l'efficacité de l'action entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres:

- le déroulement du travail dans un ordre correct, c'est-à-dire une bonne succession des opérations ;
- le respect des délais de réalisation pour chaque opération ;
- faire le travail le plus économiquement possible.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement asservi par du personnel qualifié ; bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport; la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

VIII.3.1) Principale quantité :

Sur la base des conclusions du rapport géologique et dans l'état actuel du projet, ils ont relevé les chiffres suivants :

-  Béton de masse : 54 000 m³,
-  Béton conventionnel : 6 000 m³,
-  Excavation : 50 000 m³.

Ces chiffres sont calculés en admettant que la fondation est à environ 8m sous le terrain naturel, soit 3m de terrain meuble et 5m de roche altérée qui doit être excavée.

Le béton conventionnel a été estimé en fonction de la surface apparente de l'ouvrage, en admettant une épaisseur de 60cm.

VIII.3.2) contrainte de travaux :

Les deux contraintes majeures pour cet ouvrage sont :

- ❖ La gestion des températures de coulage de béton ;
- ❖ La gestion de l'oued.

Les données climatiques portant sur la période 1975-1990 (Station aéroport Les Salines) sont les suivantes :

T 1 : Température moyenne minimale.

T 2 : Température moyenne maximale.

P : Hauteur pluviométrique moyenne mensuelle

Il est par conséquent préférable de débiter les excavations au début de l'été afin de pouvoir commencer les phases de bétonnage avec des températures inférieures à 25-30° soit environ à partir du mois d'octobre. D'autre part, la période de l'été est aussi celle où les précipitations sont le plus faibles, donc le plus bénéfique aux excavations.

VIII.3.3) Hypothèses et impératifs de programme

L'avancement des travaux est lié à l'Oued. Tant que celui-ci ne transite pas par le corps du barrage, le chantier de terrassement est au ralenti.

Dans une phase ultérieure de la construction, il sera nécessaire de faire les injections de consolidation, voile d'étanchéité et drainage. Or, ces travaux ne pourront se faire que lorsque la construction du barrage aura atteint au minimum la crête. En effet, sans cela, les injections n'ont pas tout l'effet escompté, puisque le poids de l'ouvrage augmenterait encore de manière non négligeable.

Ainsi, de nouvelles fractures pourraient se créer et diminuer l'efficacité des injections.

Ces injections se feront en partie en pied amont du barrage. Il va de soi qu'elles doivent être réalisées avant la 1ère mise en eau.

VIII.3.4) Programme :

Dans le cadre de cet avant-projet, un programme estimatif des travaux a été fait. Il repose sur les hypothèses suivantes :

- Le niveau de fondation se situe à 8m sous le terrain naturel, soit 3m de matériau meuble, 5m de roche altérée.
- Les excavations sont faites à environ 100m³ par jour.
- La capacité journalière de bétonnage est d'environ 400 à 500m³ par jour.
- Le terrassement des matières meubles peut-être fait rapidement et à grande échelle.

Eventuellement, celui-ci peut même être entrepris avant le début des excavations.

- Les injections d'étanchéité, de consolidation et le voile de drainage seront partiellement exécutés après la fin de la construction de l'ouvrage.

(Les valeurs colorées sont des cumuls).

Tableau VIII.2 : Les paramètres des exécutions des travaux.

MOIS	T1(C°)	T2(C°)	T2-T1	T1+T2/2	P (mm)	humidité	Rosée(j)	Brouil(j)	Brume(j)	Ensolei(j)
S	18.35	28.73	10.38	23.54	29.58	72.80	7.31	0.31	1.87	0.31
O	14.53	25.46	10.93	20.00	74.98	74.22	8.00	1.31	2.37	0.43
N	10.73	20.43	9.70	15.58	101.58	76.60	0.68	1.31	2.37	1.12
D	7.92	17.46	9.54	12.69	100.53	76.11	10.50	1.50	2.31	2.12
J	6.88	16.23	9.35	11.55	92.00	76.82	6.56	1.00	1.68	2.06
F	7.26	16.99	9.73	12.12	73.05	77.34	7.81	1.87	2.87	1.43
M	7.66	18.18	10.52	12.92	72.13	75.78	8.25	1.81	2.68	1.00
A	9.77	20.17	10.40	14.97	54.64	74.59	6.06	1.31	3.31	1.00
M	12.72	23.21	10.49	17.96	34.01	75.31	7.00	2.37	5.12	1.00
J	16.06	26.82	10.76	21.44	15.42	72.60	5.18	1.50	3.50	0.12
J	18.80	30.34	11.54	24.57	2.87	69.88	4.50	1.43	3.18	0.00
A	19.60	30.46	10.86	25.05	7.67	72.23	4.87	1.18	2.62	0.31
MOYENNE	12.52	21.7	10.35	17.09	657.94	74.52	83.85	10.27	32.94	10.09

Tableau VIII.3 : Notation des opérations.

TRAVEAUX	OPERATION	DUREE(MOIS)
Travaux routier	A	1
Installation de chantier	B	1
Excavation plot 1-2 et terrassement de matière meuble	C	2
Excavation plot 3-4-5 et mur d'entonnement	D	2
Bétonnage du plot	E	2
Bétonnage du plot 2-5 jusqu'à 60.15 NGA	F	2
Excavation et bétonnage du plot 6-7 jusqu'à 60.15 NGA	G	4
Excavation et bétonnage du plot 11-12 jusqu'à 60.15 NGA	H	4
Excavation et bétonnage du plot 8-10 jusqu'à 60.15 NGA	I	4
Bétonnage de toute la largeur jusqu'à 67.4 NGA	J	2
Injection de consolidation au pied amont	K	1
Bétonnage sur toute la crête	L	3
Excavation et bétonnage du l'évacuateur de crue	M	3
Travaux de finitions	N	2

