

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

THEME DU PROJET :

**ETUDE DES VARIANTES DE LA DIGUE
DU BARRAGE DRAA DISS (W.Sétif)**

PRESENTE PAR :

BOUGUELIA Imene

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M.K.MIHOUBI	Professeur	Président
D.DJODAR	Maitre de Conférences (B)	Examinatrice
D.BENSALAH	Maitre Assistant (A)	Examineur
I.ZAIBAK	Maitre Assistant (A)	Examineur
B.BENLAOUKLI	Maitre de Conférence (A)	Promoteur

Session Décembre 2017

Dédicace



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

A mes très chers parents, mon cher mari ,sans eux ce travail n'aurait jamais vu le jour.

Ma mère HAKIMA

Mon père BOUALEM

Mon mari TAREK

Pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont ils ont fait preuve pour que je réussisse.

Je le dédie également à

Mon frère HANI et ma sœur SARAH

A celle qui m'a encouragé tout le temps Ma tante Naima.

Mes grandes mères : yamina et Houria

Mes chères amie : Nour el Houda et fatma

Mon promoteur : monsieur BENLAOUKLI Bachir

En un mot, à toute ma famille, mes amis et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation



Remerciement



 Au terme de cette modeste étude, je tiens à exprimer ma
profonde gratitude et mes vifs remerciements à Mr
BENLALOUKLI (mon promoteur) pour avoir contribué à
l'élaboration de cette présente thèse et à ma formation durant
 les années de spécialité. 

 Je remercie également tous mes professeurs et
particulièrement, Mr :ZEROUAL ; Mr :zaybak ; Mr
BOUFEKANE pour l'aide précieux, qu'ils m'ont apporté
durant l'élaboration de ce modeste travail. . 

Aussi, je me permets d'exprimer tout mon respect aux
membres de jury qui me feront l'honneur d'apprécier notre
travail.

Merci...



ملخص

تطرقنا من خلال هذا المشروع إلى دراسة شاملة لإنشاء سد دراع الديس على مستوى واد مجاز الواقع في إقليم ولاية سطيف، وهذا ضمن إطار عملية التزويد بالمياه الشروب وتزويد الأراضي الفلاحية المجاورة بمياه السقي. وفق الدراسة الجيولوجية والهيدرولوجية، تمكنا من تصميم السد البالغ ارتفاعه 55 مترا بسعة استيعاب تقدر بحوالي 76 مليون مترا مكعبا على امتداد 808 متر، بالإضافة أيضا إلى التحقق من ثبات المنشأة.

فيما يخص تنظيم مراحل الأشغال وتجهيزات الاستغلال، تم التعمق في هذين الجانبين من أجل السيرورة الحسنة لتحقيق المشروع واستغلاله على أكمل وجه..

Résumé :

Le présent travail a pour objectif l'étude des variantes du barrage Draa diss (Wilaya de Sétif), une étude qui comporte les différents volets d'études permettant de dimensionner l'ouvrage constitué d'une digue de 55 mètres de hauteur et d'une capacité de près 76 millions de m³. L'aménagement est doté des instruments d'auscultations afin de garantir son bon fonctionnement et de pouvoir satisfaire les besoins de la population et de l'irrigation des terres arables situées à l'aval du réservoir.

Abstract :

In the present work we have done a technical and economic study for the establishment of dam in wadi Medjaz, in Wilaya of Setif, in order to supply the population and the agricultural land. According to geological and hydrological results the dam is 55 meter high for the storage of 76 million cubic meters. The organization of construction site and auscultation equipments are fully detailed conforming to Algerian regulation.

SOMMAIRE

Introduction générale	1
Chapitre I : Présentation de la zone d'étude	
I.1 Situation géographique de la wilaya de Sétif	2
I.2 Situation géographique de la région d'étude	2
I.3 La topographie de site du barrage	3
I.4 La géomorphologie du site du barrage	4
I.4 Choix de l'axe du barrage	5
Chapitre II : Etudes géologique et géotechnique	
Introduction	6
II.1 Etude géologique	6
II.1.1 La géologie régionale	6
II.1.2 La stratigraphie à l'emplacement du barrage	6
II.1.3 L'hydrogéologie de la région	8
II.1.3.1 Caractéristiques lithologiques des formations aquifères	8
II.1.4 Géologie de la cuvette	10
II.1.5 La géologie des zones d'emprunt	10
II.1.5.1 Les zones d'emprunt des argiles pour le noyau	10
II.1.5.2 La zone d'emprunt des calcaires pour les recharges amont et aval	11
II.1.5.3 La zone d'emprunt des calcaires	12
II.2 Etude géotechnique	13
II.2.1 Zones d'emprunt des argiles pour le noyau	13
II.2.2 Le mode opératoire des différents essais géotechniques	14
II.2.2.1 La granulométrie	14
II.2.2.2 La sédimentométrie	14
II.2.2.3 Limites d'Atterberg	14
II.2.2.4 L'essai Proctor (NFP 94-093)	15
II.2.2.5 Essai de compressibilité à l'oedomètre	16
II.2.2.6 Essai Micro- Deval	16
II.2.2.7 Essai Los Angeles	17
II.2.2.8 Essai de cisaillement	17
II.2.3 Les résultats des essais géotechniques	18
II.2.3.1 Zone d'emprunt des argiles	18
II.2.3.2 Recharges du barrage	23

II.2.3.3 La zone d'emprunt des calcaires pour les recharges	25
II.2.3.4 Matériaux d'enrochements	26
II.3 Sismicité :	28

Chapitre III : Etudes hydrologique

Introduction	30
III.1 BASSIN VERSANT	30
III.1.1 Caractéristiques géométriques	31
III.2 HYPOMETRIE DU BASSIN VERSANT	35
III.2.1 Le relief	35
III.2.2 Caractéristique hydrographique du bassin	39
III.2.2.1 Chevelu hydrographique	39
III.2.2.2 Temps de concentration du bassin versant t_c	42
III.2.2.3 Vitesse moyenne de ruissellement V_r	43
III.2.2.4. Caractéristiques climatiques du bassin versant :	44
III.3 ETUDE DE PRECIPITATIONS	47
III.3.1 Test d'Homogénéité des données	48
III.3.2 Ajustement des pluies maximales journalières	50
III.3.2.1. Choix de la loi d'ajustement	51
Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :	51
Ajustement de la série pluviométrique à la loi log Normal	53
III.3.2.2. Test de validité de l'ajustement :	55
III.3.3 Pluies de courtes durées et leurs intensités à différentes fréquences	57
III.3.4 Etude des apports	59
III.3.4.1. Estimation de l'apport moyen annuel :	59
Méthodes empiriques :	59
III.3.4.2 Calcul des apports fréquents	62
III.3.5 Transport solide et détermination du volume mort	65
III.3.5.1 Formule de Tixeront	66
III.3.5.2 Formule de Fournier	66
III.3.5.3 Calcul du volume mort	67
III.4 ETUDE DES CRUES :	68
III.4.1 Construction de l'hydrogramme de crue par la méthode de Sokolovski :	75
III.4.1.1 Choix de la crue de projet	78
III.4.2.3 Calcul du volume utile :	83

Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	85
Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes :	86
III.5.1. La revanche	98
III.5.2. Tassement de la digue et fondations	100
III.5.3 Largeur en crête	100
Chapitre IV : Etudes des variantes	
IV.1 Introduction:	96
IV. 2 Choix du type de barrage	96
IV.3 Types des barrages en remblai envisager :	97
IV .4 Définition du profil générale du barrage	98
IV.4.1 Hauteur de barrage	98
IV.4.2 Calcul de la largeur en crête	98
IV.4.3 Longueur en crête	98
IV.4.4 Choix des pentes des talus	98
IV.5 Remblai en terre homogène	99
IV.5.1 Pentes des talus	99
IV.5.2 Protection des talus	99
IV.5.2 .1 Talus amont	99
IV.5.2 .2 Talus aval	100
IV.5.3 Calcul des drains	100
IV.5.3.1 Dimensionnement du Drain Tapis	100
IV.5.3.2 Dimensionnement du drain vertical	100
IV.5.3.3 Dimensionnement du prisme aval	100
IV.6 barrage enrochement à noyau d'argile	102
IV.6.1 Pentes des talus	102
IV.6.2 Protection des talus	102
IV.6.2.1 Talus amont	102
IV.6. 3 Etanchéité de la retenue	103
IV.6.3.1 Noyau	103
IV.6.3.2 Clé d'étanchéité	105
IV.7 Digue en enrochement a masque en béton	105
IV.7.1 Pentes des talus	105
IV.7.2 Masque en béton	105
IV.8 Evaluation du Coût des matériaux pour les différentes variantes	108
Conclusion :	108

Chapitre V : Etudes de la variante choisie

Introduction	109
V.1 les dimensions de la variante choisie	109
V.1. Protection des talus:	109
V.1.1 Talus aval:	109
V.1.2 Talus amont:	110
V.2 Dimensionnement des filtres et drains	110
V.2.1 Calcul des filtres	110
V.2.2 Détermination du fuseau granulométrique du filtre	111
V.2.3 Vérification de l'absence de renard dans le sol des filtres :	112
V.2.4 Conclusion :	113
V.2.5 Phénomène de renard:	113
V. 3 Traitement de la fondation	113
V.4 Dispositif d'étanchéité	114
V.4.1 Noyau	115
V.4.2 Clé d'étanchéité	115
V.5 Bermes	115
V.6 Protection de la crête	116
V.7 Etude des infiltrations	116
V.7. 1 Hypothèses de calcul de la ligne de saturation	116
V.7.2 Détermination de la position de C :	117
V.8 Calcul du débit de fuite par infiltration	118
V.8. 1 Calcul du débit d'infiltration dans la digue	118
V.9 – Étude de stabilité :	118
V.9.1 - Généralité sur la stabilité des barrages (Talus) :	118
V.9.2 - Conséquences de l'instabilité des talus :	119
V.9.3 - Ordre de calcul :	119
Conclusion	123

Chapitre VI : organisation du chantier

Introduction	124
VI.1 ORGANISATION TECHNIQUE ET DONNEES PREPARATOIRES	124
VI.2 TRAVAUX PREPARATOIRES ET INSTALLATION DE L'ENTREPRISE	124
VI.2.1 Installations destinées aux personnels	124
VI.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux	124

VI.2.3 Installations destinées à la réparation des engins	124
VI.2.4 Installations destinées pour la préfabrication	124
VI.3 TRAVAUX DE REALISATION	124
VI.3.1 Travaux de terrassements	124
VI.3.2 Travaux d'excavations	125
VI.3.3 Travaux secondaires	125
VI.4 MOYENS DES TRAVAUX DE CHANTIER	125
VI.5 PLANIFICATION	128
VI.5.1 Attribution des durées de chaque opération	128
VI.5.2 Symboles des différentes opérations	129
VI.5.3 Techniques de planification	129
VI.5.3.1 Méthode basée sur le réseau	129
VI.5.3.2 Planification avec la méthode du tableau	131
VI.5.3.3 Planification avec la méthode de GANTT	132
VI.6 SUIVI DES TRAVAUX	132
VI.6.1 Méthode des courbes en S	132
VI.6.2 Objectif	132
VI.6.3 Graphique	132
VI.6.4 Interprétation	133
Conclusion	134
Chapitre:VII: sécurité du travail	
Introduction :	135
VII.1 Matériels et dispositifs de sécurité :	136
VII.2 Les causes des accidents pendant la construction de la retenue et les ouvrages annexes :	137
VII.2.1 Facteur matériel et facteur humain :	138
VII.2.2 Les mesures de prévention contres les accidents:	139
VII.2.3 Les travaux de terrassement :	140
CONCLUSION GENERALE	
Conclusion générale	141

LA LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1 Modalités d'exécution des essais Proctor normal et modifié (NF P94-093).	16
Tableau II.2 Charge abrasive en fonction de la granulométrie	16
Tableau II.4 : Granulométrie des argiles de la zone d'emprunt amont	18
Tableau II.5 Tableau caractéristiques d'état d'argiles de la zone d'emprunt amont	19
Tableau II.6 Les paramètres d'identification des argiles (zone amont).	19
Tableau II.7 Caractéristiques mécaniques des argiles (zone amont).	20
Tableau II.8 Granulométrie des argiles de la zone d'emprunt aval.	20
Tableau II.9 Caractéristiques d'état d'argiles de la zone d'emprunt aval.	21
Tableau II.10 les paramètres d'identification des argiles (zone aval).	21
Tableau II.11 caractéristiques mécaniques des argiles (zone aval).	22
Tableau II.12 Granulométrie des matériaux conglomératiques.	23
Tableau II.13 Caractéristiques d'état des matériaux conglomératiques.	24
Tableau II.14 Les paramètres d'identification des matériaux conglomératiques.	24
Tableau II.15 Caractéristiques mécaniques des matériaux conglomératiques.	25
Tableau II.16 caractéristiques des calcaires de recharge.	26
Tableau II.17 Les résultats des essais mécaniques et d'identification réalisés sur les calcaires de carrière.	27
Tableau III.01. Classification de bassin selon l'indice de compacité de GRAVELUS	32
Tableau III.02. Résultats de calcul de rectangle équivalent	34
Tableau III.03 Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitude.	36
Tableau III.04 : Détermination de la pente Roche Ip	38
Tableau III .05 Classification de L'O.R.S.T.O.M (type de relief)	39
Tableau III.06 : Récapitulatif du temps de concentration	43
Tableau III.07 : Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant	43
Tableau III.8 Températures mensuelles en degrés Celsius (ANRH)	44
Tableau III.09 L'Humidité mensuelle en % (ANRH)	45
Tableau III.10 Insolation, nébulosité mensuelles (ANRH)	45
Tableau III.11 Précipitations moyennes en mm (A.N.R.H)	46
Tableau III.12 Caractéristiques propres à la station de BELAA (Source A.N.R.H 2017)	47
Tableau III.13 Précipitations interannuel (A.N.H.H)	48
Tableau III.14: Résultats du test de la médiane	49
Tableau III.15 Répartition des pluies mensuelles :	49
Tableau III.16 Caractéristiques statistiques de la série de pluie utilisée.	50
Tableau III.17 Ajustement de la série de pluie maximale journalière à la loi Gumbel	52
Tableau III.18 Ajustement de la série de pluie maximale journalière à la loi Galton	54

Tableau III.19 Résultats du test d'adéquation	55
Tableau III.20 Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.	56
Tableau III.21 Pluies maximales fréquentielles	56
tableau III.22 : Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :	57
Tableau III.23 Récapitulatif des résultats d'estimation d'apport liquide par les méthodes empiriques	60
Tableau III.24 La répartition des apports moyen mensuel de la station Koudiat Tendart d'Oued Bou Saleh (A.N.R.H)	61
Tableau III.25 La répartition des apports moyen mensuel estimé du site de Draa Diss	61
Tableau III.26 Récapitule les résultats des coefficients de variation de l'écoulement	64
Tableau III.27 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%	65
Tableau III.28 Représente les valeurs de α en fonction de la perméabilité	66
Tableau III.29 Représente les résultats des débits maximum pour différentes périodes de retour Données selon la formule de Mallet-Gauthier.	69
Tableau III.30 Représente les résultats des débits maximum des crues pour différentes périodes de retour données par Possenti	69
Tableau III.31 Représente les valeurs des débits maximum des crues pour différentes période de retour donnée par Turraza.	70
Tableau III.32 Représente les valeurs des débits maximums des crues pour différentes période de retour donnée par Sokolovski	70
Tableau III.33 Récapitulatif des valeurs des débits maximaux des crues pour différentes méthodes pour différentes périodes de retour.	70
Tableau III.34 Débits de pointe pour la méthode de GRADEX	74
Tableau III.35 Les valeurs des débits de pointe optées	75
Tableau III.36 Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue γ .	76
Tableau III.37 Représente les valeurs des débits constituant l'hydrogramme de crue	76
Tableau III.38 Crue de projet recommandée par le Comité Australien des Grands Barrages (ANCOLD, 1986)	78
III.4.2 Régularisation de l'écoulement	79
III.4.2.1 Courbes caractéristiques de la retenue	80
Tableau III.39 Caractéristiques topographiques de la retenue.	80
III.4.2.2 Répartition des besoins	82
Tableau III.40 Répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation et AEP au cours de l'année. (A.N.R.H)	82
Tableau III.41 La répartition de volume transféré au cours de l'année (A.N.R.H)	82
Tableau III.43 Résultat de la régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	84
Tableau III.42 Répartition des apports et de besoins mensuels :	83

Tableau III.44 Récapitulatif des résultats de calcul de régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.	86
Tableau III.45 Représente l'évaporation mensuelle sur le barrage de Draa Diss (ANRH)	87
Tableau III.46 Valeurs du coefficient δ :	87
Tableau III.47 Représentation des volumes des pertes du barrage.	87
Tableau III.48 Résultat de la régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	88
Tableau III.49 Résultats de régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.	89
Tableau III.50 Volumes des pertes dans la retenue (2ème approximation)	90
Tableau III.51 Récapitulatif des résultats de la régularisation saisonnière en tenant compte des pertes (2ème approximation)	90
Tableau III.52 Récapitulatif des résultats de calcul de la régularisation saisonnière en tenant compte des pertes (2ème approximation)	91
Tableau III.53 Données initiales	94
Tableau III.54 Récapitulatif des résultats de calcul pour la détermination la charge globale H_0	94
Tableau III.55 Récapitulatif des résultats de calcul des débits de crue pour les différentes largeurs de l'évacuateur de crue	94
Tableau III.56 Récapitulatif des résultats de calcul des volumes forcés pour les différentes charges déversantes	95
Tableau III.57 Récapitulatif des résultats de calcul des débits de crue à évacuer	96
Tableau III.58 Débits laminé et charges déversantes pour les différentes largeurs du déversoir	97
Tableau III.59 Résultats de calcul de la revanche	99
Tableau III.60 Résultats de calcul de la largeur en crête.	100
Tableau III. 61 Volume des terres pour une largeur déversante de 20 m.	101
Tableau III.63 Coût de déversoir	103
Tableau III.64 Coût de coursier	103
Tableau III.65 Coût total du barrage.	104
Tableau III.66 Récapitulatif des résultats de calculs de l'optimisation	105
Tableau III.67 Tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage	105
Tableau III.62 Cout de la digue	102
Tableau IV.01 : Valeurs indicatives des pentes des talus (Source : ANBT)	109
Tableau IV.02 : Valeurs du coefficient C	110
Tableau IV.03 : Epaisseur de l'enrochement et D50 minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague.	111
Tableau VI.04 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation	115
Tableau VI.05 : Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage	115
Tableau IV.07 les coupes et les volumes du remblais	117
Tableau IV.08 les coupes et les volumes de la digue	117

Tableau IV.09 Les coupes et les volumes du noyau	117
Tableau IV.10 les coupes et les volumes des recharges	118
Tableau IV.11 : Coût de différentes variantes de la digue	119
Tableau V.05: Caractéristiques du noyau	125
Tableau V.06 : Coordonnées de la parabole de Kozeny	.127
Tableau V.07 :	129
Coefficients de stabilité admissibles en fonction de la classe de l'ouvrage et des combinaisons de charges	129
Tableau V. 08 : Valeurs des K1 et K2	130
Tableau V.09 Caractéristique géotechnique	131
Tableau V.10 Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement	132
Tableau VI.01Symboles des opérations.	139
Tableau VI.03 Chemin critique par la méthode du tableau	141
Tableau VII.01: Plan de sécurité adapter aux travaux de terrassement généraux, de soutènement et de fondations profondes	147

LA LISTE DES FIGURES

Figure I.3: l'emplacement du barrage d'après la carte topographique de bougie 1/250000.	3
Figure I.2 situation géographique de la région d'étude (Google map)	2
Figure I.1: carte de l'organisation administrative de la wilaya de Sétif.	1
Figure II.1 Les formations géologiques à l'emplacement d'axe du barrage (D'après la carte géologique d'El Eulma (1/50.000)).(A.N.R.H)	.7
Figure II.2 Extrait de la légende de la carte géologique d'El Eulma (1/50 000). (A.N.R.H)	.8
Figure II.3 Colonne lithostratigraphique et hydrogéologie (Mezerzi, 2011)	9
Figure II.4 La zone d'emprunt des argiles amont.	11
Figure II.5 La zone d'emprunt des calcaires pour les recharges	12
Figure II.6 Carte de micro-zonages sismique du territoire national-RPA2003 (structure para sismic.com)	28
Figure III.1 : Bassin versant Oued Medjez (quatre Cartes topographiques d'Eulma Est et Ouest, Ferdjioua Est et Ouest - l'échelle 1/50.000)	31
Figure III.02 : Rectangle équivalent	34
Figure III.03: La répartition des courbes de niveaux	35
Figure III.04 : Courbe hypsométrique du Bassin versant du barrage Draa Diss	37
Figure III.04 Réseau hydrographique et la répartition de Schum (1957) du Bassin versant Oued Medjez	40
Figure III.05: Profil en long du cours d'eau principal du bassin versant Oued Medjez.	41
Figure III.06: Répartition de la pluie mensuelle moyenne interannuelle.	47
Figure III.7 Répartition mensuelle des précipitations de la station de BELAA (1968-2012)	50
Figure III.8 Ajustement à la loi Gumbel	53
Figure III.9 : Ajustement à la loi log normal	55
Figure III.10 Courbes des pluies de courte durée	58
Figure III.11 Courbes des intensités fréquentielles.	59
Figure III.12 Répartition mensuelle de l'apport moyen du site Draa Diss	62
Figure III.13 Répartition mensuelle de l'apport A80%	65
Figure.14 Graph de la méthode de GRADEX	74
Figure III.15 : Hydrogramme de crue pour différentes périodes de retour	78
Figure III.16 Hydrogramme de la crue de projet.	79
Figure III.17 : Courbe caractéristique Surface-Hauteur de la cuvette	81
Figure III.18 : Courbes caractéristiques de la cuvette Capacité-Hauteur et Surface-Hauteur	82
Figure III.19 Répartition mensuelle des apports et besoins	84
Figure III.20 : Courbes $H=f(Q, q)$	97
Figure III.21 : Courbes $Q=f(V_{\text{forcé}}, q_{\text{lam}})$	97

Figure III.22 Le cout de la digue, de l'évacuateur et le cout total	105
Figure.V. 01 : Schéma simplifié des données nécessaires pour trouver la parabole de Kozeny.	127
Figure VI.01 : Compacteur à pneus	136
Figure VI.02 : Compacteur à rouleaux	136
Figure VI.03 : Décapeuse automotrice	137
Figure VI.04 : Pelle hydraulique	137
Figure VI.05 : Camion de chantier	138
Figure VI.06 Réseau à nœud pour la réalisation des ouvrages annexes de barrage Draa Diss	138
figure VI.07 Phases d'avancement d'un projet	138

Introduction générale:

L'eau est une source rare, précieuse et indispensable, c'est le facteur moteur du développement industriel, touristique, agricole, urbain et rural.

En Algérie, l'important développement industriel et l'urbanisation active qui l'accompagne ont considérablement accrue la demande sur le besoin d'eau.

Pour satisfaire ces exigences nous sommes obligés de rechercher des techniques favorables pour une meilleure gestion, exploitation et conservation des réserves hydriques.

La wilaya de Sétif possède des potentiels hydriques peu considérables servent au développement socio-économique, ces potentiels hydriques en permanences croissantes puisque elles sont basés sur l'irrégularité des pluies. Les sècheresses répétées et la demande de cette source de vie toujours est en croissance permanent soit pour l'alimentation en eau potables ou bien l'irrigation, obligent la création des retenues collinaires ou l'engendrement des projets de transfert, comme le complexe hydraulique « Sétif-Hodna ».

Le complexe hydraulique « Sétif-Hodna », commandé par les deux anciens barrages hydroélectriques de Petite Kabylie (Ighil Emda et Erraguène), destinés aujourd'hui à alimenter deux systèmes parallèles :

- Système Ouest de Ighil-Emda Mahouane ($122 \text{ h m}^3/\text{an}$) : 31 hm^3 pour l'AEP de la ville de Sétif et des agglomérations avoisinantes et 91 hm^3 pour l'irrigation de 13 000 ha dans les Hautes Plaines Sétifiennes.
- Systèmes Est d'Erraguène-Tabellout-Draa Diss ($184.22 \text{ hm}^3/\text{an}$) : 36.84 hm^3 destinés à l'AEP de la ville d'El Eulma et des agglomérations avoisinantes, et $147,38 \text{ hm}^3$ à l'irrigation de 30 000 ha.

Le barrage de Draa Diss ; sur lequel on a fait l'étude, constitue le réservoir aval du système Est du projet de transfert « Sétif-Hodna ». C'est le réservoir qui recueillera les eaux transférées, dans un premier temps, graviterement depuis la retenue existantes d'Erraguène dans le réservoir intermédiaire de Tabellout (projeté), et dans deuxième temps, par pompage depuis la retenue de Tabellout .

CHAPITRE I

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Introduction

Ce chapitre portera sur la description générale de toutes les informations qui concernent la zone d'étude; du point de vue géographie, topographie et géologie, pour connaître les paramètres qui influence la conception du barrage de Draa Diss.

I.1 Situation géographique de la wilaya de Sétif

La wilaya de Sétif est située dans l'est algérien dans la région des hautes plaines entre les méridiens de 4° et 7° Est, et les parallèles de 35° et 37° Nord.

Elle est limitée : au Nord par les wilayas de Bejaïa et Jijel ; au Sud par les wilayas de Bordj et Bou Arreridj.

Avec une superficie de 6.549,64 km², la wilaya de Sétif compte 60 communes rattachées à 20 daïras.

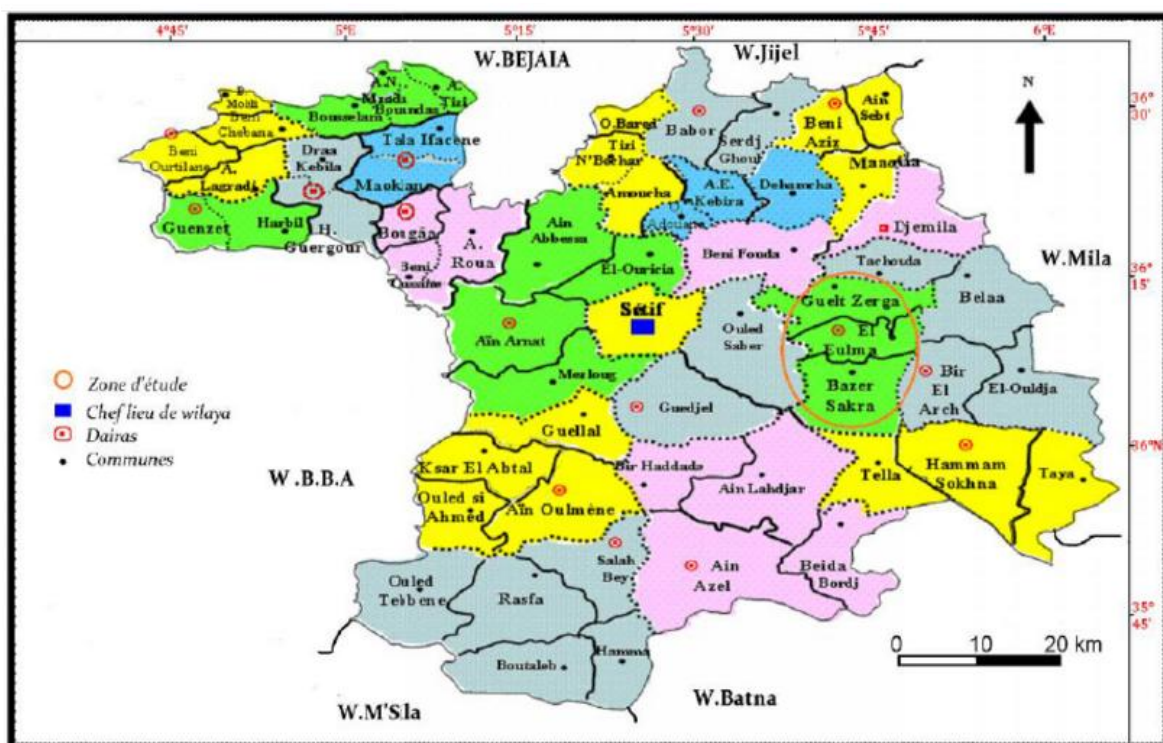


Figure I.1: carte de l'organisation administrative de la wilaya de Sétif.

I.2 Situation géographique de la région d'étude

La région d'étude appartient aux hautes plaines sétifiennes. Ce dernier est localisé entre les monts du Hodna au Sud, et de la chaîne des Babors au Nord à une altitude moyenne de 950 mètre, le sous bassin versant de Sebkhet Bazer, un des sous bassin d'El Eulma qui fait partie du grand bassin des hauts plateaux constantinois.

Il est limité par Djemila et Béni fouda au nord Tella et Ain Lahdjar au Sud, Bir el Arch à l'Est, Guidjal et Ouled Sabor à l'Ouest (Figure I.1).



Figure I.2 situation géographique de la région d'étude (Google map)

I.3 La topographie de site du barrage

Le barrage de Draa diss est situé à 11.5 km au Nord-Est de la ville d'El Eulma, et à quelques kilomètres Est de la commune de Tachouda, sur une branche d'un affluent d'oued Medjez en amont de bassin de Sebkhet Bazer.

Selon la carte topographique d'El Eulma l'axe du barrage a pour coordonnées Lambert :

$$X=773.5 \text{ km}$$

$$Y=331.1 \text{ km}$$

Le talweg de l'oued Medjez est en pente douce d'environ 1.40%. La vallée présente au niveau de l'axe du barrage une largeur en fond de l'ordre de 140m. La longueur développée totale de la crête du barrage est de l'ordre de 956 m.

La rive gauche a une pente d'environ 30° et altitude de 1158 NGA, alors la rive droite a une pente de près de 10° et altitude de 1155 NGA.

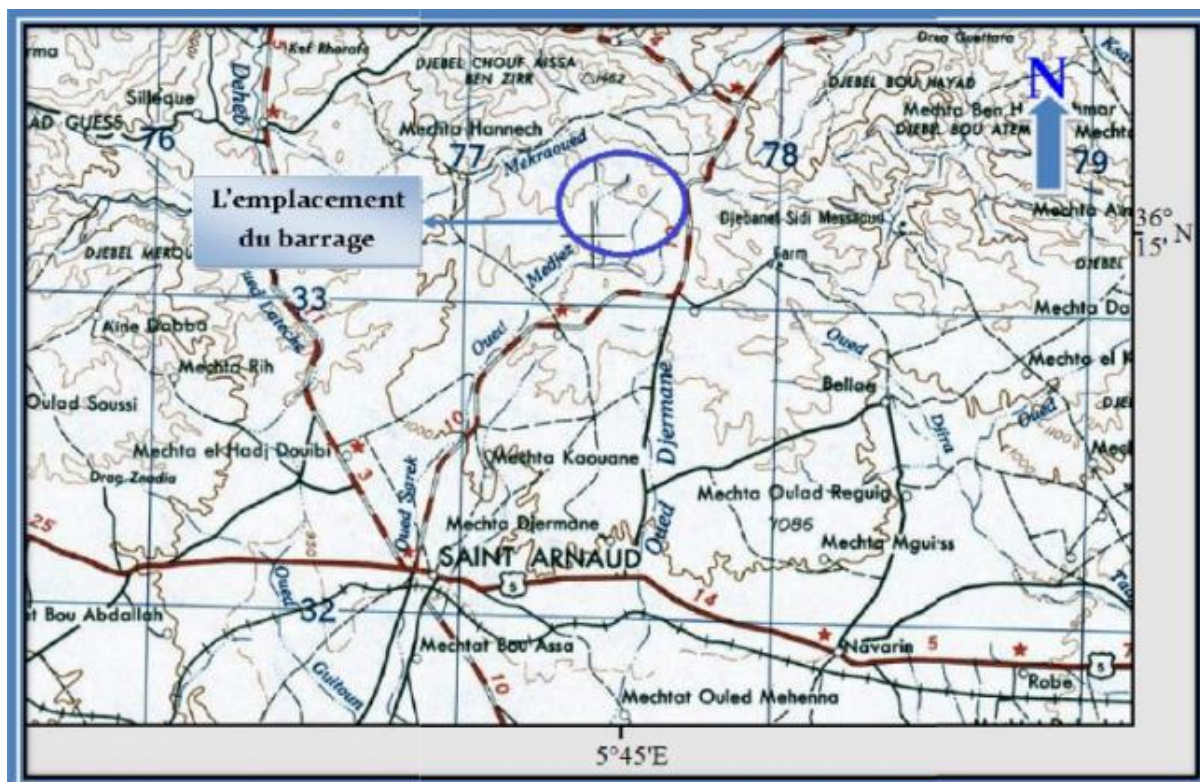


Figure I.3: l'emplacement du barrage d'après la carte topographique de bougie 1/250000.

I.4 La géomorphologie du site du barrage

Géo morphologiquement nous sommes en présence d'une haute plaine peu accidentée, d'une altitude moyenne de 930 m à 950 m. Elle est entourée par les massif suivants : El Djebir (1336 m), Draa Ben Rhzil (1239 m), Dj Tafoudech (1231 m) et Draa El Matmoura (1371 m).

Les reliefs s'abaissent progressivement du Nord vers le Sud, à l'exception de Djebel Tnoutit (1139 m) au Sud-est et Dj Braou au Sud-ouest (1262m).

Au sud de la ville d'El Eulma tous les oueds s'écoulent vers une dépression fermée représenté par la Sebkhet Bazer.

I.5 Choix de l'axe du barrage

Pour établir la variante adéquate de la digue du barrage Draa Diss, le choix du site est une étape essentielle et très importante

L'axe du barrage n'est pas choisi au hasard mais doit respecter plusieurs conditions à savoir : économiques, hydrologiques, topographiques, géologiques, hydrogéologiques et géotechniques.

La projection de l'axe doit répondre à ces conditions :

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

En se basant sur les conditions citées précédemment, on a pu choisir le site de cette retenue et avec l'assurance d'avoir dans la cuvette les matériaux de construction nécessaires pour la réalisation de l'ouvrage en qualité et en quantité suffisante.

Conclusion

Dans ce chapitre on a présenté toutes les caractéristiques de notre zone d'étude, et de façon générale on peut dire que le site proposé pour la réalisation du barrage de Draa Diss dans la wilaya de Sétif est très favorable vu la nature du site et son relief qui sont favorables au stockage de l'eau.

CHAPITRE II

ETUDE

GEOLOGIQUE ET

GEOTECHNIQUE

Introduction

Les études géologiques et géotechniques d'un site de barrage ont une grande importance dans le stade de la conception. Elles ont pour but de définir la nature, les caractéristiques mécaniques et hydrodynamiques des sols, ainsi que la sismicité de la région. Elles permettent de donner des renseignements précis sur :

- L'étanchéité des fondations ;
- L'étanchéité de la cuvette de la retenue ;
- L'existence des eaux souterraines très apparentées et des remontées de nappe au niveau de l'axe du barrage.

Des études seront pour connaître aussi complètement que possible la nature géologique des terrains du bassin versant, de la cuvette, de la zone d'implantation du barrage et de la zone d'emprunt. Les résultats de ces études nous serviront au calcul de stabilité des différents ouvrages, de vérification des tassements et des infiltrations.

II.1 Etude géologique

II.1.1 La géologie régionale

La région d'El Eulma fait partie des zones externes de la chaîne des Maghrébines de l'Afrique du Nord (Durand-Delga, 1969), le domaine allochtone, a connu des phases de déformations Cénozoïque aboutissant à la mise en place les nappes de charriage essentiellement à vergence sud.

II.1.2 La stratigraphie à l'emplacement du barrage

D'après la carte géologique d'El Eulma (1/50.000) et sa notice explicative, la zone où le barrage sera fondé connaît les formations suivantes :

- **Alluvions actuelles**: Ce sont des sables, des limons et des graviers qui représentent le lit d'Oued Medjez et ces affluents.
- **Terres arables, formation de pente, alluvions anciennes et quaternaire indéterminé** : les Terres arables sont déposées sur des placages limoneux et supportent un sol brun ou calcaire.
- **Mio-pliocène** : C'est un ensemble très complexe des sédiments, constitué par des couches de sables, limons rougeâtre, cailloutis, et conglomérats avec des épaisseurs variables.
- **Lutétien** : les marnes grises ou noires à boules jaunes du lutétien n'apparaissent qu'à la faveur de synclinaux déversés ou couchés et n'excèdent pas de 100 m de puissance visible.
- **Yprésien-Lutétien inférieur** : des calcaires massifs gris ou blancs noires à la cassure riche en silex noirs. Alternance de marnes et de calcaires, puis calcaires et de marno-calcaires.
- **Maëstrichtien supérieur à Paléocène** : marnes indifférenciées toujours très froissées, parfois à boules jeunes,
- **Campanien supérieur et Maestrichien** : cet ensemble est essentiellement carbonaté riche en débris organique, présentée par des calcaires jaunes en bancs de métriques alternant avec des minces niveaux marno-calcaire gris.
- **Campanien-Maestrichien inférieur** : marnes noires à boules jaunes .Cette formation très

caractéristique affleure largement dans les anticlinaux des Ouled Sabor et de Djemila, il s'agit de marne noire monotone à boules jaunes.

- **Santonien supérieur à Campanien** : Calcaires cristallins à lumachelles d'ostreïdés.

C'est une barre constituée par l'alternance de marnes grises ou gris noir et de calcaires cristallins en bancs métriques ocres ou blanchâtre lumachellique à Huitres. L'épaisseur de cet ensemble est d'environ 80 à 100 mètres.

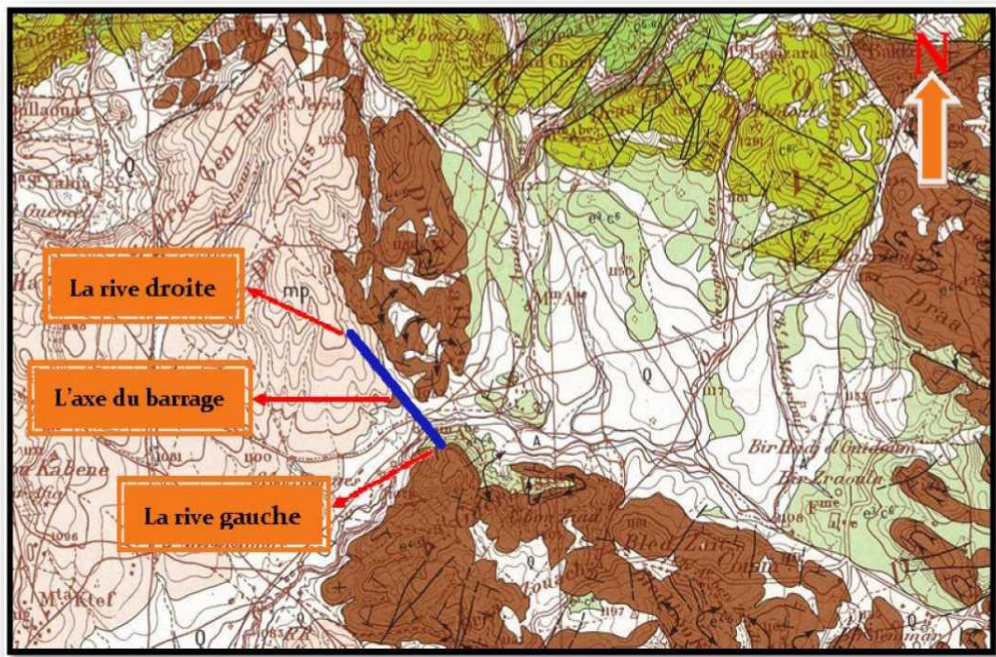


Figure II.1 Les formations géologiques à l'emplacement d'axe du barrage (D'après la carte géologique d'El Eulma (1/50.000)).(A.N.R.H)



Figure II.2 Extrait de la légende de la carte géologique d'El Eulma (1/50 000). (A.N.R.H)

II.1.3 L'hydrogéologie de la région

L'hydrogéologie est la science qui étudie l'eau souterraine. Elle consiste à faire une analyse des caractéristiques géologiques et géophysiques de la région qui sont les facteurs les plus déterminant de la répartition et de l'extension des aquifères, et à déterminer le compartiment hydrodynamique de ces derniers. Elle est donc essentiellement basée sur la géologie, la géophysique, l'étude des logs stratigraphiques des forages implantés sur la région et l'expérimentation par pompage.

II.1.3.1 Caractéristiques lithologiques des formations aquifères

La détermination des différents aquifères dans la plaine de d'El Eulma, a été faite sur l'analyse lithostratigraphique et structurale des formations géologiques ainsi que sur les données géophysiques.

À partir de cette analyse, le cache hydrogéologique de la plaine montre deux aquifères :

- L'un superficiel ; qui est l'aquifère Mio-plio-quadernaire.
- L'autre profond ; qui est l'aquifère Jurassico-Crétacé.

Nous essayons de voir dans ce qui suit les caractéristiques de ces deux aquifères :

a- Aquifère superficiel de Mio-Plio-Quaternaire

La couverture Mio-Plio-Quaternaire représente un aquifère à porosité d'interstices, c'est un aquifère hétérogène, constitué essentiellement par une alternance des formations perméables et des niveaux marno-argileuses, il s'agit des alluvions, grès, sables, conglomérat et calcaire lacustres. C'est un aquifère multicouche à étendue régionale.

b- Aquifère profond (Jurassico-crétacé)

Les niveaux aquifères sont édifiés au niveau des bancs carbonatés fortement tectonisés et bien fissurés et karstifiés, ceci leur donne la capacité de renfermer des potentiels hydriques considérables.

Ce sont des aquifères à porosité secondaire qui sont constitués dans les formations profondes du Jurassico-crétacé.

c- Colonne lithostratigraphique

Cette colonne (**Figure II.3**) établie à l'échelle de la région montre la lithostratigraphie des différentes formations géologiques et détermine leur intérêt hydrogéologique, c'est-à-dire distinguer les formations perméables aquifères et les formations imperméable (substratum).

Age			Epaisseur (m)	Log Stratigraphique	Lithologie	Hydrogéologie	
Système	Sous-Système	Symbole				Perméabilité	Aquifère/substratum
Quaternaire	Villafranchien	A	quelques dizaines de mètres		sables-limons	intercalation des niveaux perméables et imperméables	Aquifère multicouche
		Q			gravier- terre arables		
		Q _t			glaciés		
		Q ^c			calcaire lacustre		
		S			sol de Sebkha		
Néogène	Mio-pliocène	Mp	450-500		sables-limons -conglomérats argiles gypseuses		
Paléocène	Lutétien	e ⁶⁻⁷	100		marnes grise à boules jaunes	imperméable	Substratum
	Ypresien-lutétien inf	e ⁴⁻⁵	200		calcaire bitumineux à cassure noire et silex noirs	perméables	Aquifère
Crétacé-sup	Maest sup à Paléocène	e ³ c ⁶	300		marnes noires indifférenciées	imperméable	Substratum
	Campanien sup - Maestrichtien	c ^{6c}	250		calcaire bien réglés	perméables	Aquifère
	Campanien Maestrichtien	c ^{5-6a}	150		marnes noires a boules jaunes	imperméable	Substratum
	Santonien sup à Campanien	c ⁴⁻⁵	80-100		calcaires cristallins à lumachelles	perméables	Aquifère Potentielle
Jurassique-sup		J ⁶	70-80		calcaire	perméables	Aquifère Potentielle

Figure II.3 Colonne lithostratigraphique et hydrogéologie (Mezerzi, 2011)

II.1.4 Géologie de la cuvette

La majeure partie de la cuvette est constituée par les formations de la nappe de Djemila, rappelons que la nappe de Djemila est composée de formations marneuses et calcaires allant du Crétacé supérieur (étage Campanien) à l'Eocène moyen.

