

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdallah

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Ouvrages Hydrotechniques

THEME :

**ETUDE DE FAISABILITE D'UNE RETENUE
COLLINAIRE SUR OUED ELKERMA COMMUNE DE
OULED ANTER (W.MEDEA)**

Présenté par :

M^r KADRI Kaddour

Devant les membres du jury :

Nom et prénoms	Grade	Qualité
M^r M.K.MIHOUBI	Professeur	Président
M^r B.BENLAOUKLI	M.C.B	Examineur
M^r M.D.BENSALAH	M.A.A	Examineur
M^{me} D.DJOUDAR	M.A.A	Examinatrice
M^r A .HEBBOUCHE	M.A.A	Promoteur

September-2014

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdallah

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Ouvrages Hydrotechniques

THEME :

**ETUDE DE FAISABILITE D'UNE RETENUE
COLLINAIRE SUR OUED ELKERMA COMMUNE DE
OULED ANTER (W.MEDEA)**

Présenté par :

M^r KADRI Kaddour

Devant les membres du jury :

Nom et prénoms	Grade	Qualité
M^r M.K.MIHOUBI	Professeur	Président
M^r B.BENLAOUKLI	M.C.B	Examineur
M^r M.D.BENSALAH	M.A.A	Examineur
M^{me} D.DJOUDAR	M.A.A	Examinatrice
M^r A .HEBBOUCHE	M.A.A	Promoteur

September-2014

Remerciements

Avant tout, je remercie le bon Dieu qui a illuminé mon chemin et qui m'a donné la force, ainsi que la bonne volonté pour achever le cursus universitaire et ce modeste travail.

Je tiens en premier lieu à exprimer ma profonde gratitude à ma promoteur M^r HEBBOUCHE pour son aide, ses conseil instructifs et précieux, sa confiance, ses encouragements et qui a bien voulu m'encadrer pour l'élaboration et le suivi de ce projet de fin d'étude.

Je remercie Monsieur M. K. MIHOUBI, Monsieur B. BENLAOUKLI et Monsieur BOUKHELIFA, Monsieur BESSALEM, pour leurs conseils durant l'année de spécialité ainsi que pour leurs disponibilités à chaque fois que je les sollicite.

Je profite de l'occasion pour remercier tous mes enseignants de l'ENSH de la première année jusqu'à la cinquième année.

Je tiens aussi 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'examiner mon travail : M^r. M. K. MIHOUBI, M^r. B. BENLAOUKLI, et M^r M. D. BENSALAH, M^{me} . D. DJOUDAR.

Kaddour kadri



Dédicaces

Je dédie ce travail :

Avant tout à mes chers parents FATIMA et OMAR, Qui m'ont soutenu durant toutes ces années de formation.

A toute la famille KADRI, AALAN

A tous mes amis sans exception et d'une façon spéciale a :

Mourad, AhMED, Façal, Youcef, zaki, Balkasam, Chouaib, Aziz, Omar, Azaddine, Brahim, Billa, Sami Sami,

A tous mes amis de l'E.N.S.H.

*Et à toute la promotion 2013/2014
de l'hydraulique.*

Kaddour kadri



رأستنا التآقبقفة هذة تسجل فف التئمة الزراعفة فف الآزائر بصفة عامة وتعتبر ولافة المءفة منطقة زراعفة ولهذا ومن آبل آعطفة آآبآتها للمفاه على مستوى بلءفة اولاء عنآر قمنا بءرأسة انآاز آآز مآف بواء الكرمة لآآقق آآبآآات فلاآف المنطقة .
آل هذآ قمنا بءرأسة شاملمة لمآآلف سواء الطبوغراففة الآبولوآفة والهفءرولوآفة ثم قمنا باآآفار ت الملآقة به وذاك لضمآن الاسآغالل الآ أ .

أأ ففما فآعلق بالإنآاز فقد قمنا بشرآ معمق فضم مآآلف مراحل الانآاز .

Résumé :

Notre présente étude de faisabilité s'inscrit dans le cadre du développement de l'agriculture Algérienne en générale et de l'irrigation en particulier. La Willaya de Médéa est une zone agricole important il, pour couvrir les besoins de la commune du OULED ANтар, nous avons étudié la réalisation d'une retenue collinaire sur l'oued EL KERMA, afin d'atteindre les exigences des paysans de cette zone agricole.

Pour cela, il faut une étude complète et précise des différentes étapes (topographique, géologique, hydrologique), nous avons choisi la variante et le type du barrage le plus adéquat ainsi que leurs ouvrage annexes assurons une exploitation sécurisée et un bon fonctionnement pendant toute la vie de l'ouvrage. Pour la réalisation nous avons élaboré une note explicative contenant les différentes étapes de calcul.

Abstract:

Our present study is registered as part of Algerian Agriculture development generally and irrigation particularity. Wilaya of Media is a very important agricultural area; in order to fulfill the water needs of OULED ANTER town, we have studied the realization of a stoppage situated in EL KARMA valley, so we can reach the requirements of the peasants of this agricultural area. In order to do that we have realized a complete and precise study of the various stages like topography, geology, and hydrology, to choose the most adequate dam model . Also the type and the details of annexes, which insure safety exploitation and a good function all over the age of the dam. For this aim, we prepared a deep explanation containing the various stages of realization.

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE.....	1
---------------------------------------	----------

Chapitre I: Etude topographique

Introduction	2
I.1. Choix du Site de la retenue collinaire.....	3
I.2. Situation géographique	3
I.3. Zone de l'implantation de la retenue collinaire	3
I.4. Documentation topographique	4
Conclusion.....	5

Chapitre II: Etude géologique et géotechnique

Introduction	6
II.1. Cadre géologique de la zone d'étude	6
II.1.1. Lithostratigraphie.....	6
II.1.2. Géologie de la zone d'étude :	7
II.1.3. Tectonique.....	8
II.1.4. Contexte hydrogéologique	9
II.1.6. Séismicité.....	9
II.1.7. Zone d'emprunt proche du site.....	9
Conclusion.....	11
II.2. Géotechnique	12
Introduction.....	12
II.2.1. But de l'étude.....	12
II.2.2. Programme de reconnaissance :	12
➤ Essais géotechniques :	13
1. Essais physiques :	13
a. Analyse granulométrique :	13
b. Teneur en eau naturelle, densité humide et densité sèche :.....	13
c. Limite D'ATTERBERG :	14
2. Essais mécaniques :	15
a. Oedomètre :	15
b. Cisaillement :.....	15
c. Essai du proctor normal :	16
d. Essai de perméabilité :.....	16
➤ Essais chimiques :	16

Conclusion, et recommandations.....	17
-------------------------------------	----

Chapitre III: Etude Hydrologique

Introduction	18
III.1. Caractéristiques du bassin versant	18
III.1.1. Paramètres géométriques.....	18
III.1.2. Paramètres morphologiques et hydrologiques	18
III.1.2.1. Indice de compacité de GRAVELIUS	18
III.1.2.2. Rectangle équivalent	20
III.1.3. Paramètres de relief.....	20
III.1.3.1. Répartition de la surface et la courbe hypsométrique	20
III.1.3.2. Les altitudes caractéristiques.....	21
1. Les altitudes maximale et minimale	21
2. L'altitude moyenne.....	21
3. l'Altitude médiane	22
III.1.3.3. Les indices de pente	22
3.1. Indice de pente globale (Ig)	22
3.2. Indice de pente de Roche (Ip).....	22
3.3. Indice de pente moyenne (Im)	22
3.4. Dénivelé spécifique (DS).....	22
III.1.4. Hydrographie.....	23
III.1.4.1. chevelu hydrographique	23
1. Classification des ordres de talwegs	23
1. Densité de drainage (Dd)	25
III.1.5. Morphométrie.....	25
III.1.5.1. Coefficient de torrentialité (Ct)	25
III.1.5.2. Temps de concentration (TC).....	25
III.1.5.3. Vitesse de ruissellement (Vr)	26
. Conclusion.....	27
III.2. Etude climatologique.....	28
III.2.1. Conditions climatiques	28
III.2.2. Caractéristiques des stations météorologiques	29
III.2.2.1. La température :	29
➤ Température moyenne mensuelle :	29
➤ Température moyenne min et max :	29
b) Le vent :	30

c) L'Evaporation :	30
d) la pluviométrie :	31
Conclusion.....	31
III.2.3. Analyse statistique des pluies maximales journalières	32
a) Ajustement des pluies maximales journalières à la loi de Gumbel.....	
(doublement exponentiel).....	32
b) Ajustement des pluies maximales journalières à la loi log normal (Galton)	34
III.3. Pluie de courte durée a différentes fréquences	37
III.4. Etudes des apports	38
III.4.1. Apport liquide :	39
III.4.1.1. Apport moyen annuelle :	39
Conclusion.....	39
III.4.1.2. Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen :	40
III.4.1.3. Caractéristiques de l'écoulement	41
a) Module de l'écoulement (M_e)	41
b) Module de l'écoulement relatif	41
c) Lamme d'eau écoulée	41
d) Coefficient de l'écoulement	41
e) Coefficient de variation.....	41
Conclusion.....	43
III.4.2. Apports fréquentiels :	43
III.4.2.1. Répartition de l'apport fréquentiel dans l'année :	43
III.4.3. Apport solide et volume mort :	44
III.5. Etude des crues	46
III.5.1. Choix du débit de crues	48
III.5.2. Hydrogramme de crue	48
III.5.3. Choix de la crue de projet	50
III.6. Régularisation des débits :	51
III.6.1. Courbes caractéristiques de la retenue :	52
III.6.2. Répartition des besoins :	54
III.6.3. Répartition mensuelle de l'apport A80% :	54
III.6.4. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :	54
III.6.5. Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes :	57
A) Pertes par évaporation :	57
B) Pertes par infiltration:	58
C) Estimation de l'erreur :	60
III.7. Laminage des crues :	61

III.7.1. Méthode de KOTCHERINE :	61
A. Procédé de calcul :	61
B. Estimation de la charge au dessus du déversoir :	62
III.8. Etude d'optimisation :	66
III.8.1. Calcul du coût approximatif de la digue :	66
a) Calcul de la revanche :	67
b) Largeur en crête :	68
a) Calcul du coût de la digue :	69
III.8.2. Calcul du coût de l'évacuateur de crues :	69
a) Coût du déversoir :	70
b) Calcul du canal d'approche :	71
III.9.3. Le coût total du barrage :	72
Conclusion.....	73

Chapitre IV: Etude des variantes

Généralites	74
IV.1. Le choix du site du barrage :	74
IV.2. Le choix du type de barrage :	74
IV.3. Les variantes à choisir :	75
IV.3.1. Les barrage en terre :	75
A- Barrage en terre homogène :	75
B- Barrage en terre zonée :	76
C- Barrage à masque amont :	76
IV.3.2. Les barrages en enrochement :	77
IV.4.. Etude comparative :	77
IV.4.1. Calcul des coûts :	78
VI.4.1.1. Barrage homogène :	78
A. Dimensionnement du prisme de drainage :	78
B. Le drain vertical :	79
C- Dimensionnement du Drain Tapis :	79
VI.4.1.2. Barrage à noyau :	80
Prédimensionnement du noyau :	80
VI.4.1.3. Barrage en terre avec masque en béton :	81
IV.5. Choix définitif du type de barrage :	82
Conclusion :	82

Chapitre V:Etude de la variante choisie

Introduction.	83
V.1. Définition du profil général du barrage :	83
1) Longueur en crête :	83
2) La hauteur du barrage :	83
3) La Revanche du barrage :	83
4) Largeur en crête :	83
5) Pente des talus :	83
6) Les bermes :	83
7) Classification de l'ouvrage :	83
V.2. Dispositifs de protection contre les effets de l'eau :	84
V.2.1. Protection des talus :	84
1) Le talus aval :	84
2) Le talus amont :	84
V.2.2. Protection de la crête :	85
V.2.3. Drains et filtres :	86
1) Rôle des drains et filtres :	86
2) Constitution des drains et filtres :	86
3) Disposition des drains et filtres :	86
• drain vertical:.....	86
• tapis drainant sous le talus aval :	86
✓ Dimensionnement du drain tapis :	87
✓ Dimensionnement de prisme aval:	87
4) Règles générales de dimensionnement des drains et filtres :	87
4.1. Détermination de la courbe granulométrique du Filtre et drain :	87
A- Filtre :	88
B- drain :	88
4.2. Condition de perméabilité :	89
4.3. Condition de non entraînement des particules fines :	89
4.4. condition de la stabilité interne du matériau filtrant ou drainant :	89
Conclusion.....	90
V.2.4. Clé d'étanchéité :	90
V.3. Etude des infiltrations :	90
V.3.1. Généralité :	90
V.3.2. Tracé de la ligne de saturation :	91

V.3.3. Calcul du débit de fuite par infiltration :.....	92
1)Pour le remblai :.....	92
2)Pour la fondation :.....	93
3)Pour le barrage (remblai + fondation) :.....	93
V.4. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage :.....	93
1)Dispositif d'étanchéité :	93
2)Fondation du barrage :	94
V.5. Etude de stabilité.....	95
V.5.1. Stabilité des talus	95
V.5.2. Méthode de FELLENIUS (1926)	95
Le glissement des talus.....	96
l'instabilité mécanique en fondation	96
V.5.3. Conséquences de l'instabilité des talus :.....	97
V.5.4. Ordre de calcul (Méthode des tranches):	97
V.5.4.1. Les caractéristiques géotechniques des sols :.....	99
V.5.4.2. Calcul des forces appliquées à chaque tranche :.....	99
Poids propre de la tranche :.....	99
Force de pression interstitielle :	99
Forces de cohésion :	99
Forces dues au séisme :.....	99
V.5.4.3. Classement des forces :.....	100
• Les forces stabilisatrices :	100
• Force de frottement :	100
• Force de cohésion :.....	100
• Les forces motrices :	100
V.5.5. Calcul du coefficient de sécurité:.....	100
a)Retenue pleine :Talus aval	100
b)Retenue vide (fin de construction) :Talus aval et talus amont.....	101
c)Vidange rapide :talus amont.....	101
Conclusion :.....	103

Chapitre VI: Etude des ouvrages annexes

Introduction	104
VI.1. Evacuateur de crue :	104
VI.1.1. Types d'évacuateur de crue :.....	104
VI.1.1.1. Les évacuateurs à surface libre :.....	104
a. Evacuateur de crue latéral :.....	104

➤ A entonnement latéral :	104
➤ A entonnement frontal :	104
VI.1.1.2. Les évacuateurs en charge :	104
a. Le déversoir tulipe :	104
b. Le siphon :	105
VI.1.2. Critères de choix d'un évacuateur de crues :	105
VI.1.3. Choix de la variante :	105
• Comparaison entre les évacuateurs de surface à entonnement :	105
VI.1.4. Dimensionnement de l'évacuateur de crue :	106
VI.1.4.1. Le canal d'approche	106
VI.1.4.2. Déversoir	107
VI.1.4.3. Le chenal d'écoulement :	108
VI.1.4.4. Le convergent :	109
VI.1.4.5. Coursier :	110
➤ Classification du mouvement et du régime d'écoulement.....	112
➤ Calcul de la ligne d'eau dans le coursier :	112
VI.1.4.6. Dissipateur d'énergie :	114
• Dimensionnement du bassin :	114
➤ Dimensionnement des blocs de chute :	115
➤ Dimensionnement des blocs chicane:.....	115
VI.5.1.7. Canal de restitution :	115
VI.5.2. Hauteurs des murs bajoyers:	117
1. Coursier	117
➤ Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier :	118
2. Bassin de dissipation	118
VI.2. Ouvrage de vidange :	118
VI.2.1. Types des ouvrages de vidange :	119
VI.2.1.1. Conduite en charge :	119
VI.2.1.2. Conduite à écoulement libre :	119
V.2.2. Choix de la variante :	119
V.2.3. Dimensionnement de l'ouvrage de vidange :	119
➤ Calcul du débit de vidange :	119
➤ Calcul du diamètre de la conduite :	120
➤ Correction de la valeur de coefficient μ :	120

➤ Calcul de la vitesse :.....	121
VI.3. Prise d'eau	121
➤ Conduite de vidange et de prise d'eau en charge :.....	121
➤ Dimensionnement de la conduite de prise :.....	121
➤ Correction de la valeur de coefficient μ	122
➤ Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de prise d'eau :	122
Conclusion.....	123

Chapitre VII: Organisation De Chantier

Introduction	124
VII.1. Occuper le terrain.....	124
VII.2. l'installation de chantier.....	124
VII.2.1. Rôle de l'installation de chantier	124
VII.2.1.1. Organiser le déroulement du chantier.....	124
VII.2.1.2. Ordonner le chantier	124
VII.2.1.3. Positionner les éléments	125
VII.2.2. Installation du chantier et travaux préparatoires	125
VII.3. Exécution des travaux	126
VII.3.1. Réalisation de la dérivation provisoire	126
VII.3.2. Réalisation de la vidange de fond et la prise d'eau	126
VII.3.3. Réalisation de la digue	127
VII.3.4. Réalisation de l'évacuateur de crue.....	128
VII.4. Planification	128
VII.4.1. Définition	128
VII.4.2. Techniques de la planification	128
VII.4.2 .1 Méthodes basées sur le réseau	128
VII.4.2. 2 La marge totale et chemin critique	130
VII.4.3. Symboles des différentes opérations	130
VII.4.4 Détermination du chemin critique.....	131
Conclusion.....	131
CONCLUSION GENERALE.....	132
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	
ANNEXE.....	

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I: Etude topographique

Tableau I.1. coordonnées de la retenue collinaire Oued El KERMA	2
---	---

Chapitre II: Etude géologique et géotechnique

Tableau II.1. Coefficients d'accélération du séisme.	10
Tableau II.2.Situation des sondages	12
Tableau II.3.Résultats du calcul de la teneur en eau et la densité.	13
Tableau II.4.Résultats d'essai De la limite D'ATTERBERG	15
Tableau II.5.Résultats d'essai de l'Oedomètre.....	15
Tableau II.6.Résultats d'essai de cisaillement.....	16
Tableau II.7.Résultats de l'essai du proctot normal	16
Tableau II.8.Résultats par l'essai de perméabilité	16

Chapitre III: Etude Hydrologique

Tableau III.1.Répartition de la surface en fonction de l'altitude.....	20
Tableau III.2.Nature du relief en fonction de la pente globale.....	23
Tableau III.3. Classification des ordres de talwegs (SCHUM).....	24
Tableau III.4 .Temps de concentration (heurs)	26
Tableau III.5.Caractéristiques hydromorphométriques du bassin.....	27
Tableau III.6. Station pluviométrie	29
Tableau III.7.Température moyenne mensuelle.....	29
Tableau III.8.Température moyenne max et min	29
Tableau III.9.Vitesse de vent.....	30
Tableau III.10. Répartition mensuelle de l'évaporation.	30
Tableau III.11.Pluies moyennes mensuelles	30
Tableau III.12.Caractéristiques de l'échantillon	31
Tableau III.13. Résultats de l'ajustement Gumbel (Méthode des moments).....	32
Tableau III.14. Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon	33

Tableau III.15.Résultats de l'ajustement Méthode de log normale (Galton).....	35
Tableau III.16.Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon	35
Tableau III.17.Valeurs des pluies maximales journalières fréquentielles arrêtées pour les calculs des intensités	37
Tableau III.18.pluies de courte durée (mm) et leur intensités I_t (mm/h)	38
Tableau III.19.Récapitulatif des résultats des apports.....	39
Tableau III.20.Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen.	40
Tableau III.21.Récapitulatif des résultats de coefficient de variante.	42
Tableau III.22.Calcul des apports fréquentielles.....	43
Tableau III.23.Répartition de l'apport fréquentiel (A80%).	43
Tableau III.24.Degré de perméabilité.....	45
Tableau III.25. Densité volumétrique des différents types de sédiments	45
Tableau III.26.Débits fréquents pour différents périodes de retour obtenues par la méthode de SOKOLOVSKY	46
Tableau III.28.Débits fréquents pour différents sous bassins obtenues par la méthode MALLET-GAUTHIER.	47
Tableau III.29.Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue	48
Tableau III.30.Débits fréquents pour la construction l'hydrogramme de crue.	49
Tableau III.31.les coordonnées des courbes Hauteur- Capacité- Surface.....	52
Tableau III.32.Répartition mensuelle des besoins.....	54
Tableau III.33. Répartition mensuelle des apports A80%.....	54
Tableau III.34.Régularisation saisonnière sans tenir en compte les pertes.	56
Tableau III.35.Répartition mensuelle de l'évaporation.	57
Tableau III.36.Coefficient en fonction des conditions hydrogéologiques	58
Tableau III.37.volume des pertes dans la retenue	58
Tableau III.38.Régularisation saisonnière en tenant compte les pertes.	59
Tableau III.39.Données initiales pour la méthode de KOTCHERINE.	63
Tableau III.40.1ère étape de calcul.	63

Tableau III.41.2ème étape de calcul (détermination de H_0 et Q en fonction de b)	64
Tableau III.42.3ème étape de calcul (détermination de débits déversés en fonction de H , b et V_f).....	64
Tableau III.43. Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de Kotchrine.	66
Tableau III.44. Variation de la hauteur du barrage.	68
Tableau III.45. Largeur en crête en fonction de la hauteur de barrage.	69
Tableau III.46. Coût des digues.....	70
Tableau III.47. Coût du déversoir.	71
Tableau III.48. Coût du canal d'approche.	72
Tableau III.49. Coût Totale du barrage.	72
Tableau III.50. Récapitulation des résultats de régularisation et du laminage.....	73

Chapitre IV: Etude des variantes

Tableau IV.1: Fruits indicatifs des talus de barrage stables.	77
Tableau IV.2 : Coût du noyau (barrage à noyau).....	81
Tableau IV.4. Coûts des différentes variantes.	82

Chapitre V: Etude de la variante choisie

Tableau V.1: Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation.....	84
Tableau V.2: Valeur de C en fonction de pente de talus et du poids spécifiques	85
Tableau V.3: Epaisseur de l'enrochement avec le diamètre	85
Tableau V.4: Coordonnées de la parabole de KOZENY	92
Tableau V.5: Classification des barrages	93
Tableau V.6: Gradient admissible à travers le remblai terreux.	94
Tableau V.7 Gradient admissible pour les fondations du barrage	94
Tableau V.8. Détermination de coefficient de sécurité.....	94
Tableau V.9: Coefficients de stabilité admissible des talus.	97
Tableau V.10: Valeurs de K_1 et K_2	98
Tableau V.11 : Valeurs de R_1 et R_2	98

Tableau V.12:caractéristique géotechniques.....	99
Tableau V.13:Coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement.	103

Chapitre VI: Etude des ouvrages annexes

Tableau VI.1 :coordonnées du profil de Creager.	108
Tableau VI.2 :Calcul de la profondeur normale.....	112
Tableau VI.3:Les données de départ	112
Tableau VI.4:Calcul de ligne d'eau	112
Tableau VI.5: Calcul de la profondeur normale.....	116

Chapitre VII: Organisation De Chantier

Tableau .VII.1 :symboles des opérations	130
---	-----

LISTE DES FIGURES

Chapitre I: Etude topographique

Figure I.1:Situation géographique de la commune	2
FigureI.2:Plan de situation (Echelle 1/50 000)	3

Chapitre II: Etude géologique et géotechnique

Figure II.1 :carte géologique de la zone d'étude.....	7
Figure II.2:Positionnement de la coupe géologique passent par la zone d'étude.	9
Figure II.3.Carte de micro zonage sismique du territoire national	10

Chapitre III: Etude Hydrologique

Figure III.1:Délimitation du bassin versant	19
Figure III.2:Courbe hypsométrique	21
FigureIII.3 :Classification du SCHUM.....	24
Figure III.4 : carte des stations pluviométriques.....	28
Figure III.5:Répartition mensuel de l'Evaporation.	30
Figure III.6:Ajustement a loi de Gumbel	33
Figure III.7 :Ajustement a loi de log normale (Galton).....	36
Figure III.8 :Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen	40
Figure III.9 :Répartition de l'apport fréquentiel (A80%).	44
Figure III.10 :Hydrogrammes des crues pour différentes période de retour.....	50
Figure III.11 :Hydrogramme de crue de projet (Q1%)......	51
Figure III.12 :Courbes Surface-Hauteur	53
Figure III.13 :Courbes Capacité-Hauteur.....	53
Figure III.14 :courbes du débit en fonction la houteur.	65
Figure III.15 :courbe du volume en fonction du débit.....	65
Figure III.16 :courbe d'optimisation des coûts en fonction de la largeur du déversoir	73

Chapitre IV: Etude des variantes

Figure IV.1 :Barrage en terre hommogéne	78
Figure IV.2 : Barrage à noyaucentrale	80
Figure IV.2 : Barrage à masque amont	81

Chapitre V: Etude de la variante choisie

Figure V.1.Découpage d'un talus en tranches et les forces agissantes sur une tranche	96
Figure V.2.Diagramme des forces agissantsurune tranche.....	102

Chapitre VI: Etude des ouvrages annexes

Figure VI.1 :Construction géométrique d'un profil Greager.	107
Figure VI.2 : Profil de déversoir type Creager	108
Figure VI.3 :Tirant d'eau dans le coursier	110
Figure VI.4:La ligne d'eau dans le coursier.....	113

LISTE DES PLANCHES

Planche N° 1 : Plan d'aménagement de la retenue collinaire sur l'oued ELKERMA
(W .MEDEA)

Planche N° 2 : Coupe géologique suivant l'axe de la digue de l'oued ELKERMA
(W .MEDEA).

Planche N° 3 : Coupes types et détaillées de la digue sur l'oued ELKERMA
(W.MEDEA).

Planche N° 4 : Profil en long de la digue de l'oued ELKERMA (W.MEDEA).

Planche N° 5 : Schéma de calcul de la stabilité de la retenue collinaire sur l'oued
ELKERMA (W. MEDEA).

Planche N° 6 : Profil en long de l'évacuateur de crue sur l'oued ELKERMA
(W .MEDEA).

Planche N° 7 : Planning des travaux et les réseaux à nœuds.

INTRODUCTION GENERALE

Les ressources en eau en Algérie et surtout celle qui coulent en surface constituent l'une des principales richesses sur lesquelles reposent la prospérité du pays dans l'avenir, ainsi que la réussite de son développement économique.

Cet intérêt est d'autant plus justifié que les ressources hydriques sont liées aux priorités actuelles du développement, notamment en matière de promotion de l'agriculture et de son redressement pour garantir la sécurité alimentaire du pays.

Dans cette optique la wilaya de MEDEA a bénéficié de plusieurs projets d'aménagement hydraulique, on s'intéressera dans ce mémoire à la retenue collinaire de l'oued ELKERMA dans la commune d'OULED ANTAR, qui est destiné à l'irrigation des terres agricoles de cette région.

L'objet de présent mémoire est l'étude et choix de la digue et les ouvrages annexes dans le cadre de l'étude de faisabilité de cette retenue.

Les ouvrages annexes, nécessaires à la protection et l'exploitation du barrage, se composent de l'évacuateur de crues, l'ouvrage de prise d'eau et l'ouvrage de vidange de fond.

Chapitre I : Etude topographique

Introduction

Le but principal de l'étude topographique est d'établir les informations nécessaires pour l'aménagement des cours d'eau (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.

I.1. Choix du Site de la retenue collinaire

Le but de cette phase est la recherche du site favorable à la réalisation d'un ouvrage qui répond aux meilleures conditions techniques et économiques.

Parmi les critères déterminants le choix d'un site d'une retenue collinaire, on distingue les différents points suivants :

- Garantir la quantité d'eau qui sera piégée dans la retenue.
-
- Bonne géologie pour l'emplacement de la retenue.
- Un resserrement de la gorge liant les deux rives, soit une vallée étroite, d'où le volume de la retenue sera minimum.
- Choisir l'emplacement rapproché des zones d'accès existantes facile afin d'éviter la création d'autres voies importantes pour les engins et la main d'œuvre.
- Un site convenable à l'emplacement des ouvrages annexes.

I.2. Situation géographique

Le site de la retenue collinaire EL KERMA, environ 08km au Sud Est du la chef lieu de la commune OULED ANTER, est situé à environ 78km du chef-lieu de la wilaya de MEDEA. Celle-ci, s'étend sur un surface de 22748 hectares et bornée de :

Au Nord par la commune de BOUACHINE;

A l'Est par la commune de BOGHAR ;

A l'Ouest par la commune d'OULED HALLAL ;

Au Sud par la commune d'AZIZ.



Figure N°I.1. SITUATION GEOGRAPHIQUE DE LA COMMUNE OULED ANTER

I.3. Zone de l'implantation de la retenue collinaire

Le tableau suivant donne les coordonnées exactes du site de la retenue collinaire en système des coordonnées LAMBERT Nord Algérie.

Tableau I.1 .coordonnées de la retenue collinaire Oued EL KERMA

coordonnées		Unités	Valeurs
Coordonnées LAMBERT	X	m	489 320,14
	Y	m	291 300,89
	Z	m,NGA	1043,00

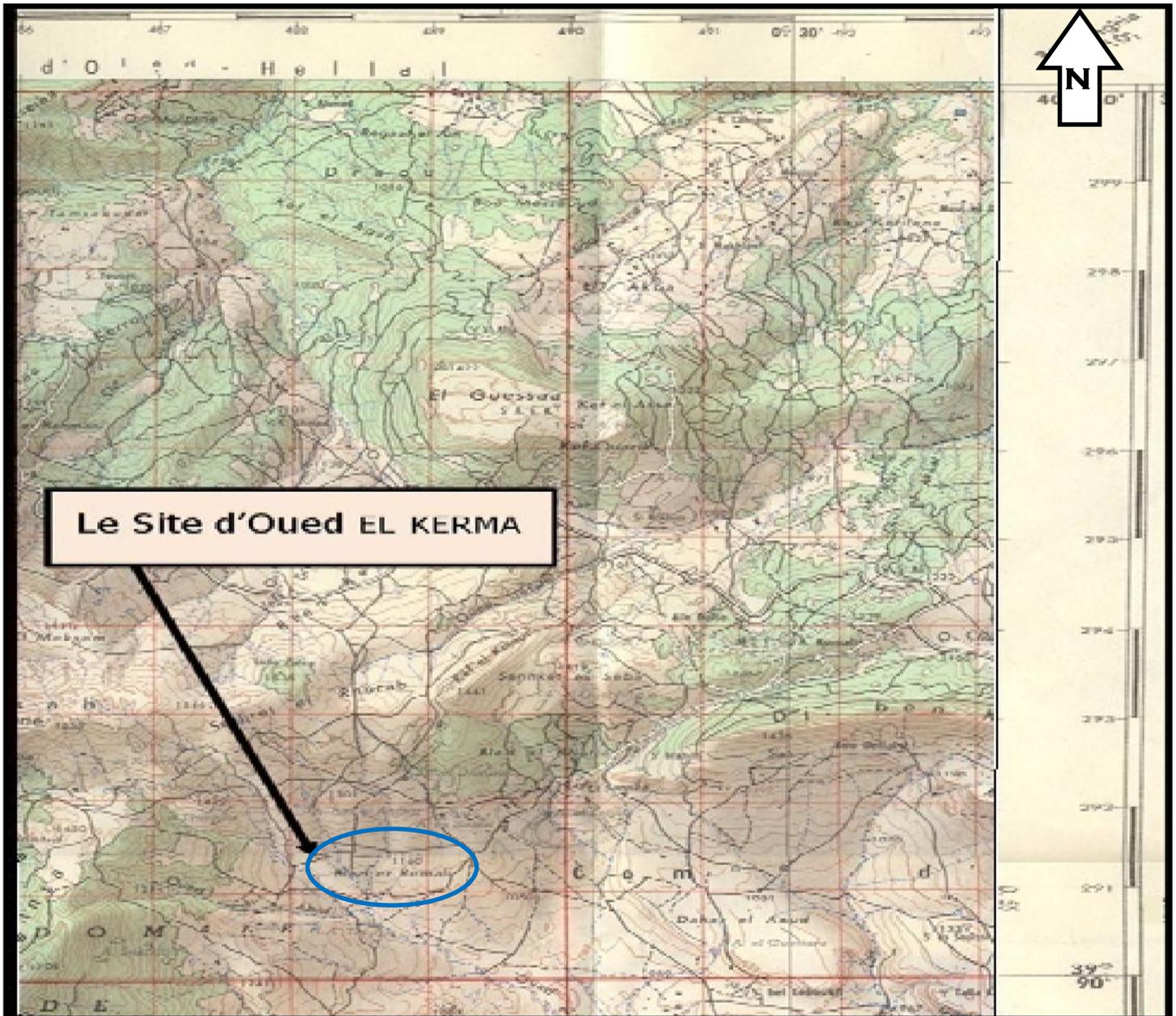


Figure I.2 : PLAN DE SITUATION (feuille n°135.Echelle 1/50 000) Source(DHW)

I.4 .Documentation topographique

La documentation topographique des travaux sur l'étude de l'aménagement de l'oued pour justifier les conceptions de l'étude, on a reçu les documents cartographiques suivant:

Cartes d'état-major LETOURNEUX (Type1922) feuille°135 à l'échelle 1/50.000.

I.5 .Conclusion :

. L'étude préliminaire de la Retenue Collinaire EL KERMA sur, commune d'OULED ANTER de Wilaya de MEDEA s'est basée principalement sur :

- Les reconnaissances de terrain, et la collecte des données de base (carte d'état major, documentation géologique, données hydrologique), pour le choix du site et la détermination de ces caractéristiques sommaires.

De façon générale, on peut dire que le site de la Retenue Collinaire EL KERMA sur la commune d'OULED ANTER Wilaya de MEDEA est réalisable du point de vue topographique.

Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

Introduction

Les études, géologiques et géotechniques d'un site de barrage ont pour objet de répondre aux questions suivantes :

- La stabilité mécanique et l'étanchéité des appuis et des fondations ;
- L'étanchéité de la cuvette de la retenue et la stabilité de ses versants ;
- L'existence et les caractéristiques des matériaux nécessaires à la construction de barrage.

II.1. Cadre géologique de la zone d'étude :

II.1.1.Lithostratigraphie

La région d'OULED ANTAR se caractérise par les terrains suivants:

- **Quaternaire récent (a) :** Les alluvions récentes (a) sont le plus souvent limoniteuses. Elles occupent de vastes surfaces dans la partie orientale de la feuille. Les éboulis (A) s'accablent localement au pied des falaises gréseuses oligocènes et miocènes et au bas des hautes terrasses quaternaires.
- **Quaternaire ancien (q) :** Terrasses de cailloutis et anciens éboulis, suspendus sur les croupales marneuses.
- **Miocène :**

Miocène inférieur autochtone ante-nappe (mi a- mi b) :

Le miocène débute par 50 à 150 mètres de conglomérats à galets de calcaires et quartzites de l'Albo-Aptien et du cénomanien, au-dessus une alternance de marnes grises (mi b) et de grés roux en bancs métrique. Le Miocène inférieur autochtone se termine par une épaisse série de marnes grises (mi a).

➤ **Eocène :**

- **Eocène moyen (em) :** Essentiellement constitué d'argiles brunes ou ocres lamelleuses et plastique généralement très tectonisés ; s'y intercalent des lumachelles ; des calcaires blancs rognoneux, des grés sableux tendre ; des grés glauconieux vert-fonce, passant à une glauconite.
- **Eocène inférieur (ei 2) :** débute constamment par 2 à 3 mètres de calcaires gréseux à silex que surmontent 30 à 70 mètres de calcaires gréseux et de marnes.
- **Crétacé :**
- **C₉₋₁₀ Paléocène :** Marnes noires à miches de calcaires marneux blancs, avec localement, au sommet, au sommet, 2 à 3 mètre de grés glauconieux phosphatés.

• **C-6 Turonien:** Il est formé par des calcaires gris clair, fin, un peu marneux. En bancs réguliers séparés par des lits de marne sèche esquilleuse. Vers le haut, les marnes deviennent prédominantes.

• **C 5-4 Cénomanién :** Marnes grises intercalées de marno-calcaire grenus parfois un peu glauconieux et gréseux. A la base et passent en partie latéralement aux marnes, marno- calcaires et lumachelles.

➤ **Trias :** Des masses de cargneules et d'ophites amalgamées par du gypse et des argiles bariolées, soulignent les contacts anormaux. Ce complexe a été attribué au Trias.

II.1.2.Géologie de la zone d'étude :

La région de OULED ANTAR est couverte par la carte géologique de Letourneau au 1/50 000ème voire figures (II.1)

D'une façon générale, la région prospectée apparaît comme une cuvette cernée au nord et à l'ouest par des crêtes telliennes représentées par des affleurements crétacés. Il s'agit d'un vaste synclinorium de marnes miocènes.

D'un point de vu structural, deux ensembles structuraux se distinguent très nettement dans la région étudiée :

- Un ensemble autochtone, ou le miocène est discordant sur les formations du crétaé moyen et supérieur

- Un ensemble charrié, composé, essentiellement, par des terrains tertiaires et qui repose horizontalement sur les marnes du miocène autochtone

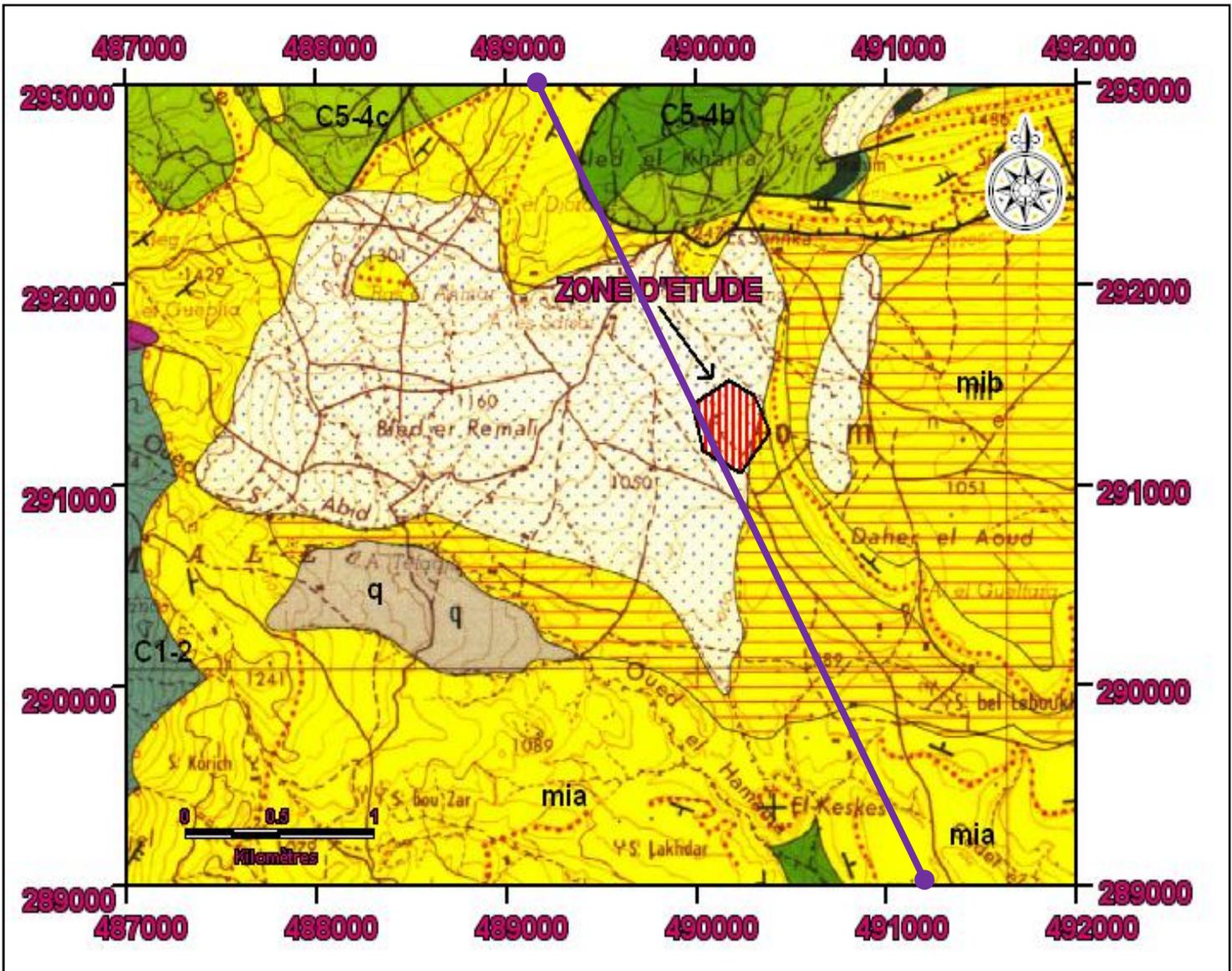


Figure II.1 : carte géologique de la zone d'étude (Etablie par M.Kiken en 1967)
(Extrait de la carte géologique de Letourneux 1/50 000ème)

LEGENDE :

-  **A Quaternaire**
-  **(Mi a - Mi b) Miocène inférieur**
-  **C⁵⁻⁴ Le Cénomaniens (autochtone)**
-  **C¹⁻² Albiens Inférieur et Moyen**
-  **Zone d'étude**

II.1.3. Tectonique

Au nord le Miocène inférieur ante-nappe repose en discordance angulaire sur l'Albien et le Cénomaniens ; le Miocène est synclinal, dont quelques bombements dénudent le substratum Cénomaniens.

Dans les synclinaux Miocènes apparaissent de plus ou moins vastes affleurements de Paléocène, d'Eocène, d'Oligocène et de Miocène, généralement très tectonisés.

II.1.4. Contexte hydrogéologique

La région étudiée présente les caractéristiques hydrogéologiques suivantes :

- Absence de ressources en eaux profondes.
- Faible développement des roches perméables à améliorer.
- Nombre appréciable de petits exutoires sous forme de sources à faibles débits.

II.1.5. Séismicité

La zone considérée par l'air d'étude est située dans la zone IIa (figure II.3). Son niveau minimal de protection sismique est accordé selon l'importance de l'ouvrage qui dépend de sa destination (pour notre cas Retenue collinaire) et de son importance vis-à-vis des objectifs de protection fixés par la collectivité.

Cette classification vise à protéger les personnes, et les biens économiques de la communauté (classification selon RPA99 / version 2003).

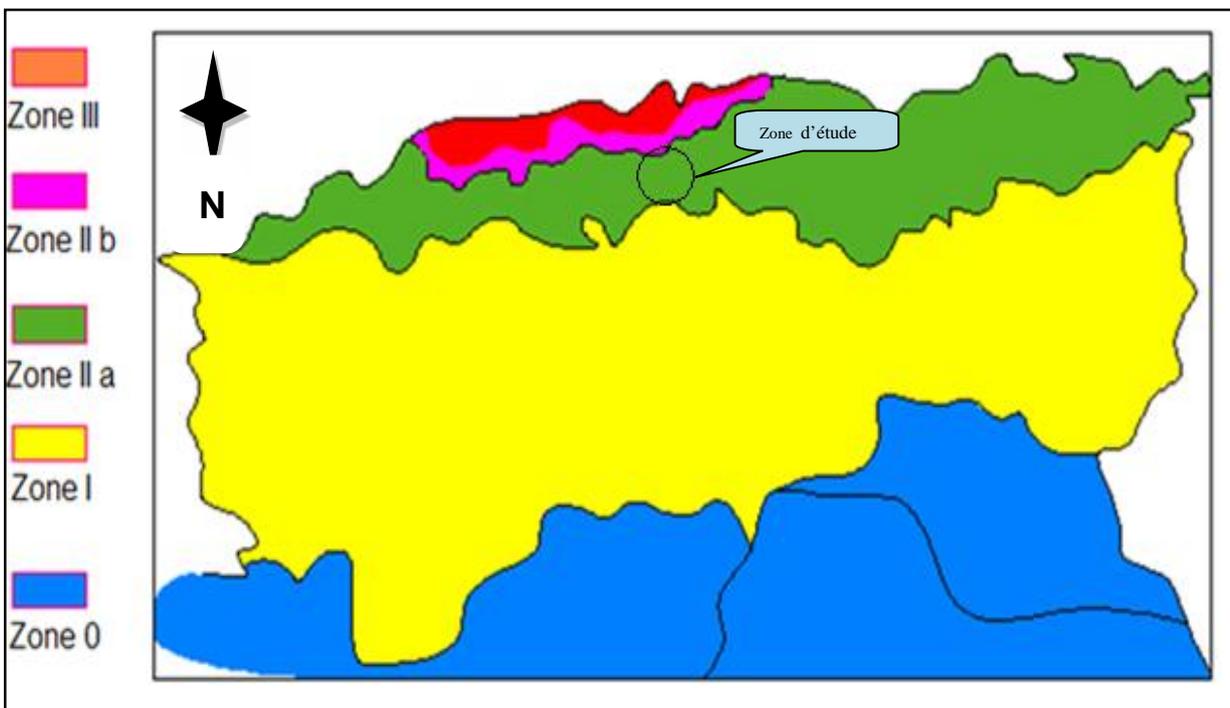


Figure II.3. Carte de micro zonage sismique du territoire national. Source :R.P.A 99 Virsion 2003

Le tableau suivant représente les coefficients d'accélération du séisme selon la zone qu'on doit utiliser dans les différents calculs de toutes sortes d'ouvrages:

Tableau II.1 : Coefficients d'accélération du séisme.