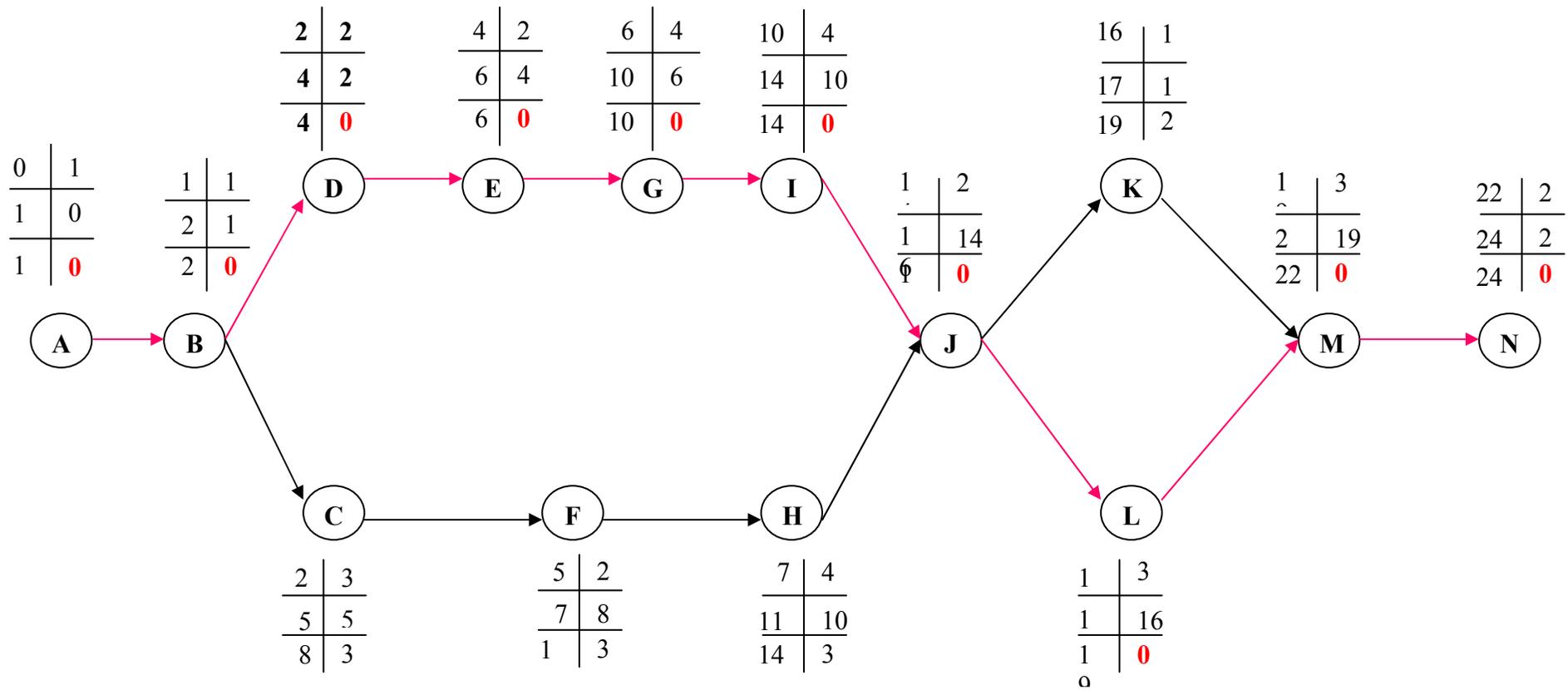


Figure VIII.1 : Le réseau à nœud.

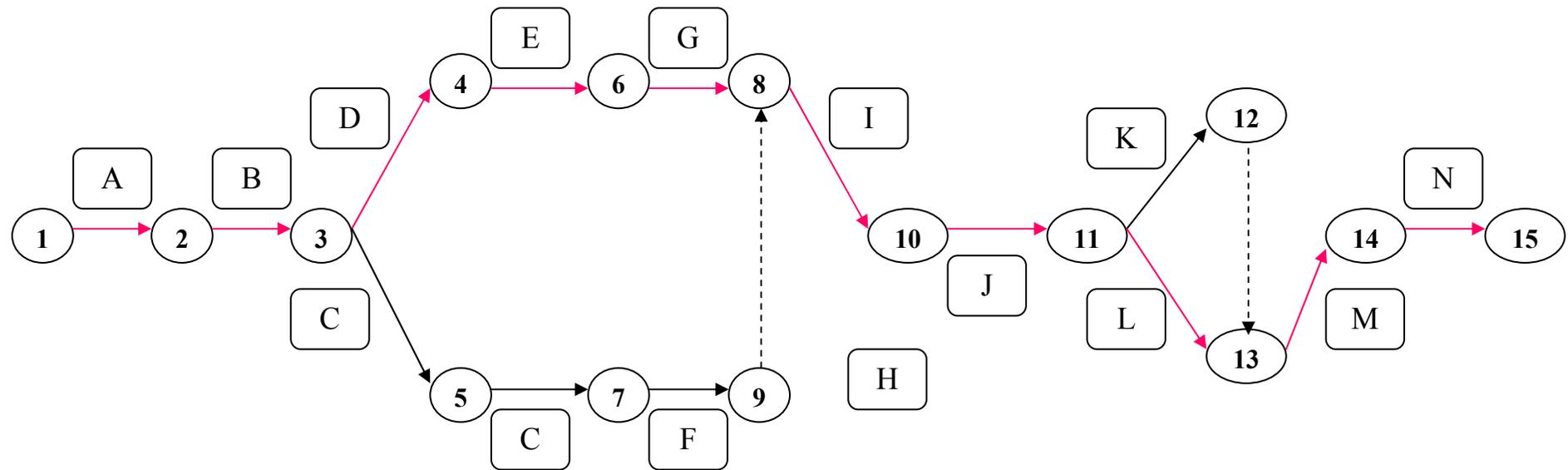


Figure VIII.2 : Le réseau à flèche.