Au cœur de la retenue, les affleurements visibles révèlent un substratum essentiellement marneux (marnes e³-c⁶ du Maestrichtien supérieur au Paléocène). Ces marnes sont généralement recouvertes d'alluvions et colluvions datant du Quaternaire, qui constituent donc l'essentiel des terrains directement en contact avec la retenue. Ces formations sont considérées comme imperméables.

Vers le barrage, apparaissent les calcaires de l'Yprésien-Lutétien surmontant les marnes, puis les dépôts conglomératiques reposant en discordance sur les calcaires.

II.1.6 La géologie des zones d'emprunt

II.1.6.1 Les zones d'emprunt des argiles pour le noyau

L'étude a proposé deux zones acceptables à l'exploitation en raison d'avoir un volume suffisant pour la conception du noyau. Ces zones se situent sur des formations géologiques qui datent en principe le Quaternaire.

La première zone est située à l'intérieur de la cuvette à environ 1 km à l'Est du barrage et la deuxième zone est située à environ 2km à l'aval de l'axe du barrage.

L'exploitation de cette zone se fera en procédant avec les phases suivantes :

- Levé topographique de la zone à exploiter.
- Reconnaissance complémentaire au moyen de puits réalisée à la pelle mécanique.
- Débroussaillage et décapage de la terre végétale.
- Détermination de la profondeur à partir de laquelle l'argile est considéré comme bonne pour la mise en remblai.

Le traitement de l'argile à l'emprunt se fera au moyen d'un Bulldozer.

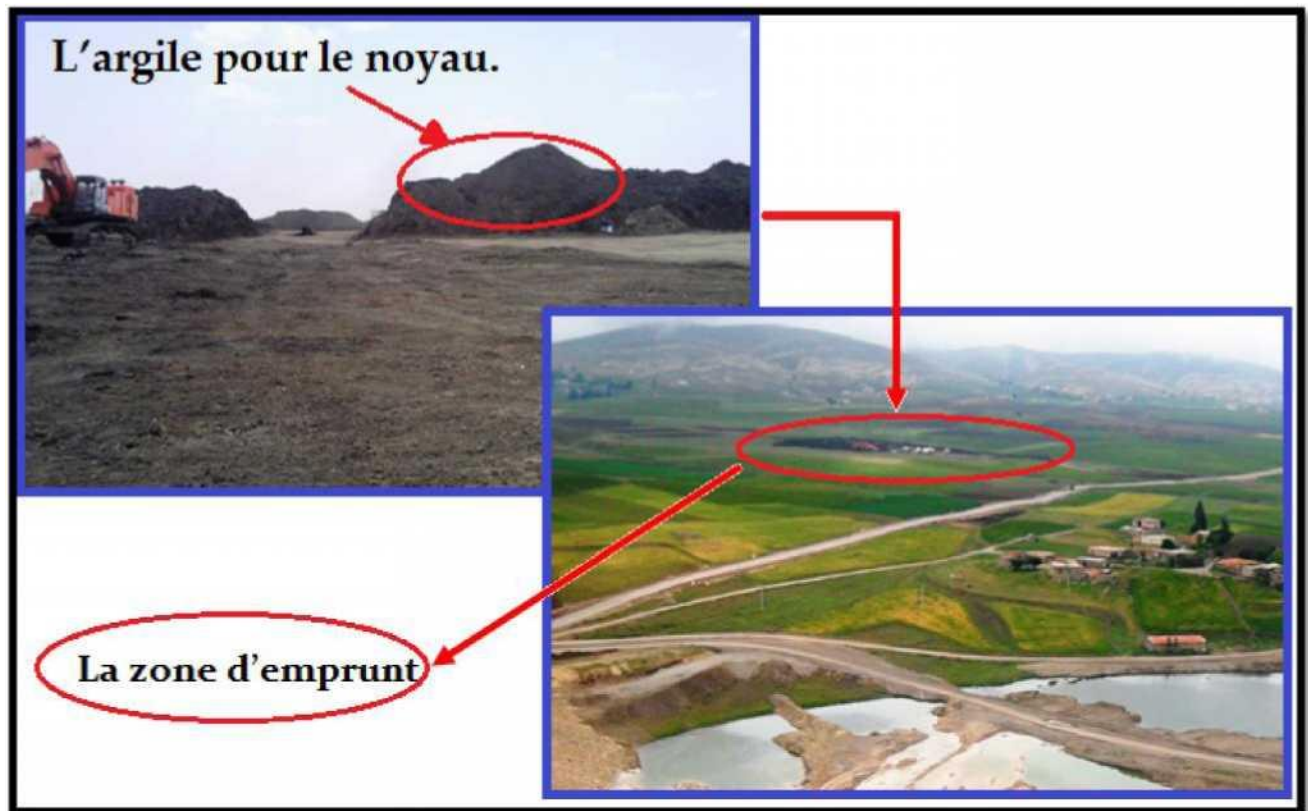


Figure II.4 La zone d'emprunt des argiles amont

II.1.6.2 La zone d'emprunt des calcaires pour les recharges amont et aval

Le périmètre d'exploitation du gisement des calcaires est situé à proximité du site du barrage en rive gauche. La visite de site et l'observation des affleurements, montrent que ces calcaires sont relativement compacts mais présentent des passages très fracturés liés à la tectonique de l'ensemble du site, ces calcaires à cassure noire avec des niveaux de silex parfois intercalés avec les marnes.

Ce gisement a été investigués pour être utiliser en tant que matériaux pour les recharges. L'exploitation de cette zone se fera en procédant avec les phases suivantes :

- levé topographique de la zone à exploiter.
- nettoyage de tout le matériau restant.
- détermination d'une coupe géologique pour définir la hauteur de la couche à sélectionner suivant la zone de sa mise en ouvre à la recharge.
- extraction de matériau à l'aide d'une pelle mécanique ou de Bulldozer suivant les conditions des fronts de travail.
- La dimension maximale des fragments de roche ne dépasse pas 60 cm.



Figure II.5 La zone d'emprunt des calcaires pour les recharges

II.1.6.3 La zone d'emprunt des calcaires

La carrière des calcaires est située à environ 2 km au Nord du barrage.

A l'affleurement, le site montre des bancs métriques de calcaires gris alternant avec des niveaux marneux (moins abondants).

Ces calcaires utilisés comme agrégats, enrochements de protection, filtres et drains.

La carrière s'organise suivant les étapes ci-dessous :

Forage : percement de trous verticaux dans la roche selon une maille déterminée.

Minage : remplissage des trous de foration avec des explosifs. L'explosion successive des trous fracture la roche grossièrement et l'abat.

Reprise : une pelle récupère la roche abattue et la charge dans un engin de transport.

Roulage : un engin achemine les matériaux grossiers jusqu'à l'installation de traitement. **Scalpage, concassage, broyage et criblage** : sont éventuellement effectués pour trier les matériaux et obtenir la granulométrie souhaitée.

II.2 Etude géotechnique

Les recherches et les travaux de reconnaissance sur site nous ont permis de préciser la nature, les caractéristiques et la configuration des terrains des matériaux pouvant servir éventuellement pour la construction de la digue de barrage.

L'étude géotechnique de site basée sur les puits, les sondages et les coupes lithologiques. Des essais de laboratoire comprenant les essais d'identification (physiques), essais mécaniques ainsi que des essais chimiques. Ces essais nous permettent de mieux décrire et de connaître la nature et les caractéristiques géotechniques des matériaux nécessaires pour la réalisation de l'ouvrage.

- Essais physiques :
 - Teneur en eau naturelle W_n .
 - Densité sèche.
 - Degré de saturation S_r .
 - Granulométrie.
- Essais mécanique :
 - Compressibilité à l'oedomètre.
 - Essai de cisaillement.
 - Résistance à la traction.
- Essais chimiques :
 - Teneur en chlorure
 - Teneur en matière organique

II.2.1 Zones d'emprunt des argiles pour le noyau

Deux secteurs ont été investigués pour être utilisé en tant que zone d'emprunt de matériaux argileux, la première zone située à l'intérieur de la cuvette à environ 1 km à l'Est du barrage reconnu par 36 puits et la deuxième zone située à environ 2km à l'aval de l'axe du barrage, reconnu par 9 puits.

Un ensemble des essais de laboratoire réalisés pour connaître et confirmer les caractéristiques de ces argiles, et qui sont :

- Teneur en matière organique.
- Granulométrie.
- La sédimentométrie.
- Analyse chimique.
- Mesure de densité.
- La teneur en eau.
- Les limites d'Atterberg.
- L'essai Proctor.
- Cisaillement direct.

II.2.2 Le mode opératoire des différents essais géotechniques

II.2.2.1 La granulométrie

C'est un essai physique consiste à séparer les grains agglomérés d'une masse connue de matériau par brassage sous l'eau, à fractionner ce sol, une fois séché, au moyen d'une série de tamis et à peser successivement le refus cumulé sur chaque tamis. La masse de refus cumulée sur chaque tamis et rapportée à la masse totale séchée de l'échantillon soumis à l'analyse, s'effectue par deux voies :

- Une voie sèche après le lavage du sol et faire un tamisage pour les grains d'un diamètre supérieur à 80 mm.
- Pour les particules de taille inférieure à 80µm, l'analyse est faite par sédimentation.

➤ **La courbe granulométrique** : représentation des pourcentages massique des différent tamisats dans un papier semi-logarithmique en fonction de la dimension nominale d'ouverture des tamis (En abscisses: on met les dimensions de l'ouverture des tamis en valeurs croissantes et en ordonnées: on met les pourcentages des passants).

Et on détermine par ce diagramme le suivant:

- La dimension des plus gros éléments (d_{max});
- Le % de tamisât à 2mm et à 80µm;
- Le facteur d'uniformité: $C_u = d_{60} / d_{10}$.
- Le facteur de courbure: $C_c = (d_{30})^2 / (d_{10} \times d_{60})$.

II.2.2.2 La sédimentométrie

Cet essai utilisé pour des échantillons de sols passant par le tamis 0.08mm.

Le principe de cet essai est basé sur la loi de Stokes qui exprime la vitesse de la décantation des particules en fonction du diamètre de ces particules.

- Sécher l'échantillon dans une étuve 105° C.
- Ajouter 20g de l'échantillon avec 1000 cm³ d'eau distillé pendant 2 min.
- Ajouter 10 cm³ de solution défloculant d'hexametaphosphate de sodium et compléter par l'eau jusqu'à 2000 cm³.
- Agitation vigoureusement la suspension pour obtenir une concentration uniforme par l'agitateur manuel.
- Plonger lentement le densimètre et déclasser en même temps le chronomètre.
- Les lectures de la température sont à 0.25, 0.5, 1, 2, 5, 10, 20, 40, 80, 160, 320 minutes.

II.2.2.3 Limites d'Atterberg

Les limites d'Atterberg sont des paramètres géotechniques destinés à identifier un sol et à caractériser son état au moyen de son indice de consistance.

La consistance d'un sol fin varie avec sa teneur en eau.

La limite de liquidité W_L (teneur en eau pondérale) sépare l'état liquide de l'état plastique, la limite de plasticité W_P (teneur en eau pondérale) au point de transition entre les états plastique et solide.

La limite de retrait W_r est la teneur en eau pondérale au-dessous de laquelle le volume de l'échantillon ne varie plus.

$$I_P = W_L - W_P$$

$$I_C = W_L - W/I_P$$

W: est la teneur en eau du sol dans son état naturel et ne comprend pas d'élément $> 400\mu\text{m}$.

Les limites d'Atterberg sont effectuées sur le seul mortier (diamètre des grains $< 400\mu\text{m}$).

La limite de liquidité est déterminée soit à la coupelle de Casagrande, soit au pénétromètre à cône

La limite de liquidité déterminée à la coupelle de Casagrande W_L est par convention la teneur en eau pondérale du sol pour laquelle l'entaille pratiquée dans l'échantillon se referme de 10mm sous 25 coups appliqués à une vitesse normalisée.

On détermine graphiquement que la limite de liquidité W_L , correspondant à un nombre de coup égal à 25.

La limite de liquidité W_L est la teneur en eau du matériau correspond conventionnellement à un enfoncement de 17 mm du cône dans le sol.

Donc la limite de liquidité W_L sera déterminée graphiquement (correspondant à un enfoncement du cône à 17mm).

La limite de plasticité W_p est la teneur en eau conventionnelle d'un rouleau de sol qui se fissure au moment où son diamètre atteint 3mm et de 100mm de longueur.

La limite de retrait conventionnelle W_r ne concerne que les sols remaniés. C'est la teneur en eau pondérale de dessiccation au-dessous de laquelle le volume de l'échantillon ne varie plus.

II.2.2.4 L'essai Proctor (NFP 94-093)

Le principe de ces essais consiste à humidifier un matériau à plusieurs teneurs en eau et à le compacter dans un moule normalisé, à l'aide d'une dame normalisée, selon un processus bien défini, pour chacune des teneurs en eau, avec une énergie conventionnels.

Pour chacune des valeurs de teneur en eau considérées, on détermine la masse volumique sèche du matériau et on trace la courbe des variations de cette masse volumique en fonction de la teneur en eau. D'une manière générale cette courbe, appelée courbe Proctor, présente une valeur maximale de la masse volumique du matériau sec qui est obtenue pour une valeur particulière de la teneur en eau. Ce sont ces deux valeurs qui sont appelées caractéristiques optimales de compactage Proctor normal ou modifié suivant l'essai réalisé.

Selon la finesse des grains du sol, deux types de moules :

Le moule Proctor:

Le diamètre de moule intérieur = 101,6 mm / H = 117 mm (sans rehausse) ;

V moule Proctor = 948 cm³.

Le moule CBR:

Moule = 152 mm / H = 152 mm (sans rehausse) dont disque d'espacement de 25,4 mm d'épaisseur, soit une hauteur H utile = 126,6 mm

V moule CBR = 2 296 cm³.

Avec chacun de ces moules, on peut effectuer deux types d'essai (choix par rapport à l'énergie de compactage) : L'essai Proctor normal, ou bien L'essai Proctor modifié.

Tableau II.1 Modalités d'exécution des essais Proctor normal et modifié

Proctor	Masse de la dame (g)	Hauteur de chute (mm)	Nb de coups par couche	Nombre de couche	Diamètre du mouton
Normal	2490	305	25 (m Proctor)	3	51 mm
			55 (moule CBR)	3	51 mm
Modifié	4535	457	25 (m Proctor)	5	51 mm
			55 (moule CBR)	5	51 mm

II.2.2.5 Essai de compressibilité à l'oedomètre

L'essai s'effectue sur une éprouvette de matériau placé d'une enceinte cylindrique rigide (oedomètre), un dispositif applique sur cette éprouvette un effort triaxial vertical, l'éprouvette étant drainée en haut et en bas.

La charge est appliquée par paliers maintenus constants successivement croissant et décroissant suivant un programme défini. Les variations de hauteur de l'éprouvette sont mesurées pendant l'essai en fonction de la durée d'application de la charge, l'essai est réalisé sur des échantillons saturés.

II.2.2.6 Essai Micro- Deval

L'essai consiste à mesurer l'usure des granulats produite par frottements réciproques, dans un cylindre en rotation, dans des conditions bien définies (en présence d'eau et d'une charge abrasive)

La granularité des matériaux soumis à l'essai est choisie parmi les classes granulaires (diamètre compris entre 4 et 50mm).

Les classes granulaires entre 4 et 14 mm, une charge abrasive est utilisée

Tableau II.2 Charge abrasive en fonction de la granulométrie

Classe granulaire en (mm)	Charge abrasive (g)
4-6.3	2000 + ou-5
6.3-10	4000 + ou-5
10-14	5000 + ou-5

Pour effectuer un essai en présence d'eau on ajoute 2.5 L d'eau (classe granulaire 4 à 14mm) ou bien 2 L d'eau pour la classe granulaire (25-50mm), on mesure après abrasion et usure dans un cylindre de rotation ($V=12000$ tours en 2heures), la masse m des éléments inférieure à 1,6mm produits, soit à sec, soit en présence d'eau

La résistance à l'usure s'exprime par le coefficient Micro- Deval MDE:

$$MDE = (m/M).100 = (M-m'/M).100$$

Avec :

M : la masse sèche de l'échantillon pour essai (500 ou 10000 g).

$m'=M-m$: la masse sèche de la fraction du matériau passant après l'essai au tamis de 1.6 mm.

La masse de l'échantillon pour essai est de 500g pour la classe (4-14mm) et 10 kg pour la classe (25-50).

II.2.2.7 Essai Los Angeles

L'essai consiste à mesurer la masse m d'éléments inférieurs à 1,6 mm, produits par la fragmentation du matériau testé (diamètre compris entre 4 et 50 mm) et que l'on soumet aux chocs de boulets normalisés, dans le cylindre de la machine Los Angeles en 500 rotations.

Si M est la masse du matériau soumis à l'essai et m la masse des éléments inférieurs à 1,6mm produits au cours de l'essai, la résistance à la fragmentation aux chocs s'exprime par le coefficient Los Angeles LA:

$$LA = (m/M).100$$

II.2.2.8 Essai de cisaillement

a. Essai non consolidé non drainé (UU)

L'essai non consolidé non drainé (UU) correspond au comportement à court terme du sol. L'application de la pression hydrostatique δ_3 et le cisaillement sont effectués à drainage fermé. La résistance au cisaillement du sol est généralement constante ($\phi = 0$). Elle est appelée «cohésion non drainée » et notée C_u . Elle traduit la résistance du sol dans son état actuel et permet de déterminer la capacité portante immédiate d'une fondation, d'étudier la stabilité immédiate d'un talus, d'un mur de soutènement.

b-Essai consolidé non drainé (CU)

Chaque éprouvette est consolidée (à drainage ouvert) sous une pression hydrostatique δ_3 puis cisailée à volume constant, donc à drainage fermé, sous cette même pression.

L'essai permet d'étudier la variation de la résistance au cisaillement non drainé du sol, en fonction de la pression de consolidation, à partir des caractéristiques C_{cu} et ϕ_{cu} . En outre, en mesurant la pression interstitielle, on détermine en cours de cisaillement les caractéristiques intergranulaires ou effectives C' et ϕ' des sols saturés, sans avoir recours à l'essai consolidé drainé ci-après toujours très long lorsque le sol est peu perméable.

II.2.3 Les résultats des essais géotechniques

II.2.3.1 Zone d'emprunt des argiles

L'argile destinée à l'étanchéité du barrage doit être répondu aux critères suivant :

- ✓ Pas des éléments supérieurs 20 mm.
- ✓ $0\% < \text{fraction comprise entre } 20\text{mm et } 2\text{mm} < 10\%$.
- ✓ $0\% < \text{fraction comprise entre } 2\text{ mm et } 0.2\text{mm} < 12\%$.
- ✓ $70\% < \text{fraction inférieur à } 80\text{ microns. } < 100\%$
- ✓ $40\% < W_L < 60\%$ et $20\% < I_P < 35\%$.
- ✓ La teneur en eau des argiles sélectionnées au moment du compactage doit en principe, être comprise entre -2% et +2% par rapport à la teneur optimale de l'essai de compactage Proctor.

a. Zone d'emprunt des argiles amont

➤ La granulométrie et sédimentométrie

Le tableau qui suit récapitule les différentes classes granulométriques des argiles de la zone d'emprunt amont :

Tableau II.4 : Granulométrie des argiles de la zone d'emprunt amont

Granulométrie (passant en mm)			
2	0.080	0.02	0.002
%des passants			
84	77	59	33

Discussion des résultats

Les analyses granulométries et sédimentométrie montrent que :

- ✓ La teneur moyenne en fines argileuses ($< 2\text{ }\mu\text{m}$) est de 33 %.
- ✓ La teneur moyenne en silts (diamètre compris entre 2 et $80\text{ }\mu\text{m}$) est de 44 %.
- ✓ La teneur moyenne en particules $< 80\text{ }\mu\text{m}$ est proche de 77% (soit 23% de sables et graviers).

Ce qui montre que les matériaux sont très fins.

Donc ce type de sol est un silt fortement argileux et n'est pas une argile pure.

➤ Les paramètres d'identification

Le tableau qui suit récapitule les caractéristiques d'état des argiles de la zone amont

Tableau II.5 Tableau caractéristiques d'état d'argiles de la zone d'emprunt amont

Paramètre	Symbole	Valeur
La teneur en eau naturelle.	W _n	24.89%
Le poids volumique humide	γ_h	1.89 g/cm ³
Le poids volumique sec.	γ_d	1.51 g/cm ³
Le poids volumique des grains solides	γ_s	2.62 g/cm ³

Discussion des résultats

- ✓ La zone d'emprunt amont présente une teneur en eau $W_n = 24.89\%$.
- ✓ La densité sèche, $\gamma_d = 1,51$ à l'état naturel.
- ✓ La densité des grains solides γ_s , est de 2,62 cette valeur indiquée la possibilité de la présence de minéraux peu denses.
- ✓ Indice des vides : C'est le rapport entre le volume des vides et le volume des solides.

$$e = (\gamma_s / \gamma_d) - 1 = 73.5\%.$$
- ✓ Le degré de saturation : C'est le rapport entre le volume d'eau dans l'échantillon et le volume des vides.

$$\gamma_h (1+e) = \gamma_s + e \cdot S_r$$

$$\gamma_h (1+e) - \gamma_s = e \cdot S_r$$

$$S_r = (\gamma_h (1+e) - \gamma_s) / e$$

$$S_r = 89.6\%$$

Donc les argiles ne sont pas totalement saturées.

➤ Limites d'Atterberg

Le tableau qui suit récapitule les paramètres d'identification des argiles, à partir de la détermination des limites d'Atterberg.

Tableau II.6 Les paramètres d'identification des argiles (zone amont).

Paramètre	Symbole	Valeur
Limite de liquidité	W _L	57%
Limite de plasticité	W _P	28%
L'indice de plasticité	I _P	29%

Interprétation : L'indice de plasticité $I_p = 29 \%$, pour une limite de liquidité de 57% et une limite de plasticité de 28% , donc selon le degré de plasticité, cette argile est peu plastique.

➤ **L'essai Proctor**

Les essais Proctor réalisés par LTPE sur les argiles de cette zone mettent en évidence une teneur moyenne à l'optimum Proctor de 20.4% pour une densité sèche de $1,56$.

➤ **Les résultats des essais mécaniques**

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II.7 Caractéristiques mécaniques des argiles (zone amont).

Paramètre	Symbole	Valeur
La cohésion drainée	Cd	0.47 (bar)
L'angle de frottement interne	ϕ	23.2°
La cohésion sèche	Cu	2.1 (bar)
L'angle de frottement interne	ϕ	24.6°

b. Zone d'emprunt des argiles aval

➤ **La granulométrie et sédimentométrie**

Le tableau qui suit récapitule les différentes classes granulométriques des argiles de la zone d'emprunt aval.

Tableau II.8 Granulométrie des argiles de la zone d'emprunt aval.

Granulométrie (passant en mm)			
2	0.080	0.02	0.002
%des passants			
99	95	61	39

Discussion des résultats : Les analyses granulométriques et sédimentométrie montrent que :

- ✓ La teneur en fines argileuses ($<2 \mu\text{m}$) est de 39% .
- ✓ La teneur en silts (diamètre compris entre 2 et $80 \mu\text{m}$) est de 56% .
- ✓ La teneur moyenne en particules $<80 \mu\text{m}$ est proche de 95% (soit 5% de sables et graviers).

Ce qui montre que les matériaux sont très fins.

Donc ce type de sol est un silt fortement argileux et n'est pas une argile pure.

➤ Les paramètres d'identification

Le tableau qui suit récapitule les caractéristiques d'état des argiles de la zone aval

Tableau II.9 Caractéristiques d'état d'argiles de la zone d'emprunt aval.

Paramètre	Symbole	Valeur
La teneur en eau naturelle.	W_n	27.49%
Le poids volumique humide	γ_h	1.81 g/cm ³
Le poids volumique sec.	γ_d	1.42 g/cm ³
Le poids volumique des grains solides	γ_s	2.58 g/cm ³

Discussion des résultats :

- ✓ La zone d'emprunt aval présente une teneur en eau $W_n = 27.49\%$.
- ✓ La densité sèche, $\gamma_d = 1.42$ à l'état naturel.
- ✓ La densité des grains solides γ_s est de 2,5, cette valeur indique la possibilité de la présence de minéraux peu denses.
- ✓ Indice des vides, $e = (\gamma_s / \gamma_d) - 1 = 81.7\%$.
- ✓ Le degré de saturation $S_r = \gamma_h (1+e) - \gamma_s / e = 86.7\%$.

Donc les argiles ne sont pas totalement saturées.

➤ Limites d'Atterberg

Le tableau qui suit récapitule les paramètres d'identification des argiles, à partir de la détermination des limites d'Atterberg.

Tableau II.10 les paramètres d'identification des argiles (zone aval).

Paramètre	Symbole	Valeur
Limite de liquidité	W_L	50.6%
Limite de plasticité	W_P	25.8%
L'indice de plasticité	I_P	24.8%

Interprétation : L'indice de plasticité $I_P = 24.8\%$, pour une limite de liquidité de 50.6% et une limite de plasticité de 25.8 %.

Donc selon le degré de la plasticité, cette argile est peu plastique.

➤ **L'essai Proctor**

Les essais Proctor réalisés par LTPE sur les argiles pour le noyau mettent en évidence une teneur moyenne à l'optimum Proctor de 21% pour une densité sèche de 1.53.

➤ **Les résultats des essais mécaniques**

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II.11 caractéristiques mécaniques des argiles (zone aval).

Paramètre	Symbole	Valeur
La cohésion drainée	Cd	1 (bar)
L'angle de frottement interne	ϕ	11°
La cohésion sèche	Cu	2 (bar)
L'angle de frottement interne	ϕ	24°

➤ **La teneur en matière organique**

Ces argiles semblent généralement avoir une teneur en matière organique moyenne de l'ordre de 1,6 %. Pour une utilisation comme argile à noyau, le parentage de matière organique dans l'argile ne doit pas dépassé 2 %.

Conclusion sur les argiles

Le parentage des éléments passant à diamètre 0.080 mm supérieur à 90% avec un indice de plasticité I_p supérieur à 20% montrent que ces argiles conviennent bien à la construction du noyau.

Dans les deux zones, les analyses de sédimentométrie montrent que le type de sol est un silt fortement argileux (et donc se n'est pas une argile pure).

La nature géologique et les caractéristiques mécaniques des deux sites, sont très Similaires.

L'écart relativement important (8% environ) existant entre la limite de plasticité (qui est proche de la Teneur en eau naturelle, de l'ordre de 28%) et la teneur en eau à l'optimum Proctor (de L'ordre de 20%). Cet écart pose un problème de mise en place.

Ce problème nécessite une planche d'essai, laquelle permettra également de définir les difficultés de mise en œuvre de ce type de matériaux, (contrôles des limites d'Atterberg et de l'optimum Proctor lors des travaux).

II.2.3.2 Recharges du barrage

a. Les conglomérats

La présence dans la cuvette des matériaux conglomératiques en grande quantité et la facilité d'exploitation. Fait que ce dernier soit choisi comme matériaux pour les recharges du barrage.

Les tranchées réalisées en rive droite lors de la Faisabilité avaient fait apparaître un matériau très hétérogène, présentant une alternance d'horizons franchement argileux, d'autres au contraire très caillouteux.

Les tranchées complémentaires ont confirmé l'hétérogénéité de ces matériaux conglomératiques, globalement non cimentés, et ont mis en évidence une prépondérance des horizons argileux.

➤ La granulométrie

Le tableau qui suit récapitule les différentes classes granulométriques des matériaux conglomératiques :

Tableau II.12 Granulométrie des matériaux conglomératiques.

Granulométrie (passant en mm)				
80	50	20	2	0.080
% des passants				
99	90	77	49	39

Discussion des résultats

- ✓ Les analyses granulométriques des matériaux conglomératique montrant un passant à 80 μm inférieur à 40% et un passant à 2 mm inférieur à 50% reflétant des horizons graveleux-caillouteux avec une matrice fine plus ou moins importante.

➤ Les paramètres d'identification:

Le tableau qui suit récapitule les caractéristiques des matériaux conglomératiques :

Tableau II.13 Caractéristiques d'état des matériaux conglomératiques

Paramètre	Symbole	Valeur
La teneur en eau naturelle.	W_n	10.96%
Le poids volumique humide	γ_h	2.17g/cm^3
Le poids volumique sec.	γ_d	1.91g/cm^3
Le poids volumique des grains solides	γ_s	2.66g/cm^3

Le Tableau II.13 montre que :

- ✓ Les conglomérats présentent une teneur en eau ($W_n\%=10.96$).
- ✓ La densité sèche, $\gamma_d = 1.91$ à l'état naturel.
- ✓ La densité des grains solides γ_s est de 2,66 .
- ✓ Indice des vides, $e = (\gamma_s / \gamma_d) - 1 = 23\%$.
- ✓ Le degré de saturation $S_r = \gamma_h (1+e) - \gamma_s / e = 92.2 \%$.

➤ Limites d'Atterberg

Le tableau qui suit récapitule les paramètres d'identification des matériaux conglomératiques, à partir de la détermination des limites d'Atterberg.

Tableau II.14 Les paramètres d'identification des matériaux conglomératiques.

Paramètre	Symbole	Valeur
Limite de liquidité	W_L	43.23%
Limite de plasticité	W_P	21.84%
L'indice de plasticité	I_P	21.39%

Discussion des résultats

Les fines des matériaux conglomératiques montrent une plasticité $I_P = 21 \%$, pour une limite de liquidité de 43 % et une limite de plasticité de 22 %. Donc on est en présence des argiles peu à moyennement plastique. Cette identification montre la nature argileuse de la matrice des conglomérats.

➤ L'essai Proctor

Les essais Proctor réalisés sur les matériaux conglomératiques mettent en évidence une teneur moyenne à l'optimum Proctor de 12.5% pour une densité sèche de 1.78.

➤ Les résultats des essais mécaniques

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II.15 Caractéristiques mécaniques des matériaux conglomératiques

Paramètre	Symbole	Valeur
La cohésion drainée	C_d	0.35 (bar)
L'angle de frottement interne	ϕ	29°

Conclusion sur les conglomérats de recharge

Au stade APS, il était envisagé que les recharges du barrage soient constituées des conglomérats, présents en grande quantité sur le site, mais les reconnaissances complémentaires ont montré la nature fortement argileuse de ces matériaux conglomératiques, cet état pose un problème de stabilité de l'ouvrage (cas de vidange rapide), donc ont conduit à écarter ces matériaux et à les remplacer par les calcaires.

II.2.3.3 La zone d'emprunt des calcaires pour les recharges

La carrière des calcaires de la nappe de Djemila, située dans la cuvette à proximité de l'axe du barrage en rive gauche, les calcaires de cette zone destinés aux recharges du barrage.

Les caractéristiques demandées sont :

- ✓ La proportion des matériaux de dimension inférieure à 0.08mm est limitée à 2%
- ✓ La dimension maximale des fragments de roche ne dépasse pas 0.6m.
- ✓ Résistance à la compression simple ≥ 30 MPa.
- ✓ Indice Los Angeles ≤ 30 .

Les valeurs des résultats des essais figurent dans le tableau suivant :

Tableau II.16 caractéristiques des calcaires de recharge.

Paramètre	Symbole	Valeur
La teneur en eau naturelle	W_n	1.97%
Le poids volumique humide	γ_h	2.38g/cm ³
Le poids volumique sec.	γ_d	2.38g/cm ³
Le poids volumique des grains solides	γ_s	2.65g/cm ³
Résistance à la traction	R_T	29(bar)
Résistance à la compression	R_C	171(bar)

Le tableau **II.16** montre que :

- ✓ La zone du site carrière de calcaire présente une teneur en eau $W_n\% = 1.97$.
- ✓ Les mesures de densité réalisées sur les calcaires, font apparaître une densité sèche moyenne, γ_d , de 2.38, et une densité humide $\gamma_h = 2.38$.
- ✓ La densité des grains solide γ_s , =2,65 .

Les caractéristiques géotechniques du calcaire de la nappe de Djemila, montrent une résistance à la compression simple moyenne de 171 bars. , avec une résistance à la traction moyenne de 29 bar.

Conclusion sur calcaires pour les recharges

Le site de la carrière montre un calcaire d'assez bonne qualité mécanique et en quantité suffisante, ceci est tout à fait confirmé à la lithologie de cette formation caractérisée essentiellement par l'alternance de calcaires francs et de calcaires marneux et de marnes.

Donc lors de l'exploitation, il faudra alors opérer avec un grand soin pour faire un tri et n'utiliser que les bons calcaires, qui présentent meilleures caractéristiques géotechniques et respectent les caractéristiques demandées.

II.2.3.4 Matériaux d'enrochements

Calcaire de la carrière de la nappe de Djemila

Rappelons que cette carrière est située à environ 2 kilomètres au Nord du barrage. Les calcaires de cette zone destinés à la fourniture des matériaux d'enrochements, filtres drains, et agrégats à béton.

A l'affleurement, le site montre des bancs métriques de calcaires gris alternant avec des niveaux marneux (moins abondants)

Le tableau 31 résume les résultats des essais d'identification et mécaniques réalisés sur ces calcaires.

Tableau II.17 Les résultats des essais mécaniques et d'identification réalisés sur les calcaires de carrière.

Paramètre	Symbole	Valeur
Le poids volumique humide	γ_h	2.64g/cm ³
Le poids volumique des grains solides	γ_s	2.67g/cm ³
Résistance à la traction	R_T	60(bar)
Résistance a la compression	R_C	636(bar)
Coefficient los Angeles	LA	20
Coefficient micro Deval	MDE	30

Discussion des résultats :

L'analyse des résultats des essais réalisés au niveau du site de carrière destiné pour les enrochements montre une densité humide moyenne, γ_h , de 2.64, et une densité moyenne des grains solides de 2.67.

- ✓ L'indice du vide est assez faible présente une valeur moyenne de 0.015.
- ✓ Les caractéristiques géotechniques montrent une résistance à la compression simple moyenne de 640 bar, ce qui traduit des calcaires relativement résistants.
- ✓ La résistance moyenne à la traction et de l'ordre de 60 bar.
- ✓ Ces deux valeurs admis par comparaison avec les caractéristiques demandées.

- ✓ Les essais Los Angeles et Micro Deval montre que ces calcaires à une assez bonne résistance aux chocs et à l'usure moyenne, ce qui traduit des calcaires relativement dure.

Conclusion sur les calcaires pour l'enrochement

Au vu de ces caractéristiques mécaniques, la possibilité d'utilisation de ces calcaires comme agrégats, enrochements de protection, filtres et drains.

Les sondages complémentaires montrent des calcaires sont sensiblement moins fracturés. Combinant fracturation existante et effet du tir sur d'anciennes fissures recimentées par la calcite, donc la production d'enrochements de grande taille (rip-rap) ne pourra cependant pas excéder 0.5 m. (diamètre maximal).

II.3 Sismicité :

Notre barrage Draa Diss ; Wilaya Sétif est situé dans la zone «II.a» (Fig. **II.6**), zone caractérisée par une intense activité séismique d'après le Règlement Parasismique Algérienne R.P.A/2003.

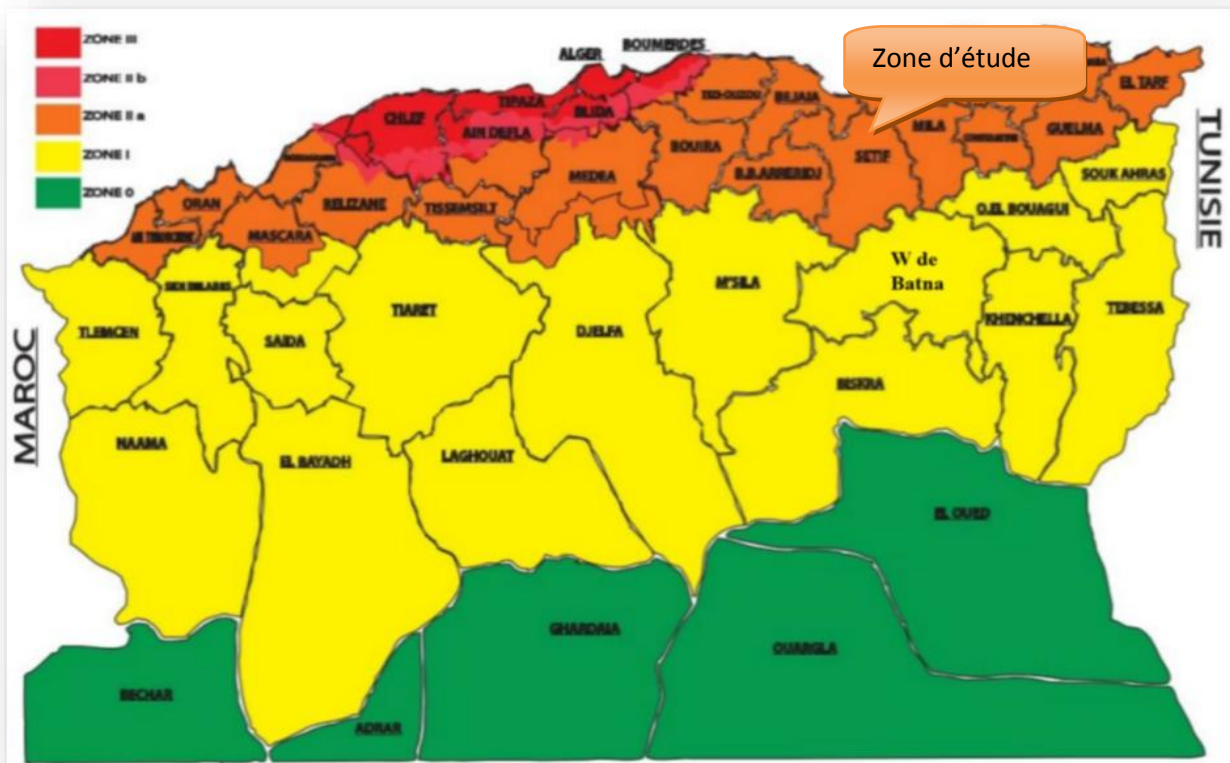


Figure II.6 Carte de micro-zonage sismique du territoire national-RPA 2003
(structureparasismic.com)

Notre ouvrage est d'une grande importance.

Tableau II.18 : Coefficients d'accélération du séisme (RPA99/version2003)

Classification de l'ouvrage selon leur importance	Groupe	Zone I	Zone II.a	Zone II.b	Zone III
Ouvrage d'importance vitale	1A	0.15	0.25	0.30	0.40
Ouvrage de grande importance	1B	0.12	0.20	0.25	0.30
Ouvrages courants	2	0.10	0.15	0.20	0.25
Ouvrages de faible importance	3	0.07	0.10	0.14	0.18

D'après le règlement parasismique algérien RPA/2003, notre ouvrage est d'une grande importance, et se trouve dans la zone II-a, d'après le tableau précédent on peut tirer :

Le coefficient d'accélération sismique $\alpha = 0.20$

L'accélération sismique est donc : $As = \alpha . g = 0.2 * 9.81 = 1.962 \text{ m/s}^2$

Conclusion :

Les travaux de reconnaissance, ainsi que les analyses qui ont été effectuées nous permettent de dire que toutes les conditions géologiques et géotechniques sont favorables pour la réalisation d'un barrage sur le site du barrage Draa Diss de la willaya de Sétif.

CHAPITRE III

ETUDE

HYDROLOGIQUE

Introduction :

Le présent chapitre a pour but de déterminer toutes les caractéristiques hydrologiques de l'oued Medjez en utilisant des données hydrométriques et hydrologiques afin d'obtenir un bon dimensionnement du barrage en prenant en considération le volume transféré à partir de les deux retenues Erraguène et Tabellout.

Dans l'étude hydrologique, on devra considérer :

- La description du bassin versant.
 - Une analyse de crues : l'estimation du temps de concentration, le débit maximale et le volume de la crue.
- La détermination de l'apport moyen interannuel et les apports fréquentiels.
 - La régularisation des écoulements pour l'estimation des volumes de l'apport solide et la capacité du barrage.

III.1 BASSIN VERSANT

Le site du barrage Draa Diss est défini sur quatre cartes d'État-major : El Eulma NJ-31-VI-8 Est, El Eulma NJ-31-VI-8 Ouest, Ferdjioua NJ-31-V-6 Est et Ferdjioua NJ-31-IV-6 Ouest à l'échelle 1/50.000 par les coordonnées UTM suivant :

$$X = 746.71 \text{ Km} \quad Y = 4014.082 \text{ Km} \quad Z = 1077 \text{ m}$$

Le bassin versant du barrage sur Oued Medjez est délimité sur les mêmes cartes topographiques à l'aide de logiciel ArcGis (Figure III.1).

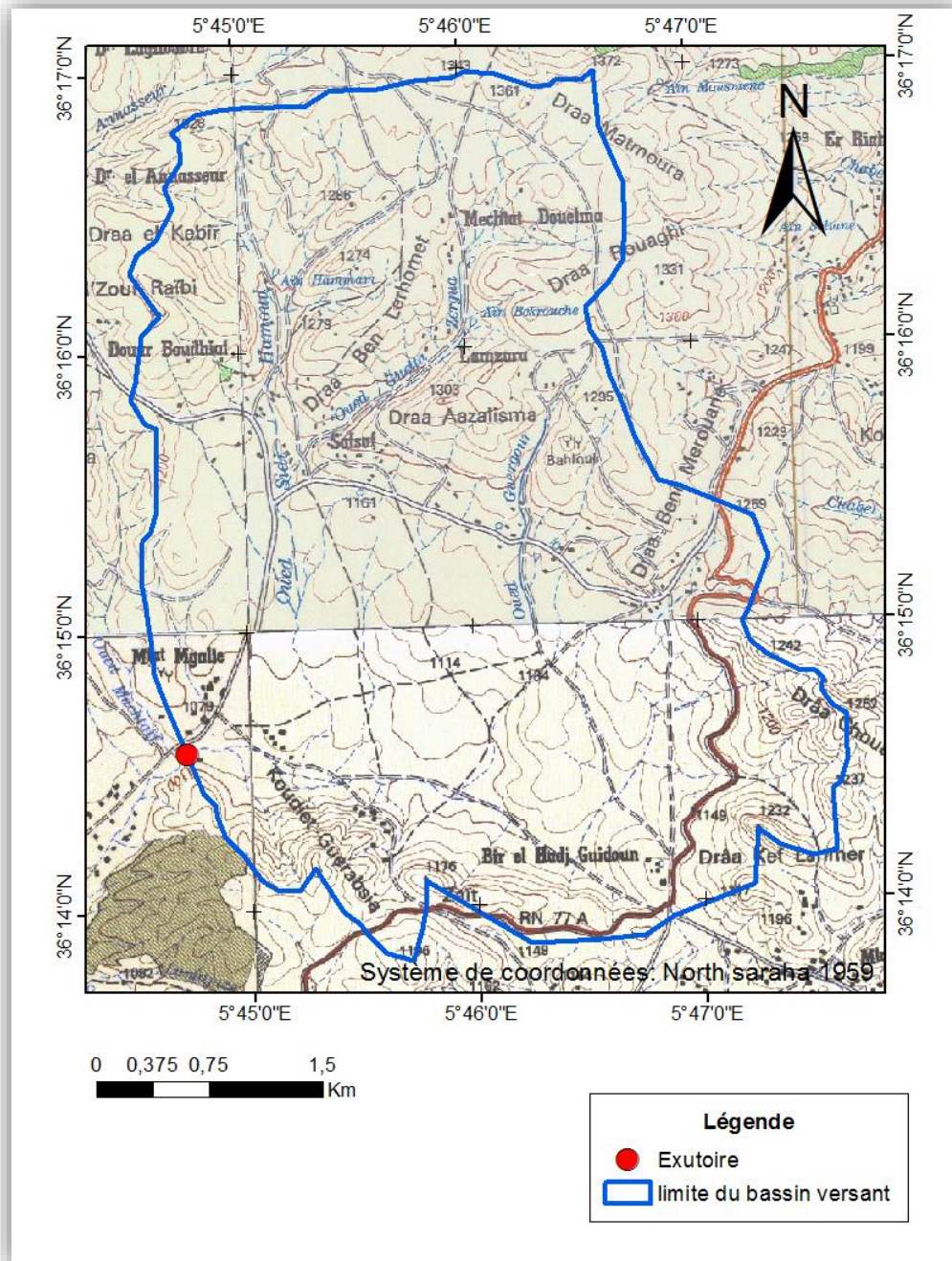


Figure III.1 : Bassin versant Oued Medjez (quatre Cartes topographiques d'Eulma Est et Ouest, Ferdjiousa Est et Ouest - l'échelle 1/50.000)

III.1.1 Caractéristiques géométriques

a- Surface, périmètre et longueur de talweg principale :

A l'aide du même logiciel on a obtenu la surface :

$$S = 19.47 \text{ Km}^2$$

Et on a délimité le bassin et le périmètre obtenu est de :

$$P=20.04 \text{ Km}$$

La longueur du thalweg principal a pour valeur :

$$L= 5.64 \text{ Km}$$

b- Paramètres de forme

- Indice de compacité de Gravelius " K_c "

Appelé aussi indice de forme, cet indice caractérise la forme du bassin versant qui a son tour influence fortement l'écoulement global notamment le temps de réponse du bassin versant.

