

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

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE

Option : Conception des ouvrages hydrotechniques

THEME :

ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLE DE
L'EVACUATEUR DE CRUE DU BARRAGE
CHEBABTA (W.OUM EL BOUAGHI)

Présenté par :

M^r: OUIHLALI Mohamed

Promoteur :

M^r: M.BACHIR CHERIF

Devant le jury composé de :

Président: M^r M. HASSANE

Examineurs: M^{me} A. ADDOU

M^r A. HADJ SADOK

M^r M. BOUZIANE

M^{me} M. LATROUS

Octobre 2010

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail à :

Mon cher père et ma chère mère

Mes chers frères Mokhtar, Larbi, Ali et sœur

Nassima , Noura, Souhila, Yasmine, Karima, Ikram

OUIHLALI MOHAMED

Remerciement

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

*Ces quelques lignes ne vont jamais exprimer à la juste valeur ma reconnaissance à l'égard de mon promoteur **Mr M. BACHIR CHERIF**, pour l'aide qu'il m'a offert durant la période de réalisation de ce travail.*

Toute gratitude à mes professeurs et enseignants qui m'ont guidé au cours de la formation d'ingénieur, et mes respects aux membres de jury qui me feront l'honneur d'apprécier ce travail.

*Mes derniers remerciements, mais non les moindres s'adressent à tous mes amis de la promotion 2010, pour avoir beaucoup de sollicitudes et de chaleur humaine dont nous avons tant besoin, à savoir : **L. BELKADI**, **L.KEMACHA**, **S.MERARE**, **M.KEBOUCHI**, et les autres ...*

ملخص:

هو عبارة . الهدف من بناء سد شبابطة على واد مسكينة الربط بولاية أوم البواقي هو سقي الأراضي الفلاحية المجاورة عن سد من تراب متجانس مزود بجهاز لإلغاء الفيضانات موضوع في وسط السد بكمية استيعاب تقدر بحوالي 583 م³ في الثانية. يبلغ ارتفاع السد 36 م حيث تبلغ قدرة التخزين لهذا السد 68 مليون م³.

هذا العمل يتضمن الدراسة المدققة لما قبل إنجاز جهاز إلغاء الفيضانات لسد شبابطة ، حيث أن دراسة الجدوى من المشروع قدمت من طرف مكتب دراسات سويسري (ستكي).

Résumé :

Le barrage de Chebabta sur Oued meskiana dans la willaya de Oum El Bouaghi est destiné à l'irrigation des terres agricoles avoisinantes. C'est un barrage en terre homogène et un évacuateur central se forme d'un barrage deversoir permettant d'évacuer un débit de crues de 583 m³/s. Le barrage a une hauteur de 36 m et un volume utile de 68 Mm³.

Notre travail consiste à réaliser l'étude d'APD de l'évacuateur de crues de ce barrage dont l'étude de faisabilité a été faite par le bureau d'étude Suisse (STUKY).

Abstract:

The dam of Chebabta on Oued Meskiana in willaya of Oum El Bouaghi is intended for the irrigation of the agricultural land adjacent. It is an earthen dam allow evacuating a sale of raw equal to 583 m³/s. The dam has a height of 36 m and a volume useful equal of 68 Mm³.

Our work involves the study of the priliminary detailed draft of the evacuator of raw of this dam, whose feasibility study has been made by the consulting firm of Suisse (STUKY)

Sommaire

PARTIE I : Mémoire de synthèse de l'étude de faisabilité

I.1 Situation topographique, géologique et géotechnique :.....	1
I.1.1 situation géographique et topographie du site:.....	12
I.1.2 La morphologie :	13
I.2. Géologie de la zone d'étude :	13
I.2.1. Stratigraphie.....	13
I.2.2. Tectonique :	14
I.2.2.1 Aspects géomorphologiques.....	15
I.2.3 Travaux de reconnaissance effectués :	17
I.2.4 Géologie de la cuvette et du site de barrage :.....	19
a - Géologie de la cuvette :	19
b – Géologie de l'axe du barrage :	20
I.2.5. Synthèse des essais géotechniques :	20
I.2.6. Matériaux de constructions :.....	21
I.3. Hydrogéologie :	22
I.4. Qualité des eaux :	22
I.5. Sismicité du site :	23
I.6. Hydrologie :	23
I.6.1.Données climatologiques	24
I.6.1.1.Température de l'air	24
I.6.1.2.Le vent	25
I.6.1.3.Précipitations	25
I.6. 1.4.Evaporation :.....	25
I.6.1.5.Apports	26
I.6.2.Crues du projet :	26
I.6.3.Envasement.....	26
I.6.4.Régularisation :.....	27
I.7. Conceptions de barrage et ouvrages annexes :	27
I.7.1 Digue :	27
I.7.2. Evacuateur de crue :	28
I.7.3 Dérivation provisoire :	29
I.7.4 Prises d'eau :.....	29
I.7.5 Vidange du fond :	29
I.7.6 Murs bajoyers :	30
I.8 Auscultation du barrage : 30	

Deuxième partie : Etude d'Avant projet détaille

Chapitre I : Etude hydrologique :

I. Introduction

I.1 Le bassin versant :	
I.1.1 Caractéristiques physiques du bassin versant :.....	
I.1.2 Caractéristiques hydromorphologiques :	
I.1.3 Hypsométrie du bassin versant :	
I.1.4 les indices :	
I.1.5 Caractéristiques hydrographiques de bassin versant :	
I.1.6 Profil en long de l'Oued :	
I.2 Caractéristiques climatique du bassin versant:.....	
I.2.1 Température :.....	

I.2.2	Evaporation:.....	
I.2.3	Humidité relative:	
I.2.4	Vitesse du vent:	
I.2.5	Pluviométrie:	
I.2.6	Les précipitations maximales journalières :	
I.3	Choix de la loi d'ajustement :	Erreur ! Signet non défini.
I.3.2	Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :	
I.3.3	Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normale) :.....	Erreur ! Signet non défini.
I.4	La pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités : ...	Erreur ! Signet non défini.
I.5	Etudes des apports :	
I.5.1	Analogie avec la station de l'Aouinet (120404) : vu l'absence de la station hydrométrique au niveau de notre site, on a optée a la méthode d'analogie qui est basée sur les informations des apports de la station hydrométrique de l'Aouinet.	
I.5.2	Caractéristiques de l'écoulement :	
I.6.	Etude des crues:	
I.6.1	Hydrogramme de crue :	
I.6.2	Choix de la crue de projet :	
I.6.3	Choix de la crue de chantier :	
I.7	Régularisation :	
I.8	Laminage des crues :	Erreur ! Signet non défini.
I.8.1	La méthode de KOCHERINE :	Erreur ! Signet non défini.
I.9	Etude d'optimisation :	
I.9.1	La revanche :	
I.9.2	Le tassement :	Erreur ! Signet non défini.
I.9.3	La largeur en crête :	
I.9.4	Calcul des coûts :	
Conclusion		

CHAPITRE : II : Etude et choix des variantes

II.1.1.	Classification des évacuateurs de crues :	78
II.1.2.	Critères de choix de l'évacuateur de crue :	78
II.1.3.	Choix du type de l'évacuateur de crues :	78
II.1.4.	Conclusion :	80

CHAPITRE III: CONCEPTION DETAILLE DES VARIANTES

III.1.	Evacuateur de crue a déversoir profilé :	
III.1.2.	Généralité :	
III.1.2.	buT :	
III.1.3.	Donnees de départ :	
III.1.4.	Canal d'amenée.....	Erreur ! Signet non défini.
III.1.5.	Le déversoir :	
III.1.6.	Ouvrage de raccordement du Bief Aval :	
III.1.6.1.	Bassin de dissipation :	
III.1.6.2.	Calcul des paramètres du bassin de dissipation :	
III.1.7.	Calcul de l'épaisseur du bassin de dissipation :	
III.1.8.	Dimensionnement des blocs de chute :	

III.1.9. Dimensionnement du seuil denté :	Erreur ! Signet non défini.
III.1.10. Hauteurs des murs bajoyers :	Erreur ! Signet non défini.
III.1.11. Calcul de la risberme	
III.2. Evacuateur de crue a un déversoir en escalier	
III.2.1. MÉTHODOLOGIE.....	
III.2.2. Canal d'amenée.....	
III.2.3. Le déversoir :	Erreur ! Signet non défini.
III.2.3.1. La définition de la forme de la crête du déversoir	Erreur ! Signet non défini.
III.2.3.2. Choix de l'hauteur des marches	Erreur ! Signet non défini.
III.2.3.3. Les caractéristiques hydrauliques du courant sur le coursier.....	
III.2.4. Détermination de l'hauteur des bajoyers du coursier	Erreur ! Signet non défini.
III.2.5. Bassin d'amortissement	Erreur ! Signet non défini.
III.2.6. Calcul de l'épaisseur du bassin de dissipation :	Erreur ! Signet non défini.
III.2.7. Dimensionnement des blocs de chute :	
III.2.8. Dimensionnement du seuil denté :	
III.2.9. La hauteur des murs bajoyers sur le bassin de dissipation	Erreur ! Signet non défini.
III.2.10. Calcul de la risberme :	
III. 3. Choix de la variante la plus favorable :	
CONCLUSION :	

CHAPITRE IV : ETUDE DE GENIE CIVIL

Généralités

IV.1. Etude de stabilité :	101
IV.1.1. Stabilité du déversoir :	101
IV.1.1.1. Stabilité au glissement :	102
IV.1.1.2. Stabilité au renversement :	102
IV.1.2. Stabilité des murs bajoyers :	103
IV.1.2.1. Pré-dimensionnement des murs de soutènements :	103
IV.1.2.2. Stabilité au renversement :	106
IV.1.2.3. Stabilité au poinçonnement :	Erreur ! Signet non défini.
IV.1.2.4. Stabilité au glissement :	Erreur ! Signet non défini.
IV.2. Ferrailage des éléments du l'évacuateur de crue :	
IV.2.1. Ferrailage des murs bajoyers :	
IV.2.2. Ferrailage des contreforts :	
IV.2.3. Ferrailage de la semelle :	
IV.2.4. Ferrailage de la semelle de déversoir et de bassin de dissipation :	
IV.3. Détails constructifs :	
IV.3.1. Remplissage derrière les bajoyers :	Erreur ! Signet non défini.
IV.3.3. Compositions du béton et contrôle de qualité :	
IV.3.4. Recommandations :	
IV.3.5. Le bétonnage :	
Conclusion :	

CHAPITRE : VII : protection et securite de travail

VIII.2 .Les Actions Et Conditions Dangereuses :	
VIII.2.1 Mesures préventives :	
VIII.3 Organisation De La Prévention Des Accidents Du Travail :	
VIII.4 Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation du tunnel :	

VIII.4.1 Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation :.....	
Conclusion	Erreur ! Signet non défini.

CHAPITRE VI : AVANT- METRE ET DEVIS ESTIMATIF :

VI.1 Principe de base de l'avant mètre et devis estimatif :.....	130
VI.2 Estimation du corps de l'évacuateur de crue :.....	130

CHAPITRE VII : PROTECTION ET SECURITE DU TRAVAIL

Généralités

VII.1 Causes des accidents de travail :	133
VII.1.1 : Causes humaines :	133
VII.1.2 Causes techniques :	133
VII.2 .Les actions et conditions dangereuses :	133
VII.2.1 Mesures préventives :.....	134
VII.3 Organisation de la prévention des accidents du travail :	134
VII.4 Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation du tunnel :	136
VII.4.1 Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation :.....	136
Conclusion	137
Conclusion générale	138
Référence bibliographique	
Annexes	

Liste des tableaux

Première partie : synthèse de l'étude de faisabilité

Tableau I.01: Situations et profondeurs des sondages.....	6
Tableau I.02 : tableau récapitulatif des résultats des essais granulométriques	7
Tableau I.03 : tableau récapitulatif des résultats des essais proctor normal	7
Tableau I.04: tableau récapitulatif des résultats des essais de cisaillement et les essais d'Oedomètre.....	8
Tableau I.05 : une synthèse des essais géotechniques du rocher de la fondation.....	9
Tableau I.06 : tableaux récapitulatif de synthèse des essais géotechniques	10
Tableau I.07: tableau récapitulatif des résultats des essais lugeon	11
Tableau I.08 : les agents agressifs dans l'eau	12
Tableau I.09 : Coefficients d'accélération du séisme.....	12
Tableau I.10. : Caractéristiques du bassin versant au site du barrage de Chebabta.....	13
Tableau I.11. Température mensuelle en oCelsius.....	14
Tableau.I.12 Insolation et radiation mensuelles à Biskra	14
Tableau I.13 : Station pluviométrique.....	14
Tableau I.14: Valeurs moyennes de l'évapotranspiration	15
Tableau.I.15: Répartition mensuelle des apports	15
Tableau.I.16: Crues de projet.....	15
Tableau.I.17 : Modulation mensuelle des besoins.....	16

Deuxième partie : étude d'avant projet détaillé.

Tableau I.01 : Coordonnées de la courbe hypsométrique	23
Tableau I.02 : détermination de la pente Roche Ip.....	26
Tableau I.03: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief).....	27

Tableau I.04 : récapitulative de mesures des longueurs des courbes de niveaux	27
Tableau I.5 : la longueur de cours d'eau principale en chaque altitude.....	31
Tableau I.06 : Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant de Chebabta.....	32
Tableau I.07 : répartition mensuelle de la température.....	33
Tableau I.08 : répartition mensuelle de l'évaporation.....	34
Tableau I.09 : Répartition mensuelle de l'humidité relative.....	34
Tableau I.10 : répartition des vitesses de vent.....	35
Tableau I.11 : Données disponibles des stations situées a proximité de la zone d'étude.....	36
Tableau I.12 : Station pluviométrique.....	36
Tableau I.13 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle.....	36
Tableau I.14: Caractéristiques de la série pluviométrique (38ans).....	37
Tableau I.15: résultat de l'ajustement a la loi de Gumbel.....	39
Tableau I.16 : résultat de l'ajustement a la loi de Galton.....	40
Tableau I.17: La pluie d courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités.....	42
Tableau I.18 : Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station	45
Tableau I.19 : Répartition mensuelle de l'apport moyen du site	45
Tableau I.20 : résultat de l'ajustement a la loi log-normale	47
Tableau I.21 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.....	48
Tableau I.22 : récapitulatif de Volume annuel moyen.....	49
Tableau I.23 : Débits fréquentielles calculés	51
Tableau I.24 : Coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue δ	52
Tableau I.25 : les valeurs de débits de crues en fonction de temps.....	52
Tableau I.26 : La répartition mensuelle de l'apport 80% est donnée dans le tableau suivant	59
Tableau I.27 : Répartition mensuelle des besoins en eau	59
Tableau I.28 : Courbe topographiques et volumétriques	60
Tableau I.29 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm3).....	61
Tableau I.30 : Les volumes des pertes dans la retenue	63
Tableau I.31: Régularisation saisonnière on tenant compte des pertes en (Mm3).	64
Tableau I.32 : Les volumes des pertes dans la retenue.....	65
Tableau I.33 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes en (Mm3).....	65
Tableau I.34 : Tableau de Radkovitch $r = f(M0)$	66
Tableau I.35 : Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE.....	68
Tableau I.36 : Détermination de H0 et Q en fonction de b.....	68
Tableau I.37 : Débits déversants en fonction de h et b et le volume de crue	69
Tableau I.38: La revanche.....	73
Tableau I.39: calcul de la largeur en crête.....	74
Tableau I.40 : Calcul d'optimisation.....	75
Tableau I.41 : Tableau récapitulatif.....	76
Tableau (III.01): Les coordonnées du profil de déversoir.....	83
Tableau (III.02): différentes valeurs du rayon de raccordement en fonction de la hauteur de pelle et la charge H.....	84
Tableau (III.03) : Les coordonnées du profil de déversoir.....	91
Tableau (III.04): longueur Li de la zone de courant non aéré pour débits différents.....	94
Tableau (III.05): la longueur d'eaux non aérée sur le coursier.....	94
Tableau (III.06) : caractéristiques hydraulique a la fin de coursier.....	95
Tableau (III.07): Autre caractéristiques hydraulique a la fin de coursier.....	95
Tableau (III.08) : principale résultats de bassin de dissipation.....	97
Tableau (III.09) : Présentation des résultats de calcul hydraulique.....	99
Tableau (IV.01): récapitulatif des résultats da la section des aciers de rideau.....	110
Tableau (IV.02): Tableau récapitulatif des résultats de ferraillement de rideau a chaque 5m de tranche.....	111
Tableau V.1 : symboles des opérations.....	128
Tableau (VI.01) : Devis quantitatif et estimatif.....	131
Tableau (VI.02) : récapitulatif de coûts total de l'évacuateur de crue centrale.....	132

Tableau VIII.1 : vitesse de l'air dans les différentes canalisations.....	137
---	-----

LISTE DES FIGURES

Première partie :

Figure I.01 : Localisation du barrage de Chebabta.....	1
Figure I.02 : Esquisse Tectonique (1/200'000).....	3
Figure I.03 : Extrait de la carte géologique de El Aouinet (1/50'000).....	5
Figure I.04 : Carte de micro zonage sismique du territoire national-RPA99 /APRESADDENDA.....	12
Figure.I.05 : Photos de la butte calcaire sur l'axe de barrage.....	17

Deuxième partie :

Figure I.01: Rectangle équivalent.....	22
Figure I.02 : répartition des courbes de niveaux du bassin versant de Chebabta.....	24
Figure I.03 : répartition et courbe hypsométrique.....	25
Figure I.04. : Le réseau hydrographique du bassin versant.....	30
Figure I.05 : Profil en long du cours d'eau principal.....	31
Figure I.06 : La répartition mensuelle des températures.....	33
Figure I.07 : répartition mensuelle de l'évaporation.....	34
Figure I.08. : Répartition des vitesses de vent en fonction des moi.....	35
Figure I.09 : Répartition mensuelle des précipitations.....	37
Figure I.10 : représentation graphique de la loi de Gumbel.....	39
Figure I.11 : représentation graphique de la loi de log-normale (Galton).....	41
Figure I.12 : Pluies de Courte durée.....	43
Figure I.13 : Intensité –Durée –Fréquence.....	44
Figure I.14 : Répartition mensuelle de l'apport moyen.....	46
Figure I.15 : représentation graphique de la loi log-normale.....	47
Figure I.16 : Répartition mensuelle des apports 80%.....	48
Figure I.17 :L'Hydrogrammes des crues probables en fonction de temps (par SOKOLOVSKY).....	54
Figure I.18 : L'Hydrogramme de la crue de projet a une période de retour 10 000 ans.....	57
Figure I.19 : L'Hydrogramme de la crue de chantier.....	58
Figure I.20 : Courbes de $H = f(Q, q)$	71
Figure I.21 : COURBES $V = f(Q, q)$	72
Figure I.22 : la courbe d'optimisations des coûts en fonction de la largeur b du déversoir.....	75

Figure (III.01) : Les paramètres du profil d'un déversoir.....	82
Figure (III.02) : les rayons de raccordement de la partie amant de déversoir.....	83
Figure (III.03) : profil de cadrant aval de déversoir.....	83
Figure (III.04) : déférents paramètres du bassin de dissipation.....	85
Figure:(III.05) : Dissipateur à ressaut hydraulique.....	86
Figure (III.06) : Bassin de dissipation type III.....	88
Figure (III.07) : évacuateur de crue ; profil de déversoir (WES-GREAGER).....	91
Figure (III.08) : Profile de Greager du déversoir.....	91
Figure (III.09) : Evacuateur de crue en marche d'escalier.....	92
Figure (III.10) : évacuateur de crue ; limite entre (nape flow et skimming flow).....	93
Figure (III.11) : Schéma a deux gradins.....	96
Figure (III.12) : Schéma du ressaut hydraulique.....	97

Figure (IV.01) : présentation des forces agissantes sur le déversoir.....	101
Figure (IV.02) : Schéma explicatif de combinaison des charges.....	105
Figure (IV.03): représentation des forces qui agissent sur le mur bajoyer.....	108
Figure (IV.04) : représentation de l'allure des moments en travée et en appuis.....	108
Figure (IV.05) : diagramme des sous pressions des terres sur le rideau.....	109
Figure (IV.06) La force qui agisse sur le contrefort est comme celui qui agit sur le mur.....	113
Figure (IV.07) : schéma statique des sous pression sur les contre fort.....	113
Figure (IV.08) : schéma de calcul de contre fort.....	114
Figure (IV.09) : diagramme des pressions sur le rideau du mur.....	114
Figure (IV.10) : la section des aciers du contrefort.....	115
Figure (IV.11): schéma statique de chargement de la semelle.....	116
Figure (IV.12) : diagramme des contraintes sur la partie BD.....	116
Figure (IV.13) : Diagramme des contraintes de al partie AC.....	117

Introduction générale

Pour satisfaire les besoins humains, pastoraux et dégager une ressource supplémentaire pour développer l'activité agricole créatrice d'emplois, il est nécessaire de mobiliser le maximum de ressources superficielles.

Un barrage comprend une digue et des ouvrages annexes qui ont pour rôle de faciliter l'exploitation. L'ouvrage annexe le plus important est l'évacuateur de crues, car il sert à assurer la sécurité du barrage contre les crues et à assurer la continuité du cours d'eau en cas de remplissage de la retenue de barrage, sans faire de dégâts.

Ce mémoire de fin d'étude, comprendra l'étude détaillée de deux variantes de l'évacuateur de crues du barrage de Chebabta, le premier est un évacuateur central pose sur la fondation à déversoir profilée (Profil Greager), et le second un évacuateur central à déversoir en marche d'escalier.

Tout dimensionnement d'un barrage s'articule sur une étude hydrologique détaillée. Celle-ci consiste essentiellement à la détermination des différents apports hydriques et solides permettant le dimensionnement hydrotechnique du barrage 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 importants pour l'analyse qui suit.

Ainsi, dans cette phase d'étude nous allons procéder à l'étude de l'A.P.D du bassin versant du site précédemment déterminé en l'occurrence le bassin versant du barrage de Chebabta sur l'Oued Meskiana dans la Wilaya d'Oum El Bouaghi.

Le projet sera finalisé par une étude technico-économique par la détermination de la variante à réaliser et l'estimation grossière du coût de réalisation.

Le bureau d'étude STUKY un bureau d'étude suisse qui a déjà fait une étude de faisabilité pour ce barrage, comprenant un programme de reconnaissances géotechniques et géologique, une étude hydrologique, et une étude de variante de la digue et des évacuateurs de crues.

Nous allons consacrer la première partie de notre travail pour résumer le rapport de synthèse établi par ce bureau d'étude. Et nous parlerons de la géologie et la géotechnique, et nous toucherons brièvement l'hydrologie et l'étude des variantes.

I.1 Situation topographique, géologique et géotechnique :

I.1.1 situation géographie et topographie du site:

Le site de Chebabta se trouve dans la wilaya d'Oum El Bouaghi, à une dizaine de kilomètres au Nord de la ville de Meskiana.

Le site retenu pour le barrage se présente dans un contexte géographique plat. A 10 km de la localité de Meskiana, en direction du Nord, la RN88 traverse le douar d'Ain Arbaa. A cet endroit, sur la droite de la route nationale, une piste en bon état conduit, après 2 kilomètres dans la direction Nord-est, à la rive gauche du site du barrage. Cette piste traverse l'oued à gué pratiquement sur l'axe du barrage. En rive droite, plusieurs pistes sillonnent la large plaine.



Figure I.01 : Localisation du barrage de Chebabta

Le bassin de la retenue étant faiblement équipé ou boisé, il ne demande que peu des travaux préparatoires.

Il faut toutefois prévoir l'expropriation de quelques fermes.

Les coordonnées du site (système de Lambert) sont :

X = 955.9 km

Y = 280.2 km

Z = 764 m (lit de l'oued)

Les relevés topographiques ont été faits à grande échelle sur une surface suffisamment étendue. Des mesures plus denses complètent et affinent les connaissances topographiques sur une zone plus restreinte autour de l'axe du futur barrage. Cependant, pour une étape ultérieure des études, une campagne complémentaire est à prévoir en extrémité droite de l'axe du barrage.

La cuvette de l'oued Meskiana est vaste et peu profonde. Sa superficie peut être chiffrée à près de 28 km². Au droit de l'axe du futur barrage, une butte rocheuse montre des affleurements de calcaires et réduit légèrement la largeur de la vallée. Cependant, même à cet endroit, la vallée reste très large. On constate que le niveau du terrain en rive droite dépasse à peine la côte 810 m, limitant ainsi approximativement à ce niveau la crête du barrage.

I.1.2 La morphologie :

Le site de Chebabta, sur l'oued Meskiana, est à morphologie très douce aussi bien dans sa cuvette qu'au droit de l'unique resserrement notable sur le cours de l'oued.

L'oued serpente sur de vastes et épaisses terrasses dans un domaine à prédominance marneuse.

Au droit de l'axe un affleurement de calcaires et calcaires marneux forme un "étranglement" qui réduit légèrement la largeur de la vallée. Cependant, même au droit de ce point, la vallée reste large.

A 30 m de hauteur au-dessus de l'oued, la largeur de la vallée est d'environ 3.5 km.

Les pentes des deux rives sont très douces, excepté sur les petites buttes calcaires.

Le lit actuel de l'oued est d'environ 30 m de large, creusé dans les terrasses alluviales épaisses (environ 3 à 6m) à parois quasi verticales.

La cuvette est vaste, à pentes très douces. Excepté quelques arbres

Les terres sont à vocation agro-pastorales (terres à blé) à faible rendement.

I.2. Géologie de la zone d'étude :

I.2.1. Stratigraphie

Trias: le Trias est le terrain le plus ancien affleurant sur la zone d'étude. Il occupe de vastes espaces aux environs d'El Aouinet où il apparaît en contact anormal avec le Crétacé sous forme d'une boutonnière anticlinale.

Les différents faciès qui composent le Trias sont:

- ✓ Des argiles bariolées (vert clair et rouge)
- ✓ Des gypses gris et roses, à quartz bi-pyramidal
- ✓ Du sel gemme
- ✓ Des dolomies bréchiques, calcaires dolomitiques et cargneules jaunes
- ✓ Des dolomies saccharoïdes gris sombre

A l'affleurement, l'agencement désordonné de ces différents faciès donne au trias son aspect chaotique caractéristique.

Crétacé: La couverture mésozoïque discordante, moulée sur les ondulations du socle primaire (absent à l'affleurement) en une succession régulière de plis de revêtement, est caractérisée par l'absence totale de sédiments jurassiques et par une épaisseur très grande représentant la totalité des sédiments crétacés.

Ces sédiments comprennent:

- ✓ La formation des calcaires massifs de l'Aptien
- ✓ Les calcaires et marnes argileuses noires de l'Albien
- ✓ La formation à dominante marneuse du Cenomanien
- ✓ La formation calcaire du Turonien inférieur
- ✓ La formation à dominante marneuse du Turonien supérieur
- ✓ La formation marneuse de l'Emscherien

Tertiaire: Les dépôts tertiaires sont très peu représentés. Ils sont caractérisés par:

Une puissance de formation marneuse du Paléocène, transition Crétacé - Eocène (Djebel Gourigueur)

- ✓ Les formations calcaires de l'Eocène et du Paléocène
- ✓ Les formations continentales du miocène inférieur et moyen (conglomérats, grés, calcaires gréseux, calcaires biodétritiques, marnes argileuses)

Quaternaire: Les formations quaternaires, toutes d'origine continentale, occupent d'importantes surfaces, principalement dans la plaine et aux pieds des reliefs:

- ✓ éboulis et épandages de cailloutis sur les pentes et aux pieds de tous les reliefs calcaires
- ✓ alluvions (gravier et sable), parfois mêlés avec des limons, dans le lit mineur des principaux oueds
- ✓ formations limoneuses du lit majeur des principaux oueds et des plaines
- ✓ carapaces calcaires blanchâtres d'aspect concrétionné qui s'observent de façon très générale dans la région (1m d'épaisseur, parfois plus)
- ✓ brèches et cailloutis d'épandages anciens, parfois pris dans un ciment calcaireux
- ✓ dépôts fluviatiles anciens (poudingues gréseux, galets et graviers)

I.2.2. Tectonique :

L'histoire tectonique de cette partie de l'Atlas Saharien correspond à une succession d'événements dont chacun a laissé sa trace sur la physionomie actuelle de la région.