VIII.4) Détermination des chemins critiques :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Ainsi, on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.4 : Détermination des chemins critiques

Opération		DP		DPP		TR
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
1-2	1	0	1	0	1	0
2-3	1	1	2	1	2	0
3-4	2	2	4	2	4	0
3-5	3	2	5	5	8	3
4-6	2	4	6	4	6	0
5-7	2	5	7	8	10	3
6-8	4	6	10	6	10	0
7-9	4	7	11	10	14	3
8-10	4	10	14	10	14	0
9-10	0	11	11	14	14	3
10-11	2	14	16	14	16	0
11-12	1	16	17	18	19	2
11-13	3	16	19	16	19	0
12-13	0	17	17	19	19	2
13-14	3	19	22	19	22	0
14-15	2	22	24	22	24	0

Le chemin critique : (1-2)(2-3)(3-4)(4-6)(6-8)(8-10)(10-11)(11-13)(13-14)(14-15)

Le temps de réalisation égale à **24** mois.

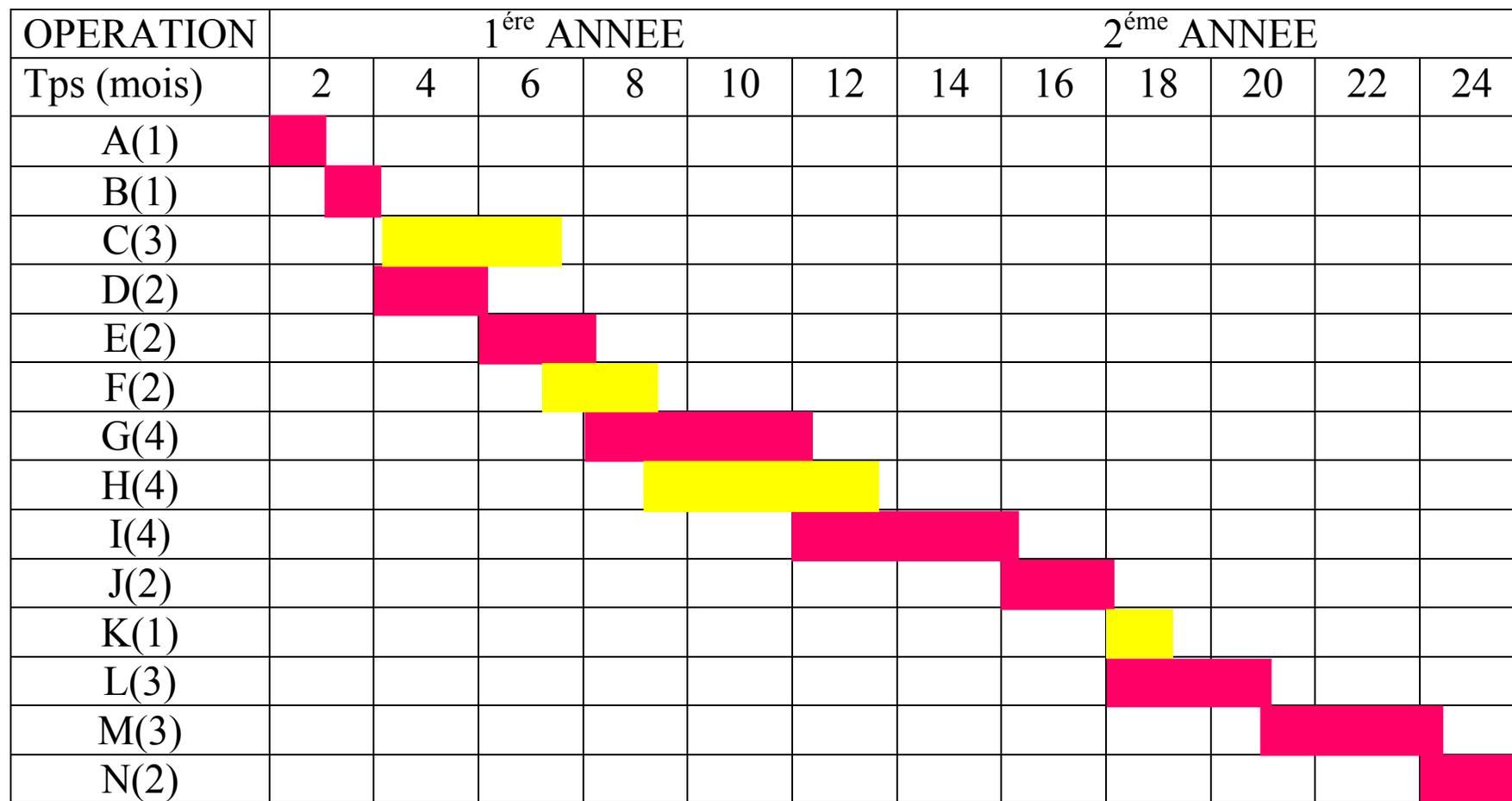


Figure VIII.3 : diagramme de GANT.

VIII.5) Technologie des principaux travaux :**VIII.5.1) Exécution des voies d'accès :**

Pour l'accès à tous les ouvrages pendant la période de construction et d'exploitation, on prévoit une piste d'accès.

VIII.5.2) Exécution des travaux de terrassement :

Les travaux de terrassement sont exécutés avec le même matériel utilisé pour les voies d'accès :

- 1) Creusage et déplacement des terres à l'aide de bulldozer.
- 2) Humectage des matériaux, à l'aide d'un camion citerne ou par un asperseur, elle est effectuée dans le cas où les matériaux sont trop secs.
- 3) Compactage des matériaux, dans notre cas, on utilise un rouleau à pied, car notre sol est argileux.
- 4) Nivellement des talus, pour le canal de restitution le nivellement de talus se fait à l'aide d'une pelle niveleuse.

VIII.5.3) Exécution des travaux de bétonnage :**VIII.5.3.1) Choix de la centrale du béton :**

Pour le choix de la centrale à béton, il faut d'abord déterminer l'intensité des travaux de bétonnages, qui est calculé par la formule suivante :

$$R = \frac{V_t \cdot K}{T}$$

Avec :

K : Coefficient de disproportionnalité de la mise en place du béton ;

V_t : Volume total du béton en [m³];

T : Durée de la construction des ouvrages en béton ;

$$T = n \cdot t \cdot n_p \cdot t'$$

Où :

n : Durée des travaux de bétonnage est égale à dix sept mois c'est-à-dire ($n=1,42$ ans)

t : Nombre d'heures de travail par poste (8h);

n_p : Nombre de poste par jour (1poste) ;

t' : Nombre de jours de travail par année (313j) ;

$$R = \frac{V \cdot K}{n \cdot n_p \cdot t \cdot t'}$$

A.N :

$$R = 0.55 \text{m}^3/\text{h}$$

La centrale à béton est choisie de manière à assurer un rendement technique moyen de l'ordre de 9 (m^3/h), ce rendement est beaucoup plus grand par rapport à l'intensité des travaux, ce qui nous permet d'assurer des réserves permettant de continuer les travaux de bétonnage en cas d'arrêt des installations d'exécution des déblais.