Il est donné par la formule suivante :

$$K_c = 0.28 * \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (\text{III.1})$$

Avec : K_c : Indice de compacité de Gravelius

S : Surface du bassin versant (Km^2)

P : Périmètre du bassin versant (Km)

AN : $K_c = 1.27$

Tableau III.01. Classification de bassin selon l'indice de compacité de GRAVELUS

$K_c < 1.25$	Bassin compact
$1.25 < K_c < 1.5$	Bassin de forme moyenne
$K_c > 1.5$	Bassin plutôt allongé

A partir de tableau (III.01) on a :

$1.25 < K_c = 1.27 < 1.5$ donc le bassin sur lequel on travaille est de forme moyenne.

- Coefficient d'allongement

$$Ca = \frac{L^2}{S} \quad (\text{III.2})$$

Avec : Ca : coefficient d'allongement

S : Surface du B.V (Km^2) $S= 19.47 \text{ Km}^2$

L : la longueur du talweg principal (Km) 5.64 Km

AN : $Ca = 1.63$

• Rectangle équivalent

C'est une transformation géométrique en un rectangle de dimensions l_r et L_r ayant la même surface et le même périmètre que le bassin versant considéré et par conséquent le même indice de compacité. Cette notion permet la comparaison des bassins entre eux de point de vue de l'influence de la forme sur l'écoulement.

La longueur et la largeur du rectangle équivalent sont respectivement données par les relations qui suivent :

$$L_r = K_c * \frac{\sqrt{S}}{1.128} * \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c} \right)^2} \right) \quad (\text{III.3})$$

$$l_r = K_c * \frac{\sqrt{S}}{1.128} * \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c} \right)^2} \right) \quad (\text{III.4})$$

Avec :

L_r : Longueur de rectangle équivalent ;

l_r : Largeur de rectangle équivalent ;

K_c : Indice de compacité de Gravelius.

A N: $L_r=7.38 \text{ Km}$ et $l_r=2.64 \text{ Km}$

Sachant que les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petits côtés du rectangle et l'exutoire est l'un de ces petits côtés, donc pour tracer le rectangle équivalent, on doit calculer les longueurs L_i pour chaque surface partielle en fixant la largeur $l_r=2.64 \text{ Km}$ On a : $S_i = L_i * l_r$
d'où $L_i = S_i / l_r$

Tableau III.02. Résultats de calcul de rectangle équivalent

N° d'ordre	S_i (Km ²)	l (Km)	L_i (Km)
1	0,016	2,64	0,01
2	0,346	2,64	0,13
3	0,772	2,64	0,29
4	1,025	2,64	0,39
5	1,038	2,64	0,39
6	1,492	2,64	0,57
7	1,027	2,64	0,39
8	1,192	2,64	0,45
9	1,103	2,64	0,42
10	1,230	2,64	0,47
11	1,708	2,64	0,65
12	2,420	2,64	0,92
13	2,438	2,64	0,92
14	2,078	2,64	0,79
15	1,429	2,64	0,54
16	0,178	2,64	0,07

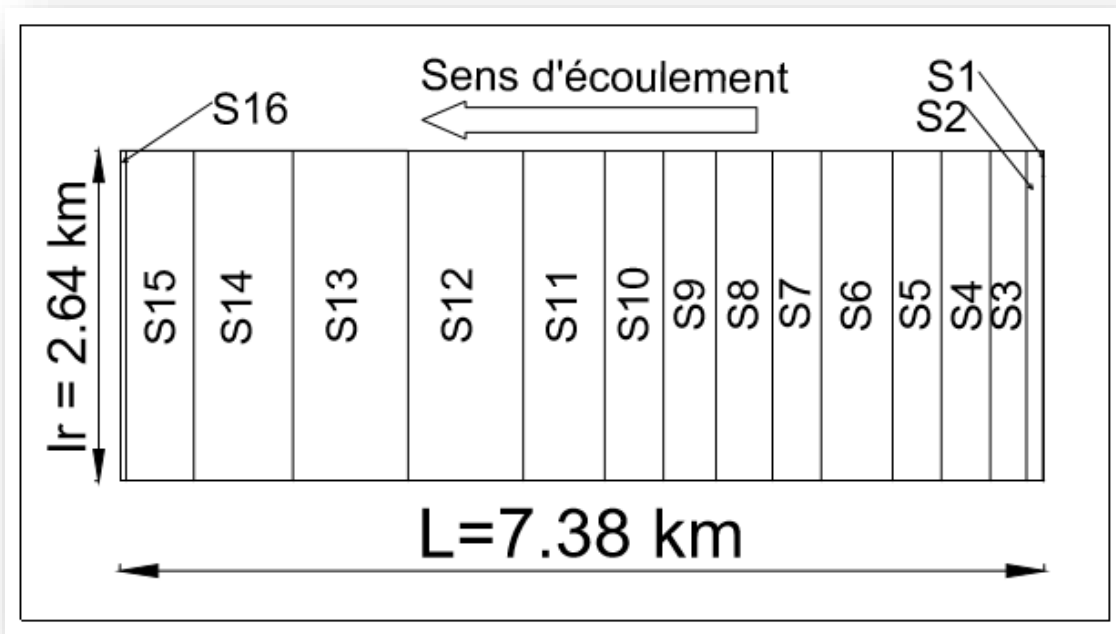


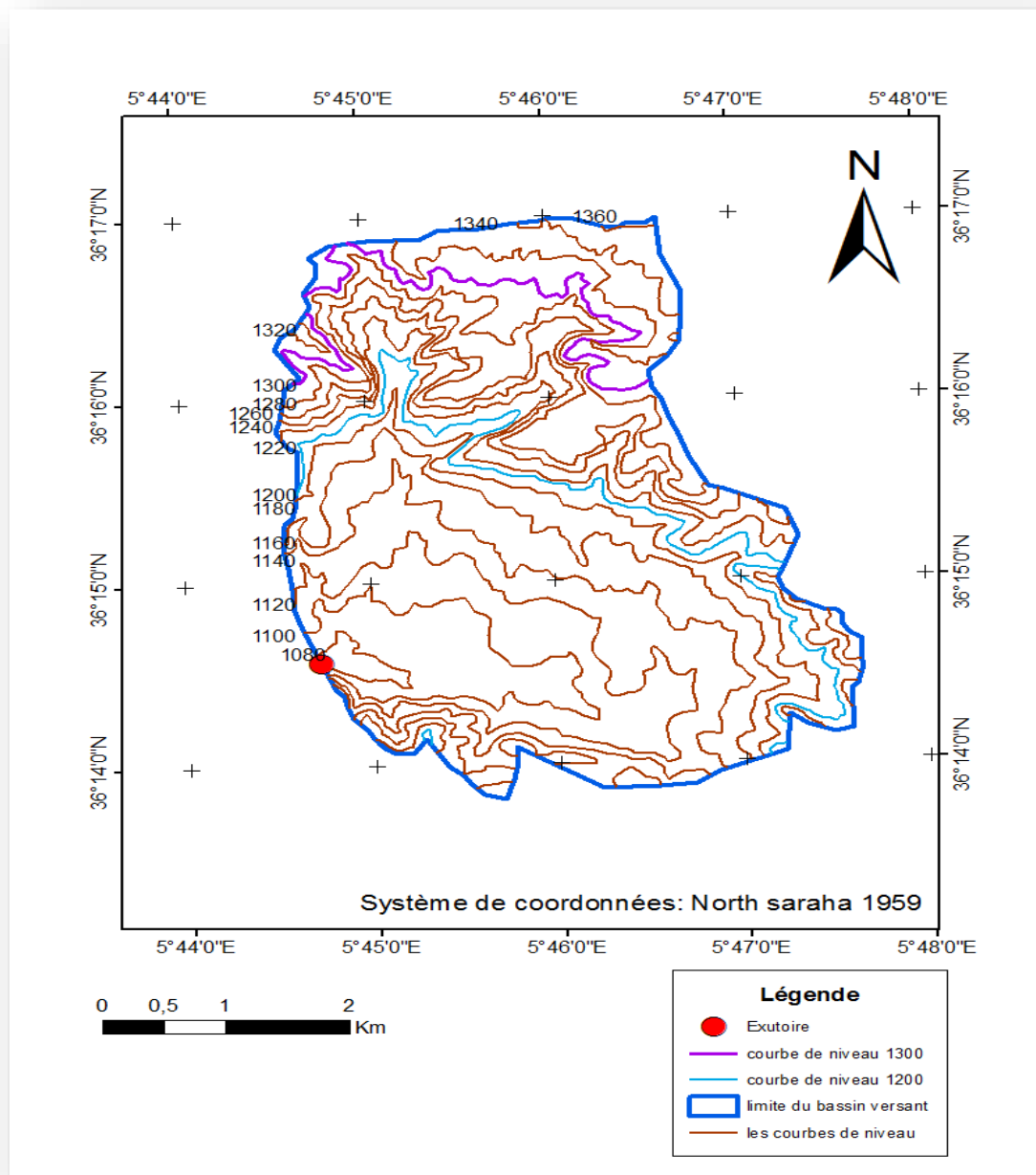
Figure III.02 : Rectangle équivalent

III.2 HYPSONOMETRIE DU BASSIN VERSANT

III.2.1 Le relief

a- Répartition et courbe hypsométrique :

La courbe hypsométrique donne un aperçu sur la notion du relief du bassin en faisant intervenir le paramètre de la pente qui correspond à cette zone par la représentation graphique de l'altitude du bassin versant en fonction de sa surface (pourcentage de surface). Pour un intervalle d'altitude classé et choisi correspond un pourcentage de surface.



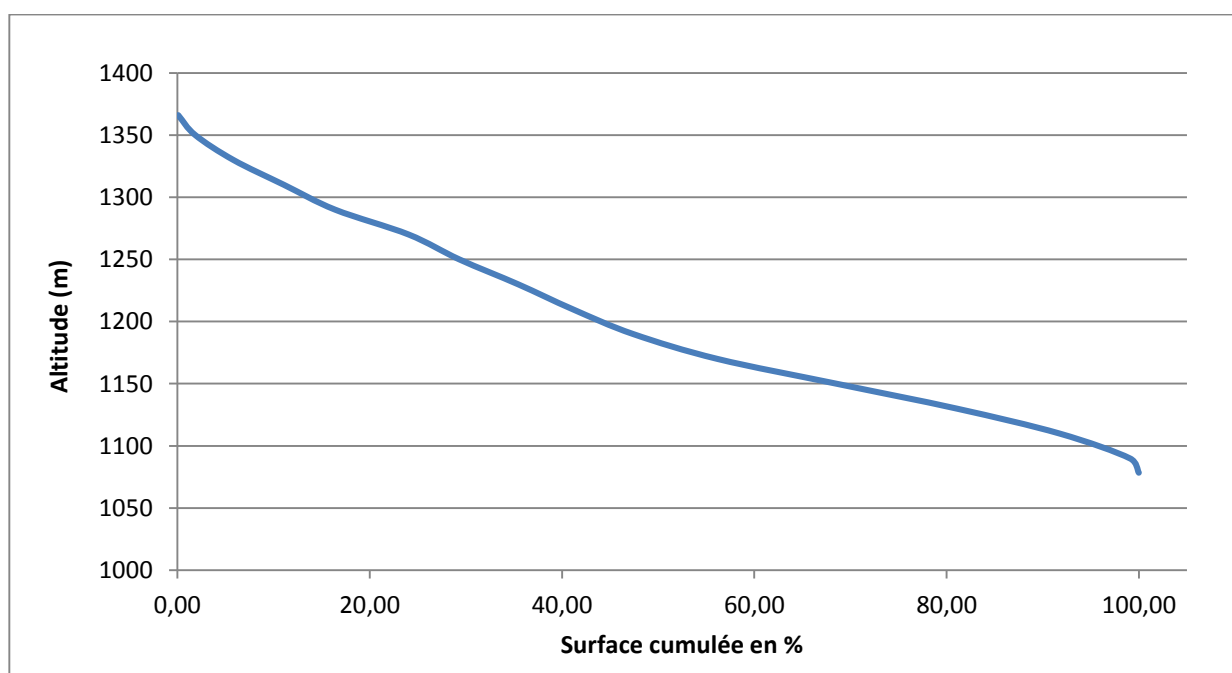
Figure

III.03: La répartition des courbes de niveaux

La répartition des surfaces ainsi que leur pourcentage par rapport aux intervalles des altitudes est résumée par le tableau suivant :

Tableau III.03 Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitude.

Altitude(m)	Altitude moyenne Hi (m)	Surface partielle Si (km ²)	Surface partielle Si(%)	Surfaces cumulée (%)
1372-1360	1366	0,016	0,08	0,08
1360-1340	1350	0,346	1,77	1,86
1340-1320	1330	0,772	3,96	5,82
1320-1300	1310	1,025	5,26	11,08
1300-1280	1290	1,038	5,33	16,40
1280-1260	1270	1,492	7,65	24,06
1260-1240	1250	1,027	5,27	29,33
1240-1220	1230	1,192	6,11	35,44
1220-1200	1210	1,103	5,66	41,10
1200-1180	1190	1,230	6,31	47,41
1180-1160	1170	1,708	8,76	56,17
1160-1140	1150	2,420	12,41	68,58
1140-1120	1130	2,438	12,51	81,09
1120-1100	1110	2,078	10,66	91,76
1100-1080	1090	1,429	7,33	99,09
1080-1077	1078.5	0,178	0,91	100
Total		19,494	100,00	

**Figure III.04** : Courbe hypsométrique du Bassin versant du barrage Draa Diss

b- Détermination des altitudes caractéristiques ($H_{\max}$; $H_{\min}$; $H_{50\%}$; $H_{95\%}$; $H_{5\%}$; H_{moy})**• Altitudes maximale et minimale**

$$H_{\max} = 1372 \text{ m} \quad \text{et} \quad H_{\min} = 1077 \text{ m}$$

• Altitude moyenne du bassin versant

Elle est donnée par la formule suivante :

$$H_{\text{moy}} = \frac{\sum S_i \cdot H_i}{S} \quad (\text{III.5})$$

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

S_i : Aire comprise entre deux courbes de niveau (Km^2)

H_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau (m)

S : Superficie totale du bassin versant (Km^2)

AN : $H_{\text{moy}} = 1193,39 \text{ m}$

• 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. D'après la courbe hypsométrique Figure (III.03)

on a :

$$\bullet H_{50\%} = 1190 \text{ m}$$

$$\bullet H_{5\%} = 1336 \text{ m}$$

$$\bullet H_{95\%} = 1089 \text{ m}$$

c- Calcul des indices de pente :**• Indice de pente globale I_g**

Cet indice sert à la classification du relief, il est déterminé par la formule suivante :

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L_r} \quad (\text{III.6})$$

Avec :

D : Dénivelée entre $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ [m]

L : Longueur du rectangle équivalent [Km]

AN : $I_g = 33,52 \text{ m/Km}$ d'où : $I_g = 3.352 \%$

• Indice de pente de Roche Ip

Ip 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 Hi et Hi-1.

Il est donné par la formule suivante :

$$Ip = \frac{1}{\sqrt{L}} * \sum_i^n \sqrt{Si(Hi_i - Hi_{i-1})} \quad (\text{III.7})$$

Avec :

L : Longueur de rectangle équivalent (Km)

Si : Surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives de niveau Hi et Hi-1 (m)

Tableau III.04 : Détermination de la pente Roche Ip

Altitude (m)	Hi-Hi-1 (m)	Si (km2)	Si (%)	Si*(Hi-Hi-1)	$\sqrt{Si(Hi - Hi_{i-1})}$
1380-1360	20	0,016	0,08	1,65	1,29
1360-1340	20	0,346	1,77	35,46	5,96
1340-1320	20	0,772	3,96	79,21	8,90
1320-1300	20	1,025	5,26	105,21	10,26
1300-1280	20	1,038	5,33	106,54	10,32
1280-1260	20	1,492	7,65	153,06	12,37
1260-1240	20	1,027	5,27	105,41	10,27
1240-1220	20	1,192	6,11	122,28	11,06
1220-1200	20	1,103	5,66	113,14	10,64
1200-1180	20	1,230	6,31	126,17	11,23
1180-1160	20	1,708	8,76	175,27	13,24
1160-1140	20	2,420	12,41	248,28	15,76
1140-1120	20	2,438	12,51	250,18	15,82
1120-1100	20	2,078	10,66	213,24	14,60
1100-1080	20	1,429	7,33	146,63	12,11
1080-1060	20	0,178	0,91	18,27	4,27

A N : Ip = 0.62%

d- Pente moyenne du bassin versant Im

Il est donné par la formule suivante :

$$Im = \frac{\Delta H(0.5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0.5l_n)}{s} \quad (\text{III.8})$$

Avec : ΔH : Dénivelée (m).

l_i : Longueur de la courbe de niveau d'ordre 1, 2, 3, ..., n, (Km)

S : Surface du bassin versant (Km²).

AN : **$I_m = 143.58 \text{ m/Km}$** d'où : **$I_m = 14.36 \%$**

e- Dénivelée spécifique D_s

Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficie différentes, d'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M ; appliquée à tout le bassin quel que soit sa surface. Elle est donnée par la formule :

$$D_s = I_g \sqrt{S} \quad (\text{III.9})$$

Avec : I_g : Indice de pente global (m/km)

S : Surface du bassin (km²)

$$D_s = 147.93 \text{ m}$$

Tableau III .05 Classification de L'O.R.S.T.O.M (type de relief)

Classe	Relief	D_s
R1	Très faible	$D_s < 10$
R2	Faible	$10 < D_s < 25$
R3	Assez faible	$25 < D_s < 50$
R4	Modéré	$50 < D_s < 100$
R5	Assez modéré	$100 < D_s < 250$
R6	Fort	$250 < D_s < 500$
R7	Très fort	$D_s > 500$

On a **$100 < D_s < 250$** donc on déduit d'après le tableau précédant que notre relief est **Assez Modéré** de classe **R5**.

III.2.2 Caractéristique hydrographique du bassin

III.2.2.1 Chevelu hydrographique

Le réseau hydrographique se définit comme étant l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. Selon la classification de Schum qui dit : « est d'ordre (x+1), tout tronçon de cours d'eau, formé par la réunion de deux cours d'eau d'ordre (x) », l'ordre de notre réseau hydrographique est de l'ordre 5.

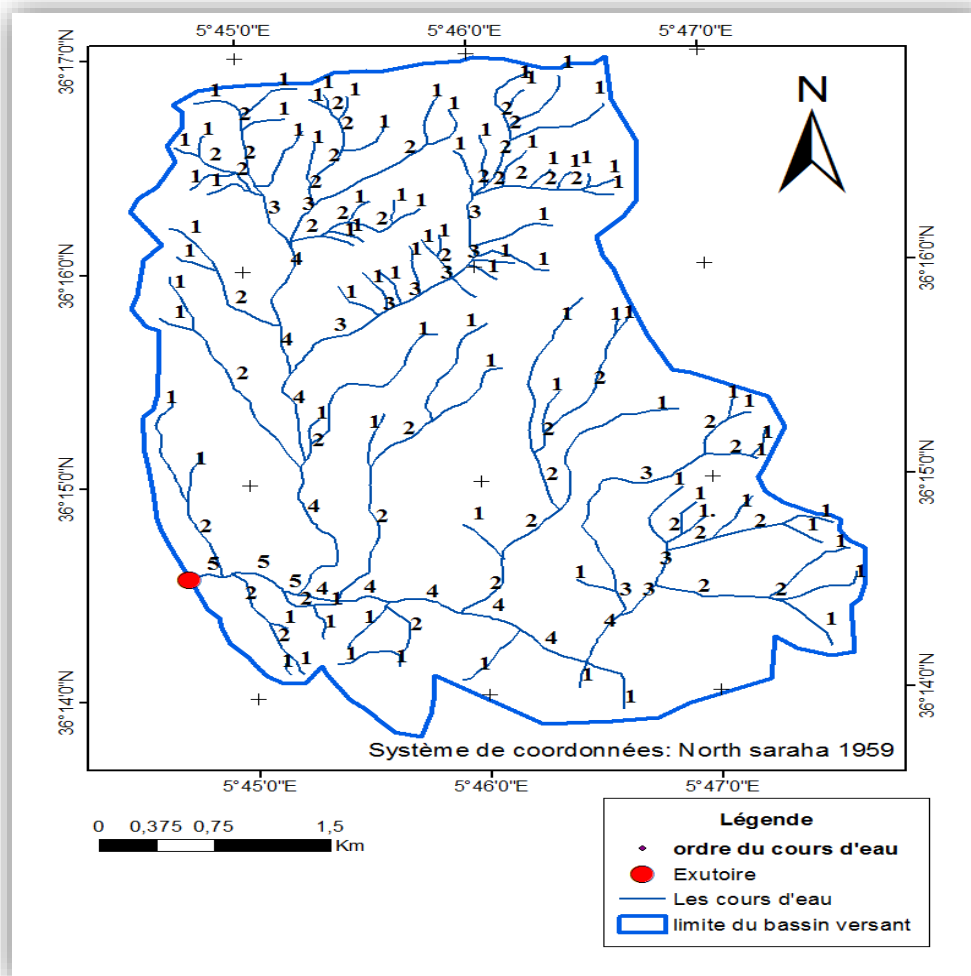


Figure III.04 Réseau hydrographique et la répartition de Schum (1957) du Bassin versant Oued Medjez

a- Longueur du cours d'eau principal (L)

C'est la distance curviligne depuis l'exutoire jusqu'à la ligne de partage des eaux, en suivant toujours le segment d'ordre le plus élevé lorsqu'il a un embranchement et par extension du dernier jusqu'à la limite topographique du bassin versant.

Donc : $L = 5.64 \text{ Km.}$

b- Profil en long du cours d'eau

Ce profil est tracé à partir de la carte topographique à l'échelle 1/50.000 en tenant compte de l'altitude et de la longueur de cours d'eau (figure III.05).

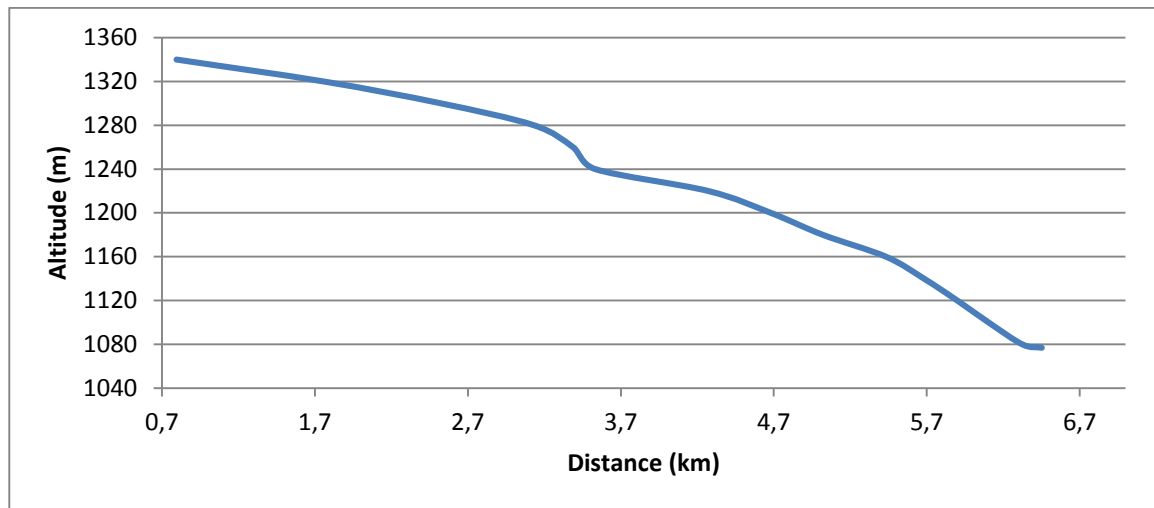


Figure III.05: Profil en long du cours d'eau principal du bassin versant Oued Medjez.

c- Pente moyenne du cours d'eau principal I_c

Elle exprime le rapport entre la dénivelée et la longueur comprise entre deux points suffisamment éloignés du cours d'eau principal. Il est donné par la formule suivante :

$$I_c = \frac{\Delta H}{\Delta L} \quad (\text{III.10})$$

Avec : ΔH : Dénivelée entre deux points suffisamment distants (m) : $1354-1077=277\text{m}$

ΔL : Distance entre ces deux points (km) : 5.64 Km

AN : $I_c = 49.11 \text{ m/Km}$ d'où $I_c = 4.91\%$

d- Densité de drainage D_d

Elle est définie comme étant le rapport entre la longueur totale des cours d'eaux du bassin versant, à sa surface totale. Elle reflète la dynamique du bassin et le type de ruissellement de surface. Elle est exprimée en Km/Km² selon la relation suivante :

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \quad (\text{III.11})$$

Avec : $\sum_{i=1}^n L_i$: Somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i (km) ;

S : Surface du bassin versant (km²).

AN : $D_d = 3.27 \text{ km/ km}^2$

e- Densité hydrographique F

Elle est donnée par la relation suivante :

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n N_i}{S} \quad (\text{III.12})$$

Avec : $\sum_{i=1}^n N_i$: Somme des nombres de tous les cours d'eau d'ordre i.

S : Surface du bassin versant (km²).

AN : F = 2.31 talweg/ km².

f- Coefficient de torrentialité Ct

$$Ct = Dd \frac{N}{S} \quad (\text{III. 13})$$

Avec : Dd : Densité de drainage.

N : Nombre des talwegs d'ordre 1. N=84.

S : Surface du bassin versant.

AN : Ct = 14.11

III.2.2.2 Temps de concentration du bassin versant tc

C'est le temps que met la particule d'eau la plus éloignée pour arriver à l'exutoire. Il est donné par les formules suivantes :

- Formule ESPAGNIOLE

$$tc = 0.126 * 60 * \left(\frac{Lp}{Ic} \right)^{0.76} \quad (\text{III.14})$$

Avec : Lp : Longueur du thalweg principal (Km)

Ic : Pente moyenne du cours d'eau

AN : tc = 0.83 h

- Formule de KIRPICH

$$tc = 0.19395 * \left(\frac{Lp}{Ic^{0.5}} \right)^{0.77} \quad (\text{III.15})$$

Avec : L : Longueur du thalweg principal (Km)

Ic : Pente moyenne du cours d'eau

AN : tc = 2.34 h

- Formule de VENTURA

$$tc = \frac{73.3\sqrt{S}}{(100Ic)^{0.5}} \quad (\text{III.16})$$

AN : tc = 2.43 h

Tableau III.06 : Récapitulatif du temps de concentration

Formules t_c (heures)	t_c (heures)
formule ESPAGNIOLE	2.75
formule de KIRPICH	2.77
formule de VENTURA	2.84

Commentaire

D'après ces résultats on prend en considération la Formule de SCS car elle nous Donne la valeur la plus petite d'où :

$$t_c = 2.75 \text{ h}$$

III.2.2.3 Vitesse moyenne de ruissellement V_r

Cette vitesse est donnée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L_p}{t_c} \quad (\text{III.17})$$

Avec : L_p : Longueur de cours d'eau principal en (Km);

t_c : Temps de concentration en (heure).

AN : $V_r = 2.05 \text{ Km/h}$

Tableau III.07 : Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant

Désignation		Symboles	Unités	Valeurs
Superficie		S	Km ²	19.47
Périmètre		P	km	20.04
Longueur du cours d'eau principal		Lp	Km	5.64
Indice de compacité		K _c	-	1.27
Coefficient d'allongement		Ca	-	1.63
Rectangle équivalent	Longueur	Lr	Km	7.38
	Largeur	lr	Km	2.64
Altitudes	Maximale	H _{max}	m	1372
	Minimale	H _{min}	m	1077
	Moyenne	H _{moy}	m	1193.13
	Médiane	H _{50%}	m	1190
	5%	H _{5%}	m	1336
	95%	H _{95%}	m	1089
Indice de pente globale		Ig	m/km	33.52
Indice de pente de Roche		Ip	%	0.62
Pente moyenne du bassin versant		I _{moy}	%	14.36
Pente moyenne du cours d'eau principale		Ic	%	4.91
Dénivelée spécifique		Ds	m	147.93
Densité de drainage		Dd	Km/km ²	3.27
Densité hydrographique		F	talweg/km ²	2.31
Temps de concentration		tc	h	2.75
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	2.05
Coefficient de torrentialité		Ct	-	14.11

III.2.2.4. Caractéristiques climatiques du bassin versant :

Les études climatologiques entreprises dans le cadre général du projet de transfert de Sétif-Hodna ont été réalisées au stade de la Faisabilité.

Nous rappelons ci-après les principales conclusions de ces études, en se limitant aux seules éléments de climatologie ayant servi à la détermination des caractéristiques de la retenue (capacité utile, tranche morte, courbe hauteur/capacité) et du barrage (cote du couronnement, gestion des crues, vidange).

a- Températures

L'analyse des températures a été effectuée à partir de deux stations : celle de Sétif et celle du barrage d'Ain Zada, situé à proximité de Sétif.

Tableau III.8 Températures mensuelles en degrés Celsius (ANRH)

<u>Mois</u>	<u>01</u>	<u>02</u>	<u>03</u>	<u>04</u>	<u>05</u>	<u>06</u>	<u>07</u>	<u>08</u>	<u>09</u>	<u>10</u>	<u>11</u>	<u>12</u>
Moyenne Sétif	5	6	8	12	16	21	25	24	20	15	9	6
Moy. A.Zada	6	7	10	12	18	22	26	26	22	17	11	8
Max Sétif	9	11	13	17	22	29	33	33	27	21	15	10
Max A.Zada	11	12	15	17	24	29	33	32	28	22	16	12
absolu 8 ans	19	22	28	25	36	40	41	41	36	31	24	22
min Sétif	0,3	1	3	5	9	13	17	17	14	9	4	1
min A.Zada	2	2	5	6	11	15	18	19	16	11	6	3
absolu 8 ans	-8	-4	-4	-2	3	4	11	12	6	3	-2	-3
Jours de gel	15	11	8	5	1	0	0	0	0	1	4	13
Jours sirocco	0	0	0	1	1	2	3	2	2	1	0	0

La température annuelle moyenne est de **15°C**.

b- Humidité

Tableau III.09 L'Humidité mensuelle en % (ANRH)

<u>Mois</u>	<u>01</u>	<u>02</u>	<u>03</u>	<u>04</u>	<u>05</u>	<u>06</u>	<u>07</u>	<u>08</u>	<u>09</u>	<u>10</u>	<u>11</u>	<u>12</u>
Sétif ONM	76	76	72	66	61	50	39	41	55	66	75	79
GEC	75	71	63	54	55	47	38	38	51	62	72	77
Mini absolu	46	45	37	35	21	20	13	15	26	27	41	54
Maxi absolu	99	97	97	93	97	80	76	75	85	96	97	97

L'humidité moyenne sur l'année est de 63 % d'après l'ONM (1981-96) et de 59 % d'après l'étude GEC-Tempo (ancienne station). Les valeurs absolues sont celles de la nouvelle station: il s'agit des minima et des maxima observés sur 15 années (1981-96).

c- L'ensoleillement**Tableau III.10** Insolation, nébulosité mensuelles (ANRH)

Mois	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12
Insolation heures/jour	5,8	6,5	7,3	8,1	9,4	10,5	11,4	10,6	8,9	7,3	6,2	5,2
Nébulosité octas	5,4	5,5	4,6	4,6	4,6	3,7	2,1	2,4	3,7	4,3	5,6	6,3
Radiation cal/cm ² /jour	202	285	370	457	549	559	604	534	439	317	224	184

L'insolation moyenne est mesurée à Sétif Ain Sfiha de 1981 à 1996. La nébulosité est mesurée à l'ancienne station (étude GEC 1971) et la radiation totale est calculée par la FAO (1984) à partir d'observations de la durée d'insolation. Il y a en moyenne **2 961 heures d'insolation par an** dans la région de Sétif, et l'énergie moyenne de radiation solaire reçue par jour est de 393 calories par centimètre carré (soit une puissance de 190 watts par mètre carré).

d- Le vent

Les vents dominants sont de secteur nord (NE: 22%, N 12% et NO 27%). leur vitesse moyenne mensuelle est proche de **3 m/s**, sans grande variation d'un mois sur l'autre.

Sur la période 1981-84, on a observé huit fois un vent dont la vitesse excédait à Sétif **26 m/s**, dont six fois en hiver (novembre à janvier).

Le maximum observé (en novembre) a dépassé **36 m/s** (130 km/h).

A Constantine, sur la période 1975-84, on a observé trois fois des vents excédant 36 m/s, ce qui confirme les données disponibles à Sétif.

e- les précipitations

Ci-dessous sont récapitulées les précipitations moyennes observées aux stations météorologiques de Sétif (période 1856 - 1991) et El Eulma (période 1914 – 1976)

Tableau III.11 Précipitations moyennes en mm (A.N.R.H)

	SETIF	EL EULMA
<i>Période</i>	<i>1856-1991</i>	<i>1914-1978</i>
	mm	mm
JAN	46.90	45.80
FEV	41.00	39.50
MAR	45.80	34.70
AVR	45.00	37.40
MAI	47.90	41.40
JUIN	25.70	23.70
JUIL	8.20	7.50
AOUT	16.60	12.80
SEP	31.90	29.40
OCT	36.30	28.70
NOV	36.90	35.00
DEC	48.30	42.90
Total	430.50	378.80

Commentaire Le tableau III.11 montre une variation des précipitations qui s'étendent sur une période de 35 ans (1856-1991) pour Sétif et une période de 62 ans (1914-1976) pour El Eulma avec un maximum observé en mois de décembre pour Sétif et en mois de Janvier pour El Eulma ,un minimum pendant le mois de Juillet pour les deux stations. Nous constatant aussi que la précipitation moyenne interannuelle est de 430.5mm pour Sétif et 378.8 mm pour El Eulma.

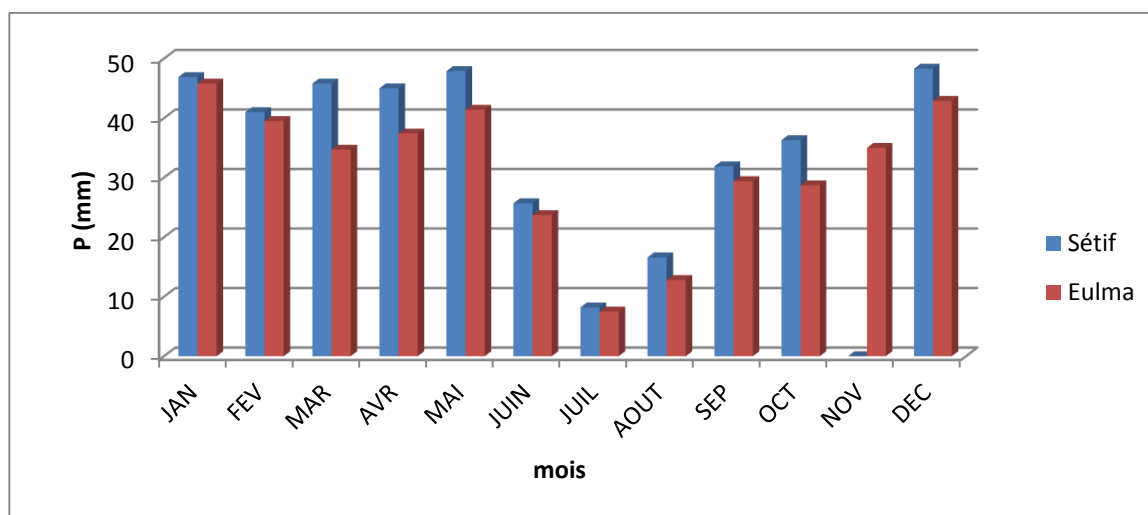


Figure III.06: Répartition de la pluie mensuelle moyenne interannuelle.

f- Autres informations climatiques

Le climat des hautes plaines n'est pas, comme celui de la côte, le pur climat méditerranéen qui est totalement sec de la mi-juin à la mi-septembre. A Sétif, il pleut notablement en été : en moyenne deux fois moins que durant le reste de l'année. Ces pluies d'été sont surtout des orages brefs.

Il y a près de quarante jours d'orage par an (37 sur la période 1981-93), qui se produisent surtout d'avril à octobre. Il faut signaler une moyenne de quatre averses de grêle par an, réparties au hasard dans l'année avec une préférence pour avril et mai.

La neige tombe souvent de fin novembre à début avril (17 jours par an).

Les jours de brouillard sont en moyenne de 12 par an, surtout en hiver (octobre à février).

III.3 ETUDE DE PRECIPITATIONS

On opte pour la station (10 03 02) située à la région de BELAA, comme étant une station de base pour les calculs et le dimensionnement de notre ouvrage vu qu'elle possède le plus grand nombre d'observations durant les années de fonctionnement, ainsi proche de l'exutoire, dont son altitude est la plus proche à l'altitude moyenne de bassin versant par rapport aux autres stations pluviométriques existant aux alentours du bassin en question.

Tableau III.12 Caractéristiques propres à la station de BELAA (Source A.N.R.H 2017)

Station	Code	Source	Coordonnée			Années de service	N (ans)
			X (km)	Y (km)	Z (m)		
BELAA	10 03 02	A.N.R.H	783.8	327.1	990	1968	45

III.3.1 Test d'Homogénéité des données

Toute étude hydrologique nécessite la vérification des données utilisées, pour cela, il y a Plusieurs tests statistiques à utilisés pour s'assurer de l'homogénéité d'une série de données. Dans notre cas c'est le test de la Médiane (MOOD) qui est utilisé, selon les étapes suivantes :

- On détermine la médiane M après avoir classé la série par ordre croissant.
- Remplacer la série des valeurs non classée par une suite de signe
 - + Pour les valeurs $x_i > M$
 - Pour les valeurs $x_i < M$
- On calcule les quantités N_s et T_s ,

Avec: N_s : Nombre total de séries de + ou –

T_s : Taille de la plus grande série de + ou –

- La série est homogène si et seulement si

$$N_s > 0.5(N + 1 - \mu_{1-\alpha/2} \sqrt{N + 1}) \quad (\text{III.18})$$

$$TS < 3.3 (\log_{10} N + 1) \quad (\text{III.19})$$

Avec : N : Taille de la série ($N=45$).

Tableau III.13 Précipitations interannuel (A.N.H.H)

Année	P _{annuel}	Année	P _{annuel}	Année	P _{annuel}
1968	355,6	1983	226,8	1998	394,9
1969	500	1984	404,2	1999	336,25
1970	240	1985	305,3	2000	136,5
1971	502,5	1986	489,2	2001	275,2
1972	469,7	1987	236,1	2002	636,7
1973	371,3	1988	302,475	2003	571,6
1974	384,9	1989	398	2004	556,1
1975	608,7	1990	534,2	2005	407,6
1976	382,6	1991	527,4	2006	490,6
1977	305,8	1992	275,8	2007	376,8
1978	372,2	1993	192,6	2008	653,1
1979	263,7	1994	262,025	2009	522,7
1980	306,6	1995	236,7	2010	620,8
1981	389,5	1996	169	2011	606,5
1982	227,1	1997	237,95	2012	471,3

Tableau III.14: Résultats du test de la médiane

Année	P _{annuel}	Signe	Année	P _{annuel}	Signe	Année	P _{annuel}	Signe
1968	355,6	-	1983	226,8	-	1998	394,9	+
1969	500	+	1984	404,2	+	1999	336,25	-
1970	240	-	1985	305,3	-	2000	136,5	-
1971	502,5	+	1986	489,2	+	2001	275,2	-
1972	469,7	+	1987	236,1	-	2002	636,7	+
1973	371,3	-	1988	302,475	-	2003	571,6	+
1974	384,9	+	1989	398	+	2004	556,1	+
1975	608,7	+	1990	534,2	+	2005	407,6	+
1976	382,6	-	1991	527,4	+	2006	490,6	+
1977	305,8	-	1992	275,8	-	2007	376,8	-
1978	372,2	-	1993	192,6	-	2008	653,1	+
1979	263,7	-	1994	262,025	-	2009	522,7	+
1980	306,6	-	1995	236,7	-	2010	620,8	+
1981	389,5	+	1996	169	-	2011	606,5	+
1982	227,1	-	1997	237,95	-	2012	471,3	+

D'après le tableau III.14 on a :

$$M = 382,6, \quad N_s = 20 \quad \text{et} \quad T_s = 6$$

▪ Vérification des conditions du test :

$$N_s = 20 > 0,5(N + 1 - 1,96\sqrt{N + 1}) = 16,28$$

$$T_s = 6 < 3,3(\log_{10}N + 1) = 8,76$$

Les conditions du test de la médiane sont vérifiées donc la série des pluies annuelles est homogène.