Les niveaux compétents calcaires de l'Aptien, du Turonien et de l'éocène permettent de distinguer rapidement, du NW au SE une succession de synclinaux larges, à fonds plats et d'anticlinaux beaucoup plus étroits et étirés à flans très redressés. Ce style de plis est l'indice d'une disharmonie généralisée entre le socle primaire et la couverture mésozoïque souple où le Trias, très riche en évaporites, joue un rôle tectonique très important.

L'orientation moyenne de ces plis est N-SW à NNW-SSW.

Les grandes failles, de même direction que la direction orogénique (NE - SW), jalonnent les axes anticlinaux.

Les failles verticales de direction transverses (NW – SE) par rapport à la direction orogénique (SW–NE), affectant toutes les formations et limitant le bassin d'effondrement de Morsott, sont les manifestations les plus accessibles du rejet récent des accidents méridiens du socle d'âge hercynien.

Les extraits ci-dessous de la carte tectonique (1/200'000) et la carte géologique (1/50'000) de El Aouinet N° 150 illustrent ces commentaires :

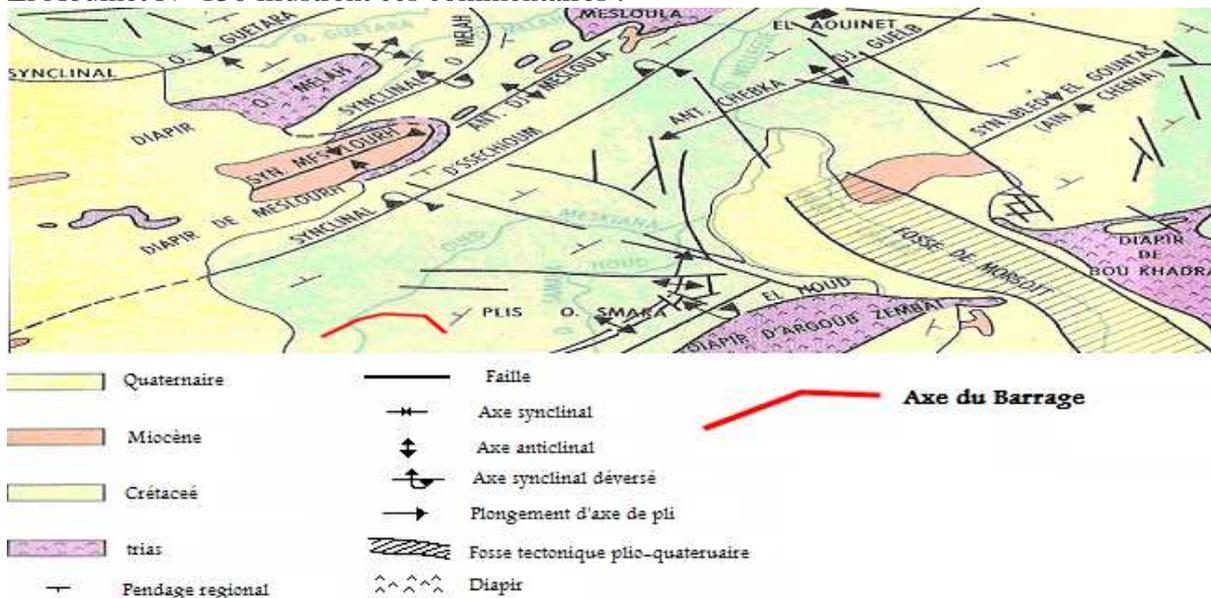


Figure I.02 : Esquisse Tectonique (1/200'000)

I.2.2.1 Aspects géomorphologiques

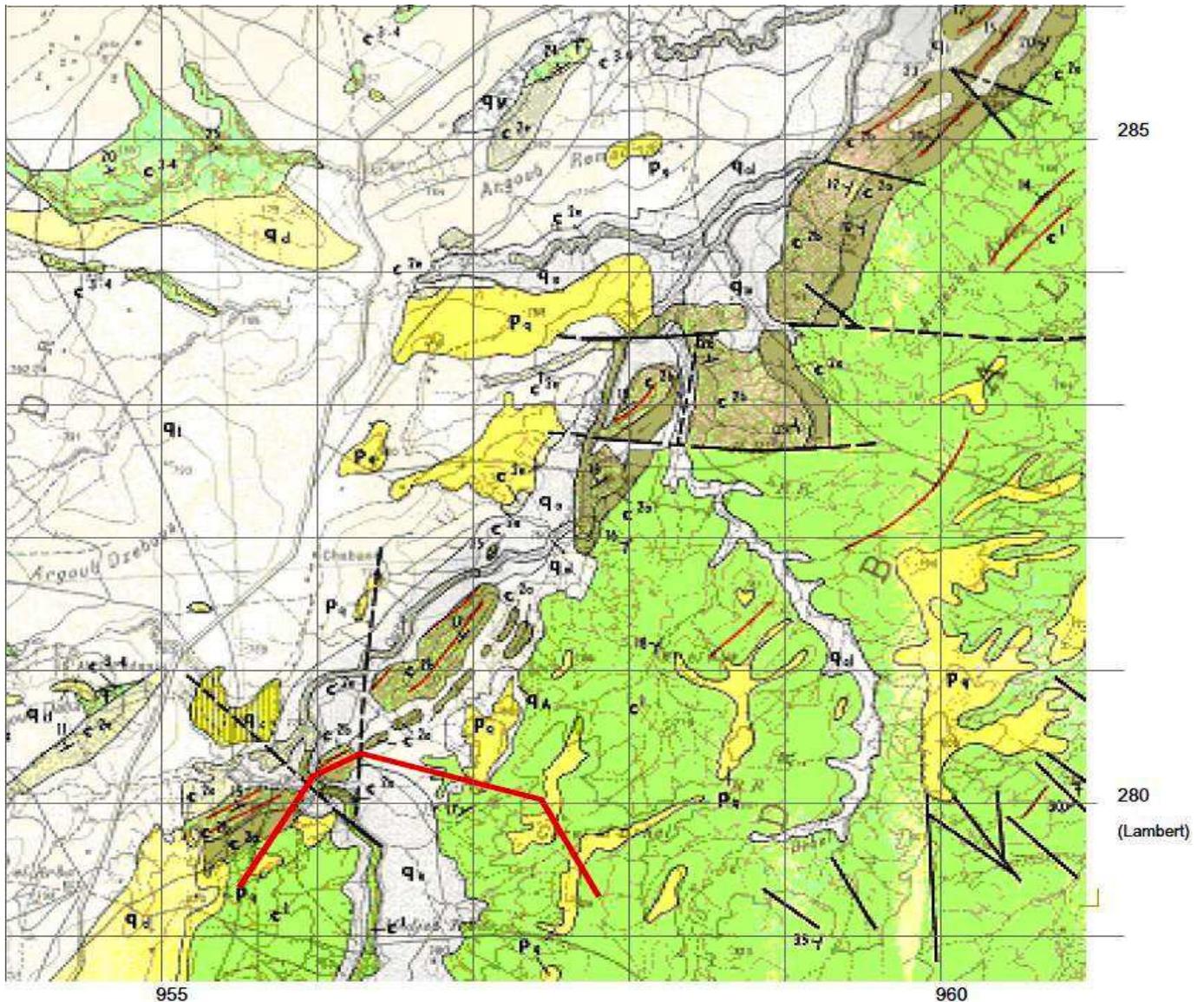
Le grand territoire couvert par les feuilles d'El Aouinet et de la Meskiana, appartenant à un même ensemble géomorphologique, est constitué par une immense plaine de 800 à 900 mètres d'altitude. Elle est recouverte aux trois quarts par des dépôts quaternaires. Quelques chaînons (Djebels) avec de nombreux pointements et monticules, formés de calcaire de poudingues et de grès, sont les seuls accidents de reliefs qui rompent la monotonie de ce paysage semi-désertique.

C'est dans cette plaine d'aspect désolé, où la végétation est rare et les eaux très salées (la présence du sel est relevée par des efflorescences superficielles qui se déposent le long des oueds); que les oueds Meskiana et Chabro, tributaires de l'oued Mellégué, ont creusé (la tendance actuelle de tous ces oueds est au creusement) leurs lits. Ceux-ci sont larges et évasés (10 à 60m), sinueux et peu profonds (3 à 6m), parfois secs, aux deux berges régulières et symétriques. Ils sont situés dans des dépôts quaternaires continentaux et des calcaires et marnes du Turonien et du Cenomanien.

Tous les affluents secondaires et les sous affluents de ces principaux oueds forment un réseau hydrographique chevelu, caractéristiques des terrains imperméables.

Le cheminement de tous ces oueds est, donc, influencé par la nature tendre des terrains drainés et par la structure géologique.

Source [09]



LEGENDE

QUATERNAIRE

qA
Eboulis de pente

qB
Caluvions

qD
Alluvions actuelles

qE
Alluvions récentes

qM
Dépôts de marais

q1
Limos

q2
Limos et Cailloutis

q3
Croûtes calcaire

q4
Calcaires Locustres

PLIO-QUATERNAIRE

p1
grès, graviers

ALBIEN INFÉRIEUR ET MOYEN

n1
Calcaires à Béliimnites et marnes argileuses

APTIEN
n2
Alternance de marnes argileuses

MOICENE MOYEN

m1

MOICENE INFÉRIEUR

m2

EMSCHERIEN

c1,4

TURONIEN SUPÉRIEUR

c15

TURONIEN INFÉRIEUR

c24
marnes argileuses

c26
Calcaires, Calcaires marneux

c27
Alternance de calcaires marneux

c30
calcaires, en plaquettes

CENOMNIEN

c
Marnes argileuses à plaquettes

ALBIEN SUPÉRIEUR

n
Marnes argileuses noires

Axe du barrage

Figure I.03 : Extrait de la carte géologique de El Aouinet (1/50'000)

I.2.3 Travaux de reconnaissance effectués :

Les travaux de reconnaissance mis en oeuvre ont permis de définir les conditions géologiques et géotechniques en profondeur et de construire les coupes géologiques qui permettent de reconstituer la structure géologique du massif.

Les objectifs principaux de ces reconnaissances étaient:

- Définir la nature et la qualité du rocher et son évolution avec la profondeur
- Définir la perméabilité du rocher
- Fixer le niveau de la nappe
- Définir les caractéristiques physiques et mécaniques du rocher

Topographie :

Un relevé topographique au 1/2000 de la zone de l'axe du barrage a été réalisé par le cabinet CETB Alger. Il a été complété et amélioré à plusieurs reprises suite aux remarques et recommandations de l'Ingénieur Conseil. Il porte sur une surface d'environ 440 ha.

Un relevé topographique au 1/5000 de la cuvette a été également effectué par le même cabinet. Il porte sur environ 2900 ha. Il a également été complété et amélioré à plusieurs reprises. Il reste imprécis au niveau des informations, plusieurs talwegs importants et bâtisses manquent toujours sur ce plan.

Sondages :

Dix forages ont été réalisés le long de l'axe de la digue (environ 4 km).

Dix sondages carottés avec essais Lugeon systématiques dans le rocher, Un sondage à été également réalisé pour l'étude de la carrière à calcaire dans le Djebel Mesloula.

Leurs situations ainsi que leurs profondeurs sont données ci dessous.

Tableau I.01: Situations et profondeurs des sondages

No.	Désignation	Profondeur	Situation
1	S-01	50m	Rive gauche sur la butte
2	S-02	50m	Terrasse rive gauche
3	S-03	30m	Fond d'oued
4	S-04	40m	Terrasse rive droite
5	S-05	50m	Rive droite sur la butte
6	S-06	40m	Rive droite col
7	S-07	30m	Rive droite
8	S-08	40m	Rive droite
9	S-09	30m	Rive gauche
10	S-10	40m	Rive gauche
11	SC-1	Incliné 30° ; L = 30m	Mesloula

Aux sondages S01, S02 et S04 huit essais SPT ont été réalisés dans les terrains meubles. Sept essais Lefranc ont été exécutés dans les sondages S01, S04, S06, S08 et S10.

Tous les forages sur le site du barrage ont été équipés d'un piézomètre

Préssiomètres:

Les sondages S-02, S-04, S-06, S-06, S-07 et S-08 ont été doublés par des sondages préssiométriques réalisés tous les deux mètres. Ces sondages préssiométriques sont numérotés : Sp2, Sp4, Sp6, Sp6, Sp7 et Sp8.

Puits dans les zones d'emprunt :

Les tableaux suivants récapitulent les résultats des essais géotechniques des puits.

Tableau I.02 : tableau récapitulatif des résultats des essais granulométriques :

Puits	Profondeur [m]	Granulométrie [%]							
		Cailloux	Graviers	Sable g	Sable f	Limons	Argile	Totale	Totale
		200-20	20-2	2-0,2	0,2-0,02	0,02-2 μ	2 μ -0,2 μ	200-0,2 μ	<80 μ
P1	2.00-2.50	0.0	6.0	4.0	24.0	37.0	29.0	100.0	88.0
P2	1.70-2.00	0.0	0.0	2.0	24.0	52.0	22.0	100.0	98.0
P3	1.90-2.40	0.0	0.0	1.0	21.0	50.0	28.0	100.0	98.0
P4	1.70-2.00	0.0	0.0	0.0	30.0	49.0	21.0	100.0	99.0
P5	1.80-2.30	0.0	0.0	1.0	21.0	47.0	31.0	100.0	98.0
P6	1.50-2.00	0.0	5.0	7.0	18.0	45.0	25.0	100.0	85.0
P7	1.50-2.00	0.0	0.0	0.0	19.0	52.0	29.0	100.0	99.0
P8	1.70-2.20	0.0	0.0	0.0	27.0	49.0	24.0	100.0	99.0
P9	1.70-2.20	0.0	0.0	1.0	21.0	45.0	33.0	100.0	99.0
P10	1.60-2.10	0.0	0.0	1.0	29.0	48.0	22.0	100.0	98.0
P11	1.80-2.30	0.0	0.0	2.0	28.0	43.0	27.0	100.0	98.0
P12	2.00-2.50	0.0	0.0	0.0	44.0	38.0	18.0	100.0	98.0
Moyenne		0.0	0.9	1.6	25.5	46.3	25.8	100.0	96.4

Tableau I.03 : tableau récapitulatif des résultats des essais proctor normal :

Puits	Profondeur [m]	γ_s [t/m ³]	W [%]	Limites d'Atterberg					Proctor Normal		
				W_L [%]	W_p [%]	I_p [%]	I_c -	W_{opt} [%]	$\gamma_{d,max}$ [t/m ³]	S_r [%]	Classification
P1	2.00-2.50	2.62	16.8	50	23.4	26.6	1.25	22.3	1.6	94.4	CH
P2	1.70-2.00	-	18.1	68	32.1	35.9	1.39	-	-	-	CH
P3	1.90-2.40	2.72	23.7	67.5	31.9	35.7	1.23	-	-	-	CH
P4	1.70-2.00	-	24.2	67.5	32.2	35.6	1.23	20.9	1.6	80.5	CH
P5	1.80-2.30	2.69	20.2	60.5	30.4	30.1	1.34	-	-	-	CH
P6	1.50-2.00	-	19.5	58	30.2	27.8	1.38	18.3	1.7	88.1	CH
P7	1.50-2.00	-	14.3	29.8	30	29.8	1.53	-	-	-	CH
P8	1.70-2.20	2.67	19.4	56	29.1	26.9	1.36	24.2	1.6	94.6	CH
P9	1.70-2.20	-	21.9	63	30.7	32.3	1.27	-	-	-	CH
P10	1.60-2.10	2.60	12.2	62.9	32.7	30.3	1.68	24.3	1.6	95	CH
P11	1.80-2.30	-	17.3	64	31.1	33.0	1.42	-	-	-	CH
P12	2.00-2.50	2.66	18.6	61.5	30.7	30.8	1.39	24.1	1.6	93.6	CH
Moyenne		2.66	18.9	61.6	30.4	31.2	1.37	22.4	1.6	91	

Tableau I.04: tableau récapitulatif des résultats des essais de cisaillement et les essais d'Oedomètre.

Puits	Profondeur [m]	Cisaillement rect		Cisaillement rect			Oedomètre			Matière organ [%]	Matière soluble [%]
		C_{uu}	Φ_{uu}	C_{cu}	Φ_{cu}	P_c	C_c	C_g	C_s		
		[bars]	[°]	[bars]	[°]	[bars]	[%]	[%]	[%]		
P1	2.00-2.50	0.3	0.6	0.25	8.75	1.378	25.7	3.4	1.5	0.3	81.3
P2	1.70-2.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P3	1.90-2.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P4	1.70-2.00	0.72	9.61	0.04	18.77	-	-	-	-	-	-
P5	1.80-2.30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P6	1.50-2.00	1.1	6.17	0.42	14.82	-	-	-	-	-	-
P7	1.50-2.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P8	1.70-2.20	0.76	0.9	0.4	17.2	1.53	24	5.4	0.6	0.2	47.9
P9	1.70-2.20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P10	1.60-2.10	0.23	11.19	0.11	20.82	1.11	24.3	5	1.1	0.5	43.6
Moyenne		0.62	5.69	0.24	16.07	1.34	24.7	4.6	1.1	0.3	50.9

I.2.4 Géologie de la cuvette et du site de barrage :

b - Géologie de la cuvette :

La cuvette de l'oued Meskiana est vaste avec des pentes douces. Elle fait près de 2800 ha. Très peu d'affleurements ont été observés sur le terrain. Les formations récentes (alluvions et colluvions) recouvrent presque la totalité de la cuvette

Des terrasses extrêmement vastes et épaisses (5 à 9) m recouvrent le fond de la vallée. Elles sont de nature limoneuse, parfois limoneuse argilo-sableuse avec quelques passées graveleuses discontinues à la base. Ces terrasses peuvent atteindre (600 à 700) m de largeur.

L'oued coule parfois sur une très faible épaisseur d'alluvions graveleuses et d'autres fois sur le substratum marneux qu'il a contribué à mettre à nu. Ces affleurements sont presque les seuls où l'on peut observer le substratum marneux du Cénomaniens

Le reste de la cuvette est recouvert par les produits d'altérations des marnes qui semblent peu épais. Les marnes du Cénomaniens présentes sur l'ensemble la cuvette sont noires; argileuses avec des plaquettes de calcite fibreuses. Elles renferment parfois de petits bancs de calcaires et calcaires marneux.

Aucune manifestation d'instabilité importante n'a été observée. Il est évident que lors des fluctuations du plan d'eau de la future retenue, quelques petites instabilités locales pourront se manifester dans les formations colluviales sans que cela ne remette en cause la stabilité en grand des rives.

Les faciès totalement marneux qui composent presque la totalité de la cuvette assurent son étanchéité.

b – Géologie de l'axe du barrage :

A l'axe du barrage, la morphologie de la vallée est très plane avec un "verrou" large d'environ 3.5km. Les pentes moyennes du relief sont faibles. Deux petites buttes de part et d'autre de l'oued (côte 783.0m) cassent la monotonie du paysage.

L'oued Meskiana coule dans la retenue souvent sur les marnes argileuses du Cénomaniens (**C₁**) et, près du site, sur les alternances de marnes et calcaires du Turonien inférieur (**C2a et C2b**) Ces formations sont parfois recouvertes par une faible épaisseur d'alluvions sablo-graveleuses (1.5 m dans le sondage S3). De vastes terrasses limoneuses sableuses occupent le fond de la vallée sur des épaisseurs de 5-7 m. Les sondages S02 en rive gauche et S04 en rive droite rencontrent respectivement 9.3m et 5.8m de limons.

Aussi bien sur la rive droite que sur la rive gauche, on observe une succession de bancs de marnes feuilletées et de calcaires marneux d'épaisseurs décimétriques à métriques qui sont surmontés par des bancs de calcaire en plaquettes blanchâtres. Le pendage des couches est monotone toujours vers l'aval (pendage de 15 à 33° vers le Nord).

Dans l'affleurement des calcaires du Turonien près du sondage quatre failles mineures sont levées. Elles n'ont qu'un petit rejet. Très vraisemblablement elles se perdent dans les marnes du Cénomaniens. Elles n'ont aucune importance pour le projet.

Par contre, sur la base des reconnaissances géologiques, nos constructions géométriques ont démontré que les deux failles majeures, d'orientation nord-sud, déjà mentionnées dans le rapport de l'ENHYD (1988), existent réellement, mais elles n'affleurent pas. La faille entre le S03 et le S04 a un rejet vertical de 23m, celle entre le S05 et le S06 a un rejet vertical de plus de 33m. Le fait qu'aucune fissure ou tassement ne soit apparent dans les formations du quaternaire indique que ces failles ont été stables durant cette période. L'état de fracturation de ces failles reste inconnu.

Des forages de reconnaissances inclinés devront reconnaître la position exacte de ces failles, complétés d'essais Lugeon, ils permettront d'évaluer leur perméabilité.

I.2.5. Synthèse des essais géotechniques :

La fondation rocheuse est essentiellement constituée de marnes et de calcaires. Les échantillons prélevés dans les sondages forés de la fondation rocheuse (10 sondages dans la fondation et un sondage à la carrière) ont été soumis à des essais physiques et mécaniques. Le tableau I.05 donne par faciès, les valeurs moyennes et extrêmes de ces analyses.

Tableau I.05 : une synthèse des essais géotechniques du rocher de la fondation :

		Densité		Résistance mécanique			
		γ_d [t/m ³]	γ_s [t/m ³]	$R_{c,nat}$ [bars]	$R_{c,sat}$ [bars]	$R_{t,nat}$ [bars]	$R_{t,sat}$ bars]
Calcaires compacts	Valeur moyenne	2.63	2.68	176.8	87.6	21.4	24.3
	Valeur min	2.48	2.62	69.5	14.7	28.9	10.4
	Valeur max	2.83	2.76	332.9	161.9	33.6	34.7
Calcaires marneux	Valeur moyenne	2.65	2.68	176	61.8	19.5	19.7
	Valeur min	2.48	2.6	94.5	14.1	6.2	11.5
	Valeur max	2.78	2.77	386.9	109.5	39.5	32.7
Marnes du Cénomien	Valeur moyenne	2.57	2.68	76.2	77.9	19.5	11.5
	Valeur min	2.38	2.62	19	28.6	4.3	1.3
	Valeur max	2.71	2.76	154	127.3	79.1	28.2

I.2.6. Matériaux de constructions :

On peut constater qu'à proximité immédiate de l'axe du futur barrage, les seuls matériaux de construction disponibles en quantité importante sont des limons sablo-argileux. Il s'agit des vastes terrasses sédimentaires qui couvrent la fondation rocheuse.

La zone reconnue s'étale sur une superficie de l'ordre de 15 ha. Il est clair que les réserves sont de l'ordre de plusieurs dizaines de millions de m³ dans la cuvette et encore autant à l'aval ou à l'amont de celle-ci, les parois verticales des terrasses tout le long de l'oued permettent de l'attester.

Les échantillons prélevés sur les puits ont été soumis à une série d'essais physiques et mécaniques. Les résultats ci-dessous donnent les valeurs extrêmes et moyennes.

Tableau I.06 : tableaux récapitulatif de synthèse des essais géotechniques :

	Granulométrie [%]					γ_s [t/m ³]	W [%]	Limites d'Atterberg			
	Sable g 2-0.2	Sable f 0.2-0.02	Limons 0.02-2 μ	Argile 2 μ -0.2 μ	Totale < 80 μ			W _L [%]	W _p [%]	I _p [%]	I _c -
Valeur max.	7.0	44.0	52.0	33.0	99.0	2.72	24.2	68.0	32.7	35.9	1.68
Valeur min.	0.0	18.0	37.0	18.0	85.0	2.60	12.2	50.0	23.4	26.6	1.23
Moyenne	1.6	25.5	46.3	25.8	96.4	2.66	18.9	61.6	30.4	31.2	1.37

	Proctor Normal		Cisaillement rect.				Oedomètre				Mat. organ. [%]	Mat. soluble [%]
	W _{opt} [%]	$\gamma_{d,max}$ [t/m ³]	C _{uu} [bars]	Φ_{uu} [°]	C _{cu} [bars]	Φ_{cu} [°]	P _c [bars]	C _c [%]	C _g [%]	C _s [%]		
Valeur max.	24.3	1.71	1.10	11.19	0.42	20.82	1.53	25.7	5.4	1.5	0.5	61.3
Valeur min.	18.3	1.57	0.23	0.60	0.04	8.75	1.11	24.0	3.4	0.6	0.2	43.6
Moyenne	22.4	1.61	0.62	5.69	0.24	16.07	1.34	24.7	4.6	1.1	0.3	50.9

On remarque que les matériaux sont à forte composante limoneuse avec une proportion égale en sable et en argile. Ils sont de catégorie CH à compressibilité et plasticité élevée. A l'état naturel ces sols sont durs. Au Proctor la densité obtenue est moyenne pour des teneurs en eau élevées souvent supérieures à la teneur en eau naturelle.

Les caractéristiques au cisaillement sont juste moyennes. Le pourcentage de matière organique est faible.

Ces sols sont assez compressibles et peu gonflants. D'après les relevés des puits il y a très peu de gypse (2 à 3%), donc il y a si peu de matières solubles que cela ne pose pas de problème pour la faisabilité.

Les caractéristiques mécaniques retenues à partir de ces essais sont: angle de frottement **15°**, cohésion **30 kPa**.

Pour un béton de bonne qualité ou pour des filtres, les agrégats ne peuvent être obtenus que par concassage de blocs de calcaire d'une carrière à ouvrir dans le massif de Mesloula à une quinzaine de kilomètres du site du barrage. Ces affleurements peuvent fournir autant de matériaux que l'on souhaite. Les horizons calcaires s'étalent sur 5 kilomètres de long et environ un kilomètre de large. Le front de taille peut être ouvert sur la partie SW du massif pour rapprocher au plus près la zone d'emprunt de l'axe du barrage.

A Mesloulà à l' W-SW d'El Aouinet, une carrière abandonnée existe dans les calcaires massifs de l'Albien. Un forage de 30 m y a été réalisé. Il rencontre un calcaire gris compact et dur fracturé légèrement vacuolaire.

I.3. Hydrogéologie :

104 essais de perméabilité du type Lugeon ont été effectués de façon systématique sur les sondages carottés par passes de 3 m.

Le tableau suivant donne les résultats en nombre d'échantillons de ces essais par tranches de 10m de profondeur et par pas d'une unité Lugeon.

Tableau I.07: tableau récapitulatif des résultats des essais lugeon :

Tranches	Profondeur					Total	%
	0-10	10-20-	20-30	30-40	>40		
0 - 1UL	3	3	1	4	3	14	13.5 %
1 - 2UL	3	9	15	6	6	39	37.5 %
2 - 3UL	2	9	18	11		40	38.5 %
3 - 4UL	0	8		1		9	8.7 %
4 - 5UL		1		0		1	1.0 %
> 5UL		1				1	1.0 %
Total	8	31	34	22	9	104	100.0 %

Les résultats des essais Lugeon et le relevé de la nappe sont tout à fait conformes. Ils montrent un massif peu à très peu perméable. Les marnes du Cénomaniens assurent l'étanchéité générale de la retenue. Les bons résultats des essais de perméabilité indiquent que les pertes d'eau de la retenue seront faibles. Les essais de perméabilité dans les terrains meubles montrent des perméabilités entre 4.410^{-6} m/s et 7.610^{-7} m/s.

