

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEUR DE L'HYDRAULIQUE- ARBAOUI ABDALLAH-

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option : Conception Des ouvrages hydrotechniques

THEME:

ETUDE DE FAISABILITE DE LA RETENUE COLLINAIRE

SUR OUED MOUZOU DJ

COMMUNE AIN EL KARMA (CAP BLANC) W.ORAN

Présenté par :

M^r : KADDA MOHAMED AMINE

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

	Nom et prénom	Garde	Qualité
M^r	M.K.MIHOUBI	M C .A	Président
M^r	M.BACHIR CHERIF	M A .B	Examineur
M^{eme}	N.HADJ SADOK	M A .A	Examinatrice
M^r	M.D BENSALAH	M A .A	Examineur
M^{eme}	A.ADDOU	M A .A	Promotrice

Le septembre - 2012

Dédicace

*Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en signe
de respect et de reconnaissance envers :*

Ma mère

Mon père

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

Je le dédie également à

Mes frères et mes sœurs

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



KADDA MED AMINE
OCTOBER 2012

Remerciement



*Au terme de cette modeste étude, je tiens à exprimer ma
profonde gratitude et mes vifs remerciements à*

*M^{me} ADDO (mon promotrice) pour avoir contribué à
l'élaboration de cette présente thèse et à ma formation durant
les années de spécialité.*

*Je remercie également tous mes professeurs et
particulièrement M^r MIHOUBI, M^{me} TOUIBIA, M^r AMMARI,
M^r BACHIR pour l'aide précieuse, qu'ils m'ont apporté durant
l'élaboration de ce modeste travail. .*

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



KADDA MED AMINE
OCTOBRE 2012

ملخص:

تعتبر السدود من اكبر خزانات المياه التي تستعمل في مختلف الميادين.الهدف من هذا العمل هو الدراسة التحقيقية لسد صغير على واد "موزوج"دائرة عين الكرمة ولاية وهران من حيث الجوانب الحبيولوجية، الهيدرولوجية والاقتصادية .ككل دراسة تحقيقيه قمنا بدراسة جيولوجية هيدرولوجية و بدراسة للنماذج لتحديد النموذج المثالي لجسم السد الذي سنصوره.ثم قمنا بتصوير جسم السد و حساب أبعاد التجهيزات الملحقة (مفرغ الفيضانات، مأخذ الماء ومفرغ القعر).ثم أتممنا بتنظيم الورشة.

Résumé :

Les barrages sont les plus grands réservoirs d'accumulation des eaux qui sont utilisées dans les divers domaines. L'objectif du présent travail est l'étude de la faisabilité d'un petit barrage sur l'oued MOUZOU DJ commune d'AIN ELKARMA wilaya d'ORAN de point de vue géologique, hydrologique et économique. Donc on a fait comme toute étude de faisabilité fait une étude géologique, hydrologique et une étude de variante pour fixer le choix du type de la digue à concevoir. Ensuite on a fait la conception de la digue et le dimensionnement des ouvrages annexes (évacuateur de crue, prise d'eau et vidange de fond) et on a terminé par l'organisation de chantier.

Summary:

Dams are the big reserves of water which are used in diver's fields. The purpose of this work is to study if we can realize a dam on Oued of mouzoudj commune d'AIN Elkarma Oran on point view geology hydrology and economic. Like for every similar work we study geology hydrology and study variants in order to repair the choice of the dam to conceive. Next we understand a dam and understand state workmanship We terminate by organization of road works.

Sommaire

	Introduction générale.....	1
Chapitre I : Etude topographique		
	Introduction.....	2
I-1	condition de choix du site d'un barrage.....	2
I-2	Fond topographique existant	3
I-3	choix de l'axe du barrage.....	4
I-4	Localisation de la zone du projet et accès	5
I-5	Climat	6
	Conclusion	6
Chapitre II : Etude géologique et géotechnique		
	Introduction.....	7
II.1	Etude géologique.....	7
II.1.2	Cadre géologique	7
II.1.3	Géographique du site	7
II.1.4	Sismicité.....	8
II.2	Etude géotechnique	9
II.2.1	Essais de perméabilité	9
II.2.2	Essai Lefranc	9
II.2.3	Tassement	10
II.2.4	Capacité portante	10
II.2.5	Caractéristiques géotechniques des sols en place	11
II.2.5.1	Terre végétale	11
II.2.5.2	Argile sableuse et limoneuse	11
II.2.5.3	Argile conglomératique	12
II.2.5.4	Sable à grain moyen	12
II.2.5.5	Marne grise	12
II.2.6	Essais de laboratoire	12
II.2.7	Zone d'emprunt	14
II.2.8	Caractéristiques géotechniques des matériaux	14
II.2.9	Notes explicatives sur les fiches de forage	15
	• Elévation et profondeur	15
	• Condition de l'eau	16
	• Description	16
	• Constituant principal (en pourcentage pondéral)	16
	• Constituants secondaires	16
	• Nomenclature	16
II.2.10	Etude de l'impact	19
II.2.10.1	Impact négatif	19

II.2.10 .2	Impact positif	19
	Conclusion et recommandations	20
Chapitre III : Etude hydrologique		
	Introduction.....	21
III.1	Caractéristiques géomorphologique du bassin versant	21
III.2	Paramètres géométriques et de reliefs	21
III.2.1	Paramètres géométriques.....	21
III.2.1.1	Superficie et périmètre.....	21
III. 2.1.2	Indice de forme ou de compacité (GRAVELIUS 1914).....	21
III. 2.1.3	Dimensionnement du rectangle équivalent	22
III. 2.2	Paramètres de relief	23
III. 2.2.1	Courbe hypsométrique	23
III. 2.2.2	Altitudes	25
III. 2.2.3	Indice de pente de roche « IP ».....	25
III. 2.2.4	Indice de pente global « Ig ».....	25
III. 3	Paramètres hydrographique	25
III. 3.1	Chevelue hydrographique	26
III. 3.1.1	Classification des talwegs.....	26
III. 3.1.2	Densité de drainage	28
III. 3.2	Coefficient de torrencialité	28
III. 3.3	Temps de concentration.....	28
III. 3.4	Vitesse de ruissellement.....	29
III. 4	Etude climatologique.....	30
III. 4.1	Température.....	30
III. 4.2	Evaporation.....	31
III.4.3	Le vent.....	31
III.4.4	Précipitations.....	32
III.4.1.1	Précipitations moyennes mensuelles.....	32
III.4.1.2	Précipitations journalières maximales.....	33
III.5	Choix de la loi d'ajustement.....	34
III.5.1	Ajustement de la série pluviométrique a la loi de Gauss.....	34
III.5.2	Ajustement de la série pluviométrique à la loi de gumbel.....	36
III.5.3	Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton.....	38
III.5.4	La pluie de courte durée de différentes fréquences et leurs intensités.....	41
III.6	Etudes des apports	43
III.6.1	Détermination des apports liquides	43
III.6.1.1	Apport moyen annuel	43
III.6.1.2	formule de medinguer	43
III.6.1.3	formule de turc.....	43

III.6.1.4	Formule samie	43
III.6.1.5	Formule de j-Derry(1977).....	43
III.6.2	Apport fréquentiel.....	45
III.6.3	Etude des apports solides.....	45
III.6.3.1	Formule de tixeront (LE P.N.UD. /O.P.E. MAI 1987).....	46
III.6.3.2	Formule de fournier.....	46
III.6.3.3	Formule de tixeron-sogreah.....	46
III.6.3.4	Valeur de l'apport solide.....	47
III.7	Volume mort.....	47
III.8	Débit de crues maximal.....	47
III.8.1	Méthode de rationnelle de turazza.....	47
III.8.2	Méthode de Sokolovski.....	48
III.8.3	Méthode de Mallet Gautier.....	49
III.8.4	Hydrogramme de crue	50
III.8.5	Choix de la crue de projet	51
III.9	Régularisation	52
III.9.1	Répartition mensuel de l'apport 80%	52
III.9.1.1	Estimation des besoins en irrigation.....	53
III.9.2	Régularisations sans tenir perte.....	53
III.9.3	Régularisation saisonnière avec pertes	55
III.9.3.1	Estimation des pertes par infiltration.....	55
III.9.3.2	Estimation des pertes par évaporations.....	55
III.10	Laminage de crue.....	59
III.10.1	Laminage des crues par la méthode de kotcherine.....	59
III.11	Etude d'optimisation.....	60
III.11.1	Calcul du volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes.....	60
III.11.2	Coût du déversoir.....	60
	Conclusion	62
Chapitre IV: Etude des variantes de la digue		
	Introduction.....	63
IV-1	Le choix du site de la retenue	63
IV-2	Le choix du type de barrage	63
IV-3	Les variantes à choisir	64
IV-4	Fixation du choix définitif du type de barrage	65
IV-4-1	Etude comparative :	65
IV-4-2	Cote en crête du barrage :.....	66
IV-5	Conception de la digue:	66
IV-5-1	Largeur en crête :.....	66
IV-5-2	Longueur en crête.....	66

IV-5-3	Pente des talus:	66
IV-5-4	Le volume du corps du barrage:	67
IV-5-5	Variante de la digue:	67
IV-5-6	Protection des talus:	69
IV-5-7	Protection de la crête :	71
IV-5-8	Le noyau pour la deuxième variante:	71
IV-5-9	Etanchéité de la fondation:	73
IV-5-10	le drainage du barrage:	73
IV-6	Fondation:	74
IV-7	Dispositif des drains et filtres:	74
IV-7-1	Les drains	74
IV-7-1-1	Drain prisme	74
IV-7-1-2	Drain tapis:	75
IV-7-2	Calcul des filtres	76
IV-8	Etude des infiltrations:	78
IV-8-1	Objectif de calcul d'infiltration :	78
IV-8-2	Positionnement de la ligne de saturation.....	78
IV-8-3	Calcul du débit de fuite par infiltration	81
IV-8-4	Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage	82
	1) dispositif d'étanchéité.....	82
	2) fondation du barrage	82
	Conclusion.....	84
Chapitre V: Etude de stabilité de la digue		
	Introduction.....	85
V-1-	Conséquences de l'instabilité des talus	86
V-2 -	Ordre de calcul (Méthode des tranches)	87
VI.2.2	Les caractéristiques géotechniques des sols	88
V-3-	Calcul des forces appliquées à chaque tranche.....	88
	a- Force de pesanteur (poids propre de la tranche)	88
	b- Force de pression interstitielle	89
	c- Forces de cohésion	89
	d- Forces dues au séisme	89
V-4-	Classement des forces	89
	➤ Les forces stabilisatrices :	89
	➤ Les forces <i>déstabilisatrices</i> (motrices):	90
V-4-	Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement.....	90
	a) Retenue pleine	90
	b) Retenue vide (fin de construction)	91
	c) Vidange rapide	91

	Conclusion.....	93
Chapitre VI : Etude de variante des ouvrages annexes		
	Introduction	94
VI-1	Ouvrage d'évacuateur de crues.....	94
VI-1-1	Critères de choix de l'évacuateur de crue	94
VI-1-2	Différents types des évacuateurs de crues	95
	Evacuateur de crues en puit (tulipe)	95
	Evacuateur de crue latéral à entonnement latéral.....	95
	Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal.....	95
	Evacuateur de crues en siphon.....	96
VI-1-3	Choix de la variante.....	96
VI-1-4	Dimensionnement de l'évacuateur de crue.....	96
	1-Canal d'approche.....	97
	Vitesse d'approche.....	97
	Hauteur du mur du canal d'approche.....	97
	Longueur du canal d'approche.....	97
	2-Le déversoir.....	98
	3-Chenal d'écoulement.....	99
	Calcul de la profondeur critique	99
	Calcul de la profondeur normale	100
	4-convergent.....	100
	5-Le coursier.....	101
	Largeur du coursier	101
	la profondeur critique	101
	la pente critique.....	101
	Calcul de la profondeur normale	102
	Classification du mouvement et du régime d'écoulement.....	103
	Calcul de la ligne d'eau dans le coursier	103
	6-Dissipateur d'énergie	104
	❖ Dimensionnement des blocs Chicanes	105
	7-Canal de restitution.....	105
	➤ La hauteur critique.....	105
	➤ La pente critique	106
	➤ Profondeur normale dans le canal	106
	➤ Vitesse dans le canal	106
VI-1-5	Hauteurs des murs bajoyers	107
	Canal d'approche et chenal d'écoulement.....	107
	Le coursier.....	107
	➤ Hauteur au début du 1 ^{er} tronçon	107

	➤ Hauteur à la fin du 1 ^{er} tronçon	107
	➤ Hauteur à la fin de 2 ^{eme} tronçon	107
	Le bassin de dissipation	107
	Le canal de restitution	107
VI-2	La prise d'eau et la conduite de vidange de fond	108
VI-2-1	Tour de prise	108
VI-2-2	Conduite de vidange	108
VI-2-2-1	Calcul du débit maximal de vidange	109
VI-2-2-2	Calcul du temps de vidange	110
	Conclusion.....	112
Chapitre VII : Organisation de chantier		
	Introduction.....	113
VII-1	Succession des travaux	113
VII-1-1	Travaux préparatoires	113
VII-1-2	Exécution de l'ouvrage (Planning et phasage des travaux).....	113
	a- Réalisation de la digue.....	114
	b) Réalisation de l'évacuateur de crue	115
	c)Réalisation de la dérivation provisoire.....	115
VII-2	Planification.....	116
	❖ Définition.....	116
	❖ Techniques de la planification.....	116
	❖ Construction du réseau.....	116
	❖ Les paramètres de la méthode C.P.M.....	117
	❖ Chemin critique (C.C).....	117
	❖ Planification du projet.....	118
	❖ Détermination du chemin critique.....	119
VII-3	Devis estimatif du barrage et ouvrages annexes.....	122
	Conclusion.....	124
	Conclusion générale.....	125
	Références bibliographiques	
	Annexes	

Liste des tableaux

Tableau III-01	Répartition hypsométrique	23
Tableau III-02	Temps de concentration	28
Tableau III-03	Récapitulatif des caractéristiques morphométriques du B.V	29
Tableau III-04	Données de la station climatique de bousfer	30
Tableau III-05	Répartition mensuelle moyenne de la vitesse de vent	31
Tableau III-06	Répartition mensuelle de la précipitation (Station de BOUSFER) 1940/2004	32
Tableau III-06	Caractéristiques empiriques de la série avec n=37ans	34
Tableau III-08	Ajustement a la loi de GAUSS	35
Tableau III-09	Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon	35
Tableau III-10	Ajustement a la loi de Gumbel	37
Tableau III-11	Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon	37
Tableau III-12	Ajustement a la loi de Galton.	39
Tableau III-13	Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon	39
Tableau III-14	Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités	42
Tableau III-15	Récapitulatif des résultats des apports	45
Tableau III-16	Apports solides	47
Tableau III-17	Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (formule de turraza)	48
Tableau III-18	Récapitulatif des résultats de débit de crue	48
Tableau III-19	débit maximum de crue pour différentes périodes de retour (formule de sokolovsky).	49
Tableau III-20	Récapitulatif des résultats de débit de crue.	49
Tableau III-21	débits fréquentiels pour la construction des hydrogrammes de crue.	51
Tableau III-22	Répartition mensuelle de l'apport 80%	52
Tableau III-23	Variation mensuelle des besoins en irrigation	53
Tableau III-24	Régularisation saisonnière sans tenir en compte les pertes.	54
Tableau III-25	Variation mensuelle de l'infiltration	55
Tableau III-26	Variation mensuelle de l'évaporation	57
Tableau III-27	Régularisation saisonnière avec pertes	58
Tableau III-28	Résumé des paramètres hydrologiques	59
Tableau III-29	Estimation de la digue	60
Tableau III-30	Estimation le cout de déversoir	61
Tableau III-31	Détermination de la longueur deversante	62
Tableau IV-1	Valeurs indicatives des pentes des talus (CEMAGREF)	66
Tableau IV-2	Coût de la digue (1 ^{ère} variante)	68
Tableau IV-3	Coût de la digue (2 ^{ème} variante)	68
Tableau IV-4	L'épaisseur min de la couche d'enrochement en fonction de la hauteur des	70

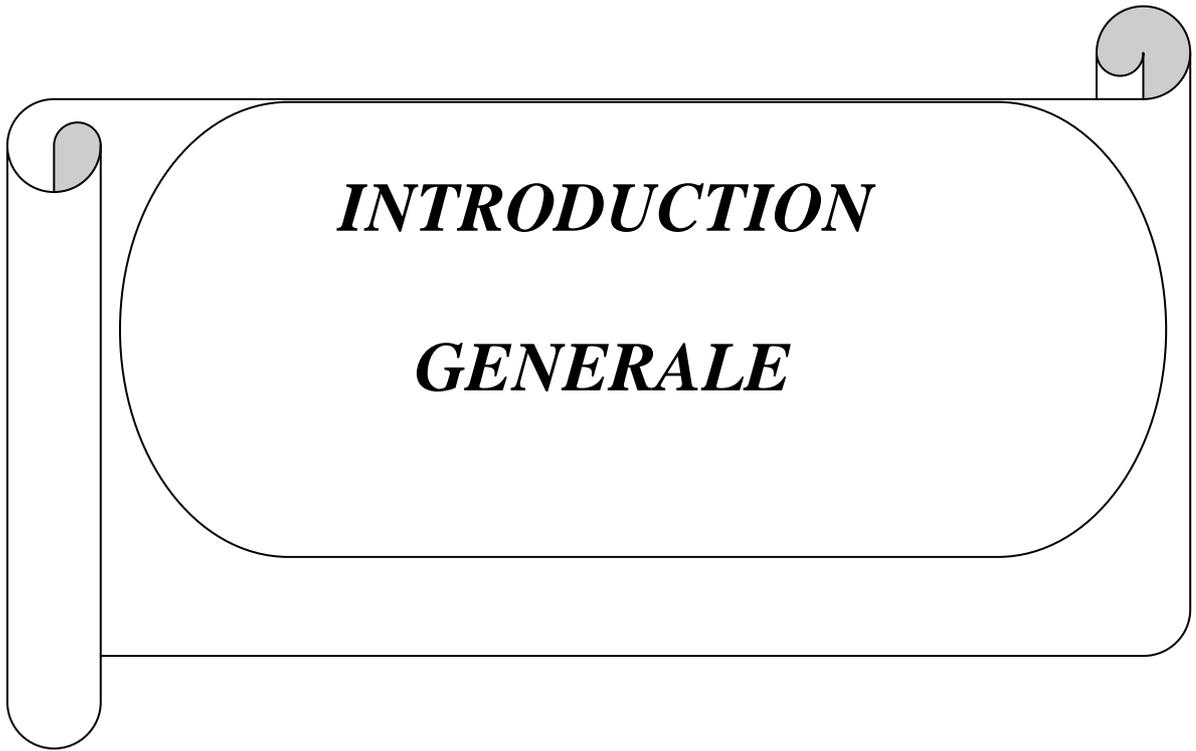
	vagues.	
Tableau IV-5	Valeur de I_{adm} en fonction du type d'ouvrage	72
Tableau IV-6	Coordonnées de la parabole de KOZENY	73
Tableau IV-7	Classification des barrages	82
Tableau IV-8	Gradient admissible à travers le remblai terreux	82
Tableau IV-9	Gradient admissible pour les fondations d'un remblai	83
Tableau IV-10	Détermination de coefficient de sécurité	83
Tableau V-1	Coefficients de stabilité admissible des talus	86
Tableau V-2	valeurs de K1 et K2	87
Tableau V-3	<i>Caractéristique géotechnique</i>	88
Tableau V-4	Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement	92
Tableau VI-1	Coordonnées de la nappe déversante	98
Tableau VI-2	Ligne d'eau à pas d'espace de 10m	103
Tableau VI-3	Calcul du temps de vidange	111
Tableau VII-1	Symboles des opérations	118
Tableau VII-1	Devis estimatif	122

Liste des figures

Fig N°I-1	Situation géographique du site	3
Fig N°I-2	Axe de la digue.....	4
Fig N°I-3	Vue sur la cuvette.....	4
Fig N°I-4	Vue sur le bassin versant.....	5
Fig N°I-5	Localité de la zone d'étude	6
Fig. N°II-1	Affleurement de la formation marneuse sur les deux berges	8
Fig. N°II-2	Carte de zonage sismique du territoire national	8
Fig. N°II-3	schéma de la géologie du site.....	10
Fig. N°III-1	Bassin versant de la retenue de l'oued mouzoudj.....	22
Fig. N° III-2	Rectangle équivalent du bassin versant de la retenue.....	23
Fig. N°III-3	Courbes hypsométriques.....	24
Fig. N°III-4	Répartition du bassin versant en surfaces partielles.....	24
Fig. N°III-5	Classification de schum.....	27
Fig. N°III-6	Répartition des températures mensuelle (station de bousfer).....	30
Fig. N°III-7	Répartition mensuelle moyenne de l'évaporation	31
Fig. N°III-8	Répartition mensuelle moyenne de la vitesse de vent	32
Fig. N°III-9	Répartition mensuelle de la pluie annuelle.....	33
Fig. N°III-10	Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gauss	36
Fig. N°III-11	Représentation graphique de l'ajustement à la loi de GUMBEL.....	38
Fig. N°III-12	Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Galton	40
Fig. N°III-14	pluies de courtes durées.....	43
Fig. N°III-15	Intensités -Durée.....	43
Fig. N°III-16	Hydrogramme de crue de projet a une période de retour 100 ans	52
Fig. N°III-17	Courbes Capacité-Surface-Hauteur	56
Fig. N°III-18	Courbe d'optimisation	61
Fig. N° IV-1	Les infiltrations à travers la digue	80
Fig. N°VI-1	Dimensions du déversoir.....	98
Fig. N°VI-2	Pofil du deversoir du type Creager	99
Fig. N°VI-3	Linge d'eau dans le coursier	104
Fig VI1-1	Réseau à noeuds.....	120
Fig VI1-2	Diagramme de Gants.....	121

Liste des planches :

- 01 VUE EN PLAN DE L'AMENAGEMENT DU BARRAGE
- 02 COUPES TYPES DE LA DIGUE POUR LES DEUX VARIANTES
- 03 COUPE EN TRAVERS DE LA DIGUE
- 05 PROFIL EN LONG DE L'EVACUATEUR DE CRUE
- 04 PROFIL EN LONG SUR L'AXE DE LA DIGUE
- 06 PLAN DE COFFRAGES ET FERRAILLAGES DE
L'EVACUATEUR DE CRUE
- 07 PROFIL EN LONG DE LA PRISE D'EAU ET DE LA VIDANGE DE
FOND
- 08 SCHEMA DE CALCUL DE LA STABILITE



Introduction générale

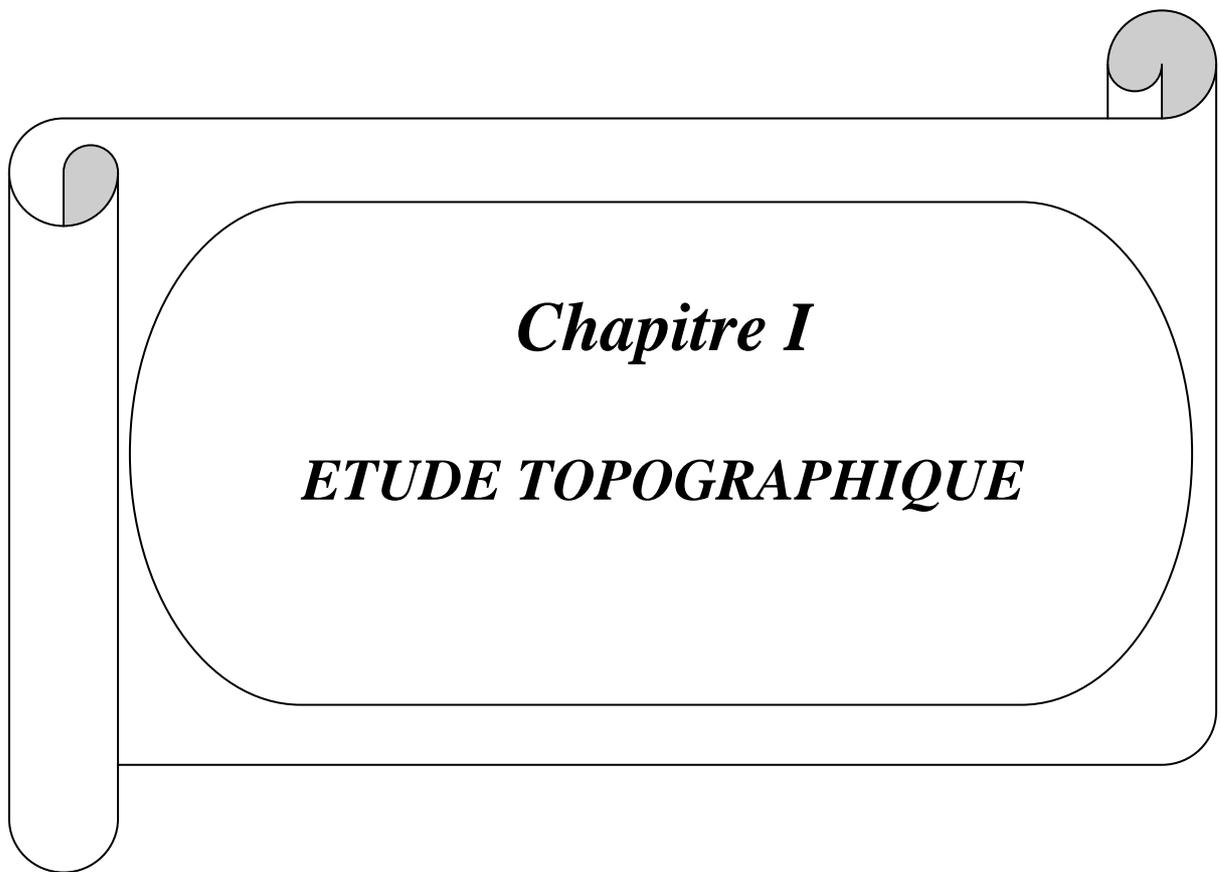
L'Algérie a tellement souffert des problèmes de l'eau, une sécheresse abondante dans certaines régions et des inondations dans d'autres, ce qui nous pousse à réfléchir au problème deux fois plus.

Depuis plusieurs décennies, l'édification des petits barrages en Algérie a été une solution très largement utilisée pour résoudre les délicats problèmes de mobilisation des ressources en eau.

Et puisque la demande en eau d'irrigation et d'eau potable est devenue de plus en plus importante, la politique algérienne se dirige vers la conception des petites retenues collinaires sur les différents endroits du pays à cause de leur facilité d'exécution, adaptation au relief algérien, et pour remplir les déficits, et améliorer ces services envers les citoyens.

Dans cette optique la wilaya d'Oran a bénéficié d'un important projet de réalisation d'un aménagement hydraulique, c'est celui de la retenue collinaire d'Oued Mouzoudj commune d'Ain el karma, qui est destinée à l'approvisionnement en eau pour une surface de 27,5 Hectares à irriguer, savoir le dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crue, des ouvrages de vidanges et de prise d'eau.

De ce fait, le travail de ce mémoire de fin d'études consistera à concevoir une retenue qui puisse s'adapter aux conditions locales du milieu c'est-à-dire topographique, géologique et hydrologique, et aussi remplirait les objectifs généraux du projet.



Chapitre I

ETUDE TOPOGRAPHIQUE

INTRODUCTION:

Le but principal de l'étude topographique est d'établir les documents nécessaires pour les avants projets (plans, cartes, documents...) qui permettront aussi en premier lieu de se prononcer sur l'aptitude topographique du site et de positionner au mieux le barrage et ses ouvrages annexes.

L'objectif de la réalisation de la future retenue de OUED El Kébir Mouzoudj commune de Ain El Karma est le stockage des débits dans la retenue et de couvrir les besoins en eau de la région du barrage.

I-1 condition de choix du site d'un barrage:

Parmi les critères déterminants du 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 du barrage et de la retenue ;
- Un resserrement de la gorge liant les deux rives, soit une vallée étroite, d'où le volume du barrage sera minimum.
- Choisir l'emplacement rapproché et facile des zones d'accès existantes, afin d'éviter la création d'autres voies pour les engins et la main d'œuvre.
- Un site convenable à l'emplacement des ouvrages annexes.
- éviter de fortes pentes pour satisfaire la capacité de la retenue et surtout la respecter.

L'axe de la retenue, comme verrou topographique majeur, délimitera à l'aval, une retenue qui sera entièrement contenue dans la large vallée creusée par l'érosion fluviale. Cet encaissement et la faible pente de l'Oued donnera ainsi une extension plus linéaire que latérale des aires futurement inondables. Ce qui est avantageux. La configuration du site réservoir est telle qu'il n'existe pas de zones potentielles où les eaux peuvent contourner l'ouvrage. Dans tous les cas de remplissage, l'étude topographique du Projet précisera les cotes d'inondations.

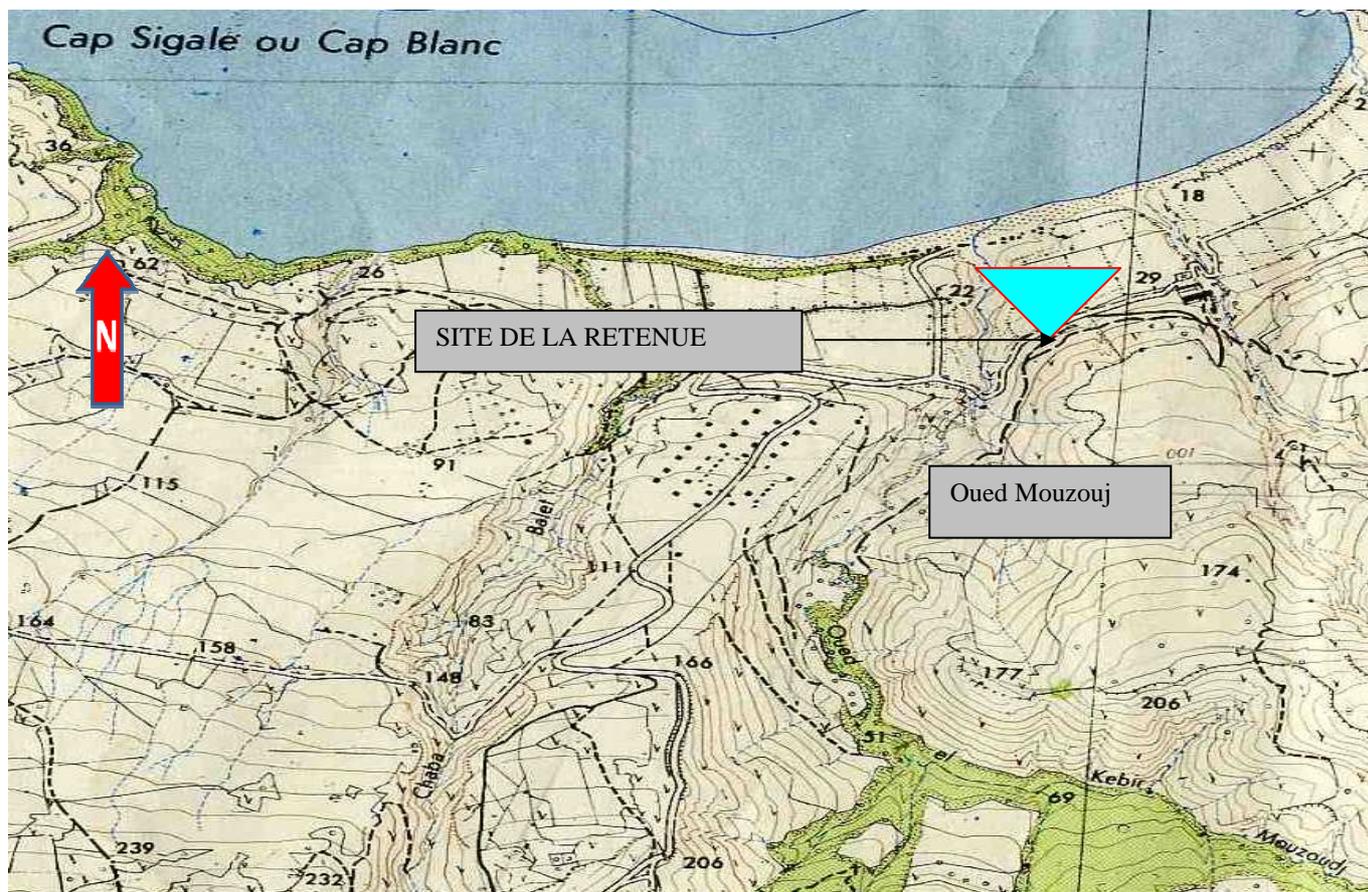


Figure I- 1 : SITUATION GEOGRAPHIQUE DU SITE
 Carte d'Etat Major Les andalouses N°7-8, Echelle 1/25000

I-2 Fond topographique existant :

La future retenue collinaire est localisée sur oued El Kébir Mouzoudj dans localité de Cap Blanc commune d'Ain El Karma. et plus exactement à environ 4 Km au sud – ouest de Boutlelis dans la wilaya d'ORAN.

D'après la carte d'état-major Les andalouses N°7-8, Echelle 1/25000 Ses coordonnées sont :

Coordonnées	Valeurs
UTM - X (Km)	165.545
UTM - Y (Km)	269.876
NGA - Z (m)	35,00

Le bassin versant de l'oued El Kébir Mouzoudj fait partie du grand bassin versant du côtier Algérois (Bassin 02 selon le découpage de l'ANRH).constitue une limite hydrologique située immédiatement au sud Est de la ville de Blida, au nord Est entourée par les monts de AFFROUN.

. Cet impluvium est caractérisé par une série de Kef à relief accidenté, un réseau hydrographique sec à talwegs hiérarchisé, un sol moyennement résistant à couvert végétal faible. Le site préconisé pour cet aménagement présente une gorge relativement étroite, la rive droite évolue en pente douce, et la rive gauche en pente raide, une cuvette vaste et allongée et une pente assez faible du lit de l'oued.

I-3 choix de l'axe du barrage :

l'axe du barrage a été tracé le plus rectilignement possible pour des considérations techniques et a permis pour ce qui est des ouvrages annexes l'implantation du déversoir et de la dérivation provisoire respectivement dans la rive droite et dans la rive gauche

L'analyse des différents paramètre naturels (topographique, géologique,....) ainsi que l'aspect artificiel du milieu urbanistique (humain) donne les solutions adéquates pour le future de la région.



Figure I- 2 : Axe de la digue



Figure I- 3 : Vue sur la cuvette



Figure I- 4 : Vue sur le bassin versant

I-4 Localisation de la zone du projet et accès :

Le site choisi sur Oued MOUZOU DJ pour la construction de cette retenue collinaire est situé à l'Ouest de la wilaya d'ORAN dans le territoire de la commune d'Ain ELKERMA à environ 15 Km au Nord du chef lieu de la commune BOU TLELIS et sur le flans Sud Ouest de Djebel Murdjadjo.

La région est enclavé entre deux chaînes de montagnes (Forêt de Ang el Djemel à l'Ouest et Djebel Houissi à l'Est),où cette retenue sera considérée comme une source d'alimentation en eau pour les bétails.

Les eaux de ruissellement sont collectées par Oued Mouzoudj, L'apport est de l'ordre de 396000 m³ et fournit une source régularisée et garantie d'environ 133000m³ destinée à l'irrigation.

De part sa situation géographique dans une zone agricole, l'aménagement offre un intérêt agro-économique certain.

Le lit de l'oued est caractérisé par une végétation très abondante.

Sur une centaine de mètre vers la cuvette, on note l'existence d'une ancienne digue de la période coloniale totalement endommagé.



Figure I-5 : localité de la zone d'étude

I-5:Climat:

Réputée comme région à climat continental à la porte des Hauts Plateaux du centre des pays, la wilaya d'ORAN est effectivement caractérisée par l'aridité qui affecte la majeure partie de son territoire. La moyenne des précipitations annuelles sur la dépression centrale tourne autour de 300 et 400 mm (voir annexe n°1). Compte tenu de la dernière décennie relativement sèche, proposons nous la valeur moyenne de **396.30** mm de pluie interannuelle dans le bassin projeté. Les températures varient entre 16°C et 27°C de mai à septembre et de 6°C à 11°C de janvier à mars.

Conclusion:

D'après l'étude topographique qui a été réalisée sur le site du futur retenue de oued elkhmis représente par un levé topographique de la cuvette à l'échelle : 1/500 Le site à un rétrécissement de 152m, En amont la vallée s'élargit sensiblement Les altitudes du bassin versant varient entre 53 m et 69 m au niveau du site

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



***ETUDE GEOLOGIQUE
ET GEOTECHNIQUE***

Introduction :

L'établissement d'un projet nécessite absolument la procédure de s'assurer sur certain nombre de critères d'ordre géotechnique et géologique à raison de justifier notre choix de site.

Cette étude géologique a pour but d'étudier la géologie du barrage et de définir les caractéristiques géologiques principales, ainsi que la perméabilité et la stabilité de fondation de la digue et de la cuvette et de rechercher les zones d'emprunts.

II.1- ETUDE GEOLOGIQUE :

II.1.2-CADRE GEOLOGIQUE :

La région d'Oran est formée de sédiments récents appartenant à trois étages géologiques :

- ↳ Alluvions actuelles (A) : lacs, marécages, dayas, chotts, sebkhas, limons et croutes gypso-salines.
 - ↳ Quaternaire continental (qt) : composé d'alluvion, de regs et de terrasses.
 - ↳ Calabrien (qc) : formé de grès marins et formations dunaires associés.
- Par l'ouest, affleure le crétacé et jurassique non séparés (Cj).

II.1.3- GEOLOGIE DU SITE :

Géologiquement le site se caractérise par l'affleurement sur la rive droite une formation sédimentaire, cette dernière est représentée par des marnes grisâtres. La rive gauche est caractérisée par la présence des argiles caillouteuses et sableuses, qui sont surmontés par des sables à grains moyens de couleur rougeâtre.

Le lit de l'Oued est formé par une couche de marne de teinte grisâtre, surmonté d'une couche d'argile sableuse et limoneuse, avec présence d'un niveau d'argile conglomératique.

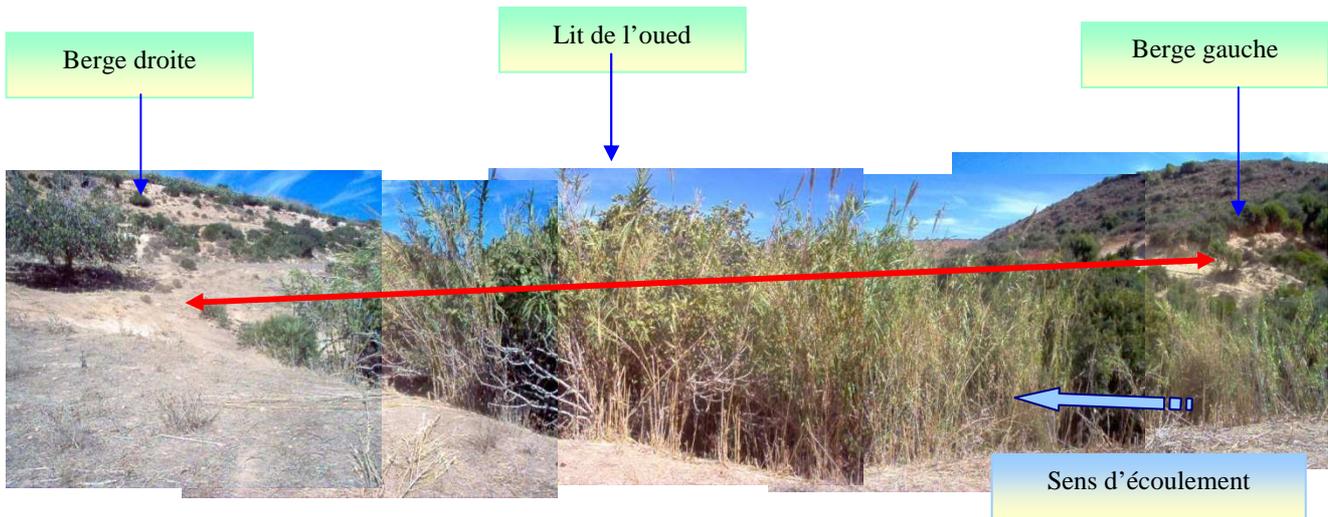


Figure N°II-1 : Affleurement de la formation marneuse sur les deux berges

II.1.4-SISMICITE :

La retenue sera implantée dans une région ayant une activité sismique moyenne (zone IIa) d'après le RPA 99 VERSION 2003. L'ouvrage devra être conçu de façon à ce

qu'il résiste aux plus fortes secousses telluriques.

La retenue collinaire fait partie du groupe 1A, elle est située en zone sismique IIa, nous proposons une valeur du coefficient d'accélération égale à 0.25 pour les calculs de génie civil et de stabilité.

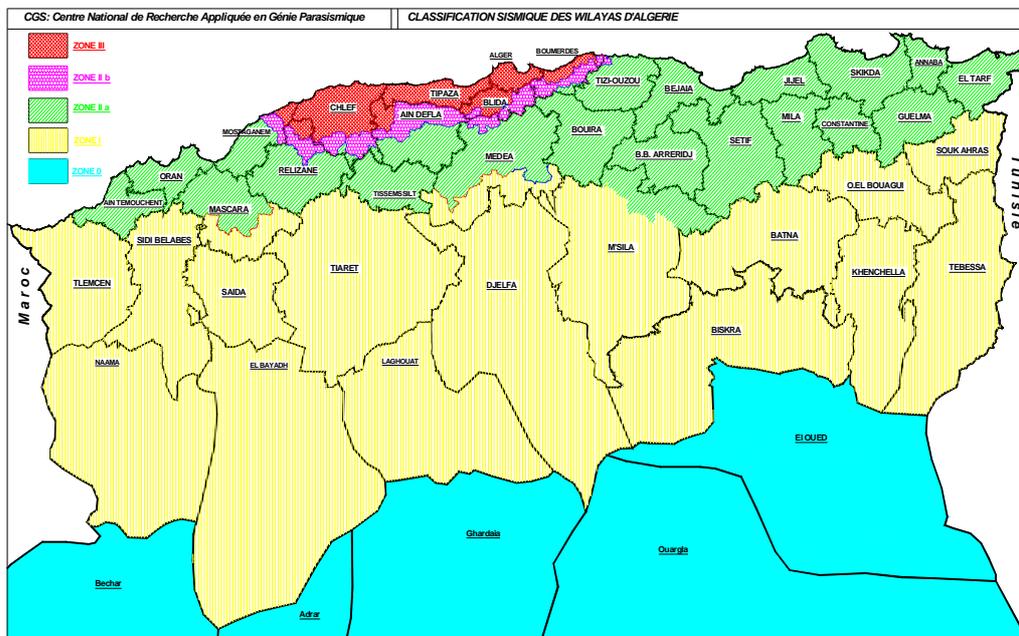


Figure N°II-2 : CARTE DE ZONAGE SISMIQUE DU TERRITOIRE NATIONAL – RPA99/ 2003

II.2-ETUDE GEOTECHNIQUE :

Deux (02) sondages numérotés **S01** et **S02** ont été réalisés en carottage continu. Une fouille de 5.00 m de profondeur a été exécutée en rive droite celle-ci étant inaccessible.

L'échantillonnage des sols a été effectué en continu tous les **1.50 m** à l'aide d'un carottier de type **T6** de **101 mm** de diamètre.

Le taux de récupération est acceptable à bon. Le fluide de forage est l'eau claire.

Les sondages ont atteint les profondeurs respectives de :

S01 =12.00m **rive gauche**

S02 =10.50 m **lit d'oued**

F01 =5.00 m **rive droi**

II.2.1- PERMEABILITE :

Les valeurs du coefficient de perméabilité k ont été estimées d'après les courbes granulométriques (voir annexe n°2) :

Tableau II.1 : les coefficients de perméabilité

Sondage (N°)	Profondeur (m)	K (m/sec)
S01	0.00-1.00	$4.00 \cdot E-10$
S01	1.00-3.00	$1.00 \cdot E-10$
S01	3.00-10.00	$1.00 \cdot E-10$
S02	0.00-1.50	$8.00 \cdot E-8$
S02	6.00-9.00	$1.00 \cdot E-10$
S03	0.00-1.50	$1.80 \cdot E-6$
S03	1.50-6.50	$1.00 \cdot E-6$
S03	6.50-10.00	$1.00 \cdot E-10$

Les sols en place sont moyennement à faiblement perméable.

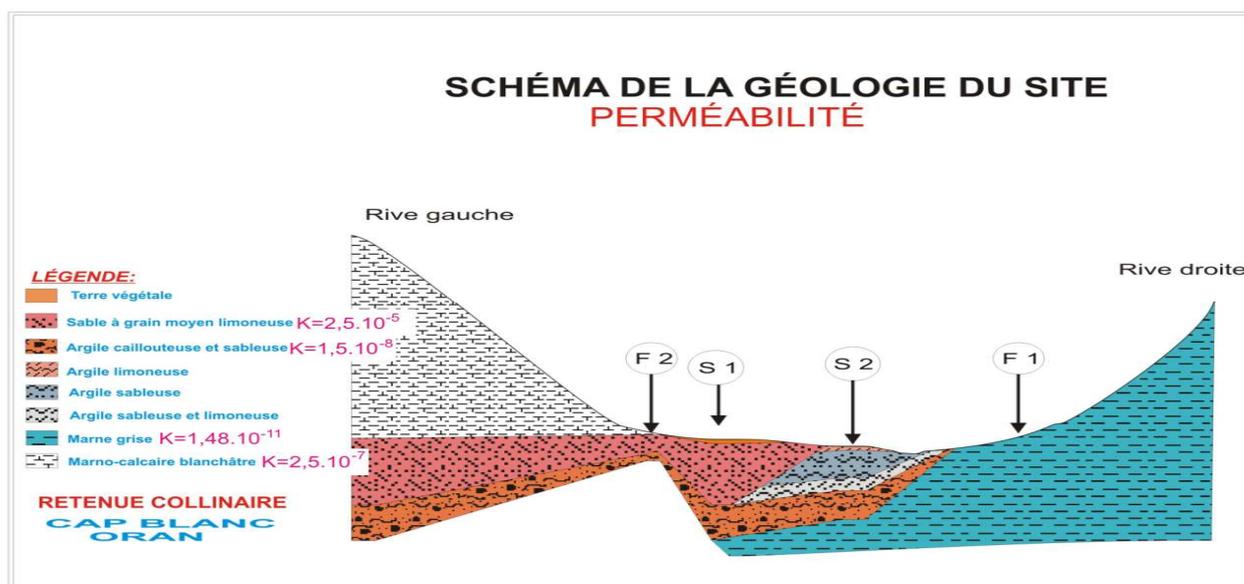


Figure N°II-3 : schéma de la géologie du site

II.2.3- TASSEMENT :

Les tassements ont été calculés d'après les résultats de l'essai de consolidation unidimensionnelle, selon la formule suivante :

$$\Delta H = H \frac{C_c}{1 + e_0} \text{Log} \left(\frac{P'_0 + \Delta P}{P'_c} \right)$$

ΔH : Tassement.

H : Hauteur de la couche compressible (10 m)

C_c : Indice de compression (2.66%)

e_0 : Indice des vides initial(1.469)

ΔP : Accroissement des contraintes (1.5)

P'_0 : Pression des terres.