Tableau III.15 Répartition des pluies mensuelles :

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.	Jan.	Fév.	Mar.	Avr.	Mai	Jui.	Juil.	Aou.	Total
P_{moy} (mm)	31,17	28,75	35,12	40,93	47,12	45,60	42,28	48,81	39,78	11,63	5,89	12,56	389,66
P_{moy} (%)	8,00	7,38	9,01	10,50	12,09	11,70	10,85	12,53	10,21	2,99	1,51	3,22	100,00

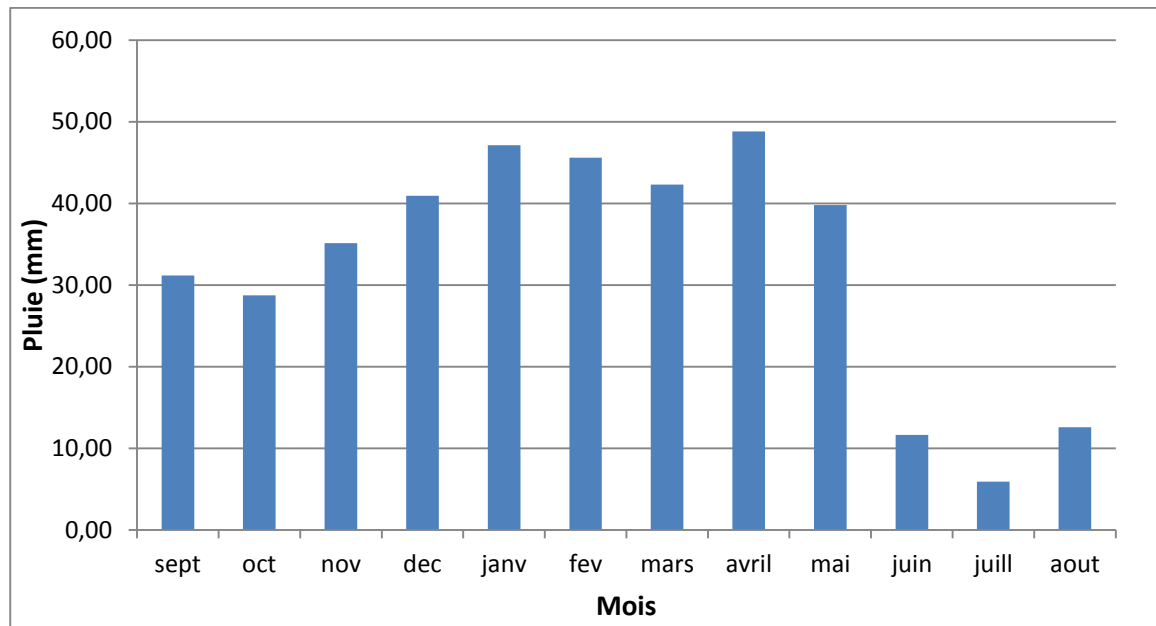


Figure III.7 Répartition mensuelle des précipitations de la station de BELAA (1968-2012)

III.3.2 Ajustement des pluies maximales journalières

Afin d'estimer les débits de crue, on passe par l'étude des pluies maximales par l'observation des données de la série des précipitations maximales journalières pour ajuster cette dernière par une loi théorique probabiliste, dans le but de déterminer l'intensité de pluie et de période de retour donnée. En passant par les étapes suivantes :

- ✓ Classer la série des précipitations par ordre croissant.
 - ✓ Calcul de la fréquence expérimentale.
 - ✓ Calcul des caractéristiques empiriques de la série de données.
 - ✓ Ajuster graphiquement la loi choisie.
 - ✓ Calculer le quantile et son intervalle de confiance.
- Les caractéristiques de la série des pluies maximales journalière sont représentées dans le tableau III.16
 - La série des pluies maximales journalière est présentée dans l'annexe

Tableau III.16 Caractéristiques statistiques de la série de pluie utilisée.

Caractéristiques	Formules	Valeurs
La somme des $P_{\max j}$ en (mm)	$\sum_i^{38} X_i$	1805.4
La moyenne des $P_{\max j}$ en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_i^{38} X_i}{38}$	40.1
L'écart type « σ_x »	$\sigma^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i^2 - n\bar{x}^2)$ $\sigma = \sqrt{\sigma^2}$	15.9
Coefficient de variation « Cv » :	$Cv = \frac{\sigma}{\bar{x}}$	0.397
L'exposant climatique	b = 0.38	

Remarque : L'exposant climatique pour la région de Batna est de 0.38 (ANBT ,2017)

III.3.2.1. Choix de la loi d'ajustement

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

Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théorique, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée » (TOUAIBIA, 2001). Pour notre cas on utilisera la loi de GUMBEL, la loi de GALTON (log normal) et la loi Normale.

a- Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :

Loi à double exponentielle, elle s'applique pour la précipitation maximale journalière pour une période de retour donnée afin de déterminer les valeurs fréquentielles selon la formule suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (\text{III.20})$$

Avec :

$$Y = A(x - x_0)$$

1/a : Pente de la droite de GUMBEL

y : Variable réduite de GUMBEL

x : Précipitation maximale journalière en (mm)

x_0 : Coordonné à l'origine en (mm)

On peut écrire $y = -\ln[-\ln(F(x))]$

La valeur expérimentale pour chaque valeur de précipitation est calculée suivant la formule de Hazen, tel que :

$$F(x) = \frac{m-0.5}{n} \quad (\text{III.21})$$

Avec :

m : Rang de la valeur de précipitation après classement par ordre croissant

N : Nombre total d'observation dans la série (45)

L'ajustement est fait par le biais d'un outil informatique de calcul probabiliste dont les paramètres de l'ajustement par la loi de Gumbel sont comme suit :

$$1/a = 12.4105$$

$$X_0 = 32.9565$$

Avec :

$1/a$: Pente de la droite de Gumbel

X_0 : Coordonné à l'origine en (mm)

q : Probabilité empirique

XT : Valeur à la période T

Tableau III.17 Ajustement de la série de pluie maximale journalière à la loi Gumbel

T	q	XT	écart-type	Intervalle de confiance (95%)
1000.0	0.9990	119	13.7	91.8 - 146
200.0	0.9950	98.7	10.6	77.8 - 120
100.0	0.9900	90.0	9.31	71.8 - 108
50.0	0.9800	81.4	7.99	65.7 - 97.0
20.0	0.9500	69.8	6.26	57.5 - 82.1
10.0	0.9000	60.9	4.95	51.2 - 70.6

Graphique issu de cet ajustement sur papier GUMBEL représenté par la figure suivante :

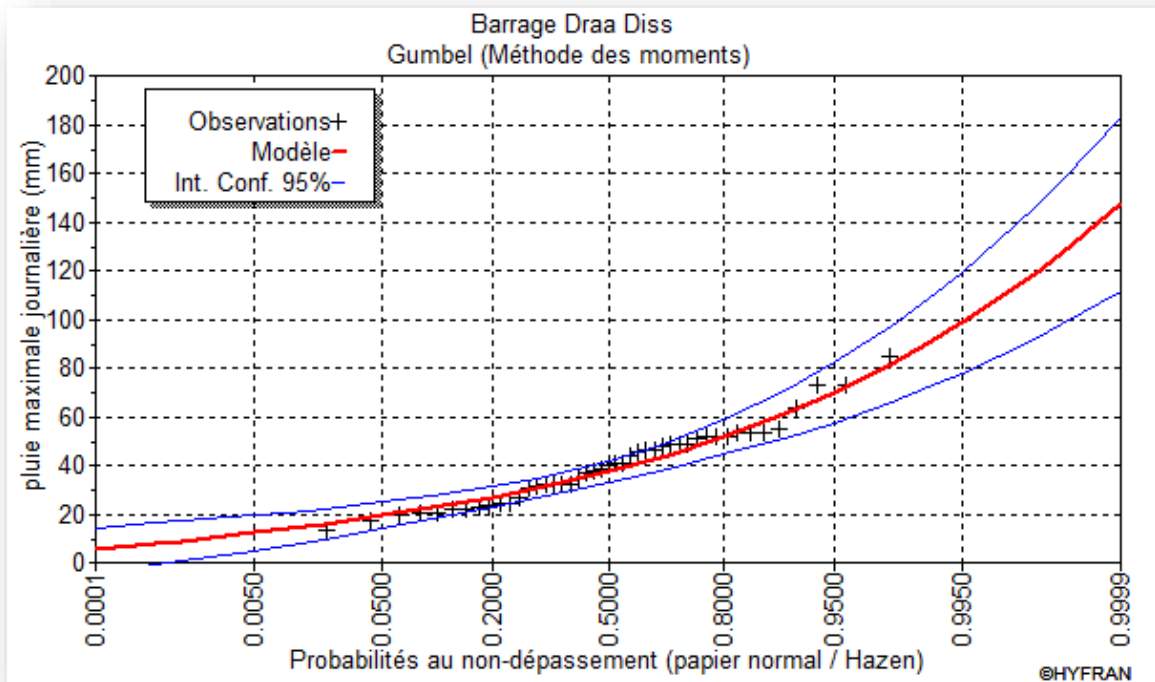


Figure III.8 Ajustement à la loi Gumbel

b- Ajustement de la série pluviométrique à la loi log Normal

L'ajustement de la série se fait de la même manière comme précédent seulement, on change la loi dont on ajuste avec et le papier du tracé, on travaille avec la loi log normal faite sur papier log normal.

La loi de Galton dont sa fonction de répartition s'exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad (\text{III.22})$$

$$u = \frac{\ln x - \overline{\ln x}}{\sigma_{\ln x}} \quad (\text{III.23})$$

u : variable réduite de Gauss.

L'équation de la variable réduite sous forme d'une droite dont l'expression est :

$$\ln x = \sigma_{\ln x} u + \overline{\ln x} \quad (\text{III.24})$$

Les paramètres d'ajustement à la loi de Log normal sont les suivants :

$$\begin{aligned} u &= 3.6106 \\ \sigma &= 0.418705 \end{aligned}$$

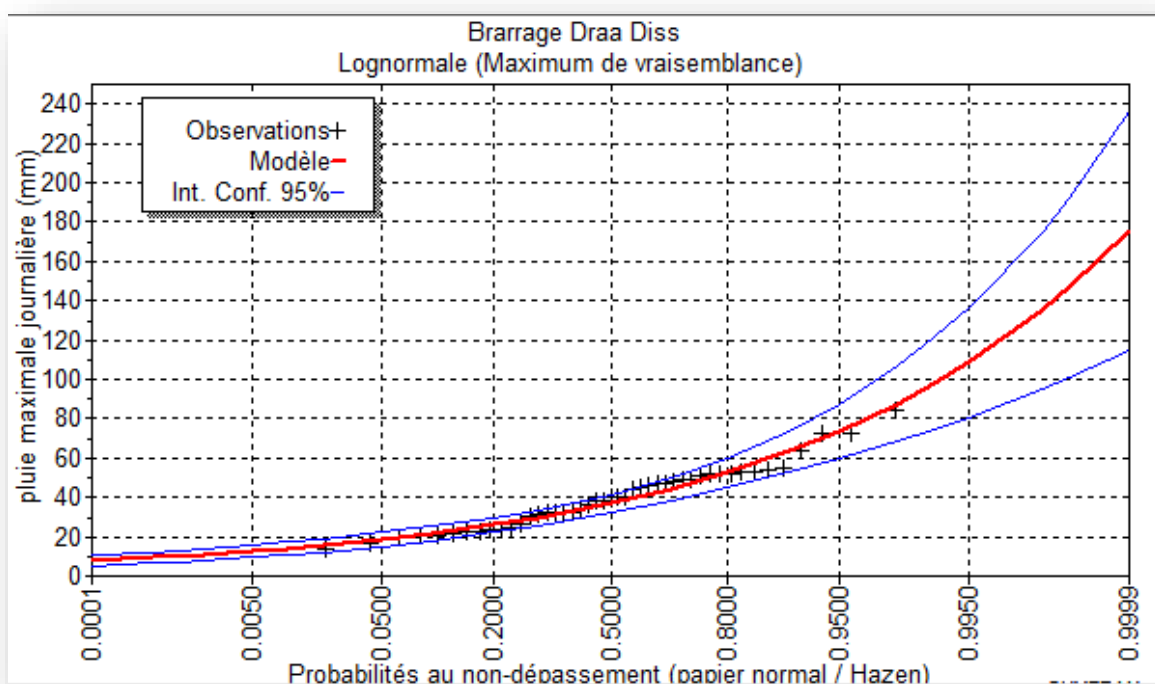
Tableau III.18 Ajustement de la série de pluie maximale journalière à la loi Galton

T	q	XT	écart-type	Intervalle de confiance (95%)
1000.0	0.9990	135	20.4	94.9 - 175
200.0	0.9950	109	14.2	80.9 - 137
100.0	0.9900	98.0	11.9	74.7 - 121
50.0	0.9800	87.4	9.70	68.4 - 106
20.0	0.9500	73.7	7.10	59.7 - 87.6
10.0	0.9000	63.3	5.36	52.8 - 73.8

q : Probabilité empirique

XT : Valeur à la période T

Graphique de l'ajustement par la loi log normal est représenté ci-après :

**Figure III.9** : Ajustement à la loi log normal

III.3.2.2. Test de validité de l'ajustement :

La vérification de la compatibilité des données avec une distribution choisie a priori par un test d'adéquation de ces lois afin d'adopter le meilleur ajustement possible pour nos données.

Le test de Khi carré χ^2 assure cette tâche, et les résultats sont obtenus après passage par un outil informatique de calcul probabiliste.

Le tableau suivant résume les résultats du test Khi carré pour chaque loi :

Tableau III.14 Résultats du test d'adéquation

Lois	χ_{cal}^2	$\chi_{\text{thé}}^2$
Gumbel	7.8	12.58
Log Normale	8	12.58

$$\chi^2 = \sum \frac{(X-Y)^2}{Y}$$

X : Valeur observée.

Y : Valeur théorique.

La valeur théorique du Khi carré ($\chi_{\text{thé}}^2$) est tirée à partir de la table de Khi carré pour une probabilité de 5% au non dépassement. (Annexe B)

Commentaire : D'après les graphiques précédents on remarque que la série de pluies maximales journalières possède un ajustement adéquat avec la loi log Normale. Cependant, le test de Khi confirme le résultat du test d'ajustement.

En conséquence la loi log normale sera exploitée pour l'extrapolation des pluies annuelles pour des fréquences rares.

$$q = F(x) \quad (\text{Probabilité au non dépassement})$$

$$T = \frac{1}{(1-q)} \quad (\text{Période de retour})$$

Log normale (Maximum de vraisemblance)

Tableau III.18 Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.

GALTON (log normale)	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0.0	13.5
Maximum	—	84.4
Moyenne	40.4	40.1
Écart-type	17.7	15.9
Médiane	37	40.3
Coefficient de variation (C_v)	0.438	0.397
Coefficient d'asymétrie (C_s)	1.4	0.568
Coefficient d'aplatissement (C_k)	6.66	2.93

Tableau III.19 Pluies maximales fréquentielles

Période	10000	1000	100	50	20	10
Fréquence(%)	0,01	0,1	1	2	5	10
P _{j max} (mm)	176	135	98	87.4	73.7	63.3

III.3.3 Pluies de courtes durées et leurs intensités à différentes fréquences

Pour la détermination des données pluviométriques des pluies de courtes durées (averses) qui sont caractérisées par leurs intensité – durée – fréquence (les courbes I.D.F) on procède par des formules générale exprimant la précipitation à une fréquence donnée en fonction du temps, tel que la formule de Montana :

$$P_{ct} \% = P_{\max j, p\%} \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad (\text{III.25})$$

P_{ct} % : Pluie d'une courte durée (t) pour une fréquence voulue (mm)

P_{max j} : Pluie maximale journalière pour une même fréquence (mm)

t : Durée de la pluie

b : Exposant climatique (pour notre région, il est de 0.38)

L'intensité de pluie est donnée par la formule :

$$I = \frac{P_{ct}}{t} \quad (\text{III.26})$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Période	10 000		1000		100		50		20		10	
Fréquence%	0,01		0,1		1		2		5		10	
Pj max (mm)	176		135		98		87,4		73,7		63,3	
Temps (h)	Pmax t	I	Pmax t	I	Pmax t	I	Pmax t	I	Pmax t	I	Pmax t	I
0,5	40,42	80,85	31,01	62,01	22,51	45,02	20,07	40,15	16,93	33,86	14,54	29,08
1	52,61	52,61	40,35	40,35	29,29	29,29	26,12	26,12	22,03	22,03	18,92	18,92
2	68,46	34,23	52,51	26,26	38,12	19,06	34,00	17,00	28,67	14,33	24,62	12,31
3	79,86	26,62	61,26	20,42	44,47	14,82	39,66	13,22	33,44	11,15	28,72	9,57
4	89,09	22,27	68,33	17,08	49,61	12,40	44,24	11,06	37,31	9,33	32,04	8,01
5	96,97	19,39	74,38	14,88	54,00	10,80	48,15	9,63	40,61	8,12	34,88	6,98
6	103,93	17,32	79,72	13,29	57,87	9,64	51,61	8,60	43,52	7,25	37,38	6,23
7	110,20	15,74	84,53	12,08	61,36	8,77	54,72	7,82	46,14	6,59	39,63	5,66
8	115,93	14,49	88,93	11,12	64,55	8,07	57,57	7,20	48,55	6,07	41,70	5,21
9	121,24	13,47	93,00	10,33	67,51	7,50	60,21	6,69	50,77	5,64	43,60	4,84
10	126,19	12,62	96,80	9,68	70,27	7,03	62,67	6,27	52,84	5,28	45,39	4,54
11	130,85	11,90	100,37	9,12	72,86	6,62	64,98	5,91	54,79	4,98	47,06	4,28
12	135,25	11,27	103,74	8,64	75,31	6,28	67,16	5,60	56,63	4,72	48,64	4,05
13	139,42	10,72	106,94	8,23	77,63	5,97	69,24	5,33	58,38	4,49	50,14	3,86
14	143,40	10,24	110,00	7,86	79,85	5,70	71,21	5,09	60,05	4,29	51,58	3,68
15	147,21	9,81	112,92	7,53	81,97	5,46	73,10	4,87	61,65	4,11	52,95	3,53
16	150,87	9,43	115,72	7,23	84,01	5,25	74,92	4,68	63,18	3,95	54,26	3,39
17	154,38	9,08	118,42	6,97	85,96	5,06	76,67	4,51	64,65	3,80	55,53	3,27
18	157,77	8,77	121,02	6,72	87,85	4,88	78,35	4,35	66,07	3,67	56,74	3,15
19	161,05	8,48	123,53	6,50	89,68	4,72	79,98	4,21	67,44	3,55	57,92	3,05
20	164,22	8,21	125,96	6,30	91,44	4,57	81,55	4,08	68,77	3,44	59,06	2,95
21	167,29	7,97	128,32	6,11	93,15	4,44	83,08	3,96	70,05	3,34	60,17	2,87
22	170,28	7,74	130,61	5,94	94,81	4,31	84,56	3,84	71,30	3,24	61,24	2,78
23	173,18	7,53	132,83	5,78	96,43	4,19	86,00	3,74	72,52	3,15	62,28	2,71
24	176,00	7,33	135,00	5,63	98,00	4,08	87,40	3,64	73,70	3,07	63,30	2,64
0,78	47,87	61,37	36,72	47,07	26,65	34,17	23,77	30,47	20,04	25,70	17,22	22,07

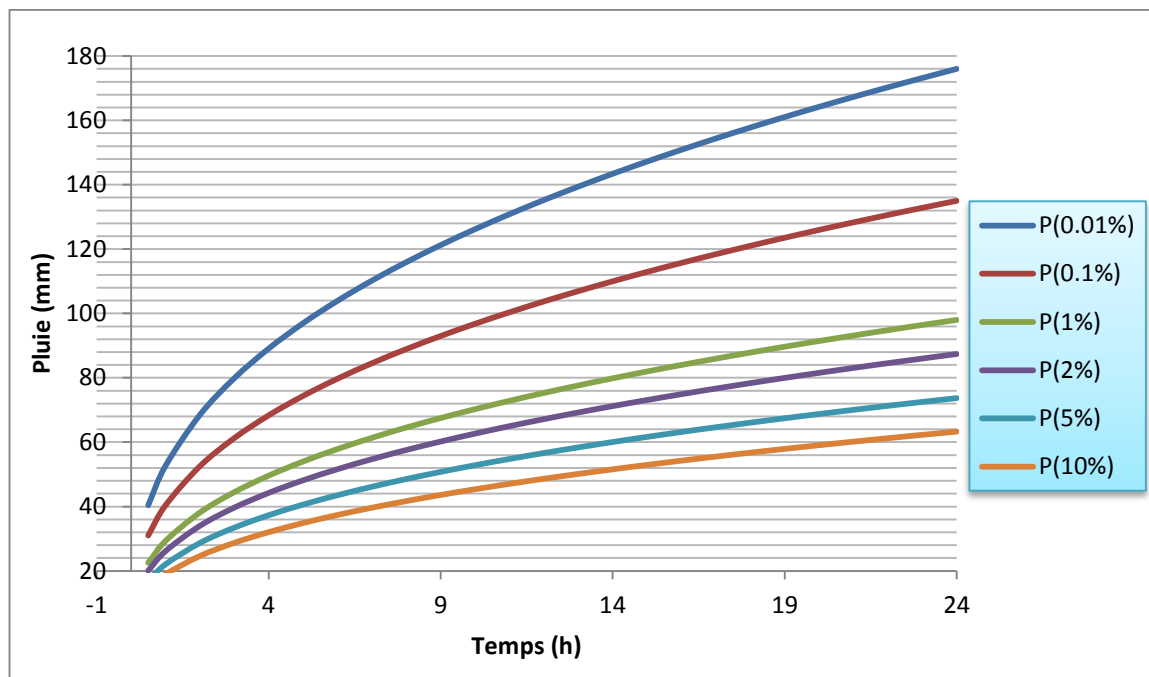
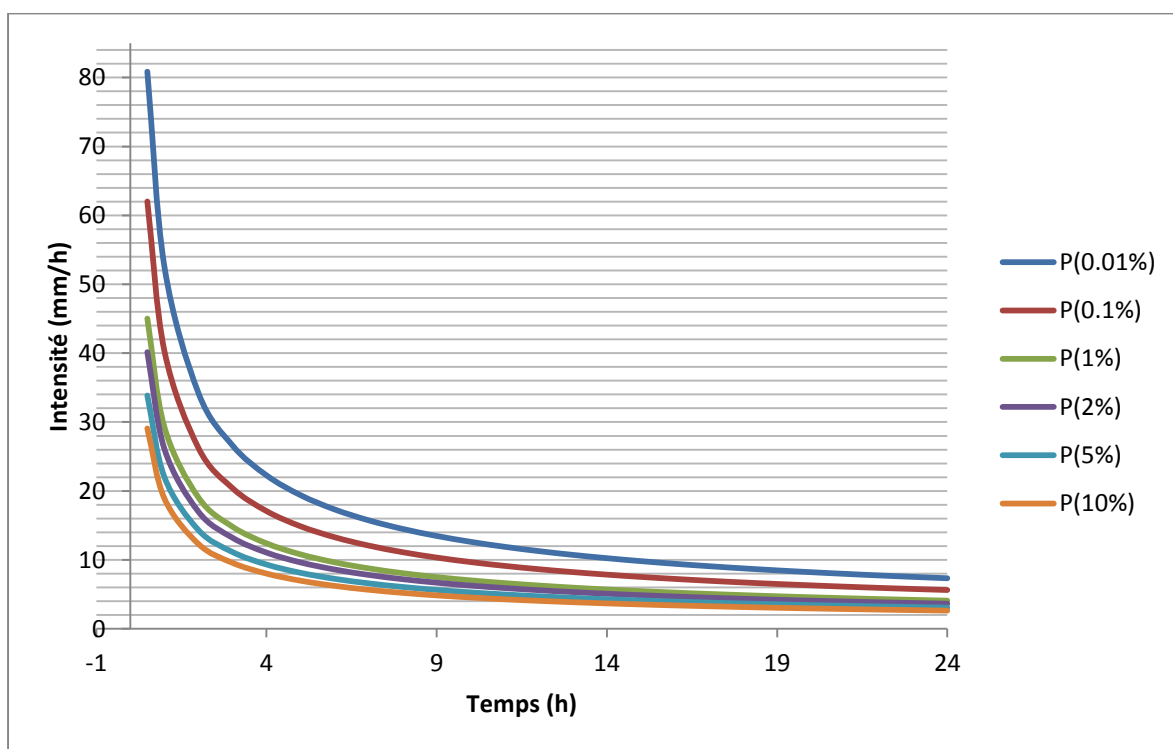


Figure III.10 Courbes des pluies de courte durée



III.11 Courbes des intensités fréquentielles.

Figure

III.3.4 Etude des apports

Le moyen le plus efficace pour la détermination des apports est celui des observations hydrométriques, lorsqu'on possède des stations de mesure au niveau du bassin versant en question d'étude, dans le cas contraire, on procède soit par analogie par rapport à un autre bassin voisin qui sera bien sûr jaugé, ou encore par le biais des méthodes et des relations empiriques basées sur la pluviométrie, et dépendent des paramètres d'apport et de déficit.

III.3.4.1. Estimation de l'apport moyen annuel :

Etant donné que notre bassin ne soit pas jaugé, on opte alors à la méthode empirique ou la méthode d'analogie, en utilisant les observations de la station hydrométrique la plus proche de notre site qui est la station 10 02 08

- **Méthodes empiriques :**

a- Formule de l'ANRH :

$$A_0 = 0.915 \times P_{moy}^{2.684} \times S^{0.842} \quad (III.27)$$

Avec:

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (m)

S : Surface du bassin versant (Km²)

AN: $A_0 = 0.915 \times 0.389^{2.684} \times 19.47^{0.842}$

$$A_0 = 0.88 \text{ Mm}^3$$

b- Formule de Medinguer :

$$A_0 = L_e \times S \quad (III.28)$$

$$L_e = 1024 \times (P_{moy} - 0.26)^2 \quad (III.29)$$

Avec :

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (m)

S : Surface du bassin versant (Km²)

L_e : Lamme d'eau écoulé (mm)

AN: $L_e = 17.215 \text{ mm}$

$$A_0 = 0.335 \text{ Mm}^3$$

c- Formule de Samie :

$$A_0 = L_e \times S \quad (\text{III.30})$$

$$L_e = P_{moy}^2 (293 - 2.2\sqrt{S}) \quad (\text{III.31})$$

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (m)

S : Surface du bassin versant (Km²)

L_e : Lamé d'eau écoulé (mm)

AN: $L_e = 43.01 \text{ mm}$

$$A_0 = 0.84 \text{ Mm}^3$$

Tableau III.19 Récapitulatif des résultats d'estimation d'apport liquide par les méthodes empiriques

Formule	Apport moyen annuel A_0 (Mm ³)
Formule de l'ANRH	0.88
Formule de Medinguer	0.335
Formule de Samie	0.84

Remarque :

En vue de des fluctuations marquées dans les résultats de calcul de l'apport moyen annuel A_0 , obtenues par le calcul empirique, il est donc clair que cette méthode n'est pas significative pour notre étude.

• Méthode d'analogie

Puisque notre bassin n'est pas jaugé, et que l'approche empirique n'est pas bonne à utiliser, pour évaluer les apports propres à ce bassin, on recourt donc à la méthode d'analogie en se basant sur les observations de la station 10 02 08 pour nos évaluations.

Tableau III.19 La répartition des apports moyen mensuel de la station Koudiat Tendart d'Oued Bou Saleh (A.N.R.H)

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.	Jan.	Fer.	Mar.	Avr.	Mai	Jui.	Juil.	Aou.	Annuel
Apport (Mm ³)	0.41	0.23	0.23	0.39	0.47	0.6	0.55	1.16	0.38	0.29	0.27	0.25	5.22
Apport (%)	7.85	4.32	4.41	7.47	9	11.49	10.54	22.22	7.28	5.55	5.17	4.79	100

Pour déterminer les apports de notre bassin versant on base sur l'analogie avec les observations de la station Koudiat Tendart d'Oued Bou Saleh dans le bassin versant adjacent en utilisant cette expression :

$$A_{moy}^{Site} = \frac{S_{BV}^{Site}}{S_{BV}^{Station}} \times A_{moy}^{Station} \quad (\text{III.32})$$

Avec :

A_{moy}^{Site} : Apport moyen estimé du site en (Mm^3)

$A_{moy}^{Station}$: Apport moyen mesuré de la station en (Mm^3)

S_{BV}^{Site} : Surface du bassin versant du site égal à 19.47 (km^2)

$S_{BV}^{Station}$: Surface du bassin versant adjacent ou se trouve la station égal à 142 (km^2)

Tableau III.20 La répartition des apports moyen mensuel estimé du site de Draa Diss

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.	Jan.	Fev.	Mar.	Avr.	Mai	Jui.	Juil.	Aou.	Total
A (Mm^3)	0.11	0.07	0.08	0.16	0.27	0.25	0.21	0.29	0.1	0.08	0.05	0.06	1.74
A (%)	7.5	4.67	5.33	10.97	18.28	16.45	13.71	19.2	6.95	5.3	3.33	4	100

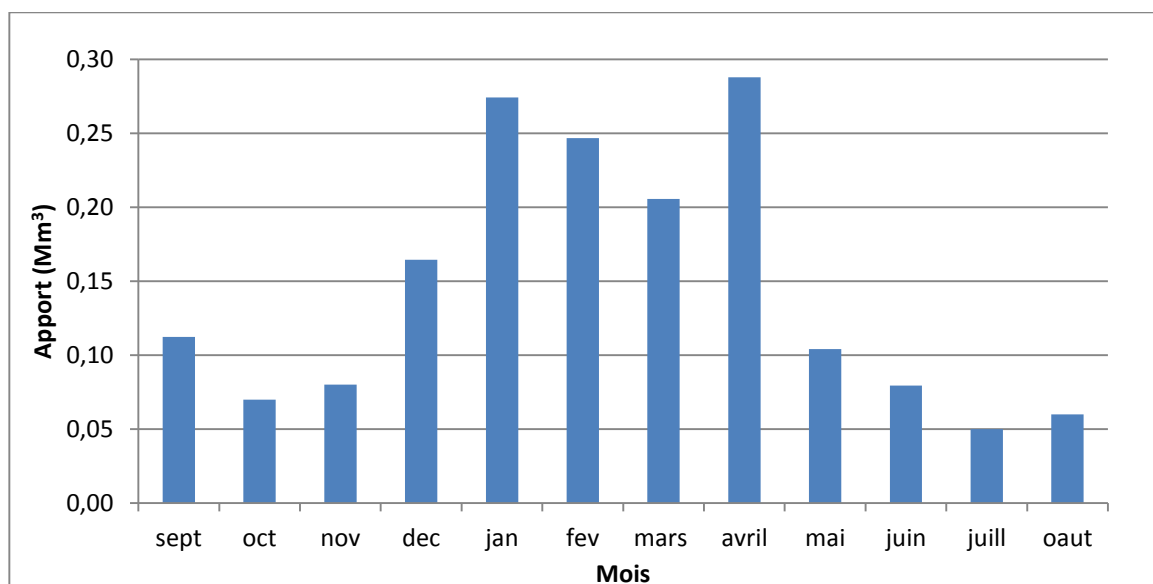


Figure III.12 Répartition mensuelle de l'apport moyen du site Draa Diss

III.3.4.2 Calcul des apports fréquents

Pour déterminer les apports fréquents, on opte à utiliser la loi de Pearson III, exprimée par l'expression suivante :

$$A_{80\%} = [F_{P\%} C_v + 1] A_0 \quad (III.33)$$

Avec :

A_0 : Apport moyen annuel en (Mm^3)

$A_{80\%}$: Apport annuel en (Mm^3) estimé à 80 % de probabilité

C_v : Coefficient de variation

$F_{p\%}$: La fonction de Rybkine-Foster pour une fréquence donnée tirée de la table

• **Caractéristiques de l'écoulement :**

a- Module de l'écoulement :

$$M_e = \frac{A_{moy\ annuel}}{T} \quad (III.34)$$

$$AN: \quad M_e = \frac{1.74 \times 10^9}{(365 \times 24 \times 3600)}$$

$$M_e = 55.17 \text{ l/s}$$

b- Module de l'écoulement relatif au bassin versant :

$$M_0 = \frac{M_e}{S_{BV}} \quad (III.35)$$

$$AN: \quad M_0 = \frac{55.17}{19.47}$$

$$M_0 = 2.83 \text{ l/s/km}^2$$

c- La lame d'eau écoulée :

$$L_e = \frac{A_{moy\ annuel}}{S_{BV}} \quad (III.36)$$

$$AN: \quad L_e = \frac{1.74}{19.47} \times 10^3$$

$$L_e = 89.37 \text{ mm}$$

Avec :

S_{BV} : Surface du bassin versant en km^2 ; $S_{BV} = 163.473472 \text{ km}^2$

A_{moy} : Apport moyen annuel en Mm^3 ; $A_{moy} = 9.95 \text{ Mm}^3$

T : Temps d'une année en secondes ; $T = 31536000 \text{ s}$

d- Coefficient de l'écoulement :

Ce coefficient est donné par la formule suivante :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \quad (III.37)$$

$$AN: \quad C_e = \frac{89.37}{389,66}$$

$$C_e = 0.23$$

- **Détermination de coefficient de variation C_V :**

Pour le faire on se base sur les différentes formules empiriques :

- Formule de Kristky-Menkel

$$C_V = \frac{0.83}{(S^{0.06} \times M_0^{0.27})} \quad (\text{III.38})$$

$$AN : C_V = 0.52$$

Avec :

M_0 : Module de l'écoulement spécifique en (l/s/km²)

S : Surface du bassin versant en (km²)

- Formule de Sokolovski

$$C_V = a - 0.063 \log_{10}(S + 1) \quad (\text{III.39})$$

$$a = 0.78 - 0.29 \log_{10} M_0 \quad (\text{III.40})$$

$$AN : C_V = 0.57$$

Avec :

M_0 : Module de l'écoulement spécifique en (l/s/km²)

S : Surface du bassin versant en (km²)

- Formule Algérienne de Padoun

$$C_V = \frac{0.93K}{M_0^{0.23}} \quad (\text{III.41})$$

$$AN: C_V = 0.59$$

Avec :

M_0 : Module de l'écoulement spécifique en (l/s/km²)

K : Coefficient de réduction, compris entre (0.25 ; 1)

On le prend égal à 0.8

- Formule d'Antonov

$$C_V = \frac{0.7}{(S+1000)^{0.097}} \quad (\text{III.42})$$

$$AN: C_V = 0.36$$

Tableau III.21 Récapitule les résultats des coefficients de variation de l'écoulement

Formule	Coefficient de variation C_v
Formule de Kristky-Menkel	0.52
Formule de Sokolovski	0.57
Formule Algérienne de Padoun	0.59
Formule d'Antonov	0.36
Moyenne des C_v	0.51

On prend la valeur moyenne entre ces quatre résultats qui est de 0.51

On détermine C_s le coefficient d'aplatissement :

$$C_s = 2C_v \quad (\text{III.43})$$

$$C_s = 1.02$$

Ainsi par projection sur la table de Rybkine-Foster (Annexe ...) pour une probabilité de 80 % on aura $F_{p\%} = -0.85$

D'après la loi de Pearson III

$$A_{80\%} = [F_{p\%}C_v + 1]A_0 \quad (\text{III.44})$$

$$A_{80\%} = [-0.85 \times 0.55 + 1] \times 9.95$$

$$A_{80\%} = \mathbf{0.98 \text{ Mm}^3}$$

Tableau III.24 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mar	Avr.	Mai	Juin	Juill.	Août
Apport en (%)	7.5	4.67	5.33	10.97	18.28	16.45	13.71	19.2	6.95	5.3	3.33	4
$A_{80\%}$ en (Mm^3)	0.07	0.05	0.05	0.11	0.18	0.16	0.13	0.19	0.07	0.05	0.03	0.04

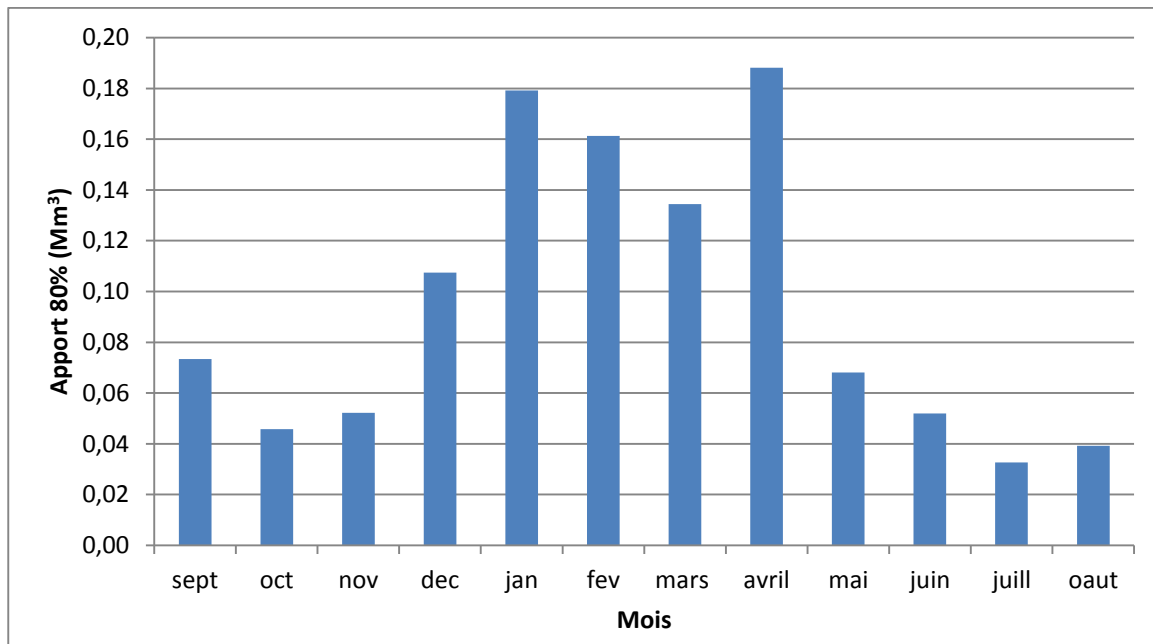


Figure III.13 Répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$

III.3.5 Transport solide et détermination du volume mort

Dans le but de bien dimensionner un ouvrage hydrotechnique, il est primordial de passer par l'estimation des apports solides, ces derniers dépendent de la région, du climat (pluies et température), de l'étendue du relief du bassin, de la résistance du sol à l'érosion, liée aussi à la végétation et à la nature géologique des roches.

Le volume mort est une partie de l'écoulement solide dans un cours d'eau, les dépôts de sédiments au niveau du barrage maintiennent un certain régime d'équilibre écologique nécessaire pour la faune et la flore et se diminue au fur et au mesure dans le temps.

Pour estimer l'érosion au niveau de notre bassin versant on s'est basée sur les formules empiriques les plus utilisées, à cause de manque de données serviront pour l'estimation du transport solide, on note celle de Tixeront (1959).

III.3.5.1 Formule de Tixeront

Cette formule tient en compte la répartition du bassin versant en fonction de sa perméabilité elle s'écrit comme suit :

$$E_s = \alpha L_e^{0.15} \quad (\text{III.45})$$

Avec :

E_s : L'érosion spécifique en (t/km².an)

L_e : La lame d'eau écoulée en (mm). $L_e = 89.37$ mm

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, $\alpha = 350$ pour les bassins de moyenne à faible perméabilité.

Tableau III.22 Représente les valeurs de α en fonction de la perméabilité

Variation de perméabilité	α
Élevé	8.5
Moyenne	75
Faible à moyenne	350
Faible	1400
Imperméable	3200

$$AN : E_S = 686.67 \text{ t/km}^2 \cdot \text{an}$$

III.3.5.2 Formule de Fournier

$$E_S = \frac{1}{36} \left(\frac{P_m^2}{P_a} \right)^{2.65} \left(\frac{h^2}{S} \right)^{0.46} \quad (\text{III.46})$$

Avec :

P_m : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux (mm). $P_m = 48.81 \text{ mm}$

P_a : Pluie moyenne mensuelle (mm). $P_a = 32.47 \text{ mm}$

h : Altitude à $0.45 \times (H_{\max} - H_{\min})$; $h = 132.75 \text{ m}$

$H_{\max}$: Altitude maximale égale à 1372 m

$H_{\min}$: Altitude minimale égale à 1077m

S : Surface du bassin versant en km^2 . $S = 19.47 \text{ km}^2$

$$AN : E_S = 60\,920.05 \text{ t/km}^2 \cdot \text{an}$$

Remarque :

Vu l'écart du résultat entre les deux relations empirique dans l'estimation de l'érosion, on opte à choisir la formule de Tixeront, du fait que cette formule a été obtenue après études sur un ensemble des barrages du nord-africain (Algérie, Tunisie) ce qui est le cas de situation pour notre région d'étude.

III.3.5.3 Calcul du volume mort

Ce volume ne participe pas à la régularisation des débits, il existe plusieurs formules pour l'estimer :

a- Méthode liée à l'érosion spécifique :

$$V_m = \frac{E_S \times S \times T}{\gamma_s} \quad (\text{III.47})$$

Avec :

E_s : Érosion spécifique en $(\text{t} / \text{km}^2 \cdot \text{an})$

T : Durée de vie du barrage ($T = 50 \text{ ans}$)

γ_s : Poids spécifique des sédiments = $1.3 \text{ t} / \text{m}^3$

S : Surface du bassin versant en (km^2)

Le poids spécifique des sédiments dans la zone sud des versants de monts du Hodna est estimé à $1.3 \text{ t} / \text{m}^3$.

$$AN : V_m = \frac{686.67 \times 19.47 \times 50}{1.3}$$

$$V_m = 0.51 \text{ Mm}^3$$

b- Formule de Tixeront (1959)

Le volume mort est estimé comme suit :

$$V_m = (1.05 \div 1.1) \frac{Q_s}{\gamma_s} \times T \quad (\text{III.48})$$

Avec :

Q_s : Débit solide en (t /an) ; $Q_s = E_s \times S$

T : Durée de vie du barrage ($T = 50$ ans)

γ_s : Poids spécifique des sédiments = $1.3 \text{ t} / \text{m}^3$

S : Surface du bassin versant en (km^2)

$$V_m = 1.05 \frac{19.47 \times 686.67}{1.3} \times 50$$

$$AN: V_m = 0.54 \text{ Mm}^3$$

Remarque : on opte pour la formule de Tixeront, car comme cité précédemment c'est la formule la plus utilisée est la plus adaptée aux bassins de l'Algérie.

Alors on opte au volume mort est : $V_m = 0.54 \text{ Mm}^3$

III.4 ETUDE DES CRUES :

Les crues sont des phénomènes qui constituent un risque énorme pour les barrages, les statistiques ont montré que plus d'un tiers des accidents et catastrophes ayant affecté les barrages sont à cause principale des crues, dont l'estimation et la maîtrise est nécessaire afin d'établir les plan d'aléas et de prévention contre la crue.

Pour la détermination des crues, plusieurs méthodes ont été établies, on cite parmi :

- **Méthodes statistiques** : consistent à ajuster les séries de données des débits maximal observés par les lois usuelles (GUMBEL – Log Normale ou Pearson III) et d'estimer les débits pour des fréquences données. Cette méthode requiert l'existence de stations hydrométriques, ce qui n'est pas le cas pour notre bassin, et donc cette approche ne peut être appliqué pour estimer notre crue de projet.
- **Méthodes pseudo-déterministe** : des méthodes récentes élaborées à partir de modèles pluies-débits déterministes dont les paramètres sont tirés d'averses observées sur plusieurs évènements pluvieux.