VIII.5.3.2) Choix du mode de transport du mélange de béton :

Le choix de type de transport dépend de :

- La distance de déplacement du béton ;
- L'intensité des travaux du béton ;
- Des caractéristiques des mélanges du béton ;

L'opération de transport doit s'effectuer de telle manière que la qualité du béton ne soit pas altérée.

On utilise un camion équipé d'une benne dans laquelle le béton sera déversé par la bétonnière.

CHAPITRE IX :

REGLES ET CONSIGNES DE

SECURITE DU CHANTIER.

INTRODUCTION :

Les forces productives de la société sont d'autant plus réduites que le nombre d'accidents de travail et de maladies professionnels augmentent. En Algérie, une perte considérable en temps et en argent a été ressentie suivant les données de la sécurité sociale. Les causes les plus fréquentes sont dues aux objets en cours de manutention ainsi qu'aux emplacements de travail, les surfaces de circulation et les masses en mouvements.

L'esprit négatif des accidents et maladies professionnels se répercute sur la production et sur le plan financier et humain qui n'est autre que le capital le plus précieux de ce pays.

Notre objectif essentiel est de réduire au maximum la fréquence et la gravité des accidents. Pour cela, il a été élaboré un certain nombre de consignes et de règlements que l'on appelle "*sécurité du travail*".

La direction et le service de sécurité au personnel doit développer et assurer l'esprit de sécurité qui doit régner dans l'enceinte de travail ; ce qui permettra de façon efficace de réduire le taux d'accidents.

IX.1) Les accidents de travail :

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme une immense chaîne de solidarité, composé de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes intéressés figurés dans l'organigramme ci-après.

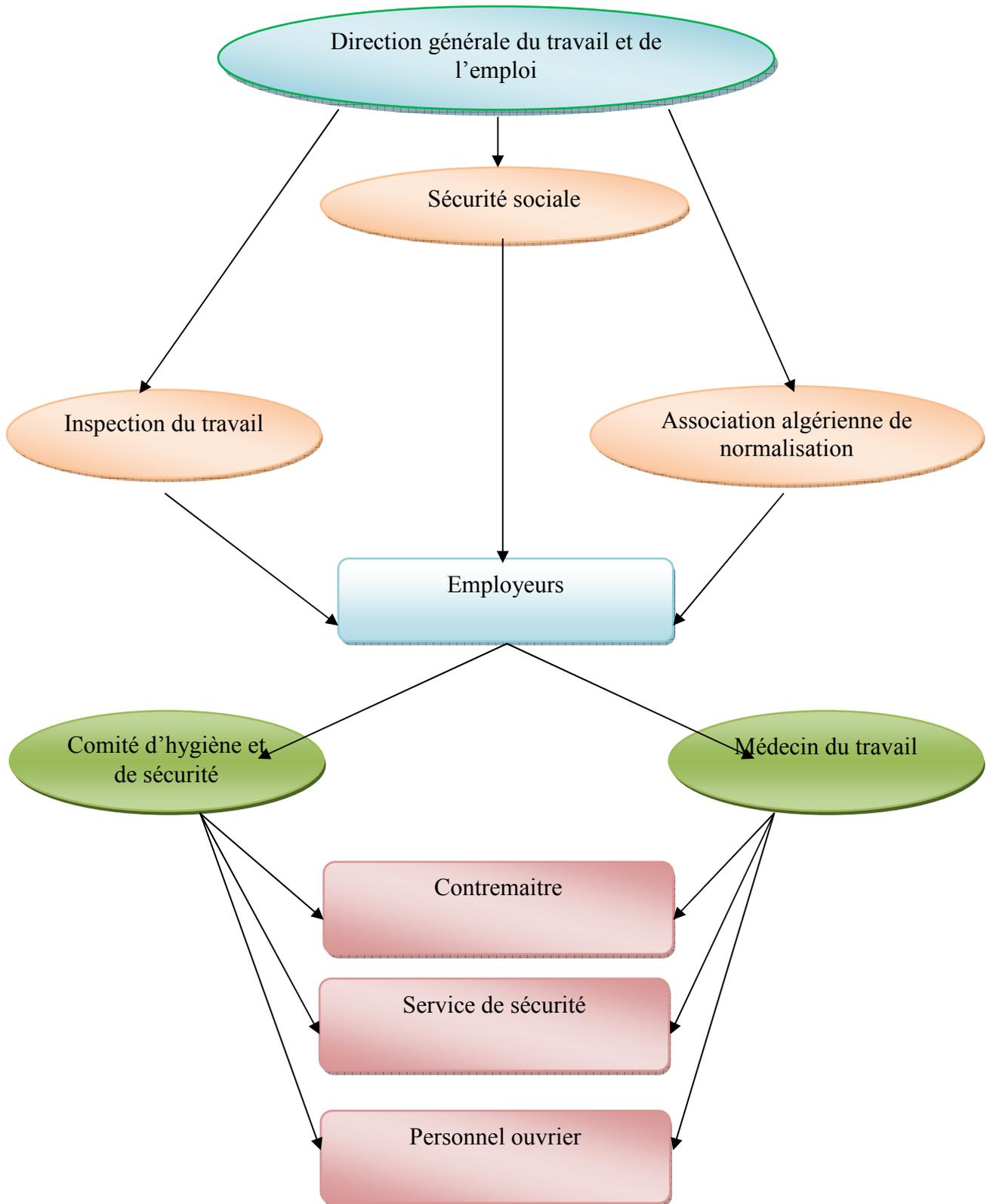


Figure IX.1 : Organisation des travaux.

