

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHESCIENTIFIQUE

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 DE FAISABILITE DE BARRAGE MAHCHA
(W.ANNABA)**

PRESENTE PAR :

MOUKKES KARIMA

Devant les membres du jury

Noms et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r M.HASSANE	M.C.B	Président
M ^{me} A.ADDOU	M.A.A	Examinatrice
M ^r A.HADJ SADOUK	M.C.B	Examineur
M ^r R.REKROUK	M.A.B	Examineur
M ^r A .HEBBOUCHE	M.A.A	Promoteur

Janvier 2015

Dédicace:

Je tien tout d'abord à dédier ce modeste travail à mes

Très chers parent

*Ma chère mère qui m'a protégé pendant toute ma
vie, et qui a fait tout pour que je devienne ce que je suis.*

Mon père qui m'a tant aidé et encouragé.

mes sœurs : djedjiga , nabila , et la petite kenza

mon frère noureddine

Toute la famille moukkes .

Mon mari noureddine

Tous mes amis à l'E.N.S.H en particulier :

aïcha , Nesrine, meriem ,salima , et dyhia , ikram,manel,lilia .

*et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma
formation.*

MOUKKES Karima

Remerciements :

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

Mes vifs remerciements à mes très chers parents, qui m'ont facilité les choses pour accomplir mes études.

Je remercie fortement mon promoteur : M^r HEBOUCHE. A de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail. Et à M^r ZAIBAK pour leurs Documentations et leurs conseils.

Je tiens à remercier aussi tous les enseignants Qui ont contribué à ma formation.

Je tiens à exprimer mes vifs Remerciements à toutes les personnes Qui m'ont aidé Tout au long de mon travail.

Mon respect aux membres du jury qui me Feront l'honneur d'apprécier ce travail.

MOUKKES Karima

ملخص:

قمنا في هذه المذكرة بدراسة تقنية شاملة على مستوى واد خنقا بولاية عنابة لإنشاء سد من أجل تزويد المنطقة بالمياه الصالحة للشرب و كذا لسقي ما يقارب 300 هكتار من الأراضي الفلاحية المجاورة. بعد دراسة جيولوجية و هيدرولوجية معمقة قمنا بتحديد أبعاد السد الذي يبلغ ارتفاعه 23,3 متر و سعة تقدر ب 13 مليون متر مكعب و كذا تحققنا من ثباته و فيما يتعلق بالإنجاز فقد قمنا بتنظيم جميع مراحل الأشغال المتعلقة بالسد .

Résumé :

Dans le présent mémoire , nous avons fait une étude technique complète sur l'oued khanga (Wilaya de ANNABA) pour l'implantation d'un barrage, destiné à l'alimentation en eau potable et l'irrigation de 300 ha.

Après avoir fait une étude géologique, suivie d'une étude hydrologique approfondie nous avons dimensionné notre ouvrage ayant une hauteur 23.3 m, et une capacité de 13 million m³; ainsi une étude de vérification de stabilité . Enfin , nous avons compléter notre travail par une organisation de chantier.

Abstract:

In the present work we made a complete technical study on the wadi of GHANGA (Wilaya of ANNABA) for the establishment of a dam, intended for the drinking water supply and the irrigation of 300 ha. After having making a geological investigation, followed by a thorough hydrological study we have dimensioned our work with a height of 23.3 m, and a capacity of 13 million m³; then a we have checked stability. Concerning the realization, we have made an organization of building site.

Liste des planches

Plans N° 01 : Coupe géologique suivant l'axe de la digue

Plans N° 02 : Coupes en travers types et détails de la digue des trois variantes.

Plans N° 03 : Profil en long de l'axe de la digue.

Plans N° 04 : Coupes en travers de la digue de barrage de MAHCHA

Plans N° 05 : Schémas de calcul de stabilité de la digue du barrage MAHCHA
W.ANNABA.

Plans N°06 : Schémas de calcul de stabilité de la digue du barrage MAHCHA
W.ANNABA.

Plans N° 07: Profil en long de l'évacuateur de crues .

Plans N° 08 : Plan d'aménagement de barrage MAHCHA W.ANNABA..

Plans N° 09 : Organisation de chantier du barrage MAHCHA (W.ANNABA).

La liste des tableaux

Tableau II-01 : Points d'emplacement des sondages.....	12
Tableau II-02 : Essais de classification.....	13
Tableau II-03 : Essais au laboratoire géotechnique	13
Tableau II-04 : Essais au laboratoire géotechnique	13
Tableau II-05 :Description du matériau	17
Tableau II-06 : Les résultats des essais géotechnique	21
Tableau II-07 : Les essais de cisaillement	22
Tableau III-01 : Calcul des surfaces cumulées.....	30
Tableau III-02 : Détermination des altitudes.....	32
Tableau III-03 : Détermination de la pente Roche I_p	33
Tableau III-04 : Classification de type de relief.	34
Tableau III-05 : Profil en long de talweg principal	38
Tableau III-06 : Tableaux récapitulatif.	39
Tableau III-07 : Les valeurs de températures.....	39
Tableau III-08 : Répartition mensuelle de l'évaporation	40
Tableau III-09 : Caractéristiques de la station pluviométrique disponible.....	40
Tableau III-10 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle.....	40
Tableau III-11 : Caractéristiques empiriques de la série.	42
Tableau III-12 : Ajustement à la loi Gumbel.....	44
Tableau III-13 : Ajustement à la loi Galton.....	46
Tableau III-14 : La pluie de courte durée de différentes fréquences et leurs Intensités	47
Tableau III-15 : Répartition mensuelle des apports	50
Tableau III-16: Répartition mensuelle des apports après transposition	50
Tableau III-17: Ajustement de la série des apports à la loi Gumbel	52
Tableau III-18 : Répartition mensuelle des apports moyens annuels de fréquence 80%.....	53
Tableau III.19 : Répartition du volume moyen annuel	55
Tableau III.20 : Récapitulatif des résultats du volume mort.....	57
Tableau III-21 : Caractéristiques empiriques de la série.	57
Tableau III.22 : Résultats de l'ajustement Log-normal	58
Tableau III.23 : Les débits de crues fréquents.....	59
Tableau III.24 : Coefficient de forme de l'hydro gramme de crue δ	60
Tableau III.25 :Les valeurs de débits de crues en fonction de temps	60
Tableau III.26 : Répartition mensuelle des besoins	63
Tableau III.27 : Détermination de la période à bonne hydraulité.....	65
Tableau III.28 : Déterminer le débit de crues à évacuer correspondant à chaque lame hd	68
Tableau III.29 : Résultat de calcul par la méthode de Kotcherine	69
Tableau III.30 : Hauteurs des vagues.....	70
Tableau III.31 : Calcul de la largeur en crête.....	71
Tableau III.32 : Coût et volume de la digue.....	72
Tableau III.33 : Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs.....	73
Tableau III.34 : Résultats de calculs du coût du canal d'approche pour les différentes largeurs.....	74
Tableau III.35 : Récapitulatif des coûts du coursier pour différentes largeurs déversantes	75
Tableau III.36 : Récapitulatif des prix totaux pour les différentes largeurs déversantes	75
Tableau III.37 : Caractéristiques du barrage.....	76
Tableau IV.01 : Hauteurs des vagues.....	81
Tableau IV.02 : Résultats de calculs de largeur de crête	82
Tableau IV.03 : Valeurs indicatives des fruits de talus.....	83

Tableau IV.04: Epaisseur de l'encrochement et D50 minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague.	85
Tableau IV.05: Classe de l'ouvrage en fonction du type du sol	86
Tableau IV.06: Valeurs de I adm en fonction du type d'ouvrage	87
Tableau IV.07 : Calcul volumes des recharges (argile).....	90
Tableau IV.08 : Calcul des volumes de Rip Rap amont et aval	91
Tableau IV.09 : Calcul de volume des filtres.....	91
Tableau IV.10 : Volumes des recharges.....	92
Tableau IV.11 : Calcul des volumes du noyau.....	93
Tableau IV.12 : Calcul des volumes du revêtement rip-rap.....	93
Tableau IV.13 : Calcul des volumes des graviers.....	94
Tableau IV.14 : Calcul des volumes des recharges (encrochements).....	95
Tableau IV.15 : Calcul des volumes du béton.....	95
Tableau IV.16 : Calcul de volume de sables et gravier.....	96
Tableau IV.17 : Les coûts des différentes variantes étudiées	97
Tableau V.01 : Différentes caractéristique de la digue.....	99
Tableau V.02 : Récapitulatif des résultats de la première couche de filtre.....	101
Tableau V.03 : Récapitulatif des résultats de la deuxième couche de filtre.....	102
Tableau V.04 : Récapitulatif des résultats des argiles.....	102
Tableau V.05 : Paramètres des drains.....	103
Tableau V.06 : Coordonnées de la parabole de KOZENY	106
Tableau V.07 : Débit de fuite à travers la digue.....	107
Tableau V.08 : Débit de fuite de la Fondation.....	107
Tableau V.09 : Débit de fuite de barrage.....	107
Tableau V.10 : Gradient hydraulique admissible	108
Tableau V.11: Gradient d'infiltration admissible	108
Tableau V.12: Détermination du coefficient de sécurité.....	108
Tableau V.13: Caractéristiques géotechniques des sols.....	111
Tableau V.14 : Coefficient de stabilité admissible des talus	112
Tableau V.15 : Rayons max et min en fonction de la pente du talus.....	112
Tableau V.16 : Rayons max et min de chaque talus.....	112
Tableau V.17 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.....	113
Tableau VI.01: Coordonnées du profil de Greger.....	121
Tableau VI.02 : Calcul de profondeur normale de chenal.....	123
Tableau VI.03 : Calcul de profondeur normale de coursier.....	126
Tableau VI.04 : Calcul de la ligne d'eau.....	127
Tableau VI.05: Principale résultats de bassin de dissipation	129
Tableau VI.06: Calcul de profondeur normale.....	131
Tableau VII.01: Récapitulatif des hauteurs et largeurs en crête du batardeau.....	142
Tableau VII.02 : Paramètres da calcul d'optimisation.....	143
Tableau VII.03 : Résultats da calcul d'optimisation.....	144
Tableau VIII.01 : Liste et symbole des opérations	152
Tableau VIII.02 : Devis estimatif du barrage.....	153
Tableau VIII.03 : Devis estimatif du l'évacuateur de crue	153
Tableau VIII.03 : Devis estimatif de dérivation, vidange de fond et prise d'eau	154

La liste des figures

Figure I.01 : Localisation de la Willaya de ANNABA	4
Figure I.02 : Encadrement géographique de la zone du barrage.....	5
Figure I.03 : Vue aérienne de l'axe du barrage.....	6
Figure II.01 : Lithologie de la ville.....	10
Figure II.02 : Carte de zonage sismique.....	11
Figure III.01 : Rectangle équivalent	29
Figure III.02 : Courbe hypsométrique	30
Figure III.03 : Répartition des courbes de niveaux du bassin versant de oued KHANGA	31
Figure III.04 : Le réseau hydrographique du bassin versant.....	37
Figure III.05 : Profil en long du cours d'eau principal.....	38
Figure III.06 : Répartition mensuelle des précipitations	40
Figure III.07: Ajustement à la loi Gumbel L-moment	44
Figure III.08 : Ajustement à la loi galton.....	45
Figure III.09 : Courbes des pluies de courte durée.....	49
Figure III.10 : Courbes des intensités fréquentielles.....	49
Figure III.11 : La répartition mensuelle des apports	51
Figure III.12: Ajustement à la loi Gumbel L-moment	52
Figure III.13 : Représentation mensuelle de l'apport moyen interannuel de fréquence 80%.....	53
Figure III.14: Ajustement à la loi Gumbel L-moment	52
Figure III.15 : L'Hydrogrammes des crues probables en fonction de temps	61
Figure III.16 : L'Hydrogramme de la crue de projet pour une période de retour 1000 ans.	62
Figure III.17 : Courbes Hauteurs -Surface.....	64
Figure III.18 : Courbes Hauteurs-Capacité.....	64
Figure III.19 : Courbes surface-capacité.....	64
Figure III.20 : Courbes $H=f(Q,q)$	69
Figure III.21 : Principe de calcul du volume d'un barrage.....	72
Figure III.22 : Courbe d'optimisation	73
Figure IV.01 : Longueur en crête.....	83
Figure IV.02 : Répartition des bermes.....	84
Figure V.01 : Répartition des bermes	99
Figure V.02 : Détails des revêtements de talus (a) talus amont (b) talus aval.....	100
Figure V.03 : Disposition de la clé d'encrage	104
Figure V.04 : Tracé de la ligne de saturation.....	105
Figure V.05 : Principe du calcul de stabilité.	109
Figure VI.01 :Construction géométrique du profil greager	120
Figure VI.02 :Profil greager	121
Figure VI.I03 : La ligne d'eau dans le coursier.....	127
Figure VII.01 : Schéma général des ouvrages de dérivation	139
Figure VII.02 : Courbe de tarage	141
Figure VII.03 : Courbe d'optimisation de diamètre de la galerie de dérivation.....	145

SOMMAIRE

Introduction general

Chapitre I : Etude Topographique

Introduction	3
I.1. Choix du site du barrage	3
I.2 Situation géographique du site	4
I.3 Caractéristiques morphologique	5

Chapitre II : Etude Géologique Et Géotechnique

Introduction	8
II.1. Etude géologique.....	8
II.1.1. géologie régional	8
II.1.2. géologie du site	9
II.2. Sismicité.....	11
II.3. Etude géotechnique.....	12
II.3.1 Etudes de foundation.....	12
a-fouilles sondages carottés	12
b-Sondages et puits	14
II.4 site de Matériaux de construction	17
II.4.1 Zone d'emprunt	17
II.4.2 : Classification géotechnique des matériaux	18
II.4.3 : Qualité des matériaux et évaluation des zones d'emprunt	20
II.5 Essais au laboratoire.....	21
II.5.1 Résultats et interprétation des essais de laboratoire	21
II.6 : Evaluation des paramètres géotechniques	22
Conclusion.....	24

Chapitre III : Etude Hydrologique

Introduction	26
III.1 Le bassin versant.....	26
III.1.1 Caractéristiques morphologiques	27
a) Caractéristiques géométriques.....	27
b) Paramètres de forme	28
b.1) Indice de GRAVELIUS.....	28
b.2) Coefficient d'allongement.....	28
b.3) Rectangle équivalent	28
b.4) Le relief	29
b.5) Les indices de pentes.....	32
A. Indice de pente de roche :	32
B. Indice de pente global :	33
C. Indice de pente moyenne.....	34
D. Dénivelé spécifique.....	34
III.1.2) Caractéristiques du réseau hydrographique	35
III.1.2.1 Le réseau hydrographique	35
A. Densité de drainage.....	35

B. Densité des thalwegs élémentaires.....	35
C. Coefficient de torrentialité.....	35
D. Temps de concentration du bassin versant t_c	36
E. Vitesse de ruissellement.....	36
F. Pente moyenne du cours d'eau principale I_c	36
III.1.3 Profil en long de l'oued.....	38
III.2 Caractéristiques climatique du bassin versant.....	39
III.2.1 Température	39
III.2.2 Evaporation.....	40
III.2.3 Précipitations	40
III.3 Etude précipitations.....	41
III.3.1. Homogénéisation des données	41
III.3.2. Les précipitations maximales journalières.....	42
III.3.2.1. Choix de la loi d'ajustement.....	42
III.3.2.1.1 Ajustement à la loi Gumbel	43
III.3.2.1.2 Ajustement à la loi log normal 3 (GALTON).....	45
III.3.3. La pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités	46
III.4. Etude des apports	50
III.4.1. L'apport moyen interannuel (A_0).....	50
III.4.1.1 : Station hydrométrique.....	50
III.4.2. Caractéristique de l'écoulement	51
a) Module de l'écoulement:	51
b) Module de l'écoulement relatif :	51
c) Lamé d'eau écoulée :	51
d) Coefficient de l'écoulement ou de ruissellement :	51
III.4.3 Les apports fréquentiels :	52
III.4.3.1 Ajustement de la série des apports à la loi de log normal 3(GALTON).....	52
III.4.3.2 Répartition mensuelle de l'apport moyen interannuel de fréquence 80%.....	53
III.4.4 Apport solide et Estimation de volume mort	53
III.4.4.1. Estimation de l'apport solide.....	54
a) Formule de Tixeront	54
b) Formule de Fournier	54
c). Formule de Sogreah.....	54
d) Formule de Grivilovitch :	55
III.4.4.2. Calcul du volume mort :	56
a) Méthode liée à l'érosion spécifique	56
b) Formule de Tixeront.....	56
c) Formule de Grivilovitch	56
III.5. Etude des crues.....	57
III.5.1. Déterminations des crues	57
III.5.2. Hydrogramme de crue	59
III.5.2.1 Détermination des Hydrogramme de crues probables par la méthode de Sokolovski	59
III.5.3 Choix de la crue de projet	61
III.6. Régularisation.....	63
III.6.1. Apport.....	63
III.6.2. Répartition mensuelle de la demande	63
III.6.3. Courbes « Hauteur-Capacité-Surface	63
III.6.4. Calcul du volume utile	65
II.6.4.1 Détermination de la période à bonne hydraulicité.....	65
II.6.4.2 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.....	65
II.6.4.3 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	66

a) Pertes par évaporation.....	66
b) Pertes par infiltration.....	66
II.6.4.3.1 première approximation.....	66
II.6.4.3.2 deuxième approximation.....	67
II.7. Laminage des crues.....	67
II.7.1 Principe du laminage.....	67
II.7.2. Méthode de Kotcherine.....	67
II.7.2.1 Calcul du débit déversant pour différents valeurs de h_d et b	68
II.8. Etude d'optimisation.....	70
II.8.1 La revanche.....	70
II.8.2 Largeur en crête.....	71
II.8.3 Calcul des coûts.....	71
II.8.3.1 Calcul de la digue.....	71
II.8.3.2 Calcul du coût de l'évacuateur de crues.....	73
a) Cout du déversoir.....	73
b) Coût du canal d'approche.....	74
c) Coût du coursier.....	74
Conclusion.....	77

Chapitre IV : Etude des Variantes de la Digue

Introduction.....	79
IV.1 Choix du type de barrage.....	79
IV.1.1 La topographie du site.....	79
IV.1.2. La morphologie de la vallée.....	79
IV.1.3. Les conditions géologique et géotechnique.....	79
IV.1.4. Les matériaux de construction.....	79
IV.2 Les variantes à choisir.....	80
A) Barrage homogène.....	80
B) Barrage à noyau.....	80
C) Barrage en enrochement avec masque.....	81
IV.3. Définition du profil général du barrage.....	81
IV.3.1. Hauteur de barrage.....	81
IV.3.1.1. Calcul de la revanche.....	81
IV.3.1.2. Calcul de la largeur en crête.....	82
IV.3.1.3. La longueur en crête :.....	82
IV.3.1.4. Pentés des talus.....	83
IV.3.1.5. Les bermes.....	84
IV.3.1.6. Revêtement de la crête et des talus de la digue.....	84
IV.4. Etanchéité du barrage.....	85
IV.4. 1. le noyau.....	85
IV.5 Classification de l'ouvrage.....	86
IV.6. Les drains.....	87
IV.6. 1 Dimensionnement du drain tapis.....	87
IV.6. 2 Dimensionnement du prisme de drainage (drain prisme).....	88
IV.6. 3 Dimensionnement du drain vertical.....	88
IV.7. calcul du volume des différents matériaux.....	89
IV.7.1. Barrage homogène en argile avec drain vertical.....	90
a) Recharges.....	90
b) protection rip-rap.....	91

c). filtres et drains	91
IV.7.2. Barrage zoné à noyau d'argile	92
a) les recharges.....	92
b) le Noyau	93
c) protection en rip-rap	93
d) filtres et drains.....	94
IV.7.3 Barrage en enrochement avec masque en béton.....	94
a) recharges (enrochements).....	95
b) masque en béton.....	95
c). filtres et drains	96
IV.8. Estimation du coût des variantes	97
Conclusion	97

Chapitre V : Conception Détaillé de La Digue

Introduction	99
V.1. détail constructif du barrage.....	99
V.2. Revêtement de la crête et des talus de la digue.....	100
V.2.1 filtres-drains	100
V.2.1.1 filtre	101
a)Vérification du contact noyau recharge	101
b) Détermination des filtre	101
V.2.2.1 Drain	103
V.3. Etanchéité du barrage.....	103
V.3.1. Le noyau.....	103
V.3.2. La clé d'ancrage.....	104
V.4 Calcul des infiltrations	104
V.4.1 Tracé de la ligne de saturation.....	105
V.4.2 Calcul du débit de fuite par infiltration à travers la digue	106
V.4.3 Calcul du débit de fuite à travers la fondation.....	107
V.4.4 Calcul du débit de fuite à travers le barrage (digue + fondation).....	107
V.4.5 Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage.....	107
V.4.5.1 Dispositif d'étanchéité	107
V.4.5.2.fondation du barrage	108
V.5 Calcul de stabilité	109
V.5.1 Méthode de FELLENIUS.....	109
V.5.1.1.Force de pesanteur (poids propre de la tranche).....	110
V.5.1.2.Force de pression interstitielle.....	110
V.5.1.3. Forces de cohésion	110
V.5.1.4. Forces de frottement.....	110
V.5.1.5. Force séismique	110
V.5.2 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement.....	111
V.5.2.1. Retenue pleine : (talus aval)	111
V.5.2.2. Retenue vide (fin de construction, talus aval)	111
V.5.2.3. Vidange rapide :(talus amont).....	111
V.5.3. Ordre de calcul	112
Conclusion.....	114

Chapitre VI : Etude des Ouvrages Annexes

Introduction	116
VI.1 Ouvrage d'évacuation de crues	116
VI.1.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue	116
VI.1.2 Différents types des évacuateur de crues	117
VI.1.2.1 Evacuateur de crue en puits (tulipe)	117
VI.1.2.2 Evacuateur de crue latéral à entonnement latéral	117
VI.1.2.3 Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal	118
VI.1.2.4 Evacuateur de crue en siphon	118
VI.1.3 Choix de tracé de l'axe	118
VI.1.4 Etude de la variante retenue	119
VI.1.4.1 Caractéristiques de l'évacuateur de crue	119
VI.1.4.2 Dimensionnement et calcul hydraulique	119
a)-Canal d'approche	119
b)-Déversoir	120
c)-Chenal d'écoulement.....	121
d)-Coursier	124
e)-Dissipateur d'énergie.....	128
f)-Canal de restitution	129
VI.1.4.3 Hauteur des murs bajoyers	1 32
VI.1.4.4 Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier	1 32
VI.2 Ouvrages de vidange.....	133
VI.2.1 Dimensionnement de Ouvrages de vidange	133
VI.3 La prise d'eau	136
V.I.3.1 Dimensionnement de la prise d'eau.....	136
Conclusion	137

Chapitre VII : Dérivation Provisoire

Introduction	139
VII.1 Choix Type d'ouvrage de dérivation provisoire	139
VII.2 Succession des travaux	140
VII.3 Dimensionnement de la galerie	140
VII.3.1 Courbe de tarage	141
VII.3.2 Etude technico-economique	141
VII.4 Construction du batardeau	142
VII.4.1 Dimensionnement du batardeau	142
VII.4.1.1 Type du batardeau	142
VII.5 Calcul d'optimisation	142
Conclusion	145

Chapitre VI : Organisation de Chantier

Introduction	147
VIII.1 Installation de chantier	147
VIII.1.1 Définition d'un chantier	147
VIII.1.2 Rôle de l'installation de chantier	147
VIII.1.3 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise	147
a) Installations du chantier	147

b) Installations destinées au personnel	148
c) Installations destinées au stockage des matériaux.....	148
d) Installations destinées à la réparation des engins	148
e) Installation destinée pour la préfabrication.....	148
VIII.2 Travaux de réalisation	148
VIII.2.1 Travaux de terrassements	148
VIII.2.2 Travaux d'excavations	148
VIII.2.3 Travaux secondaires.....	148
VIII.3 Les moyens de chantier	148
A- Les moyens humains	149
B - Les engins de terrassement.....	149
C - Le matériel de bétonnage	149
VIII.4 Planification.....	149
VIII.4.1 Définition.....	149
VIII.4.2 Techniques de la planification	149
VIII.4.2.1 Méthodes basées sur le réseau	150
VIII.4.2.2 La marge totale et chemin critique	151
VIII.4.2.3 Attribution des durées de chaque opération.....	151
VIII.5 Programme des travaux.....	151
V.5.1 Détermination du chemin critique	152
V.5.2. Le coût des travaux de construction de la digue.....	153
V.5.3. Le coût des travaux de construction de l'évacuateur de crue.....	153
V.5.4. Le coût des travaux de construction de dérivation,vidange de fond et prise d'eau	154
Conclusion	154
Conclusion general	

INTRODUCTION GENERALE

L'Algérie parmi plusieurs pays du monde souffre d'un manque d'eau surtout dans le côté nord ouest car leur climat est peu tempéré, pour cela on trouve un nombre important de barrages dans l'est afin de le combler.

L'eau est une source d'énergie renouvelable conduite au développement du pays ainsi que sa prospérité dans tous les secteurs. De ce fait notre pays surtout dans ces derniers temps a assigné une partie importante du revenu pour la recherche scientifique de l'eau afin de profiter de cette dernière.

Le site de MAHCHA (Wilaya de ANNABA) fait partie du marché pour l'étude de faisabilité de 12 barrages dans la région Centre-est de l'Algérie, que l'Agence Nationale des barrages (ANB), Alger, a confié au bureau d'études GEOTECNA PROGETTI (Italie) selon le contrat de 1996, comprenant un programme de reconnaissances géotechniques et géologiques, une étude hydrologique.

Ce mémoire de fin d'étude, comprend l'étude de faisabilité de barrage MAHCHA.

Enfin nous consacrerons une partie importante de notre travail à une étude hydrologique avec des données mises à jour obtenues de l'ANRH, l'ONM et de l'ANBT, et on appliquera ces résultats à cette étude de faisabilité.

Chapitre I : L'étude topographique

Chapitre 1: Etude topographique

Introduction :

Le but principal de l'étude topographiques est d'établir les documents nécessaires pour les avants projets (plans, cartes, documents ...) qui permettront aussi en premier lieu de se prononcer sur l'aptitude topographique du site et de positionner au mieux le barrage et ses ouvrages annexes . Pour cela , il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance des conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrologiques du site.

I.1. Choix du site du barrage :

Le choix d'un site apte pour la réalisation d'un ouvrage qui répond aux meilleures conditions techniques et économiques est basé essentiellement sur les connaissances et les conditions topographiques, géologiques, géotechniques du site.

On le dispose dans la partie la plus étroite de l'oued dans les gorges des vallées afin de diminuer le volume des matériaux de construction et par conséquent le coût de l'ouvrage .

Pour assurer un plus grand volume de la retenue , après l'étude de la carte d'état major et sur la base des résultats géologiques et les conditions topographiques,nous avons choisi l'axe le plus économique et le plus stable.

Ses coordonnées sont :

X = 942,7 km

Y = 382 km

Z = 98 m NGA

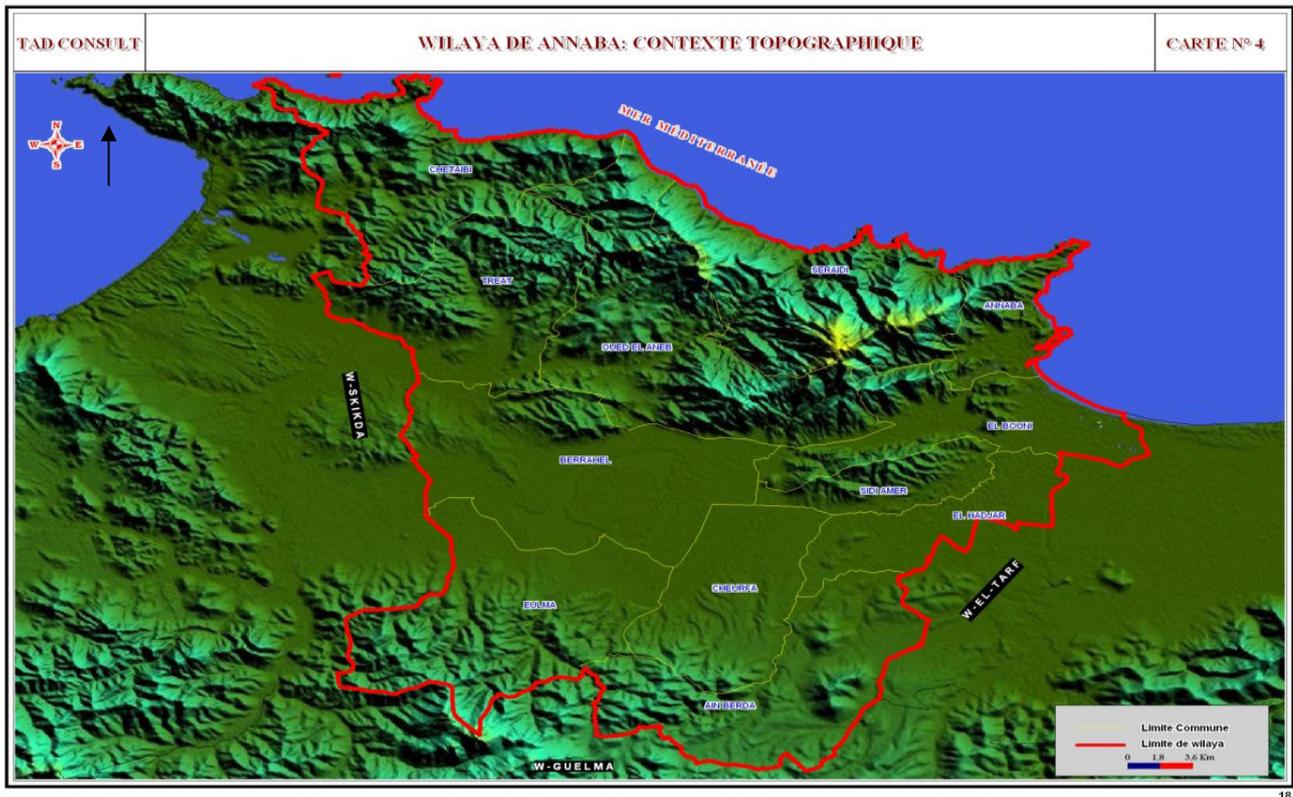


Figure I.01 : Localisation de la wilaya (ANNABA).

I.2. Situation géographique du site :

le site de barrage MAHCHA se situe à une distance de trentaine de kilomètres au sud de Annaba, dans la Commune de Ain Berda .

Le site de barrage est défini selon la carte d'Etat major de ANNABA par les coordonnées Lambert ci –dessous :

X = 942,7 km

Y = 382 km

Z = 98 m NGA



Figure I.02: Encadrement géographique de la zone du barrage

I.3.caractéristiques morphologiques :

La zone des reconnaissances est une vallée plutôt ample de 500 m environ de largeur, qui est entaillée par l'oued Khanga et le chabet Dar Said, coulant de sud en nord. Les deux cours d'eau sont séparés par une terrasse d'alluvions anciennes d'environ 300 m d'ampleur, qui s'élève jusqu'à la cote 82 m NGA. Le thalweg de l'oued Khanga se trouve à la cote 70m NGA . En rive droite, la vallée remonte le long d'un talus uniforme de faible inclinaison (4° .) jusqu'au plateau d'Ain Alem (111m NGA), qui constitue une terrasse alluviale encore plus ancienne. Il en résulte une morphologie complexe à terrasses alluviales étagées.

Le versant de rive gauche appartient à la retombe orientale du Djebel el Oust, qui est formée de grès quartzeux de la nappe numidienne. Par rapport à la rive opposée, la pente des talus est légèrement plus raide : 10° - 12° env. jusqu'à la cote 180 m NGA et à peu près 25° au-dessus.



Fi

I.03 : Localisation du l'axe du barrage

Chapitre II: Etude géologique et géotechnique

Chapitre 2: Etude Géologique et Géotechnique

Introduction :

Les études géologiques et géotechnique établies sur le site de la digue nous permettent de recommander les types d'ouvrages les mieux adaptés à implanter en fonction de la nature du sol et de ces caractéristiques, ainsi la disposition en qualités et en quantités des matériaux de construction au voisinage du site.

les principales données de base seront présentées au plan géologique sont relevées à travers une analyse des données cartographiques disponibles et une reconnaissance visuelle in situ dans l'aire d'étude qui s'étend sur une bonne partie de la vallée successivement seront présentées de manière sommaire , la configuration géomorphologique générale du site de même que l'identification provisoire des structures litho stratigraphiques en travers de la vallée réceptrice de l'ouvrage et dans la retenue .

II.1.Etude géologique

II.1.1.géologie régionale :

La géologie de la chaîne numidique, à laquelle peut être rattachée la région de l'hinterland d'Annaba, résulte très complexe du point de vue tectonique. En effet, on y rencontre un empilement de nappes de charriage, qui est d'ailleurs caractéristique de tout l'Atlas télien.

On peut y distinguer quatre ensembles sédimentaires principaux, notamment, de haut en bas:

- Nappe numidienne grés-quartzreuse, d'âge oligocène ;
- Nappe du Flysch sénonien (Crétacé sup.), argilo-marneuse;
- Nappe du Flysch du Titonien- Crétacé inf., généralement gréseux;
- Nappe d'Ain Berda (Crétacé moy. à Oligocène) avec sédiments hétérogènes.

Les sédiments de la nappe numidienne (grès quartzeux et argilites numidiennes) occupent la plupart du revers septentrional de la chaîne numidique, entre Guelma et Souk Ahras et masquent les formations des nappes sous-jacentes. Les argilites dominent la base de la série, admettant des bancs peu épais de quartzites et de grès, tandis que dans la partie supérieure de la formation on observe surtout des grosses barres de grès quartzeux séparées par des lits argileux. C'est les cas du Dj. Ouasset, et du Dj. Hadjar Nahal, à l'Est d'Ain Berda.

Le Flysch sénonien, qui comprend principalement des argilites schisteuses, affleure dans les versants des vallées .

Une partie importante du territoire, compris entre la plaine d'Annaba et la chaîne numidique, est occupée par des terrasses alluviales du Pléistocène moyen à supérieur. C'est le cas de la vallée des oueds Khanga et Ouglib, qui font l'objet des nos études. En cet endroit, ont été reconnues deux terrasses de dépôts alluvionnaires .

Dans la même zone, la formation numidienne et celle péliito-marneuse du Sénonien sont très probablement délimitées par un système de failles qui suivent la direction de la vallée.

II.1.2.géologie du site :

Dépôts actuels et récents

- ❖ gravier argileux à limon argileux avec débris de grès quartzeux, parfois avec blocs métriques du pied du versant du Djebel Ouasset .
- ❖ Colluvions limono-argileuses avec gravier et galets du pied du versant du Koudiat Mahcha et du Djebel Ain Alem).
- ❖ Alluvions actuelles et récentes du lit mineur et majeur des oueds Ouglib et Khanga et des chabet Akniga et Dar Said: sable/gravier caillouteux, argilo-limoneux.

Quaternaire ancien

- ❖ Alluvions anciennes des basses terrasses (étage Tensiftien) de la plaine alluviale entre l'oued Khanga et le chabet Dar Said : sable/gravier caillouteux, argilo-limoneux, avec blocs de grès et bancs argilo-limoneux.
- ❖ Alluvions anciennes des hautes terrasses (étage Salétien): dépôt de la terrasse érodée du plateau d'Ain Alem, formé de sable/gravier limoneux avec galets de grès.

Oligocène - Nappe numidienne

- ❖ Série argileuse et grés-quartzeuse. Les argilites dominant à la base, admettant des bancs peu épais de quartzites et de grès, tandis que dans la partie supérieure de la formation on observe surtout des grosses barres de grès séparées par des lits argileux. Ce sont des grès de teinte ocre ou rousse, tendres à durs, à grains surtout de quartz et avec traces de micas, de feldspath, de tourmaline et de glauconie. Les argilites de base sont plus ou moins schisteuses et de teinte sombre (gris, gris-bleu, noirâtre ou verdâtre).

Crétacé sup. (Sénonien) - Nappe du Flysch

- ❖ Cette série comprend principalement des argilites schisteuses blu-noir ou jaunâtre par altération. Ces argilites sont fréquemment interstratifiées avec des bancs peu épais (5-20 cm), mais nombreux, de calcaire grossier et de microbrèches calcaires à grains de quartz, de calcaire détritique et avec débris d'organismes.

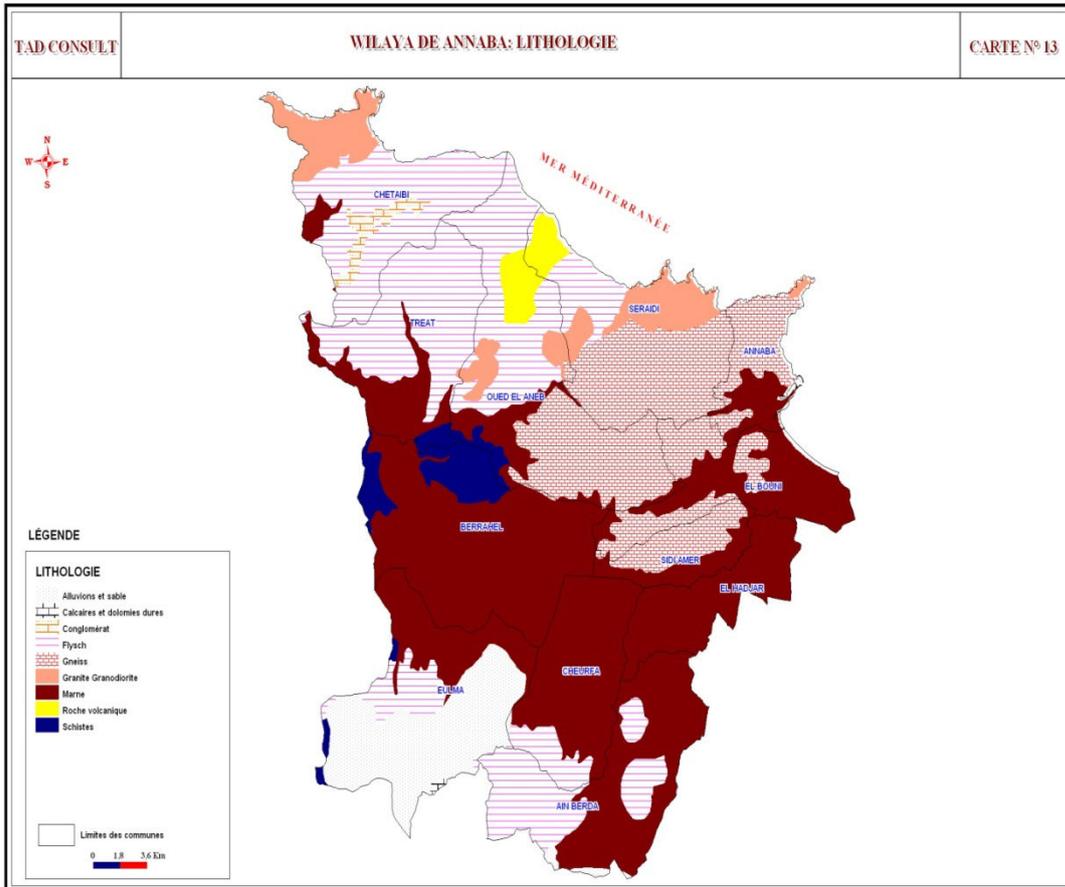


Figure (II.01): Lithologie de la ville.

II.2 Sismicité :

Selon la classification sismique donnée par le règlement parasismique algérien (RPA 1999 vers 2003) .

Le site du barrage de Mahcha se trouve proche à la zone sismique de Guelma et il peut aussi ressentir des fortes secousses de la région de Constantine.

Pour le calcul statique de barrage il faudra considérer un risque sismique d'intensité moyenne-haute .

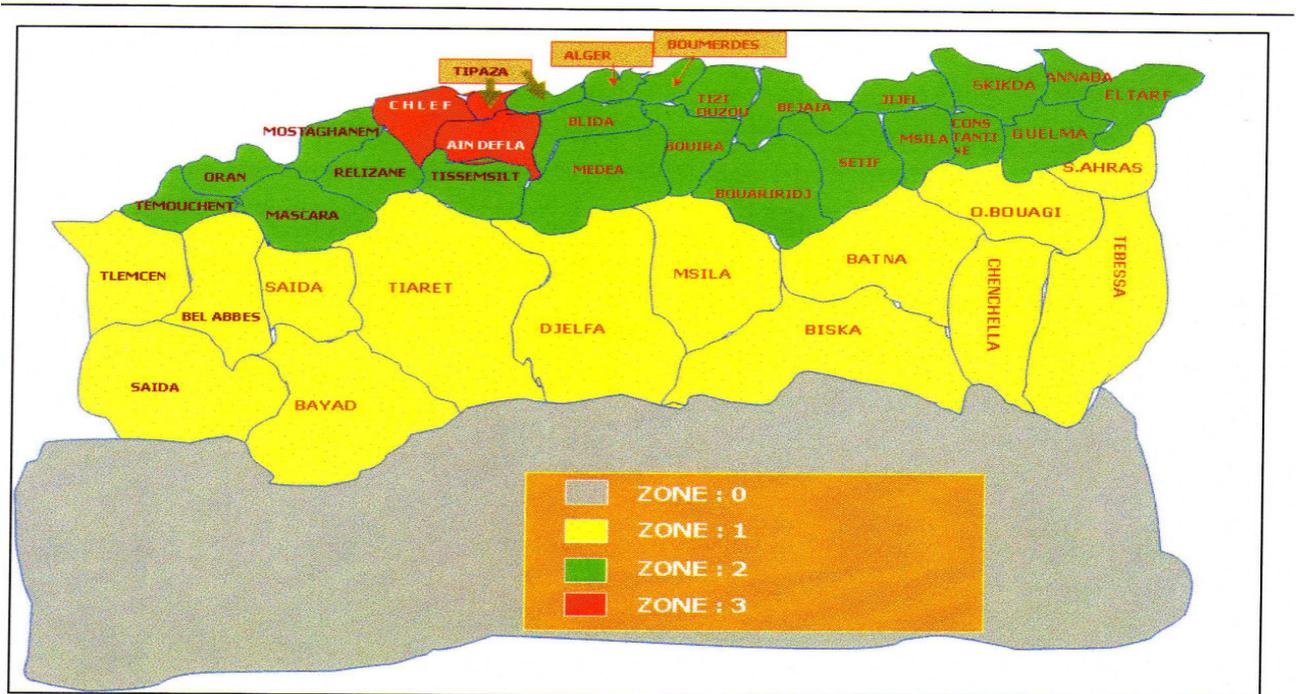


Figure 2 : Carte de zonage sismique du territoire national.

Zone 0 : sismicité négligeable

Zone 1 : sismicité faible

Zone 2 : sismicité moyenne

Zone 3 : sismicité élevée.

II.3. Etude géotechnique :

II.3.1 études de fondation :

a-fouilles sondages carottés

Le programme des reconnaissances sur le terrain a été établi en avril 1996, celui des essais en laboratoire en juillet 1997 (matériaux) et en juillet 1999 (roches et sols de fondation).

La zone de la variante aval du Mahcha a été explorée avec des forages carottés, qui ont été exécutés par la Société SERSID d'Oran entre le mois d'août 1996 et mars 1997.

Les coordonnées des sondages ont été évaluées directement sur le terrain, sans instruments. En résumé, les points d'emplacement des sondages se trouvent :

Tableau (II .01) : Points d'emplacement des sondages

SONDAGE S	COORDONNEES			SITUATION	PROFONDEUR	ESSAIS
	X (m)	Y (m)	Z (m)			
						Lugeon
S1	944 320	385 520	86	Rive droite Dar Said	57.0	2
PS1				A côté de S1	4	
S1'	944 220	385 500	81	Rive droite Dar Said	19.5	1
S2	944 115	385 515	78.5	Rive droite Dar Said	49.5	2
PS2				A côté de S2	3.9	
S3	943 800	385 520	74	Rive droite O. Khanga	40.5	
S4	943 740	385 485	65	Lit Oued Khanga	40.5	
S5	943 630	385 540	101	Rive gauche Khanga	45.0	2
S6	943 500	385 570	74	Rive droite O. Khanga	18.0	1
PS6				A côté de S6	3.5	
S7	944 120	385 460	79.5	Rive gauche Dar Said	18.0	
PS7				A côté de S7	3.3	
S8	944 100	385 575	79	Rive gauche Dar Said	18.0	
PS8				A côté de S8	3.9	
S9	943 880	385 455	80.2	Rive droite O. Khanga	20.0	2
PS9				A côté de S9	3.6	

Tous les forages ont été perforés verticalement, à travers la vallée entaillée par l'oued Khanga et le Chabet Dar Said. Foreuse employée: Terramec 400.