I.4. Qualité des eaux :

Des mesures de qualité de l'eau ont été réalisées sur deux prélèvements dans l'oued Meskiana, elles montrent une forte minéralisation. Dans une phase d'étude ultérieure, il sera important de planifier et coordonner une campagne de prélèvements sur un long terme, avec des échantillons répartis temporellement non seulement régulièrement, mais aussi au début, pendant et après les crues.

Les analyses en laboratoire des échantillons d'eau montrent, en ce qui concerne les agents agressifs principaux pour le béton et l'acier, les ordres de grandeur suivants:

Tableau I.08 : les agents agressifs dans l'eau :

		22.08.2004	11.01.2005
--	--	------------	------------

Agent agressif	Unité	Mesure	Classe	Mesure	Classe
PH	-	7.71	A0	7.21	A0
SO ₄	g/l	730	A2	336	A1
Mg	g/l	160	A1	79	A0
NH ₄	g/l	0.06	A0	0.35	A0
Cl	g/l	1160		580	

I.5. Sismicité du site :

L'Algérie a tout le temps été soumise à une activité sismique intense avec comme résultats des pertes humaines et matérielles importantes dommageables non seulement aux individualités et collectivités locales, Donc pour pouvoir résister à ce phénomène, on doit construire des ouvrages de telle sorte à leur fournir un degré de protection tolérable en répondant aux règles parasismiques algériennes. L'activité sismique est due principalement à la nature géologique de la région magrébine et à ses caractéristiques tectoniques à la frontière de la plaque africaine et eurasiennne, en mouvement compressif permanent (tectonique des plaques)

La sismicité de la région de Chebabta a été évaluée dans un rayon de 150 km autour du site.

L'examen des cartes des épicentres montre que la zone proche du site de barrage n'est pas directement affectée par une activité sismique, cependant, elle ressent parfois les secousses des régions avoisinantes nettement plus actives.

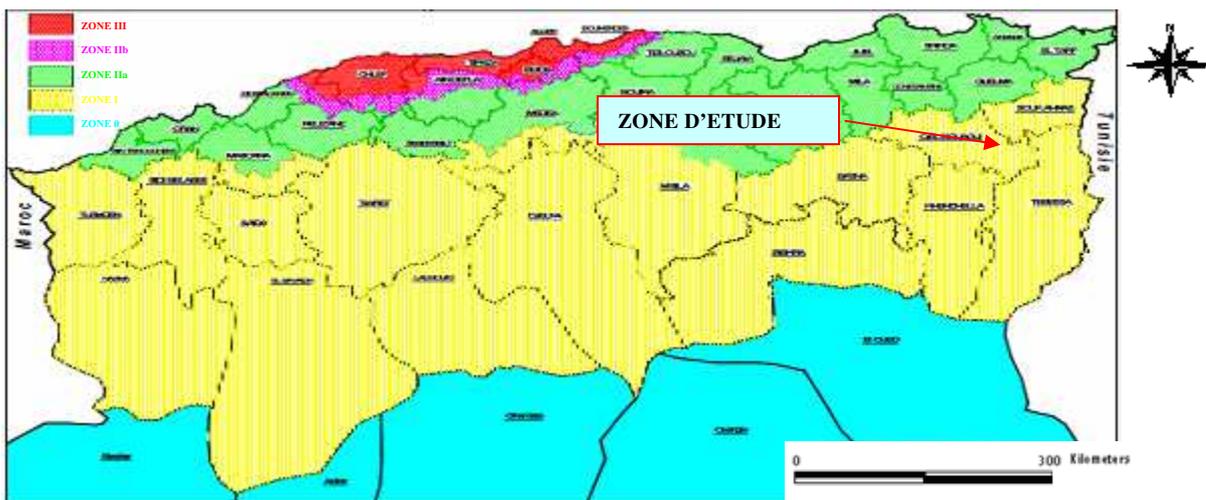


Figure I.04 .Carte de micro zonage sismique du territoire national-RPA99 /APRESADDENDA

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

Tableau I.09 : Coefficients d'accélération du séisme.

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

La valeur d'accélération au sol de 0,1g pour le séisme de projet

I.6. Hydrologie :

Dans ce présent partie, on fait le résumé de l'étude hydrologique de site du barrage de Chebabta élaboré lors de l'étude de faisabilité.

Les principales caractéristiques physiques du bassin versant de l'oued Meskiana jusqu'au site du barrage de Chebabta sont les suivantes :

Tableau I.10. : Caractéristiques du bassin versant au site du barrage de Chebabta

Caractéristiques du bassin versant Valeurs	valeurs
Surface	1200 km ²
Longueur talweg	73 km
Périmètre	161.9 km
Altitude min	764 m.NGA
Altitude max	1583 m.NGA
Altitude médiane	1020 m.NGA
Altitude moyenne	1043m.NGA
Indice de compacité Gravelius	Kc = 1.51
Pente globale	0.89%
Caractéristiques hydrauliques	
Apport moyen annuel	27 Mm ³
Crue de travaux (T=20 ans)	1060 m/s
Crue de projet (T=1000 ans)	3828 m/s

Source : ANBT

I.6.1.Données climatologiques

L'objectif de l'étude climatologique est de fournir les données sur le climat qui sont nécessaires à la construction des ouvrages du projet. La pluviométrie est traitée à part.

I.6.1.1.Température de l'air

Le fait marquant en Algérie est le sirocco, vent chaud et sec en provenance du Sahara : les maxima absolus de températures (plus de 45°C) sont dus à ce phénomène particulier. On dénombre une vingtaine de jour de sirocco en Algérie du Nord (27 à Bejaia).

Il neige et il gèle tous les hivers en montagne et sur les plateaux.

Tableau I.11. Température mensuelle en °Celsius.

Mois	Janv	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nouv	Déc

Biskra	T _{min} °C	6	8	11	14	19	24	27	26	23	17	12	7
	T _{max} °C	16	18	22	26	31	36	40	39	35	28	21	17
	T _{moy} °C	11	13	16	20	25	30	34	32	29	22	16	12
Tebessa	T _{min} °C	2	3	5	7	11	16	19	18	16	11	7	3
	T _{max} °C	10	12	16	21	25	31	35	34	29	22	16	12
	T _{moy} °C	6	8	10	14	18	24	27	26	23	16	11	7

Source : ANBT

Tableau.I.12 Insolation et radiation mensuelles à Biskra

Mois	Sep t	Oct	Nou v	Dé c	Jan v	Fé v	Mar s	Avri l	Ma i	Jui n	Juil	Aou t
Insolation (% de durée astronome.)	84	75	68	69	70	77	77	78	78	77	85	84
Radiation totale cal/cm2/jour	490	36 4	265	226	245	33 2	428	518	576	594	61 7	565

Source : ANBT

L'insolation moyenne annuelle est de 76% de la durée astronomique. L'énergie moyenne de radiation solaire reçue par jour est de 435 calories par centimètre carré (soit une puissance de 210 watts par mètre carré). Les valeurs de Tebessa sont un peu plus faibles : insolation moyenne de 68% et radiation solaire de 403 calories.

I.6.1.2.Le vent

Les vents dominants sont de secteur nord (NE à NO). Leur vitesse moyenne mensuelle à deux mètres du sol est 1.8 m/s à Tebessa et 0.6 m/s à Biskra, sans grande variation d'un mois sur l'autre.

I.6.1.3.Précipitations

Tableau I.13 : Station pluviométrique

station	Code de station	Altitude	Pluie en mm	Années de fonctionnement
LA MESKIANA	120201	845	322	38
AIN DALAA	120202	980	343	17
RAHIA	120208	906	329	19

Source : ANBT

I.6. 1.4.Evaporation :

Tableau I.14: Valeurs moyennes de l'évapotranspiration

Mois	Sept	Oct	Nouv	Déc	Janv	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	ans
Evaporation	125	168	213	184	104	55	18	5	6	24	45	83	1030

Source : ANBT

De part la nature marneuse de la roche constituant la cuvette, les pertes d'eau de la retenue de Chebabta sont essentiellement dues à l'évaporation. Elle est estimée à **1030** mm/an

I.6.1.5. Apports

L'objectif de l'étude des apports est de fournir, en n'importe quel point de n'importe quel oued de la zone, une série de cinquante à soixante ans d'apports mensuels vraisemblables datés en années passées. Bien entendu, en pratique, on focalisera les résultats aux sites de barrages prévus.

L'étude des données pluviométriques montre une notable baisse des précipitations après 1976.

Cette baisse d'environ 15% entraîne une diminution de la lame d'eau écoulée de près de 52% et, en conséquence, une diminution de 39% des apports. L'apport annuel moyen en eau (y compris la période avant 1976) au site du barrage de Chebabta est évalué à 27.0 Mm³. Les apports après 1976 s'élèvent à 20.5 Mm³. La répartition mensuelle des apports est indiquée dans le Tableau ci-dessous.

Tableau I.15: Répartition mensuelle des apports

Mois	Sept	Oct	Nouv	Déc	Janv	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Total
Apports en %	10	9	8	7	7	8	14	14	10	6	3	4	100
Apports en hm ³	2,7	2,43	2,16	1,89	1,89	2,16	3,78	3,78	2,7	1,62	0,81	1,08	27

Source : ANBT

I.6.2. Crues du projet :

Tableau I.16: Crues de projet

Temps de retour [ans]	10	20	50	100	1'000	5'000	10'000
Pluie journalière [mm]	67	77	91	200	266	312	333
Pointe de crue [m ³ /s]	834	1060	1374	3828	5314	6350	6823
Volume de crue [Mm ³]	30	38	50	138	192	229	246

Source : ANBT

Selon les directives suisses, la crue de projet est déterminée pour une période de retour de 1'000 ans. La crue de sécurité est estimée à la crue décennale (Probable Maximum Flood: PMF).

- $Q_{1000} = 5314 \text{ m}^3/\text{s}$

- $Q_{PMF} = 6823 \text{ m}^3/\text{s}$

I.6.3. Envasement

Le volume utile de la retenue est celui pour lequel l'exploitant de l'aménagement peu compter pour stocker de l'eau. L'envasement est admis total dès la première année de simulation de la régularisation. Cela veut dire que sur les 50 années de simulation, on dispose du même volume utile.

L'estimation de l'envasement, donc du volume mort de la retenue, se base sur une concentration moyenne en sédiments des apports « c » de 10 g/l.

Ainsi, pour une période de 50 ans, le volume mort de la retenue de Chebabta est de 8.2 Mm³.

I.6.4.Régularisation :

L'étude de régularisation établit le plan d'exploitation de la retenue de Chebabta. Cet aménagement permet notamment d'accumuler les apports irréguliers des périodes humides pour les distribuer selon les besoins, dont la modulation mensuelle est la suivante:

Tableau I.17 : Modulation mensuelle des besoins

Mois	Sept	Oct	Nouv	Déc	Janv	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout
Demande en %	11.98	10.98	0.04	0.04	0.04	0.04	1.00	6.99	12.98	16.97	20.96	17.97

Source : ANBT

I.7. Conceptions de barrage et ouvrages annexes :

I.7.1 Digue :

Les caractéristiques géotechniques des matériaux alluvionnaires de la plaine environnant le site du barrage offrent de bonnes prédispositions pour être employés comme remblai d'une digue dite « en terre homogène ».

Il est tout à fait indiqué d'utiliser les matériaux constituant les dépôts alluvionnaires de la plaine comme recharge pour une digue en remblai de type homogène. Ces matériaux se trouvent à proximité immédiate de l'axe du barrage en quantité largement suffisante. Leurs caractéristiques géotechniques permettront à ces matériaux, pour autant qu'ils soient mis en place dans les règles de l'art, d'offrir une bonne étanchéité à la digue.

La fondation du barrage est constituée par les mêmes roches que la cuvette de la retenue, considérées comme étanches. Bien que les essais Lugeon ne l'aient pas démontré, il est probable que les premiers mètres du substratum soient un peu altérés et présentent une fissuration par laquelle pourraient se développer quelques fuites vers l'aval du barrage. Ainsi il est prévu un voile d'étanchéité sur les dix premiers mètres du toit rocheux sur toute la largeur du remblai.

Le long du remblai, ce voile sera injecté depuis le fond de la clé. Sous le bloc évacuateur de crue en béton, ce voile sera injecté depuis une galerie de pied placée à l'amont. Une seule ligne d'injections primaires, secondaires et, éventuellement, tertiaires sera, à priori, suffisante. Un espacement de 3 m séparera les injections de la série primaire.

Ainsi cette galerie aura plusieurs objectifs :

- ✓ Collecter les eaux de percolation ayant réussi à passer la barrière d'étanchéité des joints transversaux du bloc en béton
- ✓ Permettre la réalisation des injections de contact entre le bloc en béton et la fondation
- ✓ Permettre la réalisation du voile d'étanchéité sous la fondation du bloc en béton
- ✓ Offrir un accès pour une éventuelle intervention complémentaire sur le voile d'étanchéité
- ✓ Offrir un accès pour le contrôle visuel et l'auscultation du bloc en béton

I.7.2. Evacuateur de crue :

Il est prévu de construire au sec, sur la butte calcaire, tout le bloc béton du centre du barrage. Ce bloc comprend non seulement l'évacuateur de crue, la vidange de fond et la prise d'eau, mais également la dérivation provisoire. Pendant ce temps l'oued Meskiana coule toujours dans son lit

Pour des raisons d'entretien, ce qui implique des coûts non négligeables, il est décidé de ne pas équiper l'évacuateur de crue avec des organes mobiles. Cela veut dire que l'évacuateur est un simple déversoir à surface libre. En conséquence, l'ouvrage est d'une taille importante vue les crues et donc les débits importants à évacuer.

Le choix de l'axe du barrage passant par la petite colline calcaire réduit néanmoins fortement les volumes de béton pour la construction de l'évacuateur de crue qui est justement fondé sur ce socle rocheux.

La photo ci-dessous rappelle la monotonie du site, alors que la suivante montre l'intérêt d'une exploitation géométrique de la colline calcaire.



Figure.I.05 : Photos de la butte calcaire sur l'axe de barrage

Cette butte calcaire procure également l'avantage de pouvoir venir y implanter l'évacuateur de crue. Elle offre une bonne assise, suffisamment résistante pour un déversoir, son coursier et son dissipateur d'énergie.

Cet emplacement centralisé permet de combiner le bloc déversoir avec :

- ✓ la prise d'eau
- ✓ la vidange de fond
- ✓ la dérivation provisoire

La solution choisie, qui résulte d'un optimum, entre le coût du bloc en béton (largeur) et le coût du remblai (revanche), comprend une longueur du déversoir libre de 100 m pour un niveau du couronnement situé à 805.00 m.

Bassin amortisseur :

Le bassin amortisseur a pour but de dissiper l'énergie cinétique de l'eau déversée par l'évacuateur de crue afin de minimiser l'érosion au pied aval du barrage. Vu les sollicitations en jeu dans ce genre d'ouvrage, il doit être construit en béton.

La base du calcul hydraulique du bassin amortisseur est la crue millénale dont les valeurs clés sont données par le calcul de rétention. Il s'agit du débit spécifique maximum sur l'évacuateur de 27.9 m³/s/m et le plan d'eau maximum pendant la crue à 802.46 m.

Le bassin amortisseur est du type USBR (bassin-type III).

I.7.3 Dérivation provisoire :

Une petite digue de fermeture de l'oued qui sera construite lors de la mise en service de la dérivation. Elle déviara les eaux de l'oued vers un canal d'accès (ou de dérivation) conduisant l'eau vers des ouvertures dans le bloc en béton.

Les eaux ainsi dérivées seront restituées à l'oued à travers du bassin d'amortissement et du canal de restitution de l'évacuateur de crue, alors déjà terminés.

La dérivation provisoire doit avoir la capacité d'absorber la crue de chantier.

La crue de chantier peut être estimée à une périodicité d'au moins dix fois la durée de la construction dans la zone inondable. En considérant une durée des travaux dans la zone centrale de la digue de six mois, la période de retour pour la crue de chantier serait de 5 ans.

Le débit maximal de la crue de chantier Q_5 vaut 599 m³/s

I.7.4 Prises d'eau :

Les prises d'eau assurent l'approvisionnement pour l'irrigation. Le principe est de disposer de plusieurs prises à différents niveaux afin de pouvoir suivre au mieux les fluctuations du plan d'eau et ainsi, en activant la prise au niveau le plus approprié, de capter l'eau de la meilleure qualité possible. Celle-ci se trouve, en général, dans la tranche située entre 10 et 15 m en dessous de la surface du plan d'eau.

Le volume mensuel maximal pour l'irrigation est de 3.65 Mm³. Si pendant ce mois, la prise est ouverte en permanence, le débit s'élève à 1.4 m³/s. En admettant que la prise ne fonctionne que pendant 12 heures par jour, ce débit de prélèvement double et atteint 2.8 m³/s.

Le diamètre de la conduite collectrice sera donc de 900 mm.

Chaque prise est équipée de deux vanne-robinets. Une grille à l'entrée évite que des corps en suspension n'entrent dans la prise. Les eaux d'irrigation sont collectées par un puits vertical aéré qui est connecté avec un tuyau au pied du barrage. Ce tuyau longe le mur bajoyer aval gauche et ressort à l'aval de la digue.

I.7.5 Vidange du fond :

La vidange de fond est dimensionnée pour vider la retenue en 10 jours en cas d'urgence. Elle sert également à purger de temps en temps les sédiments qui s'accumuleront au pied des prises et la vidange de fond afin d'augmenter la pérennité de ces organes (envasement). La conduite de la

vidange longe également le mur bajoyer aval gauche et débouche dans le bassin amortisseur de l'évacuateur de crue avec un angle de 45°.

Le diamètre de la conduite de la vidange est conditionné par la contrainte d'abaissement du plan d'eau entre le niveau 799.0 m (niveau normal) et 770.0 m (niveau limite d'emploi de la vidange) en 10 jours.

La vidange de fond est équipée d'une vanne-robinet et d'un batardeau extérieur. L'axe de l'entrée se situe à 767 m, le niveau de la sortie est dicté par le bassin amortisseur, soit 762 m.

I.7.6 Murs bajoyers :

Les murs bajoyers ont pour but de retenir le remblai le long du canal d'approche au déversoir, du déversoir lui même et du bassin amortisseur.

Ils sont prolongés le long du canal à l'aval du bassin amortisseur afin de guider les eaux jusqu'à la restitution dans le lit mineur de l'oued.

I.8 Auscultation du barrage :

Le système d'auscultation prévu est adapté au type et aux dimensions de l'ouvrage. Il tient compte aussi de l'environnement de l'aménagement et des conditions d'exploitation. Les éléments principaux sont :

- ✓ Nivellement du couronnement.
- ✓ Mesure de débit
- ✓ Niveau piézométrique
- ✓ Déformations
- ✓ Fréquence des mesures

Toutes les mesures doivent être réalisées par du personnel compétent, formé à l'utilisation des divers instruments d'auscultation, elles sont consignées et envoyées au plus à un organisme compétent pour leur suivi, leur analyse et leur évaluation.

DEUSIEME PARTIE

CHAPITRE I : ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction

L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle d'eau qui débute avec l'arrivée de celle-ci sur la surface de la terre. Elle englobe les précipitations, le ruissellement et les eaux souterraines. C'est une science particulière car elle regroupe plusieurs sciences fondamentales très diversifiées et à pour but de répondre aux problèmes concernant la ressource en eau. L'hydrologie offre à l'ingénieur des outils d'inventaire et d'analyse des données pour répondre à des besoins soit sur le plan de la conception des éléments d'un aménagement que sur celui de l'exploitation des systèmes.

Les études hydrologiques donc sont très indispensables. Elles ont pour objectif d'étudier les conditions de la réserve d'une part et d'autre part d'estimer la crue contre laquelle il est nécessaire de protéger le barrage. Les études peuvent être basées sur la statistique si l'on dispose déjà d'un certain nombre d'années de mesures sur le site ou dans la région.

I.1 Le bassin versant :

Le bassin versant au droit d'une section de mesure est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de cette section. Tous les écoulements qui prennent naissance à l'intérieur de cette surface topographique passe par la section de mesure pour poursuivre leur trajet à l'aval. Chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage des eaux. Cette limite est déterminée sur la carte topographique. En commençant par un exutoire, on trace à main levée des segments perpendiculaires aux courbes de niveau en passant par les crêtes, aboutissant automatiquement à l'exutoire.

Les travaux cités sont effectués sur des cartes d'état major :

- La Meskiana (Est, Ouest) à l'échelle 1/50.000.
- Cheria Ouest à l'échelle 1/50.000.
- M'Toussa Est à l'échelle 1/50.000.
- Khenchela (Est, Ouest) à l'échelle 1/50.000.

I.1.1 Caractéristiques physiques du bassin versant :

A - caractéristiques géométriques :

Nous avons trouvées

1 - Surface du bassin versant:

La superficie est obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant :

$$S = 1200 \text{ Km}^2$$

2 - Périmètre du bassin versant:

$$P = 161.9 \text{ Km}$$

3 - Longueur du talweg principal:

C'est le talweg le plus long dans le bassin versant tel que :

$$L_p = 73 \text{ Km}$$

I.1.2 Caractéristiques hydromorphologiques :

1 - Indice de compacité de Gravelius "Kc":

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

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

$$K_C = \frac{P}{2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}} = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (I.02)$$

P : périmètre du bassin versant (Km)

S : surface du bassin versant (Km²)

K_C : indice de Gravelius

$$K_C = 1.31$$

Plus ce coefficient s'approche de 1, plus la forme du bassin versant sera ramassée et plus le temps de concentration des eaux sera court. Elle sera allongée dans le cas contraire.

-si K_C = 1 => bassin parfaitement circularisé

-si K_C = 1.128 => bassin ramassé

-si K_C > 1.128 => bassin allongé

Selon la valeur de K_C = 1.31, on pourra dire que notre bassin est de forme allongé.

2 - Coefficient d'allongement :

Ce coefficient est obtenu par la relation :

$$C_a = \frac{L^2}{S} \dots\dots\dots (I.03)$$

L : la longueur du talweg principal

S : la superficie du bassin versant.

$$C_a = 4.44$$

3 - Rectangle équivalent:

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

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

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

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

$$K_C = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad \rightarrow (2) \dots\dots\dots (I.05)$$

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

La longueur est donnée par la formule

$$L = K_c \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (I.06)$$

La largeur est donnée par la formule:

$$l = K_c \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (I.07)$$

Avec L : longueur du rectangle équivalent en (Km)
 l : largeur du rectangle équivalent en (Km)
 S : Surface du bassin versant (Km²).
 Kc : Indice de compacité de Gravelius

$$L = \frac{1,3 \cdot \sqrt{1200}}{1,128} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{1,3} \right)^2} \right] = 61.53 \text{ Km.} \quad \text{Ou bien} \quad L = 61,53 \text{ Km}$$

$$l = \frac{1,3 \cdot \sqrt{1200}}{1,128} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{1,3} \right)^2} \right] = 19,50 \text{ km.} \quad \text{Ou bien} \quad l = 19,5 \text{ Km}$$

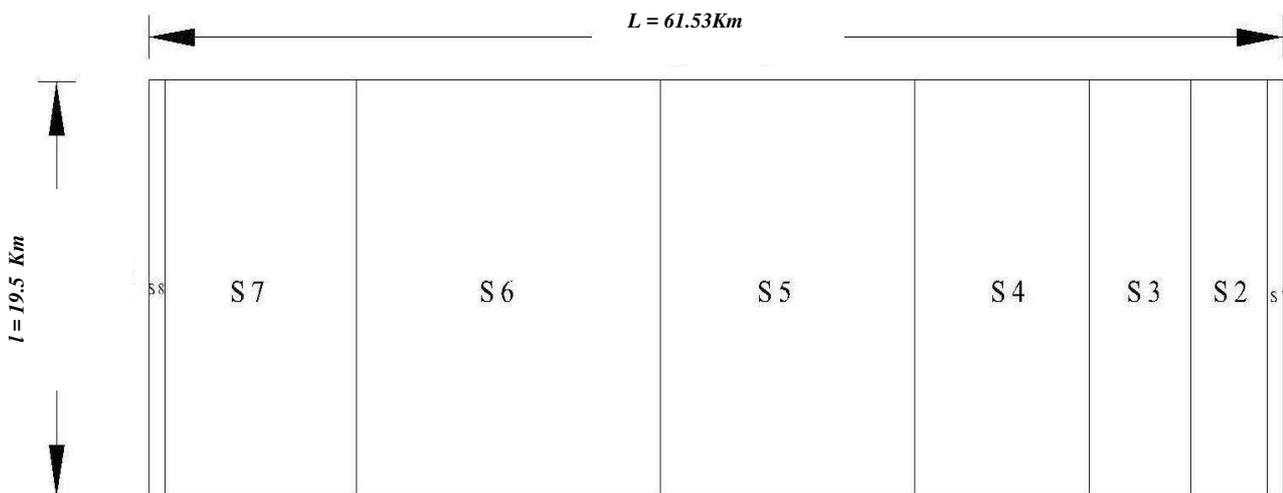


Figure I.01: Rectangle équivalent

I.1.3 Hypsométrie du bassin versant :

I.1.3.1 Le relief :

A - Répartition et courbe hypsométrique :

La courbe hypsométrique est tracée selon les résultats des mesures de la répartition du bassin versant par tranche d'altitude, et surfaces partielles, cette courbe fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude.