Zone I	Zone II-a	Zone II-b	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance
0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrages d'importance vitale
0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrages de grande importance
0.10	0.15	0.20	0.25	Ouvrages courants
0.07	0.10	0.14	0.18	Ouvrages de faible importance

D'après le Tableau II.1 et notre zone d'étude et dans la zone II-a, nous avons choisi le coefficient d'accélération $a=0.1$ selon la classification de l'ouvrage à leur importance (faible importance)

II.1.6. Zone d'emprunt proche du site

La disponibilité sur le site, des terres pour les remblais de la digue dans la cuvette et l'enrochement pour la protection de talus (rip-rap) dans le fond de l'oued, nous avons minimisé le coût de réalisation de cette retenue collinaire.

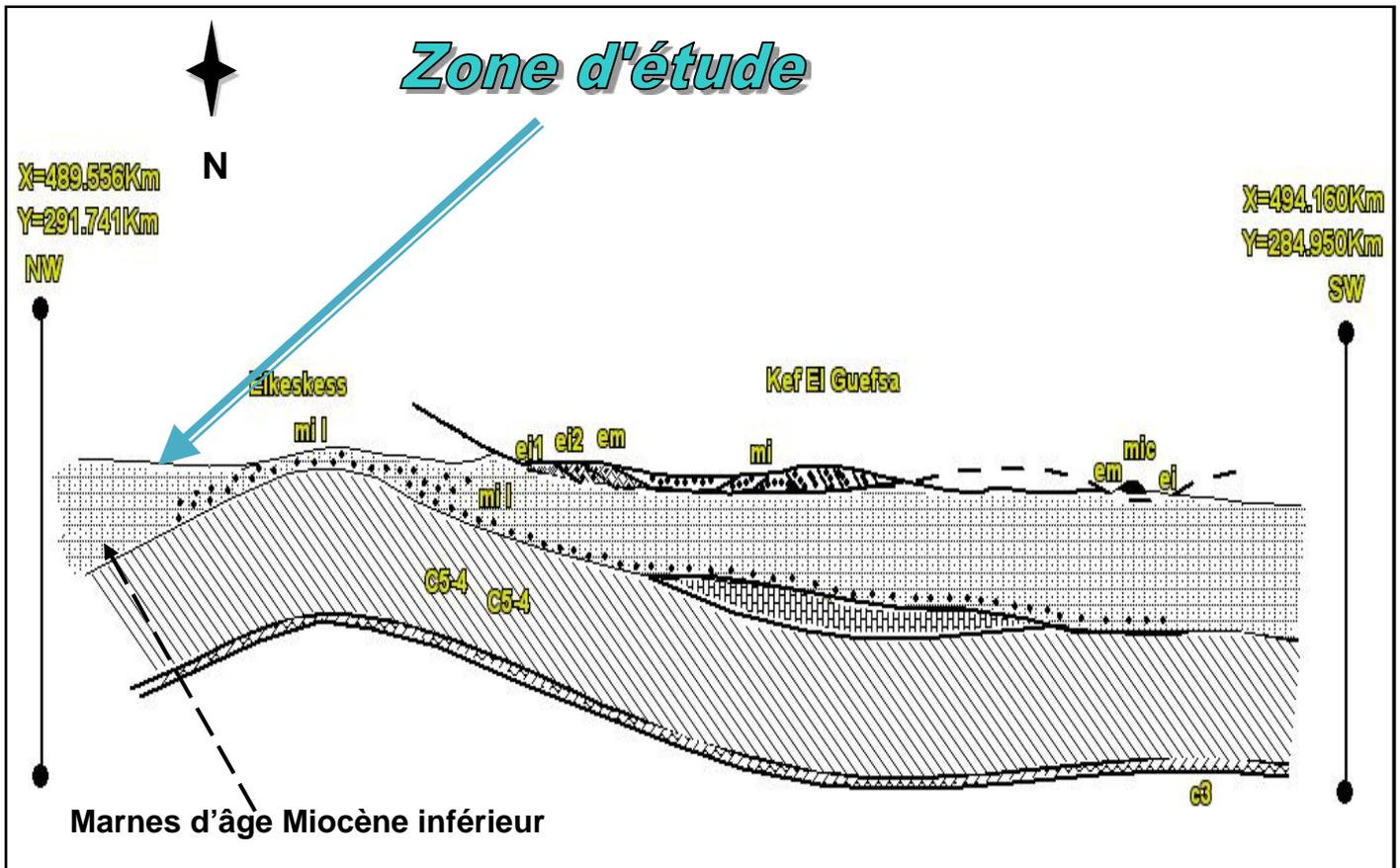


Figure II.2: Coupe géologique passant par la zone d'étude.

Source :(S.E.T.A.M (2010))

LEGENDE

Mi : Miocène inférieur (marnes, grés, conglomérat).

ei : Eocène inférieur (calcaire et marno-calcaire).

em : Lutétien Supérieur (marnes et Argiles).

C5-4 Cénomanién (marnes et calcaires).

C3 Albien Supérieur (calcaires en gros bancs).

Conclusion

La retenue d'oued EL KERMA est située dans un massif marneux. Le problème d'étanchéité ne se pose pas. La marne possède la caractéristique d'être imperméable.

Ce site ne présente pas de gros problèmes d'instabilité, lors des différentes sorties sur terrain aucun phénomène de glissement de grande envergure n'a été observé aux environs de cette retenue.

L'axe et la cuvette de cette retenue ne pose aucun problème pour la réalisation d'une digue en terre homogène à cet endroit.

II.2. Géotechnique

Introduction

L'étude géologique ne permet pas de définir les caractéristiques et les comportements mécaniques et hydrodynamiques des sols, c'est-à-dire leur aptitude à fournir les matériaux nécessaires à la construction de la digue ou à constituer des fondations suffisamment stables et imperméables.

Il importe donc de procéder à des essais de mécanique des sols et à des essais hydrauliques soit sur des échantillons(en laboratoire) soit directement sur le site (in situ).

Les études géotechniques portent sur les matériaux terreux, les enrochements et les fondations. Elles se poursuivent en étroite liaison avec le géologue et le concepteur du projet.

II.2.1. But de l'étude

Notre étude géotechnique consiste à :

- Etablir une reconnaissance de la nature des sols de l'assise de la digue de la retenue collinaire et de la zone d'emprunt ;
- Déterminer la couche de fondation de la digue ;

- Procéder au choix de la meilleure zone d'emprunt d'après les caractéristiques géotechniques de ces matériaux et en particulier la densité sèche et la perméabilité après compactage et si possible l'homogénéité de ces matériaux.

II.2.2. Programme de reconnaissance :

L'étude géotechnique de ce sites 'est basée sur les travaux suivants :

- a. Sept (07) sondages : dont (03) sondages ont été réalisés au niveau de la fondation (axe de la digue), et les (04) autres ont été exécutés au niveau de la zone d'emprunt. (voir tableau II.2)

Tableau II.2.Situation des sondages

N°	Désignation	Situation	Profondeur (m)	Description
Fondation				
1	Sondage-S1	Rive gauche	0.0 - 0.2	Terre végétale
			0.2 - 6.0	Argiles de couleur grisâtre
2	Sondage-S2	Rive droite	0.0 - 0.3	Terre végétale
			0.3 - 6.0	Argiles de couleur grisâtre
3	Sondage-S3	Axe d'oued	0.0 - 1.2	Alluvions
			1.2 - 6.0	Argiles couleur grisâtre
Zone d'emprunt				
4	Sondage-S4		0.0 - 0.2	Terre végétale
			0.2 - 6.0	Argiles de couleur grisâtre
5	Sondage-S5		0.3 - 6.0	Terre végétale
			0.3 - 6.0	Argiles de couleur grisâtre
6	Sondage-S6		0.0 - 0.2	Terre végétale
			0.2 - 6.0	Argiles de couleur grisâtre
7	Sondage-S7		0.0 - 0.4	Terre végétale
			0.4 - 6.0	Argiles de couleur grisâtre

Source :(S .E.T.A.M : Société d'étude technique et d'architecture de Médéa (2010))

Les figures de l'annexe I.1, représentent les coupes lithologiques du site.

d. Des essais de laboratoire, comprenant les essais d'identification, des essais mécaniques ainsi que des essais chimiques.

➤ **Essais géotechniques :**

Ces essais sont réalisés dans le but de permettre une étude plus précise du sol et une meilleure identification des horizons géotechniques.

1. Essais physiques :

a. Analyse granulométrique :

L'analyse granulométrique est réalisée sur quatre (04) échantillons. Elle met en évidence le type de matériaux : sont

- à forte composante fine (limono-argilo-sableuse) pour l'ensemble des échantillons de ces sondages de la zone d'emprunt, ou les valeurs inférieures à 02 mm varient de 94 et 99 % et les valeurs inférieures à 80µ oscillent entre 73 et 92 %. Notons que l'échantillon du sondage 04 est légèrement plus grossier avec une proportion notable de sable (48%). Ces sondages offrent l'avantage d'être à proximité de l'axe de la retenue (inférieur à la cuvette), l'accès facile.

Le fuseau de ces matériaux est relativement serré, ce qui témoigne de l'homogénéité de cette zone d'emprunt (Annexe I.1).

b. Teneur en eau naturelle, densité humide et densité sèche :

Les résultats obtenus pour l'axe de la digue et la zone d'emprunt sont représentés dans le tableau II.3, Ces résultats indiquent que le sol est de faible humidité et de moyenne compacité.

Tableau II.3. Résultats du calcul de la teneur en eau et la densité.

Sondage	Profondeur (m)	Teneur en eau (W%)	Densité (t/m ³)	
			Humide (»h)	Sèche (»d)
Fondation				
S1	1.5	12.82	1.85	1.65
	3.0	12.85	1.85	1.63
	4.5	12.85	1.86	1.64
	6.0	13.11	1.88	1.66
S2	1.5	12.81	1.88	1.66
	3.0	12.11	1.86	1.65
	4.5	13.12	1.81	1.60
	6.0	13.22	1.85	1.63
S3	1.5	12.11	1.80	1.60
	3.0	12.20	1.88	1.67
	4.5	13.35	1.90	1.67
	6.0	14.15	1.95	1.70

Zone d'emprunt				
S4	1.5	11.85	1.79	1.60
	3.0	12.26	1.80	1.60
	4.5	13.22	1.86	1.64
	6.0	14.05	1.90	1.66
S5	1.5	12.10	1.81	1.61
	3.0	13.11	1.82	1.60
	4.5	13.16	1.85	1.63
	6.0	13.16	1.88	1.66
S6	1.5	11.85	1.82	1.62
	3.0	12.25	1.82	1.62
	4.5	13.21	1.86	1.64
	6.0	14.10	1.86	1.63
S7	1.5	12.13	1.85	1.64
	3.0	12.32	1.84	1.63
	4.5	13.18	1.84	1.62
	6.0	14.12	1.90	1.66

Source :(S.E.T.A.M (2010))

c. Limite D'ATTERBERG :

Des essais spécifiques sont pratiqués pour déterminer les caractéristiques de la fraction fine des sols (granulométrie inférieure à 400 μ).

Le sol fin pourra passer d'un état "solide" à un état "liquide", quand sa teneur en eau augmente; le comportement intermédiaire aura des propriétés "plastiques". La consistance d'un sol va donc varier en fonction de la teneur en eau. On définit des limites arbitraires pour qualifier ces différents états.

Ces limites sont pour des teneurs en eau croissantes :

- la limite de plasticité W_p qui sépare l'état solide de l'état plastique
- la limite de liquidité W_L qui sépare l'état plastique de l'état liquide.

L'état solide peut être également séparé par la limite de retrait W_s entre un état solide sans retrait (ne contenant plus d'eau adsorbée) d'un état solide avec retrait, présentant donc une dimension de volume lié au départ d'eau adsorbée.

D'après les résultats trouvés pour la fondation et la zone d'emprunt (tableau II.4), on peut dire que :

- Le sol est peu plastique.
- L'indice de consistance déduit pour ces matériaux, montre que ces sols sont à l'état très molle ($25\% > I_C > 0\%$).

Tableau II.4. Résultats d'essai De la limite D'ATTERBERG

Sonda ge	Profondeur (m)	Limite de liquidité W_L (%)	Limite de plasticité W_p(%)	Indice de plasticité Ip(%)	Indice de consistance Ic
Fondation					
S1	3.0	45	24%	21	1.54
S2	3.0	51	28%	25	1.53
S3	3.0	53	27%	26	1.54
Zone d'emprunt					
S4	3.0	44%	22%	22%	1.42
S5	3.0	47%	25%	22%	1.55
S6	3.0	54%	26%	28%	1.47
S7	3.0	46%	25%	21%	1.57

2. Essais mécaniques :

a. Oedomètre :

D'après les résultats trouvés pour le fondation et la zone d'emprunt (tableau II.5), on peut dire que :

Le sol est moyennement compressible et peu gonflant.

Tableau II.5. Résultats d'essai de l'Oedomètre

Sondage	Profondeur (m)	Pression de consolidation (Pc) en (bar)	Coefficient de compressibilité (Cc)	Coefficient de gonflement (Cg)
Fondation				
S1	3.0	0.343	0.143	0.023
S2	3.0	0.614	0.171	0.030
S3	3.0	0.424	0.131	0.023
Zone d'emprunt				
S4	3.0	1.544	0.141	0.027
S5	3.0	1.474	0.161	0.032
S6	3.0	0.424	0.151	0.037
S7	3.0	1.773	0.165	0.026

b. Cisaillement :

D'après les résultats trouvées pour le fondation et la zone d'emprunt (Tableau II.6), on peut dire que :

Le sol est de moyenne cohésion.

Tableau II.6. Résultats d'essai de cisaillement

Sondage	Profondeur (m)	Cohésion (c) en (bar)	Angle de frottement () (°)	Termes de portance		
				N	Nq	Nc
Fondation						
S1	3.0	0.855	24	8.97	9.60	19.3
S2	3.0	0.737	21	5.76	7.07	15.8
S3	3.0	0.796	23	7.73	8.66	18.1
Zone d'emprunt						
S4	3.0	0.825	24	8.97	9.60	19.3
S6	3.0	0.723	21	5.76	7.07	15.8

c. Essai Proctor normal :

Les résultats obtenus sont représentés dans le (tableau II.7), ces résultats indiquent que le sol est de bon compactage.

Tableau II.7. Résultats de l'essai du Proctor normal

Sondage	Profondeur (m)	Densité optimale (t/m ³)	Teneur en eau optimale (%)
Fondation			
S1	6.0	1.76	18
S3	6.0	1.77	16.6
Zone d'emprunt			
S4	3.0	1.82	17.6
S5	3.0	1.86	16.6

d .Essai de perméabilité :

D'après les résultats trouvées pour la zone d'emprunt (tableau II.7), on peut dire que : le sol est imperméable.

Tableau II.7. Résultats par l'essai de perméabilité

Sondage	Profondeur (m)	Coefficient de perméabilité (K) (cm/s)
S4	3.0	$2.9 \cdot 10^{-8}$
S5	3.0	$3.0 \cdot 10^{-8}$
S6	3.0	$2.9 \cdot 10^{-8}$
S7	3.0	$3.2 \cdot 10^{-8}$

➤ **Essais chimiques :**

D'après les résultats d'essais représentées dans le tableau de l'annexe I.3, on peut déduire que :

- Le pH est proche de la neutralité.
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle.
- Le taux de carbonates est faible à moyen.

Conclusion, et recommandations

Nos investigations géotechniques nous permettent d'attribuer à la partie digue, une couche de fondation de nature argileuse faiblement sableuse jaunâtre surmontant des argiles marneuses jaunâtres à grisâtres à des marnes compactes grisâtres.

Le sol est de faible humidité, de moyenne compacité, moyennement compressible, peu gonflant et de moyenne cohésion.

À la zone d'emprunt une couche de nature argileuse faiblement sableuse jaunâtre surmontant des argiles marneuses jaunâtres à grisâtres.

Le sol est de faible humidité, de faible à moyenne compacité, moyennement compressible, peu gonflant, de moyenne cohésion et imperméable et constitue un bon matériau pour la digue après compactage.

Afin d'éviter les dommages des travaux, nous recommandons les mesures préventives suivantes :

- Il faut avoir un bon compactage des argiles de la zone d'emprunt.

Chapitre III : Etude hydrologique

Introduction

L'hydrologie se définit comme l'étude du cycle d'eau et l'estimation des différents volumes et débits que traversent chacune de ses étapes. Elle étudie les eaux sur la terre, leur circulation, leur distribution ... etc. C'est pour cela qu'on en mesure et on planifie et quantifie les débits des cours d'eau ainsi que les autres composantes du cycle de l'eau. Le dimensionnement des ouvrages hydrauliques est toujours lié à une bonne estimation des caractéristiques de la zone d'étude, comme les débits disponibles ainsi que les débits extrêmes.

III.1. Caractéristiques du bassin versant

III.1.1. Paramètres géométriques

Les Paramètres géométriques du bassin versant sont :

- **Surface** : $S = 3,52 \text{ km}^2$
- **Altitude maximale** : $H_{\text{Max}} = 1441,00 \text{ mNGA}$
- **Altitude minimale** : $H_{\text{Min}} = 1043,00 \text{ mNGA}$
- **Longueur de Thalweg principal** : $L_P = 2,811 \text{ km}$
- **Périmètre** : $P = 7722 \text{ m}$

III.1.2. Paramètres morphologiques et hydrologiques

Pour déterminer les paramètres morphologiques et hydrologiques des bassins versants, on fait recours aux outils informatiques disponibles, dans ce cas on a utilisé le logiciel AUTO CAD pour digitaliser et reproduire à nouveau les cartes d'état major, on s'intéresse en particulier aux :

- Courbes de niveaux normales et maitresses.
- Cours d'eau permanents et temporaires.
- Points cotes.

III.1.2.1. Indice de compacité de GRAVELIUS

Cet indice de la comparaison du périmètre d'un bassin versant à celui d'un cercle équivalent ayant la même surface.

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

$$K_c = \frac{P}{P'}$$

Avec :

P : Périmètre du bassin versant (Km).

P' : Périmètre du cercle équivalent (Km).

$$K_c = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots \dots \dots (III.1)$$

S : Surface du bassin versant (Km²).

Si : $K_c = 1,128$: le bassin est ramassé.

Si : $K_c > 1,128$: le bassin est allongé.

$$K_c = 1,15 > 1,128.$$

Nous avons donc un bassin versant est de forme allongée.

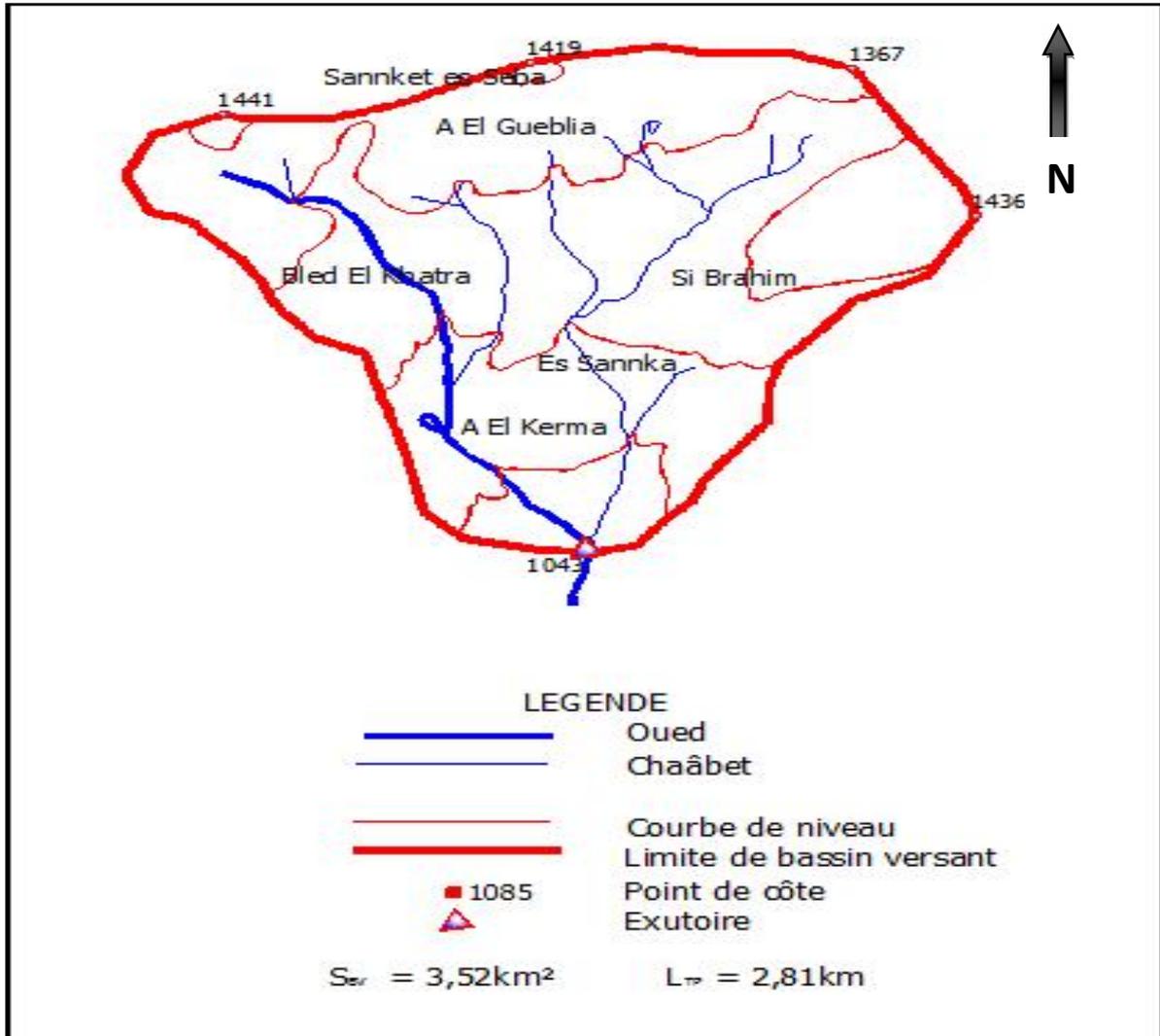


Figure III.1: Délimitation du bassin versant

III.1.2.2. Rectangle équivalent

On considère que l'écoulement sur le bassin versant est le même que sur un rectangle de même superficie, La largeur et la longueur du rectangle équivalent sont données par les relations qui suivent :

La longueur "L"

$$L = \frac{K_C \cdot \sqrt{S}}{1,12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_C} \right)^2} \right] \dots\dots\dots(III.2)$$

La largeur "l"

$$l = \frac{K_C \cdot \sqrt{S}}{1,12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_C} \right)^2} \right] \dots\dots\dots(III.3)$$

Avec:

- L : Longueur du rectangle équivalent (Km).
- l : Largeur du rectangle équivalent (Km).
- S : Surface du bassin versant (Km²).
- K_C : Indice de compacité de GRAVILLUS.

L = 2,36 Km, l = 1,49 Km

III.1.3. Paramètres de relief

III.1.3.1. Répartition de la surface et la courbe hypsométrique

Le but de l'étude hypsométrique est la détermination de la classe du relief, la hauteur moyenne, le pourcentage des aires partielles entre les différentes courbes de niveau. Les surfaces partielles par tranche d'altitude sont données dans le tableau III.1. la courbe hypsométrique est donnée par la figure III.2.

Tableau III.1. Répartition de la surface en fonction de l'altitude

Altitudes (m)	Surfaces partielles (m ²)	Surfaces partielles (km ²)	Surfaces partielles (%)	Surfaces cumulées (%)	Hi (m)	Hi*Si (m ³)	Hmoy (m)
1441-1400	28949	0,029	0,83%	0,83%	1420,50	41,12	1254,93
1400-1300	1249672	1,250	35,52%	36,35%	1350,00	1687,06	
1300-1200	1361508	1,362	38,70%	75,05%	1250,00	1701,89	
1200-1100	660466	0,660	18,77%	93,82%	1150,00	759,54	
1100-1043	217252	0,217	6,18%	100%	1071,50	232,79	
TOTAL		3,52	100%			4422,39	1254,93

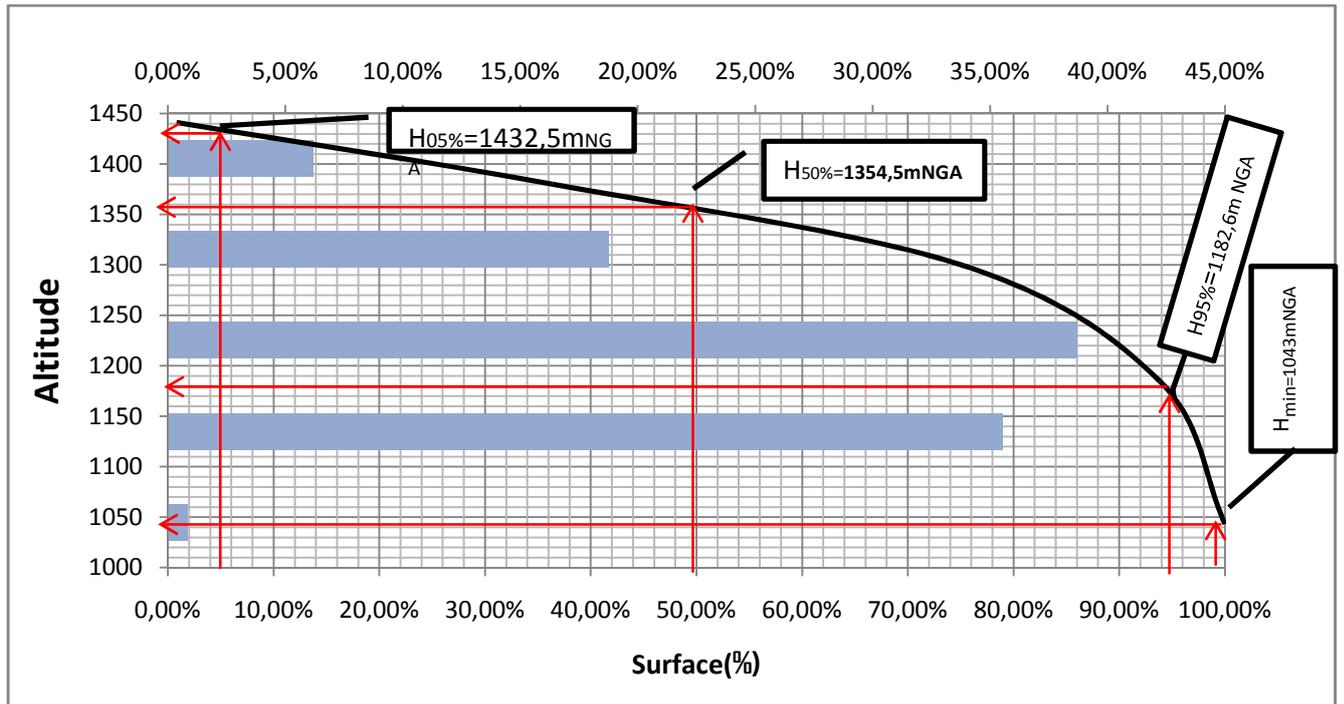


Figure III.2: Courbe hypsométrique

III.1.3.2. Les altitudes caractéristiques

1. Les altitudes maximale et minimale

Elles sont obtenues directement à partir de cartes d'Etat Major. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considérée comme le point le plus bas, généralement à l'exutoire.

$$H_{\max} = 1441.00 \text{ mNGA}$$

$$H_{\min} = 1043.00 \text{ mNGA}$$

2. L'altitude moyenne

L'altitude moyenne se déduit directement de la courbe hypsométrique, elle définie comme suit :

$$H_{MOY} = \frac{\sum_{i=1}^n H_i S_i}{S} \dots\dots\dots (III.4)$$

$$D'où : H_i = \frac{H_{n-1} + H_n}{2}$$

$$\text{Donc: } H_{moy} = 1254,93\text{m}$$

3. l'Altitude médiane

L'altitude médiane correspond à l'altitude lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique.

D'où : $H_{50\%} = 1354,50\text{m}$

III.1.3.3. Les indice de pente

Le but de ces indices est de caractériser les pentes d'un bassin et de permettre des comparaisons et de classification.

3.1. Indice de pente globale (Ig)

L'indice de pente globale est déterminé à partir de la formule suivante :

$$I_g = \frac{D}{L} \dots\dots\dots (III.5)$$

D'où : $I_g = 105,86 \text{ m/Km}$

3.2. Indice de pente de Roche (Ip)

Cet indice est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces comprises entre 2 courbes de niveau H_i et H_{i-1} . Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_{i=1}^n \sqrt{S_i (H_i - H_{i-1})} \dots\dots\dots (III.6)$$

Avec:

D'où : $I_p = 11,50 \text{ m/Km}$

3.3. Indice de pente moyenne (Im)

Cet indice est calculé selon la formule suivante :

$$I_M = \frac{H_{MAX} - H_{MIN}}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (III.7)$$

D'où : $I_m = 212,13 \text{ m/Km}$

3.4. Dénivelé spécifique (Ds)

Elle est définie comme étant le produit de pente globale "Ig" et la racine carrée de la surface du bassin versant.

$$D_s = I_g \cdot \sqrt{S} \dots\dots\dots (III.8)$$

D'où : $D_s = 198,6 \text{ m}$

Remarque :

H_{MOY} : Altitude moyenne du bassin versant (m).

H_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau consécutives n-1 et n (m).

S_i : Surface partielle comprise entre deux courbes de niveau consécutives n-1 et n (Km^2).

S : Surface totale du bassin versant (Km^2).

D: Dénivelé entre $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$, $D = H_{5\%} - H_{95\%}$ (m).

L : Longueur du rectangle équivalent (m).

H_{MAX} : Altitude maximale observée sur le bassin versant (m).

H_{MIN} : Altitude minimale observée sur le bassin versant (m).

I_g : Indice de pente globale (m/Km).

L'ORSTOM a élaboré selon sa deuxième classification un tableau qui donne la nature du relief suivant les valeurs de l'indice de pente globale I_g .

Tableau III.2. Nature du relief en fonction de l'indice de pente globale.

Classe	Nature du relief	Valeur
R ₁	Relief très faible	$I_g < 0,002$
R ₂	Relief faible	$0,002 < I_g < 0,005$
R ₃	Relief assez faible	$0,005 < I_g < 0,01$
R ₄	Relief modéré	$0,01 < I_g < 0,02$
R ₅	Relief assez fort	$0,02 < I_g < 0,05$
R ₆	Relief fort	$0,05 < I_g < 0,1$
R ₇	Relief très fort	$0,1 < I_g$

Donc : $I_g = 0,106$, Relief très fort

III.1.4. Hydrographie

Les paramètres hydrographiques se résument essentiellement dans la densité de drainage, sa détermination repose sur une classification des talwegs par ordres et détermination des longueurs de chaque ordre.

En conséquence toute mesure s'appuie sur l'établissement du plan chevelu hydrographique complet du bassin versant.

III.1.4.1. Chevelu hydrographique

1. Classification des ordres de talwegs

Les résultats de la classification des ordres de talwegs par la méthode de SCHUM sont regroupés dans le tableau III.3.

Tableau III.3. Classification des ordres de talwegs (SCHUM)

Ordre x	Nombre n_x	Longueur l_x (km)	Longueur moyenne \bar{l}_x (km)
1	5	2,512	0.502
2	3	1,831	0.601
3	2	3,319	1.660
4	1	2,281	2.281
Total	11	9.943	5,044

On peut en déduire que :

- L'ordre du talweg principal est de cinq (04).
- La longueur cumulée totale de tous les talwegs est de 9,943Km.

Le réseau hydrographique du bassin d'oued a El KERMA est représenté dans la figure III.3.

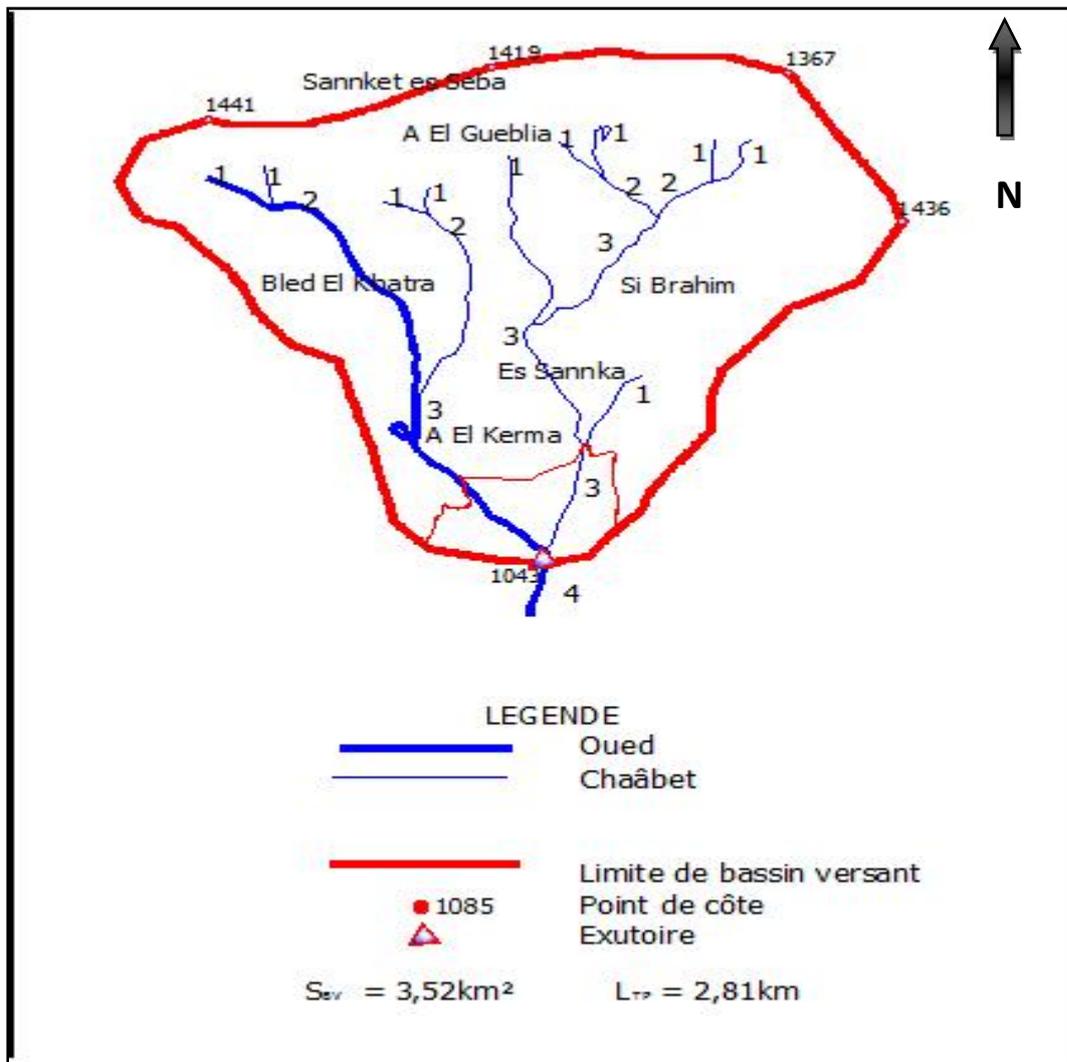


Figure III.3 : Classification du SCHUM

2 .Densité de drainage (Dd)

Elle est définie comme étant le rapport entre la longueur totale des cours d'eau de tout ordre L_x sur la surface du bassin versant S .

la densité de drainage est donnée par la relation suivante :

$$D_d = \frac{\sum_{x=1}^n L_x}{S} \dots\dots\dots(III.9)$$

Avec :

D_d : Densité de drainage (Km/Km^2).

L_x : Longueur totale cumulée des rivières d'ordre x (Déterminée à l'aide de l'AUTO CAD sur la carte du chevelu hydrographique).

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

Donc : **$Dd= 1.43 Km^{-1}$**

III.1.5. Morphométrie

III.1.5.1. Coefficient de torrentialité (Ct)

Le coefficient de torrentialité est un bon indice de l'érodabilité du bassin versant, il est donné par la formule suivante :

$$C_t = D_d \cdot \frac{N_1}{S} \dots\dots\dots(III.10)$$

Avec :

C_t : Coefficient de torrentialité.

D_d : Densité de drainage (Km/Km^2).

N_1 : Nombre de talweg d'ordre 1.

S : Surface du bassin versant (Km^2).

Donc : **$Ct=4,07 Km^{-3}$**

III.1.5.2. Temps de concentration (T_C)

C'est le temps que met la particule d'eau la plus éloigné pour arriver à l'exutoire.

Il peut être calculé par plusieurs formules empiriques.

Tableau III.4 .Temps de concentration (heurs)

	Formule	T_C(Heure)
Giandotti	$T_C = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L_P}{0,8\sqrt{H_{MOY} - H_{MIN}}}$	1,01
California	$T_C = \left(\frac{0,87L^3}{H_{max} - H_{min}} \right)^{0,386}$	0,32
Kirpich	$T_C = 0,0195 L_{CPL}^{0,77} I^{-0,385}$	0,15
TEMEZ	$T_C = 0,3 \left[\frac{L_P}{I^{1/4}} \right]^{0,76}$	0,25

Avec :

T_C: Temps de concentration (h).

L_P: Longueur du talweg principal (Km).

S: Superficie du bassin versant (Km²).

.I : Pente moyenne du cours d'eau (m/Km).

L_{CPL} : la longueur de coure d'eau plus longe (5,26 km)

Où :
$$I = \frac{H_{MAX} - H_{MIN}}{L_P}$$

On a Pour les formules Kirpich la pente moyenne du cours d'eau (m/m).

Sur la base de ces résultats, et la considération du talweg principal, nous nous proposons d'adopter la valeur **Tc=0,25 heures, TEMEZ(1974)** qui est d'emploi fréquent en Algérie parce qu'elle tient compte de tous les paramètres géométriques du bassin.

III.1.5.3. Vitesse de ruissellement(V_r)

C'est la vitesse moyenne de propagation de la crue, elle est donnée par la formule:

$$V_r = \frac{L_P}{T_C} \dots\dots\dots(III.11)$$

Avec :

V_r : Vitesse de concentration (Km/h).

L_P : Longueur du talweg principal (Km).

T_C : Temps de concentration (h).

Donc : **V_r=11,25 Km/h**

Conclusion

Chaque bassin versant réagit de façon propre aux précipitations qu'il reçoit. Les caractéristiques hydrologiques d'un bassin sont fonction d'une part du climat qu'il subit et d'autre part de son propre milieu physique.

Les paramètres hydro-morphométriques sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.5.Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant

Caractéristiques			
Description	Symbole	Unités	Valeurs
Coordonnées du site:	X	m	489 320,14
	Y	m	291 300,89
	Z	m,NGA	1043,00
Superficie	S	km ²	3,524
Périmètre	P	Km	7,722
Altitudes caractéristiques:			
Altitude maximale	H _{MAX}	m,NGA	1441,00
Altitude moyenne	H _{MOY}	m,NGA	1254,93
Altitude minimale	H _{MIN}	m,NGA	1043,00
Altitude médiane	H _{MED}	m,NGA	1354,50
Longueur du talweg principal	L _P	Km	2,811
Hauteur correspond à 5% de la surface	H _{05%}	m	1432,50
Hauteur correspond à 95% de la surface	H _{95%}	m	1182,68
Indice de compacité	K _C	-	1,15
Longueur du rectangle équivalent	L	Km	2,36
Largeur du rectangle équivalent	l	Km	1,49
Indice de pente globale	I _g	m/Km	105,86
Indice de pente de Roche	I _p	m/Km	11,50
Indice de pente moyenne	I _m	m/Km	212,13
Dénivelé Spécifique	D _s	m	198,6
Densité de drainage	D _d	km	1,43
Coefficient de torrencialité	C _T	m	1,07
Temps de concentration	T _C	Heure	0,25
Vitesse de ruissellement	V _r	Km/Heure	11,25
		m/s	3,13

III.2. Etude climatologique

III.2.1. Conditions climatiques

Pour l'étude des conditions climatiques, nous allons utiliser les données des stations météorologiques et hydrométriques les plus représentatives. Pour mieux concevoir l'étude climatique de la zone d'étude, nous prendrons la station de KSAR EL BOUKHARI il est possible d'utiliser d'autres stations météorologiques ayant les mêmes conditions physico géographiques et possédant les données les plus représentatives pour le périmètre étudié.

Le Site de la station pluviométrique

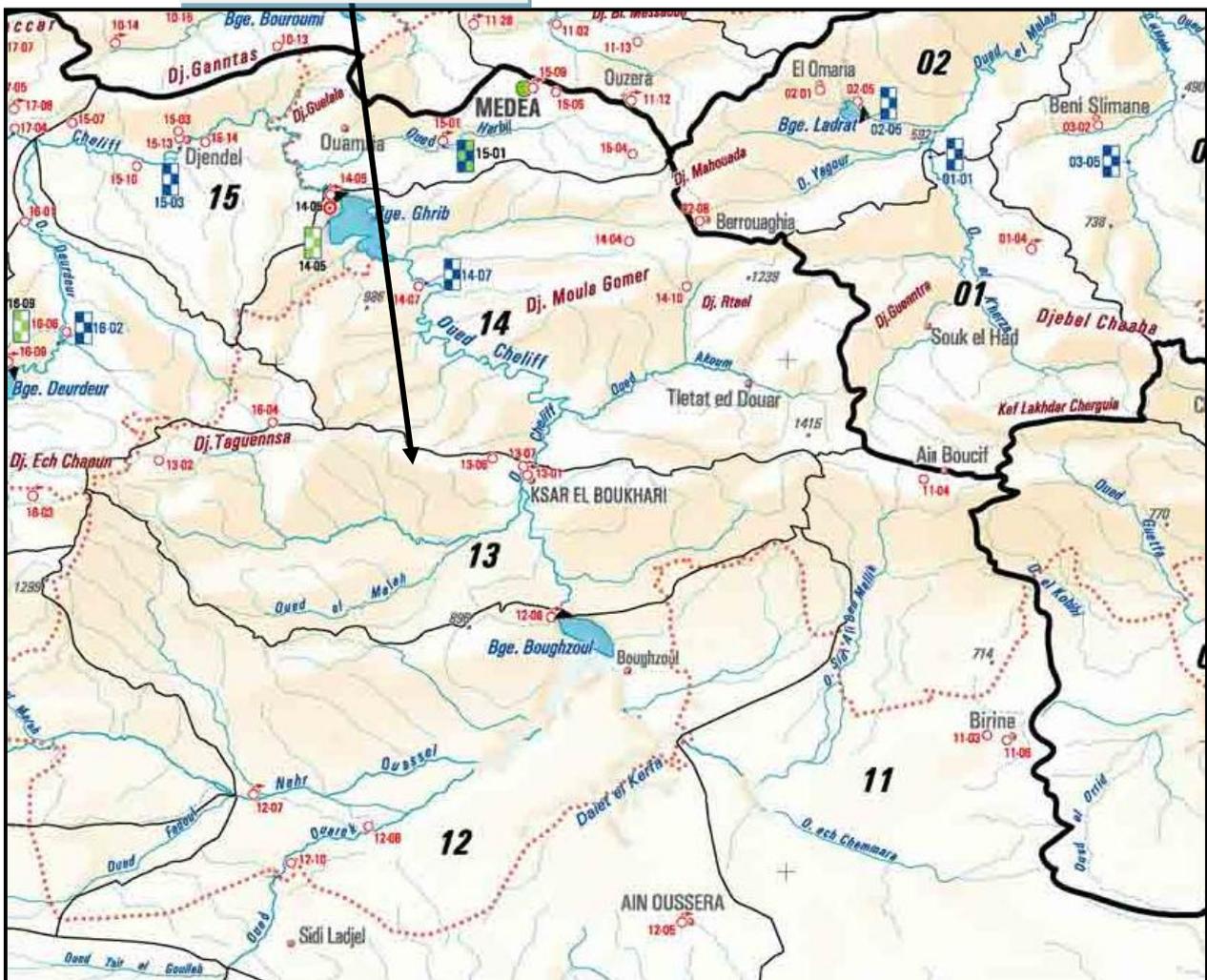


Figure III.4 : carte des stations pluviométriques

Nous avons opté pour la station avoisinante 011301 (KSAR EL BOUKHARI) qui présente les mêmes caractéristiques hydrologique par rapport à notre zone d'étude, elle se trouve à une distance d'environ 25km.

Tableau III.6. Station pluviométrie

Nom de la station	Code de la station	Source	Coordonnées		
			X (m)	Y(m)	Z(m)
KSAR EL BOUKHARI	011301	ANRH	503,8	287,9	630

Source : ANRH-BLIDA

III.2.2. Caractéristiques des stations météorologiques

Les facteurs climatiques nécessaires à l'élaboration de la présente étude sont :

- La pluviométrie ;
- Les températures ;
- Les vents ;
- L'Evaporation.

III.2.2.1. La température :

➤ **Température moyenne mensuelle :**

Elle est donnée par le tableau III.7.