P'_c : Pression de compression $\Delta H = 3.7 \text{ cm}$

II.2.4-Capacité portante :

Pour la conception des ouvrages annexes la capacité portante a été évaluée soit à partir :

Des résultats des essais de cisaillement direct **UU** réalisée sur les formations meubles, selon la formule suivant :

$$Q_{adm} = \gamma D + \frac{0.5 \gamma B N_\gamma + \gamma D (N_q - 1) + C N_c}{F_s}$$

Avec :

Q_{adm} : Capacité portante admissible.

γ : Poids volumique apparent.

ϕ : Angle de frottement.

C : Cohésion.

B : Largeur de la semelle.

D : Profondeur d'encastrement.

$Q_{adm} = 5.019 \text{ Kg/cm}^2$

F_s : Coefficient de sécurité.

N_γ

N_q

N_c

} Coefficients de capacité portante.

II.2.5- CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DES SOLS EN PLACE :

A l'endroit des sondages exécutés, on rencontre les formations suivantes :

- ❖ Terre végétale.
- ❖ Argile sableuse et limoneuse.
- ❖ Argile conglomératique.
- ❖ Sable à grains moyen.
- ❖ Marne grisâtre.

II.2.5.1-TERRE VEGETALE :

La terre végétale est la partie superficielle remaniée par les travaux agricoles et dont l'épaisseur varie entre **0.10** et **0.20m**. Cette terre végétale est composée d'argile limoneuse de couleur brune-noire avec des traces de gravier et présence de matière organique.

II.2.5.2-ARGILE SABLEUSE ET LIMONEUSE :

C'est une argile et sable à peu de limon. Le matériau analysé est peu à moyennement plastique. Il est de couleur rougeâtre.

Cette formation a été reconnue par le sondage (S02), elle est absente dans le S01. Cette formation débute par des argiles sableuse très riche en matière organique.

Son poids volumique varie entre 2.10 et 2.11 g/cm³.

Un essai de cisaillement direct non drainé non consolidé UU réalisés sur des échantillons représentatifs ont donné un angle de frottement interne ϕ_u de 34.82° et une cohésion C_u de 0.73 Kg/cm².

II.2.5.3-ARGILE CONGLOMERATIQUE :

Cette formation apparaît dans les deux sondages S01 et S02, elle est formée par des argiles conglomératiques, les galets sont hétérogènes et hétéromorphes. Elle est caillouteuse dans le sondage S01. Son poids volumique varie entre 2.040 et 2.043 g/cm³

II.2.5.4- SABLE A GRAIN MOYEN :

Cette formation n'apparaît que dans le sondage S01, elle est formée par des sables a grains moyens avec un peu de limon.

Un essai de cisaillement direct non drainé non consolidé UU réalisés sur des échantillons représentatifs ont donné un angle de frottement interne ϕ_u de 37.72° et une cohésion C_u de 0.19 Kg/cm².

II.2.5.5-MARNE GRISE :

Cette formation apparaît que dans le sondage S01 et elle affleure sur la rive droite, elle est représentée par des marnes grisâtres raide à dure.

II.2.6- ESSAIS DE LABORATOIRE :

Une série d'essais de laboratoire a été programmée sur des échantillons de sol représentatifs.

- ↪ **Analyses granulométriques.**
- ↪ **Limites d'Atterberg.**
- ↪ **Poids volumiques apparents.**
- ↪ **Teneurs en eau.**
- ↪ **Cisaillements directs UU.**
- ↪ **Teneurs en carbonates.**

TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS DELABORATOIRE

FO R. N°	ECHA N. N°	PROF (m)	W %	γ_h g/cm ₃	γ_s g/cm ₃	CaCo3 %	LIMITES CONSISTANCE			TAMISAGE SEDIM.			COMP. SIMPLE			CISAILL. DIRECT UU		CONSOLIDATION OEDOMETRIQUE			CLA SS
							LL %	LP %	IP %	G %	S %	F %	ϵ %	Cu Kg/c m ²	Rc Kg/cm ²	ϕ°	Cu Kg/c m ²	P'o Kg/cm ²	P'c Kg/cm ²	CC	
S1	01	0.00 à 7.50	18.15	2.00 5	1.69 7					3.70	89.67	6.63				42.8 2	0.01				
S1	02	7.50 à 12.00					20.8	11.6 6	9.14	22.9 9	28.66	48.3 5									CL
S2	01	0,00 à 4,50	15,90	2,07 3	1,78 9		28,60	16,8 8	11,7 2	0,00	65	35				34,8 2	0,73	0,466	1,12	2,66	CL
S2	02	4,50 à 6,00					28,80	17,8 9	10,9 1	0,00	43	57									CL
		6,00 à 9,00					40	26,2 3	13,6 7	0,00	29	71									CL
		9,00 à 10,50					40	20,8 5	19,1 5	0,00	31,2	68,8									CL

II.2.7- Zone d'emprunt :

Les zones d'emprunt étudiées se trouvent dans les environs immédiats du site.

II.2.8- Caractéristiques géotechniques des matériaux :

Une série d'essais de laboratoire ont été exécutés sur les matériaux choisis

- Granulométrie/sédimentométrie
- Proctor
- teneur en eau.....etc.

FOUILLE : F1

Argile avec trace de sable peu plastique de coloration marron verdâtre. Sa teneur en Carbonate (CaCO_3) est de 12.7 %.

Analyse Granulométrique :

- ☞ Gravier : $G = 0.0 \%$.
- ☞ Sable : $S = 3.38 \%$.
- ☞ Fines : $F = 96.62\%$.

Limite d'Atterberg :

- ☞ Limite de liquidité : $LL = 49.50 \%$.
- ☞ Limite de plasticité : $LP = 32.88 \%$.
- ☞ Indice de plasticité : $IP = 16.62 \%$.

Proctor normal :

$$\gamma_d = 1.8 \text{ gr/cm}^3$$

$$W_{opt} = 15.8 \%$$

FOUILLE : F2

Argile avec trace de sable marron jaunâtre, assez plastique. Sa teneur en carbonate (CaCO_3) est de 22 %.

Analyse Granulométrique :

- ☞ Gravier : $G = 0.00 \%$.
- ☞ Sable : $S = 2.7 \%$.
- ☞ Fines : $F = 97.3 \%$.

Limite d'Atterberg :

- ☞ Limite de liquidité : $LL = 49.50 \%$.
- ☞ Limite de plasticité : $LP = 32.88 \%$.
- ☞ Indice de plasticité : $IP = 16.62 \%$.

Proctor normal :

$$\gamma_d = 1.82 \text{ gr/cm}^3$$

$$W_{opt} = 16.4 \%$$

FOUILLE : F3

Argile limoneuse avec trace de sable, assez plastique, De coloration verdâtre. Sa teneur en

Carbonate CaCO_3 est de 14 %.

Des essais d'identification réalisés sur ce matériau, ont donné les résultats suivants :

Analyse Granulométrique :

☞ Gravier :	G = 0.00 %.
☞ Sable :	S = 2.00 %.
☞ Fines :	F = 98 %.

Limite d'Atterberg :

☞ Limite de liquidité :	LL = 49.50 %.
☞ Limite de plasticité :	LP = 32.88 %.
☞ Indice de plasticité :	IP = 16.62 %

Essai Proctor

$$\gamma_d = 1.8 \text{ gr/cm}^3$$

$$W_{opt} = 15.2 \%$$

II.2.9-NOTES EXPLICATIVES SUR LES FICHES DE FORAGE :

• ELEVATION ET PROFONDEUR :

Cette colonne donne l'élévation et la profondeur des limites entre les différentes strates de sol.

L'élévation se rapporte au datum donné dans l'entête.

• CONDITION DE L'EAU :

Dans cette colonne le symbole indique le niveau de la nappe phréatique relevé dans un piézomètre ou tube perforé, ou bien le niveau observé dans le tubage lors du forage.

• DESCRIPTION :

La description du sol est donné dans cette colonne en utilisant le système de classification unifié (norme A.S.T.M 02487) les différentes classes granulométriques sont définies comme ci-dessous en fonction de la dimension des particules.

☞ BLOCAUX	Plus de 300 mm
☞ CAILLOUX	75 à 300 mm
☞ GRAVIER	4.76 à 75 mm
☞ SABLE GROSSIER	2.0 à 4.76 mm
☞ SABLE MOYEN	0.42 à 2.0 mm
☞ SABLE FIN	0.074 à 0.42 mm
☞ LIMON (SILT)	< 0.074 mm (ML ou MH sur abaque de plasticité).

↪ ARGILE < 0.074 mm (CL ou CH sur abaque de plasticité).

La description d'un sol composite se fait en utilisant la terminologie décrite ci-dessous selon les propositions des constituants et d'après la dimension des particules.

- **CONSTITUANT PRINCIPAL (en pourcentage pondéral) :**

↪ Plus de 50 % des grains > 0.074 mm : grains grossiers (gravier ou sable selon % relatif).

↪ Plus de 50 % > 0.074 mm : grains fin (limon ou argile selon abaque de plasticité).

- **CONSTITUANTS SECONDAIRES :**

↪ De 35 à 50 % et (gravier / et sable / et limon / et argile).

↪ De 20 à 35 % adjectif (graveleux / sableux / limoneux / argileux)

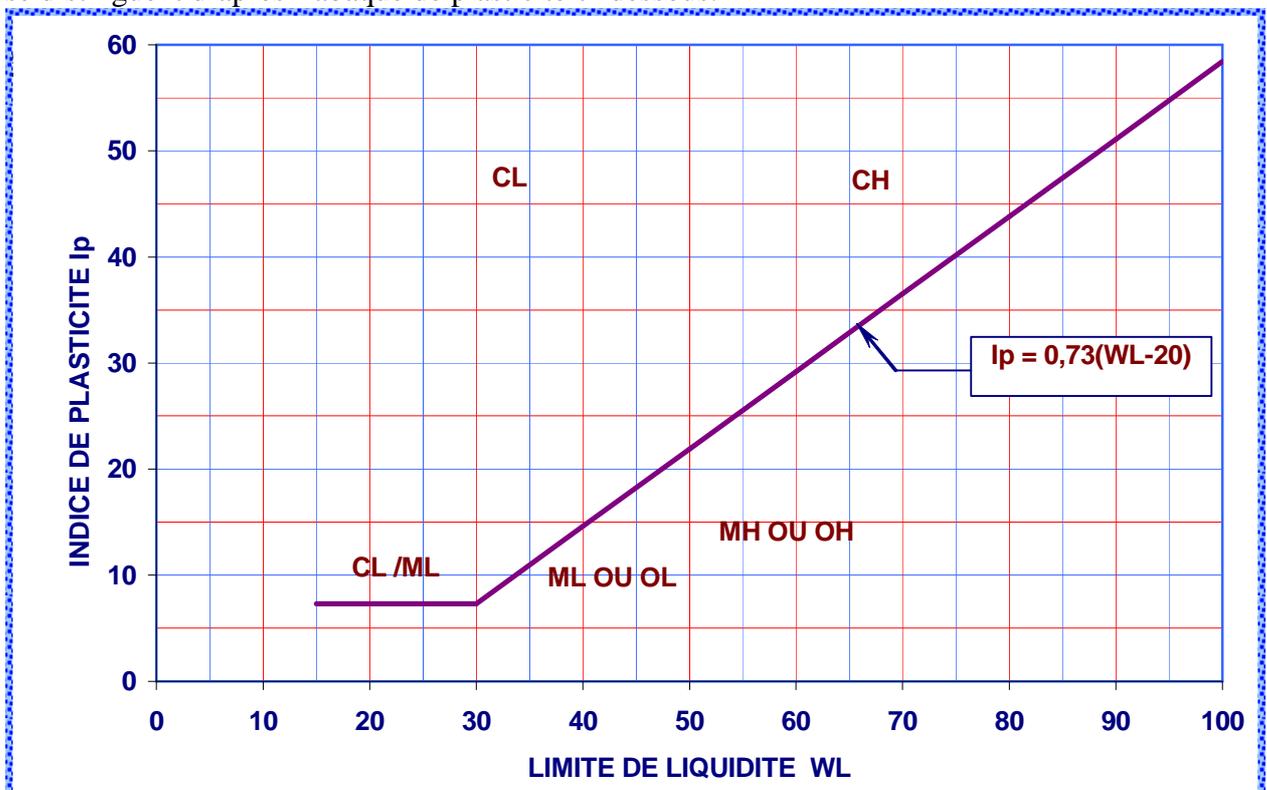
↪ De 10 à 20 % un peu de (gravier / sable / limon / argile).

↪ De 00 à 10 % trace de (gravier / sable / limon / argile)

- **NOMENCLATURE :**

La nomenclature du système de classification unifié est utilisée pour décrire rapidement les sols.

Deux symboles sont parfois employés. Les sols à grains fins (< 0.074 limons ou argile) se distinguent d'après l'abaque de plasticité ci-dessous.



II.2.10- ETUDE DE L'IMPACT :

II.2.10.1- IMPACT NEGATIF :

La digue cuvette ne touche aux différents suivant :

Réseau routier : la cuvette n'inonde aucune piste,

Réseau électrique : aucune ligne électrique n'est signalée au niveau de la cuvette

Réseau AEP et assainissement aucun réseau n'est signalé au niveau de la cuvette à l'acceptation d'une seguia qui sera inondée.

II.2.10.2- IMPACT POSITIF :

- Ralentir les crues et minimisation des dégâts d'inondation sur l'environnement, par laminage des crues et piégeage des sédiments
- Mesures de lutte contre l'érosion, par l'aménagement du bassin versant (reboisement, correction torrentielle, ouverture de piste...)
- Le développement de l'activité agricole et l'amélioration du rendement (arbres fruitiers, maraîchères..).
- Elle construit un réservoir pour l'emmagasinement de l'eau en vue de son utilisation ultérieure.

Irrigation :

La retenue sur oued Mouzoudj va permettre la mise en valeur d'environ 34 ha.

- L'amélioration des conditions de vie des agricultures par l'accès facile à l'eau et une bonne utilisation des ressources.
- Le renforcement des activités économiques (agriculture, élevage...)
- L'amélioration des conditions de vie des agricultures par l'accès facile de l'eau et une bonne utilisation des ressources.
- La région de Ain el Karma est une zone à vocation agricole la création de cette retenue aura un impact très positif pour les agriculteurs de cette dernière.

Expropriation de terrain :

Le terrain de l'assise du projet (cuvette et axe de la digue) est estimé à 4ha situé totalement sur des terres domaniales de l'état, aucune expropriation des terres privées n'aura lieu dans ce cas.

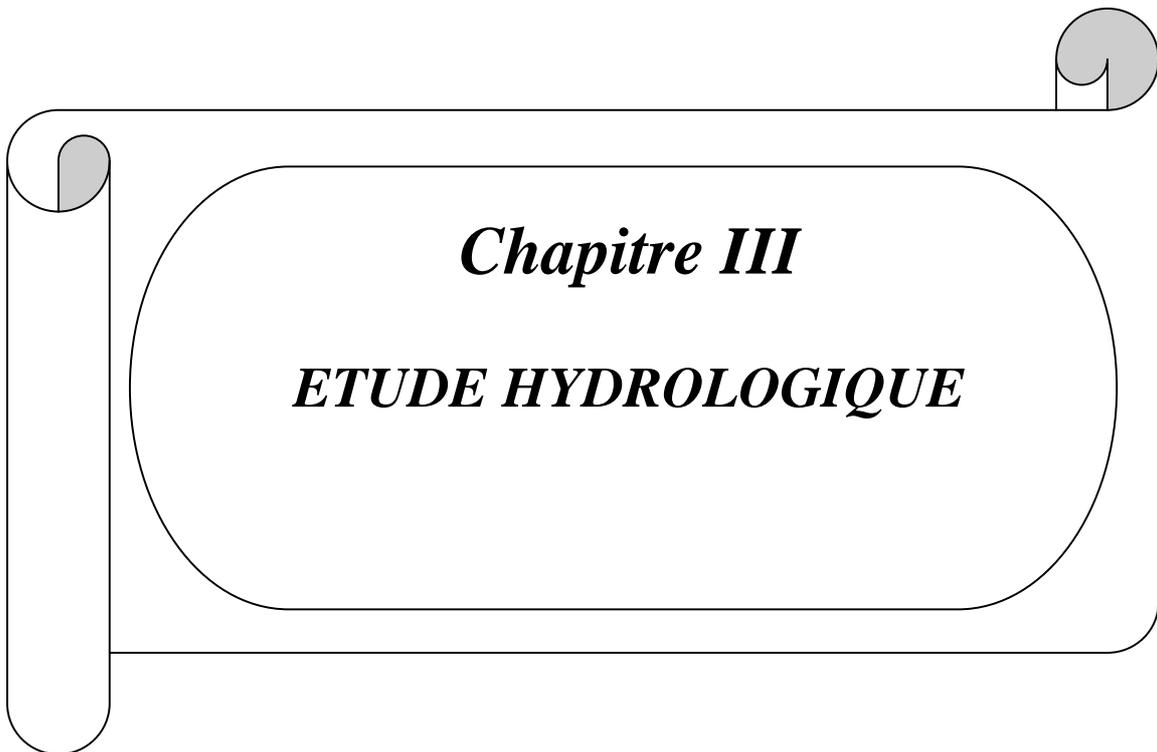
Soutien de l'étiage :

- Le plan d'eau emmagasiné permet de soutenir l'étiage
- Minimisé l'exploitation de la nappe les eaux sous terrains
- La retenue permet le rechargement de la nappe.

Conclusion et recommandations :

- Les matériaux argileux analysés présentent des caractéristiques géotechniques pour une utilisation comme matériau pour la réalisation du noyau de la digue
- Le matériau prédominant est l'argile, pratiquement imperméable, entre coupant un horizon marneux affleurant en rive droite.

- Pour la bonne mise en œuvre du remblai il faut décaper le terrain naturel sur une profondeur d'environ 1/10 de la hauteur de la digue ou à une profondeur assurant la stabilité de la digue.
- Nous vous conseillons de fonder la digue sur la couche d'argile caillouteuse. les tassements seront acceptables.
- Pour le dimensionnement de la digue et des ouvrages annexes nous préconisons de prendre une capacité portante admissible égale à 2.00kg/cm^2 .
- Tous les échantillons de matériaux argileux sont pratiquement imperméables
- L'optimum Proctor des sols analysés, se situe entre 15.2 et 16.4%
- La pérennité et la stabilité de l'ouvrage dépendant largement de la bonne Exécution et du choix rigoureux des matériaux



Introduction:

Tout dimensionnement de retenues collinaires s'articule sur une étude hydrologique détaillée. Celle-ci consiste essentiellement à la détermination des différents apports hydriques et solides permettant le dimensionnement hydrotechnique de la Retenue et de ses ouvrages annexes.

La détermination des apports est précédée par une étude morphologique précise et une analyse statistique des données climatologiques ; principalement les données de séries pluviométriques et de température. Les différents facteurs, coefficients et paramètres trouvés sont primordiaux pour l'analyse qui suit.

ETUDE GEOMORPHOLOGIQUE :**III.1 CARACTERISTIQUES GEOMORPHOLOGIQUE DU BASSIN VERSANT :**

La quantification des facteurs physiques du bassin versant s'impose pour la définition des paramètres hydrologiques et leur variation. Nous allons dans cette partie estimer les différents paramètres géométriques (relief et morphométrie).

III.2 PARAMETRES GEOMETRIQUES ET DE RELIEFS :**III.2.1 PARAMETRES GEOMETRIQUES :**

Les paramètres géométriques se résument dans la superficie du bassin versant (S), son périmètre (P), son indice de forme ou de compacité (I_F) et le rectangle équivalent avec ses différentes côtes. La détermination de ses paramètres repose sur le tracé du bassin versant sur carte d'état-major avec précision (**Figure III.01**).

III.2.1.1 SUPERFICIE ET PERIMETRE

Le bassin versant de l'Oued Mouzoudj occupe une superficie de **14.5 Km²**, un périmètre de **19 Km** et la longueur du Talweg Principal (L_{TP}) est de **7 Km**.

III.2.1.2 INDICE DE FORME OU DE COMPACITE (GRAVELIUS 1914)

La valeur de cet indice permet d'avoir une idée sur la forme du bassin versant. Il est donné par la formule suivante : $K_c = 0,28 \times \frac{P}{\sqrt{S}}$; **K_c = 1,4**

K_c > 1,12. Nous avons donc un bassin versant est de forme allongée.

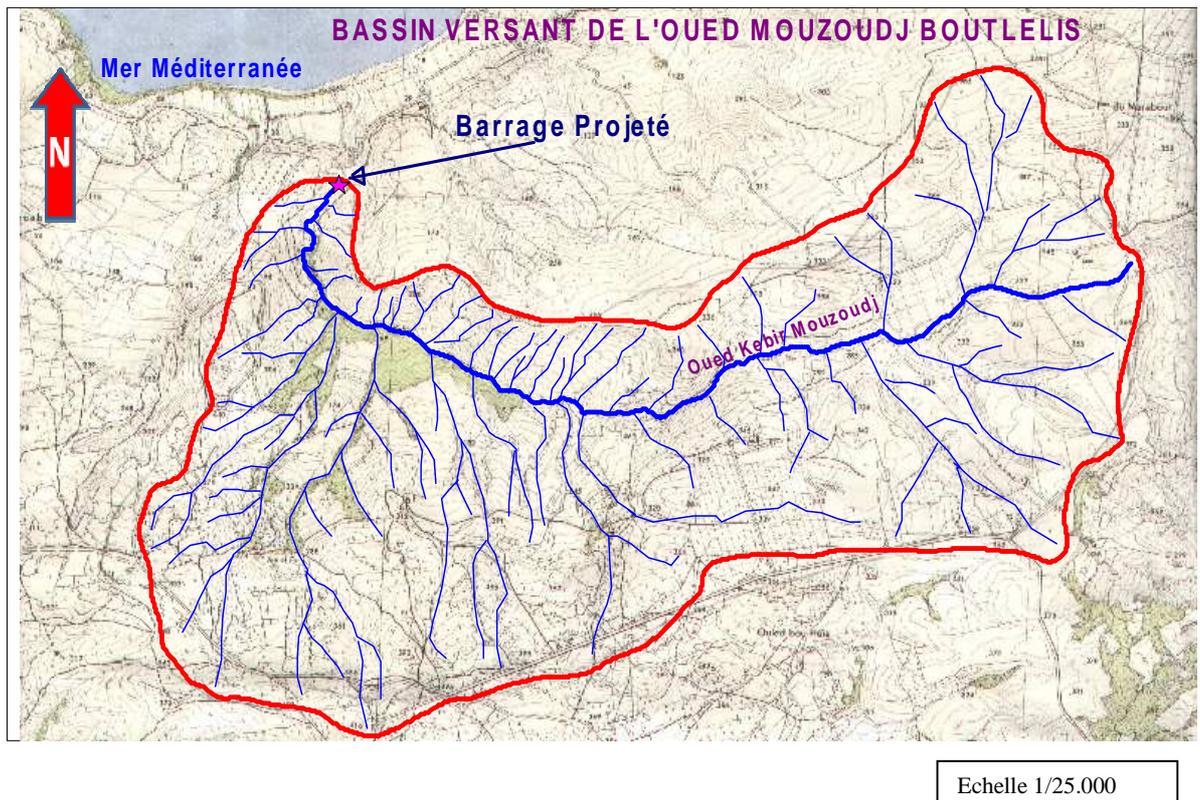


Figure N°III.1 : Bassin versant de la retenue de l’oued Mouzoudj

III.2.1.3 DIMENSIONNEMENT DU RECTANGLE EQUIVALENT

Le dimensionnement du rectangle équivalent (**Figure III.02**) consiste à la détermination de sa largeur (l) et longueur (L) respective. La largeur et la longueur du rectangle équivalent sont données par les relations qui suivent.

$$L = \frac{K_c}{1,12} \times \sqrt{S} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right) ;$$

$$l = \frac{K_c}{1,12} \times \sqrt{S} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right)$$

L = 7 ,6 Km ; l = 1,9K

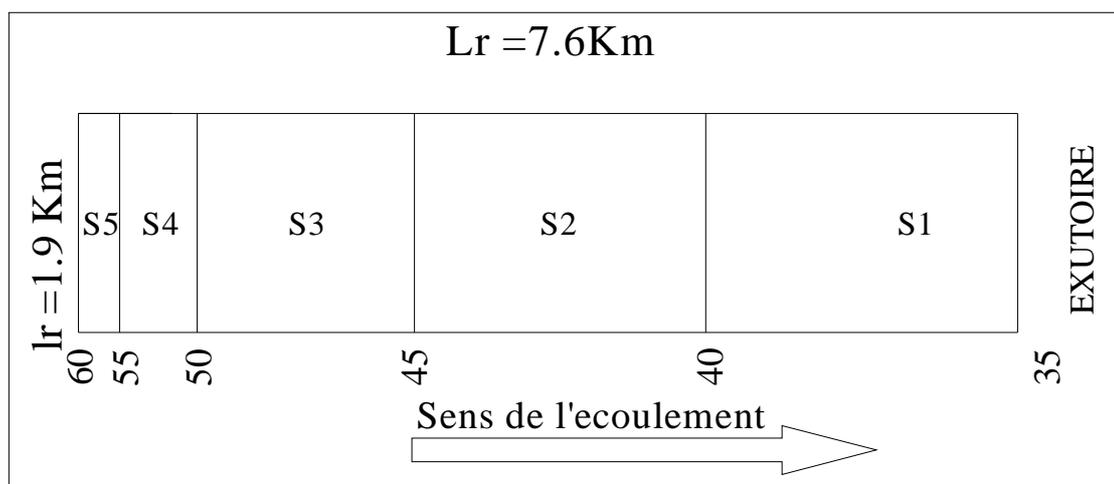


Figure N°III.2: Rectangle Equivalent du Bassin Versant de la Retenue

III.2.2 PARAMETRES DE RELIEF:

Les paramètres de relief se résument dans l'Indice de Pente de Roche (I_p) et l'Indice Global (I_G) qui requièrent la connaissance de la répartition hypsométrique (Figure III.04) et de la Dénivelée Utile (D).

III.2.2.1 COURBE HYSOMETRIQUE:

La courbe hypsométrique (Figure III.03) représente le tracé de la répartition cumulée des pourcentages de la superficie entre les courbes de niveau connues.

Tableau N°III.1 – Répartition hypsométrique

Altitude (m)	Surfaces Partielles	H_i (m)	Surfaces Partielles	Surfaces cumulées
	S_i (km ²)		S_i (%)	(%)
35	0	0	0	0
35-40	0,711	5	4,90	4,90
40-45	1,322	5	9,12	14,02
45-50	2,712	5	18,70	32,72
50-55	3,971	5	27,39	60,11
55-60	5,785	5	39,89	100

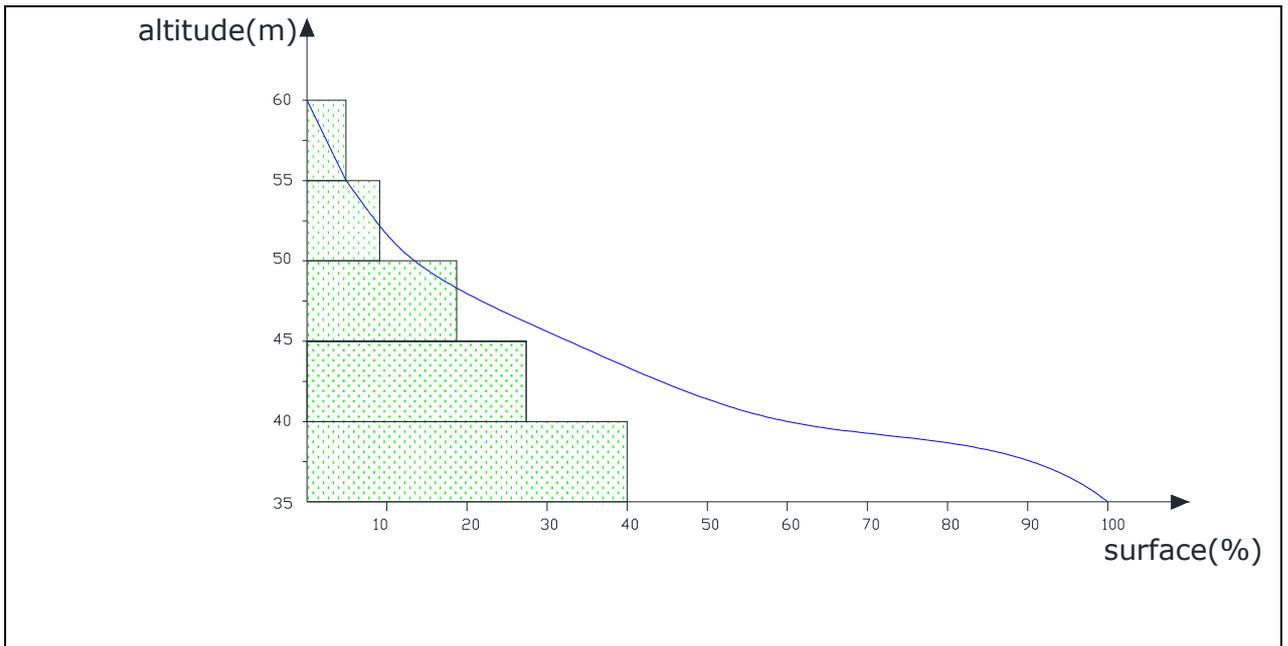


Figure N°III.3– Courbe hypsométrique

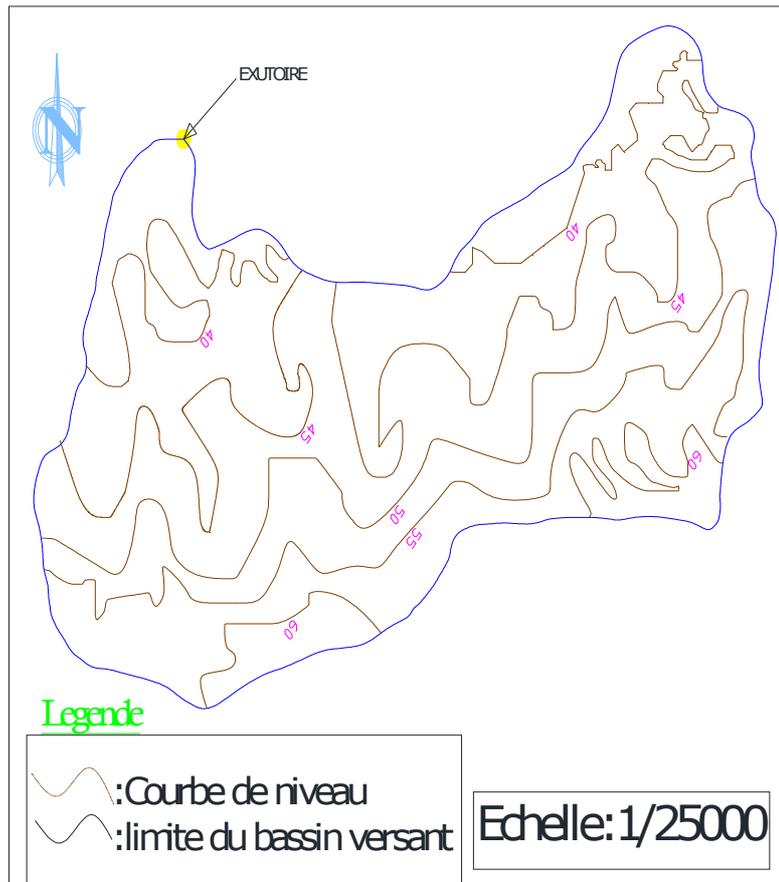


Figure N°III.4– Répartition du bassin versant en surfaces partielles

III.2.2.2 ALTITUDES**III.2.2.2.1 ALTITUDE MOYENNE**

Elle est donnée par la relation : $H_{moy} = \frac{1}{S_T} \sum S_i \times \frac{H_{i-1} + H_i}{2}$

S_i : Surface partielle ;

S_T : Surface totale ;

H_{i-1} : Altitude d'ordre (i-1) ;

H_i : Altitude d'ordre (i).

$H_{moy} = 42,5 \text{ m}$

III.2.2.2.2 ALTITUDE DE FREQUENCE 50 %

Elle est déduite de la courbe hypsométrique:

$H_{50\%} = 42,5 \text{ m}$

III.2.2.2.3 DENIVELEE SPECIFIQUE (D)

La dénivelée spécifique est la différence d'altitudes (H) comprise entre la surface cumulée de 5% ($H_{5\%} = 56 \text{ m}$) et 95% ($H_{95\%} = 37 \text{ m}$) :

$D = H_{5\%} - H_{95\%}$

$D = 19 \text{ m}$

III.2.2.3 INDICE DE PENTE DE ROCHE « IP »

Il est donné par la formule suivante : $I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum \sqrt{S_i \times d_i}$

S_i : Fraction en % de la surface S comprise entre deux courbes de niveau ;

d_i : Distance entre deux courbes de niveau ; **$I_p = 4,7$**

III.2.2.4 INDICE DE PENTE GLOBAL « IG »

C'est le rapport de la dénivelée spécifique D sur la longueur du talweg principal,

il est donné par la relation suivante : $Ig = \frac{D}{L}$

$Ig = 46.9 \text{ m/km} \Rightarrow Ig = 4.69 \%$ Donc on a un indice de pente globale très fort

III.3 PARAMETRES HYDROGRAPHIQUE

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.3.1 CHEVELUE HYDROGRAPHIQUE

Le cours principal d'un oued est alimenté par les affluents les plus importants qui sont eux-mêmes alimentés par des affluents de second ordre, ainsi de suite jusqu'aux ruisselets et petits cours d'eau de tête du bassin formant ce que les cartographes appellent le chevelu. (Figure III.05)

III.3.1.1 CLASSIFICATION DES TALWEGS

Les résultats de la classification des ordres par la méthode de schum sont représentés dans la figure III.5 :

On peut en déduire que :

- ❖ L'ordre du talweg principal est de Quatre (04).

La longueur cumulée totale de tous les talwegs est de 16,14Km

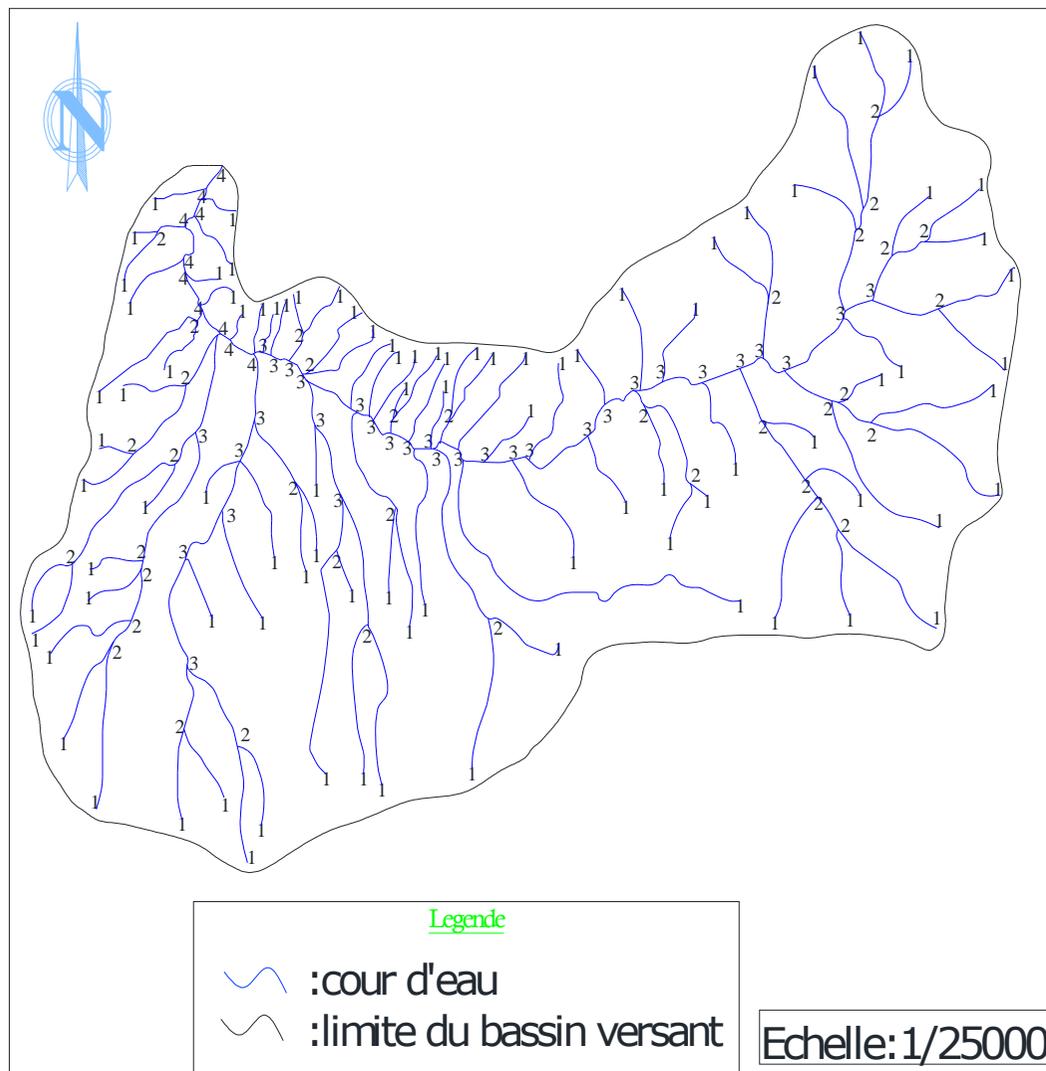


Figure N°III-5: Classification de schum

III.3.1.2 DENSITE DE DRAINAGE

La relation de la densité de drainage est donnée par la formule suivante :

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \quad D_d = 3,4 \text{ Km}^{-1}$$

$\sum L_i$: La longueur totale de tous les talwegs. S: surface totale

Ainsi Le réseau pluvial du bassin versant est bien développé, le bassin en question est donc bien drainé.

III.3.2 COEFFICIENT DE TORRENTIALITE

Il se calcul à partir de la formule suivante : $C_T = D_d \times F_1$

F_1 : Fréquence des talwegs d'ordre 01 ; $F = \frac{N_1}{S}$

N_1 : Nombre de talwegs d'ordre 01 ; $N_1= 166,6 \rightarrow F_1= 11,5 \text{ thalweg/km}^2$

$$C_T = 39,1 \text{ Km}^{-3}$$

III.3.3 TEMPS DE CONCENTRATION

Pour l'estimation du temps de concentration, on calculera à l'aide des relations suivantes :

❖ **KIRPICH** \rightarrow $T_c = 0,945 \times \frac{L^{1,115}}{(H_{\max} - H_{\min})^{0,385}}$

❖ **GIANDOTTI** \rightarrow $t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L_{cp}}{0,8\sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\min}}}$

L : Longueur du talweg principal

S : Superficie du bassin versant

H_{moy} : Altitude moyenne du bassin versant

H_{\max} : Altitude maximale du bassin versant

H_{\min} : Altitude minimale du bassin versant

Tableau N°III.2 - Temps de concentration

Relation	KIRPICH	GIANDOTTI
T_c (heure)	1,7	1,7

III.3.4 Vitesse de ruissellement :

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

Cette vitesse est déterminée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots (III.1)$$

L : Longueur du thalweg principal (Km)

T_c : Temps de concentration (h)

AN : **V_r = 4.2 Km/h**

Les principales caractéristiques morphologiques du bassin versant sont répertoriées dans le tableau suivant :

Tableau N°III.3– Récapitulatif des caractéristiques morphométriques du B.V

Caractéristiques	Désignation	Unité	Valeur
Coordonnées du site du barrage	x	Unités Lambert (m)	165.545
	y		269.876
	z		35,00
Superficie du bassin versant	S	km ²	14.5
Périmètre du bassin versant	P	km	19
Rectangle équivalent	L	km	7,6
	l	km	1,9
Indice de compacité	K _c	-	1,4
Densité de drainage	D _d	km ⁻¹	3,4
Coefficient de torrentialité	C _T	km ⁻³	39,1
Indice de pente globale	I _g	%	46,9
Indice de pente de roche	I _p	-	4,7
Longueur du talweg principal	L _{t,p}	km	7
Longueur de tous les talwegs	L _t	km	16,14
Altitude minimale du B.V	H _{min}	m	35,00
Altitude maximale du B.V	H _{max}	m	69,00
Altitude moyenne du B.V	H _{moy}	m	52,00

III.4-ETUDE CLIMATOLOGIQUES :

PRESENTATION DE LA STATION CLIMATIQUE :

Pour la synthèse climatique, nous avons récoltés les données de précipitations moyennes et maximales(Annexe03) ainsi celle des températures de la station de Bousfer (1964-2004).

Tableau N°III.4 - Données de la station climatique de Bousfer

Nom de la station	Code	Coordonnées		Altitudes (mN.G.A)	Nombre des observations	
		X (Km)	Y (Km)		Ans	période
bousfer	04.03.01	180.35	273.25	84	41	1964-2004

ANRH-Oran

III.4.1 Température :

Le tableau suivant résume les paramètres moyens thermiques estimés à la station d’Oran comme dans les autres stations avoisinantes, extraits des différentes séries d’observations météorologiques et des annuaires édités antérieurement.

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Moyenne
T°C St Mouzaia	23,1	19,1	14,7	11,6	10,8	11,9	13,3	15,2	18,2	21,6	24,7	25,5	17.4

La répartition mensuelle de la température est représentée dans la Figure N° III.6

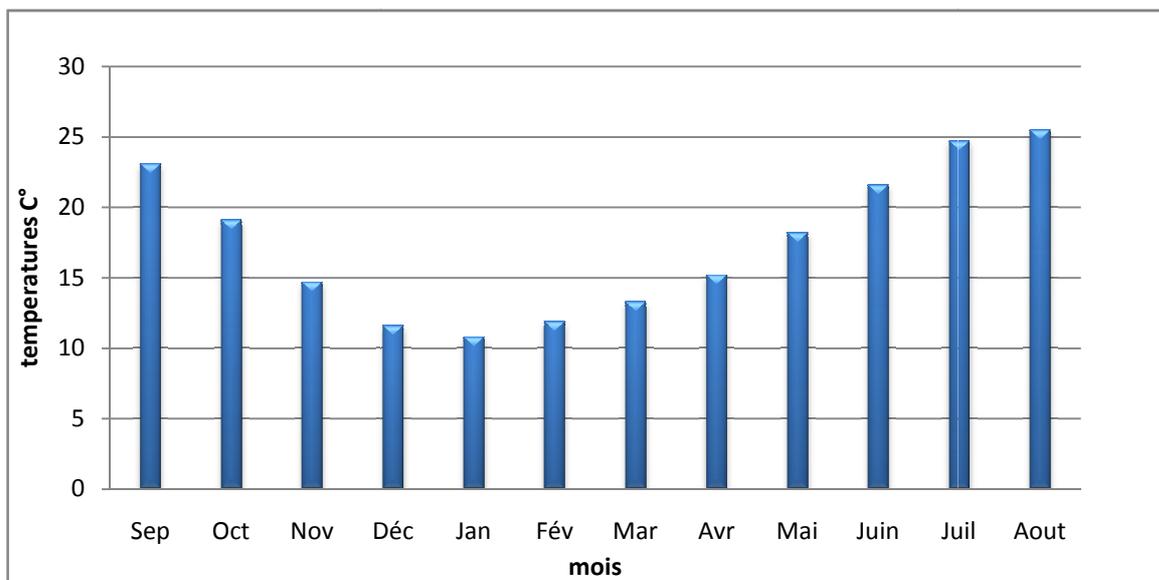


Figure N°III.6: Répartition des températures mensuelle (Station de BOUSFER).

III.4.2 Evaporation :

La répartition mensuelle illustre notamment le type de variations irrégulières dont les écarts par rapport à la moyenne sont nettement considérables pendant la journée. C’est l’effet caractéristique du climat continental qui agit directement sur le comportement des facteurs évaporants. La tranche d’eau évaporée annuellement sur une surface libre est estimée à près de 1222 mm.

Mois	S	O		D	J	F	J	A	M	J	Juil	A	An
ETP mm	130	86	56	42	43	54	85	110	138	154	168	156	1222
ETP (%)	10,6	7,0	4,6	3,4	3,5	4,4	7,0	9,0	11,3	12,6	13,7	12,8	100,0

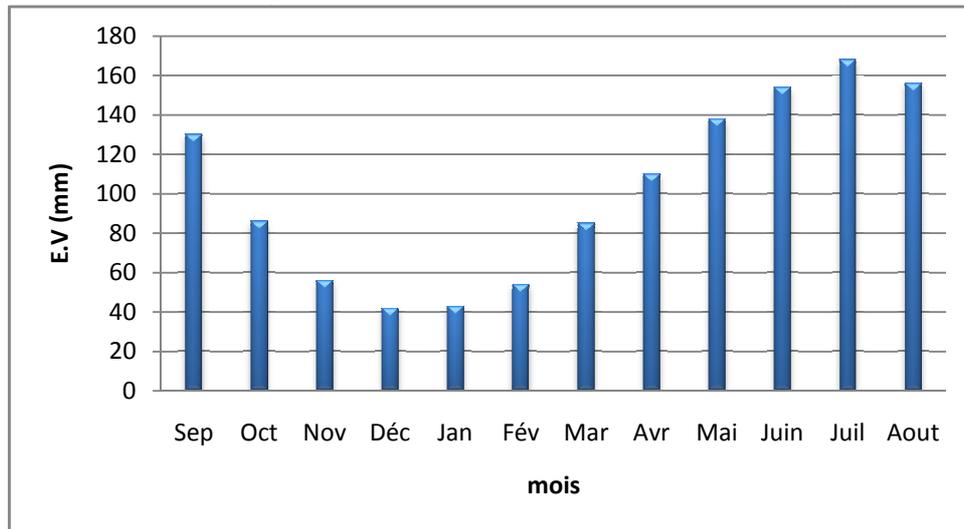


Figure N°III.7: Répartition mensuelle moyenne de l'évaporation.

III.4.3 Le vent:

Les vitesses moyennes mensuelles sont de 3,5 m/s environ, sans grandes variations d'un mois à un autre (les minimales à 3,04 m/s et les maximales à 3,91 m/s).

Tableau N°III.5 : Répartition mensuelle moyenne de la vitesse de vent.