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

Tableau I.01 : Coordonnées de la courbe hypsométrique

Altitude	Surfaces partielles S_i	Altitude H_i	Surfaces Partielles S_i	Surfaces cumulées S_i
(m)	(km^2)	(m)	(%)	(%)
1583-1400	16,68	183	1,39	1,39
1400-1300	81	100	6,75	8,14
1300-1200	107,28	100	8,94	17,08
1200-1100	184,56	100	15,38	32,46
1100-1000	269,64	100	22,47	54,93
1000-900	321,12	100	26,76	81,69
900-800	203,16	100	16,93	98,62
800-764	16,56	63	1,38	100

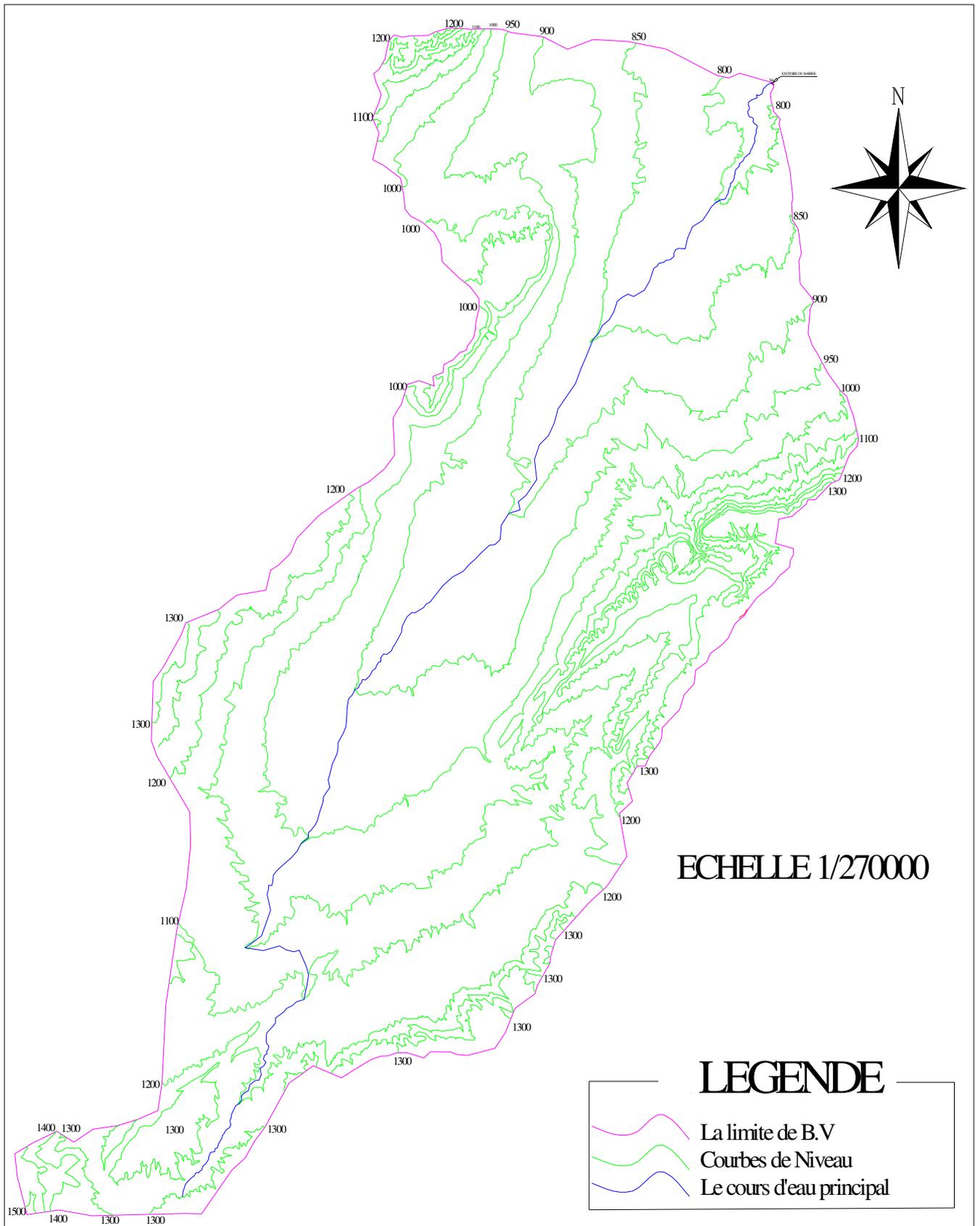


Figure I.02 : répartition des courbes de niveaux du bassin versant de Chebabta

La courbe hypsométrique est représentée sur la figure (I.03)

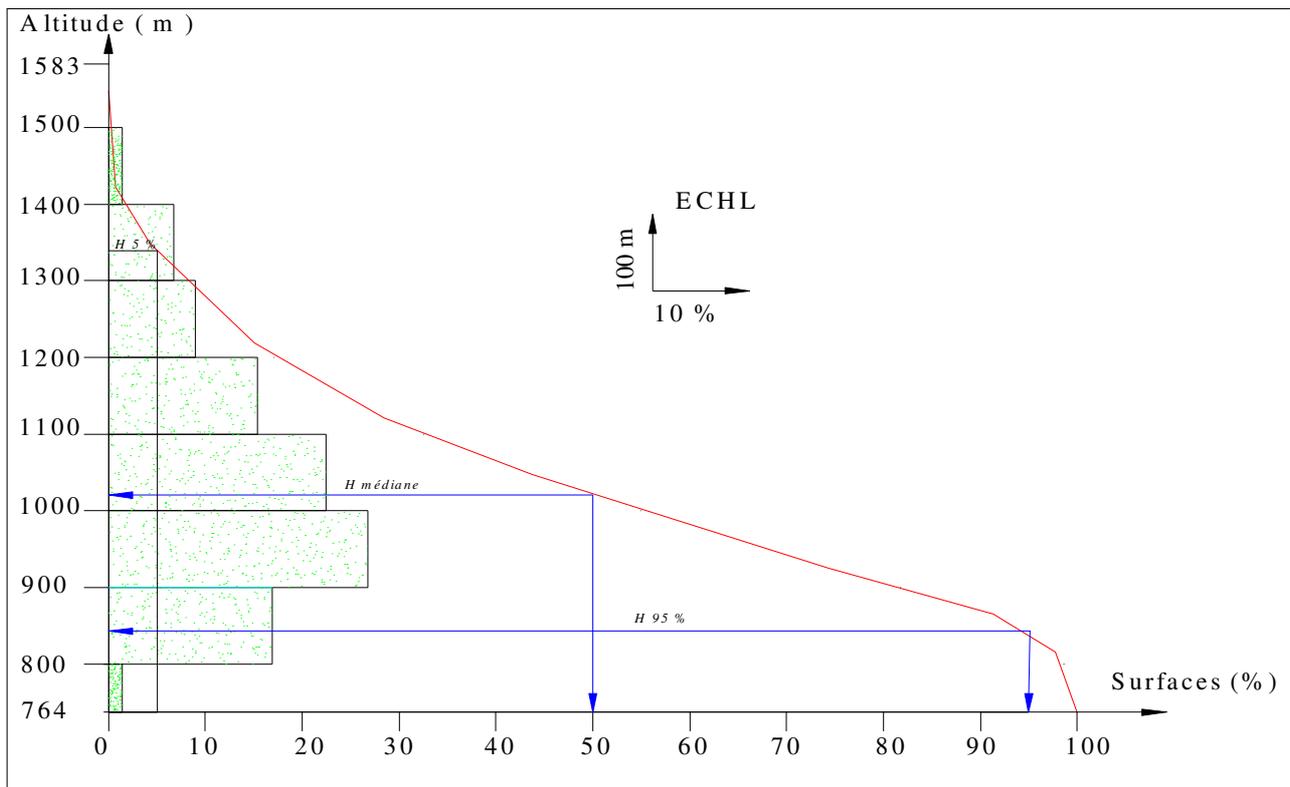


Figure I.03 : répartition et courbe hypsométrique

B - Altitude médiane :

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

$$\mathbf{H_{méd} = 1020 \text{ mNGA.}}$$

C - Altitude moyenne:

L'altitude moyenne H_m est calculée par la formule suivante :

$$H_{moy} = \frac{\sum S_i H_i}{S} \dots\dots\dots(I.08)$$

S_i : surface partielle entre deux courbes de niveaux (Km^2)

H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveaux successive (m)

S : Superficie du bassin versant (Km^2)

I.1.4 les indices :

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

A - Indices de pente de ROCHE I_p :

La pente de Roche est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondéré par les surfaces comprises entre 2 courbes de niveau H_i et H_{i+1} .

Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i D_i} \dots\dots\dots(I.09)$$

L : longueur de rectangle équivalent (m)

A_i : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives H_i et H_{i+1}

Tableau I.02 : détermination de la pente Roche I_p

altitude	$D_i=H_i-H_{i-1}$	S_i	$A_i=S_i/S$	$\sqrt{D_i \cdot A_i}$
m	m	km ²	%	
1583-1400	183	16,68	1,39	15,949
1400-1300	100	81	6,75	25,981
1300-1200	100	107,28	8,94	29,900
1200-1100	100	184,56	15,38	39,217
1100-1000	100	269,64	22,47	47,403
1000-900	100	321,12	26,76	51,730
900-800	100	203,16	16,93	41,146
800-764	63	16,56	1,38	9,324
Somme		1200	100	260,650

$I_p=1.05$

B - Indice de pente globale I_g : (P. Dubreuil, 1974)

$$I_g = \frac{D}{L} \dots\dots\dots(I.10)$$

L : la longueur du rectangle équivalent (km)

D = Dénivelée entre $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ tel que : $D = H_{5\%} - H_{95\%}$

$H_{5\%}=1330$ m

$H_{95\%}=840$ m

L= 61.53 Km

$I_g=0.80\%$

C - Indice de pente moyenne I_{pm} :

L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur du rectangle équivalent. Il est donné par la formule suivante :

$$I_{pm} = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L} \dots\dots\dots(I.11)$$

$I_{pm}=1.33 \%$

D - Dénivelée spécifique :

Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficie différentes, d'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M appliquée à tous les bassins versant de déférant surface.

Tableau I.03: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)

relief		Ds (m)
1	Très faible	<10
2	Faible	25
3	Assez faible	50
4	Modéré	100
5	Assez modéré	250
6	Fort	500
7	Très fort	>500

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

$$D_s = 27,72 \text{ m} < 50$$

Conclusion:

Le relief de notre bassin versant est à faible relief.

C - Pente moyenne du bassin versant :

Il est donné par la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)}{S} \dots\dots\dots (I.12)$$

ΔH : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives

$L_1, L_2 \dots L_n$: les longueurs des courbes de niveaux L en (Km).

S: superficie du bassin versant (Km²).

Les résultats des mesures sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau I.04 : récapitulative de mesures des longueurs des courbes de niveaux :

N°	cote de la courbe (m)	ΔH (m)	Longueur (Km)
1	1500	100	2.19
2	1400		5.4
3	1300		148.53
4	1200		165.93
5	1100		192.37
6	1000		144.25
7	900		76.43
8	800		29.02

$$I_{moy} = 6,24 \%$$

I.1.5 Caractéristiques hydrographiques de bassin versant :

I.1.5.1 le réseau hydrographique :

La restitution du réseau hydrographique est faite sur les mêmes cartes citées pour la détermination de l'altitude moyenne.

Pour procéder au calcul de la densité de drainage, il faut classer les cours d'eau. Il existe plusieurs classifications dont la plus courante est la classification de SCHUM. Dans cette classification de SCHUM est considéré « ordre(x+1) tout tronçon de rivière formé par la réunion de 02 cours d'eau d'ordre (x) ».

A - Densité de drainage:

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

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \dots\dots\dots (I.13)$$

Avec :

$\sum_{i=1}^n L_i$: La longueur totale de tous les cours d'eau égale à 1526,04 Km.

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

$$D_d = 1,27 \text{ km/km}^2$$

B - Densité du thalweg élémentaire:

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \dots\dots\dots (I.14)$$

N_1 : Nombre de thalwegs d'ordre 1, $N_1=1341$

S : Superficie du bassin versant.

$$F_1 = 1,12 \text{ thalweg/km}$$

C - Coefficient de torrentialité :

Il est défini comme étant :

$$C_t = D_d \cdot F_1 \dots\dots\dots (I.15)$$

$$C_t = 1,42$$

D - La longueur moyenne des versants :

$$L_i = \frac{L}{2D_d} \dots\dots\dots (I.16)$$

D_d : densité de drainage en Km/Km^2

L : longueur de rectangle équivalent en Km

$$L_i = 24,23 \text{ Km}$$

E - La pente moyenne de cours d'eau principale :

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

$$I = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots\dots\dots (I.17)$$

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

ΔL : La distance entre ces deux points.

$$I = 0.97 \%$$

F - Temps de concentration du bassin versant t_c :

C'est le temps que met la particule d'eau la plus éloignée pour arriver à l'exutoire, il existe plusieurs formules. Dans le contexte algérien et pour les grands bassins versants, il peut être calculé par l'ancienne formule de **GIANDOTTI** (1937) soit :

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (I.18)$$

Avec :

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

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

$L_{cp} = 73$ Km.

T_c : temps de concentrations exprimé en heure

H_{moy} : altitude moyenne (m) ;

H_{min} : altitude minimale (m) ;

$$t_c = 18,56 \text{ heures}$$

G - Vitesse de ruissellement :

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

Cette vitesse est déterminée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots (I.19)$$

L : Longueur du thalweg principal (Km)

T_c : Temps de concentration (h)

$$V_r = 3,93 \text{ Km/h}$$

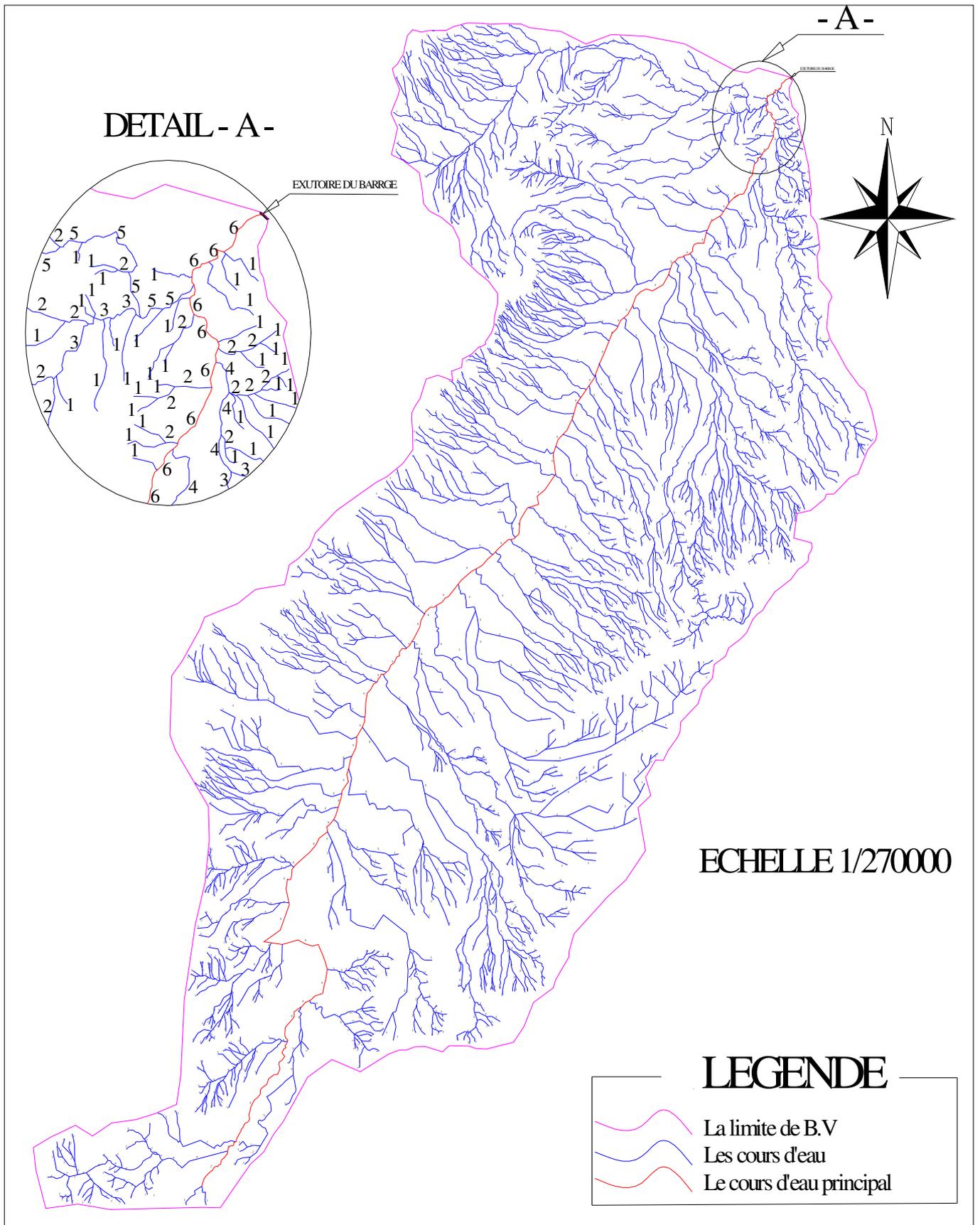


Figure I.04. : Le réseau hydrographique du bassin versant

I.1.6 Profil en long de l'Oued :

L'oued de Meskiana présente un profil en long assez régulier interrompu par quelques légères ruptures en pente.

Ce profil est tracé à partir des cartes topographiques à l'échelle 1/50000 en tenant compte de l'altitude et de la longueur de cours d'eau jusqu'à l'exutoire.

Tableau I.5 : la longueur de cours d'eau principale en chaque altitude

N°	Courbe de niveau (m)	Distance (Km)	Distance cumulée (Km)
1	1300-1200	4,55	4,55
2	1200-1100	7,25	11,8
3	1100-1000	11,91	23,71
4	1000-900	20,9	44,61
5	900-800	20,71	65,32
6	800-764	7,68	73

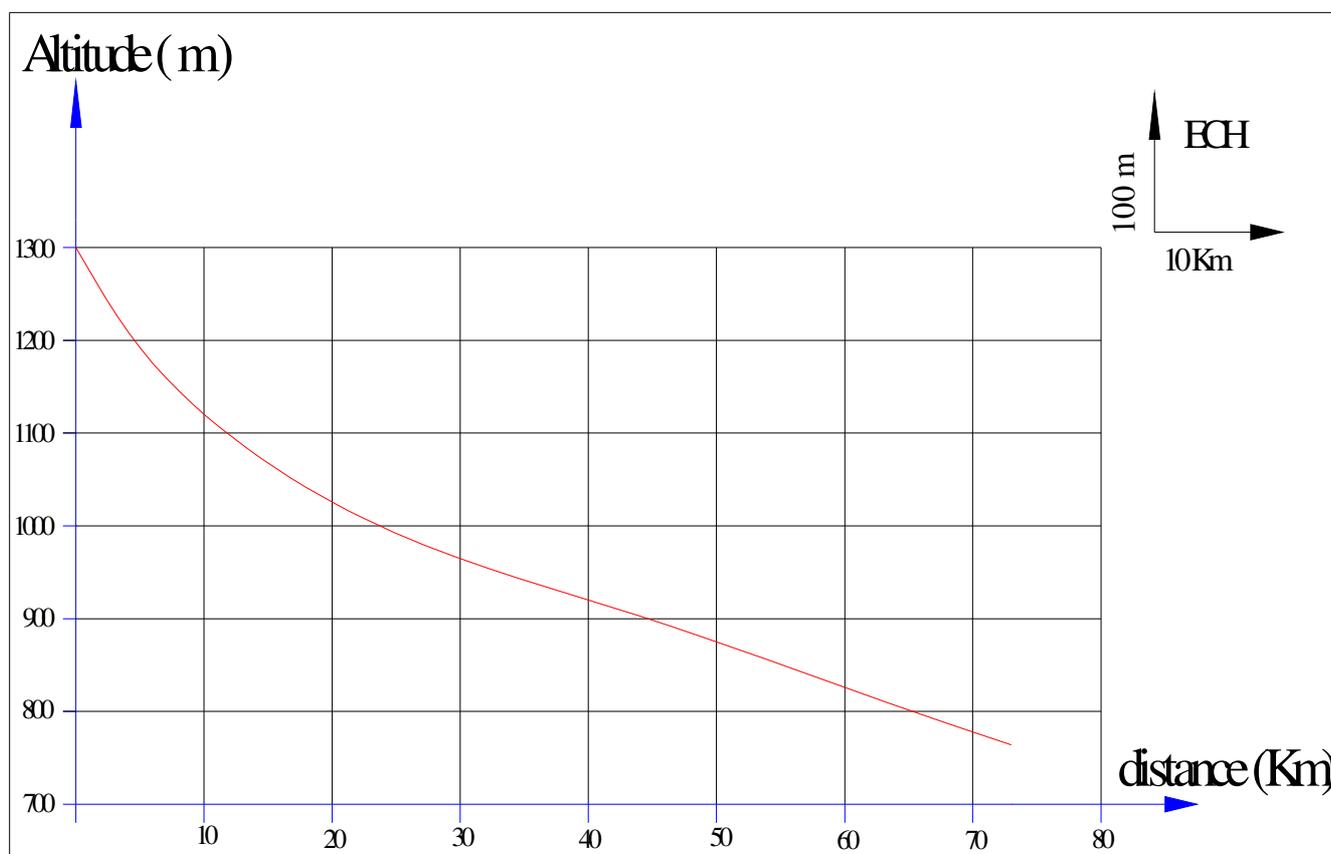


Figure I.05 : Profil en long du cours d'eau principal

Tableau I.06 : Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant de Chebabta

Désignation		Symbol e	Unités	Valeu r
Superficie		S	km ²	1200
Périmètre		P	km	161.9
Longueur du thalweg principal		L	km	73
Indice de compacité		K _C		1,31
Coefficient d'allongement		Ca		4,44
Rectangle équivalent	longueur	L _r	Km	61.53
	largeur	l _r	Km	19.5
Altitudes	maximal e	H _{max}	m	1583
	moyenne	H _{moy}	m	1043
	médiane	H _{med}	m	1020
	minimale	H _{min}	m	764
Indice de pente de Roche		I _p	%	1,05
Indice de pente globale		I _g	%	3,24
Indice de pente moyenne		I _{pm}	%	1.33
Densité de drainage		D _d	$\frac{\text{Km}}{\text{Km}^2}$	1,27
Coefficient de torrentialité		C _t	-	1,42
Temps de concentration		T _c	h	18,56
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	3,93

I.2 Caractéristiques climatique du bassin versant:

Les caractéristiques climatologiques de la zone d'étude sont estimées par les données disponibles à des stations climatologiques avoisinantes.

I.2.1 Température :

Les caractéristiques climatiques de la région du bassin versant ne sont enregistrées qu'aux stations d'Oum el Bouaghi et Tébessa. Les répartitions mensuelles des températures enregistrées à ces deux stations se présentent comme suit :

Tableau I.07 : répartition mensuelle de la température.

	Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Moy annuelle
Oum el Bouaghi	Tmax °C	29	27	18	13	13	14	22	22	27	33	36	35	24
	Tmin °C	17	14	8	4	1	4	9	10	13	18	21	21	12
	Tmoy °C	23	21	13	9	7	9	15	16	20	26	29	28	18
Tebessa	Tmax °C	29	22	16	12	10	12	16	21	25	31	35	34	22
	Tmin °C	16	11	7	3	2	3	5	7	11	16	19	18	10
	Tmoy °C	23	16	11	7	6	8	10	14	18	24	27	26	16

Source : O.N.M

Comme le montre le tableau (I.07) la température moyenne annuelle pour notre région d'étude est de **18 c°**.

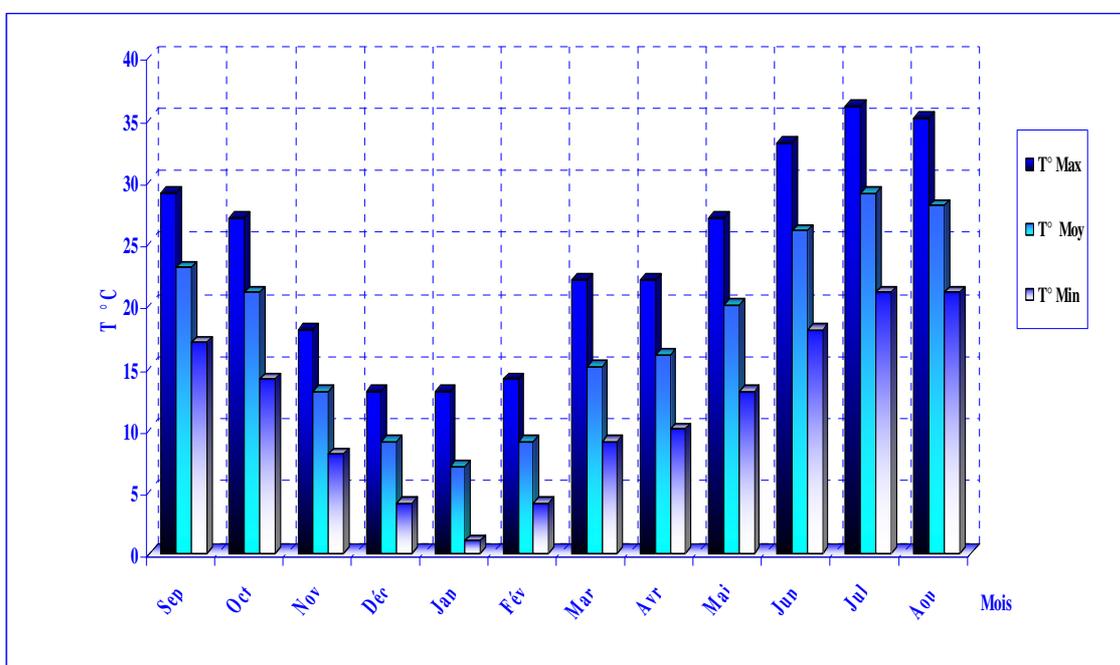


Figure I.06 : La répartition mensuelle des températures

I.2.2 Evaporation:

L'évaporation n'est mesurée qu'à la station d'Oum El Bouaghi. L'évaporation mensuelle disponible à cette station est la suivante :

Tableau I.08 : répartition mensuelle de l'évaporation.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Ans
Ev(mm)	133	121	58	41	52	61	104	101	134	206	260	233	1505
Ev(%)	8,85	8,06	3,88	2,72	3,48	4,06	6,88	6,73	8,89	13,69	17,26	15,49	100

Source : O.N.M

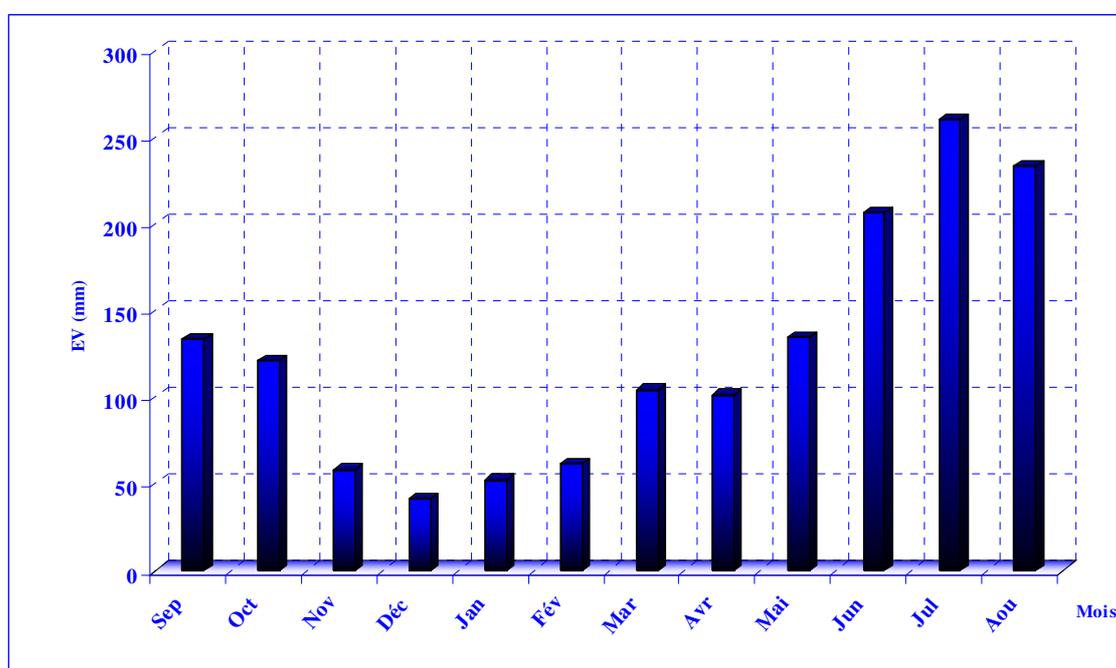


Figure I.07 : répartition mensuelle de l'évaporation

I.2.3 Humidité relative:

La répartition mensuelle de l'humidité relative est donnée par le tableau suivant:

Tableau I.09 : Répartition mensuelle de l'humidité relative

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	année
H (%)	62	60	72	73	74	71	66	64	61	55	50	54	63

Source : O.N.M

La valeur de l'humidité moyenne annuelle est de l'ordre de 63%.