Pendant l'avancement des forages, des essais d'eau en pression ont été exécutés (au total 10) et paraffinées plusieurs carottes représentatives, dont les suivantes ont été sélectionnées pour les essais de classification en laboratoire :

Tableau (II .02) : Essais de classification

Forage S 1	3.8–4 m (de profondeur) ; 8.14–8.29 m ; 13.50-13.85 ; 20.6–20.8 m ; 24.95–21.15 ; 27.32-27.47 m
Forage S 2	14.67–15 m (de profondeur) ; 21–21.16 m ; 25.5–25.7 m
Forage S3	26.76-27m (de profondeur)
Forage S4	6.32–6.49 m (de profondeur) ; 6.96–7.5 m ; 9.76– 10 m
Forage S 5	8.46-8.7 m (de profondeur) ; 13.4-13.6 m

Pour la recherche des matériaux de construction des terrasses alluviales ont été explorées, situées près du site du barrage, avec des puits de reconnaissance:

Haute terrasse (argiles) : P 1-9, avec une profondeur moyenne 1.7 m;

Basse terrasse (argiles) : P 10-19, avec une profondeur moyenne de 2.4 m ;

On y a prélevé au total 19 échantillons, dont 8 ont été sélectionnés pour des essais au laboratoire géotechnique , notamment :

Tableau (II .03) : Essais au laboratoire géotechnique

Les puits	la profondeur en m
P 1	0.4–1.4 m
P 3	0.3–1.0 m
P 6	0.3–0.7 m
P 9	0.5–1.8 m
P 10	1.0–2.4 m
P 13	1.0–1.9 m
P 16	0.3–0.9 m
P 18	0.5–2.3 m

Le programme des essais prévoyait, concernant les matériaux, 8 granulométries complètes, 9 limites d'Atterberg, 5 essais de compactage Proctor, 2 essais à l'oedomètre (compressibilité et consolidation), 1 essai de cisaillement triaxial CU-U et 2 essais de compression simple sur échantillons compactés.

Le programme sur carottes représentatives de roche de fondation prévoyait

Tableau (II .04) : Essais au laboratoire géotechnique

Granulométrie complète	6 (essais)
Limites d'Atterberg	16(essais)
Détermination des paramètres physiques	48(essais)
Teneur en carbonates	4(essais)
Résistance à la compression	4(essais)
Essai brésilien	4(essais)
Cisaillement direct CD	3(essais)

b-Sondages et puits :

Le carottage a permis de définir les séquences lithostratigraphiques du sous-sol de la zone explorée de la façon suivante :

Forage S 1 (944 320/385 520, rive droite du chabet Dar Said)	l'épaisseur (m)
Colluvions argilo-limoneuses, sableuses	1.5
Argilites brunes altérées	15
Marnes schisteuses grises	40.5

Puits PS 1 (à côté de S1)	l'épaisseur (m)
Blocs et galets dans une matrice argileuse	1.7 m
Traces d'encroûtement	2 m
Argile bariolée, grise et verdâtre	2.3 m

Forage S 1' (944 220/385 500, rive droite du chabet Dar Said)	l'épaisseur (m)
Limon argileux, graveleux	1.5
Alluvions grossières argilo-limoneuses	6.0
Blocs de grès en un amas chaotique	5.8
Argile caillouteuse	1.8
Marnes schisteuses grises	4.6

Forage S 2 (944 115/385 515, rive droite du chabet Dar Said)	l'épaisseur (m)
Alluvions grossières avec blocs de grès	13.2
Marnes schisteuses grises	3.3
Niveau sableux	3.0
Marnes schisteuses grises	7.5
Niveau sableux	3.0
Marnes schisteuses grises	1.5
Niveau sableux	1.5
Marnes schisteuses grises	3.0
Niveau sableux	3.5
Marnes schisteuses grises	8.5
Niveau sableux	1.5

Puits PS 2 (à côté de S2)	l'épaisseur (m)
Terre végétale	0.3
Encroûtements à partir de	2.4
Alluvions grossières dans une matrice argileuse	3.6

Forage S 3 (943 800/385 520, rive droite de l'oued Khanga)	l'épaisseur (m)
Alluvions grossières argilo-limoneuses	4.5
Grès en blocs avec passages d'argile	6.0
Marno-calcaires altérés	4.5
Marno-calcaires schisteux	25.5

Forage S 4 (943 740/385 485, lit de l'oued Khanga)	l'épaisseur (m)
Alluvions grossières argilo-limoneuses	4.5
Marno-calcaires schisteux	36

Forage S 5 (943 630/385 540, rive gauche de l'oued Khanga)	l'épaisseur (m)
Grès quartzeux, fracturé	15.0
Grès quartzeux avec intercalations argileuses	6.0
Grès quartzeux très fracturé	12.1
Marno-calcaires schisteux	11.9

Forage S 6 (943 500/385 570, rive droite de l'oued Khanga)	l'épaisseur (m)
Terre végétale	0.5
Alluvions grossières argilo-limoneuses	7.0
Blocs de grès avec passées argileux et caillouteux	3.0
Marnes schisteuses altérées	2.6
Marnes schisteuses	4.9

Forage S 7 (944 120/385 460, rive gauche du chabet Dar Said)	l'épaisseur (m)
Alluvions grossières argilo-limoneuses	10.7
Marnes schisteuse grises	7.3

Puits PS 7 (à côté de S 7)	l'épaisseur (m)
Terre végétale	0.3
Alluvions grossières dans une matrice argileuse	3.0

Forage S 8 (944 100/385 575, rive gauche du chabet Dar Said)	l'épaisseur (m)
Alluvions grossières argilo-limoneuses	9.6
Argile brune	2.15
Marnes schisteuses grises	6.25

Puits PS 8 (à côté de S 8)	l'épaisseur (m)
Terre végétale	0.6
Alluvions grossières dans une matrice argileuse	3.3

Forage S 9 (943 880/385 455, rive droite de l'oued Khanga)	l'épaisseur (m)
Limon argileux, graveleux	5
Alluvions grossières argilo-limoneuses	10.2
Marnes schisteuses grises	8.3

Puits PS 9 (à côté de S 9)	l'épaisseur (m)
Terre végétale	0.3
Argile plastique brune	1.7
Alluvions grossières dans une matrice argileuse	1.6

- Les alluvions de la plaine entre l'oued Khanga et le chabet Dar Said sont en général grossières et constituées de sable/gravier avec cailloux 6 -15 cm et de blocs de grès jusqu'à 1 m, englobés dans une matrice argilo-limoneuse rougeâtre, jaune-ocre, grise et beige. L'ensemble est intercalé localement par des couches de limon argileux et argile (par exemple S1', S8 et PS9) et par des accumulations de blocs de grès. L'épaisseur moyenne de l'amas alluvial (S1', S2-3, S6-9) est de 12 m environ avec un maximum de 15,1 dans le forage S1'. Par contre, dans le forage S4, situé près du lit de l'oued Khanga, l'épaisseur des alluvions est de 4.5 m. Du point de vue stratigraphique, ce sont surtout des sédiments anciens (Tensiftien), dont la distinction avec les dépôts récentes et plus anciens est possible après une étude fouillée des carapaces .
- une couche de colluvions argilo-limoneuses, graveleuses, de 1.5 m d'épaisseur, cache le substratum rocheux dans la zone du versant de rive droite entre les forages S 1' et S 1
- le substratum rocheux est représenté en général, à l'exception de la zone du S 5 (rive gauche de l'oued Khanga), où affleurent les grès quartzeux numidiens, par des pélites et marnes plus ou moins carbonatiques, qui, par extrapolation des affleurements de la carte géologique, appartiennent probablement à la formation du Flysch sénonien. Les niveaux sableux (non mieux définis dans les log du forage), qui s'intercalent dans les pélites du forage S2, pourraient être attribués à microbrèches détruites par l'outil de perforation. Nous supposons en outre que les argilites brunes altérées du S 1, qui intéressent le sous-sol jusqu'à 16.5 m de profondeur, fassent partie du Flysch sénonien.

II.4 site de Matériaux de construction :

Au niveau du projet d'exécution l'étude nous a permis de préciser la nature les caractéristiques et la configuration des terrains et de confirmer le volume disponible de matériaux. les recherches des matériaux de construction se sont développées en deux zones, situées près du site sur l'oued Khanga, où sont présentes des importantes terrasses d'alluvions grossières, argilo-limoneuses. Le but des puits était de déterminer des gisements de matériaux fins pour le noyau .

II.4.1 Zone d'emprunt :

Zone 1 – Haute terrasse

Reconnaitances : neuf puits (P 1-9) à la profondeur moyenne de 1.7 m.

Zone 2 – Basse terrasse

Reconnaitances : dix puits (P10 – 19) à la profondeur moyenne de 2.4 m.

En résumé:

Tableau (II .05) : Caractéristique des zones d'emprunte

Puits N.	Epaisseur [m]	Description sommaire du matériau
Zone 1		
P 1	2.2	Argile marron peu limoneuse et argile legerement graveleuse
P 2	1.4	Argile brune peu limoneuse et peu graveleuse
P 3	1.5	Argile ocre peu limoneuse, graveleuse
P 4	1.1	Argile limoneuse, peu graveleuse
P 5	1.0	Argile ocre peu limoneuse et peu graveleuse
P 6	0.7	Argile ocre peu limoneuse et peu graveleuse
P 7	1.1	Argile ocre limoneuse, graveleuse
P 8	1.7	Argile peu limoneuse, graveleuse
P 9	1.8	Argile jaune peu limoneuse, graveleuse
Zone 2		
P 10	2.4	Argile ocre à marron, peu limoneuse
P 11	1.0	Argile marron
P 12	2.5	Argile brunâtre, peu limoneuse, avec quelques cailloux
P 13	2.0	Argile brunâtre à jaunâtre peu limoneuse avec cailloux
P 14	2.5	Argile brunâtre à jaunâtre peu limoneuse avec cailloux
P 15	2.6	Argile marron
P 16	0.9	Argile marron
P 17	2.5	Argile brunâtre à jaunâtre peu limoneuse
P 18	3.2	Argile à argile sableuse
P 19	2.2	Argile marron

Il en résulte que l'épaisseur moyenne des argiles est de 1.32 m pour la zone 1 d'emprunt et de 2.2 m pour la zone 2.

II.4.2 : Classification géotechnique des matériaux :

Les essais ont été exécutés sur 7 échantillons représentatifs des zones 1 et 2. Les diagrammes des essais en laboratoire sont assemblés dans l'ANNEX II .

Zone 1

P 1 (0,4 – 1.4 m)

C'est un gravier, argile, très sableux, avec éléments fins de haute plasticité (LL = 56.1, IP = 27,1). La teneur en eau nat. w_n est de 14.5%.

Soumis à un essai de compactage Proctor , le matériau a donné une densité sèche (DP) de 1.766 t/ m³ et une teneur en eau opt. de 14.15 % (S_R 0 73.7%). Cet échantillon, compacté à la densité Proctor, a été soumis a un essai de résistance a la compression simple les valeurs sont comme suit:

$q_s = 2.7$ bar, qui correspond à une résistance au cisaillement non drainée $S_u = 1.35$.

Toujours compacté à la densité Proctor, le même échantillon a été soumis à un essai de compressibilité et de consolidation à l'oedomètre. Les résultats du laboratoire SERSID sont comme suit :

- indice de compression $C_c = 0.132$;
- coefficient de consolidation c_v à 16 bar = $1.86 \cdot 10^{-5}$ cm²/s;
- coefficient de perméabilité k (à 16 bar) = $8.6 \cdot 10^{-11}$ cm/s;
- coefficient de consolidation c_v à 32 bar = $1.61 \cdot 10^{-5}$ cm²/s;
- coefficient de perméabilité k (à 32 bar) = $3.6 \cdot 10^{-11}$ cm/s.

Nous avons calculé un module de compressibilité oedométrique $E_o = 127.2$ bar

P 3 (0,3 – 1.0 m)

Il s'agit d'un gravier, argile, sable avec des éléments fins de plasticité moyenne (LL = 25, IP 17.1), du type GC-CL (selon USCS). La teneur en eau naturelle. w_n est 5.2%.

P 6 (0,3 – 0.7 m)

Le matériau analysé est une argile organique de haute plasticité (LL = 63, IP = 28.34), sableuse, du type OH selon USCS. Pour la teneur en eau naturelle. $w_n = 9.4\%$, l'indice de consistance IC est 1.89, qui exprime un état solide.

Soumis à un essai de compactage Proctor standard, le matériau a donné une densité sèche (DP) de 1.814 t/ m³ et une teneur en eau optimale. de 12.0 % ($S_R = 70.1$).

Zone 2

P 10 (1.0 – 2.4 m)

C'est un sable argileux avec fins de plasticité moyenne ($LL = 32.7$, $IP = 18.52$), vert noirâtre, avec traces de gravier. D'après la classification USCS il s'agit d'un sol à la limite entre le type SC-CL et CL. La teneur en eau nat. w_n est 12.1%.

Soumis à un essai de compactage Proctor, le matériau a donné une densité sèche (DP) de 1.864 t/m^3 et une teneur en eau optimal. de 12.53 % ($S_R = 80.3$). Le même échantillon, compacté à la densité Proctor, a été soumis à un essai de cisaillement triaxial. L'essai a été exécuté en conditions consolidées, non drainées (CU) et pas en conditions CU-U, comme c'était prévu dans le programme. Les résultats obtenus sont les suivants: $c_U = 0.2 \text{ bar}$; $\phi_U = 9^\circ$, qui sont très faibles par rapport au type de matériau analysé.

P 13 (1.0 – 1.9 m)

Selon la classification USCS c'est un limon argileux organique du type OL, très sableux, avec fins de faible plasticité ($LL = 32.7$, $IP = 18.52$), verdâtre, avec traces de gravier.

Soumis à un essai de compactage Proctor, le matériau a donné une densité sèche (DP) de 1.8 t/m^3 et une teneur en eau optimal. de 14.5. Teneur en eau nat. $w_n = 7.7\%$.

P 16 (0.3 – 0.9 m)

C'est un sable argileux du type SC-CH / CH (USCS) avec éléments fins de haute plasticité ($LL = 63$, $IP = 33.72$), avec traces de gravier et de restes de matière organique.

P 18 (0.5 – 2.3 m)

Ce matériau est un gravier argileux très sableux ou un sable argileux avec éléments fins de moyenne plasticité ($LL = 31$, $IP = 13$). Ce matériau est classé dans le groupe GC-CL ou SC-CL de la classification USCS. La teneur en eau nat. w_n est 6.8%.

Soumis à un essai de compactage Proctor, le matériau a donné une densité sèche (DP) de 1.828 t/m^3 et une teneur en eau optimal. de 14.2 %. Cet échantillon, compacté à la densité Proctor (DP), a été soumis à un essai de compression simple qui a donné le résultat suivant :

$q_s = 1.82 \text{ bar}$, qui correspond à une résistance au cisaillement non drainée $S_u = 0,914$;

Le même échantillon, toujours compacté, a fourni à l'oedomètre les paramètres suivantes:

- indice de compression $C_c = 0.156$;
- coefficient de consolidation c_v à 16 bar = $1.06 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$;
- coefficient de perméabilité k (à 16 bar) = $5.0 \cdot 10^{-12} \text{ cm/s}$;
- coefficient de consolidation c_v à 32 bar = $6.62 \cdot 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{s}$;
- coefficient de perméabilité k (à 32 bar) = $1.7 \cdot 10^{-12} \text{ cm/s}$.

De la courbe de compressibilité, entre 1 et 10 bar, nous avons calculé un module oedométrique $E_o = 96$ bar.

En résumé, les matériaux analysés sont surtout des graviers et de sables argileux (GC-CL, GC-CH, SC-CL), et, d'une façon subordonnée, des argiles et des limons organiques (OL, OH). Les paramètres géotechniques moyens des échantillons inorganique (P1/0.4-1.4 m, P3/0.3-1 m, P10/1-2.4 m, P16/0.3-09m, P18/0.5-2.3 m) sont les suivants :

Fraction colloïdale ($< 2 \mu$):	2.7 (± 2.1)%	[4 essais]
Fraction 2-60 mm:	57.2 (± 5.8)%	[4]
Poids spécifique des grains	2.65 (± 0.018)g/cm ³	[5]
Teneur en eau w_n :	8.9 (± 3.7)%	[5]

Eléments fins:		
Limite liquidité LL	41.6 (± 16.8)%	[5]
Indice plasticité IP	22.0 (± 8.1)%	[5]
γ_d opt. (DP)	1.82 (± 0.04) t/m ³	[3]
w opt.	13.6 (± 0.95)%	[3]

II.4.3 : Qualité des matériaux et évaluation des zones d'emprunt

Argiles de noyau

Les puits de reconnaissance ont mis en évidence la présence de matériaux à matrice fine, hétérogènes, qui passent d' un gravier argilo-limoneux (GC-CH/GC-CL) à sables aussi argilo-limoneux (SC-CH/SC-CL) et à argiles et limons organiques (OH, OL). La matière organique est apparemment plus répandue dans la zone d'emprunt 2, avec un sols de couleur généralement brunâtre.

Pour les zones explorées, en tenant compte aussi de la couche d'humus, nous avons évalué un refus du 40% environ pour la zone 1 et majeur pour la zone 2. Evidemment les résultats obtenus avec les reconnaissances ne sont pas ceux espérés, surtout en ce qui concerne la qualité. Toutefois, la vallée des oueds Ouglib, Akhniga, Khanga et du chabet Dar Said offre amples surfaces de sols alluviaux et colluviaux qui peuvent satisfaire les exigences du projet. A cet égard, nous nous référons aux pentes de Djebanet Mna ou à celles terrassées du Bou Zetoun , mais aussi aux argiles colluviales des talus du Bou Hammam.

II.5 Essais au laboratoire :

Les essais de laboratoire se divisent en deux grandes catégories :

1) Les essais d'identification comprennent :

- L'analyse granulométrique qui étudie la répartition des grains, constituant le sol selon leur taille.

- Limites d'Atterberg : caractérisant les différents états de consistance d'un sol fin (limite de plasticité ; limite de liquidité ; indice de plasticité)

2) Les essais mécaniques comprennent :

- les essais de compressibilité: le but de l'essai est de déterminer en laboratoire sur des échantillons intacts, les caractéristiques nécessaires au calcul des tassements du sol en place sous le poids d'une charge verticale et au suivi de l'évolution dans temps, de ses tassements.

- L'essai triaxial pour la détermination de l'angle de frottement interne et la cohésion spécifique et éventuellement les contraintes normales et tangentielles admissibles.

- L'essai Proctor normale, pour déterminer la densité maximale requise correspondant à une teneur en eau optimum définie par l'énergie de compactage.

II.5.1 Résultats et interprétation des essais de laboratoire :

Le fait qu'une partie du programme d'essais en laboratoire sur carottes représentatives du substratum de fondation, proposé au laboratoire, n'ait été pas exécutée est apparemment due à la détérioration des matériaux dans les caisses pendant la longue période de dépôt. En ce qui concerne les pélites et les marnes sénoniennes, les caractéristiques géotechniques moyennes sont :

Tableau (II .05) : Les résultats des essais géotechnique .

Argilites altérées de rive droite (S 1)		
limite liquidité LL	48.8 %	[3 essais]
indice plasticité IP	24.3 %	[3]
teneur en carbonates	17 %	[2]
poids spécifique grains γ_s	2.655 g/cm ³	[3]

Pélites et marnes du Flysch sénonien (S 2-4)		
limite liquidité LL	49.1 %	[9 essais]
indice plasticité IP	23.3 %	[9]
teneur en carbonates	13%	[1]
indice consistance IC	1.87	[3]
teneur en eau w_n	6.1 %	[4]
poids spécifique grains γ_s	2.657 g/cm ³	[9]
densité	2.216 t/m ³	[3]

Du point de vue géotechnique, ce sont des argiles plastiques CH (50% des échantillons analysés) et des limons argileux CL (50%) de bonne consistance ($IC_{MOY} = 1.87$), précomprimés. La teneur en carbonate, mesurée sur 3 échantillons (13-21%), indique que la roche est essentiellement pélitique, mais elle ne peut pas être considérée représentative, étant possibles des valeurs plus élevées (par exemple dans les marnes des forages S 3 et S 4).

Deux essais de cisaillement direct consolidé, drainé (CD), ont été exécutés sur deux échantillons de pélite du forage S1 avec les résultats sont présentés dans le tableau II.6 :

Tableau (II.6) : Les essais de cisaillement .

Echantillon	Angle de frottement φ'	Cohésion c'
Forage S 1 (3.8 – 4 m)	59.7°	1.2 bar
Forage S 1 (13.5–13.85 m)	41.8°	3.4 bar

Les deux échantillons de grès numidien (S 5), qui ont été soumis à un essai de compression simple, ont fourni une résistance qui varie entre 700 et 720 bar. La résistance la traction pour les mêmes échantillons variée de 200à215 bar est, nous constatons qu'elle est élevée. Les diagrammes des essais en laboratoire sur échantillons représentatifs du substratum sont assemblés dans le fascicule .

II.6 : Evaluation des paramètres géotechniques

Pour le calcul de la capacité portante des alluvions de fondation et du substratum rocheux, nous proposons des paramètres géotechniques basés en défaut d'essais en laboratoire significatifs - sur les classifications susdites (puisées des résultats des recherches effectuées), sur les observations du comportement de la roche dans la nature, et sur des comparaisons avec les valeurs empiriques pour les roches semblables de la littérature.

Fondation

<u>Alluvions de l'oued Khanga et du chabet Dar Said</u>	
Densité humide	2.1 t/m ³
Densité saturée	2.2 t/m ³
Cohésion, c	1,1 t/m ²
Angle de frottement φ	36°

<u>Alluvions des oueds Ouglib et Akhniga</u>	
Densité humide	1,95 t/m ³
Densité saturée	2.1 t/m ³
Cohésion, c	1,2 t/m ²
Angle de frottement φ	25°

<u>Alluvions argileuses</u>	
Densité humide	1.8 t/m ³
Densité saturée	1.9 t/m ³
Cohésion, c'	2,0 t/m ²
Angle de frottement φ'	19°

<u>Eboulis argileux de rive gauche de l'oued Ouglib</u>	
Densité humide	2.05 t/m ³
Densité saturée	2.15 t/m ³
Cohésion c'	2,1 t/m ²
Angle de frottement φ'	22°

<u>Grès numidien</u>	
Densité humide	2.7 t/m ³
Densité saturée	2.7 t/m ³
angle frottement φ	45°

<u>Pélites et marnes altérées du Sénonien</u>	
Densité humide	1.8 t/m ³
Densité saturée	1.8 t/m ³
cohésion, c	1,4 t/m ²
angle frottement φ	24°

<u>Pélites et marnes saines du Sénonien</u>	
Densité humide	1.9 t/m ³
Densité saturée	1.9 t/m ³
cohésion, c	1,8 t/m ²
angle frottement φ	28°

Remblais

<u>Argile de noyau</u>	
Densité Proctor	1.8 t/m ³
Densité saturée	1.9 t/m ³
Cohésion, c' :	1,7 t/m ²
Angle de frottement φ' :	19°
<u>Tout-venant alluvionnaire</u>	
Densité Proctor:	2.0 t/m ³
Densité saturée :	2.1 t/m ³
Cohésion, c :	1,5 t/m ²
Angle de frottement φ :	30°
<u>Enrochement (grès)</u>	
Densité humide:	2.25 t/m ³
Densité saturée :	2.3 t/m ³
Cohésion, c :	2,4 t/m ²
Angle de frottement φ :	42°
<u>Drainages et filtres</u>	
Densité humide:	1.9 t/m ³
Densité saturée :	2.1 t/m ³
Cohésion, c :	2,3 t/m ²
Angle de frottement φ :	34°

Conclusion

Les résultats des données géologiques, et géotechniques, nous permettent de faire les conclusions et les recommandations suivantes :

L'assiette destinée à recevoir la retenue est caractérisée par des formations géologiques qui sont des argiles limoneuses et de grès quartzeux du numidien qui se présentent aisément exploitables en quantité bien supérieure à celle demandée pour la réalisation des recharges du barrage de Mahcha.

Les recherches des argiles limoneuses pour la réalisation du noyau étanche se sont développées en deux zones situées à 2 Km environ de l'aval du site de barrage. Il s'agit de couches minces d'argiles limoneuses et de sables argileux, dont on dispose de quantités insuffisantes.

Les alluvions récentes de l'oued ouglib, constituées en bonne partie de sols argilo-limoneux, peuvent aussi être considérées pour la construction de couches de transition.

Le Djebel Ousset, en rive gauche, présente des affleurements étendus de grès quartzeux du Numidien.

C'est une roche de bonne résistance, qui se présente aisément exploitable en quantité bien supérieure à celle demandée pour la réalisation des recharges du barrage de Mahcha.

Chapitre III : Etude hydrologique

Chapitre III: Etude Hydrologique

Introduction:

L'hydrologie peut être définie brièvement comme la science qui étudie le cycle de l'eau dans la nature et l'évolution de celle-ci à la surface de la terre et dans le sol, sous les trois états : gazeux, liquide et solide ; l'une de ses branches principales est consacrée à l'analyse du débit des crues d'eau.

Des études hydrologiques plus ou moins poussées sont indispensables dès le début de la mise sur pied des projets d'usines hydroélectriques, de distribution d'eau, de protection contre les crues, de drainage, d'irrigation . Le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont liés à une évaluation correcte de l'importance de la crue . Dans ce cadre nous procédons dans une étude hydrologique du bassin versant de l'Oued KHANGA pour déterminer certains paramètres de base pour la réalisation du barrage , comme le volume mort , volume utile , le débit régularisé , le débit de crues , le débit solide , le laminage des crues etc

III.1 .Caractéristiques générales du bassin versant :

Chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage des eaux. Cette limite est déterminée sur la carte topographique . En commençant par l'exutoire, on trace à main levée des segments perpendiculaires aux courbes de niveau en passant par les crêtes , aboutissant automatiquement à l'exutoire .

III.1.1 Caractéristiques morphologiques :

Le bassin versant de l'Oued KHANGA fait partie du grand bassin versant .

Oued KHANGA long la route communale qui mène vers AIN Berda. Son réseau hydrographique est constitué d'un cours d'eau principal, et de plusieurs Oueds et chaabets qui se jettent dans ce dernier. Les principaux affluents sont :

- Oued OLGA.
- Oued EL M4ZARA.
- Oued ARD DEGMA.
- Oued BOU ROUIGA.
- Oued SLOUGUI.
- Oued EL MEROUDJ.
- Oued EL M'KIMENE.
- Oued M'ZAR EL ARBI.
- Oued EK KERMA.
- Oued OUGLIB

Ses coordonnées sont :

X = 942.7 km

Y = 382 km

Z = 98 m NGA

a) Les caractéristiques géométriques :

1- la Surface du bassin versant est: **S = 74.1 km²**

2- La longueur du thalweg principal : **L = 13.5 km**

3- le périmètre P du bassin versant : **P = 36.5 km**

b) : Paramètres de forme :

b.1) Indice de compacité de Gravelius K_C :

Appelé aussi indice de forme, cet indice caractérisant la forme du bassin versant est le rapport entre le périmètre du bassin P et la circonférence du cercle P_c de rayon R ayant la même superficie S que bassin, soit :

$$K_C = \frac{P}{P_c} = \frac{P}{2\pi R} ; R = \sqrt{\frac{S}{\pi}} \quad P_c = 2\pi R = 2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}} \dots\dots\dots (III.01)$$

$$K_C = \frac{P}{2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (III.02)$$

P : périmètre du bassin versant (Km)

S : surface du bassin versant (Km²) soit : **$K_C = 1.2$**

Si $K_C = 1 \Rightarrow$ bassin ramassé

Si $K_C > 1 \Rightarrow$ bassin allongé

Selon la valeur de K_C on pourra dire que notre bassin est de forme allongée.

b.2) Coefficient d'allongement :

Il est donné par la formule suivante : $C_a = \frac{L^2}{S} \dots\dots\dots (III.03)$

Soit : **$C_a = 2.46$**

b.3) Rectangle équivalent ou Rectangle de Gravelius :

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

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P = 2*(L+l) \quad \text{et} \quad S=L*l \rightarrow (1) \dots\dots\dots (III.04)$$

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

$$K_C = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \rightarrow (2) \dots\dots\dots (III.05)$$

De (1) et (2) on obtient une Equation de 2^{ème} degré admet deux solutions $L_r ; l_r$:

$$L_r = \frac{K_C \sqrt{S}}{1,12} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_C} \right)^2} \right) \dots\dots\dots (III.06)$$

$$l_r = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,12} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right) \dots\dots\dots(III.07)$$

Avec L_r : longueur du rectangle équivalent en (Km)

l_r : largeur du rectangle équivalent en (Km)

On obtient : $L_r = 12.55 \text{ km}$ et $l_r = 5.9 \text{ km}$

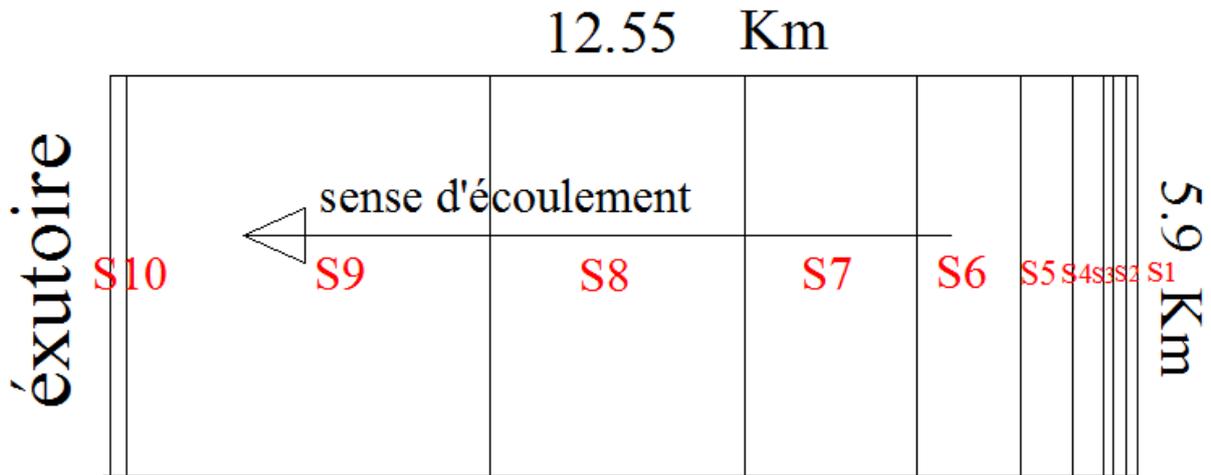


Figure III.01: Rectangle équivalent

b.4) Le relief :

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

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

Courbe hypsométrique :

Le processus météorologique et le phénomène de ruissellement étant affectés par le relief, il est important de tracer la courbe hypsométrique.

Cette courbe est tracée selon les résultats des mesures de la répartition du bassin versant par tranche d'altitude, et surfaces partielles.

Le tableau (III.1) suivant expose explicitement les résultats des mesures effectuées sur la carte topographique à l'échelle 1/50000^e. Donnée par la ANBT d'ALGER

Tableau III.01 : Calcul des surfaces cumulées

Altitude (H)	Altitude moyenne	Surfaces partielles	Surfaces partielles	Surfaces cumulées	Surfaces cumulées
(m)	(m)	(km ²)	(%)	(km ²)	(%)
980-900	940	0.22	0.3	0.22	0.3
900-800	850	0.56	0.75	0.78	1.05
800-700	750	0.95	1.28	1.73	2.33
700-600	650	1.91	2.58	3.64	4.91
600-500	550	3.39	4.57	7.03	9.48
500-400	450	7.66	10.34	14.69	19.82
400-300	350	12.70	17.14	27.39	36.96
300-200	250	19.37	26.13	46.76	63.09
200-100	150	27.26	36.79	74.02	99.88
100-95	97.5	0.08	0.12	74.1	100.00
		$\Sigma=74.1$			

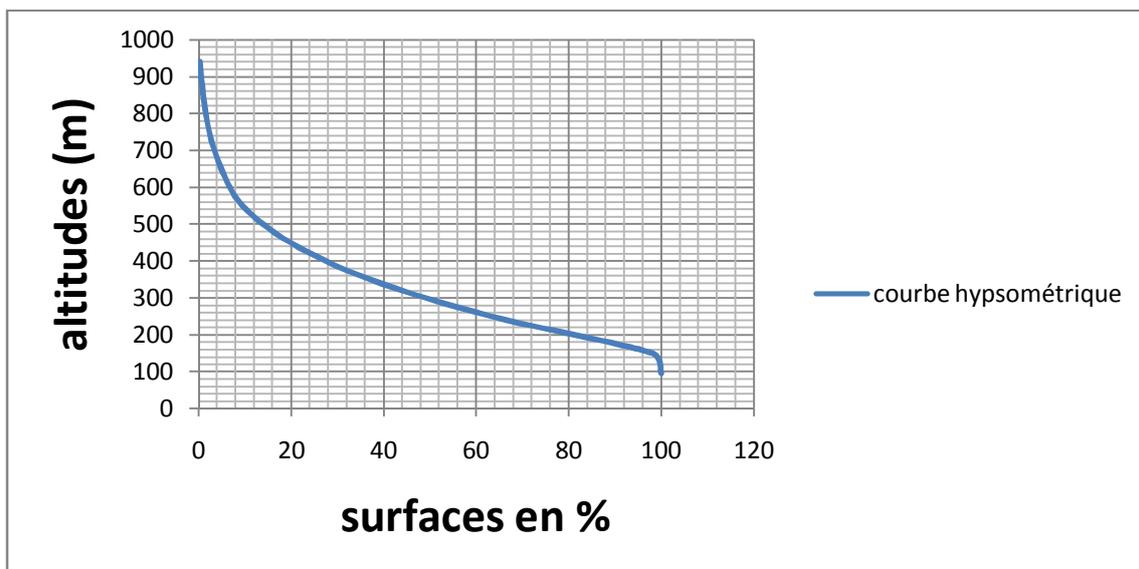


Figure III.02 : Courbe hypsométrique

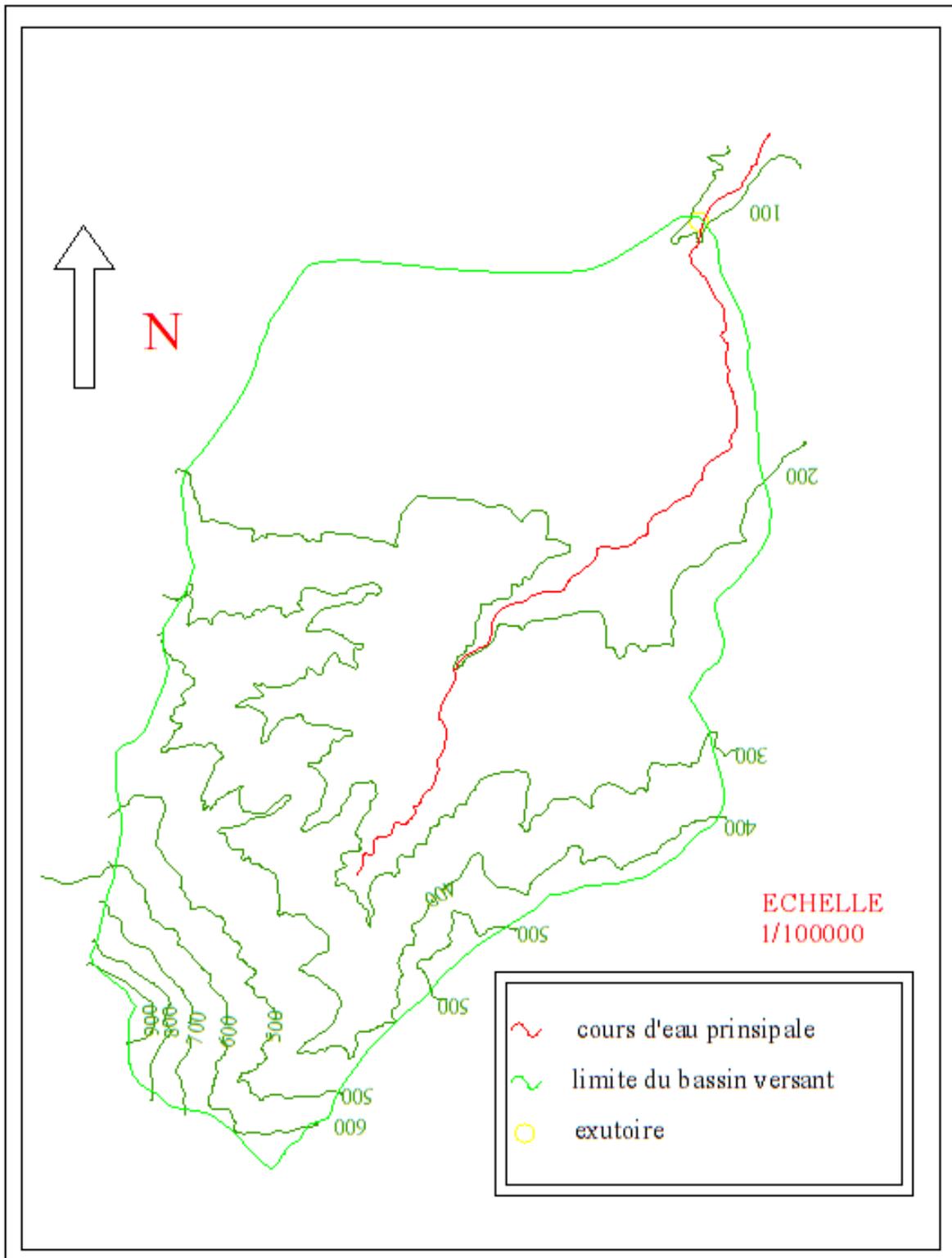


Figure (III.3) Répartition des courbes de niveaux du bassin versant de oued KHANGA

Tableau III.02 : Détermination des altitudes :

Altitude	Valeur (m)
$H_{moyenne}$	287.89
$H_{médiane}$	290
H_{95}	150
H_5	640
H_{max}	980
H_{min}	95

b.5) les indices de pente :

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

A) Indice de pente de Roche I_p :

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

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i D_i} \dots\dots\dots (III.08)$$

L : Longueur de rectangle équivalent (m)

A_i : Surface partielle correspondante (%).

Tableau III-03 : détermination de la pente Roche Ip

Hi _ Hi-1	Di= (Hi-Hi-1)	Si (km²)	Ai=Si/S (%)	$\sqrt{A_i * D_i}$
980-900	80	0.22	0.3	4.9
900-800	100	0.56	0.75	8.66
800-700	100	0.95	1.28	11.31
700-600	100	1.91	2.58	16.06
600-500	100	3.39	4.57	21.38
500-400	100	7.66	10.34	32.16
400-300	100	12.70	17.14	41.40
300-200	100	19.37	26.13	51.11
200-100	100	27.26	36.79	60.11
100-95	9	0.08	0.12	1.04
Somme		74.1	100	248.13

$$I_p=7$$

B) Indice de pente globale I_g :

$$I_g = \frac{D}{L} \dots\dots\dots(III.9)$$

Ou D = Dénivelée entre H_{5%} et H_{95%}

On prend :

D = H₀₅ – H₉₅ pour notre bassin versant, on a donc

D = 650 – 150 = 500 m avec ;

H_{5%} et H_{95%} : sont les altitudes correspondantes à S_{5%} et S_{95%}

L : la longueur du rectangle équivalent (km)

Soit : ***I_g = 39.8 m/km ⇒ I_g = 3.98 %***

C) Indice de pente moyenne du bassin versant I_m :

Il est donné par la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H \cdot (0,5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0,5l_n)}{S} \dots\dots\dots (III.10)$$

Avec :

ΔH : Dénivelée (m).

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

S : Surface du bassin versant (Km²).

Soit : $I_m = 131,64 \text{ m/km} \Rightarrow I_m = 13.16\%$

D) Dénivelée spécifique :

La dénivelée spécifique ne dépend donc que de l'hypsométrie ($D = H_{5\%} - H_{95\%}$) et de la forme du bassin (l/L). Elle donne lieu à une deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M., indépendante des surfaces des bassins :

Tableau III-4 : Classification de type de relief

R1	Relief très faible	$D_s < 10 \text{ m}$
R2	Relief faible	$10 \text{ m} < D_s < 25 \text{ m}$
R3	Relief assez faible	$25 \text{ m} < D_s < 50 \text{ m}$
R4	Relief modéré	$50 \text{ m} < D_s < 100 \text{ m}$
R5	Relief assez fort	$100 \text{ m} < D_s < 250 \text{ m}$
R6	Relief fort	$250 \text{ m} < D_s < 500 \text{ m}$
R7	Relief très fort	$500 \text{ m} < D_s$

$$D_s = I_g \sqrt{l}$$

$$D_s = 0.342 \text{ m}$$

Dans notre cas le relief est très faible .

III.1.2) Caractéristiques de réseau hydrographique :

III.1.2.1 le réseau hydrographique :

A. Densité de drainage D_d :

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

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

Avec :

$\sum_{i=1}^n L_i$: La longueur totale de tous les cours d'eau égale à 135.17 Km.

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

Soit : $D_d = 1.83 km/km^2$

B. Densité du thalweg élémentaire:

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \dots\dots\dots (III.12)$$

N_1 : Nombre de thalwegs d'ordre 1, $N_1 = 98$.

S : Superficie du bassin versant.

Soit : $F_1 = 1.32 thalweg/km^2$

C. Coefficient de torrentialité :

Il est défini comme étant :

$$C_t = D_d \cdot F_1 \dots\dots\dots (III.13)$$

AN: $C_t = 2.42 Km^{-3}$

D'après les résultats obtenus ci-dessus, on peut conclure que le chevelu hydrographique est dense, ce qui traduit que notre bassin est bien drainé.

D. Temps de concentration du bassin versant t_c :

C'est le temps que met la particule d'eau la plus éloignée pour arriver à l'exutoire .Il existe plusieurs formules .Dans le contexte algérien et pour les grands bassins versants, On utilise la formule empirique Algérienne (Mlles SAADI Cherifi et TAMANI) soit :

$$T_c = 0.0055 \times S + 0.1657 \times L + 0.0078 \times D_H + 0.821 \dots\dots\dots (III.14)$$

Avec :

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

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

T_c : temps de concentrations exprimé en heure

D_H : La différence entre l'altitude moyenne et l'altitude minimale du bassin versant en mètre.

Soit : $t_c = 5,71$ heures

E. Vitesse de ruissellement :

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

Cette vitesse est déterminée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots (III.15)$$

L : Longueur du thalweg principal (Km)

T_c : Temps de concentration (h)

Soit : $V_r = 2.8$ Km/h

F. Pente moyenne du cours d'eau:

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

$$I = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots\dots\dots (III-16)$$

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

ΔL : La distance entre ces deux points.

$$I = \frac{382 - 95}{13.5} \quad I = 0.02$$

bassin versant de oued khanga

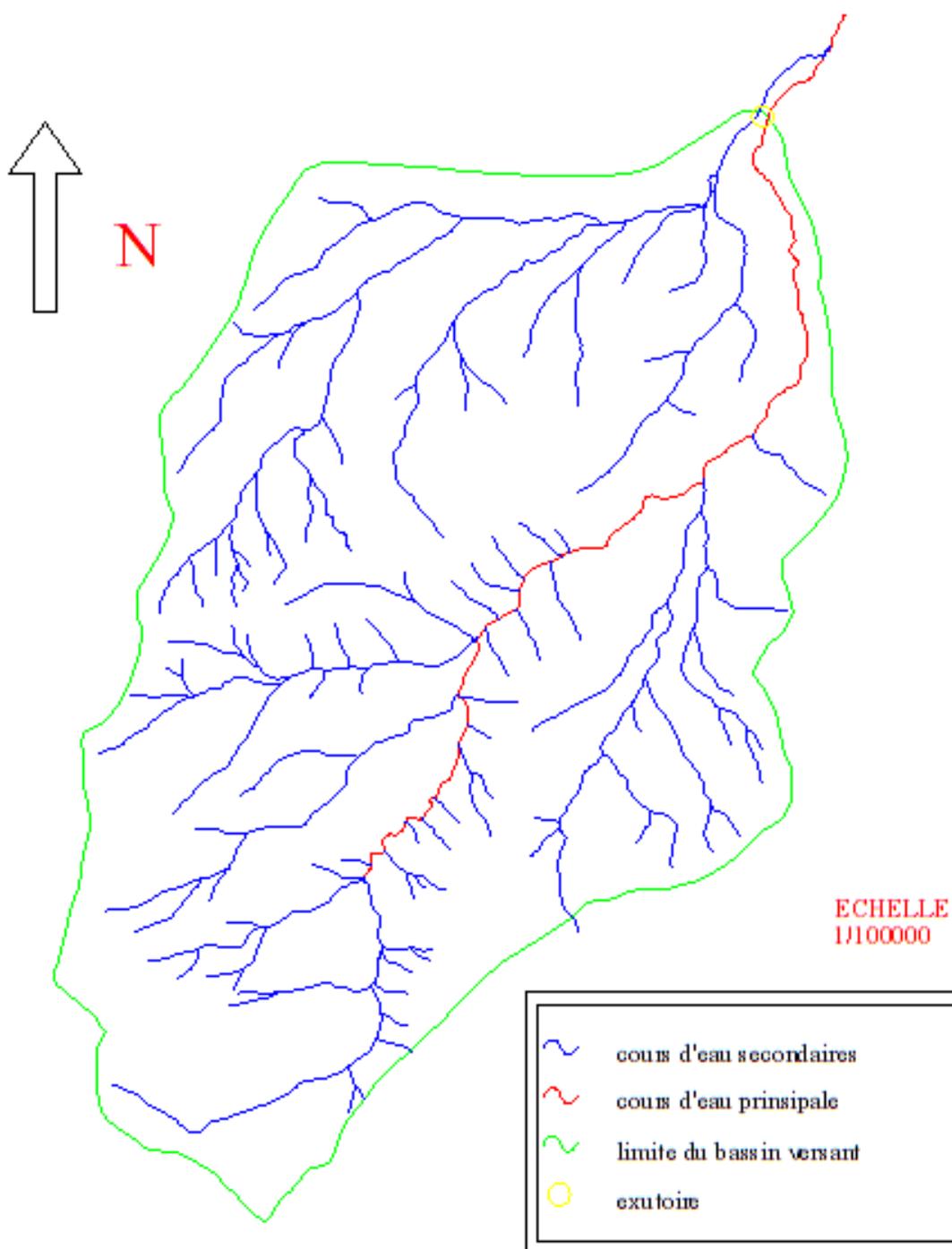


Figure III. 04 : Le réseau hydrographique du bassin versant

III.1.3 profil en long de cours d'eau :

Les mesures cartographiques altimétriques ont permis de tracer le profil en long du thalweg principal, dont l'extrémité en zone amont est située à l'altitude 282m.