Tableau III.7.Température moyenne mensuelle

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec	Moy
T (°c)	5,5	6,9	9,4	12,55	16,2	20,75	25,3	25,25	21,5	15,35	10,10	6,55	11,6

Source : ANRH

La température moyenne mensuelle est de 11,6°C, ce sont donc des températures moyennes assez basse que l'on a observées durant toute l'année.

➤ **Température moyenne min et max :**

La diminution des températures en fonction de l'altitude est valable aussi bien pour les moyennes que pour les maxima et les minima et ce durant toute l'année.

Tableau III.8.Température moyenne max et min

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec	Moy
T max (°c)	9	10,7	14,1	18,1	22,5	28	33,4	33	27,6	20,4	14,1	10,1	20,1
T min (°c)	2	3,1	4,7	7	9,9	13,5	17,2	17,5	15,4	10,3	6,9	3	9,1

Source : ANRH

b) Le vent :

Dans notre région, la prédominance des vents est le direction Nord, Nord-Ouest et Sud comme il est indiqué dans le tableau III.9.

Tableau III.9.Vitesse de vent en (km /h)

Direction	N	N.E	E	S.E	S	S.W	W	N.W
7 h	25	6	4	3	14	5	16	22
13 h	26	6	3	7	15	5	17	21
18 h	29	5	3	5	13	4	17	24

Source : O.N.M

c) L'Evaporation :

Elle est minimale durant les mois d'hiver (**Décembre et janvier**), alors qu'elle est maximale pour les mois d'été (**Juillet et Août**).

Tableau III.10. Répartition mensuelle de l'évaporation.

Mois	sep	oct	nov	déc	jan	fév	mar	avr	mai	jui	Juil	Aoû
Evaporation (mm)	193	143	93	70	69	72	108	135	186	261	337	309
Evaporation (%)	9,77	7,22	4,69	3,56	3,49	3,65	5,48	6,82	9,44	13,2	17,0	15,62

Source : O.N.M.

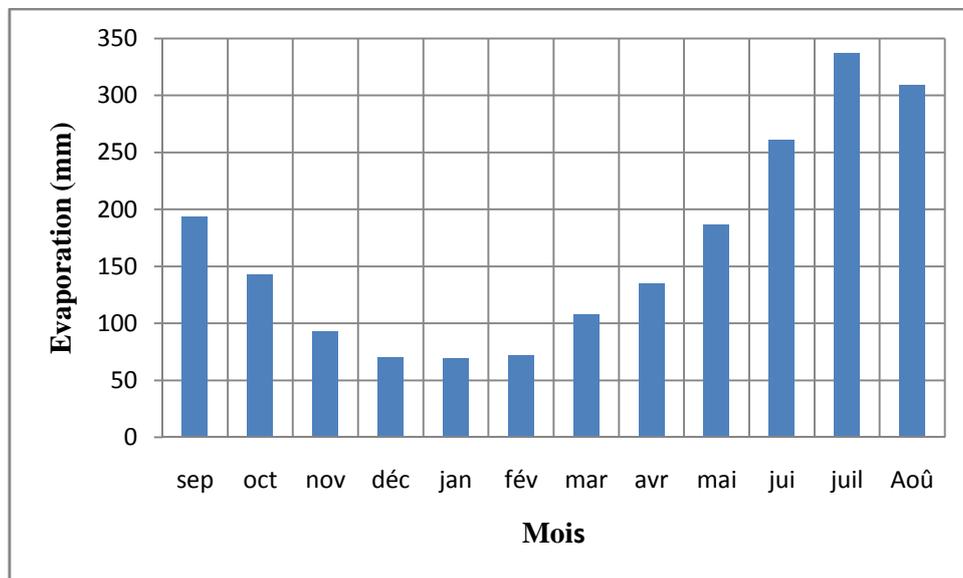


Figure III.5:Répartition mensuel de l'Evaporation.

d) la pluviométrie :

La préparation mensuelle des pluies moyennes interannuelle à été étalier sur la base de la série des précipitations à la station de KSAR EL BOUKHARI (011301) sur la période (1972-2010), elle est donnée par le tableau III.11. (Voir annexe II.1).

Tableau III.11.Pluies moyennes mensuelles

mois	Sep	Oct.	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Août	Année
Pmoy (mm)	20,54	28,26	28,07	36,56	48,26	29,22	39,16	34,34	30,76	11,17	5,11	8,30	319,75
Pmoy (%)	6,42	8,84	8,78	11,43	15,09	9,14	12,25	10,74	9,62	3,49	1,60	2,60	100,00

Source : ANRH

Conclusion

Sur la base de l'étude du climat, il peut être aisément conclu que la zone d'études se caractérise par :

- Une pluviométrie variant de 272,6 mm à 843,2mm
- Un climat semi-aride à hiver frais ;
- Une période sèche s'étalant du mois de Mai au mois de Septembre
- Une évaporation intense pendant les moins Juillet et Août .

III.2.3. Analyse statistique des pluies maximales journalières

L'estimation des pluies journalières est souvent génératrice de crues exceptionnelles. Pour cela, il est important d'effectuer un ajustement statistique d'une loi théorique à la série d'observations afin de déterminer les précipitations maximales journalières fréquentielles.

La station KSAR EL BOUKHARI est considérée avec une série d'observation de 29 années sans le tableau III.12 (Annexe III.2).

En utiliser le logiciel (HYFRAN) pour déterminer les paramètres de la série et pour l'ajustement.

Tableau III.12.Caractéristiques de l'échantillon

Statistiques de base	29
Minimum	15.2
Maximum	101.2
Moyenne	37.8
Ecart-type	20.4
Médiane	32.0
Coefficient de variation (Cv)	0.539
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.69
Coefficient d'aplatissement (Ck)	4.76

a) Ajustement des pluies maximales journalières à la loi de Gumbel

(Doublement exponentiel)

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

$$F(X) = e^{-e^Y}$$

Avec: $Y = \frac{X-X_0}{\alpha}$

1/ : la pente de la droite de GUMEL

Y : variable réduite de GUMBEL, On peut écrire :

$$Y = - \ln (- \ln (F (x))).$$

x : précipitation maximale journalière (mm).

x₀ : paramètre de position (mode).

Les résultats obtenus par les différentes fréquences sont récapitulés dans le (Tableau III.13) et la (Figure III.6)

Paramètres

$$u = 28.597716$$

$$= 15.870853$$

Quantiles

$$q = F(X) \quad (\text{probabilité au non-dépassement})$$

$$T = 1/(1-q)$$

Tableau III.13. Résultats de l'ajustement Gumbel (Méthode des moments)

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	Précipitation (XT)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
1000	0.9990	138	21.9	95.4- 181
200	0.9950	113	16.9	79.4- 146
100	0.9900	102	14.8	72.5- 131
50	0.9800	90.5	12.7	65.6- 115
20	0.9500	75.7	9.97	56.2- 95.3
10	0.9000	64.3	7.89	48.8- 79.8
5	0.8000	52.4	5.84	40.9- 63.9
2	0.5000	34.4	4.41	27.6- 41.2
1.1	0.1000	15.4	3.92	7.67 -23.1

Gumbel (Méthode des moments)

Hypothèses

H0 : L'échantillon provient d'une loi de Gumbel

H1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi de Gumbel

Résultats :

D'après le test de khi2 on obtient les résultats suivants :

Résultat de la statistique : $\chi^2 = 6.48$

p-value $p = 0.1659$

Degrés de liberté : 4

Nombre de classes : 7

Conclusion

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %

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

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	15.2
Maximum	Aucun	101,2
Moyenne	37.8	37.8
Ecart-type	20.4	20.4
Médiane	34.4	32.0
Coefficient de variation(Cv)	0.539	0.539
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	1.69
Coefficient d'aplatissement(Ck)	2.40	4.76

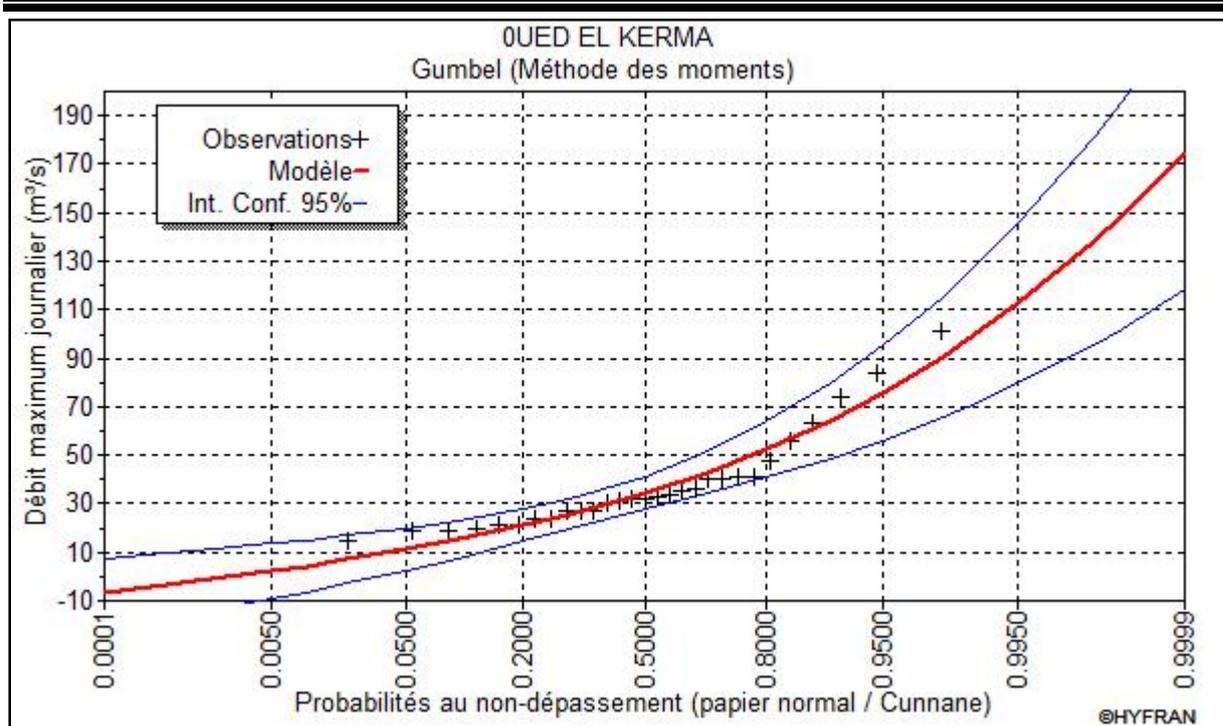


Figure III.6: Ajustement a loi de Gumbel

1

b) Ajustement des pluies maximales journalières à la loi log normal (Galton)

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

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

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

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

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

$$\text{Log } x(p \%) = \bar{X} + \sigma_x \cdot \text{Log } u(p\%)$$

$$\text{Log } X = \frac{\sum_{i=1}^{38} \bar{X}_i}{N}$$

Les résultats obtenus sont représentés dans le (Tableau III.15) et la (Figure III.7)

Nombre d'observations: 29

Paramètres

mu = 3.518907

= 0.463269

Quantiles

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

$T = 1/(1-q)$

Tableau III.15.Résultats de l'ajustement Méthode de log normale (Galton)

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	Précipitation(XT)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
1000.0	0.9990	141	29.6	83.2 - 199
200.0	0.9950	111	20.2	71.8 - 151
100.0	0.9900	99.2	16.6	66.6 - 132
50.0	0.9800	87.4	13.4	61.1 - 114
20.0	0.9500	72.3	9.64	53.4 - 91.2
10.0	0.9000	61.1	7.15	47.1 - 75.1
5.0	0.8000	49.8	5.01	40.0 - 59.7
2.0	0.5000	33.7	2.90	28.1 - 39.4
1.1	0.1000	18.6	2.18	14.4 - 22.9

Log normale (Maximum de vraisemblance)

Hypothèses

H0 : L'échantillon provient d'une loi Log normale

H1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Log normale

Résultats : d'après le test de khi2 on obtient les résultats suivants :

$$X^2 = 3,59$$

p-value $p = 0.4649$

Degrés de liberté : 4

Nombre de classes : 7

Conclusion

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5%

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

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0.00	15.2
Maximum	Aucun	101,2
Moyenne	37.6	37.8
Ecart-type	18.4	20.4
Médiane	33.7	32.0
Coefficient de variation (Cv)	0.489	0.539
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.58	1.69
Coefficient d'aplatissement (Ck)	7.78	4.76

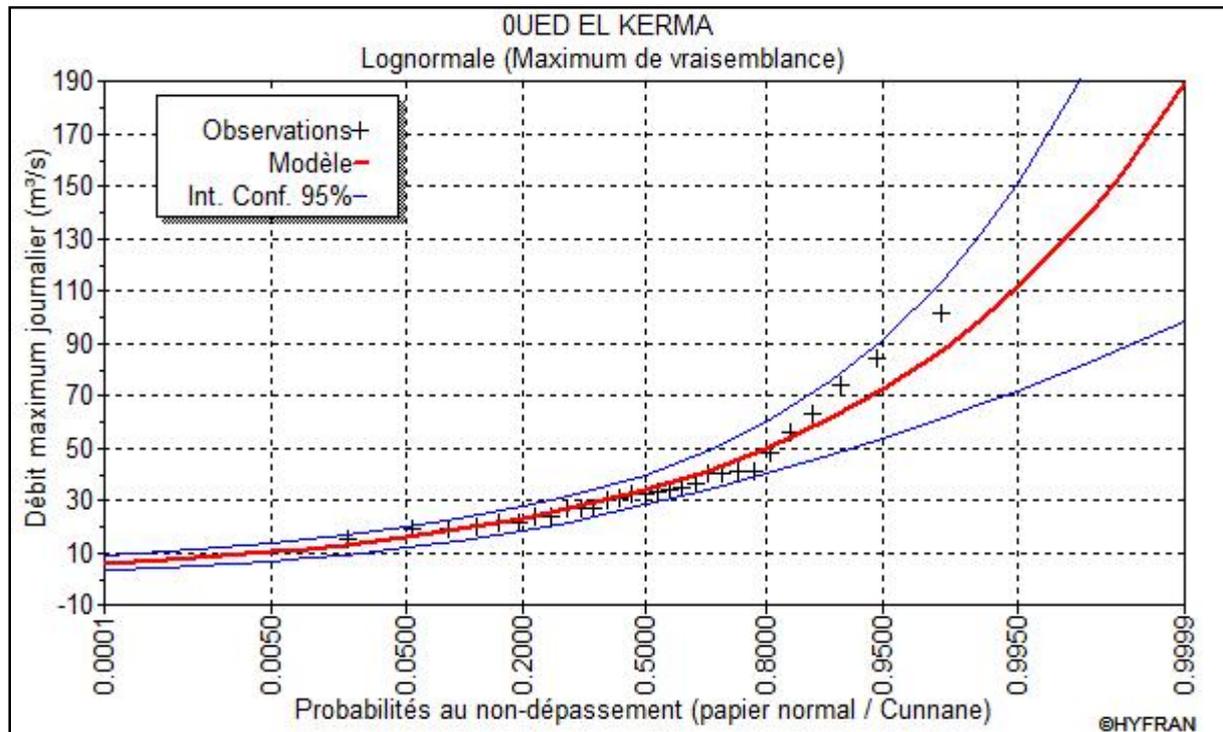


Figure III.7 : Ajustement à la loi de log normale (Galton)

Conclusion

D'après les deux graphes, on trouve que la série de pluies maximales journalières suit la loi log normale «GALTON» mieux que celle de la loi de GUMBEL, puisque dans ce dernier les résultats sont négatifs donc on les refuse.

Tableau III.17. Valeurs des pluies maximales journalières fréquentielles arrêtées pour les calculs des intensités

Fréquence (%)	1	2	5	10	20	50
Période de retour (ans)	100	50	20	10	5	2
$\bar{P}_{\max j p\%}$ (mm)	99,2	87,4	72.3	61.1	49.8	33.7

III.3. Pluie de courte durée a différentes fréquences

Pour une période donnée, la quantité de pluie tombée en un temps (t) est déterminée par la formule suivante:

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

Avec :

$P_{\max t, P\%}$: Pluie de courte durée pour une fréquence donnée (mm).

$P_{\max j, P\%}$: Pluie maximale journalière pour la même fréquence (mm).

t : Durée de pluie (h).

b : Exposant climatique. b = 0,35.

L'intensité des pluies $I_t = \frac{P_{tc}}{t}$

Les résultats de calcul sont regroupés dans les tableaux III.18

Tableau III.18. Pluies de courte durée (mm) et leurs intensités I_t (mm/h)

t (heure)	Période de retour (ans)							
	10		20		50		100	
	$P_{max,t,p\%}$ (mm)	I_t (mm/h)	$P_{max,t,p\%}$ (mm)	I_t (mm/h)	$P_{max,t,p\%}$ (mm)	I_t (mm/h)	$P_{max,t,p\%}$ (mm)	I_t (mm/h)
0.20	11,44	57,19	13,53	67,67	16,36	81,80	18,57	92,85
0.25	12,37	49,47	14,63	58,53	17,69	70,76	20,08	80,31
0,5	15,76	31,52	18,65	37,30	22,55	45,09	25,59	51,18
1	20,09	20,09	23,77	23,77	28,74	28,74	32,62	32,62
2	25,61	12,80	30,30	15,15	36,63	18,31	41,57	20,79
3	29,51	9,84	34,92	11,64	42,21	14,07	47,91	15,97
4	32,64	8,16	38,62	9,65	46,68	11,67	52,99	13,25
5	35,29	7,06	41,75	8,35	50,48	10,10	57,29	11,46
6	37,61	6,27	44,51	7,42	53,80	8,97	61,06	10,18
7	39,70	5,67	46,97	6,71	56,78	8,11	64,45	9,21
8	41,60	5,20	49,22	6,15	59,50	7,44	67,53	8,44
9	43,35	4,82	51,29	5,70	62,00	6,89	70,38	7,82
10	44,97	4,50	53,22	5,32	64,33	6,43	73,02	7,30
11	46,50	4,23	55,02	5,00	66,52	6,05	75,50	6,86
12	47,94	3,99	56,73	4,73	68,57	5,71	77,83	6,49
13	49,30	3,79	58,34	4,49	70,52	5,42	80,04	6,16
14	50,60	3,61	59,87	4,28	72,37	5,17	82,15	5,87
15	51,83	3,46	61,33	4,09	74,14	4,94	84,15	5,61
16	53,02	3,31	62,73	3,92	75,84	4,74	86,08	5,38
17	54,15	3,19	64,08	3,77	77,46	4,56	87,92	5,17
18	55,25	3,07	65,37	3,63	79,03	4,39	89,70	4,98
19	56,30	2,96	66,62	3,51	80,54	4,24	91,41	4,81
20	57,32	2,87	67,83	3,39	82,00	4,10	93,07	4,65
21	58,31	2,78	69,00	3,29	83,41	3,97	94,67	4,51
22	59,27	2,69	70,13	3,19	84,78	3,85	96,22	4,37
23	60,20	2,62	71,23	3,10	86,11	3,74	97,73	4,25
24	61,10	2,55	72,30	3,01	87,40	3,64	99,20	4,13

III.4. Etudes des apports

L'étude des apports doit être faite en fonction de l'utilisation de la retenue et du rôle qu'on lui exige.

La plus parts des petits retenues sont destinées d'assurer une régularisation saisonnière des ressource en eau, elle se remplissant pondant la saison humide et se vident en plus au moins complètement pondant la saison sèche. Dans ce cas, on procédera à une étude détaillée que possible des apports annuels afin de déterminer le volume maximal utilisable sur le site avec le taux se satisfaction choisi, et on vérifiera que ce volume est suffisant pour remplir la retenue.

III.4.1. Apport liquide :

Les apports liquides de notre retenue sont déterminés par des formules empiriques.

III.4.1.1. Apport moyen annuelle :

Différentes formules empiriques sont utilisées pour le calcul de l'apport moyen annuelle A0.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le Tableau III.19

Tableau III.19.Récapitulatif des résultats des apports.

Les formules		Le (mm)	Apport moyen A0 (m ³)
ANRH	$A_0 = 0,915 \cdot P_{\text{moy}}^{2,684} \cdot S^{0,842}$		123691,33
DERIE I	$A_0 = 0,915 \bar{P}^{2,684} S^{0,158}$		238176,97
DERIE II	$A_0 = 0,513 \bar{P}^{2,683} D_d S^{0,842}$		451099,196
SAMIE	$A_0 = Le \times S$ $Le = P^2 \text{moy} (293 - 2.2\sqrt{S})$	29.53	103928,35

Avec :

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en (m) .

S : Surface du bassin versant en (km²) .

Le : Lame d'eau écoulée en (mm).

Ce : Coefficient d'écoulement.

D_d : Densité de drainage (km/km²)

la valeur moyenne : A0 = 229240,85 m³.

Conclusion

D'après quatre résultats, on adopte finalement la valeur moyenne des autres valeurs, c'est -à-dire : **A0=229240,85 m³.**

III.4.1.2. Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen :

La répartition se fait comme celle du pluviométrique, on prend les mêmes pourcentages mensuelle de la pluie, comme montre le tableau suivant :

Tableau III.20.Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	Jl	A	Annuel
A(%)	6,42	8,84	8,78	11,43	15,09	9,14	12,25	10,74	9,62	3,49	1,60	2,60	100
A (m ³)	14725,90	20260,66	20124,44	2621,24	34599,42	20948,92	28075,28	24619,64	2203,01	8008,19	3663,55	5950,58	229240,85

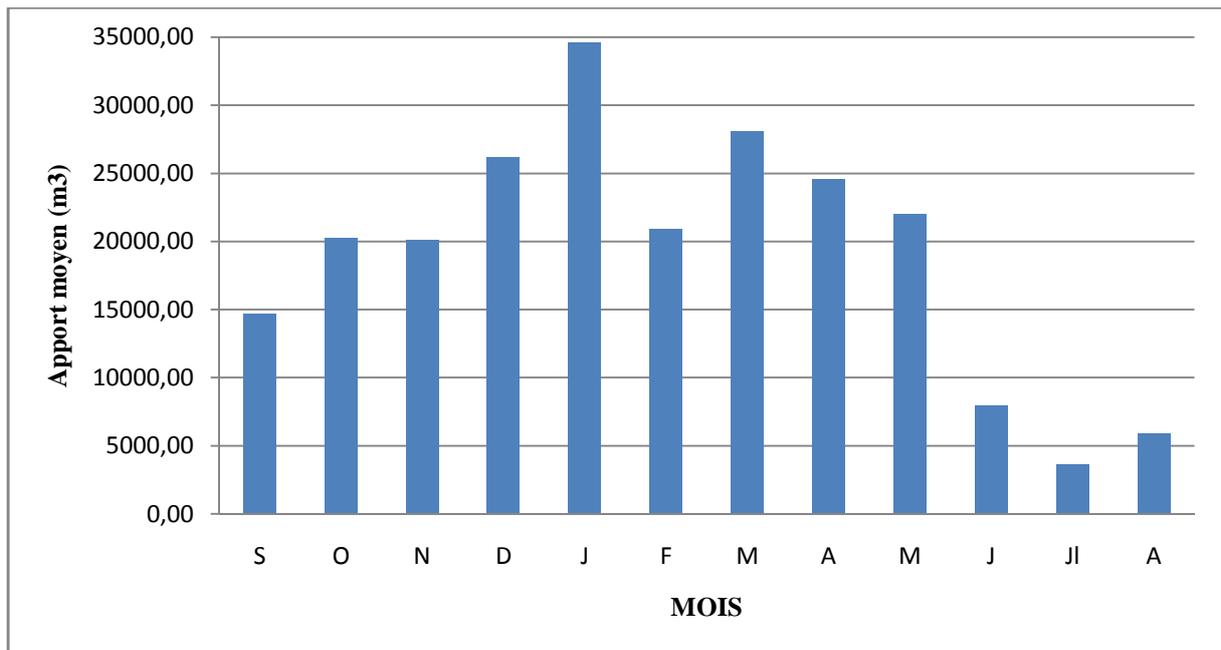


Figure III.8 : Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen

III.4.1.3. Caractéristiques de l'écoulement

a) Module de l'écoulement (M_e) :

$$M_e = \frac{A_0}{T} \dots\dots\dots(III.12)$$

A_0 : Apport moyen annuel [litres].

T : Temps d'une année en [secondes] " $T = 31,536.10^6$ s".

AN : $M_e = 7,27$ l/S

b) Module de l'écoulement relatif

$$M_0 = \frac{M_e}{S} \dots\dots\dots(III.13)$$

Où

: M_e : Module de l'écoulement (l/s)

s: Superficies du bassin(km²)

AN: $M_0 = 2,07$ l/s.km²

c)Lame d'eau écoulee

$$L_e = A_0/S. \dots\dots\dots(III.14)$$

$L_e = 65,12$ mm

d) Coefficient de l'écoulement

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \dots\dots\dots(III.15)$$

Où : $L_e = 65,12$ mm et $P_{moy} = 319,75$ mm

AN : $C_e = 0,2$

e) Coefficient de variation

Le coefficient de variation est un paramètre caractérisant l'écoulement, on le calcule à l'aide des formules empiriques.

1. Formule de N.N PADOUM:

:

$$C_v = k. \frac{0,93}{M_0^{0,23}} \dots\dots\dots(III.16)$$

Avec :

C_V : Coefficient de variation.

K : Coefficient de réduction $K=0,75$.

M_0 : Module spécifique (l/s.Km²). ($M_0=2,07$ l/s.Km²)

2. Formule de SOKOLOVSKY :

$$C_V=0,78 - 0,29\text{Log}M_0 - 0,063 \text{ Log}(S+1) \dots\dots\dots(\text{III.17})$$

Avec : C_V : Coefficient de variation.

S : Surface du bassin versant (Km²). $S=3,52$ Km².

M_0 : Module spécifique (l/s.Km²). ($M_0=2,07$ l/s.Km²)

3. Formule d'URGIPROVODKMOZ :

$$C_V = \frac{0,70}{M_0^{0,125}} \dots\dots\dots(\text{III.18})$$

Avec :

C_V : Coefficient de variation.

M_0 : Module spécifique (l/s.Km²). ($M_0=2,07$ l/s.Km²)

4. Formule de KRITSKLY–MENKEL :

$$C_V = \frac{0,83}{S^{0,06} M_0^{0,27}} \dots\dots\dots(\text{III.19})$$

Avec :

C_V : Coefficient de variation.

M_0 : Module spécifique (l/s.Km²). ($M_0=2,07$ l/s.Km²).

S : Surface du bassin versant (Km²). $S=3,52$ Km².

Les résultats de calcul du coefficient de variation sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.21.Récapitulatif des résultats de coefficient de variante.

FORMULE				
	N.N PADOUM	SOKOLOVSKY	URGIPROVODKMOZ	KRITSKLY– MENKEL
C_V	0,59	0,65	0,64	0,63

La valeur moyenne $C_V=0.62$

Conclusion

Les valeurs du coefficient de variation trouvées par les différentes formules sont proches, on prend comme valeur finale la moyenne ou celle donnée par la formule de KRITSKLY–MENKEL c'est-à-dire $C_v=0,63$.

III.4.2. Apports fréquentiels :

L'estimation fréquentielle des apports est envisagée par l'application d'une loi Log Normale (Loi de Galton) qui est donnée comme suit :

$$A_{\%} = \frac{A_0 \cdot e^{U \cdot \sqrt{\log(C_v + 1)}}}{\sqrt{C_v^2 + 1}} \dots\dots\dots(III.20)$$

A% : Apport de fréquence donnée.

U : Variable réduite de Gauss.

A0 : Apport moyen annuel (Mm³).

Cv : Coefficient de variation.

Tableau III.22.Calcul des apports fréquentielles.

Période retour (ans)	4/5	10	20	50	100
Fréquence (%)	80	10	5	2	1
U (GAUSS)	-0.84145	1.28229	1.64308	2.05046	2.32723
A (m³)	125309,35	308181,73	359088,61	426746,67	479847,26

III.4.2.1. Répartition de l'apport fréquentiel dans l'année :

L'apport fréquentiel a la même distribution de pourcentage de la pluviométrie, on prend la valeur qui correspond à la fréquence de 80% pour garantir un remplissage de 4 années sur 5.

Tableau III.23.Répartition de l'apport fréquentiel (A80%).

Mois	S	O	N	D	J	F	
A%	6,42	8,84	8,78	11,43	15,09	9,14	
A (m³)	8049,58	11075,04	11000,57	14327,79	18912,99	11451,26	
Mois	M	A	M	J	Jl	A	Annuel
A%	12,25	10,74	9,62	3,49	1,60	2,60	100,00
A (m³)	15346,72	13457,77	12054,78	4377,50	2002,60	3252,75	125309,35

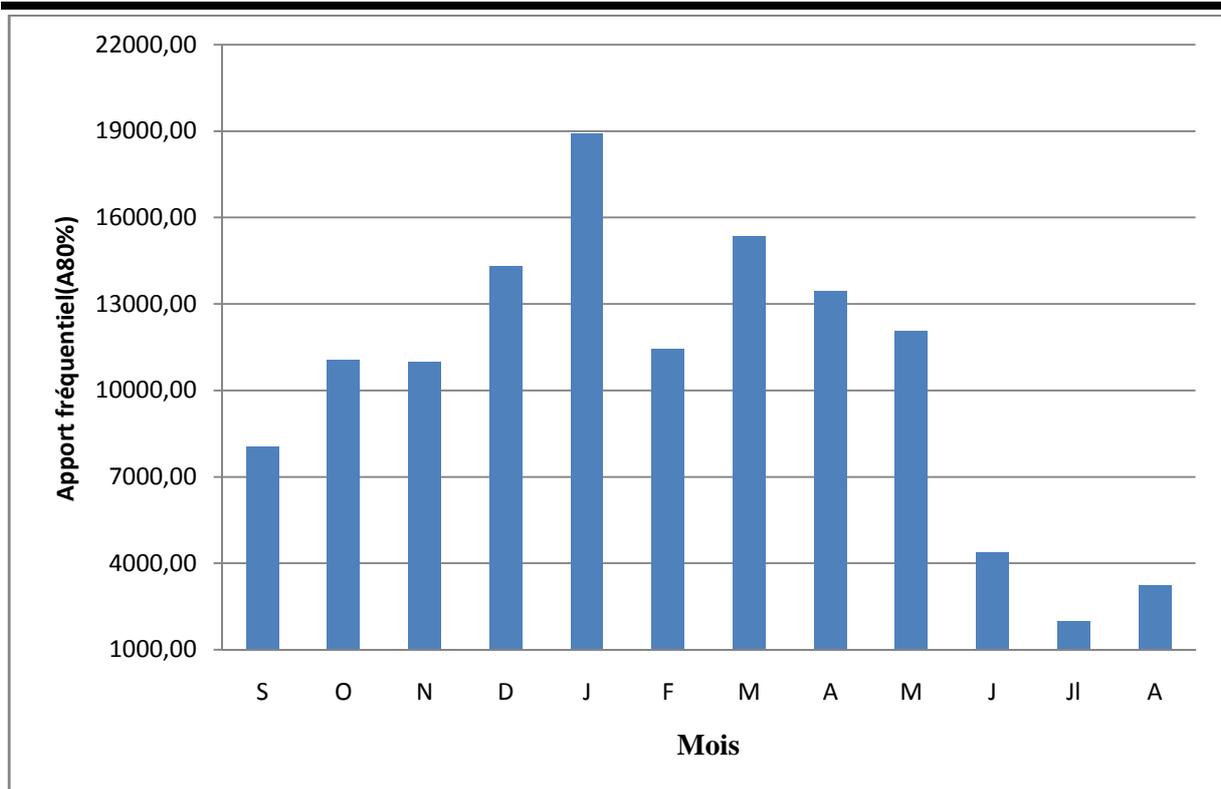


Figure III.9 : Répartition de l'apport fréquentiel (A80%).

III.4.3. Apport solide et volume mort :

Les apports solides dépend de l'étendue, du relief du bassin versant, de la nature géologique des sols et de leur résistances à l'érosion, liée elle-même à la couverture végétale, au régime des pluies et des températures.

Le volume mort est un volume qui ne participe pas à la régularisation des débits, il doit répondre à certaines conditions:

- ✓ Accumulation des matériaux solides dans la retenue ;
- ✓ Garantir le fonctionnement normal des pompes.

Pour le calcul du volume mort de la retenue on utilise les formules empiriques.

➤ Formule de Tixeront :

Le volume de solides pour l'étape de faisabilité est déterminé par la formule de Tixeront-Songera, dont l'expression est la suivante:

$$T_s = K L_e^{0,15} \dots \dots \dots (III.21)$$

T_s: Volume total de solides, en T/km² par année.

L_e: Lamé d'écoulement en mm, déterminée à partir de l'apport moyen.

K: Paramètre caractéristique de la perméabilité du bassin

Tableau III.24.Degré de perméabilité

K	Degré de perméabilité
8.5	Elevé
75	Mayenne
350	Mayenne fiable
1400	Fiable
3200	Imperméabil

K : Egale à 75 pour un bassin à perméabilité moyenne

Le = 65,12 mm

AN: Ts = 140,32 T/km²/an

Préliminairement, le volume mort (Vm) est déterminé en fonction du volume total des sédiments, le nombre d'années de vie utile de l'ouvrage et le poids spécifique des sédiments:

$$V_m = (1,05 \div 1,10) \frac{Q_s \cdot T}{\delta_s} \dots\dots\dots (III.22)$$

Où:

T: Vie utile de l'ouvrage (années).

δs: Poids spécifique des sédiments, en T/m³ (Voir tableau).

Tableau III.25. Densité volumétrique des différents types de sédiments

Typologie des sédiments	Poids volumétrique T/m ³	Typologie des sédiments	Poids volumétrique T/m ³
Boue fine	0.7 - 0.8	Sable fin	1.5 - 1.6
Boue fine	0.8 - 0.9	Sable moyen	1.6 - 1.7
Boue avec mélange de sable	0.9 - 1.1	Sable moyen et lourd	1.1 - 1.8
Sable fin sédimenté	1.1 - 1.2	Sable avec gravier	1.8 - 1.9
Sable fin et moyen sédimenté	1.2 - 1.3	Gravier	1.9 - 2.1
Sable moyen sédimenté	1.3 - 1.5	Cailloux avec gravier	2.1 - 2.4

AN :

Ts=125,9 T/km²/ans

$S = 3,52 \text{ km}^2$

$T = 20 \text{ ans}$

$\delta_s = 1,6 \text{ T/m}^3$

Donc : Le Volume mort $V_m = 6174,06 \text{ m}^3$

NVM=1052,66mNGA

III.5.Etude des crues

En absence de stations et d'observations hydrométriques sur le bassin hydrographique, l'estimation des débits de crues fréquentielle se fera à partir d'un examen des formules empiriques : méthode volumique(SOKOLOVSKY), TURAZZA et MALLET-GAUTIER.

a. Méthode Volumique (Formule de SOKOLOVSKY)

$$Q_{\max p\%} = \frac{0.28 P_{tc} \cdot r \cdot FS}{T_m} \dots\dots\dots (III.23)$$

P_{tc} : Précipitation de probabilité P% correspondant à un temps t_c , en m

$T_m = T_c$: temps de concentration.

F : Coefficient de forme de la crue :

$$f = \frac{12}{4+3\gamma} \text{ (hydrogramme triangulaire) } \dots\dots\dots (III.24)$$

H_0 : C'est la perte d'eau initiale. Au nord de l'Algérie $H_0 = 7 \text{ mm}$

Pour $S = 50 \text{ Km}^2$.

Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable 2 2.5

Pour un bassin boisé3 4.

On prend : = 2 Donc : F = 1,2

S : Superficie du bassin (Km^2).

γ : Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée.

$$\alpha p\% = \frac{\sqrt{P_{tc\%}} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{P_{tc\%}} + \sqrt{H_0}} \dots\dots\dots (III.25)$$

Tableau III.26.Débits fréquents pour différents périodes de retour obtenues par la méthode de SOKOLOVSKY

	débits des crues fréquentielles Q_{\max} (m^3/s)			
Fréquence (%)	10	5	2	1
Période de retour (ans)	10	20	50	100
$P_{tcp\%}$(mm)	12,37	14,63	17,69	20,08
p%	0,141	0,182	0,228	0,258
$Q_{\max p\%}$ (m^3/s)	8,27	10,35	19,06	24,46

b. Formule de TURRAZA

$$Q_{\max,p\%} = \frac{C_e P_{\text{tcp}\%} S}{3,6 \text{ tc}} = \frac{C_e I_{\text{tcp}\%} S}{3,6} \dots\dots\dots(III.26)$$

S : superficie du bassin versant (km²) **S=3,52 Km²**.

C_e : Coefficient de ruissellement en fonction de la fréquence.

P_{tcp%} : pluies de durée égale au temps de concentration (mm)

I_{tcp%} : Intensité des pluies pour une fréquence donnée.

Tableau III.27.Débits fréquentiels pour différents sous bassins obtenues par la méthode
TURRAZA

Fréquence (%)	10	5	2	1
Période de retour (an)	10	20	50	100
P_{tcp%}(mm)	12,37	14,63	17,69	20,08
c_e	0,313	0,351	0,391	0,415
Q_{maxp%}(m3/s)	15,14	20,087	27,05	32,59

c. Formule de MALLET-GAUTHIER

$$Q_{\max,p\%} = 2K \log(1 + A \cdot P_{\text{moy}}) \frac{S}{\sqrt{L_p}} \cdot \sqrt{1 + 4 \log T - \log(S)} \dots\dots\dots(III.27)$$

S : superficie du Bassin versant, (Km²), **S=3,52 Km²**.

P_{moy} : pluie moyenne annuelle en (m), **P=0,3197mm**.

A : Coefficient régionale, **A=20**.

K : Constante du bassin Varie entre 1 et 3, **K=2**.

T : période de retour en années.

L_p : longueur du talweg principale en (km), **L_p=2,811 Km**.

Tableau III.28.Débits fréquentiels pour différents sous bassins obtenues par la méthode
MALLET-GAUTHIER.

	débits des crues fréquentielles Q_{max} (m³/s)			
Fréquence (%)	10	5	2	1
Période de retour (ans)	10	20	50	100
Q_{maxp%} (m³/s)	15,4	17,35	19,64	21,22

III.5.1. Choix du débit de crues

D’après les résultats obtenus par les différentes méthodes de calcul de débit de crues, on remarque que les valeurs obtenues par la méthode de TURRAZA sont proches à la moyenne des trois méthodes.

Et comme la méthode de SOKOLOVSKY tient compte de plus de paramètres surtout des pluies à courtes durées qui sont responsables de la génération des crues exceptionnelles, on considère les débits obtenus par cette méthode comme les débits de crues de dimensionnement.

III.5.2. Hydrogramme de crue

L'hydrogramme de crue sera établi selon la méthode de SOKOLOVSKY. Cette méthode assimile l'hydrogramme de crue à deux équations paraboliques, l'une pour la montée et l'autre pour la décrue.

• **Pour le monté de la crue :** $Q_m = Q_{max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^x \dots\dots\dots(III.28)$

• **Pour la décrue:** $Q_d = Q_{max} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^y \dots\dots\dots(III .29)$

Avec :

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

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

t_m : Temps de montée de la crue, $t_m=t_c$ (Selon SOKOLOVSKY)

t_d : Temps de la décrue $t_d=\delta t_m$.

δ : Coefficient qui dépend des caractéristiques du bassin versant.

x et y : Puissance des courbes (x= 2 pour la montée de la crue et Y= 3 pour la décrue)

.Tableau III.29.Coefficient de forme de l’hydrogramme de crue .

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

Pour notre bassin on prend : $u=2.5$

$t_d = 2,5 \cdot 0,25 = 0,625$ heures.

$$\text{Donc : } Q_m = Q_{\max} \left(\frac{t}{0,25} \right)^2$$

$$Q_d = Q_{\max} \left(\frac{0,625 - t}{0,625} \right)^3$$

Les résultats obtenus pour les différentes fréquences sont représentés dans le tableau III.30.

Tableau III.30. Débits fréquentielles pour la construction l'hydrogramme de crue.

Temps (heures)	Période de retour (ans)			
	10	20	50	100
	Qmax (10%)	Qmax (5%)	Qmax (2%)	Qmax (1%)
0	0	0	0	0
0,1	1,32	1,66	3,05	3,91
0,2	5,29	6,62	12,20	15,65
0,25	8,27	10,35	19,06	24,46
0,3	6,44	8,06	14,84	19,05
0,4	3,63	4,54	8,37	10,74
0,5	1,79	2,24	4,12	5,28
0,6	0,70	0,88	1,62	2,08
0,7	0,18	0,23	0,42	0,54
0,8	0,01	0,02	0,03	0,04
0,875	0,00	0,00	0,00	0,00

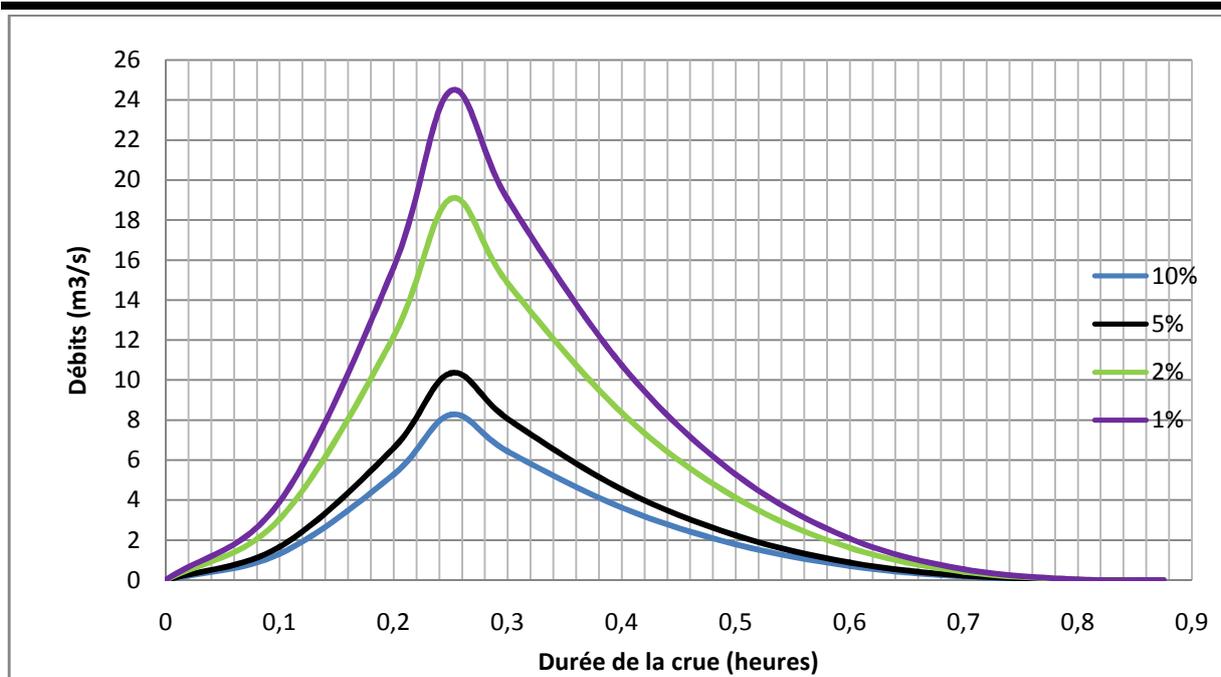


Figure III.10 :Hydrogrammes des crues pour différentes période de retour

III.5.3. Choix de la crue de projet

La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer pour une probabilité donnée. Alors que le choix de la crue de ce projet dépend, essentiellement, de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des conséquences qui peuvent se produire à l'aval et des considérations technico-économiques liées à l'aménagement et à l'environnement.

Le passage de cette crue se faire sans causer à l'ouvrage de dommage qui pourrait avoir des conséquences graves pour l'aval. En outre le laminage de la crue par la retenue ne doit pas provoquer de submersion dommageable à l'amont.

Pour la crue de projet, on adopte une période de retour $T=100$ ans tandis qu'on adopte une période $T=20$ ans pour la crue des travaux.