I.2.4 Vitesse du vent:

Les vents dominants sont du secteur nord (de NE à NO). D'après le tableau la vitesse moyenne du vent est de (2 m/s). Elle présente un maximum en juillet (2.7 m/s), et un minimum en Août (1.4 m/s).

Tableau I.10 : répartition des vitesses de vent

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Moy annuelle
V (m/s)	2,3	2,0	1,9	2,1	2,3	2,3	1,9	2,2	2,2	2,2	2,7	1,4	2

Source : O.N.M

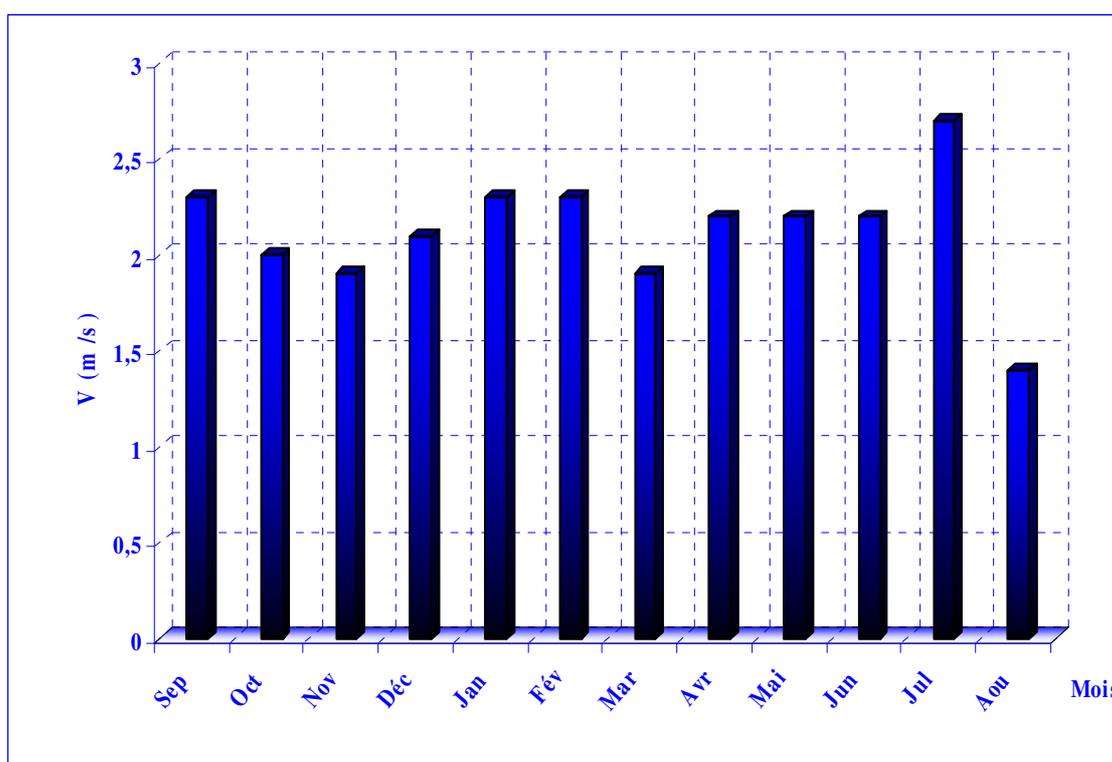


Figure I.08. : Répartition des vitesses de vent en fonction des mois

I.2.5 Pluviométrie:

La pluviométrie qui prévaut au bassin versant de Chebabta est établie en utilisant l'information disponible de la région à étudier.

I.2.5.1. Stations et données disponibles:

Nous disposons de données d'observation directes disponibles au niveau du bassin versant de Chebabta.

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

Tableau I.11 : Données disponibles des stations situées a proximité de la zone d'étude

station	Code de la station	Altitude	Pluie en mm	Années de fonctionnement
LA MESKIANA	120201	845	320	38
AIN DALAA	120202	980	235	17
RAHIA	120208	906	279	19

Source : A.N.R.H

Tableau I.12 : Station pluviométrique.

Station	Code	Source	Coordonnées			Année de service	N(ans)
			X (km)	Y (km)	Z (m)		
Meskiana	120201	A.N.R.H	949,7	271	845	1969-2006	38

Source : A.N.R.H

La station de Meskiana est la plus proche du site avec une période d'observation de 1969-2006 soit 38 ans.

Le tableau I.13 reproduit les valeurs des pluies moyennes mensuelles, ainsi que leur répartition dans l'année :

Tableau I.13 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	total
P (mm)	35	30,03	27,05	25,02	26,7	22,8	35,05	34	33,02	26,13	6,84	18,37	320
P %	10,94	9,384	8,45	7,819	8,3	7,125	10,953	10,625	10,31875	8,165625	2,1375	5,740625	100

La répartition mensuelle des précipitations est présentée par la figure I.09. On note une pointe au mois de **mars**.

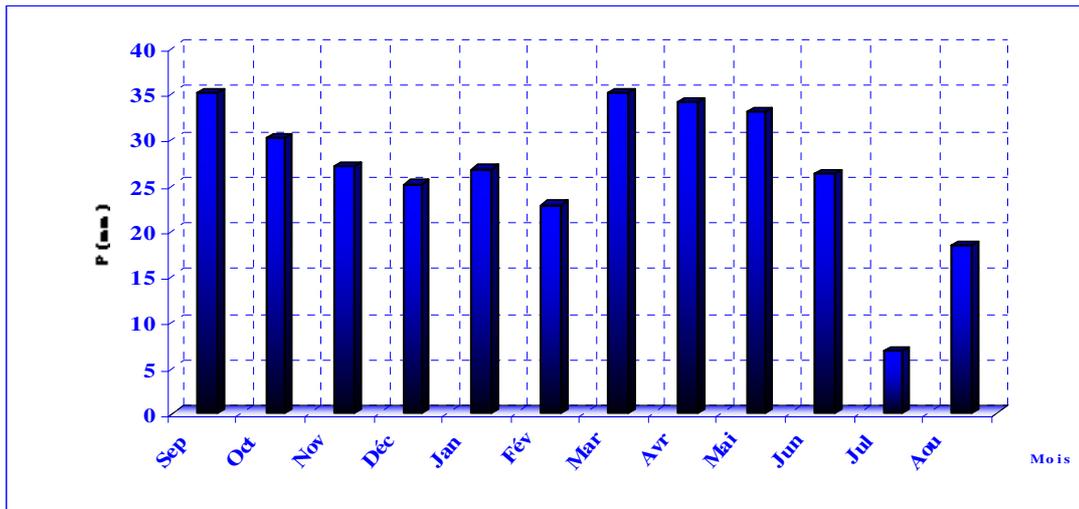


Figure I.09 : Répartition mensuelle des précipitations

I.2.6 Les précipitations maximales journalières :

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.

Pour notre étude, on passe par les étapes suivantes ;

- ✓ Classifier la série des précipitations par ordre croissant ;
- ✓ Calcul de la fréquence expérimentale ;
- ✓ Calcul des caractéristiques empiriques de la série de donnée ;
- ✓ Ajuster graphiquement la loi choisie ;
- ✓ Calculer le quantile et son intervalle de confiance

Les caractéristiques de la série sont représentées dans le tableau (I.12) :

Tableau I.14: Caractéristiques de la série pluviométrique (38ans)

Caractéristiques	Formules	Valeurs
La somme des P_{maxj} en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=38} Xi$	1154,6
la moyenne des P_{maxj} en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=38} Xi}{n}$	30,38
L'écart type « σ_x »; Pour $n > 30$ ans	$\sigma_x = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{38} (X_i - \bar{X})^2}{38}} \right]$	12,15
Coefficient de variation « Cv »	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0,40
L'exposant climatique	$b=0.31$	

L'exposant climatique pour notre région ($b=0.31$) est donné par l'ARNH d'Alger.

I.3 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.

Les lois d'ajustement choisies sont :

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

I.3.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :

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

$$F(X) = e^{-e^{-\frac{x-x_0}{\alpha}}} \dots\dots\dots(I.20)$$

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

Avec :

- 1/α : la pente de la droite de GUMEL
- Y : variable réduite 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.

$$F (x) = \frac{m - 0 . 5}{n} \dots\dots\dots (I.21)$$

m : rang de précipitation

n : nombre d'observations (38)

- ✓ 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 :

$$x = (1/\alpha)y + x_0 \dots\dots\dots (I.22)$$

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 I.15: résultat de l'ajustement a la loi de Gumbel

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
10000.0	0.9999	112	15.1	82.2 - 141
2000.0	0.9995	96.5	12.5	72.1 - 121
1000.0	0.9990	90.0	11.4	67.7 - 112
200.0	0.9950	74.7	8.82	57.4 - 92.0
100.0	0.9900	68.1	7.72	53.0 - 83.3
50.0	0.9800	61.5	6.63	48.5 - 74.5
20.0	0.9500	52.7	5.19	42.5 - 62.9
10.0	0.9000	45.9	4.11	37.9 - 54.0
5.0	0.8000	38.8	3.04	32.8 - 44.8

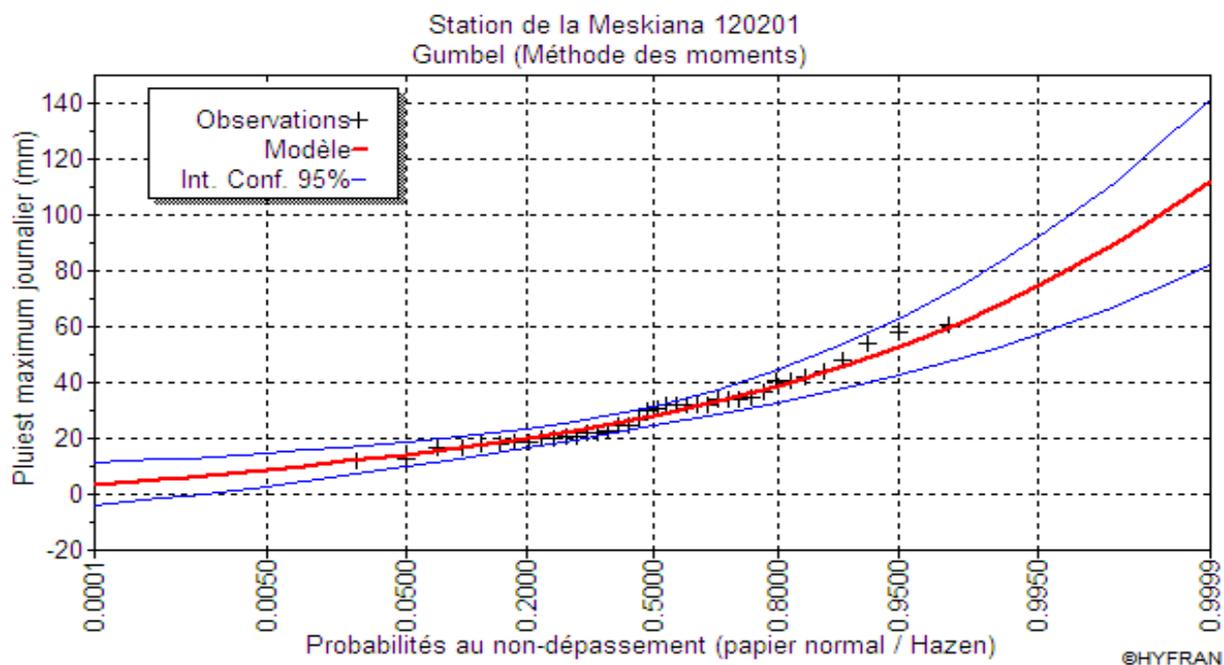


Figure I.10 : représentation graphique de la loi de Gumbel

Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon :

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	12.0
Maximum	Aucun	61.0
Moyenne	30.1	30.1
Ecart-type	12.1	12,1
Médiane	28.1	30.5
Coefficient de variation (Cv)	0.403	0.403
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	0.823
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.40	2.93

I.3.3 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normale) :

Le procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de Gumbel, seul la représentation graphique change ou elle est faite sur papier log-normale, comme le montre la figure (I.11).

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

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots(I.23)$$

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

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

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

$$\text{Log } X = \frac{\sum_{i=1}^{38} \overline{\text{Log } X_i}}{N} \dots\dots\dots(I.24)$$

Les résultats de l'ajustement par la loi de Log- Normal « Galton » sont résumés dans le tableau (I.18).

Quantiles

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

T = 1/ (1-q)

Log normale (Maximum de vraisemblance)

Tableau I.16 : résultat de l'ajustement a la loi de Galton.

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
10000.0	0.9999	123	22.8	78.7 - 168
2000.0	0.9995	104	17.3	70.1 - 138
1000.0	0.9990	96.0	15.1	66.3 - 126
200.0	0.9950	78.1	10.7	57.2 - 99.0
100.0	0.9900	70.7	8.93	53.2 - 88.2
50.0	0.9800	63.4	7.32	49.0 - 77.7
20.0	0.9500	53.8	5.40	43.2 - 64.4
10.0	0.9000	46.5	4.10	38.5 - 54.6
5.0	0.8000	39.0	2.96	33.2 - 44.8

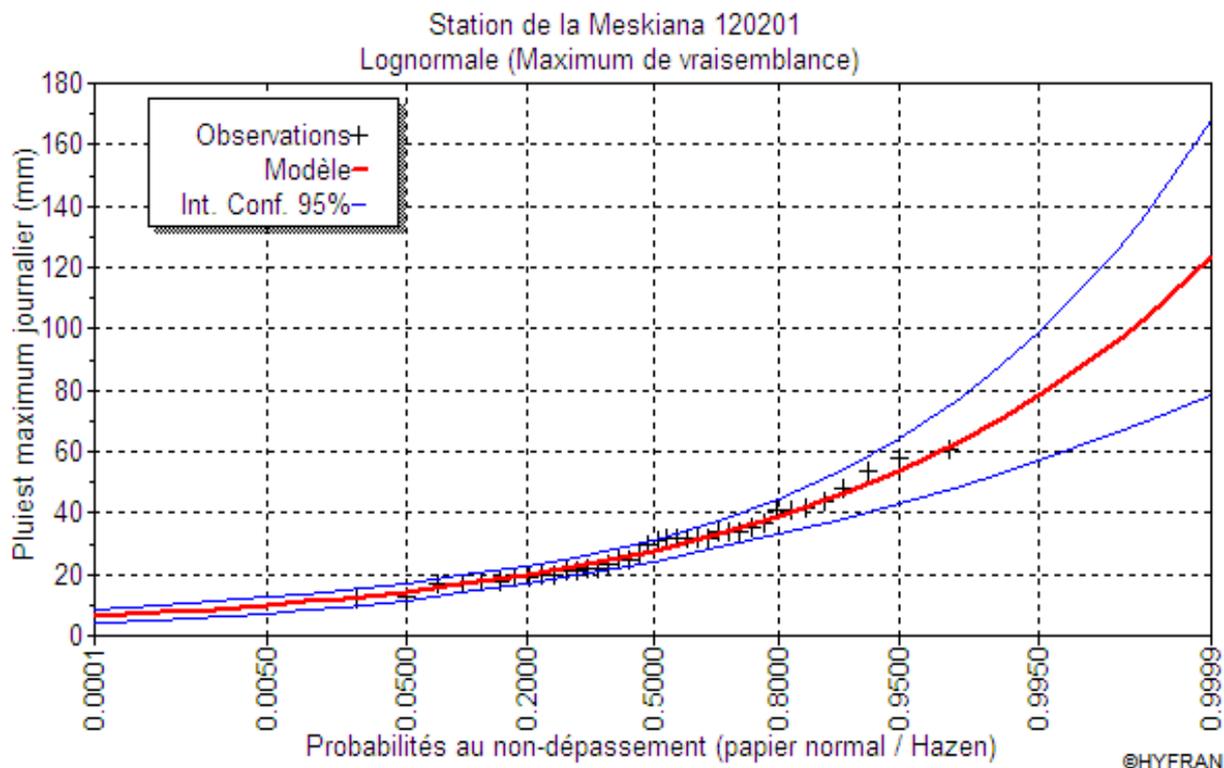


Figure I.11 : représentation graphique de la loi de log-normale (Galton)

Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0.00	12.0
Maximum	Aucun	61.0
Moyenne	30.2	30.1
Ecart-type	12.6	12,1
Médiane	27.8	30.5
Coefficient de variation (Cv)	0.417	0.403
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.32	0.823
Coefficient d'aplatissement (Ck)	6.27	2.93

Conclusion :

D'après les deux schémas on conclut que la pluie maximale journalière suit la lois log-normale (Galton), car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus Proches de la droite de HENRY.

I.4 La pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités :

$$P_{\max t, p\%} = P_{\max j, p(\%)} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (I.25)$$

b : Exposant climatique (pour notre région est de 0.31)

Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences sont regroupées dans le tableau I.17 :

Tableau I.17: La pluie d courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

Période	5		10		20		50		100		1000		10000	
Fréquence (%)	20		10		5		2		1		0,1		0,01	
$P_{\text{maxi,p}}(\%)$ (mm)	38,8		45,9		52,7		61,5		68,1		90		112	
T(h)	$P_{\text{maxi,p}}\%$ (mm)	I_0 (mm/h)												
0,5	11,69	23,37	13,82	27,65	15,87	31,74	18,52	37,04	20,51	41,02	27,11	54,21	33,73	67,46
1	14,49	14,49	17,14	17,14	19,68	19,68	22,96	22,96	25,43	25,43	33,60	33,60	41,82	41,82
2	17,96	8,98	21,25	10,62	24,39	12,20	28,47	14,23	31,52	15,76	41,66	20,83	51,84	25,92
3	20,36	6,79	24,09	8,03	27,66	9,22	32,28	10,76	35,74	11,91	47,24	15,75	58,78	19,59
4	22,26	5,57	26,34	6,58	30,24	7,56	35,29	8,82	39,08	9,77	51,64	12,91	64,27	16,07
5	23,86	4,77	28,22	5,64	32,41	6,48	37,82	7,56	41,88	8,38	55,34	11,07	68,87	13,77
6	25,25	4,21	29,87	4,98	34,29	5,72	40,02	6,67	44,31	7,39	58,56	9,76	72,88	12,15
7	26,48	3,78	31,33	4,48	35,97	5,14	41,97	6,00	46,48	6,64	61,43	8,78	76,44	10,92
8	27,60	3,45	32,65	4,08	37,49	4,69	43,75	5,47	48,44	6,06	64,02	8,00	79,67	9,96
9	28,63	3,18	33,87	3,76	38,88	4,32	45,38	5,04	50,25	5,58	66,40	7,38	82,64	9,18
10	29,58	2,96	34,99	3,50	40,17	4,02	46,88	4,69	51,91	5,19	68,61	6,86	85,38	8,54
11	30,46	2,77	36,04	3,28	41,38	3,76	48,29	4,39	53,47	4,86	70,67	6,42	87,94	7,99
12	31,30	2,61	37,02	3,09	42,51	3,54	49,61	4,13	54,93	4,58	72,60	6,05	90,34	7,53
13	32,08	2,47	37,96	2,92	43,58	3,35	50,85	3,91	56,31	4,33	74,42	5,72	92,61	7,12
14	32,83	2,34	38,84	2,77	44,59	3,19	52,04	3,72	57,62	4,12	76,15	5,44	94,77	6,77
15	33,54	2,24	39,68	2,65	45,55	3,04	53,16	3,54	58,87	3,92	77,80	5,19	96,81	6,45
16	34,22	2,14	40,48	2,53	46,48	2,90	54,24	3,39	60,06	3,75	79,37	4,96	98,77	6,17
17	34,87	2,05	41,25	2,43	47,36	2,79	55,26	3,25	61,20	3,60	80,88	4,76	100,64	5,92
18	35,49	1,97	41,98	2,33	48,20	2,68	56,25	3,13	62,29	3,46	82,32	4,57	102,44	5,69
18,56	35,83	1,93	42,38	2,28	48,66	2,62	56,79	3,06	62,88	3,39	83,11	4,48	103,42	5,57
19	36,09	1,90	42,69	2,25	49,02	2,58	57,20	3,01	63,34	3,33	83,71	4,41	104,18	5,48
20	36,67	1,83	43,38	2,17	49,80	2,49	58,12	2,91	64,36	3,22	85,05	4,25	105,85	5,29
21	37,23	1,77	44,04	2,10	50,56	2,41	59,01	2,81	65,34	3,11	86,35	4,11	107,46	5,12
22	37,77	1,72	44,68	2,03	51,30	2,33	59,86	2,72	66,29	3,01	87,60	3,98	109,02	4,96
23	38,29	1,66	45,30	1,97	52,01	2,26	60,69	2,64	67,21	2,92	88,82	3,86	110,53	4,81
24	38,80	1,62	45,90	1,91	52,70	2,20	61,50	2,56	68,10	2,84	90,00	3,75	112,00	4,67

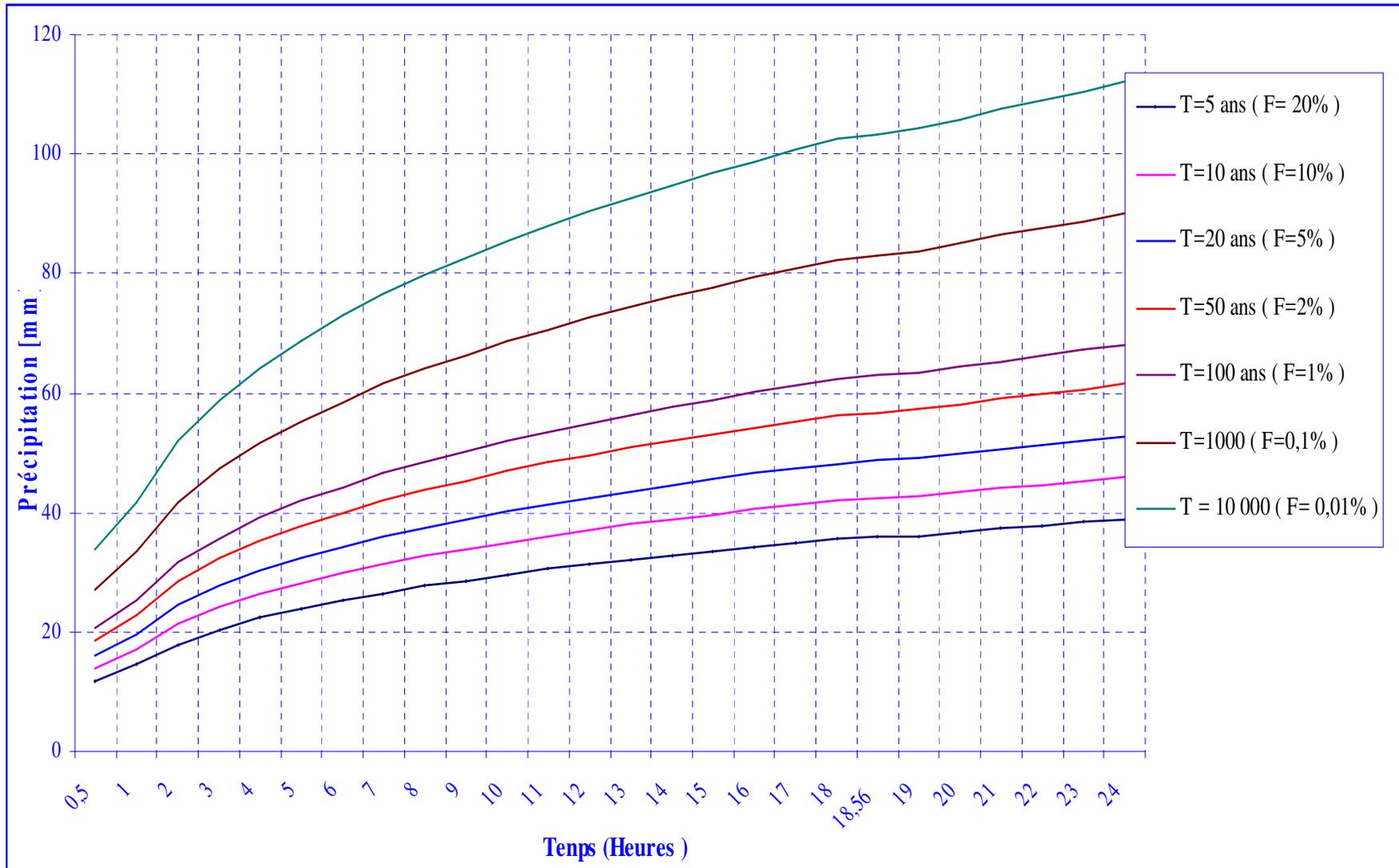


Figure I.12 : Pluies de Courte durée

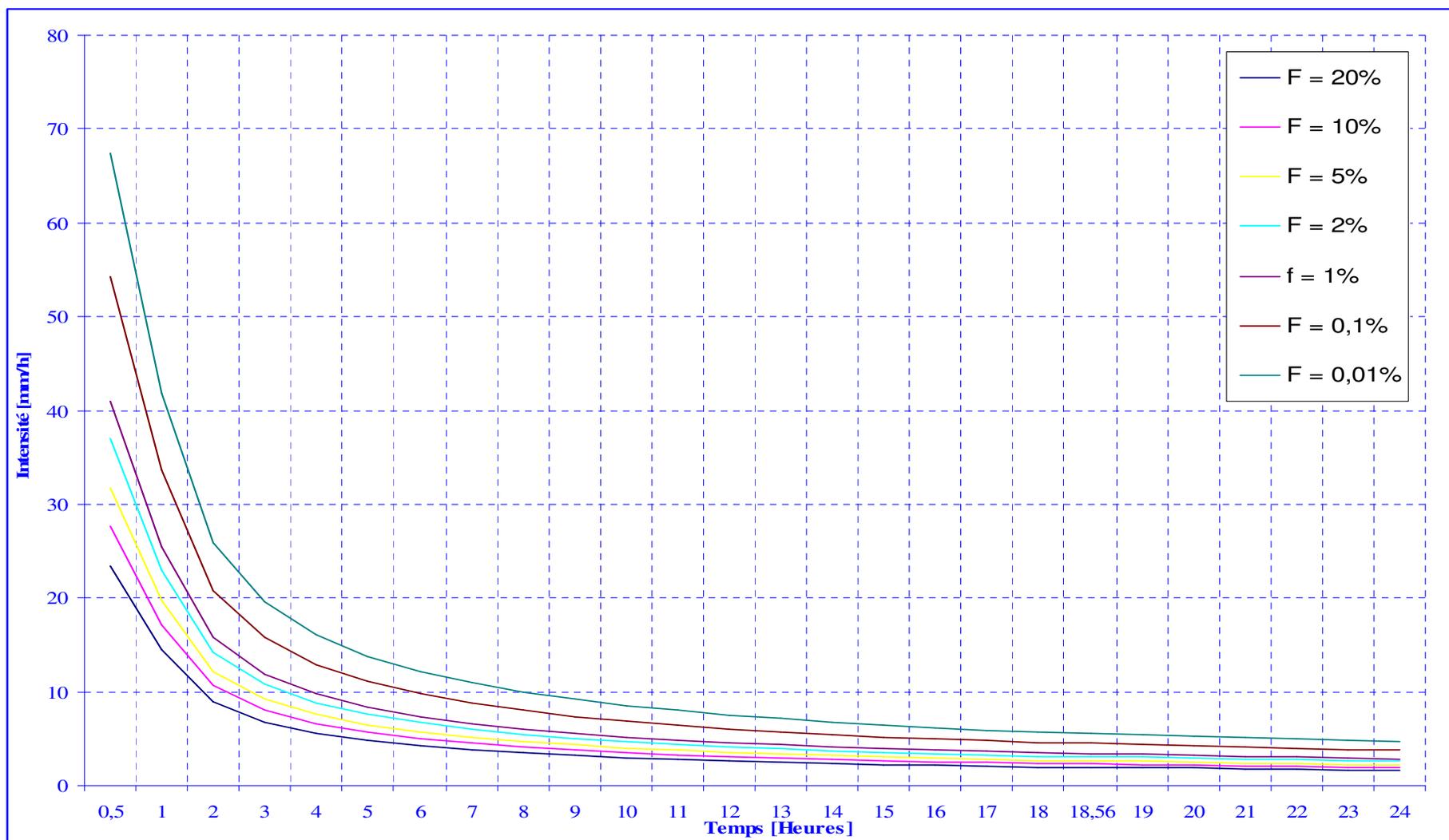


Figure I.13 : Intensité –Durée -Fréquence

I.5 Etudes des apports :

I.5.1 Analogie avec la station de l'Aouinet (120404) : vu l'absence de la station hydrométrique au niveau de notre site, on a optée a la méthode d'analogie qui est basée sur les informations des apports de la station hydrométrique de l'Aouinet.