- **Méthodes analogiques (comme la méthode de GRADEX) :** ces méthodes qui utilisent les propriétés statistiques des sites jaugés, qu'on applique sur le site non-jaugé par analogie de quelques paramètres importants comme le rapport des surfaces et des précipitations.
- **Méthodes empiriques :** utilisent des paramètres hydrologiques propres aux bassins versants et aux précipitations, plusieurs relations sont à comparer pour donner une bonne estimation sur la crue du projet.

a- Méthodes empiriques

- **Formule de Mallet- Gauthier :**

Le débit de crue est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max P\%} = 2k \log(1 + A \times P_{\text{moy}}) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log S} \quad (\text{III.49})$$

Avec :

- k : Constante topographique varie entre 1 et 3 ; on prend k = 1
- A : Longueur du talweg principal (5.64 km)
- P_{moy} : Constante topographique égale à 20
- T : Période de retour en années
- S : Surface du bassin versant (19.47 km²)
- Q_{max P%} : Débit maximum pour différentes périodes de retour en (m³/s)
- L : Précipitation moyenne interannuelle égale à 389.66 mm

Tableau III.23 Représente les résultats des débits maximum pour différentes périodes de retour
Données selon la formule de Mallet-Gauthier.

T (ans)	10	20	50	100	1000	10000
Q _{max P%} (m ³ /s)	309.06	316.89	326.96	334.37	357.9	379.97

- **Formule de Possenti :**

$$Q_{\max p\%} = \frac{\mu \times P_{\max j p\%} \times S}{L} \quad (\text{III.50})$$

Avec :

- P_{max j p%} : Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée (m)
- S : Superficie du bassin versant (km²)
- μ : Coefficient [700 < μ < 800] ; on prend μ = 750
- L : Longueur du cours d'eau principal (km).

Tableau III.24 Représente les résultats des débits maximum des crues pour différentes périodes de retour données par Possenti

T (ans)	10	20	50	100	1000	10000
$Q_{\max P\%}$ (m ³ /s)	163.89	190.82	226.29	253.73	349.53	455.68

• **Formule de Turraza :**

$$Q_{\max p\%} = \frac{C \times I_{tc} \times S}{3.6} \quad (\text{III.51})$$

Avec :

S : Superficie du bassin versant (km²)

C : Coefficient de ruissellement en fonction de probabilité donnée

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

Tableau III.25 Représente les valeurs des débits maximum des crues pour différentes période de retour donnée par Turraza.

T (ans)	10	20	50	100	1000	10000
C	0,5	0,55	0,6	0,7	0,8	0,9
I _{tc}	22.07	25.7	30.47	31.17	47.07	61.37
$Q_{\max P\%}$ (m ³ /s)	59.68	76.45	98.88	118	203.66	298.72

• **Formule de Sokolovski :**

$$Q_{\max p\%} = \frac{0.28(P_{tc} - H_0) \alpha.F.S}{T_m} \quad (\text{III.52})$$

Avec :

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

T_m : Temps de concentration

F : Coefficient de forme de la crue : $F = \frac{12}{(4+3.\gamma)}$; Pour S < 50 km² on a $\gamma = 2$

Pour un bassin boisé peu perméable $2 \leq \gamma \leq 2.5$

Pour un bassin boisé $3 \leq \gamma \leq 4$

On prend $\gamma = 2$ et donc F = 1.2

H₀ : Perte d'eau initiale, au nord algérien H₀ = 14 mm

S : Superficie du bassin versant (km^2)

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

Tableau III.26 Représente les valeurs des débits maximums des crues pour différentes période de retour donnée par Sokolovski

T (an)	10	20	50	100	1000	10000
P_{tc}	17.22	20.04	23.77	26.65	36.72	47.87
α	0,5	0,55	0,6	0,7	0,8	0,9
Débit max (m^3/s)	13.5	27.86	49.17	74.27	152.44	255.66

Tableau III.27 Récapitulatif des valeurs des débits maximums des crues pour différentes méthodes pour différentes périodes de retour.

Méthodes	Périodes de retour en année					
	10	20	50	100	1000	10000
Formule de Mallet-Gauthier	309.06	316.89	326.96	334.37	357.9	379.97
Formule de Possenti	163.89	190.82	226.29	253.73	349.53	455.68
Formule de Turruza	59.68	76.45	98.88	118	203.66	298.72
Formule de Sokolovski	13.5	27.86	49.17	74.27	152.44	255.66

Commentaire :

On remarque que les résultats des deux formules ; Sokolovski et Turruza sont faibles par rapport aux résultats des deux formules Mallet-Gauthier et Possenti, alors on estime le débit de crue par la méthode d'analogie (GRADEX)

b- Méthode analogique (GRADEX) (CIGB, 1994), (MEDDI & BELHADJ, 2010)

La méthode du GRADEX est une approche hydropluviométrique probabiliste du calcul des débits de crues extrêmes d'une rivière pour des périodes de retour allant de 100 à 10000 ans, elle est développée par Guillot et Duband (1967). Elle s'applique à des bassins versants de quelques dizaines à plusieurs milliers de km^2 (jusqu'à 5000 km^2), recevant des pluies relativement homogènes du point de vue spatial. La méthode est basée sur le processus physique global :

Pluies brutes => Pluies efficaces => Fonction de transfert => volume, point et forme de la crue.

• **Hypothèses de la méthode**

Cette méthode s'appuie sur les hypothèses suivantes:

- les débits maximums recherchés sont provoqués uniquement par des pluies maximales, uniformément réparties sur le bassin. Il n'y a donc pas diverses origines de formation des crues.
- les pluies maximales et les débits correspondants suivent une même loi de distribution statistique, dite des extrême en raison de la nature du phénomène étudié (crues rares). Ceci exprime surtout le fait que le comportement asymptotique des lois de distribution des pluies et des débits est identique. La

loi de Gumbel (Gumbel, 1958) est souvent utilisée dans ce but et dans ce cas uniquement, le caractère exponentiel de cette distribution est décrit par la pente de la droite d'ajustement des pluies observées, mesurées sur un diagramme de probabilité adéquat. La pente de cette droite est le gradient de cette distribution exponentielle.

- On admet que la rétention moyenne du bassin versant atteint sa valeur maximale pour une crue décennale Q10 ans.

Remarque :

- ✓ Ces trois hypothèses sont vérifiées.
- ✓ Si on n'a pas d'enregistrements des crues dans le bassin étudié, on estime par analogie avec d'autre bassin voisins et de même grandeur le temps de base et le débit décennal.

• **Etapas de la méthode**

- ✓ Choisir le pas de temps n heures (généralement égale à la moyenne des temps de base des hydrogrammes de crues disponibles, Pour la commodité des calculs on retiendra une valeur très arrondie, par exemple 2, 4, 6 ... 48 heures.). Le résultat final, débits de pointe, dépendent peu de h : il suffit de ne pas commettre d'erreur d'ordre de grandeur sur h)
- ✓ Ajuster par la loi de Gumbel des pluies maximales journalières. Calculer le Gradex des précipitations a (pente de la droite de Gumbel).

$$P \text{ (mm)} = a \cdot \mu + b \quad (\text{III.53})$$

Avec : μ : variable réduite de Gumbel

- ✓ Ajuster la série des débits de pointe observés à la loi de Gumbel et déterminer le débit décennal (point pivot de l'extrapolation des débits).
- ✓ Calculer le débit décennal de notre site à partir du débit décennal de la station avec la formule suivante :

$$Q_{10ans}(\text{Site}) = \frac{S_{\text{site}}}{S_{\text{station}}} * Q_{10ans}(\text{Station}) \quad (\text{III.54})$$

- ✓ Exprimer le débit décennal de site en lame d'eau équivalente par la formule :

$$R_{10ans} = Q_{10ans} \left(\frac{m^3}{s} \right) * 3.6 * \frac{n(\text{heures})}{S(km^2)} \quad (\text{III.55})$$

- ✓ Extrapoler de la distribution des débits au-delà de 0.9 (T=10 ans) par une droite de pente égale au GRADEX de la pluie.

$$Q_{\mu\%} = a \cdot \mu + b' \quad (\text{III.56})$$

Avec :

a : le GRADEX de la pluie

μ : variable réduite de Gumbel ($\mu = -\ln(-\ln(F))$).

$$b' = R - a \cdot \mu(T=10 \text{ ans}).$$

- ✓ Tracer la droite de l'équation (III.56) sur même graphe que l'ajustement des P_{jmax} . Tirer les Q pour chaque période de retour (en mm), ou bien en appliquant directement la formule précédente.

On exprimer ces Q_{max} en m^3/s par la formule :

$$Q_{max} \left(\frac{m^3}{s} \right) = \frac{Q_{extrapolé} * S * 1000}{48 * 3600} \quad (III.57)$$

On obtient les débits maximums car on a utilisé la série des débits de pointes.

Données & Application

- ✓ Ajustement de la série pluviométrique (P_{jmax}) de la station de BELAA 10 03 02 à la loi de Gumbel :
En utilisant le logiciel HYFRAN

- ✓ Détermination du GRADEX :

D'après l'HYFRAN, l'équation de la droite de Gumbel est :

$$P = 12.41 * \mu + 32.96$$

Le GRADEX est donc : $a=12.41 \text{ mm}$

- ✓ Choix du pas de temps :

Après l'examen des enregistrements des crue de la station de Tessadane, on a estimé le temps de base par : $n=24 \text{ heures}$.

- ✓ L'ajustement de la série des débits de pointe de la station de M'Kaceb (03 03 10) à la loi de Gumbel nous a donné : $Q_{10ans}(Station) = 67.4 \text{ m}^3/s$

$$Q_{10ans}(Site) = \frac{S_{site}}{S_{station}} * Q_{10ans}(Station)$$

$$Q_{10ans}(Site) = \frac{19.47}{19} * 67.4$$

$$Q_{10ans}(Site) = 69.07 \text{ m}^3/s$$

✓

$$R_{10ans} = Q_{10ans} \left(\frac{m^3}{s} \right) * 3.6 * \frac{n(heures)}{S(km^2)}$$

$$R_{10ans} = 69.07 * 3.6 * \frac{24}{19.47}$$

$$R_{10ans} = 306.49 \text{ mm}$$

- ✓ On fait l'extrapolation des débits au-delà du débit décennal :

$$Q_{\text{extrapolé}} (\text{mm}) = a \cdot \mu + b'$$

Avec :

a : le GRADEX = 12.41 mm.

μ : variable réduite de Gumbel ($\mu = -\ln(-\ln(F))$).

$b' = R - a \cdot \mu(T=10 \text{ ans})$ avec $F=1-1/10=0,9 \Rightarrow \mu = 2,25$

$b' = 306.49 - 12.41 \cdot 2.25 = 278.57$

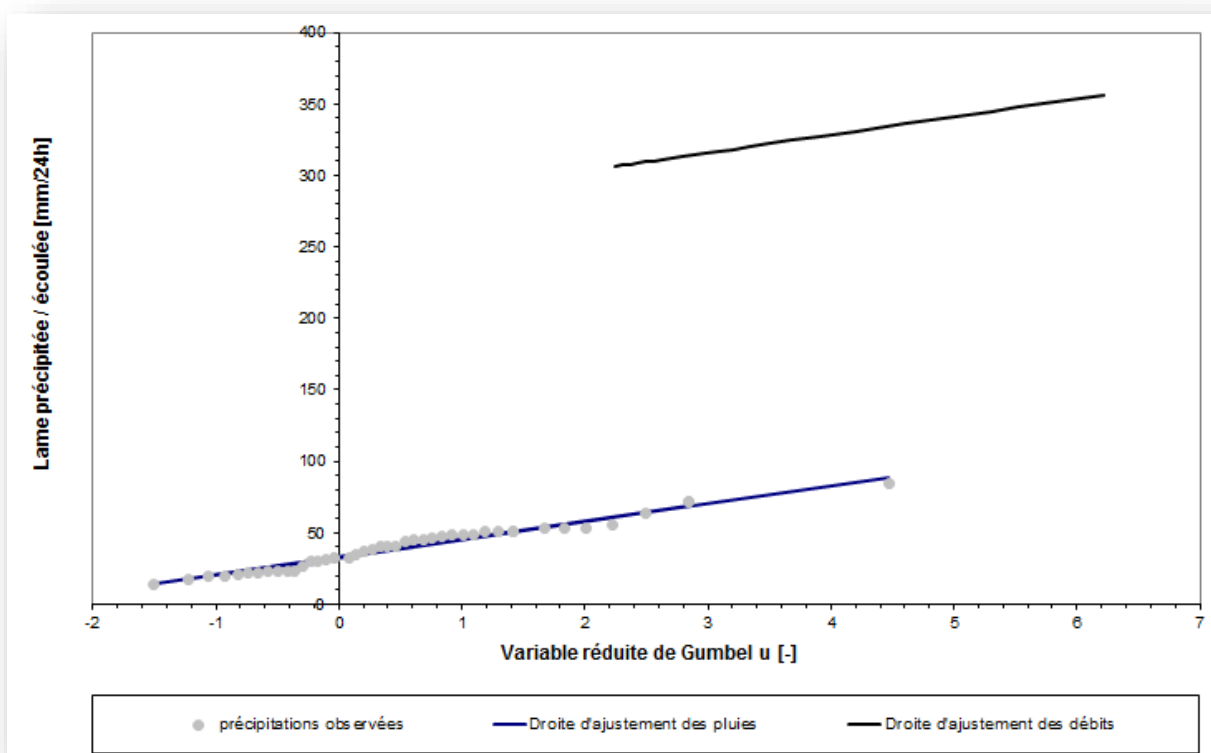


Figure.14 Graph de la méthode de GRADEX

Donc : l'équation du débit est :

$$Q_{\text{extrapolé}} (\text{mm}) = 12.41 \cdot \mu + 278.57$$

✓ On calcule le débit max pour chaque période de retour avec la formule suivante :

$$Q_{\text{max}} \left(\frac{\text{m}^3}{\text{s}} \right) = \frac{Q_{\text{extrapolé}} \cdot S \cdot 1000}{24 \cdot 3600}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.28 Débits de pointe pour la méthode de GRADEX

T (ans)	F	mu	Q _{extrapolé} (m ³ /s)	Q _{max} (m ³ /s)
10	0,9	2,25	306,49	69,07
20	0,95	2,97	314,86	71,08
50	0,98	3,90	326,42	73,69
100	0,99	4,60	335,09	75,64
1000	0,999	6,91	363,72	82,09
10000	0,9999	9,21	392,30	88,53

Interprétation :

- La méthode de GRADEX subit une faible variation de débits entre les différentes périodes de retour, et cela est dû à l'hypothèse de la méthode qui est applicable pour des grandes périodes de retour (1000 et 10 000 ans) ainsi que la faible pente de la droite de Gumbel de l'ajustement des précipitations.
- On remarque une grande différence entre les valeurs obtenues par les formules empiriques.
- Les débits calculés par la méthode de GRADEX (pour les grandes périodes de retour surtout) sont plus proches à la moyenne des débits calculés par les formules empiriques, donc nous optons les valeurs obtenues par la méthode du GRADEX qui semble plus représentative.

Tableau III.29 Les valeurs des débits de pointe optées

Période de retour (ans)	10	20	50	100	1000	10000
Q _{max} (m ³ /s)	69.07	71.08	73.69	75.64	82.09	88.53

III.4.1 Construction de l'hydrogramme de crue par la méthode de Sokolovski :

La méthode de Sokolovski divise l'hydrogramme de crue en deux parties d'équations paraboliques dont l'une est pour la montée et la seconde pour la décrue.

Pour la montée de la crue :

$$Q_m = Q_{max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^x \quad (\text{III.58})$$

Pour la décrue :

$$Q_d = Q_{max} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^y \quad (\text{III.59})$$

Avec :

Q_m : Débit instantané de la montée (m^3/s)

Q_d : Débit instantané de la décrue (m^3/s)

t_m : Temps de la montée de la crue (h) ; $t_m = t_c = 2.75$ h

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

γ : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue. $\gamma = 2.5$ voir tableau en dessous

Q_{max} : Débit maximum de la crue de fréquence (m^3/s)

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

Tableau III.29 Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue γ .

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

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

Tableau III.30 Représente les valeurs des débits constituant l'hydrogramme de crue

temps (h)	periode de retour (ans)					
	10	20	50	100	1000	10 000
0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
0,2	0,37	0,38	0,39	0,40	0,43	0,47
0,4	1,46	1,50	1,56	1,60	1,74	1,87
0,6	3,29	3,38	3,51	3,60	3,91	4,21
0,8	5,85	6,02	6,24	6,40	6,95	7,49
1	9,13	9,40	9,74	10,00	10,86	11,71
1,2	13,15	13,53	14,03	14,40	15,63	16,86
1,4	17,90	18,42	19,10	19,60	21,28	22,95
1,6	23,38	24,06	24,94	25,61	27,79	29,97
1,8	29,59	30,45	31,57	32,41	35,17	37,93
2	36,53	37,60	38,97	40,01	43,42	46,83
2,2	44,20	45,49	47,16	48,41	52,54	56,66
2,4	52,61	54,14	56,12	57,61	62,53	67,43
2,6	61,74	63,54	65,87	67,61	73,38	79,14
2,75	69,07	71,08	73,69	75,64	82,09	88,53
2,8	67,57	69,54	72,09	74,00	80,32	86,62
3	61,81	63,61	65,94	67,69	73,46	79,23
3,2	56,38	58,03	60,15	61,75	67,01	72,27
3,4	51,28	52,78	54,71	56,16	60,95	65,74
3,6	46,50	47,86	49,61	50,93	55,27	59,61
3,8	42,03	43,25	44,84	46,02	49,95	53,87
4	37,85	38,95	40,38	41,45	44,98	48,51
4,2	33,96	34,95	36,23	37,19	40,36	43,52
4,4	30,34	31,22	32,37	33,23	36,06	38,89
4,6	26,99	27,78	28,80	29,56	32,08	34,60
4,8	23,90	24,59	25,50	26,17	28,40	30,63
5	21,05	21,66	22,46	23,05	25,02	26,98
5,2	18,44	18,98	19,67	20,19	21,92	23,63
5,4	16,05	16,52	17,13	17,58	19,08	20,58
5,6	13,88	14,29	14,81	15,20	16,50	17,79
5,8	11,92	12,26	12,71	13,05	14,16	15,27
6	10,14	10,44	10,82	11,11	12,06	13,00
6,2	8,56	8,81	9,13	9,37	10,17	10,97
6,4	7,15	7,36	7,62	7,83	8,49	9,16
6,6	5,90	6,07	6,29	6,46	7,01	7,56
6,8	4,81	4,95	5,13	5,26	5,71	6,16
7	3,86	3,97	4,12	4,23	4,59	4,95
7,2	3,04	3,13	3,25	3,33	3,62	3,90
7,4	2,35	2,42	2,51	2,58	2,80	3,01
7,6	1,77	1,83	1,89	1,94	2,11	2,27
7,8	1,30	1,34	1,39	1,42	1,54	1,67

8	0,92	0,95	0,98	1,01	1,09	1,18
8,2	0,62	0,64	0,66	0,68	0,74	0,79
8,4	0,39	0,41	0,42	0,43	0,47	0,51
8,6	0,23	0,24	0,25	0,25	0,28	0,30
8,8	0,12	0,12	0,13	0,13	0,14	0,16
9	0,05	0,05	0,06	0,06	0,06	0,07
9,2	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02
9,4	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003
9,6	0	0	0	0	0	0
9,63	0	0	0	0	0	0

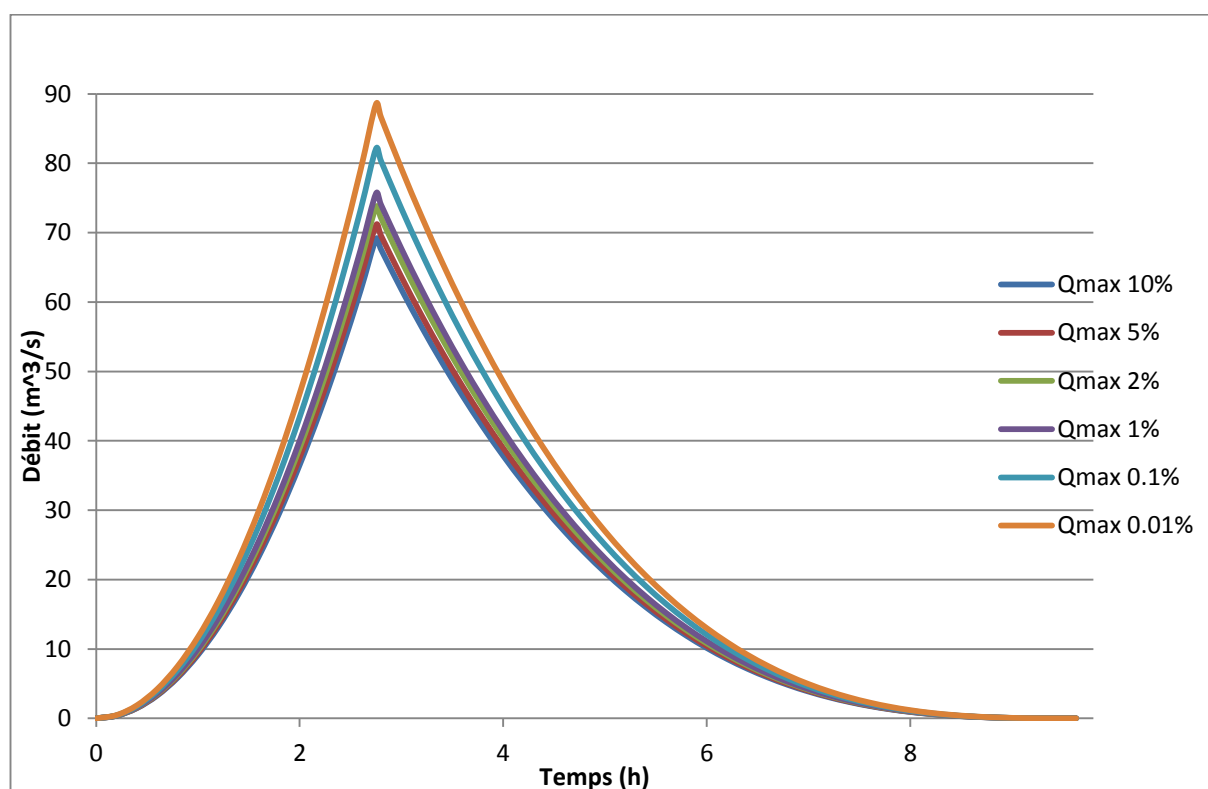


Figure III.15 : Hydrogramme de crue pour différentes périodes de retour

III.4.1.1 Choix de la crue de projet

La crue de projet, c'est la crue maximale qu'un ouvrage est sensé l'évacuer sans le moindre risque. Le choix de cette crue prend en considération l'ampleur du barrage à réaliser, l'emplacement du barrage et aussi en fonction de ce qui se présente à son aval et bien sûr de tenir compte de l'aspect technico-économique et environnemental.

Ainsi le choix doit se porter sur la variante qui satisfera les exigences techniques du milieu en assurant la sécurité à l'aval et gardant à l'esprit l'aspect économique.

On se base sur les recommandations du Comité Australien des Grands Barrages.

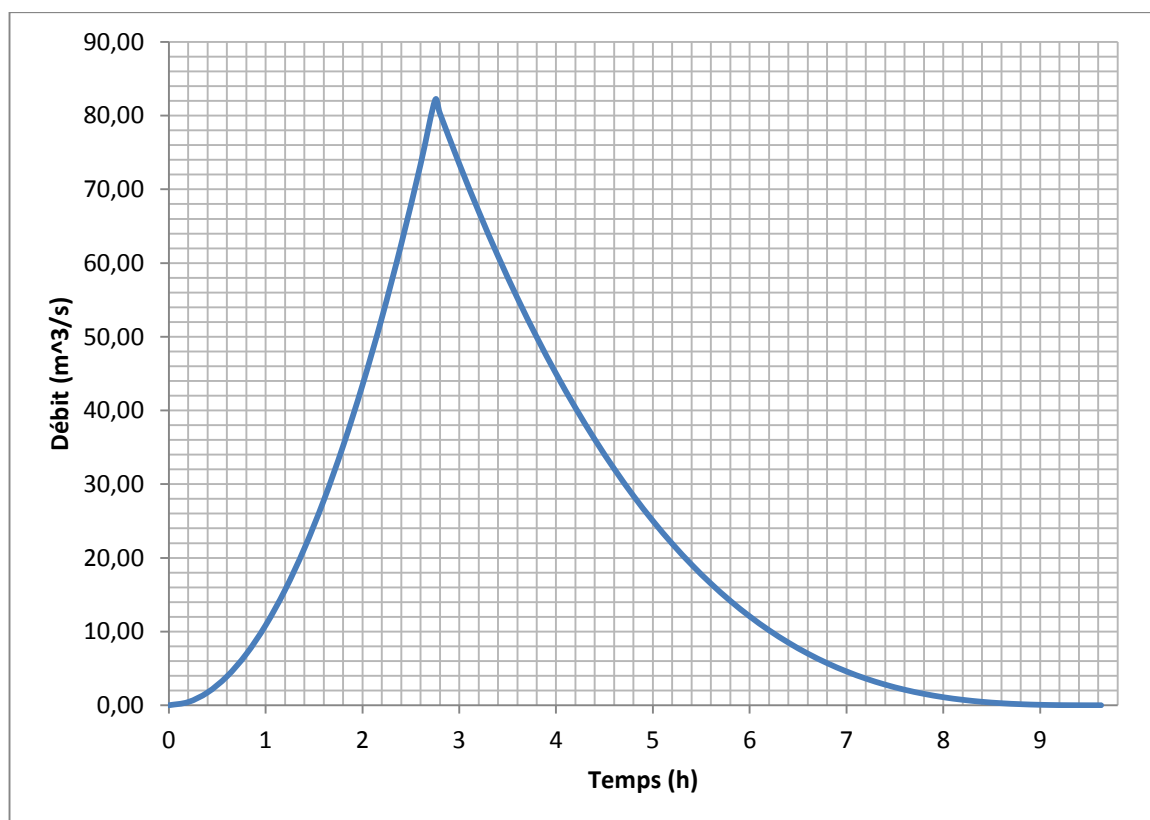
Tableau III.31 Crue de projet recommandée par le Comité Australien des Grands Barrages (ANCOLD, 1986)

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

Pour le cas du barrage de Draa Diss, on le classe dans la deuxième catégorie car sa capacité de stockage est importante considère.

On opte alors pour une crue milléniale (1000 ans) de probabilité 0.1%. Et donc un débit maximal de crue égal à 820.92 m³/s.

L'hydrogramme de crue qu'on travaille avec correspond à la période de retour 1000 ans soit une fréquence de 0. 1% issu des résultats de calcul de la méthode de Sokolovski.

**Figure III.16** Hydrogramme de la crue de projet.

III.4.2 Régularisation de l'écoulement

La régularisation de l'écoulement au niveau d'un barrage revient à la répartition régulière et rationnelle de celui-ci dans le temps, afin de compenser les déficits de la demande, qui varie selon le type d'activité à la zone aval de l'ouvrage.

Il existe deux type de régularisation, la première est dite annuelle lorsque l'écoulement annuel couvre la demande en eau et les pertes d'eau du barrage durant toute l'année. Ce type de régularisation permet de déterminer une restitution en eau optimale qui est destinée à satisfaire des besoins limités.

Lorsque ce n'est pas le cas, c'est-à-dire que l'écoulement annuel est inférieur à la demande exigée et des pertes d'eau, il devient impératif à faire appel à la régularisation interannuelle, cela veut dire que pour satisfaire les besoins en eau d'une année donnée, il faut utiliser une partie de l'écoulement des années précédentes déjà stockées dans le barrage.

Pour un total de besoin annuel (Irrigation +AEP) estimé à 184.22 Mm³ (ANBT, 2017), on a un écoulement annuel de 190.13 Mm³, et donc la régularisation est de type annuel.

Pour ce type de régularisation on utilise la méthode du bilan d'eau, dont on doit disposer des données telles que :

- La répartition mensuelle des apports, d'évaporation sur le barrage et les pertes par infiltration.
- La courbe (Hauteur-Capacité-Surface).
- Les besoins en eau des utilisateurs.

III.4.2.1 Courbes caractéristiques de la retenue

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

$$V_1 = \frac{2}{3} S_1 \Delta H \quad (\text{III.60})$$

$$V_2 = V_1 + \Delta V_{1-2} \quad (\text{III.61})$$

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H_{i,i+1} \quad (\text{III.62})$$

Avec :

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

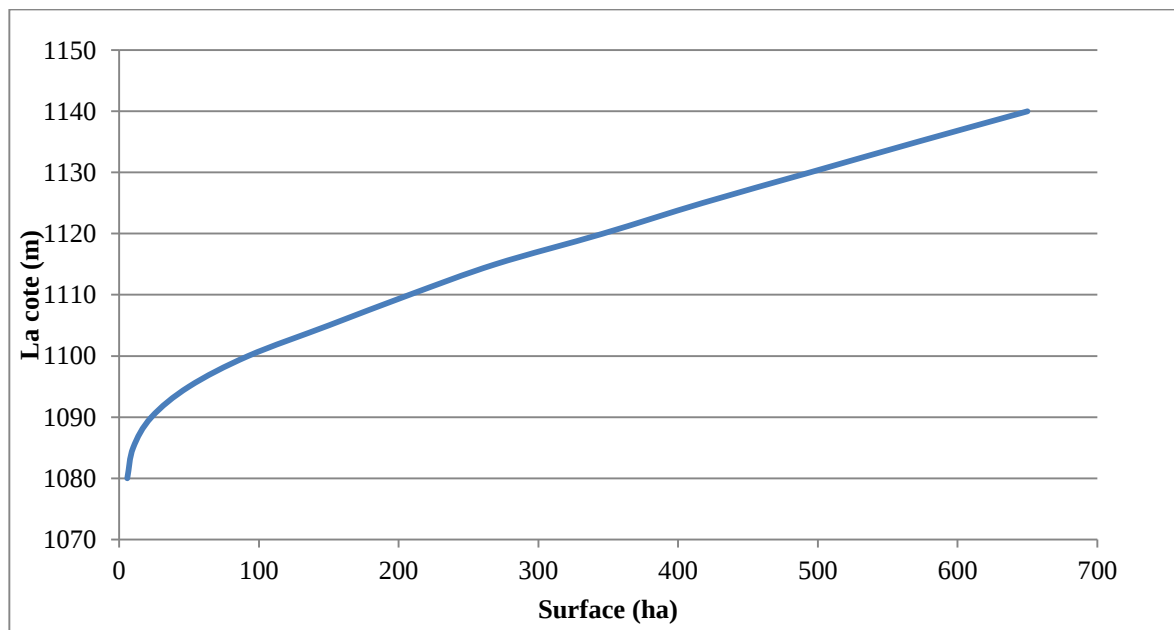
S_{i+1} : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{i+1} (m²)

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

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

Tableau III.32 Caractéristiques topographiques de la retenue.

Côte (NGA)	H (m)	ΔH (m)	Surface (ha)	Surface moy. (ha)	ΔV (Mm ³)	$V_{\text{cumulé}}$ (Mm ³)
1080	0	5	5,77	7,885		
1085	5	5	10		0,39425	0,39425
1090	10	5	23,08	16,54	0,827	1,22125
1095	15	5	50	36,54	1,827	3,04825
1100	20	5	92,31	71,155	3,55775	6,606
1105	25	5	150	121,155	6,05775	12,66375
1110	30	5	207,69	178,845	8,94225	21,606
1115	35	5	269,23	238,46	11,923	33,529
1120	40	5	346,15	307,69	15,3845	48,9135
1125	45	5	417,31	381,73	19,0865	68
1130	50	5	494,23	455,77	22,7885	90,7885
1135	55	5	571,15	532,69	26,6345	117,423
1140	60	5	650	610,575	30,52875	147,95175

**Figure III.17** : Courbe caractéristique Surface-Hauteur de la cuvette

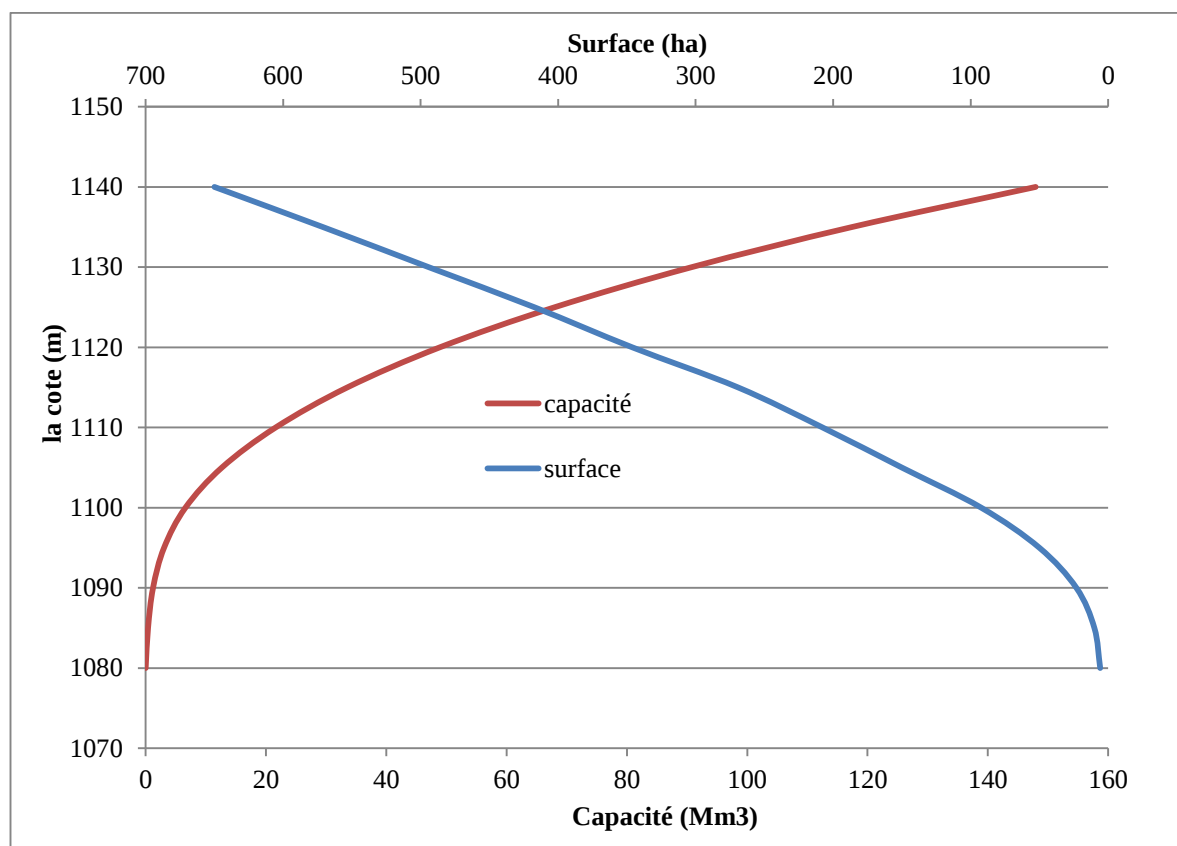


Figure III.18 : Courbes caractéristiques de la cuvette Capacité-Hauteur et Surface-Hauteur

III.4.2.2 Répartition des besoins

Le barrage de Draa Diss est construit afin de satisfaire les besoins en irrigation (80%) et en AEP (20%) de la région de El Eulma, qui ont pour besoin total annuel estimé par l'Agence Nationale des Barrages et Transferts (ANBT) à 184.22 million de mètre cube d'eau.

Les besoins sont répartis selon les mois comme suit :

Tableau III.33 Répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation et AEP au cours de l'année.
(A.N.R.H)

MOIS	TOTAL		AEP		IRR	
	%	Volume en hm ³	%	Volume en hm ³	%	Volume en hm ³
janvier	8,14	15	8%	2,95	0%	0
Février	1,72	3,16	8%	2,95	0%	0
Mars	1,72	3,16	8%	2,95	0%	0
Avril	1,72	3,16	8%	2,95	6%	8,84
Mai	1,72	3,16	9%	3,32	16%	23,58
Juin	1,72	3,16	9%	3,32	20%	29,48
Juillet	1,72	3,16	9%	3,32	26%	38,32
Aout	6,63	12,22	9%	3,32	20%	29,48
Septembre	15,04	27,71	8%	2,95	12%	17,69
Octobre	18,33	33,76	8%	2,95	0%	0
Novembre	23,24	42,82	8%	2,95	0%	0
Décembre	18,32	33,75	8%	2,95	0%	0
Total	100,00	184,22	100%	36,84	100%	147,38

Sachant que :

Pour satisfaire les besoins mensuels à l'aval de Draa Diss le débit d'équipement en pompage doit être à minima de 7,2 m³/s entre Tabellout et Draa Diss.

Donc le volume pompé par le barrage de Tabellout au cours de l'année comme suit :

Tableau III.34 La répartition de volume transféré au cours de l'année (A.N.R.H)

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.	Jan.	Fév.	Mar.	Avr.	Mai.	Jui.	Jui.	Aou.	Total
Volume transféré P (Mm³)	15,55	15,55	15,55	16	16	16	16	16	16	15,55	15,55	15,55	189

III.4.2.3 Calcul du volume utile :

Pour le calcul du volume utile de la retenue on a besoin des données suivantes :

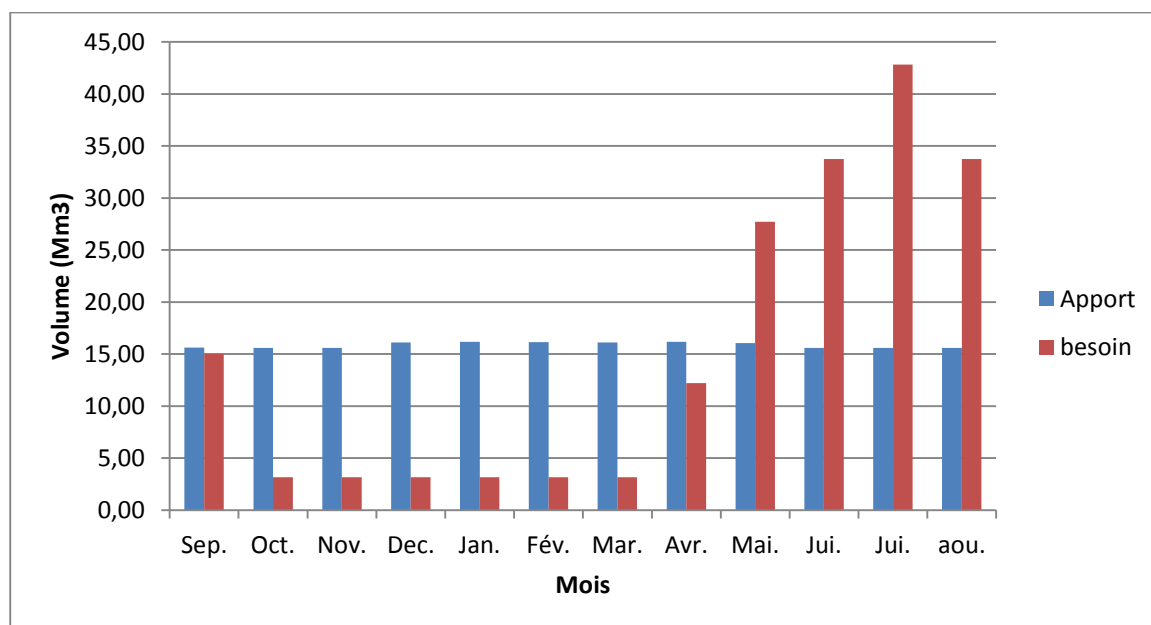
- L'apport annuel $A_{80\%}$
- La consommation $U_{80\%}$
- Le volume mort de la retenue V_m .

On procède par la méthode du bilan d'eau afin de déterminer le volume utile de la retenue, en suivant les étapes suivantes :

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

Tableau III.35 Répartition des apports et de besoins mensuels :

Mois	$A_{80\%}$ (Mm ³)	$P_{80\%}$ (Mm ³)	$U_{80\%}$ (Mm ³)	$A+P-U$ (Mm ³)
Septembre	0,07	15,55	15	0,62
Octobre	0,05	15,55	3,16	12,44
Novembre	0,05	15,55	3,16	12,44
Décembre	0,11	16	3,16	12,95
janvier	0,18	16	3,16	13,02
Février	0,16	16	3,16	13,00
Mars	0,13	16	3,16	12,97
Avril	0,19	16	12,22	3,97
Mai	0,07	16	27,71	-11,64
Juin	0,05	15,55	33,76	-18,16
Juillet	0,03	15,55	42,82	-27,24
Août	0,04	15,55	33,75	-18,16
Total	1.13	189	184,22	

**Figure III.19** Répartition mensuelle des apports et besoins

La période à bonne hydraulicité est celle entre le mois de Septembre et le mois d'Avril.

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

Tableau III.35 Résultat de la régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Mois	A _{80%} (Mm ³)	P _{80%} (Mm ³)	U _{80%} (Mm ³)	A+P-U (Mm ³)	V (Mm ³)
Septembre	0,07	15,55	15	0,62	81,41
Octobre	0,05	15,55	3,16	12,44	
Novembre	0,05	15,55	3,16	12,44	
Décembre	0,11	16	3,16	12,95	
janvier	0,18	16	3,16	13,02	
Février	0,16	16	3,16	13	
Mars	0,13	16	3,16	12,97	
Avril	0,19	16	12,22	3,97	
Mai	0,07	16	27,71	-11,64	75,2
Juin	0,05	15,55	33,76	-18,16	
Juillet	0,03	15,55	42,82	-27,24	
Août	0,04	15,55	33,75	-18,16	

$$V_s = 81.41 \text{ Mm}^3$$

$$V_d = 75.2 \text{ Mm}^3$$

$V_s > V_d \rightarrow$ on a un fonctionnement à un seul temps, le volume utile est pris égal à V_d .

On a donc : $V_u = V_d = 75.2 \text{ Mm}^3$.

Le volume normal de la retenue sera donc :

$$V_{NR} = V_m + V_u \quad (\text{III.63})$$

$$V_{NR} = 0.54 + 75.2$$

$$V_{NR} = 75.74 \text{ Mm}^3.$$

Le niveau de remplissage possible du barrage dans les conditions normales d'exploitation correspond au niveau normale de la retenue est déterminé par la capacité utile du réservoir.

L'alternance entre le remplissage et la restitution du réservoir est appelée temps de fonctionnement auquel on ajoute les deux consignes d'exploitation.

➤ Première consigne :

Cette consigne consiste à remplir le barrage jusqu'au niveau normale de la retenue (NNR) lors des crues, et restituer par la suite en prenant en considération le niveau du volume mort. Le surplus d'eau sera évacué par l'évacuateur de surface.

➤ Deuxième consigne :

Elle consiste à évacuer l'excédent d'eau par l'évacuateur de fond.

a- Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Le niveau du volume mort correspond à un volume $V_m = 4.28 \text{ Mm}^3$

Le volume au niveau normal de la retenue correspond à un volume

$$V_{NR} = 75.74 \text{ Mm}^3.$$

$$V_{rf} = V_{ri} + (A - U) \quad (\text{III.64})$$

Avec :

V_{rf} : Volume de remplissage final

V_{ri} : Volume de remplissage initial

S : Volume excédentaire à évacuer

Tableau III.36 Récapitulatif des résultats de calcul de régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.