C'est-à-dire $Q_{\max 1\%} = 24,46 \text{ m}^3/\text{s}$ et $Q_{\max 5\%} = 10,35 \text{ m}^3/\text{s}$

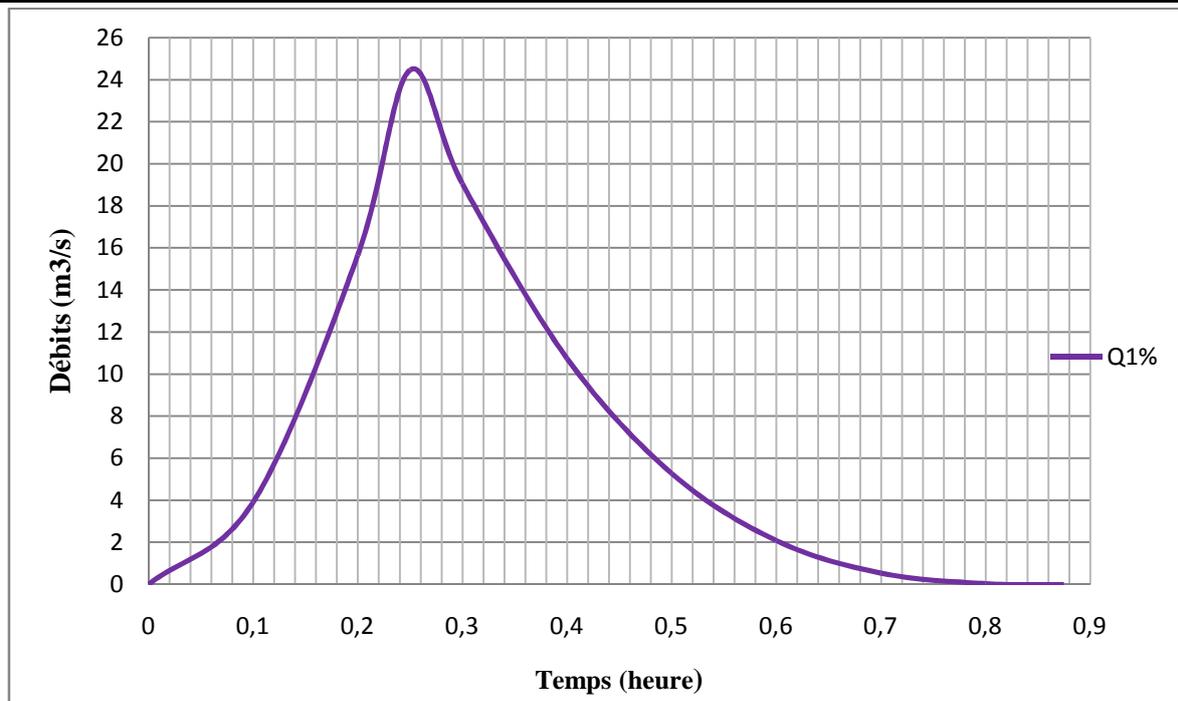


Figure III.11 :Hydrogramme de crue de projet (Q1%).

III.6. Régularisation des débits :

L'étude de la régularisation du retenue à pour objectif la détermination de la digue et des ressources en eaux mobilisables pour l'irrigation (volume utile) et ce en déterminant :

- Les paramètres de la retenue ;
- Le niveau normal de la retenue.

La méthode utilisée est la méthode du bilan hydrique au pas de temps mensuel recommandé par les experts pour ce type de barrage afin d'éviter leur surdimensionnement.

Le traitement des levés topographiques, l'étude hydrologique du site et les besoins en eaux pour l'irrigation ont permis de déterminer les paramètres nécessaires pour le calcul de la régularisation à la base des données hydrologiques suivantes :

- ✓ Apports moyens mensuels ;
- ✓ Répartition statique des apports ;
- ✓ Modulation de la demande ;
- ✓ Evaporation ;
- ✓ Courbes hauteur – capacité – surface ;
- ✓ Infiltration ;

III.6.1. Courbes caractéristiques de la retenue :

La côte minimale est de 1049,50m et la côte maximale est de 1063,50 m.

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

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} H \dots\dots\dots (III.30)$$

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

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

H : Différence d'altitude entre les deux courbes de niveau successives

V_i : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives

On représente les caractéristiques topographiques suivantes :

Courbe capacité hauteur $H=f(V)$

Courbe surface hauteur. $H=f(S)$

Le tableau suivant donne les coordonnées des courbes Hauteur- Capacité- Surface.

Tableau III.31.les coordonnées des courbes Hauteur- Capacité- Surface.

Hauteur (m)	Cote (mNGA)	Surface partielle (m ²)	Surface cumulée (m ²)	Volume (m ³)	Hauteur (m)
0,00	1049,50	0,00	0,00	0,00	0,00
1,00	1050,50	975,00	975,00	650,00	1,00
2,00	1051, 50	1266,00	2241,00	2258,00	2,00
3,00	1052, 50	1823,00	4064,00	5410,50	3,00
4,00	1053, 50	1667,00	5731,00	10308,00	4,00
5,00	1054, 50	1809,00	7540,00	16943,50	5,00
6,00	1055, 50	2315,00	9855,00	25641,00	6,00
7,00	1056, 50	3068,00	12923,00	37030,00	7,00
8,00	1057, 50	3137,00	16060,00	51521,50	8,00
9,00	1058, 50	3759,00	19819,00	69461,00	9,00
10,00	1059, 50	3753,00	23572,00	91156,50	10,00
11,00	1060, 50	5194,00	28766,00	117325,50	11,00
12,00	1061, 50	4982,00	33748,00	148582,50	12,00
13,00	1062, 50	5653,00	39401,00	185157,00	13,00
14,00	1063, 50	6592,00	45993,00	227854,00	14,00

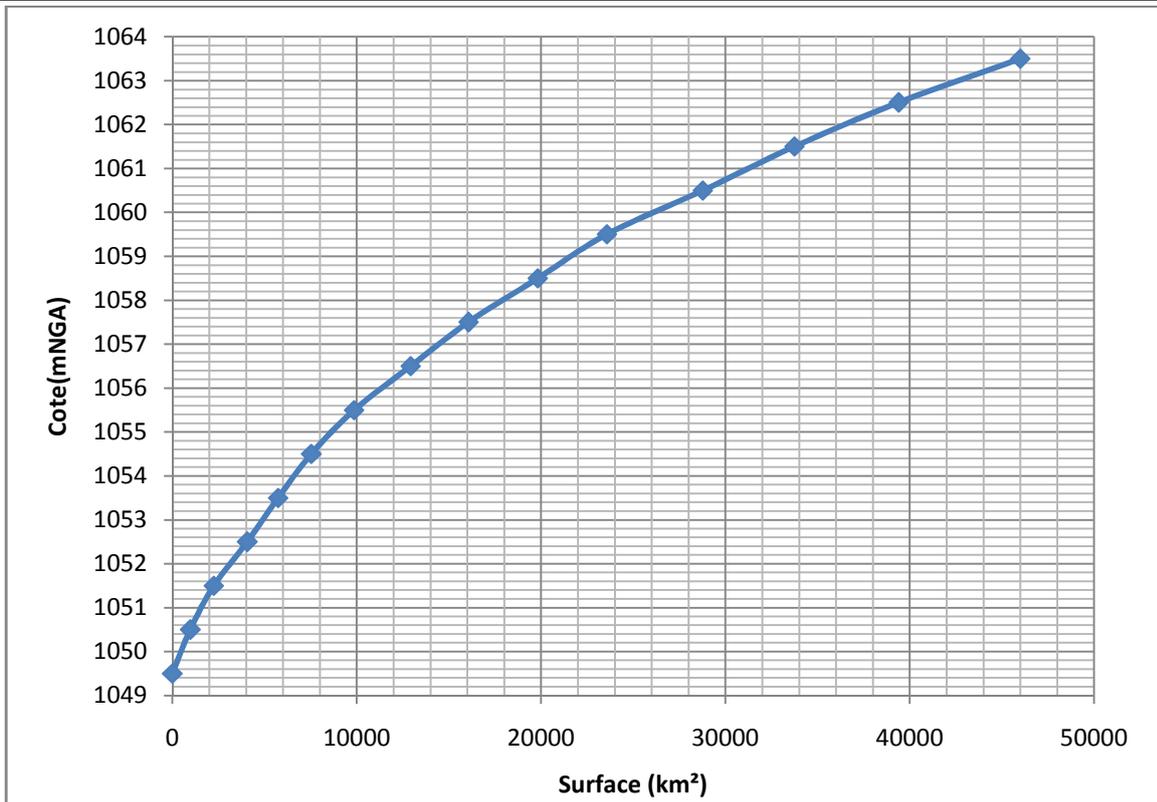


Figure III.12 : Courbes Surface-Hauteur.

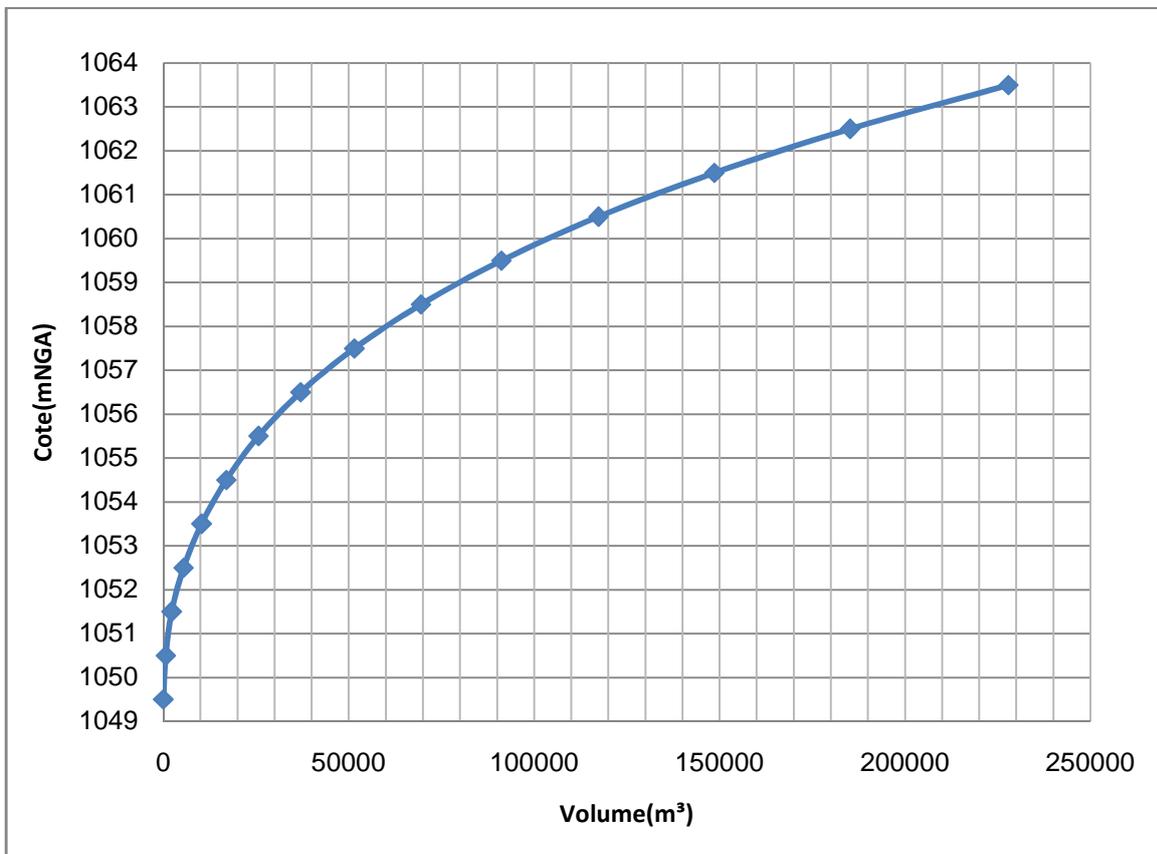


Figure III.13 : Courbes Capacité –Hauteur.

III.6.2. Répartition des besoins :

La répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation d'après l'institut nationale d'agronomie et la FAO est donnée au Tableau III.32.

Tableau III.32.Répartition mensuelle des besoins

Mois	Besoin (m3/ha/an)	Besoin (%)	12ha	15ha	18ha	20ha	25ha	30ha
Septembre	750	15	9000	11250	13500	15000	18750	22500
Octobre	0	0	0	0	0	0	0	0
Novembre	0	0	0	0	0	0	0	0
Décembre	0	0	0	0	0	0	0	0
Janvier	0	0	0	0	0	0	0	0
Février	0	0	0	0	0	0	0	0
Mars	0	0	0	0	0	0	0	0
Avril	250	5	3000	3750	4500	5000	6250	7500
Mai	750	15	9000	11250	13500	15000	18750	22500
Juin	1000	20	12000	15000	18000	20000	25000	30000
Juillet	1250	25	15000	18750	22500	25000	31250	37500
Août	1000	20	12000	15000	18000	20000	25000	30000
Totale	5000	100	60000	75000	90000	100000	125000	150000

D'après le tableau au-dessus on considère des besoins de l'ordre 5000 m3/ha, la surface totale à irriguer est dans les environs de **15 ha**, le volume d'eau perdu sur cette surface est de :

$$V_{\text{Irrig}} = 75000 \text{ m}^3/\text{h}/\text{an}.$$

III.6.3. Répartition mensuelle de l'apport A80% :

La répartition mensuelle de l'apport A80% est donnée dans le Tableau III.33.

Tableau III.33. Répartition mensuelle des apports A80%.

Mois	S	O	N	D	J	F	
A%	6,42	8,84	8,78	11,43	15,09	9,14	
A (m ³)	8049,58	11075,04	11000,57	14327,79	18912,99	11451,26	
Mois	M	A	M	J	Jl	A	Annuel
A%	12,25	10,74	9,62	3,49	1,60	2,60	100,00
A (m ³)	15346,72	13457,77	12054,78	4377,50	2002,60	3252,75	125309,35

III.6.4. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

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

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

Méthode de calcul :

On utilise la méthode du billon d'eau par les étapes suivantes :

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

La période à bonne hydraulicité est celle du mois de Septembre jusqu'au mois de Mai.

Les calculs se font comme suit :

$$V_{rf} = V_{ri} + (A - U) \dots\dots\dots (III.31)$$

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

➤ **1^{ère} Consigne d'exploitation :**

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

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

➤ **2^{ème} Consigne d'exploitation :**

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

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau III.34.

Tableau III.34. Régularisation saisonnière sans tenir en compte les pertes.

Mois	A _{80%} (m ³)	U _{80%} (m ³)	A-U (m ³)	1 ^{ère} consigne d'exploitation			2 ^{ème} consigne d'exploitation		
				V _{rf} (m ³)	V _{ri} (m ³)	S (m ³)	V _{ri} (m ³)	V _{rf} (m ³)	S (m ³)
Oct	11075,04	0	11075,04	0	6174,06	0		6174,06	0
				17249,1	17249,1	0	-44135,29	6174,06	50309,35
Nov	11000,57	0	11000,57	28249,67	28249,67	0	-33060,25	-33060,25	0
				42577,46	48491,63	-5914,17	-22059,68	-22059,68	0
Dec	14327,79	0	14327,79	67404,62	48491,63	18912,99	-7731,89	-7731,89	0
				59942,89	48491,63	11451,26	11181,1	11181,1	0
Jan	18912,99	0	18912,99	63838,35	48491,63	15346,72	22632,36	22632,36	0
				58199,4	48491,63	9707,77	37979,08	37979,08	0
Fév	11451,26	0	11451,26	49296,41	48491,63	804,78	47686,85	47686,85	
				4377,5	15000	-10622,5	37869,13	37869,13	0
Mars	15346,72	0	15346,72	21121,73	21121,73	0	37869,13	37869,13	0
				13457,77	3750	9707,77	37979,08	37979,08	0
Avr	13457,77	3750	9707,77	9374,48	9374,48	0	21121,73	21121,73	0
				12054,78	11250	804,78	47686,85	47686,85	
Mai	12054,78	11250	804,78	6174,06	6174,06	0	9374,48	9374,48	0
				4377,5	15000	-10622,5	37869,13	37869,13	0
Juin	4377,5	15000	-10622,5	21121,73	21121,73	0	37869,13	37869,13	0
				2002,6	18750	-16747,4	21121,73	21121,73	0
Juil	2002,6	18750	-16747,4	9374,48	9374,48	0	21121,73	21121,73	0
				3252,75	15000	-11747,25	9374,48	9374,48	0
Aout	3252,75	15000	-11747,25	6174,06	6174,06	0	9374,48	9374,48	0
				8049,58	11250	-3200,42	6174,06	6174,06	0
Sep	8049,58	11250	-3200,42						
				125309,35	75000	50309,35			
Total						50309,35	6174,06	6174,06	50309,35

D'après le tableau, On a : $V_s = 92626,92\text{m}^3$.

$$V_d = 42317,57 \text{ m}^3.$$

Donc : la retenue fonctionne à un seul temps ($V_s > V_d$)

D'ou : $V_u = V_d = 42317,57 \text{ m}^3$.

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m \dots\dots\dots (III.32)$$

D'où : $V_{NNR} = V_u + V_m = 42317,57 + 6174,06$

$$V_{NNR} = 48491,63 \text{ m}^3$$

Donc : **NNR = 1057,29m NGA.**:

Avec : $V_{rf} =$ Volume de remplissage final (m^3).

$V_{ri} =$ Volume de remplissage initial (m^3).

$V_{ev} =$ Volume excédentaire à évacuer (m^3).

III.6.5. Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes :

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes:

Pertes par évaporation.

Pertes par infiltration.

A) Pertes par évaporation :

Elles sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau III.35. Répartition mensuelle de l'évaporation.

Mois	sep	oct	nov	déc	jan	fév	mar	avr	mai	jui	juil	Août
Evaporation (mm)	193	143	93	70	69	72	108	135	186	261	337	309
Evaporation (%)	9,77	7,22	4,69	3,56	3,49	3,65	5,48	6,82	9,44	13,2	17,0	15,62

Source : O.N.M.

Le volume évaporé est :

$$V_{ép} = E_s \cdot S_{moy} \dots\dots\dots (III.33)$$

Avec:

E_s : Evaporation mensuelle (mm)

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

Le volume moyen : $V_{moy} = \frac{V_{rfi} + V_{rfi+1}}{2}$

V_{rfi} et V_{rfi+1} : les volumes de la retenue de deux mois successifs.

B) Pertes par infiltration:

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{.V_{moy}}{100} \dots\dots\dots (III.34)$$

Avec :

: Coefficient dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette.

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

Tableau III.36. Coefficient en fonction des conditions hydrogéologiques

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

Source : (B. TOUAIBIA et B. BENLAOUKLI. (2004))

Pour notre cas on prend une valeur de 10% pour toute l'année, donc pour chaque mois le volume infiltré égale à 1,0% du volume moyenne.

Les résultats du calcul sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau III.37. Volume des pertes dans la retenue

Mois	V _{moy} (m ³)	S _{moy} (m ²)	Eva (mm)	Veva (m ³)	V _{inf} (m ³)	=V _{inf} + Veva (m ³)
Oct	7774,27	4868,57	143	348,10	77,74	425,85
Nov	11711,58	6113,65	93	284,28	117,12	401,40
Déc	22749,39	9085,34	70	317,99	227,49	545,48
Jan	35413,57	12487,56	69	430,82	354,14	784,96
Fév	54991,04	16787,00	72	604,33	549,91	1154,24
Mar	63673,76	18606,35	108	1004,74	636,74	1641,48
Avr	61890,62	18232,72	135	1230,71	618,91	1849,61
Mai	61018,88	18050,06	186	1678,66	610,19	2288,84
Jou	53747,91	16526,52	261	2156,71	537,48	2694,19
Jui	43582,77	14341,49	337	2416,54	435,83	2852,37
Aou	29495,43	10893,32	309	1683,02	294,95	1977,97
Sep	15248,11	7077,79	193	683,01	152,48	835,49

Tableau III.38.Régularisation saisonnière en tenant compte les pertes.

Mois	A _{80%} (m ³)	U _{80%} (m ³)	(m3)	A-U- (m ³)	1 ^{ère} consigne d'exploitation			2 ^{ème} consigne d'exploitation		
					V _{rf} (m ³)	V _{ri} (m ³)	S (m ³)	V _{rf} (m ³)	V _{ri} (m ³)	S (m ³)
Oct	11075,04	0	425,85	10649,19	6174,06	6174,06	0	0	6174,06	0
					16823,25	16823,25	0	-4475,13	6174,06	10649,19
Nov	11000,57	0	401,40	10599,17	27422,42	27422,42	0	-16034,21	6174,06	22208,27
					41204,73	41204,73	0	-5435,04	-5435,04	0
Dec	14327,79	0	545,48	13782,31	59332,77	58335,71	997,06	8347,27	8347,27	0
					68632,73	58335,71	10297,02	26475,30	26475,30	0
Jan	18912,99	0	784,96	18128,03	72040,95	58335,71	13705,24	36772,32	36772,32	0
					66193,87	58335,71	7858,16	50477,56	50477,56	0
Fév	11451,26	0	1154,24	10297,02	56851,65	56851,65	0	58335,71	58335,71	0
					43534,96	43534,96	0	56851,65	56851,65	0
Mars	15346,72	0	1641,48	13705,24	23935,19	23935,19	0	43534,96	43534,96	0
					10209,97	10209,97	0	23935,19	23935,19	0
Avr	13457,77	3750	1849,61	7858,16	6174,06	6174,06	0	10209,97	10209,97	0
					3252,75	15000	1977,97	-13725,22		
Mai	12054,78	11250	2288,84	-1484,06	10209,97	10209,97	0	23935,19	23935,19	0
					8049,58	11250	835,49	-4035,91		
Juin	4377,5	15000	2694,19	-13316,69	6174,06	6174,06	0	10209,97	10209,97	0
					2002,6	18750	2852,37	-19599,77		
Juil	2002,6	18750	2852,37	-19599,77	23935,19	23935,19	0	43534,96	43534,96	0
					3252,75	15000	1977,97	-13725,22		
Aout	3252,75	15000	1977,97	-13725,22	10209,97	10209,97	0	23935,19	23935,19	0
					8049,58	11250	835,49	-4035,91		
Sep	8049,58	11250	835,49	-4035,91	6174,06	6174,06	0	10209,97	10209,97	0
					125309,35	75000	17451,884	32857,47		
Total	125309,35	75000	17451,884	32857,47			32857,47	6174,06	6174,06	32857,47

D'après le tableau III.38 on a :

$$V_s' = 85019,12 \text{ m}^3$$

$$V_d' = 52161,65 \text{ m}^3$$

Donc : la retenue fonctionne à un seul temps ($V_s' > V_d'$)

$$V_u' = V_d' = 52161,65 \text{ m}^3$$

$$\text{Le niveau normal de la retenue : } V_{\text{NNR}} = V_m + V_u' = 58335,71 \text{ m}^3$$

C) Estimation de l'erreur :

$$\begin{aligned} \text{On a : } &= \frac{V_u' - V_u}{V_u'} \cdot 100 < 2\% \quad \dots\dots\dots \text{(III.35)} \\ &= \frac{52161,65 - 42317,57}{52161,65} \cdot 100 = 18,87\% \end{aligned}$$

La condition ($< 2\%$) n'est pas vérifiée, donc on est obligé de faire une deuxième approximation.

Dans cette dernière le volume moyen utilisé pour le calcul des pertes est :

$$V'_{\text{moy}} = \frac{V_{rfi} + V_{rfi+1}}{2} \quad \dots\dots\dots \text{(III.36)}$$

On trouve aussi que : $\delta = 1.23 < 2\%$

Les résultats de calcul de la deuxième et troisième approximation des nouvelles pertes totales et de régularisation sont représentés respectivement dans les tableaux de l'Annexe II.2.

Maintenant, on peut calculer le volume utile :

$$\text{On a : } V_s = 84750,27 \text{ m}^3 \text{ et } V_d = 53405,28 \text{ m}^3$$

$$\text{Donc : } V_u = V_d$$

$$V_u = 53405,28 \text{ m}^3.$$

$$V_{\text{NNR}} = 59579,34 \text{ m}^3.$$

$$\text{NNR} = 1057,95 \text{ m NGA.}$$

III.7. Laminage des crues :

Il existe plusieurs méthode pour faire l'étude da laminage, la méthode de Hindelblat, Kotcherine, Blackmore et Step par Step.

On calcule avec la méthode Kotcherine.

L'étude de laminage repose sur l'équation différentielle suivante :

$$Q(t).dt = q(t).dt + S(t).dH \dots\dots\dots (III.37)$$

Avec : $Q_c(t)$: débit de crue entrant à l'instant (t) .

$q(t)$: débit déversé par l'évacuateur de crue (laminé) .

S : surface du plan d'eau de la cuvette à l'instant (t).

Le débit cumulé à l'instant t est :

$$(Q-q).dt = S.dH \quad \text{ou} \quad Q-q = S \frac{dH}{dt} \dots\dots\dots (III.38)$$

$\frac{dH}{dt}$: représente la vitesse de remplissage (ou de montée des eaux) dans la retenue.

III.7.1. Méthode de KOTCHERINE :

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

1. L'hydrogramme de crue est considère comme un triangle ou un trapèze.
2. Les débits transitent par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire.
3. Le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau normale de la retenue (NNR).
4. Les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

A. Procédé de calcul :

Le volume stocké est exprime selon la relation suivant :

$$V_F = V_C \left(1 - \frac{q_{lam}}{Q\%} \right) \dots\dots\dots (III.39)$$

Avec :

V_F : le volume d'eau en charge (m³).

V_C : le volume de la crue (m³).

$Q\%$: le débit de la crue (m³/s).

q_{lam} : le débit laminé (m³/s).

De cette relation se déduit le débit de crue laminée :

$$q_{lam} = Q_{\%} \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C}\right) \dots\dots\dots (III.40)$$

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

B. Estimation de la charge au dessus du déversoir :

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

$$q = m \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots (III.41)$$

Où :

m : coefficient de débit, dépendant notamment de l'épaisseur du déversoir par rapport a la charge H, et de la forme de la crête du déversoir, pour notre cas il est constant et égal à 0,49.

g : l'accélération de la pesanteur [g = 9,81 m/s²].

b : largeur du déversoir (m) .

H : la charge sur le déversoir.

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

$$q = S \cdot V_{moy} \dots\dots\dots (III.42)$$

$$Et : S = L \cdot (H + P) \dots\dots\dots (III.43)$$

Il est possible d'extraire la vitesse moyenne (Vmoy) comme suit :

$$V_{moy} = \frac{q}{L \cdot (H + P)} \dots\dots\dots (III.44)$$

Enfin on calcule les débits en faisant varier cette fois la largeur déversant par la même formule qui a dessus et b compris entre 8 et 20 mètres.

$$q = m \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot H_0^{3/2} \dots\dots\dots (III.45)$$

$$H_o = H + \frac{V_{moy}^2}{2g} \dots\dots\dots (III.46)$$

Où :

Ho : est la charge globale (m).

P : la hauteur de pelle (m).

$\frac{V_{moy}^2}{2g}$: la charge dynamique liée a la vitesse d'écoulement.

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

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

Les graphiques représentées au dessus sont accordées à la table de calculs, en faisant varier les variables H et b, Les relations s'ajustent automatiquement.

Tableau III.39.Données initiales pour la méthode de KOTCHERINE.

Données initiales	
g	9,81 m/s²
	1
Q1%	24,46 m³/s
Vcrue 1%	38524,5 m³
m	0,49
P	1m

Tous les calculs sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau III.40.1ère étape de calcul.

Largeur (m)	Hauteur (m)	Débit (m³/s)	Surface (m²)	Vitesse (m/s)	Vforcé (m³)
8	1,75	40,197	22	1,827	36810,96
10	1,5	39,873	25	1,595	30492,385
12	1,25	36,399	27	1,348	25068,51
14	1	30,386	28	1,085	19644,635
16	0,75	22,556	28	0,806	14220,76
18	0,5	13,813	27	0,512	8984,685
20	0,25	5,4261	25	0,217	4499,81

Tableau III.41.2ème étape de calcul (détermination de H0 et b en fonction Deb)

Hauteur (m)	Vitesse (m/s)	H0 (m)	Débits (m ³ /s)						
			8	10	12	14	16	18	20
1.75	1.827	1.920	46.200	57.750	135.976	80.850	92.399	103.949	115.499
1.5	1.595	1.630	36.123	45.153	106.316	63.215	72.245	81.276	90.306
1.25	1.348	1.343	27.013	33.766	79.505	47.273	54.026	60.779	67.532
1	1.085	1.060	18.950	23.688	55.774	33.163	37.900	42.638	47.375
0.75	0.806	0.783	12.032	15.040	35.413	21.056	24.064	27.072	30.080
0.5	0.512	0.513	6.386	7.983	18.796	11.176	12.772	14.369	15.965
0.25	0.217	0.252	2.202	2.752	6.480	3.853	4.404	4.954	5.504

Tableau III.42.3ème étape de calcul (détermination de débits déversés en fonction de H, b et Vf).

Hauteur (m)	Vforcé (m ³)	q (m ³ /s)	Débits (m ³ /s)						
			8	10	12	14	16	18	20
1.75	36810,96	1,824	49,22	61,53	73,83	86,14	98,44	110,75	123,05
1.5	30492,385	8,342	39,06	48,82	58,59	68,35	78,12	87,88	97,65
1.25	25068,51	13,799	29,71	37,14	44,57	52,00	59,43	66,86	74,28
1	19644,635	19,114	21,26	26,58	31,89	37,21	42,52	47,84	53,15
0.75	14220,76	24,289	13,81	17,26	20,71	24,17	27,62	31,07	34,52
0.5	8984,685	29,904	6,14	9,40	11,28	13,15	15,03	16,91	18,79
0.25	4499,81	35,328	2,66	3,32	3,99	4,65	5,32	5,98	6,64

La détermination de la largeur de déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après la réalisation du graphe $q = f(h)$ comme montre la figure III.14 et III.15

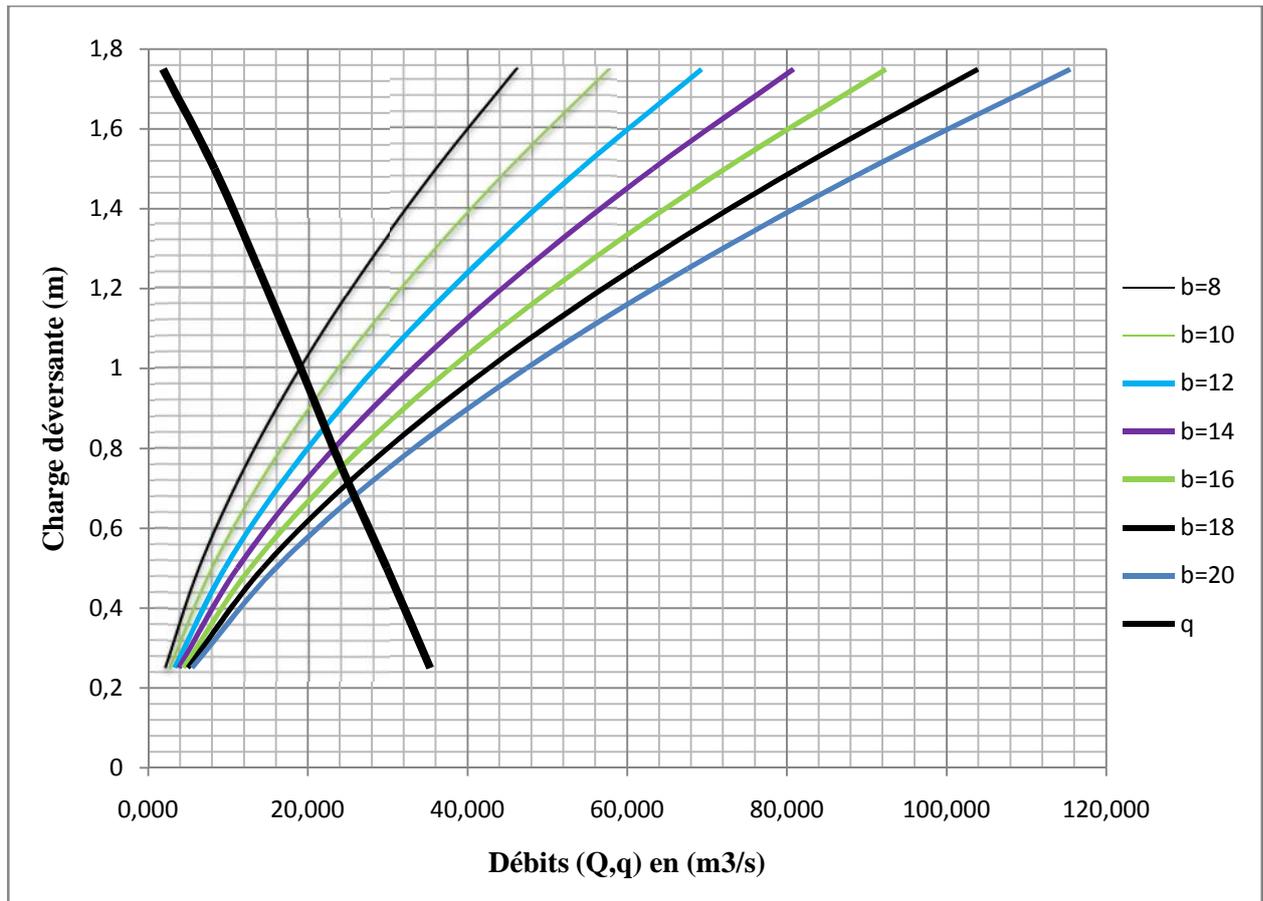


Figure III.14 : courbes du débit en fonction la hauteur.

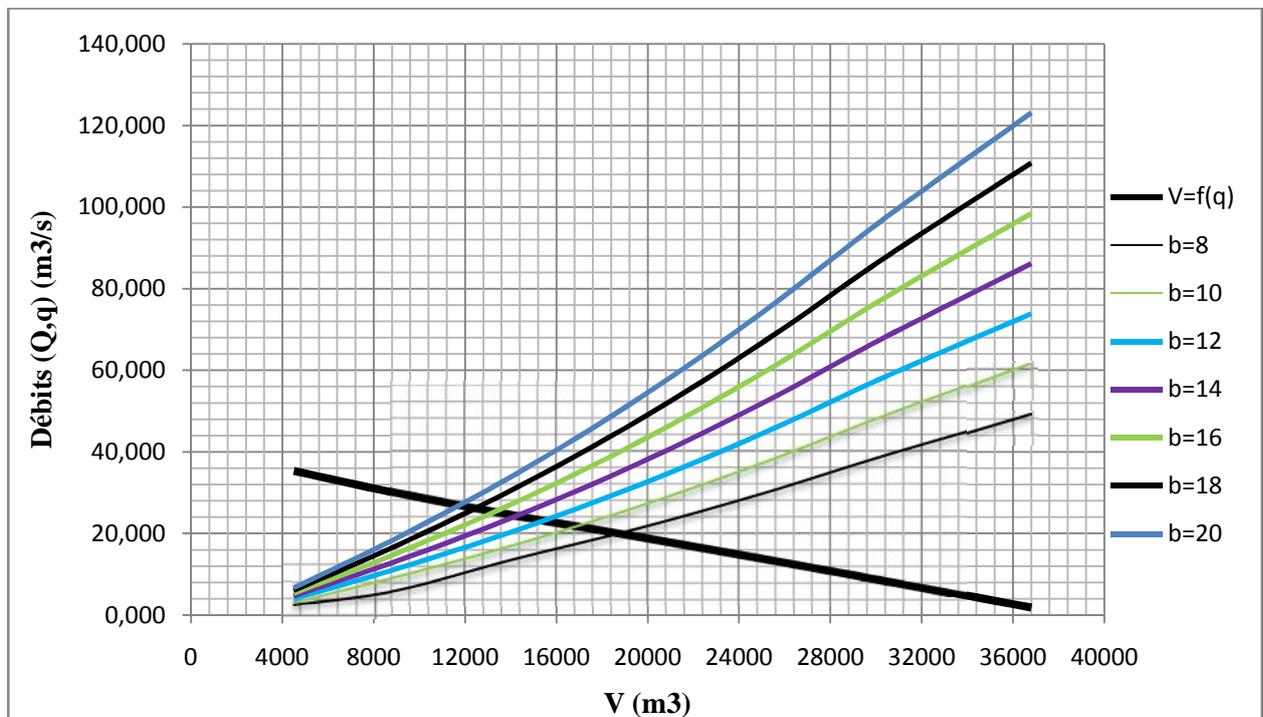


Figure III.15 : courbe du volume en fonction du débit.

Tableau III.43. Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de Kotchrine.

Largeur (m)	Hauteur(m)	NPHE m.NGA	Q _L (m ³ /s)	V _{forcé} (m ³)
8	1,27	1059,22	20,02	25502,42
10	1,1	1059,05	24,11	21814,18
12	0,92	1058,87	24,85	17908,99
14	0,88	1058,83	25,10	17041,18
16	0,8	1058,75	25,23	15305,54
18	0,73	1058,68	26,27	13786,85
20	0,68	1058,63	27,84	12702,08

III.8. Etude d'optimisation :

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

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

III.8.1. Calcul du coût approximatif de la digue :

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

$$V_B = V_i \dots\dots\dots (III.47)$$

$$\text{Avec : } V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} * L_i \dots\dots\dots (III.48)$$

V_i : le volume du barrage à la cote i.

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

S_i : Section transversale correspondante à la coupe i :

$$\left[S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H_i \right] \dots\dots\dots (III.49)$$

$$B_i : \text{Largeur de base } [B_i = (m_1 + m_2) \cdot H_i + b] \dots\dots\dots (III.50)$$

m₁ et m₂ : Fruits des talus.

b : Largeur en crête (m).

H_i : Hauteur de la tranche au point i :

$$H_i = NNR - C_f + R + H_d + t \dots\dots\dots (III.51)$$

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m).

a) Calcul de la revanche :

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

➤ **Formule de STEVENSON GAILLARD :**

$$R = 0,75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (III.52)$$

Avec :

$$H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{F} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (III.53)$$

$$V = 1,5 + 2 \cdot H \dots\dots\dots (III.54)$$

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

F : (Fatche) largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et vers le barrage (F = 1,795 km).

A.N : H= 0,90 m et V= 3,3 m/s

Donc : R= 1,23 m

➤ **Formule de MALLET et PACUANT :**

$$R = H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (III.55)$$

Avec:

$$H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots (III.56)$$

$$V = 1,5 + 2 H \dots\dots\dots (III.57)$$

A.N: H= 0,94 m et V= 3,38 m/s

R= 1,52 m

➤ **Formule Simplifiée:**

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots (III.58)$$

A.N : R= 1,40 m.

Pour des raisons de sécurité on prend : **R=1.5m** .

b) .Calcul du Tassement :

Le tassement de la digue est calculé les formules suivantes :

$$T = 0.015 H_b \dots\dots\dots (III. 59)$$

$$T = 0.001 H_b^{3/2} \dots\dots\dots (III. 60)$$

D'où :

T=Tassement de la crête du barrage.

H_b=Hauteur du barrage.

On admet une valeur de tassement t=0.1m.

c) Largeur en crête :

➤ **Formule de T- KNAFEN :**

$$b_{cr} = 1,65 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (III.61)$$

➤ **Formule de F-PREECE:**

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots (III.62)$$

➤ **Formule Anonyme (simplifiée):**

$$b_{cr} = 3,6 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots (III.63) .$$

➤ **Formule pratique :**

$$b_{cr} = 5/3 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots(III.64)$$

H_b : Hauteur du barrage (m)

Avec : $H_b = (NNR - C_f) + h_{dév} + R + T \dots\dots\dots (III.65).$

On présente les résultats dans le tableau III.44

Tableau III.44. Variation de la hauteur du barrage.

Largeur (m)	Hauteur (m)	NPHE m.NGA	Q_L (m^3/s)	$V_{forcé}(m^3)$	R (m)	T (m)	Cote du crête m.NGA	$H_{barrage}$ (m)
8	1,27	1059,22	20,02	36810,96	1.5	0.1	1060,82	11,32
10	1,1	1059,05	24,11	30492,39			1060,65	11,15
12	0,92	1058,87	24,85	25068,51			1060,47	10,97
14	0,88	1058,83	25,10	19644,64			1060,43	10,93
16	0,8	1058,75	25,23	14220,76			1060,35	10,85
18	0,73	1058,68	26,27	8984,69			1060,28	10,78
20	0,69	1058,64	27,84	4499,81			1060,24	10,74

Tableau III.45. Largeur en crête en fonction de la hauteur de barrage.

b (m)	H (m)	Hb (m)	Largeur en crête (bcr)(m)			
			KNAPPEN	PREECE	SIMPLIFIEE	PRATIQUE
8	1,27	11,32	5,55	4,70	5,08	5,61
10	1,1	11,15	5,51	4,67	5,04	5,57
12	0,92	10,97	5,46	4,64	5,00	5,52
14	0,88	10,93	5,45	4,64	4,99	5,51
16	0,8	10,85	5,43	4,62	4,97	5,49
18	0,73	10,78	5,42	4,61	4,95	5,47
20	0,69	10,74	5,41	4,60	4,94	5,46
		bcr (moy)	5,16			

On opte pour une largeur de crête égale à : **$b_{cr}=5m$** .

a) Calcul du coût de la digue :

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage, on peut calculer les volumes de la digue correspondants aux différentes largeurs déversâtes, en utilisant les formules citées précédemment. Le volume et le coût des différentes digues. Sont donnés dans le tableau ci-après (Voire l'annexe II.3).

La longueur de la crête est tirée à partir du plan de l'aménagement qui égale à **101,14m**. Le cout de chaque digue est représenté dans le tableau III.46, sachant que le prix d'un **m³** en remblais est de **600 DA**.

Tableau III. 46. Le cout des digues.

Digues N°	B (m)	Hdev (m)	V (m³)	cout (DA)
1	8	1,27	29555,4	17733230
2	10	1,1	28277,7	17066622
3	12	0,92	28123,8	16874277
4	14	0,88	27979,4	16787637
5	16	0,8	27788,5	16673089
6	18	0,73	27380,5	16428293
7	20	0,69	27085,8	16311510

III.8.2. Calcul du coût de l'évacuateur de crues :

a) Coût du déversoir :

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

La section transversale du déversoir est obtenue en schématisant le profil du déversoir pour la charge déversant à l'aide de l'équation du profil donnée par :

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \cdot \left(\frac{X}{H}\right)^{1,80} \dots\dots\dots (III.66)$$

Avec :

H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc : $V_{dév} = S * B \dots\dots\dots (III.67)$

S : Section transversale (m²).

B : Largeur déversant (m).

Le mètre cube en béton est estimé à **36000 DA**, le coût du déversoir pour les différentes largeurs déversâtes, sera :

Tableau III.47. Coût du déversoir.

Profil N°	b (m)	Hdév (m)	S (m²)	V (m³)	Coûts (DA)
1	8	1,27	1,2019	9,6156	346 160,9
2	10	1,1	1,2901	12,9013	404 445,9
3	12	0,92	1,4341	17,2092	619 530,6
4	14	0,88	1,4212	19,8962	716 262,3
5	16	0,8	1,4930	23,8887	859 993,2
6	18	0,73	1,5380	27,6839	1096 619,9
7	20	0,69	1,5617	31,2350	1 144 459,9

b) Calcul du canal d'approche :

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 » est une hauteur de pelle égale à **1m**.

D'où la hauteur totale du mur : $H_{ca} = P + H + R$ (III.68)

Avec : P : hauteur de pelle (m) .

H : la lame déversante (m) .

R : la revanche (m).

La longueur du canal d'approche « L » est déterminée d'après la topographie est égal à **21.20m**.

L'épaisseur du mur « e » est prise égale à **(0,3m)**.

Le volume du canal d'approche est estimé par la formule :

$$V = S \cdot e = L \cdot H_{ca} \cdot e \quad \text{..... (III.69)}$$

Tableau III.48.Coût du canal d'approche.

N°	b (m)	H (m)	Hca (m)	S (m ²)	V (m ³)	Coûts (DA)
1	8	1,27	3,77	79,924	31,9696	1150905,6
2	10	1,1	3,60	76,32	30,528	1052060,8
3	12	0,92	3,42	72,504	29,0016	1044057,6
4	14	0,88	3,38	71,656	28,6624	1031846,4
5	16	0,8	3,30	69,96	27,984	1007424
6	18	0,73	3,23	68,476	27,3904	986054,4
7	20	0,69	3,19	67,628	27,0512	973843,2

III.8.3. Le coût total du barrage :

Le coût total (Digue + Evacuateur de crues) est donné ci-dessous :

Tableau III.49.Coût Totale du barrage.

N°	b (m)	Cote crête (m)	Coûts (Millions de DA)			
			Digue	Déversoir	Canal d'approche	global
1	8	11,32	17,7332	0,3462	1,1509	19,2303
2	10	11,15	17,0666	0,4044	1,0521	18,5185
3	12	10,97	16,8743	0,6195	1,0441	18,5436
4	14	10,93	16,7876	0,7163	1,0318	18,5357
5	16	10,85	16,6731	0,8600	1,0074	18,5405
6	18	10,78	16,4283	1,0966	0,9861	18,6110
7	20	10,74	16,3146	1,1445	0,9738	18,626

D'après la courbe d'optimisation représentée par la Figure III.16, la largeur du déversoir donnant un cout économique est de : **b = 10 m**.

la charge déversant et le débit laminé correspondant à la largeur optimale sont : **h=1.10m**, **q=24.11m³/s**.