Tab III.05 : Profil en long de talweg principal

N°	Courbes de niveaux	Distance partielles	Distances cumulées
	(m)	(km)	(km)
1	282-200	3.6	3.6
2	200-100	9.3	12.9
3	100-92	0.6	13.5
	Total	13.5	--

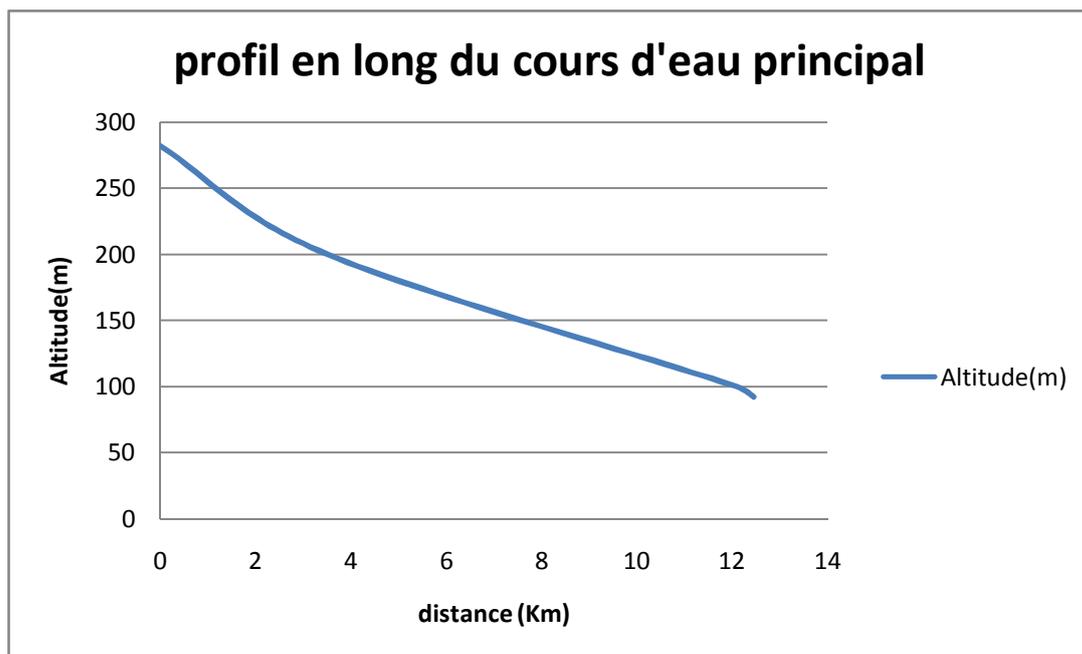


Fig III.05 : Profil en long du thalweg principal.

Tableau III.06 : Tableau récapitulatif

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km ²	74.1
Périmètre		P	km	36
Longueur du thalweg principal		L	km	13.5
Indice de compacité		K_C		1.2
Coefficient d'allongement		C_a		2.46
Rectangle équivalent	longueur	L_r	km	22.55
	largeur	l_r	Km	5.9
Altitudes	maximale	H_{max}	M	980
	moyenne	H_{moy}	M	287.89
	médiane	H_{med}	M	290
	Minimale	H_{min}	M	95
Indice de pente de Roche		I_p	m/Km	7
Indice de pente globale		I_g	m/Km	39,8
Indice de pente moyenne		I_m	m/Km	13.16
Densité de drainage		D_d	Km/Km ²	1.83
Coefficient de torrentialité		C_t	Km ⁻³	2.42
Temps de concentration		T_c	H	5.71
Vitesse de ruissellement		V_r	Km/h	2.8

III.2. Caractéristiques climatiques du bassin versant :

III.2.1 Température :

Tableau III.07 : les valeurs de températures (1973-2005)

Paramètre : Température en °C													
mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Année
Moy	23,5	18,7	13,1	10,8	9,9	10,7	12	14,1	18	23,2	26,2	27,5	17,3

Source A.N.B.T

III.2.2 Evaporation : Evaporation moyenne annuelle = 109.66 mm

Tableau III.08 : répartition mensuelle de l'évaporation

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Année
Ev(mm)	146	111	72	54	49	54	67	83	110	146	212	212	1316
Ev(%)	11.1	8.4	5.5	4.1	3.7	4.1	5.1	6.3	8.4	11.1	16.1	16.1	100

Source : ANBT

III.2.3 Précipitations :

la station pluviométrique la plus proche de la zone , Ain Berda (140606), à la quelle on fait référence pour connaître les déroulements des précipitations mensuelles sur le bassin direct au barrage .

Les données disponibles à la station , se réfèrent à 33 années discontinues comprises entre le 1947 et le 1990.

Tableau III-09: Caractéristiques de la station pluviométrique disponible.

station	code	X(Km)	Y(Km)	Z(m)
AIN BERDA	140606	961	370	110

Tableau III.10 :Répartition mensuelle de la pluie annuelle

mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	année
P(mm)	32.8	44.4	58.7	65.5	71.7	52.3	49.9	60.5	41.1	22.1	7.1	9.4	515.5
P %	6.36	8.6	11.4	12.7	13.9	10.1	9.7	11.7	8	4.3	1.4	1.8	100

Source : ANBT

La répartition mensuelle des précipitations est présentée par la figure (III.6).

On note une pointe au mois de janvier .

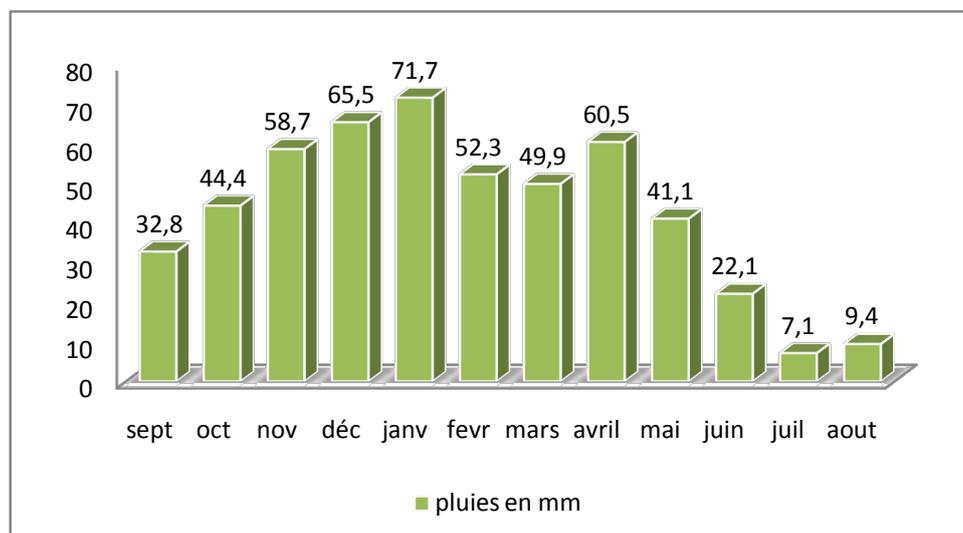


Figure (III.6) : Répartition mensuelle de précipitation.

III.3 Etude précipitations :

III.3.1. Homogénéisation des données :

Les erreurs dans les séries de mesures pluviométriques modifient le caractère aléatoire des phénomènes et les conditions de leur avènement. Si ces conditions changent cela veut dire que les données mesurées ne proviennent pas de la même population et que la série de mesures n'est pas homogène. Avant de pouvoir étudier statistiquement ces séries, il y a lieu donc, au préalable, de vérifier l'homogénéité.

Plusieurs tests statistiques sont utilisés pour s'assurer de l'homogénéité d'une série statistique.

Nous étudierons ici le test de Wilcoxon.

C'est un test non paramétrique le plus puissant, il se base sur le principe suivant : Si l'échantillon X est issu d'une même population Y, l'échantillon XUY en est également issu. Donc on a une série d'observations de longueur N à partir de laquelle on tire deux échantillons X et Y : N1 et N2 sont respectivement les tailles de ces échantillons, avec $N=N1+N2$ et $N1 < N2$.

NOTE : L'annexe II regroupe les séries pluviométriques journalières, mensuelles, et annuelles, ainsi que le test d'homogénéisation.

On calcule par la suite les deux bornes suivantes :

$$W_{\min} = \frac{(N1+N2+1)N1-1}{2} - Z_{1-\alpha/2} \sqrt{\frac{N1N2(N1+N2+1)}{12}}$$

$$W_{\max} = (N1 + N2 + 1)N1 - W_{\min}$$

Sachant que $Z_{1-\alpha/2} = 1.96$

On vérifie l'inégalité : $W_{\min} < \Sigma \text{Rang X} < W_{\max}$

$$\left. \begin{array}{l} \Sigma \text{Rang X} = 411 \\ W_{\min} = 351.7 \\ W_{\max} = 508.3 \end{array} \right\} 351.7 < 411 < 508.3$$

⇒ L'inégalité est donc vérifiée, et notre série donc homogène.

III.3 .2 Les précipitations maximales journalières :

Les caractéristiques empiriques de la série sont représentées dans le tableau ci-après .

Tableau III.11 : Caractéristiques de la série avec N=42ans

Caractéristiques	Formules	valeurs
La somme des $P_{\max j}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=42} Xi$	2690.15mm
la moyenne des $P_{\max j}$ en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=42} Xi}{n}$	43.4mm
Maximum		88.7
minimum		13.8
médiane		29.92
L'écart type « σ_x » Pour $n > 30$ ans	$\sigma_x = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{42} (X_i - 43.4)^2}{42}} \right]$	12.9 mm
Coefficient de variation « Cv » :	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0,30
Coefficient d'asymétrie		0.89
Coefficient d'aplatissement		3.81

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

Dans notre étude on va utiliser les deux lois suivantes :

- 1- la loi de GUMBEL
- 2- la loi de GALTON (log-normal).

III.3.2.1.1 Ajustement de à la loi de GUMBEL.

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

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots(III.17)$$

Tel que : $y = a (x - x_0)$

Avec :

1/a : la pente de la droite de GUMEL

y : variable réduite de GUMBEL

x : précipitation maximale journalière (mm)

x_0 : ordonnée à l'origine en(mm)

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

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

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

$$F (x) = \frac{m - 0.5}{n} \dots\dots\dots(III.18)$$

m : rang de précipitation

n : nombre d'observations(33)

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

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

- calculer les paramètres d'ajustement « a » et « x_0 »
- représenter graphiquement les couples (x_i, y_i) sur papier GUMBEL

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

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$x = (1/a)y + x_0 \dots\dots\dots(III.19)$$

Avec :

(1 / a) : la pente de la droite de GUMBEL

les résultats de l'ajustement par la loi de « GUMBEL » sont résumées dans le tableau suivant :

- Gumbel (Méthode des moments)

Nombre d'observations : 42

Paramètres

u 37.191099
alpha 11.315150

Quantiles

q = F(X) (probabilité au non-dépassement)
T = 1/(1-q)

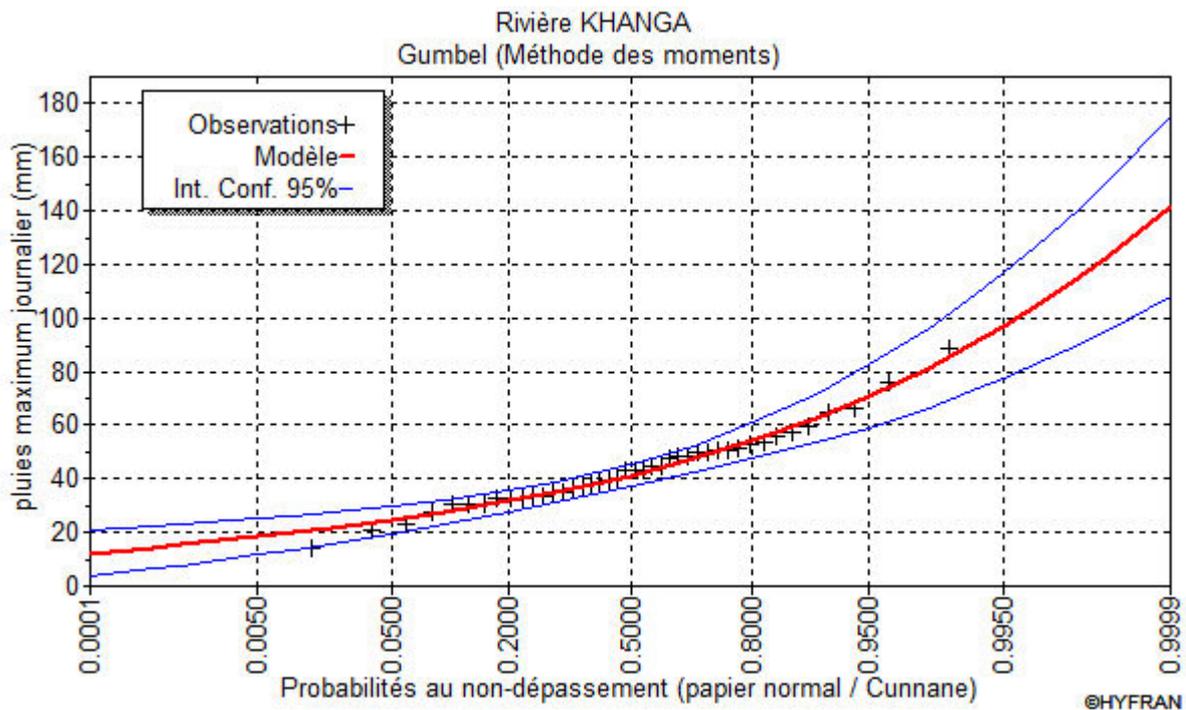


Figure III.07 la droite de l'ajustement avec loi de Gumbel

Tableau III.12 : résultat de l'ajustement a la loi de Gumbel

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	Précipitations	Intervalle de confiance(95%)
10000.0	0.9999	141	108 - 175
1000.0	0.9990	115	90 - 141
500.0	0.9980	107	84.6 - 130
200.0	0.9950	97.1	77.4 - 117
100.0	0.9900	89.2	72.0 - 106
50.0	0.9800	81.3	66.6 - 96.1
20.0	0.9500	70.8	59.2 - 82.4
10.0	0.9000	62.7	53.5 - 71.8
5.0	0.8000	54.2	47.4 - 60.9

III.3.2.1.2) Ajustement à la loi de GALTON (log-normale 3) :

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

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

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

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

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

$$\text{Log } x(p\%) = \overline{\text{Log } x} + \sigma \text{ Log } u(p\%)$$

$$\text{Log } X = \frac{\sum_{i=1}^{42} \overline{\text{Log } X_i}}{N} \dots\dots\dots(III.21)$$

les résultats de l'ajustement par la loi de Log- Normal « GALTON » sont résumées dans le tableau (III.12)

Nombre d'observations : 42

Paramètres
 mu 3.722487
 sigma 0.346422

Quantiles
 q = F(X) (probabilité au non-dépassement)
 T = 1/(1-q)

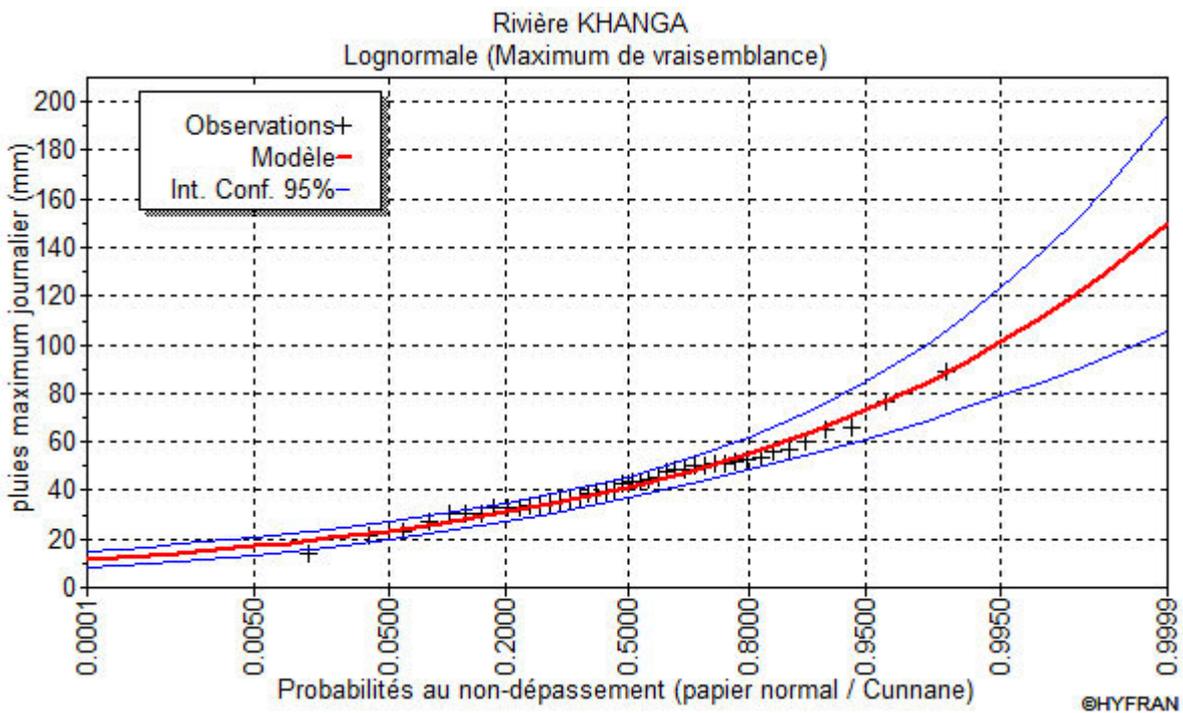


Figure III.08 l'ajustement avec loi de Galton

Tableau III.13 : résultat de l'ajustement a la loi de Galton.

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	Précipitations	Intervalle de confiance(95%)
10000.0	0.9999	150	105 - 195
1000.0	0.9990	121	90.0 - 151
500.0	0.9980	112	85.2 - 139
200.0	0.9950	101	78.8 - 123
100.0	0.9900	92.6	73.8 - 111
50.0	0.9800	84.3	68.6 - 100.0
20.0	0.9500	73.1	61.3 - 85.0
10.0	0.9000	64.5	55.3 - 73.7
5.0	0.8000	55.4	48.6 - 62.1

Conclusion :

D'après les schémas ; on trouve que la série des pluies maximales journalières suit la loi de Log normale parce que tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance.

III.3.3) La pluie de courtes durée :

$$P_{\max,t,p\%} = P_{\max,j,p(\%)} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (III.22)$$

t = Tc = 5.71 h. (Déjà calculé)

b : Exposant climatique pour notre région b = 0.31

les précipitations et les intensités pour les différents fréquences sont regroupés dans le tableau suivant (III.14)

Tableau III.14: La pluie de courte durée de différentes fréquences et leurs Intensité

période (ans)	5		10		20		50	
fréquence (%)	20%		10%		5%		2%	
Pmax,j p% (mm)	54,2		62,7		70,8		81,3	
T (h)	P max,t p%	I0 (mm/h)						
0,5	16,3235	32,6471	18,8835	37,7670	21,3230	42,6460	24,4853	48,9706
1	20,2364	20,2364	23,4100	23,4100	26,4343	26,4343	30,3546	30,3546
2	25,0873	12,5436	29,0216	14,5108	32,7708	16,3854	37,6309	18,8154
3	28,4473	9,4824	32,9086	10,9695	37,1600	12,3867	42,6710	14,2237
4	31,1009	7,7752	35,9783	8,9946	40,6262	10,1566	46,6513	11,6628
5	33,3284	6,6657	38,5552	7,7110	43,5360	8,7072	49,9926	9,9985
6	35,2664	5,8777	40,7971	6,7995	46,0675	7,6779	52,8995	8,8166
7	36,9925	5,2846	42,7940	6,1134	48,3224	6,9032	55,4888	7,9270
8	38,5560	4,8195	44,6026	5,5753	50,3646	6,2956	57,8340	7,2292
10	41,3175	4,1317	47,7972	4,7797	53,9719	5,3972	61,9762	6,1976
12	43,7200	3,6433	50,5764	4,2147	57,1102	4,7592	65,5800	5,4650
14	45,8599	3,2757	53,0520	3,7894	59,9056	4,2790	68,7899	4,9136
16	47,7981	2,9874	55,2942	3,4559	62,4374	3,9023	71,6972	4,4811
17	48,7049	2,8650	56,3432	3,3143	63,6219	3,7425	73,0574	4,2975
18	49,5756	2,7542	57,3504	3,1861	64,7593	3,5977	74,3635	4,1313
19	50,4136	2,6533	58,3198	3,0695	65,8539	3,4660	75,6203	3,9800
20	51,2216	2,5611	59,2545	2,9627	66,9094	3,3455	76,8324	3,8416
21	52,0022	2,4763	60,1575	2,8646	67,9291	3,2347	78,0033	3,7144
22	52,7576	2,3981	61,0314	2,7742	68,9158	3,1325	79,1364	3,5971
23	53,4896	2,3256	61,8782	2,6904	69,8720	3,0379	80,2344	3,4885
24	54,2000	2,2583	62,7000	2,6125	70,8000	2,9500	81,3000	3,3875

période (ans)	100		500		1000		10000	
fréquence (%)	1%		0,10%		0,02%		0,01%	
Pmax,j p% (mm)	89,2		107		115		141	
T (h)	P max,t p%	I0 (mm/h)						
0,5	26,8646	53,7292	32,2255	64,4509	34,6348	69,2697	42,4653	84,9306
1	33,3042	33,3042	39,9501	39,9501	42,9371	42,9371	52,6446	52,6446
2	41,2875	20,6438	49,5265	24,7632	53,2294	26,6147	65,2639	32,6319
3	46,8174	15,6058	56,1598	18,7199	60,3587	20,1196	74,0050	24,6683
4	51,1844	12,7961	61,3984	15,3496	65,9889	16,4972	80,9081	20,2270
5	54,8504	10,9701	65,7959	13,1592	70,7152	14,1430	86,7030	17,3406
6	58,0398	9,6733	69,6218	11,6036	74,8272	12,4712	91,7446	15,2908
7	60,8807	8,6972	73,0296	10,4328	78,4897	11,2128	96,2352	13,7479
8	63,4537	7,9317	76,1160	9,5145	81,8070	10,2259	100,3024	12,5378
10	67,9985	6,7999	81,5677	8,1568	87,6662	8,7666	107,4864	10,7486
12	71,9524	5,9960	86,3107	7,1926	92,7638	7,7303	113,7365	9,4780
14	75,4743	5,3910	90,5353	6,4668	97,3043	6,9503	119,3035	8,5217
16	78,6641	4,9165	94,3616	5,8976	101,4167	6,3385	124,3457	7,7716
17	80,1565	4,7151	96,1518	5,6560	103,3407	6,0789	126,7047	7,4532
18	81,5894	4,5327	97,8707	5,4373	105,1882	5,8438	128,9698	7,1650
19	82,9685	4,3668	99,5249	5,2382	106,9661	5,6298	131,1497	6,9026
20	84,2983	4,2149	101,1201	5,0560	108,6805	5,4340	133,2518	6,6626
21	85,5830	4,0754	102,6612	4,8886	110,3368	5,2541	135,2825	6,4420
22	86,8261	3,9466	104,1524	4,7342	111,9395	5,0882	137,2476	6,2385
23	88,0309	3,8274	105,5976	4,5912	113,4927	4,9345	139,1519	6,0501
24	89,2000	3,7167	107,0000	4,4583	115,0000	4,7917	141,0000	5,8750

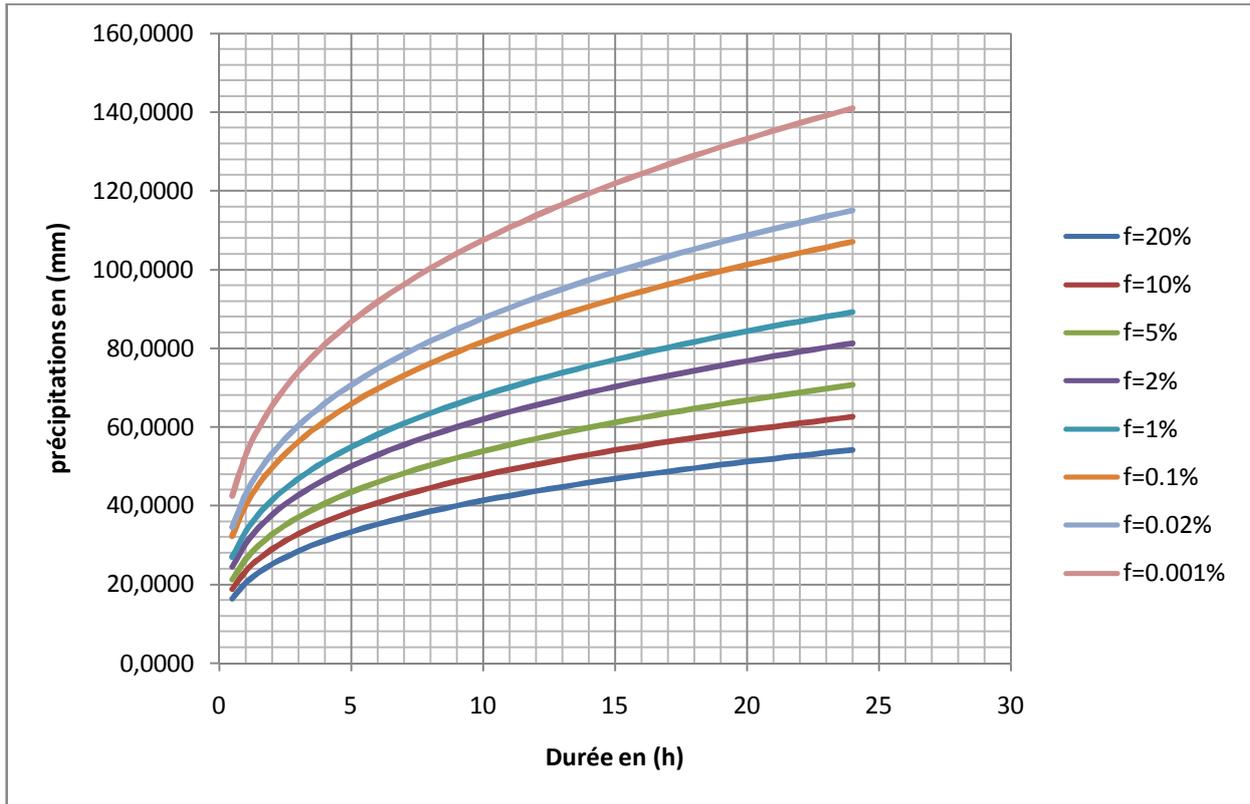


Figure III-09 : Pluies de courte durée

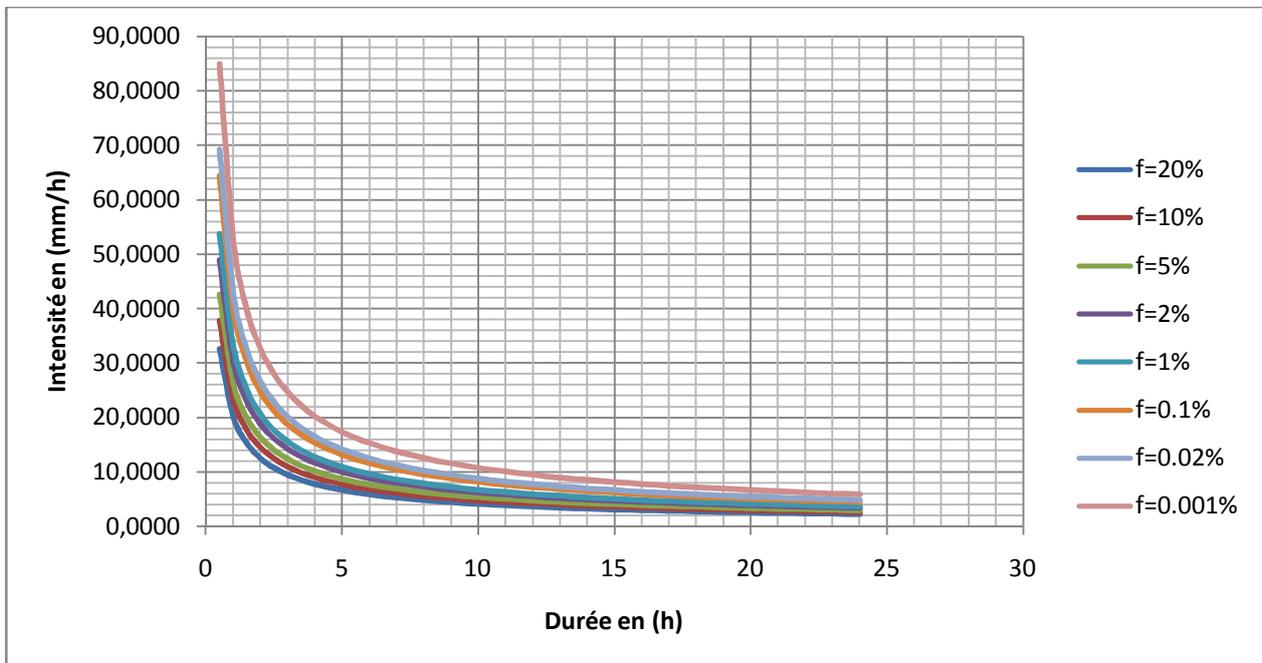


Figure III-10 : Intensité pour les différentes fréquences

III.4. Etudes des apports :

III.4.1. L'apport moyen interannuel (A0)

III.4.1.1 . La station Hydrométrique

Cette étude s'est basée sur les données mesurées par la station hydrométrique Ain Berda . située à la limite du bassin de Mahcha, ou on dispose de 21 années complètes de mesures dans la période 1964-1984 .

Pour cette raison on doit déterminer le bassin versant qui caractérisant la station et cela dans le but d'estimer les débits à l'axe du barrage en faisant multiplié les débits de la station par un facteur de réduction définit par

$$F = \frac{74.1}{86.7} = 0,855$$

Avec : S MAHCHA= surface du BV de MAHCHA en km².

S AIN BERDA = surface du BV de la station hydrométrique en km².

La série des apports liquides est représentée dans l'annexe II.

L'apport moyen annuelle de la station est de : 10.2 Mm³

Tableau III.15 : Répartition mensuelle des apports

Mois	Sép	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Total
A (Mm3)	0.01	0.23	0.7	1.4	2.92	2.57	2.34	1.29	0.35	0.12	0.0	0.0	11.93
Apport (%)	0	2	5.9	11.8	24.5	21.6	19.6	10.8	2.9	1	0	0	100

Tableau III.16 : Répartition mensuelle des apports après transposition

Mois	Sép	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Total
A (Mm3)	0.0	0.2	0.6	1.2	2.5	2.2	2.0	1.1	0.3	0.1	0.0	0.0	10.2
Apport (%)	0	2	5.9	11.8	24.5	21.6	19.6	10.8	2.9	1	0	0	100

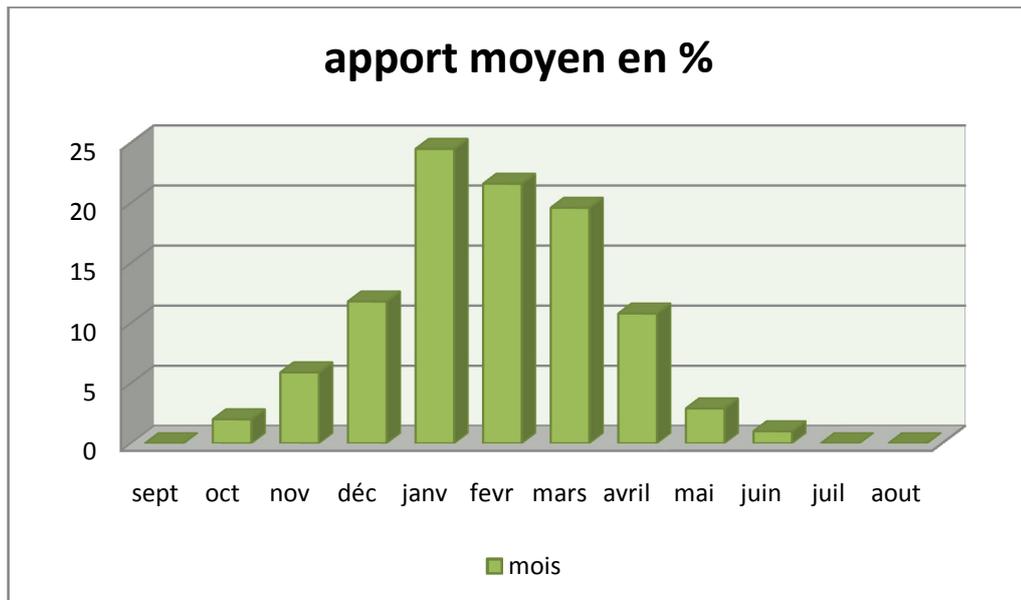


Figure III.11 : Répartition mensuelle de l'apport moyen

III.4.2) Caractéristiques de l'écoulement :

a) Module de l'écoulement :

Il est donné par : $Me = A_0 / T$ (III.23)

A_0 : Apport moyen annuel (mm).

T : Temps d'une année en secondes $T = 3,1536 \cdot 10^7$ s

Soit : **$Me = 323,44$ l/s**

b) Module de l'écoulement relatif :

On a : $Mer = Me / S_{bv}$ (III.24)

Me : Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km^2).

soit : **$Mer=4.36$ l/s/ Km^2**

c) lame d'eau écoulée :

$Le = A_0/S_{BV}$.

Soit : **$Le= 137.65$ mm**

d) Coefficient de l'écoulement:

Il est donné par : $Ce = Le / Pmoy$

soit : **$Ce=0.27$**

III.4.3) Les apports fréquentielle :

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

III.4.3.1) Ajustement de la série des apports à la loi de Gumbel :

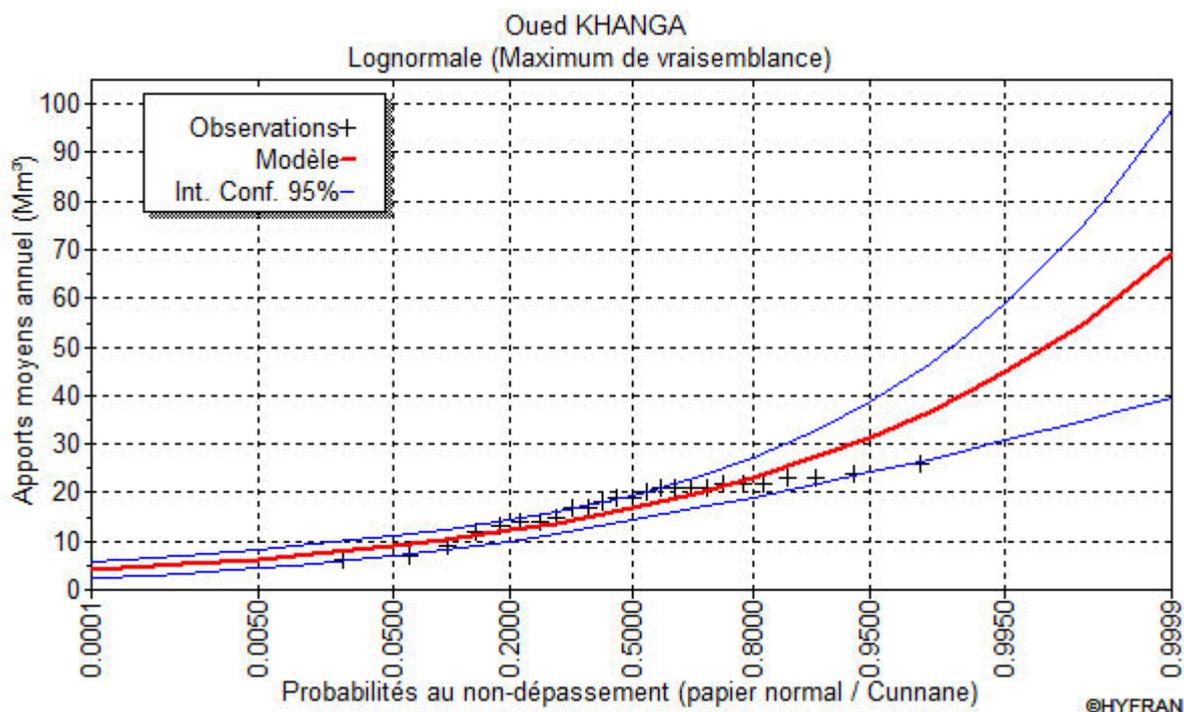


Figure III.12 : la droite de l'ajustement avec loi de log normal

Tableau III.17: les résultat de l'ajustement a la loi de Gumbel

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	Précipitations	Intervalle de confiance(95%)
10000.0	0.9999	66.3	39.0 - 93.7
1000.0	0.9990	51.3	30.7 – 72.0
500.0	0.9980	46.8	28.2 – 65.5
200.0	0.9950	40.8	24.8 – 56.9
100.0	0.9900	36.3	22.3 – 50.3
50.0	0.9800	31.7	19.7 – 43.8
20.0	0.9500	25.7	16.2 - 35.1
10.0	0.9000	21.0	13.5 - 28.4
5.0	0.8000	12.75	10.6 - 21.6

III.4.3.2) Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a : **A80%= 12.75 Mm3**

Tableau III.18: Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.

Mois	Sé p	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar s	Avr	Mai	Juin	Jui l	Août	Total
A80% (Mm3)	0.0	0.25	0.75	1.5	3.1	2.75	2.5	1.38	0.38	0.13	0.0	0.0	12.75
Apport (%)	0	2	5.9	11.8	24.5	21.6	19.6	10.8	2.9	1	0	0	100

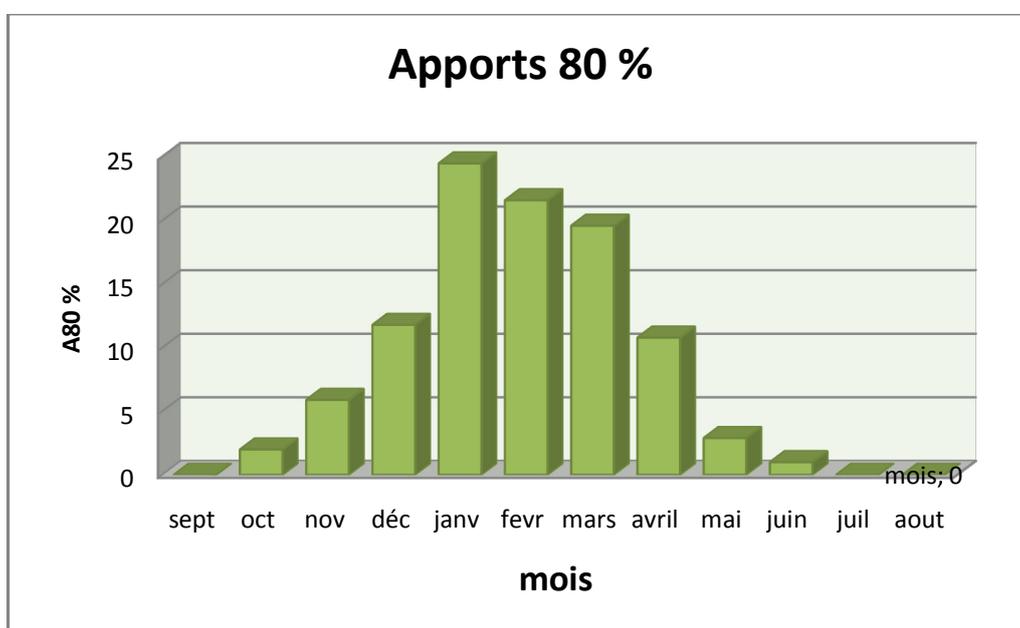


Figure III.13 : Répartition mensuelle des apports 80%

III.4.4.) Apport solide et l'estimation du volume mort

Le transport solide est un phénomène avec deux modes :

- ✓ Charriage : déplacement près du fond de matériaux plutôt grossiers.
- ✓ Suspension : l'entraînement par le courant turbulent, dans toute la section d'écoulement de matériaux plutôt fins.

Ces derniers engendreront le phénomène de l'envasement d'où son estimation est indispensable pour un dimensionnement adéquat de l'ouvrage .

III.4.4.1 Estimation de l'apport solide

A - Formule de Tixeront :

Cette formule donne l'apport solide moyen annuel en suspension (en t/Km²/An), elle est exprimée par:

$$T_s = \alpha \cdot L_e^{0.15} \dots\dots\dots(III.25)$$

Ou:

T_s : apport solide (t/Km²/An).

L_e : lame d'eau écoulée. (L_e= 137.65 mm)

α : paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, on prend, α = 350.

S: superficie du bassin versant en Km².

T_s = 732,63 (t/Km²/An).

En tenant compte du poids spécifiques moyen des sédiments γ = 1.4 T/m³. Le volume annuel est

exprimé comme suit : $V_s = \frac{T_a \cdot S}{\gamma}$ $V_s = 38777,01 \text{ m}^3/\text{an}$

B - Formule de Sogreah:

$$T_s = \alpha \cdot P^{0.15} \dots\dots\dots(III.26)$$

α: paramètre caractérisant la perméabilité du bv (α = 350).

P:pluie moyenne annuelle (en mm).

T_s = 892.97 (t/Km²/An).

$$V_s = \frac{T_a \cdot S}{\gamma} \quad V_s = 47263,8 \text{ m}^3/\text{an}$$

C - Formule de Fournier :

$$T_a = \frac{1}{36} \left(\frac{P_m^2}{P_A} \right)^{2,65} \left(\frac{h^2}{S} \right)^{0,46} \dots\dots\dots (III.27)$$

Avec :

T_a : Taux d'abrasion en (t/Km²an)

P_m : Pluie mensuelle moyenne annuelle du moins le plus pluvieux =71.7mm;

P_A: Pluie moyenne annuelle = 515,52 mm;

h= 45%(H_{max} - H_{min}) [m]; h= 400m.

H_{max} : Altitude maximale = 980m;

H_{min} : Altitude minimale = 91m;

S : Surface du bassin versant = 74,1Km².

D'où **T_a = 421 t/Km²an**

$$V_s = \frac{T_a \cdot S}{\gamma} \quad V_s = 22282,93 \text{ m}^3/\text{an}$$

D - Formule de Gravilovitch :

Cette relation largement utilisée en Algérie, elle fait intervenir des caractéristiques physiques et un indice climatique du bassin versant.

$$T_0 = T_{sp} \times G_m \dots\dots\dots (III.28).$$

$$\text{Avec : } T_{sp} = T \times P_{moy} \times \pi \sqrt{Z^3} \dots\dots\dots (III.29).$$

$$T = \frac{1}{10} I \dots\dots\dots (III.30)$$

$$G_m = \sqrt{H_{moy}} / 0.2 (L+10) \dots\dots\dots (III.31).$$

T0 : taux d'abrasion (t/Km²/an).

Tsp : le taux de la production annuel des matériaux en (m³/km²/an).

Gm : taux de rétention des sédiments produits par le bassin.

T : coefficient thermique.

Z : coefficient d'érosion relative en fonction de la description du bassin versant (z=0.3).

Pmoy : Pluie moyenne annuelle (mm).

t : température moyenne annuelle (°C). t=17.3°C

P : périmètre du bassin versant (Km). P=36 km.

L : longueur du talweg principal (Km). L= 13.5 km.

Hmoy : Altitude moyenne (km). Hmoy=0.2879 km.