IX.2) Causes des accidents de travail :

Les différentes causes des accidents de travail se subdivisent en deux catégories : l'une se traduit par les facteurs humains, l'autre par les facteurs matériels.

IX.2.1) facteurs humains :

Ces facteurs concernent les actions dangereuses dans le travail dues au comportement de nature humaine qui nécessite dans certains cas l'intervention d'un médecin et d'un psychologue tel que :

- La négligence des travailleurs ;
- La fatigue excessive ;
- Manque de concentration ;
- L'agitation ;
- La nervosité ;
- Inaptitude mentale ou physique ;
- Taux d'erreur important.

IX.2.2) facteurs matériels :

Les causes d'accidents d'origine matérielle évoluent généralement pendant l'exécution des travaux. Elles proviennent :

- Des outils et engins utilisés (implantation, entretien).
- Du lieu de travail (éclairage, conditions climatiques).
- Des conditions d'hygiène et de sécurité (ventilation, production).

IX.3) Causes des maladies professionnelles :**a. -Les poussières :**

Par son inhalation, la poussière est l'un des facteurs qui cause le plus de maladies graves. Parmi ces maladies, nous pouvons citer la silicose due aux

poussières de silicium qui est l'une des plus grave et des plus fréquentes des maladies professionnelles, notons également l'asbestose due aux poussières d'amiante, ainsi que la sidérose due aux poussières d'oxyde de fer.

Ces maladies se traduisent par un certain nombre de symptômes tels que :

-dyspnée : au début difficulté de respirer, c'est une dyspnée d'effort, puis cela aboutit à une insuffisance respiratoire plus importante.

-l'hémoptysie : expectoration sanglante avec risque de tuberculose.

b. -Le bruit :

Les surdités professionnelles surviennent par traumatismes sonores dû à la nocivité du bruit pour l'oreille interne, surtout les bruits impulsifs inférieurs à une seconde et qui sont aigus, c'est une surdité de perception parce qu'elle se situe au niveau de l'oreille interne.

Nous pouvons citer comme exemple le marteau piqueur qui donne une surdité de perception avec une notion à clarifier : une durée minimale d'exposition de deux années, déficit audiométrique bilatéral par des lésions irréversibles, c'est-à-dire ne s'aggravant plus après cessation d'exposition aux risques, le marteau piqueur donne également des tendinites aux niveaux des coudes et des poignets par microtraumatismes dus aux vibrations.

IX.4) Conditions dangereuses dans le chantier :

-  Installation non protégée ou mal protégée.
-  Outillages, engins et équipements en mauvais état.
-  Matière défectueuse, stockage irrationnel.
-  Protection individuelle inexistante.
-  Défauts dans la construction et la conception.

- ✚ Eclairage défectueux.
- ✚ Facteur d'ambiance impropre.
- ✚ Conditions climatiques défavorables.
- ✚ Mauvaise disposition des lieux.
- ✚ Stockage irrationnel.

IX.5) Methode et moyens de prévention :

- ✚ Assurer une protection individuelle :
 - ❖ La protection des membres supérieurs ;
 - ❖ La protection des membres inférieurs ;
 - ❖ Protection du tronc ;
 - ❖ Protection des yeux ;
 - ❖ Protection de la tête ;
 - ❖ Protection des voies respiratoires.
- ✚ Assurer un entretien continu.
- ✚ Prudence demandée.
- ✚ Eviter toute cadence supérieure à la normale.
- ✚ Assurer la protection des installations et des moyens techniques comme: les éléments des machines et mécanismes en mouvement.....
etc.
- ✚ Utiliser des protections (gardes corps):
 - Cet équipement doit remplir les conditions suivantes :
 - ◆ Correspondre au danger considéré ;
 - ◆ Etre pratique et confortable ;
 - ◆ Etre solide ;
 - ◆ Etre d'un entretien facile.
- ✚ Assurer un stockage rationnel.

IX.6) Actions dangereuses :

- ✚ Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- ✚ Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- ✚ Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- ✚ Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- ✚ Imprudence durant le travail.
- ✚ Suivre un rythme de travail inadapté.
- ✚ Plaisanter ou se quereller.
- ✚ Altitude inappropriée.
- ✚ Adopter une position peu sûre.
- ✚ Mauvaise utilisation d'un outillage.
- ✚ Neutraliser des dispositifs.

IX.7) Methode et moyens de prévention :

- ✚ Demander l'autorisation d'agir et d'avertir.
- ✚ La protection individuelle est obligatoire.
- ✚ Développer l'esprit de sécurité et d'hygiène.
- ✚ L'intervention à une meilleure utilisation.

IX.8) Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation du tunnel :

Il existe trois méthodes pour le calcul d'air nécessaire à la ventilation :

IX.8.1) Le calcul du débit d'air par le taux de ventilation :

Le calcul de débit consiste de connaître le volume de l'ouvrage à aérer multiplier par le coefficient de :

$$Q = K * V \text{ (m}^3\text{/h)}$$

Tel que : K : coefficient de
V : volume de l'ouvrage.

IX.8.2) Calcul du débit d'air par l'accroissement de chaleur :

Consiste à calculer la quantité de chaleur dégagée par les personnes au niveau de chantier.

$$Q = \frac{\Sigma L}{0.288 * (T_e - T_i)} \text{ (m}^3\text{/h)}$$

Tel que : ΣL : les accroissements de chaleur des différents facteurs influés sur l'ouvrage comme : mur, toit, fenêtre, travailleurs et matériaux puissants.

$T_e - T_i$: la différence entre la température extérieure et intérieure $\leq 3C^\circ$.

IX.8.3) Calcul du débit d'air par l'alimentation minimum :

Pour notre cas, on calculera le débit d'air par l'alimentation minimum, cette méthode consiste à assurer une alimentation minimum de 30 m³ d'air frais par personne et par heure. Elle permet le renouvellement de l'air pollué dégagé par les travailleurs, les infrastructures industrielles et les machines.

Le calcul du débit d'air se fait comme suit :

On a :

$$Q = A_m \cdot N \text{ (m}^3\text{/h)}$$

Q : Débit d'air frais en (m³/h).