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Vitesse de vent (km/h)	3,48	3,04	3,48	3,51	3,54	3,55	3,91	3,43	3,14	3,58	3,33	3,58

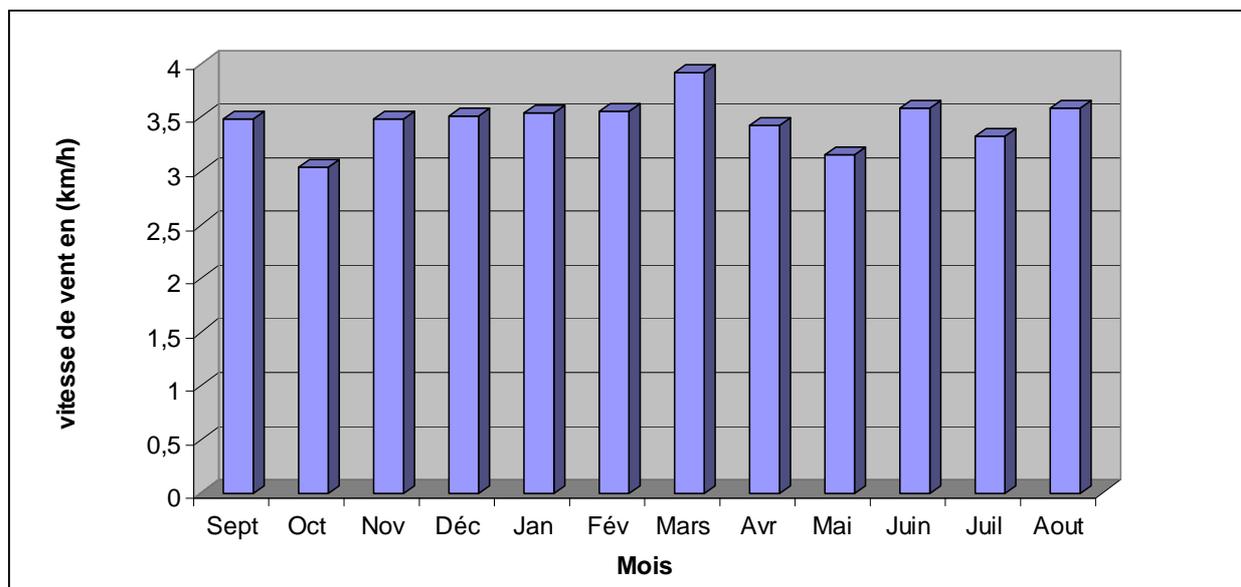


Figure N°III.8: Répartition mensuelle moyenne de la vitesse de vent.

III.4.4 PRECIPITATIONS :

Les précipitations constituent un facteur essentiel pour définir le climat régnant dans la région, ainsi que pour déterminer les crues.

III.4.4.1 PRECIPITATIONS MOYENNES MENSUELLES :

Le **Tableau N°III.6** reproduit les valeurs des pluies moyennes mensuelles, ainsi que leur répartition dans l'année :

Tableau N°III.6 : Répartition mensuelle de la précipitation (Station de BOUSFER) 1940/2004

Mois	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	Somme
P (mm)	9,4	35,9	52,9	72,6	63,0	51,9	39,8	39,0	24,1	6,3	0,4	1,0	396,3
P %	2,4	9,1	13,3	18,3	15,9	13,1	10,1	9,9	6,1	1,6	0,1	0,3	100,0

L'examen des données pluviométriques exprimées dans le tableau précédent et l'histogramme des précipitations permet de tirer les conclusions suivantes :

- ✓ La hauteur des pluies annuelles est de 396.3 mm/an
- ✓ La hauteur des pluies mensuelles varie entre 1.72 mm au mois de juillet : le mois le plus sec de l'année et 79.07 mm au mois de décembre, le mois le plus pluvieux de l'année.
- ✓ La répartition saisonnière des pluies montre que la plus grande partie des précipitations tombe pendant l'hiver avec 42.05% du total annuel des pluies, suivi du printemps et de l'automne, respectivement avec 29.79% et 25.51%.
- ✓ Par contre, l'été est la saison sèche de l'année de type méditerranéen, correspondant à 2.64 % de la pluviosité de l'année.

La répartition mensuelle de la précipitation est présentée dans la **Figure N°III.9**

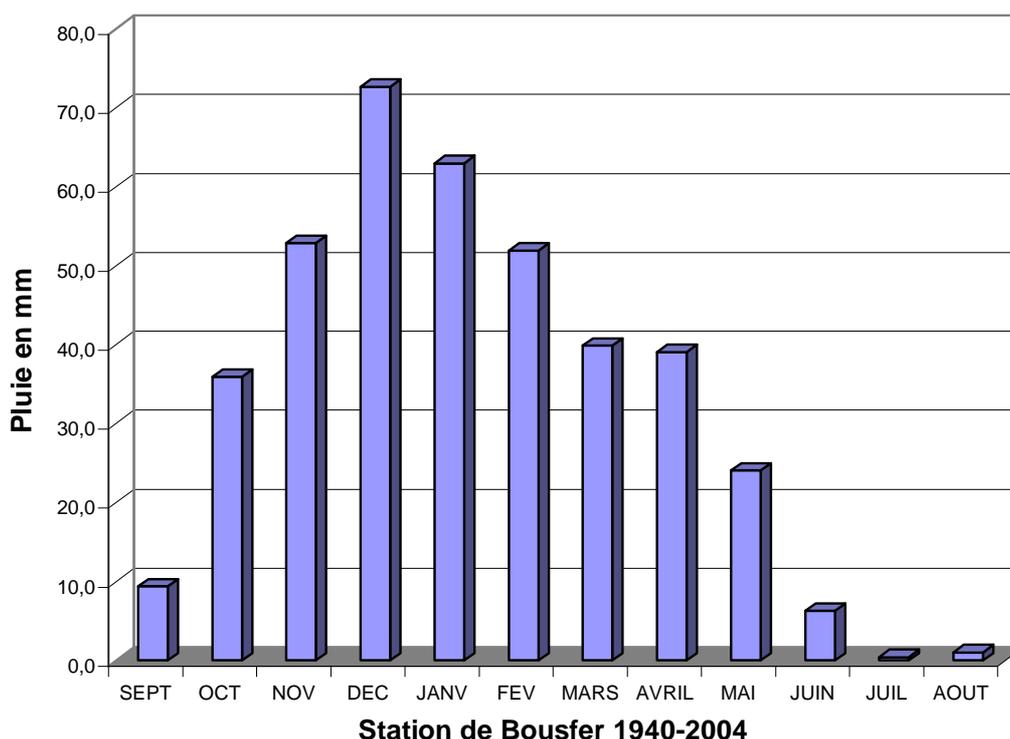


Figure N°III.9: Répartition mensuelle moyenne des Précipitations**III.4.4.2 Les précipitations journalières maximales :**

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie et de période de retour. Et pour notre étude on passe par les étapes suivantes :

- ✓ Classer la série des précipitations par ordre croissant ou décroissant selon qu'on travaille à la fréquence au dépassement ou au non dépassement.
- ✓ Affecter un numéro d'ordre aux valeurs classées ;
- ✓ Calcul de la fréquence expérimentale ;
- ✓ Calcul des caractéristiques empiriques de la série de donnée ;
- ✓ Reporter les points sur papier à probabilité approprié à chaque loi ;
- ✓ Tracer la droite ou la courbe théorique appropriée ;
- ✓ Calculer les quantiles et leur intervalle de confiance.

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

Tableau N°III .7 : Caractéristiques empiriques de la série avec N=37ans

Caractéristiques	Formules	valeurs
La somme des $P_{\max j}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=41} X_i$	1689,2 mm
La moyenne des $P_{\max j}$ en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{N=41} X_i}{N}$	41.2 mm
L'écart type « σ_x » ; Pour $n > 30$ ans	$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{41} (X_i - \bar{X})^2}{N-1}}$	20,2 mm
Coefficient de variation « C_v »	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0,491
Coefficient d'asymétrie « C_s »	$C_s = \frac{\sum_{i=1}^{N=41} (X_i - \bar{X})^3}{(N-1)\sigma^3}$	0,961
L'exposant climatique	$b=0,41$	

L'exposant climatique pour notre région ($b=0.41$) est donné par l'ARNH.

III.5 CHOIX DE LA LOI D'AJUSTEMENT :

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toute fois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée. Pour notre cas on utilise le logiciel HYFRAN.

Les lois d'ajustement choisies sont :

- 1) la loi de GAUSS ou loi Normal
- 2) la loi de GUMBEL.
- 3) la loi de GALTON (log-normal).

III.5.1. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GAUSS :

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

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

U : variable réduite de Gauss. Elle est donnée par : $u = \frac{x - \bar{x}}{\sigma}$ (III.3).

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

Les résultats de l'ajustement par la loi de « Gauss » sont résumés dans le tableau suivant :

- Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de Gauss :

Quantiles : q = F(X) (probabilité au non-dépassement)

T = 1/ (1-q)

Tableau N°III.8 : Ajustement à la loi de Gauss.

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	P _{jmax}	Ecart type	Intervalle de confiance (95%)
10000	0.9999	117	8.99	98.9 134
1000	0.9990	104	7.68	88.7 119
100	0.9900	88.3	6.14	76.3 100
50	0.9800	82.8	5.62	71.8 93.8
10	0.9000	67.2	4.29	58.8 75.6

- Test d'adéquation du Khi-carré :

H₀ : L'échantillon provient d'une loi Normale

H₁ : L'échantillon ne provient pas d'une loi Normale

Tableau IV.6 : Résultats du calcul de l'adéquation.

X ²	p-value	Degrés de liberté	Nombre de classe
18,90	0.002	5	8

Nous devant rejeter H₀ au niveau de signification de 1%

- Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon Station de bousfer :

La comparaison entre les caractéristiques de la loi de Gauss et celles de l'échantillon station de bousfer est résumée dans le tableau suivant :

Tableau N°III.9 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	11.5
Maximum	Aucun	96.4
Moyenne	41.2	41.2
Ecart-type	20.2	20.2
Médiane	41.2	40
Coefficient de variation (Cv)	0.491	0.491
Coefficient d'asymétrie (Cs)	0.00	0.961

Le tracé de la droite de Gauss est représenté sur papier normal comme le montre la figure suivante :

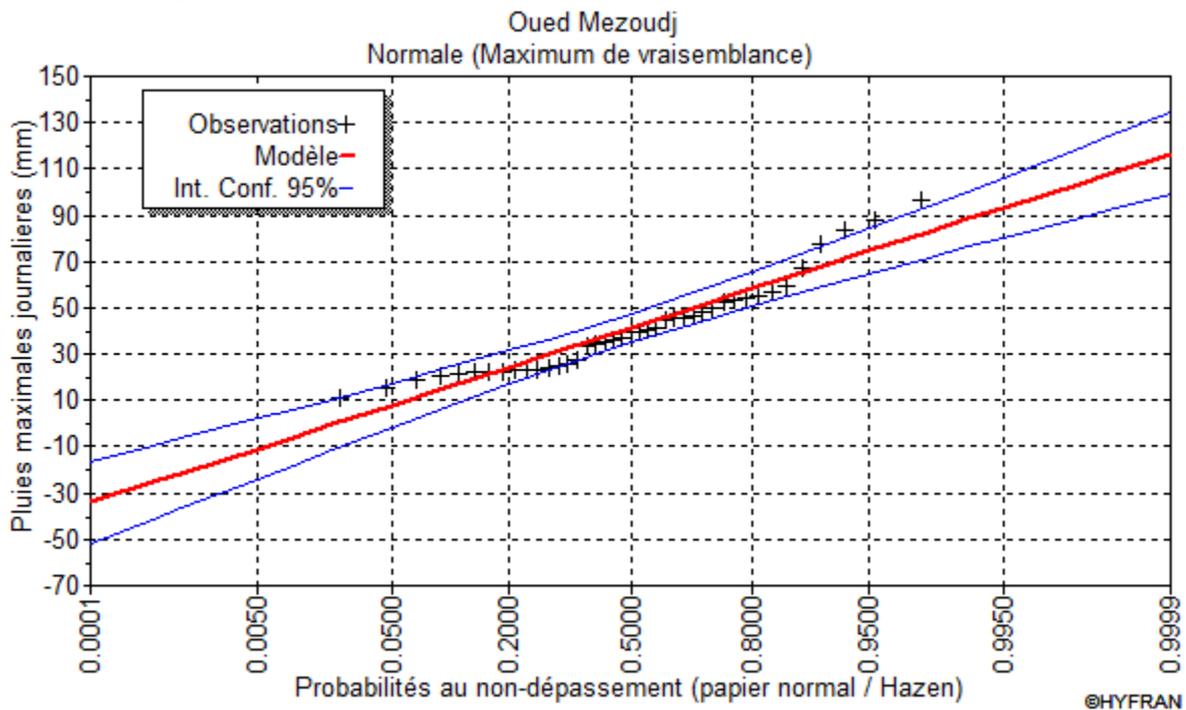


Figure N°III.10 : représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gauss.

III.5.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel:

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

$$F (x) = e^{-e^{-\frac{x - x_0}{\alpha}}} \dots\dots\dots (III.4).$$

Avec : $y = \frac{x - x_0}{\alpha}$

y : variable réduite de Gumbel.

1/α : la pente de la droite de Gumbel.

x : précipitation maximale journalière (mm)

x₀ : paramètre de position (mode).

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

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

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

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n} \dots\dots\dots (III.5).$$

Avec : m : rang de précipitation

n : nombre d’observations (41)

- ✓ calculer la variable réduite de Gumbel donnée par la formule suivante :

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

- ✓ calculer les paramètres d’ajustement « α » et « x₀ »
- ✓ représenter graphiquement les couples (x_i, y_i) sur papier Gumbel.

- Calcul des paramètres de l’ajustement de la loi de Gumbel :

La droite de Gumbel est donnée par la formule :

$$x = \frac{1}{\alpha} y + x_0 \dots\dots\dots (III.6).$$

Avec : (1 / α) : la pente de la droite de Gumbel

Les résultats de l’ajustement par la loi de « Gumbel » sont résumés dans le tableau suivant :

Quantiles : q = F(X) (probabilité au non-dépassement)

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

Tableau N°III.10 : Ajustement à la loi de Gumbel

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	P_{jmax}	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	174	18.5	138 210
1000	0.9990	138	14.2	111 166
100	0.9900	103	9.86	83.5 122
50	0.9800	92.1	8.57	75.3 109
10	0.9000	66.7	5.61	55.7 77.7

- Test d’adéquation du Khi carré :

Hypothèses : H₀ : L’échantillon provient d’une loi Normale

H₁ : L’échantillon ne provient pas d’une loi Normale

Tableau IV.9 : Résultats du calcul de l’adéquation.

X ²	p-value	Degrés de liberté	Nombre de classe
11,49	0,0425	5	8

Nous pouvons accepter H₀ au niveau de signification de 1 %

- Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon Station bousfer:

La comparaison entre les caractéristiques de la loi de Gumbel et celles de l'échantillon station de bousfer est résumée dans le tableau suivant :

Tableau N°III.11: Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	11.5
Maximum	Aucun	96.4
Moyenne	40.9	41.2
Ecart-type	19.8	20.2
Médiane	37.7	40
Coefficient de variation (Cv)	0.483	0.491
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	0.961

Le tracé de la droite de Gumbel est représenté sur papier normal comme le montre la figure suivante :

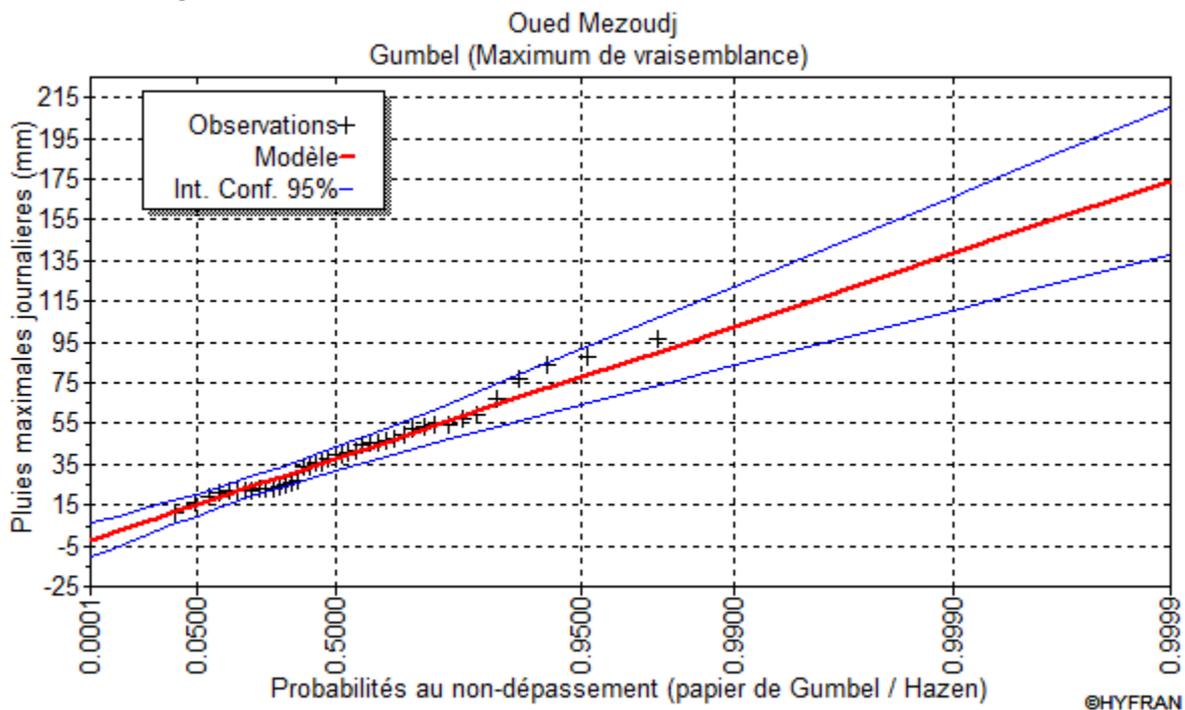


Figure N°III.11 : représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel.

III.5.3. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (log-normale) :

Ce procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de Gumbel, seul la représentation graphique change ou elle est faite sur du papier log-normale, comme le montre la figure II.13.

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

$$F (X) = \frac{1}{\sqrt{2 \Pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots(III.7)$$

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

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

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

$$\text{Log } X = \frac{\sum_{i=1}^{38} \overline{\text{Log } X_i}}{N} \dots\dots\dots (III.8)$$

Les résultats de l'ajustement par la loi de Log- Normal « Galton » sont résumées dans le tableau II.20.

Quantiles : q = F(X) (probabilité au non dépassement)

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

Tableau N°III.12 : Ajustement à la loi de Galton (Log-normale).

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	Pjmax	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	229	50.1	131 327
1000	0.9990	168	31.4	107 230
100	0.9900	115	17.2	81.6 149
50	0.9800	101	13.8	73.9 128
10	0.9000	69.0	7.20	54.9 83.1

- Test d'adéquation du Khi carré :

Hypothèses : - H₀ : L'échantillon provient d'une loi Normale

- H₁ : L'échantillon ne provient pas d'une loi Normale

Tableau IV.12 : Résultats du calcul de l'adéquation.

X ²	p-value	Degrés de liberté	Nombre de classe
11.49	0.0425	5	8

Nous pouvons accepter H₀ au niveau de signification de 1 %

- Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon Station de bousfer:

La comparaison entre les caractéristiques de la loi de Gumbel et celles de l'échantillon station de bousfer est résumée dans le tableau suivant :

Tableau N°III.13 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0,00	11.5
Maximum	Aucun	96.4
Moyenne	41.5	41.2
Ecart-type	21.7	20.2

Médiane	36.7	40
Coefficient de variation (Cv)	0.524	0.491
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.71	0.961

Le tracé de la droite de Galton est représenté sur papier normal comme le montrent la figure suivante :

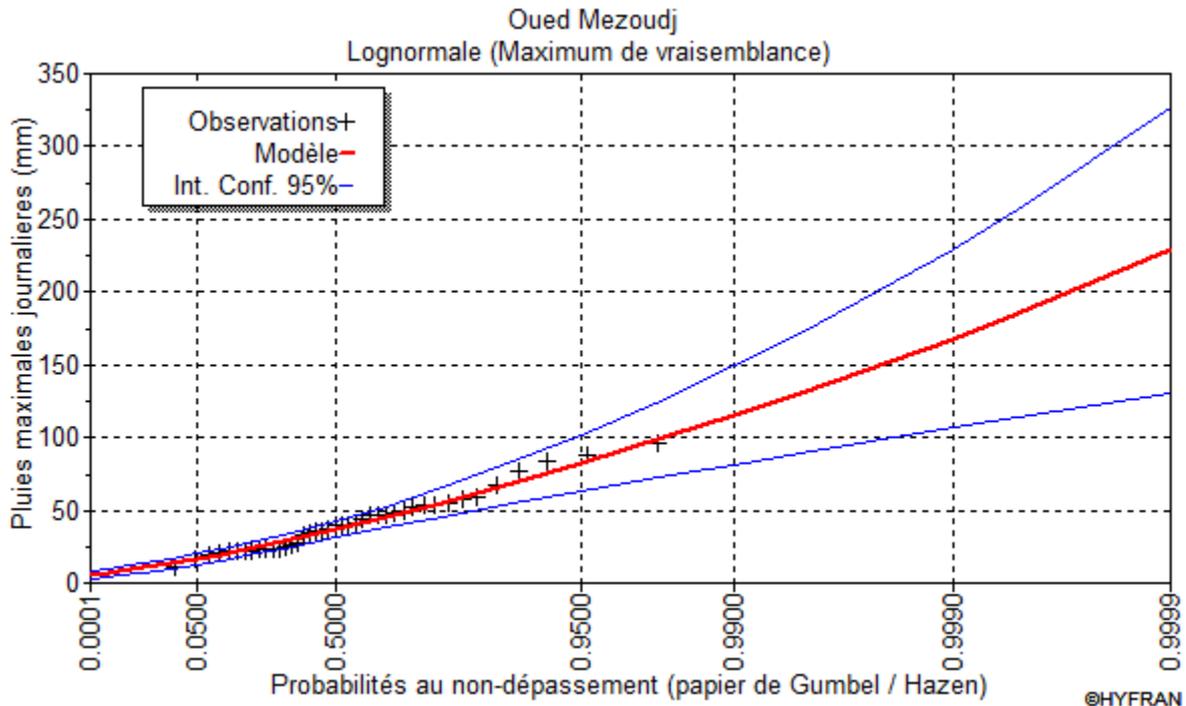


Figure N°III.12: représentation graphique de l'ajustement à la loi de Galton.

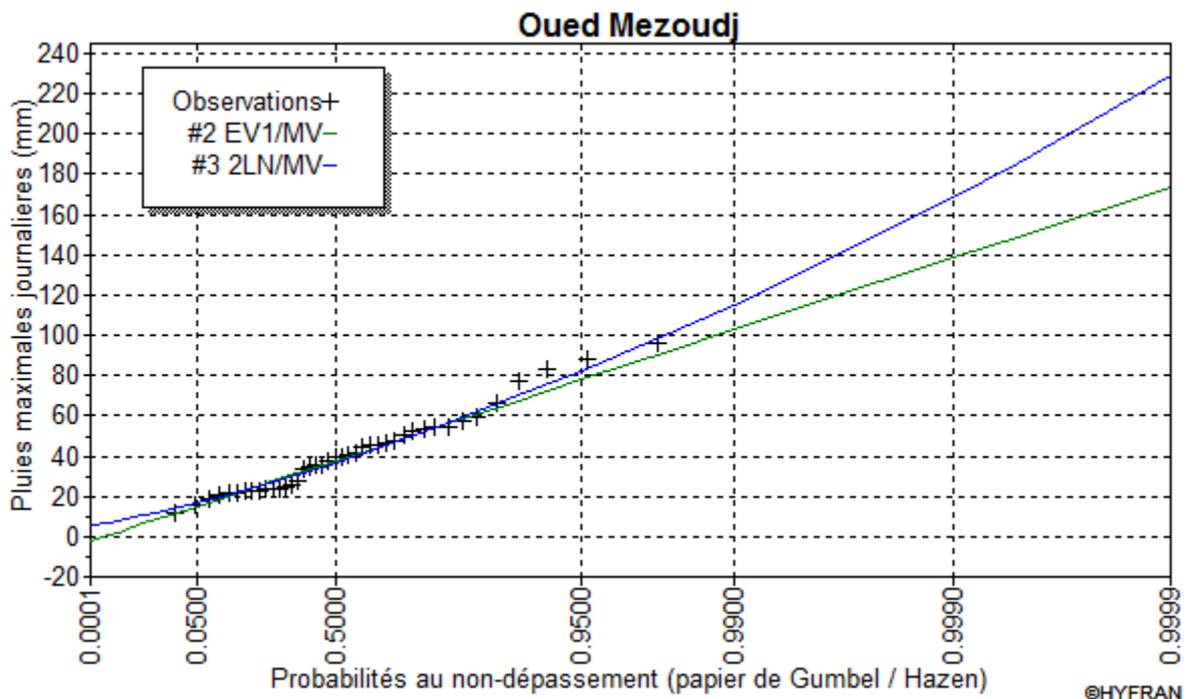


Figure N°III.13: la comparaison graphique entre les trois lois (Galton et Gumbel)

Conclusion :

D'après les schémas ; on trouve que la série des pluies maximales journalières suit la loi log normale « GALTON », les résultats de GALTON sont à considérer pour la suite de notre travail.

III.5.4. La pluie de courte durée de différentes fréquences et leurs intensités :

Pour une période donnée (24 h) et une fréquence donnée, on peut estimer les pluies de courtes durées par la formule de Montanami

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

Avec : $P_{max.t.p\%}$: Pluie de courte durée de même fréquence que $P_{max.j.p\%}$ (mm).

$P_{max.j.p\%}$: Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée (mm).

t : Temps [heure].

b : Exposant climatique, pour notre région $b = 0,41$.

L'intensité : $I_0 = P_{max.t.p\%} / t$ (III.9).

Les résultats de calcul de $P_{max.t.p\%}$ et I_0 sont donnés dans le Tableau suivant :

Tableau N°III.14: Pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités.

periode de retour	10000		1000		100		50		10	
Fréquence	0,01		0,1		1		2		10	
P _{maxi,p} (%)	229		168		115		101		69	
Temps (h)	Pmaxt,p % (mm)	I ₀ (mm/h)								
0,5	46,83	93,66	34,36	68,71	23,52	47,03	20,65	41,31	14,11	28,22
1	62,22	62,22	45,65	45,65	31,25	31,25	27,44	27,44	18,75	18,75
1,7	77,35	45,50	56,74	33,38	38,84	22,85	34,11	20,07	23,30	13,71
2	82,67	41,34	60,65	30,33	41,52	20,76	36,46	18,23	24,91	12,46
3	97,63	32,54	71,62	23,87	49,03	16,34	43,06	14,35	29,42	9,81
4	109,85	27,46	80,59	20,15	55,16	13,79	48,45	12,11	33,10	8,27
5	120,37	24,07	88,31	17,66	60,45	12,09	53,09	10,62	36,27	7,25
6	129,72	21,62	95,16	15,86	65,14	10,86	57,21	9,54	39,08	6,51
7	138,18	19,74	101,37	14,48	69,39	9,91	60,94	8,71	41,63	5,95
8	145,95	18,24	107,08	13,38	73,30	9,16	64,37	8,05	43,98	5,50
9	153,18	17,02	112,37	12,49	76,92	8,55	67,56	7,51	46,15	5,13
10	159,94	15,99	117,33	11,73	80,32	8,03	70,54	7,05	48,19	4,82
11	166,31	15,12	122,01	11,09	83,52	7,59	73,35	6,67	50,11	4,56
12	172,35	14,36	126,44	10,54	86,55	7,21	76,01	6,33	51,93	4,33
13	178,10	13,70	130,66	10,05	89,44	6,88	78,55	6,04	53,66	4,13
14	183,60	13,11	134,69	9,62	92,20	6,59	80,97	5,78	55,32	3,95
15	188,86	12,59	138,55	9,24	94,84	6,32	83,30	5,55	56,91	3,79
16	193,93	12,12	142,27	8,89	97,39	6,09	85,53	5,35	58,43	3,65
17	198,81	11,69	145,85	8,58	99,84	5,87	87,68	5,16	59,90	3,52
18	203,52	11,31	149,31	8,29	102,21	5,68	89,76	4,99	61,32	3,41
19	208,08	10,95	152,66	8,03	104,50	5,50	91,77	4,83	62,70	3,30
20	212,51	10,63	155,90	7,79	106,72	5,34	93,73	4,69	64,03	3,20
21	216,80	10,32	159,05	7,57	108,87	5,18	95,62	4,55	65,32	3,11
22	220,97	10,04	162,11	7,37	110,97	5,04	97,46	4,43	66,58	3,03
23	225,04	9,78	165,09	7,18	113,01	4,91	99,25	4,32	67,81	2,95
24	229,00	9,54	168,00	7,00	115,00	4,79	101,00	4,21	69,00	2,88

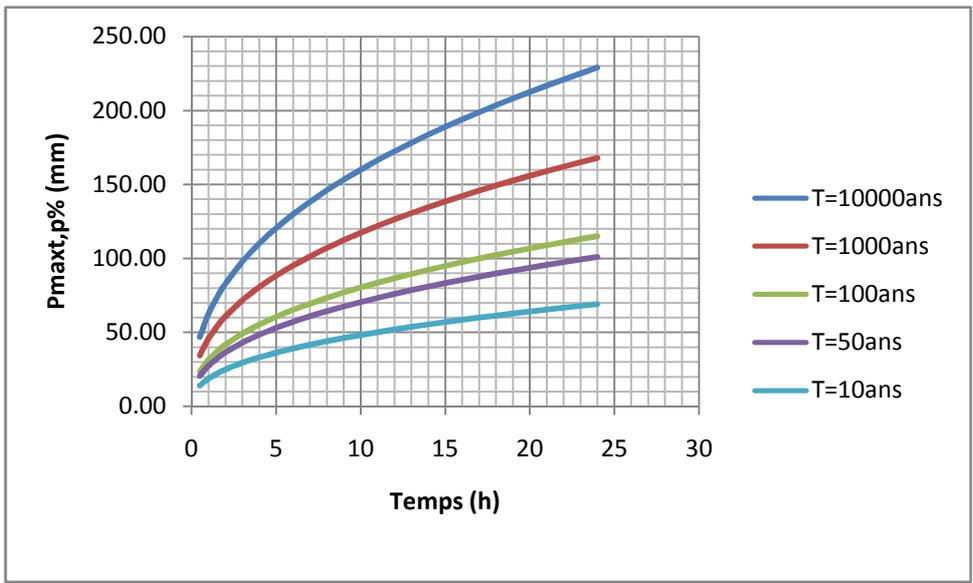


Figure N°III.14 : Pluies de Courtes durées

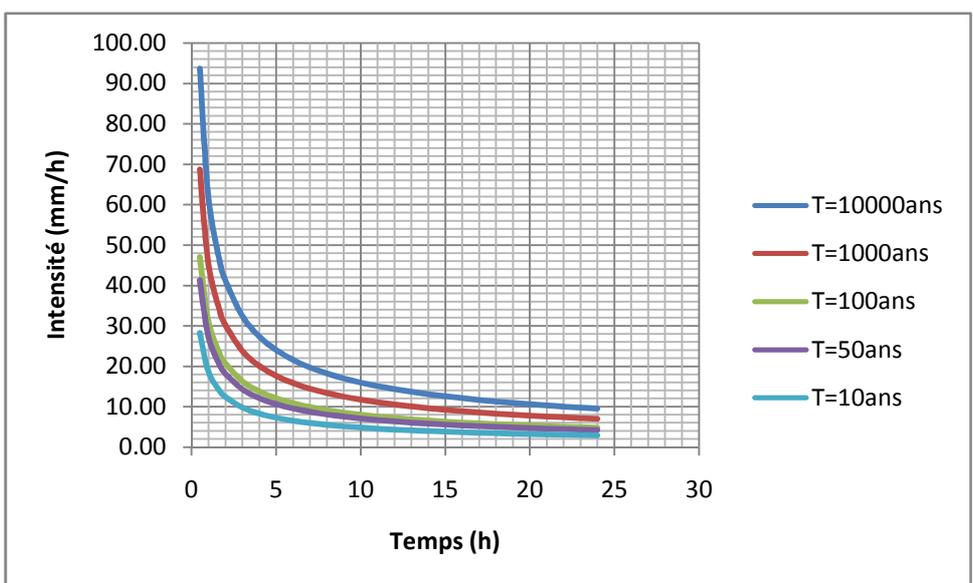


Figure N°III5 : Intensité –Durée

III.6 ETUDES DES APPORTS :

III.6.1 DETERMINATION DES APPORTS LIQUIDES :

III.6.1.1 APPORT MOYEN ANNUEL:

III.6.1.2 Formule de MEDINGUER:

On a:

$$L_e = 1,024 (P_{\text{moy}} - 0.26)^2 \dots \dots \dots (III.10).$$

L_e : Lamme d'eau écoulée (mm).

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

AN : $L_e = 0.0190 \text{ m}$

Et le rapport sera donc :

$$A_0 = L_e * S$$

AN : $A_0 = 0.276 \text{ Hm}^3$

III.6.1.3 FORMULE DE TURC :

$$L_e = P_{\text{moy}} - D \dots \dots \dots (III.11).$$

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (mm).

D : Déficit de l'écoulement (mm).

$$D = \left[\frac{P_{\text{moy}}}{\sqrt{0.9 + \left(\frac{P_{\text{moy}}}{L}\right)^2}} \right] (\text{mm}) \dots \dots \dots (III.12)$$

L : Variable théorique $L = 300 + 25 T_{\text{moy}} + 0.05 (T_{\text{moy}})^3$.

T_{moy} : Température moyenne annuelle

AN : $L = 998.40$; $D = 385.36 \text{ mm}$, $L_e = 10.94 \text{ mm}$

$A_0 = 0.159 \text{ Hm}^3$

III.6.1.4 Formule de SAMIE:

$$L_e = P_0^2 (293 - 2.2 \sqrt{S}) \dots \dots \dots (III.13).$$

$L_e = 44.70 \text{ mm}$

$A_0 = L_e . S$

AN : $A_0 = 0.648 \text{ Hm}^3$.

III.6.1.5 Formule de J-DERRY(1977):

$M_0 = 11.8 . P_{\text{moy}}^{2.82}$ avec $A_0 = M_0 . S . T$

$M_0 = 0.868 \text{ l/s/km}$

Avec :

M_0 : module spécifique moyen (l/s/km²)

A_0 : apport moyen en (10⁶m³)

S : surface en (km²)

P : précipitation moyenne en (m)

AN : $A_0 = 0,396 \text{ hm}^3$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau N°III.16 :

Tableau N° III.15: Récapitulatif des résultats des apports.

FORMULE	A_0 (M M ³)
ANRH	0,725
MEDINGUER	0.276
TURC	0.159
SAMIE	0.648
J-DERRY(1977)	0,396

❖ Conclusion :

Vu les résultats des différentes méthodes qui varient d'une méthode à une autre. On a choisi la plus commode donc on adopte pour $A_0 = 0,396 \text{ Mm}^3$ donnée par la formule de J-DERRY.

III.6.2 APPORT FREQUENTIEL:

Il nous permet une irrigation de huit (08) années sur dix (10). Il est déterminé par le biais de la formule de Galton donnée par :

$$A_{pp80\%} = \frac{A_0}{\sqrt{Cv^2 + 1}} e^{-u \sqrt{\ln(Cv^2 + 1)}}$$

U : variable de Gauss (pour une fréquence de 80%, $u = 0,84$).

C_v : coefficient de variation, dépendant du module M_0 (apport en l/s.Km²).

$$C_{vq} = \frac{0.93}{M_0^{0.23}} \text{ Avec : } M_0 = 0,866 \text{ l/s. Km}^2$$

$$Cv = 0.673 \rightarrow A_{pp80\%} = 196606,525 \text{ m}^3/\text{an}$$

III.6.3 ETUDE DES APPORTS SOLIDES:

Sachant que les transports solides en suspension et charriés des cours d'eau sont susceptibles de diminuer le volume utile des retenues, il est donc nécessaire de les étudier. L'apport solide moyen annuel (A_s) est déterminé par les relations empiriques, que nous présentons ci-dessous :

III.6.3.1 FORMULE DE TIXERONT(LE P.N.UD. /O.P.E. MAI 1987)

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

$$T_s = \alpha \cdot L_0^{0.15} \dots\dots\dots (III.14)$$

Avec :

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

L_0 : la lame écoulée en (mm).

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, $\alpha=350$ (moyenne à faible).

AN : **$T_s=713,66$ (t/Km²/an)**

III.6.3.2 FORMULE DE FOURNIER

$$T_a = \frac{1}{36} \left(\frac{P_m^2}{P_A} \right)^{2,65} \left(\frac{h^2}{S} \right)^{0,46} \dots\dots\dots (III.15)$$

Avec :

T_a : Taux d'abrasion en (t/Km²an)

P_m : Pluie mensuelle moyenne annuelle du moins le plus pluvieux =79,07mm;

P_A : Pluie moyenne annuelle = 493.74mm;

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

H_{max} : Altitude maximale = 741m;

H_{min} : Altitude minimale = 313m;

S : Surface du bassin versant = 3,02Km.

AN: $P_m= 79,07$ mm

$P_A=493.74$ mm

$h= 741$ m.

$S=3,02$ Km². D'où: **$T_a=1763,88$ t/Km²/an**

III.6.3.3 Formule de Tixeron-Sogreah:

$$T_a = 75 \times Y^{0.15} \dots\dots\dots (III.16)$$

Avec:

Y: lame d'eau écoulée de l'apport moy annuel ($L_e = 115.56$ mm)

$T_a = 152.93$ t/km².an

III.6.3.4 VALEUR DE L'APPORT SOLIDE

Résumons les résultats obtenus dans le tableau suivant :

Tableau N°III.16 Apports Solides

Méthode	Transport Solide (Tonne/km ² .an)
Tixeront	713,66
M. Fournier	1763,88
Tixeront- Sogreah	152.93

❖ **Conclusion :**

La formule de Tixeront est utilisée pour l'évaluation du taux de dégradation spécifique

L'apport solide est donc à l'ordre de :

$$A_s = 713,66 \text{ Tonne/Km}^2 \cdot \text{an}$$

III.7 VOLUME MORT:

En considérant que 30% des matériaux solides transitent par les ouvrages d'évacuation et que pour une durée d'exploitation de 20 ans, le volume mort est de :

$$V_{\text{mort}} = V_s (1-a\%)$$

Avec, V_s : volume des sédiments qui est égale à :

$$V_s = \frac{E_s \cdot T}{\gamma_s} S$$

- E_s : taux d'abrasion, il est de 200 t/Km²/an.
- S : surface du bassin versant (14.5Km²).
- T : durée d'exploitation de l'ouvrage (20an).
- γ_s : masse volumique de la vase $\gamma_s = 1,35 \text{ t/m}^3$.

D'où

$$V_s = 42\,933,33 \text{ m}^3$$

Donc $V_{\text{mort}} = 30000,00 \text{ m}^3$

III.8 DEBIT DE CRUES MAXIMAL:

III.8.1 METHODE DE RATIONNELLE DE TURAZZA:

On a : $Q_{\text{max}\%} = \frac{C * I_t * S}{3.6} \dots\dots\dots (III.17)$

S : Superficie du bassin versant (Km²).

C : Coefficient de ruissellement en fonction de la probabilité donnée.

I_{tc} : Intensité des pluies pendant une durée égale au temps de concentration pour une fréquence donnée (mm/h).

Tableau N°III.17: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour
(Formule de TURRAZA).

PERIODE DE RETOUR (AN)	1000	100	50	10
C	0,8	0,7	0,65	0,55
I _{tc}	33.38	22.85	20.07	13.71
Q _{max} (m ³ /s)	107.55	64.42	52.54	30.37

Les résultats de calcul par les différentes formules sont donnés dans le Tableau N°III.23.

Tableau N°III.18: Récapitulatif des résultats de débit de crue.

FORMULE	Q _{1%} (M ³ /S)	Q _{2%} (M ³ /S)	Q _{5%} (M ³ /S)	Q _{10%} (M ³ /S)
Mallet - Gauthier	71.71	58.35	53.68	40.83
Sokolovsky	78.05	44.52	37.15	19.36
Turraza	107.55	64.42	52.54	30.37

III.8.2 METHODE DE SOKOLOVSKY:

On a :
$$Q_{\max p\%} = \frac{0.28 * (Pct - H_0) * \alpha_{p\%} * F * \bar{S}}{T_m} \dots\dots\dots (III.18)$$

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

α_{p%} : coefficient de ruissellement de la crue probable pour une période donnée ;

$$\alpha_{p\%} = \frac{\sqrt{Pct\%} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{Pct\%} + \sqrt{H_0}}$$

F : Coefficient de forme de la crue :
$$F = \frac{12}{4 + 3\gamma}$$

- ✓ Pour S < 50 Km² γ = 2
- ✓ Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable 2 ≤ γ ≤ 2.5
- ✓ Pour un bassin boisé avec un sol perméable 3 ≤ γ ≤ 4

On prend : γ = 2 D'où : **F = 1.2**

S : Superficie du bassin (Km²).

T_m=T_c=1.7 h.

Les résultats de calcul sont inscrits dans le Tableau N°III.21.

Tableau N°III.19 : Débit maximum de crue pour différentes périodes de retour

(Formule de SOKOLOVSKY).

PERIODE DE RETOUR (AN)	1000	100	50	10
Fréquence	0.1%	1%	2%	10%
P _{ct} (mm)	56,74	38,84	34,11	23,30
α _p %	0,48	0,40	0,38	0,29
Q _{max p%} (m ³ /s)	78.05	44.52	37.15	19.36

III.8.3 METHODE DE MALLET GAUTIER:

On a: $Q_{\max p\%} = 2K \log (1+20.P_{\text{moy}}) \cdot \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1+4\log T - \log S} \dots\dots\dots (III.19)$

Q_{maxp%}: Débit maximum pour une fréquence donnée (m³/s).

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

S : Superficie du bassin versant (3.02Km²).

L : Longueur de cours d'eau principal (3,37Km).

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

On prend K = 2.

T : Période de retour (an).

Le Tableau N°III.20 nous donne tous les résultats de calcul.

Tableau N°III.18 : Débit maximum de crue pour différent période de retour (Formule de MALLET-GAUTHTER).

PERIODE DE RETOUR	1000	100	50	10
Fréquence	0.1%	1%	2%	10%
Q _{max} (m ³ /s)	71.71	58.35	53.68	40.83

Les résultats de calcul par les différentes formules sont donnés dans le Tableau N°III.23.

Tableau N°III.20 : Récapitulatif des résultats de débit de crue.

FORMULE	Q_{1%} (M³/S)	Q_{2%} (M³/S)	Q_{5%} (M³/S)	Q_{10%} (M³/S)
Mallet - Gauthier	71.71	58.35	53.68	40.83
Sokolovsky	78.05	44.52	37.15	19.36
Turraza	107.55	64.42	52.54	30.37

❖ **Conclusion :**

On prend le débit de crue calculé par La formule de **SOKOLOVSKY**, car elle est proche de la moyenne

III.8.5 HYDROGRAMME DE CRUE:

L'hydrogramme de crue est une identité de la crue, il nous donne les caractéristiques principales de la crues telles que:

- Le volume de la crue.
- La durée de la crue.
- Le débit maximum de la crue (débit de pointe).

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

a) Pour le temps de montée:

$$Q_{\text{montée}} = Q_{\text{max}} \left(\frac{t}{t_m} \right)^2 \dots\dots\dots (III.20)$$

$T_m = t_c$: Temps de montée.

b) Pour la décrue:

$$Q_{\text{déc}} = Q_{\text{max}} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^3 \dots\dots\dots (III.21)$$

Avec: $t_d = \delta t_m$ (Sokolovski)

δ : Coefficient dépendant des caractéristiques du bassin versant ,il est pris en général compris entre (2 — 4) , celui-ci est fonction du cours d'eau (longueur), de la perméabilité et du boisement du bassin, on prend $\delta=2$.

Les résultats de calcul des débits de la crue pour les différentes périodes de retour (100; 50 ; 20 ; 10) ans, sont donnés dans le Tableau N°III.25.

Tableau N°III.21 : débits fréquents pour la construction des hydrogrammes de crue.

Temps	Qmax(1000an)	Qmax (100an)	Qmax (50an)	Qmax(10an)
(h)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)
0	0	0	0	0
0,25	0,41869	0,96280	0,80342	1,68793
0,5	1,67474	3,85121	3,21367	6,75173
0,75	3,76817	8,66522	7,23075	15,19139
1	6,69896	15,40484	12,85467	27,00692
1,25	10,46713	27,07007	20,08542	42,19831
1,5	15,07266	42,6609	28,92301	60,76557
1,7	19,36000	60,40	37,15000	78,05000
1,9	16,14056	45,11661	30,97220	69,13772
2,1	13,29941	32,58315	25,52030	60,76557
2,3	10,81291	25,86523	20,74895	52,93356
2,5	8,65742	19,90850	16,61277	45,64170
2,7	6,80930	15,65857	13,06640	38,88997
2,9	5,24489	12,06109	10,06445	32,67837
3,1	3,94057	9,06167	7,56157	27,00692
3,3	2,87267	6,60596	5,51239	21,87561
3,5	2,01757	4,63958	3,87152	17,28443
3,7	1,35161	3,10815	2,59362	13,23339
3,9	0,85116	1,95732	1,63330	9,72249
4,1	0,49257	1,13271	0,94520	6,75173
4,3	0,25220	0,57995	0,48394	4,32111
4,5	0,10640	0,24467	0,20416	2,43062
4,7	0,03152	0,07249	0,06049	1,08028
4,9	0,00394	0,00906	0,00756	0,27007
5,1	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000

III.8.5 CHOIX DE LA CRUE DE PROJET:

La crue de projet ; c'est la crue maximale que l'ouvrage doit avoir l'aptitude de l'évacuer pour une fréquence considéré sans dommage ; ceci est choisi en fonction de la taille, l'importance de l'ouvrage à réaliser et en fonction de l'aspect économique de la construction et surtout les risques des crues à l'aval.

On opte pour une crue de projet qui correspondante au période de retour de 100 ans c'est-à-dire $Q1\% = 44,52 \text{ m}^3/\text{s}$.

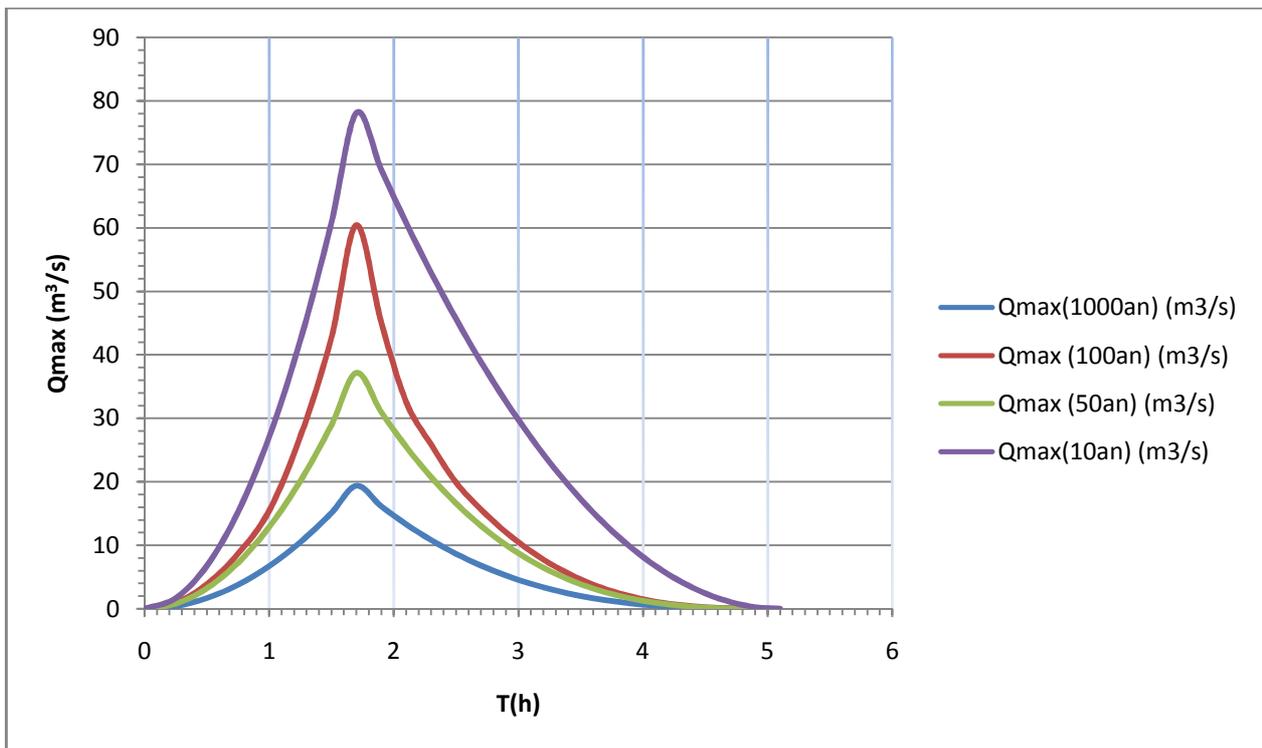


Figure N°III.16: Hydrogramme de crue de projet a une période de retour 100 ans.