Mois	A _{80%} +P	U _{20%}	A+P-U	1 ère consigne			2 ème consigne			
				Vri	Vrf	S	Vri	Vrf	S	
Sep.	15,62	15,00	0,62	1,16	0,54		0,54			
					1,16			-0,08	0,54	0,62
Oct.	15,60	3,16	12,44	13,60	13,60		-5,05	0,54	5,59	
Nov.	15,60	3,16	12,44							
				26,04	26,04		7,39	7.39		
Dec.	16,11	3,16	12,95	38,99	38,99		19,83	19,83		
Jan.	16,18	3,16	13,02	52,01	52,01		32,78	32,78		
				65,01	65,01		45,80	45,80		
Fev.	16,16	3,16	13,00							
Mar.	16,13	3,16	12,97	77,98	75,74	2,24	58,80	58,80		
Avr.	16,19	12,22	3,97	79,71	75,74	3,97	71,77	71,77		
Mai.	16,07	27,71	-11,64	64,10	64,10		75,74	75,74		
Jui.	15,60	33,76	-18,16	45,94	45,94		64,10	64,10		
Juil.	15,58	42,82	-27,24	18,70	18,70		45,94	45,94		
Aou.	15,59	33,75	-18,16	0,54	0,54		18,70	18,70		
								6,21	0,54	

b- Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes :

En général, il existe deux types de pertes dans une retenue

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.
- Calcul du volume d'évaporation :

$$V_{ép} = E_v \cdot S_{moy} \quad (III.65)$$

Avec :

$V_{ép}$: Volume d'évaporation.

E_v : Evaporation mensuelle.

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

Tableau III.37 Représente l'évaporation mensuelle sur le barrage de Draa Diss (ANRH)

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mar.	Avr.	Mai	Juin	Juill.	Août	Annuelle
E (mm)	97	63	31	14	11	15	25	39	68	107	137	134	741

- Pertes par infiltration :

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \quad (III.66)$$

Avec :

δ : Coefficient dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette.

V_{moy} : Le volume moyen de la cuvette

Les valeurs de ce coefficient (δ) sont données dans le tableau III.38

Tableau III.38 Valeurs du coefficient δ :

Conditions hydrogéologiques	Hauteur d'infiltration	% du volume moyen	
		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 à 1,5
Sol à forte perméabilité	>100	>20	>1,5

On est dans le cas des formations peu perméables, alors on prend une valeur de δ égale à 0,5

Tableau III.39 Représentation des volumes des pertes du barrage.

Mois	V _{moy} (Mm ³)	S _{moy} (ha)	Es (mm)	V _{ev} (Mm ³)	V _{inf} (Mm ³)	Perte II (Mm ³)
Sep.	7,38	86,010	97	0,083	0,037	0,120
Oct.	19,82	185,596	63	0,117	0,099	0,216
Nov.	32,515	268,188	31	0,083	0,163	0,246
Dec.	45,5	335,315	14	0,047	0,228	0,274
Jan.	58,51	387,591	11	0,043	0,293	0,335
Fév.	71,495	427,447	15	0,064	0,357	0,422
Mar.	78,845	445,548	25	0,111	0,394	0,506
Avr.	71,905	428,534	39	0,167	0,360	0,527
Mai.	55,02	374,890	68	0,255	0,275	0,530
Jui.	32,32	267,052	107	0,286	0,162	0,447
Jui.	9,62	105,410	137	0,144	0,048	0,193
Aou.	0,85	25,561	134	0,034	0,004	0,039
Total			741	1,435	2,419	3,854

La régularisation saisonnière devient donc :

Tableau III.40 Résultat de la régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Mois	A _{80%} +P (Mm ³)	U _{80%} (Mm ³)	II (Mm ³)	A+P-U- II (Mm ³)	V (Mm ³)
Sep.	15,62	15,00	0,120	0,50	78.76
Oct.	15,60	3,16	0,216	12,22	
Nov.	15,60	3,16	0,246	12,19	
Dec.	16,11	3,16	0,274	12,68	
Jan.	16,18	3,16	0,335	12,69	
Fev.	16,16	3,16	0,422	12,58	
Mar.	16,13	3,16	0,506	12,46	
Avr.	16,19	12,22	0,527	3,44	
Mai.	16,07	27,71	0,530	-12,17	76.41
Jui.	15,60	33,76	0,447	-18,61	
Juil.	15,58	42,82	0,193	-27,43	
Aou.	15,59	33,75	0,039	-18,20	

$$V_s = 78.76 \text{ Mm}^3$$

$$V_d = 76.41 \text{ Mm}^3$$

$V_s > V_d \rightarrow$ on a un fonctionnement à un seul temps, le volume utile est pris égal à V_d .

On a donc $V_u = V_d = 76.71 \text{ Mm}^3$.

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

$$V_{NR} = 0.54 + 76.71$$

$$V_{NR} = 77.25 \text{ Mm}^3.$$

Tableau III.41 Résultats de régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.

Mois	A _{80%+P}	U _{20%}	II (Mm ³)	A+P-(U+II)	1 ^{ere} consigne			2 ^{eme} consigne		
					V _{rf}	V _{ri}	S	V _{rf}	V _{ri}	S
Sep.	15,62	15,00	0,120	0,50	1,04	0,54		0,54	8,2	
Oct.	15,60	3,16	0,216	12,22		1,04		0,04	0,54	0,50
Nov.	15,60	3,16	0,246	12,19	13,26	13,26		-1,32	0,54	1,85
Dec.	16,11	3,16	0,274	12,68	25,46	25,46		10,91	10,91	
Jan.	16,18	3,16	0,335	12,69	38,13	38,13		23,10	23,10	
Fev.	16,16	3,16	0,422	12,58	50,82	50,82		35,78	35,78	
Mar.	16,13	3,16	0,506	12,46	63,40	63,40		48,46	48,46	
Avr.	16,19	12,22	0,527	3,44	75,86	75,86		61,04	61,04	
Mai.	16,07	27,71	0,530	-12,17	79,30	76,95	2,35	73,51	73,51	
Jui.	15,60	33,76	0,447	-18,61	64,78	64,78		76,95	76,95	
Juil.	15,58	42,82	0,193	-27,43	46,17	46,17		64,78	64,78	
Aou.	15,59	33,75	0,039	-18,20	18,74	18,74		46,17	46,17	
					0,54	0,54		18,74	18,74	
							2,35	0,54	0,54	2,35

$$\zeta = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \times 100 \quad (\text{III.67})$$

$$\zeta = \frac{76.41 - 75.2}{75.2} \times 100 = 2.33\%$$

$$\zeta > 2\%$$

On doit alors faire une deuxième approximation afin que l'erreur soit inférieure à 2%.

Dans la deuxième approximation le V_{ri} de la 1^{ère} approximation sera utilisé pour calculer le volume moyen : V''_{moy}

$$V''_{moy} = \frac{V_{ri} - V_{ri+1}}{2} \quad (\text{III.68})$$

Tableau III.42 Volumes des pertes dans la retenue (2^{ème} approximation)

Mois	V _{moy} (Mm ³)	S _{moy} (ha)	E _v (mm)	V _{ép} (Mm ³)	V _{if} (Mm ³)	Perte Π (Mm ³)
Septembre	7,157	84,04	97	0,082	0,036	0,117
Octobre	19,37	182,33	63	0,115	0,097	0,212
Novembre	31,81	264,07	31	0,082	0,159	0,241
Décembre	44,50	330,70	14	0,046	0,222	0,269
Janvier	57,14	382,70	11	0,042	0,286	0,328
Février	69,67	422,49	15	0,063	0,348	0,412
Mars	76,43	439,91	25	0,110	0,382	0,492
Avril	70,86	425,75	39	0,166	0,354	0,520
Mai	55,47	376,59	68	0,256	0,277	0,533
Juin	32,45	267,82	107	0,287	0,162	0,449
Juillet	9,64	105,55	137	0,145	0,048	0,193
Août	0,79	24,98	134	0,033	0,004	0,037
Total	475,286	3306,94	741	1,427	2,376	3,803

Ainsi la régularisation est :

Tableau III.43 Récapitulatif des résultats de la régularisation saisonnière en tenant compte des pertes (2^{ème} approximation)

Mois	A _{80%+P} (Mm ³)	U _{80%} (Mm ³)	Π (Mm ³)	A+P-U- Π (Mm ³)	V (Mm ³)
Septembre	15,62	15,00	0,117	0,51	78.82
Octobre	15,60	3,16	0,212	12,22	
Novembre	15,60	3,16	0,241	12,20	
Décembre	16,11	3,16	0,269	12,68	
Janvier	16,18	3,16	0,328	12,69	
Février	16,16	3,16	0,412	12,59	
Mars	16,13	3,16	0,492	12,48	
Avril	16,19	12,22	0,520	3,45	
Mai	16,07	27,71	0,533	-12,18	76.42
Juin	15,60	33,76	0,449	-18,61	
Juillet	15,58	42,82	0,193	-27,43	
Août	15,59	33,75	0,037	-18,20	

La période à bonne hydraullicité est celle entre le mois de Septembre et Avril.

$$V_s = 78.82 \text{ Mm}^3$$

$$V_d = 76.42 \text{ Mm}^3$$

$V_s > V_d \rightarrow$ on a un fonctionnement à un seul temps, le volume utile est pris égal à V_d .

On a donc $V_u = V_d = 76.42 \text{ Mm}^3$.

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

$$V_{NR} = 0.54 + 76.42$$

$$V_{NR} = 76.96 \text{ Mm}^3$$

Tableau III.44 Récapitulatif des résultats de calcul de la régularisation saisonnière en tenant compte des pertes et les résultats de la 1^{ère} et 2^{ème} consigne

Mois	A _{80%} +P	U _{20%}	II (Mm ³)	A+P-(U+II)	1 ^{ère} consigne			2 ^{ème} consigne		
					Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
Sep.	15,62	15,00	0,117	0,50	1,04	0,54		0,54		
Oct.	15,60	3,16	0,212	12,23		1,043		0,04	0,54	0,50
Nov.	15,60	3,16	0,241	12,20	13,27	13,27		-1,36	0,54	1,90
Dec.	16,11	3,16	0,269	12,68	25,47	25,47		10,86	10,86	
Jan.	16,18	3,16	0,328	12,69	38,15	38,15		23,06	23,06	
Fev.	16,16	3,16	0,412	12,59	50,84	50,84		35,74	35,74	
Mar.	16,13	3,16	0,492	12,48	63,43	63,43		48,44	48,44	
Avr.	16,19	12,22	0,520	3,45	75,91	75,91		61,02	61,02	
Mai.	16,07	27,71	0,533	-12,17	79,36	76,96	2,40	73,50	73,50	
Jui.	15,60	33,76	0,449	-18,61	64,79	64,79		76,95	76,95	
Juil.	15,58	42,82	0,193	-27,43	46,18	46,18		64,78	64,78	
Aou.	15,59	33,75	0,037	-18,20	18,75	18,75		46,17	46,17	
								0,54	0,54	2,40

$$\zeta = \frac{V''_u - V'_u}{V'_u} \times 100$$

$$\zeta = \frac{76.42 - 76.41}{76.41} \times 100 \Rightarrow \zeta = 0.013\%$$

Après la deuxième approximation l'erreur est inférieure à 2%, on prend donc un volume utile de 76.42 Mm³ ce qui donne un volume normale de 76.96 M m³ et donc une côte normale de 1127.13 NGA.

Graphiques d'exploitation :

Figure III.20 1^{ère} consigne d'exploitation

Figure III.21 2^{ème} consigne d'exploitation

Remarque :

comme c'est déjà mentionné avant le barrage de DraaDiss est une partie du projet de transfère SETIF-HODNA , c'est un barrage réservoir qui se remplit par les eaux pompées du barrage de Tabellout donc le volume d'eau dans notre barrage peut être contrôlé par les vannes ce qui signifie qu'il n'y a donc pas de volume forcé.

dans ce cas le laminage des crues et l'étude d'optimisation ne sont pas nécessaires

III.5.1. La revanche

C'est la différence de niveau entre la crête du barrage et la côte des plus hautes eaux. Elle est en fonction de la hauteur des vagues h , de la vitesse du vent U et de la vitesse de propagation des vagues V dans la retenue.

Pour le calcul de la revanche plusieurs formules sont à utiliser :

a) Formule de MALLET et PACQUANT (Touaibia, 2001)

$$R = h + \frac{V^2}{2g} + S \quad (\text{III.78})$$

$$h = \frac{1}{2} + \frac{1}{3}\sqrt{F} \quad (\text{III.79})$$

$$V = \frac{3}{2} + \frac{2}{3}h \quad (\text{III.80})$$

Avec :

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

F : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et la direction du barrage appelée Fetch qui doit être inférieure à 18Km [$F = 1,5\text{km}$] ;

S : Marge de sécurité = 0.5m ;

A.N :

$$h = 0.5 + 0.33\sqrt{1.5} = 0.91\text{m}$$

$$V = 1.5 + 0.66 \cdot h = 2.11 \text{ m/s}$$

$$R = 0.91 + \frac{2.11^2}{2 \cdot 9.81} + 0.5 = 1.94 \text{ m}$$

b) Formule de STEVENSON (Schleiss, A. J., & Pougatsch H, 2011).

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{V^2}{2g} + S \quad (\text{III.81})$$

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F} \quad (\text{III.82})$$

Avec:

H : Hauteur des vagues

F : Le fetch (expliqué dans le paragraphe précédent) = 1,5 km

A.N:

$$H = 0.879 \text{ m}$$

Formule de Gaillard:

$$V = 1.5 + 2.H \quad (\text{III.83})$$

A.N:

$$V = 1.5 + 2 \times 0.879 = 3.36 \text{ m/s}$$

$$R = 1.70 \text{ m}$$

c) Formule Simplifiée:

$$R = 1 + 0.3\sqrt{F} \quad (\text{III.84})$$

A.N:

$$R = 1 + 0.3\sqrt{1.5} = 1.37 \text{ m}$$

Tableau III.51 Résultats de calcul de la revanche

Formule	MAILLET et PACQUANT	STENVENSON et GAILLARD	Simplifiée	Moyenne
La valeur de la revanche	1.94	1.7	1.37	1.57

Conclusion :

On prend la valeur la plus proche à la moyenne, donc celle obtenue par la formule de MAILLET et PACQUANT : **R = 1.64m**

III.5.2. Tassement de la digue et fondations

Le tassement est calculé par les formules suivantes :

$$T = 0.015h_b \quad (\text{III.85})$$

$$T = 0.001h_b^{3/2} \quad (\text{III.86})$$

Avec :

T = Tassement de la crête du barrage.

h_b = Hauteur du barrage.

Donc le tassement est estimé à 0,65 m.

III.5.3 Largeur en crête

La crête facilite la circulation sur le barrage une fois terminé. Elle est nécessaire dans la finition de l'ouvrage avec des équipements de compactage. Le niveau de la crête définit la hauteur maximale que le barrage doit atteindre à terme.

La largeur de la crête dépend de plusieurs facteurs, notamment des risques de tremblement de terre et de la longueur minimum du chemin d'infiltration qui assure un gradient hydraulique suffisamment faible à travers le barrage lorsque le réservoir est plein.

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

- Formule T.KNAPPEN $b = 1.65 * H_b^{0.5}$ (III.87)

- Formule E.F.PREECE $b = 1.1 * H_b^{0.5} + 1$ (III.88)

- Formule SIMPLIFIEE (Anonyme) $b = 3.6 * H_b^{\frac{1}{3}} - 3$ (III.89)

- Formule pratique (USBR) $b = \frac{5\sqrt{H_b}}{3}$ (III.90)

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

$$H_b = NNR - C_f + h_{dev} + R + t \quad (III.91)$$

Avec :

NNR : cote du niveau NNR (m NGA)

Cf : Cote du fond = 1074.58 m

H_d : charge déversante au-dessus du déversoir (h_{dev}=0)

R : Revanche = 1.94

t : tassement = 0,65 m.

Tableau III.52 Résultats de calcul de la largeur en crête.

b(m)	H _d (m)	H _b (m)	b _{crête} (m)			
			KNAPPEN	E-F-Preece	Simplifiée	Pratique
25	0,295	55,14	12,3	9,17	10,70	12,38
30	0,285	55,13	12,3	9,17	10,70	12,37
35	0,280	55,12	12,3	9,17	10,70	12,37
40	0,270	55,11	12,2	9,17	10,70	12,37
45	0,265	55,11	12,2	9,17	10,70	12,37
50	0,260	55,10	12,2	9,17	10,70	12,37
55	0,255	55,10	12,2	9,16	10,70	12,37
60	0,250	55,09	12,2	9,16	10,70	12,37

On opte pour une largeur en crête de : **b_{cr}=11 m.**

On récapitule les résultats de l'étude de la régularisation et du laminage des crues dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.59 Tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage

Dénomination	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm ³	0.54
Volume utile	Mm ³	76.42
Volume au NNR	Mm ³	76.96
Cote du fond	m NGA	1074.58
Cote NNR	m NGA	1127.13
Cote NPHE	m NGA	1128.73
Cote en crête	m NGA	1129.72
Largeur en crête	m	11

La Digue du barrage Draa Diss est en enrochements avec noyau étanche en argile selon l'étude d'avant-projet détaillé de la digue (ANBT, 2000).

CHAPITRE IV
ETUDE DES
VARIANTES DE LA
DIGUE

IV.1 Introduction:

Simultanément à la recherche et à la sélection des sites, le projeteur doit réfléchir aux différents types d'ouvrages envisageables, au vu des conditions et contraintes locales qu'il aura relevées, en fait, si l'éventail des barrages est assez large, quelques critères simples permettront très vite de distinguer deux ou trois variantes, généralement, et de manière succincte, on peut classer les barrages en deux catégories :

➤ les barrages en remblai (terre, enrochement, avec par fois une partie en gabions), capable de s'adapter à l'éventuels mouvement de substratum, les matériaux de construction sont en outre bon marché, cette catégorie est souvent la mieux adaptée au contexte africain.

➤ Les barrages rigides, en béton ou en maçonnerie, leur capacité de déformation est relativement faible, il ne s'accommodent, sauf exception, que de fondations rocheuses saines et peu déformables et leur coût n'est pas raisonnable que si la cuvette se ferme sur un verrou de faible largeur, facile à obstruer, dans cette catégorie, on distingue les barrages-poids (béton et maçonnerie), les barrages-voûtes (béton) et les barrages à contreforts (béton armé).

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.

IV. 2 Choix du type de barrage

Le choix du type de digue à implanter dépend essentiellement de :

- L'étude topographique qui permet la localisation des axes probables sur le site.
- L'étude géologique qui donne un aperçu sur les formations géologiques des couches

qui seront à la suite une future assise du barrage.

➤ L'étude géotechnique qui donne l'estimation de la quantité des matériaux disponibles tout autour du site et leurs caractéristiques.

A priori, selon les conditions topographiques, géotechniques, et géologiques du site on peut envisager ces trois variantes pour le choix du type de la digue :

IV.3 Types des barrages en remblai envisager :

- a) Barrage homogène
- b) Barrage zoné à noyau en argiles
- c) Barrage zoné à masque en béton

a) **Barrage homogène :**

Un barrage en terre est dit homogène lorsqu'il est constitué d'un même matériau à dominance argileuse, relativement imperméable. Selon les ouvrages, la pente des talus sera plus ou moins forte, en fonction notamment des caractéristiques du matériau employé.

Pour la réalisation d'un tel barrage il faudrait disposer d'un volume très important de matériaux argileux imperméable.

Alors il est constitué d'un seul matériau et comprend :

- *Un talus amont protégé contre l'érosion des vagues par en enrochement ou un perré.

- *Un talus aval empierré engazonné.

- *Un tapis drainant protégé par un filtre est disposé, sous le talus aval, ce tapis à pour but de rabattre les courants, afin d'augmenter la stabilité du talus aval.

b) **Barrage enrochement à noyau en argiles :**

Il comprend :

- Un noyau imperméable disposé au centre ou vers l'amont.
- Des recharges perméable ou semi-perméables.
- Le noyau assure l'étanchéité, les recharges la stabilité.

c) **Barrage zoné à masque en béton :**

Il est identique au barrage zoné, sauf que les recharges sont constituées par des enrochements, ce qui permet de raidir les pentes et de diminuer le volume des matériaux en remblai. Quand la réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telles que manque de matériaux convenables, difficulté de mise en oeuvre ...etc. le barrage en enrochement avec masque en béton peut être la solution idéale pour la réalisation de la digue.

Le masque en béton est une paroi étanche plaquée sur le talus amont du barrage. Il présente l'avantage de pouvoir être réparé aisément, il est par contre plus exposé à l'agression extérieure mécanique, thermique, abrasivité...etc

IV .4 Définition du profil générale du barrage

IV.4.1 Hauteur de barrage

La hauteur de barrage est donnée par/

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t \quad (IV.01)$$

Avec :

H_b : Hauteur de barrage (m)

NNR : Cote correspondante au volume normale de la retenue (1127.13m).

C_f : Cote de fond (1080 m).

$h_{dév}$: Charge déversante (1.6m).

R : Revanche ($R=1.64m$, elle a été déjà défini dans l'étude d'optimisation dans le chapitre de l'hydrologie)

t : Tassements (0.65m)

AN : $H_b = 55.14 \text{ m.}$

IV.4.2 Calcul de la largeur en crête

D'après l'étude d'optimisation, nous avons trouvé

$bc = 11.1 \text{ m}$

IV.4.3 Longueur en crête

La longueur en crête c'est un paramètre qui est défini topographiquement après l'implantation de notre barrage en tenant compte la forme et la topographie de site ; dans notre cas :

$L_{cr} = 808 \text{ m.}$

IV.4.4 Choix des pentes des talus

La pente des talus doit assurer leur stabilité statique, c'est à dire que les fruits de talus

sont fixés par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. Le tableau suivant donne les valeurs des pentes des talus en fonction de la hauteur et du type du barrage.

Tableau IV.01 : Valeurs indicatives des pentes des talus (Source : ANBT)

Hauteur du barrage	Type de barrage	fruit	
		amont	aval
$0 < H < 5$	- Homogène. - A Zone.	2.5	2
		2	2
$5 \leq H < 10$	- Homogène (granulométrie étendue). - Homogène à fort pourcentage d'argile. - A Zone.	2	2
		2.5	2.5
		2	2.5
$10 \leq H \leq 20$	- Homogène (granulométrie étendue). - Homogène à fort pourcentage d'argile. - A Zone.	2.5	2.5
		2.5	3
		2.5	3
$H > 20$	- Homogène granulométrie étanche - A zones	3	2.5
		3	3

D'après le tableau des fruits des talus, en fonction de la hauteur et le type de barrage nous choisissons les pentes.

IV.5 Remblai en terre homogène

IV.5.1 Pentes des talus

Fruits des talus d'après le tableau IV.01

- Parement amont $m_1 = 3$.
- Parement aval $m_2 = 2.5$.

IV.5.2 Protection des talus

Les talus doivent être protégés contre les dangers naturels : l'érosion provoquée par le batillage de vagues, le ruissellement des eaux de pluie, l'action des vents.

Cette protection prémunie également des dangers externes : les animaux creuseurs de terriers dans le corps de la digue, le piétinement des troupeaux domestiques et les agissements de l'homme.

IV.5.2 .1 Talus amont

➤ Tennessee Valley Authority (T.V.A)

Préconise une formule empirique pour déterminer l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement pour la protection du talus amont.

$$e = C.V^2 \quad (IV.02)$$

Avec :

V : Vitesse des vagues déterminé par la formule de Gaillard ($V=3.38$ m/s).

C : Coefficient qui dépend du fruit du talus et du poids spécifique γ_p de l'enrochement utilisé.

Il est donné par le tableau ci-dessous.

Tableau IV.02 : Valeurs du coefficient C

Fruit de talus	Valeurs de C pour les différents γ_p		
	$\gamma_p=2.5$	$\gamma_p=2.65$	$\gamma_p=2.80$
1/4	0.027	0.024	0.022
1/3	0.028	0.025	0.023
1/2	0.031	0.028	0.026
1/1.5	0.036	0.032	0.030
1/1	0.047	0.041	0.038

A partir du tableau IV.2, pour $\gamma_p=2.5$ t/m³ et $m = 3$, nous trouvons $C = 0.028$.

$$e = 3.38^2 \times 0.028 = \mathbf{0.32 \text{ m}}$$

Quant aux dimensions des éléments, elles seront telles que 50 % de l'enrochement soit constitué de blocs d'un poids égal ou supérieur au poids calculé suivant la formule :

$$W = 0.52 \cdot \gamma_p \cdot e^3 \quad (\text{IV.03})$$

$$AN / \quad \mathbf{W = 0.04260 \text{ tonne}}$$

➤ US ARMY corps of Engineers

Les ingénieurs d'US ARMY utilisent un tableau déterminé à partir d'abaques qui permettent d'obtenir l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement et les dimensions minimales des blocs de roche en fonction de la hauteur de la vague.

Tableau IV.03 : Epaisseur de l'enrochement et D50 minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche(m)	D ₅₀ minimal (m)
0-0.30	0.30	0.20
0.30-0.60	0.40	0.25
0.60-1.20	0.45	0.30
1.20-1.80	0.55	0.40
1.80-2.40	0.70	0.45
2.40-3.00	0.80	0.55

D'après L'U.S.B.R on déduit $H_v = 0.91$ m par conséquent à partir du tableau IV.3 on a :

$$e_{\min} = 0.45 \text{ m.}$$

$$D_{50\min} = 0.30 \text{ m.}$$

Après comparaison des résultats obtenus par les 2 méthodes, et pour des raisons de sécurité nous optons pour une épaisseur **$e_{\min} = 0.45 \text{ m}$** et un diamètre de 50% des blocs

$$D_{50\min} = 0.30 \text{ m.}$$

IV.5.2.2 Talus aval

Pour les barrages en sol homogène la solution la plus ré pondue et la plus économique consiste à réaliser un enherbement sur un couche de terre végétale d'une épaisseur de 30cm ou bien un couche d'enrochement d'épaisseur de 30 cm pour plus sécurité

Généralement, on prévoit des risbermes parallèles à la ligne de crête, avec une légère pente vers la digue pour pouvoir évacuer les eaux de pluies.

IV.5.3 Calcul des drains

IV.5.3.1 Dimensionnement du Drain Tapis

$$L_d = \frac{L_b}{3} \quad (\text{IV.04})$$

Avec :

L_b : La longueur en crête tirée à partir du plan de l'aménagement, est égale :

$$L_b = 96 \text{ m.}$$

Donc :

$$L_d = 96 \text{ m}$$

IV.5.3.2 Dimensionnement du drain vertical

Le drain vertical, placé au centre du barrage, constitue une solution pour la variante (digue homogène avec drain vertical).

La largeur minimale du rideau constituant le drain est de 1m, nous prenons une largeur de 1 m.

L'eau de percolation interceptée par ce drain est évacuée par le tapis drainant, Le niveau du drain vertical est au niveau NPHE.

$$N_{dr} = 1128.73 \text{ m NGA}$$

IV.5.3.3 Dimensionnement du prisme aval

➤ Hauteur

$$H_p = (0.15 \div 0.2) H_b \quad (\text{IV.05})$$

Avec : H_b : hauteur du barrage, $H_b = 55.5 \text{ m}$.

$$AN : H_p = 11 \text{ m}$$

➤ **Largeur en crête**

$$b_p = (1/3 \div 1/4) H_p \quad (\text{IV.06})$$

$$\text{AN : } b_p = 1/4 \times 5 = 2.75\text{m}$$

Nous prenons : **$b_p = 2.75\text{m}$**

➤ **Fruits de talus**

$$m_1 = (1 \div 2.5) \quad (\text{IV.07})$$

$$m_2 = (1.5 \div 2.5) \quad (\text{IV.08})$$

Nous prenons : **$m_1 = 2$** et **$m_2 = 2.5$** .

➤ **Largeur en base du prisme**

Elle est exprimée par :

$$B_p = b_p + (m_1 + m_2) H_p \quad (\text{IV.09})$$

$$\text{AN : } B_p = 2.75 + (2 + 2.5) \times 11 = 24\text{m}$$

$$\mathbf{B_p = 24\text{ m .}}$$

IV.6 barrage enrochement à noyau d'argile

IV.6.1 Pentes des talus

Fruits des talus d'après le tableau IV.01 :

- Parement amont $m_1 = 2.5$
- Parement aval $m_2 = 2.5$

IV.6.2 Protection des talus

IV.6.2.1 Talus amont

➤ **Tennessee Valley Authority (T.V.A)**

A partir du tableau IV.02, pour : $\gamma_p = 2.5 \text{ t/m}^3$ et $m = 3$, nous trouvons $C = 0.028$.

$$e = 3.38^2 \times 0.028$$

$$\mathbf{e = 0.32\text{ m}}$$

Quant aux dimensions des éléments, elles seront telles que 50 % de l'enrochement soit constitué de blocs d'un poids égal ou supérieur au poids calculé suivant la formule :

$$W = 0.52 \cdot \gamma_p \cdot e^3 \quad (\text{IV.10})$$

$$\text{AN : } \mathbf{W = 0.0426\text{ tonne.}}$$

➤ Méthode de l'US Army Corps of Engineers

La hauteur des vagues H_v est égale à 0.91 m, à partir du tableau IV.3 Nous trouvons :

$$e_{min} = 0.45m.$$

$$D_{50min} = 0.30 m.$$

Après comparaison des résultats obtenus par les 2 méthodes, et pour des raisons de sécurité nous optons pour une épaisseur d'enrochement $e=0.45m$ et un diamètre de 50%

des blocs $D_{50}=0.3 m$

IV.6. 3 Etanchéité de la retenue

IV.6.3.1 Noyau

Le noyau est un organe qui assure l'étanchéité de la retenue et diminue ainsi le débit de fuite. Il est réalisé en matériau imperméable disponible au niveau de la zone d'emprunt. Dans notre projet nous utiliserons les argiles

Les matériaux destinés à la confection du noyau doivent répondre aux exigences suivantes :

- ✓ Avoir une résistance au cisaillement appréciable.
- ✓ Avoir une grande imperméabilité.
- ✓ Être insolubles dans l'eau et ne pas contenir de particules de gypse.

➤ Largeur en crête

$$\text{On a : } b_{min} = 1/6 \times H_b \quad (IV.11)$$

$$\text{AN : } b_{min} = 1/6 \times 55.5$$

$$\text{d'où } b_{min} = 9.25 m$$

$$\text{On prend : } b_{min} = 10 m$$

➤ Pente des talus

$$\text{➤ On a : } m_1 = m_2 = (0.35 \div 0.85)$$

$$\text{On prend : } m_1 = m_2 = 0.5$$

➤ Hauteur du noyau

$$H_n = H_b - 1 \quad (IV.12)$$

$$\text{AN : } H_n = 54.14 m$$

➤ Largeur à la base du noyau

$$b_{base - noy} = 2.m. H_n + b_{min} \quad (IV.13)$$

$$\text{AN : } b_{base - noy} = 65.14 m$$

$b_{base - noy}$ doit vérifier la condition suivante :

$$b_{base - noy} \geq b_{base - adm} = \frac{\Delta H}{i_{adm}} \quad (IV.14)$$

Avec :

- ✓ ΔH : Différence de charge entre l'amont et l'aval ; $H=H_1-H_2$
- ✓ H_2 : Hauteur d'eau à l'aval, $H_2=0$.
- ✓ H_1 : Hauteur d'eau à l'amont, $H_1=48.73$ m.
- ✓ B_{noy} : Largeur à la base du noyau (m)

J_{adm} : Gradient hydraulique du noyau admissible. Il est donné en fonction de la nature du sol de fondation.

Les tableaux VI.4 et VI.5 nous permettent de déterminer le gradient hydraulique J_{adm} .

Tableau VI.04 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation

Type de sol de fondation	Classes des barrages			
	I	II	III	IV
	Hauteur barrage (m)			
Sols rocheux	>100	70÷100	25÷70	<25
Sols sablonneux, pierreux, terrain argileux non plastique	75	35÷75	15÷35	<15
Terrain argileux Plastique	>50	25÷50	15÷25	<15

D'après le tableau VI.04 , le barrage de notre projet est de **classe III**.

Tableau VI.05 : Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage

Type de sols de Fondation	Classes des barrages			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.5	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

D'après le tableau, $I_{\text{adm}} = 1.8$

$$b_{\text{base-adm}} = \frac{48.73 - 0}{1.8} = 27 \text{ m}$$

$$b_{\text{base-noy}} = 65.5 \text{ m} > b_{\text{base-adm}} = 27 \text{ m}$$

Condition vérifiée alors on prend : $b_{\text{base-noy}} = 65.5 \text{ m}$

Caractéristiques du noyau	
Largeur en crête (m)	10
Hauteur du noyau (m)	54.5
Largeur à la base du noyau (m)	65.5
Pente des talus	0.5

IV.6.3.2 Clé d'étanchéité

La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui du noyau. Sa hauteur à partir du terrain naturel est de 3.5 m. Cette hauteur va en diminuant en direction des rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage (découvert de l'assiette) soit 0.50 m. La pente des talus de la clé d'étanchéité est : $m=1$.

IV.7 Digue en enrochement a masque en béton

IV.7.1 Pentes des talus

- Parement amont $m_1 = 2.5$
- Parement aval $m_2 = 2.5$

IV.7.2 Masque en béton

L'épaisseur du masque en béton est déterminée par la formule de MATERON :

$$e = 0.3 + 0.002 \times H_b \quad (\text{IV.15})$$

AN: $e_{\text{min}} = 0.41 \text{ m}$

IV.8 Evaluation du Coût des matériaux pour les différentes variantes

❖ Variante 1 : barrage homogène

Tablau IV.07 les coupes et les volumes du remblais

Coupe N°	Hi(m)	Bi(m)	Si	Simoy	Li	Vi
0	0	11,2	0	910,28863	228,395	207905,372
1	23,77	141,957	1820,57726	2973,11207	134,73	400567,389
2	36,75	213,325	4125,64688	5946,99941	192,615	1145481,29
3	51,15	292,536	7768,35194	8420,83117	101,78	857072,196
4	55,44	316,12	9073,3104	6792,1329	78,685	534438,977
5	38,52	223,038	4510,9554	2255,31094	71,93	162224,516

Le volume totale de recharge : $V = 3307689.7 \text{ m}^3$

Ripe rap : $V = 0.45 * 148.46 * 808 = 54030.96 \text{ m}^3$

❖ Variante 2 : barrage zonné avec noyau argileux

On fait des coupes pour pouvoir calculer les différents volumes à partir du profil en long :

Tableau IV.08 les coupes et les volumes de la digue

Coupe N°	Hi(m)	Bi(m)	Si (m2)	Simoy (m2)	Li (m)	Vi(m3)
0	0	11,2	0	910,28863	228,395	207905,372
1	23,77	141,957	1820,57726	2973,11207	134,73	400567,389
2	36,75	213,325	4125,64688	5946,99941	192,615	1145481,29
3	51,15	292,536	7768,35194	8420,83117	101,78	857072,196
4	55,44	316,12	9073,3104	6792,1329	78,685	534438,977
5	38,52	223,038	4510,9554	2255,4777	71,93	162236,511

Tableau IV.09 Les coupes et les volumes du noyau

Coupe N°	Hi(m)	Bi(m)	Si (m2)	Simoy (m2)	Li (m)	Vi (m3)
0	0	11,2	0	840,68513	228,395	192008,28
1	22,77	136,457	1681,37026	2798,22107	134,73	377004,324
2	35,75	207,825	3915,07188	5696,81891	192,615	1097292,77
3	50,15	287,036	7478,56594	8119,25317	101,78	826377,587
4	54,44	310,62	8759,9404	6525,3039	78,685	513443,538
5	37,52	217,538	4290,6674	2141,02444	71,93	154003,888

Le volume totale du barrage :

$$\sum Vi = 3307701.7 \text{ m}^3$$

Le volume du noyau argileux :

$$\sum Vi = 3006126.5 \text{ m}^3$$

Le volume l'enrochement :

Le volume total du barrage – le volume du noyau = **301575.24 m³**

Ripe rap : $V=0.45 \times 148.46 \times 808 = 54030.96 \text{ m}^3$

❖ **Variante 3 : barrage zoné à masque en béton**

Le volume totale du masque en béton : **V masque = 55995 m³**

Tableau IV.10 les coupes et les volumes des recharges

Coupe N°	Hi(m)	Bi(m)	Si	Simoy	Li	Vi
0	0	10,79	0	905,41496	228,395	206792,25
1	23,77	141,547	1810,82992	2960,70465	134,73	398895,737
2	36,75	212,915	4110,57938	5928,9795	192,615	1142010,39
3	51,15	292,126	7747,37962	8398,97981	101,78	854848,165
4	55,44	315,71	9050,58	6772,87192	78,685	532923,427
5	38,52	222,628	4495,16384	2247,42131	71,93	161657,015

Le volume des recharges : **V= 3297127 m³**

Tableau IV.11 : Coût de différentes variantes de la digue

variantes	Matériaux	Quantités (m ³)	Prix d'unité (DA)	Coût (DA)	Coût total (DA)
homogene	recharge	3307689,7	900	2976920730	2976920730
	rip rap	54030.96	1200	60474000	
zoné	recharge	301575,24	900	271417716	3277544216
	noyau	3006126,5	1000	3006126500	
	rip rap	54030.96	1200	60474000	
Masque à béton	recharge	3307689,7		2976920730	4936745730
	beton	55995	35000	1959825000	

Conclusion :**Comparaison des résultats et discussions**

D'après les résultats du tableau IV.11 , nous pouvons choisir la première variante, car elle est la plus économique et la plus facile à mettre en place techniquement, mais avant tout rappelons que la 1ère variante est celle du barrage homogène entièrement constitué d'argiles imperméables dans la zone d'emprunt, d'après les normes de construction, devra garantir des réserves en matériaux d'au moins 1,5 à 2 fois le volume du remblai avec des qualités requises pour leur utilisation.

Néanmoins, d'après les analyses d'investigation de la zone d'emprunt, l'estimation quantitative des argiles est insuffisante pour opter pour une variante d'une digue homogène, pour cela nous allons opter pour une digue en enrochement avec noyau étanche en argile.

CHAPITRE V

ETUDE DE LA

VARIANTE CHOISIE

Introduction

En raison des conditions topographiques et surtout géologiques (fondations calcaires et conglomératiques, à caractéristiques mécaniques médiocres) ainsi que des matériaux présents à proximité du site, le choix du type de barrage s'est porté sur un barrage en enrochement, constitué d'un noyau central en argile avec filtres et de recharges amont et aval en enrochement calcaires.

Une fois que le choix de la variante est déterminé, une étude détaillée de la digue s'impose et cela on va aborder tous les éléments en détail et pouvoir établir les pièces graphiques d'exécution du projet.

V.1 les dimensions de la variante choisie

- La hauteur du barrage : 55.14 m
- Largeur en crête : 11m
- La pente des talus :
 - Le parement amont : 2.5
 - Le parement aval : 2.5
- **Le noyau :**
 - Pentes du noyau amont et aval : 0.5 ;
 - Une largeur à la crête de 10 m et en fondation de 64.50 m.
- **Les bermes :** une berme chaque les 15 mètres de 3 mètres de largeur pour les deux talus amont et aval.

V.1. Protection des talus:

Les talus doivent être protégés contre les dangers naturels : l'érosion provoquée par le battillage de vagues, le ruissellement des eaux de pluie, l'action des vents.

Cette protection prémunit également des dangers externes : les animaux creuseurs de terriers dans le corps de la digue, le piétinement des troupeaux domestiques et les agissements de l'homme.

V.1.1 Talus aval:

Pour les barrages en sol homogène la solution la plus répondeuse et la plus économique consiste à réaliser un enherbement sur une couche de terre végétale d'une épaisseur de 30cm ou bien une couche d'enrochement d'épaisseur de 30 cm pour plus de sécurité.

Généralement, on prévoit des risbermes parallèles à la ligne de crête, avec une légère pente vers la digue pour pouvoir évacuer les eaux de pluies.

Dans ce barrage la protection du talus assurée par une couche d'enrochement qui est un revêtement perméable (calcaires) d'une épaisseur de 1 m.

V.1.2 Talus amont:

L'enrochement est la solution la plus couramment utilisée pour la protection du talus amont exposé au battillage des vagues. C'est également la solution la plus économique et cela, quel que soit le type de digue en terre.

Le parement amont comporte une couche de protection d'enrochement (rip-rap) d'épaisseur 1 m,

permettant de stabiliser la recharge en calcaire et pour éviter l'érosion des matériaux terreux
La qualité des matériaux doit répondre aux plusieurs critères, la résistance au cisaillement, la densité. Insolubilité à l'eau.....ext

V.2 Dimensionnement des filtres et drains

- Un drain est un organe qui évacue les eaux percolant au sein du massif.
- Un filtre est un organe qui bloque la migration des particules fines éventuellement entraînées par la circulation de l'eau dans le massif (mécanisme d'érosion interne).

Sous l'action de la charge hydraulique à l'amont du barrage, l'eau s'infiltre progressivement dans le massif du barrage et dans ses fondations. Il convient d'éviter que les résurgences des eaux infiltrées à l'aval ne menacent la stabilité de l'ouvrage par création de renard ou par destruction partielle du pied aval du barrage.

Dans notre cas ce n'est pas nécessaire d'utiliser un drain car la fondation est rocheuse donc drainante elle même contrairement à l'organe d'étanchéité qu'on va protéger par un filtre et un filtre inverse
Pour plus de sécurité on peut prévoir une conduite perforée pour drainer les eaux collectée

V.2.1 Calcul des filtres

Les filtres sont de minces couches successives de matériaux perméables dont la grosseur des éléments augmente dans la direction de l'écoulement. Ces filtres doivent assurer une transition entre une couche à granulométrie donnée vers une couche à granulométrie plus grossière. Si un filtre est constitué par plusieurs couches, chacune doit jouer le rôle de filtre vis-à-vis de la précédente.

Règles des filtres :

- L'exigence primordiale aux sols des filtres, qu'ils doivent vérifier, les conditions de l'absence du renard.

Condition 1 :

$$\frac{D_{15}}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt[6]{\eta \cdot (1 + 0,05 \eta)} \frac{n}{1-n} \quad \text{d'où}$$

- η : Coefficient d'homogénéité du sol du filtre, $\eta = D_{60}/D_{10}$;
- $\eta = D_{60}/D_{10}$
- n : Porosité du sol en fonction d'unité $n = n_0 - 0,1 \log \eta$;
 - $n_0 = 0,4$ pour les sols caillouteux ;
 - $n_0 = 0,45$ pour les sols argileux.

Condition 2 :

Vérification des suffisances de perméabilité :

$$K_F = (2 + \sqrt[6]{\eta} \cdot K) \quad (\text{m/s}) \quad \text{d'où :}$$

- K : Coefficient d'infiltration du sol protégé (m/s) ;
- K_F : Coefficient de perméabilité du filtre (m/s).

V.2.2 Détermination du fuseau granulométrique du filtre

Selon les critères :

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40$$

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58$$

On trace les limites des couches de filtres avec :

- D15 : Diamètre de filtre ;
- d15 : Diamètre du sol à protéger.