A.N:

$$T = 2.315$$

$$T_{sp} = 2.315 \times 515.52 \times 3.14 \times (0.33^3)^{0.5} = 616.14 \text{ m}^3/\text{km}^2 \cdot \text{an}$$

$$G_m = 1.34 \text{ t/m}^3$$

$$T_0 = 824.3 \text{ t/Km}^2 \cdot \text{an}$$

$$V_s = \frac{T_a \cdot S}{\gamma} \quad V_s = 43629,14 \text{ m}^3/\text{an}$$

Tableau III.19 : Répartition de volume moyen annuel

Formule	volume annuel moyen (m³/an)
Tixeront	38777.01
Fournier	22282,93
Sogreah	47263.8
Gravilovitch	43629,14

III.4.4.2. Calcul du volume mort :

C'est un volume qu'on doit prévoir à long terme ayant objectif d'emmagasiner la vase acheminée par le court d'eau du barrage.

a) Méthode liée à l'érosion spécifique :

Le volume s'obtient par la formule suivante :

$$V_M = (E_s \times S \times T) / \gamma_s$$

Avec : E_s : Erosion spécifique (t/km²/an).

T : Durée de vie du barrage (50 ans).

γ_s : Poids spécifique des sédiments (1,4 t/m³).

S : Surface du bassin versant (Km²).

A.N:

$$V_M = 732.63 \frac{925 \times 74.1 \times 50}{1.4} = 2497946,43 m^3 \quad V_m = 2,5 Mm^3$$

b) Formule de Tixeront :

Le volume mort est donné par la formule suivante :

$$V_M = (1.05 \text{ à } 1.10) Q_s \times T / \gamma_s \dots\dots\dots(III.32)$$

$$\text{Avec : } Q_s = T_s \times S \dots\dots\dots(III.31)$$

Q_s : Le débit solide (t/an)

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

T : Durée de vie du barrage (50 ans).

T_s : le transport solide (t/km²/an).

S: superficie du bassin versant en Km².

$$Q_s = 732.63 \times 74,1 = 54287.88 \text{ t/an}$$

$$V_M = 1.1 \frac{54287,88 \times 50}{1.4} = 2132738,14 m^3 \quad V_m = 2,13 Mm^3$$

c) Formule de Grivilovitch :

Le volume mort est donné par la relation ci-après :

$$V_M = \frac{T_0 \times S \times T}{\gamma_s} \dots\dots\dots(III.32)$$

Avec : T_0 : taux d'abrasion (t/Km²/an).

T : Durée de vie du barrage (50 ans).

S : Surface du bassin versant (Km²).

γ_s : Poids spécifique de la vase humide ($\gamma_s = 1,4 \text{ t/m}^3$).

AN :

$$V_M = \frac{824.3 \times 74.1 \times 50}{1.4} = 2181451.07 m^3 \quad V_m = 2,18 Mm^3$$

Les résultats obtenus par les différentes méthodes sont représentés dans le tableau III.20
tableau III.20 : récapitulatif des résultats du volume mort .

Formule	volume mort (Mm ³)
Méthode liée à l'érosion spécifique (Fournier)	V_m = 2,5 Mm³
Tixeront	V_m = 2,13 Mm³
Gravilovitch	V_m = 2,18 Mm³

Conclusion :

On opte pour la relation de Fournier pour des raisons de sécurité et non seulement qu'elle est largement utilisée en Algérie

$$V_m = 2,5 \text{ Mm}^3$$

III.5 Etude des crues:

Elle consiste à estimer un volume d'eau arrivant au barrage en un intervalle de temps bien déterminé, cela par l'élaboration de l'hydrogramme de crue, ce qui permettra par la suite le dimensionnement des ouvrages principaux du barrage.

III.5.1. Déterminations des crues :

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, on passe par l'ajustement de la série des débits maximaux à la loi log-normal 3 avec le logiciel HYFRAN.

La série des débits maximaux est représentée dans l'Annexe I

Le tableau suivant représente les caractéristiques de l'échantillon

Tableau III.21 : caractéristiques de l'échantillon.

Caractéristiques de l'échantillon	
Nombre de données n	37
Minimum	4.2
Maximum	345
Moyenne	45.9
Ecart-type	58.9
Médiane	28.8
Coefficient de variation (Cv)	1.28
Coefficient d'asymétrie (Cs)	3.99
Coefficient d'aplatissement (Ck)	18.3

Les résultats de l'ajustement par la loi de «Log-normal 3 » sont résumés dans le tableau Suivant :

Tableau III.22 : résultats de l'ajustement Log-normal

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	Débit max (m ³ /s)	Intervalle de confiance(95%)
10000.0	0.9999	442	279 - 587
1000.0	0.9990	336	227 - 446
500.0	0.9980	305	206 - 404
200.0	0.9950	262	177- 348
100.0	0.9900	231	156 - 305
50.0	0.9800	199	135- 262
20.0	0.9500	156	106 - 206
10.0	0.9000	123	83.1 - 162
5.0	0.8000	88.2	58.9 - 118

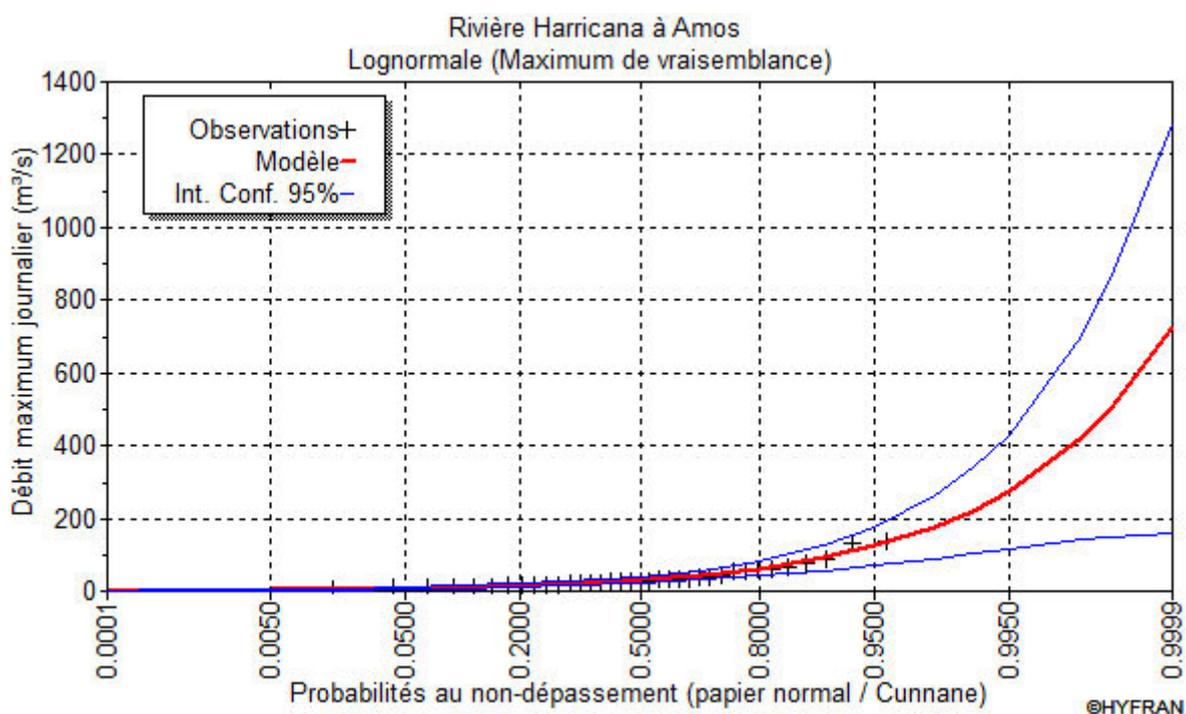


Figure III.14 : la droite de l'ajustement avec loi de Log normale

Tableau III.23 : les débits de crues fréquents.

Période de retour	5	10	20	50	100	1000	5000	10000
Q_{max} (m ³ / s)	88.2	123	156	199	231	336	410	442

III.5.2) Hydrogramme de crue:

Après avoir déterminé les débits de pointe fréquents on pourra passer à la construction des hydrogrammes de crue.

III.5.2.1) Construction des hydrogrammes des crues (SOKOLOVSKY) :

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

a) Pour le temps de montée:

$$Q_{montée} = Q_{max} \left(\frac{T}{T_m} \right)^2 \dots\dots\dots (III.35)$$

b) Pour la décrue:

$$Q_{déc.} = Q_{max} \left(\frac{T_d - T}{T_d} \right)^3 \dots\dots\dots (III.36)$$

Qm : débit instantané de la montée (m³/s) ;

Qd : débit instantané de la décrue (m³/s) ;

tm : temps de la montée de la crue en heures ;

td : temps de la décrue en heures ;

Qmax : débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m³/s) ;

x , y : Puissance des courbes ;

x= 2 pour la montée de la crue.

Y= 3 pour la décrue.

Pour les crues d'averses, c'est à dire les crues engendrées par la pluie, cette méthode prend :

$tm = tc$ (pour les petits bassins versants), avec tc est le temps de concentration du bassin versant (heures).

$$td = \delta tm ;$$

Ou δ : coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue ($\delta =4$; voir le Tableau III.23) ;

$$td = 4 \times 5,71 = 22,84 \text{ heures ;}$$

Donc : **tm=5,71 heures** et **td =22,84 heures**

Tableau III.24 : Coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue δ :

Description du cours d'eau	Valeur de δ
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 Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour sont donnés par le tableau III.25 et la Figure (III.15)

Tableau III.25 : les valeurs de débits de crues en fonction de temps :

temps	Q max 20%	Q max 10%	Q max 2%	Q max 1%	Q max 0,1%	Q max 0,02%	Q max 0,01%
0	0	0	0	0	0	0	0
1	2,70	3,77	6,10	7,08	10,30	12,58	13,56
2,5	16,91	23,58	38,15	44,28	64,09	78,59	84,73
4	43,28	60,36	97,66	113,36	164,89	201,20	216,91
5,5	81,83	114,12	184,63	214,32	311,74	380,40	410,09
5,71	88,2	123	199	231	336	410	442
6	84,88	118,37	191,52	222,31	323,36	394,58	425,37
7,5	69,05	96,29	155,78	180,83	263,03	320,96	346,01
9	55,31	77,14	124,80	144,87	210,71	257,12	277,19
10,5	43,53	60,71	98,22	114,01	165,84	202,36	218,16
12	33,56	46,80	75,71	87,89	127,83	155,99	168,16
13,5	25,23	35,19	56,93	66,09	96,13	117,30	126,46
15	18,42	25,68	41,55	48,23	70,16	85,61	92,29
16,5	12,95	18,06	29,22	33,92	47,34	60,21	64,91
18	8,69	12,12	19,61	22,77	33,11	40,41	43,56
19,5	5,49	7,85	12,38	14,37	20,90	25,51	27,50
21	3,19	4,44	7,19	8,34	12,14	14,81	15,97
22,5	1,64	2,29	3,70	4,29	6,24	7,62	8,21
24	0,70	0,97	1,57	1,83	2,66	3,24	3,49
25,5	0,21	0,29	0,47	0,55	0,80	0,98	1,05
27	0,03	0,04	0,06	0,07	0,11	0,13	0,14
28,5	0,01	0,02	0,03	0,03	0,04	0,05	0,06
28,55	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

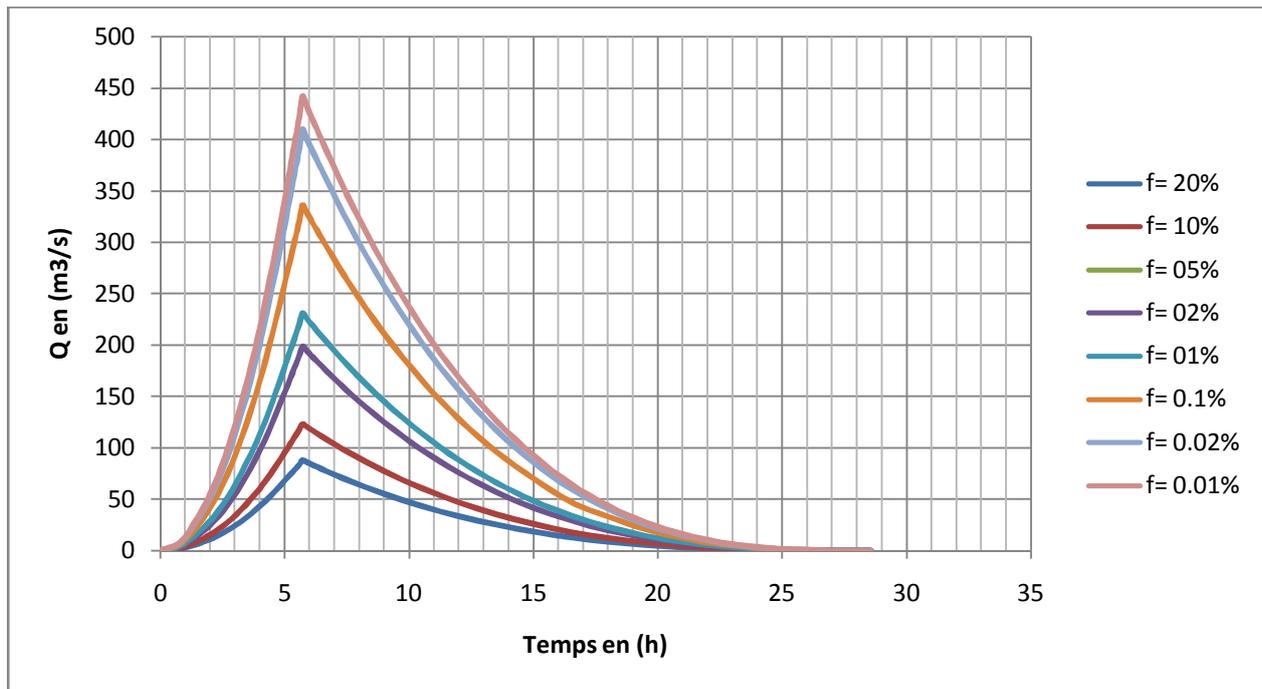


Figure III.15 Hydrogrammes de crue

III.5.3) Choix de la crue de projet :

Pour la détermination de La crue de projet on doit tenir compte des caractéristiques géologiques et hydrologique du bassin versant .

Pour notre cas on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé (site éloigné des zones urbaines) .

Alors nous optons pour une crue de projet de probabilité de 0,1 % (T=1000 Ans)

Et pour la crue du chantier de probabilité de 2% (T=50ans)

La figure suivante représente l'hydrogramme de la crue de projet pour une période de retour de 1000an

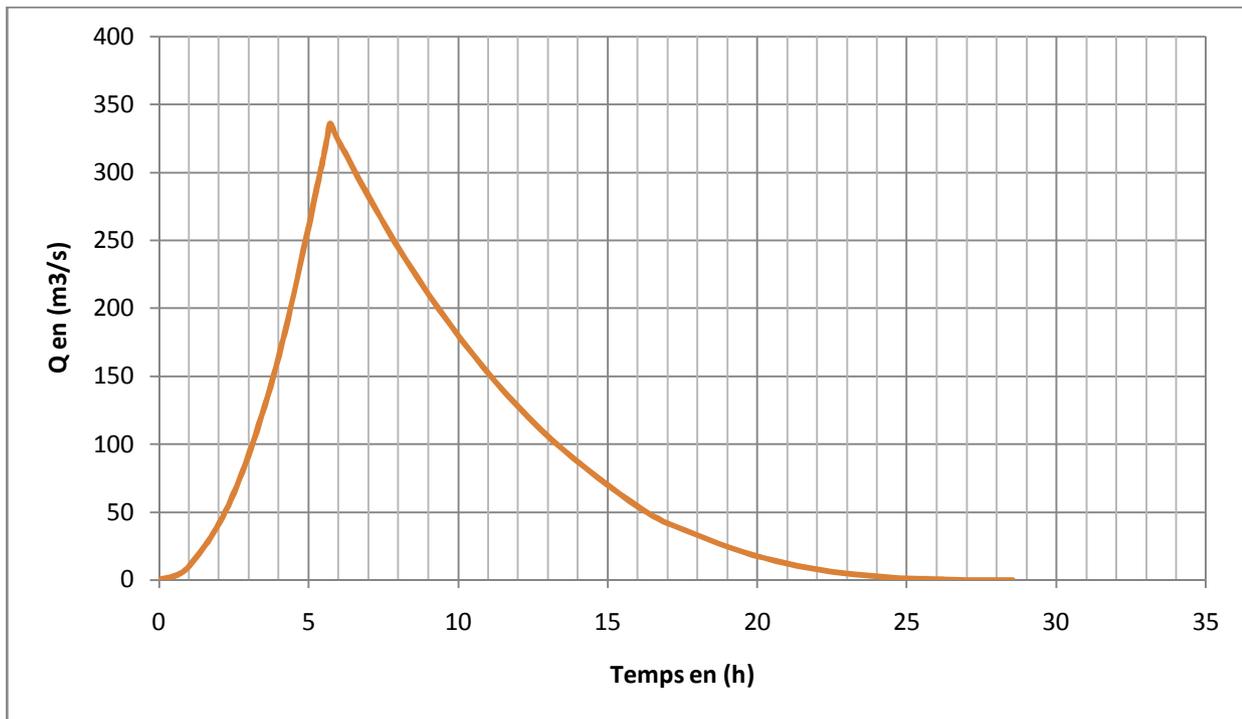


Figure III.16 : L'Hydrogramme de la crue du projet pour une période de retour **1000 an**

III.6. Régularisation :

Pour avoir une capacité idéale de stockage qui satisfera les besoins d'irrigation on fait appel à la régularisation des débits. Il existe deux types de régularisations :

La régularisation saisonnière.

La régularisation interannuelle.

Et vu que les apports de du barrage sont supérieurs aux besoins on utilise la régularisation saisonnière.

III.6.1. Apport :

La répartition mensuelle de l'apport 80% est déjà déterminée le tableau III.

III.6.2. Répartition mensuelle de la demande :

La répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation obtenue auprès de l'ANBT est donnée au tableau.

Tableau III.26 : répartition mensuelle des besoins.

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout	Année
Besoin en Hm ³	1.31	0.53	0.01	0.01	0.01	0.01	0.2	0.53	0.91	1.52	2.6	3.1	10.74

III.6.3 Courbes « Hauteurs –Capacités -Surface » :

La cote minimale relevée est de 96.00m et la cote maximale de 125.00m, soit hauteur près de 30 mètres.

Les volumes sont calculés à partir de la formule suivante :

$$V_n = V_{n-1} + V_n = V_{n-1} + \frac{S_n + S_{n+1}}{2} \Delta H \dots\dots\dots (III.37)$$

Avec : $V_1 = 2/3 S_1 \times H_1$

S_n : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_n (m²).

S_{n-1} : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{n-1} (m²).

ΔH : Différence d'altitude entre les deux courbes de niveau successive

V_n : Volume d'eau correspondant à la courbe de niveau H_n (m³).

V_n : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives (m³).

Note : Le tableau des surfaces submergées et les volumes d'eau est dans l'annexe II.

La représentation graphique des courbes topographiques et volumétriques est dans les Figures suivantes

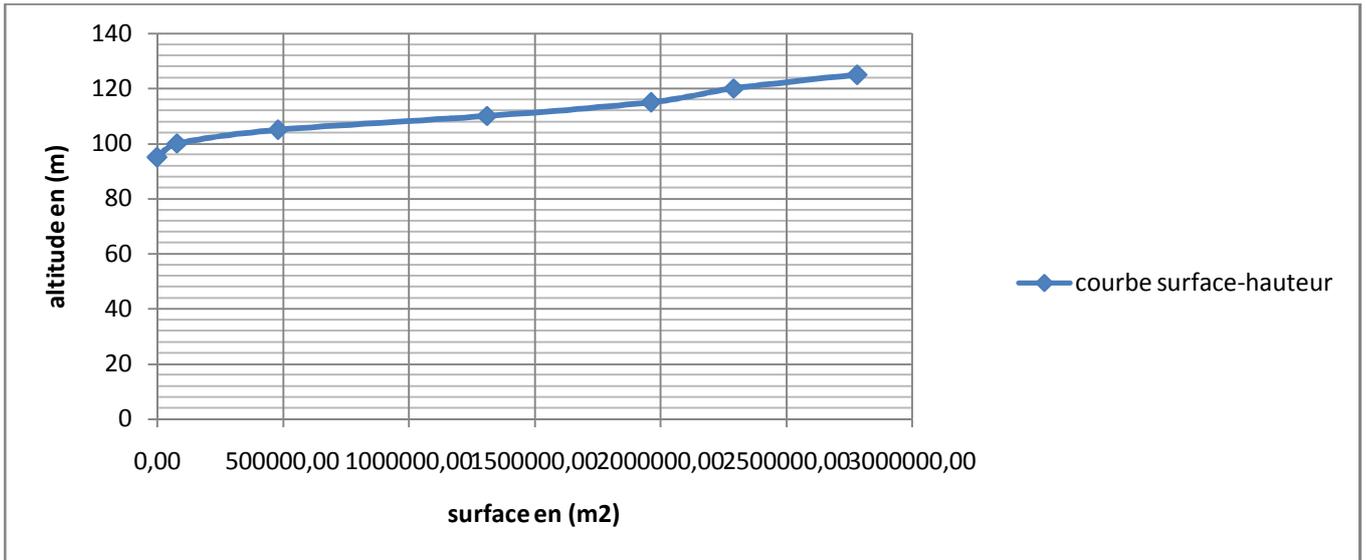


Figure III.17 : Courbes : surface-hauteur

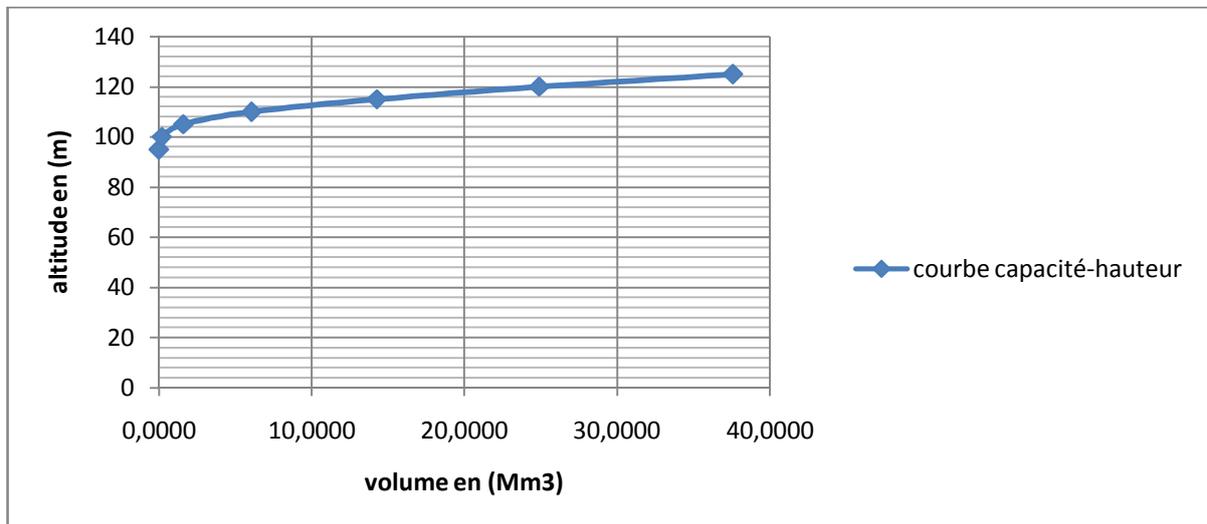


Figure III.18 : Courbes : capacité – hauteur

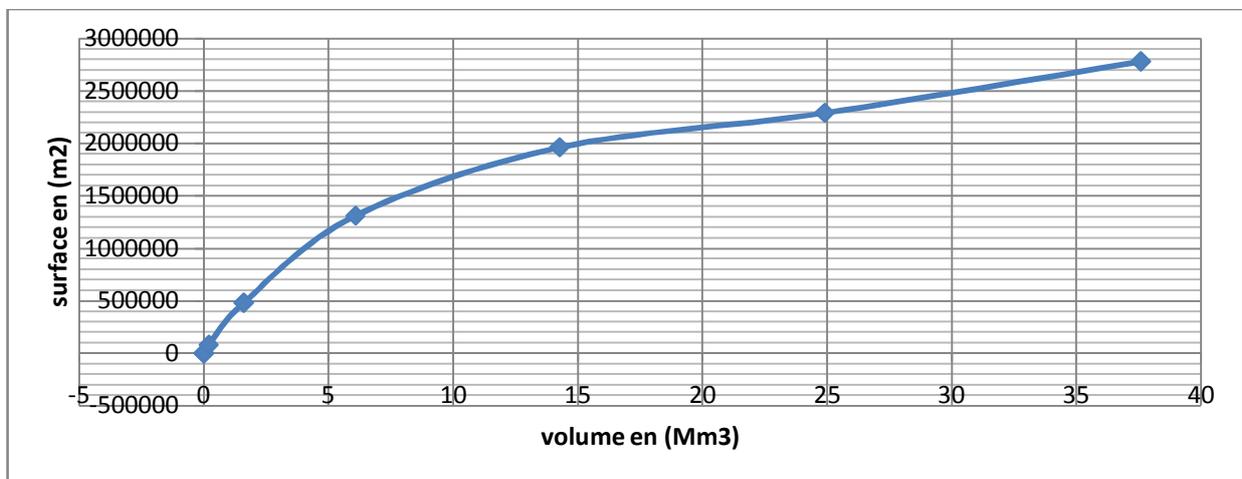


Figure III.19 la courbe capacité – surface

III.6.4. Calcul du volume utile

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

L'apport interannuel A80%.

La consommation totale.

Le volume mort de la retenue.

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

III.6.4.1 Détermination de la période à bonne hydraulicité :

Pour déterminer la période à bonne hydraulicité on calcule la différence entre les apports mensuels et la consommation mensuelle ; la période à bonne hydraulicité commence à partir du mois ou on la plus grande série des (+).comme le montre le tableau suivant :

Tableau III.27 : détermination de la période à bonne hydraulicité.

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout
W80%	0.0	0.25	0.75	1.5	3.1	2.75	2.5	1.38	0.38	0.13	0.0	0.0
U80%	1.31	0.53	0.01	0.01	0.01	0.01	0.2	0.53	0.91	1.52	2.6	3.1
W-U	-1,3	-0.28	0.74	1.49	3.09	2.74	2.3	0.85	-0.53	-1.39	-2.6	-3.1

On remarque que la période à bonne hydraulicité est le mois de Novembre .

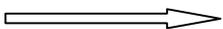
III.6.4.2 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

Voir dans l'annexe II Tableau: Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.

Du tableau (III.30) on a :

on a les résultats suivants :

$$V_s = 11,21 \text{ Hm}^3 \quad \text{et} \quad V_d = 9,2$$

$V_s > V_d$  Fonctionnement à un temps

$$\text{D'où : } V_u = V_d \quad V_u = 9,2 \text{ Hm}^3$$

Alors :

Le volume normal de la retenue sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m = 9,2 + 2,5 = 11,7 \text{ Hm}^3$$

$$V_{NNR} = 11,7 \text{ Hm}^3 \quad NNR = 116,8$$

III.6.4.3 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes :

Les pertes dans la retenue sont de deux sortes :

a) Pertes par évaporation :

$$\text{On a: } V_{ep} = E_s \times S_{moy} \dots\dots\dots (III.38)$$

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

E_s : Evaporation mensuelle (m).

S_{moy} : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen (V_{moy}). Elle est déterminée sur la courbe $S=f(V)$.

$$V_{moy} : \text{volume moyen} \left[V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right] \dots\dots\dots (III.39)$$

$V_{rf,i}$ et $V_{rf,i+1}$: les volumes de la retenue de deux mois successifs.

b) Pertes par infiltration :

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = (\delta \times V_{moy}) / 100 \dots\dots\dots (III.40)$$

V_{inf} : volume perdu à cause de l'infiltration.

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette pour notre cas = 1.5 (sol à moyenne perméabilité)

$$V_{moy} : \text{volume moyen} \left[V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right] \dots\dots\dots (III.41)$$

$V_{rf,i}$ et $V_{rf,i+1}$: les olumes de la retenue de deux mois successifs.

Note : Le calcul des pertes est représenté dans l'annexe II

III.6.4.3.1 première approximation :

$$\text{Excédent: } S' = W_{80\%} - (U_{80\%} + \Pi) = 10.66 - 10.48 = 0.06 \text{ Hm}^3 \quad \mathbf{S' = 0.18 \text{ Hm}^3}$$

$$V_s = 10.66 \text{ Hm}^3 \quad \text{et} \quad V_d = 10.48 \text{ Hm}^3$$

$V_s > V_d$ donc la retenue fonctionne à un temps.

$$\text{Alors : } V'u = V_d = 10.48 \text{ Hm}^3$$

$$\mathbf{V'u = 10.48 \text{ Hm}^3}$$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V'NNR = V'u + V_m = 10.48 + 2.5 = 12.98 \text{ Hm}^3$$

$$\mathbf{V'NNR = 12.98 \text{ Mm}^3}$$

$$\mathbf{NNR = 117.2 \text{ m NGA.}}$$

Estimation de l'erreur :

$$\text{On a: } \zeta = 100 (V'u - Vu) / V'u \dots\dots\dots (III.42)$$

$\zeta = 12.2 > 5\%$ donc la condition n'est pas vérifiée.

III.6.4.3.2 deuxième approximation :

Excédent: $S'' = W80\% - (U80\% + \Pi) = 10.64 - 10.58 = 0.06 \text{ Hm}^3$ $S'' = 0.06 \text{ Hm}^3$

$V_s = 10.64 \text{ Hm}^3$ et $V_d = 10.58 \text{ Hm}^3$

$V_s > V_d$ donc la retenue fonctionne à un temps.

Alors : $V''_u = V_d = 10.58 \text{ Hm}^3$ $V''_u = 10.58 \text{ Hm}^3$

Le volume normal de la retenue sera :

$V'_{NNR} = V''_u + V_m = 10.58 + 2.5 = 13 \text{ Hm}^3$

$V''_{NNR} = 13 \text{ Mm}^3$

$NNR = 17,6 \text{ m NGA}$.

Estimation de l'erreur :

AN: $\zeta = 0.94\% < 5\%$ donc la condition est vérifiée.

III.7. Laminage des crues :

On appelle laminage d'une crue la réduction du débit de pointe de son hydrogramme de crue par les moyens artificiels et cela à travers un réservoir. Le laminage a un rôle important dans le fonctionnement adéquat de l'ouvrage, sa sécurité d'une part, d'une autre part d'optimiser le coût de l'ouvrage d'évacuation et de contrer les inondations à l'aval.

III.7.1 Principe du laminage :

Volume entrant = volume emmagasiner + volume sortant

$$Q_e \times dt = S \times dh + q_e \times dt \dots\dots\dots (III.43)$$

Avec :

Q_e : le débit entrant de la crue.

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

q_e : le débit évacuer.

III.7.2. Méthode de Kotcherine :

La méthode se base sur les principes suivants:

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

III.7.2.1 Calcul du débit déversant pour différents valeurs de hd et b :

Le procédé de calcul consiste à :

- Donner des différentes valeurs des lames d'eau hd,
- Définir la cote PHE pour chaque lame,
- A l'aide de la courbe capacité-hauteur ; on détermine le volume VPHE relatif à chaque PHE.
- Définir le volume en charge pour chaque lame.
- Déterminer le volume de la crue pour l'hydrogramme ayant une forme triangulaire :

$$V_f = 0.5 \times Q_{\max} \times T \dots\dots\dots (II.44)$$

$$\dots\dots\dots (II.45)$$

Déterminer le débit de crues à évacuer correspondant à chaque lame hd. Les calculs sont présentés dans le tableau qui suit.

Tableau III.28 : Déterminer le débit de crues à évacuer correspondant à chaque lame hd

hd	niveau PHE	V au NPHE	Vf	q max	q laminé								
					b en m								
					30	40	50	60	70	80	90	100	110
0	117,2	13	0	336	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,5	118,7	13,5	1	311,67	30,69	38,37	46,04	53,72	61,39	69,06	76,74	84,41	92,08
1	119,2	13,7	2,2	282,49	86,82	108,52	130,23	151,93	173,63	195,34	217,04	238,75	260,45
1,5	119,7	14,3	3,2	258,16	159,49	199,37	239,24	279,11	318,99	358,86	398,73	438,61	478,48
2	120,2	14,7	4,2	233,84	245,56	306,95	368,33	429,72	491,11	552,50	613,89	675,28	736,67
2,5	120,7	15	4,9	216,81	343,17	428,97	514,76	600,56	686,35	772,14	857,94	943,73	1029,52
3	121,2	15,4	5,5	202,21	451,12	563,89	676,67	789,45	902,23	1015,01	1127,79	1240,57	1353,35
3,5	121,7	16,4	6,1	187,62	568,47	710,59	852,71	994,82	1136,94	1279,06	1421,18	1563,29	1705,41
4	122,2	17,5	6,6	175,46	694,54	868,17	1041,81	1215,44	1389,07	1562,71	1736,34	1909,98	2083,61
4,5	122,7	18,2	6,9	168,17	828,75	1035,94	1243,13	1450,32	1657,50	1864,69	2071,88	2279,07	2486,25
5	123,2	19	7,8	146,27	970,65	1213,31	1455,97	1698,63	1941,29	2183,95	2426,61	2669,27	2911,94

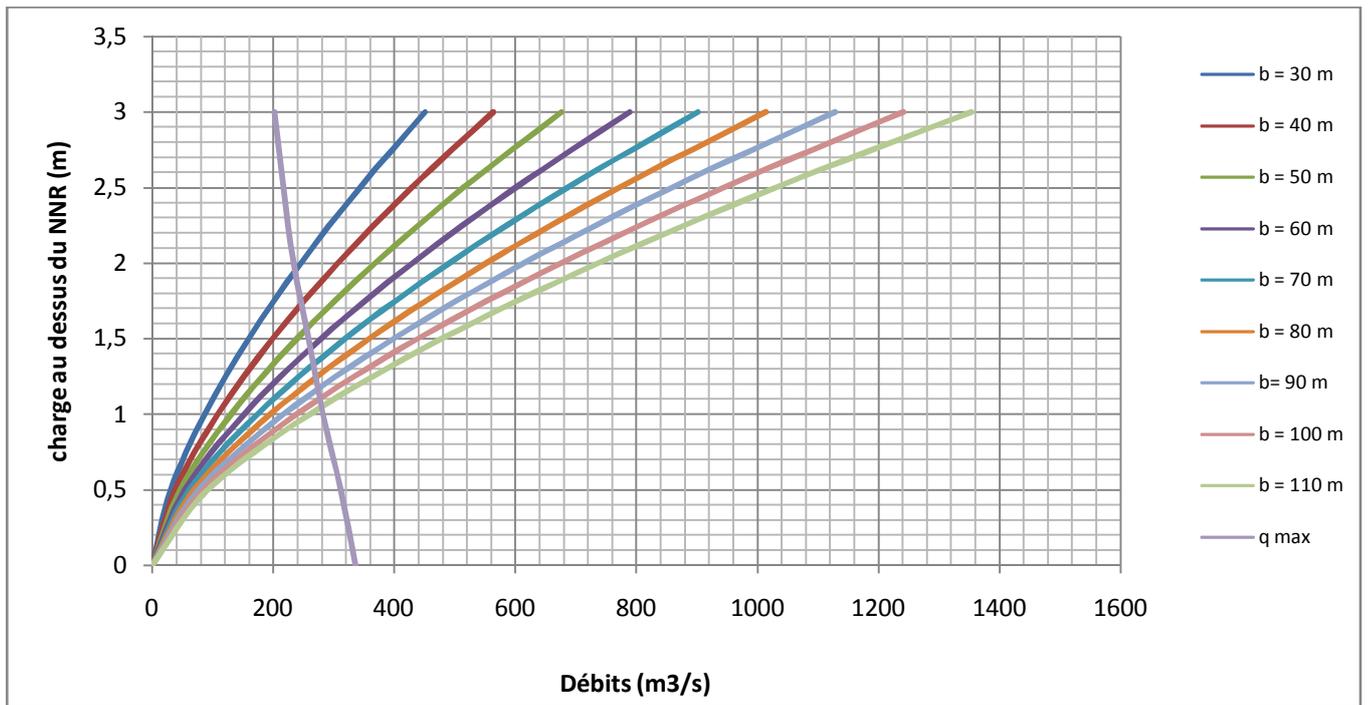


Figure III.20: courbes $H=f(Q,q)$

Les résultats de l'étude du laminage des crues millénaires de quelques largeurs du déversoir sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.29 : résultat de calcul par la méthode de Kotcherine.

Largeur(m)	Hauteur(m)	Q Laminé (m ³ /s)
30	2,0	220
40	1,8	230
50	1,6	240
60	1,5	255
70	1,4	265
80	1,3	287
90	1,2	295

III.8. Etude d'optimisation :

III.8.1. La revanche :

C'est la distance verticale entre la crête de la digue et le plan d'eau de la retenue(NPHE). Elle est en fonction de la hauteur des vagues H, de la vitesse du vent U et de la vitesse de propagation des vagues V dans la retenue.

La revanche minimale est donnée par la relation suivante :

$$R = H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots(III.46)$$

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

a) Formule de STEVENSON

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots(III.47)$$

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch [F = 2,3 km].

b) Formule de Molitor

$$H = 0.75 + 0.032 \cdot \sqrt{UF} - 0,27 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots(III.48)$$

U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ; U=100 Km/h.

c) Formule de MALLET

$$H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots(III.49)$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.30 : hauteurs des vagues.

Formule	H (m)
Stevenson	0.95
Molitor	0.38
Mallet-paquant	1

On adopte donc la valeur de H=1.0 m pour la sécurité.

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

$$V = 1.5 + 2H \dots\dots\dots (III-50)$$

H : hauteur des vagues (en m).

$$V = 3.5 \text{ m/s}$$

Donc la revanche sera R =1.62 m on prend pour la suite R= 1.6 m

III.8.2) Largeur en crête :

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

1) Formule de KNAPEN :

$$b_{cr} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (III.51)$$

2) Formule de F-PREECE :

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots (III.52)$$

3) Formule pratique :

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (III.53)$$

4) Formule Anonyme (simplifiée) :

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots (III.54)$$

H_b : Hauteur du barrage [m];

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

Tableau (III.31) : récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.

b(m)	h(m)	q(m)	Hb	b(knappen)	b(preece)	b(simplifiée)	b(moyennes)	adapté
30	2,0	220	23.76	8.33	6.55	7.59	7.49	8 m
40	1,8	230	23.56	8.29	6.52	7.56	7.46	
50	1,6	240	23.36	8.25	6.5	7.53	7.43	
60	1,5	255	23.22	8.23	6.48	7.5	7.41	
70	1,4	265	23.12	8.2	6.47	7.48	7.38	
80	1,3	287	23.02	8.18	6.46	7.47	7.37	
90	1,2	295	22.98	8.17	6.44	7.46	7.36	

III.8.3 Calcul des coûts :

III.8.3.1 Calcul de la digue :

En premier lieu, on calcule le volume de la digue pour les différentes lames déversantes afin de déterminer son coût.

- ✓ tracer le profil longitudinal du barrage et on va choisir des sections à travers le barrage.
- ✓ On détermine la hauteur de la digue connaissant la cote de crête et celle au pied du barrage.
- ✓ Calcul de la largeur au pied du barrage au droit de la section

$$B_{pi} = b + (m_1 + m_2) \times H_{bi} \dots\dots\dots (III-55)$$

b : largeur en crête

B_{pi} : largeur du pied du barrage au droit de la section i

Et m_1 et m_2 sont les fruit du talus amont et aval.

- ✓ Calcul de la section $S = ((b + B_{pi})/2) \times H_{bi}$.
- ✓ Calcul du volume total du barrage $V_b = \sum V_i$ avec $V_i = ((S_i + S_{i+1})/2) \times d$

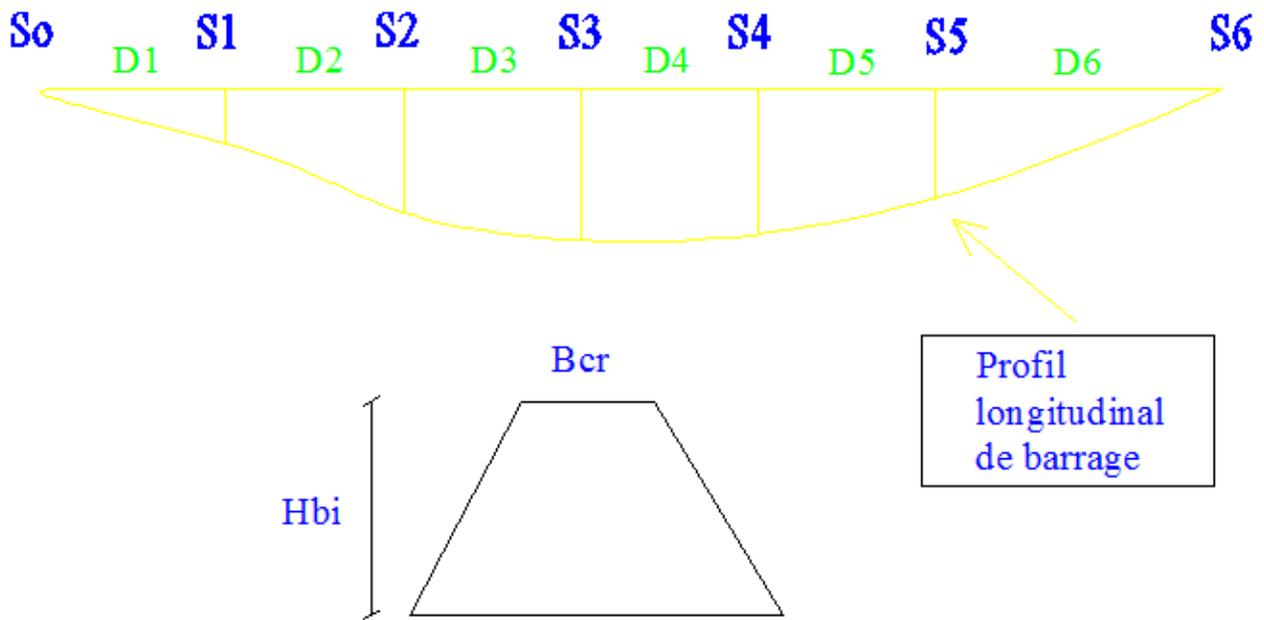


Figure III.21 : principe de calcul du volume d'un barrage

On a aussi : $H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t \dots\dots\dots$ (III-56)

Tableau III.32 : cout et volume de la digue

b(m)	30	40	50	60	70	80	90
q max (m ³ /s)	220	330	240	255	265	287	295
hd(m)	2.0	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2
H barrage(m)	23.76	23.56	23.36	23.22	23.12	23.02	22.98
Cote de crete (m)	121.26	121.06	120.86	120.62	120.4	120.2	120.1
Surface N°0	0	0	0	0	0	0	0
Surface N°1	1220.3	1184.3	1143.5	1100.6	1040	1005.5	932.4
Surface N°2	1335.4	1287.4	1233.3	1190.6	1143.3	1095.5	1043.3
Surface N°3	2367.4	2301.4	2266.3	2200.4	2166.3	2107.4	2065.3
Surface N°4	2187.4	2111	2081.3	2022.5	1981.3	1943.3	1896.4
Surface N°5	1472.3	1399.4	1354.3	1300	1254.3	1212.4	1165
Surface N°6	0	0	0	0	0	0	0
Distance N°1	96.8	96.8	96.8	96.8	96.8	96.8	96.8
Distance N°2	100	100	100	100	100	100	100
Distance N°3	100	100	100	100	100	100	100
Distance N°4	100	100	100	100	100	100	100
Distance N°5	100	100	100	100	100	100	100
Distance N°6	161	161	161	161	161	161	161
Volume(m ³)	1008425	97753.3	923450	890304	868363	838976	776476
Cout (DA)	403370000	391013200	369380000	356121600	347345200	335590400	310590400
		0	0	0	0	0	0

Remarque :

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 3.0 et 2.5 mètres, et pour Le prix du mètre cube du remblai est estimé à 400 DA.

III.8.3.2 Calcul du coût de l'évacuateur de crues :

a) Cout du déversoir :

On opte pour le déversoir type « Creager » ce dernier s'adapte mieux à la lame d'eau de façon que celle-ci ne puisse pas se décoller et n'exerce pas d'effort sur le parement. Le déversoir sera construit en béton armé. La section transversale du déversoir est donnée par:

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \cdot \left(\frac{X}{H}\right)^{1,80} \dots\dots\dots(III.57)$$

Ou :

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

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{dev} = S \times b \dots\dots\dots(III.58).$$

S : Section transversale (m²).

b : Largeur déversant (m).

Le prix du mètre cube du béton armé est estimé à 25000DA.