Nous considérons que la valeur maximale de l'hydrogramme de crue corépondante la plus proche de la valeur moyen et on prend comme un débit de projet : $Q_{\max} = 60,40 \text{ m}^3/\text{s}$

III.9 REGULARISATION :

La régularisation de l'écoulement peut être définie comme le processus au moyen duquel on transforme le régime de l'écoulement naturel en l'adaptant aux nécessités du consommateur de manière qu'on puisse analyser le bilan apport-besoin.

La régularisation de l'écoulement est l'accumulation de l'eau dans les périodes d'excès pour l'utiliser dans les périodes de déficit.

III.9.1 REPARTITION MENSUEL DE L'APPORT 80% :

La répartition des apports mensuels est constituée par les apports de l'oued Mouzoudj.

Tableau N°III.22: Répartition mensuelle de l'apport 80%

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Année
(%)	2,4	9,1	13,3	16,3	15,9	13,1	10	9,8	6,1	1,60	0,1	0,3	100
Total ($10^3 \text{ m}^3/\text{an}$)	10.0 8	32.22	55.86	76.8 6	66.7 8	55.0 2	42.0 0	41.1 6	25.6 2	6.72	0.42	1.26	420

III.9.1.1 ESTIMATION DES BESOINS EN IRRIGATION:

Les besoins en irrigation dépendent du climat, de la pédologie, des cultures, des assolements et du système d'irrigation. Nous considérons des besoins de l'ordre 6000 m³/ha, la surface totale à irriguer est dans les environs de 27,5 ha, le volume d'eau perdu sur cette surface est de :

$$V_{\text{Irrig}} = 5710\text{m}^3/\text{an}$$

Nous résumons dans le tableau suivant la demande en eau pour l'irrigation :

Tableau N°III.23- Variation mensuelle des besoins en irrigation

Mois	Besoin en Irrigation		
	%	10 ³ m ³ /ha	m ³
Septembre	3,5	0,21	1724,33
Octobre	1,70	0,10	1465,68
Novembre	1,10	0,01	948,38
Décembre	0,00	0,00	0,00
Janvier	0,00	0,00	0,00
Février	0,00	0,00	0,00
Mars	4,00	0,24	3448,65
Avril	9,60	0,58	8276,76
Mai	16,00	0,96	13794,60
Juin	18,00	1,08	15518,93
Juillet	24,60	1,48	21209,20
Août	22,50	1,35	19398,66
Total	100	5,71	86.216,26

III.9.2 REGULARISATION SANS TENIR PERTE:

La régularisation peut être saisonnière ou interannuelle, suivant le bilan apport–demande de l'année, c'est-à-dire lorsque l'apport annuel est supérieur à la demande, on optera pour une régularisation saisonnière.

Régularisation saisonnière sans tenir en compte les pertes:

D'après la régularisation nous avons:

Vs : Volume excédentaire Vs = 161255.85 m³.

Vd : Volume déficitaire Vd= 145178,54 m³ ⇒ Fonctionnement à un temps.

⇒ Le volume utile : Vu = Vd = 145178,54 m³

Le volume au niveau normal de la retenue :

$$V_{\text{NNR}} = V_{\text{mort}} + V_{\text{utile}} = 175178,54 \text{ m}^3.$$

Les résultats de calcul sont donnés par le tableau suivant :

Tableau N°III.24: Régularisation saisonnière sans tenir en compte les pertes.

Mois	A _{80%} (10 ³ m ³)	U _{80%} (m ³)	A-U (m ³)	1 ^{ère} consigné'exploitation			2 ^{ère} consigné'exploitation		
				V _{ri} (m ³)	V _{rf} (m ³)	S (m ³)	V _{ri} (m ³)	V _{rf} (m ³)	S (m ³)
oct	32.22	1757,43	1282,84	30000	30000	0	30000		
nov	55.86	1493,81	9124,08	31282,84	31282,84	0	30000	11829,34	20774,5
dec	76.86	966,59	13942,86	41727,92	41727,92	0	11829,34	20953,42	
jan	66.78	0	17953,02	55670,78	55670,78	0	20953,42	34896,28	
fév	55.02	0	20204,56	73623,8	73623,8	0	34896,28	52849,3	
mars	42.00	0	15101,86	93828,36	93828,36	0	52849,3	73053,86	
avr	41.16	3514,85	6538,34	108930,22	94694,06	14236,16	73053,86	88155,72	
mais	25.62	9665,85	-691,98	101232,4	94694,06	6538,34	88155,72	94694,06	
juin	6.72	14059,42	-7813,49	94002,08	94002,08	0	94694,06	94002,08	
juil	0.42	15816,85	-14943,78	86188,59	86188,59	0	94002,08	86188,59	
aout	1.26	21967,84	-21695,05	71244,81	71244,81	0	86188,59	71244,81	
sep	10.08	18628,73	-18228,76	49549,76	49549,76	0	71244,81	49549,76	
				31321	31321	20774,5	30000	30000	20774,5

III.9.3 REGULARISATION SAISONNIERE AVEC PERTES:

III.9.3.1 ESTIMATION DES PERTES PAR INFILTRATION:

Le volume infiltré est déterminé à partir des essais géotechniques. Sachant que celle-ci indique que le sol de la cuvette est faiblement perméable, le coefficient de perméabilité moyen « k » dans notre cas est égal à :

$$K = 1,48 \times 10^{-11} \text{ m/s}$$

Tableau N°III.25 Variation Mensuelle de l’Infiltration

Mois	mm
Septembre	30,40
Octobre	117,45
Novembre	247,65
Décembre	411,71
Janvier	605,53
Février	746,48
Mars	829,67
Avril	862,27
Mai	799,54
Juin	633,27
Juillet	444,23
Août	198,98
Total	5927,18

III.9.3.2 ESTIMATION DES PERTES PAR EVAPORATIONS:

COURBES «HAUTEURS-CAPACITES-SURFACES»:

L’élaboration des courbes capacité-hauteurs-surfaces se fait suivant la formule suivante :

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

D’où S_i : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i en m^2 .

S_{i+1} : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{i+1} en m^2 .

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

ΔV : volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives en Mm^3

NB :Le calcul se trouve dans l’annexe (n°04).

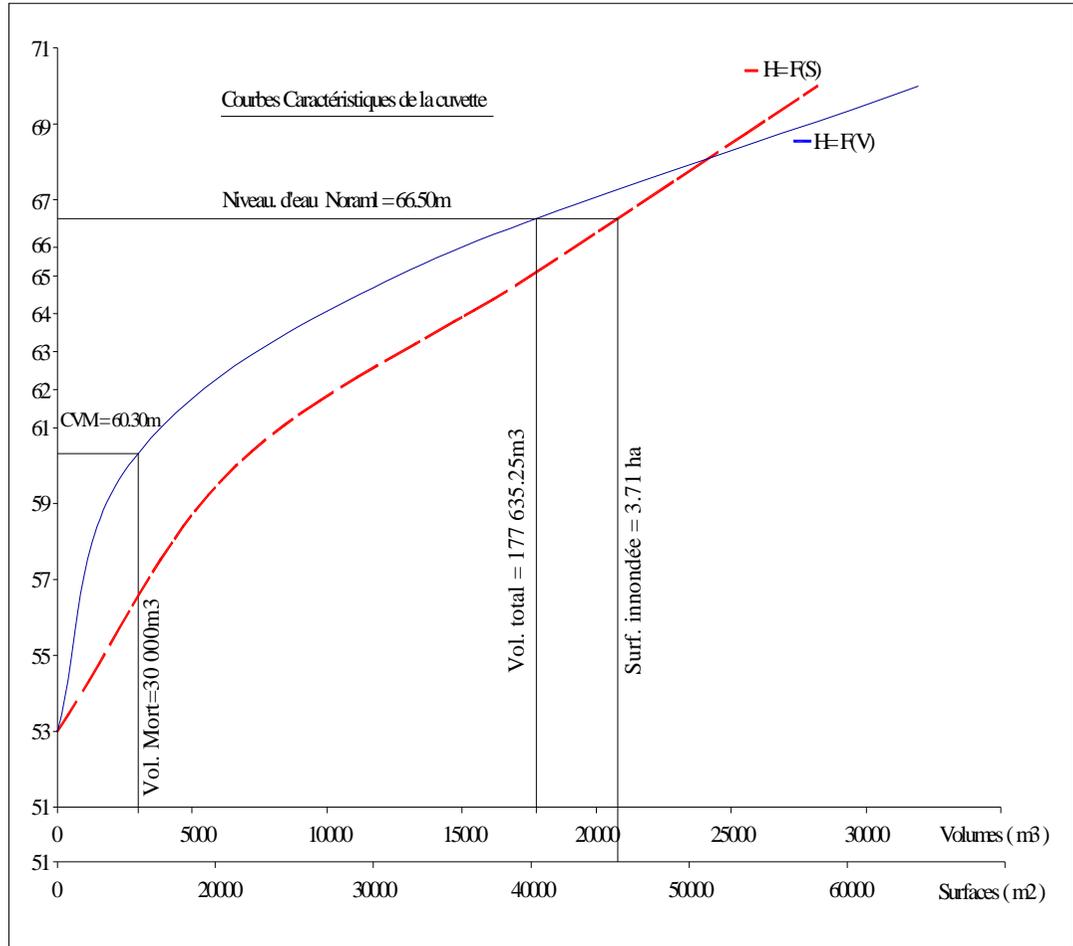


Figure N°III.17: Courbe capacité hauteur - surface

Un ordre de grandeur de l'évaporation moyenne annuelle peut être calculé par VISENTINI, liées simplement à l'altitude et à la température (en °C) « T » de l'air. Sachant que l'altitude du site est inférieure à 500 m de hauteur, la relation de l'évaporation (en mm) « E » est égale à :

$$E = 75 \times T$$

Nous résumons dans le tableau ci-dessous la variation mensuelle de l'évaporation estimée par la méthode de VISENTINI :

Tableau N°III.26 Variation mensuelle de l'évaporation

Mois	Température	Evaporation	
	°C	%	mm
Septembre	23,1	12	132,45
Octobre	19,1	7	77,26
Novembre	14,7	4	44,15
Décembre	11,6	3	33,11
Janvier	10,8	2	22,08
Février	11,9	4	44,15
Mars	13,3	5	55,19
Avril	15,2	7	77,26
Mai	18,2	10	110,38
Juin	21,6	13	143,49
Juillet	24,7	17	187,64
Août	25,5	16	176,60
	17,4	100	1103,75

L'évaporation annuelle est donc égale à : $E = 1103,75 \text{ mm}$

Tableau N°III.27 Régularisation saisonnière avec pertes.

Mois	A _{80%} (10 ³ m ³)	U _{80%} (Mm ³)	perte	A-U (Mm ³)	1 ^{ère} consigné d'exploitation		
					V _{ri} (Mm ³)	V _{rr} (Mm ³)	S (Mm ³)
Oct	32.22	1757,43	156,03	1126,81	30000	30000	0
Nov	55.86	1493,81	395,7	8728,38	31126,81	31126,81	0
Dec	76.86	966,59	579,73	13363,13	41176,19	41176,19	0
Jan	66.78	0	823,1	17129,92	54539,32	54539,32	0
Fév	55.02	0	1006,92	19197,64	71669,24	71669,24	0
Mars	42.00	0	1733,47	13368,39	90866,88	90866,88	0
Avr	41.16	3514,85	2199,07	4339,27	104235,27	104235,27	0
Mais	25.62	9665,85	2853,78	-3545,76	108574,54	108574,54	0
Juin	6.72	14059,42	3440,1	-11253,59	105028,78	105028,78	0
Juil	0.42	15816,85	3360,26	-18304,04	93775,19	93775,19	0
Aout	1.26	21967,84	2957,11	-24652,16	75471,15	75471,15	0
Sep	10.08	18628,73	1269,26	-19498,02	50818,99	50818,99	0

D'après la régularisation nous avons:

Vs' : Volume excédentaire Vs = 156225,85m³.

Vd : Volume déficitaire Vd' = 147637,25m³ ⇒ Fonctionnement à un temps.

⇒ Le volume utile : Vu' = Vd' = 147637,25m³

Le volume au niveau normal de la retenue :

V_{NNR} = V_{mort} + V_{utile} = 177637,25m³.

Donc, le volume utile saisonnier est de 147637,25 m³.

Nous résumons dans le tableau suivant les différents paramètres hydrologiques.

Tableau N°III.28 Résumé des paramètres hydrologiques

Paramètres	Valeurs des Paramètres
Apport Moyen	A0 = 0,396 Mm3/an
Apport Fréquentiel	A80% = 420000 m3/an
Apport Solide	AS = 713,66 Tonne/Km2.an
Temps de Concentration	TC = 1,7 Heures
Débit Maximal	Qmax = 60,40 m ³ /s
Volume de laCrue Centennale	VC100 = 162,043.20 m3
Volume d'Eau Infiltré	VINF = 5927,18 m3
Volume d'Eau Evaporé	VEVP = 14847,33 m3
Volume d'Eau Utile	VU = 147637,25 m3
Volume Mort	Vmort = 30000 m3
Volume Total de la Retenue	V _{Total} = 177637,25 m3

III.10. LAMINAGE DE CRUE :

On appelle laminage d'une crue la diminution du débit de point de son hydrogramme par des moyens naturels ou artificiels dont elle dépend Simultanément de l'hydrogramme de crue, de la capacité de rétention de la retenue et de la capacité de l'ouvrage d'évacuation d'où elle nous permet d'évaluer les points suivantes :

Le débit maximum évacué.

La surélévation maximale du plan d'eau due à l'évacuation de la crue.

La tranche de stockage de la crue.

Il existe plusieurs méthodes et solutions permettant d'éclaircie ce problème, nous avons utilisé la méthode de Kotchérine pour déterminer la charge déversante réelle et fictive ainsi que la hauteur (h) et le débit à évacuer et cela en variant à chaque fois la largeur (b) du déversoir.

III.10.1 LAMINAGE DES CRUES PAR LA METHODE DE KOTCHERINE:

Dans notre cas, on a un hydrogramme de crue de forme triangulaire, le débit laminé est :

$$q_{\max P\%} = 0,85 \cdot Q_{P\%} \left(1 - \frac{V_f}{V_c} \right)$$

Le volume forcé calculé par $V_f = (APHE + ANNR) \times \frac{H_{\max}}{2}$

Le débit d'évacuation est calculé par la formule : $q = m \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot h^{3/2}$

Avec m : Coefficient de débit dépend de la forme de déversoir =0.49.

b : Largeur du déversoir (en m).

h : Charge d'eau sur le déversoir qui dépend de la vitesse d'approche.

$$H_0 = H + \frac{\alpha \cdot V_0^2}{2g}$$

Avec $V_0 = \frac{Q}{S}$ vitesse d'approche.

$S=b.h$ section d'évacuation.

On fixant le NNR, on faisant varier le niveau PHE pour différents largeurs de déversoir ; on obtient différentes valeurs de H_{max} et de V_f .

Les calculs par la méthode de Kotchérine sont apportés dans les tableaux de l'Annexe05.

II.11 ETUDE D'OPTIMISATION:

III.11.1 CALCUL DU VOLUME DE LA DIGUE POUR LES DIFFÉRENTES LARGEURS DEVERSANTES:

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage représenté sur la planche (04), on peut calculer les volumes de la digue correspondants aux différentes largeurs déversantes, en utilisant les formules citées précédemment. Les volumes sont obtenus à l'aide de logiciel 3DS.

Tableau N°III.29: Estimation de la digue

Coût de la digue

Largeurs déversantes(m)	Volume de la digue (m ³)	Coût de la digue 10 ⁶ (DA)
2	83488,889	53,8
4	84488,89	52,5
6	88177,77	51,4
8	97866,66	50,8
10	104744,44	50,35

Le prix du mètre cube de remblai est estimé à : 900 DA.

III.11.2 COUT DU DEVERSOIR:

Le déversoir sera construit en béton armé, selon le profil de Creager, celui-ci s'adapte mieux à l'écoulement puisque la lame déversante épouse toujours le profil, donc on aura pas un risque élevé 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 déversante à l'aide de l'équation du profil donnée par :

$$Y = \frac{X^{1,85}}{2 H^{0,85}}$$

H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Pour une charge moyenne de : 0,9m

Le volume du déversoir sera donc: $V_{dév} = S \times L$.

L : Largeur déversante (m)

Tableau N°III.30: Estimation le cout de déversoir

Coût du déversoir

Largeurs déversantes(m)	Volume du déversoir (m ³)	Coût du déversoir10 ⁶ (DA)
2	312,941	5,32
4	567,647	9,65
6	822,353	13,98
8	1065,294	18,11
10	1203,529	20,46

Le prix du mètre cube du béton armé est estimé à : 300000 DA.

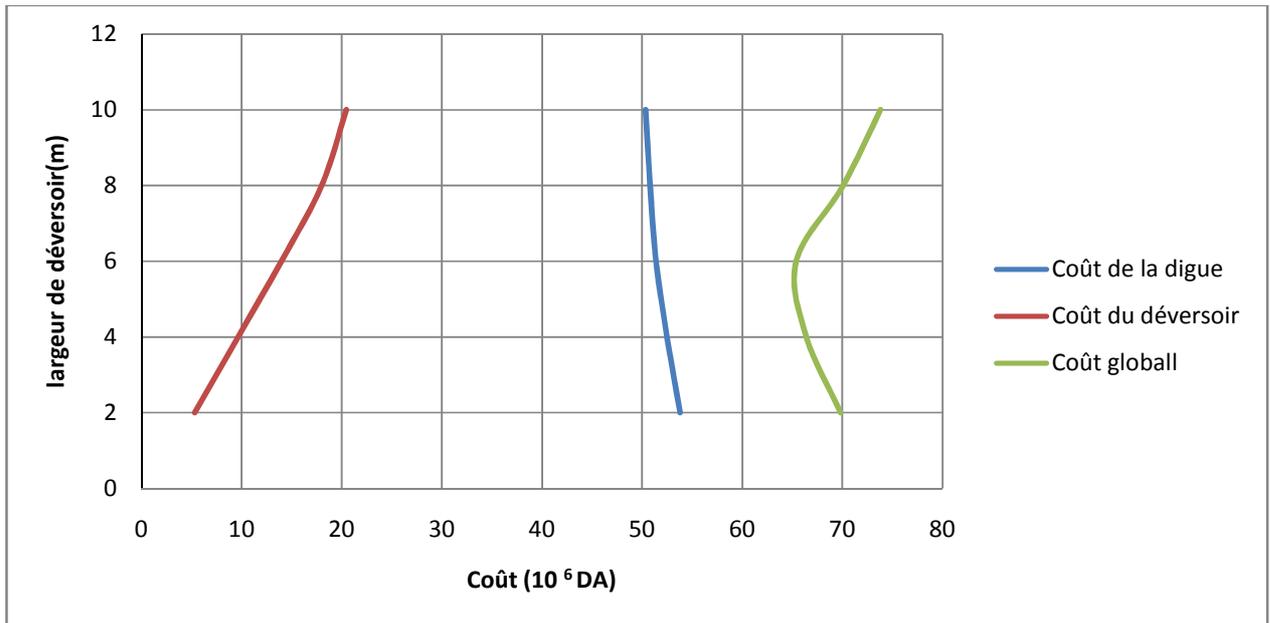


Figure N° III.18 COURBE D’OPTIMISATION

On conclure d’après cette courbe d’optimisation que la valeur minimum celle qui représente la largeur du déversoir : $b=6m$

Tableau N°III.31:détermination de la longueur deversante

Charge Hd (m)	Vol, Lami (m3)	Vl / Vc	Qp Débit Lami(m3/s)	Long Déver (m)
0,20	7454,776335	0,0168	63,91	336,05
0,40	15379,44698	0,0347	62,74	116,65
0,50	14081,7389	0,0318	62,93	83,72
0,60	19341,7823	0,0437	62,16	62,91
0,70	23304,11762	0,0526	61,58	49,45
0,80	26522,43364	0,0599	61,11	40,17
0,90	31349,90768	0,0708	60,40	33,27
1,00	39430,30329	0,0890	59,21	27,85

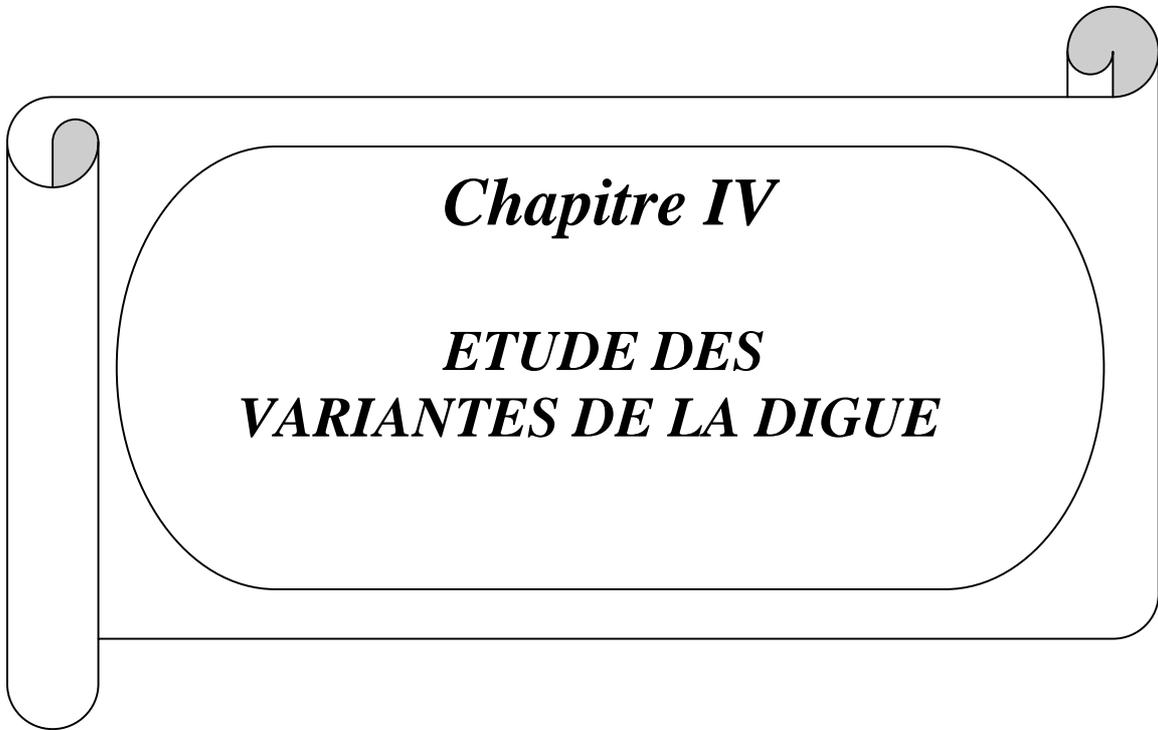
$$Q_{dév} = 60,40m^3/s$$

$$L_{dév} = 33m$$

$$H_{\text{dév}} = 0,9 \text{ m}$$

CONCLUSION:

D'après ce chapitre on a déterminé le débit maximale journalière pour dimensionner la retenue au moindre de risque dans le cas d'une crue, et ce débit est de $60,40 \text{ m}^3/\text{s}$



Introduction :

Avant de lancer toute opération de construction ; il faudra savoir qu'un barrage n'est pas un tas de terre à édifier en poussant simplement les matériaux au buteur à la pente naturelle du talus, mais il faut prendre en considération certains paramètres qui sont primordiales pour le choix du site et du type de barrage à réaliser.

L'étude géologique et géotechnique est la base fondamentale de cette étude, en effet c'est en fonction de la nature du sol de fondation et des matériaux de construction disponible au voisinage du site du barrage que l'on peut proposer des variantes et en écarter d'autre.

IV-1 Le choix du site de la retenue:

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 :

- L'axe doit être dans la mesure du possible perpendiculaire à la trajectoire du cours d'eau
- Tenir compte de l'implantation des ouvrages annexes de l'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 du type de 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 le 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 fondations rocheuses se prêtent à l'édification de tous les types des barrages.
- Les fondations graveleuses conviennent en général pour les barrages en terre ou en enrochement, mais il faut toujours attribuer des dispositifs d'étanchéité et de drainage afin de contrôler les fuites et les percolations (Risque de Renard), et les tassements différentiels.
- Les fondations argileuses impliquent directement le choix des barrages en terre avec des pentes de talus compatibles avec les caractéristiques mécaniques des formations en place.

➤ **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, ainsi que du type de barrage. Le site doit être choisi dans la mesure des autres exigences citées, le plus proche possible des zones d'emprunt.

En se basant sur ces exigences on peut déterminer la variante qui convient au site et le type de barrage à implanter.

IV-3 Les variantes à choisir :

Pour le cas présent, les conditions topographiques, géologiques et géotechniques, du site permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux et on a deux variantes au choix (voir planches N° 02 et annexe n°6)

- ❖ **Barrage en terre homogène :** c'est le plus simple à réaliser, du fait que l'abondance des gisements d'argile dont les propriétés « aptitude au compactage » s'avèrent généralement favorable à la confection des remblais étanches et stables. Mais il faut prévoir un drainage très efficace dans la partie aval de la digue, ainsi qu'une protection et une zone de transition en amont, pour la réalisation d'un tel barrage il faudrait disposer d'un volume très important de matériaux argileux imperméable ayant des caractéristiques identiques dans tout le corps du barrage.
- ❖ **Barrage zoné :** Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place, ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettant pas d'envisager une digue homogène, un massif en plusieurs zones dont chacune est constituée d'un matériau différent, suivant le rôle que doit jouer chaque zone. La fonction d'étanchéité est assurée par un noyau qui s'intercale entre deux recharges (amont – aval). Ce noyau interne a l'avantage d'être peu sensible aux agressions extérieures, il présente l'inconvénient d'être difficilement réparable en cas de fuites.

IV-4 Fixation du choix définitif du type de barrage :

On dispose de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante (1,5 à 2 fois le volume du remblai), la solution barrage en terre homogène (**type 1**) s'impose comme la plus économique.

Pour le choix de la variante, on a pris en considération :

- facilité de la réalisation ;
- zones d'emprunts;
- existences de carrière de matériaux de construction ;
- distance des zones d'emprunts ;
- conditions climatiques (températures, précipitations,...) ;
- sismologie ;
- volume des matériaux de construction;
- dispositif d'étanchéité ;
- technologie de réalisation, coûts,....

Si l'on dispose de matériaux fins en quantité limitée et suffisamment de matériaux grossiers exploitables, on peut envisager la construction d'un barrage en terre zoné (**type 2**) avec noyau ou massif amont assurant l'étanchéité et recharges stabilisatrices grossières. Ce type de solution présente toutefois l'inconvénient d'une mise en œuvre par zone qui sera d'autant plus compliquée et onéreuse que le site est étroit et qu'il peut contrarier l'évolution des engins. Un autre inconvénient est la nécessité de séparer par des filtres de transition les différentes zones. Par contre, surtout pour les ouvrages relativement importants, les matériaux grossiers peuvent permettre un raidissement des talus.

Deux techniques sont plus spécialement adaptées aux petits et moyens barrages : la géo membrane et la paroi moulée.

IV-4-1 Etude comparative : Une étude de comparaison approximation des différents volumes de chacun des types de barrage choisis paraît nécessaire pour faire le choix du type de retenue en fonction du coût et la disponibilité des matériaux de construction.

IV-4-2 Cote en crête du barrage :

❖ Niveau des plus hautes eaux:

Le niveau des plus hautes eaux est égal au niveau normal de retenue ($N_{NR} = 66.5$ m) majoré de la charge déversante déjà déterminée ($h = 0.9$ m).

$$NPHE = NNR + h$$

$$NPHE = 67.4 \text{ m}$$

❖ La revanche:

La revanche a été calculée préalablement dans l'étude d'optimisation et elle est de 1m ce qui fait que la hauteur du barrage est de 15.4m.

Donc la cote en crête est : $NCR=68.4$ m

IV-5 Conception de la digue:

IV-5-1 Largeur en crête :

La largeur en crête est calculée dans l'étude d'optimisation et elle est de 5m.

IV-5-2 Longueur en crête:

La longueur en crête par rapport à l'axe défini de la digue est:

$$L=135.00\text{m}$$

IV-5-3Pente des talus:

Tableau N°IV-01 : Valeurs indicatives des pentes des talus (CEMAGREF)

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

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

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

Ce qui va être vérifié après calcul de la stabilité.

IV-5-4 Le volume du corps du barrage:

Le volume du corps du barrage est donné par la formule suivante:

$$V_b = \sum V_i$$

Tel que :

$$V_i = \frac{[w_i - w_{i+1}]}{2} L_i \dots\dots\dots (IV-01)$$

V_i : volume du barrage dans la coupe i ;

W_i : section transversale du barrage dans la coupe i ;

L_i : distance entre deux coupes voisines.

$$w_i = \frac{[b + B_{pi}]}{2} H_{bi} \dots\dots\dots (IV-02)$$

b : largeur du couronnement;

$$B_{pi} = b + (m_1 + m_2) H_{bi} \dots\dots\dots (IV-03)$$

m_1 : pente du talus amont;

m_2 : pente du talus aval;

IV-5-5 Variantes de la digue:

- ❖ **1^{ère} variante:** barrage en terre homogène avec un drain vertical.
- ❖ **2^{ème} variante:** barrage à zones.

- **Evaluation du prix total des différents matériaux:**

- a). **1^{ère} variante:**

Pour un barrage homogène d'une hauteur de 12m on prend les pentes des talus: $m_1=3$;
 $m_2=2,5$.

Les résultats de calcul sont exprimés dans le tableau suivant:

Tableau N°IV-02: Coût de la digue (1^{ère} variante) :

Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
		m ³	(DA)	(DA)
Décapage de la couche de terre végétale	m ³	2783,28	300	834984
Enrochement	m ³	3578,13	800	1073439
Gravier	m ³	4931,21	600	2958726
Sable	m ³	1316,04	600	789624
Remblai en argile compacte	m ³	46275,74	500	23137870
Produit asphaltique	m ³	363,3	1000	363300
Montant total = 29157943(Da)				

b). 2^{ème} variante:

Pour un barrage à zones d'une hauteur de 11.4m on prend les pentes des talus amont et aval: $m_1=2$, $m_2=3$

Les résultats de calcul ont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau N°IV-03: Coût de la digue (2^{ème} variante) :

Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
		m ³	(DA)	(DA)
Décapage de la couche de terre	m ³	2783,28	300	834984
Enrochement	m ³	244966.79	800	19597343
Alluvions	m ³	49480.71	600	29688427
Gravier	m ³	7394.32	600	4436594.66
Sable	m ³	2746.04	600	1647632.7
Noyau	m ³	20484.04	500	10242025
Produit asphaltique	m ³	363,3	1000	363300
Montant total = 67210306.4 (Da)				

Conclusion:

Les trois variantes sont faisables mais on s'est penché vers la première variante (digue homogène) car on a les matériaux qu'il faut à moindre coût avec facilité de réalisation.

Ce dernier remplit les conditions suivantes :

- une imperméabilité suffisante ;
- insoluble dans l'eau ;
- une faible teneur en matière organique (<5%) ;
- ne pas se fissurer sous l'effet des tassements ;
- une grande résistance au cisaillement et un maximum de densité sèche.
- Economique....
- L'utilisation optimale des matériaux de la zone d'emprunt

IV-5-6 Protection des talus:

Les talus doivent être protégés contre les dangers naturels: l'érosion provoquée par le batillage des vagues, le ruissellement des eaux de pluie, l'action des vents.

Cette protection prémunie également des dangers externes : les animaux creuseurs de terriers dans le corps de la digue, le piétinement des troupeaux domestiques, et les agissements de l'homme.

- ***Talus aval:***

Pour les barrages en sol homogène la solution la plus répandue et la plus économique consiste à réaliser un enherbement sur une couche de terre végétale d'une épaisseur de 30 cm, ou bien une couche d'enrochement d'épaisseur de 30cm pour plus de sécurité.

Pour les barrages zonés la solution la plus appropriée fut la protection des parements par des enrochements.

Le barrage en enrochement ne nécessite aucune protection car son corps est constitué d'enrochement.

- ***Talus amont:***

Il est protégé contre les effets des vidanges rapides, le batillage des vagues et les averses violentes.

On rencontre différents types de protection :

- en béton ;
- en béton armé ;
- asphaltique ;
- en enrochement.

On opte pour une protection en enrochement, cette protection consiste à la réalisation de couches d'épaisseurs prédéterminées de blocs de pierre de dimensions appropriées (rip-rap).

Le matériau devra être sain, d'un poids capable de résister à la poussée des vagues.

Les dimensions de l'enrochement peuvent être déterminées théoriquement en fonction de la hauteur des vagues et de leurs vitesses de propagation par les méthodes suivantes:

❖ **Détermination de l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement :**

Pour déterminer l'épaisseur de cette couche, on utilise plusieurs méthodes.

La méthode de « U.S.ARMAY »

Les ingénieurs de l'USArmy utilisent de préférence le tableau donnant l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement ainsi que les dimensions minimales des blocs en fonction de la hauteur des vagues.

Les valeurs de l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement et $D_{50 \text{ min}}$ sont données par le tableau IV-5

Tableau N°IV-04 : L'épaisseur min de la couche d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'enrochement (m)	D_{min} (m)
0 ÷ 0,3	0,3	0,2
0,3 ÷ 0,6	0,4	0,25
0,6 ÷ 1,2	0,45	0,3
1,2 ÷ 1,8	0,55	0,4
1,8 ÷ 2,4	0,7	0,45
2,4 ÷ 3	0,8	0,55

Pour notre cas, $0 < H_v < 0,3$ m, on trouve que l'épaisseur min de la couche d'enrochement égale à 0,3m, et le $D_{50 \text{ min}}$ égale à 0,2m.

D'où:

$$e = 0,30\text{m} \quad ; \quad D_{\text{min}} = 0,3\text{m}.$$

Conclusion:

En analysant les résultats obtenus, on adopte pour la suite du dimensionnement de la digue une épaisseur de couche $e = 30\text{cm}$ et un diamètre moyen de 30cm. Donc une protection du talus amont d'une épaisseur de 40cm d'enrochement avec 30cm de filtre (lit de gravier et sable).

1) Disposition des bermes :

Elles permettent la réalisation et la réparation des revêtements de talus. En outre, elles donnent la stabilité aux digues et réduisent la vitesse des eaux qui glissent sur les surfaces du talus aval, en contribuant à éviter l'érosion. Elles servent aussi d'appui aux revêtements des talus en amont.

Vu que la hauteur de la digue $H = 15,40\text{m}$ on prévoit des Bermes sur les deux talus amont et aval dont la largeur sera de 3.00m afin de faciliter les travaux de compactage à l'aide d'un engin mécanique.

Sur le talus amont la berme est disposée sur le niveau à la cote 60.70m .

Sur le talus aval la berme est à la cote 61.40m

IV-5-7 Protection de la crête :

La crête de la digue sera revêtue d'une couche de produit asphaltique de 40 cm d'épaisseur, afin d'éviter les fissures dues au retrait des matériaux argileux et de permettre en plus le passage (en principe exceptionnel) d'un véhicule

V-5-8 Le noyau pour la deuxième variante:

L'étanchéité du barrage de la variante II est assurée par un noyau imperméable qui empêchera l'eau de passer à travers le corps de la digue limitant ainsi sensiblement le débit de fuite.

Il est impératif de descendre le noyau jusqu'au substratum pour permettre une bonne étanchéité. Il n'existe pas de règles générales pour le dimensionnement du noyau.

La meilleure solution est de tenir compte de la perméabilité des recharges puis procéder à la vérification de la condition suivante:

$$I = \frac{\Delta H}{b_{\text{moy}}} \leq I_{\text{adm}} \dots\dots\dots (\text{IV-04})$$

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

b_{moy} : largeur moyenne du noyau.

ΔH : la charge d'eau ($H_2 - H_1 = 13,5\text{m}$).

Le tableau suivant nous permet de choisir les valeurs:

Tableau N°IV-5 : Valeur de I_{adm} en fonction du type d'ouvrage.

Type de sol	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1,5	1,5	1,8	1,95
Limon	1,05	1,15	1,25	1,35
Sable moyen	0,7	0,8	0,9	1,00
Limon sableux	0,51	0,65	0,75	0,85
Sable fin	0,45	0,55	0,65	0,75

Le barrage appartient à la III^{ème} classe alors on prend $I_{adm}=1,8$

La largeur en crête minimale du noyau est:

$$b_{min} = 1/6.H_b$$

$$b_{min} = 3 \text{ m}$$

La pente de talus amont et aval du noyau est : $m_1 = 0,5$.

De la hauteur du noyau on tire la largeur à la base du noyau, la hauteur du noyau est:

$$H_n = H_b - 1,2 = 14,2\text{m}$$

La crête du noyau sera arrosée à 1,20m au-dessus du niveau d'eau normal c'est-à-dire 67,20 (NGA).

La largeur en base est:

$$b_{base} = 2.m_1.H_n + b_{min} = 18\text{m}$$

$$b_{base} = 18\text{m}$$

$$H_n = 14,5 \text{ m}$$

La largeur à la base du noyau doit être vérifiée à la condition suivante:

$$I = \frac{\Delta H}{b_{moy}} \leq I_{adm}$$

Ou : ΔH : la charge d'eau:

$$\Delta H = H_1 - H_2$$

H_1 : hauteur d'eau correspond au NPHE ($H_1 = 13,5 \text{ m}$).

H_2 : hauteur d'eau à l'aval du barrage ($H_2 = 0\text{m}$).

$$\Delta H = 13,5\text{m}$$

Le gradient admissible pour notre cas égal a 1.8

A partir de la condition citée ci-dessus on tire $b_{base adm}$:

$$b_{base adm} > \Delta H / I_{adm}$$

$$b_{base} = 6,92 \text{ m}$$

Et comme pour notre cas b_{base} est supérieure à $b_{base adm}$, donc la condition est vérifiée.

$$b_{base noyau} > b_{base admissible}$$

La largeur moyenne du noyau est:

$$b_{moy} = (b_{min} + b_{base}) / 2 = 10,25 \text{ m}$$

$$I = 1,31 < I_{adm}$$

Condition vérifiée.

IV-5-9 Etanchéité de la fondation:

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de la digue en argile afin d'assurer une bonne liaison entre la fondation et le corps de la digue.

Elle doit être réalisée lorsque la fondation imperméable n'est pas atteinte après décapage

Pour les deux premières variantes une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de l'argile. Elle permettra en plus de l'étanchéité d'assurer l'ancrage de la digue.

- La clé d'étanchéité est constituée d'argiles compactées dans les deux variantes.

- La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 2,4m.

- La pente des talus de la clé d'étanchéité est $m = 1,5$.

IV-5-10 le drainage du barrage:

Pour éviter le phénomène de RENARD (l'ennemi silencieux des barrages), les sous pressions et pressions interstitielles dans le corps du barrage, on prévoit un dispositif de drainage qui a pour rôle d'intercepter les eaux d'infiltration, et de les faire sortir en aval du barrage sans causer de dégât préjudiciable au barrage.

Les dispositifs drainant les plus appropriés pour remplir ces fonctions sont :

❖ Variante I et II :

Un drain prisme situé au pied du talus aval. Ce drain est constitué d'un massif de forme triangulaire en enrochements et d'une couche de 15 cm de gravier et 15 cm de sable du côté interne. Le noyau est protégé de par et d'autre par des zones de transition.

IV-6 Fondation:

L'exigence essentielle pour la fondation d'un barrage c'est de garantir un support stable pour remblai sous toutes les conditions de saturation des charges, et de garantir une résistance suffisante à l'infiltration contre les renards et les pertes d'eau.

IV-7 Dispositif des drains et filtres:

IV-7-1 Les drains :

La fonction principale des drains est la maîtrise des percolations d'eau dans le corps du barrage. Il y aura abaissement de la ligne de saturation, diminution de la pression d'écoulement et de la pression interstitielle, et accélération de la consolidation.

Le matériau utilisé pour un drain doit avoir normalement une perméabilité plus élevée que celle du sol drainé. Le gravier, de granulométrie fine à grossière est un matériau idéal, si elle est bien appropriée, la roche exploitée peut être également utilisée. Ces matériaux sont disposés en bandes, Ils doivent être inaltérables, parfaitement propres et en conséquence soigneusement lavés si nécessaire. Leur granulométrie est adaptée de façon à respecter les règles de non entraînement des fines particules du matériau adjacent.

IV-7-1-1 Drain prisme :

Approximativement on considère que la hauteur du drain prisme atteint 0,15-0,20 fois la hauteur du barrage.

➤ **Dimensionnement du drain prisme:**

- **Hauteur:**

$$h_{dr} = (0,15 \div 0,2) H_b$$

H_b : Hauteur du barrage ($H_b=15,4m$)

On prend : $h_{dr} = 0,175H_b$

On aura : $h_{dr} = 2.7m$

- **Largeur en crête:**

$$b_{dr} = (1/3 \div 1/4) h_{dr}$$

On prend : $b_{dr} = 1/3h_{dr}$

Ce qui donne: $b_{dr} = 0.9m$

- **Fruits des talus :**

$$m_1 = (1 \div 1,75)$$

$$m_2 = (1,5 \div 2,5)$$

Donc on prend : $m_2 = 2,5$
 $m_1 = 1,25$

- **largeur en base du drain :**

Elle est exprimée par :

$$B = b_{dr} + (m_1 + m_2) \text{hdr} \dots\dots\dots (IV-5)$$

AN: $B = 0,9 + (1,25 + 2,5) \cdot 2,7 = 11,03\text{m}$

IV-7-1-2 Drain tapis:

Pour intercepter les infiltrations dans le massif du barrage, on dispose habituellement dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec les fondations, un drain tapis filtrant.

Ce drain s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise du barrage. Le dispositif d'étanchéité étant choisi, il emporte de réaliser un dispositif de drainage efficace.

L'avantage du drain tapis est sa capacité de drainer les fondations du barrage. Ce drain est destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif.

En considérant la mise en place, et le nivelage des filtres avec des engins, l'épaisseur de chaque couche ne doit pas être inférieure à 0,2m.

➤ **Dimensionnement du Drain tapis:**

$$L_d = 1/4 L_b$$

L_d : longueur du drain tapis en m

L_b : largeur transversale du barrage ($L_b = 94,3\text{m}$)

On trouve : $L_d = 23,6\text{m}$

➤ **Choix des granulats du tapis :**

Afin de déterminer le fuseau des granulats du filtre, nous utilisons les règles établis à la suite des essais effectués initialement par Terzagui, puis ultérieurement par « le bureau of réclamation et « corps of ingénieur ».

- $5 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 10$

- $\frac{D_{15}}{d_{85}} < 5$

- $4 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 20$

Avec : D_{50} et D_{15} sont respectivement les diamètres du tamis laissant passer 50% et 15% du poids des grains les plus fins du filtre.

d_{85} , d_{50} et d_{15} sont respectivement diamètres du tamis laissant passer 85%, 50% et 15% des grains les plus fins constituant le matériau à protéger.

Un filtre ne doit ni se dégrader par entraînement de ses éléments, ni se colmater. Alors il est

conseillé d'utiliser des sables dont le coefficient d'uniformité : $\frac{D_{60}}{D_{10}} < 2$

Avec la courbe granulométrique du matériau constituant chaque couche du filtre doit être à peu près parallèle à celle du matériau de la couche précédente, et l'épaisseur de chaque couche doit être au moins de 20 à 30cm (d'autre façon : >50 fois le diamètre D_{15}).

➤ **Choix du drain de talus et de la tranchée drainant :**

Pour éliminer les effets des affouillements, on a prévu un drain du talus en enrochement (type trapézoïdal) ; le long du talus aval, dans ce cas l'eau s'infiltré à travers la digue passe par le filtre et sera contrôlé par le drain du talus pour pouvoir évacuer les eaux de fondation. On pourra drainer en aval en creusant une tranchée.

IV-7-2 Calcul des filtres :

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

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

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

On désigne par D_p et d_p les diamètres des grains du filtre et du matériau filtré.

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

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} > 4$$

$D_{15} = 20\text{mm}$: (Enrochement) Diamètre des particules à 15%

$d_{85} = 2,66\text{mm}$: (Gravier) Diamètre des particules à 85%

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{20}{2,66} = 7,52 > 4.$$

La condition de TERZAGUI n'est pas vérifiée donc, une couche filtrante n'est pas nécessaire, malgré ça, on doit prévoir une couche de préparation, c'est à dire une couche de revêtement allégée d'un diamètre compris dans la fourchette (20 ÷ 40) mm afin d'avoir une uniformité du talus amont, cette couche sera d'une épaisseur de 0,30m.

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

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$$

D_{15} : Diamètre des particules des recharges (gravier).