Granularité de sol protégé :

$$d_{15} = 0,00025 \text{ mm ;}$$

$$d_{50} = 0,003 \text{ mm ;}$$

$$d_{85} = 0,045 \text{ mm.}$$

- La première couche de filtre est entre des terres du corps du barrage et la première couche de drain a les limites suivantes :
 - $0,003 \text{ mm} < D_{15} < 0,01 \text{ mm ;}$
 - $0,036 \text{ mm} < D_{50} < 0,174 \text{ mm.}$

donc:

$$D_{15} = 0,0065 \text{ mm ;}$$

$$D_{50} = 0,105 \text{ mm.}$$

La deuxième couche des filtres on la détermine des fuseau granulométrique de première couche :

$$0,078 \text{ mm} < D_{15} < 0,26 \text{ mm ;}$$

$$1,26 \text{ mm} < D_{50} < 6,09 \text{ mm.}$$

D'où la courbe granulométrique moyenne a les dimensions suivantes :

$$D_{15} = 0.169 \text{ mm ;}$$

$$D_{50} = 3,675 \text{ mm.}$$

V.2.3 Vérification de l'absence de renard dans le sol des filtres :Filtre N° 1 :

Condition 1 :
$$\frac{D_{15}}{D_{17}} \geq 0,32\sqrt[6]{\eta}(1 + 0,05\eta) \frac{n}{1 - n}.$$

$$d_5 = 0,00018\text{mm} ; d_{10}=0,00022\text{mm} ; d_{15}=0,00025\text{mm} ;$$

$$d_{17}=0,0003\text{mm} ; d_{50}=0,003\text{mm} ; d_{85}=0,0045\text{mm} ; d_{60}=0,009\text{mm}.$$

- $\eta=D_{60}/D_{10} = 0,18/0,0045=40$ Coefficient d'hétérogénéité ;
- $n_o = 0,45; n=0,289$
- $D_{15}/D_{17}=0,81 > 0,26$
- La condition est vérifiée donc pas de phénomène de renard dans le sol.

Condition 2 : $K_F > (2 + \sqrt[6]{\eta})K$

$$K = 2,357 \cdot 10^{-9} ;$$

$$K_F > 9,07 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}.$$

Condition 3 : (zone de transition)

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,0065}{0,08} = 0,81 < 4$$

- La condition est vérifiée donc pas de zone de transition.

Filtre N°2 :

Condition 1 :
$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32\sqrt[6]{\eta}(1 + 0,05\eta) \frac{n}{1 - n}$$

$$D_5/D_{17}=0,43 > 0,33 : \text{pour } n=0,286 ; \eta=13,636.$$

- La condition est vérifiée de non-existence du phénomène de renard.

Condition 2 : $K_F > (2 + \sqrt[6]{\eta})K$

$$K = 10^{-8} ;$$

$$K_F > 3,54 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}.$$

Condition 3 : (zone de transition)

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,0065}{0,0045} = 1,44 < 4$$

La condition est vérifiée.

V.2.4 Conclusion :

On prévoit :

- Une première couche de filtre en sable d'épaisseur =30 cm ;
- La deuxième couche est en gravier d'épaisseur =30cm ;

V.2.5 Phénomène de renard:

La circulation d'eau d'infiltration au sein du barrage et de sa fondation peut créer un danger sur la stabilité de l'ouvrage, en amorçant un phénomène de renard dont le processus est le suivant :

Les grains en surface sont entraînés, les grains situés en dessous ne supportant plus le poids des grains supérieurs, sont entraînés à leur tour, il se forme ainsi un petit tunnel où la circulation d'eau est aisée, la distance de percolation à travers le terrain diminue, le gradient hydraulique moyen augmente, le phénomène a donc tendance à simplifier jusqu'à ce que le phénomène de renard se développe dans la retenue aval.

A ce moment là il se forme un fluide brutal et important causant un accident grave et pouvant même amener la ruine complète du barrage, ce genre de rupture peut se produire au bout de plusieurs années d'exploitation apparemment normale.

On voit que le danger est d'autant plus grand que le risque de l'entraînement des grains est élevé plus les grains sont de diamètre petit plus ils sont facilement entraînés.

V. 3 Traitement de la fondation

Le traitement de fondation est représenté par l'injection que ce soit pour le traitement de peau ou bien le voile d'étanchéité. En générale l'injection consiste à faire pénétrer dans un milieu plus ou moins perméable un matériau par pompage en utilisant des presses, ce matériau peut être un liquide, suspension, émulsion, mortier,... etc.

Dans le cas de barrage de Draa Diss, l'injection est faite par un liquide qu'on appelle le coulis d'injection, mélange d'eau, ciment, bentonite et l'adjuvant.

La bentonite pour but de diminuer la décantation, améliorer la viscosité, et fermer les fissures à cause de la propriété de gonflement, le sika fluide est l'adjuvant utilisé.

L'injection s'effectue généralement par des forages réalisés dans le milieu à traiter.

L'injection a pour but d'améliorer les caractéristiques du milieu traité (améliorer la résistance mécanique et réduire la perméabilité).

L'étude géologique de l'avant projet détaillé (APD) fait par le bureau d'étude COYNE ET BELLIER a montré que la nature du terrain sous le barrage est présentée par des marno- calcaires et des conglomérats.

Le voile d'injections :

C'est de loin la technique la plus répandue pour traiter la fondation.

Le voile est constitué de multiples forages situés dans un même plan. Ces forages ne sont pas nécessairement parallèles afin d'ajuster leur orientation en fonction de la présence d'une galerie ou pour recouper au mieux certains plans de faiblesse à injection.

La profondeur du voile est commandée par la nature l'épaisseur et la perméabilité des terrains sous le barrage, le voile descend jusqu'au très bon rocher si celui-ci a une profondeur raisonnable. On procède habituellement à des forages et injections en plusieurs phases avec des forages primaires entre lesquelles sont réalisés des forages secondaires et si nécessaire tertiaire.

V.4 Dispositif d'étanchéité

V.4.1 Noyau

Le corps du barrage comporte un noyau central symétrique en argile, la mise en place des matériaux argileux est conduite à obtenir un remblai stable et homogène sans stratification horizontales et sans lentilles ou poches des matériaux indésirables ni blocs ou motte d'argile non enrobés.

Les remblais mise en place par des couches ne dépassent pas 15cm et compacté au moyen d'un rouleau à pied dameurs ou rouleaux à pneu rependant aux caractéristiques bien définie, avec une vitesse ne dépasse pas 5km/h.

Chaque couche va avoir 6 passes sachant que le passe signifie l'aller et le retour.

Le dimensionnement du noyau dans l'étude des variantes, nous a donné les résultats suivants :

Tableau V.05: Caractéristiques du noyau

Hauteur (m)	54.5
Largeur en crete (m)	10
Largeur à la base (m)	65.5
Pente du talus	m=0.5

V.4.2 Clé d'étanchéité

En principe, le remblai peut reposer directement sur les sédiments. Ils sont étanches et ont été consolidés par les milliers d'années de dépôt. Il faut toutefois noter que localement des dépôts granuleux ont été observés à proximité du substratum rocheux, à la base des sédiments. Ce constat implique de prévoir une clé de remblai jusqu'au rocher afin de réduire les risques de fuite au travers de ces sédiments peu étanches. Les matériaux excavés pour la réalisation de cette clé pourront être réutilisés pour le remblai. La profondeur de la clé d'encrage est exécutée jusqu'à 3.5 m, L'épaisseur d'élément (clé d'ancrage) est égale (3-4) m. en prend b= 4 m. Les talus m1=m2=1.

V.5 Bermes

Les bermes servent à augmenter la stabilité des talus, les protéger contre les affouillements et à faciliter les travaux au cours de construction, (Faciliter l'accès à tout endroit de bief).

Ils sont exécutées pour des hauteurs de (5÷15) m, leur largeurs varient de (2 ÷ 3) m, avec des pentes de l'ordre de (1‰) au talus aval pour favoriser l'évacuation des eaux pluviales. On disposera d'une berme pour chaque talus.

<i>Bermes</i>	<i>Cotes</i>	<i>Amont</i>	<i>Aval</i>	<i>Largeur</i>
1^{ère} berme		1089.8m NGA	1089.8m NGA	3 m
2^{ème} berme		1104.8 m NGA	1104.8 m NGA	3 m
3^{ème} berme		1119.8 m NGA	1119.8 m NGA	3 m
4^{ème} berme		1129.8 m NGA	1129.8 m NGA	3 m

V.6 Protection de la crête

La crête doit être constituée de matériaux insensibles à l'eau, et à la circulation des véhicules, la couche de protection doit être méthodiquement compactée (une couche de grave argileuse compactée).

La crête est profilée soigneusement, afin d'éviter les infiltrations dans le corps du barrage), on préconise, en ce sens, d'adopter un dévers amont uniforme de (3 à 4) % qui permet d'évacuer les eaux de pluie vers le parement amont (mieux protégé).

V.7 Etude des infiltrations

V.7.1 Hypothèses de calcul de la ligne de saturation

Il s'agit tout d'abord de déterminer la ligne de saturation dont le calcul suppose les hypothèses suivantes :

Que la perméabilité horizontale est identique à celle verticale.

Que la ligne de saturation suit la loi de la parabole de Kozeny.

Que le calcul se fera pour la section critique de la digue.

La parabole de la courbe de Kozeny s'écrit comme suit :

$$Y^2 - Y_0^2 - 2X Y_0 = 0 \Rightarrow Y^2 = Y_0^2 + 2X Y_0 \quad (V.03)$$

$$Y_0 = (h^2 + d^2)^{0.5} - d$$

Avec

-h : la hauteur de la retenue normale (h = 55.5m).

-d : la largeur en base diminuée de 0.7b (d = 191.8).

-b : projection horizontale de la partie mouillée de la partie amont b = 138.16m

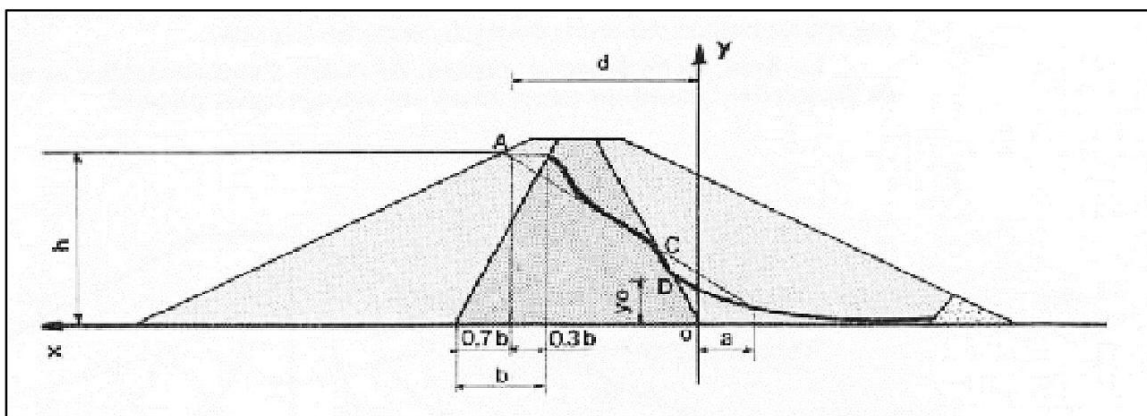


Figure.V. 01 : Schéma simplifié des données nécessaires pour trouver la parabole de Kozeny.

Déterminer graphiquement On trouve $Y_0=7.87\text{m}$

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

L'équation de parabole s'écrit : $Y = (15.74 x + 61.93)^{0.5}$

Tableau V.06 : Coordonnées de la parabole de Kozeny

X	0	5	20	35	50	65	80	95	110	125	140	155	170
y	6	9,797	16,613	21,354	25,219	28,565	31,55	34,292	36,82	39,19	41,42	43,543	45,563
		959	25	16	04	71	947	86	391	184	463	08	14

V.7.2 Détermination de la position de C :

C : point d'intersection de la ligne de saturation avec le talus aval du noyau

L'origine étant au foyer O, ou :

$$\rho = Y_0 / (1 - \cos \alpha) \quad (\text{V.04})$$

Avec : ρ : Rayon polaire

α : Angle polaire avec l'axe de la parabole.

A.N : $\rho = Y_0 / (1 - \cos \alpha) = 6 / (1 - \cos 68.20) = 9.54$

Soit $a = OC$ avec C, point d'intersection de la ligne de saturation avec le talus aval

α : Angle du talus avec l'horizontale, nous aurons alors, un système d'équations :

$$\rho = a + \Delta a \quad (\text{V.05})$$

$$\rho = Y_0 / (1 - \cos \alpha)$$

D'où nous aurons : $a + \Delta a = Y_0 / (1 - \cos \alpha)$

A partir de l'abaque de Cazagrande (1937) l'angle est en fonction du rapport

$$\frac{\Delta a}{a + \Delta a}$$

On a : $\alpha = 68.20^\circ$

D'où d'après l'abaque :

$$\frac{\Delta a}{a + \Delta a} = 0.28$$

$$\rho = a + \Delta a = 9.54$$

On trouve : $\Delta a = 2.68\text{m}$ et $a = 6.86\text{ m}$.

V.8 Calcul du débit de fuite par infiltration

V.8. 1 Calcul du débit d'infiltration dans la digue

Pour arriver à calculer ce débit, il suffit d'appliquer la loi de Darcy:

Le débit de fuite à travers le noyau est déterminé par la formule suivante (loi de D

$$Q = K.I.A$$

$$(\text{V.06})$$

Q: est le débit d'infiltration par unité de longueur en ($\text{m}^3/\text{s/ml}$).

K:coefficient de perméabilité en (m/s), $K=10^{-7} \text{ cm/s}$.

I : gradient hydrauliques.

A: section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydrauliques est déterminer par : $I=dy/dx$ et $A=y.1$.

Donc $Q=K.ydy/dx$ Avec $ydy/dx = y_0$.

D'où $Q=K.y_0 \text{ m}^3/\text{s/ml}$.

Le débit total à travers le barrage sera donc Q.L.

Sachant que $Y_0=7.87 \text{ m}$.

On obtient ensuite un débit d'infiltration qui égale à :

$$q= 6.358*10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}.$$

Le débit total à travers le barrage en une année sera : $q=200.53 \text{ m}^3/\text{an}$

V.9 – Étude de stabilité :

V.9.1 - Généralité sur la stabilité des barrages (Talus) :

L'étude de stabilité d'un barrage en remblai est fondamentale dans la mesure où elle doit aboutir, pour l'essentiel, à la définition de la géométrie de l'ouvrage (Pente des talus, en particulier) et des principes de drainage à appliquer : deux paramètres qui conditionnent, bien sur, le volume et la nature des matériaux à mettre en oeuvre et, donc, le prix de revient final de l'aménagement.

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

V.9.2 - Conséquences de l'instabilité des talus :

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

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

Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement :

1. A la fin de construction (combinaison quasi permanente).
2. Fonctionnement normal (Retenue au **NNR**) (combinaison quasi permanente).
3. Lors d'une vidange rapide (talus amont) (combinaison fréquente).

La vérification des talus de barrage par la méthode grapho-analytique consiste en détermination du coefficient de stabilité «**K**», qui est égal au rapport du moment des efforts de stabilité sur le moment des efforts de basculement (forces motrices), par rapport centre de glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible «**k_{adm}**» déterminé d'après le tableau (V.7).

Tableau V.07 :

<i>Coefficients de stabilité admissibles en fonction de la classe de l'ouvrage et des combinaisons de charges</i>				
<i>Combinaison des charges et actions</i>	<i>Classe du barrage</i>			
	I	II	III	IV
<i>Fondamentale</i>	<i>1,3÷1,2</i>	<i>1,2÷1,15</i>	<i>1,15÷1,1</i>	<i>1,1÷1,05</i>
<i>Spéciale</i>	<i>1,1÷1,05</i>	<i>1,1÷1,05</i>	<i>1,05</i>	<i>1,05</i>

sachant que notre barrage est de classe III

V.9.3 - PRINCIPE DU CALCUL DE STABILITE

Dans cette étude, le remblai du barrage Draa diss est considéré : En premier lieu comme étant homogène. trois cas peuvent être vérifiés :

Parement amont : cas - vidange rapide

Parement aval : cas – régime permanent

Parement aval cas- fonctionnement normal

Pour réaliser cette étude nous avons tenu compte des données suivantes :

de la géométrie de la digue

des caractéristiques des matériaux utilisés

Des différents niveaux d'eau dans la cuvette en fonction de l'exploitation du barrage (niveau de retenue normale et vidange rapide).

Du niveau piezométrique dans les différentes couches.

De l'accélération de la pesanteur en cas de séisme prévu pour une période de

retour de 500

ans.

sans séisme

$$F_s = (\Sigma C.L + \Sigma (N.tg\Phi - U)) / \Sigma T$$

avec séisme

$$F_{ss} = (\Sigma C.L + \Sigma (N.tg\Phi - U)) / (\Sigma T + \Sigma \alpha.G.dn/R)$$

ou

C- Cohésion.

L- Longueur déployée de la surface de rupture.

N- Contrainte normale.

T- Contrainte tangentielle.

Φ - Angle de frottement interne.

U- Pression interstitielle.

α - Coefficient d'intensité sismique de la zone. $\alpha=0,10$

dn - Bras de levier en m.

R – Rayon du cercle de glissement.

Pour tous les cas, les contraintes sont déterminées après les formules suivantes :

Contrainte normale :

$$N = S_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \gamma_i$$

S_i - surface élémentaire de la tranche

α_i - angle vertical de la tranche

γ_i - densité des matériaux

Contrainte tangentielle :

$$T = S_i \cdot \sin \alpha_i \cdot \gamma_i$$

Pression interstitielle :

$$U = S_i \cdot \sec \alpha_i \cdot \gamma_w$$

ou

γ_w - densité de l'eau

$$U = S_i \cdot b / \cos \alpha_i$$

La ligne de glissement éventuelle est un arc de cercle à trois paramètres inconnus : rayon, abscisse et ordonnée du centre. La partie instable du talus (au-dessus du cercle de glissement) est divisée en certain nombre de tranches verticales de largeur égale.

Les forces exercées sur une tranche n sont :

Le poids calculé G_n de chaque tranche est supposé agir au point de projection verticale du centre de gravité de la tranche sur la ligne de rupture. En ce point, le poids est décomposé en une force normale N , passant par le centre de rotation et une force tangentielle T_n .

Tel que :

$$G_n = \frac{N_n}{\cos \alpha_n} \quad \Rightarrow \quad N_n = G_n \cdot \cos \alpha_n$$

$$\sin \alpha_n = \frac{\text{numéro de la tranche}}{\text{nombre totale des tranches}}$$

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

$$G_n = b n (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3)$$

Avec :

$b n$: Largeur de la tranche .

γ_1 ou γ_d : Densité humide utilisée au dessus de la ligne phréatique.

γ_2 ou γ_{sat} : Densité saturée utilisée au dessus de la ligne de saturation.

γ_3 : Densité du massif de la fondation.

La force tendant à produire le déplacement est la force tangentielle T_n .

$$T_n = G_n \cdot \sin \alpha_n.$$

La force résistante est due au frottement et à la cohésion ; la force due au frottement est mesurée par :

- $N \tan \phi$ (ϕ = angle de frottement interne du sol), et due à la cohésion est égale à la cohésion unitaire C multipliée par la longueur de contact de la tranche considérée avec l'arc de rupture, mesurée par la longueur L (C.L). La force N_n à prendre en compte pour le calcul de stabilité doit être diminuée de la force P_n due aux interstitielle, $N \tan \phi$ est alors remplacée par $(N_n \tan \phi - U_n)$

$$U_n = \mu \cdot l_n = \gamma_w \cdot h_n \cdot l_n$$

Où :

γ_w : Poids volumique de l'eau.

h_n : Hauteur de la tranche n .

l_n : Longueur de l'arc délimitait.

La base de la tranche n , tel que :

$$l_n = \frac{b_n}{\cos \alpha_n}$$

La valeur minimale du facteur de sécurité est caractérisée par un centre de cercle critique qui définit en fin de compte la valeur à prendre en considération. Ce centre critique est généralement définit par itérations successives demandant ainsi énormément de temps. Diverses méthodes ont été établies pour définir rapidement le centre du cercle critique et de ce fait définir la valeur minimale du facteur de sécurité. La méthode de Fandeev est placée parmi les méthodes les plus fiables et les pratiques.

V.9.3 - Ordre de calcul :

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

$$R_1 = K_1 \cdot Hb \quad \text{et} \quad R_2 = K_2 \cdot Hb.$$

Hb : Hauteur totale du barrage.

K_1 et K_2 : sont déterminés d'après le tableau (V.08) en fonction de pentes de talus.

Tableau V. 08 : Valeurs des K1 et K2

<i>Pente de talus</i>	<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>
$K_1 = R_1 / Hb$	0,75	0,75	1,0	1,5	2,2	3
$K_2 = R_2 / Hb$	1,5	1,75	2,3	3,75	4,8	5,5

Donc $R_1 = 44.4m$ et $R_2 = 111m$

Le centre des rayons étant le point «B».

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

- On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur $b=0,1R$, on marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites par des chiffres négatifs en commençant de la partie « zéro » sous le centre de glissement (projection).
- Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :
 - Poids de la tranche « G ».
 - Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
 - Forces de pressions interstitielles.
 - Forces de Cohésion.
 - L'effort du séisme.
- Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :
 - Composante normale (forces stabilisatrices) :

$$N = G_n \cos \alpha \dots\dots\dots (V.07)$$

- Composante périphérique (forces déstabilisatrices) :

$$T = G_n \sin \alpha \dots\dots\dots (V.08)$$

Avec :

α : angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}}{10}$$

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

Tableau V.09 Caractéristique géotechnique

Paramètres	Unité	Digue	Fondation
ϕ°	Degré	29	29
C	KN/m ²	0.35	-
γ_{sat}	t/m ³	2.66	-
γ_d	t/m ³	2.38	2.3

La densité déjaugée $\gamma' = (\gamma_{sat} - \gamma_w) = 1.66 \text{ t/m}^3$

Calcul des forces appliquées à chaque tranche

A) Force de pesanteur (poids propre de la tranche)

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche. Elle est donnée par la formule suivante :

$$G_n = b (\gamma_1 . h_1 + \gamma_2 . h_2 + \gamma_3 . h_3) \dots\dots\dots (V.09)$$

Avec :

h_1 , h_2 , h_3 : hauteurs des tranches.

γ_1 : densité de la zone du massif située au-dessus de la ligne de saturation.

γ_2 : densité de la zone du massif située au-dessous de la ligne de saturation.

γ_3 : densité de l'assise.

b : largeur de la tranche.

B) Force de pression interstitielle

Dans le cas où le barrage est à son niveau normal de la retenue (NNR).

$$P = U . dl = \gamma_w . h . dl \dots\dots\dots (V.10)$$

Avec :

U : pression interstitielle.

dl : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

γ_w : poids volumique de l'eau $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$.

h : hauteur de la tranche.

C) Forces de cohésion

$$F_c = c . dl \dots\dots\dots (V.11)$$

C : Cohésion du sol (Matériau).

D : Forces dues au séisme

$$T = a . G_n \dots\dots\dots (V.12)$$

a : Coefficient de séisme.

G_n : Poids de la tranche

Tableau V.10 Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement

Cas de sollicitation		Coefficient de sécurité	
		Kss	Kas
Fin de construction	Talus aval		
	$R_1 = 85$	1,830556	1,2430514
	$R_2 = 90$	1,941823	1,2997335
	$R_3 = 95$	1,9238546	1,2913283
Pendant l'exploitation	Talus aval		
	$R_1 = 76.33$	1,8288226	1,187641
	$R_2 = 85$	1,8927127	1,2631284
	$R_3 = 90$	1,9030076	1,2856567
Vidange rapide	Talus amont		
	$R_1 = 90$	2,1083632	1,4259813
	$R_2 = 95$	2,1641985	1,4367551
	$R_3 = 105$	2,192028	1,5258726

Conclusion

La stabilité des talus est assurée due aux coefficients de stabilité nettement supérieurs aux coefficients admissibles selon la méthode de Fellenius.

CHAPITRE VI

ORGANISATION DE

CHANTIER

Introduction

L'organisation d'un chantier est l'ensemble des dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions possible d'un travail pour abaisser les coûts de production en favorisant à l'homme et à la machine un contexte favorable de façon à accroître la productivité.

Pour cela il faut :

- ✓ Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement.
- ✓ Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main-d'œuvre spécialisée.
- ✓ Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour lesquels, on adopte une mécanisation de plus en plus poussée.
- ✓ Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main-d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient.
- ✓

VI.1 ORGANISATION TECHNIQUE ET DONNEES PREPARATOIRES

L'ensemble des opérations essentielles dans l'organisation technique qui consiste à la préparation des documents qui donnent droit à l'organisme l'exécution des travaux de construction, cette opération passe par les étapes suivantes :

- ✓ Etablir l'ordre chronologique et la cadence des travaux selon la disponibilité des moyens.
- ✓ Déterminer les conditions d'approvisionnement du chantier en matériaux de construction concernant les zones d'emprunt la qualité et la quantité.

VI.2 TRAVAUX PREPARATOIRES ET INSTALLATION DE L'ENTREPRISE

Pour avoir une implantation convenable du chantier, on doit se disposer d'un terrain vaste et spacieux pour ménager les différentes aires de stockages de matériaux, des pistes de circulation d'engins, les locaux, les postes fixes de travail. On distingue les installations suivantes dans un chantier :

VI.2.1 Installations destinées aux personnels

Dans tout chantier de génie civil on retrouve pratiquement les mêmes installations destinées aux personnels qui sont en général :

- ✓ **Abris-clos et vestiaire** : Local aéré, éclairé, chauffé en saison froide. Local avec armoires (surface minimum du local $> 1.25 \text{ m}^2$ par personne).
- ✓ **Les réfectoires** : nous prévoyons un local de restauration si le nombre de repas > 25 . Tables et sièges en nombre suffisant (surface minimum $> 1.5 \text{ m}^2$ par personne). Garde-manger et chauffe gamelles installés dans l'abri ou dans un lieu couvert.

- ✓ **Les installations sanitaires** : Lavabos ou rampes pour la toilette : 1 orifice au moins pour 5 travailleurs. Local avec lavabos : un lavabo pour 10 personnes au plus. Douches obligatoires pour tous travaux salissants : 1 pour 8 personnes.
- ✓ **Poste de secours** : Boîte de secours présente dans tous les types de chantiers. Un infirmier est obligatoire pour 200 personnes.
- ✓ **Les bureaux de chantier** : Le nombre de bureaux à installer est indiqué par la maîtrise d'œuvre dans les pièces écrites.

VI.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux

Le matériau de construction doit être stocké et protéger des facteurs climatiques et des intempéries, pour les ciments on utilise des silos métalliques ou des baraquements en bois. Les agrégats peuvent être stocké en plein air, il suffit juste de les séparer par un croisement pour de différencier entre les types existants, les aciers sont stockés dans des hangars.

VI.2.3 Installations destinées à la réparation des engins

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé afin d'assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VI.2.4 Installations destinées pour la préfabrication

C'est l'ensemble des hangars équipés de matériels nécessaires pour la fabrication des éléments de l'ouvrage à savoir les poutres, les dalles, les conduites...etc.

VI.3 TRAVAUX DE REALISATION

VI.3.1 Travaux de terrassements

Pour réaliser les travaux de terrassement, les volumes et les surfaces des terres devaient être estimées par une bonne approche, ainsi que les masses volumiques des terrassements tout en tenant compte des méthodes et chemins les plus économiques dans la répartition et le transport de matériaux ainsi que les caractéristiques techniques de matériels mécaniques.

VI.3.2 Travaux d'excavations

Les dossiers des plans et le programme générale des travaux déterminent les travaux d'excavations qui comprennent le décapage de la terre végétale sur l'assise de la digue et celle de l'évacuateur de crue, aussi des zones d'emprunt, qui sera transporté vers une zone qui ne possède aucune influence sur le déroulement des travaux.

VI.3.3 Travaux secondaires

Ces travaux ont pour but d'exploiter tous les ouvrages dans les meilleures conditions possibles concernant l'aménagement des zones d'emprunt et la protection des décharges du risque d'érosion ainsi que leurs reboisements.

VI.4 MOYENS DES TRAVAUX DE CHANTIER

Concernant les moyens en personnels, l'entreprise devra indiquer nommément la personne responsable du chantier et son intérimaire, avec précision des titres et compétences et spécifier leur rôle et leurs tâches, cela est applicable aussi pour toutes personne travaille dans le chantier à citer les techniciens, les géotechniciens en travaux de terrassements de compactage, d'étanchéité....etc.

a) Moyens humains

On doit s'assurer que le personnel employé soit compétant et à la hauteur pour la réalisation des études et des travaux de construction, à savoir le personnel nécessaire pour réaliser un barrage est :

- Conducteur des travaux
- Contre maitre
- Chauffeurs pour les engins et les camions
- Ouvriers
- Ferrailleurs
- Soudeurs
- Coffreurs
- Topographes

b) Moyens Matériels

Pour l'exécution des travaux de terrassement, divers engins sont utilisés suivant la nature des travaux à accomplir :

Pour le compactage qui consiste en une augmentation artificielle de la densité d'un sol par des moyens mécaniques on a les engins généralement utilisés ci-après :

- **Compacteurs à pneus**

Est un engin de compactage anciennement à traction animale, aujourd'hui motorisé, caractérisé par des roues cylindriques lisses ou à relief dit « pied de mouton »



Figure VI.01 : Compacteur à pneus

- **Rouleaux à pieds dameurs**

Pour le compactage des sols fins, les rouleaux vibrants lisses pour les sols granulaires et rocheux



Figure VI.02 : Compacteur à rouleaux

En ce qui concerne le prélèvement et le transport des matériaux, les deux moyens couramment utilisés sont :

- **Décapeuse automotrice (grader)**

Est généralement utilisée pour l'arasement des sols. Cet engin possède une benne avec tiroir éjecteur pouvant se surbaïsser et qui, par l'effet du déplacement de la machine, permet d'extraire les matériaux. Ceux-ci seront ensuite transportés sur le lieu de déchargement pour finalement y être répandus en couches.

Ces engins travaillent généralement en duo car ils sont poussés (un tampon se trouve à l'arrière) par un bulldozer équipé d'une lame spéciale dite « pousse ». Ce type de scraper dit « poussé » est le plus répandu.

L'engin peut aussi être autonome, du type « automoteur ». Par le biais d'une chaîne élévatrice, il se charge et se décharge par ses propres moyens.



Figure VI.03 : Décapeuse automotrice

- Pelle hydraulique

Cet engin de chantier est aussi connu sous le nom de pelleteuse, pelle ou excavatrice. Elle est constituée d'un châssis porteur à chenilles ou à pneus et surmontée d'une tourelle dotée d'une rotation continue de 360 degrés. Cette tourelle porte le moteur, les organes hydrauliques (pompes, moteur, vérins), le poste de conduite et l'équipement (flèche, balancier, godet).

Le poids d'une pelle hydraulique sur pneus peut atteindre jusqu'à 127 tonnes tandis que sur chenilles il peut atteindre jusqu'à 980 tonnes. La popularité des machines hydrauliques est due à leur très grande puissance ainsi qu'à la grande variété d'organes mécaniques pouvant utiliser cette puissance.

La pelleteuse est utilisée pour des travaux :

- ✓ De terrassement
- ✓ D'extraction (chargement de matériaux dans une carrière...)
- ✓ De réalisation et nettoyage de fossés et de talus...
- ✓ De fondations spéciales (forage, parois moulées...), la pelle sera équipée du matériel : mouton, sonnette...



Figure VI.04 : Pelle hydraulique

- Camions (damper)

Les camions favorisent le mélange de plusieurs horizons, sont plus adapté lorsque la zone d'emprunt est éloigné du barrage ou à un relief très marqué.



Figure VI.05 : Camion de chantier

VI.5 PLANIFICATION

Le rôle de la planification est de permettre de chercher la meilleure façon d'exploitation des moyens humains et matériels en assurant une succession correcte des travaux dans les délais programmés avec le moindre coût possible.

VI.5.1 Attribution des durées de chaque opération

Pour attribuer le temps à une opération, il faut tenir compte du nombre de ressources humaines et matériels disponibles face à la dimension et la grandeur du projet, en appliquant la formule suivante :

$$T = \frac{Q.N}{n} \quad (\text{VI.1})$$

Avec :

Q : Quantité de travail

N : Rendement

n : Nombre d'équipes

Il existe deux types de plans de travail

✓ Plan de travail au plus tôt

Pour ce cas les opérations commencent en leur date au plus tôt. L'entreprise opte pour ce planning lorsqu'elle est bien fournie en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

✓ Plan de travail au plus tard

Toutes les opérations commencent au plus tard, les tâches ne sont pas retardées. L'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est limitée des moyens.

VI.5.2 Symboles des différentes opérations

Les différentes opérations et leurs symboles sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau VI.01 Symboles des opérations

Travaux	Opérations	Durée (mois)
Installation du chantier et accès	A	3
Préparation des zones d'emprunts et carrières	B	6
Travaux de terrassement des rives et lit de l'oued (fouilles du barrage)	C	6
Excavation rive droite pour l'évacuateur de crue	D	3
Excavation rive gauche pour la galerie de dérivation	E	3
Réalisation de la galerie de dérivation et la vidange du fond	F	9
Réalisation du batardeau	G	1
Construction de déversoir et coursier	H	4
Construction du bassin de dissipation et canal de fuite	I	1
Réalisation de la tour de prise	J	8
Installation des équipements hydrauliques	K	1
Travaux de finition et mise en eau	L	6

VI.5.3 Techniques de planification

En pratique, il existe trois principales méthodes de planification à savoir :

- Méthode basée sur le réseau ou méthode du chemin critique C.P.M
- Méthode basée sur le tableau
- Méthode basée sur le graphique (diagramme de Gantt) ou méthode des barres.

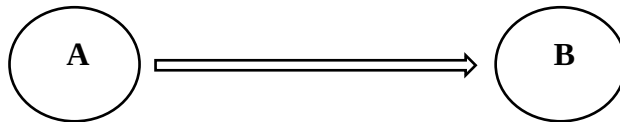
VI.5.3.1 Méthode basée sur le réseau

Le réseau est la représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer les relations entre les différentes opérations (ordre d'exécution) pour atteindre l'objectif de la planification selon deux réseaux :

- a) Réseau à flèches :** l'opération est représentée par une flèche et la liaison entre deux opérations par un nœud.



b) Réseau à nœud : L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.



Cette méthode consiste à faire un calcul allé et retour en utilisant les paramètres de la grille suivante :

Tableau VI.02 Les paramètres du réseau à nœud.

DCP	TR
DFP	DCCP
DFPP	MT

Avec :

DCP : Date de commencement au plus tôt

TR : Temps de réalisation de l'opération

DCCP : Date de commencement au plus tard

DFP : Date de finition au plus tôt

DFPP : Date de finition au plus tard

MT : Marge totale

Et :

$$DFP = DCP + TR$$

$$DCCP = DFPP - TR$$

$$DFP_i = DCP_i + TR$$

$$DFP_i = DCP_{i+1}$$

- **Chemin critique (C.C) :**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTP) reliant les opérations ayant la marge totale nulle par une double flèche sur le réseau. Pour retrouver le chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$C.C \iff \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{CC} = D.T.P \end{cases}$$

Pour le projet de réalisation des ouvrages annexes de barrage de Draa Diss, on trouve une durée totale de projet (D.T.P) de 44 mois.

Le calcul était fait par la méthode de réseau à nœud illustrée dans la figure ci-après.

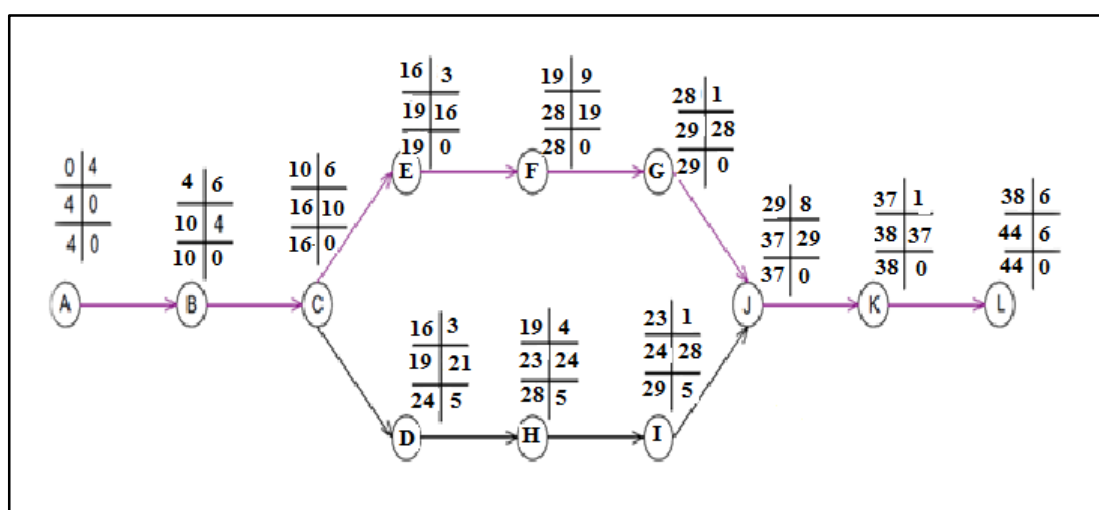


Figure VI.06 Réseau à nœud pour la réalisation des ouvrages annexes de barrage Draa Diss

VI.5.3.2 Planification avec la méthode du tableau

Cette méthode s'applique à base du réseau à flèche.

Les résultats de calcul par cette méthode sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.03 Chemin critique par la méthode du tableau

Opération	TR (mois)	D.P		D.P.P		MT
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
1 – 2	4	0	4	0	4	0
2 – 3	6	4	10	4	10	0
3 – 4	6	10	16	10	16	0
4 – 5	3	16	19	21	24	5
4 – 6	3	16	19	16	19	0
5 – 7	4	19	23	24	28	5

6 – 8	9	19	28	19	28	0
7 – 9	1	23	24	28	29	5
8 – 9	1	28	29	28	29	0
9 – 10	8	29	37	29	37	0
10 – 11	1	37	38	37	38	0
11 – 12	6	38	44	38	44	0

D'après le tableau la durée de réalisation de ce projet est de 44 mois.

VI.5.3.3 Planification avec la méthode de GANTT

La représentation du planning des travaux par le diagramme de GANTT permet de mieux visualiser les tâches composant le projet, dans un calendrier sur lequel la lecture est plus facile par rapport à celle du réseau ou du tableau.

Le mécanisme de calcul est le même, en se basant sur un réseau à flèche et les résultats sont présentés sur la planche n°8.

VI.6 SUIVI DES TRAVAUX

VI.6.1 Méthode des courbes en S

Courbes en S, c'est l'appellation simple de, pilotage du projet par la valeur acquise, 'Earned Value Management', une méthode assez efficace pour le suivre l'état d'avancement d'un projet et le contrôler, ainsi de vérifier et comparer entre l'état prévu du projet et ce qui a été fait.

Le rythme de réalisation d'un projet suit généralement trois phases (Voir figure ci-après)

- Progressif.
- Accélééré.
- Progressif.

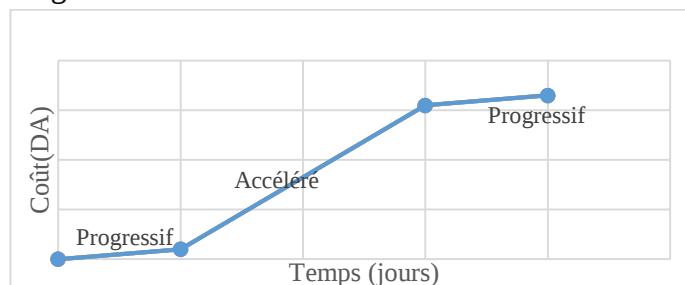


Figure VI.07 Phases d'avancement d'un projet

La courbe possède la forme de la lettre « S » d'où l'appellation de cette méthode.

VI.6.2 Objectif

La méthode des courbes en S est utilisée pour le suivi d'avancement Coût et délais des projets.

VI.6.3 Graphique

Le graphique de la méthode des courbes en S, se compose de trois courbes :

Coût Budgété du Travail planifié (CBTP).

Coût Budgété du Travail Effectué (CBTE).

Coût Réel du Travail Effectué (CRTE).

VI.6.4 Interprétation

Si les trois courbes sont superposées, donc le travail réalisé de point de vue coût et délai est conforme au planning.

Les écarts :

- L'écart temps = Ecart entre les courbes CBTP et CBTE sur l'axe des abscisses. (retard, en avance).
- L'écart coût = Ecart entre les courbes CBTE et CRTE sur l'axe des ordonnées. (gain, déficit)

Conclusion

A travers ce présent chapitre, on peut conclure que le projet de réalisation du barrage de Draa Diss a été planifié selon les normes et règles de travail. Selon les prévisions et les estimations mise au point, la durée totale du projet est de 44 mois.

CHAPITRE VII
PROTECTION ET
SECURITE DU
TRAVAIL

INTRODUCTION :

La protection de travail comprend tous, un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique qui garantissent l'assurance de la protection de la santé de la capacité de travail des travailleurs plus encore que beaucoup d'autres travaux, les chantiers sont dangereux et les accidents graves peuvent se produire touchant aussi le personnel que le public.

Les différentes organisations intéressées et le service de l'inspection du travail ont édictés un certain nombre de règlements applicable au chantier.

Ces règlements doivent être strictement appliqués. Ils contribuent limiter au maximum les accident et dégageront la responsabilité des dirigeant du chantier qui pueraient être tenus pour responsables on cas toutes les dispositions n'avaient pas été prises pour que les règles en vigueur soient appliquées.

En ce qui concerne la sécurité pendant la période de construction et l'exploitation de la retenue, la prévention contre les accidents est très importante, vu leurs gravités.

C'est pourquoi, les tâches de mon étude concernent les questions suivantes :

- ❖ Les causes des accidents pendent la construction de la retenue et les ouvrages annexes.
- ❖ Les mesures de prévention contre les accidents.
- ❖ Les travaux de terrassement.

VII.1 MATERIELS ET DISPOSITIFS DE SECURITE :

L'étude et le projet du matériel essentiel à la sécurité du barrage, tel que vannes d'évacuation, vannes et pompes de drainage, dispositifs de décompression, installations de protection contre la glace, dispositifs de protection contre l'incendie, dispositifs de contrôle et d'alarme, etc., incluent les mesures destinées à assurer le bon fonctionnement de ce matériel dans les conditions critiques éventuelles. Par exemple, de telles mesures appropriées pouvant comprendre : le déboulement des installations et dispositifs, un contrôle local en plus du contrôle à distance, un déclenchement automatique des dispositifs de sécurité, une commande manuelle de secours.

Lors de l'étude des ouvrages abritant ou supportant le matériel mécanique ou électrique qui concerne la sécurité de la retenue, on doit veiller à établir des accès praticables dans les conditions critiques et autres conditions exceptionnelles, telles que conditions hivernales sévères, orages, crues, défauts d'alimentation électriques, etc.

Le matériel essentiel à la sécurité de l'exploitation est raccordé à des sources d'énergie indépendantes. L'étude et le projet des sources et des lignes d'alimentation en énergie doivent tenir compte des situations critiques, naturelles et d'exploitation.

Les documents de projet comprennent un programme de mesures d'entretien préventives visant à remplacer régulièrement les éléments sujets à l'usure avant qu'ils entraînent le mauvais fonctionnement du matériel.

Le bureau de projet fournit un manuel d'exploitation et d'entretien de tout le matériel mécanique et électrique, établi à partir des documents spécifiques élaborés par les constructeurs du matériel.

Si la rupture d'une conduite d'eau risque de menacer des vies humaines ou d'entraîner des dégâts matériels importants, un dispositif de coupure automatique est installé.