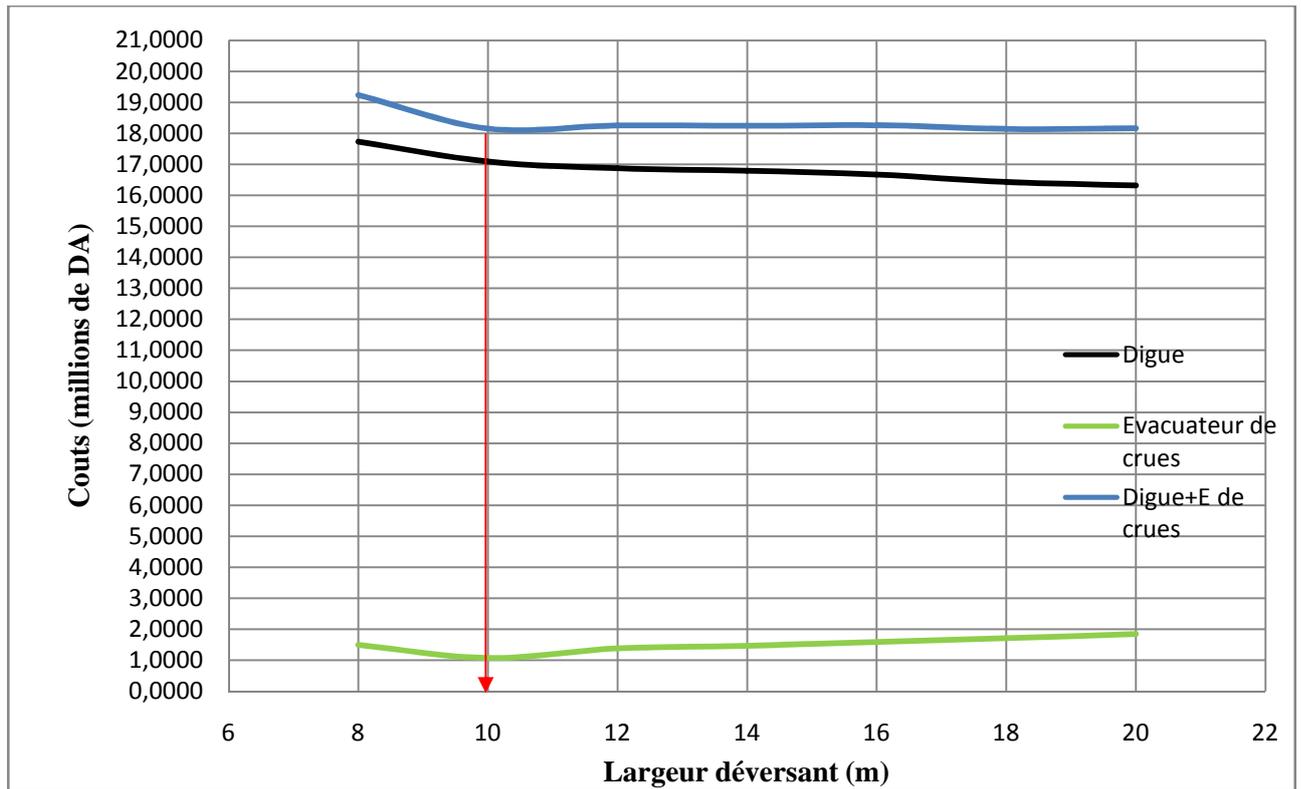


Figure III.16 : courbe d'optimisation des coûts en fonction de la largeur du déversoir

Conclusion

Dans ce chapitre, on a déterminé plusieurs paramètres concernant les caractéristiques de bassin, ainsi notre ambition est bien menée parce qu'on a déterminé des quantiles dont l'absence des données hydrométriques, suivant des formules empiriques avec comparaison des résultats. Et par des choix de calcul pour les cas défavorables, ensuite on cherche des dimensions optimales. Ces dernières sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.50. Récapitulation des résultats de régularisation et du laminage.

Dénomination	Unités	Valeurs
Volume utile	m ³	53405,28
Volume au NNR	m ³	59579,34
Cote du fond	m NGA	1049,50
Cote du NNR	m NGA	1057.95
Cote NPHE	m NGA	1059,00
Cote en crête	m NGA	1060.50
Largueur en crête	m	5
Largueur du déversoir	m	10

Chapitre IV : Etude des variantes

Généralités :

Les barrages en terre peuvent être constitués par des matériaux de caractéristique très diverses, à la différence des barrages en béton ou même en enrochement dont les matériaux constitutifs restent contenus dans fourchettes beaucoup plus étroites.

Le choix du type de barrage se fait en fonction de la caractéristique locale, en particulier de la nature du sol de fondation et de la forme de vallée, des problèmes de transport et d'approvisionnement, des possibilités en matériel et en main-d'œuvre, de l'extraction des matériaux de construction de leurs zones d'emprunts ainsi que des conditions économiques.

IV.1. Le choix du site de barrage :

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

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

La projection de l'axe doit être dans la mesure du possible perpendiculaire à la trajectoire du cours d'eau

La projection de l'axe doit tenir compte de l'implantation des ouvrages annexes d'aménagement

L'axe choisi doit donner la longueur la plus courte possible.

IV.2. Le choix du type de barrage : Les principaux paramètres à prendre en considération dans le choix de type du barrage sont :

- **La topographie du site:**

La topographie consiste en premier lieu à vérifier si l'axe choisi autorise le remplissage de la retenue en fonction des apports du bassin versant. En second lieu vérifier la possibilité d'implantation du barrage et de ces ouvrages annexes.

- **La morphologie de la vallée :**

La morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site et de type de barrage à implanter. Bien entendu, l'emplacement idéal et le plus économique est celui d'un site étroit précédé à l'amont par un élargissement de la vallée. Les vallées larges conviennent mieux à

l'aménagement d'un barrage en remblai, un site étroit conviendra mieux à un barrage poids et un autre plus étroit conviendra à une voûte lorsque les fondations permettent.

- **Les conditions géologiques et géotechniques :**

La nature, la résistance, le pendage, la fracturation et la perméabilité des formations rencontrées dans le bassin versant, constituent un ensemble de facteurs permettant la détermination du site et du type de barrage à implanter.

- **Les matériaux de construction:**

La disponibilité des matériaux de construction sur le site ou à proximité joue un rôle important (souvent économique) dans le choix du site et du type de barrage. Le site doit être choisi dans la mesure des autres exigences citées, le plus proche possible des zones d'emprunt.

- **Les conditions socio-économiques :**

Le choix de certains types d'ouvrages est quasiment conditionné par la possibilité de recourir à une main d'œuvre abondante. C'est en particulier le cas des barrages en maçonnerie ou en gabions.

IV.3. Les variantes à choisir :

IV. 3.1. Les barrages en terre :

Il existe trois schémas principaux de structure de barrage en terre :

A- Barrage en terre homogène :

Le profil homogène en matériaux fins avec filtres et drains s'inscrit parfaitement dans les sites où les matériaux fins existent en quantité et en qualité et où les matériaux grossiers rocheux sont insuffisants ou inexistant. Il est souhaitable dans ce cas que l'eau nécessaire à l'humidification du limon ne soit pas très éloignée du site. Si l'eau n'est pas disponible à proximité, une étude est faite pour savoir s'il est plus intéressant de transporter l'enrochement (barrage zoné) ou l'eau (barrage homogène).

B- Barrage en terre zones :

Le profil zoné avec un noyau constitué d'argile ou de limon, des recharges en enrochements et des transitions entre le noyau et les recharges, est le profil qui s'adapte le mieux aux sites où les matériaux fins existent en petite quantité et où les matériaux pour recharges sont abondants.

Au cas où les matériaux permettant de concevoir l'un ou l'autre profil sont disponibles sur le même site en quantité suffisante, le choix est porté en général sur la variante zonée qui présente par rapport à la variante homogène les avantages suivants :

- Utilisation d'une faible quantité de matériaux fins nécessitant un contrôle plus coûteux.
- Talus amont et aval plus raides favorisant ainsi la réduction du volume des remblais.
- Réduction des délais d'exécution et par conséquent des risques de dégâts de crues.
- Le gradient du sous-pressions au niveau de la fondation ou du noyau est faible

C- Barrage à masque amont:

Le profil à masque amont est un profil qui s'adapte aux sites où les matériaux fins sont inexistantes et les enrochements disponibles en quantité.

Le masque amont est une paroi étanche plaquée sur le talus amont du barrage. Il existe de nombreuses natures de masque étanche tels que béton de ciment ou bitumineux, membranes souples etc. il propose en général sur une couche d'éléments fins drainants et peu nécessiter suivant sa nature, une couche de protection.

L'inconvénient de ce profil est le gradient de sous-pressions est très élevé près de la connexion entre le masque et le rocher (plinthe).

Le profil homogène ou zoné avec un évacuateur central est le profil qui s'adapte aux sites dont les rives présentent des fondations avec des caractéristiques médiocres. L'implantation de l'évacuateur de crues en rive entraînerait des dépenses importantes et une maintenance accrue après sa réalisation d'où l'intérêt d'un évacuateur central sur le corps de la digue réalisé en gabions. Cette technique est également utilisée lorsque la topographie des rives n'est pas favorable.

La réalisation d'un évacuateur sur l'une des rives entraînerait de grosses quantités de terrassements et par conséquent un coût important.

IV.3.2. Les barrages en enrochement :

Un barrage en enrochement est essentiellement un tas de gros cailloux. La fonction de résistance à la poussée de l'eau est assurée par le poids du massif. Mais le tas n'est pas imperméable par lui-même, et il faut lui adjoindre un organe d'étanchéité qui constitue la partie la plus délicate de l'ouvrage.

IV.4. Etude comparative :

La disponibilité des matériaux nous permet d'éviter le choix d'une retenue en enrochement, pour cela on fait une étude comparative concernant les trois types du barrage en terre (homogène, à noyau et avec masque en béton).

Le calcul se fait avec : $H_b = 11,15 \text{ m}$, $b_{cr} = 6 \text{ m}$ et les pentes des talus sont choisis selon le tableau IV.1

Tableau IV.1: Fruits indicatifs des talus de barrage stables.

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

D'après le tableau des fruits des talus en fonction de la hauteur et le type de barrage on choisi les pentes.

VI.4.1. Calcul des coûts :

Pour faire le choix décisif de la variante à retenir, on doit procéder aux calculs des volumes des différentes variantes en ayant les prix unitaires des divers éléments.

Note : la méthode de calcul des volumes a été déjà abordée dans le chapitre III (Etude hydrologique).

VI.4.1.1. Barrage homogène :

Fruits des talus d'après le tableau IV.1 on a :

- Parement amont : $m_1=3$
- Parement aval : $m_2=2.5$

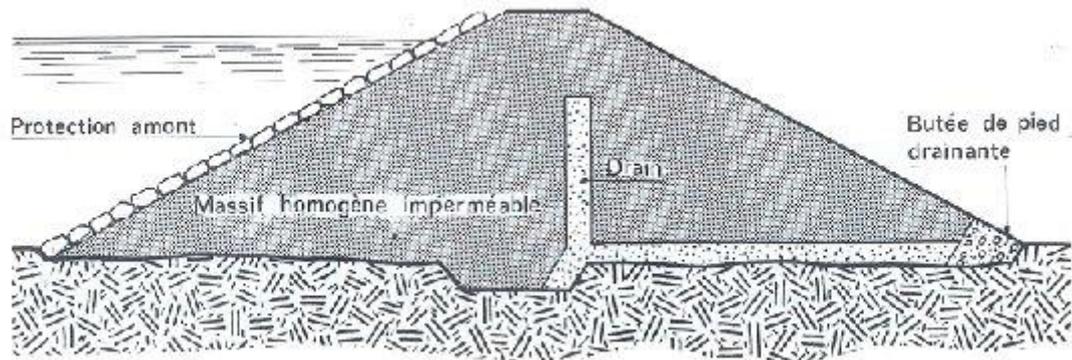


Figure IV.1 : Barrage en terre homogène

A. Dimensionnement du prisme de drainage :

- Hauteur :

$$H_p = (0.15 \div 0.2) H_b$$

H_b : Hauteur du barrage ($H_b=11,15$ m)

On prend $H_p = 0.2H_b$

A.N: $H_p=2.2$ m

Dans notre cas puisque le drain va servir la stabilité du barrage on opte pour un drain de 2.5m avec une cote de crête de 1052m.NGA.

• **Largeur en crête:**

$$b_p = (1/3 \div 1/4) H_p$$

On prend $b_p = 1/3 H_p$

A.N : $b_p = 0.75 \text{ m}$

On va prendre : $b_p = 1 \text{ m}$

• **Fruits des talus :**

$$m_1 = (1 \div 1,75) \text{ et } m_2 = (1.5 \div 2.5)$$

On prend : $m_1 = 1.5$ et $m_2 = 2.5$

• **Largeur en base :**

$$B = b_p + (m_1 + m_2) H_p$$

A.N : $B = 13 \text{ m}$

B. Le drain vertical :

Le drain vertical ou drain cheminée placé au centre de la digue constitue une solution plus efficace pour intercepter les eaux d'infiltration. Un tel drain est constitué d'un rideau d'une largeur minimale de 1m. Ce rideau peut être mis en œuvre par déversement du matériau dans une tranchée d'une profondeur de 1.5 à 2 m. Le sommet du drain est arasé au niveau normal du plan d'eau (NNE), plus ou moins un ou deux décimètres par sécurité.

On adopte un drain vertical de largeur de **1m**.

Remarque : On réalise sous la digue un drain vertical reliant avec un tapis drainant. Plus un ou deux décimètres par sécurité.

C- Dimensionnement du drain tapis :

Le drain tapis diminue la longueur transversale de la digue :

$$\text{Donc : } L_d = m_2 \cdot H_b + e_1 \dots\dots\dots (IV.1)$$

$e_1 = 1 \text{ m}$: épaisseur du drain vertical.

A.N : $L_d = 29 \text{ m}$

La largeur du drain est déterminée par la formule suivante :

$$l_d = 1/2 * (\sqrt{L^2 - H^2} - L) \dots\dots\dots (IV. 2)$$

l_d : Largeur du drain nécessaire (m) .

L : Distance horizontale entre la retenue et le drain.

H : différence de charge entre la retenue et le drain.

On prend : $l_d = 1 \text{ m}$

VI.4.1.2. Barrage à noyau :

Fruits des talus d'après le tableau IV.1 on à ;

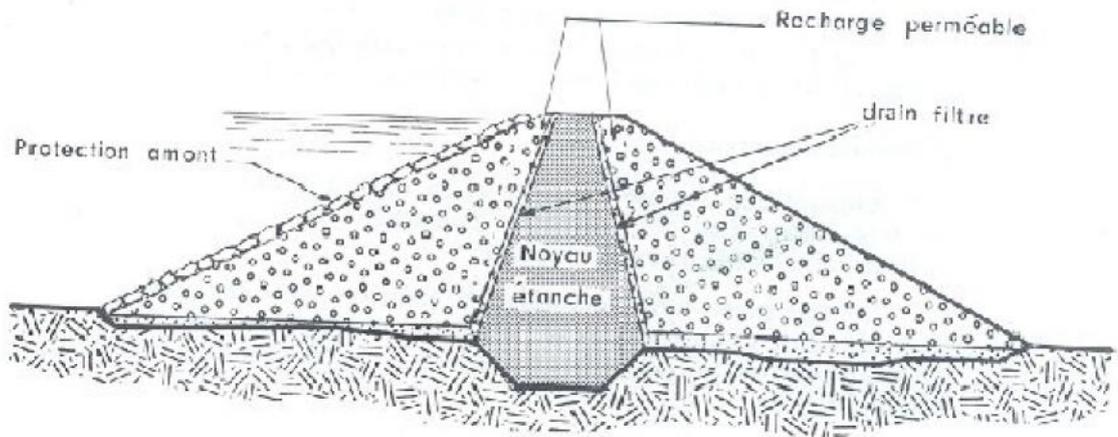


Figure IV.2 : Barrage à noyau centrale

Le noyau interne a la gros avantage d'être peu sensible à l'agression extérieure

L étanchéité du barrage doit être prolongé dans sa fondation

-soit par ancrage du noyau

-soit en réalisant au dessous du noyau une coupure étanche ou rideau d'injection.

Redimensionnement du noyau :

• **Hauteur :**

La hauteur du noyau est déterminée par la formule suivante :

$$H_n = H_b - 1 \dots\dots\dots(IV.3)$$

Avec : H_b : hauteur du barrage (m).

H_n : hauteur du noyau (m).

A.N: $H_n = 10.15$ m

• **largeur en crête :**

Elle ne doit pas être inférieure à 2m .on prend une valeur de 3m.

$$b_{crn} = 3m$$

• **les pentes des talus : $m = 0.25 \div 0.8$**

On prend : $m_1 = m_2 = 0,5$

• Largeur en base :

$$L_{base\ Noy} = 2mH_n + b_{crn} \dots\dots\dots(IV.4)$$

A.N : $L_{baseN} = 13.15m$

Le volume du noyau est donné par le tableau IV.2

Tableau IV.2 : Coût du noyau (barrage à noyau).

Coupes	Hi(m)	Bi(m)	Wi (m ²)	Wi+1 (m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
1	0	3	0	11,0618	15,4	85,1386025
2	2,15	4,29	11,06175	39,0218	19,3	483,639665
3	6,15	6,69	39,02175	76,5818	22,8	1320,384643
4	10,15	9,09	76,58175	47,5118	18,8	1169,167593
5	7,15	7,29	47,51175	17,1518	14,3	463,0984325
6	3,15	4,89	17,15175	0	10,4	89,38920375
7	0	3	0	0	0	0
Total					101,14	3610,818139

VI.4.1.3. Barrage en terre avec masque en béton :

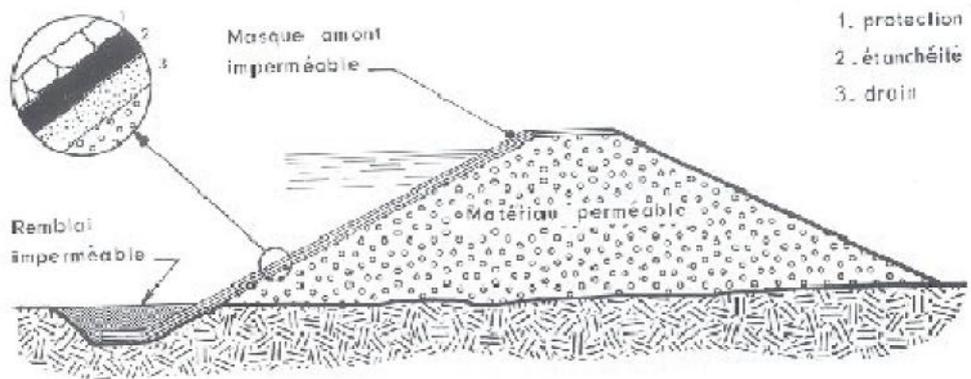


Figure IV.3 : Barrage à masque amont

La masque amont est une paroi étanche sur le talus amont du barrage elle se repose en général sur une couche d'éléments fins drainants et peut nécessiter, suivant sa nature, une couche de protection.

On prend les pentes des talus amont et aval ($m_1=2,5$ et $m_2=2,5$) ainsi que l'épaisseur du masque est prise égale à 0,5m.

IV.5. Choix définitif du type de barrage :

Tableau IV.3. Coûts des différentes variantes.

variante	Matériaux	Quantité (m ³)	Prix unit (DA)	Coût (DA)	Totale (DA)
Homogène	Recharge (argile)	28179.3	500	14089650	19229207.4
	Enrochement	1845.01	2500	4612517.4	
	Drain	878.4	600	527040	
Zoné	Recharge	25769.958	500	12884979	21753771.2
	Noyau	3610,82	600	2166492	
	Rip-Rap	5585.25	1200	6702300	
Avec masque	Recharge	29057.70	500	14528850	42203922
	Béton	768.752	36000	27675072	

Conclusion :

D'après l'estimation du coût des différentes variantes, il est remarqué que la variante de la digue homogène est la plus appropriée par rapport aux deux autres variantes.

Aussi, selon l'étude géologique et géotechnique la digue homogène se présente comme choix très adapté aux conditions de la géologie. Ajoutons à cela la disponibilité des matériaux fins, car le risque d'insuffisance des matériaux est à écarter vu les quantités disponibles sur place. Pour ces raisons nous avons opté pour la variante de la digue homogène.

Chapitre V : Etude de variante choisie

Introduction

Après l'étude des variantes faite dans le chapitre précédent, nous avons opté pour la deuxième variante à savoir barrage zoné à noyau d'argile.

Dans ce présent chapitre, nous allons étudier la conception et l'étude détaillée de la digue.

V.1. Définition du profil général du barrage :

L'étape suivante de l'étude consiste à définir le profil général du barrage.

1) Longueur en crête :

Elle est déterminée à partir du plan d'aménagement qui prend une valeur de

$$L = 101,14 \text{ m.}$$

2) La hauteur du barrage :

La hauteur du barrage : $H_b = 11,15\text{m}$.

3) La Revanche du barrage:

La revanche : $R = 1,50\text{m}$.

4) Largeur en crête :

La largeur du couronnement est fixée à 6 m.

5) Pente des talus :

La pente du talus est fixée par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ces fondations.

Pour le talus amont $m_1 = 3$, et pour le talus aval $m_2 = 2.5$.

6) Les bermes :

Les bermes sont exécutées pour les barrages de hauteur généralement supérieure à 15m, donc elles ne sont pas envisageables sur notre retenue.

7) 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.

Pour déterminer la classe de notre barrage nous nous sommes basé sur le tableau suivant:

Tableau V-1 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation

Type de sol de fondation	Classe des barrages			
	I	II	II	IV
	Hauteur de barrage(m)			
Sol 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 V-1, retenue est classée dans la quatrième catégorie d'ouvrage.

V.2. Dispositifs de protection contre les effets de l'eau :

V.2.1. Protection des talus :

Les talus d'un barrage en terre sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux de pluies, aux renards et ce qui concerne la partie amont, à l'attaque des vagues. Il y-a donc lieu, de prévoir une protection des talus.

1) Le talus aval :

Il peut être protégé efficacement contre l'érosion par un enrochement de gravier de diamètre **40 à 120 mm**, la couche d'enrochement qui doit être réalisé immédiatement après l'achèvement des travaux de terrassement par une épaisseur de **20 cm**.

2) Le talus amont :

On peut le protéger contre le batillage de vagues par un enrochement, un revêtement perméable (béton bitumeux ouvert), qui repose sur un filtre ou un traitement au ciment.

Pour notre cas, on choisit une protection en enrochement reposant sur un filtre inversé d'épaisseur 20cm, l'épaisseur de cet enrochement est varié entre 40 et 100 cm.

On détermine les dimensions de l'enrochement théoriquement par :

Ñ **Première méthode.**(La méthode de « T. V.A. ») (Tennessee-Valley- Authority)

$$e = C. V^2 \dots \dots \dots (V.1)$$

Avec :

e : Epaisseur de l'enrochement en [m].

V : Vitesse de propagation des vagues (V = 3.3 m/s) .

C : Coefficient dont la valeur est fonction de la pente du talus et du poids spécifique du matériau d'encrochement ($\gamma = 2.5 \text{ t/m}^3$). La valeur de C est donnée par le tableau V.2

Tableau V.2: Valeur de C en fonction de pente de talus et du poids spécifiques [6]

Pente du talus	Valeur de C pour différents poids spécifiques		
	$\gamma = 2.50$	$\gamma = 2.65$	$\gamma = 2.80$
1/4	0.027	0.024	0.022
1/3	0.028	0.025	0.023
1/2	0.031	0.028	0.026
1/1.5	0.036	0.032	0.030
1/1	0.047	0.041	0.038

Donc : $C = 0.028$

A.N : $e = 30 \text{ cm}$.

Deuxième méthode

Cette méthode consiste à déterminer l'épaisseur minimale de la couche d'encrochement et les dimensions minimales du bloc en fonction de la hauteur de la vague, en prenant les valeurs directement du tableau(V.3)

Tableau V.3: Epaisseur de l'encrochement et D_{50} minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'encrochement t(m)	$D_{50}^{\min} \text{ (m)}$
(0,00-0,30)	0,3	0,20
(0,30-0,60)	0,4	0,25
(0,60-1,20)	0,45	0,30
(1,20-1,80)	0,55	0,40
(1,80-2,40)	0,70	0,45
(2,4 0-3,00)	0,80	0,55

Dans notre cas, $0,60 < H = 0,91 < 1,20 \text{ m}$ $e = 0,45 \text{ m}$, $D_{50}^{\min} = 0,30 \text{ m}$

D'après les deux méthodes de calcul d'épaisseur de l'encrochement, on opte une épaisseur de **50 cm** et un diamètre moyen de **30 cm** d'encrochement, Pour assurer une bonne protection du parement amont.

V.2.2. Protection de la crête :

La crête doit être constituée d'une couche de matériaux insensibles à l'eau, méthodiquement compactés. il convient de profiler soigneusement la crête afin d'empêcher tout stagnation des eaux (infiltration) et d'éviter leur concentration. On adopte des dévers amont et aval uniformes de 4% qui permet d'évacuer les eaux de pluie, par une couche en gravier bitumeux.

V.2.3. Drains et filtres :

1) Rôle des drains et filtres :

Du fait de la charge hydraulique à l'amont du barrage, l'eau s'infiltré progressivement dans le massif même du barrage et dans ses fondations. Il importe donc d'éviter que les résurgences des eaux infiltrées à l'aval ne nuisent à la stabilité de l'ouvrage par création de renard ou par destruction partielle du pied aval du barrage.

A ce effet on doit prévoir à l'intérieur du massif du barrage et éventuellement dans les fondations de celui-ci un dispositif drainant.

Un drain : est un organe qui évacue les eaux provenant d'une filtration à travers un massif.

Un filtre : est un organe destiné à bloquer la migration des particules fines éventuellement entraînées par la circulation de l'eau dans un massif.

Un drain et filtre : sont le plus souvent associés, le filtre pouvant jouer lui-même de rôle de drain, surtout dans les petits ouvrages.

2) Constitution des drains et filtres :

- Les drains sont constitués, soit de gravier perméables, soit d'élément de tuyaux en béton poreux ou en plastique perforé également entourés d'une couche de graviers.
- Les filtres sont constitués de couches successives de matériaux perméable, de granulométries plus en plus fines assurant la transition entre le drain et les éléments fins de terre drainées.

3) Disposition des drains et filtres :

- **Drain vertical:**

Le drain vertical ou drain cheminée placé au centre de la digue constitue une solution plus efficace pour intercepter les eaux d'infiltration. Un tel drain est constitué d'un rideau d'une largeur minimale de **1m**. Ce rideau peut être mis en œuvre par déversement du matériau dans une tranchée d'une profondeur de **1.5 à 2m**. Le sommet du drain est arasé au niveau normal du plan d'eau, plus ou moins un ou deux centimètres par sécurité.

- **Tapis drainant sous le talus aval :**

C'est la solution traditionnellement adoptée pour assurer le drainage d'un remblai homogène. Ce tapis est raccordé avec le drain vertical, les matériaux drainant, d'une épaisseur de **0.6m** pour

la couche du gravier et **0.3m** pour le sable grossier, s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise de barrage. Il présente l'avantage de participer au drainage de la fondation.

Les fruits talus du drain tapis sont :

$$m_1 = 1.5 \text{ et } m_2 = 2.5$$

✓ **Dimensionnement du drain tapis :**

Longueur du drain : $L_d = 29 \text{ m}$

La largeur du drain : $l_d = 1 \text{ m}$

✓ **Dimensionnement de prisme aval:**

La hauteur du prisme : $H_p = 2,2 \text{ m}$.

Largeur en crête: $b_p = 1 \text{ m}$

La largeur en base : $B = 13 \text{ m}$.

4) Règles générales de dimensionnement des drains et filtres :

Dans les paragraphes précédents, nous avons, à plusieurs reprises, fait allusion aux conditions de non entrainement des fines encore dénommées (conditions des filtres). La référence usuelle en la matière est celle des règles de TERZAGUI. Elles s'énoncent comme suit :

- Soit d_x la dimension caractéristique du matériau fin à drainer : c'est-à-dire le diamètre du tamis pour lequel on enregistre $x\%$ en poids de passant lors du tamisage granulométrique.
- Soit D_x celle relative au matériau adjacent (plus grossier) constitutif du filtre ou du drain :

- Condition de perméabilité : $\frac{D_{15}}{d_{15}} > 5 \dots \dots \dots (V.2)$

- Condition de non entérinement des fins : $d_{85} > \frac{D_{15}}{5} \dots \dots \dots (V.3)$

Ces deux conditions se réunissent dans la formule suivante : $5d_{85} > D_{15} > 5d_{15}$

Le plus souvent dans les petits barrages, on peut choisir un matériau drainant suffisamment perméable et satisfaisant directement à cette double condition : la mise en place d'un filtre est alors inutile.

En outre, pour éviter ségrégation et assurer de la stabilité interne du matériau filtrant ou drainant, on devra vérifier la condition d'uniformité :

$$2 < \frac{D_{60}}{D_{10}} < 8 \dots \dots \dots (V.4)$$

Parfois, on se voit contraint d'interposer, entre le remblai et le drain, de perméabilité et de granulométrie très différente une couche – filtre en prenant soin de vérifier les règles de filtre à chaque interface :

$$5d_{85} > D_{15} > 4d_{15}.$$

$$5D_{85} > d_{15} > 5D_{15}.$$

D'où :

d : pour le remblai ;

D : pour le filtre ;

: pour le drain.

4.1. Détermination de la courbe granulométrique du Filtre et drain :

A- Filtre :

Selon les critères : $5d_{85} > D_{15} > 5d_{15}$ et $12d_{50} > D_{50} > 58d_{50}$

On trace les limites des couches de filtre avec :

D_{15}, D_{50} : Diamètre de filtre.

d_{15}, d_{50} et d_{85} : Diamètres du sol à protéger.

Granularité du sol protégé: $d_{15}= 0,00075\text{mm}$, $d_{50}=0,0145\text{mm}$ et $d_{85}=0,075 \text{ mm}$.

(Voire Annexe III.2)

La couche du filtre est entre la terre du corps du barrage et la première couche de drain aux limites suivantes :

$$0.00375 \text{ mm} < D_{15} < 0.375 \text{ mm} .$$

$$0.174 \text{ mm} < D_{50} < 0.841\text{mm}.$$

La courbe granulométrique moyenne est : $D_{15} = 0,1894 \text{ mm}$ et $D_{50} = 0, 30\text{mm}$.

B- drain :

La couche du drain est déterminée en fonction de la courbe moyenne de la couche du filtre: $d_{15} = 0,1894 \text{ mm}$, $d_{50} = 0,30 \text{ mm}$ et $d_{85} = 1,4 \text{ mm}$.

$$0,947 \text{ mm} < D_{15} < 7 \text{ mm}$$

$$3,6\text{mm} < D_{50} < 17,40\text{mm}.$$

D'où la courbe granulométrique moyenne de la couche du drain. Elle a les dimensions suivantes : $d_{15} = 3,973 \text{ mm}$ et $d_{50} = 10,50 \text{ mm}$.

4.2. Condition de perméabilité :

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} > 5 \text{ d'où :}$$

D_{15} : diamètre correspondant à 15% du filtre.

d_{15} : diamètre correspondant à 15% du remblai.

$$D_{15} = 0,1894 \text{ mm}$$

$$d_{15} = 0,00075 \text{ mm.}$$

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} = \frac{0,1894}{0,00075} = 25,253 > 5$$

Donc, la condition de perméabilité est vérifiée.

4.3. Condition de non entraînement des particules fines :

$$d_{85} > \frac{D_{15}}{5} \text{ d'où :}$$

D_{15} : Diamètre correspondant à 15% du filtre.

d_{85} : Diamètre correspondant à 85% du remblai.

$$D_{15} = 0,1894 \text{ mm.}$$

$$d_{85} = 0,075 \text{ mm.}$$

$$\frac{D_{15}}{5} = \frac{0,1894}{5} = 0,0379 < d_{85} = 0,075 \text{ mm.}$$

Donc : La condition de non entraînement est vérifiée.

4.4. Condition de la stabilité interne du matériau filtrant ou drainant :

Pour le filtre :

$$D_{60} = 0,30 \text{ mm et } D_{10} = 0,18 \text{ mm.}$$

$$\text{D'où : } \frac{D_{60}}{D_{10}} = 1,667, \text{ donc la condition de la stabilité est vérifiée.}$$

Pour le drain :

$$d_{60} = 10 \text{ mm et } d_{10} = 4 \text{ mm.}$$

$$\text{D'où : } \frac{\Delta_{60}}{\Delta_{10}} = 2,4, \text{ donc la condition de la stabilité est vérifiée.}$$

Conclusion

On prévoit:

Une première couche de filtre en sable d'épaisseur = 20cm.

La deuxième couche en gravier d'épaisseur = 20cm.

L'enrochement (Rip-rap) d'épaisseur = 50cm.

V .2.4. Clé d'étanchéité :

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

La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui de la digue. La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 3m. Cette hauteur va en diminuant en direction des rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage (découvert de l'assiette) soit 0,30m et une excavation de 1 m. La largeur en base est de 40 cm, indispensable pour la circulation des engins. La pente des talus de la clé d'étanchéité est : $m=1,5$.

V.3. Etude des infiltrations :

V.3.1 Généralité

Une fois le barrage mis en exploitation, l'eau commence à s'infiltrer progressivement dans le corps même du barrage et dans ces fondations, et cela quelque soit la qualité des matériaux de construction.

Ces infiltrations sont du fait de la charge hydraulique à l'amont du barrage. Les infiltrations doivent être étudiées sous deux aspects différents:

Elles ont pour conséquence des pertes d'eau dont il faut réduire le volume à une valeur déterminée, et considérée admissible.

Elles peuvent compromettre la sécurité, et la stabilité de l'ouvrage si certaines mesures ne sont pas prises contre les risques qu'entraînent le renard et les pressions d'infiltration.

Les infiltrations doivent permettre de déterminer les éléments suivants :

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

Hypothèse de calcul :

Afin de pouvoir effectuer les calculs de filtrations, d'une manière plus aisée, nous serons amenés:

- à admettre la filtration dans un seul plan ;
- à prendre comme valeurs nulles, les composantes des vitesses qui ont la direction perpendiculaire à ce plan ;
- à supposer que le sol du massif du barrage soit homogène, isotrope et que la couche imperméable ait un coefficient de filtration nul ;

La position de la ligne phréatique ne dépend pas de la qualité du sol des barrages en terre homogènes, elle est seulement déterminée par les dimensions de la section transversale du barrage.

V.3.2. Tracé de la ligne de saturation :

KOZENY a montré que, dans un barrage en terre, la ligne de saturation peut être assimilée dans sa partie médiane à une parabole d'axe horizontal. Nous avons un barrage en terre munis d'un drain qui rabat la ligne phréatique à l'intérieur du barrage. La parabole de KOZENY a pour foyer l'extrémité amont du drain auquel se raccorde la ligne de saturation. L'équation de cette parabole s'écrit :

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0. \dots\dots\dots (V.5)$$

On se reportant à la planche N°5 :

$$y_0 = \sqrt{he^2 + d^2} - d \dots\dots\dots (V.6)$$

Avec :

X et y : coordonnées dans le plan (x, y).

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

b: étant la projection horizontale de la partie mouillée du parement amont.

he : profondeur d'eau jusqu'au NNR, he = 8,45 m ;

$$b = m_1 * he = 3 * 8,45 = 25,35m$$

$$d = L_b - 0.7b - L_p - L_d = 67,33 - 0.7 * 25.35 - 22,44 - 1 = 26.14m.$$

D'où : **y₀ = 1.33 m.**

L'équation de la parabole sera : $y^2=2.66x + 1.77$ (V.7)

A partir de cette équation, on peut déterminer les coordonnées de la parabole qui sont données par le Tableau V.4 ci-après :

Tableau V.4:Coordonnées de la parabole de KOZENY

X (m)	-0.5	-0.3	-0.1	0	5	10	15	20	25	26,14
Y (m)	0.663	0.986	1.226	1.330	3.882	5.326	6.455	7.414	8.263	8.450

La parabole coupe le plan d'eau amont en un point A avec $AB= 0.3 b$

Pour obtenir la ligne de saturation on raccorde celle-ci au point B par une courbe normale au parement amont en B et tangente à la parabole.

En aval on fait aboutir la ligne de saturation en point D sensiblement situé au 2/3 de OC.

V.3.3. Calcul du débit de fuite par infiltration :

1) Pour le remblai :

L'infiltration dans le massif de la digue se comporte comme un écoulement d'un fluide incompressible, de mouvement plan permanent dans un milieu homogène, obéissant à la loi de darcy, c'est-à-dire en régime permanent laminaire.

On peut évaluer approximativement le débit de fuite en appliquant la loi de Darcy :

$q= S.K .I$ (V.8)

Avec :

q : le débit de fuite ($m^3/s/ml$) .

I : le gradient hydraulique.

K : le coefficient de perméabilité ($K= 2.9 \cdot 10^{-8}$ cm/s).

S : la longueur mouillée du parement amont.

Le gradient est : $I= \frac{dy}{dx}$ et $S= y. l$

Donc : $q= K. y. \frac{dy}{dx}$ (V.9)

On a : $y_0= y. \frac{dy}{dx} = 1.33m$

L'équation de débit s'écrit : $q= K. y_0$ (V.10)

Le débit total a travers le barrage sera : $Q= q.L$, avec $L_b=101.14m$

A.N: $q=3,857.10^{-10} m^3/s/ml$.

$Q=3,901.10^{-8} m^3/s$.

2) Pour la fondation :

Il est donné aussi par la formule de Darcy : $q = S \cdot K \cdot I$ (V.11)

Tel que :

K : coefficient de perméabilité ($K = 3,2 \cdot 10^{-8}$ cm/s)

S : section d'infiltration par unité de longueur : $S = T \cdot I$ (V.12)

($T=3$ m : profondeur de sol de fondation perméable).

I : le gradient hydraulique, $I = \frac{h}{Lb}$ (V.13)

Avec :

h : charge d'eau au niveau normal de la retenue.

L_b : c'est l'emprise de barrage ($L_b = 67,33$ m)

On obtient : $q = K \cdot \frac{h}{Lb} \cdot T$ (V.14)

A.N: $q = 1,204 \cdot 10^{-10} \text{ m}^3/\text{s/ml}$.

$Q = 1,219 \cdot 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s}$.

3) Pour le barrage (remblai + fondation) :

Le débit total d'infiltration à travers le barrage est donnée par :

$Q_T = Q_{re} + Q_f = 3,901 \cdot 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s}$.

V.4. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage :

1) Dispositif d'étanchéité :

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

$I = \frac{H}{n} < I_{adm}$ (V. 15)

H : perte de charge dans le corps de la digue (m).

n : épaisseur moyenne de la digue (m).

I_{adm} : gradient hydraulique admissible, on le détermine à partir du tableau V.5

Tableau V.5: Classification des barrages

Classe de l'ouvrage	Sol de fondation	
	Rocheux	Meuble
I	$H_b > 100 \text{ m}$	$H_b > 75$
II	$D_e 70 \text{ à } 100 \text{ m}$	$D_e 35 \text{ à } 75 \text{ m}$
III	$D_e 25 \text{ à } 70 \text{ m}$	$D_e 15 \text{ à } 35 \text{ m}$
IV	$H_b < 25 \text{ m}$	$H_b < 15 \text{ m}$

Donc : Notre retenue appartient à la **classe IV**.

Tableau V.6: Gradient admissible à travers le remblai terreux.

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

Donc : la valeur de I_{adm} est égale à **1,95**

A.N: $H=8,45$ m, $n=37,655$ m et $I = 0,244$ $I_{adm}=1.95$

D'où la résistance à l'infiltration du sol du barrage est assurée.

2) Fondation du barrage :

La vérification de la résistance d'infiltration générale est vérifiée si et seulement si la condition suivante est vérifiée :

$$I_f < \frac{I_{cr}}{K_s} \dots\dots\dots (V.16)$$

Avec :

I_{cr} : gradient d'infiltration critique qui est déterminé en fonction du type du sol de la fondation. Il est donné par le tableau V.7.

Tableau V.7:Gradient admissible pour les fondations du barrage

Sol du corps du barrage	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile	0	1.0	1.1	1.2
Limon	0.45	0.50	0.55	0.60
Sable grossier	0.36	0.40	0.44	0.48
Sable moyen	0.30	0.33	0.36	0.40
Sable fin	0.23	0.25	0.27	0.30

K_s : coefficient de sécurité déterminé en fonction de la classe de barrage d'après le tableau V.8.

Tableau V.8.Détermination de 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 :

$$I_f = \frac{\Delta H}{L+0.88T_c} \dots\dots\dots (V.17)$$

T_c : profondeur de calcul de la zone de filtration de la fondation. ($T_c=3m$)

H : charge d'eau ($H=8,45 m$).

L : largeur à la base du barrage ($L=67,33m$).

A.N : $I_f = 0,121$

$K_s=1.1$ et la fondation est en argile donc : $I_{cr} = 1.2$

D'où : $\frac{I_{cr}}{K_s} = 1.09$

Ce qui nous donne $I_f < \frac{I_{cr}}{K_s}$, donc la résistance d'infiltration à travers les fondations est assurée.

V.5. Etude de stabilité

L'étude de la stabilité d'un barrage en terre est celle de la stabilité de son talus amont et de son talus aval sur sa fondation.

V.5.1. Stabilité des talus

Il existe plusieurs méthodes de calcul de stabilité au glissement, les plus courantes sont les méthodes dites de calcul à la rupture dont la méthode de Fellenius, Bishop, Taylor ...etc. nous utiliserons ici pour notre cas la méthode de Fellenius dite méthode suédoise car c'est la plus pessimiste.

Dans les calculs, nous considérerons les cas de sollicitations suivantes :

- Cas 01 : fin de construction ;
- Cas 02 : fonctionnement normal ;
- Cas 03 : vidange rapide.

V.5.2. Méthode de FELLENIUS (1926)

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

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

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

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

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

- **Le glissement des talus**

Il existe plusieurs types :

a-1. Glissement circulaire sur un talus (le cercle de glissement recoupe parfois la fondation si le matériau la constituant présente des caractéristiques mécaniques médiocres).

a-2. Glissement en cascade.

a-3. Glissement, puits renard.

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

- **l'instabilité mécanique en fondation**

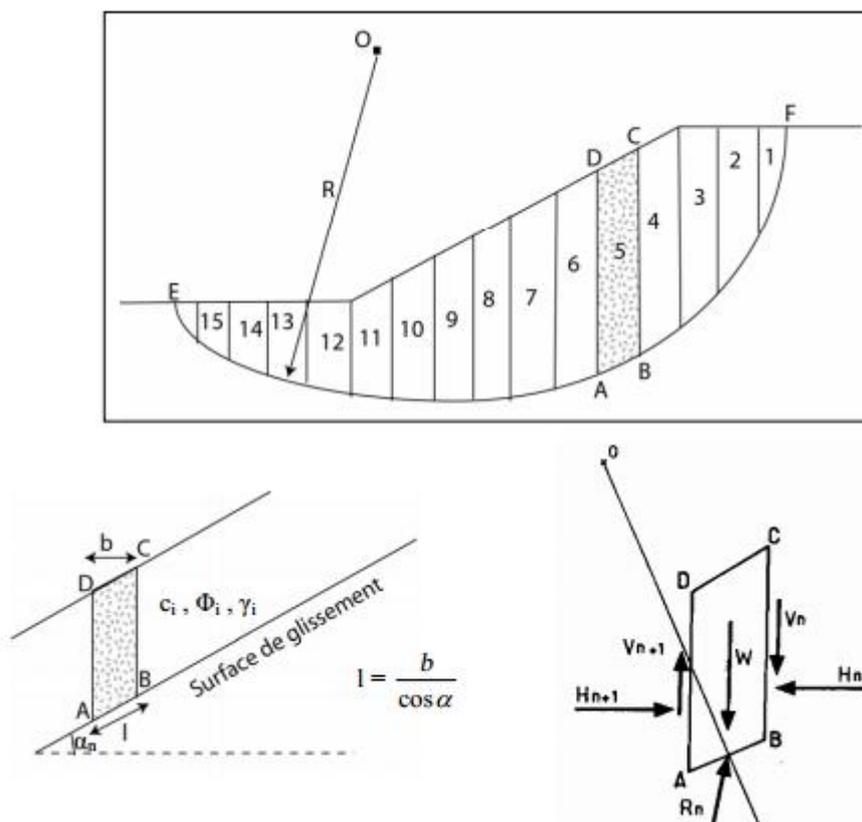


Figure V.1. Découpage d'un talus en tranches et les forces agissantes sur une tranche

V.5.3. Conséquences de l'instabilité des talus :

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

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

La vérification des talus de barrage par la méthode grapho-analytique consiste en détermination du coefficient de stabilité « K », qui est égal au rapport du moment des efforts de stabilité sur le moment des efforts de basculement (forces motrices), par rapport centre de glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible « k_{adm} » déterminé d'après le tableau V.9.

Tableau V.9: Coefficients de stabilité admissible des talus.

Combinaison des charges et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme)	1,3 ÷ 1,2	1,2 ÷ 1,15	1,15 ÷ 1,1	1,1 ÷ 1,05
Spéciales Avec séisme)	1,1 ÷ 1,05	1,1 ÷ 1,05	1,1 ÷ 1,05	1,05

Notre ouvrage est de **classe IV**, donc :

- Sans séisme : $K_{SS,adm} = 1,05 - 1,1$
- Avec séisme : $K_{AS,adm} = 1,05$

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, on calcule le coefficient de sécurité sans séisme et avec séisme, puis on les compare aux coefficients de sécurité admissible afin de vérifier la stabilité de nos talus.

V.5.4. Ordre de calcul (Méthode de FELLENIUS):

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 :

$$R_1 = K_1 H_b \quad \text{et} \quad R_2 = K_2 H_b.$$

H_b : Hauteur totale du barrage (11.15m).