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

$$D_{15} = 0,4 \text{ mm}$$

$$d_{85} = 0,06 \text{ mm}$$

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,4}{0,06} = 6,66 > 4 \text{ Donc il est nécessaire de prévoir un filtre inversé.}$$

b) Détermination de la granulométrie du filtre

$$D'_{15} = (3 \div 4)d_{85} = (3 \div 4).0,06 \text{ mm}$$

Avec :

$d_{85} = 0,06 \text{ mm}$ Diamètre à 85% du sol du remblai de la digue (argile)

$$D'_{15} = (0,18 \div 0,24) \text{ mm} \quad D'_{15} = 0,20 \text{ mm}$$

D'après le fuseau granulométrique, on remarque une bonne satisfaction de la condition.

$$D'_{15} : \text{varie entre } 0,14 \div 0,4 \text{ mm}$$

c) Vérification de la condition d'absence de phénomène de renard, dans le filtre choisi :

La condition de l'absence du renard au massif du sol.

$$\frac{D_5^I}{D_{17}^I} \geq 0,32 \sqrt[6]{UF} (1 + 0,05 \cdot UF) \frac{n}{n-1}$$

UF : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre.

$$UF = \frac{D_{60}^I}{D_{10}^{IF}} = \frac{1,2}{0,18} = 6,67$$

$$D_5^I = 0,12 \text{ mm}$$

$$D_{17}^I = 0,25 \text{ mm}$$

$$n = n_0 - 0,1 \log (UF)$$

$$n^\circ = 0,45$$

$$n = 0,45 - 0,1 \log 6,67$$

$$n = 0,32$$

Ce qui donne

$$0,32 \sqrt[6]{6,67} (1 + 0,05 \cdot 6,67) \frac{0,32}{1 - 0,32} = 0,27$$

$$\frac{D_5^I}{D_{17}^I} = 0,48 \geq 0,27$$

Il n'y a pas de risque de l'apparition du phénomène du renard dans le filtre.

d) Vérification de la suffisance de la perméabilité du filtre :

$$K_I > (2 + \sqrt[6]{UF})K$$

Où : K_I : Coefficient de perméabilité du filtre $1,48 \cdot 10^{-11}$ m/s

K : Coefficient d'infiltrations du remblai de la digue 10^{-9} m/s.

$$UF = \frac{D_{60}^F}{D_{10}^F} = 6,67$$

$$(2 + \sqrt[6]{UF})K_n = 1,47 \cdot 10^{-12} \text{ m/s}$$

$$K_I > 1,47 \cdot 10^{-12}$$

Donc, la perméabilité du filtre est suffisante.

IV-8 Etude des infiltrations:

IV-8-1 Objectif de calcul d'infiltration :

L'objectif de cette partie est de déterminer :

- La zone submergée du corps de la digue.
- Les pressions interstitielles.
- Le tracé de la ligne de saturation.
- Le débit de fuite à travers le corps.

IV-8-2) Positionnement de la ligne de saturation:

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

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

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

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

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

$$X = \frac{Y^2 - Y_0^2}{2.Y_0} \dots\dots\dots (IV-11)$$

En se reportant à la figure on a : $Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots\dots\dots (IV-12)$

D'où $Y = \sqrt{2XY_0 + Y_0^2} \dots\dots\dots (IV-13)$

Avec :

d : Largeur en base du barrage diminuée de 0,7b (d =51.66 m).

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont b=73.8m
(Déterminé graphiquement).

h : La hauteur d'eau en amont (h=13.5m).

On trouve $Y_0 = 0.88m$.

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

Tableau N°IV-06: Coordonnées de la parabole de KOZENY :

X(m)	Y(m)
0	0.00
5	4.20
10	5.94
15	7.24
20	8.40
25	9.39
30	10.29
35	11.11
40	11.80
45	12.60
50	13.93

La parabole coupe le plan d'eau amont en un point A situé à une distance horizontale du talus : $AB = 0,3 b$.

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

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

IV-8-3 Calcul du débit de fuite par infiltration :

a) digue :

Nous appliquons la loi de Darcy pour le calcul du débit de fuite à travers le barrage.

$$q = K.I.A \dots\dots\dots (IV-6)$$

Avec :

q : débit d'infiltration (m³ /s/ml);

I : gradient hydraulique;

K : Coefficient de perméabilité. (K=1.48*10⁻¹¹ m/s);

A : section d'infiltration par unité de longueur.

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

Donc : $q = K \cdot y \cdot \frac{dy}{dx} \dots\dots\dots (IV-7)$

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

D'où: q =K.y₀ m³/s/ml.

Le débit total à travers le barrage sera : $Q = q.L$

AN:

$$\left. \begin{array}{l} y_0 = 0,88 \text{ m} \\ k = 1,48 \cdot 10^{-11} \text{ m / s} \end{array} \right\} q = 1,30 \cdot 10^{-11} \text{ m}^3 / \text{s} / \text{ml}$$

b) Fondation :

Le débit d'infiltration à travers les fondations est donné par la loi de Darcy:

$$q = K.I.A \dots\dots\dots (IV-8)$$

Avec :

K : Coefficient de perméabilité. (K=1, 48.10⁻¹¹ m/s);

I: gradient hydraulique.

$$I = H_e / L_b \dots\dots\dots (IV-9)$$

(H_e= charge de la retenue, L_b= 94,30 m L'emprise du barrage).

A : section d'infiltration par unité de longueur. A=T.I (T=6m Profondeur du sol de fondation perméable).

D'où q = K.I.T

AN: $q = 1, 48 \cdot 10^{-11} \cdot \frac{13,5}{94,30} \cdot 6$

$$q = 1, 27 \cdot 10^{-11} \text{ m}^3/\text{s}/\text{ml}.$$

IV-8-4) 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 :

$$I = \frac{\Delta H}{\delta n} < I_{adm} \quad \dots\dots\dots (IV-10)$$

ΔH : perte de charge dans le corps de la digue.

δn : épaisseur moyenne de la digue.

I_{adm} : gradient hydraulique admissible ; on le détermine à partir du tableau IV.9

Tableau N°IV-07 : Classification des barrages :

Classe de l'ouvrage	Sol de fondation	
	Rocheux	Meuble
I	Hb > 100 m	Hb > 50
II	De 50 à 100 m	De 25 à 50 m
III	De 20 à 50 m	De 15 à 25 m
IV	Hb < 20 m	Hb < 15 m

Notre barrage appartient à la classe III

Tableau N°IV-08 : 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

$I_{adm}=1,8$

Donc: $\Delta H=13,5$ m; $\delta n=23$ m; $I = 0,587 \leq I_{adm}$

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 :

$$I_f < \frac{I_{cr}}{K_s} \quad \dots\dots\dots (IV-11)$$

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 IV.10 :

Tableau N°IV-9 : Gradient admissible pour les fondations d'un remblai :

Sol du corps du barrage	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile	0,7	0,8	0,9	1,08
Limon	0,35	0,4	0,45	0,54
Sable grossier	0,32	0,35	0,40	0,48
Sable moyen	0,22	0,25	0,28	0,34
Sable fin	0,18	0,20	0,22	0,26

K_s : coefficient de sécurité déterminé en fonction de la classe de barrage d'après le tableau VI.12 :

Tableau N°IV-10 : 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 :

$$I_f = \frac{\Delta H}{L + 0.88T_c} \dots\dots\dots (IV-12)$$

T_c : profondeur de calcul de la zone de filtration de la fondation. ($T_c=6m$)

H : charge d'eau ($H=13,5 m$).

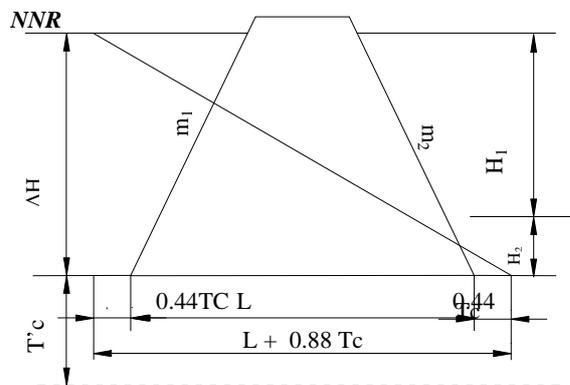
L : longueur à la base du barrage ($L=94,30m$).

On a donc : $I_f = 0,135$

Notre barrage appartient à la classe III ce qui donne ($K_s=1.15$).

La fondation est en argile ce qui donne ($I_{cr}=0,9$).

Le schéma si après nous donne les étapes de calcul :



On a donc : $\frac{I_{cr}}{K_s} = 0,78$

Ce qui nous donne $I_f < \frac{I_{cr}}{K_s}$, donc la résistance d'infiltration à travers les fondations est assurée.

Conclusion :

Les conditions générales prédéterminant le choix du type du barrage sont :

- Condition topographiques ;
- Condition géologique- géotechnique ;
- Disponibilités des matériaux à proximité du site ;
- Délai d'exécution ;
- Coût de l'ouvrage ;

Selon la disponibilité des matériaux pour les recharges de la digue et d'après les tableaux récapitulatifs qui présentent les coûts des différentes variantes, on opte pour une digue homogène avec un drain cheminé.

Introduction:

Il est évident qu'un remblai mal dimensionné, et instable peut, d'une part porter préjudice à la sécurité des populations, exploitations agricoles et aménagements situés à son aval et, d'autre part, appellera probablement des travaux d'entretien.

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 de FELLENIUS dite « méthode des tranches », qui est de calcul en rupture circulaire. (Voir planche N°08)

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 fixées et / ou déterminées a priori.

2/ Soit par une série de calculs dit dimensionnement, où l'on fait varier un ou plusieurs paramètres (angle de talus ...) jusqu'à aboutir au 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 cote du plan d'eau amont.

- l'instabilité mécanique en fondation.

V-1- 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 fuite (conséquence indirecte).

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

Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement :

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

Pour réaliser cette étude nous avons tenu compte des données suivantes :

- De la géométrie de la digue
- Des caractéristiques des matériaux utilisés
- Des différents niveaux d'eau dans la cuvette en fonction de l'exploitation du barrage (niveau de retenue normale et vidange rapide).
- Du niveau piézoélectrique dans les différentes couches.
- De l'accélération de la pesanteur en cas de séisme prévu pour une période de retour de 500 ans.

La vérification des talus de barrage par la méthode grapho-analytique consiste à déterminer le coefficient de stabilité « K », qui est le rapport des moments des efforts de stabilité sur les moments des efforts de basculement (forces motrices), par rapport au centre de glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible « k_{adm} » déterminé d'après le tableau IV.12.

Tableau N°V-1 : Coefficient de stabilité admissible des talus.

Combinaison des charges et des actions.	Coefficient de stabilité admissible des talus des barrages en telles de classe			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme).	1,2 _ 1,3	1,15 _ 1,2	1,1 _ 1,15	1,05 _ 1,1
<i>Spéciales (avec séisme)</i>	1,05 _ 1,1		1,05	

Notre barrage fait partie de la III classe, le coefficient admissible sera donc :

- sans séisme : $K_{SS,adm} = 1,1 - 1,15$

- 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-2 -Ordre de calcul (Méthode des tranches) :

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

$$R_1 = K_1 H_b.$$

$$R_2 = K_2 H_b.$$

H_b : Hauteur totale du barrage ($H_b=15,4m$).

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

Tableau N°V-2 : valeurs de K_1 et K_2

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

Pour notre cas :

Talus	Pente du talus	K_1	K_2	R_1 (m)	R_2 (m)
Amont	3	1,0	2,3	20	46
Aval	2,5	0,875	2,025	17,5	40,5

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).

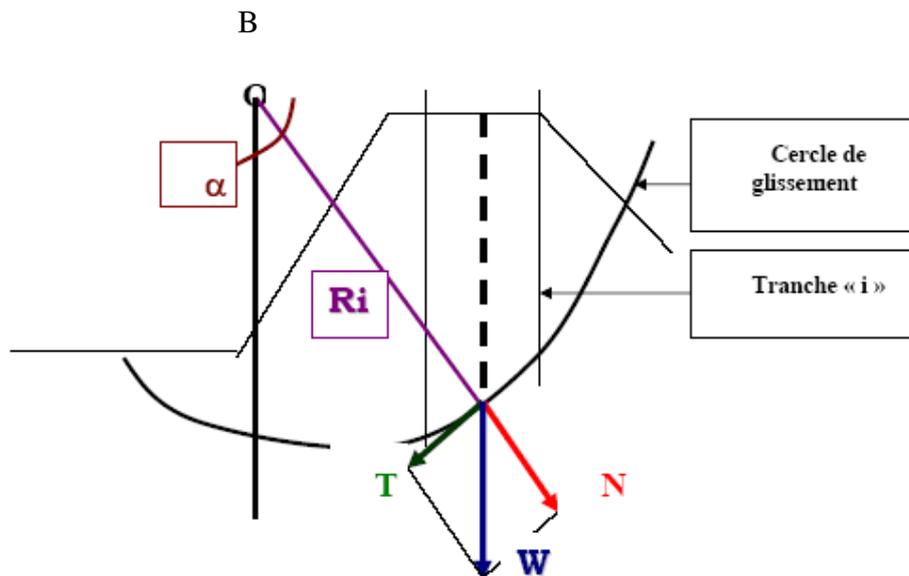


Figure 3 : forces exercées par une tranche de sol instable sur le cercle de glissement (O, R_i)

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 de séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

- ❖ Composante normale (forces stabilisatrices) : $N = G_n \cos \alpha$
- ❖ Composante périphérique (forces déstabilisatrices) : $T = G_n \sin \alpha$

Avec : α : angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

VI.2.2 Les caractéristiques géotechniques des sols :

Elles sont représentées dans le tableau V-03 suivant :

- **Tableau N°V-3: Caractéristique géotechnique :**

Paramètres	Valeurs
γ_d (t/m ³)	1,78
γ' (t/m ³)	0,83
γ_{sat} (t/m ³)	2,12
φ°	22
C bars	0,65

V-3-Calcul des forces appliquées à chaque tranche :

a- Force de pesanteur (poids propre de la tranche) :

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

La formule s'écrit : $G_n = b (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot h_3) \dots \dots \dots (V.1)$

h_1 , h_2 , h_3 : hauteurs des tranches;

γ_1 : densité de la zone du massif située au dessus de la ligne de saturation;

γ_2 : densité de la zone du massif située au dessous de la ligne de saturation;

γ_3 : densité de l'assise;

b : largeur de la tranche.

Cette force là a deux composantes :

$N_n = G_n \cos \alpha$ qui est une force normale stabilisatrice;

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

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

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

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

b- Force de pression interstitielle :

Dans le cas ou le barrage est à son niveau normal de la retenue (NNR).

$$P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl \quad \dots\dots\dots (V.2)$$

- U : pression interstitielle;
- dl : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche;
- γ_w : poids volumique de l'eau $\delta_w = 10 \text{KN/m}^3$;
- h : hauteur de la tranche.

c- Forces de cohésion :

$$F_c = c \cdot dl \quad \dots\dots\dots (V.3)$$

C : Cohésion du sol (Matériau).

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

$$T = a \cdot G_n \quad \dots\dots\dots (V.4)$$

- a : Coefficient de séisme ($a = 0,15$);
- G_n : Poids de la tranche.

V-4-Classement des forces :

On peut classer toutes ces forces comme suit :

➤ **Les forces stabilisatrices :**

a. Force de frottement :

$$F_f = N \cdot n \cdot \tan \phi - U \cdot dl \cdot \tan \phi \quad \dots\dots\dots (V.5)$$

- ϕ : Angle de frottement.
- dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

b. Force de cohésion :

$$F_c = c \cdot dl \quad \dots\dots\dots (V.6)$$

Avec : $dl = \frac{2 \cdot \pi \cdot R \cdot B_i}{360}$

- R : rayon de la courbe de glissement;
- B_i : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement;(largeur de la tranche).

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

$$M_s = [(N \cdot n - U \cdot dl) \cdot \tan \phi + c \cdot dl] \cdot R \quad \dots\dots\dots (V.7)$$

Avec R : rayon de la courbe de glissement.

➤ **Les forces déstabilisatrices (motrices):**

Les forces motrices sont caractérisées par la composante périphérique (N_t), (force de cisaillement) du poids (G_n) qui provoque le glissement du talus.

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

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n \dots\dots\dots (V.8)$$

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

$$M_T = a G_n d_n \dots\dots\dots (V.9)$$

Remarque:

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

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}}{10}$$

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

V-4- Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement:

Le coefficient de sécurité est égale à : $K_s = \frac{M_{resis}}{M_{mot}} \dots\dots\dots (V-10)$

M_{resist} : les moments résistants.

M_{mot} : les moments moteurs.

La valeur minimale du facteur de sécurité est caractérisée par un centre de cercle critique qui définit en fin de compte la valeur à prendre en considération, cette valeur du facteur de sécurité définie doit être supérieure du moins égale à la valeur admissible.

Le coefficient « K_s » sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue (voir annexe 7).

a) Retenue pleine :

Le poids du remblai et la poussée de la retenue sont considérés ; le calcul se fait en contraintes effectives en tenant compte de l'écoulement à l'intérieur de la digue du aux infiltrations.

Ce cas a la réputation d'être le plus défavorable pour le talus aval, du fait du caractère catastrophique d'une rupture en charge.

- *Sans séisme* $K_{ss} = \frac{\sum (N_n - P)tg\phi + \sum CdL}{\sum T_n} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V-11)$

- *Avec séisme* $K_{as} = \frac{\sum (N_n - P)tg\phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V-12)$

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

K_{ss} : coefficient de sécurité sans séisme;

K_{as} : coefficient de sécurité avec séisme.

b) Retenue vide (fin de construction) : L'étape la plus critique se situe juste a la fin de la construction, alors que les pressions interstitielles sont à leur maximum, le drainage n'a pas encore eu lieu, le calcul se fera alors en contraintes effectives en considérant les densités de mise en place des terres (95% Proctor).

- *Sans séisme*
$$K_{ss} = \frac{\sum N_n tg\phi + \sum CdL}{\sum T_n} \geq K_{adm} \dots\dots\dots(V.13)$$

- *Avec séisme*
$$K_{as} = \frac{\sum N_n tg\phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.14)$$

c) Vidange rapide :

La vidange rapide par laquelle a été vérifiée la stabilité du talus amont, est le cas le plus défavorable. Pour ce dernier, l'abaissement rapide du plan d'eau entraîne un écoulement en régime transitoire dans la digue. L'état critique se situant juste après vidange, les pressions hydrostatiques internes ne s'étant pas dissipées, dans ce cas les moments stabilisants seront dus au poids saturé.

Le calcul se fait uniquement pour le talus amont, car la vidange rapide d'une retenue en terre peut lui causer des dégâts. et dans ce cas là on calcule le poids de la tranche à l'aide de la densité déjaugée du matériau γ' .

- *Sans séisme*
$$K_{ss} = \frac{\sum (N_n - P)tg\phi + \sum CdL}{\sum T_n} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.15)$$

- *Avec séisme*
$$K_{as} = \frac{\sum (N_n - P)tg\phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.16)$$

Tableau N°V-4 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement :

Cas de sollicitation		Coefficient de sécurité	
		Sans séisme ($K_{SS,adm} = 1,10 \text{ _ } 1,05$)	Avec séisme ($K_{as,adm} = 1,05$)
Fin de construction	Talus amont		
	R=36,67m	2,37	1,680
	R=32,6m	2,74	1,874
	R=35,74m	3,67	2,554
	Talus aval		
	R=34,67m	2,66	1,782
	R=35,74m	2,75	1,789
	R=36,67m	2,81	1,794
Retenue normale	Talus aval		
	R=30,06m	3,12	2,197
	R=31,25m	2,79	1,913
	R=31,8 m	2,96	1,992
Vidange rapide	Talus amont		
	R=21,47m	2,87	1,987
	R=30.69m	2,99	2,009
	R=25,25 m	1,586	1,054

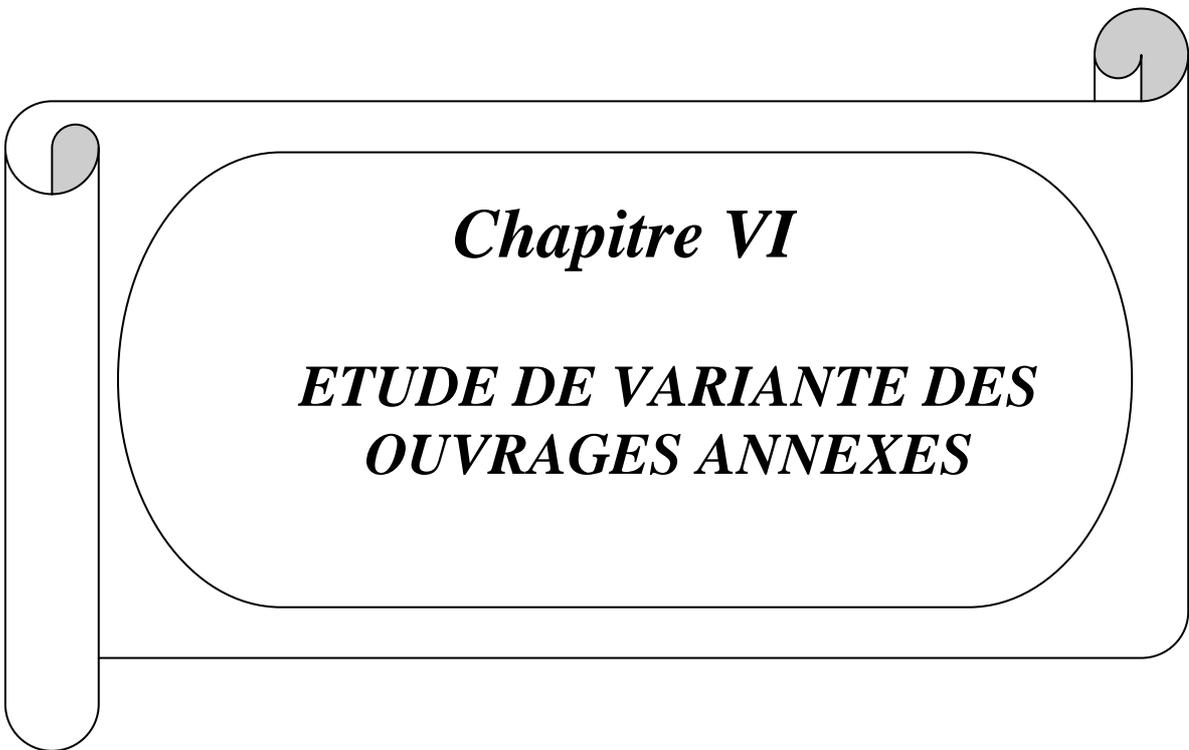
Conclusion :

Les résultats mettent en évidence les coefficients de sécurité des talus beaucoup plus grands du coefficient de sécurité admissible cause des valeurs moins élevées de la cohésion de l'argile.

Vu la hauteur de la digue $H_{digue} = 15,40m$ avec une marge de sécurité il est plus convenable de réserver les mêmes inclinaisons des talus :

- Pour talus amont $m = 3.00$
- Pour talus aval $m = 2.50$

Au point de vue économique le maintien des même talus n'augmentera pas le coût de la retenue car le volume du remblai n'est pas important. Mais il indispensable de faire un ajout de matériaux fin vue la quantité d'argile qui insuffisante pour la réalisation du corps de la digue.



Chapitre VI

***ETUDE DE VARIANTE DES
OUVRAGES ANNEXES***

INTRODUCTION :

La construction d'une digue a pour but de créer une retenue susceptible de satisfaire certains besoins; sans qu'elle présente un obstacle pour une crue de débit importants qui peuvent la submerger et entraîner par conséquent sa ruine.

Pendant d'élaboration d'un projet de barrage, on doit prévoir l'implantation des ouvrages annexes convenants à cet ouvrage en tenant compte du type de barrage, sa fondation, la géologie des rives de la vallée, la topographie du site et autres.

Les ouvrages annexes prévus pour le retenu seront.

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

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

VI-1- Ouvrage d'évacuateur de crues :

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 créer d'érosion en aval risquant d'endommager l'ouvrage.

VI-1-1- Critères de choix de l'évacuateur de crue :

Les principaux critères à prendre en considération pour le choix de l'évacuateur de crues sont :

1. la sûreté et la sécurité de fonctionnement.
2. les difficultés de réalisation.
3. les exigences topographiques du site.
4. les exigences géologiques de la fondation.
5. la facilité d'entretien.
6. la facilité de modification.
7. le coût de l'ouvrage.

Les évacuateurs de crues se divisent en deux catégories :

- a. l'évacuateur à écoulement libre.
- b. L'évacuateur par puit noyé.

VI-1-2- Différents types des évacuateurs de crues.

01/ Evacuateur de crues en puit (tulipe) :

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir en lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puit coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre et un dissipateur d'énergie aval.

La loi de débit est similaire à celle des évacuateurs de surfaces linéaires en écoulement dénoyé, mais lorsque l'ouvrage est noyé, il se comporte comme un orifice.

Ce type d'ouvrage équipera le plus souvent les grands barrages vu les avantages :

- a) Evacuation d'importants débits ($80 < Q < 6000$) m³/s.
- b) Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

En parallèle ce type d'évacuateurs représente les inconvénients :

- a) Problème de saturation (Débit supérieur à celui de dimensionnement, charriage)
- b) Problème de vibration.
- c) Problème de liaison difficile à assurer (digue - conduite ou galerie).
- d) Prévoir des protections anti-vortex (coût et entretien).
- e) Dissipation au pied de la digue.

02/ Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral :

Ce type d'ouvrage est à écoulement à surface libre, son critère de choix est purement topographique.

Ce type représente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversante.

L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

03/ Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal :

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre. Il représente les avantages :

- Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet. Ainsi que la Facilité de réalisation.

Ces inconvénients sont :

- Le coût peut élever.
- La difficulté de modification.

04/ Evacuateur de crues en siphon :

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, posé sur le corps du barrage, il représente les avantages :

- Aucune exigence topographique.

-
-
- Calcul usuel.

Ces inconvénients sont :

- Amorçage et le désamorçage.
- Entretien indispensable.
- Débit faible à évacuer.
- Dispositif sur le corps de la digue.

VI-1-3 Choix de la variante :

L'évacuateur de crue en tulipe avec une galerie sous la digue peut provoquer des problèmes d'instabilité du remblai à cause des vibrations qui peuvent se produire lors de l'évacuation, 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 ; la faible charge sur l'entonnement circulaire, et l'évacuation au pied de la digue pouvant causer l'érosion régressive ; tout ces problèmes ramène à rejeter cette Variante .

L'évacuateur de crue latéral s'adapte au site du fait 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 peu fiable.

L'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal s'adapte aussi au site, puisque la largeur déversante n'est pas très importante et la topographie permet l'implantation.

Le bon fonctionnement et la sûreté de celui-ci 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 de crues pour la retenue sera donc latéral à entonnement frontal (voir planche N° 05)

VI-1-4 Dimensionnement de l'évacuateur de crue:

L'évacuateur de crues est constitué des éléments suivants :

- 1) Un canal d'approche.
- 2) Un déversoir.
- 3) Un chenal.
- 4) Un convergent.
- 5) Un coursier.
- 6) Un bassin de dissipation.
- 7) Un canal de restitution.

1) 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, généralement l'écoulement est calme avec une vitesse faible.

- **Vitesse d'approche:**

La vitesse est donnée par la relation suivante:

$$V_{ap} = \frac{Q}{S_{can}}$$

Q: débit évacue (Q=60,40 m³/s)

S_{can} : Section du canal en [m²] et S_{can} = H x b.

b: largeur du déversoir (b=6m).

H : Charge d'eau [m] et H = h + P.

P: la pelle (P=1,68m).

h : lame déversante en [m] ; h=0,9

A.N :

$$V_{ap} = \frac{60.40}{6 \cdot (0,9 + 2,58)} = 3.89\text{m/s}$$

La vitesse admissible pour le tronçon non revêtu est (4.4 ÷ 10) m/s, V < V_{adm}, donc pas de risque d'érosion.

➤ **Hauteur du mur du canal d'approche:**

La revanche du canal est calculée d'après la formule suivante:

$$R_e = 0.6 + 0.05V(H)^{1/3} \dots\dots\dots (VI-1)$$

$$R_e = 0,87\text{m.}$$

D'où la hauteur de mur est: R=0,87m

$$H_m = h + P + 0,87 = 3,45\text{m} \dots\dots\dots (VI-2)$$

Pour des raisons de sécurité on prend:

$$H_m = 3,5\text{m.}$$

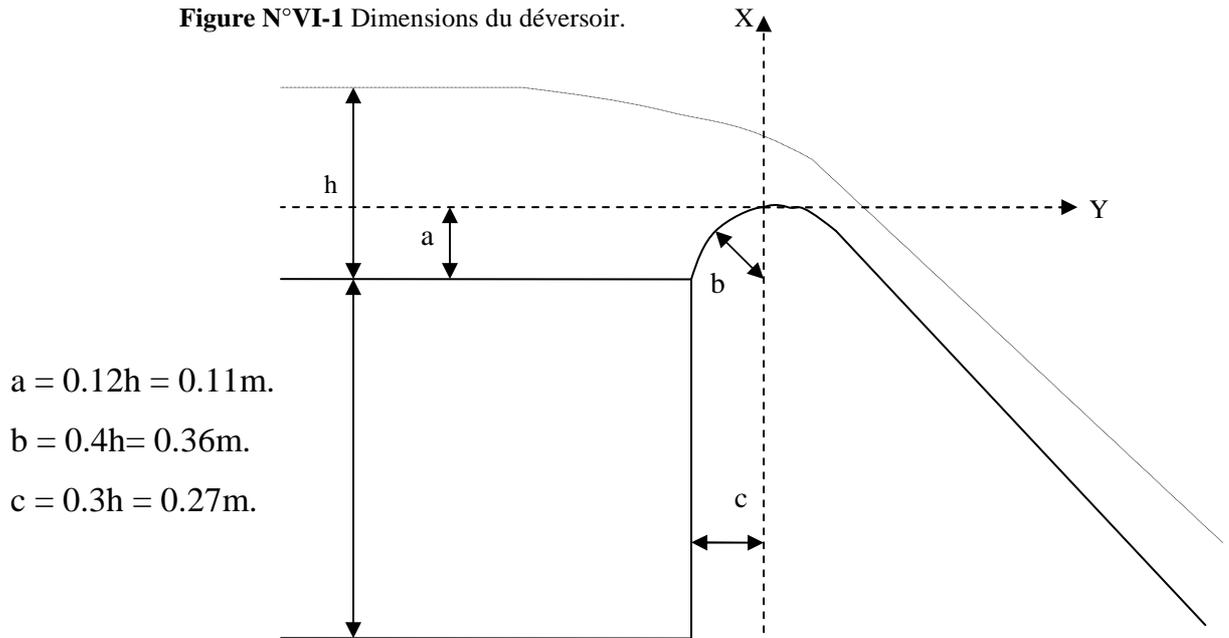
➤ **Longueur du canal d'approche:**

La longueur du canal d'approche est déterminée d'après la topographie, elle est égale à 15m

2) Le déversoir:

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

Figure N°VI-1 Dimensions du déversoir.



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

$$y = \frac{(x^{1.85})}{(2H^{0.85})} \dots\dots\dots (VI-3)$$

H: la charge sur le déversoir.

Tableau N°VI-1: Coordonnées de la nappe déversante :

X	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2	
Y	0,000	0,03	0,1	0,21	0,36	0,55	0,77	1,02	1,30	1,62	1,97	

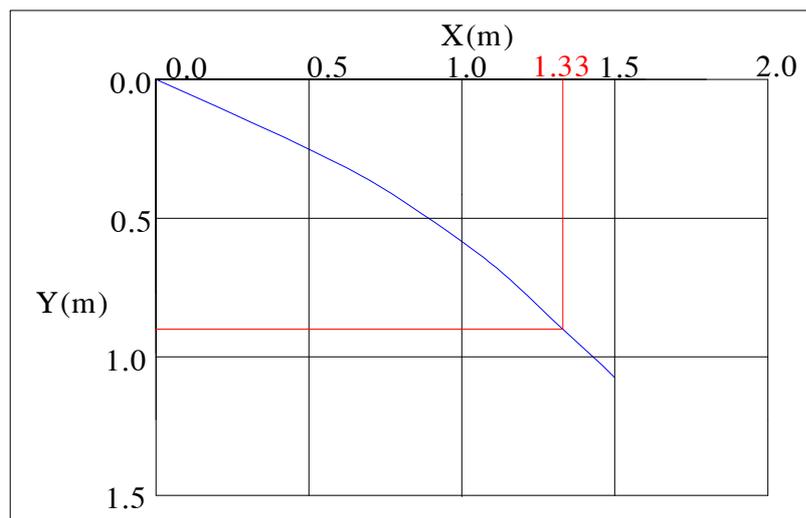


Figure N°2- Profil du deversoir du type Creager

3) Canal d'écoulement:

Le canal fait directement suite au déversoir, dans le cas d'un évacuateur de surface, sa pente est suffisamment faible (inférieur a la pente critique) pour que le régime soit fluviale. Il est en

général de section rectangulaire, sa longueur est déterminée en fonction de la topographie. Ici elle n'est pas importante elle est égale à 10m et une pente $i=0,20\%$.

➤ **Calcul de la profondeur critique :**

L'écoulement dans le chenal est fluvial du fait de la pente souvent inférieure à la pente critique. La phase de passage d'un régime fluvial au torrentiel ou vis versa est appelée régime critique ou la surface libre occupe le niveau critique, on considère qu'elle est atteinte au point de changement de section.

On calcul la profondeur critique par la formule :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots\dots\dots (VI-4)$$

Avec:

q : débit spécifique $q = \frac{Q}{b}$ (m²/s) ;

Q: débit à évacuer (Q=60,40m³/s).

b: largeur du canal (b=6m).

g: l'accélération de pesanteur (g=9,81m²/s).

hc =2,17m.

La pente critique se détermine par la formule de Manning pour (h=h_{cr}).

$$Q = K.S.R^{2/3} I^{1/2} \dots\dots\dots (VI-5)$$

Avec:

R: rayon hydraulique (en m) R_h=0,66m.

I: la pente en (m/m).

S: section mouillée

K: coefficient de Manning-Strickler (K=71).

Pour une section rectangulaire:

$$I_{cr} = \left[\frac{Q.(b+h_c)^{2/3}}{K.(b.h_c)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots (VI-6)$$

I_{cr}=0,22%.

(0,20% < 0,22% ⇒ I < I_{cr}), La condition est vérifiée.

➤ **Calcul de la profondeur normale :**

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

$$Q = S.C.\sqrt{R.I} \dots\dots\dots (VI-7)$$

Avec : S : section du chenal S=b.h_n ;

I : pente du chenal I=0,10% ;

C : coefficient de Chézy $C = R^{1/6} / n \dots\dots\dots (VI-8)$

$$R : \text{ rayon hydraulique } R = \frac{S}{P} = \frac{b \cdot h_n}{2 \cdot h_n + b}; \dots\dots\dots (VI-9)$$

S=15.50 m²
P=13.0711 m
R=1.3464 m

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative.

$$Q = \frac{1}{n} \cdot I^{1/2} \cdot (b \cdot h_n)^{5/2} \cdot (2 \cdot h_n + b)^{-3/2} \dots\dots\dots (VI-10)$$

On aura : $h_n = 2,70 \text{ m}$, $V_n = \frac{Q}{b \cdot h_n} \Rightarrow V_n = 3,73 \text{ m/s}$

Conclusion :

$h_n > h_c$ alors l'écoulement est fluvial.

4) Le convergent:

A l'extrémité du chenal la ou s'amorce le coursier on projette un convergent pour marquer le passage en régime torrentiel.

La longueur du convergent est déterminée par la formule suivante :

$$L = 2,5 \cdot (L_1 - L_2) \dots\dots\dots (VI-11)$$

Où:

L_1 : est la largeur au plafond du bief amont $L_1 = b_1 = 11,4 \text{ m}$.

L_2 : est la largeur au plafond de la section de contrôle $L_2 = b_2 = 8,4 \text{ m}$.

La longueur du convergent est de : $L = 3 \text{ m}$

5) Le coursier:

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

➤ **Largeur du coursier :**

Elle est donnée par :

$$B = Q^{0,4} \text{ (m)} \dots\dots\dots (VI-12)$$

A.N : $B = (60,40)^{0,4} = 6 \text{ m}$

➤ **La profondeur critique :**

La condition de l'état critique est :

$$\frac{Q^2 B}{g \cdot S^3} = 1.$$

Pour un canal rectangulaire :

B : est la largeur du coursier
égale à 6 m.

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot B^2}}$$

A.N :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{60,40^2}{9,81 \cdot 6^2}} = 2,17$$

$$h_{cr} = 2,17m$$

➤ **La pente critique :**

La pente d'un canal uniforme, pour un débit donné, est la pente que devrait prendre ce canal, pour que la profondeur normale du courant considéré, soit égale à la profondeur critique.

Pour calculer I_{cr} on associera donc la relation du régime uniforme

$$Q = Sc \cdot C_c \cdot \sqrt{R_c \cdot I_{cr}} \quad \dots\dots\dots (VI-13)$$

Avec celle du régime critique.

$$\frac{Q^2 \cdot b}{g \cdot S_c^3} = 1 \quad \dots\dots\dots (VI-14)$$

L'élimination de Q entre les deux expressions pour une section rectangulaire ($S=h \cdot b$) conduit à :

$$I_{cr} = \frac{g \cdot h_c}{C_c^2 \cdot R_c} \quad \dots\dots\dots (VI-15)$$

Avec : I_{cr} : pente critique ;

Sc : section critique $Sc=b \cdot h_{cr}$;

Rc : rayon critique $Rc=Sc/Pc$;

Pc : périmètre critique $Pc=2 \cdot h_{cr}+b$

Cc : coefficient de Chézy $Cc = R_c^{1/6} / n$

n : coefficient de rugosité $n=0,014$ (revêtement en béton).

Ce qui donne :

- $Sc=13,02m^2$;
- $Pc=10,34m$;
- $Rc=1,26m$;
- $Cc=74,22$

La pente critique est:

$$I_{cr} = 0,31\%$$

➤ **Calcul de la profondeur normale :**

La profondeur normale, présente la profondeur du courant en régime uniforme (c'est-à-dire la section transversale et la pente de la surface libre sont constantes) elle est calculée en utilisant la formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy).

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

Avec : S : section du coursier $S=b.h_n$;

I : pente du coursier $I=20,96\%$ (voir le profil) ;

Cn : coefficient de Chézy $Cn = R^{1/6} / n$

$$R : \text{rayon hydraulique } R = \frac{S}{P} = \frac{b.h_n}{2.h_n + b} ;$$

En substituant De la même manière que pour le chenal d'écoulement, on aura:

$$Q = \frac{1}{n} . I^{1/2} . (b.h_n)^{5/2} . (2.h_n + b)^{-3/2}$$

$$\text{On aura : } h_n=0,528\text{m, } V_n = \frac{Q}{b.h_n} \Rightarrow V_n=19,06 \text{ m/s}$$

➤ **Classification du mouvement et du régime d'écoulement :**

$I=20,96\%$ ($h_n=0,71\text{m}$), $I_{cr}=0,31\%$ ($h_{cr}=2,17\text{m}$)

En analysant ces résultats, on constate que $I > I_{cr}$ ($h_n < h_{cr}$) donc le régime d'écoulement est torrentiel et le canal est à forte pente.

➤ **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 « CANALP ».

Sur le tableau suivant on présente les différents paramètres de calcul suivant des sections distantes de 10m (le pas).

Les données de départ sont :

- Largeur du canal $b=6\text{m}$.
- Débit à évacuer: $Q=60,40\text{m}^3/\text{s}$.
- La pente du coursier: $I=0,209$
- La longueur du coursier: $L=55\text{m}$.
- Coefficient de Strickler (71).

Q (m ³ /s)	Strickler	I (m/m)	Yn (m)	Yc (m)	Régime	L bief (m)
90,40	71	0,2096	0,52	2,17	NT	55

Les résultats de calculs sont illustrés dans le tableau VI-2.

Tableau N°VI-2: Ligne d'eau à pas d'espace de 10m.

Section	Abscisse (m)	Pas (m)	Y (m)	Fr	Hs (m)	J (mm/m)
Amont	0,00	10	2,17	1,00545	3,267	3,140
1	10	10	1,12	2,71159	5,238	21,033
2	20	10	0,92	3,64225	7,022	37,918
3	30	10	0,81	4,40883	8,682	55,810
4	40	10	0,74	5,04898	10,172	73,590
5	50	10	0,69	5,60761	11,539	91,264
Aval	55	5	0,68	5,78351	11,981	97,251

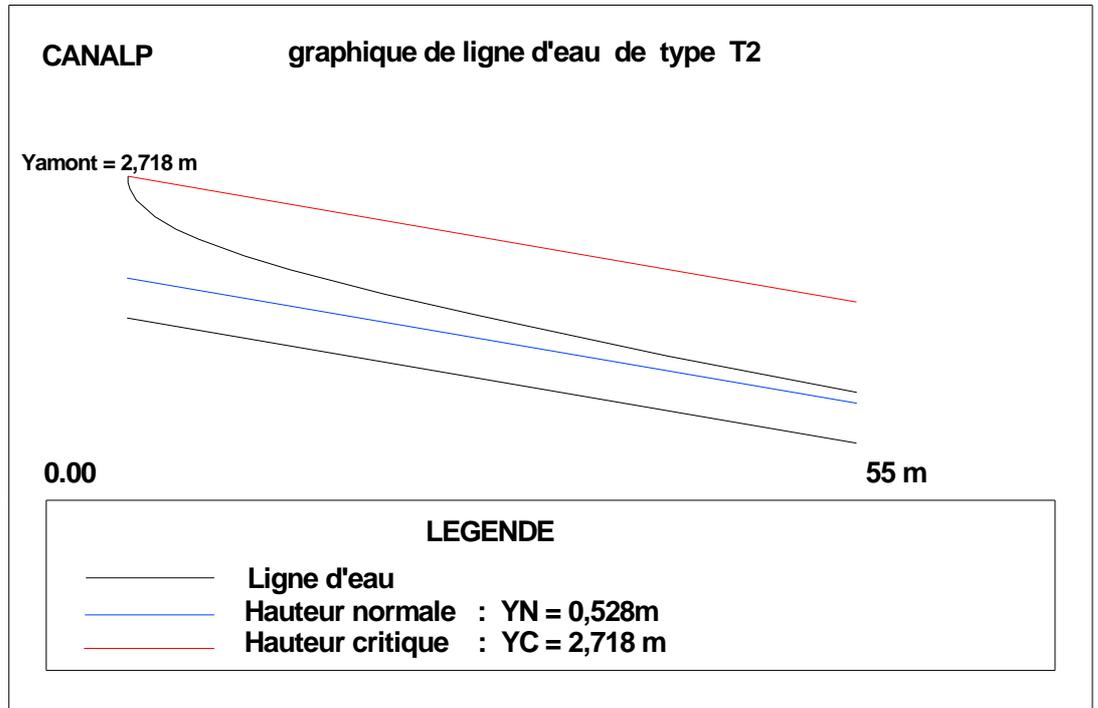


Figure N°VI-3 Ligne d'eau dans le coursier.

D'après le tableau la valeur qu'on doit adopter est : $y_2=0,68m$.

La vitesse a la fin du coursier est:

$$V = \frac{Q}{b \cdot y_2} = 14,80 \text{ m/s} < V_{adm} = 15 \text{ m/s} \dots\dots\dots (VI-16)$$

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gy}} \dots\dots\dots (VI-17)$$

Donc : $F_r = 23,38$

6) Dissipateur d'énergie :

Il permet de dissiper l'énergie des eaux de crue avant de les instituer à l'oued, la forme du ressaut et ses caractéristiques dépendent directement du nombre de Froude d'après les tests réalisés par (USBR) "The bureau Of Réclamation".

- ❖ $1,0 \leq Fr \leq 1,7$ Ressaut ondulé.
- ❖ $1,7 < Fr \leq 2,5$ Ressaut faible de petites apparitions en surface.
- ❖ $2,5 < Fr \leq 4,5$ Ressaut oscillant.
- ❖ $4,5 < Fr \leq 9$ Ressaut stable (Stationnaire).
- ❖ $Fr > 9$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Froude est supérieur à 4,5, donc il y'aura formation d'un ressaut stable.

Pour la dissipation de cette énergie on a opté pour un bassin à ressaut, 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 est inférieure à 15m/s. 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.

$V < 15m/s$ et $F_r > 4,5$ alors le bassin qui convient est de type II.

Détermination des caractéristiques du bassin :

On a $F = 23,38$; $y_1 = 0,52$ m

Donc de l'abaque $\frac{y_2}{y_1} = 5,6$, d'où $y_2 = 2,91$ m.

y_1 : Tirant d'eau avant le ressaut en (m).

y_2 : Tirant d'eau après le ressaut en (m).

Longueur du bassin On a; de l'abaque $\frac{L}{Y_2} = 1,78$

Donc : $L = 5,18$ m. On prend : $L_{II} = 5$ m.

❖ Dimensionnement des blocs Chicanes :

- La hauteur des blocs de chutes : $h_1 = Y_1 = 0,52$ m.
- La largeur des blocs de chutes : $l_1 = Y_1 = 0,52$ m.
- Espacement entre deux blocs de chutes : $e_1 = Y_1 = 0,52$ m.
- Hauteur du seuil denté : $h_2 = 0,2 Y_2 = 0,58$ m.
- La largeur d'une dent : $l_2 = 0,15 Y_2 = 0,44$ m.

- Espacement entre deux dents : $e_2 = 0,15$ $Y_2 = 0,44$ m.

7) Canal de restitution :

C'est un canal de forme rectangulaire de faible pente, sur une certaine distance qui se chargera de restituer au cours d'eau original sans risque d'affouillement.

- Longueur du Canal : $L = 16,00$ m (dont 5,00m est en béton et 11,00m en pierres maçonnais)
- Largeur du canal : $B = 6,00$ m
- Pente : $I = 1,00$ %

➤ La hauteur critique :

Pour un canal trapézoïdale, la hauteur critique se calcul par la formule suivante :

$$h_{cr} = K \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0,105 \sigma_{cr}^2 \right) \quad \dots\dots\dots (VI-18)$$

$$\text{Avec : } K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}} \quad \dots\dots\dots (VI-19)$$

$$\text{Et } \sigma_{cr} = \frac{K \cdot m}{b} \quad \dots\dots\dots (VI-20)$$

m : fruit des talus du canal de fuite $m=1$.

Ce qui donne : $K=1,23$, $\sigma_{cr} = 0,153$ d'où **$h_{cr}=1,94$ m**

➤ La pente critique :

Elle est donnée par : $I_{cr} = \frac{g \cdot h_c}{C^2 \cdot R_c}$

Avec : I_{cr} : pente critique ;

S_c : section critique $S_c = m \cdot h_{cr}^2 + b \cdot h_{cr}$;

R_c : rayon critique $R_c = S_c / P_c$;

P_c : périmètre critique $P_{cr} = b + 2 \cdot h_{cr} \sqrt{1 + m^2}$

C_c : coefficient de Chezy $C_c = R_c^{1/6} / n$

n : coefficient de rugosité du sol $n=0,02$

Ce qui donne : $S_c=15,436$ m², $P_c=11,496$ m, $R_c=1.34$ m et $C_c=52,51$.

La pente critique est **$I_{cr}=0,0020$** ou **$I_{cr}=0,20\%$**

➤ Profondeur normale dans le canal :

La formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy) est :

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

Pour la hauteur normale on a :

$$S_c = m \cdot h_n^2 + b \cdot h_n \quad P_n = b + 2 \cdot h_n \sqrt{1 + m^2}$$

$$R = S_n / P_n \quad C_n = R^{1/6} / n$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative.

$$Q = \frac{1}{n} \cdot I^{1/2} \cdot (m h_n^2 + b h_n)^{5/2} \cdot (2 h_n \sqrt{1 + m^2} + b)^{-3/2} \dots\dots\dots (VI-21)$$

Le résultat du calcul par itération donne :

$$h_n = 0,918 \text{ m}$$

➤ **Vitesse dans le canal :**

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m h_n^2 + b h_n} \quad \text{D'où} \quad V = 5,25 \text{ m/s}$$

Le sol du canal est constitué par des blocs d'alluvions grossies.