Tableau III.33 : Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs

Profile N°	b(m)	Hdever(m)	S (m ²)	V (m ³)	Couts(DA)
1	30	2,0	1.80	72	1800000
2	40	1,8	1.95	97.5	2437500
3	50	1,6	2.15	129	3225000
4	60	1,5	2.22	155.4	3885000
5	70	1,4	2.54	203.2	5080000
6	80	1,3	2.7	243	6075000
7	90	1,2	3.02	302	7550000

b) Coût du canal d'approche:

Tableau III.34 : Résultats de calculs du coût du canal d'approche pour les différentes largeurs

N°	b (m)	h (m)	Hca (m)	V exc (m ³)	V béton (m ³)	Coûts ex(DA)	Coûts bet (DA)	total(DA)
1	30	2,0	5.1	14253	1500	14253000	37500000	51753000
2	40	1,8	4.9	17500	1875	17500000	46875000	64375000
3	50	1,6	4.7	20500	2250	20500000	56250000	76750000
4	60	1,5	4.6	23500	2625	23500000	65625000	89125000
5	70	1,4	4.5	27870	3000	27870000	75000000	102870000
6	80	1,3	4.4	30600	3375	30600000	84375000	114975000
7	90	1,2	4.3	36900	3750	36900000	93750000	130650000

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider calmement la crue vers le seuil déversant. Il est de forme rectangulaire avec une charge d'eau « H » et une revanche de 1.6 m avec 1.5 m comme hauteur de pelle.

D'où la hauteur totale du mur : $Hca = H + R + P$ (III.59).

« L » est déterminée d'après la topographie est égale à 10 m et « e » est prise égale à 0,5m.

D'où le volume du canal d'approche est estimé par :

$$V = S.e = L.Hca.e \dots\dots\dots (III.60).$$

c) Coût du coursier:

On opte pour un coursier de section rectangulaire avec une longueur approximative qui est 200 m .

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \times L_{\text{cou}} \dots\dots\dots (III.61).$$

L'épaisseur du radier et des murs bajoyers est prise égale à 0,5 mètres.

Largeur du coursier est donnée par :

$$b_{\text{cou}} = (Q_{e, \text{max}})^{0,4} \dots\dots\dots (II.62).$$

Tableau III.35 : Récapitulatif des coûts du coursier pour différentes largeurs déversantes

b (m)	q (m3/s)	bc (m)	volume du béton (m3)	Cout DA
30	220	8.7	1034	25850000
40	230	8.9	1043.35	26083750
50	240	9.05	1052.15	26303750
60	255	9.18	1067.55	26688750
70	265	9.32	1081.85	27046250
80	287	9.62	1104.4	27610000
90	295	9.73	1127.5	28187500

Tableau III.36 : Récapitulatif des prix totaux pour les différentes largeurs déversantes.

B (m)	H (m)	H_b (m)	digue	déversoir	Canal D'approche	coursier	Evacuateur	Global
30	2,0	23.76	393370000	1800000	51753000	25850000	79403000	472773000
40	1,8	23.56	376013200	2437500	64375000	26083750	92896250	463909450
50	1,6	23.36	349380000	3225000	76750000	26303750	106278750	455658750
60	1,5	23.22	348821600	3885000	89125000	26688750	119698750	465820350
70	1,4	23.12	343345200	5080000	102870000	27046250	130424250	473769450
80	1,3	23.02	331745200	6075000	114975000	27610000	148660000	480405200
90	1,2	22.98	320590400	7550000	130650000	28187500	166387500	491977900

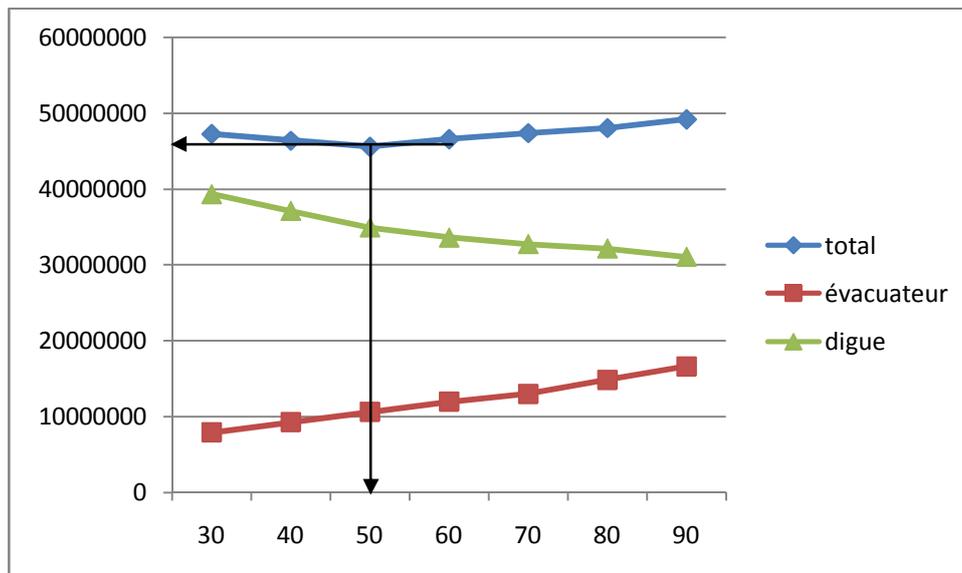


Figure III.22 : courbe d'optimisation

D'après la courbe d'optimisation on trouve les paramètres suivants :

$b=50$ m.

$H=1.6$ m

$q=240$ m³/s.

$H_b=23.36$ m

Cote en crête =120.8 m

Tableau II.37 : Caractéristiques du barrage.

Dénomination	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm ³	2.5
Volume utile	Mm ³	11.5
Volume au NNR	Mm ³	13
Cote du fond	m NGA	97.5
Cote NNR	m NGA	117.6
Cote NPHE	m NGA	119.2
Cote en crête	m NGA	120.8
Largeur en crête	M	8.00
Largeur du déversoir	M	50
Charge déversée	M	1.6

Conclusion :

L' étude hydrologique effectuée nous a permis d'avoir tous les Caractéristiques et paramètres essentiels (crue, précipitation, bassin Versant), qui seront des éléments fondamentaux dans le dimensionnement du barrage.

Chapitre IV : Etude des variantes

Chapitre IV: Etude Des Variantes De La Digue

Introduction

Un barrage est un ouvrage d'art construit en travers d'un cours d'eau, destiné à réguler le débit du cours d'eau, ou à en stocker l'eau pour différents usages tels que : contrôle des crues, irrigation, industrie, hydroélectricité, réserve d'eau potable, etc. Et créant ainsi une cuvette artificielle géologiquement étanche. Les barrages ce sont des structures complexes qu'il faut traiter comme des systèmes. Leurs étude et réalisation prennent en compte un grand nombre de paramètres et de données ce qui les rend des ouvrages d'art d'une conception unique.

Selon la nature du matériau de construction utilisé, on classe les barrages selon deux grandes catégories :

- Les barrages en béton
- Les barrages en remblai (digue)

IV .1 Critère à prendre pour l'emplacement de l'axe du barrage :

L'emplacement recherché correspond alors à un site étroit précédé à l'amont par un élargissement de la vallée à condition que les appuis du barrage soient sains (resserrement indépendant d'une zone d'éboulement ou d'un glissement). Cet emplacement idéal est bien plus économique mais il est malheureusement très peu fréquent. En effet, il n'existe pas toujours de resserrement de vallée dans la nature. Chaque type de barrage est donc conçu en fonction de la morphologie de la vallée. Une vallée large convient mieux à l'aménagement d'un barrage en remblai. Un site étroit convient à un barrage poids et un barrage voûte. Tout cela bien sûr si les fondations le permettent.

IV.1.1 Quel barrage choisir :

Un choix difficile entre les différents types de barrages s'impose donc dans de nombreuses situations. Dans certaines régions, le contexte géologique est tel que le type de barrage est presque toujours le même. Dans d'autres cas, ce choix est un compromis entre de nombreux aspects comme la nature de la fondation et le régime des crues. L'objectif étant de trouver le barrage le plus adapté à son environnement tout en restant économique.

Il existe plusieurs critères généraux à prendre en compte dans le choix du type de barrage:

- topographie: étude qui influe sur le choix du type de barrages en fonction du lieu (si on construit un barrage de haute chute ou de rivière, le dénivelé...)

-La géologie: informations concernant la nature des matériaux qui constituent la fondation du barrage ou les berges de la retenues (leur caractéristiques mécaniques et leur étanchéité aussi bien en surface quand profondeur)

- La sismicité

-La disponibilité des matériaux de construction

Cependant, il arrive qu'après considérations de ces critères plusieurs types de barrages restent à disposition, l'aspect économique permet alors de départager les solutions.

IV.2. Les variantes à choisir :

Pour notre cas , les conditions topographiques, géotechniques, et géologiques du site(on a une quantité insuffisante d'enrochement pour barrage d'enrochement) permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux et on a deux variantes au choix :

- barrage en terre homogène en argile.
- barrage en terre zonée à noyau d'argile
- barrage en enrochement

a) Barrage Homogène :

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

Le drain vertical placé au centre de la digue constitue une solution plus efficace pour intercepter les eaux d'infiltration, le drain est constitué de matériaux grossiers (gravier et sable).

b) Barrage zoné :

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

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

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

c) Barrage en enrochement :

L'enrochement c'est un massif stabilisateur à drainage libre permettant de réduire très sensiblement le fruit des talus .lorsque le matériau est située à proximité du barrage ce type d'ouvrage conduit à des solution très économiques .comme notre cas le matériau est située près du site .

IV.3) Définition de profil général du barrage :

IV.3.1) Hauteur de barrage :

IV.3.1.1) Calcul de la revanche :

C'est la distance verticale entre la crête de la digue et le plan d'eau de la retenue(NPHE). Elle est en fonction de la hauteur des vagues H, de la vitesse du vent U et de la vitesse de propagation des vagues V dans la retenue.

La revanche minimale est donnée par la relation suivante :

$$R = H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots(IV.01)$$

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

d) Formule de STEVENSON

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots(IV.02)$$

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch [F = 2,3 km].

e) Formule de Molitor

$$H = 0.75 + 0.032 \cdot \sqrt{UF} - 0,27 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots(IV.03)$$

U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ; U=100 Km/h.

f) Formule de MALLET

$$H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots(IV.04)$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.01: hauteurs des vagues.

Formule	H (m)
Stevenson	0.95
Molitor	0.38
Mallet-paquant	1

On adopte donc la valeur de H=1.0 m pour la sécurité.

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

$$V = 1.5 + 2H \dots\dots\dots (IV-05)$$

H : hauteur des vagues (en m).

$$V = 3.5 \text{ m/s}$$

Donc la revanche sera $R = 1.62 \text{ m}$ on prend pour la suite $R = 1.6 \text{ m}$

IV.3.1.2) Largeur en crête :

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

5) Formule de KNAPEN :

$$b_{cr} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (IV.06)$$

6) Formule de F-PREECE :

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots (IV.07)$$

7) Formule pratique :

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (IV.08)$$

8) Formule Anonyme (simplifiée) :

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots (IV.09)$$

H_b : Hauteur du barrage [m];

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

Tableau (IV.02) : résultats de calcul de largeur de crête.

b(m)	h(m)	Hb	b(knappen)	b(preece)	b(simplifiée)	b(moyennes)	adapté
40	2,0	23.36	8.23	6.48	7.5	7.41	8

IV.3.1.3. La longueur en crête

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

$$L = 658.1 \text{ m}$$

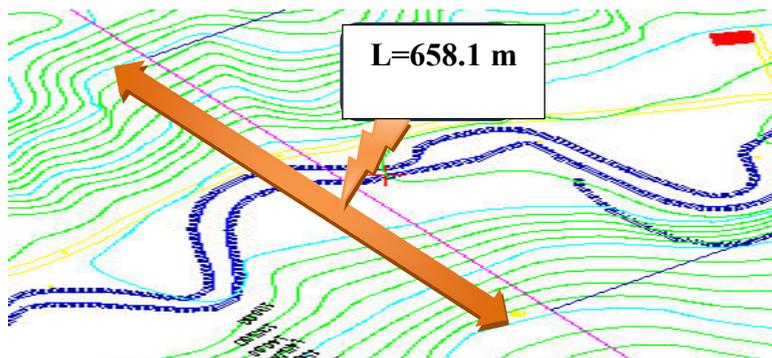


Figure IV.01 : longueur en crête

IV.3.1.4. pentes des talus :

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations.

Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimales.

Tableau (IV.03) : Valeurs indicatives des pentes des talus.

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

D'après le tableau qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage .on opte pour:

- Parement amont $m_1 = 3,0$.
- Parement aval $m_2 = 2,5$.

Ce qui va être vérifié après calcul de la stabilité.

IV.3.1.5. Les bermes

A. Talus amont :

Une berme s'est projetée au niveau du parement amont, afin de permettre d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, donc nous aurons une berme, de largeur 4m à la cote 110 m NGA .

B. Talus aval :

Elles permettent la réalisation et la réparation des revêtements des talus ainsi augmenter la stabilité du barrage si $H > 15$ m on met des bermes

La figure suivante montre la schematisation des bermes prévues pour le barrage

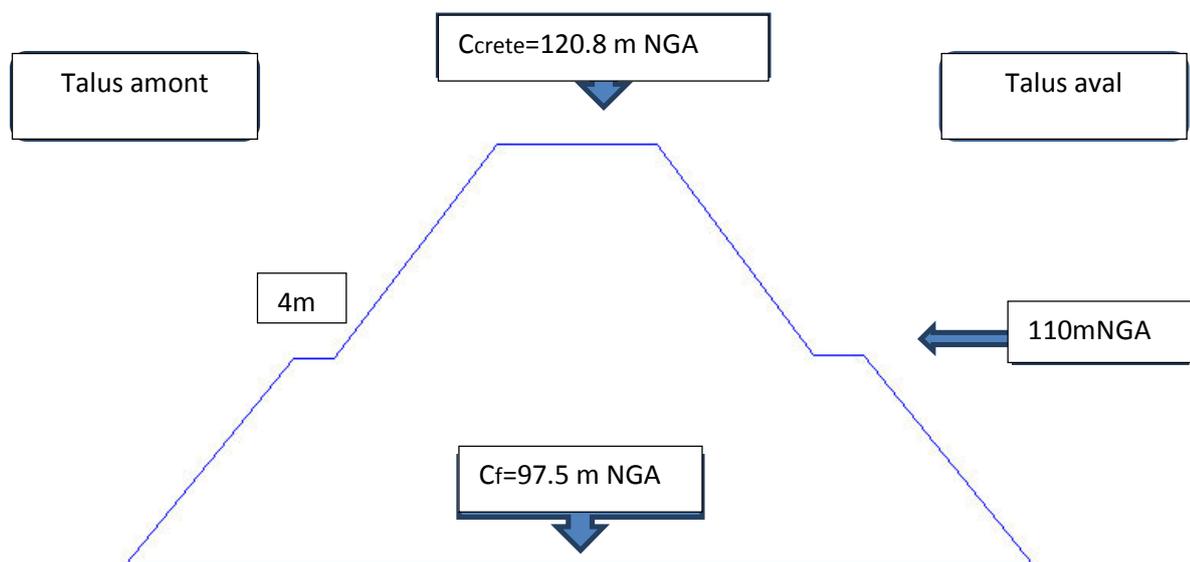


Figure IV.02 : répartition des bermes

IV.3.1.6. Dispositif de protection contre les effets de l'eau et description générale des variantes de Protection des talus :

Le talus aval est généralement recouvert de terre végétale et engazonné, ce qui lui permet de mieux résister à l'érosion due à la pluie. Le talus amont est souvent protégé de l'effet d'érosion des vagues. Cette protection prend la forme d'enrochement, d'un perré maçonné, de dalles en béton. Il ne s'agit en aucune façon d'un masque étanche similaire à celui des barrages en enrochements.

La protection amont est percée de drains permettant l'eau imprégnant le remblai de ne pas être piégée derrière le revêtement pendant les phases de vidange de la retenue.

Lorsque le talus amont est protégé par une couche d'enrochement appelé rip-rap, le projet doit notamment préciser la dimension des enrochements. La littérature propose de nombreuses formules.

Le tableau ci-après indique, en fonction de la hauteur h des vagues, l'épaisseur e d'enrochements (mesurée perpendiculairement au parement) le diamètre d_{50} tel que 50 % en poids des blocs aient un diamètre supérieur ou égal à d_{50} .

Tableau(IV.04): Epaisseur de l'encrochement et D50 minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague.

Hauteur des vagues h (m)	Epaisseur e (m)	d50 des blocs (m)
0.30	0.30	0.20
0.55	0.40	0.25
0.80	0.50	0.30
1.05	0.60	0.40
1.30	0.70	0.45
1.55	0.80	0.50

On a trouvé une hauteur de vague qui est de $H= 1$ m.

Donc d'après le tableau on a $e= 0.60$ m et $d50 = 0.40$ m

Note : Afin d'être conforme au critère de filtre, une couche de transition épaisse de 400 mm composée de 200 mm de gravier et 200 mm de sable respectivement doit être placée entre le rip-rap et le remblai tout-venant sous-jacent.

En ce qui concerne le talus aval ,on utilise l'encrochement de pierre reposant sur un filtre (lit de gravier et sable) d'épaisseur (0,3m).

IV.4) : Etanchéité du barrage

A. Le Noyau :

Pour la deuxième variante où le remblai n'est pas suffisamment imperméable, nous avons équipé le barrage d'un noyau argileux compacté, disposé verticalement au centre du barrage.

Vers le sommet, le noyau doit être monté au dessus du niveau des plus hautes eaux jusqu'à la crête du barrage. compte tenu des remonté capillaires, il est monté de 0.5 m environ.

Dimensionnement du noyau :

- **La hauteur :**

La hauteur du noyau est déterminée par la formule suivante :

$$H_n = H_b - 1 \dots\dots\dots (IV.09).$$

Avec : H_b : hauteur du barrage (m).

H_n : hauteur du noyau (m).

$$H_n = H_b - 1 = 23.36 - 1,5 = 21.8 \text{ m.}$$

$$H_n = 21.8\text{m}$$

- **La largeur en crête du noyau :**

Largeur en crête du noyau $b_{min} = 1/6.H_b$

$$b_n = 4 \text{ m.}$$

- **Les fruits des talus du noyau :**

Ils doivent être d'une telle sorte à vérifier la condition suivante :

$$I = \frac{\Delta H}{b_{moy}} \leq I_{adm} \dots\dots\dots (IV.10).$$

Avec : I_{adm} : gradient admissible dépendant de la classe du barrage et du type de matériau.

IV.5) : Classification de l'ouvrage :

La classification est basée sur la constitution de l'ouvrage et sa fondation et en particulier sur les risques attendus à l'aval en cas de rupture de l'ouvrage. et pour connaître la classe de notre barrage nous avons le tableau suivant :

Tableau (IV.05) : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation

Type de sols de fondation	Classes de barrages			
	I	II	III	IV
	Hauteurs de 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 , notre barrage appartient à la classe IV.

Les Valeurs de I_{adm} en fonction du type du sol

Tableau (IV-06) : Valeur de I_{adm} en fonction du type d'ouvrage.

Type de sol	Classe de l'ouvrage			
	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	1.00
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

b_{moy} : largeur moyenne du noyau, donnée par la formule :

$$b_m = (L_{cn} + L_b) / 2 \dots\dots\dots(IV.1)$$

Avec : L_{cn} : largeur en crête du noyau.

L_b : largeur en base du noyau.

ΔH : la charge d'eau

$$\Delta H = H_1 - H_2 \dots\dots\dots(IV.12).$$

Avec : H_1 : Hauteur d'eau à l'amont correspond au NPHE, ($H_1=21m$)

H_2 : Hauteur d'eau à l'aval ($H_2=0m$).

On a un barrage de classe IV donc $I_{adm}=1.95$

A.N : $b_{moy} > (21/1.95) = 11 m$

On aura : **$b_{moy} = 12m$**

$$L_b = 2 * b_{moy} - L_{cn} \dots\dots\dots(IV.13).$$

AN: $L_b = 20,5 m$

De la formule ci-après on détermine les fruits de talus :

$$L_b = 2 * m * H_n + L_{cn} \dots\dots\dots(IV.14).$$

On aura : **$m = 0.4$**

- **La cote en crête du noyau :**

$$NCN = C_{fond} + H_n = 97.5 + 22.3 = 119.8 m \text{ NGA}$$

IV.6) Les drains :

Pour intercepter les infiltrations dans le massif du barrage, nous disposons dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec la fondation un tapis filtrant qui sert à évacuer les eaux filtrées à l'aide d'une galerie de drainage qui est le long du barrage et son rôle est de cumuler les eaux drainées et les évacuer à l'aide des collecteurs jusqu'à l'aval de la digue.

IV.6.1) Dimensionnement Du Drain Tapis :

Pour intercepter les infiltrations dans le massif d'un barrage en terre on dispose habituellement dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec les fondations, un drain-tapis filtrant destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif. Ce drain s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise du barrage.

La longueur du drain tapis est de :

$$L_d = \frac{L_b}{3} \dots\dots\dots(IV.15)$$

L_b : Longueur transversale du barrage [$L_b = 658.1 m$].

Donc : $\text{---} \quad 219.36 m$

On recommande d'utiliser des épaisseurs minimales de $e = 0.80 m$.

Lorsque la fondation n'est pas complètement perméable, il doit contenir un filtre inverse.

IV.6.2) Dimensionnement du drain prisme :

Hauteur du prisme

Hauteur : $H_{dr} = (0.15-0.2) H_b$

hb :Hauteur du barrage ($H_b=23.3m$)

$$H_{dr} = 0,15*23.3= 4 m \quad \Rightarrow \quad H_{dr} = \mathbf{3.5 m}$$

Largeur au sommet : $bp = (1/3 \div 1/4) hp$

On prend : $bp = 1/3 hp$

$$\text{Ce qui donne: } bp = (1/3) \times 4 = 1.3 m \quad \Rightarrow \quad \mathbf{bp = 1.3m}$$

Fruits des talus :

$$m_1 = (1 \div 1.75) \text{ on}$$

$$m_2 = (1.5 \div 2.5) \text{ on}$$

Donc on prend : $m_1 = 1,5$ $m_2 = 2$

Largeur en base : $L_{bd} = 14 m$

IV.6.3) Dimensionnement du drain vertical :

Le drain vertical est placé au centre de la digue, d'une largeur minimal de 1m (on va prendre en compte une largeur de 1,2m) constitué en matériaux grossier (gravier et sable). Il peut remonter jusqu'à la cote NPHE à raison d'arriver aux points de plus hautes saturations de remblai.

IV.7). calcul du volume des différents matériaux :

Le coût du barrage est déterminé de la manière suivante :

On trace le profil longitudinal du barrage, on choisit des sections en travers du barrage et sur chaque coupe, on détermine la hauteur de la digue à l'aide de la formule suivante :

$$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi}$$

Où :

N_{cr} : Côte de la crête du barrage.

N_{pi} : Côte du pied du barrage dans la section i.

L'aire de la section transversale du barrage pour la coupe "i" est déterminée ainsi :

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_{pi}}{2} \cdot H_{bi} \dots \dots \dots (IV.16)$$

b_{cr} : Largeur en crête du barrage.

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

$$B_{pi} = b_{cr} + (m_1 + m_2) \cdot H_{bi} \dots \dots \dots (IV.17)$$

Où

m_1, m_2 : Fruit du talus amont et aval.

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

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i \dots \dots \dots (IV.18)$$

Avec : $V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot d \dots \dots \dots (IV.19)$

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

En effectuant le même calcul on aura le volume de chaque matériau de construction pour les deux variantes.

Sur la base du volume de différents matériaux utilisés pour la construction du barrage pour les différentes variantes, et les prix unitaires pratiqués pour l'agence nationale des barrages (ANB), nous déterminons les coûts des différentes variantes.

IV.7.1. Barrage Homogène en argile :

C'est une variante très économique et très étanche mais seulement, il faudrait disposer de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante de l'ordre de 1,5 à 2 fois le volume du remblai

Le degré d'hétérogénéité des matériaux des deux zones d'emprunt à savoir la basse terrasse et la haute terrasse ainsi que leur disponibilité en quantité insuffisante constituent un handicap majeur dans le choix de cette variante.

Pour un barrage homogène en argile limoneuse d'une hauteur de 30 mètres, les pentes des talus amont varié entre [2,5 ÷ 3] et aval : [2 ÷ 2,5]

IV.7.1.1. Recharge (argile) :

Tableau (IV.07) : volume de recharge (Argile).

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
0	0,00			
1	1100.6	550.3	96,8	53269.04
		1500.6	100	150060
2	1900.61	2050.52	100	205052
		2111.47	100	211147
3	2200.44	1661.25	100	166125
		650	161	104650
4	2022.5			
5	1300			
6	00			
Volume Total				890304.04

IV.7.1.2. Protection en Rip-Rap :

Tableau (IV.08) : volume de Rip-Rap amont et aval.

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
0	0,00			
1	30.5	15.25	96,8	1525
		46.7	100	4670
2	62.9	58.3	100	5830
		56.55	100	5655
3	53.7	43.45	100	4345
		27.5	100	2750
4	59.4	13.75	161	2213.75
		00		
Volume Total				24238

IV.7.1.3. Filtre :

Tableau (IV.09) : volume des filtres.

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
0	0,00			
1	51.2	25.6	96,8	2478.08
		54.9	100	5490
2	58.6	78.55	100	7855
		77.2	100	7720
3	98.5	50.95	100	5095
		46	100	4600
4	55.9	23	161	3703
		00		
Volume Total				32341

IV.7.2. Barrage Zoné :

Le principal avantage de cette variante est que tous les matériaux nécessaires à sa confection sont disponibles à bon escient à proximité du site du barrage ; cela permet d'une part de réduire significativement les dépenses liées aux engins de transport pour l'acheminement des matériaux, et d'autre part, la proximité de la zone d'emprunt permet de gagner énormément en temps en écourtant le délai de réalisation, bref on dira que la variante est très économique et pratique. Cependant la réalisation délicate des zones de transition et du filtre constitue une difficulté majeure dans la conception de l'ouvrage.

Pour un barrage zoné d'une hauteur de 30 mètres, les pentes des talus amont varient entre $[2,5 \div 3]$ et aval $[2 \div 2,5]$.

IV.7.2.1.Recharge :

Tableau (V.10) : volume de recharge

N°	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	d_i (m)	Volume (m ³)
0	0,00			
1	740.56	370	96,8	35844.94
		1036.7	100	103668.5
2	1332.8	1426.1	100	142610
		1324.7	100	142470
3	1519.4	1069.8	100	116980
		504.8	161	81273.09
4	1330.5			
5	1009.6			
6	00			
Volume Total				622846.5

IV.7.2.2. Le Noyau :

Tableau (IV.11) : volume du Noyau

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
0	0,00	120	96,8	11616
1	240			
2	350	295	100	29500
		556.5	100	55650
3	763	653	100	65300
		381.5	100	38150
4	543	110	161	17710
		220		
5	220			
6	00			
Volume Total				217926

IV.7.2.3. Protection en Rip –Rap :

Tableau (IV.12) : volume de la recharge (Argile).

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
0	0,00	15.25	96,8	1525
1	30.5			
2	62.9	46.7	100	4670
		58.3	100	5830
3	53.7	56.55	100	5655
		43.45	100	4345
4	59.4	13.75	161	2213.75
		27.5		
5	27.5			
6	00			
Volume Total				24238

IV.7.2.4. Filtre et drain :

Tableau (IV.13) : volume de filtre et drain.

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
0	0,00	24.05	96,8	2328.04
1	48.1	53 .52	100	5352
2	58.94	73.67	100	7367
3	88.4	692	100	6920
4	50	47.42	100	4742
5	44.83	22.42	161	3609.13
6	00			
Volume Total				30318.17

IV.7.3. Barrage en enrochement :

C'est un ouvrage intéressant et très stable car la résistance à la poussée de l'eau est assurée par le poids propre du massif, il supporte assez bien les tassements et ne soumet sa fondation qu'à des pressions modérées; cependant c'est un ouvrage dont la réalisation est généralement coûteuse suite aux différentes opérations de désagrégation mécaniques des roches préexistantes ainsi que de leur mise en place pour le remblai.

la formule pour déterminer l'épaisseur du masque en béton est donnée par :

$$e=0.3+0.002*H_b \dots\dots\dots (IV.20).$$

Avec : H_b : hauteur du barrage

On trouve **e=0.40m**

IV.7.3.1. Recharge (enrochement) :

Tableau (IV.14) : volume des recharges.

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
0	0,00			
1	926.63	463.32	96,8	44849.38
		1313.52	100	131352
2	1700.4	1872.1	100	187210
		1960	100	196000
3	2043.3	1435.55	100	143555
		497.4	161	80089.45
4	1876.2			
5	994.9			
6	00			
Volume Total				783055.83

IV.7.3.2. masque en béton :

Tableau (IV.15) : calcul des volumes du béton.

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
0	0,00			
1	15.6	7.8	96,8	755.04
		19.95	100	1995
2	24.3	27.45	100	2745
		28.15	100	2815
3	30.6	21.87	100	2187
		9.02	161	1452.22
4	25.7			
5	18.04			
6	00			
Volume Total				11949.26

IV.7.3.3.: sable et gravier alluvionnaires pour les filtres et pour la couche drainante à l'aval .

Tableau (IV.16) : volume de sable et gravier .

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
0	0,00			
1	20.7	10.35	96,8	1001.88
		30.1	100	3010
2	39.5	44.9	100	4490
		47.45	100	4745
3	50.3	35.7	100	3570
		47.45	100	4745
4	44.6	35.7	100	3570
		13.4	161	2157.4
5	26.8			
6	00			
Volume Total				18974.28

IV.8) Estimation du coût des variantes :

Le tableau suivant donne les différents coûts des variantes :

Tableau (IV.16) : les coûts des différentes variantes étudiées.

Variante	Matériaux	Quantité (m ³)	Prix unit (DA)	Coût 10 ⁶ (DA)	Totale 10 ⁶ (DA)
Homogène	Recharge (argile)	890304.04	400	346,12	404,32
	Enrochement (rip-rap)	24238	800	19,39	
	Filtres et drains	32341	1200	38,81	
Zoné à noyau d'argile	Noyau	217926	500	108,96	413,87
	Recharge (graves)	622846.5	400	249.14	
	Enrochement (rip-rap)	24238	800	19,39	
	Filtres et drain	30318.17	1200	36,38	
enrochement	Recharge	783055.83	800	626,44	992,6
	Masque en béton	11949.26	30000	358,39	
	Filtre et drain	18974.28	1200	22,77	

Conclusion

On voit bien que les deux premières variantes sont presque identiques du côté cout de construction et beaucoup moins cher que la troisième variante, qui est le barrage en enrochement, donc celui-ci sera exclu d'une part pour son cout élevé .d'après l'analyse des résultats des puits de reconnaissance pour les matériaux de construction la recherche des matériaux alluvionnaires au fond de la vallée a montré une bonne disponibilité, , et pour la réalisation du noyau les argiles limoneuses se sont développées en deux zones situées à 2 Km environ à l'aval du site , il ressort que la quantité totale d'argile disponible est d'environ 200 000m³ .

En définitive on a choisi un barrage en enrochement (rockfill) avec noyau étanche centrale.

Chapitre V :Etude de la variante choisie

Chapitre V: Etude De La Variante Choisie

Introduction

Après l'étude des variantes faite dans le chapitre précédent , nous avons opté pour la deuxième variante (barrage zoné), une étude détaillée de la digue s'impose , et cela pour aborder tous les points essentiels, ainsi confirmer la variante .

V.1. détail constructif du barrage :

Le tableau suivant résume les différentes caractéristiques de la digue :

Tableau V.01 : différentes caractéristiques de la digue.

	valeur	
Revanche	1.6 (m)	
Hauteur	23.3 (m)	
Largeur en crête	8 (m)	
Longueur en crête	658.5 (m)	
Classification de l'ouvrage	IV	
Pente des talus	Talus amont	3
	Talus aval	2.5

La figure suivante montre la disposition des bermes

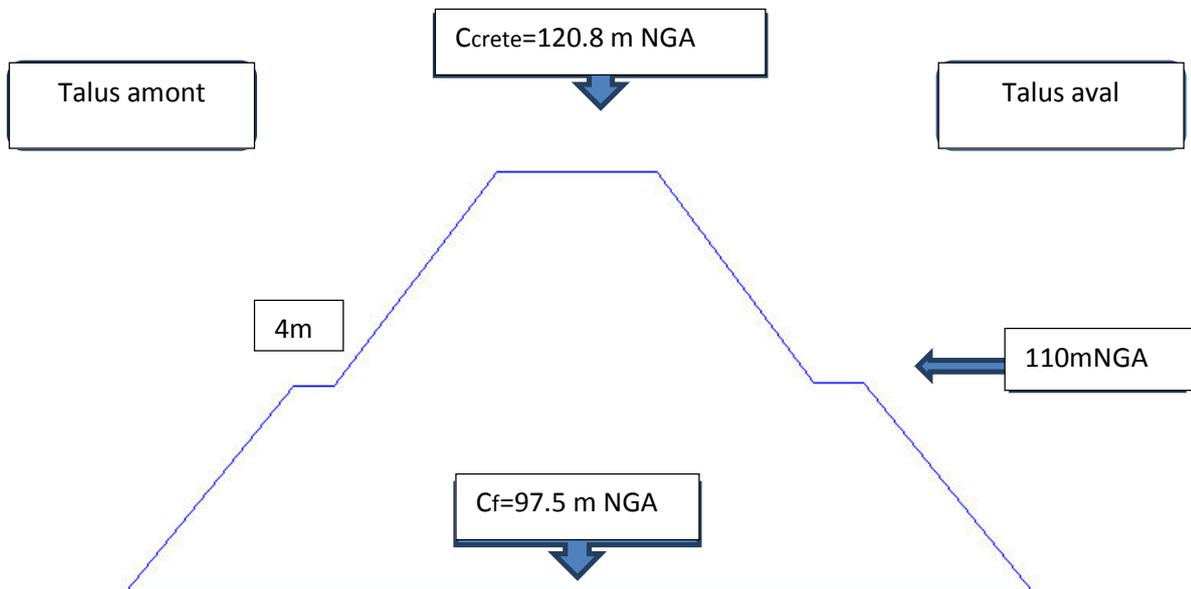


Figure V.01 : répartition des bermes

V.2.Revêtement de la crête et des talus de la digue :

Le talus aval est généralement recouvert de terre végétale et engazonné, ce qui lui permet de mieux résister à l'érosion due à la pluie. Le talus amont est souvent protégé de l'effet d'érosion des vagues. Cette protection prend la forme d'enrochement. Il ne s'agit en aucune façon d'un masque étanche similaire à celui des barrages en enrochements.

La protection amont est percée de drains permettant l'eau imprégnant le remblai de ne pas être piégée derrière le revêtement pendant les phases de vidange de la retenue. Le rip-rap est souvent préféré en raison de son coût et sa durabilité.

D'après le chapitre précédent on a trouvé épaisseur d'enrochement $e = 0.60 \text{ m}$. En ce qui concerne le talus aval on utilise l'enrochement de pierre reposant sur un filtre (lit de gravier et sable) d'épaisseur $(0,3\text{m})$.

Note : Afin d'être conforme au critère de filtre, une couche de transition épaisse de 400 mm composée de 200 mm de gravier et 200 mm de sable .

Tant dit que pour assurer une bonne stabilité de la crête on doit réaliser un bon revêtement et permettre la bonne circulation des engins et cela en utilisant une couche de produits asphaltiques épaisse de **0.30 m**.

La figure suivante montre les revêtements de talus amont et aval

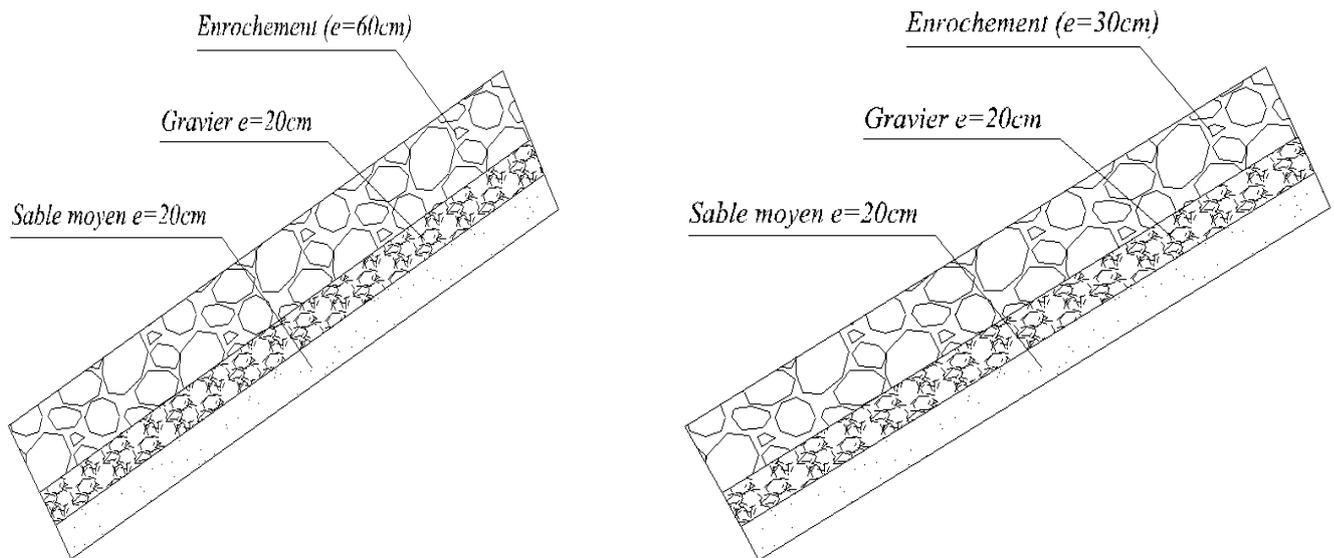


Figure V.02 : Détails des revêtements de talus (a) talus amont (b) talus aval

V.2.1. filtres-drains :

Dans un barrage zoné, l'eau s'écoule au travers du noyau vers les recharges. Cet écoulement vers un matériau de granulométrie plus importante peut entraîner des particules fines du noyau. C'est le rôle d'un filtre constitué d'un matériau de granulométrie intermédiaire, d'empêcher cette migration. C'est ce qu'on appelle la fonction de rétention. A l'amont, on interpose également une couche de matériau de granulométrie intermédiaire de façon à pouvoir colmater les fissures qui pourraient se produire dans le noyau.

Le filtre assure également une fonction de drainage du noyau pour éviter que les eaux d'infiltrations ne transitent dans la recharge. C'est la fonction de drainage

Le noyau consiste en un matériau cohésif et peu perméable, le filtre est non cohésif et relativement perméables.

La conception des filtres, doit obéir aux conditions suivantes :

1. Ils doivent posséder une perméabilité plus élevée que le matériau à protéger, afin de servir de drain. Il est accepté dans la pratique que le matériau du filtre ait une perméabilité 100 fois plus élevée que celle du matériau à protéger.

2. Ils doivent être suffisamment fins pour éviter le phénomène de renard.

3. Le filtre ne doit pas être ni colmaté ni dégradé par entraînement de ses éléments.

4. Le matériau ne doit pas subir de modifications ou de dégradation dans le temps.

5. Ils ne doivent pas posséder plus de 5% de particules plus petites que le tamis 200 (0.074 mm) et ces dernières ne doivent pas être en plastique.

6. Pour éviter la dégradation du filtre, on accepte les particules de 5 cm comme taille maximale.

V.2.1.1 filtre

La fonction du filtre est de retenir les particules du noyau et de la fondation qui pourraient être emportées par des forces de percolation. Le filtre permet donc d'empêcher

- L'érosion par l'échange des matériaux
- Le colmatage à la surface du filtre.

A) Vérification du contact noyau recharge :

La prévention de l'utilisation de tel sol comme une couche de transition, peut être effectuée selon les recommandations de TERZAGUI.

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \dots\dots\dots (IV.01).$$

D_{15} : Diamètre des particules des recharges.

d_{85} : Diamètre des particules du corps du noyau (argile).

$D_{15} = 0,14 \text{ mm}$ $d_{85} = 0,03 \text{ mm}$

On trouve une valeur de $4.66 > 4$ donc il est nécessaire de prévoir un filtre.

B) Calcul des filtres (zones de transition) :

D'après les courbes granulométriques des matériaux de construction de la zone d'emprunte, on a opté pour les données suivantes :

Tableau V.2: Récapitulatif des résultats de la 1^{ère} couche de filtre (sable fin).

$D_5(\text{mm})$	$D_{10}(\text{mm})$	$D_{15}(\text{mm})$	$D_{17}(\text{mm})$	$D_{60}(\text{mm})$	$D_{85}(\text{mm})$
0.0012	0.0017	0.002	0.0025	0.01	0.4

Tableau V.3: Récapitulatif des résultats de la 2^{ème} couche de filtre
(gravier sableux).

D ₅ (mm)	D ₁₀ (mm)	D ₁₅ (mm)	D ₁₇ (mm)	D ₆₀ (mm)	D ₈₅ (mm)
0.007	0.01	0.012	0.013	0.068	6.5

Tableau V.4: Récapitulatif des résultats des argiles.

D ₁₅ (mm)	D ₈₅ (mm)
0.0007	0.26

Filtre 1

Condition 1:

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32\sqrt{\eta} \cdot (1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n} \dots\dots\dots (V.1)$$

D'où

- η : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre, η = D₆₀/D₁₀ ;
- n : Porosité du sol en fonction d'unité n = n_o-0,1Log η ;
- n_o= 0,4 pour les sols caillouteux ;
- n_o= 0,45 pour les sols argileux.

$$\frac{D_5}{D_{17}} = \frac{0 \cdot 0012}{0 \cdot 0025} = 0.43 \geq 0.27 \quad \text{D'où la condition est vérifiée}$$

Condition 2 :

Condition de (vérification de la zone de transition entre le noyau et la 1^{ère} couche de filtre)
:

$$\frac{D_5}{d_{85}} < 4 \dots\dots\dots (V.2)$$

$$\frac{D_5}{d_{85}} = \frac{0 \cdot 0012}{0 \cdot 26} = 0.005 < 4$$

la condition est vérifiée

- D₅ : Diamètre de filtre ;
- D₈₅ : Diamètre du sol à protéger.

- Filtre 2

Condition 1:

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32\sqrt{\eta} \cdot (1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n} \dots\dots\dots (V.3)$$

D'où

$$\frac{D_{5}}{D_{17}} = \frac{0.007}{0.013} = 0.53 \geq 0.27 \quad \text{D'où la condition est vérifiée}$$

Condition 2 :

(vérification de la zone de transition entre la 1^{ère} couche et la 2^{ème} couche de filtre) :

$$\frac{D_{5}}{d_{85}} < 4 \quad \dots\dots\dots (V.4)$$

$$\frac{D_{5}}{d_{85}} = \frac{0.007}{0.4} = 0.018 < 4$$

la condition est vérifiée

Conclusion:

On prévoit:

- Une première couche de filtre en sable d'épaisseur =20 cm.
- La deuxième couche est en gravier d'épaisseur =20cm.
- L'encrochement d'épaisseur = 30 cm.

V.2.2.1 Drain :

Les paramètres des drains déjà estimés dans le chapitre précédant sont résumés comme suit :

Tableau V.05: paramètres des drains.

Prisme de drainage	
Hauteur	4 m
Largeur en crête	1.3 m
Fruit de talus	m ₁ =1,5 m ₂ =2
Largeur en base	14 m
Drain tapis	
Longueur	220m
Epaisseur	0.8m

V.3. Etanchéité du barrage :

V.3.1. Le noyau :

Constitue l'élément étanche, qui consiste en un matériau cohésif et relativement imperméable.

Les caractéristiques du noyau sont les suivantes :

- La hauteur :**H_n=21.8m**
- La largeur en crête du noyau :**L_{cn}=4 m**

- Les fruits des talus du noyau : $m=0.4$
- Largeur de la base du noyau : $L_b=20.5 \text{ m}$
- La cote en crête du noyau : $NCN=119.3\text{m NGA}$

V.3.2. La clé d'ancrage :

On prévoit de creuser la fouille à travers les alluvions et les colluvions et de pénétrer au moins 3 m entre le substratum rocheux.

Une clé d'encrage est prévue, afin d'assurer l'étanchéité de la fondation au niveau des alluvions perméables, elle est définie par les paramètres suivants :

- Profondeur de 4 m environ.
- La pente des talus de la clé d'encrage est : $m=1,0$.