I.5.1.1 La Station Hydrométrique :

La série des apports liquides est représentée dans l'Annexe I.
L'apport moyenne annuelle de la station est de : 31.36 Mm³

Tableau I.18 : Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station :

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Total
A (Mm ³)	0,57	1,56	2,48	4,15	5,96	5,10	4,36	2,59	2,96	0,78	0,52	0,33	31,36
Apport (%)	1,82	4,97	7,90	13,24	19,02	16,27	13,90	8,25	9,45	2,48	1,64	1,05	100,00

L'apport moyen annuel du site est calculé par la formule suivante :

$$A_{site} = A_{st} \cdot \left(\frac{S_{BV}^{site}}{S_{BV}^{st}} \right) \dots\dots\dots (I.26)$$

Avec

A_{site} : apport moyen annuel estimé du site

A_{st} : apport moyenne annuelle de la station (120404)

S_{BV}^{site} : surface du bassin versant du site est de 1200 Km²

S_{BV}st : surface du bassin versant où se trouve la station (120404) est de 1305 Km²

$$A_{site} = 28.54 \text{ Mm}^3$$

Tableau I.19 : Répartition mensuelle de l'apport moyen du site :

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Total
A (Mm ³)	0,52	1,42	2,25	3,78	5,43	4,64	3,97	2,35	2,70	0,71	0,47	0,30	28,54
Apport (%)	1,82	4,97	7,9	13,24	19,02	16,27	13,9	8,25	9,45	2,48	1,64	1,05	100

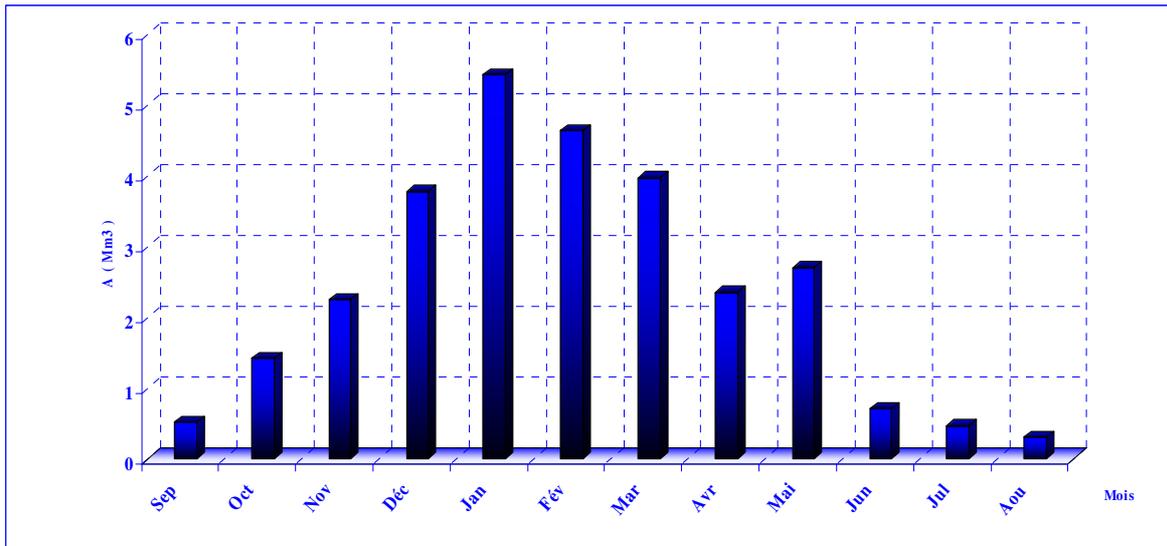


Figure I.14 : Répartition mensuelle de l'apport moyen

I.5.2 Caractéristiques de l'écoulement :

A - Module de l'écoulement :

Il est donné par : $Me = A_0 / T$ (I.27)

A_0 : Apport moyen annuel (mm).

T : Temps d'une année en secondes

$$T = 3,1536.10^7 \text{ s}$$

$$Me = 905 \text{ l/s}$$

B - Module de l'écoulement relatif :

On a: $M_0 = Me / S$ (I.28)

Me : Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km^2).

$$M_0 = 0.754 \text{ l/s/Km}^2$$

C - Lamme d'eau écoulée :

$Le = A_0 / S$ (I.29)

$$Le = 23.78 \text{ mm}$$

D - Coefficient de l'écoulement:

Il est donné par : $Ce = Le / P_{moy}$ (I.30)

$$Ce = 0.074$$

I.5.3 Les apports fréquentiels :

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

I.5.3.1 Ajustement de la série des apportes à la loi log-normale :

Tableau I.20 : résultat de l'ajustement a la loi log-normale :

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
10000.0	0.9999	106	15.0	76.7 - 136
2000.0	0.9995	92.2	12.5	67.8 - 117
1000.0	0.9990	86.2	11.4	63.9 - 108
200.0	0.9950	72.2	8.80	55.0 - 89.5
100.0	0.9900	66.2	7.70	51.1 - 81.3
50.0	0.9800	60.2	6.61	47.2 - 73.1
20.0	0.9500	52.1	5.18	41.9 - 62.2
10.0	0.9000	45.8	4.10	37.8 - 53.9
5.0	0.8000	39.3	3.04	33.4 - 45.3

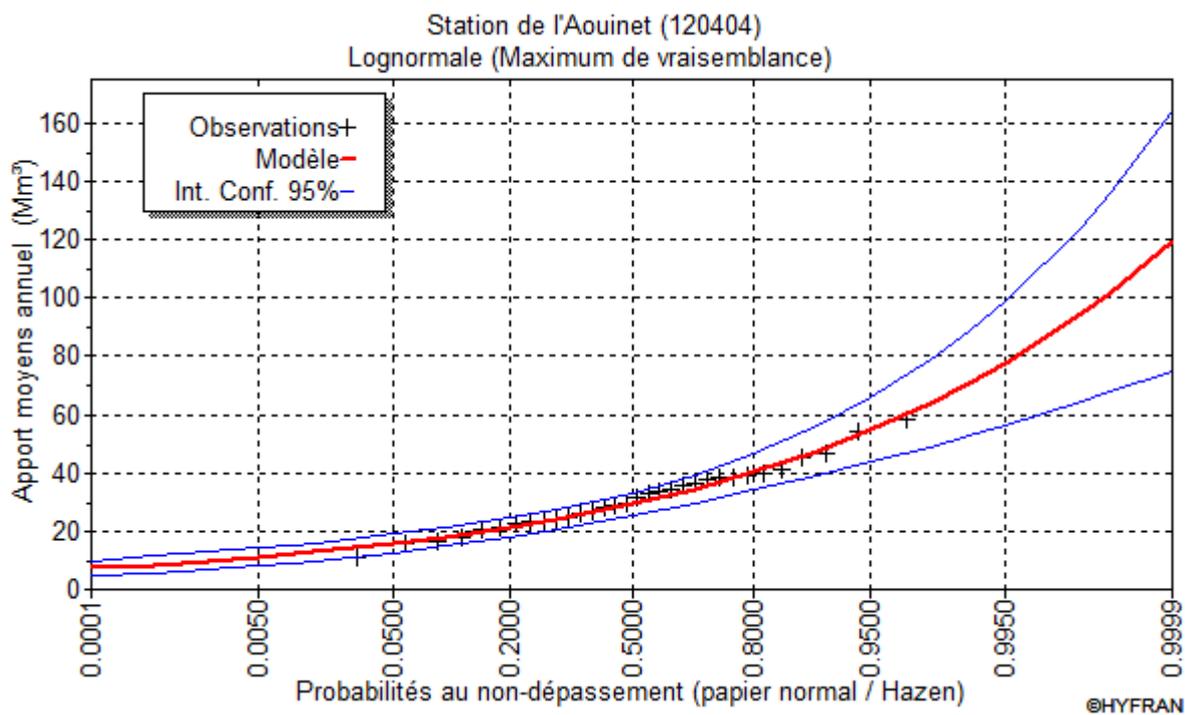


Figure I.15 : représentation graphique de la loi log-normale

Comparaison des caractéristiques de la loi log-normale et de l'échantillon :

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	10.7
Maximum	Aucun	58.7
Moyenne	31.4	31.4
Ecart-type	11.1	11.1
Médiane	29.5	30.6
Coefficient de variation (Cv)	0.354	0.354
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	0.471
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.40	2.74

$$A_{80\% \text{ site}} = A_{80\% \text{ st}} \cdot \left(\frac{S_{BV \text{ site}}}{S_{BV \text{ st}}} \right) \dots\dots\dots (I.31)$$

$$A_{80\%} = 35.76 \text{ Mm}^3$$

I.5.3.2 Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80% :

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a : $A_{80\%} = 35.76 \text{ Mm}^3$

Remplissage garanti de 8 années sur 10.

Tableau I.21 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Total
A80% %	1,82	4,97	7,9	13,24	19,02	16,27	13,9	8,25	9,45	2,48	1,64	1,05	100
A 80% Mm3	0,65	1,78	2,83	4,73	6,80	5,82	4,97	2,95	3,38	0,89	0,59	0,38	35,76

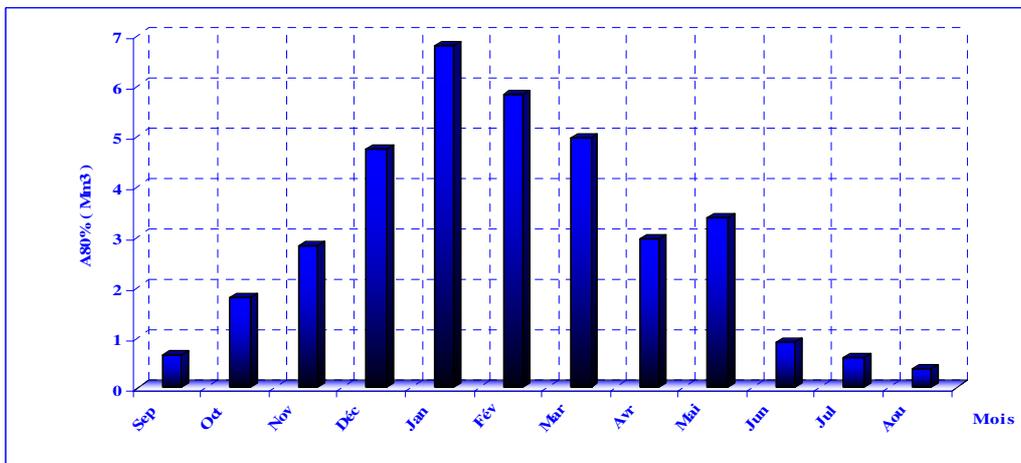


Figure I.16 : Répartition mensuelle des apports 80%

I.5.4 Apport solide et l'estimation du volume mort :

Le manque des données de mesure du transport solide nous ramène à accepter toute méthode empirique qui nous permet l'ordre de grandeur acceptable de l'écoulement solide.

Ces apports solides dépendent de l'étendue du relief du bassin versant, de la résistance à l'érosion de sol, liée elle-même à la végétation par la présence des racines et à la nature géologique des roches et au régime des pluies et des températures. Tel que les eaux du cours d'eaux transportent les sédiments sous deux formes :

- en suspension
- par charriage

I.5.4.1 Apport solide en suspension :

A - Formule de Fournier :

$$T_a = \frac{1}{36} \left(\frac{P_m^2}{P_A} \right)^{2,65} \left(\frac{h^2}{S} \right)^{0,46} \dots\dots\dots (I.32)$$

Avec :

- Ta : Taux d'abrasion en (t/Km² /an)
- Pm : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux
- PA: Pluie moyenne annuelle
- h= 45%(H_{max} - H_{min}) [m];
- S: Surface du bassin versant
- AN:

$$h = 368.55 \text{ m}$$

$$\text{D'où } T_a = 8.643 \text{ t/Km}^2\text{/an}$$

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma_s = 1.6 \text{ T/m}^3$. Le volume annuel est exprimé comme suit:

$$V_s = \frac{T_a \cdot S}{\gamma_s} = 6482.25 \text{ m}^3\text{/an}$$

B - Formule de Tixeront (1960)

La formule de Tixeront est recommandée pour la région de l'Est algérien pour l'évaluation du taux d'abrasion:

$$T_a = 92 \cdot L_e^{0,21} \dots\dots\dots (I.33)$$

$$T_a = 179.21 \text{ T/km}^2\text{/an}$$

où:

Ta – Taux d'abrasion, T/km²/an.

L_e : la lame d'eau écoulee en mm

En tenant compte du poids spécifiques moyen des sédiments $\gamma = 1.6 \text{ T/m}^3$. Le volume annuel est exprimé comme suit:

$$V_s = \frac{T_a \cdot S}{\gamma} = 134407.5 \text{ m}^3\text{/an}$$

Tableau I.22 : récapitulatif de Volume annuel moyen

Formule de	Taux d'abrasion	Volume annuel moyen
Fournier	8.643 T/km ² /an	6482.25 m ³ /an
TIXERONT	179.21 T/km ² /an	134407.5 m ³ /an

Résultats et discussion:

La comparaison entre ces formules est difficile du point de vue de leurs conditions d'application

La relation de Fournier est sous-estimée: ce qu'a montré DEMMAK. « Les 5 bassins susceptibles d'être classés comme appartenant à la zone semi aride (régions Hodna, Aurès et Chélif Occidental) sortent pratiquement des limites de validité des relations de Fournier »

A partir de la classification de TIXERONT (1960) des zones de l'érosion qui se basent sur la répartition pluviométrique annuelle, le bassin d'étude appartient à la zone d'érosion très active ($300 < P_{an} = 320 \text{ mm} < 700$). On adopte pour la valeur trouvée par cette formule puisque on a $P_{an} = 320$ mm donc nous dans le même intervalle d'application de cette formule.

Le volume mort est égal au produit de l'écoulement moyen interannuel solide par le nombre d'années de la période

La garde d'envasement (période pendant laquelle la retenue est exploitable) est généralement calculée pour une période de 10 à 50 ans. Prenons 50 ans

- Pour 15 ans

$$V_{mort} = n.V_s = 15.134407,5 = 2016112,5 \text{ m}^3$$

$$V_m = 2,02 \text{ Mm}^3$$

- Pour 30 ans

$$V_{mort} = n.V_s = 30 \times 134407,5 = 4032225 \text{ m}^3$$

$$V_m = 4,03 \text{ Mm}^3$$

- Pour 50 ans

$$V_{mort} = n.V_s = 50.134407,5 = 6720375 \text{ m}^3$$

$$V_m = 6,72 \text{ Mm}^3$$

I.5.4.2 Le transport solide par charriage

En général le transport solide par charriage est estimé en Algérie de (30 % à 40%) du transport solide en suspension, donc:

Le transport solide par charriage = 35% du transport solide en suspension

Donc Le transport solide par charriage = 2.35 Mm^3

Le volume mort total est estimé alors $V_m = 6.72 + 2.35 = 9.07 \text{ Mm}^3$

Donc le volume mort estimé à 50 ans est de 9 Mm^3

I.6. Etude des crues:

Les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes. Leur étude a pour but de déterminer les Hydrogrammes de crues fréquentielles sur le bassin versant et de définir les débits maxima probables correspondants.

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

Les paramètres définissant une crue est :

- ✓ Le débit maximum (débit de pointe).
- ✓ Le volume.
- ✓ Le temps.
- ✓ La forme (Hydrogramme de crues).

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, on passant par l'ajustement de la série des débits maximal à la loi de Gumbel. La série des débits maximaux est représentée dans l'Annexe I.

Le tableau I.23 : donne les débits probables calculés.

Tableau I.23 : Débits fréquentielles calculés :

Période de retour	5	10	20	50	100	1000	10 000
Q_{\max} (m ³ /s)	202,93	263,9	322,14	397,67	454,09	641,55	828,1

I.6.1 Hydrogramme de crue :

I.6.1.1 Détermination des Hydrogramme de crues probables par la méthode de Sokolovski :

L'Hydrogramme de crue est une identité de la crue, il nous détermine ses caractéristiques principales qui sont:

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

Pour le tracer de l'Hydrogramme de crue, on doit suivre la méthode de Sokolovski qui le divise en deux parties non symétriques, calculées à partir des temps de montée et de la décrue.

a) Pour le temps de la montée:

$$Q_m = Q_{\max} \left(\frac{T}{T_m} \right)^2 \dots\dots\dots(I.34)$$

$T_m = T_c$: Temps de montée.

b) Pour la décrue:

$$Q_d = Q_{\max} \left(\frac{T_d - T}{T_d} \right)^3 \dots\dots\dots(I.35)$$

Avec :

- Q_m : débit instantané de la montée (m³/s) ;
- Q_d : débit instantané de la décrue (m³/s) ;
- t_m : temps de la montée de la crue en heures ;
- t_d : temps de la décrue en heures ;
- Q_{\max} : débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m³/s) ;
- x, y : Puissance des courbes ;
- $x = 2$ pour la montée de la crue.
- $Y = 3$ pour la décrue.

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

- ✓ $t_m = t_c$ (pour les petits bassins versants), avec t_c est le temps de concentration du bassin versant (heures).

- ✓ $t_d = \delta t_m$;

Ou δ : coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue

($\delta = 4$; voir le Tableau I.24) ;

$t_d = 4 \cdot 18.56 = 74.24$ heures ;

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

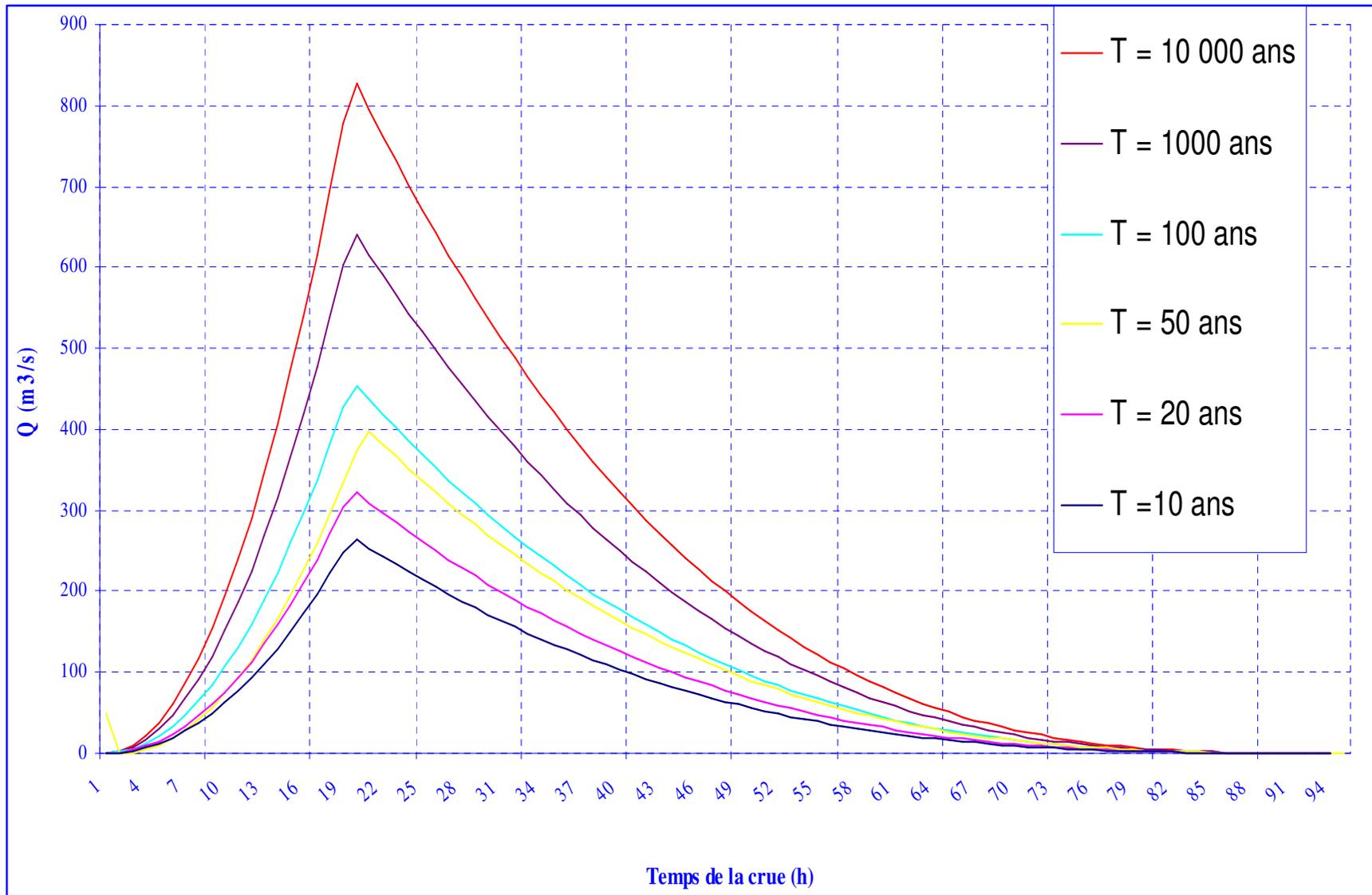
Description du cours d'eau	Valeur de δ
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2,0 – 2,5
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales	3,0 – 4,0
Grands et moyens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

Les Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour sont donnés par le tableau I.25 et la Figure (I.17)

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

temps (h)	période de retour (ans)					
	10	20	50	100	1000	10 000
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	0,77	0,94	1,15	1,32	1,86	2,40
2	3,06	3,74	4,62	5,27	7,45	9,62
3	6,89	8,42	10,39	11,86	16,76	21,64
4	12,26	14,96	18,47	21,09	29,80	38,46
5	19,15	23,38	28,86	32,96	46,56	60,10
6	27,58	33,67	41,56	47,46	67,05	86,54
7	37,54	45,82	56,57	64,59	91,26	117,79
8	49,03	59,85	73,88	84,37	119,19	153,85
9	62,05	75,75	93,51	106,78	150,85	194,72
10	76,61	93,52	115,44	131,82	186,24	240,40
11	92,70	113,16	139,69	159,50	225,35	290,88
12	110,32	134,66	166,24	189,82	268,19	346,17
13	129,47	158,04	195,10	222,78	314,75	406,27
14	150,15	183,29	226,27	258,37	365,03	471,18
15	172,37	210,41	259,75	296,60	419,04	540,89
16	196,12	239,40	295,53	337,46	476,78	615,41
17	221,40	270,26	333,63	380,96	538,24	694,74
18	248,22	302,99	374,03	427,10	603,42	778,88
18,56	263,90	322,14	397,67	454,09	641,55	828,10
19	253,38	309,30	381,82	435,99	615,97	795,09
20	243,14	296,80	366,39	418,37	591,08	762,96
21	233,18	284,64	351,38	401,24	566,88	731,71
22	223,50	272,83	336,79	384,58	543,34	701,33
23	214,09	261,34	322,61	368,38	520,46	671,80
24	204,95	250,18	308,83	352,65	498,23	643,11
25	196,07	239,34	295,46	337,37	476,65	615,25
26	187,45	228,82	282,47	322,54	455,70	588,21
27	179,09	218,61	269,87	308,16	435,37	561,97
28	170,98	208,71	257,65	294,20	415,66	536,52
29	163,12	199,12	245,80	280,67	396,54	511,85
30	155,50	189,82	234,32	267,57	378,03	487,95
31	148,13	180,82	223,21	254,88	360,10	464,81
32	140,99	172,10	212,45	242,60	342,75	442,41
33	134,08	163,67	202,05	230,71	325,96	420,74
34	127,41	155,52	191,99	219,23	309,73	399,79
35	120,96	147,65	182,27	208,13	294,05	379,55
36	114,73	140,04	172,88	197,41	278,90	360,00
37	108,71	132,71	163,82	187,06	264,29	341,14
38	102,92	125,63	155,08	177,09	250,19	322,94

39	97,33	118,81	146,66	167,47	236,61	305,41
40	91,95	112,24	138,55	158,21	223,53	288,52
41	86,77	105,92	130,75	149,30	210,93	272,27
42	81,79	99,83	123,24	140,73	198,82	256,64
43	77,00	93,99	116,03	132,49	187,18	241,61
44	72,40	88,38	109,10	124,58	176,01	227,19
45	67,99	83,00	102,46	116,99	165,29	213,35
46	63,76	77,84	96,09	109,72	155,01	200,09
47	59,72	72,90	89,99	102,75	145,17	187,39
48	55,84	68,17	84,15	96,09	135,76	175,23
49	52,14	63,65	78,57	89,72	126,76	163,62
50	48,61	59,33	73,25	83,64	118,16	152,52
51	45,24	55,22	68,17	77,84	109,97	141,95
52	42,02	51,30	63,33	72,31	102,16	131,87
53	38,97	47,57	58,72	67,05	94,73	122,28
54	36,06	44,02	54,35	62,06	87,67	113,17
55	33,31	40,66	50,19	57,31	80,97	104,52
56	30,70	37,47	46,26	52,82	74,62	96,32
57	28,22	34,45	42,53	48,57	68,62	88,57
58	25,89	31,60	39,01	44,55	62,94	81,24
59	23,69	28,91	35,69	40,76	57,58	74,33
60	21,61	26,38	32,57	37,19	52,54	67,82
61	19,66	24,00	29,63	33,83	47,80	61,70
62	17,83	21,77	26,88	30,69	43,36	55,96
63	16,12	19,68	24,30	27,74	39,20	50,59
64	14,53	17,73	21,89	24,99	35,31	45,58
65	13,04	15,91	19,64	22,43	31,69	40,91
66	11,65	14,22	17,56	20,05	28,33	36,56
67	10,37	12,66	15,63	17,84	25,21	32,54
68	9,19	11,21	13,84	15,81	22,33	28,82
69	8,10	9,88	12,20	13,93	19,68	25,40
70	7,09	8,66	10,69	12,21	17,25	22,26
71	6,18	7,54	9,31	10,63	15,02	19,39
72	5,35	6,53	8,06	9,20	13,00	16,78
73	4,59	5,61	6,92	7,90	11,17	14,41
74	3,91	4,78	5,90	6,73	9,51	12,28
75	3,30	4,03	4,98	5,69	8,03	10,37
76	2,76	3,37	4,16	4,75	6,72	8,67
77	2,28	2,79	3,44	3,93	5,55	7,16
78	1,86	2,27	2,81	3,20	4,53	5,84
79	1,50	1,83	2,26	2,58	3,64	4,70
80	1,18	1,44	1,78	2,04	2,88	3,71
81	0,92	1,12	1,38	1,58	2,23	2,87
82	0,69	0,85	1,04	1,19	1,68	2,17
83	0,51	0,62	0,77	0,88	1,24	1,60
84	0,36	0,44	0,54	0,62	0,88	1,13
85	0,24	0,30	0,37	0,42	0,60	0,77
86	0,16	0,19	0,24	0,27	0,38	0,49
87	0,09	0,11	0,14	0,16	0,23	0,29
88	0,05	0,06	0,07	0,08	0,12	0,15
89	0,02	0,03	0,03	0,04	0,05	0,07
90	0,01	0,01	0,01	0,01	0,02	0,02
91	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00



Fig

ure I.17 :L'Hydrogrammes des crues probables en fonction de temps (par SOKOLOVSKY)

I.6.2 Choix de la crue de projet :

La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer pour une probabilité donnée.