A_m : L'alimentation Minimum ($A_m = 30 \text{ m}^3 / \text{h} / \text{personne}$)

N: Nombre de travailleurs.

IX.9) Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation : Etude de dimensionnement du réseau de ventilation :

Le réseau de ventilation joue un très grand rôle dans la technologie actuelle. Le processus d'aération s'impose pour l'étude des systèmes de ventilation. Cette étude nécessite les points suivants :

- Etude détaillée des plans des ouvrages à aérer et ceci dans le but de projeter le système le mieux adapté en évitant autant que possible toutes les obstructions et en projetant des tracées de canalisations simples comportant des coudes à grands rayons et des changements de sections des canalisations.

- Disposer des sorties de canalisations en vue d'assurer une bonne répartition de l'air dans l'espace à aérer.

- Déterminer le nombre et les dimensions de sorties sur la base du volume d'air ainsi que la vitesse admissible en ne perdant pas de vue les distances des conduites.

Il faut noter que le bruit dans les canalisations augmente avec l'accroissement de la vitesse, et il faut s'assurer que les grillages placés en fin des conduites présentent des surfaces libres suffisantes pour la circulation et l'entretien.

Ces conduites sont d'apport circulaire, ou bien quadratique limité par une hauteur de conduite exigée. Le réseau est ramifié à le principe de dimension d'un réseau ramifié en alimentation en eau potable. Ce dernier que ce soit :

- Canalisation circulaire pour les endroits peu encombrés.
- Canalisation rectangulaire pour les lieux encombrés ou n'a pas suffisamment de place pour mettre des conduites circulaires.

Pour le calcul, il y a deux méthodes :

IX.9.1) La méthode dynamique :

Cette méthode consiste à fixer la vitesse admissible pour les différentes canalisations et les différentes pièces spécialisées.

Les vitesses de l'air dans les différentes canalisations sont données dans le tableau suivant :

Tableau IX.1 : Les vitesses de l'air.

N°	Désignation	Ouvrage hydrotechnique	Usines et grands bâtiments
1	à l'entrée de la conduite	(4 – 5) m/s	(6 – 8) m/s
2	Conduite principale	(4 – 5) m/s	(6 – 12) m/s
3	Canalisations dérivées	(2 – 5)m/s	(3 – 6) m/s
4	Colonnes montantes	(1.5 – 3) m/s	(2 – 4) m/s
5	Pièces spécialisées (coudes ...)	(0.5 – 2) m/s	(1 – 3) m/s
N°	Désignation	Ouvrage hydrotechnique	Usines et grands bâtiments
1	à l'entrée de la conduite	(4 – 5) m/s	(6 – 8) m/s

IX.9.2) Méthode d'équifriction :

Elle est basée sur le fait que la perte de charge sur même unité de longueur au niveau des canalisations d'aération et dont le dernier tronçon est le même. Cette vitesse est de $V=2$ m/s. Cela nous permet d'avoir le diamètre correspondant à partir d'un abaque en fonction du premier débit et la première vitesse, en fonction du deuxième débit et la perte de charge (fixe), on détermine la deuxième vitesse et le second diamètre et ainsi de suite pour le reste des tronçons.

Pour notre cas, on utilise la méthode dynamique.

IX.10) Calcul du diamètre des canalisations :

On a la formule donnant la section des canalisations en fonction du débit et de la vitesse :

$$S = Q / V \text{ (m}^2\text{)}.$$

Q: Débit d'air (m³/s).

V : Vitesse de circulation d'air dans la conduite.

On a encore :

$$Q = \frac{\pi \cdot V \cdot D^2}{4} \text{ (m}^3/\text{s)} \quad \text{D'où : } D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V}} \text{ (m)}$$

CONCLUSION :

Une source ininterrompue de déboire, de retards et de pertes dans l'entreprise provient des accidents survenant au personnel ; de simples petites meurtrissures ou accidents mortels.

Des milliers d'accidents graves ont leurs origines dans de simples blessures qu'on aurait pu éviter par l'emploi de dispositifs de sûreté (casque, gants, masques, lunette...).

Tous ces accidents ainsi que les détériorations du matériel qui les accompagnent fréquemment sont d'autant plus regrettables qu'ils sont presque exclusivement dus à la négligence et à l'inobservation des règles les plus élémentaires de sécurité.

CONCLUSION GENERALE

Dans le cadre de la préparation de mémoire de fin d'études, nous avons essayé de d'étudier la faisabilité la retenue collinaire d'oued BOUHDID, située dans la wilaya d'Annaba.

Après avoir précisé l'axe du barrage et déterminé ses coordonnées UTM, on a effectué une analyse géologique à travers le rapport de l'étude. Cette étude comprend l'étude de la fondation, la cuvette et la disponibilité des matériaux de construction. Par ailleurs, on a étudié l'hydrologie de la région pour s'assurer si les ressources hydriques disponible du bassin versant permettent le remplissage du réservoir en se basant sur les données hydrologiques de plusieurs années d'observations, malgré le manque de données hydrométriques de la région.

Le choix de la variante a été fait en fonction de la disponibilité des matériaux de la zone d'emprunt et des résultats des investigations géotechnique du site. Après examen nous avons opté pour un petit barrage en béton compacté au rouleau (BCR), vu la disponibilité suffisante des enrochements et les résultats obtenus par les calculs des coûts des différentes variantes. La variante un petit barrage en BCR s'avère technico-économique en intégrant un évacuateur de crue (ouvrage déversoir) dans le corps du barrage.

La présente étude nous a permis de toucher aux différents volets d'une étude d'une retenue tout en souhaitant que ce travail représente vraiment les efforts consentis pour parvenir à nos objectifs.