VII.2 LES CAUSES DES ACCIDENTS PENDANT LA CONSTRUCTION DE LA RETENUE ET LES OUVRAGES ANNEXES :

L'accident du travail est rarement le fait d'un hasard ou de la fatalité. Les enquêtes effectuées après les accidents font toujours apparaître une multitude de causes s'ajoutant les unes aux autres pour provoquer l'accident.

Les causes sont la somme de différents facteurs classés en deux catégories distinctes :

VII.2.1 FACTEUR MATERIEL ET FACTEUR HUMAIN :

Le facteur matériel concerne les conditions dangereuses susceptibles d'évoluer au cours du travail. Les causes d'accidents d'origine matériel proviennent soit :

- De la profession en général et du poste de travail en particulier;
- De la nature et de la forme des matériaux mis en œuvre;
- De l'outils et machines utilisés : implantation, entretien, etc....;
- De l'exécution du travail : Eclairage, conditions climatiques....;
- Des conditions d'hygiène et de sécurité : Ventilation, protection...;

Par opposition aux conditions dangereuses techniquement et pratiquement décelables, les actions dangereuses dans le travail sont imputables au facteur humain et nécessitent par fois l'intervention de psychologue avertis.

Certaines actions dangereuses sont des réactions psychiques difficilement prévisibles, car chaque être humain est un cas particulier qui réagit différemment selon les circonstances, ou selon son humeur personnelle.

VII.2.2 LES MESURES DE PREVENTION CONTRES LES ACCIDENTS:

Ces mesures sont la suite logique de l'étude de sécurité, qui concerne tous les membres de l'entreprise.

Tous doivent contribuer à la lutte contre l'accident.

Les efforts de préventions seront couronnés si chacun collabore à la recherche et la suppression des risques, à la mise en place de dispositifs de protection.

Chacun doit se comporter de telle façon qu'il ne s'expose, ni expose ses compagnons, au danger.

a) Les équipements de protection individuelle

Le port des équipements individuels de protection est une mesure efficace de prévention.

Il permet de éviter de nombreux accidents à la tête, aux mains, aux pieds, aux yeux, etc.....

❖ Porter les casques :

- Dans tous les endroits,
- Pour tous travaux, en raison des risques de blessures, à la tête, consécutifs à des chutes d'outils, des matériaux ou à des heurts.

❖ Porter des chaussures ou des bottes de sécurité avec semelle et coquille d'acier pour éviter :

- Les piques.
- Les écrasements.
- ❖ Porter des gants appropriés aux travaux à exécuter, pour éviter :
 - Les maladies de la peau.
 - Les piqûres.
- ❖ Ne jamais porter de vêtement huileux, gras, au cours de travaux de soudage ou de découpage. Ces vêtements risquent de s'enflammer.

b) L'ordre dans le chantier et aux postes de travail

L'ordre est facteur essentiel de sécurité

- ❖ Maintenir les accès, les passages dégagés.
- ❖ Stocker les matériaux correctement pour éviter tous risques d'accidents lors du passage des travailleurs.

c) Les blindages

L'éboulement des parois est toujours à craindre lors des travaux en tranchée. Les accidents sont toujours graves : écrasement, asphyxie.

- ❖ Les tranchées doivent être blindées.
- ❖ Ne jamais descendre dans une tranchée non blindée, soit pour réaliser la pose des blindages, soit pour exécuter les travaux.
- ❖ Un espace libre suffisant doit être réservé entre le bord de la tranchée et les matériaux.

VII.2.3 LES TRAVAUX DE TERRASSEMENT :

Tout ouvrage d'art repose sur le sol, il est donc nécessaire d'examiner soigneusement les terrains sur lesquels il repose. Cette reconnaissance faite, on procède à l'implantation de l'ouvrage. Pour cela, il faut faire des fouilles, des tranchées et des excavations : se sont les déblais. Les remblais constituent l'opération inverse qui consiste à combler un vide par rapport de terre.

Les risques spécifiques aux travaux de terrassement, concernant essentiellement :

- ❖ La circulation des engins;
- ❖ Les éboulements;
- ❖ La rupture des canalisations souterraines;
- ❖ Les explosifs;
- ❖ La chute de matériaux ou personne dans les fouilles.
- ❖ La chute des personnes lors des travaux de plain-pied ou en élévation par suite de sols glissants ou encombrés;
- ❖ Le contact accidentel d'engin avec les lignes aériennes sous tension;
- ❖ Les blessures provoquées par les organes mobiles;
- ❖ Les traumatismes dues à la conduite d'engins;
- ❖ Les heurts par les véhicules et engins de chantiers;
- ❖ La collision entre engins.

La prévention des ces risques nécessite des mesures à prendre lors de l'exécution des travaux de terrassement.

a) Les machines et outils

- ❖ Les machines à travailler les matériaux (bois, métal), les bétonnières, les appareils de soudage ou découpage, les grues, les excavatrices etc. ne peuvent être utilisées et entretenues que par des personnes compétentes formées pour ces opérations.

Les instruction d'emploi et entretien doivent être respectées.

- ❖ Les différentes machines doivent être à l'arrêt pour tous les travaux de nettoyage et d'entretien.
- ❖ Ne pas dépasser la charge maximale d'utilisation qui doit être inscrite bien lisiblement sur les monte-matériaux, grue et tous les autres appareils de levage.
- ❖ Ne pas rester dans le rayon d'action des engins de levage et de terrassement pour éviter des accidents :
 - par heurts;
 - par chute de matériaux.
- ❖ Après un choc, une chute, ne pas utiliser un outil électrique portatif avant qu'il ait été vérifié par une personne compétente.
- ❖ Ne pas utiliser les outils électriques portatifs à l'extérieur en cas de pluie.

b) Les installations électriques

- ❖ Seul un électricien, qualifié et désigné, peu installer, modifier, réparer, entretenir les installations électriques.
- ❖ Dans le cas de travaux à proximité de lignes aériennes ou de câbles souterrains, respecter les distances de sécurité.

c) Les premiers soins

Après avoir encouru personnellement un petit accident (coupure, piqûre...)

- ❖ Avertir directement le chef;
- ❖ Se faire soigner immédiatement, même si la plaie semble bénigne afin d'éviter toute complication.
- ❖ Sur le chantier, il existe une boîte de première soins;
- ❖ Se, malgré les soins, la plaie s'infecte, consulter un médecin.

TABLEAU VII.01: PLAN DE SECURITE ADAPTER AUX TRAVAUX DE TERRASSEMENT GENERAUX, DE SOUTÈNEMENT ET DE FONDATIONS PROFONDES

OBJECTIFS VISES	MESURES APPROPRIÉES A ENVISAGER
1) Prévenir les risques d'accident par chutes, véhicules et engins de chantier.	▪ Disposition prises concernant : - La signalisation du chantier de jour comme de nuit. - Les zones interdites au public. - Les précautions spéciales à prendre en cas de brouillard. - Réglementation de la circulation. - Signalisation interne aux chantiers, dépôts (panneaux, fléchages, etc....)

2) Limiter les risques d'incidents lors de l'approvisionnement du chantier. Assurer la stabilité, la consolidation et la reprise aisée des éléments stockés.	Repérage des lignes électriques.
3) Prévenir les accidents lors de l'utilisation du matériel : De renversement des engins, De l'éboulement des terres.	Disposition à prendre pour le guidage des camions et des engins notamment lors des manœuvres en marche arrière.
4) Eviter les heurts entre les engins et renversements des engins.	Interdictions (dépassement, stationnement). Voies à sens unique. Vitesses limitées. Priorités.
5) Assurer la stabilité à la conservation et la reprise aisée des éléments stockés.	- Définition des lieux de stockage des divers matériels. - Moyens de calage. Chargement et déchargement.
6) Eliminer les surcharges en bordure des fouilles.	Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement.
7) Eviter les risques créés par les véhicules et engins et les heurts entre engins.	Disposition à prendre : Pour le guidage des camions en zone encombrée ou en terrain accidenté, l'approvisionnement des matériaux, l'évacuation de déblai
8) Prévenir les chutes des objets	Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières.
9) Empêcher le renversement des engins utilisés pour le levage des charges.	Enoncé des dispositions prises et des consignes particulières concernant notamment les dispositions des engins utilisés au levage des charges.
10) Prévenir des ruptures d'organes ou d'appareils de levage.	Dispositions et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, les installations, les engins et les véhicules.

Avant le commencement des travaux, il faut prendre toute mesure utile notamment la suppression ou l'enlèvement au niveau de l'air de travail, de tout obstacle de nature à provoquer un accident.

Examiner ou faire examiner les parois des fouilles dans les cas ci-après :

- Après de fortes chutes de pluie.
- Lorsque la fouille traverse des terrains pierreux.

La prévention devrait tendre à ne pas être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs.

Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir en saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est-à-dire; faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques.

La Charte Nationale précise "qu'il y a lieu de renforcer les conditions relatives à une meilleure organisation de l'hygiène, de la sécurité et de la médecine du travail. L'action devra être mise, notamment, sur l'action préventive dans la lutte contre les risques professionnels".

Dans le cadre de ce projet de fin d'études, nous avons essayé de traiter et d'étudier les principales variantes de la digue du barrage de DRAA DISS (Wilaya de Setif).

Durant les différents chapitres du mémoire, nous avons essayé de traiter et d'étudier en détail les principales caractéristiques de la digue. Ce travail a permis de tirer les conclusions commençant par l'aspect géologique on conclu que le site proposé est favorable à l'implantation d'une retenue surtout de point de vu stockage

Mais il faut mentionner aussi que le bassin versant de d'El Eulma sera influencé par l'implantation du barrage de Draa Diss. Ce dernier va engendrer des impacts négatifs d'un coté, et des impacts positifs d'un autre coté.

A-Impacts négatifs :

➤ Risque d'inondation :

Les barrages construits dans le but, notamment, de maîtriser les inondations, ont certes rempli cette fonction, mais, dans le même temps, créé une plus grande vulnérabilité aux risques d'inondation car des zones de peuplement ont été créés dans des zones à risques. Dans certains cas, les dégâts provoqués par les inondations ont été aggravés pour des raisons diverses, dont une mauvaise gestion du barrage.

➤ La pollution :

L'immobilisation prolongée de l'eau dans les retenues favorise la prolifération des pathologies liées aux eaux stagnantes et le développement des algues surtout si les eaux sont riches en éléments nutritifs, donc la possibilité de poser des problèmes de qualité des eaux.

➤ Impact sur l'hydrologie:

La mise en place du barrage, affectera fortement le régime d'écoulement des oueds. Les impacts sur le régime d'écoulement de l'oued se manifesteront en termes de réduction des volumes d'eau et du temps de transit avec la réduction des apports solides. Cet impact augmentera le risque d'érosion et le risque d'inondation qui devient plus important.

Autres impacts négatifs:

Déplacement des populations touchées par la mise en eau de retenue.

- Interruption d'infrastructure par la création de la retenue.
- Le développement possible d'insectes, qui sont le vecteur potentiel des maladies.

Risque sanitaire des maladies à mode de transmission hydrique.

B-Impacts positifs :

➤ Influences sur les eaux souterraines :

Les nappes seront rechargées, d'avantage surtout dans la zone qui entoure la cuvette. Cette alimentation peut affecter non seulement les nappes alluviales phréatiques, mais aussi probablement les nappes profondes dont les eaux remontent à travers les failles.

➤ Création d'un microclimat :

La mise en eau permettra la création d'une nouvelle zone humide et augmentera ainsi le taux d'humidité et la fertilité naturelle des sols. Ces facteurs favoriseraient la régénération de la végétation naturelle qui réduirait ainsi l'érosion des sols.

➤ Création du nouveau biotope :

On peut considérer que la présence de la retenue du barrage va entraîner la création de nouveau biotope, et favoriser l'installation d'espèces inféodées à l'eau. Aussi, elle permet de développer l'élevage des poissons et le tourisme, il y aura donc une transformation des

CONCLUSION GENERALE

conditions du milieu et des écosystèmes locaux associés.

Autres impacts positifs:

- La création de cette retenue d'une capacité 76M m3 permettra un renforcement systématique des débits d'étiage à la partie avale au cours de la saison sèche et atténuera ainsi la dégradation de l'environnement.
- La mise à disposition d'eau pour l'irrigation conduira à la diminution de l'exploitation intense des puits d'un côté, et l'élévation de niveau d'eau d'un autre côté.

En conclusion, nous espérons que l'étude que nous avons menée au niveau de la région d'El Eulma Wilaya de Sétif, a apporté un certain nombre d'informations supplémentaires et de précision qui pourront orienter les futurs travaux.

Références Bibliographiques

B.Benlaoukli., Touaïbia, B. « Introduction au dimensionnement des retenues collinaires » ENSH.

Schlösser, François. *Eléments de mécanique des sols*, 1983.

Strand, R. I., et E. I. Pemberton. « Design of small dams ». *United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation. Chap. Reservoir sedimentation*, 1987, 529–564.

Touaïbia, B. « Manuel pratique d'hydrologie ». *Edition Madani, Blida, Algérie*, 2004.

United states of the departement ef the interior, bureau of reclamation

« Design of small dams » (1987)

Etudes de faisabilité et d'APD du barrage de Hafsi O. et Touri R. (2009) : Synthèse géologique et géotechnique Draa Diss (Tachouda, Wilaya de Sétif).

Les services techniques consultés:

ANBT : Agence National des Barrages et Transferts.

D.H.W : Direction d'Hydraulique de la Wilaya de Sétif.

ANRH: Agence nationale des ressource hydraulique.

Les Cartes de base :

Cartes topographiques au 1/50000 d'El Eulma Est et Ouest, I N C Alger édit. 1988

Carte topographique au 1/250000de Bougie. édit. 1956.

Cartes géologiques, au 1/50000 d'El Eulma

La liste des rapports :

A.P.D du barrage de Draa Diss, E.D.F, 1998- 2002.

Référence sito-graphique

www.google.com.

maps.google.com

earth.google.com

www.sgiar.org/

www.mre.gov.dz

www.barrage-cfgb.org

www.planet-tp.com

ANNEXES

Quelques instruments pour les essais du laboratoire



-Le moule,



- La dame,



- Les tamis.



-Appareil de Casagrande.



- Essai anneau de l'Auroville.



-L'outil mesurant la viscosité.



- Densimètre.



Compactage des argiles



-Exploitation des calcaires pour les recharges.

ANNEXES

Résultats d'essais de l'identification (Les argiles, zone amont).

Puits	Profondeur	Identification			
	(m)	Wn	yh	yd	rs
		(%)	(t/m3)	(t/m3)	(t/m3)
P 10	1.5	14.06	2.14	1.876	
P 11	2	23.98	2.015	1.625	2.622
P 2	2	26.86			2.653
P 3	2	24.15			
P 4	2	24.92			2.638
P 5	2	23.91			
P 7	1	7.93			2.641
P 8	2.3	24.04	1.999	1.611	
P 9	2	22.53	2.029	1.656	2.649
PZ 1	3	27.71	1.865	1.460	2.639
PZ 10	2	27.53	1.82	1.423	
PZ 11	2	18.3	1.879	1.588	
PZ 12	2	20.11	1.869	1.556	2.625
PZ 13	2	37.25	1.702	1.24	
PZ 14	2	37.62	1.717	1.247	
PZ 15	2	29.69	1.798	1.386	2.566
PZ 16	1.5	25.12	1.802	1.44	
PZ 17	2	23.35	1.941	1.573	2.624
PZ 18	2	29.44	1.779	1.374	
PZ 19	1.5	30.39	1.867	1.431	
PZ 19	2.8	25.5	1.806	1.439	
PZ 2	3	27.56	1.911	1.498	
PZ 20	2	31.88	1.835	1.391	
PZ 20	3.5	19.98	2.075	1.729	2.646
PZ 21	2	23.51	1.939	1.569	
PZ 22	2	29.39	1.907	1.473	2.582
PZ 23	2	19.69	1.868	1.56	
PZ 23	3	23.11	1.917	1.557	
PZ 24	2	23.87	1.86	1.501	
PZ 25	2	26.77	1.875	1.479	2.59
PZ 3	2	19.34	1.803	1.510	
PZ 3	3.5	18.01	2.063	1.748	
PZ 4	2	24.69	1.927	1.545	
PZ 4	3	26.16	1.965	1.557	2.629
PZ 5	2	19.51	2.039	1.706	
PZ 5	3.5	29.1	1.886	1.406	
PZ 6	2.5	18.72	1.993	1.678	2.627
PZ 7	2.5	35.02	1.772	1.312	
PZ 8	2.5	33.34	1.742	1.306	
PZ 9	2	21.42	1.857	1.529	2.613
	moyenne	24.89	1.893	1.514	2.623
	Ecart type	5.94	0.105	0.142	0.025

ANNEXES

Résultats d'essais de limites d'ATERBERG (Zone Amont).

Puits	Profondeur	Limites d'Atterberg		
		Wl	Wp	Ip
P 10	1.5	51.5	25.7	25.8
P 11	2	54.5	28.8	25.7
P 2	2	60.2	29.7	30.5
P 3	2	54.5	27.6	26.9
P 4	2	50.8	26.4	24.4
P 5	2	50.4	25.4	25
P 7	1	39	21.4	17.6
P 8	2.3	57.2	29.2	28
P 9	2	52	27.2	24.8
PZ 1	3	51	24.6	26.4
PZ 10	2	46	22.1	23.9
PZ 11	2	64	31.2	32.8
PZ 12	2	63.7	30.5	33.2
PZ 13	2	76	40.3	35.7
PZ 14	2	80	39.1	40.9
PZ 15	2	76	37.1	38.9
PZ 16	1.5	54	26.1	27.9
PZ 17	2	62.5	30.3	32.2
PZ 18	2	55	27.1	27.9
PZ 19	1.5	73.5	35.3	38.2
PZ 19	2.8	59	28.3	30.7
PZ 2	3	51.2	24.3	26.9
PZ 20	2	69.5	33.2	36.3
PZ 20	3.5	52	25.2	26.8
PZ 21	2	52.5	25.2	27.3
PZ 22	2	63.5	30.4	33.1
PZ 23	2	46.3	22.1	24.2
PZ 23	3	50.2	24.3	25.9
PZ 24	2	51.2	24.5	26.7
PZ 25	2	63.8	31.5	32.3
PZ 3	2	39.8	19.2	20.6
PZ 3	3.5	50	24.3	25.7
PZ 4	2	62	29.9	32.1
PZ 4	3	50.5	24.3	26.2
PZ 5	2	51.6	24.9	26.7
PZ 5	3.5	52	25.1	26.9
PZ 6	2.5	55.5	27	28.5
PZ 7	2.5	57.8	30.4	27.4
PZ 8	2.5	66.5	32.1	34.4
PZ 9	2	62.5	30.2	32.3
	moyenne	57.0	28.0	28.9
	Ecart type	9.4	4.6	4.9

ANNEXES

Résultats d'essais d'Odomètre (Zone Amont).

Puits	Oedomètre								
	Insoluble	Pc	Cc	Cg	K _{2bars}	K _{4bars}	Cv _{4bars}	Cv _{8bars}	Cv _{16bars}
		(bar)	--	--	(cm/s)	(cm/s)	(cm/s)	(cm/s)	(cm/s)
P 10									
P 11									
P 2									
P 3									
P 4									
P 5									
P 7									
P 8									
P 9									
PZ 1	45.09	2.59	0.213	0.031	1.72E-07	5.71E-08	6.85E-01	5.24E-01	1.77E-01
PZ 10									
PZ11		1.99	0.302	0.046	7.42E-08	7.20E-08	2.62E-01	2.67E-01	1.13E-01
PZ 12	53.57								
PZ 13									
PZ 14									
PZ 15		0.897	0.337	0.055	5.67E-08	0	6.60E-01	3.52E-01	2.52E-01
PZ 16	19	3.16	0.24	0.036	1.47E-07	5.11E-08	1.06	0.72	1.32E-01
PZ 17									
PZ 18									
PZ 19		1.45	0.332	0.055	4.09E-08	4.70E-08	1.53E-01	3.80E-02	
PZ 19									
PZ 2									
PZ 20	55.26								
PZ 20									
PZ 21									
PZ 22									
PZ 23									
PZ 23		2.24	0.187	0.041	8.34E-08	5.70E-08	4.05E-01	3.87E-01	5.06E-02
PZ 24									
PZ 25	48.96	1.91	0.191	0.057	4.20E-08	1.65E-08	1.90E-01	2.50E-01	1.20E-01
PZ 3									
PZ 3									
PZ 4	52.49								
PZ 4									
PZ 5		2.73	0.181	0.038	7.74E-08	9.02E-08	6.60E-01	6.83E-01	2.38E-02
PZ 5									
PZ 6									
PZ 7	50.17	2.76	0.284	0.044	5.15E-08	4.03E-08	6.05E-01	5.66E-02	1.90E-02
PZ 8									
PZ 9									
	46.36	2.19	0.252	0.045	8.28E-08	4.79E-08	5.20E-01	3.64E-01	1.11E-01
	12.52	0.71	0.063	0.009	4.65E-08	2.71E-08	2.93E-01	2.44E-01	7.97E-02

ANNEXE

ANNEXE

calcul de stabilité

 barrage en exploitation

R=	76,23	2,38	C ₁ =	0,35	φ ₁ =	29	tgφ ₁ =	0,55	α=	0,3
b=	7,623	2,66	C ₂ =	0,35	φ ₂ =	29	tgφ ₂ =	0,55	Ps=	1027,27288

n	b=0,1R	h1	h2	G=b(h1*γ1+h2*γ2+h3*γ3)	sinα=N°/10	cosα=(1-sin²α) ^{0,5}	N=G.cosα	T=G.sinα	N, tgφ	l=b/cosα	C	C.l
-3	7,623	5,9	9,71	303,9335838	-0,3	0,953939201	289,9342	-91,18008	159,46379	7,991075	3,5	27,9687636
-2	7,623	7,7	12,5	393,0251094	-0,2	0,979795897	385,0844	-78,60502	211,79641	7,780192	3,5	27,2306713
-1	7,623	9,5	14,1	456,5460438	-0,1	0,994987437	454,2576	-45,6546	249,84167	7,661403	3,5	26,8149114
0	7,623	10	16	511,4865294	0	1	511,4865	0	281,31759	7,623	3,5	26,6805
1	7,623	11	16,7	541,3260006	0,1	0,994987437	538,6126	54,1326	296,23691	7,661403	3,5	26,8149114
2	7,623	13	17,4	581,314734	0,2	0,979795897	569,5698	116,26295	313,26339	7,780192	3,5	27,2306713
3	7,623	13	17,9	598,1661378	0,3	0,953939201	570,6141	179,44984	313,83777	7,991075	3,5	27,9687636
4	7,623	14	17,3	613,544778	0,4	0,916515139	562,3231	245,41791	309,27769	8,317375	3,5	29,1108121
5	7,623	16	15,9	610,1083296	0,5	0,866025404	528,3693	305,05416	290,60312	8,802282	3,5	30,8079877
6	7,623	15	15,9	600,31125	0,6	0,8	480,249	360,18675	264,13695	9,52875	3,5	33,350625
7	7,623	18	17,7	677,3752062	0,7	0,714142843	483,7427	474,16264	266,05846	10,67434	3,5	37,3601728
8	7,623	15	10,3	479,448585	0,8	0,6	287,6692	383,55887	158,21803	12,705	3,5	44,4675
				6366,586288				1902,786	3114,0518			365,80629

$$cp = (C_1 \cdot h_1 + C_2 \cdot h_2 + C_3 \cdot h_3) / (h_1 + h_2 + h_3)$$

$$Ps = (1/R) \cdot (\sum a \cdot G \cdot r)$$

$$F_{ss} = \mathbf{1,8288226}$$

$$F_{as} = \mathbf{1,187641}$$

ANNEXE

🚧 barrage en exploitation

R=	85	2,38	C ₁ =	0,35	φ ₁ =	29	tgφ ₁ =	0,55	α=	0,3
b=	8,5	2,66	C ₂ =	0,35	φ ₂ =	29	tgφ ₂ =	0,55	Ps=	1026,26895

n	b=0,1R	h1	h2	G=b(h1*γ1+h2*g2+h3*g3)	sinα=N°/10	cosα=(1-sin²α) ^{0,5}	N=G.cosα	T=G.sinα	N, tgφ	l=b/cosα	C	C.l
-3	8,5	16	0	324,4892	-0,3	0,953939201	309,543	-97,34676	170,24863	8,910421	3,5	31,1864739
-2	8,5	21	0	428,4714	-0,2	0,979795897	419,8145	-85,69428	230,89799	8,675276	3,5	30,3634666
-1	8,5	5,7	18,6	536,9399	-0,1	0,994987437	534,2485	-53,69399	293,83665	8,542821	3,5	29,899875
0	8,5	6,7	19,6	578,9707	0	1	578,9707	0	318,43389	8,5	3,5	29,75
1	8,5	7,7	20,4	615,7298	0,1	0,994987437	612,6434	61,57298	336,95388	8,542821	3,5	29,899875
2	8,5	9,7	21,2	675,4321	0,2	0,979795897	661,7856	135,08642	363,98208	8,675276	3,5	30,3634666
3	8,5	12	21,3	715,2495	0,3	0,953939201	682,3045	214,57485	375,2675	8,910421	3,5	31,1864739
4	8,5	12	20,5	707,7525	0,4	0,916515139	648,6659	283,101	356,76623	9,27426	3,5	32,4599112
5	8,5	14	18,8	703,0996	0,5	0,866025404	608,9021	351,5498	334,89616	9,814955	3,5	34,352341
6	8,5	16	15,7	670,8744	0,6	0,8	536,6995	402,52464	295,18474	10,625	3,5	37,1875
7	8,5	17	12	607,5664	0,7	0,714142843	433,8892	425,29648	238,63906	11,90238	3,5	41,6583325
8	8,5	18	7,45	527,527	0,8	0,6	316,5162	422,0216	174,08391	14,16667	3,5	49,5833333
				7092,1025				2058,9927	3489,1907			407,891049

$$cp = (C1 \cdot h1 + C2 \cdot h2 + C3 \cdot h3) / (h1 + h2 + h3)$$

$$F_{ss} = 1,8927127$$

$$Ps = (1/R) \cdot (\sum a \cdot G \cdot r)$$

$$F_{as} = 1,2631284$$

ANNEXE

 barrage en exploitation

R=	90	2,38	C ₁ =	0,35	φ ₁ =	29	tgφ ₁ =	0,55	α=	0,3
b=	9	2,66	C ₂ =	0,35	φ ₂ =	29	tgφ ₂ =	0,55	Ps=	1211,12737

n	b=0,1R	h1	h2	G=b(h1*γ1+h2*g2+h3*g3)	sinα=N°/10	cosα=(1−sin²α) ^{0,5}	N=G.cosα	T=G.sinα	N,tgφ	l=b/cosα	C	C.l
-3	9	20	0	436,7538	-0,3	0,953939201	416,6366	-131,0261	229,15011	9,434564	3,5	33,0209724
-2	9	26	0	553,2786	-0,2	0,979795897	542,1001	-110,6557	298,15506	9,185587	3,5	32,1495529
-1	9	5,8	23,5	685,9944	-0,1	0,994987437	682,5558	-68,59944	375,4057	9,04534	3,5	31,6586912
0	9	6,8	23,6	710,5014	0	1	710,5014	0	390,77577	9	3,5	31,5
1	9	7,8	25,4	774,5976	0,1	0,994987437	770,7149	77,45976	423,89318	9,04534	3,5	31,6586912
2	9	9,9	26,3	841,176	0,2	0,979795897	824,1808	168,2352	453,29944	9,185587	3,5	32,1495529
3	9	12	26,4	885,7422	0,3	0,953939201	844,9442	265,72266	464,71931	9,434564	3,5	33,0209724
4	9	12	25,6	879,039	0,4	0,916515139	805,6526	351,6156	443,1089	9,819805	3,5	34,3693177
5	9	14	23,8	874,1754	0,5	0,866025404	757,0581	437,0877	416,38196	10,3923	3,5	36,373067
6	9	16	21	839,1222	0,6	0,8	671,2978	503,47332	369,21377	11,25	3,5	39,375
7	9	17	16,7	763,1568	0,7	0,714142843	545,003	534,20976	299,75163	12,60252	3,5	44,1088226
8	9	17	10,7	618,3702	0,8	0,6	371,0221	494,69616	204,06217	15	3,5	52,5
				8861,9076				2522,2189	4367,917			431,88464

$$cp = (C_1 \cdot h_1 + C_2 \cdot h_2 + C_3 \cdot h_3) / (h_1 + h_2 + h_3)$$

$$F_{ss} = 1,9030076$$

$$Ps = (1/R) \cdot (\sum a \cdot G \cdot r)$$

$$F_{as} = 1,2856567$$

ANNEXE

🚧 barrage vide (fin de construction)

R=	85	2,38	C ₁ =	0,35	φ ₁ =	29	tgφ ₁ =	0,55	α=	0,3
b=	8,5	2,38	C ₂ =	0,35	φ ₂ =	29	tgφ ₂ =	0,55	Ps=	862,909698

n	b=0,1R	h1	h2	G=b(h1*γ1+h2*g2+h3*g3)	sinα=N°/10	cosα=(1−sin²α) ^{0,5}	N=G.cosα	T=G.sinα	N,tgφ	l=b/cosα	C	C.l
-3	8,5	8,2	0	166,0883	-0,3	0,953939201	158,4381	-49,82649	87,140977	8,910421	3,5	31,1864739
-2	8,5	13	0	269,6659	-0,2	0,979795897	264,2175	-53,93318	145,31965	8,675276	3,5	30,3634666
-1	8,5	23	0	473,5843	-0,1	0,994987437	471,2104	-47,35843	259,16574	8,542821	3,5	29,899875
0	8,5	25	0	513,2351	0	1	513,2351	0	282,27931	8,5	3,5	29,75
1	8,5	27	0	548,4353	0,1	0,994987437	545,6862	54,84353	300,12743	8,542821	3,5	29,899875
2	8,5	29	0	578,7803	0,2	0,979795897	567,0866	115,75606	311,89761	8,675276	3,5	30,3634666
3	8,5	31	0	617,015	0,3	0,953939201	588,5948	185,1045	323,72714	8,910421	3,5	31,1864739
4	8,5	31	0	635,4243	0,4	0,916515139	582,376	254,16972	320,30679	9,27426	3,5	32,4599112
5	8,5	31	0	631,7829	0,5	0,866025404	547,14	315,89145	300,92702	9,814955	3,5	34,352341
6	8,5	30	0	603,6632	0,6	0,8	482,9306	362,19792	265,61181	10,625	3,5	37,1875
7	8,5	25	0	515,0558	0,7	0,714142843	367,8234	360,53906	202,30288	11,90238	3,5	41,6583325
8	8,5	20	0	410,4667	0,8	0,6	246,28	328,37336	135,45401	14,16667	3,5	49,5833333
				5963,1971				1825,7575	2934,2604			407,891049

$$cp = (C_1 \cdot h_1 + C_2 \cdot h_2 + C_3 \cdot h_3) / (h_1 + h_2 + h_3)$$

$$Ps = (1/R) \cdot (\sum a \cdot G \cdot r)$$

$$F_{ss} = 1,830556$$

$$F_{as} = 1,2430514$$

ANNEXE

🚧 barrage vide (fin de construction)

R=	90	2,38	C ₁ =	0,35	φ ₁ =	29	tgφ ₁ =	0,55	α=	0,3
b=	9	2,38	C ₂ =	0,35	φ ₂ =	29	tgφ ₂ =	0,55	Ps=	1338,11454

n	b=0,1R	h1	h2	G=b(h1*γ1+h2*g2+h3*g3)	sinα=N°/10	cosα=(1−sin²α) ^{0,5}	N=G.cosα	T=G.sinα	N,tgφ	l=b/cosα	C	C.l
-3	9	12	14,4	558,6336	-0,3	0,953939201	532,9025	-167,5901	293,09637	9,434564	3,5	33,0209724
-2	9	15	16,2	669,1608	-0,2	0,979795897	655,641	-133,8322	360,60255	9,185587	3,5	32,1495529
-1	9	18	17,1	742,6314	-0,1	0,994987437	738,9089	-74,26314	406,3999	9,04534	3,5	31,6586912
0	9	20	17,3	793,3968	0	1	793,3968	0	436,36824	9	3,5	31,5
1	9	22	18,4	861,5124	0,1	0,994987437	857,194	86,15124	471,45671	9,04534	3,5	31,6586912
2	9	26	16,2	898,9974	0,2	0,979795897	880,834	179,79948	484,45868	9,185587	3,5	32,1495529
3	9	30	14,4	943,551	0,3	0,953939201	900,0903	283,0653	495,04966	9,434564	3,5	33,0209724
4	9	32	11,6	938,6244	0,4	0,916515139	860,2635	375,44976	473,14491	9,819805	3,5	34,3693177
5	9	36	7,63	938,196	0,5	0,866025404	812,5016	469,098	446,87586	10,3923	3,5	36,373067
6	9	40	2,42	908,6364	0,6	0,8	726,9091	545,18184	399,80002	11,25	3,5	39,375
7	9	40	0	846,09	0,7	0,714142843	604,2291	592,263	332,32601	12,60252	3,5	44,1088226
8	9	32	0	691,6518	0,8	0,6	414,9911	553,32144	228,24509	15	3,5	52,5
				9791,082				2708,6447	4827,824			431,88464

$$cp = (C_1 \cdot h_1 + C_2 \cdot h_2 + C_3 \cdot h_3) / (h_1 + h_2 + h_3)$$

$$Ps = (1/R) \cdot (\Sigma a \cdot G \cdot r)$$

$$F_{ss} = \mathbf{1,941823}$$

$$F_{as} = \mathbf{1,2997335}$$

ANNEXE

🚧 barrage vide (fin de construction)

R=	90	2,38	C ₁ =	0,35	φ ₁ =	29	tgφ ₁ =	0,55	α=	0,3
b=	9	2,38	C ₂ =	0,35	φ ₂ =	29	tgφ ₂ =	0,55	Ps=	1316,04194

n	b=0,1R	h1	h2	G=b(h1*γ1+h2*g2+h3*g3)	sinα=N°/10	cosα=(1-sin²α) ^{0,5}	N=G.cosα	T=G.sinα	N, tgφ	l=b/cosα	C	C.l
-3	9	14	11,7	558,6336	-0,3	0,953939201	532,9025	-167,5901	293,09637	9,434564	3,5	33,0209724
-2	9	16	15	669,1608	-0,2	0,979795897	655,641	-133,8322	360,60255	9,185587	3,5	32,1495529
-1	9	18	17,1	750,5568	-0,1	0,994987437	746,7946	-75,05568	410,73702	9,04534	3,5	31,6586912
0	9	17	17,8	750,9852	0	1	750,9852	0	413,04186	9	3,5	31,5
1	9	17	21,8	834,5232	0,1	0,994987437	830,3401	83,45232	456,68705	9,04534	3,5	31,6586912
2	9	14	25,7	859,5846	0,2	0,979795897	842,2175	171,91692	463,21961	9,185587	3,5	32,1495529
3	9	12	29,7	882,504	0,3	0,953939201	841,8552	264,7512	463,02034	9,434564	3,5	33,0209724
4	9	12	32,3	938,6244	0,4	0,916515139	860,2635	375,44976	473,14491	9,819805	3,5	34,3693177
5	9	7,6	36,2	938,196	0,5	0,866025404	812,5016	469,098	446,87586	10,3923	3,5	36,373067
6	9		40,1	858,5136	0,6	0,8	686,8109	515,10816	377,74598	11,25	3,5	39,375
7	9		40,7	871,794	0,7	0,714142843	622,5854	610,2558	342,422	12,60252	3,5	44,1088226
8	9		33,5	716,499	0,8	0,6	429,8994	573,1992	236,44467	15	3,5	52,5
				9629,5752				2686,7534	4737,0382			431,88464

$$cp = (C1 \cdot h1 + C2 \cdot h2 + C3 \cdot h3) / (h1 + h2 + h3)$$

$$F_{ss} = 1,9238546$$

$$Ps = (1/R) \cdot (\sum a \cdot G \cdot r)$$

$$F_{as} = 1,2913283$$

ANNEXE

 Vidange rapide

R=	90	1,66	C ₁ =	0,35	φ ₁ =	29	tgφ ₁ =	0,55	α=	0,3
b=	9	2,66	C ₂ =	0,35	φ ₂ =	29	tgφ ₂ =	0,55	Ps=	562,243578

n	b=0,1R	h1	h2	G=b(h1*γ1+h2*g2+h3*g3)	sinα=N°/10	cosα=(1-sin²α) ^{0,5}	N=G.cosα	T=G.sinα	N,tgφ	l=b/cosα	C	C.l	
-3	9	0,7	3,64	97,749	-0,3	0,953939201	93,2466	-29,3247	51,285632	9,434564	3,5	33,0209724	
-2	9	6,3	5,99	237,8214	-0,2	0,979795897	233,0164	-47,56428	128,15904	9,185587	3,5	32,1495529	
-1	9	9,8	7,76	331,7382	-0,1	0,994987437	330,0753	-33,17382	181,54144	9,04534	3,5	31,6586912	
0	9	11	8,4	368,424	0	1	368,424	0	202,6332	9	3,5	31,5	
1	9	13	8,87	399,9942	0,1	0,994987437	397,9892	39,99942	218,89406	9,04534	3,5	31,6586912	
2	9	15	9,28	444,9186	0,2	0,979795897	435,9294	88,98372	239,76118	9,185587	3,5	32,1495529	
3	9	14	8,79	425,8674	0,3	0,953939201	406,2516	127,76022	223,43838	9,434564	3,5	33,0209724	
4	9	19	7,2	457,5726	0,4	0,916515139	419,3722	183,02904	230,65472	9,819805	3,5	34,3693177	
5	9	22	4,24	430,6338	0,5	0,866025404	372,9398	215,3169	205,1169	10,3923	3,5	36,373067	
6	9	25	0	372,006	0,6	0,8	297,6048	223,2036	163,68264	11,25	3,5	39,375	
7	9	21	0	311,0508	0,7	0,714142843	222,1347	217,73556	122,17409	12,60252	3,5	44,1088226	
8	9	16	0	236,2014	0,8	0,6	141,7208	188,96112	77,946462	15	3,5	52,5	
				4113,9774					1174,9268	2045,2877			431,88464

$$c_p = (C_1 \cdot h_1 + C_2 \cdot h_2 + C_3 \cdot h_3) / (h_1 + h_2 + h_3)$$

$$F_{ss} = \boxed{2,1083632}$$

$$P_s = (1/R) \cdot (\Sigma a \cdot G \cdot r)$$

$$F_{as} = \boxed{1,4259813}$$

ANNEXE

 Vidange rapide

R=	95	1,66	C ₁ =	0,35	φ ₁ =	29	tgφ ₁ =	0,55	α=	0,3
b=	9,5	2,66	C ₂ =	0,35	φ ₂ =	29	tgφ ₂ =	0,55	Ps=	1106,96359

n	b=0,1R	h1	h2	G=b(h1*γ1+h2*g2+h3*g3)	sinα=N°/10	cosα=(1-sin²α) ^{0,5}	N=G.cosα	T=G.sinα	N,tgφ	l=b/cosα	C	C.l
-3	9,5	3,7	19,2	544,0384	-0,3	0,953939201	518,9796	-163,2115	285,43876	9,958706	3,5	34,8554708
-2	9,5	5,5	12,7	407,7894	-0,2	0,979795897	399,5504	-81,55788	219,75271	9,695897	3,5	33,9356391
-1	9,5	9	23,1	724,5308	-0,1	0,994987437	720,899	-72,45308	396,49447	9,547859	3,5	33,4175074
0	9,5	12	23,5	783,4954	0	1	783,4954	0	430,92247	9,5	3,5	33,25
1	9,5	15	23,8	838,0387	0,1	0,994987437	833,838	83,80387	458,61089	9,547859	3,5	33,4175074
2	9,5	16	23,9	859,7747	0,2	0,979795897	842,4037	171,95494	463,32205	9,695897	3,5	33,9356391
3	9,5	19	23,3	887,1917	0,3	0,953939201	846,3269	266,15751	465,47982	9,958706	3,5	34,8554708
4	9,5	22	21,8	897,7614	0,4	0,916515139	822,8119	359,10456	452,54655	10,36535	3,5	36,2787243
5	9,5	25	17,6	844,93	0,5	0,866025404	731,7308	422,465	402,45196	10,96966	3,5	38,3937929
6	9,5	27	14,5	795,2013	0,6	0,8	636,161	477,12078	349,88857	11,875	3,5	41,5625
7	9,5	19	8,3	506,217	0,7	0,714142843	361,5112	354,3519	198,83119	13,30266	3,5	46,5593128
8	9,5	18	7	460,75	0,8	0,6	276,45	368,6	152,0475	15,83333	3,5	55,4166667
				8549,7188				2186,3361	4275,7869			455,878231

$$cp = (C1 \cdot h1 + C2 \cdot h2 + C3 \cdot h3) / (h1 + h2 + h3)$$

$$Ps = (1/R) \cdot (\Sigma a \cdot G \cdot r)$$

Fss=

2,1641985

Fas=

1,4367551

ANNEXE

 Vidange rapide

R=	105	1,66	C ₁ =	0,35	φ ₁ =	29	tgφ ₁ =	0,55	
b=	10,5	2,66	C ₂ =	0,35	φ ₂ =	29	tgφ ₂ =	0,55	Ps= 639,6492

n	b=0,1R	h1	h2	G=b(h1*γ1+h2*g2+h3*g3)	sinα=N°/10	cosα=(1−sin²α) ^{0,5}	N=G.cosα	T=G.sinα	N,tgφ	l=b/cosα	C	C.l
-3	10,5	0	8,72	243,5496	-0,3	0,953939201	232,3315	-73,06488	127,78233	11,00699	3,5	38,5244677
-2	10,5	2,7	11,1	358,1655	-0,2	0,979795897	350,9291	-71,6331	193,011	10,71652	3,5	37,5078117
-1	10,5	5,4	12,6	447,8544	-0,1	0,994987437	445,6095	-44,78544	245,08523	10,5529	3,5	36,9351397
0	10,5	7,4	13,4	503,7333	0	1	503,7333	0	277,05332	10,5	3,5	36,75
1	10,5	9,2	13,1	525,8547	0,1	0,994987437	523,2188	52,58547	287,77035	10,5529	3,5	36,9351397
2	10,5	13	13	581,6622	0,2	0,979795897	569,9102	116,33244	313,45063	10,71652	3,5	37,5078117
3	10,5	15	11,3	571,0614	0,3	0,953939201	544,7579	171,31842	299,61682	11,00699	3,5	38,5244677
4	10,5	17	8,03	525,294	0,4	0,916515139	481,4399	210,1176	264,79195	11,45644	3,5	40,0975373
5	10,5	20	2,97	439,7442	0,5	0,866025404	380,8296	219,8721	209,45631	12,12436	3,5	42,4352448
6	10,5	24	0	418,6686	0,6	0,8	334,9349	251,20116	184,21418	13,125	3,5	45,9375
7	10,5	24	0	426,5121	0,7	0,714142843	304,5906	298,55847	167,52481	14,70294	3,5	51,4602931
8	10,5	24	0	418,32	0,8	0,6	250,992	334,656	138,0456	17,5	3,5	61,25
				5460,42				1465,1582	2707,8025			503,865413

$$cp = (C1 \cdot h1 + C2 \cdot h2 + C3 \cdot h3) / (h1 + h2 + h3)$$

$$Ps = (1/R) \cdot (\Sigma a \cdot G \cdot r)$$

$$Fss =$$

2,192028

$$Fas =$$

1,5258726