Le choix de la crue de ce projet dépend essentiellement de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des conséquences qui peuvent être causées à l'aval et des considérations technico-économiques liées à l'aménagement et à l'environnement.

Rappelons qu'une petite submersion d'un barrage en terre engendre la rupture totale de celui-ci, contrairement aux barrages en béton ou en peut faire des réparations lors d'un passage d'une crue exceptionnelle.

Rappelons aussi que pour la détermination de la crue de projet il existe deux approches:

- ✓ l'approche déterministe qui est basé sur l'observation et l'historique.
- ✓ l'approche probabiliste qui est basé sur la statique.

La précision entre le débit et la fréquence dépend essentiellement de :

- ✓ la qualité et la quantité des données.
- ✓ la précision
- ✓ la bonne estimation.

Autrement dit, il s'agit de chercher un compromis optimum entre l'aspect économique de la construction et les risques des crues à l'aval.

Alors, pour son estimation nous nous reportons aux recommandations du Comité Australien des Grands Barrages.

Crue de projet recommandée

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

Selon les directives suisses, la crue de projet est déterminée pour une période de retour de 1'0000 ans. Donc pour un débit qui vaut $Q_{0.01\%} = 828.1 \text{ (m}^3/\text{s)}$

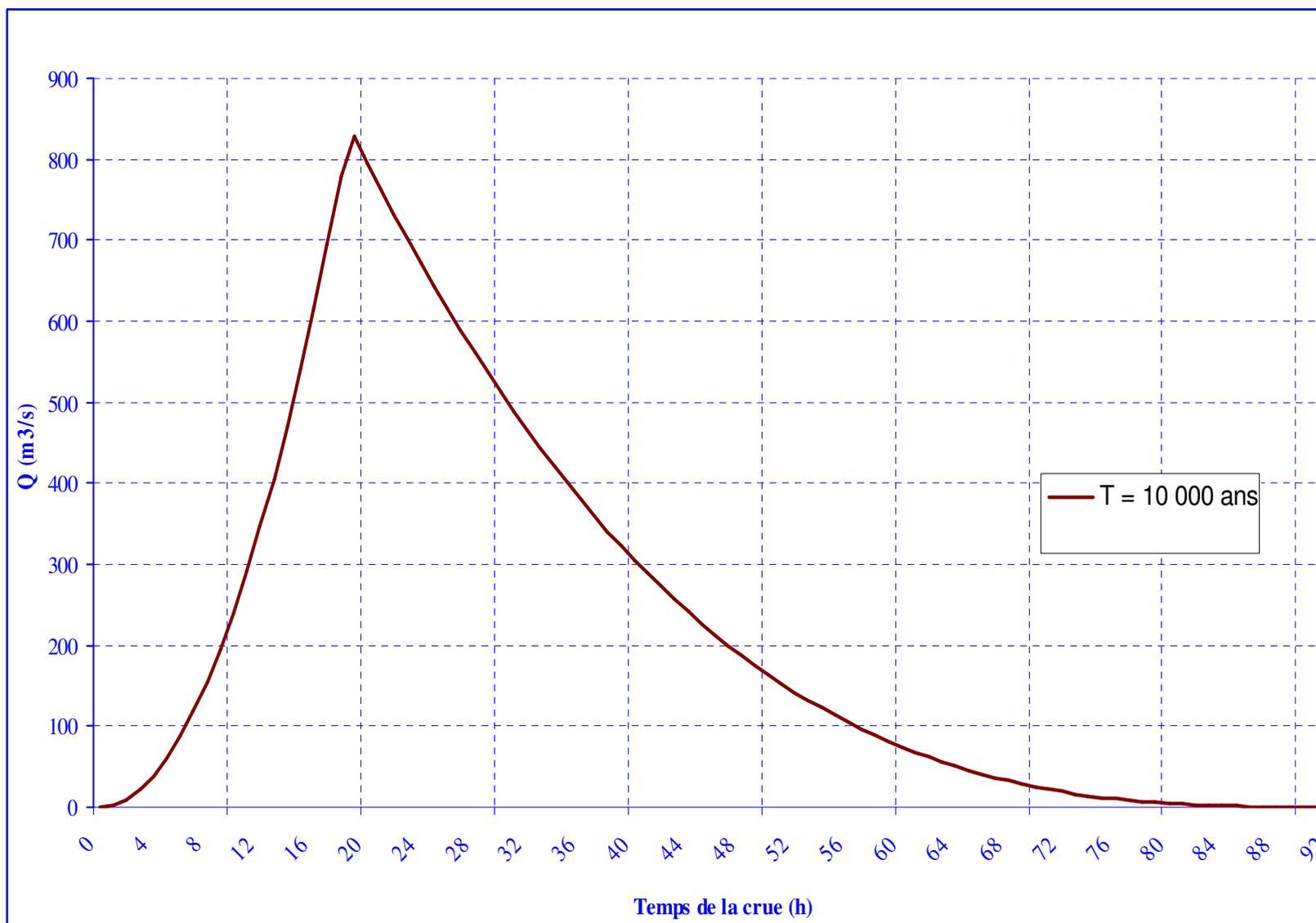


Figure I.18 : L'Hydrogramme de la crue de projet a une période de retour 10 000 ans

I.6.3 Choix de la crue de chantier :

La crue présente l'une des phases des régimes d'un cours d'eau, elle se caractérise par des débits et des niveaux d'eaux élevées, les crues résultant de la fonte des neiges et à partir d'averses des pluies intenses.

Pour dimensionner l'ouvrage de dérivation, il faut faire un choix du niveau de protection que l'on veut accorder au chantier contre les crues, le choix de la crue dépend du degré de risque admis.

En cas de dépassement de celle-ci, il intervient sur les dégâts qui peuvent être provoqués par une crue au cours de réalisation ; sur le coût de l'ouvrage de dérivation, sur la durée d'exécution de l'aménagement et sur sa durée de vie.

Une sous-évaluation du débit maximal entraîne la destruction de l'ouvrage de dérivation, une surévaluation entraîne un coût de réalisation élevé de l'ouvrage. La fréquence du débit maximal attribuée à chaque ouvrage dépend de son importance et du degré de sécurité. La protection contre la crue est obtenue par un amortissement de celle-ci par un batardeau tandis que l'ouvrage de dérivation proprement dit n'est dimensionné que pour une fraction de débit de pointe de la crue.

Les barrages en remblais sont souvent protégés contre les crues centennales ou même centennale, mais dans notre pays, l'ouvrage de dérivation est souvent dimensionné contre les crues dont la période de retour varie entre 10 et 50 ans. Et d'une autre part lorsque le batardeau est incluse dans la digue on peut lui attribué une petite sur élévation car il va être un ouvrage permanent par la suite, par contre si le batardeau est indépendant de la digue la il faut chercher la solution la plus économique puisque le batardeau est mis provisoirement

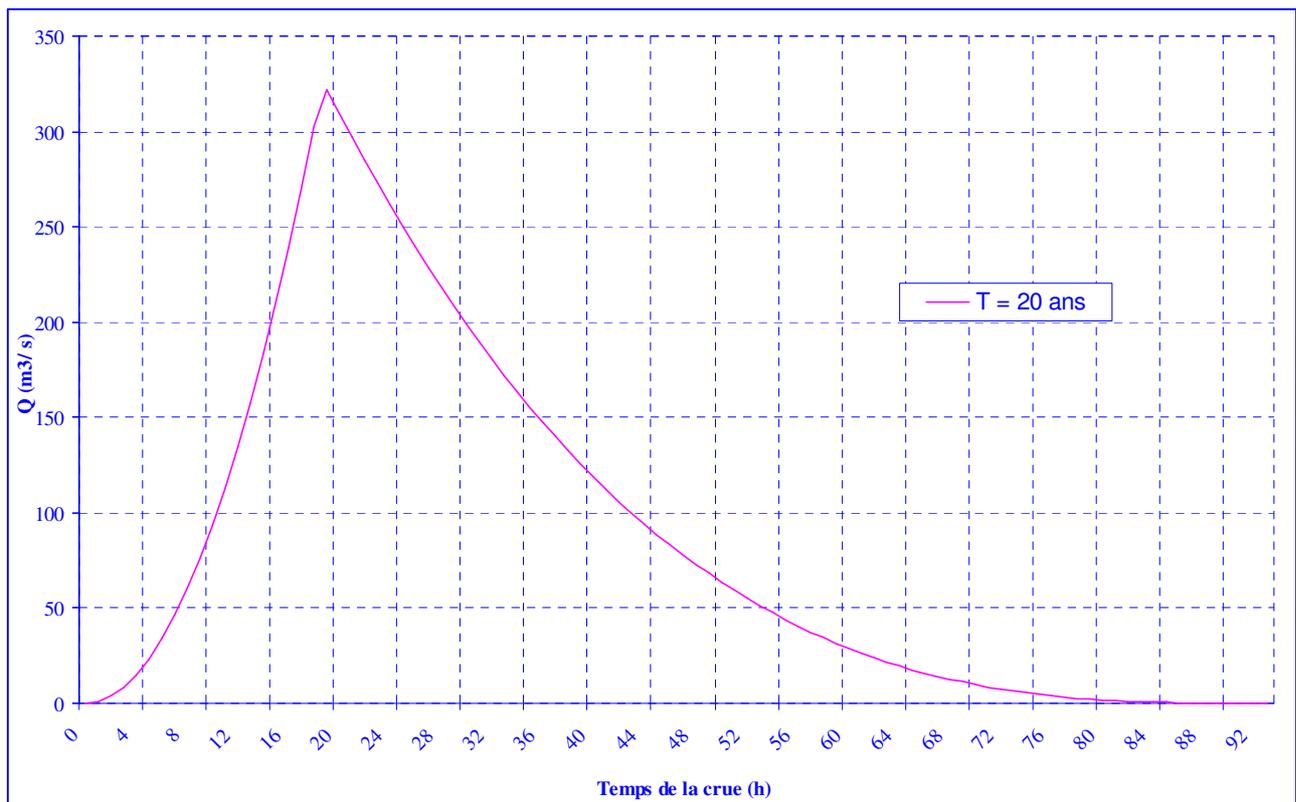


Figure I.19 : L'Hydrogramme de la crue de chantier

Donc vu toutes ces exigences je vais choisir la crue (20 ans) pour la conception des ouvrages de dérivation et prises d'eau.

$$Q_{2\%} = 322.14 \text{ m}^3/\text{s}$$

I.7 Régularisation :

L'étude de régularisation d'un barrage sur l'Oued de Meskiana a pour objectif la détermination du volume de la réserve utile ainsi le niveau correspondant.

Différents types de régularisation sont utilisés :

- ✓ La régularisation saisonnière.
- ✓ La régularisation interannuelle.

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

-La régularisation interannuelle sera effectuée lorsque les apports sont inférieurs à la consommation, on stocke les eaux des saisons humides pour les restituer au cours des saisons sèches.

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

- ✓ L'apport ($A_{80\%}$ en $M m^3$).
- ✓ La consommation totale ($M m^3$).
- ✓ Les infiltrations et l'évaporation
- ✓ Les courbes caractéristiques de la retenue

I.7.1.1 Répartition mensuel de l'apport 80% :

Tableau .I.26 : La répartition mensuelle de l'apport 80% est donnée dans le tableau suivant :

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou
A80% (%)	1,82	4,97	7,9	13,24	19,02	16,27	13,9	8,25	9,45	2,48	1,64	1,05
A 80%	0,65	1,78	2,83	4,73	6,80	5,82	4,97	2,95	3,38	0,89	0,59	0,38

I.7.1.2 Répartition mensuel des besoins :

Tableau I.27 : Répartition mensuelle des besoins en eau :

Mois	Sep	Octs	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou
Besoin en %	11,98	10,98	0,04	0,04	0,04	0,04	1,00	6,99	12,98	16,97	20,96	17,97
Besoin en Mm^3	2,76	2,53	0,01	0,01	0,01	0,01	0,23	1,61	2,99	3,91	4,83	4,14

I.7.1.3 Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces» :

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

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

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 .

Le tableau **I.28** donne les coordonnées des courbes Hauteurs-Capacité-Surface

Tableau I.28 : Courbe topographiques et volumétriques :

Côtes (mNGA)	S (Km ²)	S _{moy} (Km ²)	ΔH	V _{part} (Mm ³)	V _{cum} (Mm ³)
764	0	0,03	6	0,20	0,00
770	0,05	0,23	5	1,16	0,20
775	0,41	0,77	5	3,85	1,37
780	1,13	1,72	5	8,59	5,22
785	2,31	3,07	5	15,34	13,81
790	3,83	4,91	5	24,57	29,15
795	6,00	7,35	5	36,75	53,72
800	8,70	10,11	5	50,53	90,47
805	11,51	12,99	5	64,93	140,99
810	14,46				205,93

La courbe capacité hauteurs est représentée dans l'annexe I

I.7.1.4 Calcul du volume utile :

Pour calculer le volume utile du barrage on a besoin de :

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

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

- Procédé de calcul:

- ✓ Détermination de la période à bonne hydraulité.
- ✓ Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.
- ✓ Calcul des volumes excédentaires et déficitaires "Vs" et "Vd".
- ✓ Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.

La période à bonne hydraulité est celle du mois d'Novembre jusqu'au mois d'Octobre.

Les calculs se font comme suit : $V_{rf} = V_{ri} + (W-U)$.

Avec :

V_{rf} : Volume de remplissage final

V_{ri} : Volume de remplissage initial

S : Volume excédentaire à évacuer

I.7.1.5 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible de la retenue dans les conditions normale d'exploitation c'est-à-dire la cote au niveau normale de la retenue NNR

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

✓ 1^{ère} Consigne d'exploitation :

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

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

✓ 2^{ème} Consigne d'exploitation :

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

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

Tableau I.29 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm³).

Mois	A _{80%}	U _{80%}	A _{80%} - U _{80%}	1 ^{ère} consigne			2 ^{ème} consigne		
				V _{rf}	V _{ri}	S	V _{rf}	V _{ri}	S
Nov	2,83	0,01	2,82	11,83	9			9	
Déc	4,73	0,01	4,72		11,83		6,18	9,00	2,82
Jan	6,80	0,01	6,79	16,55	16,55		4,28	9,00	4,72
Fév	5,82	0,01	5,81	22,88	23,34	0,46	3,81	9,00	5,2
Mar	4,97	0,23	4,74	22,88	28,69	5,81	10,60	10,60	
Avr	2,95	1,61	1,34	22,88	27,62	4,74	16,41	16,41	
Mai	3,38	2,99	0,39	22,88	24,22	1,34	21,15	21,15	
Jun	0,89	3,91	-3,02	22,88	23,27	0,39	22,49	22,49	
Jun	0,59	4,83	-4,24	19,86	19,86		22,88	22,88	
Aou	0,38	4,14	-3,76	15,62	15,62		19,86	19,86	
Sep	0,65	2,76	-2,11	11,86	11,86		15,62	15,62	
Oct	1,78	2,53	-0,75	9,75	9,75		11,86	11,86	
				9,00	9,00		9,75	9,75	
						12,74	9	9,00	12,74

Du tableau (I.29) on à:

$$\begin{aligned} V_s &= 26.61 \text{ Mm}^3 \\ V_d &= 13.88 \text{ Mm}^3. \end{aligned}$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V_s > V_d \quad \text{D'ou : } V_u = V_d \quad \text{Alors :} \quad \mathbf{V_u = 13.88 \text{ Mm}^3}$$

Le volume normal de la retenue sera :

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

$$\mathbf{V_{NNR} = 22.88 \text{ Mm}^3}$$

I.7.1.6 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes) :

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

- ✓ Pertes par évaporation.
- ✓ Pertes par infiltration.

A - Pertes par évaporation :

$$\text{On a:} \quad V_{ep} = E_s \cdot S_{moy} \dots\dots\dots(I.36)$$

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

E_s : Evaporation mensuelle (m).

S_{moy} : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen (V_{moy}).

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

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

B - Pertes par infiltration :

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \dots\dots\dots(I.37)$$

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

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette

$$V_{moy} : \text{volume moyen} \left[V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right]$$

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

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau suivant :

Tableau I.30 : Les volumes des pertes dans la retenue :

Mois	V _{moy}	S _{moy}	Es	V _{ep}	V _{inf}	pertes
Nov	10,41	1,041	0,055	0,057255	0,1041	0,161355
Déc	14,2	1,42	0,018	0,02556	0,142	0,16756
Jan	19,72	1,972	0,005	0,00986	0,1972	0,20706
Fév	22,88	2,288	0,006	0,013728	0,2288	0,242528
Mar	22,88	2,288	0,024	0,054912	0,2288	0,283712
Avr	22,88	2,288	0,045	0,10296	0,2288	0,33176
Mai	22,88	2,288	0,083	0,189904	0,2288	0,418704
Jun	21,37	2,137	0,125	0,267125	0,2137	0,480825
Jul	17,74	1,774	0,168	0,298032	0,1774	0,475432
Aou	13,74	1,374	0,213	0,292662	0,1374	0,430062
Sep	10,8	1,08	0,184	0,19872	0,108	0,30672
Oct	9,37	0,937	0,104	0,097448	0,0937	0,191148

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière avec des pertes sont donnés dans le Tableau (I.31) ci-dessous :

Tableau I.31: Régularisation saisonnière on tenant compte des pertes en (Mm³).

Mois	A 80%	U _{80%}	Pertes	A 80% - (U _{80%} +P)	1 ere consigne			2eme consigne		
					Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
Nov	2,83	0,01	0,161	2,66	11,67	9			9	
Déc	4,73	0,01	0,168	4,55		11,67		6,34	9,00	2,67
Jan	6,80	0,01	0,207	6,58	16,22	16,22		4,45	9,00	4,56
Fév	5,82	0,01	0,243	5,57	22,81	22,81		7,18	9,00	1,82
Mar	4,97	0,23	0,284	4,46	24,79	28,37	3,58	13,76	13,76	
Avr	2,95	1,61	0,332	1,01	24,79	29,25	4,46	19,33	19,33	
Mai	3,38	2,99	0,419	-0,03	24,79	25,80	1,01	23,78	23,78	
Jun	0,89	3,91	0,481	-3,50	24,76	14,81		24,79	24,79	
Jun	0,59	4,83	0,475	-4,72	21,26	21,26		24,76	24,76	
Aou	0,38	4,14	0,430	-4,19	16,55	16,55		21,26	21,26	
Sep	0,65	2,76	0,307	-2,42	12,35	12,35		16,55	16,55	
Oct	1,78	2,53	0,191	-0,94	9,94	9,94		12,36	12,36	
					9,00	9,00		9,94	9,94	
							9,05	9	9,00	9,05

Du tableau (I.31) : on a

$$V_s = 24.83 \text{ Mm}^3.$$

$$V_d = 15.79 \text{ Mm}^3.$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

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

Alors :

$$V_u = 15.79 \text{ Mm}^3$$

Le volume normal de la retenue sera :

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

$$V_{\text{NNR}} = 24.79 \text{ Mm}^3$$

Nous avons :

$$E = (V_u' - V_u) / V_u = (15,79 - 13,88) / 13,88 = 13,76\% > 2\% \quad \text{Alors on refait les calculs}$$

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau suivant :

Tableau I.32 : Les volumes des pertes dans la retenue :

Mois	Vmoy	S moy	Es	Vev	V inf	pert
Nov	10,33	1,033	0,055	0,056815	0,1033	0,160115
Déc	13,95	1,395	0,018	0,02511	0,1395	0,16461
Jan	39,06	3,906	0,005	0,01953	0,3906	0,41013
Fév	23,81	2,381	0,006	0,014286	0,2381	0,252386
Mar	24,79	2,479	0,024	0,059496	0,2479	0,307396
Avr	24,79	2,479	0,045	0,111555	0,2479	0,359455
Mai	24,77	2,477	0,083	0,205591	0,2477	0,453291
Jun	23,01	2,301	0,125	0,287625	0,2301	0,517725
Jul	18,9	1,89	0,168	0,31752	0,189	0,50652
Aou	14,45	1,445	0,213	0,307785	0,1445	0,452285
Sep	11,14	1,114	0,184	0,204976	0,1114	0,316376
Oct	9,47	0,947	0,104	0,098488	0,0947	0,193188

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière avec des pertes sont donnés dans le Tableau (I.33) :

Tableau I.33 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes en (Mm³).

Mois	A 80%	U _{80%}	Pert	A 80% -(U _{80%} +P)	1 ere consigne			2eme consigne		
					Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
Nov	2,83	0,01	0,160	2,66	11,67	9			9	
Déc	4,73	0,01	0,165	4,56		11,67		6,34	9,00	2,66
Jan	6,80	0,01	0,410	6,38	16,23	16,23		4,44	9,00	4,57
Fév	5,82	0,01	0,252	5,56	22,61	22,61		7,58	9,00	1,41
Mar	4,97	0,23	0,307	4,43	24,93	28,16	3,23	13,96	13,96	
Avr	2,95	1,61	0,359	0,98	24,93	29,36	4,43	19,52	19,52	
Mai	3,38	2,99	0,453	-0,06	24,93	25,91	0,98	23,95	23,95	
Jun	0,89	3,91	0,518	-3,54	24,87	24,87		24,93	24,93	
Jun	0,59	4,83	0,507	-4,75	21,33	21,33		24,87	24,87	
Aou	0,38	4,14	0,452	-4,21	16,58	16,58		21,33	21,33	
Sep	0,65	2,76	0,316	-2,43	12,37	12,37		16,58	16,58	
Oct	1,78	2,53	0,193	-0,94	9,94	9,94		12,37	12,37	
					9,00	9,00		9,94	9,94	
							8,64	9	9,00	8,64

Du tableau (I.33) : on a :

$$V_s = 24.57 \text{ Mm}^3$$

$$V_d = 15.93 \text{ Mm}^3$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$V_s > V_d$ D'ou : $V_u = V_d$ Alors : $V_u = 15.93 \text{ Mm}^3$

Le volume de la retenue normale sera :

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

D'où : $V_{\text{NNR}} = 24.93 \text{ Mm}^3$

Nous avons :

$$E = (V_u' - V_u) / V_u = (15.93 - 15.79) / 15.79 = 0,56 \% < 2\%$$

Donc le volume utile saisonnier est de **15,93 Mm³**

I.7.2 Régularisation interannuelle :

Le volume utile dans le cas de la régularisation interannuelle est égal :

$$V_u(\text{inter}) = (\beta_s + \beta_{\text{plur}}) W_o = \beta_s W_o + \beta_{\text{plur}} W_o \dots\dots\dots (I.38)$$

avec:

- β_s : composante saisonnière
- β_{plur} : composante interannuel
- W_o : l'apport moyen interannuel

On a trouvé le volume utile saisonnier en tenant compte des pertes, $V_u = \beta_s W_o = 15.93 \text{ Mm}^3$.

La composante interannuelle β_{plur} est déterminée en utilisant les monogrammes de Pléchkov-Svaizdé, cette composante β_{plur} est fonction de : $(P\%, \alpha, C_v, C_s, r)$

- α : Coefficient de régularisation.
- $P\%$: Probabilité de garantie
- C_s : Coefficient d'asymétrie
- C_v : Coefficient de variation de la série des débits annuels.
- r : Coefficient de corrélation entre les écoulements des années voisines. Ce Coefficient est donné par le tableau de Radkovitch tableau si après :

Tableau I.34 : Tableau de Radkovitch $r = f(M_0)$:

module spécifique $M_0(l/s.km^2)$	>20	20 - 10	10 - 4	4 - 1	<1
r	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5

On a: $M_0 = 0.759 \text{ l/s/Km}^2 < 1$ donc, $r = 0,5$

Donc on est dans le cas où $C_s = 2 C_v$ et $r \neq 0,3$; on utilise les graphiques de Gougli qui donnent pour :

$$P=95\%$$

$$\alpha=0,8$$

$$C_v = 0,354$$

$$C_s=2C_v = 0.708$$

$$\beta_{\text{plur}} = 0.78$$

$$V_{\text{plur}} = \beta_{\text{plur}} W_o = 0,78.28.54 = 22.26 \text{ Mm}^3$$

Donc : $V_{u_{\text{int}}} = V_s + V_{\text{plur}} = 15.93 + 22.26 = 38.2 \text{ Mm}^3$

$$V_{u_{\text{int}}} = 38.2 \text{ Mm}^3$$

Le volume au niveau normal de la retenue est: $V_{\text{NNR}} = V_m + V_{u_{\text{int}}}$ implique que :

$$V_{\text{NNR}} = 9 + 38.2 = 47.2 \text{ Mm}^3$$

$$V_{\text{NNR}} = 47.2 \text{ Mm}^3$$

A partir de la courbe capacité – hauteur on tire le niveau normal du barrage :

NIVEAU NNR = **794 m.NGA**

I.8 Laminage des crues :

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

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \dots\dots\dots(I.39)$$

Ou:

Q :le débit entrant de la crue.

q : le débit déversé par l'évacuateur de crue.

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

Le débit cumulée a l'instant ' t ' est:

$$Q - q = S \cdot (dh / dt) \dots\dots\dots(I.40)$$

Ou:

dh/dt : la vitesse de remplissage (ou de montée de la retenue).

Il existe plusieurs procédés de laminage, nous opterons pour les méthodes de Kotcherine, et celle de Hildenblate qui sont des méthodes grapho-analytique. Les résultats sont les suivants :

I.8.1 La méthode de KOCHERINE :

La méthode se base sur les principes suivants:

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

Le débit d'évacuation est calculé d'après la formule suivante:

$$Q = mb\sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots (I.41)$$

m: coefficient de débit dépend de la forme de déversoir m=0.49.

b: largeur du déversoir (m).

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

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} \dots\dots\dots (I.42)$$

H_0 :charge globale.