$(K_1 - K_2)$: sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau V.10

Tableau V.10: Valeurs de K_1 et K_2

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

On obtient donc :

Tableau V.11 : Valeurs de R_1 et R_2 .

Talus	Pente du talus	K_1	K_2	R_1 (m)	R_2 (m)
Amont	3	1	2,3	11,15	25,65
Aval	2,5	0,875	2,025	9,76	22,58

Le centre des rayons étant le point « B ». L'intersection des rayons R_1 , R_2 avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles.

On trace à la suite une courbe de rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c'est à dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à coté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o ».

On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur $b=0.1R$, on marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites par des chiffres négatifs en commençant de la section « zéro » sous le centre de glissement (projection).

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

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

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

- Force de poids propre W_i (sol et eau) .
- Les forces de réaction du sol de composantes

Tangentielle : T_i ($T_i = G_n \cdot \sin \alpha$) (V.18)

Et normale : N_i ($N_i = G_n \cdot \cos \alpha$) (V.19)

Avec : α : angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

V.5.4.1. Les caractéristiques géotechniques des sols :

Elles sont montrées dans le tableau ci-après:

Tableau V.12:caractéristique géotechniques.

Paramètres	Unité	valeurs
ϕ : Angle de frottement	Degré (°)	24
C : Cohésion	(bar)	0.825
γ_h : Poids volumique humide	(g/cm ³)	1.837
d : Poids volumique sec	(g/cm ³)	1.625
γ_{sat} : Poids volumique saturé	(g/cm ³)	2.1

V.5.4.2. Calcul des forces appliquées à chaque tranche :

a) Poids propre de la tranche :

$$G_n = b (\gamma_1 .h_1 + \gamma_2 .h_2) \dots\dots\dots (V.20)$$

h_1 , h_2 : hauteurs des tranches.

γ_1 : densité de la zone du massif située au dessus de la ligne de saturation.

γ_2 : densité de la zone du massif située au dessous de la ligne de saturation.

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

b : largeur de la tranche.

b) Force de pression interstitielle :

Dans le cas ou le barrage est à son niveau normal de la retenue (NNR).

$$U_i = \gamma_w .h .dl \dots\dots\dots (V.21)$$

U : pression interstitielle.

dl : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

γ_w : poids volumique de l'eau $\gamma_w = 10\text{KN/m}^3$.

h : hauteur de la tranche.

c) Forces de cohésion :

$$F_c = C .dl \dots\dots\dots (V.22)$$

C : Cohésion du sol (Matériau).

d) Forces dues au séisme :

$$T = a . G_n \dots\dots\dots (V.23)$$

a : Coefficient de séisme (a= 0,2) .

G_n : Poids de la tranche.

V.5.4.3. Classement des forces :

On peut classer toutes ces forces comme suit :

- **Les forces stabilisatrices :**
- **Force de frottement :**

$$F_1 = N_n \cdot \text{tg } \alpha - U \text{ dl } \text{tg } \alpha \dots\dots\dots (V.24)$$

α : Angle de frottement.

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

- **Force de cohésion :**

$$F_c = C \cdot dl \dots\dots\dots (V.25)$$

Tel que : $dl = \frac{2f \cdot R \cdot B_i}{360} \dots\dots\dots (V.26)$

R : rayon de la courbe de glissement.

B_i : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.

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

$$M_s = [(N_n - U \text{ dl}) \text{tg } \alpha + c \text{ dl}] R \dots\dots\dots (V.27)$$

- **Les forces motrices :**

Les forces motrices sont caractérisées par la composante périphérique (**Nt**), (force de cisaillement) du poids (**Gn**) qui provoque le glissement du talus.

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

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n \dots\dots\dots (V.28)$$

V.5.5. Calcul du coefficient de sécurité:

Le coefficient «**Ks**» sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue.

a) Retenue pleine : Talus aval

$$K_{ss} = \frac{\sum (N_n - p_i) \text{tg } \alpha_i + \sum C_i \cdot dl}{\sum G_n \text{Sin } \alpha_n} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.29)$$

$$K_{as} = \frac{\sum (Nn - pi)tg\{i + \sum Ci.dl}{(1/R)\sum Gn.an_i.dn_i} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.30)$$

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

Kss : coefficient de sécurité sans séisme.

Kas : coefficient de sécurité avec séisme.

b) Retenue vide (fin de construction):Talus aval et talus amont

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n tg \{ + \sum CdL}{\sum T_n} \dots\dots\dots (V.31)$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n tg \{ + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \dots\dots\dots (V.32)$$

c) Vidange rapide : Talus amont

Le calcul se fait uniquement pour le talus amont, car la vidange rapide d'une retenue en terre peut lui causer des dégâts.

$$K_{ss} = \frac{\sum Nntg\{i + \sum Ci.dl}{\sum Tn_i} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.33)$$

$$K_{as} = \frac{\sum Nntg\{i + \sum Ci.dl}{\sum Tn_i + (1/R)\sum Gn.an_i.dn_i} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.34)$$

Les résultats de calcul sont représentés dans les tableaux (annexes : III.1, III.2 et III.3).

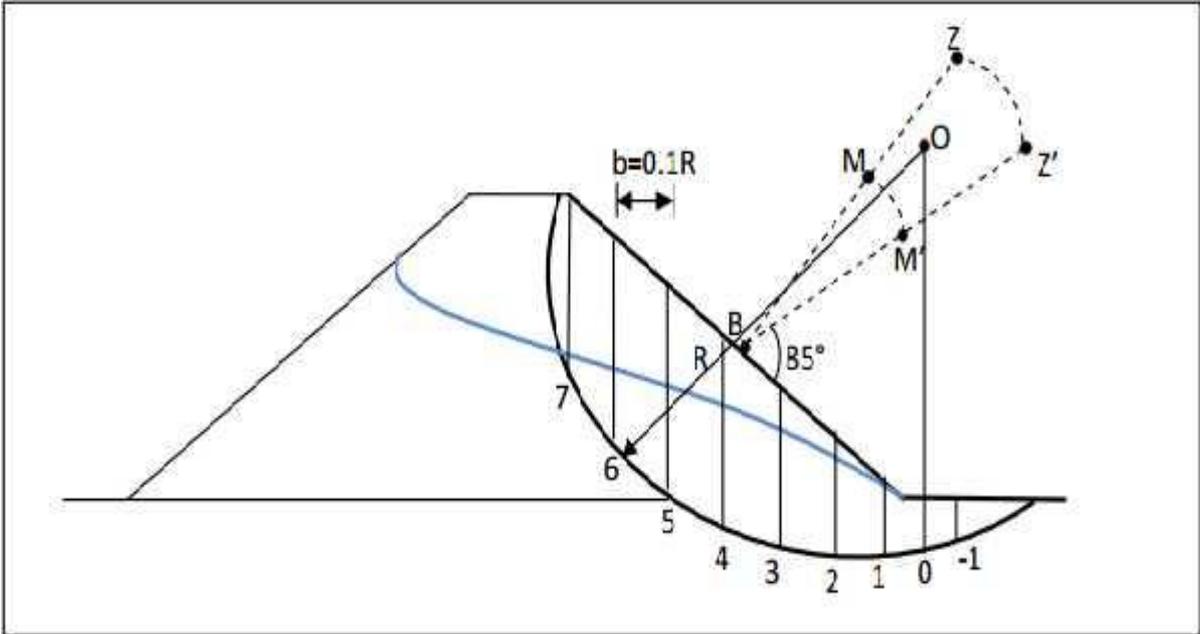


Figure V.2: Diagramme des forces agissant, sur une tranche.

Tableau V.13: Coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement.

Cas de sollicitation		Coefficient de sécurité	
		Sans séisme (K _{ss} , adm= 1,10 -1,15)	Avec séisme (K _{as} , adm= 1,05)
Fin de construction	Talus amont		
	R1= 21.48m	2.08538	1.65511
	R2= 22.50m	2.18833	1.73443
	R3= 22.46m	2.12811	1.6766
	R4=19.84m	2.14697	1.66618
	Talus aval		
	R1= 21.23m	1.53958	1.31926
	R2= 20,36m	2.12491	1.71869
	R3= 22,46m	1,94922.	1.62414
	R4=19.84m	1.9338	1.57036
Retenue normale	Talus aval		
	R1= 21.12m	1.75652	1.47681
	R2= 20.66m	1.84255	1.52242
	R3= 19,78m	1.89473	1.54354
	R4=18.88m	1.96131	1.5765
Vidange rapide	Talus amont		
	R1= 22.19m	2.05573	1.61237
	R2= 20.85m	2.21482	1.75016
	R3= 19.92m	2.04459	1.63416
	R4=18.86m	2.0494	1.61545

Conclusion :

D'après les résultats obtenus ci- dessus, on peut dire que la stabilité des talus de la digue est vérifiée pour tout les cas, donc les fruits talus amont et aval sont acceptés.

Chapitre VI : Etude des ouvrages annexes

Introduction

Un barrage, s'il retient les écoulements, doit aussi conserver la faculté d'évacuer les crues exceptionnelles. Mais il faut que cette évacuation ait lieu sans que la lame d'eau ne le submerge, car, il aurait toute chance d'être gravement endommagé ou détruit. On prévoit alors un organe d'évacuation à fonctionnement automatique appelé évacuateur de crues.

De manière à prévoir suivre, entretenir et exploiter correctement un barrage, on lui adjoint en général un certain nombre d'organes annexes, l'ouvrage de vidange et l'ouvrage e prise.

VI.1. Evacuateur de crue :

Les évacuateurs de crues ont pour rôle d'assurer l'évacuation des crues exceptionnelles survenant à retenue normale pleine sans risque de déversement sur la digue et sans crée d'érosion en aval risquant d'être dommageable pour la digue.

VI.1.1. Types d'évacuateur de crue :

VI.1.1.1. Les évacuateurs à surface libre :

a. Evacuateur de crue latéral :

Ce type est généralement disposé sur l'une des rives de la vallée. Son axe doit, de préférence, suivre un tracé perpendiculaire à la courbe de niveau.

➤ A entonnement latéral :

Ce type représente 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.

➤ A entonnement frontal :

Le fonctionnement est très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet. Ainsi que la facilité de réalisation. Mais le coût peut élever et il présente une difficulté de modification.

VI.1.1.2. Les évacuateurs en charge :

a. Le déversoir tulipe :

Il est circulaire ou semi circulaire, il se prolonge par un puits suivi d'une galerie ou d'une conduite. Il est noyé et il débite pratiquement comme un orifice à veine moulée. Ce type d'ouvrage équipera le plus souvent de grands barrages.

b. Le siphon :

Le principe de fonctionnement du siphon est l'amorçage automatique par l'élévation du plan d'eau. Mais plus encore que la tulipe, c'est un dispositif très sensible aux risques d'obturation par des corps flottants. Son nettoyage est envisageable, mais bien peu compatible avec l'isolement.

VI.1.2. Critères de choix d'un évacuateur de crues :

On prend en considération pour le choix de l'évacuateur de crue les facteurs suivants :

- La nature de la fondation ;
- La conception du barrage ;
- La disponibilité en matériaux (sable et agrégats pour le béton, enrochement pour les gabions, etc.) ;
- La disponibilité en main d'œuvre ;
- Les possibilités de suivi et d'entretien ;
- L'utilisation du barrage ;
- L'optimum économique.

VI.1.3. Choix de la variante :

L'évacuateur de crue en charge soit en siphon ou en tulipe présente :

1. des problèmes d'instabilité du remblai à cause des vibrations qui peuvent se produire lors de l'évacuation ;
2. le problème de charriage qui peut causer la saturation pourra se manifester facilement en cas des crues exceptionnelles pouvant arracher les arbres du site boisé ;
3. la faible charge sur l'entonnement circulaire ;
4. l'évacuation au pied de la digue pouvant causer l'érosion régressive ;
5. L'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal exige une topographie importante pour l'implantation.

• **Comparaison entre les évacuateurs de surface à entonnement :**

L'évacuateur de crue latéral s'adapte au site du faite que les excavations seront réduites, mais le problème de saturation pour une crue de débit qui peut dépasser celui de la crue de projet rend celle ci peut fiable.

L'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal s'adapte aussi au site, puisque la largeur déversant n'est pas très importante et la topographie permet l'implantation.

Le bon fonctionnement et la sûreté de celui si pour les crues dépassant celle de projet et la facilité de réalisation rend cette variante la plus adéquate du côté technique et économique.

L'évacuateur des crues pour la retenue sera donc **latéral à entonnement frontal** à la rive gauche.

VI.1.4. Dimensionnement de l'évacuateur de crue :

Caractéristiques de l'évacuateur de crue :

- Déversoir type Creager ;
- Niveau normal de la retenue NNR =1057.95 m NGA ;
- Niveau des plus hautes eaux : NPHE = 1059.06 m NGA ;
- Charge à évacuer : H = 1.1 m ;
- Débit de pointe à évacuer $Q_{\text{évacuer}} = 24.11 \text{ m}^3/\text{s}$;
- Largeur de déversoir : b = 10 m .

L'évacuateur de crues comprend les éléments suivants :

- ❖ Un canal d'amenée ;
- ❖ Un seuil déversant pour le control du débit ;
- ❖ Un ouvrage intermédiaire comprend (chenal- convergeant- coursier) ;
- ❖ Un dissipateur d'énergie ;
- ❖ Un canal de restitution.

VI.1.4.1. Le canal d'approche

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charge et guider calmement la crue vers le seuil déversant. Généralement, l'écoulement est calme avec une vitesse faible.

La vitesse d'approche moyenne est donnée par la formule :

$$V_{\text{ap}} = \frac{Q}{S_{\text{can}}} \dots\dots\dots (VI.1)$$

Q : Débit à évacuer (m^2/s).

S_{can} : Section du canal en (m^2) et $S_{\text{can}} = (H+P) b \dots\dots\dots (VI.2)$

P : Hauteur de pelle (P=1 m).

H : Lane déversante (H=1.1 m).

A.N :

$$V_{\text{ap}} = \frac{24.11}{10.(1.1+1)} = 1.15 \text{ m/s}$$

$V_{ap} \leq V_{adm}$ tel que V_{adm} compris entre 1.8 et 2.2 m/s donc pas de risque de l'érosion.

➤ **Hauteur du mur du canal d'approche :**

La hauteur de mur est :

$$H_m = H_d + P + R \dots \dots \dots (VI. 3)$$

Avec : La revanche $R = 0,61 + 0,14 V_{ap}^{1/3} \dots \dots \dots (VI. 4)$

AN : R = 0,76m

Hm = 2,86m.

Pour des raisons de sécurité on prend : **H_m = 3m**

➤ **Longueur du canal d'approche :**

La longueur du canal d'approche dépend de la topographie, elle est égale à 21,20m.

VI.1.4.2. Déversoir

Du point de vue hydraulique, on aura intérêt à donner au déversoir-poids un profil Creager dont la forme théorique est reçue pour s'adopter à la face intérieure d'une nappe qui s'écoulerait librement dans l'atmosphère au dessus d'une mince paroi. Au niveau d'un projet, ce profil peut être approché par la construction géométrique de la figure VI.2

$a = 0.12h = 0.074m$
 $b = 0.4h = 0.248m$
 $c = 0.3h = 0.186m$

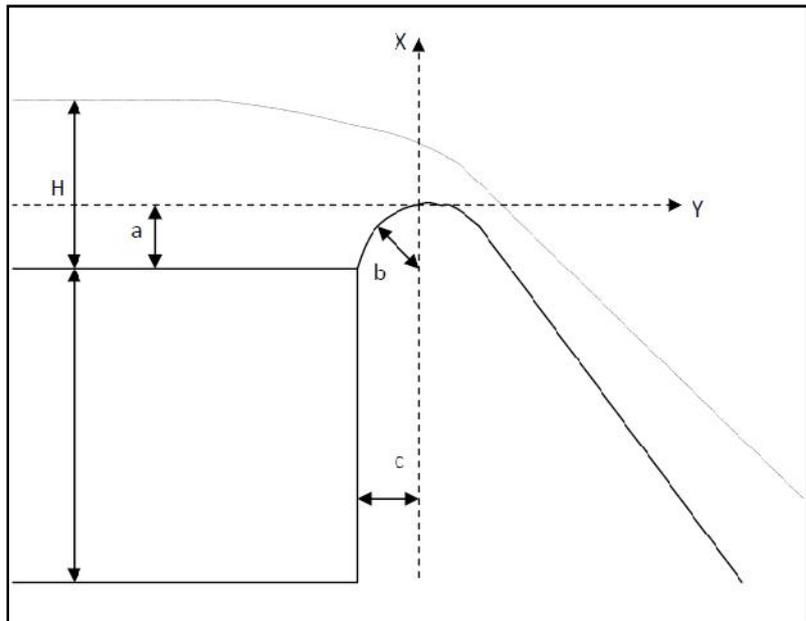


Figure VI.1 : Construction géométrique d'un profil Creager.

Les coordonnées du profil Creager sont déterminées par l'équation :

$$Y = \frac{X^{1,85}}{2 \cdot H^{0,85}} \dots\dots\dots (VI.5)$$

H : Charge sur le déversoir en (m).

Les coordonnées du déversoir sont données par le tableau si dessous et le profil du déversoir est représenté si dessous :

Tableau VI.1 : coordonnées du profil de Creager.

Y (m)	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.1	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0
X (m)	0	0.64	0.93	1.15	1.34	1.52	1.60	1.68	1.82	1.96	2.09	2.21

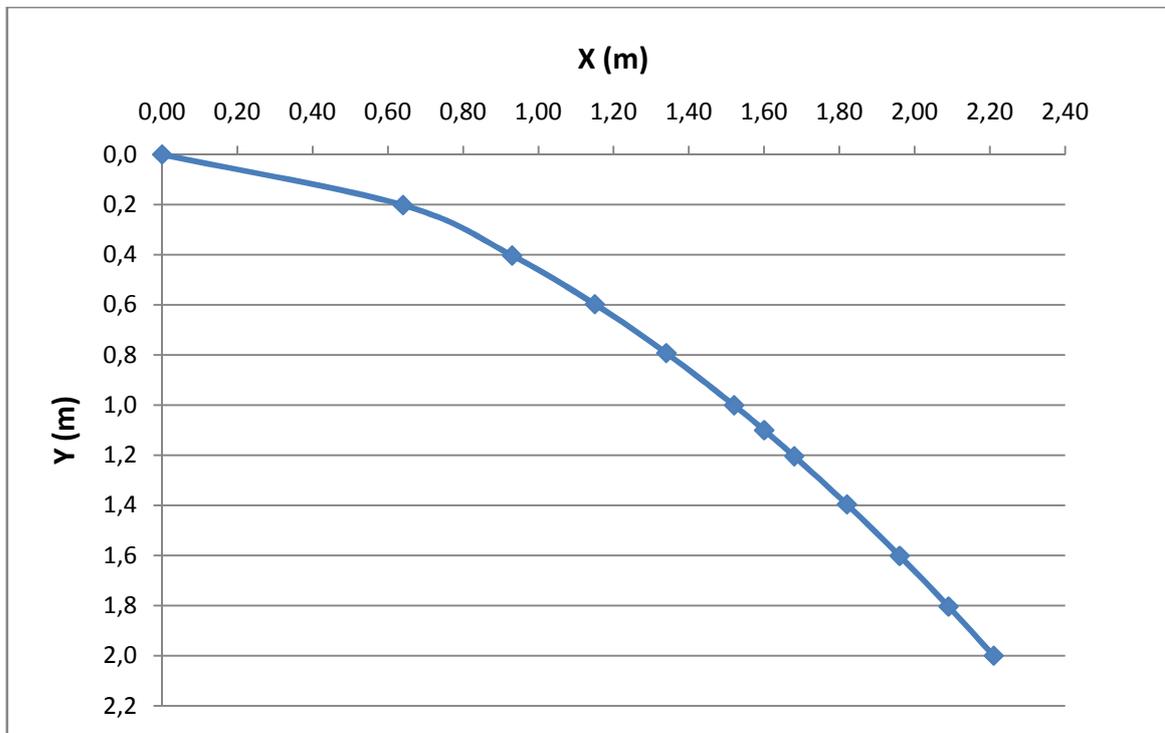


Figure VI.2 : Profil de déversoir type Creager

VI.1.4.3. 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. Il est en général de section rectangulaire qui est de la disposition hydraulique la plus intéressante après un déversoir et sa longueur est rarement importante car il sert uniquement à contourner le sommet du barrage avant d'obtenir au coursier dans la zone aval.

Le régime n'y est en général pas uniforme car le chenal est trop court.

La longueur du chenal est déterminée en fonction de la topographie elle est égale à 5,00m.
Pour vérifier les conditions d'écoulement, on calculera la profondeur critique y_c .

➤ **Calcul de la profondeur critique :**

Pour un canal de forme rectangulaire:

$$y_c = 3 \sqrt{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{b} \right)^2} \dots\dots\dots (VI.6)$$

Avec:

Q: débit à évacuer (m³/s)

b: largeur du canal (b=10m).

g: l'accélération de pesanteur (m²/s)

A.N : $y_c=0.84$ m.

➤ **Calcul la pente critique :**

La pente critique se détermine par la formule de Manning pour ($h=h_{cr}$).

$$Q = K.S.R^{2/3}.I^{1/2} \dots\dots\dots (VI.7)$$

Avec:

R: rayon hydraulique ($R_h=0,72$ m).

I: pente en (m/m) .

S: section mouillée ($S=8,4$ m²).

K: coefficient de Manning-Strickler (pour le béton lisse avec joint $K=71,42$). Avec $n=0.014$

$I=0.099\%$.

Pour une section rectangulaire:

$$I_{cr} = \left[\frac{Q.(b + 2y_c)^{2/3}}{K.(b.y_c)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots (VI.8)$$

A.N : $I_{cr}=0.251$ %.

On verra que :

$$0.099\% < 0.251\% \Rightarrow I < I_{cr}$$

Le régime devient fluvial, et donc pas de formation de ressaut hydraulique.

VI.1.4.4. Le convergent :

Il est situé à l'extrémité du chenal, il marque le passage en régime torrentiel.

La longueur du convergent peut être calculé par la formule :

$$L = 2.5 (L_1 - L_2) \dots\dots\dots (VI.9)$$

L_1 : largeur au plafond du bief amont (m).

L_2 : largeur au plafond de la section de contrôle (m).

On a : $L_1 = b = 10$ m

$$L_2 = Q^{0.4} \dots\dots\dots (VI.10)$$

A.N : $L_2=3,58$ m on opte : $L_2 = 4$ m

D'où : **$L = 15$ m.**

VI.1.4.5. Coursier :

Le coursier fait suite au chenal et conduit l'eau au bassin de dissipation, tel qu'illustré ci-contre. Il commence par un convergent, amenant à la section de contrôle, et permettant d'assurer la réduction de largeur entre le chenal et le coursier.

Il est plus souvent construit en béton et il est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire ce qui assure un écoulement régulier. L'expérience montre que la forme la plus économique correspond à une largeur égale à deux fois le tirant d'eau.

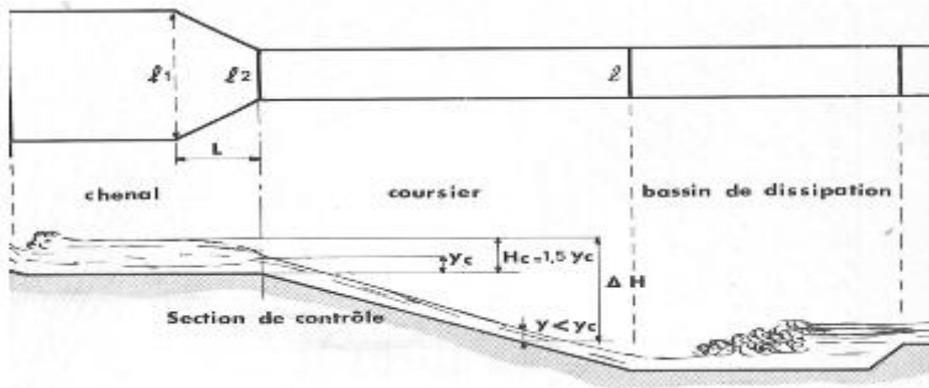


Figure VI.3 : Tirant d'eau dans le coursier

➤ **Largeur du coursier :**

Elle est calculée dans l'étape précédente : $B = 4$ m

➤ **Longueur du coursier :**

La longueur du coursier est obtenue directement du plan topographique, et d'après le plan la longueur est 39.95m.

➤ **La profondeur critique :**

La condition de l'état critique est :

$$Fr^2 = \frac{Q^2 B_c}{g c S_c^3} = 1 \dots\dots\dots (VI.11)$$

Pour un canal rectangulaire :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot B c^2}} \dots\dots\dots (VI.12)$$

Avec :

B : est la largeur du coursier égale à 4 m.

A.N : $h_{cr} = 1.55$ m

➤ **Pente critique :**

$$I_{cr} = \left(\frac{Q}{C_{cr} \cdot S_{cr} \cdot R_{cr}^{1/2}} \right)^2 \dots \dots \dots (VI.13)$$

S_{cr} : Section critique (m^2).

R_{cr} : Rayon critique (m).

C_{cr} : Coefficient de CHEZY

$$C_{cr} = \frac{1}{n} R_{cr}^{1/6} \dots \dots \dots (VI.14)$$

$$S_{cr} = B \cdot h_{cr} \dots \dots \dots (VI.15)$$

$$P_{cr} = B + 2 \cdot h_{cr} \dots \dots \dots (VI.16)$$

$$R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} \dots \dots \dots (VI.17)$$

A.N : $S_{cr} = 6,2$ m^2

$P_{cr} = 7,1$ m

$R_{cr} = 0,87$ m

$$C_{cr} = \frac{1}{0,014} 0,87^{1/6} = 69,79$$

D'ou: **$I_{cr} = 0,0036 = 0,36$ %**

➤ **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 Chézy.

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{RI} \dots \dots \dots (VI.18)$$

Avec :

S : Section du coursier $S = b \cdot h_n$.

I : Pente du coursier $I = 14.16$ % .

C_n : Coefficient de Chézy $C_n = R^{1/6} / n$ ($m^{1/2}/s$).

$$R : \text{Rayon hydraulique} : R = \frac{S}{P} = \frac{b \times h_n}{2h_n + b}$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura les résultats dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 : Calcul de la profondeur normale

Hn(m)	S(m²)	P(m)	R(m)	c	Q(m³/s)
0,6	2,4	5,2	0,4615385	62,79	42,46
0,55	2,2	5,1	0,431	62,09	37,21
0,5	2	5	0,400	61,31	32,16
0,45	1,8	4,9	0,367	60,45	27,35
0,43	1,72	4,86	0,354	60,07	25,49
0,42	1,68	4,84	0,347	59,88	24,58
0,415	1,66	4,83	0,344	59,78	24,11

Conclusion :

On aura $h_n=0,415m$.

➤ **Classification du mouvement et du régime d'écoulement**

$I=14.16\%$ ($h_n=0,415m$), $I_{cr}= 0,36\%$ ($h_{cr}=1,55m$)

D'où : $I>I_{cr}>0$, $h_n< h_{cr}$

Alors le régime d'écoulement est torrentiel et le coursier à pente prononcée, et le type de courbes de Remous c'est T. (voir annexe VI.1)

➤ **Calcul de la ligne d'eau dans le coursier :**

Le calcul de la ligne d'eau est effectué à l'aide d'un logiciel appelé «CANAL21».

Sur le tableau suivant on présente les différents paramètres de calcul suivant des sections distantes de 20m (le pas).

Tableau VI.3:Les données de départ

Q (m³/s)	Strickler	I (m/m)	Y_N	Y_C	Régime	L_{bief} (m)
24.11	71.42	0.172	0.415	1.55	T ₂	39.95

Tableau VI.4: Ligne d'eau avec un pas de 20m

Section	abscis (m)	Pas (m)	Y (m)	Froude	Hs (m)	J (m/m)
amont	0,00	20,00	1,547	1	2,32	0,0036
1	20,00	20,00	0,818	2,60	3,59	0,022
2	40,00	20,00	0,677	3,46	4,72	0,039
3	60,00	20,00	0,602	4,13	5,71	0,055
4	80,00	20,00	0,554	4,67	6,59	0,070
aval	100,00	20,00	0,521	5,12	7,34	0,085

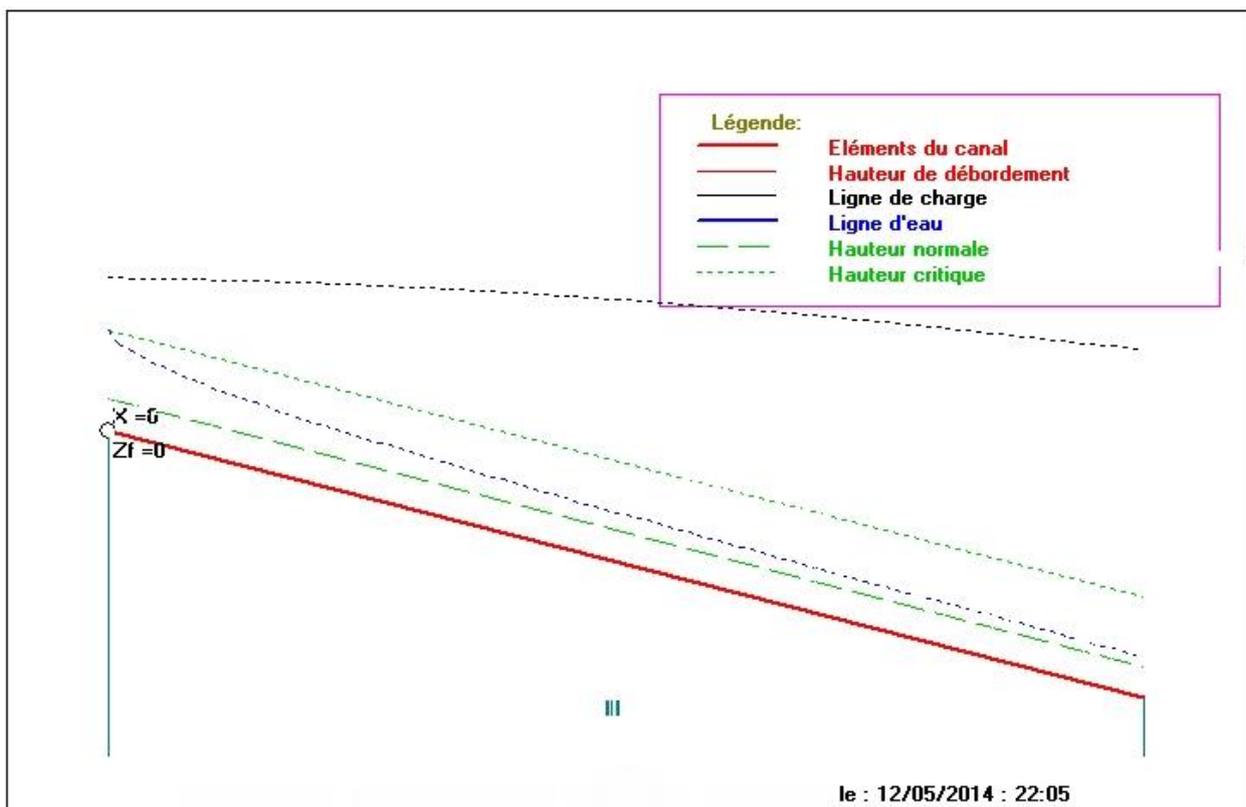


Figure VI.4: La ligne d'eau dans le coursier.

D'après le tableau la valeur qu'on doit adopter est : $y_2=0.521$ m.

La vitesse à la fin du coursier est:

$$V = \frac{Q}{b \cdot y_2} \dots\dots\dots (VI.19)$$

A.N : $V = 11.57 \text{ m/s} < V_{adm} = 12 \text{ m/s}$.

➤ **Nombre de froude Fr:**

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gh}} \dots\dots\dots (VI. 20)$$

A.N : $Fr = \frac{11,57}{\sqrt{9,81 \times 0,521}} = 5,11$

D'où : **Fr=5.11**

VI.1.4.6. Dissipateur d'énergie :

Les procédés les plus fréquemment employées pour dissiper l'énergie cinétique de l'eau sont les bassins à ressaut.

Le bassin à ressaut est un moyen très efficace pour réduire la vitesse de sortie à une valeur compatible avec la stabilité des berges à l'aval.

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

- ❖ 1,0 < Fr < 1,7 Ressaut ondulé.
- ❖ 1,7 < Fr < 2,5 Ressaut faible de petites apparitions en surface.
- ❖ 2,5 < Fr < 4,5 Ressaut oscillant.
- ❖ 4,5 < Fr < 9 Ressaut stable (Stationnaire).
- ❖ Fr > 9 Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Froude (**F= 5,11**) est supérieur à 4.5, cela veut dire que le ressaut va se produire nettement. La mise en place des blocs, de déflecteur permettent de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval. La vitesse d'entrée inférieure à 15 m/s, alors ai appelé à utiliser le bassin de **type II**.

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 chicanes.

• **Dimensionnement du bassin :**

De l'abaque de l'Annexe VI.2 on a :

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1) \dots\dots\dots (VI-21)$$

$\frac{y_2}{y_1} = 6,74$ et $Y_1 = 0,521 \text{ m}$

D'ou : $Y_2 = 3,51 \text{ m}$

➤ **Largeur du bassin :**

D'après l'abaque de l'Annexe VI.2 on a :

$$\frac{L_{\text{bas}}}{Y_2} = 2,28$$

Donc : $L_{\text{bas}} = 2,28 \times 3,51 = 8,00 \text{ m}$.

➤ **Dimensionnement des blocs de chute :**

$$h_1 = y_1 = e_1 = 0.521 \text{ m}$$

h_1 : Hauteur des blocs de chute à l'entrée.

e_1 : L'espacement entre les blocs de chute.

➤ **Dimensionnement des blocs chicane:**

D'après l'abaque de l'annexe VI.2:

$$\frac{h_2}{y_1} = 1,48 \Rightarrow h_2 = 0,77 \text{ m} \dots\dots\dots \text{(VI.22)}$$

$$\frac{h_4}{y_1} = 1,26 \Rightarrow h_4 = 0.65 \text{ m} \dots\dots\dots \text{(VI.23)}$$

- ✓ La largeur du seuil ($l = 0,2 h_2 = 0,154 \text{ m}$).
- ✓ L'espacement entre les blocs ($L = 0,75 h_2 = 0.58 \text{ m}$).
- ✓ La distance entre les blocs de chutes et les blocs chicanes
($a = 0,75 Y_2 = 2,63 \text{ m}$).

VI.5.1.7. Canal de restitution :

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec un talus 1/1, a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

➤ **La hauteur critique :**

$$h_{\text{cr}} = \left(1 - \frac{c_r}{3} + 0.015 \cdot c_r^2 \right) \cdot K \dots\dots\dots \text{(VI.24)}$$

Avec: $K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}} \dots\dots\dots \text{(VI.25)}$

$$c_c = \frac{K \cdot m}{b} \dots\dots\dots \text{(VI.26)}$$

m : fruit des talus du canal de fuite ($m = 1$).

A.N : $K = 1,55$, $\dagger_c = 0,39$

Donc : $h_{cr} = 1,352\text{m}$

➤ **Pente critique :**

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \cdot C_{cr}^2 \cdot R_{cr}} \dots\dots\dots (VI.27)$$

$$S_{cr} = m \cdot h_{cr}^2 + b \cdot h_{cr} \dots\dots\dots (IV.28)$$

$$P_{cr} = b + 2h_{cr} \cdot \sqrt{1+m^2} \dots\dots\dots (VI.29)$$

$$R_{cr} = S_{cr} / P_{cr} \dots\dots\dots (VI.30)$$

$$C_{cr} = \frac{1}{n} \cdot R_{cr}^{1/6} \dots\dots\dots (VI.31)$$

A.N : $S_{cr} = 7,23\text{m}^2$, $P_{cr} = 7,82\text{ m}$, $R_{cr} = 0,92\text{ m}$ et $C_{cr} = 70,44$

D'où : $I_{cr} = 0,244\%$

➤ **La profondeur normale :**

La formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy VI.18) est :

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{RI}$$

Pour la hauteur normale on a :

$$P_n = b + 2hn\sqrt{1+m^2}$$

$$S_c = m \times (hn)^2 + b \times hn$$

$$R = S_n / P_n, C_n = R^{1/6} / n$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative

$$Q = 1/n \times I^{1/2} \times (m \times hn^2 + b \times hn)^{5/3} \times (b + 2hn\sqrt{1+m^2})^{-2/3} \dots\dots\dots (VI.32)$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI-5 : Calcul de la profondeur normale

hn(m)	(m×hn ² +b×hn) ^{5/3}	(b +2hn √(1 + m ²)) ^{-2/3}	Q(m ³ /s)
0,50	3,86	0,30	8,36
0,60	5,43	0,29	12,12
0,70	7,28	0,28	15,60
0,80	9,42	0,27	19,43
0,81	9,65	0,27	19,83
0,85	10,60	0,26	21,47
0,90	11,86	0,26	23,60
0,91	12,17	0,26	24,11

Le calcul par itération donne : hn=0,91m

VI.5.2. Hauteurs des murs bajoyers:

1. Coursier

➤ **Au début:**

$$h_m = h_e + r \dots \dots \dots (VI.33)$$

Avec:

h_m : hauteur du mur (m)

h_e : hauteur d'eau (m)

r : revanche (m)

$$r = 0,61 + 0,14 V^{1/3} \dots \dots \dots (VI.34)$$

V : la vitesse d'eau au niveau de la section de contrôle.

A.N:

$$V = 24,11 / (4 * 1,55) = \mathbf{3,88 \text{ m/s}}$$

$$D' \text{ où : } h_m = 1,55 + 0,83 = \mathbf{2,38 \text{ m}}$$

➤ **A la fin:**

On procède de même manière que précédemment :

$$h_e = 0,521 \text{ m}$$

On aura $V=11,57$ m/s et $r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}$ D'où : $h_m = 0,521 + 0,93 = 1,45$ m

➤ **Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier**

(Les vagues roulantes) :

Les vagues roulantes peuvent avoir lieu aussi bien dans les écoulements aérés que dans les écoulements non aérés. Elles apparaissent généralement lors d'un débit inférieur au débit de projet, suite à un écoulement déstabilisé. Les conditions d'absence de vagues roulantes sont :

$$b/h < (10 \div 12) \dots\dots\dots (VI.35)$$

Et : $Fr^2 < 40$

h : Profondeur d'eau minimale dans le coursier (m).

b : largeur du coursier (m).

Fr : Nombre de Froude.

A.N : $\frac{b}{h} = 9,64 < (10 \div 12)$ Et $Fr^2 = 26.11 < 40$

Les vagues roulantes n'apparaissent pas sur tout le long du coursier.

2. Bassin de dissipation

$$H = R + Y_2 \dots\dots\dots (VI.36)$$

Avec : $R = 0,61 + 0.14V^{1/3}$

Y_2 : tirant d'eau après ressaut (m) .

V : vitesse d'arrive de l'eau au bas de coursier (m/s).

A.N : $R = 0,6 + 0.14 * 3,23^{1/3} = 0,81$ m

$h_m = 3,04 + 0,8 = 3,85$ m.

Remarque :

Les hauteurs des murs bajoyers calculées ci-dessus (coursier et bassin de dissipation) sont d'une épaisseur de 0.2m le long de tous les éléments de l'évacuateur de crues. Ces murs assurent l'acheminement régulier des eaux sans débordement, vers l'aval et même servent à maintenir les terres tout autour du coursier et du déversoir.

VI.2. Ouvrage de vidange :

Le rôle principal de l'ouvrage de vidange est de permettre une vidange totale ou partielle de la retenue en cas d'accident susceptible d'endommager le barrage (renard par exemple).

La vidange peut également, dans certains cas particulier, servir à évacuer des éléments indésirables (boues en suspension).

VI.2.1. Types des ouvrages de vidange :

Les conduites de vidange sont généralement déposées sous le barrage. Elle peut fonctionner sous pression si son diamètre est petit ou moyen, ou en écoulement à surface libre lorsqu'elle est de gros diamètre.

VI.2.1.1. Conduite en charge :

Lorsque la conduite fonctionne sous pression, il importe de s'assurer de son étanchéité absolue, car toute fuite dans le barrage en terre peut introduire des pressions interstitielles dangereuses dans le barrage ou entraîner la formation de renards.

VI.2.1.2. Conduite à écoulement libre :

Elle peut être soit un tuyau de gros diamètre en acier, soit une canalisation en béton de type galerie ou ovoïde de 1.3 à 2m de hauteur.

L'écoulement dans la conduite doit être aéré dès l'aval de la vanne amont par reniflard, afin d'éviter des phénomènes des vibrations sous l'effet du passage en écoulement instable à fort débit.

V.2.2. Choix de la variante :

On choisit une **conduite en charge** parce que notre retenue a une petite surface et les talwegs ne sont pas très longs, ce qui permet de diminuer le risque de bouchage par le transport de la matière solide.

V.2.3. Dimensionnement de l'ouvrage de vidange :

La conduite en acier est souvent enrobée de béton coulé à pleine fouille en tranchée. Cette solution est excellente mais la fondation de la retenue est meuble, ce qui pose l'inconvénient de placer une structure rigide au sein du barrage souple. Dans ce cas pour assurer une liaison souple entre le béton et la terre, on prévoit en général une couche de bitume (sable+bitume) assez fluide au contact terre- béton.

Le diamètre est calculé en fonction du débit à évacuer, compte tenu des pertes de charge normales et singulières le long de la conduite. Sachant que l'on admet des vitesses de 3 à 7m/s.

➤ Calcul du débit de vidange :

Pendant la période d'évacuation par la vidange, le volume d'eau évacué est composé du volume utile de la retenue est du volume entrant à la retenue durant cette période. Le débit évacué par la vidange de fond sera :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r \dots\dots\dots (VI.37)$$

V_u : volume utile en ($V_u = 53405,28m^3$) .

T : temps de vidange (10 jours).

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

A.N :

$$Q_{vf} = \frac{53405,28}{10 * 86400} + \frac{229240,85}{31,53 * 10^6}$$

$$Q_{vf} = 0,07 \text{ m}^3/\text{s}$$

➤ **Calcul du diamètre de la conduite :**

On utilise la formule de l'écoulement en charge:

$$Q_{vf} = \mu S \sqrt{2gh} \dots\dots\dots (VI.38)$$

Q : débit de vidange (m^3/s) .

μ : coefficient de débit.

S : section de la conduite en (m^2) .

h : différence de niveau d'eau entre le bief amont et le bief aval en m.

$$S = \frac{Q}{\mu \sqrt{2gh}} \dots\dots\dots (VI.39)$$

Avec: $h = 8,45$ m

On prend: $\mu = 0.8$

A.N: $S = 6,80 * 10^{-3} \text{ m}^2$

$$D_{vd} = \sqrt{\frac{4S}{f}} \dots\dots\dots (VI.40)$$

D'où : $D_{vd} = 0.09$ m

On prend un diamètre normalise $d = 100$ mm, une conduite en acier d'une rugosité $n = 0,014$.

➤ **Correction de la valeur de coefficient μ :**

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \langle_s + \sum \langle_l}} \dots\dots\dots (VI.41)$$

$\sum \langle_s$: Somme des coefficients de pertes de charge singulières

$$\sum \langle_s = \langle_{ent} + \langle_{vanne} + \langle_{sortie} \dots\dots\dots (VI.42)$$

$$\langle_{ent} = 0.5 \quad , \quad \langle_{vanne} = 0.2 \quad , \quad \langle_{sortie} = 1$$

$\sum \langle_L$: Somme des coefficients de pertes de charges linéaires

$$\sum \langle L = \frac{\}L}{d} = 54,38$$

L : longueur de la conduite de la vidange de fond (80 m).

d : diamètre de la conduite de vidange (m).

} : Coefficient de débit calculé par la formule de MANNING

$$\} = \frac{125n^2}{d^{1/3}} \dots\dots\dots (VI.43)$$

n : rugosité de la conduite en acier (n=0.014)

A.N : } = 0,0528

et : ~ = 0,142 donc S=0,034m²

Avec cette nouvelle valeur du coefficient de débit, le diamètre de la conduite de vidange sera égal à **D=228 mm**, en vu de diminuer l'effet de l'envasement, on adopte un diamètre **D=400mm** pour la vidange de fond.

➤ **Calcul de la vitesse :**

$$V = \frac{Q}{S} = 4 \cdot \frac{q}{\pi \cdot D^2} \dots\dots\dots (VI.44)$$

A.N : V_{vf} = **0,557 m/s**

VI.3. Prise d'eau

➤ **Conduite de vidange et de prise d'eau en charge :**

Nous avons opté pour une variante où les deux ouvrages (prise et vidange) sont regroupés en un seul ouvrage.

Cette variante est envisageable lorsque le débit prélevé est inférieur à 3 m³/s et il n'y a pas de risque de l'apport solide.

➤ **Dimensionnement de la conduite de prise :**

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

D'après le Tableau III.25. (Partie hydrologique), le volume maximum demandé est celui du mois de juillet, donc V_{max} = 18750 m³.

$$Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} = \frac{18750}{31 \cdot 86400} = 0,007 \text{ m}^3/\text{s} \dots\dots\dots (VI.45)$$

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

$$Q_{\max} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H} \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

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

S : section de la conduite en m^2 .