Références bibliographiques

- [1] J EA Piére « choix du site et de type de barrage » P 17-21
- [2] B.TOUAIBIA 1998 Cours T.D. D'hydrologie Blida .
- [3] B.TOUAIBIA 2001 Régularisation des débits polycopie de cours Les retenues
'École National supérieur de l'hydraulique Blida .
- [4] B. TOUAIBIA 2004 Manuel pratique d'hydrologie P 76-83
- [5] B.TOUAIBIA et BENLAOUKLI (introduction au dimensionnement des Retenues collinaires.
- [6] G.REMENIERAS 1986 (hydrologie de l'ingénieur) édition Eyrolles .
- [7] DUJAN C., VZLIZ J. et MANZANARZS B. 2004 « Hydrologie appliquée, procédure méthodologiques pour l'exécution d'études des retenues collinaires et petits barrages » Alger.
- [8] P.DEBREIL 1974 « Initiation d'analyse Hydrologique ».
'Édition Masson et Cie orston Paris'.
- [9] M.DUNGLAS «cours d'ouvrage d'art 3^{eme} partie».
- [10] PADAUX 1985 «Technique de barrages en aménagement rural »
'Édition Eyrolles
- [11] J-M DURAND «Technique de petits barrages en Afrique sahéenne et équatoriale».
- [12] ANTON.JSCHLESS ET HENRI PARGTASH «les barrages du projet à la mise en service « volume 17. Publié sous la direction de Revé Walter et Marifred A.Hirt.

- [13] J-M. DURAND, G. DEGOUTTE, M.JENSEN et P. ROYET « la technique du béton compacté au rouleau (B.C.R.) possibilité d'application pour les barrages en Afrique ».
- [14] MIHOUBI M. K Intégration de la technique du (B.C.R) béton compacté au rouleau dans la construction des barrages poids Algérie Equipement No 16, 31- 34. (1994).
- [15] J.M. Durand . G. Degoutte .P .Royet .M .Jensen (1998): la technique du béton compacté au rouleau – possibilité d'application pour les barrages en Afrique revue sud science et technologies N°1.
- [16] Paul Royet, Gérard Degoutte, Laurent Peyras, Jacques Lavabre 2009 « cotes et crues de protection, de sécurité et de danger de rupture » Colloque CFBR-SHF: Dimensionnement et fonctionnement des évacuateurs de crues, Paris.
- [17] VOLKOV 2010 «Mémoire de fin d'étude (M .E.F) »Blida P 17-26.
- [18] M.K. MIHOUBI 2012 Guide pratique des citations et références bibliographiques.

LES ANNEXES

Annexe n°1: Précipitation moyennes mensuelles de la station des Salines en (1982-2007).

mois années	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juit	Aoù
1982	25	173	135	129	35	23	74	40	20	14	0.1	10
1983	82	67	173	86	227	160	77	42	15	8	0.2	0.6
1984	20	253	68	241	101	49	130	41	10	4	0.0	10
1985	31	38	42	66	118	72	105	34	10.4	23	3.4	0.2
1986	18	126	147	182	124	127	74	37	69	0.3	1.0	4.0
1987	41	28	70	15	88	87	47	49	30	33	3	0.0
1988	52	7	82	182	37	53	42	60	19	14	3	6
1989	22	79	56	106	130	6	44	37	30	19	0.0	6.0
1990	2	30	107	181	92	73	96	24	61	14	0.3	9.0
1991	52	100	67	29	69	81	65	112	83	15	11	0.6
1992	0.0	36.4	126	143	83.7	42	81	59	66	3.0	0.0	4.0
1993	0.0	55	20	160	84	86	5	79.2	17	13	0.1	0.4
1994	18	46.8	19.4	109.9	180	20	74	37	10.1	29	0.1	4.0
1995	75	10	80	66	92	209	71	106	65	16	6.0	11
1996	27	41	45	63	61	49	43.1	33	6	33.7	0.0	21
1997	118	103	215	141	70	87	35	85	49	6	0.0	32
1998	64	237	61	63	157	103	48	44	38	9	13	4
1999	16.6	30	111	136	50	24	31	20	115	10	0.0	16
2000	19.3	105	37	108	112	75	19	40	28	4	0.4	3.0
2001	4	47	60	82	29	49	32	62	15	0.3	13	67
2002	24	73	188	147.1	186	86	21	91	26	0.0	0.0	0.0
2003	67	39	20	171	110	23	69	97	75	32	2.0	3.0
2004	81	21	179	185	135.9	179.5	61	123.2	10	3.4	1.1	7
2005	29.3	15.1	55.1	184	131.2	72.6	45	15.3	26	7.6	1.5	29.8
06-07	16.1	35.5	61.1	142.7	131.2	72.6	45.0	15.3	26.1	7.6	1.5	29.8

Annexe n°2: Températures moyennes mensuelles de la station des Salines (

Mois années	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juit	Aoù
1982	23.8	20.3	15.8	11.6	12.9	12	12.9	14.9	18.3	23.9	27.5	25.5
1983	23.9	19.7	17.2	13	10.8	10.5	13.1	16.1	18.5	12.1	26.8	25.4
1984	22.3	18.7	16.8	12.3	11.7	11.1	12.3	14.4	17.7	20.7	24.8	24
1985	25.7	20	17.1	13	10.7	14	12	15.7	18	21.7	25.1	24.8
1986	22.5	21.3	15.3	12	11.8	11.6	12.9	15.3	15.2	20.9	24	26.2
1987	25.6	22.9	16.2	14.4	11.3	12.4	12.5	15.8	17.1	21.4	25.4	26.5
1988	22.4	21.7	16	11.4	13.1	11.3	13.8	16.2	19.4	22.4	25.1	26.1
1989	23.6	19.4	16.5	17.2	10.7	11.6	14.3	15.3	14.8	21.2	25.2	26.3
1990	25.3	22.4	16.6	11	12.1	13.7	13.90	15.4	19.8	22.6	24.9	24.6
1991	24.7	19.9	14.35	10.78	10.46	10.81	14.85	13.67	15.79	21.3	24.64	25.6
1992	24.17	19.84	15.95	14.7	9.7	10.76	12.87	14.74	17.94	21.36	23.31	25.6
1993	20.58	15.19	9.79	12.22	10.16	10.34	11.49	15.01	18.84	22.23	24.61	26.6
1994	25.4	20.32	17.19	12.97	12.21	12	13.8	14.02	19.49	20.05	25.63	28.3
1995	23.14	20.09	16.3	14.32	11.51	13.58	12.38	14.34	19.12	21.84	24.89	26.1
1996	21.8	18.1	16.25	13.93	13.45	11.04	13.33	15.34	18.32	27.6	24.32	25.8
1997	23.45	20.72	12.78	13.28	13.01	12.41	12.79	15.28	20.12	23.41	24.77	25.93
1998	11.16	13.87	18.25	23.89	11.86	12.24	13.67	16.28	18.28	23.55	24.82	25.27
1999	25.21	22.39	15.18	12.09	1.86	10.14	14.14	15.49	20.37	23.38	25.24	27.5
2000	23.07	18.89	15.82	12.73	9.07	13.51	11.99	16.03	19.66	22	25.3	26.87
2001	21.86	22.95	15.33	11.26	12.01	1.2	15.99	14.56	18.16	22.67	24.97	25.65
2002	22.59	19.63	16.3	13.49	9.77	11.52	13.65	15.15	18.65	22.7	24.76	24.93
2003	23.56	21.2	16.06	11.71	11.45	10.56	13.24	16.4	18.45	24.78	27.59	28.1
2004	23	21.2	13.95	12.20	11.54	12.26	12.72	14.43	17.17	20.84	24.46	26.24
2005	22.6	20.3	15.6	11.2	9.2	9.2	12.4	15.3	18.9	23	25.6	24.7
2006	22.6	21.3	16.5	12.4	9.8	10.9	13.3	16.7	18.1	22.2	25.8	24.9