La vitesse admissible correspondante à ce type de sol est : $V_{adm} = (1,80 \div 2,20) \text{ m/s}$.

Pour réduire la vitesse et son effet sur les parements du canal on prévoit un revêtement en enrochement du diamètre supérieur.

V-1-5 Hauteurs des murs bajoyers:

Canal d'approche et chenal d'écoulement :

Sur le long du chenal d'écoulement les hauteurs des murs bajoyers vont atteindre le niveau de la crête de la digue ($N_{cr} = 68.4 \text{ m}$) qui correspond à une hauteur de 15,4 m.

Le coursier :

Pour des raisons d'ordre économiques et compte tenu de la ligne d'eau présentée, on partage le coursier en deux tronçons dont les hauteurs des murs bajoyers différent.

- le 1^{er} tronçon à l'amont.
- le 2^{eme} tronçon à l'aval

➤ **Hauteur au début du 1^{er} tronçon :**

$$H_m = h_e + r, \text{ Ou :}$$

H_m : hauteur du mur bajoyer ;

h_e : hauteur d'eau $h_e = 1,23 \text{ m}$;

$$r : \text{revanche de sécurité donnée par : } r = 0,61 + 0,14 V^{1/3} \dots\dots\dots (VI-22)$$

V : la vitesse du niveau de la section de contrôle $V = 4,04 \text{ m/s}$;

$$\text{Ce qui donne : } r = 0,83 \text{ m, } H_m = 2,06 \text{ m}$$

➤ **Hauteur à la fin du 1^{er} tronçon :**

On procède de même manière que précédemment.

$$h_e = 0,59 \text{ m} \quad \text{on aura } V = 11,43 \text{ m/s, } r = 0,92, \quad H_m = 1,51 \text{ m}$$

➤ **Hauteur à la fin de 2^{eme} tronçon :**

$$h_e = 0,49 \text{ m} \quad \text{on aura } V = 13,76 \text{ m/s, } r = 0,95 \text{ m, } H_m = 1,43 \text{ m}$$

Pour des raisons constructives et de sécurité on prend les hauteurs suivantes :

- premier tronçon : $H_m = 2,5 \text{ m}$
- deuxième tronçon : $H_m = 1,5 \text{ m}$

Le bassin de dissipation :

Il aura les mêmes hauteurs que les murs bajoyers du canal de restitution

Le canal de restitution :

$h_e = 1,16$ m On aura $V = 4,35$ m/s, $r = 0,84$ m $H_m = 1,99$ m

On prend ; $H_m = 2$ m.

VI-2 LA PRISE D'EAU ET LA CONDUITE DE VIDANGE DE FOND:

La prise d'eau et la vidange de fond sont réunies dans un même ouvrage qui est situé au pied amont de la digue sur la rive gauche. L'ouvrage comporte les équipements suivants :

- Vanne d'entrée de la prise d'eau (chambre immergée).
- Conduite forcée de vidange de fond.
- Vanne de sortie (vanne robinet) contenant trois, robinets l'un pour la prise d'eau, l'autre pour la vidange et le dernier de secours.
- Bassin d'amortissement pour dissiper l'énergie provenant en temps de vidange de Fond de la retenue
- Canal d'évacuation.

VI-2-1 Tour de prise:

Elle est de forme cylindrique présentant deux sections différentes, une section de 2,00m de hauteur et de diamètre externe de 2,60m et une section de 13,00m de hauteur de diamètre externe 2,40m. Le diamètre intérieur est constant 2,00m.

Nous avons prévu une vanne de vidange de dimension 1,00 x 1,00 m.

Nous avons prévu aussi une conduite de prise d'eau de diamètre 800mm menée d'un coude dans sa partie basse qui la reliera à la conduite de service passant par la conduite de vidange dans sa partie supérieure.

Les niveaux de prises d'eau sont respectivement 60,30 et 61,80 NGA

VI-2-2 Conduite de vidange:

Le tracé de la conduite forcée est choisi de façon qu'elle soit disposée en excavation, elle doit être étanche et en état de supporter des déformations. La conduite se place dans un sol non rocheux.

On a adopté une conduite de vidange, afin d'éviter l'envasement de la retenue et assurer le transport solide par cette conduite.

Elle a un diamètre intérieur de 600mm sur longueur totale de 97,80m. La pente du radier de la conduite est de 1% et le débit est de l'ordre $2,01$ m³/s.

Elle est de diamètre \varnothing 600mm (tuyau en acier) enrobée de béton armé d'épaisseur 15cm exécutée ordinairement par tronçons de 10m. Le long de la conduite est prévue des

anneaux d'étanchéité à chaque 10 m de distance. Aux endroits de jonction l'enrobage est en béton armé.

La conduite doit être posée sur un lit de béton de propreté d'une couche de 10cm.

VI-2-2-1 Calcul du débit maximal de vidange :

Le débit maximal de vidange de fond transite par les conduites en charge est définie comme suite :

$$Q_{\max} = \mu F \sqrt{(2g \cdot H_{\max})}$$

Q_v = Le débit de vidange de fond maximal en m^3/s

μ . = Coefficient de débit tenant compte de charge

F = Section de la vidange de fond en m^2 ; $F = \frac{\pi D^2}{4}$

H_{\max} = La charge total devant la conduite de vidange en m

D = Diamètre de la conduite de vidange de fond, choisi égale a 600mm $\Rightarrow \varnothing 600$ mm
 $F = 0.281m^2$

Le coefficient de débit μ s'obtient par la formule suivante :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \zeta + \frac{\lambda L}{D}}}$$

$\sum \zeta = \zeta_{\text{entrée}} + \zeta_{\text{étranglement}} + \zeta_{\text{grille}} + \zeta_{\text{sortie}} + \zeta_{\text{vanne}}$

$\sum \xi = \xi_{\text{grille}} + \xi_{\text{entrée}} + \xi_{\text{étranglement}} + \xi_{\text{vanne}} + \xi_{\text{sortie}}$

Les pertes de charge recensée :

- $\zeta_{\text{entrée}}$: (0,20 : 0,25)

- $\zeta_{\text{étranglement}}$: Nulle

- ζ_{sortie} : 1,00

- ζ_{vanne} : 0,25

$$\xi_{\text{grille}} = \left(\beta \frac{t}{i} \right)^{4/3} \sin \alpha$$

β : Coefficient de forme, forme circulaire $\Rightarrow \beta = 1,79$

t : Diamètre de la barre circulaire $t = 20\text{mm}$

i : espacement entre barre $i = 80\text{mm}$

α : 90°

$$\zeta = 0,31$$

$$\sum \zeta = 0,25 + 0,31 + 0,25 + 1 = 1,81$$

λ = Le coefficient de DARCY prenant en compte les frottements le long de la conduite

$$\lambda = 0,02$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \zeta + \frac{\lambda L}{D_{cv}}}} = 0,33$$

$$\lambda \frac{L}{D} = 0,020 * \frac{97,80}{0,600} = 3,097 \text{ ce qui implique que : } \mu = 0,40$$

λ = Le coefficient de DARCY prenant en compte les frottements le long de la conduite
 $\lambda = 0,02$

Longueur de la conduite de vidange

L total = 97,80m

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{\sum \zeta + \lambda \frac{L}{D}}} = 0,41$$

Détermination de la hauteur de charge :

$$H_{\max} = \downarrow \text{CRN} - \downarrow \text{CAV}_F = 66,50 - 50,65 = 15,85\text{m}$$

$$H_{\min} = \downarrow \text{CVM} - \downarrow \text{CAV}_F = 60,30 - 50,65 = 9,65\text{m}$$

Application numérique :

$$Q_{\max} = 2,02 \text{ m}^3/\text{s}$$

Donc

$$Q_{\max} = \mu F \sqrt{(2g * H_1)} = 2,02 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\min} = \mu F \sqrt{(2g * H_1)} = 1,58 \text{ m}^3/\text{s}$$

D'où le débit de vidange est estimé à $Q = 2,02 \text{ m}^3/\text{s}$

VI-2-2-2 Calcul du temps de vidange :

Pour le calcul du temps de vidange on considère le cas où le barrage sera vidangé jusqu'au fond.

On divisera notre réservoir en tranches d'égale épaisseur, on choisira des tranches de 2m,

Le volume de la charge d'eau de chacune des tranches à partir de la courbe caractéristique

$H = f(V)$; ainsi la charge d'eau déterminée pour chaque tranche permet de calculer le débit à vidanger pour chacune de celles-ci à l'aide de la formule suivante :

$$Q_i = \mu . S . \sqrt{2 . g . H_i}$$

μ : Coefficient de débit $\mu = 0,40$

S : section de la vidange de fond $S = 0,283 \text{ m}^2$

H_i : hauteur de la tranche considérée (m)

$$\Rightarrow Q_i = 0,45 \sqrt{H_i}$$

Le temps de vidange pour chaque tranche est déterminé par la relation suivante :

$$T_i = \Delta V_i / 0.45 \sqrt{H_i}$$

Tableau N°VI-3 : Calcul du temps de vidanges

Cote (m)	Cote moy (m)	H _i (m)	$\sqrt{H_i}$ (m)	Q _i (m ³ /s)	V _i (m ³)	T _i = V _i /Q _i (h)
66,50-66,00	66,25	15,60	3,95	2,00	167 768,17	83 994,25
66,00-65,50	65,75	15,10	3,89	1,97	150 017,30	76 340,53
65,50-64,50	65,00	14,35	3,79	1,92	126 228,37	65 892,10
64,50-63,50	64,00	13,35	3,65	1,85	98 096,89	53 090,10
63,50-62,50	63,00	12,35	3,51	1,78	72 024,22	40 527,27
62,50-61,50	62,00	11,35	3,37	1,70	53 996,54	31 693,51
61,50-50,65	56,075	5,425	2,33	1,18	7 629,76	6 477,59

$$T = \sum T_i = 358015,75 = 4,14 \text{ jours} = 4 \text{ jours}$$

➤ **Chambre de manœuvre :**

C'est une chambre en béton à l'extérieur de la conduite de vidange dans sa partie supérieure, de 3,10m de longueur et 2.00m de largeur.

Trois vannes seront installées sur la conduite de prise de diamètre 600mm, vanne de garde, vanne d'exploitation pour des fins d'irrigation et une vanne sera utilisé lors de la vidange complète de la retenue.

Conclusion:

La conduite de prise de diamètre de (250) mm, elle est de forme cylindrique présentant deux sections différentes, une section de 2,00m de hauteur et de diamètre externe de 2,60m et une section de 13,00m de hauteur de diamètre externe 2,40m. Le diamètre intérieur est constant 2,00m.

Nous avons prévu une vanne de vidange de dimension 1,00 x 1,00 m.

Nous avons prévu aussi une conduite de prise d'eau de diamètre 800mm menée d'un coude dans sa partie basse qui la reliera à la conduite de service passant par la conduite de vidange dans sa partie supérieure. Les niveaux de prises d'eau sont respectivement 60,30 et 61,80 NGA.



Introduction:

L'organisation de chantier est l'utilisation optimale de ses moyens matériels et humains afin d'achever le projet (le barrage) dans les délais mais aussi le plus économiquement possible et dans les règles de l'art. Ceci ne sera fait qu'une fois un schéma ou un programme d'exécution sera projeté d'une manière intelligente.

Les principes de base observés dans l'organisation de chantier et le calendrier des travaux sont :

- Mécanisation du chantier à un degré maximal et l'utilisation d'un matériel efficace et d'un personnel hautement qualifié.
- Coordination des différentes phases de construction en matière de simultanéité des travaux à exécuter sur le chantier pour accélérer la réalisation.
- Réalisation du barrage et des ouvrages annexes dans la période la plus sèche de l'année.

VII-1 Succession des travaux:**VII-1-1 Travaux préparatoires:**

Généralement les travaux préparatoires sont :

- La préparation des accès et de la circulation pour la préparation de chantier.
- Le piquetage d'implantation des ouvrages.
- Les travaux d'aménagement des emprises et préparation des zones d'emprunt.
- Déboisement de la cuvette et décapage des fondations et creusement éventuel de la clé d'ancrage du barrage.
- La réalisation de l'ouvrage de dérivation qui va servir par la suite à une vidange de fond.

VII-1-2 Exécution de l'ouvrage (Planning et phasage des travaux) :

Pour une bonne gestion du projet du point de vue délai et coût, un programme d'exécution doit être fait et étudié sérieusement.

L'enchaînement chronologique des principales phases du chantier de construction ne devrait guère être éloigné du schéma type proposé :

- ❖ Un piquetage est nécessaire pour la matérialisation des repères par rapport à des points de référence fixes, l'axe et l'assiette du barrage et les ouvrages annexes tels que les canalisations, les drains et l'évacuateur.
- ❖ Aménagement des emprises (abattre des arbres, décapage des terres végétales)
- ❖ Remblaiement de la clé de l'ouvrage et des fondations jusqu'au terrain naturel.
- ❖ Dérivation et protection contre les eaux (protection contre les crues survenant lors des travaux d réalisation.)

-
- ❖ Mise en place de la conduite de vidange et de prise.
 - ❖ Approvisionnement des matériaux filtrants.
 - ❖ Exécution du remblai (excavation, chargement, transport, décharge, et compactage).
 - ❖ Génie civil des ouvrages de prise et de restitution et de l'évacuateur de crue.
 - ❖ Mise en place des équipements hydrauliques.
 - ❖ Travaux de finition, fermeture des zones d'emprunt, revêtement de crête et de route d'accès, équipement divers et aménagements des abords.

a- Réalisation de la digue:

Les travaux ainsi que les engins utilisés sont mentionnés ci-dessous:

- **Décapage de la couche de terre végétale :**

- Pour le creusement et les déplacements des terres on utilise des bulldozers.
- Pour les chargements on utilise des chargeurs.
- Pour les transports des remblais on utilise les camions à benne.

- **Exploitation des carrières :**

-Les décapages des couches superficielles et leur transport vers les dépôts provisoires se feront à l'aide des bulldozers muni de rippers.

-On doit procéder à un aménagement des fosses de ceinture tout autour de la carrière.

-On doit encore procéder à des rampes pour permettre tous les accès.

Il est à noter que la pente des talus des déblais dans les zones d'emprunt ne devra pas dépasser la valeur 1/1.

- **Exécution de la fouille d'encrage de la digue:**

- Les terrains meubles seront exécutés à l'aide des chargeurs.
- Les terrains rocheux seront exécutés à l'aide des explosifs.

- **Choix des engins:**

Les engins utilisés pour les excavations sont des excavateurs à godets et des excavateurs de tranchée. En ce qui concerne le transport des camions à bennes sont utilisés qui ont une bonne capacité, le nivellement sera fait par de niveleuses.

On compacte le sol dans le corps du barrage couche par couche par un rouleau. Pour atteindre la densité du projet, il faut faire de couche de sol de 30cm d'épaisseur avec 6 à 8 passes au rouleau pour obtenir un remblai bien compacté. Un contrôle journalier doit être fait durant toute la période de réalisation du remblai. Pendant la saison d'été il faudra augmenter la quantité d'eau pour l'humidification et pour faciliter le compactage.

▪ **Réalisation des drains et filtres:**

On a projeté un drain incliné suivi d'un drain tapis pour acheminer l'eau infiltrée vers le drain prisme, qui va l'évacuer en dehors du remblai.

Le compactage des filtres s'effectue à l'aide d'un compacteur à pneu vibrant. On note que la circulation des engins au dessus des collecteurs et des drains n'est 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 de 40 cm insensible à l'eau (produit asphaltique), résistant à la circulation des véhicules.

La mise en place des enrochements pour la protection des talus se fait à l'aide d'une pelle mécanique. Les enrochements seront posés sur des épaisseurs au moins égales à celle indiquées sur les plans d'exécution.

b- Réalisation de l'évacuateur de crue:

L'évacuateur de crue sera réalisé en parallèle avec la digue.

Les principales étapes de sa réalisation sont:

- Exécution de la fouille de l'évacuateur le long du tracé à l'aide de pelles mécaniques ou de BULLDOZERS.
- Aménagement du fond du canal.
- Aménagement des filtres, béton de propreté et des drains.
- Coffrage, ferrailage, bétonnage, blocs par blocs et mise des joints.
- Protection en enrochement à l'entrée et à la sortie de l'ouvrage.

c- Réalisation de la dérivation provisoire:

La galerie de dérivation se fait en béton armé elle en section fer de cheval avec un diamètre de 2,5m, l'épaisseur des parois est de 25cm cette galerie est munie d'écrans anti renards.

La vidange de fond est une conduite en acier, de diamètre 300mm, la prise d'eau est une conduite en acier de diamètre 100mm.

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 plus 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 prise d'eau.
 - Exécution de la chambre des vannes et montage des vannes.
 - Réalisation du bassin d'amortissement et en fin le canal de restitution.

VII-2 Planification :

❖ Définition:

La planification n'est rien d'autre que le résultat d'un bon management basé sur la recherche permanente de nouvelles méthodes du travail pour un meilleur rendement; son objectif est de s'assurer que le travail se fait dans un enchaînement logique, dans les délais et au moindre coût.

❖ Techniques de la planification:

Il existe deux méthodes essentielles; l'une est basée sur le réseau et l'autre sur le graphique.

La technique de planification utilisée dans notre projet est la méthode basée sur le réseau, le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives ou simultanées.

On a ainsi utilisé le réseau à noeuds, l'opération est représentée par des noeuds et la succession des opérations par des flèches.



Ce réseau indique que l'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

❖ Construction du réseau :

La procédure se fait comme suit:

- Etablissement d'une liste des taches;
- Détermination des taches qui précèdent et qui succèdent chaque opération ;
- Construction des graphes partiels ;
- Regroupement des graphes partiels ;
- Construction du réseau.

Il existe plusieurs méthodes basées sur le réseau, il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode C.P.M (méthode du chemin critique).

❖ **Les paramètres de la méthode C.P.M :**

Cette méthode a pour objectif de réduire le temps de réalisation du projet, réduire le coût, ainsi que de garantir un bon rendement du travail.

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

- TR : temps de réalisation ;
- DCP : date de commencement au plus tôt ;
- DCPP : date de commencement au plus tard ;
- DFP : date de finition au plus tôt ;
- DFPP : date de finition au plus tard ;
- MT : marge totale.

Et :

$$\begin{cases} \text{DFP} = \text{DCP} + \text{TR} \\ \text{DCPP} = \text{DFPP} - \text{TR} \end{cases}$$

❖ **Chemin critique (C.C) :**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\text{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} \text{MT} = 0 \\ \sum \text{TR}_{\text{CC}} = \text{D.T.P} \end{cases}$$

❖ **Planification du projet :**

Les opérations et leurs symboles sont cités ci-dessous:

Tableau N°VII-1 : symboles des opérations

NOM DES OPERATIONS	OP	TR (MOIS)
-Décapage et réalisation de la portion de clé d'étanchéité au droit de la conduite de vidange	A	1/2
-Déboisement de la cuvette.	B	2
-Dérivation provisoire du cours d'eau et construction du batardeau pour dévier correctement les eaux de l'oued.	C	1/2
- Réalisation de la clé d'étanchéité.	D	3/4
-Préparation des zones d'emprunt.	E	3/4
-Remblai des fondations.	F	1/4
-Approvisionnement des filtres.	G	1,5
-Mise en place du système de drainage (prisme de drainage).	H	1/4
-Remblai soigneusement compacté.	I	2
-Génie civil de l'évacuateur de crue.	J	1
-Revêtement des talus.	K	3/4
-Equipements hydrauliques.	L	1/2
-Finitions.	M	3/4

La retenue peut être réalisé au bout de 6,5 mois si le planning qui suivra sera respecté sur le chantier. Le commencement des travaux sera au début du mois de Mai qui correspond au début de la saison estivale. C'est la saison favorable pour l'exécution d'un barrage en terre.

Le schéma du réseau à noeuds de l'organigramme des opérations est donné

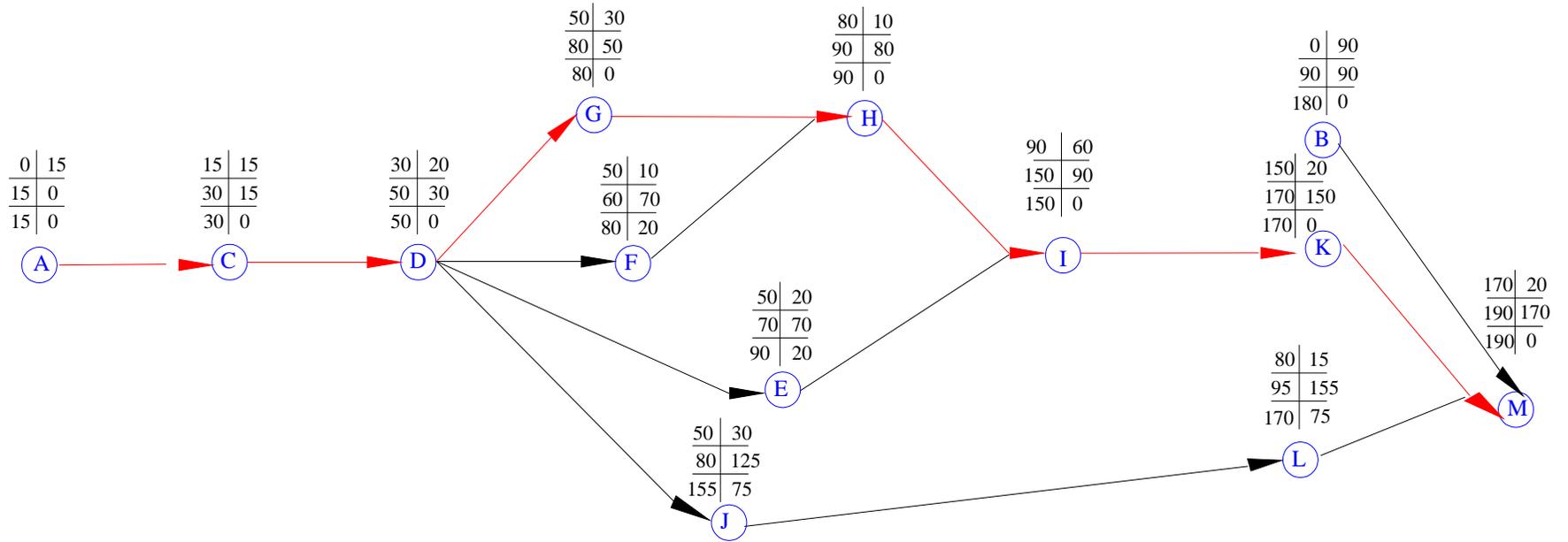
Par la figure VII-1.

❖ **Détermination du/des chemin(s) critique(s) :**

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0) est donné a une durée de :

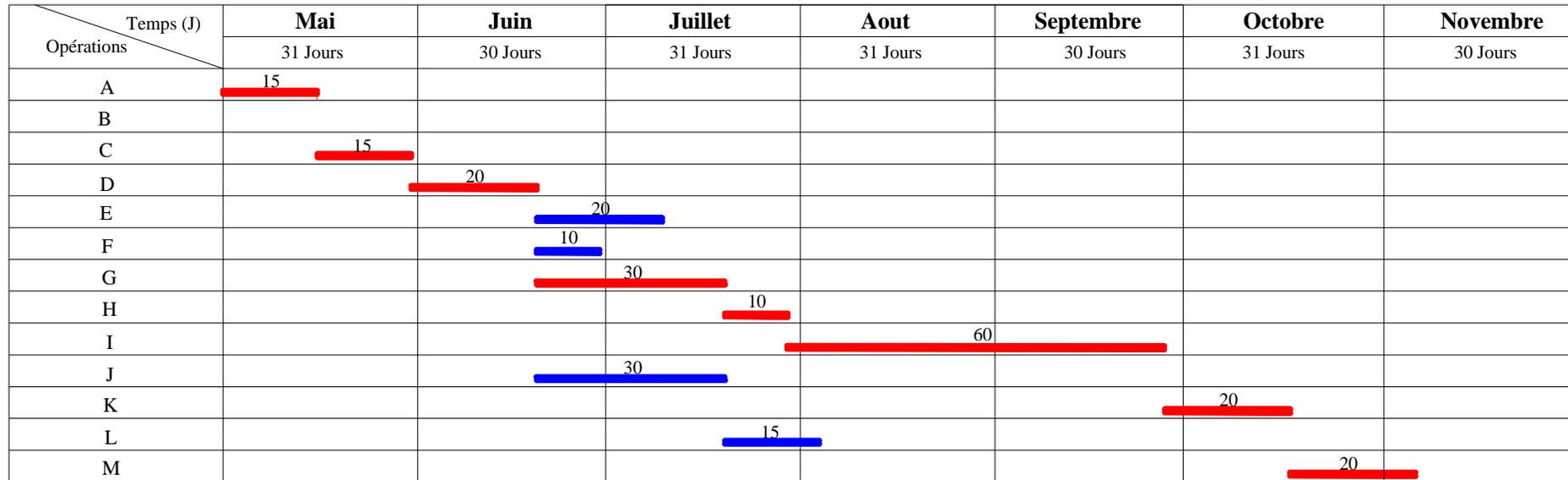
$$DTR = \sum TR = 15 + 15 + 20 + 30 + 10 + 60 + 20 + 20 = 190 \text{ jours}$$

FIG. VII-1 RESEAU A NOEUDS



— Chemin critique

FIG VII.2: DIAGRAMME DE GANT



VII-3 Devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes :

Le devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes est déterminé en sommant le coût des différents travaux, à savoir les excavations, les remblais et le bétonnage pour l'évacuateur de crues et la dérivation provisoire.

Ainsi on obtient les résultats pour les différents ouvrages:

Tableau N°VII-2 : devis estimatif :

❖ La digue:

Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
		m ³	(DA)	(DA)
Décapage de la couche de terre végétale	m ³	2783,28	300	834984
Enrochement	m ³	3578,13	800	1073439
Gravier	m ³	4931,21	600	2958726
Sable	m ³	1316,04	600	789624
Remblai en argile compacte	m ³	46275,74	500	23137870
Produit asphaltique	m ³	363,3	1000	363300
Montant total = 29157943(Da)				

❖ L'évacuateur de crues:

Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
		m ³	(DA)	(DA)
Déblai	m ³	2869	300	860700
Remblai	m ³	1822	500	91100
Béton armé 350 kg/m ³	m ³	660	15000	9900000
Béton de propreté 250 kg/m ³	m ³	25	11000	275000
Enrochements	m ³	75	800	225000
sable	m ³	126	600	151200
Waterstop	ml	60	300	18000
Montant total = 11521000 (Da)				

❖ **Dérivation, vidange de fond et prise d'eau:**

Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
		m ³	(DA)	(DA)
Déblai	m ³	1150	250	287500
Remblai	m ³	820	500	410000
Béton armé 350 kg/m ³	m ³	178	15000	2670000
Béton de propreté 250 kg/m ³	m ³	8	11000	88000
Enrochements	m ³	5	800	15000
Conduite métallique 300 mm	ml	128	40000	5120000
Vannes 300mm	u	2	38000	76000
Vannes 100mm	u	2	18000	46000
Grille	u	1	3000	3000
Montant total = 8715500 (Da)				

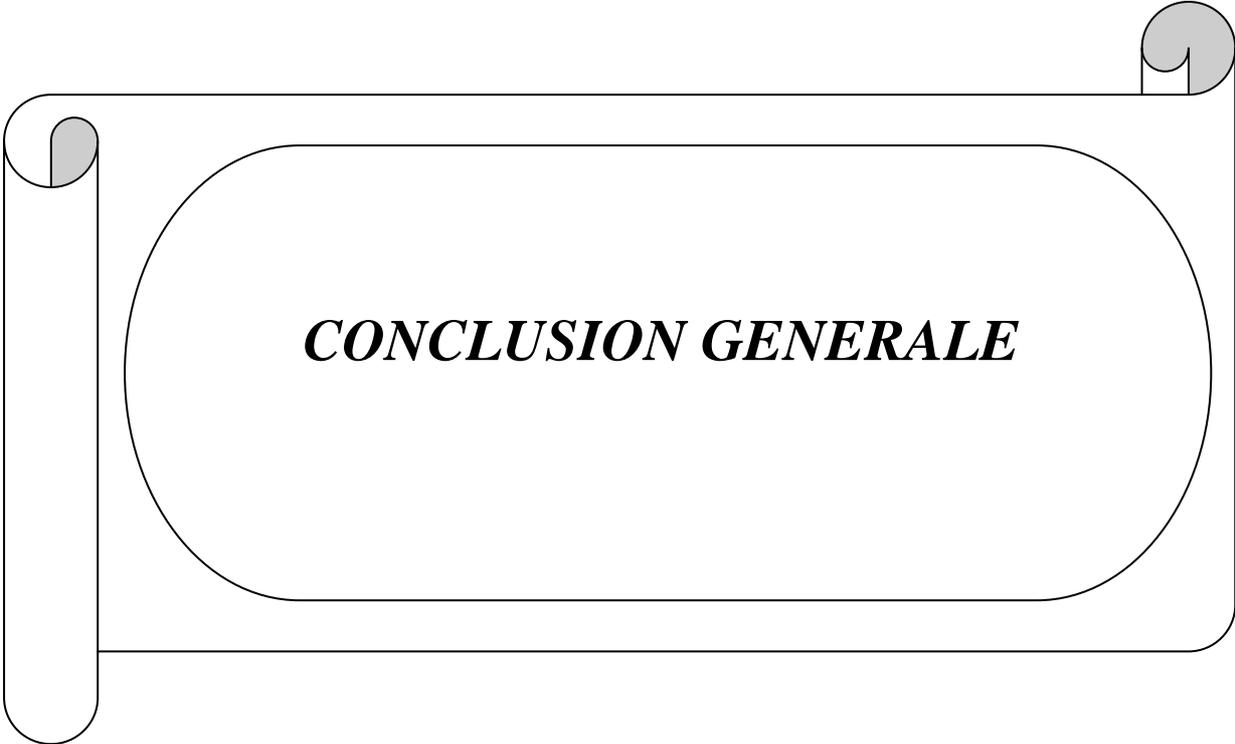
Le coût total de l'ouvrage est de: **Quarante neuf millions trois cent quatre-vingts quatorze milles quatre cent quarante trois : 49394443 DA.**

Conclusion :

L'organisation du chantier est d'une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets. Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. Dans tous les cas, l'entrepreneur a un rôle essentiel à jouer dans ce sens.

Pour la bonne marche et l'exploitation normale de la retenue, il est nécessaire d'entreprendre les mesures suivantes :

- Avant l'arrivée de la saison pluviale, faire la visite préventive de l'évacuateur de crues.
- S'il le faut, avant et après la crue entreprendre des travaux de réparation pour éliminer tous les défauts du système d'évacuation.
- Faire des inspections régulières, ainsi que l'examen préventif de la vidange de fond.
- Observer et suivre régulièrement les travaux de réparation du barrage.
- Dans la proximité immédiate du barrage, on doit avoir un stock des matériaux de construction et d'outils.
- Le service spécial d'exploitation doit s'occuper de fonctionnement normal du barrage, il surveillera le remplissage du réservoir, entreprendra la régularisation de l'eau pour les besoins d'irrigation en fonction de la demande ainsi que la vidange de la retenue et tous les travaux de la réparation.



CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale :

L'élaboration de l'avant projet sommaire de la retenue collinaire de Oued Mouzoudj commune Ain El Karma basée sur les études topographiques, hydrologiques, géologiques et géotechniques nous a donné des résultats satisfaisants.

Les résultats géotechniques des zones d'emprunt favorisent le choix de matériaux d'une digue en terre homogène (argile), parce qu'elles présentent des caractéristiques géotechniques satisfaisantes. Elles peuvent être utilisées pour la construction de la digue.

Les principes géologiques et géotechniques pour l'exécution d'un petit barrage sur Oued Mouzoudj paraît favorable où les formations géologiques à l'affleurement et en profondeur ne présente aucun problème.

Les conditions hydrologiques du bassin versant de la future retenue sont favorables de point de vue apport liquide et intensité pluviale, les précipitations maximales quotidiennes sont assez remarquables.

Et en matière d'apport solide, le bassin de Oued Mouzoudj a un aspect climatique très sévère en matière d'érosion hydrique, il est très élevé compte tenu de l'exposition des terrains à toutes les formes érosifs dont l'insuffisance du couvert végétal et les pratiques agricoles non conformes aux techniques de lutte contre l'érosion. Aussi par les crues violentes arrachent les particules fines des sols ce qui augmente le taux de matières en suspension.

Le sol étudié peut être considéré comme un sol étanche de très faible perméabilité (imperméable).

Le contexte géologique à dominance argilo marneuse est favorable pour la réalisation d'une retenue collinaire.

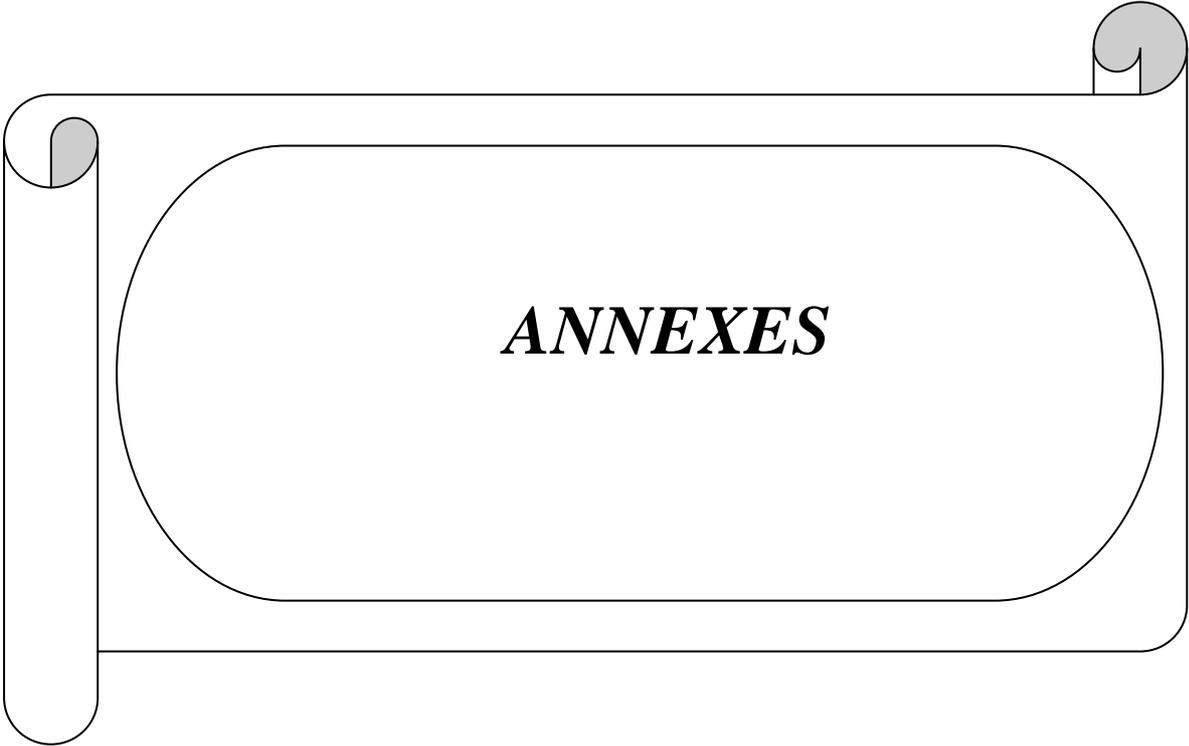
Le choix du matériel de compactage est primordial pour la bonne exécution des travaux et d'après le rapport géotechnique, le sol étudié contient de fortes proportions de fines argileuses, et trace à peu de limon et des proportions variables d'éléments sableux.

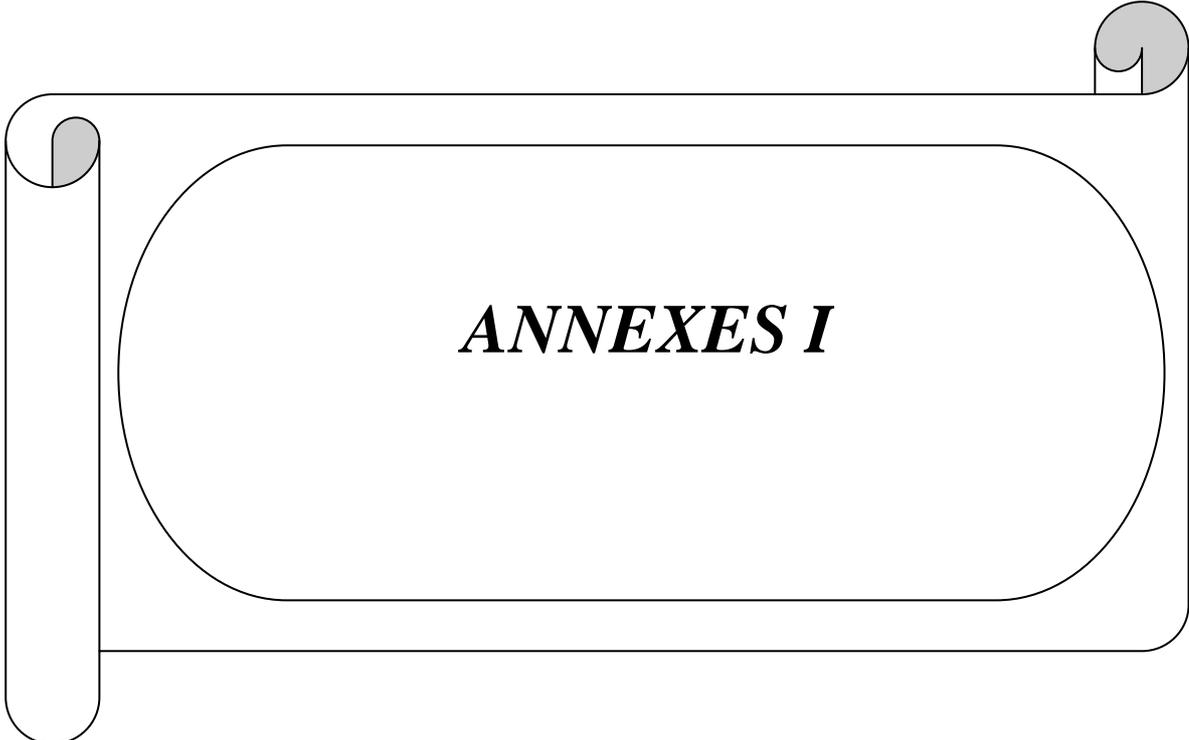
La retenue sur oued mouzoudj va permettre la mise en valeur d'environ 34 ha.

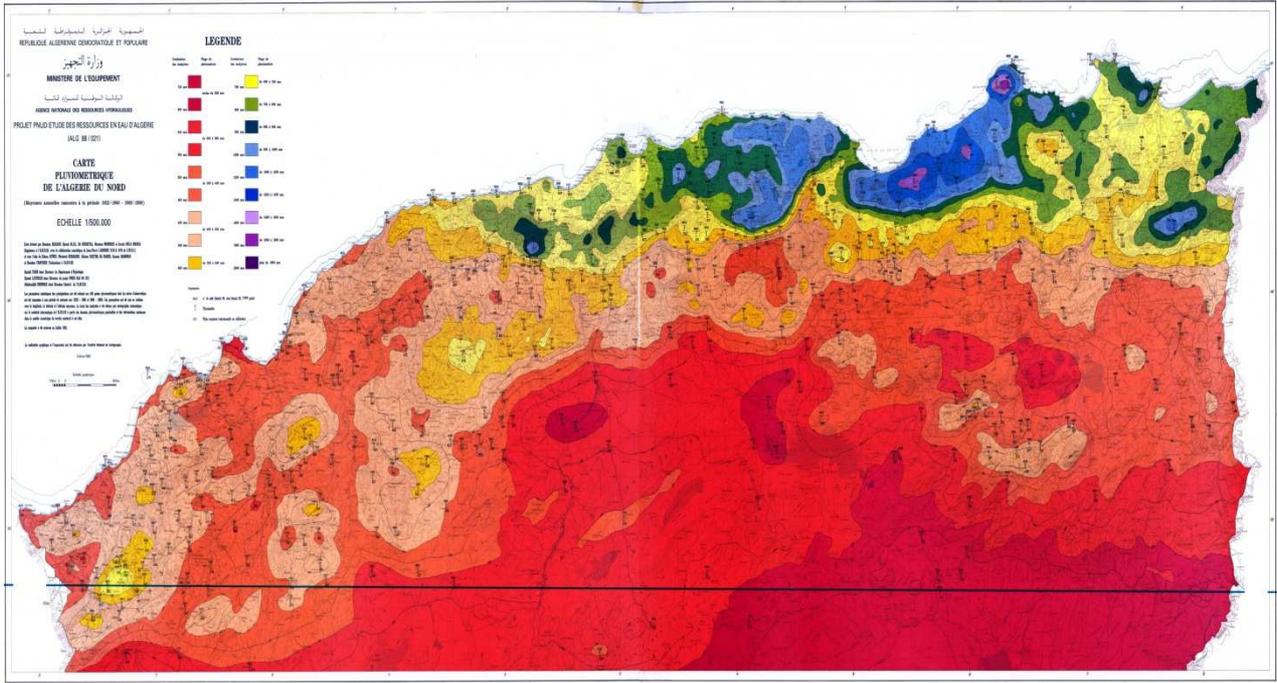
- ✓ L'amélioration des conditions de vie des agricultures par l'accès facile à l'eau et une bonne utilisation des ressources.
- ✓ Le renforcement des activités économiques (agriculture, élevage...)
- ✓ La région de Ain el Karma est une zone à vocation agricole la création de cette retenue aura un impact très positif pour les agriculteurs de cette dernière.