H : charge correspondante à la prise d'eau la plus basse et l'aval ($h = 4.16\text{m}$).

A.N :

$$S = 0.003 \text{m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0.003}{3.14}} = 0.061 \text{m}$$

On prend un diamètre normalisé : $D = 60 \text{mm}$

➤ **Correction de la valeur de coefficient μ**

$$\sim = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \zeta_l}} \dots \dots \dots (\text{VI.46})$$

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

Donc :

$$\sum \zeta = 1.15 \cdot \frac{1}{D} \dots \dots \dots (\text{VI.47})$$

Avec $\zeta = 0.063$

AN :

$$\sum \zeta = 96.6\text{m} , \quad \sim = 0.101 \text{ donc : } S = 0.0076 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0.0076}{3.14}} = 0.098\text{m}$$

Donc : $D = 100 \text{mm}$

➤ **Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de prise d'eau :**

$$V_{\text{con}} = \frac{Q_{\max}}{S} = \frac{0.007}{0.00785} = 0.89 \text{m/s}$$

Conclusion

Pour diminuer la vitesse de l'eau dans la conduite et éviter tout risque d'érosion, on augmente le diamètre de la conduite.

On prend **D=200mm**.

Etant donné que le diamètre de la vidange de fond est le plus grand, la conduite de la vidange sera utilisée en deux fonctions (la vidange et la prise avec un diamètre de **400 mm**).

Chapitre VII : Organisation du 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.

VII.1. Occuper le terrain

L'occupation du terrain ne peut pas se faire dans le désordre. Il faut un planning de déroulement de cette opération :

- Rendre le terrain utilisable : débroussaillage éventuel, démolitions, arbres à abattre, mise en réserve de terre végétale, assainissement du terrain.
- Tracer les voies et les divers réseaux.

VII.2. l'installation de chantier

Un plan d'installation de chantier (P.I.C.) est généralement établi à partir d'un plan masse et définit les matériels « fixes » nécessaires la réalisation des ouvrages et les cantonnements pour accueillir le personnel du chantier.

VII.2.1. Rôle de l'installation de chantier

VII.2.1.1. Organiser le déroulement du chantier

- à étudier lors de la préparation au bureau des méthodes.
- prévoir les différentes phases de réalisation en déplaçant le moins possibles les hommes, les matériels, les matériaux (y compris lors du repliement du chantier).
- faciliter la cohabitation et le dialogue entre les différents corps d'états,
- utiliser au mieux possible l'espace disponible notamment en chantier urbain.

VII.2.1.2. Ordonner le chantier

- gain de temps : diminue les temps unitaires (T.U.).
- évite les pertes (matériaux) et double emplois (matériels).
- améliore la sécurité : humaine+ matériel (clôture + gardiennage + alarme).
- améliore la qualité (réussir du premier coup au moindre coût).
- « vitrine » pour la maîtrise d'œuvre et les entreprises.

VII.2.1.3. Positionner les éléments

- humains : rendez-vous, accident.
- matériels : livraison, déplacements.
- réseaux : fuites, pannes, raccordements. utilisation de grillages avertisseurs et tubes de couleurs normalisée.

VII.2.2. Installation du chantier et travaux préparatoires

- Montage des locaux destinés au personnel et mise en place des clôtures.
- Aménagement et préparation des aires destinées à recevoir les matériels et les matériaux.
- Montage et mise en place des engins.
- Mise au point des registres obligatoires.
- Inventaire de la puissance électrique à obtenir.
- Inventaire de la main-d'œuvre et effectif à ne pas dépasser.
- Description du parc à matériel mis à la disposition du chantier et fiche de recensement.
- Dossier complet du chantier.

Au cours de cette phase, il est également nécessaire de bien déterminer les documents de contrôle qui seront utilisés pour suivre le déroulement du chantier et pour en déterminer, plus tard, son prix de revient.

Les travaux préparatoires qui suivent l'installation du chantier sont :

- Implantation des axes (digue, ouvrage annexes)
- Préparation des zones d'emprunts.
- Préparation de la fondation de la réalisation de la digue
- Déboisement de la cuvette, décapage de la couche végétale du site du barrage.

VII.3. Exécution des travaux

VII.3.1. Réalisation de la dérivation provisoire

La galerie de dérivation se fait en béton armé elle en section fer de cheval avec un diamètre de 1.5 m, l'épaisseur des parois est se 25cm cette galerie est munie d'écrans anti renards.

La vidange de fond et la prise d'eau ont une seul conduite en acier, de diamètre 350 mm. Avant d'entamer la réalisation du corps du barrage, on est tenu à réaliser la dérivation provisoire qui va servir à évacuer le débit de chantier et qu'on transformera plu tard en vidange de fond.

On résumera les étapes de sa construction en:

- Excavation de la tranchée le long de la trace de la galerie à l'aide d'une pelle mécanique.
- Préparation et mise du béton de propreté pour la galerie le long du tracé.
- Coffrage, ferrailage et bétonnage de la galerie par tranche avec jointure.
- Réalisation du batardeau et du remblai déversé en argile.
- Montage de la vidange de fond. (fin de travaux en préférence)
- Exécution de la chambre des vannes et montage des vannes.
- Réalisation du bassin d'amortissement et en fin le canal de restitution.

VII.3.2. Réalisation de la vidange de fond et la prise d'eau

La vidange de fond est une conduite en acier enrobée de béton, de diamètre 400mm, munie de redans anti renards, prise d'eau est une conduite en acier de diamètre 200mm, la prise est faite par simple piquage à l'aval. Il est préférable en premier lieu de construire la vidange de fond pour évacuer les débits de chantier, elle doit être terminée avant le début de la réalisation du corps de la digue.

Etapes de réalisation :

- Excavation de la tranchée le long de la trace de la vidange de fond à l'aide d'une pelle mécanique.
- Préparation et mise du béton de propreté pour les conduites le long de la trace.
- Pose des conduites (montage).
- Réalisation du remblai déverse en argile.
- Exécution de la prise d'eau.
- Exécution du cambre des vannes et montage des vannes.
- Réalisation du bassin d'amortissement et en fin le canal de restitution.

VII.3.3. Réalisation de la digue

Les travaux ainsi que les engins utilisés sont mentionnés ci-dessous:

➤ **Décapage de la couche de terre végétale**

- Pour le creusement et les déplacements des terres on utilise des bulldozers.
- Pour les chargements on utilise des chargeurs.
- Pour les transports des remblais on utilise les camions à benne.

➤ **Exploitations des carrières**

- Les décapages des couches superficielles et leur transport vers les dépôts provisoires se feront à l'aide des bulldozers muni de rippers.
- On doit procéder à un aménagement des fosses de ceinture tout autour de la carrière.
- On doit encore procéder à des rampes pour permettre tous les accès.

➤ **Exécution de la fouille d'encrage de la digue**

- Les terrains meubles seront exécutés à l'aide des chargeurs.
- Les terrains rocheux seront exécutés à l'aide des explosifs.

➤ **Choix des engins:**

Les engins utilisés pour les excavations sont des excavateurs à godets et des excavateurs de tranchée. En ce qui concerne le transport des camions à bennes sont utilisés qui ont une bonne capacité, le nivellement sera fait par de niveleuses.

On compacte le sol dans le corps du barrage couche par couche par un rouleau. Pour atteindre la densité du projet, il faut faire des couches de sol de 30cm d'épaisseur avec 6 à 8 passes au rouleau pour obtenir un remblai bien compacté. Un contrôle journalier doit être fait durant toute la période de réalisation du remblai. Pendant la saison d'été il faudra augmenter la quantité d'eau pour l'humidification et pour faciliter le compactage.

➤ **Réalisation des drains et filtres**

On a projeté un drain incliné suivi d'un drain tapis pour acheminer l'eau infiltrée vers le drain prisme, qui va l'évacuer en dehors du remblai.

Le compactage des filtres s'effectue à l'aide d'un compacteur à pneu vibrant. On note que la circulation des engins au dessus des collecteurs et des drains n'est autorisée qu'après la mise en place d'une couche suffisante de remblai.

➤ **Protection de la crête et des talus**

La crête est protégée par une couche insensible à l'eau résistant à la circulation des véhicules.

La mise en place des enrochements pour la protection des talus se fait à l'aide d'une pelle mécanique. Les enrochements seront posés sur des épaisseurs au moins égales à celle indiquées sur les plans d'exécution.

VII.3.4. Réalisation de l'évacuateur de crue

L'évacuateur de crue sera réalisé en parallèle avec la digue.

Les principales étapes de sa réalisation sont:

- Exécution de la fouille de l'évacuateur le long du tracé à l'aide de pelles mécaniques ou de bulldozers.
- Aménagement du fond du canal.
- Aménagement des filtres, béton de propreté et des drains.
- Coffrage, ferrailage, bétonnage, blocs par blocs et mise des joints.
- Protection en enrochement à l'entrée et à la sortie de l'ouvrage.

VII.4. Planification

VII.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.

VII.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.

VII.4.2.1 Méthodes basées sur le réseau :

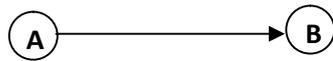
➤ **Définition du réseau :**

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

DCPP: Date de commencement au plus tard

DFP: Date de finition au plus tôt

DFPP: Date de finition au plus tard

MT: Marge totale

VII.4.2.2 La marge totale et chemin critique :

$$\left. \begin{array}{l} MT=DCPP-DCP \\ MT=DFPP-DFP \end{array} \right\} DFPP-DFP=DCPP-DCP \text{ moyen de vérification.}$$

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.

VII.4.3. Symboles des différentes opérations

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

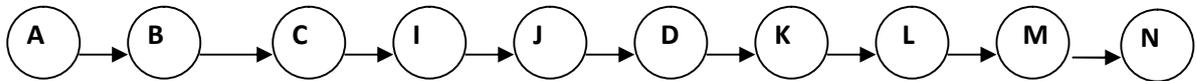
Tableau .VII.1 : Symboles des opérations

Travaux	Opérations	Duré (jours)
Installation de chantier	A	20
Réalisation de la galerie de dérivation	B	60
Réalisation du batardeau	C	20
Réalisation de vidange et de la prise d'eau	D	40
Exécution du bassin d'amortissement	E	20
Excavations, fouilles pour l'évacuateur de crue	F	45
Coffrage, ferrailage de l'évacuateur de crue	G	45
Bétonnage de l'évacuateur de crue	H	20
Excavation du tranché de la Clé d'étanchéité	I	15
Remblais de la Clé d'étanchéité	J	10
Remblais du barrage, et prisme de drainage	K	75
Revêtement sur les talus (amont, aval)	L	15
Équipements hydromécaniques	M	15
Travaux de finitions	N	30

Le schéma du réseau à nœuds de l'organigramme des opérations est donné par la planche VII.

VII.4.4. Détermination du chemin critique

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0) est donné par le chemin suivant:



$$DTR = TR = 20 + 60 + 20 + 15 + 10 + 40 + 75 + 15 + 15 + 30$$

A.N : TR = 300 jours.

Conclusion

Le délai de construction en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent (sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement) est estimé à **10 mois au maximum**, pendant la période de préparation, on installe et on organise le chantier.

CONCLUSION GENERALE

Dans ce mémoire de fin d'études, nous avons étudié les éléments concernant la faisabilité d'une retenue collinaire.

En tenant compte, bien sûr, des données topographiques, géologiques, géotechniques, hydrologiques et économiques. On a fait une étude géologique qui comprend l'étude de la fondation, la cuvette et la disponibilité des matériaux de construction. Ensuite, une étude hydrologique de la région a été réalisée pour vérifier le remplissage de réservoir en se basant sur les données hydrologiques de plusieurs années d'observation malgré le manque des données hydrométriques. Donc, on a appliqué les principes de conception et les techniques de construction des barrages.

Le choix de la variante a été fait en fonction des sols avoisinant, et on a privilégié la simplicité dans le choix conceptuels. Rien ne sert de prévoir des ouvrages trop compliqués. Bien au contraire, on aura intérêt, pour faciliter le suivi, l'entretien et l'exploitation, à prévoir des dispositifs simples et robustes. On a opté pour une digue homogène vu la disponibilité suffisante des matériaux et plus précisément les sols fins et la simplicité de la réalisation.

Des calculs technico-économiques ont été faits pour choisir toujours l'optimum et faire le choix le plus économique pour la largeur de l'évacuateur de crues et de la digue.

Le prélèvement de l'eau se fait à un seul niveau de prise à une côte élevée par rapport à celle du volume mort et de diamètre de 400 mm.

Dès le stade du projet et, plus tard, lors du suivi et de la surveillance du barrage, le souci de sécurité sera permanent, pour cela la nécessité de l'entretien nous semble également essentielle à rappeler, et notamment du petit entretien courant.

Nous signalons le manque des données sur la partie géotechnique, cela qui nous sera difficile de juger sur la faisabilité de cette retenue du point de vue géotechnique.

En outre, on peut conclure que la retenue EL KERMA est faisable si on considère les conditions géologiques, hydrologiques, topographiques. Et pour une éventuelle suite de l'étude à savoir l'étude d'avant projet détaillé, des essais complémentaires en géotechniques s'avère nécessaires.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[01] : **B. TOUAIBIA** : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida. Mars 2004,page 32-86.

[02] : **B. TOUAIBIA** et **B. BENLAOUKLI** : Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida. Avril 2004,page 23-42.

[03] : **G.REMENIERAS** : Hydrologie de l'ingénieur, édition Eyrolles1986.page 145.

[04] : **GERARD DEGOUTTE** : Petits barrages. Recommandation pour la conception, la réalisation et les suivis, Comité français des grands barrages. Edition Cemagref. France. 1977. page 12, 19,78.

[05] : **M.HASSANE** : Formulaire de calcul des aménagements. ENSH Blida.1998.

[06] : **M.HASSANE** : Guide méthodologique de calcul hydraulique de l'évacuateur de crue à entonnement frontale. 2013.

[07] : **P. GALABRU** : Equipement général des chantiers et terrassement. Eyrolles. Paris. 1971. page 67.

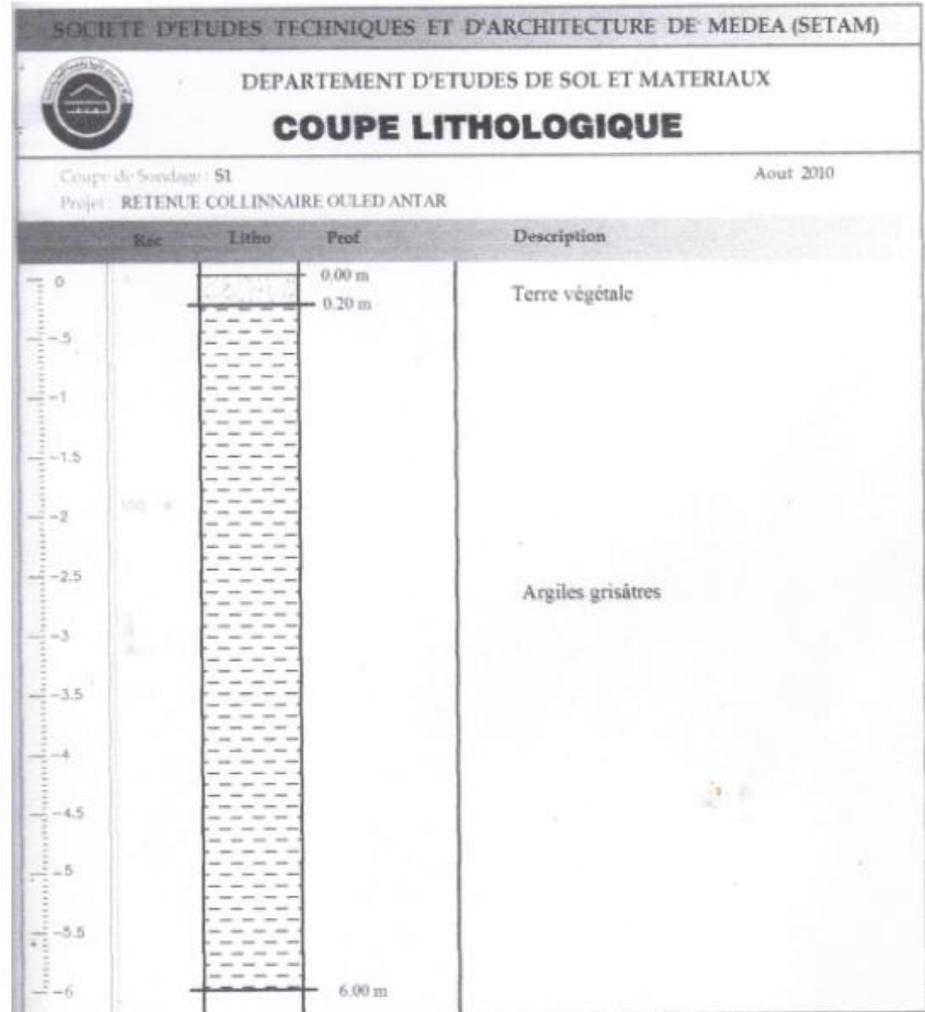
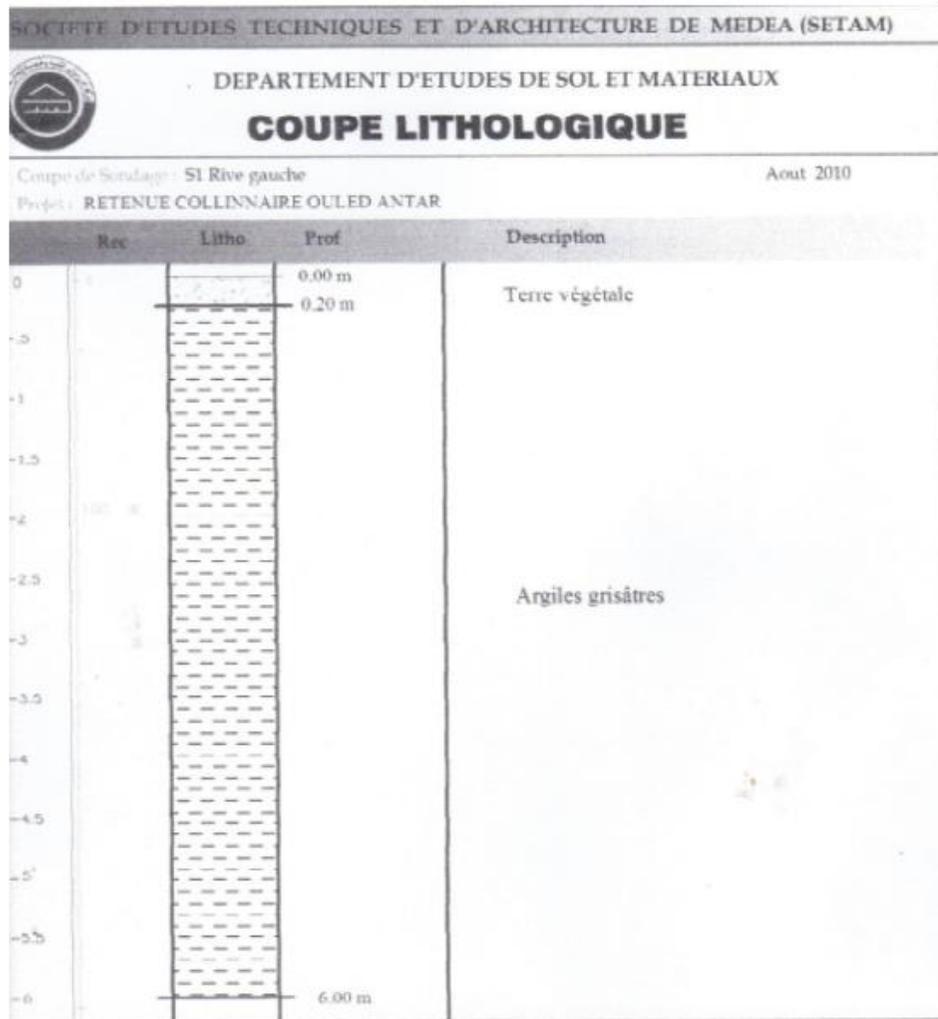
[08] : **R. ROLLEY** : Technique des barrages en aménagement rural. Edition Eyrolles. Paris. 1977. page 121-135.

[09] **P.DEBREIL** : Initiation d'analyse Hydrologique, Édition Masson et Cie orston. Paris 1974.

ANNEXE

I

Annexe I.1



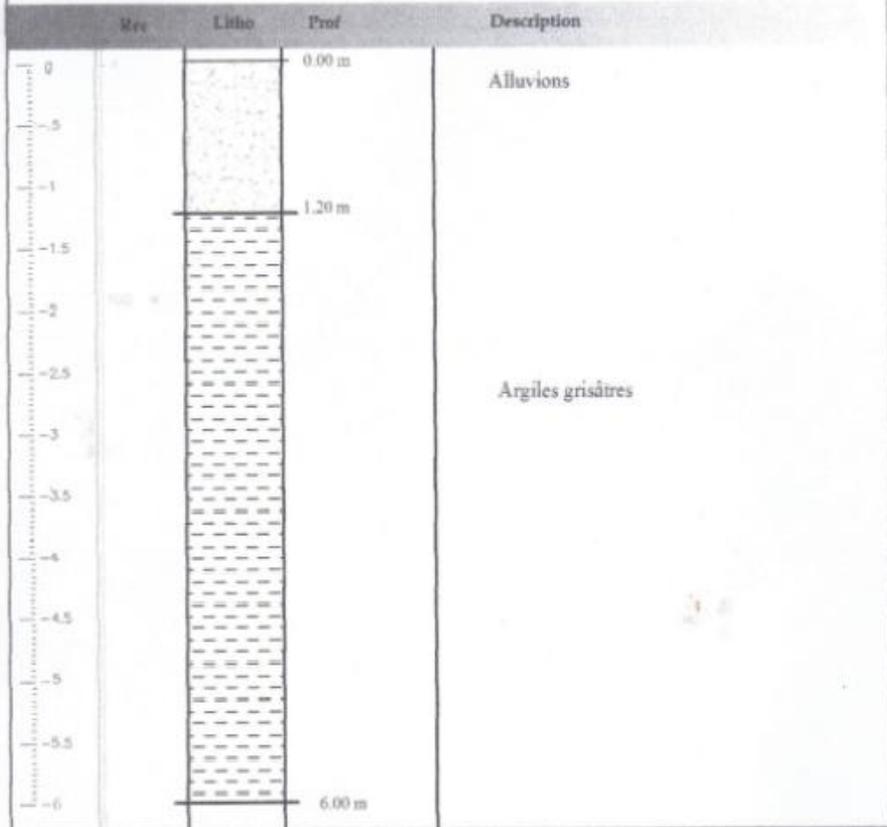


COUPE LITHOLOGIQUE

Coupe de Sondage: S3 axe d'Oued

Aout 2010

Projet: RETENUE COLLINNAIRE OULED ANTAR

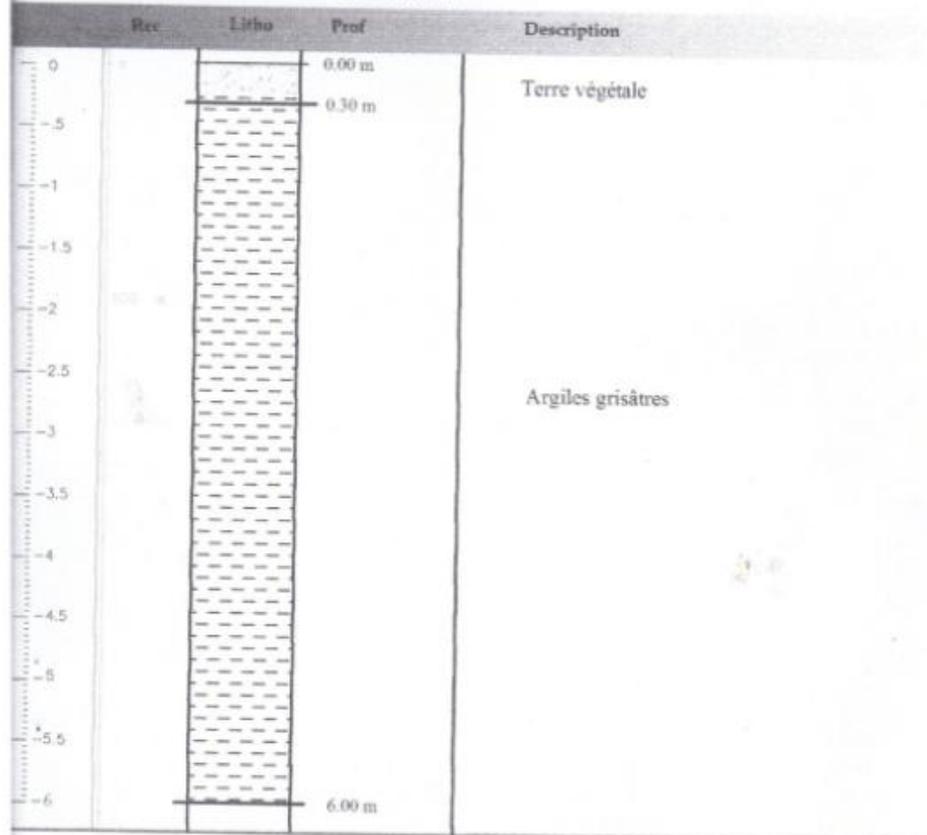


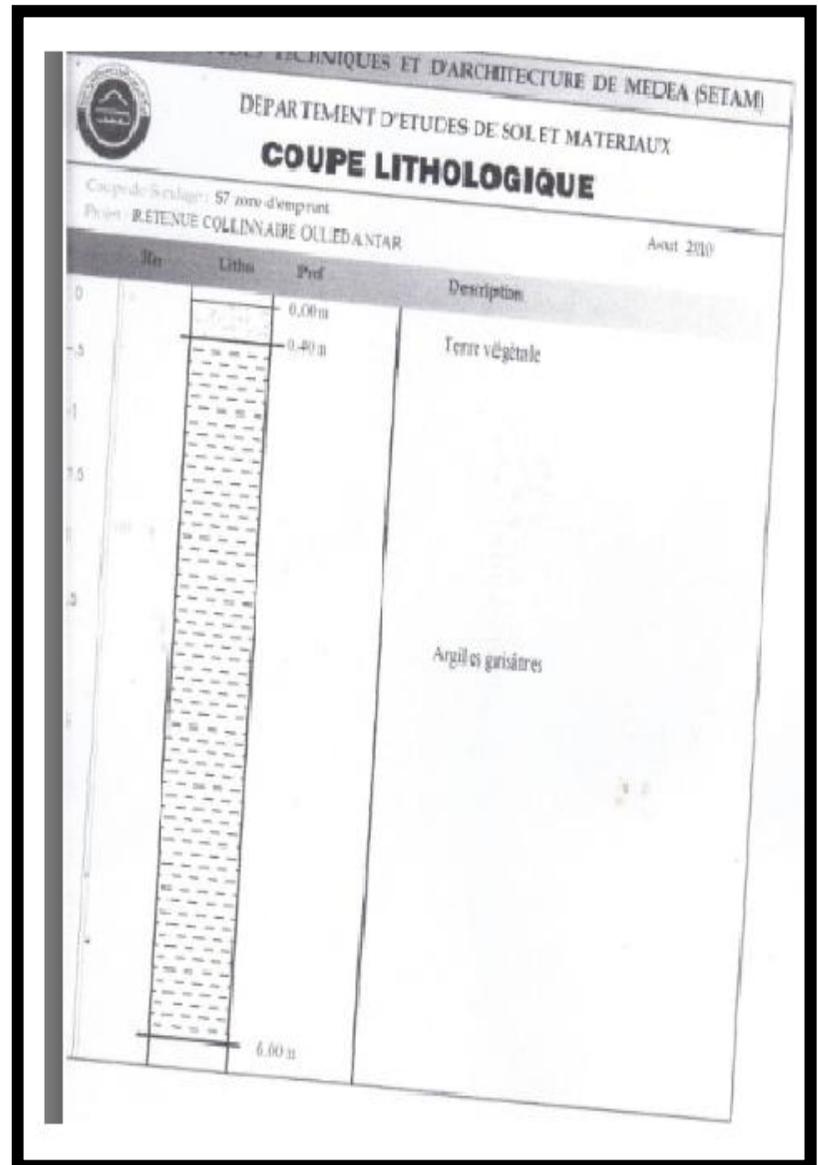
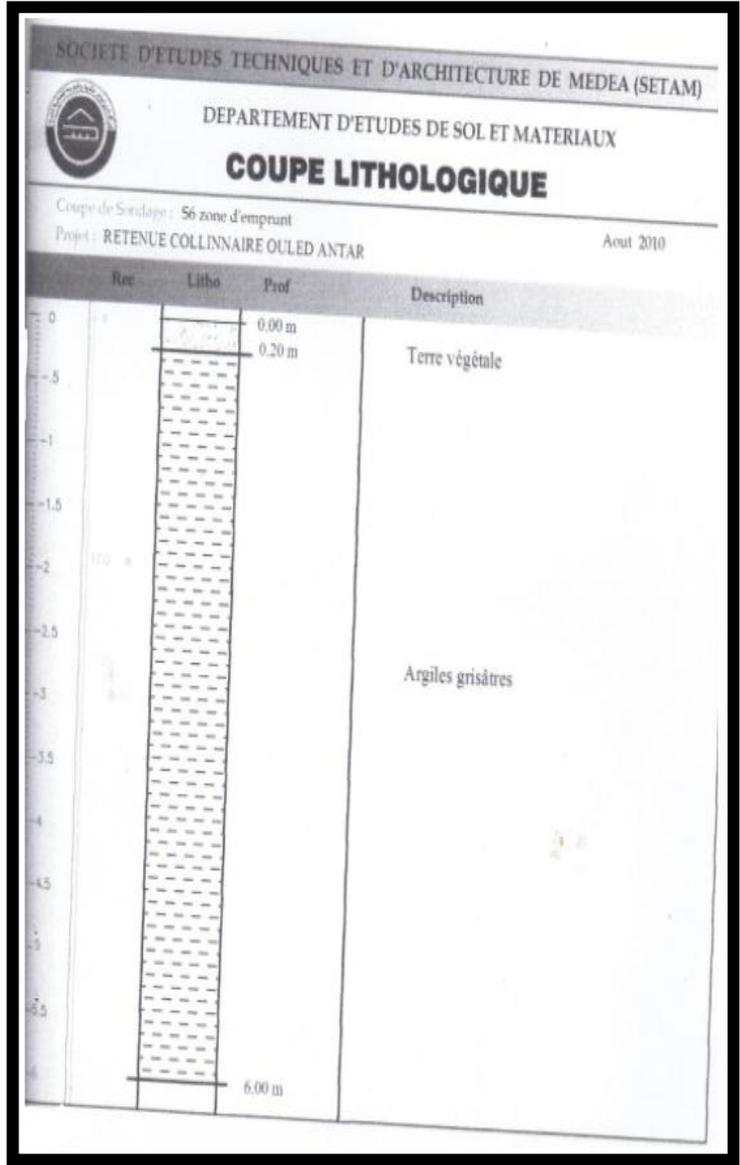
COUPE LITHOLOGIQUE

Coupe de Sondage: S2 Rive droite

Aout 2010

Projet: RETENUE COLLINNAIRE OULED ANTAR





Annexe I.2 : Courbe granulométrique

Titre/description du projet : retenue collinaire d'oued El Kerma

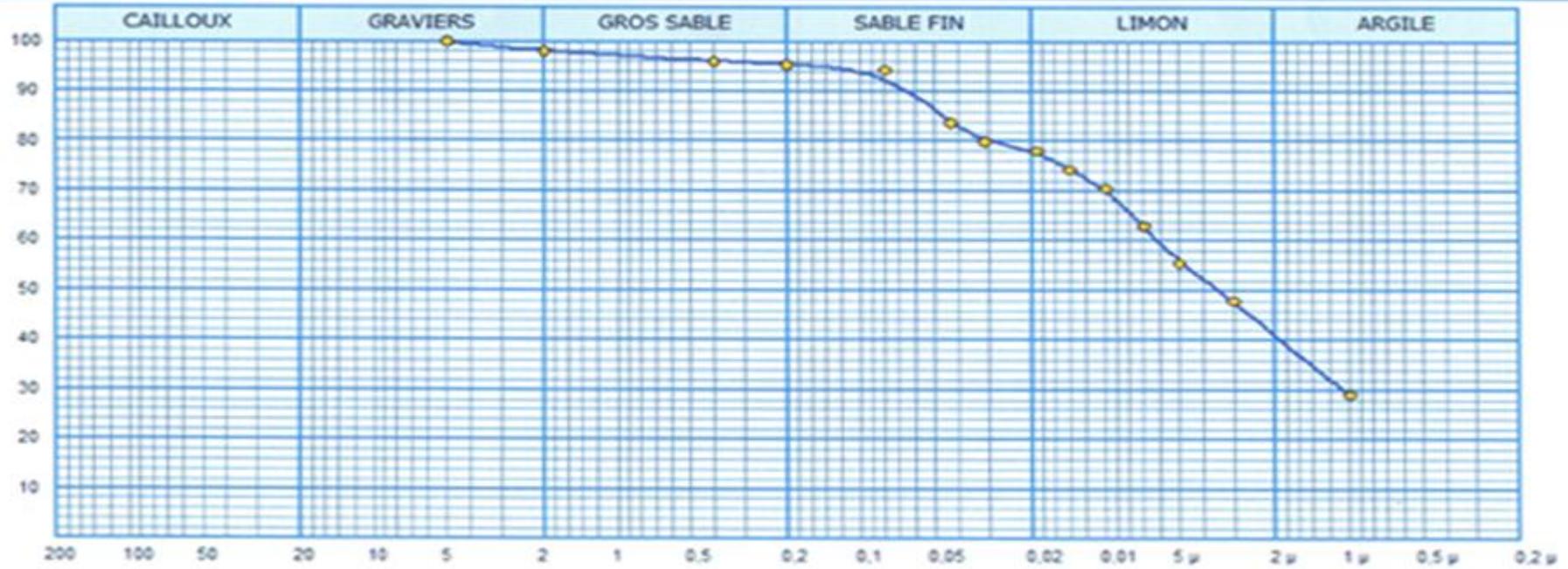
Localisation :

Chantier:

Date:

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

Fraction : SO 4 Zone d'emprunte



Annexe I.3: Résultats des essais chimiques

Sondage	Profondeur (m)	PH(%)	Sulfates (SO₄⁻⁻) (%)	Carbonates (CaCO₃) (%)
Fondation				
S1	1.5	8.10	0	18
	3.0	8.04	0	15
	4.5	8.10	0	15
	6.0	8.11	0	16
S2	1.5	8.10	0	16
	3.0	8.11	0	17
	4.5	8.15	0	18
	6.0	8.15	0	18
S3	1.5	8.12	0	16
	3.0	8.15	0	16
	4.5	8.15	0	28
	6.0	8.20	0	20
Zone d'emprunt				
S4	1.5	8.10	0	12
	3.0	8.10	0	16
	4.5	8.12	0	24
	6.0	8.14	0	28
S5	1.5	8.10	0	10
	3.0	8.12	0	16
	4.5	8.14	0	26
	6.0	8.15	0	30
S6	1.5	8.12	0	10
	3.0	8.11	0	16
	4.5	8.15	0	27
	6.0	8.15	0	28
S7	1.5	8.12	0	14
	3.0	8.12	0	18
	4.5	8.14	0	28
	6.0	8.15	0	31

ANNEXE

II

ANNEXE II.1

ANNEXE III 1/ : PLUIES MAXIMALES JOURNALIERES (mm)													
Code station : 011301													
Nom station : KSAR EL BOUKHARI													
	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
1972	33	0	12	93,1	25,8	46,8	47,9	20,3	79,3	31,2	7,9	9,8	406,1
1973	8	2,6	0,6	70,5	332,1	8	250	92,9	20,2	1,7	20,3	3,2	810,1
1974	31,4	25	75,8	32,7	96,8	48,6	44,6	28,8	34,6	17,9	0	3,8	440
1975	56,2	104,5	9,7	12,7	33,4	45,1	11,1	60,9	0	34,7	2,5	5,1	371,9
1976	22,8	0	5,5	44,5	0	43	109	21,5	13,2	28,2	0	0	287,7
1977	8,5	15,5	21,1	0	21,2	38,1	66,6	20,2	52,7	31,1	0	4,7	279,7
1978	19,3	2	37,3	27	1,4	59,3	22,3	39,6	46,5	11,2	22,3	14,4	301,8
1979	42,7	49,8	10,3	23,7	26,8	9,6	0,3	50,8	28,4	18,8	0,5	9,8	271,5
1980	1	0	51,4	27,7	36,6	6,7	16,1	35,6	23	0	0,6	0	198,7
1981	0	50,6	41,9	2,2	93,5	41,4	22,8	13,5	11	5,3	0,7	5,7	288,9
1982	74,2	27,1	16,8	22,2	65,1	9,4	37,6	64,1	34,3	0	0	4,5	355,6
1983	5,3	11,7	27,7	71,4	2,5	49,2	8,5	24,2	10,7	17,4	2,7	17,3	249,9
1985	2,2	9,3	8,1	42,6	74,3	49,1	33,1	59,5	40,9	15,2	0,7	0	335,3
1989	0	46,1	60,4	37,4	0	21,6	2	17,4	5,7	0	0	4,5	198,3
1990	0	0,4	33	3,2	8	47,7	53,5	36,7	5,6	0	0	0	188,3
1991	7,8	49,3	36,2	28	8,6	15,6	27,7	35,6	26,5	14,5	1,8	4,5	252,8
1998	2,4	26	12	80,7	18	16,9	14,6	45,1	12,7	31,5	4,1	27,3	292,5
1999	18,6	31	24,3	16,8	51,6	0	47,4	40,9	75,8	4,1	19,2	2,4	332,7
2000	18,6	31	24,2	16,7	51,6	0	47,8	40,9	74	4,4	19,5	2,7	332,7
2001	20,7	84,5	6,7	6,6	124	5,9	28,2	40,7	74,7	0	12	1,2	387,3
2002	69,6	39,5	13,4	86	0,5	0	4,7	13,5	43,5	0	1,5	0	272
2003	6	22,3	49,1	26,3	91,9	7,5	0,4	12,1	20,6	0	0	13	237,1
2004	41,1	10,4	13,8	19,2	21,5	24,3	4,3	16,5	5,7	0,5	7,3	14	178,9
2005	5,2	6,4	77	48,3	87	101,4	3	42,4	1,3	3,8	5,1	10,3	391,2
2006	22,3	43,4	62,5	102,8	11,7	12,6	29,5	47,5	69,3	0,5	16,6	35	509,4
2007	17,01	21,9	40,6	49,5	35,7	44,4	28,4	7,3	0	44,6	0,3	0	290,5
2008	10	50,1	28,2	33,9	59,5	61,9	6,2	26,2	32,4	0	0	3,5	309,4
2009	37,1	3,4	7,3	22,85	10,1	15,3	121,1	35,1	26,1	0	0	13,4	292,35
2010	14,8	55,8	7,3	11,8	10,4	18,1	47	6,2	23,4	7,4	2,7	4,3	209,7
MOYENNE	20,54	28,26	28,07	36,56	48,26	29,22	39,16	34,34	30,76	11,17	5,11	8,30	319,75

Annexe.II.2

Tableau.1: Volume des pertes dans la retenue (2ème approximation)

Mois	Vmoy (m ³)	Smoy (m ²)	Eva (mm)	Veva (m ³)	Vinf (m ³)	(m ³)
Oct	8192,02	5010,77	143	358,27	81,92	440,19
Nov	11498,66	6055,60	93	281,59	114,99	396,57
Déc	22122,84	8918,58	70	312,15	221,23	533,38
Jan	34313,58	12191,24	69	420,60	343,14	763,73
Fév	58834,24	17592,29	72	633,32	588,34	1221,66
Mar	72548,24	20353,05	108	1099,06	725,48	1824,55
Avr	70336,84	19970,51	135	1348,01	703,37	2051,38
Mai	69117,41	19747,00	186	1836,47	691,17	2527,65
Jou	61522,76	18155,64	261	2369,31	615,23	2984,54
Jui	50193,31	15772,48	337	2657,66	501,93	3159,60
Aou	33735,08	12035,40	309	1859,47	337,35	2196,82
Sep	17072,58	7574,36	193	730,93	170,73	901,65

Tableau.2: Volume des pertes dans la retenue (3ème approximation)

Mois	Vmoy (m ³)	Smoy (m ²)	Eva (mm)	Veva (m ³)	Vinf (m ³)	(m ³)
Oct	8225,10	5022,03	143	359,07	82,25	441,33
Nov	11491,49	6053,65	93	281,49	114,91	396,41
Déc	22110,91	8915,40	70	312,04	221,11	533,15
Jan	34310,12	12190,31	69	420,57	343,10	763,67
Fév	50281,95	19559,27	72	704,13	502,82	1206,95
Mar	64471,38	18773,49	108	1013,77	644,71	1658,48
Avr	71282,72	20134,13	135	1359,05	712,83	2071,88
Mai	70046,38	19920,26	186	1852,58	700,46	2553,05
Jou	62423,86	18344,45	261	2393,95	624,24	3018,19
Jui	50930,72	15932,11	337	2684,56	509,31	3193,87
Aou	34173,70	12153,56	309	1877,73	341,74	2219,46
Sep	17248,17	7621,09	193	735,44	172,48	907,92

Tableau.3: Régularisation saisonnière en tenant compte les pertes (2^{ème} approximation)

Mois	A _{80%} (m ³)	U _{80%} (m ³)	(m3)	A-U- (m ³)	1 ^{ère} consigne d'exploitation			2 ^{ème} consigne d'exploitation		
					V _{rf} (m ³)	V _{ri} (m ³)	S (m ³)	V _{rf} (m ³)	V _{ri} (m ³)	S (m ³)
Oct	11075,04	0	440,19	10634,85	6174,06	6174,06	0	0	6174,06	0
					16808,91	16808,91	0	-4460,79	6174,06	10634,85
Nov	11000,57	0	396,57	10604,00	27412,91	27412,91	0	-14498,72	6174,06	20672,78
					41207,32	41207,32	0	-3894,73	-3894,73	0.00
Dec	14327,79	0	533,38	13794,41	59356,58	59356,58	0	9899,69	9899,69	0.00
					69586,17	59457,10	10129,07	28048,94	28048,94	0.00
Jan	18912,99	0	763,73	18149,26	72979,27	59457,10	13522,17	38278,54	38278,54	0.00
					67113,49	59457,10	7656,39	51800,71	51800,71	0.00
Fév	11451,26	0	1221,66	10229,60	57734,23	57734,23	0	59457,10	59457,10	0.00
					44127,20	44127,20	0	57734,24	57734,24	0.00
Mars	15346,72	0	1824,55	13522,17	24220,20	24220,20	0	44127,20	44127,20	0.00
					10276,13	10276,13	0	24220,20	24220,20	0.00
Avr	13457,77	3750	2051,38	7656,39	6174,06	6174,06	0	10276,13	10276,13	0
Mai	12054,78	11250	2527,65	-1722,87						
Juin	4377,5	15000	2984,54	-13607,04						
Juil	2002,6	18750	3159,60	-19907,00						
Aout	3252,75	15000	2196,82	-13944,07						
Sep	8049,58	11250	901,65	-4102,07						
Total	125309,35	75000	19001,716	31307,63			31307,63	6174,06	6174,06	31307,63

Mois	A _{80%} (m ³)	U _{80%} (m ³)	(m3)	A-U- (m ³)	1 ^{ère} consigne d'exploitation			2 ^{ème} consigne d'exploitation		
					V _{rf} (m ³)	V _{ri} (m ³)	S (m ³)	V _{rf} (m ³)	V _{ri} (m ³)	S (m ³)
Oct	11075,04	0	441,33	10633,71	6174,06	6174,06	0	0	6174,06	0
					16807,77	16807,77	0	-4459,65	6174,06	10633,71
Nov	11000,57	0	396,41	10604,16	27411,93	27411,93	0	-14537,22	6174,06	20711,28
					41206,58	41206,58	0	-3933,06	-3933,06	0.00
Dec	14327,79	0	533,15	13794,64	18912,99	18912,99	0	9861,58	9861,58	0.00
					59355,90	59355,90	0	9861,58	9861,58	0.00
Jan	18912,99	0	763,67	18149,32	11451,26	11451,26	0	69823,65	59579,34	10020,87
					69823,65	59579,34	10020,87	28010,90	28010,90	0.00
Fév	11451,26	0	1206,95	10244,31	15346,72	15346,72	0	73267,58	59579,34	13688,24
					73267,58	59579,34	13688,24	38255,21	38255,21	0.00
Mars	15346,72	0	1658,48	13688,24	13457,77	13457,77	3750	67215,23	59579,34	7635,89
					67215,23	59579,34	7635,89	51943,45	51943,45	0.00
Avr	13457,77	3750	2071,88	7635,89	12054,78	12054,78	11250	57831,07	57831,07	0
					57831,07	57831,07	0	59579,34	59579,34	0.00
Mai	12054,78	11250	2553,05	-1748,27	4377,5	4377,5	15000	44190,38	44190,38	0
					44190,38	44190,38	0	57831,07	57831,07	0.00
Juin	4377,5	15000	3018,19	-13640,69	2002,6	2002,6	18750	24249,11	24249,11	0
					24249,11	24249,11	0	44190,38	44190,38	0.00
Juil	2002,6	18750	3193,87	-19941,27	3252,75	3252,75	15000	10282,40	10282,40	0
					10282,40	10282,40	0	24249,11	24249,11	0.00
Aout	3252,75	15000	2219,46	-13966,71	8049,58	8049,58	11250	6174,06	6174,06	0
					6174,06	6174,06	0	10282,40	10282,40	0
Sep	8049,58	11250	907,92	-4108,34	125309,35	125309,35	75000	18964,352	18964,352	31345,00
					18964,352	18964,352	31345,00	31345,00	31345,00	0
Total	125309,35	75000	18964,352	31345,00				31345,00	6174,06	6174,06
								31345,00	6174,06	6174,06

Tableau.4: Régularisation saisonnière en tenant compte les pertes (3^{ème} approximation)

ANNEXE. II.3. Volumes des digues en fonction de la largeur b.