Cette figure montre la disposition de la clé d'encrage

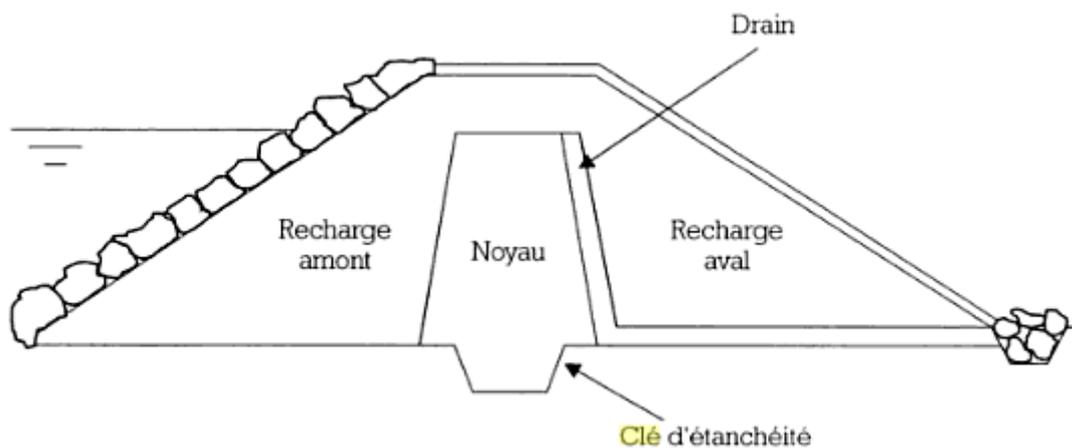


Figure V.03 : disposition de la clé d'encrage

V.4 calcul des infiltrations :

Aussi faible que soit la perméabilité d'un barrage en terre, il y a toujours infiltration d'eau.

L'étude des infiltrations doit permettre de déterminer les éléments suivants :

- ✓ La ligne de saturation.
- ✓ La pression d'eau interstitielle.
- ✓ Le débit de fuite.

On appelle ligne phréatique à travers le corps de la digue, la ligne correspondante à la pression hydrostatique nulle. Cette ligne est parfois appelée improprement ligne de saturation située au-dessus de la ligne phréatique à une distance correspondante à l'élevation capillaire de l'eau de saturation.

Pour le calcul du débit de fuite, on opte pour la méthode graphique qui est plus utilisée. Elle donne des solutions approchées mais en général suffisantes. Elle est décrite ci-après

V.4.1 Tracé de la ligne de saturation :

KOZENY a montré que, dans un barrage en terre non drainé, la ligne de saturation peut être assimilée sa partie médiane à une parabole d'axe horizontal dont le foyer o est situé au pied du parement aval du barrage. L'équation de cette parabole s'écrit :

$$(x + y_0)^2 = x^2 + y^2 \Leftrightarrow x + y_0 = \sqrt{x^2 + y^2} \dots\dots\dots (V.10).$$

$$D'où : y_0 = \sqrt{x^2 + y^2} - x \dots\dots\dots (V.11).$$

Aux conditions limites : $x=d$ et $y=h$

$$On \text{ aura } : y_0 = \sqrt{d^2 + h^2} - d \dots\dots\dots (V.12).$$

Avec : d : étant la largeur en base du barrage diminuée de $0.7b$ et b étant la projection horizontale de la partie mouillée du parement amont.

Comme le montre la figure suivante :

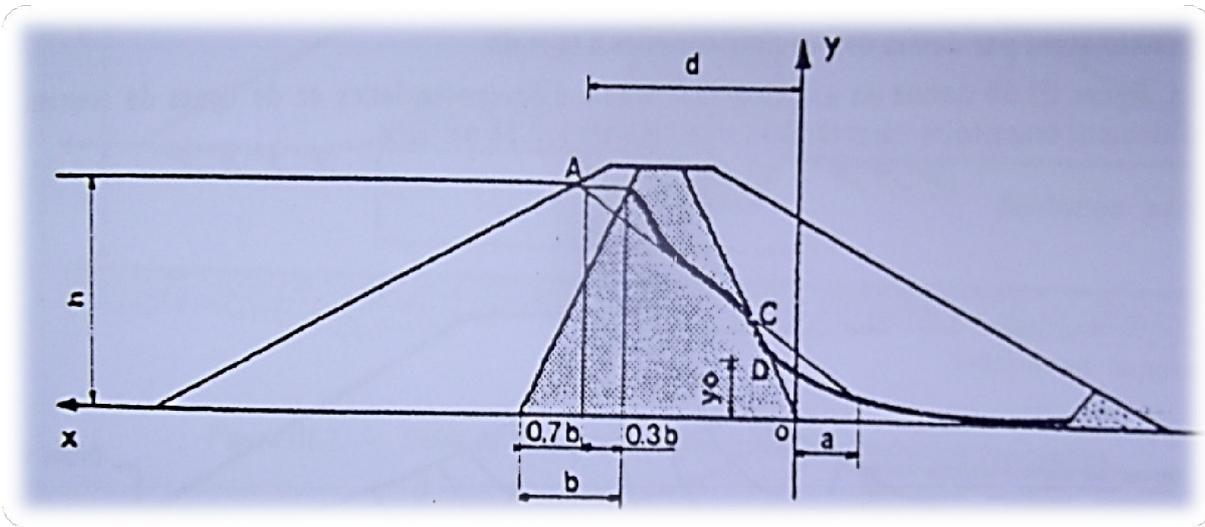


Figure V.04 : tracé de la ligne de saturation.(Techniques des barrages en aménagement rural)

Avec :

- d : Largeur en base du barrage diminuée de $0,7b$;
- b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement ; (Déterminé graphiquement) ;
- h : La hauteur d'eau en amont.

Niveau de La Retenue Normale (NRR), ($h=119.2$ m) :

on aura :

$$D'où \mathbf{b= 6.41m}$$

$$L'emprise \text{ de noyau } : \mathbf{L_b = 20.5m}$$

$$d = L_b - 0,7 \cdot b - L_d \text{ d'où } \mathbf{d = 16.01 m}$$

$$On \text{ aura donc } : \mathbf{y_0 = 9.28 m.}$$

Les coordonnées de la courbe de saturation sont données par l'équation suivante :

$$y^2=2xy_0+y_0^2 \quad \text{on aura} \quad y^2=18.55 x +86.04$$

A partir de cette équation, on peut déterminer les coordonnées de la parabole qui sont données par le tableau ci-après :

Tableau V.06 : Coordonnées de la parabole de KOZENY

x	Y
0	9.28
2	11.1
4	12.66
6	14.05
8	15.31
10	16.48
12	17.57
14	18.59
16	19.57
18	20.49
20	21.38
22	22.23

V.4.2 Calcul du débit de fuite par infiltration à travers la digue

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

$$q=K.I.A \dots\dots\dots (V.15)$$

Avec :

q: Débit d'infiltration en (m³/s/ml).

K: Coefficient de perméabilité en (m/s). (K=6.2.10⁻⁸m/s)

I: Gradient hydraulique.

A: Section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par: $I = \frac{y}{x}$ et $A = y \cdot I$

Donc:

$$q = K y \frac{y}{x} \dots\dots\dots (V.16)$$

Avec : $y = y_0$

D'où: $q=K.y_0 [m^3/s/ml]$.

Le débit total à travers le barrage sera donc $Q=q \cdot L$

Tableau V.07 : Débit de fuite à travers la digue.

$y_0(m)$	$K (m/s)$	$Q (m^3/s/ml)$	$Q (m^3/s)$
6.1	$6.2.10^{-8}$	$1.62.10^{-6}$	$2.49.10^{-4}$

V.4.3 Calcul du débit de fuite à travers la fondation :

Le débit d'infiltration à travers la fondation est donné par la loi de Darcy

$$q_n = K.I.A \dots\dots\dots (V.17)$$

Avec :

K : Coefficient de perméabilité. ($K=7.6.10^{-7}m/s$)

I : Gradient hydraulique;

H : charge d'eau dans retenue ;

A : Section d'infiltration par unité de longueur $A=T.l_b$;

L_b : L'emprise de barrage $L_b=658.1 [m]$;

T : Profondeur du sol de fondation perméable $T=20 [m]$;

Le gradient hydraulique est donné par :

$$I= - \dots\dots\dots (V.18)$$

Les résultats sont présentés dans le tableau IV.06 :

Tableau V.08 : Débit de fuite de la Fondation.

H (m)	I	K (m/s)	Q (m ³ /s/ml)	Q (m ³ /s)
19	0,13	$7,6 .10^{-5}$	$1,02.10^{-6}$	$6,71.10^{-4}$

V.4.4 Calcul du débit de fuite à travers le barrage (digue + fondation) :

Le débit total d'infiltration (en m³/s) à travers le barrage est donné dans le tableau suivant :

Tableau V.09 : Débit de fuite de barrage.

Digue	Fondation	barrage
$2,49.10^{-4}$	$6,71.10^{-4}$	$9,2.10^{-4}$

Le débit total d'infiltration (en Mm³/ans) à travers le barrage est $9,2.10^{-4} \times 31536000 = 0.029 Mm^3/ans$

V.4.5 Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage :

V.4.5.1 Dispositif d'étanchéité :²

La résistance d'infiltration du sol du corps de la digue est donnée par :

$$I = \frac{\Delta}{\delta} \dots\dots\dots (V.19)$$

AH : charge d'eau dans la retenue.

δ_n : épaisseur moyenne du noyau.

I_{adm} : gradient hydraulique admissible ; on le détermine à partir du tableau suivant :

Selon la classification du Tableau V.08, alors on prend $I_{adm}=1,95$

Tableau V.10 : Gradient hydraulique admissible.

Sol du corps du barrage.	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1,5	1,6	1,8	1,95
Limon	1,05	1,15	1,25	1,35
Sable moyen	0,7	0,8	0,9	1,0
Limon sableux	0,55	0,65	0,75	0,85
Sable fin	0,45	0,55	0,65	0,75

Donc : $\Delta H=19$ m; $\delta n= 12$ m;

On trouve alors $1,58 < I_{adm}$

On constate que la résistance à l'infiltration à travers le barrage est assurée.

V.4.5.2.fondation du barrage :

La vérification de la résistance d'infiltration générale est vérifiée si et seulement si la condition suivante est vérifiée :

$$I_f < \frac{I_{cr}}{K_s} \dots\dots\dots(V.20)$$

Avec :

I_{cr} : Gradient d'infiltration critique qui est déterminé en fonction du type de sol de la fondation.

Tableau V.11: Gradient d'infiltration admissible.

Sols de fondation	I_{cr}
Argiles	1,2
Limons	0,65
Sables grossiers	0,45
Sables moyens	0,38
Sables fins	0,29

K_s : Coefficient de sécurité déterminé en fonction de la classe du barrage

Tableau V.12: Détermination du coefficient de sécurité.

Classe du barrage	I	II	III	IV
K_s	1,25	1,20	1,15	1,10

I_f : gradient d'infiltration dans la fondation du barrage, on le détermine d'après la formule suivante :

$$I_f = \frac{\Delta H}{L + 0.88T_c} \dots\dots\dots(V.21).$$

Avec : T_c : profondeur de calcul de la zone de filtration de la fondation. ($T_c=20$ m)

ΔH : charge d'eau ($H=17$ m).

L : longueur à la base du barrage ($L=145$ m).

Notre barrage appartient à la classe IV ce qui donne ($K_s=1.1$).

La fondation argileuse marneuse, donc: $I_{cr} = 1.2$.

V.5.1.1. 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 :

$$G_i = b \sum (\gamma_i h_i) \dots\dots\dots (IV.22).$$

Avec : G_i : poids propre de la tranche.

b : largeur d'une tranche ($b=0.1R$).

h_i : hauteurs des tranches.

Le poids « G_i » étant une force qui présente deux composantes :

$$N_n = G_i \cos \alpha = b \gamma_s \sum h_i \cos \alpha \quad \text{Et} \quad T_n = G_i \sin \alpha = b \gamma_s \sum h_i \sin \alpha$$

N_n : composante normale stabilisatrice.

T_n : composante tangentielle déstabilisatrice au cercle de glissement.

Avec : $\sin \alpha = \frac{e}{r}$ et $\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$

V.5.1.2. Force de pression interstitielle :

Dans le cas où le barrage est à son niveau normal de la retenue (NNR).

$$U_i = \gamma_w \cdot h \cdot dl \dots\dots\dots (V.23).$$

dl : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

V.5.1.3. Forces de cohésion :

$$F_c = C \cdot dl \dots\dots\dots (V.24).$$

$$dl = \frac{2\pi \cdot R \theta}{360^\circ} \approx \frac{b}{\cos \alpha} \dots\dots\dots (V.25).$$

Avec : θ : angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.

C : cohésion du sol considéré.

V.5.1.4. forces de frottement :

$$F_f = (N_n - U_i \cdot dl) \operatorname{tg} \varphi = (G_i \cos \alpha - U_i \cdot dl) \operatorname{tg} \varphi \dots\dots\dots (V.26).$$

Avec : φ : angle de frottement interne qui dépend de la nature du sol et de la disposition de la surface de glissement par rapport à la ligne phréatique.

V.5.1.5. force séismique :

$$T_n' = a \cdot G_i \dots\dots\dots (V.27).$$

Avec : G_i : poids de la tranche.

a : Coefficient d'accélération de zone sismique.

Règle :

Un talus est stable lorsque les moments des forces motrices sont inférieurs aux moments des forces résistantes qui sont essentiellement des forces de résistance au cisaillement. La valeur du coefficient de sécurité « FS » est définie par le rapport des moments résistants sur les moments moteurs.

V.5.2 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :

V.5.2.1. Retenue pleine : (talus aval)

$$K_{ss} = \frac{\sum (N_n - U_i l_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum (G_i \cos \alpha - U_i l_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (\text{V.28}).$$

$$K_{as} = \frac{\sum (N_n - U_i l_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} = \frac{\sum (G_i \cos \alpha - U_i l_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (\text{V.29}).$$

K_{ss} : coefficient de sécurité sans séisme.

K_{as} : coefficient de sécurité avec séisme.

d_{ni} : distance entre le centre de gravité de la tranche et le centre du cercle de glissement.

V.5.2.2. Retenue vide (fin de construction) :

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\operatorname{tg} \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (\text{IV.30}).$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\operatorname{tg} \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (\text{IV.31}).$$

V.5.2.3. vidange rapide :(talus amont)

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\operatorname{tg} \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (\text{IV.32}).$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\operatorname{tg} \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (\text{IV.33}).$$

Tableau V.13: Caractéristiques géotechniques des sols.

	Angle de frottement(°)	Cohésion C(bar)	Poids volumique(t/m3)	
			Humide	Saturé
Noyau	19	0	1.9	2
Fondation	34	0.2	2.1	2.2
Recharges	34	0	2.2	2.4

Cette valeur de sécurité contre le glissement du terrain doit être supérieur ou égal au coefficient admissible « k_{adm} » défini dans ce tableau ci-dessous.

Tableau V.14 : Coefficient de stabilité admissible des talus.

Combinaison des charges et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme)	1,20 ÷	1,15 ÷	1,10 ÷	1,05 ÷
	1,30	1,20	1,15	1,10
Spéciales (Avec séisme)	1.05 ÷ 1.10			1,05

Notre barrage appartient à la classe **IV**, le coefficient admissible sera donc :

- sans séisme : $K_{ss\ adm} = 1,05 - 1,10$

- avec séisme : $K_{as\ adm} = 1,05$

V.5.3. Ordre de calcul (Méthode des tranches) :

- Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
- 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.
- Tracer les arcs des cercles de rayons R_1 et R_2 avec :

$$R_1 = K_1 H_b.$$

$$R_2 = K_2 H_b.$$

H_b : Hauteur totale du barrage ($H_b = 23.3\text{m}$).

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

Tableau V.15 : Rayons max et min en fonction de la pente du talus.

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

Le tableau suivant montre les valeurs trouvées :

Tableau V.16 : Rayons max et min de chaque talus.

Talus	Pente du talus	K1	K2	R1 (m)	R2 (m)
Amont	3,0	1,0	2,3	23.3	53.59
Aval	2,5	0,875	2,025	20.39	47.18

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableaux V-17 : valeurs des coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement

Coefficient de sécurité											
Fin de construction						Vidange rapide			En fonctionnement normal		
Talus amont			Talus aval			Talus amont			Talus aval		
R (m)	Sans séisme (Kss)	Avec séisme (Kas)	R (m)	Sans séisme (Kss)	Avec séisme (Kas)	R (m)	Sans séisme (Kss)	Avec séisme (Kas)	R (m)	Sans séisme (Kss)	Avec séisme (Kas)
50,92	2,38	1,91	43,26	2,47	1,91	50,92	2,66	2,1057	43,26	2,47	1,91
51,66	2,39	1,92	47,14	2,43	1,92	51,66	2,56	2,0448	47,14	2,43	1,91
45,52	3,046	2,26	50,85	2,277	1,85	45,52	2,16	1,738	50,85	2,46	1,86
60,08	2,66	2,16	48,01	2,43	1,93	60,08	2,23	1,84	48,01	2,42	1,9

Note : Les résultats de calcul de stabilité sont donnés dans l'annexe III.

Conclusion :

A la fin de ce chapitre on a pu avoir une appréciation générale sur le barrage barrage, telle que la stabilité de la digue de Mahcha, l'étanchéité de la fondation et celle de la digue. Concernant la stabilité, le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation est strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissibles avec et sans séisme.

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

Chapitre VI : Etude des ouvrages annexes

Chapitre VI: Etude Des Ouvrages Annexes

Introduction

La conception courante d'un barrage consiste la construction d'un obstacle artificiel, créant ainsi, une retenue en coupant un cours d'eau. C'est donc, une infrastructure de mobilisation des eaux superficielles (eaux de pluies).

Plusieurs types de barrages sont construits à travers le monde, citons le barrage-poids , le barrage-voûte. L'élaboration de ces derniers nécessite de prévoir l'implantation des ouvrages annexes convenant à cet ouvrage en tenant compte du type de barrage, sa fondation, les rives de la vallée, la topographie du site et tant d'autres paramètres.

Parmi les ouvrages annexes prévus pour les barrages citons :

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

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

VI.1 Ouvrage d'évacuation de crues

Les évacuateurs de crues ont pour rôle d'assurer l'évacuation des crues exceptionnelles au moment où la retenue est pleine, sans risques de déversement sur la digue ou d'érosion dommageable pour la digue.

VI.1.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue

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

1. la sûreté et la sécurité de fonctionnement ;
2. les difficultés de réalisation ;
3. les exigences topographiques du site ;
4. les exigences géologiques du site ;
5. la facilité d'entretien ;

6. la facilité de modification.

7. le coût de l'ouvrage.

Les évacuateurs de crues se divisent en deux catégories, selon les principes types :

a. l'évacuateur à écoulement libre.

b. L'évacuateur par puits noyé.

c.

VI.1.2 Différents types des évacuateurs de crues

VI.1.2.1 Evacuateur de crues en puits (tulipe)

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir en lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puits coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre et un dissipateur d'énergie aval.

La loi de débit est similaire à celle des évacuateurs de surfaces linéaires en écoulement dénoyé, mais lorsque l'ouvrage est noyé, il se comporte comme un orifice . Ce type d'ouvrage équipera, le plus souvent, les grands barrages vu les avantages qu'il offre.

a) Evacuation d'importants débits ($80 < Q < 6000$) m³/s.

b) Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

Ce type d'évacuateurs représente les inconvénients suivants :

1. Problème de saturation (Débit supérieur à celui de dimensionnement, charriage)

2. Problème de vibration.

3. Prévention des protections anti vortex (d'où les coûts et l'entretien).

4. Dissipation au pied de la digue.

VI.1.2.2 Evacuateur de crues latéral à entonnement lateral

Ce type d'ouvrage est à écoulement à surface libre, son critère de choix est purement topographique. Il présente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversant. L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

VI.1.2.3 Evacuateur de crues latéral à entonnement frontal

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre.

Il représente les avantages :

1. Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.
2. Facilité de réalisation.

Ses inconvénients sont :

- 1 Le coût peu élevé.
2. La difficulté de modification.

VI.1.2.4 Evacuateur de crues en siphon

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, posé sur le corps du barrage,

Il représente les avantages suivants:

1. Aucune exigence topographique.
2. Calcul usuel.

Ses inconvénients sont :

1. Amorçage et désamorçage.
2. Entretien indispensable.
3. Débit faible à évacuer.
4. Dispositif sur le corps de la digue.

VI.1.3 Choix du tracé de l'axe

Pour un tracé judicieux, l'axe de l'évacuateur de crue doit être :

1. Le plus court possible ;
2. Suffisamment éloigné du pied aval de la digue ;
3. Rectiligne (si possible) ;
4. Plus ou moins orthogonal à l'axe de la digue ;

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

Conclusion

Conformément aux clarifications illustrées ci-dessus, le choix est arrêté pour l'étude d'un évacuateur de crue à entonnement frontal sur la rive droite de la vallée.

VI.1.4 Etude de la variante retenue

Les évacuateurs de crue à surface libre, se composent principalement des ouvrages suivants :

- Un canal d'approche.
- Un déversoir.
- Un chenal d'écoulement.
- Un convergent.
- Un coursier.
- Un bassin de dissipation.
- Un canal de fuite.

VI.1.4.1 Caractéristiques de l'évacuateur de crue

- Déversoir de type Greager.
- Niveau normal de la retenue NNR = 117,60m NGA.
- Niveau les plus hautes eaux : NPHE = 119,2m NGA.
- Débit de pointe à évacuer $Q_{\text{évacuer}} = 240 \text{ m}^3/\text{s}$
- Largeur du bassin d'affouillement $l = 50 \text{ m}$.

VI.1.4.2 Dimensionnement et calcul hydraulique de chacun des éléments de l'évacuateur de crue

a) Le canal d'approche :

b)

Le canal d'amenée permet de guider calmement la crue vers le seuil déversant.

La vitesse d'approche moyenne est donnée par la formule :

$$V_{\text{ap}} = \frac{Q}{S_C} \quad \text{.....(VI.01)}$$

Q : Débit à évacuer (m^3/s).

S_C : Section du canal en (m^2) et $S_C = H \times b$ (VI.02)

H : Hauteur d'eau (m) , $H = h + P$ (VI.03)

P : Hauteur de pelle en (m).

h : Lambe déversante en (m)

A.N :

$$V_{ap} = \frac{1.55 \text{ m/s}}{\dots} \dots \dots \dots (VI.04)$$

$V_{ap} \leq V_{adm}$ tel que V_{adm} compris entre 1.8 et 2.2 m/s donc pas de risque de l'érosion.

c) Déversoir :

Le déversoir à pour but de collecter les eaux , il joue un rôle d'une section de contrôle, il est dimensionner en fonction des contraintes de stabilité et de débit de pointe de l'hydrogramme.

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

La figure suivante montre les différents paramètres

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

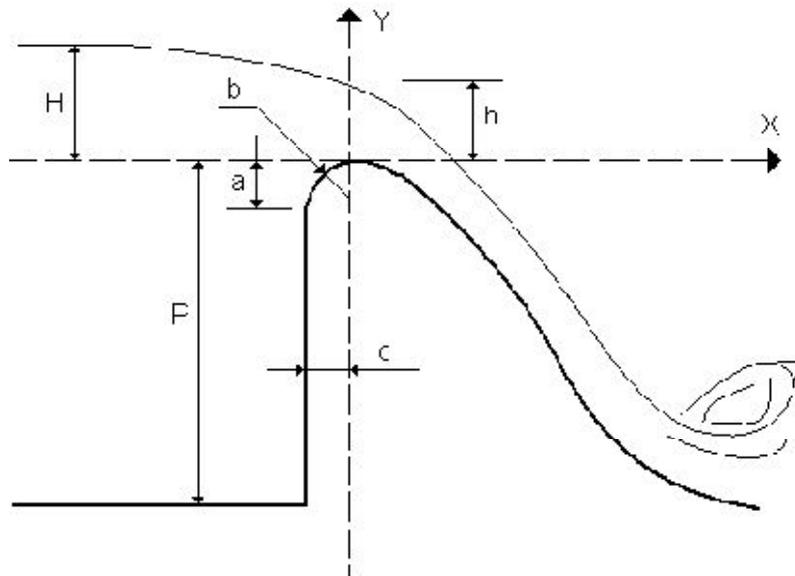


Figure VI.01 : Construction géométrique du profil Creager.

On a:

$$a = 0.12 \times H = 0.46 \text{ m}$$

$$b = 0.40 \times H = 1.53 \text{ m}$$

$$c = 0.30 \times H = 1.15 \text{ m}$$

Les coordonnées du profil Creager sont déterminées par l'équation :

$$Y = \frac{1}{2} \left(\frac{H}{c} - \frac{c}{H} \right) \dots \dots \dots (VI.05)$$

H : Charge sur le déversoir en [m].

Les coordonnées du déversoir sont données par le tableau ci-dessous et le profil du déversoir est représenté ci-dessous :

Tableau VI.01 : coordonnées du profil de Creager.

X (m)	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1	1.2	1.4
Y(m)	0	0.01	0.02	0.04	0.06	0.09	0.13	0.17	0.22	0.28	0.34	0.47	0.63

X(m)	1.6	1.8	2	2.3	2.5
Y(m)	0.8	0.99	1.21	1.4	1.45

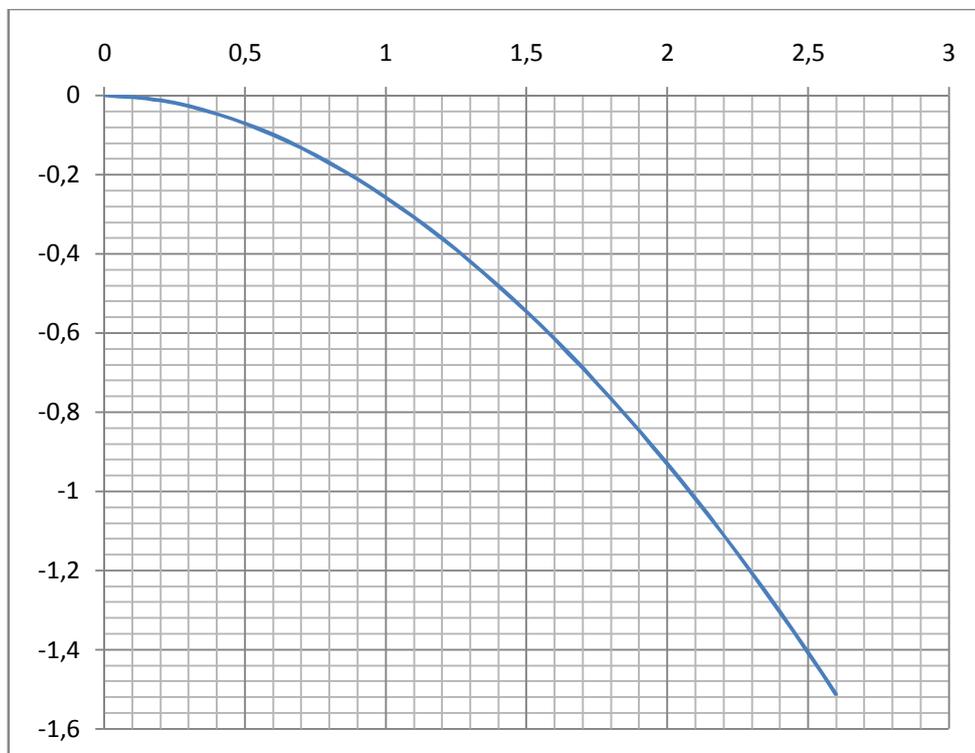


Figure VI.02 : Profil Creager

c) Le chenal d'écoulement :

Le chenal se fait directement suite au déversoir, dans le cas d'un évacuateur de surface. Sa pente est suffisamment faible (inférieure à la pente critique) pour que le régime y soit fluvial.

Immédiatement à l'aval du déversoir, il s'établit un ressaut qui amène l'écoulement fluvial. A l'extrémité du chenal, là où s'amorce le coursier, on s'établit au niveau du changement de pente un léger rétrécissement en convergent pour bien marquer le passage en écoulement torrentiel. Pour vérifier les conditions d'écoulement, on calculera la profondeur critique y_c .

➤ **Calcul de la profondeur critique :**

Pour un canal de forme rectangulaire:

$$Y_c = \dots\dots\dots(VI.06)$$

Avec:

Q: débit à évacuer (m³/s)

b: largeur du canal (b=50m).

g: l'accélération de pesanteur (m/s²)

A.N : $y_c=1.33$ m.

La pente critique se détermine par la formule de Manning pour (h=h_{cr}).

$$Q = K.S \dots\dots\dots(VI.07)$$

Avec:

R: rayon hydraulique (R_h=1.26 m) ;

I: pente en (m/m) ;

S: section mouillée (S=66 m²) ;

K: coefficient de Manning-Strickler (pour le béton lisse avec joint K=75)

Pour une section rectangulaire :

$$I_{cr} = \left[\frac{Q(b + 2Y_c)^{2/3}}{K(b \times Y_c)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots(VI.08)$$

A.N : $I_{cr}=0.16\%$.

On verra que :

$$I_{cr} = 0.16\% > I_{ch} = 0.01\% \implies \text{donc la condition est vérifiée .}$$

Calcul de la profondeur normale

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

$$Q = S.C.\sqrt{RI} \dots\dots\dots (VI. 09)$$

Avec :

S : Section du chenal $S=b.h_n$;

I : Pente du chenal $I=0, 0\%$;

C_n : Coefficient de Chézy $C_n = R^{1/6} / n. (1/n=K=71)$;

$$R : \text{Rayon hydraulique} = R = \frac{S}{P} = \frac{b \times h_n}{2h_n + b}.$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout par la méthode itérative.

$$Q = K \times I^{1/2} \times (b \times h_n)^{5/3} \times (2h_n + b)^{-2/3} \dots\dots\dots (VI. 10)$$

Puis on fait l'itération comme suit :

Tableau VI-02 : Calcul de la profondeur normale

$H_n(m)$	$(b \times h_n)^{5/3}$	$(2h_n + b)^{-2/3}$	$Q(m^3/s)$
1	678.60449	0,0717	109.3639
1,2	919.57	0,0714	147.4427
1.4	1188.949	0.0710	189.670
1,6	1485.3086	0,07069	235.75
1,8	1807.4716	0,07034	285.4649
2	2154.368	0,0699999	338.579

On aura : **$h_n=1,6m$** .

Conclusion :

$H_n=1,6m > h_c = 1,33$ alors l'écoulement est fluvial.

d) Le coursier :

➤ **Calcul du convergent**

Le convergent est l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier, sa largeur au début est égale à celle du chenal d'écoulement et égale à sa fin à celle du coursier. Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier.

La longueur du convergent est estimée par la formule suivante :

$$L = 2,5 (L_1 - L_2) \dots\dots\dots (VI.11)$$

Ou : L_1 : est la largeur au plafond du bief amont $L_1=50$ m

$$L_2 = Q^{0.4} \dots\dots\dots (VI.12)$$

L_2 : est la largeur au plafond de la section de contrôle $L_2=10$ m

La longueur du convergent est de **100 m**.

- **La profondeur critique**

On exécute le même calcul que celui du chenal d'écoulement (on utilise la formule VI.06).

$$H_c = \frac{Q^2}{g \cdot b^3}$$

$$H_c = 3,88 \text{ m}$$

- **La pente critique**

La pente d'un canal uniforme, pour un débit donné, est la pente que devrait prendre ce canal, pour que la profondeur normale du courant considéré, soit égale à la profondeur critique.

Pour calculer I_{cr} on associera donc la relation du régime uniforme

$$Q = S_c \cdot C \cdot \sqrt{R_c \cdot I_{cr}} \dots\dots\dots (VI.13)$$

Avec celle du régime critique.

$$\frac{Q^2 \cdot b}{g \cdot S_c^3} = 1 \dots\dots\dots (VI.14)$$

L'élimination de Q entre les deux expressions pour une section rectangulaire (S=h.b) conduit à :

$$I_{cr} = \frac{g \cdot h_c}{C_c^2 \cdot R_c} \dots\dots\dots (VI.15)$$

Avec : I_{cr} : pente critique ;

Sc : section critique Sc=b.h_{cr}

Rc : rayon critique Rc=Sc/Pc

Pc : périmètre critique Pc=2.h_{cr}+b

Cc : coefficient de Chézy $C_c = R_c^{1/6} / n$

n : coefficient de rugosité n=0,014

Ce qui donne :

- Sc=38,8 m²;
- Pc=17,76m;
- Rc=2,18m ;
- Cc=81,33

La pente critique est:

$$I_{cr} = 0,26\%$$

$$I_{coursier} = 11\% > I_{cr} = 0,26\%.$$

Donc on a un régime torrentiel

Calcul de la profondeur normale

La profondeur normale, présente la profondeur du courant en régime uniforme (cela veut dire que la section transversale et la pente de la surface libre sont constantes). Elle est calculée en utilisant la formule de l'écoulement uniforme .

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{RI}$$

- **Avec :**

- S : Section du coursier S=b.hn ;

- I : Pente du coursier I=11.0%;

- Cn : Coefficient de Chézy $C_n = R^{1/6} / n$;

- R : Rayon hydraulique $R = \frac{S}{P} = \frac{b \times hn}{2hn + b}$.

- En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation (VI.08) qu'on résout avec la méthode itérative.

$$Q=K \times I^{1/2} \times (b \times h_n)^{5/3} \times (2h_n+b)^{-2/3}$$

Tableau VI-03 : Calcul de la profondeur normale

Hn(m)	$(b \times h_n)^{5/3}$	$(2h_n+b)^{-2/3}$	Q m ³ /s
0.7	14.62	0,202179	69.6049
0,8	25.615	0,1974	119.08
0.9	38.9407	0,1929	179.917
1	46.4159	0,19078	208.529
1.1	54.407	0.18869	238.3467
1,2	62.89779	0,18666	276.47

-Conclusion :

On aura : $h_n = 1,1 \text{ m}$.

- Classification du mouvement et du régime d'écoulement

$I=11\%$ ($h_n=1,1 \text{ m}$), $I_{cr}= 0, 26\%$ ($h_{cr}=3,8\text{m}$)

En analysant ces résultats, on constate que $I_{coursier} > I_{cr}$ ($h_n < h_{cr}$) donc le régime d'écoulement est torrentiel dans le coursier .

- Calcul de la ligne d'eau dans le coursier

Le calcul de la ligne d'eau dans le coursier est fait par un moyen informatique, à l'aide d'un logiciel CANAL21.

-Largeur du canal $b=10 \text{ m}$;

-Longueur du coursier $L_c=200\text{m}$;

-Débit évacué $Q=240 \text{ m}^3/\text{s}$

-Pente du coursier $I_c=11 \%$;

-Coefficient de strickler 74.

Calcul la ligne d'eau

Q (m ³ /s)	Strickler	I (m/m)	YN	YC	Régime	Lbief(m)
240	71	0.11	1.1(m)	3.88(m)	T	200.00

Tableau VI-04 : Calcul de la ligne d'eau

Section	Absciss	Pas(m)	Y(m)	Froude
Amont	0	20	3.88	1.003
1	20		2.303	2.202
2	40		1.937	2.842
3	60		1.733	3.35
4	80		1.599	3.788
5	100		1.505	4.154
6	120		1.429	4.480
7	140		1.372	4.769
8	160		1.327	5.015
9	180		1.29	5.23
Aval	200		1.25	5.419

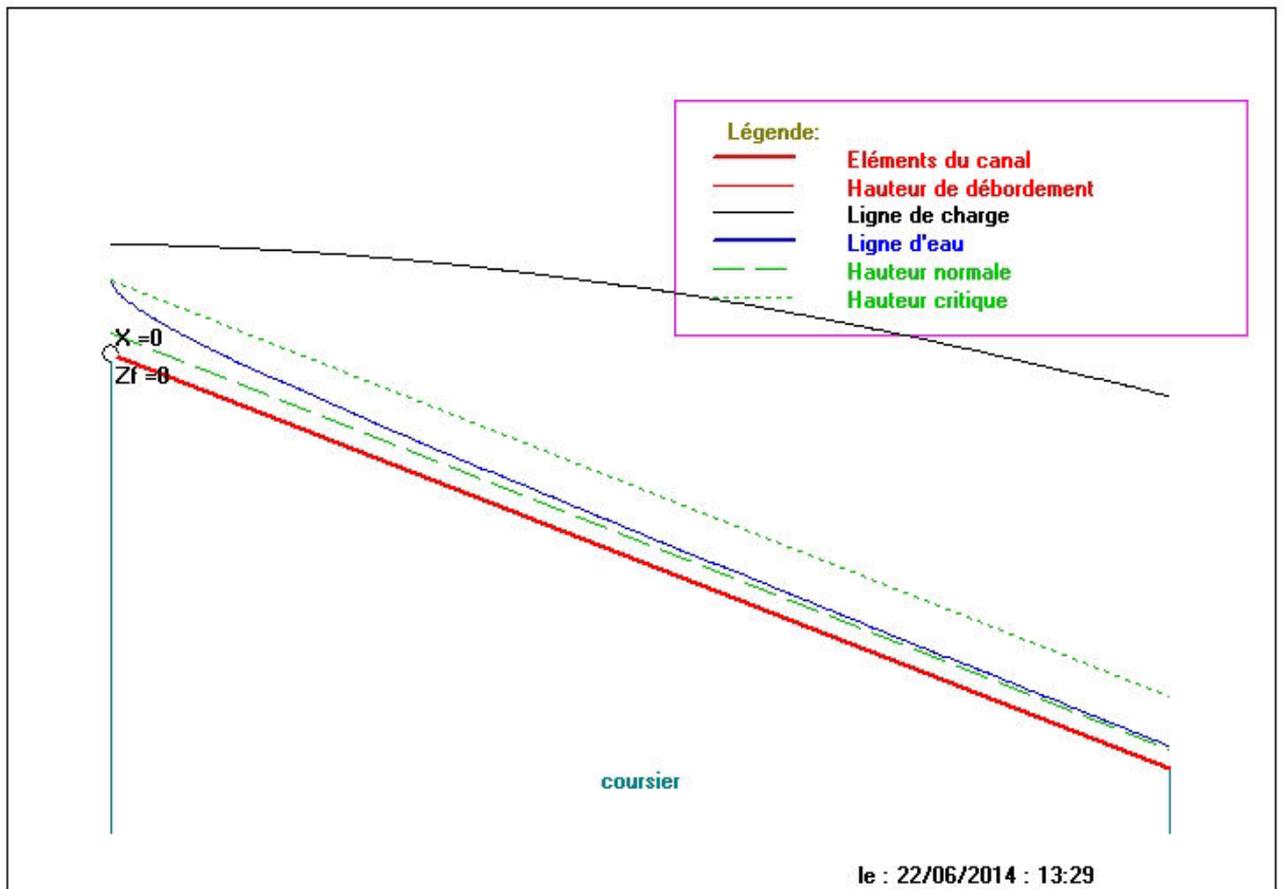


Figure VI.03 : La ligne d'eau dans le coursier.

La vitesse à la fin coursier est:

$$V = \frac{Q}{b \cdot y} \dots\dots\dots (VI-16)$$

$$V = 19,2 \text{ m/s}$$

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gy}} \dots\dots\dots (VI-17)$$

Donc $Fr = 5,42$

e) Dissipateur d'énergie

Il permet de dissiper l'énergie des eaux de crue avant de les instituer à l'oued, la forme du ressaut et ses caractéristiques dépendent directement du nombre de Froude d'après les tests réalisés par (USBR) "The bureau Of Réclamation" .

- ❖ $1,0 \leq Fr \leq 1,7$ Ressaut ondulé.
- ❖ $1,7 < Fr \leq 2,5$ Ressaut faible de petites apparitions en surface.
- ❖ $2,5 < Fr \leq 4,5$ Ressaut oscillant.
- ❖ $4,5 < Fr \leq 9$ Ressaut stable (Stationnaire).
- ❖ $Fr > 9$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Froude est compris entre 4,5 et 9 donc c'est Um Ressaut stable (Stationnaire). la mise en place des blocs, de déflecteur permettant de raccourcir le bassin et évitant le déplacement du ressaut à l'aval.

Le nombre de Froude indique nettement qu'il y'a formation de ressaut dont il faut déterminer les profondeurs conjuguées et la longueur du bassin pour s'en servir au dimensionnement des blocs de chuts (voir annexe II).

$4.5 < Fr \leq 9$ et la vitesse supérieure à 15 m/s alors le bassin qui convient est de type III

Tableau VI-05: principale résultats de bassin de dissipation :

largeur du bassin (m)	10
longueur du bassin (m)	35
Hauteur d'eau claire équivalente h_w (m)	1.25
vitesse équivalente à la base du coursier V_1 (m/s)	19.2
nombre de Froude a la base du coursier Fr.	5.42

- **Dimensionnement des blocs de chute :**

$$h_1 = a_1 = e_1 = y_1 = 1.25$$

h_1 : La hauteur du bloc de chute.

a_1 : L'épaisseur du bloc de chute.

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

Le nombre des blocs de chute = $10 / (1.25 + 1.25) = 4$ blocs

- **Dimensionnement du seuil denté :**

$$h_2 = 0.2h_2 = 0.2 \times 9.41 = 1.75 \text{ m}$$

$$a_2 = 0.15 h_2 = 0.15 \times 9.41 = 1.31 \text{ m}$$

$$e_2 = 0.15h_2 = 0.15 \times 9.41 = 1.31 \text{ m}$$

h : La hauteur du seuil denté,

a : L'épaisseur du seuil denté,

e : L'espacement entre deux seuils dentés successifs.

Le nombre des seuils dentés $10 / (1.31 + 1.31) = 4$ seuils dentés

Détermination des caractéristiques du bassin :

f) Canal de restitution

Le canal de restitution a pour but d'acheminer les eaux évacuées vers le l'oued après la dissipation de son énergie; selon les conditions topographiques, cette partie est constituée par un tronçon de longueur 20 m , de forme trapézoïdale avec un fruit de talus de 1/1, a une pente du canal de $I_c = 0,4 \%$ et il est en enrochement.

- La hauteur critique

Pour un canal trapézoïdal, la hauteur critique se calcule par la formule suivante :

$$h_{cr} = K \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0,105\sigma_{cr}^2 \right) \dots\dots\dots(VI.18)$$

$$\text{Avec : } K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}} \dots\dots\dots (VI.19)$$

$$\text{Et } \sigma_{cr} = \frac{K \cdot m}{b} \dots\dots\dots (VI.20)$$

m : fruit des talus du canal de fuite m=1.

Ce qui donne : $K=3,88$, $\sigma_{cr} = 0,388$ d'où

$$h_{cr} = 3,4 \text{ m.}$$

- La pente critique

Elle est donnée par : $I_{cr} = \frac{g \cdot h_c}{C^2 \cdot R_c}$

Avec : I_{cr} : pente critique ;

S_c : section critique $S_c = m \cdot h_{cr}^2 + b \cdot h_{cr}$;

R_c : rayon critique $R_c = S_c / P_c$;

P_c : périmètre critique $P_{cr} = b + 2 \cdot h_{cr} \cdot \sqrt{1 + m^2}$

C_c : coefficient de Chezy $C_c = R_c^{1/6} / n$

n : coefficient de rugosité du sol n=0,022

Ce qui donne :

- $S_c = 45,56 \text{ m}^2$;
- $P_c = 19,62 \text{ m}$;
- $R_c = 2,32 \text{ m}$;
- $C_c = 52,0$.

La pente critique est : $I_{cr} = 0,53\%$

icr>icanal donc le régime d'écoulement est nettement fluvial dans le canal.

- Profondeur normale dans le canal

La formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy) est :

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

Pour la hauteur normale on a :

- $Sc = m \cdot h_n^2 + b \cdot h_n$
- $Pn = b + 2 \cdot h_n \sqrt{1 + m^2}$
- $R = Sn/Pn$
- $Cn = R^{1/6} / n$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative.

$$Q = \frac{1}{n} \cdot I^{1/2} \cdot (mh_n^2 + b \cdot h_n)^{5/2} \cdot (2 \cdot h_n \sqrt{1 + m^2} + b)^{-3/2} \dots\dots\dots (VI.21)$$

Le résultat du calcul par itération donne :

Tableau VI-06: Calcul de la profondeur normale

Hn(m)	$(mh_n^2 + bh_n)^{5/3}$	$(2hn\sqrt{1+m^2} + b)^{-2/3}$	Q m ³ /s
0.7	28.67	0,19	15.6049
1	54.4	0,186	28.15
1.4	101.1	0,183	54.2
2	199.7	0,1801	103.4.529
2.5	310.03	0.1784	159.01
3	448.5	0,1766	227.7
3.1	479.79	0.1743	240.4

$h_n = 3,1m$

➤ **Vitesse dans le canal**

➤

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m \cdot h_n^2 + b \cdot h_n} \quad \text{D'où}$$

$V = 5,91 \text{ m}$

$V > V_{adm} (1,42-1,86)$ Donc il faut prévoir un revêtement en enrochements.

VI.1.4.3 Hauteurs des murs bajoyers

- **Canal d'approche et chenal d'écoulement**

Sur le long du chenal d'écoulement les hauteurs des murs bajoyers vont atteindre le niveau de la crête de la digue ($N_{cr}=120,8$ m) qui correspond à une hauteur de 4.7 m.

- **Le coursier**

- Hauteur au début du coursier**

$H_m = h_e + r$, Ou :

h_m : hauteur du mur bajoyer ;

h_e : hauteur d'eau $h_e = 3,8$ m ;

r : revanche de sécurité donnée par : $r = 0,61 + 0,14V^{1/3}$

(VI.22)

V : la vitesse du niveau de la section de contrôle $V = 6,1$ m/s ;

Ce qui donne : $r = 1$ m, $H_m = 4.8$ m

- **Hauteur à la fin du coursier**

On procède de même manière que précédemment.