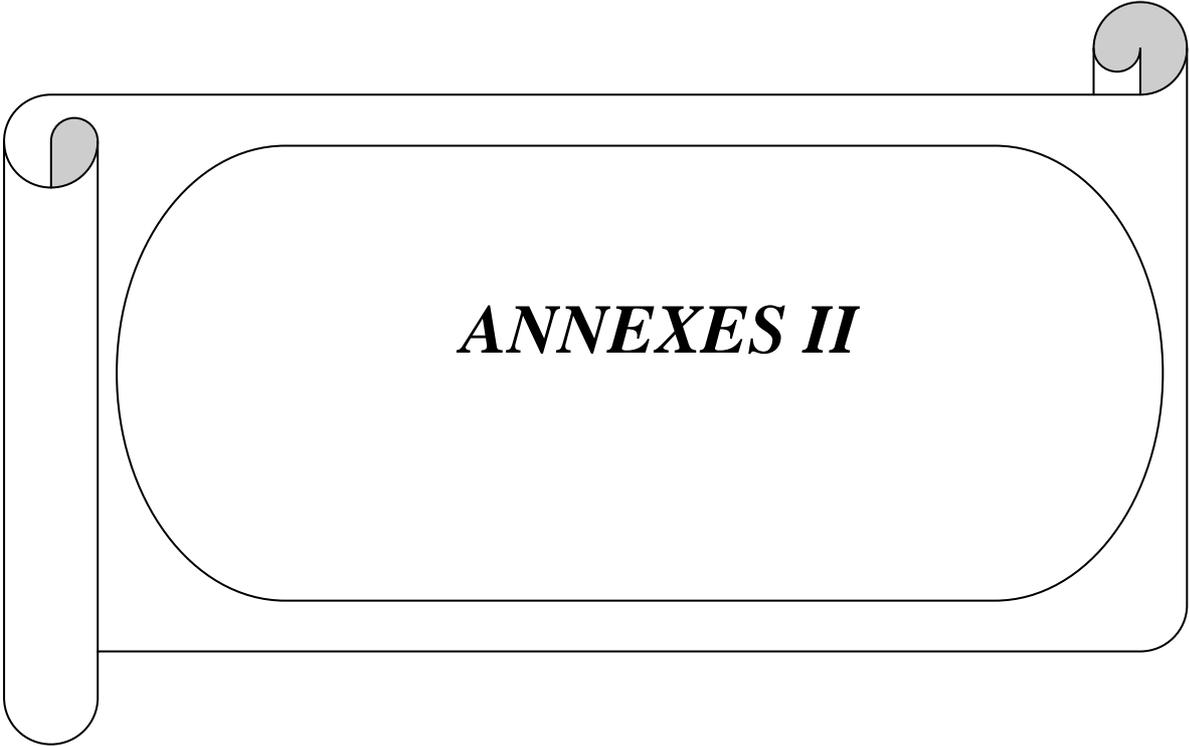
Références bibliographiques :

- [1] : Ecole nationale des ponts et chaussées. Les barrages en terre 1985**
- [2] : B. TOUAIBIA : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida. Mars 2004**
- [3] : B. TOUAIBIA et B. BENLAOUKLI : introduction au dimensionnement des retenus collinaires. ENSH Blida. Avril 2004.**
- [4] : M. ROCHE : Hydrologie de surface. ORSTOMP. Gauthier-Villars Editeur. Paris 1963**
- [5] : GERARD DEGOUTTE : petits barrages. Recommandation pour la conception, la réalisation et les suivis, Comité français des grands barrages. Edition Cemegref. France. 1997**
- [6] : V. VOLKOV : Guide de la thèse de fin d'études. ENSH Blida. 1986**
- [7] : R. ROLLEY : Technique des barrages en aménagement rural. Edition Eyrolles. Paris 1997**
- [8] : CIGB : Barrages en remblai, filtre et drain granulaire. Bulletin 95. 1994**
- [9] : CIGB. Calcul statique des barrages en remblai. Bulletin 53. 1986**
- [10] : Rémi POCHAT : Evacuateurs de crues. CTGREF. octobre 1980**
- [11] : M. HASSANE : Abaques de calcul hydraulique de l'évacuateur de crue. ENSH Blida. 2004**
- [12] : M. HASSANE : les ouvrages annexes de barrage. ENSH Blida. 2006**
- [13] : M. HASSANE : Formulaire de calcul des aménagements. ENSH Blida. 1998**
- [14] : CFGB : Barrages et développement durable en France. MEDD. France. Septembre 2003**
- [15] : PAUL ROYET : La surveillance et l'entretien des petits barrages - Guide pratique – Ministère de l'environnement. CEMAGREF Edition 1994**
- [16] : V. AMBARTSOUMIAN : Recommandations méthodologiques. ENSH SOUMAA. 2006**







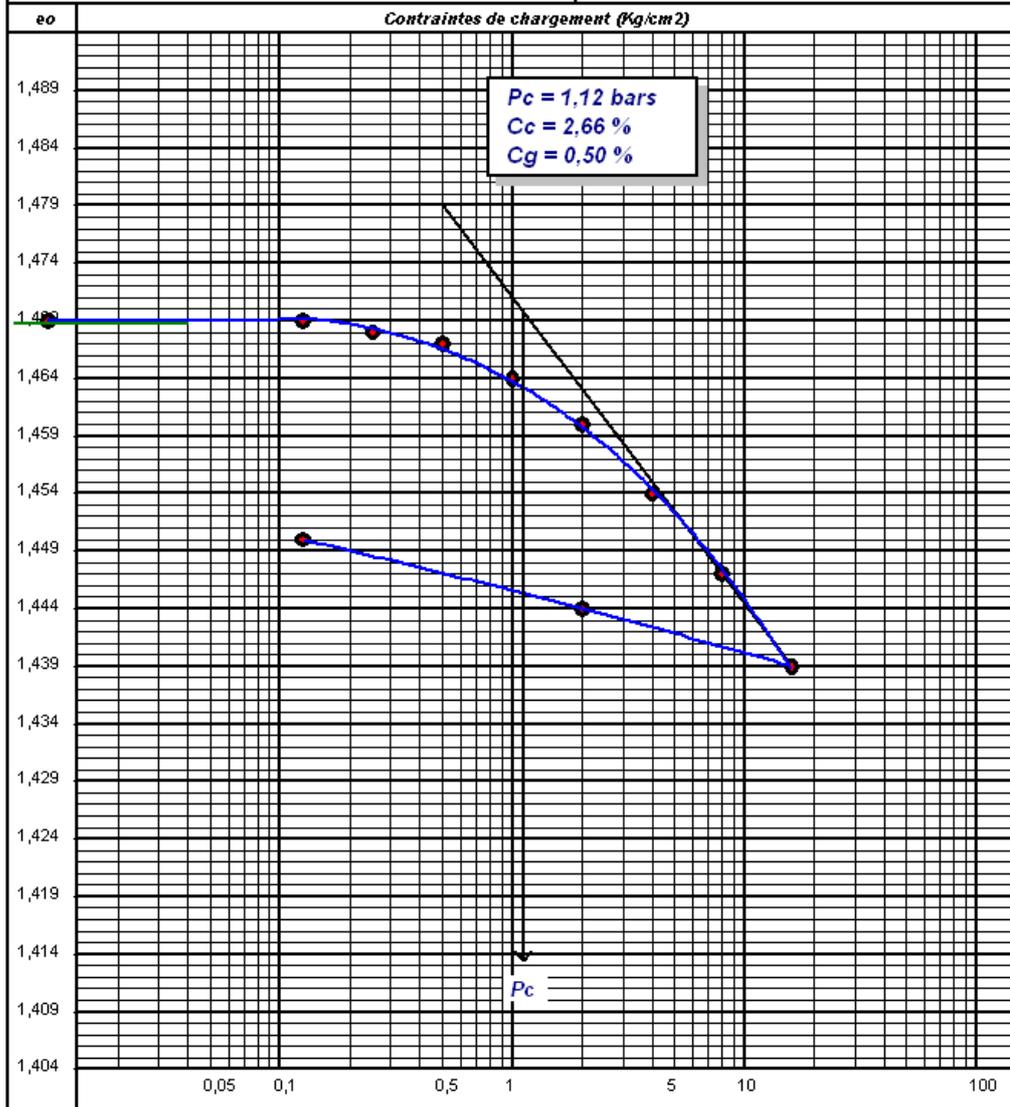


ESSAI OEDOMETRIQUE

(Selon XP P 94-090-1)

Etude : RETENUE COLLINAIRE
 N° Dossier :
 Lieu : CAP BLANC /ORAN
 Client : H.P.O

Réf. Sondage : S02
 Profondeur : 0,00 à 4,50
 Date essais : AOUT 2007 au AOUT 2007
 Nature : ARGILE LIMONEUSE SABLEUSE





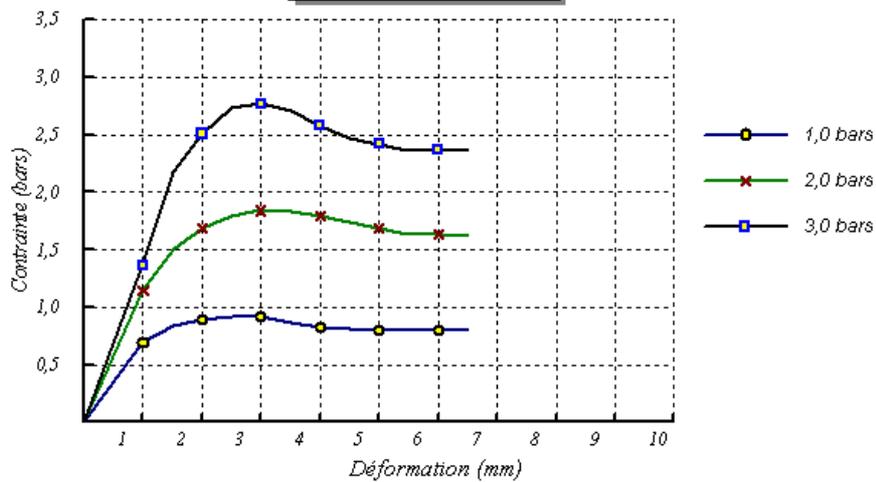
ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

Selon Mode opératoire MS.L3 - LCPC

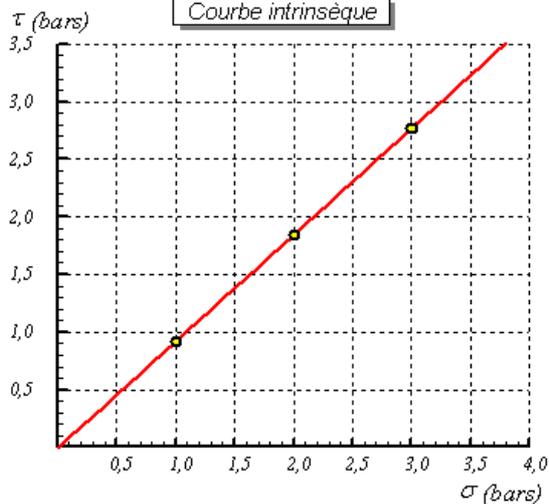
Etude : RETENUE COLLINAIRE
Dossier N° : 80/2007
N° Sond : S01
Prof : 0.00 à 7.5
Nature sol : SABLE LIMONEUX

Type d'essai : UU
Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn
Date début essais : AOUT 2007
Date fin essais : AOUT 2007

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = -0,01 bars
Frottement = 42,82 degrés

$\sigma_1 = 1,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_1 = 0,92$
 $\sigma_2 = 2,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_2 = 1,84$
 $\sigma_3 = 3,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_3 = 2,77$



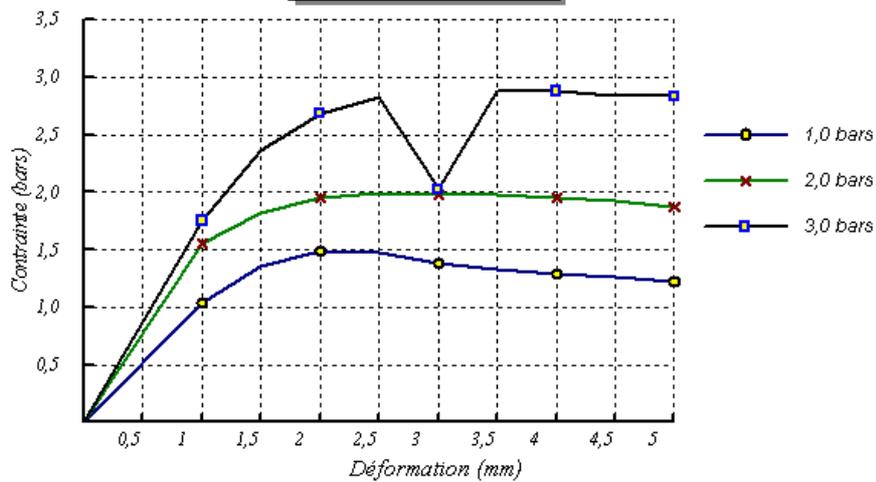
ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

Selon Mode opératoire MS.L3 - LCPC

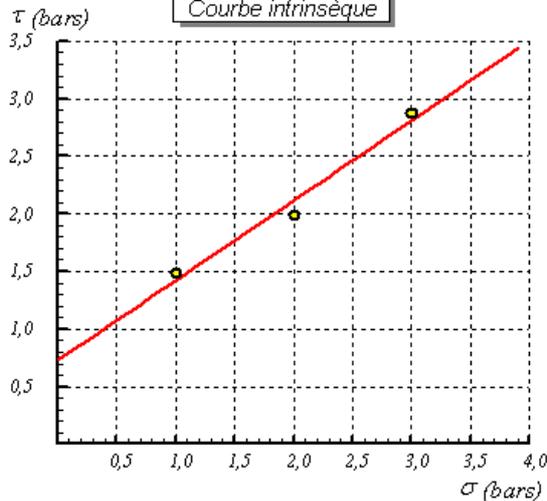
Etude : RETENUE COLLINAIRE
 Dossier N° : 80/2007
 N° Sond : S02
 Prof : 0.00 à 4.5
 Nature sol : LIMON SABLEUX ARGILEUX

Type d'essai : UU
 Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn
 Date début essais : AOUT 2007
 Date fin essais : AOUT 2007

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



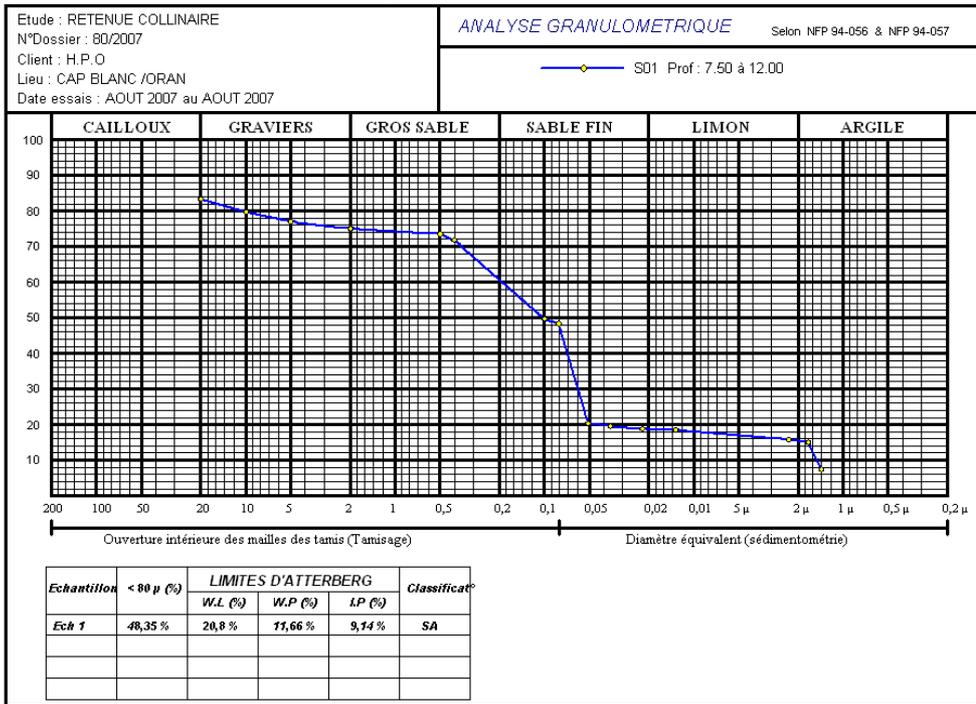
Cohésion = 0,73 bars
 Frottement = 34,82 degrés

$\sigma_1 = 1,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_1 = 1,49$
 $\sigma_2 = 2,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_2 = 1,99$
 $\sigma_3 = 3,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_3 = 2,88$



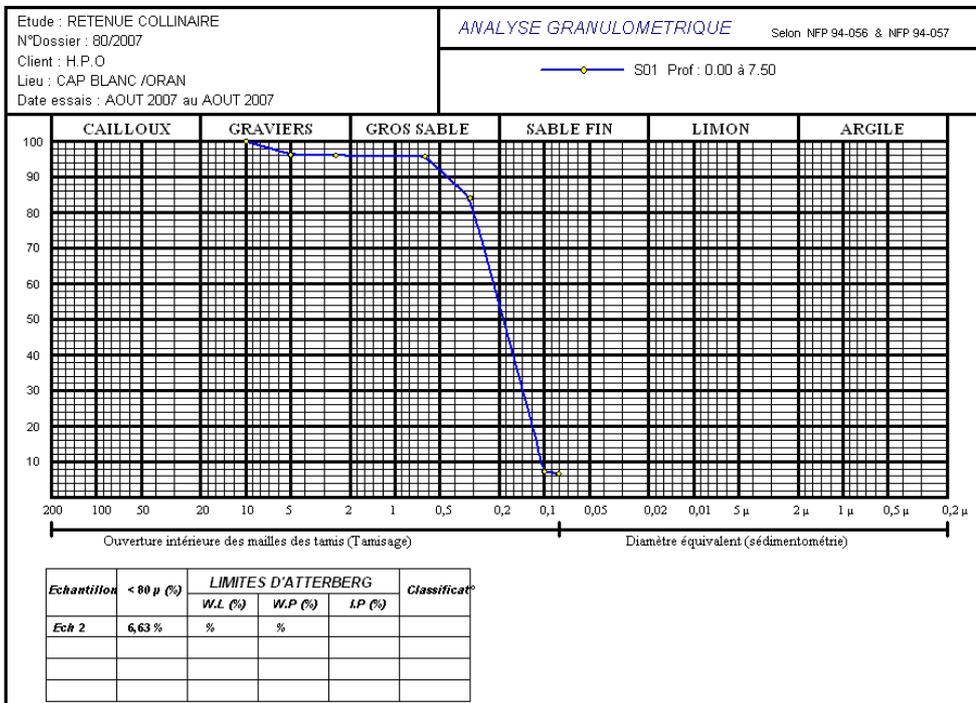
AGRO-HYD-INDUSTRIE

BUREAU DES ETUDES TECHNIQUES, D'INGENIERIE, ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BETONS.
FILIALE SARL SAFESC BTPH



AGRO-HYD-INDUSTRIE

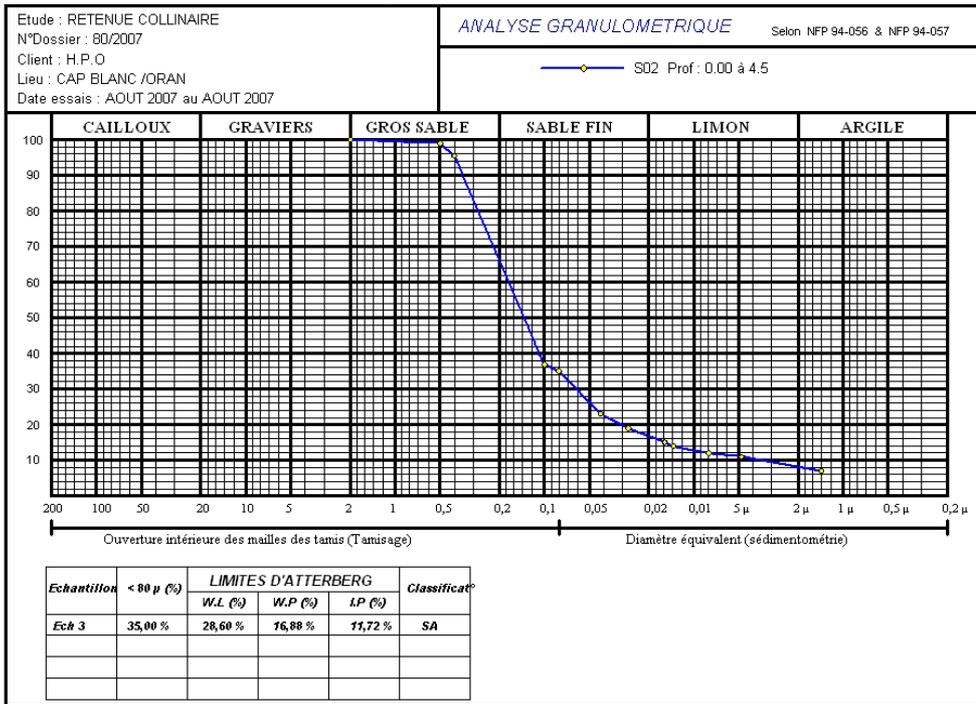
BUREAU DES ETUDES TECHNIQUES, D'INGENIERIE, ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BETONS.
FILIALE SARL SAFESC BTPH





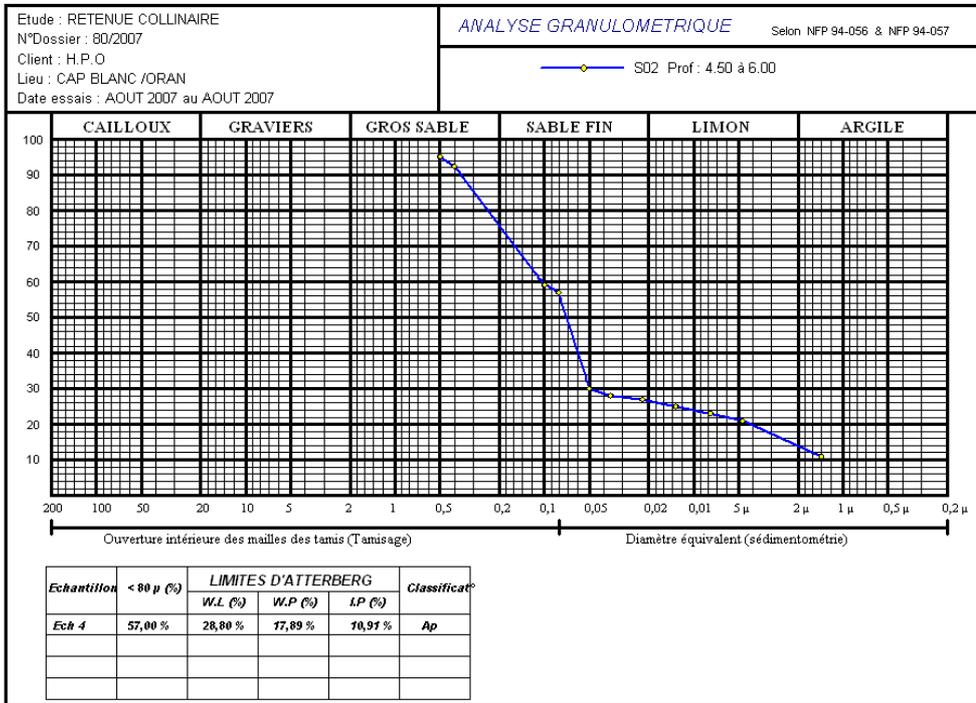
AGRO-HYD-INDUSTRIE

BUREAU DES ETUDES TECHNIQUES, D'INGENIERIE ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BETONS.
FILIALE SARL SAFESC BTPH



AGRO-HYD-INDUSTRIE

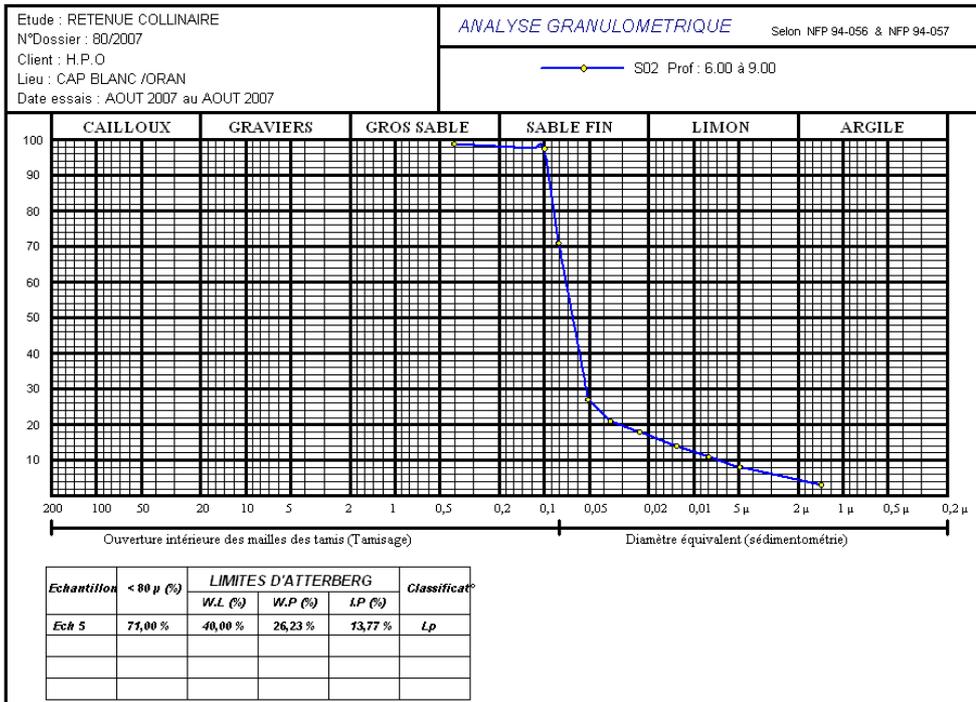
BUREAU DES ETUDES TECHNIQUES, D'INGENIERIE ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BETONS.
FILIALE SARL SAFESC BTPH





AGRO-HYD-INDUSTRIE

BUREAU DES ETUDES TECHNIQUES, D'INGENIERIE ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BETONS.
FILIALE SARL SAFESC BTPH

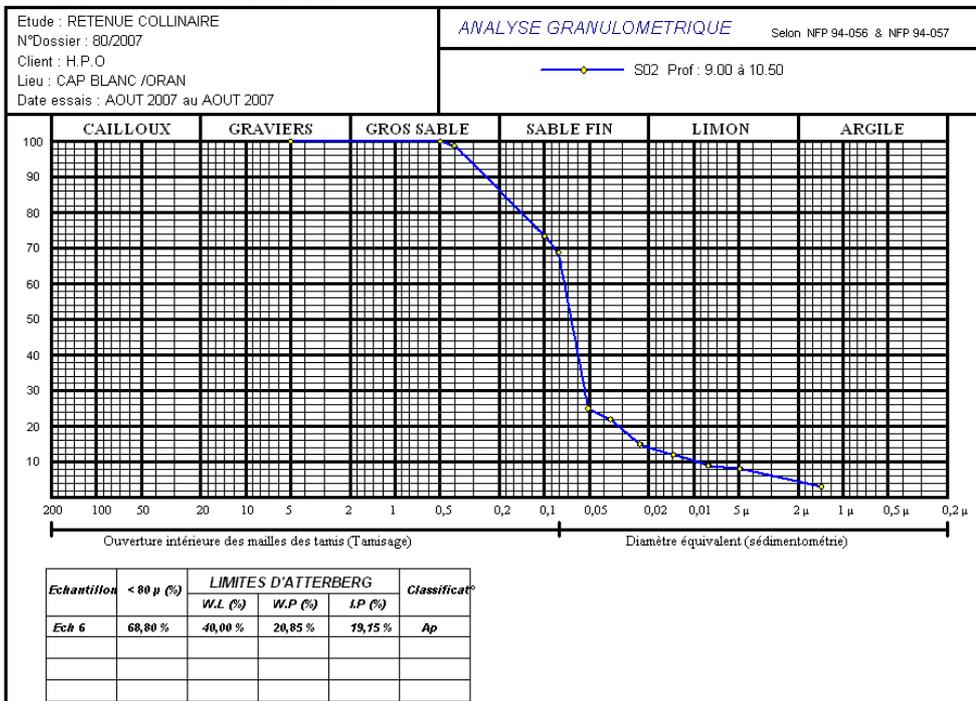


Date : 8/2007, Tel: 070.23.00.51 / 07.2207.29



AGRO-HYD-INDUSTRIE

BUREAU DES ETUDES TECHNIQUES, D'INGENIERIE ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BETONS.
FILIALE SARL SAFESC BTPH



Date : 8/2007, Tel: 070.23.00.51 / 07.2207.29



AGRO-HYD-INDUSTRIE

BUREAU DES ETUDES TECHNIQUES, D'INGENIERIE ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BETONS.
FILIALE SARL SAFESC BTPH

SONDAGE N°: S 1																			
ETUDE : RETENUE COLLINAIRE																			
LIEU : GDYEL /ORAN																			
CLIENT :																			
DATE DEBUT : 24/07/07			PROFONDEUR TOTALE : 10,5 ML			BOUE DE FORAGE : EAU													
DATE FIN : 24/07/07			COORDONNEES : X = Y =			TYPE FORAGE : CAROTTE													
NIVEAU NAPPE : m			Z =			TYPE DE MACHINE : ATLAS COPCO													
Prof (m)	Récupération				S.P.T	R.Q.D	φ Tub	φ Carottier	Echant Profond Ech (m)	Coupe	DESCRIPTION	Cu Bar	φ _u (°)	w _n %	γ _d Tm ³	I _p %	Classe U.P.C	Type B'sol	
	0	25	50	75															100
1,0																			
2,0											Terre vegetale caillouteuse de couleur marron								
3,0																			
4,0																			
5,0											Argiles rouge graveleuses								
6,0																			
7,0																			
8,0																			
9,0											Argiles conglomératiques (les galets hétérogènes et hétéromorphes								
10,0																			
11,0																			
12,0																			
13,0																			
14,0																			
15,0																			
16,0																			
17,0																			
18,0																			
19,0																			
20,0																			



AGRO-HYD-INDUSTRIE

BUREAU DES ETUDES TECHNIQUES, D'INGENIERIE ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BETONS.
FILIALE SARL SAFESC BTPH

ETUDE : RETENUE COLLINAIRE										SONDAGE N°: s 03									
LIEU : GDYEL/ORAN																			
CLIENT :																			
DATE DEBUT : 25/07/07					PROFONDEUR TOTALE : 10,5 ML					BOUE DE FORAGE : eau clair									
DATE FIN : 25/07/07					COORDONNEES : X = Y =					TYPE FORAGE : carotte									
NIVEAU NAPPE : m					Z =					TYPE DE MACHINE : atlas copco									
Prof (m)	Récupération				S.P.T	R.Q.D	φ Tub	φ Carottier	Echant	Profond Ech (m)	Coupe	DESCRIPTION	Cu Bar	φu (°)	Wn %	γd Tm ³	Ip %	Classe U.P.C	Type B'sat
	0	25	50	75															
1,0												Terre végétale caillouteuse riche en matière organique							
2,0												Argile rouge graveleux							
3,0																			
4,0												Schiste fracturée de couleur rougeatre							
5,0																			
6,0																			
7,0																			
8,0																			
9,0																			
10,0																			
11,0																			
12,0																			
13,0																			
14,0																			
15,0																			
16,0																			
17,0																			
18,0																			
19,0																			
20,0																			



AGRO-HYD-INDUSTRIE

BUREAU DES ETUDES TECHNIQUES, D'INGENIERIE ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BETONS.
FILIALE SARL SAFESC BTPH

SONDAGE N°: s 03

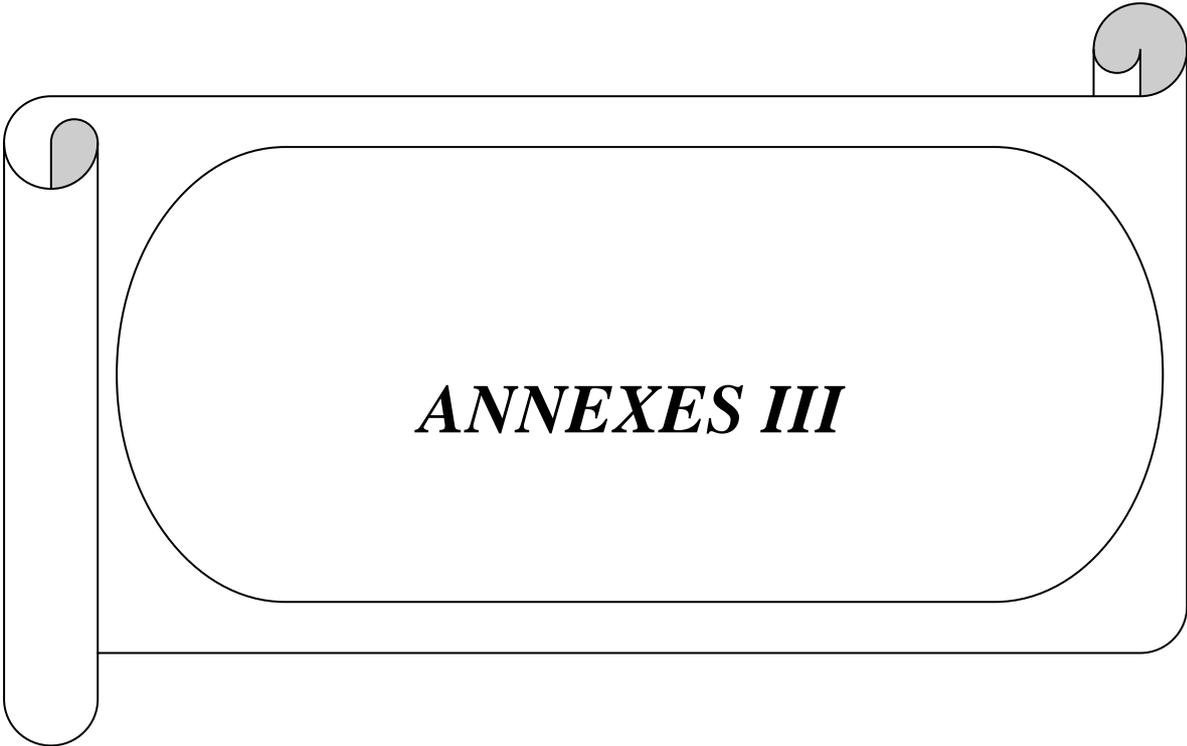
ETUDE : RETENUE COLLINAIRE
 LIEU : GDYEL/ORAN
 CLIENT :

DATE DEBUT : 25/07/07
 DATE FIN : 25/07/07
 NIVEAU NAPPE : m

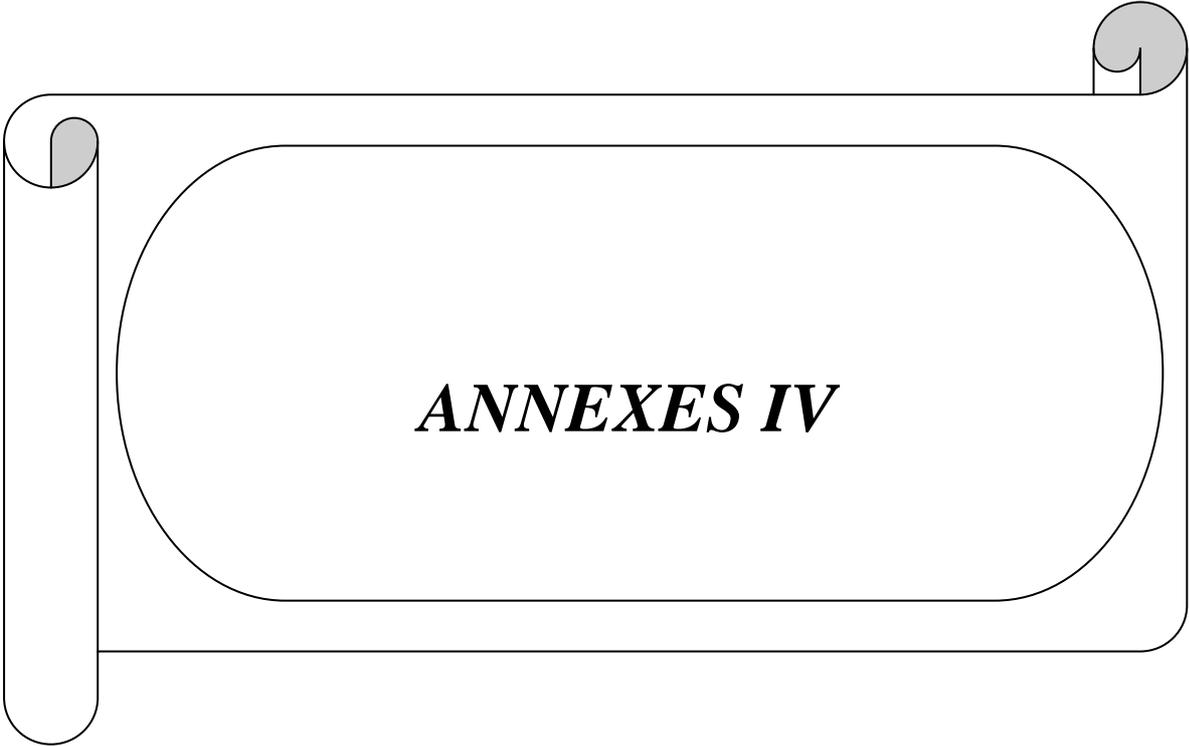
PROFONDEUR TOTALE : 10,5 ML
 COORDONNEES : X = Y =
 Z =

BOUE DE FORAGE : eau clair
 TYPE FORAGE : carotte
 TYPE DE MACHINE : atlas copco

Prof (m)	Récupération				S.P.T	R.Q.D	φ Tub	φ Carottier	Echant	Profond Ech (m)	Coupe	DESCRIPTION	Cu Bar	φ _u (°)	w _n %	γ _d Tm ³	I _p %	Classe U.P.C	Type B'sat		
	0	25	50	75																100	
1,0												Terre végétale caillouteuse riche en matière organique									
2,0												Argile rouge graveleux									
3,0																					
4,0												Schiste fracturée de couleur rougeatre									
5,0																					
6,0																					
7,0																					
8,0																					
9,0																					
10,0																					
10,5																					
11,0																					
12,0																					
13,0																					
14,0																					
15,0																					
16,0																					
17,0																					
18,0																					
19,0																					
20,0																					



A n	S	O	N	D	JAN	FEV	MA R	AV	MAI	JUI N	JUIL L	AO U	annuel
67	0	0	88.3	135.7	4.3	29.3	20.3	41.5	38.6	0	7	0	365
68	0	0	56.5	118.1	11.5	66.6	53.8	93.5	103.5	20	5.8	2.5	531.8
69	3.8	178.3	92.8	52.9	50.5	0	23	21.5	19.1	0	0	0	441.9
70	0	0	0	35.5	73.8	13.8	46.6	53.4	58.9	6.7	0	0	288.7
71	1.5	19	71	39.2	98	44	86.3	19	62.5	0	0	0	440.5
72	14	37.3	23	36.6	87.5	111.5	58.3	35	0	0	0	0	403.2
73	24	2	2	60.4	11.5	62.5	64	84	0	0	0	0	310.4
74	0	50.5	23	0	1	34.8	39.5	17.6	14	0	0	0	180.4
75	0	0	36.3	47	12.7	59.4	6	45.4	21.2	0	12.7	17.5	258.2
76	30.5	77.1	0	116.2	130.1	20.9	22.5	22	44.5	14.1	0	0	477.9
77	0	19.8	51.5	53	71.6	16.9	35.2	55.5	30.7	0	0	0	334.2
78	0	159.3	13.8	30	51.7	128	48.6	43.3	0	0	0	0	474.7
79	10.2	58.1	21.7	106.1	41.7	16	36.9	31.2	20.3	0	0	0	342.2
80	8.6	18.7	16.3	115.2	21.7	59.3	10.9	38.9	8.6	0.9	0	0	299.1
81	0.4	7	0	27.2	37.8	49.5	22.2	20.6	11.1	0	0	0	175.8
82	0.9	42.4	94.7	69.1	0	22.4	19.7	1.4	3.1	0	0	2.3	256
83	0	0	23.7	36.4	40.1	20	33.2	9.7	40	11.6	0	0	214.7
84	7	16.5	32.3	31.4	38.8	3.9	31.5	9.6	25.8	0	0	0	196.8
85	6.8	8.9	30.2	39.4	57.4	36.7	50.6	11.8	1	0	0	0	242.8
86	23.7	55.1	18.5	44.5	26.8	84.2	14	0	0	1.1	4.5	0	272.4
87	1	4.5	38.7	19.2	56.5	14.2	18.2	21.6	31.2	0	0	0	205.1
88	1.7	7.2	32.7	41.6	6.9	11.4	65.8	24.4	1.4	0	0	13.4	200.3
89	6	6	23.4	15.1	37.6	0	10	41.8	5.3	1	2.3	0	148.5
90	0	12	41	49.7	12.7	36.3	74.5	4.4	5.3	0.8	8.5	3.5	248.7
91	6.5	17.6	31.7	12.7	23.5	1.7	28.4	8.7	11.9	8	0	0	150.7
92	0	3.1	31.5	6	0	22.2	3	40	9	0	0	0	114.8
93	14	18.9	35.5	19.9	26.2	60.3	0	27.8	2.4	0	0	0	205
94	57	18.5	10.4	7	41.1	4	28.8	1.8	0	0	0	0	168.6
95	22	22.5	36.2	34.8	78.1	80	58.7	42.3	13.8	0	11	0	399.4
96	5.4	32	5	33.6	46.8	0	0	132	0	0	0	0	254.8
97	37.8	56.5	125.5	20	13.2	22.5	7.3	45.2	60	0	0	2.2	390.2
98	2.2	2.4	7.1	40.5	76.9	68.4	41.3	0	9.9	0	0	0	248.7
99	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	340
00	64	73.4	58.9	15.8	54.5	43.9	1.6	37.6	8.6	0	2.9	0	361.2
01	14.7	9.3	97.7	33.1	5.7	2.3	43.7	44.8	31	0	0	5.5	287.8
02	0	22.4	50.3	15.1	69.4	32.3	3.7	44.4	12.8	7.5	0	0	257.9
03	2.4	29.1	47.5	58.1	13.4	36.6	11.5	25.7	77	11.4	0	0	312.7
04	3.9	35	32.8	101.6	24.4	31.6	17.8	0.8	1.1	1.1	0	0	250.1
05	9.4	18.9	61.2	24.4	56.4	63.1	19	21.4	37.2	15.9	0	0	326.9
06	11.5	0	0	50.8	41.8	27.1	45.1	65.6	3	0	0	0	244.9



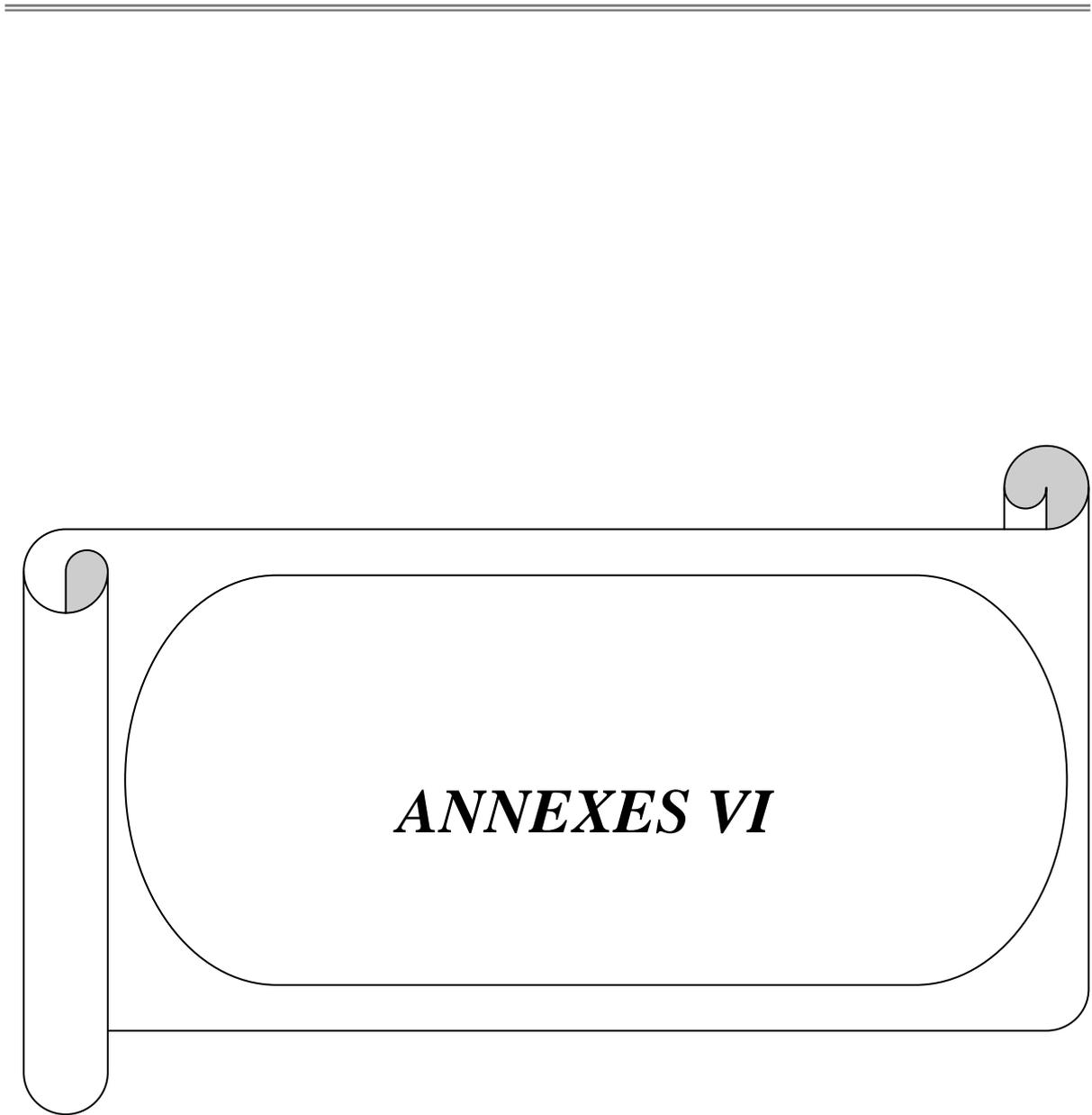
LAMINAGE DES CRUES PAR LA METHODE DE KOTCHERINE:

L																			
Q e max																			
h	h1.5	m*racine(2g)	Qmax																
0,1	0,0316	1,993251	19,36	15,5	15,6	15,7	15,8	15,9	16	16,1	16,2	16,3	16,4	16,42	16,44	16,46	16,48	16,5	16,52
0,2	0,0894	1,993251	19,36	86,94101	87,50192	88,06283	88,62374	252,2523	253,8388	255,4253	257,0118	258,5983	260,1847	260,502	260,8193	261,1366	261,4539	261,7712	262,0885
0,3	0,1643	1,993251	19,36	86,94101	87,50192	88,06283	88,62374	89,18465	89,74556	90,30647	90,86738	91,42829	91,9892	92,10138	92,21356	92,32575	92,43793	92,55011	92,66229
0,4	0,2529	1,993251	19,36	47,32469	47,63001	47,93533	48,24065	48,54597	48,8513	49,15662	49,46194	49,76726	50,07258	50,13364	50,19471	50,25577	50,31683	50,3779	50,43896
0,5	0,3535	1,993251	19,36	30,73829	30,9366	31,13491	31,33322	31,53154	31,72985	31,92816	32,12647	32,32478	32,52309	32,56276	32,60242	32,64208	32,68174	32,7214	32,76107
0,6	0,4647	1,993251	19,36	21,99453	22,13643	22,27833	22,42023	22,56213	22,70403	22,84593	22,98783	23,12973	23,27163	23,30001	23,32839	23,35677	23,38515	23,41353	23,44191
0,7	0,5856	1,993251	19,36	16,73181	16,83975	16,9477	17,05565	17,16359	17,27154	17,37949	17,48744	17,59538	17,70333	17,72492	17,74651	17,7681	17,78969	17,81128	17,83287
0,8	0,7155	1,993251	19,36	13,27769	13,36336	13,44902	13,53468	13,62034	13,70601	13,79167	13,87733	13,96299	14,04866	14,06579	14,08292	14,10005	14,11719	14,13432	14,15145
0,9	0,8538	1,993251	19,36	10,86763	10,93774	11,00785	11,07797	11,14808	11,2182	11,28831	11,35842	11,42854	11,49865	11,51267	11,5267	11,54072	11,55474	11,56876	11,58279
0,91	0,8680	1,993251	19,36	9,107641	9,1664	9,225159	9,283918	9,342677	9,401436	9,460195	9,518954	9,577713	9,636472	9,648224	9,659976	9,671727	9,683479	9,695231	9,706983
0,92	0,8824	1,993251	19,36	8,957929	9,015722	9,073515	9,131308	9,189101	9,246894	9,304687	9,36248	9,420273	9,478066	9,489625	9,501184	9,512742	9,524301	9,535859	9,547418
0,93	0,8968	1,993251	19,36	8,812273	8,869126	8,92598	8,982833	9,039686	9,09654	9,153393	9,210247	9,2671	9,323953	9,335324	9,346695	9,358065	9,369436	9,380807	9,392177
0,94	0,9113	1,993251	19,36	8,670522	8,726461	8,7824	8,838339	8,894278	8,950217	9,006155	9,062094	9,118033	9,173972	9,18516	9,196348	9,207535	9,218723	9,229911	9,241099
0,95	0,9259	1,993251	19,3	8,5325	8,5875	8,6426	8,6976	8,7527	8,8077	8,8628	8,9178	8,9729	9,0279	9,0389	9,0499	9,0609	9,0720	9,0830	9,0940