Tableau.1 :

Digue N°1 pour Hb=11.32m et b=8m						
Coupes	Hi(m)	Bi(m)	Wi (m ²)	Wi+1 (m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
1	0	6	0	104,0911	15,4	1353,410601
2	5,32	33,132	104,09112	226,4371	19,3	5398,14877
3	8,32	48,432	226,43712	394,6831	22,8	12011,56682
4	11,32	63,732	394,68312	139,7731	18,8	8524,417482
5	6,32	38,232	139,77312	27,6451	14,3	2025,372807
6	2,32	17,832	27,64512	0	10,4	242,4661902
7	0	6	0	0	0	0
Total					101,14	29555,38266

Tableau .2 :

Digue N°2 pour Hb=11.15m et b=10m						
Coupes	Hi(m)	Bi(m)	Wi (m ²)	Wi+1 (m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
1	0	6	0	99,8585	15,4	1280,962647
2	5,15	32,78	99,8585	221,5985	19,3	5173,671828
3	8,15	48,38	221,5985	390,1385	22,8	11645,0935
4	11,15	63,98	390,1385	135,2385	18,8	8249,878281
5	6,15	37,98	135,2385	24,9185	14,3	1911,651747
6	2,15	17,18	24,9185	0	10,4	216,4448597
7	0	6	0	0	0	0
Total					101,14	28477,70287

Tableau .3 :

Digue N°3 pour Hb=10.97 m et b=12m						
Coupes	Hi(m)	Bi(m)	Wi (m ²)	Wi+1 (m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
1	0	6	0	97,7475	15,4	1253,882888
2	4,97	33,335	97,747475	209,2475	19,3	4940,91357
3	7,7	48,35	209,2475	396,7575	22,8	11535,97804
4	10,97	66,335	396,757475	133,8325	18,8	8331,736076
5	5,97	38,835	133,832475	22,4925	14,3	1865,911973
6	1,97	16,835	22,492475	0	10,4	195,372137
7	0	6	0	0	0	0
Total					101,14	28123,79468

Tableau .4 :

Digue N°4 pour Hb=10.93m et b=14m						
Coupes	Hi(m)	Bi(m)	Wi (m ²)	Wi+1 (m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
1	0	6	0	95,2032	15,4	1221,245878
2	4,93	32,622	95,20323	217,3692	19,3	5030,680092
3	7,93	48,822	217,36923	388,1352	22,8	11526,45018
4	10,93	65,022	388,13523	132,2835	18,8	8172,019276
5	5,93	38,615	132,283475	21,8235	14,3	1839,437678
6	1,93	16,615	21,823475	0	10,4	189,5611287
7	0	6	0	0	0	0
Total					101,14	27979,39423

Tableau .5 :

Digue N°5 pour Hb=10.85m et b=16m						
Coupes	Hi(m)	Bi(m)	Wi (m ²)	Wi+1 (m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
1	0	6	0	92,6108	15,4	1187,990121
2	4,85	32,19	92,61075	216,5619	19,3	4975,961637
3	7,85	49,175	216,561875	388,8369	22,8	11524,43787
4	10,85	65,675	388,836875	129,2119	18,8	8134,804399
5	5,85	38,175	129,211875	20,5119	14,3	1787,119316
6	1,85	16,175	20,511875	0	10,4	178,1684253
7	0	6	0	0	0	0
Total					101,14	27788,48177

Tableau .6 :

Digue N°6 pour Hb=10.78m et b=18m						
Coupes	Hi(m)	Bi(m)	Wi (m ²)	Wi+1 (m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
1	0	6	0	91,5131	15,4	1173,909711
2	4,78	32,29	91,5131	213,1331	19,3	4903,111341
3	7,78	48,79	213,1331	384,2531	22,8	11371,91008
4	10,78	65,29	384,2531	126,5531	18,8	8021,076246
5	5,78	37,79	126,5531	19,3931	14,3	1742,030059
6	1,78	15,79	19,3931	0	10,4	168,4506214
7	0	6	0	0	0	0
Total					101,14	27380,48806

Tableau .7 :

Digue N°7 pour Hb=10.74m et b=20m						
Coupes	Hi(m)	Bi(m)	Wi (m ²)	Wi+1 (m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
1	0	6	0	90,2259	15,4	1157,397795
2	4,74	32,07	90,2259	211,1859	19,3	4851,05547
3	7,74	48,57	211,1859	381,6459	22,8	11285,21202
4	10,74	65,07	381,6459	125,0459	18,8	7956,468737
5	5,74	37,57	125,0459	16,6400	14,3	1691,178645
6	1,6	14,8	16,64	0	10,4	144,5368889
7	0	6	0	0	0	0
Total					101,14	27085,84955

ANNEXE
III

Annexe. III.1

a=	0.1	tangø=	0.445	Stabilité pour le cas de fin de construction (amont)											
R	21.48														
C=	0.825														
x1l	1.625														
x2l	0														
r	11.15														
N°Tr	bi	h1	h2	Sin	Cos	Gn	T=Gn*Sin	N=Gn*Cos	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn	
-4	2,148	0,66	0	-0,308	0,95149	2,3037	-0,70884	2,1919666	2,293	1,38727	0,445	0,745269	11,15	2,56866	
-3	2,148	2,182	0	-0,231	0,97301	7,6163	-1,757601	7,4106965	2,222	1,34431	0,445	2,519637	11,15	8,49214	
-2	2,148	3,454	0	-0,154	0,98809	12,056	-1,854798	11,912656	2,173	1,31467	0,445	4,050303	11,15	13,4426	
-1	2,148	4,498	0	-0,077	0,99704	15,7	-1,207713	15,65375	2,158	1,30559	0,445	5,322275	11,15	17,5058	
0	2,148	5,323	0	0	1	18,58	0	18,579932	2,151	1,30136	0,445	6,317177	11,15	20,7166	
1	2,148	5,933	0	0,0769	0,99704	20,709	1,5930105	20,647776	2,132	1,28986	0,445	7,020244	11,15	23,0907	
2	2,148	6,324	0	0,1538	0,98809	22,074	3,395988	21,811128	2,219	1,3425	0,445	7,415783	11,15	24,6124	
3	2,148	6,486	0	0,2308	0,97301	22,639	5,224473	22,028312	2,293	1,38727	0,445	7,489626	11,15	25,2429	
4	2,148	6,399	0	0,3077	0,95149	22,336	6,872526	21,252113	2,406	1,45563	0,445	7,225718	11,15	24,9043	
5	2,148	6,032	0	0,3846	0,92308	21,055	8,09796	19,435104	2,574	1,55727	0,445	6,607935	11,15	23,476	
6	2,148	5,331	0	0,4615	0,88712	18,608	8,588241	16,507404	2,831	1,71276	0,445	5,612518	11,15	20,7478	
7	2,148	4,204	0	0,5385	0,84265	14,674	7,901418	12,3651	3,26	1,9723	0,445	4,204134	11,15	16,3616	
8	2,148	2,469	0	0,6154	0,78823	8,618	5,303412	6,7929752	3,676	2,22398	0,445	2,309612	11,15	9,60912	
somme							41.448077			19.5947		66.84023		230,771	
										Kss 2.08538					
										Kas 1.65611					

a=	0.1	tangø=		0.445		Stabilité pour le cas de fin de construction (amont)									
R	22.50														
C=	0.825														
x1l	1.625														
x2l	0														
r	11.15														
N°Tr	bi	h1	h2	Sin	Cos	Gn	T=Gn*Sin	N=Gn*Cos	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn	
-4	2,24	1,058	0	-0,308	0,95149	3,8511	-1,18496	3,6642864	1,508	0,91234	0,445	1,245857	11,15	4,294	
-3	2,25	1,991	0	-0,231	0,97301	7,2796	-1,679906	7,0831067	2,331	1,41026	0,445	2,408256	11,15	8,11675	
-2	2,25	3,324	0	-0,154	0,98809	12,153	-1,86975	12,008687	2,276	1,37698	0,445	4,082954	11,15	13,551	
-1	2,25	4,417	0	-0,077	0,99704	16,15	-1,242281	16,101805	2,348	1,42054	0,445	5,474614	11,15	18,0069	
0	2,25	5,282	0	0	1	19,312	0	19,312313	2,253	1,36307	0,445	6,566186	11,15	21,5332	
1	2,25	5,92	0	0,0769	0,99704	21,645	1,665	21,580867	2,276	1,37698	0,445	7,337495	11,15	24,1342	
2	2,25	6,369	0	0,1538	0,98809	23,287	3,5825625	23,009424	2,324	1,40602	0,445	7,823204	11,15	25,9646	
3	2,25	6,499	0	0,2308	0,97301	23,762	5,4835313	23,120598	2,402	1,45321	0,445	7,861003	11,15	26,4946	
4	2,25	6,408	0	0,3077	0,95149	23,429	7,209	22,292601	2,52	1,5246	0,445	7,579484	11,15	26,1236	
5	2,25	6,024	0	0,3846	0,92308	22,025	8,47125	20,331	2,696	1,63108	0,445	6,91254	11,15	24,5582	
6	2,25	5,289	0	0,4615	0,88712	19,338	8,9251875	17,155047	2,965	1,79383	0,445	5,832716	11,15	21,5618	
7	2,25	4,109	0	0,5385	0,84265	15,024	8,0895938	12,65958	3,414	2,06547	0,445	4,304257	11,15	16,7512	
8	2,25	2,198	0	0,6154	0,78823	8,0364	4,9455	6,3345369	3,414	2,06547	0,445	2,153743	11,15	8,96063	
somme							42.39427			19.7998		69.58231		240.051	
										Kss	2. 18833				
										Kas	1.73443				

a=	0.1	tangø=		0.445		Stabilité pour le cas de fin de construction (amont)															
R	19.84																				
C=	0.825																				
x1l	1.625																				
x2l	0																				
r	11.15																				
N°Tr	bi	h1	h2	Sin	Cos	Gn	T=Gn*Sin	N=Gn*Cos	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn							
-4	1,854	1,145	0	-0,286	0,95831	3,4496	-0,9856	3,3058017	1,959	1,1852	0,445	1,123973	11,15	3,8463							
-3	1,984	1,984	0	-0,214	0,97677	6,3964	-1,370661	6,2478338	1,921	1,16221	0,445	2,124263	11,15	7,132							
-2	1,984	3,523	0	-0,143	0,98974	11,358	-1,622593	11,241655	1,982	1,19911	0,445	3,822163	11,15	12,6643							
-1	1,984	4,442	0	-0,071	0,99745	14,321	-1,022929	14,284428	1,982	1,19911	0,445	4,856706	11,15	15,9679							
0	1,984	5,202	0	0	1	16,771	0	16,771248	2,007	1,21424	0,445	5,702224	11,15	18,6999							
1	1,984	5,764	0	0,0714	0,99745	18,583	1,3273669	18,535669	2,049	1,23965	0,445	6,302128	11,15	20,7202							
2	1,984	6,126	0	0,1429	0,98974	19,75	2,8214606	19,547652	2,118	1,28139	0,445	6,646202	11,15	22,0215							
3	1,984	6,276	0	0,2143	0,97677	20,234	4,3358194	19,763813	2,222	1,34431	0,445	6,719696	11,15	22,5607							
4	1,984	6,196	0	0,2857	0,95831	19,976	5,7074011	19,143205	2,377	1,43809	0,445	6,50869	11,15	22,2731							
5	1,984	5,857	0	0,3571	0,93405	18,883	6,7439171	17,637632	2,544	1,53912	0,445	5,996795	11,15	21,0545							
6	1,984	5,211	0	0,4286	0,90351	16,8	7,2001131	15,179171	2,534	1,53307	0,445	5,160918	11,15	18,7323							
7	1,984	4,203	0	0,5	0,86603	13,55	6,775236	11,735053	2,135	1,29168	0,445	3,989918	11,15	15,1088							
8	1,982	2,891	0	0,5714	0,82065	9,3112	5,320679	7,6412435	2,193	1,32677	0,445	2,598023	11,15	10,382							
9	1,453	1,563	0	0,6429	0,76599	3,6904	2,3724247	2,8268245	2,091	1,26506	0,445	0,96112	11,15	4,11484							
somme							37.602635			18.219		62.51282		215.278							
										Kss	2.14697										
										Kas	1.66618										

a=	0.1	tangø=	0.445	Stabilité pour le cas de fin de construction (aval)											
R	21.23														
C=	0.825														
x11	1.625														
x21	0														
r	9.76														
N°Tr	bi	h1	h2	Sin	Cos	Gn	T=Gn*Sin	N=Gn*Cos	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn	
-3	2,1	0,657	0	-0,231	0,97301	2,242	-0,517388	2,1814972	0,943	0,57052	0,445	0,741709	9,76	2,1882	
-2	2,123	1,81	0	-0,154	0,98809	6,2443	-0,960658	6,1699345	2,167	1,31104	0,445	2,097778	9,76	6,09441	
-1	2,123	2,789	0	-0,077	0,99704	9,6217	-0,740131	9,5931926	2,124	1,28502	0,445	3,261685	9,76	9,39078	
0	2,123	3,734	0	0	1	12,882	0	12,881833	2,097	1,26869	0,445	4,379823	9,76	12,5727	
1	2,123	4,465	0	0,0769	0,99704	15,404	1,1848994	15,358051	2,082	1,25961	0,445	5,221737	9,76	15,034	
2	2,123	4,964	0	0,1538	0,98809	17,125	2,634643	16,921301	2,095	1,26748	0,445	5,753242	9,76	16,7142	
3	2,123	5,288	0	0,2308	0,97301	18,243	4,209909	17,750535	2,102	1,27171	0,445	6,035182	9,76	17,8051	
4	2,123	5,368	0	0,3077	0,95149	18,519	5,698132	17,6205	2,188	1,32374	0,445	5,99097	9,76	18,0745	
5	2,123	5,187	0	0,3846	0,92308	17,895	6,8825006	16,518002	2,28	1,3794	0,445	5,616121	9,76	17,465	
6	2,123	4,712	0	0,4615	0,88712	16,256	7,502682	14,420858	2,425	1,46713	0,445	4,903092	9,76	15,8657	
7	2,123	3,863	0	0,5385	0,84265	13,327	7,1760054	11,229886	2,643	1,59902	0,445	3,818161	9,76	13,007	
8	2,123	2,545	0	0,6154	0,78823	8,7799	5,403035	6,9205792	2,906	1,75813	0,445	2,352997	9,76	8,56921	
9	1,93	3,53	0	0,6923	0,7216	11,071	7,6645125	7,9888334	3,9394	2,38334	0,445	2,716203	9,76	10,8053	
somme							46.13843			18.1448		52.8887		163.586	
										Kss	1,53958				
										Kas	1.31926				

a=	0.1	tangø=		0.445		Stabilité pour le cas de fin de construction (aval)															
R	20.36																				
C=	0.825																				
x1l	1.625																				
x2l	0																				
r	9.76																				
N°Tr	bi	h1	h2	Sin	Cos	Gn	T=Gn*Sin	N=Gn*Cos	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn							
-4	1,98	0,22	0	-0,267	0,96379	0,7079	-0,18876	0,6822179	2,011	1,21666	0,445	0,231954	9,76	0,69086							
-3	2,04	1,637	0	-0,2	0,9798	5,4267	-1,085331	5,3170143	1,954	1,18217	0,445	1,807785	9,76	5,29642							
-2	2,036	2,623	0	-0,133	0,99107	8,6782	-1,157093	8,6007101	1,919	1,161	0,445	2,924241	9,76	8,46992							
-1	2,036	3,482	0	-0,067	0,99778	11,52	-0,768013	11,494568	1,99	1,20395	0,445	3,908153	9,76	11,2437							
0	2,036	4,331	0	0	1	14,329	0	14,329114	2,033	1,22997	0,445	4,871899	9,76	13,9852							
1	2,036	5,042	0	0,0667	0,99778	16,681	1,1120971	16,644346	2,053	1,24207	0,445	5,659078	9,76	16,2811							
2	2,036	5,546	0	0,1333	0,99107	18,349	2,4465255	18,185108	2,096	1,26808	0,445	6,182937	9,76	17,9086							
3	2,036	5,835	0	0,2	0,9798	19,305	3,8610195	18,915055	2,167	1,31104	0,445	6,431119	9,76	18,8418							
4	2,036	5,89	0	0,2667	0,96379	19,487	5,1965507	18,781415	2,272	1,37456	0,445	6,385681	9,76	19,0194							
5	2,036	5,681	0	0,3333	0,94281	18,796	6,2651962	17,720651	2,429	1,46955	0,445	6,025021	9,76	18,3445							
6	2,036	5,159	0	0,4	0,91652	17,069	6,8274206	15,643586	2,669	1,61475	0,445	5,318819	9,76	16,6589							
7	2,036	4,238	0	0,4667	0,88443	14,021	6,5433307	12,401013	2,918	1,76539	0,445	4,216344	9,76	13,6849							
8	2,036	2,832	0	0,5333	0,84591	9,3697	4,9971584	7,925854	2,517	1,52279	0,445	2,69479	9,76	9,1448							
9	1,407	1,308	0	0,6	0,8	2,9906	1,7943471	2,3924628	1,873	1,13317	0,445	0,813437	9,76	2,9188							
somme							35.84449			18.6951		57.47126		172.489							
										Kss	2.12491										
										Kas	1.71869										

a=	0.1	tangø=	0.445	Stabilité pour le cas de fin de construction (aval)											
R	19.84														
C=	0.825														
x11	1.625														
x21	0														
r	9.76														
N°Tr	bi	h1	h2	Sin	Cos	Gn	T=Gn*Sin	N=Gn*Cos	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn	
-4	2,126	1,169	0	-0,286	0,95831	4,0386	-1,153887	3,870253	1,985	1,20093	0,445	1,315886	1,315886	1,315886	
-3	1,954	2,206	0	-0,214	0,97677	7,0046	-1,500986	6,8418918	1,957	1,18399	0,445	2,326243	2,326243	2,326243	
-2	1,984	3,437	0	-0,143	0,98974	11,081	-1,582984	10,967235	1,92	1,1616	0,445	3,72886	3,72886	3,72886	
-1	1,984	4,47	0	-0,071	0,99745	14,411	-1,029377	14,37447	1,898	1,14829	0,445	4,88732	4,88732	4,88732	
0	1,984	5,319	0	0	1	17,148	0	17,148456	1,986	1,20153	0,445	5,830475	5,830475	5,830475	
1	1,984	6,014	0	0,0714	0,99745	19,389	1,3849383	19,339611	2,007	1,21424	0,445	6,575468	6,575468	6,575468	
2	1,984	6,506	0	0,1429	0,98974	20,975	2,9964777	20,760207	2,046	1,23783	0,445	7,05847	7,05847	7,05847	
3	1,984	6,786	0	0,2143	0,97677	21,878	4,6881566	21,369859	2,118	1,28139	0,445	7,265752	7,265752	7,265752	
4	1,984	6,838	0	0,2857	0,95831	22,046	6,2987749	21,126733	2,223	1,34492	0,445	7,183089	7,183089	7,183089	
5	1,984	6,629	0	0,3571	0,93405	21,372	7,63282	19,962415	2,377	1,43809	0,445	6,787221	6,787221	6,787221	
6	1,984	6,113	0	0,4286	0,90351	19,708	8,4464194	17,806616	2,615	1,58208	0,445	6,054249	6,054249	6,054249	
7	1,984	5,203	0	0,5	0,86603	16,774	8,387236	14,527119	2,327	1,40784	0,445	4,93922	4,93922	4,93922	
8	1,984	4,105	0	0,5714	0,82065	13,235	7,5625829	10,860933	2,692	1,62866	0,445	3,692717	3,692717	3,692717	
9	1,543	2,138	0	0,6429	0,76599	5,3608	3,4462078	4,1062735	3,41	2,06305	0,445	1,396133	1,396133	1,396133	
somme							45.57638			19.0944		69.0411		209.276	
										Kss	1.9338				
										Kas	1.57036				

Annexe .III.2:

a=		0.1		tangø=		0.445		Stabilité pour le cas de retenue plein (aval)																	
R		21.12																							
C=		0.825																							
x11		1.625																							
x21		2.1																							
r		9.76																							
N°Tr	bi	h1	h2	Sin	Cos	Gn	T=Gn*Sin	N=Gn*Cos	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn								
-3	1,51	1,112	0	-0,231	0,97301	2,7286	-0,62967	2,6549218	2,129	1,28805	0,445	0,902673	0	0	0	9,76	2,66308								
-2	2,11	2,465	0	-0,154	0,98809	8,4519	-1,300288	8,3512477	2,124	1,28502	0,445	2,839424	0	0	0	9,76	8,24902								
-1	2,112	3,222	0	-0,077	0,99704	11,058	-0,850608	11,02514	2,103	1,27232	0,445	3,748548	0	0	0	9,76	10,7925								
0	2,112	4,167	0	0	1	14,301	0	14,301144	2,115	1,27958	0,445	4,862389	0	0	0	9,76	13,9579								
1	2,112	4,906	0	0,0769	0,99704	16,837	1,295184	16,787503	2,136	1,29228	0,445	5,707751	0	0	0	9,76	16,4333								
2	2,112	5,43	0	0,1538	0,98809	18,636	2,86704	18,413898	2,181	1,31951	0,445	6,260725	0	0	0	9,76	18,1885								
3	2,112	5,729	0	0,2308	0,97301	19,662	4,537368	19,131223	2,255	1,36428	0,445	6,504616	0	0	0	9,76	19,19								
4	2,112	5,783	0	0,3077	0,95149	19,847	6,106848	18,884385	2,366	1,43143	0,445	6,420691	0	0	0	9,76	19,3709								
5	2,112	5,562	0	0,3846	0,92308	19,089	7,34184	17,620416	2,531	1,53126	0,445	5,990941	0	0	0	9,76	18,6307								
6	2,112	5,012	0	0,4615	0,88712	17,201	7,939008	15,259518	2,767	1,67404	0,445	5,188236	0	0	0	9,76	16,7884								
7	2,112	4,05	0	0,5385	0,84265	13,9	7,4844	11,712499	3,166	1,91543	0,445	3,98225	0	0	0	9,76	13,566								
8	2,112	2,51	0	0,6154	0,78823	8,6143	5,30112	6,7900395	2,517	1,52279	0,445	2,308613	0	0	0	9,76	8,40758								
9	2,098	0,959	0	0,6923	0,7216	3,2695	2,2634798	2,359258	2,816	1,70368	0,445	0,802148	0	0	0	9,76	3,191								
somme							42.355722			18.8796		55.51901			0		169.29								
										Kss	1.75652														
										Kas	1.47681														

a=	0.1	tangø=	0.445	Stabilité pour le cas de retenue plein (aval)													
R	19.78																
C=	0.825																
x11	1.625																
x21	2.1																
r	9.76																
N°Tr	bi	h1	h2	Sin	Cos	Gn	T=Gn*Sin	N=Gn*Cos	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	1,96	1,139	0	-0,286	0,95831	3,6277	-1,03649	3,4764931	2,027	1,22634	0,445	1,182008	0	0	0	9,76	3,54065
-3	1,985	2,205	0	-0,214	0,97677	7,1125	-1,524108	6,947287	2,034	1,23057	0,445	2,362078	0	0	0	9,76	6,9418
-2	1,978	3,469	0	-0,143	0,98974	11,15	-1,59289	11,035869	2,001	1,21061	0,445	3,752195	0	0	0	9,76	10,8826
-1	1,978	4,597	0	-0,071	0,99745	14,776	-1,055422	14,738165	2,093	1,26627	0,445	5,010976	0	0	0	9,76	14,4213
0	1,978	5,484	0	0	1	17,627	0	17,626947	2,012	1,21726	0,445	5,993162	0	0	0	9,76	17,2039
1	1,978	6,176	0	0,0714	0,99745	19,851	1,4179434	19,800502	2,001	1,21061	0,445	6,732171	0	0	0	9,76	19,3748
2	1,978	6,633	0	0,1429	0,98974	21,32	3,0457315	21,101447	2,043	1,23602	0,445	7,174492	0	0	0	9,76	20,8084
3	1,978	6,945	0	0,2143	0,97677	22,323	4,7834928	21,804427	2,112	1,27776	0,445	7,413505	0	0	0	9,76	21,7872
4	1,978	6,995	0	0,2857	0,95831	22,484	6,4239082	21,546443	2,216	1,34068	0,445	7,325791	0	0	0	9,76	21,9441
5	1,978	6,79	0	0,3571	0,93405	21,825	7,7945563	20,38541	2,273	1,37517	0,445	6,931039	0	0	0	9,76	21,301
6	1,978	6,302	0	0,4286	0,90351	20,256	8,6812301	18,30164	2,487	1,50464	0,445	6,222558	0	0	0	9,76	19,7701
7	1,978	5,453	0	0,5	0,86603	17,527	8,7636526	15,179092	2,754	1,66617	0,445	5,160891	0	0	0	9,76	17,1066
8	1,978	4,153	0	0,5714	0,82065	13,349	7,6278744	10,954701	2,678	1,62019	0,445	3,724598	0	0	0	9,76	13,0284
9	1,982	2,123	0	0,6429	0,76599	6,8377	4,3956336	5,2375465	3,765	2,27783	0,445	1,780766	0	0	0	9,76	6,67355
somme							47.725113			19.6601		70,76623			0		214.784
										Kss	1.89473						
										Kas	1.54354						

a=	0.1	tangø=	0.445														
R	18.88	Stabilité pour le cas de retenue plein (aval)															
C=	0.825																
x11	1.625																
x21	2.1																
r	9,76																
N°Tr	bi	h1	h2	Sin	Cos	Gn	T=Gn*Sin	N=Gn*Cos	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	1,81	0,992	0	-0,286	0,95831	2,9177	-0,833634	2,7960944	1,622	0,98131	0,445	0,950672	0	0	0	9,76	2,84769
-3	1,888	2,136	0	-0,214	0,97677	6,5532	-1,404267	6,4010228	1,809	1,09445	0,445	2,176348	0	0	0	9,76	6,39597
-2	1,888	2,948	0	-0,143	0,98974	9,0445	-1,292066	8,9516978	1,892	1,14466	0,445	3,043577	0	0	0	9,76	8,8274
-1	1,888	3,995	0	-0,071	0,99745	12,257	-0,875476	12,225353	1,802	1,09021	0,445	4,15662	0	0	0	9,76	11,9625
0	1,888	4,834	0	0	1	14,831	0	14,830712	1,812	1,09626	0,445	5,042442	0	0	0	9,76	14,4748
1	1,888	5,518	0	0,0714	0,99745	16,929	1,2092303	16,885982	1,832	1,10836	0,445	5,741234	0	0	0	9,76	16,5229
2	1,888	5,992	0	0,1429	0,98974	18,383	2,626208	18,194903	1,882	1,13861	0,445	6,186267	0	0	0	9,76	17,9423
3	1,888	6,263	0	0,2143	0,97677	19,215	4,1174751	18,768542	1,89	1,14345	0,445	6,381304	0	0	0	9,76	18,7537
4	1,888	6,314	0	0,2857	0,95831	19,371	5,534672	18,563854	2,005	1,21303	0,445	6,31171	0	0	0	9,76	18,9064
5	1,888	6,126	0	0,3571	0,93405	18,795	6,7123457	17,555062	2,057	1,24449	0,445	5,968721	0	0	0	9,76	18,3435
6	1,888	5,65	0	0,4286	0,90351	17,334	7,4289429	15,661587	2,328	1,40844	0,445	5,324939	0	0	0	9,76	16,9182
7	1,888	4,803	0	0,5	0,86603	14,736	7,367802	12,761407	2,362	1,42901	0,445	4,338879	0	0	0	9,76	14,3819
8	1,888	3,436	0	0,5714	0,82065	10,542	6,0237989	8,6510225	2,512	1,51976	0,445	2,941348	0	0	0	9,76	10,2886
9	1,83	1,325	0	0,6429	0,76599	3,9402	2,5329978	3,0181528	2,61	1,57905		1,026172	0	0	0	9,76	3,84565
somme							39.148029			17,1911		59.59023			0		180.412
										Kss	1.96131						
										Kas	1.5765						

Annexe .III.3

a=		0.1		tangø=		0.445		Stabilité pour le cas de vidange rapide (amont)									
R		20.85															
C=		0.825															
x11		1.837															
x21		1.1															
r		11.15															
N°Tr	bi	h1	h2	Sin	Cos	Gn	T=Gn*Sin	N=Gn*Cos	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	2,316	0	1,237	-0,308	0,95149	3,1514	-0,969656	2,9984948	2,173	1,31467	0,445	1,019488	1,237	2,688	0,91392034	11,15	3,51379
-3	2,085	0	2,659	-0,2	0,9798	6,0984	-1,219683	5,9752035	2,038	1,23299	0,445	2,031569	2,659	5,41904	1,84247428	11,15	6,79973
-2	2,085	0	3,801	-0,133	0,99107	8,7176	-1,162346	8,6397563	2,032	1,22936	0,445	2,937517	3,801	7,72363	2,62603488	11,15	9,72012
-1	2,085	0	4,768	-0,067	0,99778	10,935	-0,729027	10,91108	2,081	1,25901	0,445	3,709767	4,768	9,92221	3,37355072	11,15	12,193
0	2,085	0	5,567	0	1	12,768	0	12,767915	2,081	1,25901	0,445	4,341091	5,567	11,5849	3,93887518	11,15	14,2362
1	2,085	0	6,157	0,0667	0,99778	14,121	0,9414053	14,089664	2,126	1,28623	0,445	4,790486	6,157	13,0898	4,45052588	11,15	15,745
2	2,085	0	6,537	0,1333	0,99107	14,993	1,9990146	14,858744	2,129	1,28805	0,445	5,051973	6,537	13,9173	4,73187282	11,15	16,7168
3	2,085	0	6,683	0,2	0,9798	15,327	3,0654921	15,017783	2,249	1,36065	0,445	5,106046	6,683	15,0301	5,11022278	11,15	17,0901
4	2,085	0	6,613	0,2667	0,96379	15,167	4,0445108	14,617704	2,28	1,3794	0,445	4,970019	6,613	15,0776	5,1263976	11,15	16,9111
5	2,085	0,567	5,693	0,3333	0,94281	15,229	5,0761959	14,35765	2,57	1,55485	0,445	4,881601	5,693	14,631	4,9745434	11,15	16,9799
6	2,085	1,573	4,012	0,4	0,91652	15,226	6,090536	13,955171	2,724	1,64802	0,445	4,744758	4,012	10,9287	3,71575392	11,15	16,9774
7	2,085	2,57	1,924	0,4667	0,88443	14,256	6,6528778	12,608628	3,066	1,85493	0,445	4,286934	1,924	5,89898	2,00565456	11,15	15,8956
8	3,254	2,831	0	0,5333	0,84591	16,923	9,025376	14,314898	5,41	3,27305	0,445	4,867065	0	0	0	11,15	18,8687
somme							32.814696			19.9402		52.73832			42.8098264		181.647
										Kss	2.21482						
										Kas	1.75016						

a=	0.1	tangø=	0.445														
R	19.92	Stabilité pour le cas de vidange rapide (amont)															
C=	0.825																
x11	1.837																
x21	1.1																
r	11.15																
N°Tr	bi	h1	h2	Sin	Cos	Gn	T=Gn*Sin	N=Gn*Cos	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	2,124	0	0,904	-0,308	0,95149	2,1121	-0,649879	2,0096387	1,925	1,16463	0,445	0,683277	0,904	1,7402	0,591668	11,15	2,355
-3	1,992	0	2,164	-0,231	0,97301	4,7418	-1,094252	4,6137697	1,965	1,18883	0,445	1,568682	2,164	4,25226	1,4457684	11,15	5,28706
-2	1,992	0	3,285	-0,154	0,98809	7,1981	-1,107399	7,1123974	2,009	1,21545	0,445	2,418215	3,285	6,59957	2,2438521	11,15	8,02587
-1	1,992	0	4,253	-0,077	0,99704	9,3192	-0,71686	9,2915612	1,992	1,20516	0,445	3,159131	4,253	8,47198	2,88047184	11,15	10,3909
0	1,992	0	5,018	0	1	10,995	0	10,995442	1,995	1,20698	0,445	3,73845	5,018	10,0109	3,4037094	11,15	12,2599
1	1,992	0	5,583	0,0769	0,99704	12,233	0,9410361	12,197222	2,015	1,21908	0,445	4,147056	5,583	11,2497	3,8249133	11,15	13,6403
2	1,992	0	5,946	0,1538	0,98809	13,029	2,0044423	12,873764	2,058	1,24509	0,445	4,37708	5,946	12,2369	4,16053512	11,15	14,5272
3	1,992	0	6,096	0,2308	0,97301	13,358	3,0825127	12,997015	2,127	1,28684	0,445	4,418985	6,096	12,9662	4,40850528	11,15	14,8937
4	1,992	0	6,016	0,3077	0,95149	13,182	4,0560798	12,542734	2,232	1,35036	0,445	4,26453	6,016	13,4277	4,56542208	11,15	14,6982
5	1,992	0	5,675	0,3846	0,92308	12,435	4,7827154	11,478517	2,387	1,44414	0,445	3,902696	5,675	13,5462	4,6057165	11,15	13,8651
6	1,992	0,804	4,675	0,4615	0,88712	13,186	6,0858187	11,697514	2,625	1,58813	0,445	3,977155	4,675	12,2719	4,1724375	11,15	14,7023
7	1,992	1,764	2,216	0,5385	0,84265	11,311	6,0903831	9,530972	3,023	1,82892	0,445	3,24053	2,216	6,69897	2,27764912	11,15	12,6114
8	2,316	2,371	0	0,6154	0,78823	10,087	6,2076311	7,9511613	3,546	2,14533	0,445	2,703395	0	0	0	11,15	11,2475
somme							29.682231			18.0889		42.59918			38.580648		148.504
										Kss	2.04459						
										Kas	1.63416						

a=		0.1		tangø=		0.445		Stabilité pour le cas de vidange rapide (amont)										
R		18.86																
C=		0.825																
x11		1.837																
x21		1.1																
r		11.15																
N°Tr	bi	h1	h2	Sin	Cos	Gn	T=Gn*Sin	N=Gn*Cos	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn	
-4	1,84	0	1,006	-0,308	0,95149	2,0361	-0,626506	1,9373623	1,463	0,88512	0,445	0,658703	1,006	1,47178	0,50040452	11,15	2,2703	
-3	1,886	0	2,274	-0,231	0,97301	4,7176	-1,088686	4,5903043	1,919	1,161	0,445	1,560703	2,274	4,36381	1,48369404	11,15	5,26017	
-2	1,886	0	3,386	-0,154	0,98809	7,0246	-1,080707	6,9409665	1,941	1,17431	0,445	2,359929	3,386	6,57223	2,23455684	11,15	7,83242	
-1	1,886	0	4,298	-0,077	0,99704	8,9166	-0,685895	8,8902111	1,901	1,15011	0,445	3,022672	4,298	8,1705	2,77796932	11,15	9,94204	
0	1,886	0	5,02	0	1	10,414	0	10,414492	1,88	1,1374	0,445	3,540927	5,02	9,4376	3,208784	11,15	11,6122	
1	1,886	0	5,554	0,0769	0,99704	11,522	0,886333	11,488188	1,804	1,09142	0,445	3,905984	5,554	10,0194	3,40660144	11,15	12,8474	
2	1,886	0	5,898	0,1538	0,98809	12,236	1,8824601	12,090319	2,03	1,22815	0,445	4,110708	5,898	11,9729	4,0707996	11,15	13,6431	
3	1,886	0	6,01	0,2308	0,97301	12,468	2,8773106	12,131807	1,948	1,17854	0,445	4,124814	6,01	11,7075	3,9805432	11,15	13,9022	
4	1,886	0	5,963	0,3077	0,95149	12,371	3,8064122	11,77068	2,013	1,21787	0,445	4,002031	5,963	12,0035	4,08119646	11,15	13,7935	
5	1,886	0	5,643	0,3846	0,92308	11,707	4,5026799	10,806432	2,112	1,27776	0,445	3,674187	5,643	11,918	4,05212544	11,15	13,0533	
6	1,886	0	5,029	0,4615	0,88712	10,433	4,8153062	9,25547	2,259	1,3667	0,445	3,14686	5,029	11,3605	3,86257374	11,15	11,633	
7	1,886	1,813	2,772	0,5385	0,84265	12,032	6,4788114	10,138832	2,485	1,50343	0,445	3,447203	2,772	6,88842	2,3420628	11,15	13,4158	
8	2,047	2,513	0	0,6154	0,78823	9,4497	5,8152196	7,4485337	3,42	2,0691	0,445	2,532501	0	0	0	11,15	10,5365	
somme							27.582739			16.4409		40.008722			36.0013114		139.742	
										Kss	2.0494							
										Kas	1.61545							

ANNEXE
IV

Annexe.IV.1 :

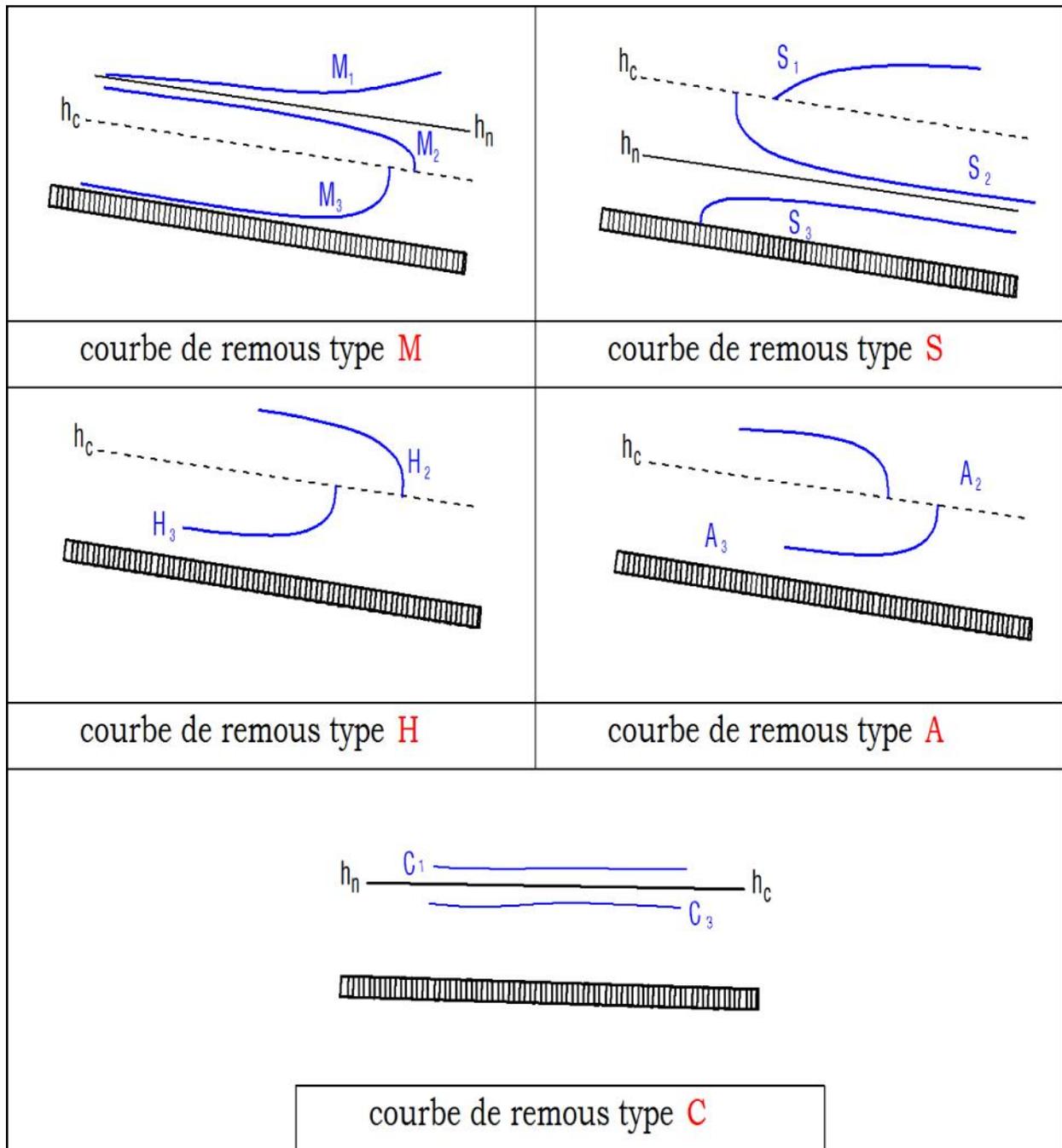
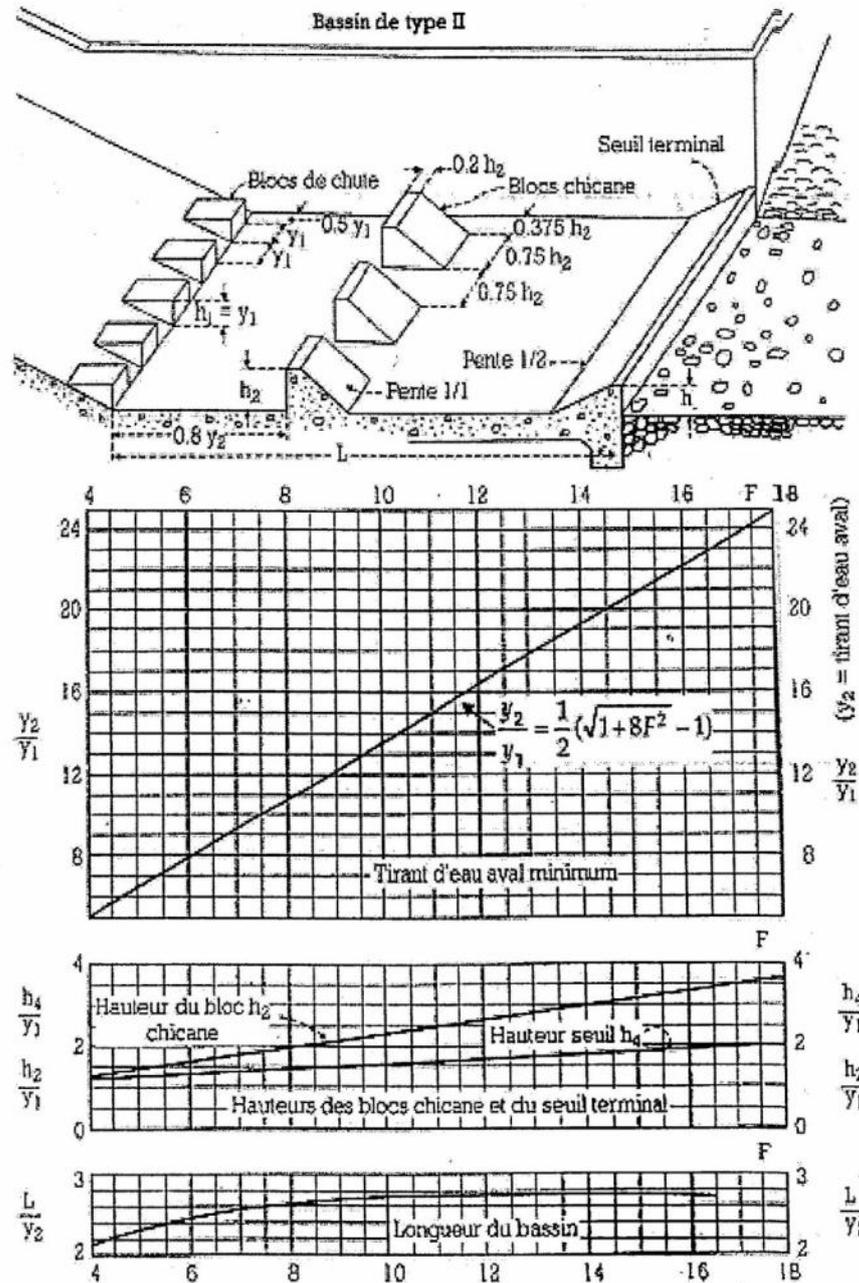


Figure VI.1 : les différentes formes de courbes de remous

ANNEXE .IV.2 :



Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour $Fr > 4,5$ et une vitesse à l'entrée du bassin $V_1 < 15$ m/s (Extrait du *Design of Small Dams*)

Figure VI.2 : Bassin type II