$h_e = 1,25$ m on aura $V = 19,2$ m/s, $r = 0.98$, $h_m = 2,23$ m, nous prenons $h_m = 2,25$ m.

- **Bassin de dissipation**

Il aura les mêmes hauteurs que les murs bajoyers et le canal de restitution

Le canal de restitution :

$h_e = 3,1$ m On aura $V = 5,91$ m/s, $r = 0,86$ m $H_m = 3,96$ m

On prend ; $H_m = 4$ m.

VI.1.4.4 Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier

- **entraînement de l'air naturel**

- **Vagues roulantes**

Les vagues roulantes peuvent avoir lieu aussi bien dans les écoulements aérés que dans les écoulements non aérés.

Les conditions d'absence de vagues roulantes sont :

$$b/h < (10 \div 12) \quad \text{et} \quad Fr^2 < 40.$$

Avec : b : largeur du coursier, Fr : Nombre de Froude $F_r^2 = \frac{V^2}{g.h}$

$$V=19,2\text{m/s}$$

h : profondeur d'eau minimale dans le coursier

$$b/h = 8 \quad \text{et} \quad Fr^2=30.06$$

Les conditions sont vérifiées alors les vagues roulantes n'apparaissent pas sur tout le long du coursier .

VI.2.. Ouvrage de vidange

VI .2.1) Dimensionnement de l' Ouvrage de vidange

Afin d'édifier le barrage à l'abri de l'eau courante dans l'oued ou d'une éventuelle crue, il est nécessaire de prévoir un chemin d'écoulement au débit quelques soient leur provenance .Ce chemin d'écoulement ne doit pas entraver ni gêner les travaux de construction de la digue et des ouvrages annexes.

Destination de la vidange de fond :

- Assurer de l'eau pour les besoins d'irrigation.
- Vidange de la retenue en cas de défaillance dans le corps du barrage (glissement du talus, Renards) ou pour entretien.

La vidange de fond qui est une conduite en charge (aspect économique), est mise dans la galerie de dérivation provisoire pour minimiser les coûts de déblai pour l'installation de cette dernière.

Le débit transitant à travers la conduite est défini par la formule suivante :

$$Q_{vf} = \frac{Vu}{T} + Q_r \dots \dots \dots (VI-23)$$

Où:

Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (pris égal au débit moyen annuel).

V: volume utile ($V=10580000\text{m}^3$).

T: temps de vidange égal 15 jours = 1296000 secondes

$$Q_{vf} = \frac{10580000}{1296000} + \frac{10.2}{31.536} = 8,49 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{vf} = 8,49 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le type et la construction de la vidange sont déterminés en fonction des conditions topographique et géologique, ainsi que par la valeur du débit de projet.

Dans notre cas la meilleure des solutions est une vidange de fond en acier

L'axe de la vidange de fond est choisi suivant l'axe de la dérivation provisoire et le plan d'aménagement hydraulique compte tenu de la vidange maximale de la retenue, et la possibilité de passage des débits de chantier.

- Calcul hydraulique:

Ce calcul consiste à déterminer la section et le diamètre de la conduite de vidange, en utilisant la formule de l'écoulement en charge :

$$Q_{vid} = \mu \cdot s \sqrt{2g \cdot H_t} \dots\dots\dots(VI.24)$$

Avec

Q : débit de vidange (m³/s) ;

μ : coefficient de débit ;

S : section de la conduite en (m²) ;

H_t : différence de niveau d'eau entre le bief amont et le bief aval en m.

$$S = \frac{Q}{\mu \sqrt{2g \cdot H_t}} \dots\dots\dots(VI. 25)$$

Avec : h= 12.2 m

A.N : S= 0,69m²

On prend : μ=0.8

$$D_{vd} = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} \dots\dots\dots(VI.26)$$

D'où : **D_{vd} = 0.934 m**

On prend un diamètre normalisé d=1000 mm, une conduite en acier d'une rugosité n=0.014.

➤ **Correction de la valeur de coefficient μ :**

$$\mu = \frac{\sum \xi_s}{\sum \xi_s} \dots \dots \dots (VI.27)$$

$\sum \xi_s$: Somme des Coefficient des pertes de charge singulières

Nous avons :

$$\xi_{\text{entrée}} = 0,1 \quad \xi_{\text{sortie}} = 1 \quad \xi_{\text{vannes}} = 0,5 \quad \xi_{\text{grille}} = 0,25$$

Soit :

$$\sum \xi_s = 1.85$$

$\sum \xi_l$: Somme des coefficients des pertes de charges linéaires

$$\xi_{\text{lin}} = \frac{\lambda \cdot l}{D} \dots \dots \dots (VI.28)$$

Avec : $\lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}} \dots \dots \dots (VI.29)$

λ : Coefficient de perte de charge.

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

D : Diamètre de la conduite [$D = 800 \text{ mm}$].

L : longueur de la conduite de vidange en [m] ($l = 420 \text{ m}$).

Soit:

$$\lambda = 0.0245$$

$$\sum \xi_{\text{Lin}} = 10.29$$

$$\mu = 0.28$$

Et :

Avec cette nouvelle valeur du coefficient de débit, le diamètre de la conduite de vidange sera égal à $d=1158\text{mm}$

On adopte la valeur de: $D_{\text{vf}} = 1200 \text{ mm}$.

La conduite étant en acier d'un diamètre de 1200 mm. Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes: $V_s = Q_{\text{vf}} / S_{\text{con}}$

Ca donne $V_s = 7.52 \text{ m/s}$

VII .3 la prise d'eau

VII .3.1 Dimensionnement de la prise d'eau :

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

D'après le Tableau (III.27), le volume maximum demandé est celui du mois de juillet.

$$V_{\max} = 2.6 \text{ Mm}^3.$$

Soit :

$$Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} = \frac{2.6 \cdot 10^6}{31.86400} = 0.97 \text{ m}^3 / \text{s}$$

En utilisant la formule (VI 31) $Q_{\max} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H}$

T : Temps de prise (T = 31)

μ : coefficient de débit : $\mu = 0,2$;

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

A.N:

$$S = \frac{0.971}{0,2 \times \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 8.2}} = 0,38 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,38}{\pi}} = 0,698 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé : D = 700 mm

Correction du coefficient de débit μ :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}}$$

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

Donc :

$$\sum \xi = 1.15 \cdot \frac{\lambda \cdot l}{D} \dots\dots\dots (VI. 30)$$

AN :

$$\sum \xi = 1,15 \cdot \frac{0,028 \times 420}{0.7} = 16.55$$

$$\text{Donc : } \mu = \frac{1}{\sqrt{1+13.5}} = 0,24$$

$$\text{A.N: } S = \frac{0,97}{0,24 \times \sqrt{2.9,81.8.2}} = 0.32$$

$$D = \sqrt{\frac{4.0,42}{\pi}} = 0,639$$

On prend un diamètre normalisé :

$$D = 700 \text{ mm}$$

-Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de prise d'eau

$$V_{\text{con}} = \frac{Q_{\text{max}}}{s} \dots\dots\dots (VI. 31)$$

$$V_{\text{con}} = \frac{Q_{\text{max}}}{s} = \frac{0.97}{0,32} = 3,03 \text{ m/s}$$

$$V_{\text{con}} = 3.03 \text{ m/s}$$

Conclusion : La conduite de prise de diamètre de 700 mm. Le prélèvement des eaux s'effectue à un seul niveau de prise à une côte élevée par rapport à celle du volume mort. Les organes de commandes seront regroupés avec ceux de la vidange au fond d'un puits vertical

Chapitre VII :Etude de La Dérivation Provisoire

Chapitre VII: Etude De La Dérivation Provisoire

Introduction

L'ouvrage de dérivation a pour but de dériver les eaux des crues pendant la construction du barrage pour pouvoir réaliser à sec les travaux et protéger le chantier contre les venues d'eau pouvant provoquer des dégâts matériels ou même humaines, et causant par la suite la perturbation dans les travaux et le mauvais déroulement de la construction.

VII.1.Choix de type de dérivation

Les ouvrages de dérivations doivent tenir compte des caractéristiques hydrologiques, topographiques, et géologiques du site, le coût et la durée de construction de la galerie, canal ou conduite de déviation et les ouvrages de fermeture (batardeaux) sont d'autant plus importants que le débit de cours d'eau est élevé, les sections des galeries et les niveaux dépendent non seulement du débit maximal à dériver, mais également des conditions du transfert de la rivière.

Un site étroit et encaissé nécessitera des ouvrages de dérivations différents de ceux envisageables pour un site large et plat. Les conditions géologiques doivent être prises en compte lors de l'étude du projet de dérivation. Les études géologiques sont essentielles, spécialement pour les longues galeries de dérivation, afin de bien connaître la nature des terrains traversés et éviter des retards dans la construction.

La disponibilité sur le site des matériaux convenables (enrochements, argiles, grès ...etc.) peut orienter le choix du type de l'ouvrage de dérivation.

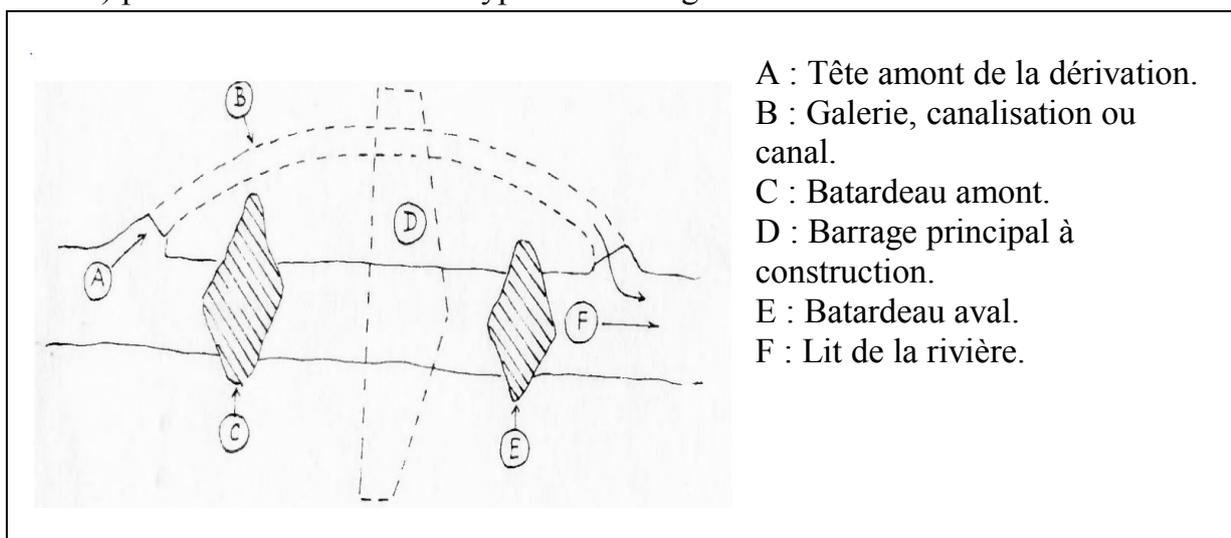


Figure VII.1 Schéma général des ouvrages de dérivation.

Type de dérivation

a. Galerie de dérivation : Cet ouvrage est réservé aux vallées rocheuses étroites, son avantage est qu'il évite l'interférence avec les failles et la construction du barrage proprement dit.

b. Conduite de dérivation : La conduite de dérivation sous le remblai est préférée si la roche pour la galerie est de mauvaise qualité, mais plusieurs problèmes techniques peuvent surgir surtout en ce qui concerne le contact béton fondations. L'avantage commun de ces deux ouvrages se résume par l'aspect économique qu'ils jouent, car ceux-ci sont souvent utilisés comme ouvrages définitifs (vidange de fond et prise d'eau).

c. Canal de dérivation : c'est le plus souvent adopté dans les vallées larges ou les débits sont importants pour être évacués par les galeries ou les conduites d'une façon économique.

Vu les conditions topographiques, géologiques et économiques on a opté pour une galerie de dérivation provisoire circulaire dans la rive droite de l'oued avec batardeau amont et aval.

VII.2.succession des travaux

Les travaux sont exécutés dans l'ordre suivant :

- Mise en place d'un batardeau partiel pour la construction de la galerie de dérivation.
- Construction de la galerie de dérivation.
- Coupure et dérivation de la rivière.
- Construction des batardeaux.
- Construction des ouvrages définitifs.
- Coupure finale et mise en eau.

VII.3.Dimensionnement des éléments de dérivation

Le calcul de dimensionnement de la dérivation s'effectue pour l'évacuation du débit maximal de chantier Q_{max} , le diamètre de la galerie doit faire l'objet d'un contrôle particulier en vue de l'évaluation du débit minimal de chantier Q_{min} .

L'approche méthodologique du calcul est la suivante :

- Sur un fond topographique, on dessine la digue à projeter, les batardeaux amont et aval, l'axe de la galerie de dérivation ainsi que la position de ses portails (d'entrée et de sortie).
- On détermine sur le dessin la longueur L de la galerie.
- La courbe de tarage du cours d'eau, à l'aide de quoi on détermine les côtes de niveaux du plan d'eau aval correspondant aux débits maximal et minimal.
- Pour le calcul de dimensionnement on considère l'écoulement dans la galerie à surface libre uniforme. D'où les pertes de charges sont déduites de la formule de Chezy.
- En donnant différentes valeurs de diamètre D , on calcule par la formule de Chezy les différentes pentes correspondantes, le diamètre est inversement proportionnel à la vitesse d'écoulement et par conséquent à la pente du radier de la galerie, ainsi qu'à la perte de charge à l'entrée

VII.3.1 Courbe de tarage

On dessine la courbe de tarage théorique par le calcul hydraulique, on considère l'écoulement est uniforme (absence de station hydrométrique).

Formule de Chezy : $Q_{\max,p\%} = C * S * \sqrt{RI}$ (V.1) à

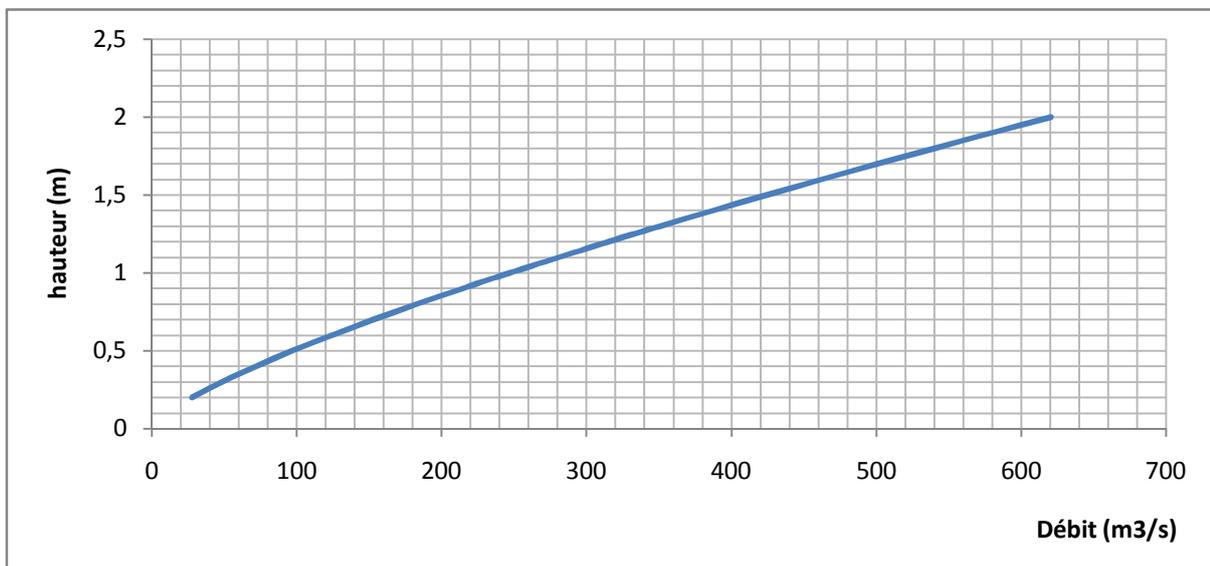
Avec : $-Q_{\max,p\%}$: débit maximal de chantier (m³/s).

- C : coefficient de Chezy, $C = \frac{47.5}{n}$.
- S : surface mouillée (m).
- R: rayon hydraulique (m).
- I: pente de l'oued, I =0,02.

S = B*H, dont: -B: largeur de l'oued. (B = 30 m, section rectangulaire).

-H : hauteur d'eau dans l'oued (m).

-n : coefficient de Manning (n = 0.040/0.045, n=0.045).



«

Figure VII.2 Courbe de tarage.

VII.3.2 Etude technico-économique

Le diamètre optimal qui doit être adopté dans le projet est celui qui correspondrait au minimum de la somme des coûts de la galerie et des batardeaux.

Le calcul des paramètres géométriques correspondants à la galerie de dérivation s'effectue sous forme de tableau ci- dessous :

Données de calcul :

- Longueur de la galerie : L=420m.
- Débit de chantier : $Q_{10\%}=123 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Côte de niveau maximal aval : 120.8m,
- Coût d'excavations : 400 DA/1m³,
- Coût béton : 25000 DA/1m³.

VII.4. Construction du batardeau

Il s'agit d'un ouvrage en remblai constitué avec les matériaux graveleux tout venant des zones d'empreintes des matériaux de construction. La crête du batardeau a une largeur de 5 m et les pentes des parements amont et aval sont de 2/1, l'étanchéité de la digue est assurée par un noyau en argile, Le parement amont comporte une protection en rip-rap un draine et un filtre.

La dérivation provisoire fonctionnera pendant les travaux, par la suite, le même ouvrage

VII.4.1 Dimensionnement du batardeau

VII.4.1.1 Type de batardeau

Le batardeau devrait avoir les mêmes propriétés que la digue et constitué d'un remblai qui devrait être bien compacté avec un contrôle de la teneur en eau.

a- La revanche du batardeau

La revanche est prise égale à 1m.

b- Calcul de la largeur en crête du batardeau

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

- **Formule de KNAPPEN :** $b = 1,65\sqrt{H_b}$ (m)..... (1)
- **Formule de PREECE :** $b = 1,1\sqrt{H_b} + 1$ (m)..... (2)
- **Formule simplifiée :** $b = 3,6\sqrt[3]{H_b} - 3$ (m)..... (3)

Tableau VII.01 : récapitulatif des hauteurs et largeurs en crête du batardeau.

Dg [m]	H _{bat} [m]	b (m)
4	9,93	4,8
5	6,38	4
6	6,04	3,7
7	6,01	3,65

VII.5. Calcul d'optimisation de la dérivation

Le calcul est effectué par une méthode qui est basée sur la détermination des volumes du batardeau et de la galerie ainsi que son équivalent en béton, ensuite tracé la courbe d'optimisation pour déterminer le diamètre optimal.

➤ Hypothèses de calcul

- Ecoulement uniforme ;
- Pertes de charges sont calculées à l'aide de la formule de CHEZY.

Sur un plan topographique, on positionne la digue, les batardeaux, l'axe de la dérivation et les ouvrages d'entrée et de sortie pour avoir la longueur réelle.

La courbe de tarage nous donne les niveaux avals correspondants aux débits maximum et minimum Q_{\max} et Q_{\min} .

Le schéma suivant nous donne les différents paramètres pour cette méthode.

Tableau VI.02 : Paramètres de calcul d'optimisation.

Paramètres hydrauliques	1	Diamètre	D (m)
	2	Section du tunnel	$A = \pi D^2 / 4$ (m ²)
	3	Profondeur de remplissage	$h_o = 0,7D$ (m)
	4	Section mouillée	$A_1 = 0,74.A$ (m ²)
	5	Rayon hydraulique	$R_h = 0,3D$ (m)
	6	Coefficient de Chézy	$C = 1/n R^{1/6}$
	7	Vitesse moyenne	$V = Q_{max} / A_1$ (m/s)
	8	Pente	$i = V^2 / C^2 R$
	9	Perte de charge linéaire	$h_l = i.l$ (m)
	10	Perte de charge à l'entrée	$Z_{entr} = V^2 / 2g j^2$ (m)
	11	Perte de charge totale	$Z_o = Z_{entr} + h_l$ (m)
	12	Niveau amont pour Qmax	$N_{am} = N_{av} + Z_o$ (m NGA)
	13	La cote de niveau d'eau a l'entrée de tunnel	$N_1 = N_{am} - Z_{entr}$ (m NGA)
	14	Cote du seuil	$C_s = N_1 - h_o$ (m NGA)
Calcul des volumes des travaux	15	Hauteur du batardeau	H_{bat}
	16	Section du batardeau	$F_{bat} = (2b + 6H_{bat}).H_{bat} / 2$
	17	Longueur moyenne du batardeau	L^b_{moy} (m)
	18	Volume du batardeau	$V_{bat} = L * F$ (m ³)
	20	Conversion en volume de béton	$V'_{bat} = 0,1 V_t$
	21	Volume d'excavation du tunnel	$V_{tun} = L . A$
	21	Conversion en volume de béton	$V'_{tun} = 1,5 V_{bet}$
	22	Volume total des travaux	$\Sigma V' = V'_{bat} + V'_{tun}$

Tableau VI.03: Résultats de calcul d'optimisation.

	N°	Désignation	Valeurs			
			4	5	6	7
Paramètres hydrauliques	1	D [m]				
	2	A [m ²]	12.56	19.63	28.27	38.48
	3	h0 [m]	2.8	3.5	4.2	4.9
	4	A1	9.29	14.53	20.92	28.48
	5	Rh [m]	1.2	1.5	1.8	2.1
	6	C	73.63	76.42	78.78	80.83
	7	V [m/s]	9.76	6.26	4.29	3.2
	8	i	0.0146	0.0045	0.002	0.001
	9	h1 [m]	6.132	1.88	0.84	0.42
	10	Zent [m]	5.95	2.47	1.16	0.64
	11	Z0 [m]	12.08	4.35	2	1.06
	12	Nam [mNGA]	112.08	104.35	102	101.06
	13	N1 [mNGA]	106.13	101.88	100.84	100.7
	14	Cs [mNGA]	108.93	105.38	105.04	105.01
Calcul des Volumes des travaux	15	Hbat [m]	9.93	6.38	6.04	6.01
	16	Fbat	244.8	99.93	95.31	94.18
	17	Lb moy [m]	440	420	416	412
	18	Vbat	107712	41970.6	39648.6	38802.16
	19	V'bat	10771.2	4197.06	3964.86	3880.216
	20	Vtun	5275.2	8244.6	11873.4	16161.6
	21	V'tun	7912.8	12366.9	17810.1	24242.4
	22	$\Sigma V'$	18684	16563.96	21774.96	28122.62

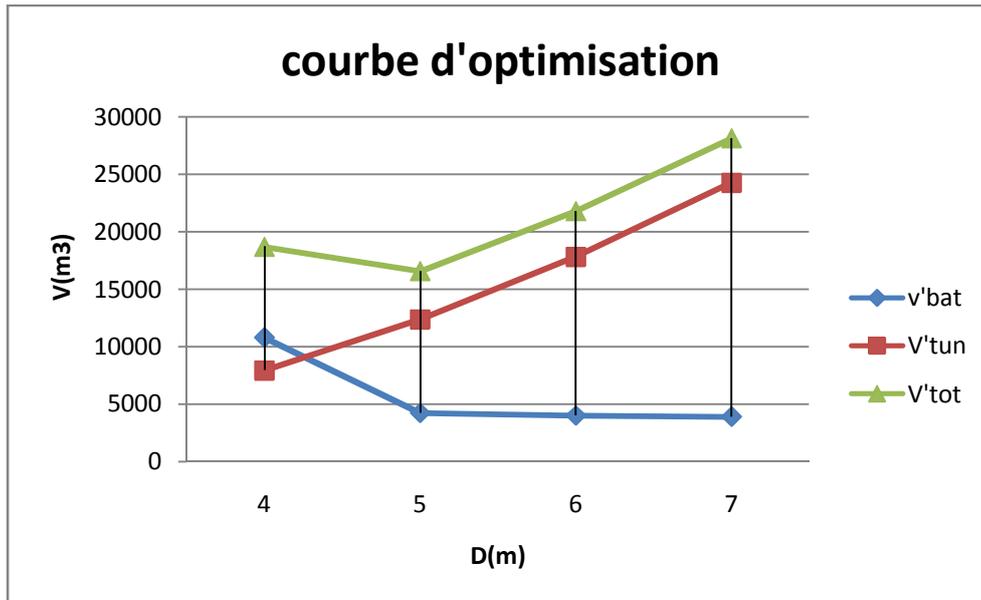


Figure VII.3 Courbe d'optimisation de diamètre de la galerie de dérivation.

Conclusion

D'après la courbe d'optimisation on remarque que le diamètre optimum est égal à 5m ce qui est correspondant à une hauteur du batardeau égal à 6,5 m. On estime que la hauteur du batardeau obtenue est raisonnable vis-à-vis la hauteur du barrage qui est ($H_b = 23,3m$).

Chapitre VIII : Organisation De Chantier

Chapitre VIII: Organisaion De Chantier

Introduction

L'organisation d'un chantier demande et impose un rythme de travail. Pour cela il faut une bonne utilisation des moyens humains et matériels dans le but de rechercher :

- La rapidité.
- La qualité.
- La quantité.
- L'économie

VIII.1 Installation de chantier

VIII.1.1 Définition d'un chantier

C'est à la fois le lieu où on construit notre ouvrage et dans lequel on s'installe. Un chantier est limité dans l'espace et dans le temps.

VIII.1.2 Rôle de l'installation de chantier

Organisation et le déroulement des travaux:

- ✓ Ordonner le chantier: Gain de temps, Évite les pertes (matériaux) et double emplois (matériels).
- ✓ Améliore la sécurité : humaine + matériel et Améliore la qualité.
- ✓ Positionner les éléments: Organiser les déplacements des engins et des véhicules dans le chantier et bien positionner les livraisons et Positionner les réseaux en utilisant des grillages avertisseurs et des bandes de couleurs normalisées.

VIII.1.3 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise : il n'existe pas de modèle type pour aménager un chantier, une installation rationnelle permet de respecter les délais imposés, et d'éviter le gaspillage de l'œuvre.

a) Installations du chantier

- ✓ clôture de terrain avec signalisation extérieure elle comporte
- ✓ Plusieurs accès contrôlés par des loges de gradient et des barrières.
- ✓ Une signalisation routière aux abords des accès pour indiquer l'entrée et la sortie des engins.
- ✓ Des voies d'accès et de circulation intérieure.
- ✓ Signalisation intérieure : elle comporte les sens de circulation des engins prévisions de danger éventuel (passage du câble électrique pour les consignes de sécurité individuelles, le port de casque, de masque anti-poussière, lunettes de protection).
- ✓ Emplacement des chemins de roulement de grue.

On peut distinguer les installations suivantes :

b) Installations destinées au personnel

- ✓ les dortoirs.
- ✓ les réfectoires.
- ✓ les installations sanitaires et les bureaux de chantier.

c) Installations destinées au stockage des matériaux

- ✓ Magasin central : c'est un lieu de dépôt de petit matériel.
- ✓ Les matières consommables et les articles sensibles aux intempéries.
- ✓ Aire de stockage protégé.
- ✓ Aire de stockage non protégé.

d) 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 pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

e) Installation destinée pour la préfabrication :

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites.

VIII.2 Travaux de réalisation :

VIII.2.1 Travaux de terrassements :

Pour la réalisation des travaux de terrassements, il est nécessaire d'établir la balance des masses volumiques de terrassement en adoptant les travaux les plus économiques en ce qui concerne la répartition et le transport des matériaux de construction sur le chantier, ainsi que le choix par les caractéristiques techniques des outils mécaniques.

VIII.2.2 Travaux d'excavations :

Les différentes opérations d'excavation devront être faites selon les données avancées dans le dossier des plans et le programme général des travaux, ces derniers comprennent le décapage de la terre végétale sur l'assise de la digue et la zone d'emprunt, qui sera transporté vers une décharge dans une zone stable sans influence sur le déroulement et le régime des travaux.

VIII.2.3 Travaux secondaires :

Cela consiste au travail dont le besoin est de pouvoir exploiter tous les ouvrages dans les meilleures conditions possibles.

- L'aménagement de la zone d'emprunt.
- Stabilité des décharges ainsi que leur protection contre l'érosion et leur éloignement des cours d'eau.
- Reboisement des zones à risque d'érosion aux alentours du barrage.

VIII.3 Les moyens de chantier :

La construction d'une digue en terre nécessite l'utilisation de nombreux engins mécaniques destinés à scarifier, excaver, transporter, niveler et compacter les matériaux. On peut distinguer le matériel de compactage, la fonction les caractéristiques principales et le rendement des différents engins de terrassement et de compactage susceptibles d'être utilisés lors de la réalisation du petit barrage.

A- Les moyens humains :

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

B - Les engins de terrassement :

Le matériel général de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction et le transport des matériaux et la réalisation des finitions, se fait appel aux engins suivants :

- La grue pour soulever et maintenir en suspension des matériaux extrêmement lourds.
- Le bulldozer pour araser une surface non plate.
- La pelle mécanique hydraulique pour creuser des tranchées et charger des matériaux.
- La décapeuse, aussi appelée *scraper*.
- La niveleuse, aussi appelée *grader*.
- Le camion de chantier.
- Chargeur à pneu ou à chenilles.

Le compactage des remblais est une phase très importante parce que cette opération est liée d'une façon directe à l'étanchéité de l'ouvrage. On fait appel aux engins suivants:

- Les compacteurs à pneus : Ils conviennent pour le compactage de tout type de sol.
- Les compacteurs à rouleaux vibrants : Ils sont utilisés pour le compactage des matériaux à angle de frottement élevé, tels les enrochements ou les sables à granulométrie serrée.
- Les compacteurs à pied dameurs (à pied de mouton) : Ils conviennent pour le compactage des sols fins.

C - Le matériel de bétonnage :

On utilise le plus souvent des bétonnières pour la fabrication du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur, tour de prise, canal de dérivation...)

VIII.4 Planification :

VIII.4.1 Définition :

La planification des travaux est une tâche fastidieuse pour les entreprises. Cette dernière a pour but d'assurer que les délais d'approvisionnement et d'exécution des travaux soient respectés, car tout retard peut entraîner des pénalités financières. Cependant, si le chantier est terminé en avance des primes sont versées par le maître d'ouvrage à l'entreprise.

VIII.4.2 Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau.
- Méthodes basées sur le graphique.

VIII.4.2.1 Méthodes basées sur le réseau :

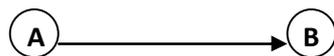
✓ Définition du réseau :

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui sont indispensables pour l'achèvement de l'objectif de la planification. On distingue deux types de réseaux :

- **Réseau à flèches** : L'opération est représentée par une flèche et la liaison entre deux opérations par un cercle appelé "nœud".



- **Réseau à nœuds** : L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.



L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

✓ Construction du réseau :

Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les cinq opérations suivantes :

- 1) Etablissement d'une liste des tâches.
- 2) Détermination des tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération.
- 3) Construction des graphes partiels.
- 4) Regroupement des graphes partiels.
- 5) Construction du réseau.

Pour cette étude on va utiliser la méthode de calcul d'un réseau à nœud à l'aide de la grille

qui est constituée de 06 cellules

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR: Temps de réalisation

DCP: Date de commencement au plus tôt
 DCPD: Date de commencement au plus tard
 DFP: Date de finition au plus tôt
 DFPP: Date de finition au plus tard
 MT: Marge totale

VIII.4.2.2 La marge totale et chemin critique :

$$\left. \begin{array}{l} MT=DCPD-DCP \\ MT=DFPP-DFP \end{array} \right\} DFPP-DFP=DCPD-DCP \text{ moyen de vérification.}$$

Les opérations critiques sont celles qui ont MT=0

Donc pour retrouver un chemin critique, il suffit de vérifier la double condition suivante :
 MT=0 et la somme des Tr sur le C.C est égale à DFP.

VIII.4.2.3 Attribution des durées de chaque opération

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

1. Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
2. Dimensions du projet ;

On applique la formule suivante:

$$T = \frac{Q \cdot N}{n} \text{ Avec: } \begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$$

VIII.5. Programme des travaux :

Le programme des travaux pour la construction du réservoir et du transfert, a été établi sur des bases réalistes qui tiennent compte des problèmes qui pourront surgir durant les travaux.

Le tableau ci-dessous montre la durée des différents travaux et leurs symboles :

Tableau VIII-01 : symboles des opérations

Travaux	Opérations	Durée (mois)
Travaux de préparation, , développement du réseau routier assurant l'accès au chantier	A	2
installation de chantier	C	4
Décapage et réalisation de la portion de clé d'étanchéité au droit de la conduite de vidange	B	2
Galerie de dérivation	D	3
Batardeau	E	5
Excavation du barrage	F	4
Recharges du barrage	G	12
Excavation de l'évacuateur de crue	H	3
Construction de l'évacuateur de crue	I	7
Bassin d'amortissement de E.C	J	3
Prise d'eau et conduite	K	6
Chambres des vannes	L	1
Equipements hydrauliques.	M	2
Finitions.	N	4

VIII.5.1 Détermination du chemin critique :

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0) est comme suit :

$$DT_R = \sum T_R = 2+4+2+3+5+4+12+4 = 36 \text{ moi}$$

Devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes

Le devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes est déterminé en sommant le coût des différents travaux, à savoir les excavations, les remblais et le bétonnage pour l'évacuateur de crues et la dérivation provisoire.

Ainsi on obtient les résultats pour les différents ouvrages:

VIII.5.2. Le coût des travaux de construction du digue :

Tableau VIII.02 : devis estimatif de la digue .

Variante	Matériaux	Quantité (m ³)	Prix unit (DA)	Coût 10 ⁶ (DA)	Totale 10 ⁶ (DA)
Zoné	Noyau	217926	500	108,96	413,87
	Recharge (graves)	622846.5	400	249.14	
	Enrochement (rip-rap)	24238	800	19,39	
	Filtres et drain	30318.17	1200	36,38	

VIII.5.3.Le coût des travaux de construction du L'évacuateur de crue :

Tableau VIII.03 devis estimatif de L'évacuateur de crue

Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
		m ³	(DA)	(DA)
Déblai	m ³	18522	300	9261000
Remblai	m ³	4880	500	1464000
Béton armé 350 kg/m ³	m ³	2100	25000	52500000
Béton de propreté 250 kg/m ³	m ³	50	20000	1000000
Enrochements	m ³	80	3000	240000
sable	m ³	150	1200	180000
Waterstop	ml	80	300	24000
Montant total = 64669000 (Da)				

VIII.5.4. Le coût des travaux de construction du Dérivation ,vidange de fond et prise d'eau :

Tableau VIII.04 devis estimatif de Dérivation, vidange de fond et prise d'eau

Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
		m ³	(DA)	(DA)
Déblai	m ³	9930	300	2979000
Remblai	m ³	1930	500	965000
Béton armé 350 kg/m ³	m ³	2900	25000	72500000
Béton de propreté 250 kg/m ³	m ³	60	20000	1200000
Enrochements	m ³	40	3000	120000
Conduite métallique 900 mm	ml	430	40000	17200000
Vannes	u	2	38000	76000
Vannes	u	2	18000	36000
Grille	u	1	3000	3000
Montant total = 96279000 (Da)				

Le coût total de l'ouvrage est de: **cinq cent soixante quatorze millions et huit cent dix-huit milles dinars algérien 574818000 DA.**

Conclusion :

La durée de construction du barrage devrait durer environ 36 mois.

Le coût du barrage s'élève à la somme de : **574818000 DA**

Le cout du barrage est de **cinq cent soixante quatorze millions et huit cent dix-huit milles dinars algérien 574818000 (DA).**

CONCLUSION GENERALE

Dans le cadre de ce projet de fin d'études, nous avons essayé de traiter et d'étudier la faisabilité de barrage MAHCHA , les principales variantes des digues et les ouvrages annexes qui ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- Le site étudié présente de bonnes conditions géologiques , hydrologiques Avec un apport liquide appréciable.
- La digue de barrage MAHCHA sur l'oued Khanga est une digue en enrochement avec noyau central argileux .
- L'évacuateur de crue est de type latéral à entonnement frontal sur la rive droite
- La stabilité des talus de la digue est vérifiée pour toutes les sollicitations .
- Le prélèvement des eaux s'effectue à un seul niveau de prise à une cote élevée par rapport à celle du volume mort
- Les résultats obtenus par ce travail sont satisfaisants . Donc le site proposé pour la réalisation de cet ouvrage est favorable tant sur le plan technique que sur le plan économique .

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[01] Touaibia, B (2004). Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida

[02] Robert, D.(1991).Introduction à la géotechnique

[03] Rolley, R (1977). Technique des barrages en aménagement rural

[04] Le Delliou, P.(2007).Les barrages : conception et maintenance

[05] CIGB (1992).Choix de la crue de projet

[06] Sari A (2002). Hydrologie de surface.

[07] Hoang, V. D.(2005).Hydrologie, 2005

[08] Schleiss A.J.,Pouagatsch H.(2011).Les barrages du projet à la mise en service

[09] Robitaille V(1997) Mécanique des sols

[10] Touaibia, B. Benlaoukli, B (2004). Introduction au dimensionnement des retenues collinaires

ANNEXE

I

Tableau 01 : Test de Wilcoxon

X	Y	XUY	XUY classé	rang
57,21	32,64	57,21	13,8	1
32,72	27,19	32,72	21,18	2
40,19	51,61	40,19	23,19	3
44,93	52,7	44,93	27,19	4
21,18	43,49	21,18	30,4	5
53,89	37,42	53,89	30,41	6
44,61	30,75	44,61	30,75	7
48,41	13,8	48,41	32,64	8
43,57	48,52	43,57	32,72	9
50,71	50,74	50,71	33,01	10
33,16	48	33,16	33,16	11
42,85	36,58	42,85	33,6	12
23,19	38,32	23,19	34,84	13
39,38	56,16	39,38	35,26	14
49,85	64,93	49,85	36,58	15
76,3	66,06	76,3	37,42	16
30,4	34,84	30,4	38,32	17
38,69	49,87	38,69	38,69	18
30,41	35,26	30,41	39,38	19
33,01	33,6	33,01	40,19	20
	59,81	32,64	42,85	21
	88,82	27,19	43,49	22
		51,61	43,57	23
		52,7	44,61	24
		43,49	44,93	25
		37,42	48	26
		30,75	48,41	27
		13,8	48,52	28
		48,52	49,85	29
		50,74	49,87	30
		48	50,71	31
		36,58	50,74	32
		38,32	51,61	33
		56,16	52,7	34
		64,93	53,89	35
		66,06	56,16	36
		34,84	57,21	37
		49,87	59,81	38
		35,26	64,93	39
		33,6	66,06	40
		59,81	76,3	41
		88,82	88,82	42

Tableau 02: La répartition mensuelle des pluies moyennes interannuelles (mm)

année	sept	Oct	nov	dec	janv	fev	mars	Avril	mai	juin	juil	aout	annuel
1969	68,9	75	17,9	138,9	48,8	46,9	50,1	104,6	29,5	2	9	4	595,6
1970	5,8	25,8	126	29,9	109,9	85	63	26,8	62,7	1,9	10,3	8,7	555,8
1971	55,9	60,7	39	25	171	49,7	47,8	124	39	7	5,7	4,1	628,9
1972	54	65	16,4	97,8	93	55,7	113	37	6,9	10,9	1	9	559,7
1973	18	31,3	23,8	49,5	34,7	47	44,7	52,5	11,7	1,6	1,7	3	319,5
1974	40,2	36	48	28	37,8	91,9	56,8	30,7	60,1	4	0	11	444,5
1975	22	3	65,2	28	72	80,6	63,6	55,9	82,7	37	49,9	10	569,9
1976	49	80,9	107	28,9	55	18	37,9	63	73	34	0	36	582,7
1977	22	15,8	113	6,3	51,6	54	47	70,3	33	5	0	14	432
1978	1	48	37,4	24	31,4	83	38	157,6	40,9	40,9	2,7	7	511,9
1979	92	16,8	53	7,9	44	38	50,4	58	47,9	5,8	0	0,8	414,6
1980	46,9	8,7	47	127,3	54	49	41	44	14	45	2	8,9	487,8
1981	52	37,4	36	51,6	65,7	61	63	55,8	38	3,4	0,8	5	469,7
1982	26,4	46	82	39,5	11,4	14	23,4	13,3	23,2	9,6	3,5	17,7	310
1983	9,4	38	84,2	39,5	99	144	29,4	37,3	4,2	13,6	1,5	5,7	505,8
1984	19,8	75,8	27,7	185,5	44,9	51	67,8	40,9	43,7	0,8	2,7	2,5	563,1
1985	57	41,3	34	19,5	62,3	27	53,9	34,7	12,6	25,6	2,4	2,4	372,7
1986	31,4	63,5	87,1	91	43,6	89	55,3	48	43,7	21	18	3	594,6
1987	8,8	26	49,2	23,6	53	30,2	43	34	38,1	86,7	4,6	2	399,2
1988	41,9	6,3	51,5	88	29	50,2	35	49,5	13,6	55	19,9	9,9	449,8
1989	36,9	52,7	29,5	36,1	90,2	13,2	39,2	18,8	59,9	21,8	7	12,4	417,7
1990	3,7	31,5	102,5	87,7	52,2	50,2	64,6	66,7	46,7	24,8	7,9	4,6	543,1
1991	29,6	127,5	32,5	24,8	34,9	76,9	42,6	130,7	69,3	18,2	9	21,4	617,4
1992	18	41,2	108,9	139,3	39,4	46,2	27,9	28,6	66,6	6,8	1,3	2,9	527,1
1993	12,5	6	26,8	93	78,9	60,9	25,9	68,8	8,9	1,7	3,7	6	393,1
1994	33,4	71,7	18,6	37,9	105,9	25,5	73,1	49,7	7,9	32,1	0	3,7	459,5

1995	51,6	26,8	27,7	25,3	77,8	102,3	37,8	49,6	39,6	9,3	26	6,8	480,6
1996	13,4	18	28,3	36,8	92	32,6	28,3	44,6	18	29	2,5	9,1	352,6
1997	25	73,8	90,4	65,5	60	49,5	79	78,2	56,7	18,8	3,9	28	628,8
1998	57,3	72	55	175,4	138,2	41,3	83,8	38,9	24,6	34,7	7	6,9	735,1
1999	34,3	28,8	82,7	97	55,8	23,9	32,9	44,7	91,3	36,8	0	24,1	552,3
2000	17,9	73,7	19,9	44,5	130,6	21,3	38,7	69,3	24,5	3	0,8	13,9	458,1
2001	34,7	19,9	26	46	56,1	78	29,8	40,5	13,4	24,7	20	18,1	407,2
2002	38,8	38,3	123,9	76,8	196,2	68,8	35,7	152	29,1	20,2	0,8	3,5	784,1
2003	38,9	83,1	54,6	181,5	89	29	48,3	55	91,1	104,4	1,8	13,5	790,2
2004	17,4	22,6	125	167,8	59,4	62,1	32,1	65,3	7,2	29,5	4,6	24,5	617,5
2005	12,1	13,1	35,2	76,1	106	57,1	26,3	66,8	57	5,5	18	2,1	475,3
2006	37	37,2	25,5	83	65,5	38,7	88	66,7	24,6	24,7	3,5	3,8	498,2
2007	46	35,7	40,7	43,6	25,8	24,9	61,7	26	43	26,2	11,9	12	397,5
2008	26,1	40,2	53,7	23,9	96	58,2	57,9	128,8	73	0,5	12	7,9	578,2
2009	52,3	68,8	48,8	32,7	108,3	44,6	58,2	64	72,1	16,1	1,9	1,6	569,4
2010	18,8	80,2	165,2	32,7	39,8	25,8	59,1	48,2	82	28,2	19	2,1	601,1
	32,811	44,3833	58,7333	65,6452	71,6690	52,2904	49,8809	60,4714	41,0714	22,0904	7,10238	9,37142	515,521

Tableau 03 : Pluie maximales journalières

année	Pmaxj(mm)
1969	57,21
1970	32,72
1971	40,19
1972	44,93
1973	21,18
1974	53,89
1975	44,61
1976	48,41
1977	43,57
1978	50,71
1979	33,16
1980	42,85
1981	23,19
1982	39,38
1983	49,85
1984	76,3
1985	30,4
1986	38,69
1987	30,41
1988	33,01
1989	32,64
1990	27,19
1991	51,61
1992	52,7
1993	43,49
1994	37,42
1995	30,75
1996	13,8
1997	48,52
1998	50,74
1999	48
2000	36,58
2001	38,32
2002	56,16
2003	64,93
2004	66,06
2005	34,84
2006	49,87
2007	35,26
2008	33,6
2009	59,81
2010	88,82