Annexe n°3: Précipitation moyennes mensuelles de la station de bon bouche

	septembre	octobre	novembre	decembre	janvier	fevrier	mars	avril	mai	juin	juillet	aout	CUMUL
75-76	19,8	23,2	29,5	10,3	24	2,9	3,7	81,4	39,2	14,5	0	16,5	235,5
76-77	6,9	9	48,9	6	17,8	12,2	19,8	19,2	11,9	7,1	0	0	158,8
77-78	4,5	36,8	43	14,1	20	20,2	17,5	57,7	6,7	12,5	0,3	4,8	238,1
78-79	27,5	7,4	34	14,8	23,5	11,5	16,5	25,9	18,8	0	0	0	179,9
79-80	36	30	19	24,9	15,7	18	13,5	13,6	6,1	0	0	7	183,8
80-81	12,1	10,9	14,5	38,4	16,1	24,5	19,5	23	11,9	2,5	0	4	177,4
81-82	3,9	114,6	49	27,7	14,9	3,5	27,8	3,6	4,5	3,3	0	0	252,8
82-83	114,6	32,5	42,7	20,4	27,5	38,6	13	11,4	5,5	3,8	0,9	1,7	312,6
83-84	11,4	83,7	23,9	43,4	12,7	11,1	48	17	17,6	0	0	0	268,8
84-85	28,8	11,7	8,4	10,3	22,3	12,2	17,4	7,3	3,4	14,1	0,4	1,7	138
85-86	7,3	18,8	16	23,6	19,2	17,8	22,6	12	20,8	0,3	4,1	1,7	164,2
86-87	21,9	26,2	10,3	3,5	15,5	17,6	11,1	7,8	6,7	14	0,5	0	135,1
87-88	28	1,6	17,4	47,4	12,3	23,4	12,5	23	19,9	5,9	1	11,8	204,2
88-89	6,1	19,4	42	54	36	1,9	7,8	9,7	13,5	5,3	0	1,5	197,2
89-90	3	7,8	26,9	45	34,2	36,1	35,8	9,7	6,6	22	0	2,1	229,2
90-91	20,6	17,4	22,5	8,6	20	58	10,3	24	51,5	10,3	10,3	0,2	253,7
91-92	5,5	11,6	71	34,5	21	8,7	41,2	14,2	41,2	2,8	0	1	252,7
92-93	12,3	23,5	6,2	28,5	24,8	32,8	4,2	11,9	12,4	6	0	0	162,6
93-94	8,8	11	8,3	32,3	32,8	12,2	26	9,7	7,7	15,7	0	10	174,5

ANNEXES

94-95	25	6,1	12	14,5	21,9	43	25,3	26,1	31,6	7,8	2,3	4,1	219,7
95-96	15	22,2	13,5	34,4	12,7	12,2	18	15,7	5,8	13,8	0	4,8	168,1
96-97	11,8	41,8	47,2	36,3	33,3	18,3	7,4	41,3	23,2	0	0	28,5	289,1
97-98	21	13,8	34,3	17,5	60	22	13,9	26,5	18,5	3	9,3	1,9	241,7
98-99	8	11,8	31,4	28,3	9,9	6	5,2	6,5	82,8	3	0	4,5	197,4
99-00	16,5	26,4	12,3	28,7	19,1	21	6,1	14	9,5	0	3,2	2,3	159,1
00-01	16,2	2,8	22,8	22	10	16,6	9,6	20,5	10,9	0	9,7	39	180,1
01-02	11,3	57,9	101	24,8	35,6	16,7	28,5	41,2	8	0	0	0,4	325,4
02-03	11,1	14,4	3,8	38,7	32,3	7,7	16,2	15,1	18,3	27,4	0,4	1,4	186,8
03-04	16,8	7,5	82,9	30,9	32,7	18	22,4	67	18,3	7,9	1,5	11,9	317,8
04-05	6,6	14,6	14	61,8	25	14,4	9,6	6,4	18,3	0,8	2,6	26,4	200,5
05-06	9,3	12,5	17,1	49,2	18,2	20,6	62,1	7,6	6,5	46,6	1,2	1,1	252
06-07	19,6	31,2	33,4	53,7	11,8	6	44	11,2	16,7	1,3	3,7	0	232,6
07-08	28,2	10,9	21,1	22,1	63,3	14	13,7	39,2	36,6	0	1	14,8	264,9
08-09	77,4	16,5	23,7	16,4	21,5	13	14,4	15,4	12,8	18	0	0,7	229,8
CUMUL	672,8	787,5	974,5	967	817,6	612,7	664,6	735,8	623,7	269,7	52,4	205,8	