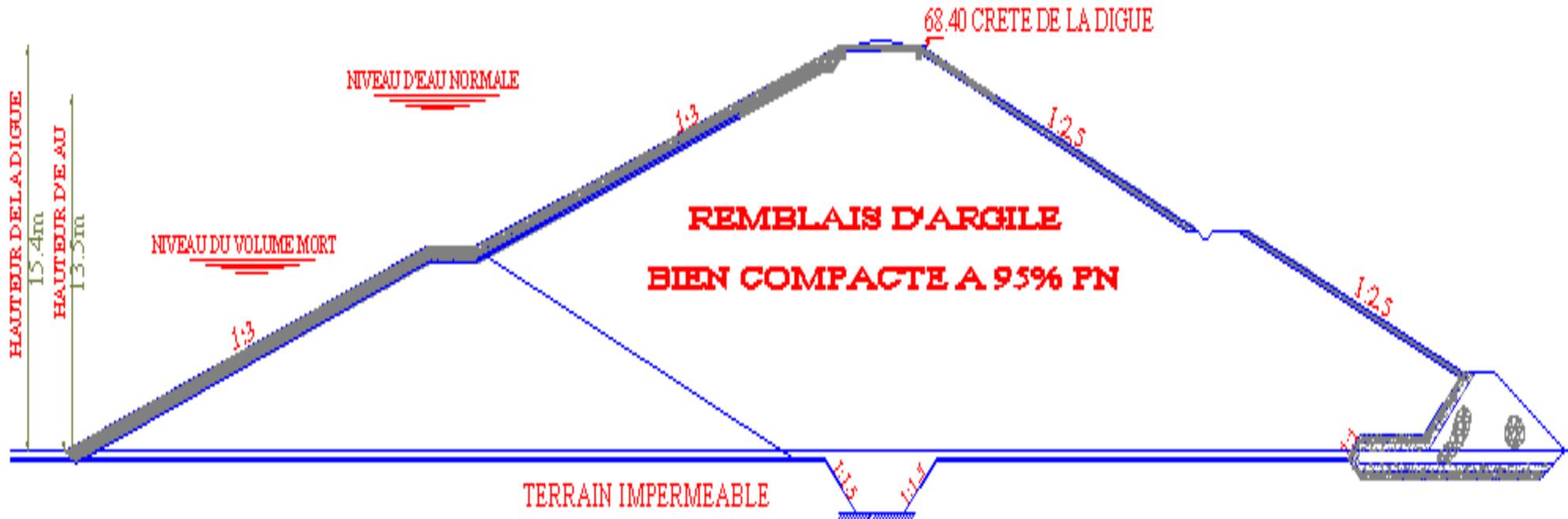
			6	32	8	29	77	26	74	23	72	2	69	79	88	98	08	17	27
0,96	0,9406	1,993251	19,3 6	8,3981 63	8,4523 44	8,5065 26	8,5607 08	8,6148 89	8,6690 71	8,7232 53	8,7774 34	8,8316 16	8,8857 98	8,8966 34	8,9074 7	8,9183 07	8,9291 43	8,9399 79	8,9508 16
0,97	0,9553	1,993251	19,3 6	8,2672 84	8,3206 21	8,3739 58	8,4272 95	8,4806 33	8,5339 7	8,5873 07	8,6406 45	8,6939 82	8,7473 19	8,7579 87	8,7686 54	8,7793 22	8,7899 89	8,8006 57	8,8113 24
0,98	0,9701	1,993251	19,3 6	8,1397 69	8,1922 84	8,2447 98	8,2973 13	8,3498 28	8,4023 42	8,4548 57	8,5073 71	8,5598 86	8,6124 01	8,6229 04	8,6334 07	8,6439 1	8,6544 12	8,6649 15	8,6754 18
0,99	0,9850	1,993251	19,3 6	8,0154 99	8,0672 12	8,1189 25	8,1706 38	8,2223 51	8,2740 64	8,3257 76	8,3774 89	8,4292 02	8,4809 15	8,4912 58	8,5016	8,5119 43	8,5222 85	8,5326 28	8,5429 71
1	1	1,993251	19,3 6	7,8943 59	7,9452 91	7,9962 22	8,0471 53	8,0980 85	8,1490 16	8,1999 47	8,2508 79	8,3018 1	8,3527 41	8,3629 28	8,3731 14	8,3833	8,3934 87	8,4036 73	8,4138 59
1,01	1,0150	1,993251	19,3 6	7,7762 4	7,8264 1	7,8765 79	7,9267 48	7,9769 18	8,0270 87	8,0772 56	8,1274 26	8,1775 95	8,2277 64	8,2377 98	8,2478 32	8,2578 66	8,2679	8,2779 33	8,2879 67
1,02	1,0301	1,993251	19,3 6	7,6610 38	7,7104 64	7,7598 9	7,8093 16	7,8587 42	7,9081 68	7,9575 94	8,0070 2	8,0564 47	8,1058 73	8,1157 58	8,1256 43	8,1355 28	8,1454 13	8,1552 99	8,1651 84
1,03	1,0453	1,993251	19,3 6	7,5486 52	7,5973 53	7,6460 54	7,6947 55	7,7434 56	7,7921 57	7,8408 58	7,8895 59	7,9382 6	7,9869 61	7,9967 01	8,0064 42	8,0161 82	8,0259 22	8,0356 62	8,0454 02
1,04	1,0605	1,993251	19,3 6	7,4389 88	7,4869 81	7,5349 75	7,5829 68	7,6309 62	7,6789 55	7,7269 49	7,7749 42	7,8229 36	7,8709 29	7,8805 28	7,8901 26	7,8997 25	7,9093 24	7,9189 22	7,9285 21
1,05	1,0759	1,993251	19,3 6	7,3319 53	7,3792 56	7,4265 59	7,4738 62	7,5211 65	7,5684 68	7,6157 71	7,6630 73	7,7103 76	7,7576 79	7,7671 4	7,7766 01	7,7860 61	7,7955 22	7,8049 82	7,8144 43
1,06	1,0913	1,993251	19,3 6	7,2274 61	7,2740 89	7,3207 18	7,3673 47	7,4139 76	7,4606 05	7,5072 33	7,5538 62	7,6004 91	7,6471 2	7,6564 45	7,6657 71	7,6750 97	7,6844 23	7,6937 48	7,7030 74
1,07	1,1068	1,993251	19,3 6	7,1254 27	7,1713 97	7,2173 68	7,2633 38	7,3093 09	7,3552 79	7,4012 5	7,4472 2	7,4931 91	7,5391 61	7,5483 55	7,5575 49	7,5667 44	7,5759 38	7,5851 32	7,5943 26
1,08	1,1223	1,993251	19,3 6	7,0257 71	7,0710 99	7,1164 27	7,1617 54	7,2070 82	7,2524 09	7,2977 37	7,3430 64	7,3883 92	7,4337 19	7,4427 85	7,4518 5	7,4609 16	7,4699 81	7,4790 47	7,4881 13
1,09	1,1379	1,993251	19,3 6	6,9284 17	6,9731 17	7,0178 16	7,0625 16	7,1072 15	7,1519 15	7,1966 14	7,2413 14	7,2860 13	7,3307 13	7,3396 53	7,3485 92	7,3575 32	7,3664 72	7,3754 12	7,3843 52
1,1	1,1536	1,993251	19,3 6	6,8332 91	6,8773 77	6,9214 63	6,9655 49	7,0096 34	7,0537 2	7,0978 06	7,1418 92	7,1859 77	7,2300 63	7,2388 8	7,2476 97	7,2565 15	7,2653 32	7,2741 49	7,2829 66
1,11	1,1694	1,993251	19,3 6	6,7403 22	6,7838 08	6,8272 94	6,8707 8	6,9142 66	6,9577 52	7,0012 38	7,0447 24	7,0882 1	7,1316 96	7,1403 93	7,1490 9	7,1577 87	7,1664 84	7,1751 82	7,1838 79
1,12	1,1852	1,993251	19,3 6	6,6494 42	6,6923 42	6,7352 41	6,7781 41	6,8210 41	6,8639 4	6,9068 4	6,9497 4	6,9926 39	7,0355 39	7,0441 19	7,0526 99	7,0612 79	7,0698 59	7,0784 38	7,0870 18

1,13	1,2012	1,993251	19,3 6	6,5605 86	6,6029 13	6,6452 39	6,6875 65	6,7298 92	6,7722 18	6,8145 44	6,8568 71	6,8991 97	6,9415 24	6,9499 89	6,9584 54	6,9669 19	6,9753 85	6,9838 5	6,9923 15
1,14	1,2171	1,993251	19,3 6	6,4736 92	6,5154 58	6,5572 23	6,5989 89	6,6407 55	6,6825 21	6,7242 86	6,7660 52	6,8078 18	6,8495 84	6,8579 37	6,8662 9	6,8746 43	6,8829 96	6,8913 49	6,8997 02
1,15	1,2332 38	1,993251	19,3 6	6,3886 99	6,4299 16	6,4711 34	6,5123 51	6,5535 68	6,5947 86	6,6360 03	6,6772 21	6,7184 38	6,7596 55	6,7678 99	6,7761 42	6,7843 86	6,7926 29	6,8008 73	6,8091 16
1,16	1,2493 58	1,993251	19,3 6	6,3055 49	6,3462 3	6,3869 11	6,4275 92	6,4682 73	6,5089 54	6,5496 35	6,5903 16	6,6309 97	6,6716 78	6,6798 14	6,6879 5	6,6960 86	6,7042 23	6,7123 59	6,7204 95
1,17	1,2655 48	1,993251	19,3 6	6,2241 88	6,2643 44	6,3045	6,3446 56	6,3848 12	6,4249 68	6,4651 24	6,5052 8	6,5454 36	6,5855 92	6,5936 24	6,6016 55	6,6096 86	6,6177 17	6,6257 48	6,6337 8
1,18	1,2818 08	1,993251	19,3 6	6,1445 61	6,1842 04	6,2238 46	6,2634 88	6,3031 31	6,3427 73	6,3824 15	6,4220 58	6,4617	6,5013 42	6,5092 71	6,5171 99	6,5251 28	6,5330 56	6,5409 85	6,5489 13
1,19	1,2981 37	1,993251	19,3 6	6,0666 18	6,1057 58	6,1448 97	6,1840 37	6,2231 76	6,2623 16	6,3014 55	6,3405 95	6,3797 34	6,4188 74	6,4267 01	6,4345 29	6,4423 57	6,4501 85	6,4580 13	6,4658 41
1,2	1,3145 34	1,993251	19,3 6	5,9903 09	6,0289 56	6,0676 04	6,1062 51	6,1448 98	6,1835 45	6,2221 92	6,2608 39	6,2994 86	6,3381 34	6,3458 63	6,3535 92	6,3613 22	6,3690 51	6,3767 81	6,3845 1
1,21	1,331	1,993251	19,3 6	5,9155 87	5,9537 52	5,9919 17	6,0300 82	6,0682 47	6,1064 12	6,1445 77	6,1827 42	6,2209 07	6,2590 72	6,2667 05	6,2743 38	6,2819 71	6,2896 04	6,2972 37	6,3048 7
1,22	1,3475 34	1,993251	19,3 6	5,8424 05	5,8800 98	5,9177 9	5,9554 83	5,9931 76	6,0308 69	6,0685 62	6,1062 55	6,1439 48	6,1816 41	6,1891 8	6,1967 18	6,2042 57	6,2117 95	6,2193 34	6,2268 72
1,23	1,3641 36	1,993251	19,3 6	5,7707 19	5,8079 5	5,8451 8	5,8824 1	5,9196 41	5,9568 71	5,9941 02	6,0313 32	6,0685 63	6,1057 93	6,1132 39	6,1206 85	6,1281 31	6,1355 77	6,1430 24	6,1504 7
1,24	1,3808 06	1,993251	19,3 6	5,7004 88	5,7372 65	5,7740 42	5,8108 2	5,8475 97	5,8843 74	5,9211 52	5,9579 29	5,9947 06	6,0314 84	6,0388 39	6,0461 95	6,0535 5	6,0609 06	6,0682 61	6,0756 17
1,25	1,3975 42	1,993251	19,3 6	5,6316 69	5,6680 03	5,7043 36	5,7406 69	5,7770 03	5,8133 36	5,8496 7	5,8860 03	5,9223 36	5,9586 7	5,9659 36	5,9732 03	5,9804 7	5,9877 36	5,9950 03	6,0022 7
1,26	1,4143 46	1,993251	19,3 6	5,5642 25	5,6001 23	5,6360 21	5,6719 19	5,7078 18	5,7437 16	5,7796 14	5,8155 12	5,8514 11	5,8873 09	5,8944 88	5,9016 68	5,9088 48	5,9160 27	5,9232 07	5,9303 87
1,27	1,4312 17	1,993251	19,3 6	5,4981 16	5,5335 87	5,5690 59	5,6045 31	5,6400 02	5,6754 74	5,7109 46	5,7464 18	5,7818 89	5,8173 61	5,8244 55	5,8315 5	5,8386 44	5,8457 38	5,8528 33	5,8599 27
1,28	1,4481 55	1,993251	19,3 6	5,4333 05	5,4683 59	5,5034 12	5,5384 66	5,5735 2	5,6085 73	5,6436 27	5,6786 8	5,7137 34	5,7487 87	5,7557 98	5,7628 09	5,7698 2	5,7768 3	5,7838 41	5,7908 52
1,29	1,4651 58	1,993251	19,3 6	5,3697 58	5,4044 02	5,4390 45	5,4736 89	5,5083 33	5,5429 76	5,5776 2	5,6122 63	5,6469 07	5,6815 51	5,6884 79	5,6954 08	5,7023 37	5,7092 65	5,7161 94	5,7231 23
1,3	1,4822 28	1,993251	19,3 6	5,3074 4	5,3416 82	5,3759 23	5,4101 65	5,4444 06	5,4786 48	5,5128 9	5,5471 31	5,5813 73	5,6156 14	5,6224 63	5,6293 11	5,6361 59	5,6430 07	5,6498 56	5,6567 04

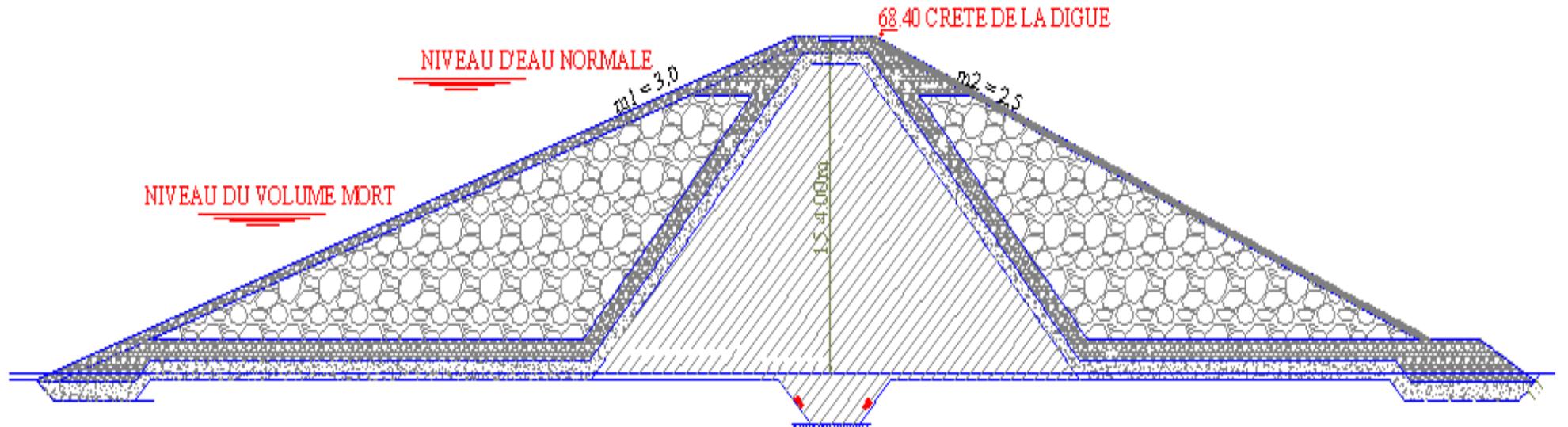
1,31	1,4993 64	1,993251	19,3 6	5,2463 19	5,2801 66	5,3140 13	5,3478 6	5,3817 07	5,4155 55	5,4494 02	5,4832 49	5,5170 96	5,5509 43	5,5577 13	5,5644 82	5,5712 52	5,5780 21	5,5847 91	5,5915 6
1,32	1,5165 65	1,993251	19,3 6	5,1863 61	5,2198 21	5,2532 82	5,2867 42	5,3202 03	5,3536 63	5,3871 23	5,4205 84	5,4540 44	5,4875 04	5,4941 97	5,5008 89	5,5075 81	5,5142 73	5,5209 65	5,5276 57
1,33	1,5338 31	1,993251	19,3 6	5,1275 37	5,1606 18	5,1936 99	5,2267 79	5,2598 6	5,2929 41	5,3260 22	5,3591 03	5,3921 84	5,4252 65	5,4318 81	5,4384 97	5,4451 13	5,4517 29	5,4583 46	5,4649 62
1,34	1,5511 62	1,993251	19,3 6	5,0698 16	5,1025 25	5,1352 33	5,1679 42	5,2006 5	5,2333 59	5,2660 67	5,2987 76	5,3314 84	5,3641 93	5,3707 34	5,3772 76	5,3838 18	5,3903 59	5,3969 01	5,4034 43
1,35	1,5685 58	1,993251	19,3 6	5,0131 71	5,0455 14	5,0778 57	5,1102 5	5,1425 43	5,1748 86	5,2072 29	5,2395 72	5,2719 15	5,3042 58	5,3107 27	5,3171 95	5,3236 64	5,3301 32	5,3366 01	5,3430 7
1,36	1,5860 19	1,993251	19,3 6	4,9575 72	4,9895 56	5,0215 41	5,0535 25	5,0855 09	5,1174 94	5,1494 78	5,1814 62	5,2134 47	5,2454 31	5,2518 28	5,2582 25	5,2646 22	5,2710 18	5,2774 15	5,2838 12
1,37	1,6035 44	1,993251	19,3 6	4,9029 94	4,9346 26	4,9662 58	4,9978 9	5,0295 22	5,0611 55	5,0927 87	5,1244 19	5,1560 51	5,1876 83	5,1940 1	5,2003 36	5,2066 63	5,2129 89	5,2193 16	5,2256 42
1,38	1,6211 33	1,993251	19,3 6	4,8494 09	4,8806 96	4,9119 82	4,9432 69	4,9745 55	5,0058 42	5,0371 28	5,0684 15	5,0997 01	5,1309 88	5,1372 45	5,1435 02	5,1497 6	5,1560 17	5,1622 74	5,1685 32
1,39	1,6387 86	1,993251	19,3 6	4,7967 94	4,8277 41	4,8586 88	4,8896 35	4,9205 82	4,9515 29	4,9824 76	5,0134 23	5,0443 7	5,0753 17	5,0815 07	5,0876 96	5,0938 86	5,1000 75	5,1062 64	5,1124 54
1,4	1,6565 02	1,993251	19,3 6	4,7451 23	4,7757 37	4,8063 5	4,8369 64	4,8675 78	4,8981 92	4,9288 05	4,9594 19	4,9900 33	5,0206 46	5,0267 69	5,0328 92	5,0390 15	5,0451 37	5,0512 6	5,0573 83
1,41	1,6742 82	1,993251	19,3 6	4,6943 73	4,7246 6	4,7549 46	4,7852 32	4,8155 18	4,8458 05	4,8760 91	4,9063 77	4,9366 64	4,9669 5	4,9730 07	4,9790 64	4,9851 22	4,9911 79	4,9972 36	5,0032 93
1,42	1,6921 25	1,993251	19,3 6	4,6445 22	4,6744 87	4,7044 51	4,7344 16	4,7643 81	4,7943 45	4,8243 1	4,8542 74	4,8842 39	4,9142 04	4,9201 97	4,9261 9	4,9321 83	4,9381 76	4,9441 68	4,9501 61
1,43	1,7100 31	1,993251	19,3 6	4,5955 47	4,6251 95	4,6548 44	4,6844 93	4,7141 41	4,7437 9	4,7734 39	4,8030 87	4,8327 36	4,8623 85	4,8683 14	4,8742 44	4,8801 74	4,8861 04	4,8920 33	4,8979 63
1,44	1,728	1,993251	19,3 6	4,5474 26	4,5767 64	4,6061 02	4,6354 41	4,6647 79	4,6941 17	4,7234 55	4,7527 93	4,7821 32	4,8114 7	4,8173 38	4,8232 05	4,8290 73	4,8349 41	4,8408 08	4,8466 76

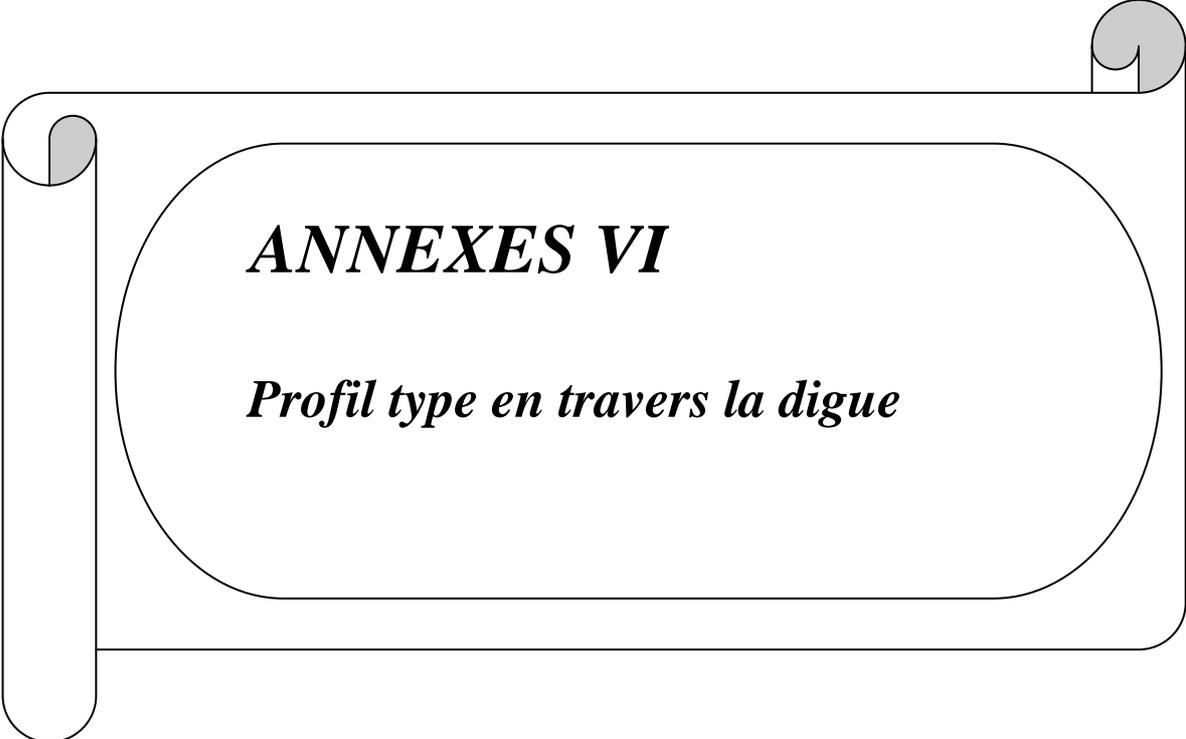


PROFIL TYPE EN TRAVERS DE LA DIGUE
VARAINTE N°1



PROFIL TYPE EN TRAVERS DE LA DIGUE
VARAINTE N°2





ANNEXES VI

Profil type en travers la digue

Calcul de stabilité pour R =35,74 m talus amont fin de construction

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-2	2.23	0.5	0	-0.2	0.9798	1.8955	-0.3791	1.8572031	2.27	11.35	0.46	0.854313	0.5	1.135	0.5221	24.79	7.04842
-1	2.74	1.89	0	-0.1	0.99499	8.8036	-0.880362	8.7594913	2.7	13.5	0.46	4.029366	1.89	5.103	2.34738	24.79	32.7363
0	2.74	3.01	0	0	1	14.021	0	14.02058	2.74	13.7	0.46	6.449467	3.01	8.2474	3.793804	24.79	52.1355
1	2.74	3.86	0	0.1	0.99499	17.98	1.797988	17.889755	2.75	13.75	0.46	8.229287	3.86	10.615	4.8829	24.79	66.8582
2	2.74	4.45	0	0.2	0.9798	20.728	4.14562	20.309307	2.8	14	0.46	9.342281	4.45	12.46	5.7316	24.79	77.0774
3	2.74	4.7	0	0.3	0.95394	21.893	6.56778	20.884209	2.87	14.35	0.46	9.606736	4.7	13.489	6.20494	24.79	81.4076
4	2.74	4.65	0	0.4	0.91652	21.66	8.66388	19.851443	2.99	14.95	0.46	9.131664	4.65	13.9035	6.39561	24.79	80.5416
5	2.74	4.27	0	0.5	0.86603	19.89	9.94483	17.224951	3.16	15.8	0.46	7.923477	4.27	13.4932	6.206872	24.79	73.9597
6	2.74	3.83	0	0.6	0.8	17.84	10.704084	14.272112	3.36	16.8	0.46	6.565172	3.83	12.8688	5.919648	24.79	66.3386
							40.56472			128.20		62.13177			42.4854		538.103

Kss 3.6771

Kas 2.5542

Calcul de stabilité pour R =36,67 m talus amont fin de construction

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	3.58	0	1.04	-0.4	0.9	8.12	-3.247	7.4389648	2.39	9.321	0.75	5.579	0	0	0	23.89	29.0858
-3	2.78	0.26	2.11	-0.3	1	14	-4.205	13.370606	3	12.062	0.718186	9.603	0.3	0.78	0.56018481	23.89	50.2271
-2	2.78	1.28	2.85	-0.2	1	23.3	-4.664	22.850232	2.92	12.3835	0.660121	15.08	1.3	3.74	2.467268494	23.89	83.5723
-1	2.78	2.31	3.28	-0.1	1	30.8	-3.08	30.640809	2.87	12.4976	0.630161	19.31	2.3	6.63	4.177778394	23.89	110.354
0	2.78	3.38	3.42	0	1	36.7	0	36.700448	2.86	12.7177	0.605853	22.24	3.4	9.67	5.856659212	23.89	131.516
1	2.78	4.36	3.28	0.1	1	40.5	4.0483	40.280546	2.87	12.9946	0.584503	23.54	4.4	12.5	7.313998157	23.89	145.073
2	2.78	5.38	2.85	0.2	1	42.7	8.5396	41.835345	2.92	13.4877	0.560425	23.45	5.4	15.7	8.804056875	23.89	153.008
3	2.78	6.41	2.11	0.3	1	43.1	12.924	41.096754	3	14.1827	0.531819	21.86	6.4	19.2	10.22688415	23.89	154.381
4	2.78	7.43	1.04	0.4	0.9	41.4	16.567	37.959304	3.12	15.1786	0.495608	18.81	7.4	23.2	11.48898707	23.89	148.418
5	2.78	8.06	0	0.5	0.9	38.1	19.046	32.988259	3.3	16.5	0.46	15.17	8.1	26.6	12.23508	23.89	136.501
6	2.78	7.2	0	0.6	0.8	34	20.416	27.22176	3.57	17.85	0.46	12.52	7.2	25.7	11.82384	23.89	121.936
7	2.78	5.79	0	0.7	0.7	27.4	19.154	19.541476	4	20	0.46	8.989	5.8	23.2	10.6536	23.89	98.0572
							85.503			169.176		196.14			85.60833717		1362.126

Kss 2.36562

Kas 1.68034

Calcul de stabilité pour R =32,6 m talus amont fin de construction

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	2.33	0.55	0	-0.3	0.95394	2.1786	-0.653565	2.0782042	2.44	12.2	0.46	0.955974	0.55	1.342	0.61732	26.68	8.71856
-2	3.06	2.44	0	-0.2	0.9798	12.693	-2.538576	12.436432	3.12	15.6	0.46	5.720759	2.44	7.6128	3.501888	26.68	50.7969
-1	3.06	4	0	-0.1	0.99499	20.808	-2.0808	20.703699	3.08	15.4	0.46	9.523701	4	12.32	5.6672	26.68	83.2736
0	3.06	5.24	0	0	1	27.258	0	27.25848	3.06	15.3	0.46	12.5389	5.24	16.0344	7.375824	26.68	109.088
1	3.06	6.19	0	0.1	0.99499	32.2	3.220038	32.038974	3.08	15.4	0.46	14.73793	6.19	19.0652	8.769992	26.68	128.866
2	3.06	6.8	0	0.2	0.9798	35.374	7.07472	34.658908	3.12	15.6	0.46	15.9431	6.8	21.216	9.75936	26.68	141.565
3	3.06	7.13	0	0.3	0.95394	37.09	11.127078	35.381853	3.21	16.05	0.46	16.27565	7.13	22.8873	10.528158	26.68	148.435
4	3.06	7.08	0	0.4	0.91652	36.83	14.732064	33.755399	3.34	16.7	0.46	15.52748	7.08	23.6472	10.877712	26.68	147.394
5	3.06	6.63	0	0.5	0.86603	34.489	17.24463	29.868575	3.5	17.5	0.46	13.73954	6.63	23.205	10.6743	26.68	138.026
6	3.06	5.71	0	0.6	0.8	29.703	17.822052	23.762736	3.83	19.15	0.46	10.93086	5.71	21.8693	10.059878	26.68	118.873
7	4.32	3.26	0	0.7	0.71414	23.941	16.759008	17.097608	6.26	31.3	0.46	7.8649	3.26	20.4076	9.387496	26.68	95.8136
							82.706649			190.2		123.7588			87.219128		1170.85
										Kss	2.74149						
										Kas	1.87435						

Calcul de stabilité pour R =34,67 m talus aval fin de construction

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	3.42	1.36	0	-0.3	0.95394	7.907	-2.372112	7.5428354	5.21	26.05	0.46	3.469704	1.36	7.0856	3.259376	26.95	31.9642
-2	3.16	3.14	0.28	-0.2	0.9798	18.797	-3.759389	18.417169	3.23	15.8591	0.483743	8.909171	3.14	10.1422	4.90621511	26.95	75.9866
-1	3.16	4.37	0.76	-0.1	0.99499	28.711	-2.871113	28.567212	3.18	15.3818	0.502963	14.36825	4.37	13.8966	6.98947511	26.95	116.065
0	3.16	5.61	0.92	0	1	36.475	0	36.474616	3.16	15.3103	0.500858	18.26859	5.61	17.7276	8.87900284	26.95	147.449
1	3.16	6.85	0.76	0.1	0.99499	42.034	4.2033688	41.822991	3.18	15.5507	0.488962	20.44985	6.85	21.783	10.6510569	26.95	169.921
2	3.16	8.08	0.28	0.2	0.9798	45.335	9.0669248	44.418679	3.23	16.031	0.469713	20.86403	8.08	26.0984	12.2587556	26.95	183.265
3	3.16	8.78	0	0.3	0.95394	47.166	14.149848	44.993649	3.31	16.55	0.46	20.69708	8.78	29.0618	13.368428	26.95	190.669
4	3.16	8.84	0	0.4	0.91652	47.488	18.995392	43.523911	3.45	17.25	0.46	20.021	8.84	30.498	14.02908	26.95	191.972
5	3.16	8.48	0	0.5	0.86603	45.555	22.77728	39.451406	3.65	18.25	0.46	18.14765	8.48	30.952	14.23792	26.95	184.154
6	3.16	6.39	0	0.6	0.8	34.327	20.596248	27.461664	3.96	19.8	0.46	12.63237	6.39	25.3044	11.640024	26.95	138.767
7	4.04	3.59	0	0.7	0.71414	24.656	17.259284	17.607992	5.79	28.95	0.46	8.099676	3.59	20.7861	9.561606	26.95	99.6724
							98.045732			204.983		165.9274			109.78094		1529.89
										Kss	2.66334						
										Kas	1.78238						

Calcul de stabilité pour R =27,64 m talus aval fin de construction

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	2.6	1.66	0	-0.3	0.95394	7.3372	-2.20116	6.9992427	3.65	18.25	0.46	3.219652	1.66	6.059	2.78714	28.84	31.7407
-2	3.2	3.11	0	-0.2	0.9798	16.918	-3.38368	16.576579	3.2	16	0.46	7.625226	3.11	9.952	4.57792	28.84	73.189
-1	3.2	4.24	0	-0.1	0.99499	23.066	-2.30656	22.949982	3.21	16.05	0.46	10.55699	4.24	13.6104	6.260784	28.84	99.7818
0	3.2	5.04	0	0	1	27.418	0	27.4176	3.26	16.3	0.46	12.6121	5.04	16.4304	7.557984	28.84	118.609
1	3.2	5.51	0	0.1	0.99499	29.974	2.99744	29.824151	3.34	16.7	0.46	13.71911	5.51	18.4034	8.465564	28.84	129.669
2	3.2	5.6	0	0.2	0.9798	30.464	6.0928	29.848502	3.48	17.4	0.46	13.73031	5.6	19.488	8.96448	28.84	131.787
3	3.2	5.29	0	0.3	0.95394	28.778	8.63328	27.452081	3.76	18.8	0.46	12.62796	5.29	19.8904	9.149584	28.84	124.492
4	3.2	4.48	0	0.4	0.91652	24.371	9.74848	22.336574	3.96	19.8	0.46	10.27482	4.48	17.7408	8.160768	28.84	105.43
5	3.89	2.73	0	0.5	0.86603	18.053	9.026745	15.634781	4.87	24.35	0.46	7.191999	2.73	13.2951	6.115746	28.84	78.0994
							28.607345			163.65		91.55817			62.03997		892.798

Kss 2.7524

Kas 1.78924

Calcul de stabilité pour R =38,00 m talus aval fin de construction

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	11.09	0.79	1	-0.3	0.95394	39.07	-11.72102	37.270471	4.61	20.8274	0.622011	23.18265	0.79	3.6419	2.26530249	28.07	164.505
-2	3.32	2.06	1.84	-0.2	0.9798	24.944	-4.988765	24.439856	3.39	15.7279	0.596821	14.58621	2.06	6.9834	4.16783637	28.07	105.026
-1	3.32	3.36	2.35	-0.1	0.99499	35.972	-3.59722	35.791887	3.34	15.7776	0.579352	20.7361	3.36	11.2224	6.50172004	28.07	151.461
0	3.32	7.18	2.52	0	1	58.763	0	58.762672	3.32	16.3885	0.53534	31.45802	7.18	23.8376	12.7612257	28.07	247.42
1	3.32	8.31	2.35	0.1	0.99499	63.91	6.391	63.589647	3.34	16.6712	0.523931	33.31656	8.31	27.7554	14.5419029	28.07	269.093
2	3.32	9.11	1.85	0.2	0.9798	64.806	12.96128	63.497045	3.39	17.1659	0.508951	32.31687	9.11	30.8829	15.7178745	28.07	272.867
3	3.32	9.55	0.99	0.3	0.95394	61.065	18.319627	58.252702	3.48	17.9864	0.487239	28.38299	9.55	33.234	16.1929039	28.07	257.116
4	3.32	9.61	0	0.4	0.91652	54.239	21.695536	49.710718	3.62	19.186	0.46	22.86693	9.61	34.7882	16.002572	28.07	228.373
5	3.32	9.23	0	0.5	0.86603	52.094	26.04706	45.114831	3.62	19.186	0.46	20.75282	9.23	33.4126	15.369796	28.07	219.342
6	3.32	7.87	0	0.6	0.8	44.418	26.650968	35.534624	4.16	22.048	0.46	16.34593	7.87	32.7392	15.060032	28.07	187.023
7	5.11	5.02	0	0.7	0.71414	43.609	30.526118	31.14287	7.5	39.75	0.46	14.32572	5.02	37.65	17.319	28.07	183.615
							122.28458			220.715		258.2708			135.900166		2285.84

Kss 2.80563

Kas 1.7946

Calcul de stabilité pour R = 30,06m talus aval fonctionnement normal

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-1	3.83	1.55	0	-0.1	0.99499	10.092	-1.009205	10.041463	4.4	22	0.46	4.619073	1.55	6.82	3.1372	27.27	41.2815
0	3.18	2.87	0	0	1	15.515	0	15.51522	3	15	0.46	7.137001	2.87	8.61	3.9606	27.27	63.465
1	3.18	3.9	0	0.1	0.99499	21.083	2.10834	20.977718	3.02	15.1	0.46	9.64975	3.9	11.778	5.41788	27.27	86.2416
2	3.18	4.62	0	0.2	0.9798	24.976	4.995144	24.471108	3.06	15.3	0.46	11.25671	4.62	14.1372	6.503112	27.27	102.163
3	3.18	5.02	0	0.3	0.95394	27.138	8.141436	25.888117	3.14	15.7	0.46	11.90853	5.02	15.7628	7.250888	27.27	111.008
4	3.18	5.08	0	0.4	0.91652	27.462	10.984992	25.169779	3.27	16.35	0.46	11.5781	5.08	16.6116	7.641336	27.27	112.335
5	3.18	4.74	0	0.5	0.86603	25.624	12.81222	22.191416	3.46	17.3	0.46	10.20805	4.74	16.4004	7.544184	27.27	104.817
6	3.18	3.94	0	0.6	0.8	21.3	12.779784	17.039712	3.75	18.75	0.46	7.838268	3.94	14.775	6.7965	27.27	87.1262
7	3.18	2.56	0	0.7	0.71414	13.839	9.687552	9.8832799	5.96	29.8	0.46	4.546309	2.56	15.2576	7.018496	27.27	56.6099
							60.500263			165.3		78.74179			55.270196		765.048

Kss 3.12018

Kas 2.19692

Calcul de stabilité pour R = 31,25m talus aval fonctionnement normal

N°Tr	Bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-2	3.8	1.43	0	-0.2	0.9798	9.2378	-1.84756	9.0511585	3.9	19.5	0.46	4.16353	1.43	5.577	2.56542	27.59	38.2306
-1	3.13	2.82	0.3	-0.1	0.99499	16.724	-1.672359	16.639762	3.14	15.7	0.46	7.65429	2.82	8.8548	4.073208	27.59	69.2106
0	3.13	4.06	0.44	0	1	24.124	0	24.123536	3.12	15.6	0.46	11.0968	4.06	12.6672	5.826912	27.59	99.8353
1	3.13	5.23	0.34	0.1	0.99499	29.776	2.9776316	29.62706	3.14	15.7	0.46	13.6285	5.23	16.4222	7.554212	27.59	123.229
2	3.13	6.31	0	0.2	0.9798	33.576	6.715102	32.897147	3.18	15.9	0.46	15.1327	6.31	20.0658	9.230268	27.59	138.952
3	3.13	6.73	0	0.3	0.95394	35.81	10.743099	34.160878	3.27	16.35	0.46	15.714	6.73	22.0071	10.123266	27.59	148.201
4	3.13	6.79	0	0.4	0.91652	36.13	14.451836	33.113316	3.4	17	0.46	15.2321	6.79	23.086	10.61956	27.59	149.522
5	3.13	6.44	0	0.5	0.86603	34.267	17.13362	29.6763	3.6	18	0.46	13.6511	6.44	23.184	10.66464	27.59	141.815
6	3.13	5.59	0	0.6	0.8	29.744	17.846634	23.795512	3.9	19.5	0.46	10.9459	5.59	21.801	10.02846	27.59	123.097
7	2.44	3.03	0	0.7	0.71414	12.568	8.797908	8.9756615	4.51	22.55	0.46	4.1288	3.03	13.6653	6.286038	27.59	52.0145
							75.145912			175.8		111.348			76.971984		1084.11

Kss 2.797

Calcul de stabilité pour R = 31,8m talus aval fonctionnement normal

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang ϕ	N*tang ϕ	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang ϕ	dn	a*Gn*dn
-2	3.83	1.42	0	-0.2	0.9798	9.2456	-1.849124	9.0588205	3.92	19.6	0.46	4.167057	1.42	5.5664	2.560544	28.22	39.1367
-1	3.18	3.14	0	-0.1	0.99499	16.975	-1.697484	16.889753	3.18	15.9	0.46	7.769286	3.14	9.9852	4.593192	28.22	71.8545
0	3.18	4.53	0	0	1	24.489	0	24.48918	3.16	15.8	0.46	11.26502	4.53	14.3148	6.584808	28.22	103.663
1	3.18	5.61	0	0.1	0.99499	30.328	3.032766	30.175641	3.18	15.9	0.46	13.88079	5.61	17.8398	8.206308	28.22	128.377
2	3.18	6.37	0	0.2	0.9798	34.436	6.887244	33.740467	3.22	16.1	0.46	15.52061	6.37	20.5114	9.435244	28.22	145.769
3	3.18	6.8	0	0.3	0.95394	36.761	11.02824	35.067568	3.31	16.55	0.46	16.13108	6.8	22.508	10.35368	28.22	155.608
4	3.18	6.86	0	0.4	0.91652	37.085	14.834064	33.989111	3.44	17.2	0.46	15.63499	6.86	23.5984	10.855264	28.22	156.981
5	3.18	5.78	0.73	0.5	0.86603	35.495	17.747421	30.739435	3.64	18.2	0.46	14.14014	6.51	23.6964	10.900344	28.22	150.25
6	3.18	4.94	0	0.6	0.8	26.706	16.023384	21.364512	3.94	19.7	0.46	9.827676	4.94	19.4636	8.953256	28.22	113.045
7	2.59	1.4	0	0.7	0.71414	6.1642	4.31494	4.4021193	3.57	17.85	0.46	2.024975	1.4	4.998	2.29908	28.22	26.0931
							70.321451			172.8		110.3616			74.74172		1090.78
										Kss	2.96382						
										Kas	1.99211						

Calcul de stabilité pour R =21,47 m talus amont vidangé rapide

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-6	1.66	0	0.21	-0.6	0.79384	1.3217	-0.21458	0.954782	2.11	10.42	0.46					16.65	
-5	1.66	0	0.45	-0.5	0.88741	1.5214	-0.54710	1.021456	1.98	9.85	0.46					16.65	
-4	1.66	0	0.67	-0.4	0.91652	2.0353	-0.81413	1.8654071	1.84	9.2	0.46	0.858087	0.67	1.2328	0.567088	16.65	5.08323
-3	1.67	0	1.78	-0.3	0.95394	5.4399	-1.631957	5.1892938	1.72	8.6	0.46	2.387075	1.78	3.0616	1.408336	16.65	13.586
-2	1.67	0	2.73	-0.2	0.9798	8.3432	-1.668631	8.1745871	1.6	8	0.46	3.76031	2.73	4.368	2.00928	16.65	20.837
-1	1.67	0	3.54	-0.1	0.99499	10.819	-1.081859	10.764365	1.67	8.35	0.46	4.951608	3.54	5.9118	2.719428	16.65	27.0194
0	1.67	0	4.2	0	1	12.836	0	12.83562	1.66	8.3	0.46	5.904385	4.2	6.972	3.20712	16.65	32.057
1	1.67	0	4.73	0.1	0.99499	14.455	1.4455353	14.382895	1.67	8.35	0.46	6.616132	4.73	7.8991	3.633586	16.65	36.1022
2	1.67	0	5.11	0.2	0.9798	15.617	3.1233342	15.30115	1.68	8.4	0.46	7.038529	5.11	8.5848	3.949008	16.65	39.0026
3	1.67	0	5.53	0.3	0.95394	16.9	5.0700699	16.121795	1.72	8.6	0.46	7.416026	5.53	9.5116	4.375336	16.65	42.2083
4	1.67	0	5.43	0.4	0.91652	16.595	6.6378492	15.209223	1.76	8.8	0.46	6.996243	5.43	9.5568	4.396128	16.65	41.4451
5	1.67	0	5.35	0.5	0.86603	16.35	8.1750675	14.159632	1.83	9.15	0.46	6.513431	5.35	9.7905	4.50363	16.65	40.8345
6	1.67	0	5.06	0.6	0.8	15.464	9.2783196	12.371093	1.93	9.65	0.46	5.690703	5.06	9.7658	4.492268	16.65	38.621
7	1.67	0	4.57	0.7	0.71414	13.966	9.7764639	9.9739882	2.16	10.8	0.46	4.588035	4.57	9.8712	4.540752	16.65	34.881
8	1.67	0	3.81	0.8	0.6	11.644	9.3149928	6.9862446	2.25	11.25	0.46	3.213673	3.81	8.5725	3.94335	16.65	29.0802
9	1.67	2.03	0.66	0.9	0.43589	7.7802	7.0021764	3.3913088	2.56	12.8	0.46	1.560002	2.69	6.8864	3.167744	16.65	19.431
10	1.28	1.13	0	1	0	2.4589	2.45888	0	2.99	14.95	0.46	0	1.13	3.3787	1.554202	16.65	6.14105
							57.086111			145.2		67.49424			48.467256		426.33
										Kss	2.87683						
										Kas	1.98749						

Calcul de stabilité pour R =30,69m talus amont vidange rapide

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	2.31	0	1.17	-0.4	0.92875	2.1245		2.0142365	3.98	19.32	0.46	2.285644	1.14	3.369	1.85645	22.43	10.2387
-3	2.32	0	1.68	-0.3	0.95394	7.1326	-2.139782	6.8040744	3.85	19.25	0.46	3.129874	1.68	6.468	2.97528	22.43	23.9977
-2	2.65	0	3.33	-0.2	0.9798	16.149	-3.229767	15.822562	2.72	13.6	0.46	7.278379	3.33	9.0576	4.166496	22.43	54.3328
-1	2.65	0	4.68	-0.1	0.99499	22.696	-2.269566	22.581897	2.67	13.35	0.46	10.38767	4.68	12.4956	5.747976	22.43	76.3595
0	2.65	0	5.77	0	1	27.982	0	27.981615	2.66	13.3	0.46	12.87154	5.77	15.3482	7.060172	22.43	94.1441
1	2.65	0	6.59	0.1	0.99499	31.958	3.1958205	31.798012	2.67	13.35	0.46	14.62709	6.59	17.5953	8.093838	22.43	107.523
2	2.65	0	7.4	0.2	0.9798	35.886	7.17726	35.16125	2.72	13.6	0.46	16.17417	7.4	20.128	9.25888	22.43	120.739
3	2.65	0	5.14	0.3	0.95394	24.926	7.477929	23.778299	2.79	13.95	0.46	10.93802	5.14	14.3406	6.596676	22.43	83.865
4	2.65	2.21	5.05	0.4	0.91652	34.446	13.77841	31.570303	2.91	14.55	0.46	14.52234	7.26	21.1266	9.718236	22.43	115.894
5	2.65	3.48	3.48	0.5	0.86603	32.554	16.27683	28.192297	3.03	15.15	0.46	12.96846	6.96	21.0888	9.700848	22.43	109.527
6	2.65	4.7	1.44	0.6	0.8	28.157	16.894068	22.525424	3.34	16.7	0.46	10.3617	6.14	20.5076	9.433496	22.43	94.7335
7	2.65	4.29	0	0.7	0.71414	19.326	13.528515	13.801846	3.75	18.75	0.46	6.348849	4.29	16.0875	7.40025	22.43	65.0238
8	2.19	1.23	0	0.8	0.6	4.5793	3.663432	2.747574	3.62	18.1	0.46	1.263884	1.23	4.4526	2.048196	22.43	15.407
							74.353149			183.65		120.872			82.200344		961.547

Kss 2.99008
Kas 2.00945

Calcul de stabilité pour R =25,25m talus amont vidange rapide

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	2.54	7.95	0	-0.4	0.9165	28.569	-11.02487	28.49595	3.94	19.55	0.46	12.39854	4.68	36.3178	18.321785	23.8	101.208
-3	2.54	8.14	0	-0.3	0.9537	32.258	-9.58746	32.15448	3.92	19.55	0.46	14.32514	6.01	35.9621	16.932514	23.8	115.295
-2	2.55	8.96	0	-0.2	0.9798	38.842	-7.76832	38.05684	3.89	19.45	0.46	17.50615	8.96	34.8544	16.033024	23.8	138.665
-1	2.69	10.91	0	-0.1	0.99499	49.891	-4.989143	49.641346	2.77	13.85	0.46	22.83502	10.91	30.2207	13.901522	23.8	178.112
0	2.69	12.05	0	0	1	55.105	0	55.10465	2.68	13.4	0.46	25.34814	12.05	32.294	14.85524	23.8	196.724
1	2.69	13.04	0	0.1	0.99499	59.632	5.963192	59.333011	2.72	13.6	0.46	27.29319	13.04	35.4688	16.315648	23.8	212.886
2	2.69	13.18	0	0.2	0.9798	60.272	12.054428	59.054395	2.76	13.8	0.46	27.16502	13.18	36.3768	16.733328	23.8	215.172
3	2.69	13.85	0	0.3	0.95394	63.336	19.000815	60.418741	2.85	14.25	0.46	27.79262	13.85	39.4725	18.15735	23.8	226.11
4	2.69	14.87	0	0.4	0.91652	68.001	27.200204	62.323497	3.12	15.6	0.46	28.66881	14.87	46.3944	21.341424	23.8	242.762
5	2.69	13.11	0	0.5	0.86603	59.952	29.976015	51.919981	3.39	16.95	0.46	23.88319	13.11	44.4429	20.443734	23.8	214.029
6	2.69	11.28	0	0.6	0.8	51.583	30.950064	41.266752	3.23	16.15	0.46	18.98271	11.28	36.4344	16.759824	23.8	184.153
7	2.69	9.5	0	0.7	0.71414	43.444	30.41045	31.024865	3.8	19	0.46	14.27144	9.5	36.1	16.606	23.8	155.093
8	0.34	5.24	0	0.8	0.6	3.0287	2.422976	1.817232	4.2	21	0.46	0.835927	5.24	22.008	10.12368	23.8	10.8125
							145.22068			177.05		234.5822			181.270774		1974.52

Kss 1.58629
Kas 1.05369