Tableau 04 : Série des débits max journalier en m³/s

année	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	annel
1967	6.2	6.4	20	11.3	29.3	8.2	7.1	5.7	3.0	29.5	23.7	1.8	29.5
1968	5.1	4.0	1.5	3.0	3.0	2.9	7.5	7.4	1.7	1.7	18.2	0.6	18.2
1969	52.6	33.6	1.6	53.5	2.3	5.0	36.9	29.2	4.6	2.3	27.0	0.6	53.5
1970	4.8	5.3	1.6	1.8	6.7	17.6	58.5	25.7	5.7	1.9	1.0	0.5	58.5
1971	15.8	17.5	0.4	0.5	24.1	2.9	2.3	18.9	3.5	1.5	0.2	0.2	24.1
1972	6.2	25.4	0.4	18.8	70.7	13.6	345.0	14.3	2.0	2.4	0.7	5.1	345
1973	2.2	1.1	0.7	3.5	1.1	4.2	1.8	3.9	3.3	3.2	1.5	0.2	4.2
1974	13.1	0.4	0.5	0.5	0.6	33.7	1.8	24.3	7.2	3.3	0.1	0.3	33.7
1975	15.5	0.1	0.9	0.6	0.6	1.6	4.2	3.5	7.5	6.3	136.4	0.1	136.4
1976	7.2	26.6	4.1	4.8	6.2	2.3	1.5	8.4	24.3	21.4	0.1	6.1	26.6
1977	0.7	0.1	8.6	0.2	0.7	8.2	2.9	13.3	3.1	6.0	0.0	9.9	13.3
1978	0.0	40.4	0.3	0.5	0.2	3.3	1.2	39.3	3.0	2.1	0.0	0.0	40.4
1979	28.8	16.2	0.3	0.2	0.5	0.3	22.9	21.9	0.6	1.0	0.0	0.0	28.8
1980	39.3	35.8	1.2	59.4	6.9	8.1	3.7	3.4	0.7	16.5	0.2	0.1	35.8
1981	13.2	1.2	0.3	3.0	6.3	10.8	3.9	7.5	23.4	1.6	0.4	0.4	23.4
1982	5.1	7.1	8.4	16.2	12.0	0.8	13.6	0.5	0.1	0.1	0.0	33.0	33.0
1983	0.0	8.1	4.3	1.0	19.5	74.2	4.4	1.6	0.4	0.4	0.2	0.2	74.2
1984	0.5	1.1	0.4	6.5	23.8	13.2	15.8	5.0	12.8	0.6	0.3	0.2	23.8
1985	8.5	1.8	0.5	0.5	1.1	0.7	2.6	0.4	0.6	3.4	0.1	0.0	8.5
1986	3.6	45.0	5.7	12.6	2.5	0.0	9.9	1.4	0.2	0.0	0.0	0.0	45.0
1987	0.0	2.0	1.4	0.2	1.1	0.3	0.8	10.5	0.3	0.7	12.4	0.2	12.4
1988	0.4	3.1	10.6	22.0	0.6	7.6	0.5	0.2	0.2	21.4	0.6	17.4	22.0
1989	50.0	0.7	0.1	0.2	1.3	0.2	0.1	0.1	30.7	0.1	47.2	56.8	56.8
1990	0.1	0.6	4.8	8.1	11.7	1.6	1.7	12.6	1.5	14.1	0.1	0.0	14.1
1991	1.4	1.6	0.2	0.2	0.2	1.6	2.6	63.4	27.2	0.8	0.2	0.5	63.4
1992	0.1	0.1	0.4	5.2	18.1	1.3	6.0	1.3	2.6	0.4	0.4	0.0	18.1
1993	0.0	0.1	0.2	9.3	0.6	31.6	0.5	0.4	0.2	0.0	0.0	0.0	31.6
1994	5.5	5.1	1.6	1.9	13.4	3.4	7.0	6.2	1.7	3.5	0.2	3.9	13.4
1995	7.8	6.7	1.7	3.1	3.0	8.1	17.6	4.5	12.4	3.0	8.4	15.7	17.6
1996	5.0	4.6	1.6	1.8	0.3	3.6	9.6	4.4	2.5	3.3	1.8	6.1	9.6
1997	10.7	10.8	2.8	14.7	5.9	6.9	8.7	6.3	3.2	3.6	3.4	7.2	14.7
1998	15.0	6.1	3.7	2.6	4.0	6.4	1.8	5.6	9.2	5.1	39.0	20.2	39.0
1999	22.6	6.8	1.7	9.0	0.6	2.8	10.6	5.1	27.4	13.7	22.9	21.6	27.4
2000	6.4	8.0	1.7	1.8	5.5	6.9	9.3	5.1	6.2	8.7	26.0	13.1	26.0
2001	6.6	8.8	1.7	1.7	0.5	3.0	13.3	4.8	5.2	7.9	31.7	32.5	32.5
2002	7.7	4.9	2.6	7.0	46.2	19.9	8.1	89.9	4.0	3.0	33.3	2.0	89.9
2003	8.9	5.6	1.5	38.4	65.7	2.0	6.1	6.1	8.5	31.6	129.9	2.4	129.9

Tableau 05 : Série des Apport mensuelle (Mm³)

	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Jui	Jui	Aou	Tot
1964-1965	0.0	0.5	1.3	0.4	6.9	8.9	1.4	0.5	0.1	0.0	0.0	0.0	20.1
1965-1966	0.0	0.0	0.0	0.5	0.1	0.1	0.5	0.2	0.3	0.1	0.0	0.0	1.8
1966-1967	0.0	0.0	0.0	0.4	1.0	1.3	0.5	0.3	0.1	0.0	0.0	0.0	3.5
1967-1968	0.5	0.0	1.0	3.5	12.8	2.4	2.0	0.4	0.1	0.1	0.0	0.0	22.8
1968-1969	0.0	0.0	0.0	0.1	1.1	0.3	0.8	10.3	0.1	0.0	0.0	0.0	2.7
1969-1970	0.2	0.5	0.0	5.6	1.1	0.6	1.6	4.4	0.6	0.1	0.0	0.0	14.7
1970-1971	0.0	0.0	0.0	0.0	0.4	4.9	1.9	1.5	0.5	0.1	0.0	0.0	9.3
1971-1972	0.0	1.0	0.1	0.3	3.7	0.9	1.7	2.5	0.8	0.2	0.0	0.0	11.1
1972-1973	0.0	0.1	0.0	0.3	6.2	2.8	14.7	1.6	0.2	0.1	0.0	0.0	26.2
1973-1974	0.1	0.0	0.0	0.1	0.0	0.2	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.7
1974-1975	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.1	0.6	0.2	0.2	0.0	0.0	0.0	2.1
1975-1976	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.4	1.9	0.3	0.2	0.0	0.0	0.0	3.1
1976-1977	0.0	1.1	6.7	1.0	1.0	0.6	0.4	0.4	0.3	0.1	0.0	0.0	11.5
1977-1978	0.0	0.0	0.0	0.0	0.4	2.5	0.5	1.1	0.2	0.1	0.0	0.0	4.8
1978-1979	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.3	1.4	5.5	0.5	0.1	0.0	0.0	7.8
1979-1980	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.3
1980-1981	0.0	0.0	0.0	1.8	1.9	3.0	1.2	0.6	0.1	0.0	0.0	0.0	8.7
1981-1982	0.0	0.0	0.0	0.0	0.4	1.4	2.3	1.2	0.4	0.1	0.0	0.0	5.7
1982-1983	0.0	0.1	2.2	2.9	1.8	0.5	0.8	0.3	0.1	0.0	0.0	0.0	8.7
1983-1984	0.0	0.0	1.1	0.7	5.3	11.2	3.0	0.8	0.1	0.0	0.0	0.1	22.3
1984-1985	0.0	0.9	0.1	7.5	7.4	2.1	4.2	0.9	0.4	0.1	0.0	0.0	23.6

Tableau 06 : Courbes topographiques et volumétriques

Cotes	Surface	Surface Moy	Δ H	Volume	volume cumulé
m, NGA	(Km²)	(Km²)	(m)	(Hm³)	(Hm³)
96	0,03	0,04	4	0,175	0,0125
100	0,05	0,25			0,1875
105	0,401	0,613	5	0,9	1,0875
			5	3,0575	
110	0,825	0,74	5	6,44	4,145
			5		10,585
115	0,655	0,678	5	9,985	20,57
			5	13,8675	
120	0,701	0,875	5		34,4375
125	1,05				

Tableau 07 : La régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.

<u>Mois</u>	<u>W_{80%}(Mm³)</u>	<u>U_{80%}(Mm³)</u>	<u>W-U (Mm³)</u>	<u>1^{ère} consigne d'exploitation</u>			<u>2^{ème} consigne d'exploitation</u>		
				<u>V_{ri} (Mm³)</u>	<u>V_{rf} (Mm³)</u>	<u>S (Mm³)</u>	<u>V_{ri} (Mm³)</u>	<u>V_{rf} (Mm³)</u>	<u>S (Mm³)</u>
				2.5	2.5			2.5	
<u>nov</u>	0.75	0,01	0,74						
<u>dec</u>	1.5	0,01	1.49	3.24	3.24		1.76	2.5	0.74
<u>jan</u>	3.1	0,01	3.09	4.73	4.73		1.23	2.5	1.27
<u>fév</u>	2,75	0.01	2.74	7.82	7.82		2.72	2.72	
<u>mas</u>	2,5	0.2	2.3	10.56	10.56		5.81	5.81	
<u>avr</u>	1,38	0.53	0.85	12.86	11.7	1.16	8.55	8.55	
<u>mais</u>	0,38	0,91	-0.53	12.55	11.7	0.85	10.85	10.85	
<u>juin</u>	0,13	1,52	-1.39	11.17	11.17		11.7	11.7	
<u>juil</u>	0,00	2,6	-2.6	9.78	9.78		11.17	11.17	
<u>aout</u>	0,00	3,1	-3.1	7.18	7.18		9.78	9.78	
<u>sep</u>	0,00	1,31	-1,3	4.08	4.08		7.18	7.18	
				2.78	2.78		4.08	4.08	
<u>oct</u>	0,25	0,53	-0.28	2.5	2.5		2.78	2.78	
						2.01	2.5	2.5	2.01

Tableau 08 : Pertes par évaporation et infiltration (1ere approximation)

Mois	V_{moy} [Mm³]	S_{moy} [km²]	E_v [mm]	V_{ev} [Mm³]	V_{inf} [Mm³]	Π= V_{inf} + V_{inf} [Mm³]	U_{80%+} Π [Mm³]
Nov	2.87	0.7200	0.146	0.10512	0.0287	0.13382	0.14382
Déc	3.985	1	0.111	0.111	0.03987	0.15087	0.16087
Janv	6.275	1.35	0.072	0.0972	0.06275	0.15995	0.16995
Fév	9.19	1.51	0.054	0.08154	0.0919	0.17344	0.18344
Mars	11.13	1.77	0.049	0.08673	0.1113	0.19803	0.39803
Avr	11.7	1.8	0.054	0.0972	0.117	0.2142	0.7442
Mai	11.7	1.8	0.067	0.1206	0.117	0.2376	1.1476
Juin	10.475	1.7	0.083	0.1411	0.10475	0.24585	1.76585
Juil	8.48	1.55	0.110	0.1705	0.0848	0.2553	2.8553
Aout	5.63	1.25	0.146	0.1825	0.0563	0.2388	3.3388
Sep	3.43	0.9	0.212	0.1908	0.0343	0.2251	1.5351
Oct	2.64	0.7	0.212	0.1484	0.0264	0.1748	0.7048

Tableau N :09 : La régularisation saisonnière en tenant compte des pertes(1ere approximation).

<u>Mois</u>	<u>$W_{80\%}$(Mm³)</u>	<u>$U_{80\%-\pi}$(Mm³)</u>	<u>W-U (Mm³)</u>	<u>1^{ère} consigne d'exploitation</u>			<u>2^{ème} consigne d'exploitation</u>		
				<u>V_{xi} (Mm³)</u>	<u>V_{xf} (Mm³)</u>	<u>S (Mm³)</u>	<u>V_{xi} (Mm³)</u>	<u>V_{xf} (Mm³)</u>	<u>S (Mm³)</u>
				2.5	2.5			2.5	
<u>nov</u>	0.75	0.14382	0.69618						
				3.19618	3.19618		2.32	2.5	0.18
<u>dec</u>	1.5	0.16087	1.43913						
				4.63531	4.63531		3.01394	3.01394	
<u>jan</u>	3.1	0.16995	2.93005						
				7.56536	7.56536		4.45307	4.45307	
<u>fév</u>	2,75	0.18344	2.76656						
				10.33192	10.33192		7.38312	7.38312	
<u>mas</u>	2,5	0.39803	2.20197						
				12.53389	12.53389		10.14968	10.14968	
<u>avr</u>	1,38	0.7442	0.6358						
				13.16969	12.98	0.18	12.35165	12.35165	
<u>mais</u>	0,38	1.1476	-0.7676						
				12.2124	12.2124		12.98	12.98	
<u>juin</u>	0,13	1.76585	-1.53585						
				10.67655	10.67655		12.21985	12.21985	
<u>juil</u>	0,00	2.8553	-2.8553						
				7.82125	7.82125		10.684	10.684	
<u>aout</u>	0,00	3.3388	-3.3388						
				4.48245	4.48245		7.8287	7.8287	
<u>sep</u>	0,00	1.5351	-1.5351						
				2.94735	2.94735		4.4899	4.4899	
<u>oct</u>	0,25	0.7048	-0.4548	2.5	2.5		2.95	2.95	
						0.18	2.5	2.5	0.18

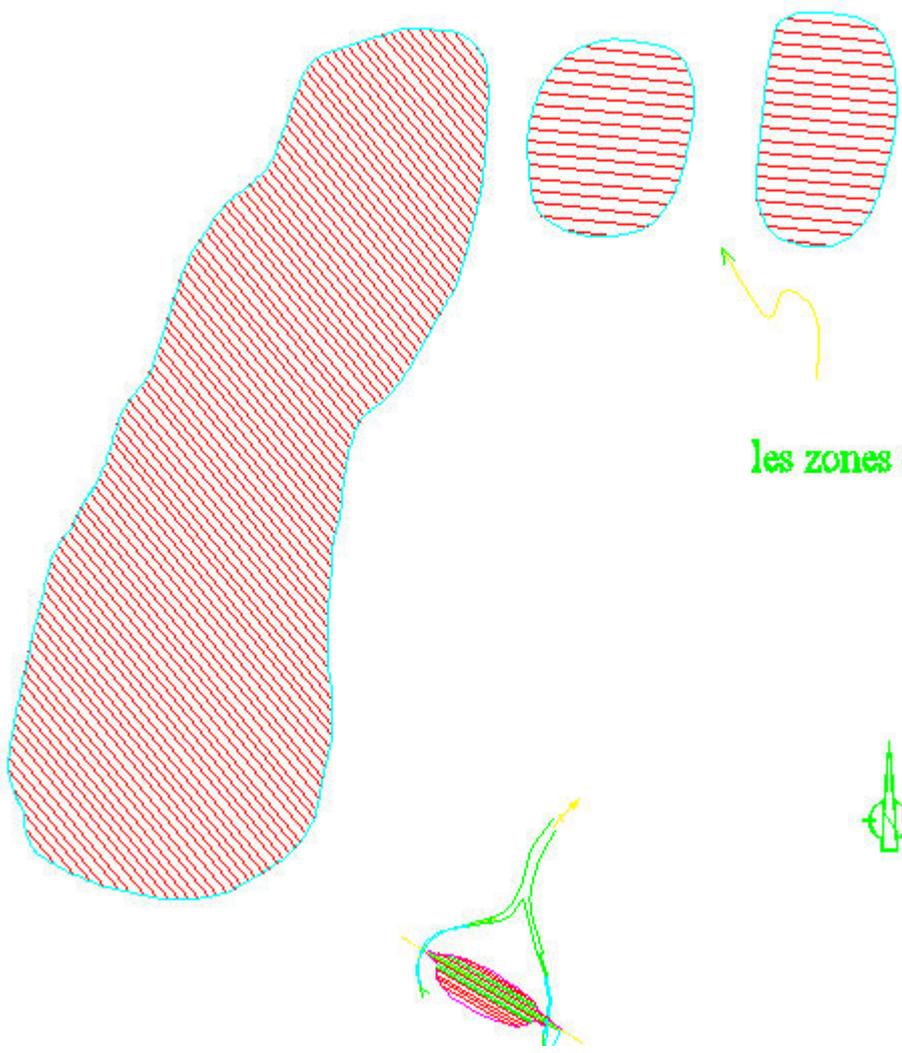
Tableau 10 : Pertes par évaporation et infiltration (2eme approximation)

Mois	V_{moy} [Mm³]	S_{moy} [km²]	E_v [mm]	V_{ev} [Mm³]	V_{inf} [Mm³]	Π= V_{inf} + V_{inf} [Mm³]	U_{80%+} Π [Mm³]
Nov	2.85	0.7100	0.146	0.10366	0.0285	0.13216	0.14216
Déc	3.9157	0.98	0.111	0.1078	0.039157	0.14687	0.15687
Janv	6.1	1.31	0.072	0.09432	0.061	0.15532	0.16532
Fév	8.9459	1.5	0.054	0.081	0.0894	0.1704	0.1804
Mars	12.13	1.75	0.049	0.086	0.1213	0.2073	0.4073
Avr	12.59	1.75	0.054	0.0945	0.1259	0.2042	0.7342
Mai	12.59	1.75	0.067	0.11725	0.1259	0.24315	1.153
Juin	11.44	1.66	0.083	0.13778	0.1144	0.25178	1.77178
Juil	9.2482	1.5	0.110	0.165	0.092482	0.18982	2.78982
Aout	6.15185	1.2	0.146	0.1752	0.061518	0.2367	3.3367
Sep	3.7149	0.88	0.212	0.18656	0.037149	0.223709	1.53371
Oct	2.7236	0.7	0.212	0.1484	0.027236	0.1756	0.7056

Tableau 11 : La régularisation saisonnière en tenant compte des pertes (2eme approximation).

Mois	$W_{30\%}(\text{Mm}^3)$	$U_{30\%+\pi}(\text{Mm}^3)$	W-U (Mm^3)	1 ^{ère} consigne d'exploitation			2 ^{ème} consigne d'exploitation		
				$V_{ri}(\text{Mm}^3)$	$V_{rt}(\text{Mm}^3)$	S (Mm^3)	$V_{ri}(\text{Mm}^3)$	$V_{rt}(\text{Mm}^3)$	S (Mm^3)
nov	0.75	0.14216	0.66784	2.5	2.5			2.5	
dec	1.5	0.15687	1.3931	3.16784	3.16784		2.44	2.5	0.06
jan	3.1	0.16532	2.99468	4.56094	4.56094		3.0988	3.01394	
fév	2,75	0.1804	2.5696	7.55562	7.55562		4.49192	4.45307	
mas	2,5	0.4073	2.198	10.1252	10.1252		7.4866	7.38312	
avr	1,38	0.7342	0.6458	12.32322	12.32322		10.0562	10.0562	
mais	0,38	1.153	-0.773	13.06	13	0.06	12.2542	12.2542	
juin	0,13	1.77178	-1.59	12.127	12.127		13	13	
juil	0,00	2.78982	-2.7382	10.537	10.537		12.1276	12.1276	
aout	0,00	3.3367	-3.3067	7.7988	7.7988		10.5376	10.5376	
sep	0,00	1.53371	-1.5371	4.4921	4.4921		7.7994	7.7994	
oct	0,25	0.7056	-0.4556	2.955	2.955		4.4927	4.4927	
				2.5	2.5		2.9556	2.9556	
						0.06	2.5	2.5	0.06

ANNEXE II



les zones d'emprunt

ANNEXE III

a=	0,1	tangø=	0,445	Stabilité pour le cas de fin de construction (amont)											
R	50,92														
C=	0,825														
γ1	1,625														
γ2	0														
r	23,3														
N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn	
-4	4,36	2,61	0	-0,308	0,95149	18,492	-5,6898	17,594735	2,293	1,89173	0,445	7,829657	23,3	43,086	
-3	5,092	6,19	0	-0,231	0,97301	51,219	-11,81981	49,836674	2,222	1,83315	0,445	22,17732	23,3	119,341	
-2	5,092	9,17	0	-0,154	0,98809	75,877	-11,67341	74,973833	2,173	1,79273	0,445	33,36336	23,3	176,794	
-1	5,092	11,52	0	-0,077	0,99704	95,322	-7,33248	95,039803	2,158	1,78035	0,445	42,29271	23,3	222,101	
0	5,092	13,34	0	0	1	110,38	0	110,38183	2,151	1,77458	0,445	49,11991	23,3	257,19	
1	5,092	14,68	0	0,0769	0,99704	121,47	9,34382	121,10975	2,132	1,7589	0,445	53,89384	23,3	283,024	
2	5,092	15,5	0	0,1538	0,98809	128,25	19,7315	126,72785	2,219	1,83068	0,445	56,39389	23,3	298,834	
3	5,092	15,78	0	0,2308	0,97301	130,57	30,13191	127,04729	2,293	1,89173	0,445	56,53604	23,3	304,232	
4	5,092	15,46	0	0,3077	0,95149	127,92	39,36116	121,71767	2,406	1,98495	0,445	54,16436	23,3	298,062	
5	5,092	14,46	0	0,3846	0,92308	119,65	46,01895	110,44548	2,574	2,12355	0,445	49,14824	23,3	278,783	
6	5,092	12,7	0	0,4615	0,88712	105,09	48,5013	93,224046	2,831	2,33558	0,445	41,4847	23,3	244,851	
7	5,092	9,95	0	0,5385	0,84265	82,331	44,332225	69,376456	3,26	2,6895	0,445	30,87252	23,3	191,832	
8	4,65	5,44	0	0,6154	0,78823	41,106	25,296	32,400858	3,676	3,0327	0,445	14,41838	23,3	95,777	
														0	
				0											
somme							226,20137			26,7201		511,6949		2813,91	
										Kss	2,38025				
										Kas	1,91292				

a=	0,1	tangø=	0,445	Stabilité pour le cas de fin de construction (amont)											
R	51,66														
C=	0,825														
γ1	1,625														
γ2	0														
r	23,3														
N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn	
-4	4,83	3,57	0	-0,308	0,95149	28,02	-8,62155	26,660671	1,508	1,2441	0,445	11,864	23,3	65,2867	
-3	5,166	7,22	0	-0,231	0,97301	60,61	-13,98695	58,974138	2,331	1,92308	0,445	26,24349	23,3	141,222	
-2	5,166	10,18	0	-0,154	0,98809	85,459	-13,14747	84,441155	2,276	1,8777	0,445	37,57631	23,3	199,118	
-1	5,166	12,57	0	-0,077	0,99704	105,52	-8,117078	105,20935	2,348	1,9371	0,445	46,81816	23,3	245,866	
0	5,166	14,46	0	0	1	121,39	0	121,38809	2,253	1,85873	0,445	54,0177	23,3	282,834	
1	5,166	15,83	0	0,0769	0,99704	132,89	10,222223	132,49515	2,276	1,8777	0,445	58,96034	23,3	309,631	
2	5,166	16,69	0	0,1538	0,98809	140,11	21,555135	138,44036	2,324	1,9173	0,445	61,60596	23,3	326,453	
3	5,166	16,98	0	0,2308	0,97301	142,54	32,894505	138,69541	2,402	1,98165	0,445	61,71946	23,3	332,125	
4	5,166	16,65	0	0,3077	0,95149	139,77	43,00695	132,99165	2,52	2,079	0,445	59,18128	23,3	325,67	
5	5,166	15,66	0	0,3846	0,92308	131,46	50,562225	121,34934	2,696	2,2242	0,445	54,00046	23,3	306,306	
6	5,166	13,89	0	0,4615	0,88712	116,6	53,816805	103,44095	2,965	2,44613	0,445	46,03122	23,3	271,685	
7	5,166	11,12	0	0,5385	0,84265	93,35	50,26518	78,661066	3,414	2,81655	0,445	35,00417	23,3	217,505	
8	4,7	6,77	0	0,6154	0,78823	51,706	31,819	40,755966	3,414	2,81655	0,445	18,1364	23,3	120,475	
somme							250,26898		26,9998		571,159		3144,18		
										Kss	2,39006				
										Kas	1,92252				

a=		0,1		tangø=		0,445		Stabilité pour le cas de fin de construction (amont)							
R		45,52													
C=		0,825													
γ1		1,625													
γ2		0													
r		23,3													
N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn	
-5	4,176	3,67	0	-0,333	0,94281	18,941	-6,313623	17,857623	2,54	2,0955	0,445	7,946642	23,3	44,1322	
-4	4,552	7,39	0	-0,267	0,96379	54,664	-14,57702	52,684388	2,3	1,8975	0,445	23,44455	23,3	127,367	
-3	4,552	10,53	0	-0,2	0,9798	77,89	-15,57808	76,316704	2,23	1,83975	0,445	33,96093	23,3	181,485	
-2	4,552	13,14	0	-0,133	0,99107	97,197	-12,95954	96,328736	2,24	1,848	0,445	42,86629	23,3	226,468	
-1	4,552	15,26	0	-0,067	0,99778	112,88	-7,525215	112,6271	2,2	1,815	0,445	50,11906	23,3	263,006	
0	4,552	16,91	0	0	1	125,08	0	125,08327	2,2	1,815	0,445	55,66206	23,3	291,444	
1	4,552	18,16	0	0,0667	0,99778	134,33	8,9553013	134,03068	2,21	1,82325	0,445	59,64365	23,3	312,988	
2	4,552	18,88	0	0,1333	0,99107	139,66	18,620715	138,40841	2,31	1,90575	0,445	61,59174	23,3	325,397	
3	4,552	19,11	0	0,2	0,9798	141,36	28,271334	138,50069	2,56	2,112	0,445	61,6328	23,3	329,361	
4	4,552	18,84	0	0,2667	0,96379	139,36	37,162528	134,31311	2,9	2,3925	0,445	59,76933	23,3	324,708	
5	4,552	17,98	0	0,3333	0,94281	133	44,332687	125,39177	3,22	2,6565	0,445	55,79934	23,3	309,885	
6	4,552	16,4	0	0,4	0,91652	121,31	48,52432	111,18318	3,33	2,74725	0,445	49,47652	23,3	282,654	
7	4,552	13,93	0	0,4667	0,88443	103,04	48,085431	91,132191	3,4	2,805	0,445	40,55382	23,3	240,084	
8	4,552	10,16	0	0,5333	0,84591	75,154	40,081877	63,572751	3,4	2,805	0,445	28,28987	23,3	175,108	
9	3,176	4,16	0	0,6	0,8	21,47	12,881856	17,175808	3,4	2,805	0,445	7,643235	23,3	50,0245	
somme							217,08071			30,558		630,7566		3434,09	
										Kss	3,0464				
										Kas	2,26073				

a=	0,1	tangø=	0,445	Stabilité pour le cas de fin de construction (amont)											
R	60,08														
C=	0,825														
γ1	1,625														
γ2	0														
r	23,3														
N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn	
-3	4,464	1,76	0	-0,2	0,9798	12,767	-2,553408	12,509093	2,35	1,93875	0,445	5,566547	23,3	29,7472	
-2	6,008	5,28	0	-0,133	0,99107	51,549	-6,873152	51,088375	2,33	1,92225	0,445	22,73433	23,3	120,108	
-1	6,008	8,1	0	-0,067	0,99778	79,08	-5,27202	78,90437	2,23	1,83975	0,445	35,11244	23,3	184,257	
0	6,008	10,28	0	0	1	100,36	0	100,36364	2,22	1,8315	0,445	44,66182	23,3	233,847	
1	6,008	11,87	0	0,0667	0,99778	115,89	7,7257873	115,629	2,22	1,8315	0,445	51,4549	23,3	270,016	
2	6,008	12,35	0	0,1333	0,99107	120,57	16,076407	119,49648	2,23	1,83975	0,445	53,17594	23,3	280,935	
3	6,008	13,18	0	0,2	0,9798	128,68	25,735268	126,07655	2,35	1,93875	0,445	56,10406	23,3	299,816	
4	6,008	12,82	0	0,2667	0,96379	125,16	33,376443	120,62941	2,45	2,02125	0,445	53,68009	23,3	291,627	
5	6,008	11,66	0	0,3333	0,94281	113,84	37,945527	107,32616	2,82	2,3265	0,445	47,76014	23,3	265,239	
6	6,008	9,63	0	0,4	0,91652	94,018	37,607076	86,168636	2,91	2,40075	0,445	38,34504	23,3	219,061	
7	5,604	6,32	0	0,4667	0,88443	57,553	26,858104	50,901859	3,34	2,7555	0,445	22,65133	23,3	134,099	
somme							170,62603			22,6463		431,2466		2328,75	
										Kss	2,66016				
										Kas	2,16772				

a=	0,1	tangø=	0,445	Stabilité pour le cas de fin de construction (aval)											
R	43,26														
C=	0,825														
γ1	1,625														
γ2	0														
r	23,3														
N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn	
-4	3,738	2,72	0	-0,267	0,96379	16,522	-4,405856	15,92368	2,39	1,97175	0,445	7,086038	23,3	38,4962	
-3	4,326	6,06	0	-0,2	0,9798	42,6	-8,520057	41,739584	2,3	1,8975	0,445	18,57412	23,3	99,2587	
-2	4,326	8,62	0	-0,133	0,99107	60,596	-8,079526	60,055394	2,03	1,67475	0,445	26,72465	23,3	141,19	
-1	4,326	11	0	-0,067	0,99778	77,327	-5,15515	77,15522	1,06	0,8745	0,445	34,33407	23,3	180,172	
0	4,326	12,95	0	0	1	91,035	0	91,035263	1,91	1,57575	0,445	40,51069	23,3	212,112	
1	4,326	14,29	0	0,0667	0,99778	100,46	6,6970085	100,23165	1,91	1,57575	0,445	44,60308	23,3	234,06	
2	4,326	15,27	0	0,1333	0,99107	107,34	14,312571	106,38583	2,03	1,67475	0,445	47,3417	23,3	250,112	
3	4,326	15,78	0	0,2	0,9798	110,93	22,185891	108,68822	2,31	1,90575	0,445	48,36626	23,3	258,466	
4	4,326	15,79	0	0,2667	0,96379	111	29,599934	106,98032	2,33	1,92225	0,445	47,60624	23,3	258,629	
5	4,326	15,24	0	0,3333	0,94281	107,13	35,71113	101,00633	2,45	2,02125	0,445	44,94782	23,3	249,621	
6	4,326	14,02	0	0,4	0,91652	98,557	39,422838	90,32907	2,51	2,07075	0,445	40,19644	23,3	229,638	
7	4,326	11,93	0	0,4667	0,88443	83,865	39,136962	74,172924	2,91	2,40075	0,445	33,00695	23,3	195,405	
8	4,5	8,65	0	0,5333	0,84591	63,253	33,735	53,506145	3,66	3,0195	0,445	23,81023	23,3	147,38	
somme							194,64075			24,585		457,1083		2494,54	
										Kss	2,47478				
										Kas	1,90917				

Stabilité pour le cas de fin de construction (aval)

a=	0,1	tangø=	0,445												
R	47,14														
C=	0,825														
γ1	1,625														
γ2	0														
r	23,3														
N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn	
-4	4,714	1,74	0	-0,267	0,96379	13,329	-3,554356	12,846182	2,47	2,03775	0,445	5,716551	23,3	31,0562	
-3	4,714	5,34	0	-0,2	0,9798	40,906	-8,181147	40,079271	2,05	1,69125	0,445	17,83528	23,3	95,3104	
-2	4,714	8,37	0	-0,133	0,99107	64,116	-8,548839	63,543814	1,99	1,64175	0,445	28,277	23,3	149,391	
-1	4,714	10,84	0	-0,067	0,99778	83,037	-5,535807	82,852378	1,96	1,617	0,445	36,86931	23,3	193,476	
0	4,714	12,86	0	0	1	98,511	0	98,510815	1,93	1,59225	0,445	43,83731	23,3	229,53	
1	4,714	14,4	0	0,0667	0,99778	110,31	7,35384	110,0622	1,95	1,60875	0,445	48,97768	23,3	257,017	
2	4,714	15,46	0	0,1333	0,99107	118,43	15,790329	117,37006	2,05	1,69125	0,445	52,22967	23,3	275,936	
3	4,714	16,02	0	0,2	0,9798	122,72	24,543441	120,23781	5,09	4,19925	0,445	53,50583	23,3	285,931	
4	4,714	16,03	0	0,2667	0,96379	122,79	32,745015	118,3473	2,12	1,749	0,445	52,66455	23,3	286,11	
5	4,714	15,44	0	0,3333	0,94281	118,27	39,424753	111,51004	2,16	1,782	0,445	49,62197	23,3	275,579	
6	4,714	14,1	0	0,4	0,91652	108,01	43,20381	98,992365	2,41	1,98825	0,445	44,0516	23,3	251,662	
7	4,714	11,83	0	0,4667	0,88443	90,621	42,289687	80,148014	2,54	2,0955	0,445	35,66587	23,3	211,146	
8	4,714	8,3	0	0,5333	0,84591	63,58	33,909373	53,782714	3,7	3,0525	0,445	23,93331	23,3	148,142	
														0	
somme							213,4401			26,7465		493,1859		2690,29	
										Kss	2,43596				
										Kas	1,92204				

a=	0,1	tangø=	0,445	Stabilité pour le cas de retenue plein											
R	50,85														
C=	0,825														
γ1	1,625														
γ2	0														
r	23,3														
N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn	
-3	5,907	2,17	0	-0,2	0,9798	20,83	-4,165912	20,408716	2,07	1,70775	0,445	9,081879	23,3	48,5329	
-2	5,085	5,47	0	-0,133	0,99107	45,199	-6,026573	44,795721	2,02	1,6665	0,445	19,9341	23,3	105,314	
-1	5,085	8,11	0	-0,067	0,99778	67,014	-4,467596	66,864858	1,96	1,617	0,445	29,75486	23,3	156,142	
0	5,085	10,27	0	0	1	84,862	0	84,862294	1,95	1,60875	0,445	37,76372	23,3	197,729	
1	5,085	11,97	0	0,0667	0,99778	98,91	6,5939738	98,689562	1,94	1,6005	0,445	43,91686	23,3	230,459	
2	5,085	13,11	0	0,1333	0,99107	108,33	14,443943	107,36232	1,94	1,6005	0,445	47,77623	23,3	252,408	
3	5,085	13,71	0	0,2	0,9798	113,29	22,657489	110,99857	1,95	1,60875	0,445	49,39436	23,3	263,96	
4	5,085	13,73	0	0,2667	0,96379	113,45	30,254055	109,34445	2,17	1,79025	0,445	48,65828	23,3	264,345	
5	5,085	13,08	0	0,3333	0,94281	108,08	36,027225	101,90038	2,3	1,8975	0,445	45,34567	23,3	251,83	
6	5,085	11,63	0	0,4	0,91652	96,1	38,440058	88,077237	2,5	2,0625	0,445	39,19437	23,3	223,913	
7	5,085	9,2	0	0,4667	0,88443	76,021	35,47635	67,235281	2,95	2,43375	0,445	29,9197	23,3	177,128	
8	5,982	4,67	0	0,5333	0,84591	45,396	24,211148	38,400629	3,74	3,0855	0,445	17,08828	23,3	105,772	
somme							193,44416			22,6793		417,8283		2277,54	
										Kss	2,27718				
										Kas	1,84906				

a=		0.1	tangø=		0.445	Stabilité pour le cas de retenue plein									
R		50.85													
C=		0.825													
γ1		1.625													
γ2		0													
r		23.3													
N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn	
-4			0	-0.267	0.96379	0	0	0	1.8	1.485	0.445	0	23.3	0	
-3	5.907	2.17	0	-0.2	0.9798	20.83	-4.165912	20.408716	2.17	1.79025	0.445	9.081879	23.3	48.5329	
-2	5.085	5.47	0	-0.133	0.99107	45.199	-6.026573	44.795721	2.1	1.7325	0.445	19.9341	23.3	105.314	
-1	5.085	8.11	0	-0.067	0.99778	67.014	-4.467596	66.864858	2.03	1.67475	0.445	29.75486	23.3	156.142	
0	5.085	10.27	0	0	1	84.862	0	84.862294	2.03	1.67475	0.445	37.76372	23.3	197.729	
1	5.085	11.97	0	0.0667	0.99778	98.91	6.5939738	98.689562	2.05	1.69125	0.445	43.91686	23.3	230.459	
2	5.085	13.11	0	0.1333	0.99107	108.33	14.443943	107.36232	2.1	1.7325	0.445	47.77623	23.3	252.408	
3	5.085	13.71	0	0.2	0.9798	113.29	22.657489	110.99857	2.17	1.79025	0.445	49.39436	23.3	263.96	
4	5.085	13.73	0	0.2667	0.96379	113.45	30.254055	109.34445	2.18	1.7985	0.445	48.65828	23.3	264.345	
5	5.085	13.08	0	0.3333	0.94281	108.08	36.027225	101.90038	2.43	2.00475	0.445	45.34567	23.3	251.83	
6	5.085	11.63	0	0.4	0.91652	96.1	38.440058	88.077237	2.77	2.28525	0.445	39.19437	23.3	223.913	
7	5.085	9.2	0	0.4667	0.88443	76.021	35.47635	67.235281	3.08	2.541	0.445	29.9197	23.3	177.128	
8	5.982	4.67	0	0.5333	0.84591	45.396	24.211148	38.400629	3.9	3.2175	0.445	17.08828	23.3	105.772	
9	1.454	0.88	0	0.6	0.8	2.0792	1.247532	1.663376	2.84	2.343	0.445	0.740202	23.3	4.84458	
somme							194.69169		27.7613		418.5685		2282.38		
									Kss	2.376					
									Kas	1.863					

a=	0.1	tangø=	0.445	Stabilité pour le cas de vidange rapide												
R	50.92															
C=	0.825															
γ^1	1.837															
γ^2	1.1															
r	23.3															
N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	a*Gn*dn
-4	4.36	0	2.61	-0.267	0.96379	12.518	-3.338016	12.064284	2.55	2.10375	0.445	5.368607	2.61	6.6555	2.9616975	29.1659
-3	5.092	0	6.19	-0.2	0.9798	34.671	-6.934286	33.970923	2.07	1.70775	0.445	15.11706	6.19	12.8133	5.7019185	80.7844
-2	5.092	0	9.17	-0.133	0.99107	51.363	-6.848401	50.904397	2	1.65	0.445	22.65246	9.17	18.34	8.1613	119.676
-1	5.092	0	11.52	-0.067	0.99778	64.526	-4.301722	64.382274	1.97	1.62525	0.445	28.65011	11.52	22.6944	10.099008	150.345
0	5.092	0	13.34	0	1	74.72	0	74.720008	1.95	1.60875	0.445	33.2504	13.34	26.013	11.575785	174.098
1	5.092	0	14.68	0.0667	0.99778	82.226	5.4817077	82.042689	1.94	1.6005	0.445	36.509	14.68	28.4792	12.673244	191.586
2	5.092	0	15.5	0.1333	0.99107	86.819	11.575813	86.043418	1.98	1.6335	0.445	38.28932	15.5	30.69	13.65705	202.287
3	5.092	0	15.78	0.2	0.9798	88.387	17.677387	86.601157	2.01	1.65825	0.445	38.53751	15.78	31.7178	14.114421	205.942
4	5.092	0	15.46	0.2667	0.96379	86.595	23.091881	83.458861	2.07	1.70775	0.445	37.13919	15.46	32.0022	14.240979	201.765
5	5.092	0	14.46	0.3333	0.94281	80.993	26.997784	76.361265	2.18	1.7985	0.445	33.98076	14.46	31.5228	14.027646	188.715
6	5.092	0	12.7	0.4	0.91652	71.135	28.454096	65.196524	2.33	1.92225	0.445	29.01245	12.7	29.591	13.167995	165.745
7	5.092	0	9.95	0.4667	0.88443	55.732	26.008239	49.291182	2.56	2.112	0.445	21.93458	9.95	25.472	11.33504	129.855
8	4.65	2.35	5.44	0.5333	0.84591	47.899	25.546356	40.518365	3.75	3.09375	0.445	18.03067	5.44	20.4	9.078	111.606
somme							143.41084			24.222		358.4721			140.794084	1951.57
										Kss	2.66852					
										Kas	2.10576					

Stabilité pour le cas de vidange rapide

a=	0.1	tangø=	0.445													
R	51.66															
C=	0.825															
γ1	1.837															
γ2	1.1															
r	23.3															
N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	a*Gn*dn
-4	0	0	3.57	-0.267	0.96379	0	0	0	2.66	2.1945	0.445	0	3.57	9.4962	4.225809	0
-3	5.166	0	7.22	-0.2	0.9798	41.028	-8.205674	40.199431	2.28	1.881	0.445	17.88875	7.22	16.4616	7.325412	95.5961
-2	5.166	0	10.18	-0.133	0.99107	57.849	-7.713182	57.33235	2.19	1.80675	0.445	25.5129	10.18	22.2942	9.920919	134.788
-1	5.166	0	12.57	-0.067	0.99778	71.43	-4.762019	71.271371	2.14	1.7655	0.445	31.71576	12.57	26.8998	11.970411	166.433
0	5.166	0	14.46	0	1	82.17	0	82.170396	2.12	1.749	0.445	36.56583	14.46	30.6552	13.641564	191.457
1	5.166	0	15.83	0.0667	0.99778	89.956	5.9970372	89.755434	2.14	1.7655	0.445	39.94117	15.83	33.8762	15.074909	209.596
2	5.166	0	16.69	0.1333	0.99107	94.843	12.645679	93.995768	2.19	1.80675	0.445	41.82812	16.69	36.5511	16.2652395	220.983
3	5.166	0	16.98	0.2	0.9798	96.491	19.29811	94.541043	2.3	1.8975	0.445	42.07076	16.98	39.054	17.37903	224.823
4	5.166	0	16.65	0.2667	0.96379	94.615	25.230744	91.189159	2.37	1.95525	0.445	40.57918	16.65	39.4605	17.5599225	220.454
5	5.166	0	15.66	0.3333	0.94281	88.99	29.663172	83.90012	2.53	2.08725	0.445	37.33555	15.66	39.6198	17.630811	207.346
6	5.166	0	13.89	0.4	0.91652	78.931	31.572526	72.341744	2.78	2.2935	0.445	32.19208	13.89	38.6142	17.183319	183.91
7	5.166	0	11.12	0.4667	0.88443	63.191	29.488906	55.887792	3.21	2.64825	0.445	24.87007	11.12	35.6952	15.884364	147.234
8	4.7	6.77	0	0.5333	0.84591	58.452	31.174135	49.444429	5.4	4.455	0.445	22.00277	0	0	0	136.192
somme							164.38943			28.3058		392.5029			164.06171	2138.81
										Kss	2.55983					
										Kas	2.04483					

a=	0.1	tangø=	0.445	Stabilité pour le cas de vidange rapide													
R	45.52																
C=	0.825																
γ1	1.837																
γ2	1.1																
r	23.3																
N °Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	4.176	0	3.67	-0.267	0.96379	16.859	-4.495603	16.248045	2.52	2.079	0.445	7.23038	3.67	9.2484	4.115538	23.3	39.2803
-3	4.552	0	7.39	-0.2	0.9798	37.003	-7.400642	36.255591	2.3	1.8975	0.445	16.13374	7.39	16.997	7.563665	23.3	86.2175
-2	4.552	0	10.53	-0.133	0.99107	52.726	-7.030109	52.25504	2.24	1.848	0.445	23.25349	10.53	23.5872	10.496304	23.3	122.851
-1	4.552	0	13.14	-0.067	0.99778	65.795	-4.386307	65.648235	2.2	1.815	0.445	29.21346	13.14	28.908	12.86406	23.3	153.301
0	4.552	0	15.26	0	1	76.41	0	76.409872	2.17	1.79025	0.445	34.00239	15.26	33.1142	14.735819	23.3	178.035
1	4.552	0	16.91	0.0667	0.99778	84.672	5.6447835	84.483383	2.17	1.79025	0.445	37.59511	16.91	36.6947	16.3291415	23.3	197.285
2	4.552	0	18.16	0.1333	0.99107	90.931	12.1241	90.118854	2.2	1.815	0.445	40.10289	18.16	39.952	17.77864	23.3	211.869
3	4.552	0	18.88	0.2	0.9798	94.536	18.907187	92.625922	2.24	1.848	0.445	41.21854	18.88	42.2912	18.819584	23.3	220.269
4	4.552	0	19.11	0.2667	0.96379	95.688	25.516691	92.222631	2.32	1.914	0.445	41.03907	19.11	44.3352	19.729164	23.3	222.952
5	4.552	0	18.84	0.3333	0.94281	94.336	31.445216	88.940502	2.43	2.00475	0.445	39.57852	18.84	45.7812	20.372634	23.3	219.802
6	4.552	0	17.98	0.4	0.91652	90.029	36.011782	82.513359	2.6	2.145	0.445	36.71844	17.98	46.748	20.80286	23.3	209.769
7	4.552	9.4	4.519	0.4667	0.88443	101.23	47.240929	89.531678	2.86	2.3595	0.445	39.8416	4.519	12.9243	5.7513313	23.3	235.867
8	4.552	10.2	3.2	0.5333	0.84591	101.32	54.035032	85.703462	3.3	2.7225	0.445	38.13804	3.2	10.56	4.6992	23.3	236.066
somme							207.61306			26.0288		424.0657			174.057941		2333.56
										Kss	2.16795						
										Kas	1.73864						