V_0 :vitesse d'approche d'eau déterminée d'abord dans le lit d'après la formule:

$$V_0 = \frac{Q}{S}$$

Avec: $S = b.H$

Tous les résultats sont rassemblés dans les tableaux ci après:

Tableau I.35 : Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE :

données		largeur	hauteur	débit	surface	vitesse	Wd
g	9,81	20	0,5	15,34	10,00	1,53	2700000
α	1	25	1,0	54,26	25,00	2,17	5600000
2^*g	19,62	30	1,5	119,61	45,00	2,66	8600000
$2.g^{0,5}$	4,429	35	2,0	214,86	70,00	3,07	11800000
$Q_{0,01\%}$	828,1	40	2,5	343,17	100,00	3,43	15100000
$W_{0,01\%}$	75116052	45	3,0	507,50	135,00	3,76	18600000
m=	0,49	50	3,5	710,58	175,00	4,06	22300000
		55	4,0	954,98	220,00	4,34	26200000
		60	4,5	1243,12	270,00	4,60	30200000
		65	5,0	1577,29	325,00	4,85	34400000
		70	5,5	1959,69	385,00	5,09	38800000
		75	6,0	2392,40	450,00	5,32	43300000
		80	6,5	2877,44	520,00	5,53	47800000
		85	7,0	3416,74	595,00	5,74	52500000
		90	7,5	4012,18	675,00	5,94	57200000
		95	8,0	4665,56	760,00	6,14	62100000
		100	8,5	5378,66	850,00	6,33	67100000

On fait le calcul on variant la largeur (**b**) de (20 à 100) m selon la formule: $Q = mb\sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}}$ les résultats sont donnés par les tableaux suivants:

Tableau I.36 : Détermination de H₀ et Q en fonction de b

hauteur m	vitesse m/s	hauteur total m	débit m ³ /s																
			20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100
0,5	1,53	0,62	21,2	26,5	31,8	37,1	42,4	47,7	53,0	58,3	63,6	68,9	74,2	79,5	84,8	90,1	95,4	100,7	106,0
1	2,17	1,24	59,9	74,9	89,9	104,9	119,9	134,9	149,9	164,9	179,8	194,8	209,8	224,8	239,8	254,8	269,8	284,7	299,7
1,5	2,66	1,86	110,1	137,7	165,2	192,7	220,3	247,8	275,3	302,9	330,4	357,9	385,4	413,0	440,5	468,0	495,6	523,1	550,6
2	3,07	2,48	169,6	211,9	254,3	296,7	339,1	381,5	423,9	466,3	508,7	551,1	593,4	635,8	678,2	720,6	763,0	805,4	847,8
2,5	3,43	3,10	237,0	296,2	355,4	414,7	473,9	533,2	592,4	651,6	710,9	770,1	829,4	888,6	947,8	1007,1	1066,3	1125,6	1184,8
3	3,76	3,72	311,5	389,4	467,2	545,1	623,0	700,9	778,7	856,6	934,5	1012,3	1090,2	1168,1	1246,0	1323,8	1401,7	1479,6	1557,5
3,5	4,06	4,34	392,5	490,7	588,8	686,9	785,0	883,2	981,3	1079,4	1177,6	1275,7	1373,8	1472,0	1570,1	1668,2	1766,4	1864,5	1962,6
4	4,34	4,96	479,6	599,5	719,4	839,2	959,1	1079,0	1198,9	1318,8	1438,7	1558,6	1678,5	1798,4	1918,3	2038,2	2158,1	2278,0	2397,9
4,5	4,60	5,58	572,2	715,3	858,4	1001,4	1144,5	1287,5	1430,6	1573,7	1716,7	1859,8	2002,9	2145,9	2289,0	2432,0	2575,1	2718,2	2861,2
5	4,85	6,20	670,2	837,8	1005,3	1172,9	1340,4	1508,0	1675,6	1843,1	2010,7	2178,2	2345,8	2513,3	2680,9	2848,4	3016,0	3183,5	3351,1
5,5	5,09	6,82	773,2	966,5	1159,8	1353,1	1546,5	1739,8	1933,1	2126,4	2319,7	2513,0	2706,3	2899,6	3092,9	3286,2	3479,5	3672,8	3866,1
6	5,32	7,44	881,0	1101,3	1321,5	1541,8	1762,1	1982,3	2202,6	2422,8	2643,1	2863,3	3083,6	3303,9	3524,1	3744,4	3964,6	4184,9	4405,1
6,5	5,53	8,06	993,4	1241,8	1490,1	1738,5	1986,8	2235,2	2483,5	2731,9	2980,3	3228,6	3477,0	3725,3	3973,7	4222,0	4470,4	4718,7	4967,1
7	5,74	8,68	1110,2	1387,8	1665,3	1942,9	2220,4	2498,0	2775,6	3053,1	3330,7	3608,2	3885,8	4163,3	4440,9	4718,4	4996,0	5273,6	5551,1
7,5	5,94	9,30	1231,3	1539,1	1846,9	2154,7	2462,5	2770,4	3078,2	3386,0	3693,8	4001,6	4309,5	4617,3	4925,1	5232,9	5540,7	5848,6	6156,4
8	6,14	9,92	1356,4	1695,5	2034,6	2373,8	2712,9	3052,0	3391,1	3730,2	4069,3	4408,4	4747,5	5086,6	5425,7	5764,8	6103,9	6443,0	6782,2
8,5	6,33	10,54	1485,6	1857,0	2228,3	2599,7	2971,1	3342,5	3713,9	4085,3	4456,7	4828,1	5199,5	5570,9	5942,3	6313,6	6685,0	7056,4	7427,8

Tableau I.37 : Débits déversants en fonction de h et b et le volume de crue :

h	Vch	q	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100
0,5	2700000	798,3	21,2	26,5	31,8	37,1	42,4	47,7	53,0	58,3	63,6	68,9	74,2	79,5	84,8	90,1	95,4	100,7	106,0
1	5600000	766,4	59,9	74,9	89,9	104,9	119,9	134,9	149,9	164,9	179,8	194,8	209,8	224,8	239,8	254,8	269,8	284,7	299,7
1,5	8600000	733,3	110,1	137,7	165,2	192,7	220,3	247,8	275,3	302,9	330,4	357,9	385,4	413,0	440,5	468,0	495,6	523,1	550,6
2	11800000	698,0	169,6	211,9	254,3	296,7	339,1	381,5	423,9	466,3	508,7	551,1	593,4	635,8	678,2	720,6	763,0	805,4	847,8
2,5	15100000	661,6	237,0	296,2	355,4	414,7	473,9	533,2	592,4	651,6	710,9	770,1	829,4	888,6	947,8	1007,1	1066,3	1125,6	1184,8
3	18600000	623,0	311,5	389,4	467,2	545,1	623,0	700,9	778,7	856,6	934,5	1012,3	1090,2	1168,1	1246,0	1323,8	1401,7	1479,6	1557,5
3,5	22300000	582,3	392,5	490,7	588,8	686,9	785,0	883,2	981,3	1079,4	1177,6	1275,7	1373,8	1472,0	1570,1	1668,2	1766,4	1864,5	1962,6
4	26200000	539,3	479,6	599,5	719,4	839,2	959,1	1079,0	1198,9	1318,8	1438,7	1558,6	1678,5	1798,4	1918,3	2038,2	2158,1	2278,0	2397,9
4,5	30200000	495,2	572,2	715,3	858,4	1001,4	1144,5	1287,5	1430,6	1573,7	1716,7	1859,8	2002,9	2145,9	2289,0	2432,0	2575,1	2718,2	2861,2
5	34400000	448,9	670,2	837,8	1005,3	1172,9	1340,4	1508,0	1675,6	1843,1	2010,7	2178,2	2345,8	2513,3	2680,9	2848,4	3016,0	3183,5	3351,1
5,5	38800000	400,4	773,2	966,5	1159,8	1353,1	1546,5	1739,8	1933,1	2126,4	2319,7	2513,0	2706,3	2899,6	3092,9	3286,2	3479,5	3672,8	3866,1
6	43300000	350,7	881,0	1101,3	1321,5	1541,8	1762,1	1982,3	2202,6	2422,8	2643,1	2863,3	3083,6	3303,9	3524,1	3744,4	3964,6	4184,9	4405,1
6,5	47800000	301,1	993,4	1241,8	1490,1	1738,5	1986,8	2235,2	2483,5	2731,9	2980,3	3228,6	3477,0	3725,3	3973,7	4222,0	4470,4	4718,7	4967,1
7	52500000	249,3	1110,2	1387,8	1665,3	1942,9	2220,4	2498,0	2775,6	3053,1	3330,7	3608,2	3885,8	4163,3	4440,9	4718,4	4996,0	5273,6	5551,1
7,5	57200000	197,5	1231,3	1539,1	1846,9	2154,7	2462,5	2770,4	3078,2	3386,0	3693,8	4001,6	4309,5	4617,3	4925,1	5232,9	5540,7	5848,6	6156,4
8	62100000	143,5	1356,4	1695,5	2034,6	2373,8	2712,9	3052,0	3391,1	3730,2	4069,3	4408,4	4747,5	5086,6	5425,7	5764,8	6103,9	6443,0	6782,2
8,5	67100000	88,4	1485,6	1857,0	2228,3	2599,7	2971,1	3342,5	3713,9	4085,3	4456,7	4828,1	5199,5	5570,9	5942,3	6313,6	6685,0	7056,4	7427,8

La détermination de la largeur du déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après le traçage du graphe $Q_{lam} = f(h)$ déterminée par la formule:

$$Q_{lam} = Q_{\%} \left(1 - \frac{V_{ch}}{V_{cr}}\right) \dots\dots\dots(I.43)$$

$Q_{\%}$: débit maximum de crue considérée en m^3/s .

V_{ch} : volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur.

V_{cr} : volume de la crue correspondant au $Q_{\%}$ en m^3 .

$$V_{cr} = \frac{1}{2} q_{\%} T_b \dots\dots\dots(I.44)$$

T_b : temps global de la crue.

D'après le **tableau I.36**, on trace des courbes croissantes représentées dans la **Figure I.20** la courbe $H=f(q, Q)$ nous permet de définir la largeur du déversoir optimal ainsi que le débit correspondant.

A travers le **tableau I.37**, on trace les courbes de variation des volumes déversés pour chaque largeur du déversoir puisque la courbe $V=f(q, Q)$ qui nous permet de faire le choix de la largeur du déversoir économique (Voir **Figure I.21**).

Pour choisir la largeur du déversoir la plus économique, on doit faire une étude d'optimisation ou ce qu'on appelle une étude technico-économique qui nécessite la détermination des volumes de travaux pour chaque largeur du déversoir, et du remblai et du béton.

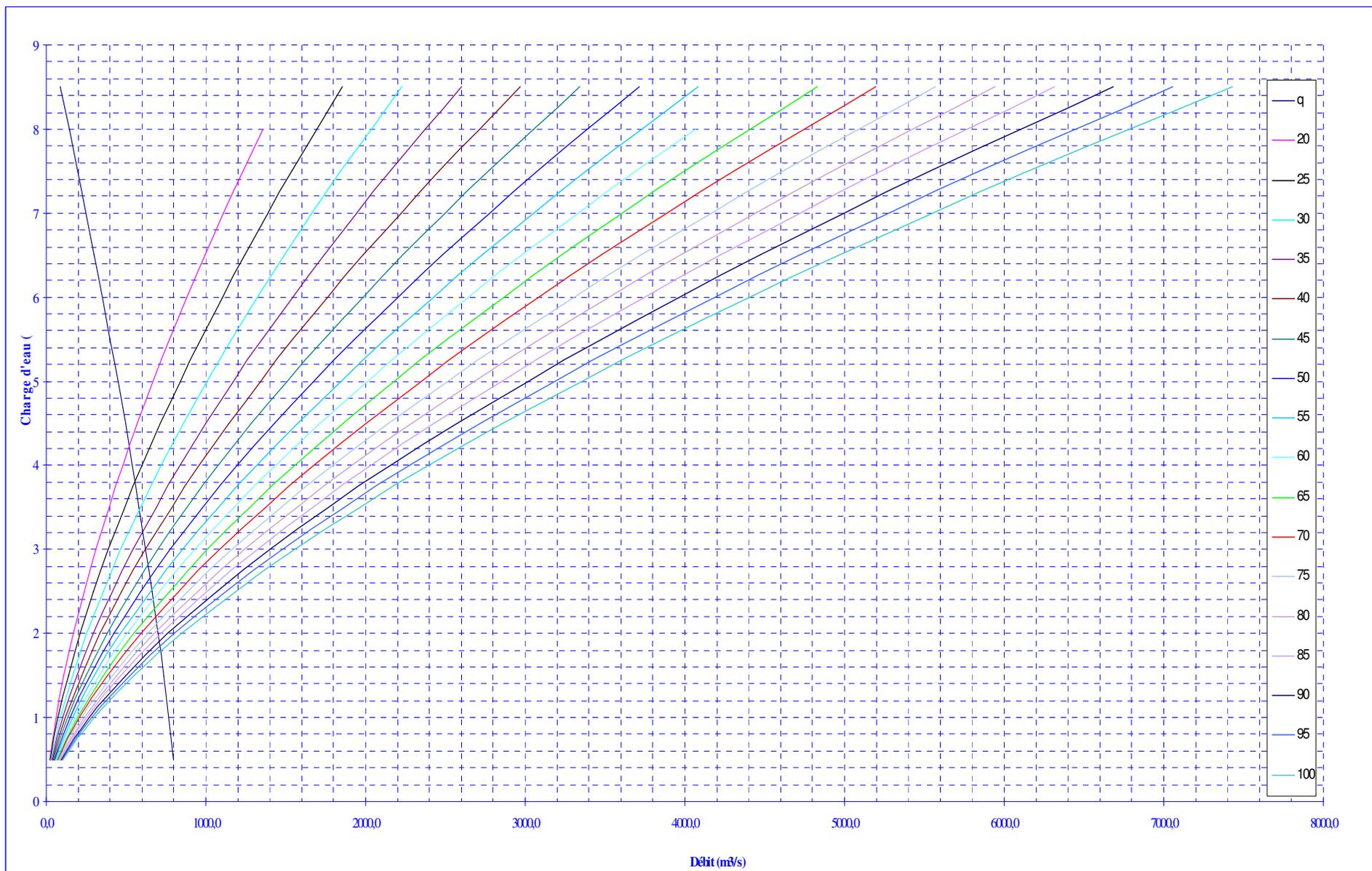


Figure I.20 : Courbes de $H = f(Q, q)$

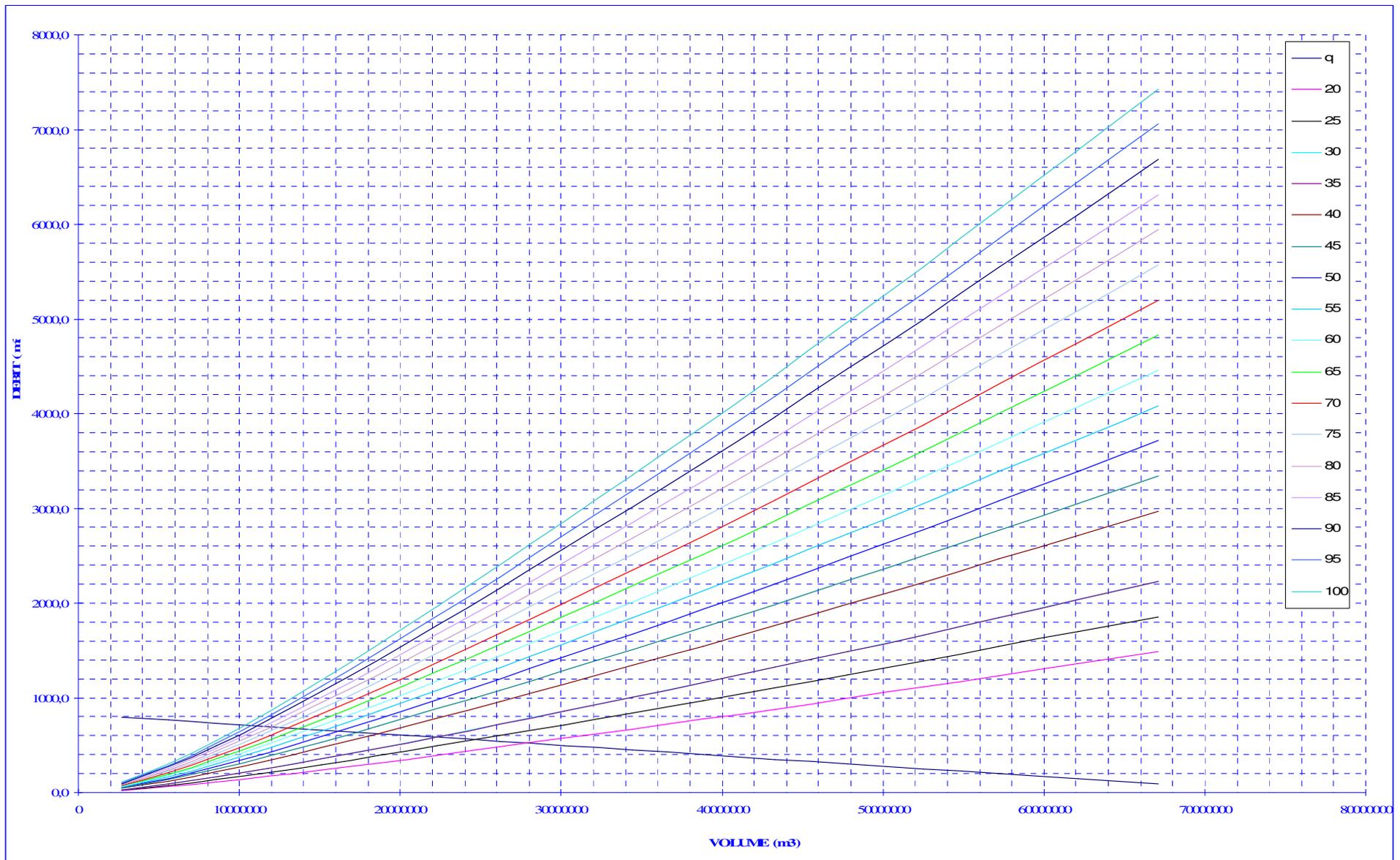


Figure I.21 : COURBES $V=f(Q,q)$

I.9 Etude d'optimisation :

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

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

I.9.1 La revanche :

C'est la tranche comprise entre la crête du barrage et la côte des plus hautes eaux, elle est en fonction de la hauteur des vagues H, de la vitesse du vent U et de la vitesse de propagation des vagues V dans la retenue.

La revanche minimale est donnée par la relation suivante :

$$R = H + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots(I.45)$$

La hauteur des vagues H est estimé a l'aide des formules suivantes :

A- Formule de Stevenson :

$$H = 0.75 + 0.34 F^{0.5} - 0.26 F^{0.25} \dots\dots\dots(I.46)$$

F : le Fetch F = 4,3 Km

B- Formule de Molitor :

$$H = 0.75 + 0.032 (U.F)^{0.5} - 0.27 F^{0.25} \dots\dots\dots(I.47)$$

U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ; U= 7.2 Km/h.

C- Formule de Mallet-paquant :

$$H = 0.5 + 0.33 (F)^{0.5} \dots\dots\dots(I.48)$$

Tableau I.38: La revanche.

Formule	H (m)	V (m/s)	R (m)
Stevenson	1.08	3.66	1.76
Molitor	0.37	2.24	0.62
Mallet-paquant	1,18	3.86	1.93

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

$$V = 1.5 + 2H \dots\dots\dots(I.49)$$

H : hauteur des vagues (m).

R= 2 m est la valeur qui est considéré dans le dimensionnement du barrage

I.9.2 Le tassement :

On calcule le tassement d' après les formules suivantes :

$$\begin{aligned} \checkmark T &= 0.015 H_b \\ \checkmark T &= 0.001 H_b^{3/2} \quad \text{où} \end{aligned}$$

T=Tassement de la crête du barrage

H_b=Hauteur du barrage

Les tassements sont estimés à 0.5 m.

I.9.3 La largeur en crête :

La largeur du barrage près de son couronnement lorsque la retenue est pleine. Elle doit également permettre la circulation des engins pour la finition du barrage et les éventuels pour les eaux ultérieurs.

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

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

$$\begin{aligned} \checkmark \text{ Formule T.KNAPPEN} & \quad b=1.65H_b^{0.5} \dots\dots\dots(I.50) \\ \checkmark \text{ Formule E.F.PREECE} & \quad b=1.1H_b^{0.5}+1 \dots\dots\dots(I.51) \\ \checkmark \text{ Formule SIMPLIFIEE} & \quad b=3.6.H_b^{1/3}-3 \dots\dots\dots(I.52) \end{aligned}$$

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

Tableau I.39: calcul de la largeur en crête:

NNR	b	H	NPHE	q	V _{forsé}	R	côte de la crête	H _b
794	20	8,50	802,50	88,37	67100000	2	804,50	40,50
794	25	8,00	802,00	143,49	62100000	2	804,00	40,00
794	30	7,50	801,50	197,51	57200000	2	803,50	39,50
794	35	7,00	801,00	249,33	52500000	2	803,00	39,00
794	40	6,50	800,50	301,14	47800000	2	802,50	38,50
794	45	6,00	800,00	350,75	43300000	2	802,00	38,00
794	50	5,50	799,50	400,36	38800000	2	801,50	37,50
794	55	5,00	799,00	448,86	34400000	2	801,00	37,00
794	60	4,50	798,50	495,17	30200000	2	800,50	36,50
794	65	4,00	798,00	539,26	26200000	2	800,00	36,00
794	70	3,50	797,50	582,26	22300000	2	799,50	35,50
794	75	3,00	797,00	623,05	18600000	2	799,00	35,00
794	80	2,50	796,50	661,63	15100000	2	798,50	34,50
794	85	2,00	796,00	698,01	11800000	2	798,00	34,00
794	90	1,50	795,50	733,29	8600000	2	797,50	33,50
794	95	1,00	795,00	766,36	5600000	2	797,00	33,00
794	100	0,50	794,50	798,33	2700000	2	796,50	32,50

I.9.4 Calcul des coûts :

Le calcul des coûts de matériaux effectué après détermination des volumes de remblais et du béton armé les résultats sont représentés dans le tableau I.40

Tableau I.40 : Calcul d'optimisation

b (m)	Coût évacuateur (10 ⁶ DA)	Coût Digue (10 ⁶ DA)	Coûts DIQUE + EVACUATEUR (10 ⁶ DA)
20	275,53	2814,95	3090,48
25	344,41	2603,01	2987,43
30	413,29	2550	2963,29
35	482,18	2536,97	2949,15
40	551,06	2483,82	2934,88
45	619,94	2360	2909,94
50	688,82	2272,24	2891,06
55	757,71	2126,12	2883,82
60	826,59	2050	2876,59
65	880	2005,06	2865,06
70	904,08	1864,39	2768,47
75	964,35	1860	2824,35
80	1033,24	1794,19	2827,43
85	1102,12	1775,16	2877,28
90	1171	1681,17	2902,17
95	1239,88	1560,68	2950,57
100	1308,77	1496,98	2985,74

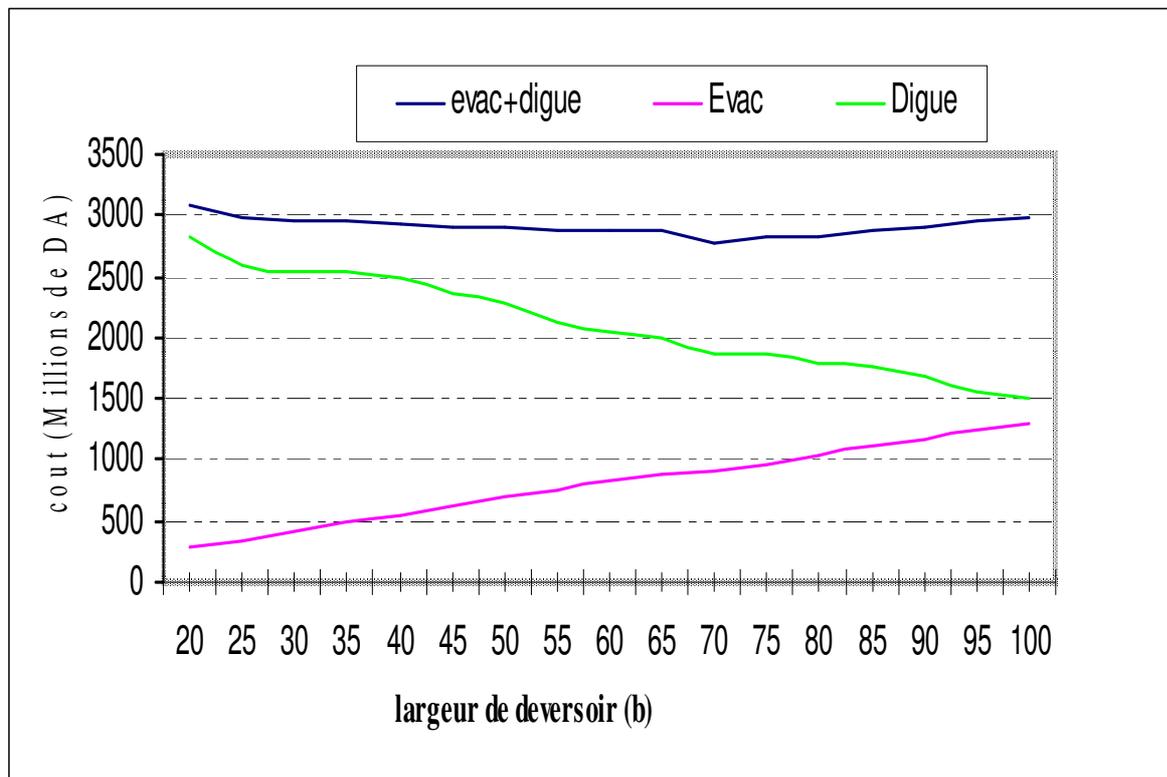


Figure I.22 : la courbe d'optimisations des coûts en fonction de la largeur b du déversoir

Après avoir tracé la courbe d'optimisation de la digue, l'évacuateur de crue et les murs Bajoyer (respectivement les coûts en fonction de la hauteur) et au vu de cette figure, notre choix a été basé sur le coût total Optimal.

La courbe superposée des coûts totaux donne un point optimum correspondant à une largeur de déversoir optimale « b =70 m » et une côte en crête optimale de la digue égale à 799.5 m NGA.

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

Tableau I.41 : Tableau récapitulatif

Dénomination	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm ³	9.0
Volume utile	Mm ³	38,2
Volume au NNR	Mm ³	47,2
Côte du fond	m.NGA	764.0
Côte NVM	m.NGA	782.6
Côte NNR	m.NGA	794.0
Côte NPHE	m.NGA	797.5
Côte en crête	m.NGA	800.0
Largeur en crête	m	8.0

Conclusion

A la fin de ce chapitre on a pu déterminer tous les paramètres hydrologiques nécessaires pour la conception de notre barrage. Mais, on voit clairement une divergence entre les résultats obtenus et ceux de l'étude de faisabilité faite par le bureau d'étude Suisses STUCKY-BG, cette divergence est due à plusieurs facteurs qui se rapportent à :

- ✓ l'avis du concepteur.
- ✓ La différence entre les méthodes et formules utilisées dans les deux études.
- ✓ l'étendue de la série pluviométrique.

Vu l'écart entre les deux résultats, les éléments constituant le barrage vont être redimensionnés en tenant compte des nouvelles valeurs qu'on a obtenu dans cette étude.

ETUDE DES VARIANTES

II.1. Généralités

L'évacuateur des crues est un ouvrage à seuil libre avec un déversoir est à crête rectiligne. Il est dimensionné afin d'éviter toute submersion de la digue engendrant une perte de l'ouvrage vu le risque important de rupture.

Ainsi, l'ouvrage doit permettre le déversement du débit maximum haut delà de la côte maximale des eaux au niveau de la retenue. Leur classification se base sur différents critères cités ci-dessous.

II.1.1. Classification des évacuateurs de crues :

Selon le type de fonctionnement hydraulique :

- Evacuateur de surface.
- Evacuateur en charge.
 - forme puits.
 - forme siphon sommaire pour petit barrage.
 - forme siphon à faible charge et fort débit.

Selon L'emplacement par rapport à la digue :

- Evacuateur central.
 - posé sur la digue
 - posé sur la fondation (barrage poids a un déversoir en marches d'escalier ou barrage déversoir profilé)
- Evacuateur latéral.
 - à entonnement frontal.
 - à entonnement latéral.

II.1.2. Critères de choix de l'évacuateur de crue :

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

- la sûreté et la sécurité de fonctionnement.
- les difficultés de réalisation.
- les exigences typographiques du site.
- les exigences géologiques du site.
- la facilité d'entretien.
- la facilité de modification.
- le coût de l'ouvrage.

II.1.3. Choix du type de l'évacuateur de crues :

Le choix du type d'évacuateur, de son emplacement et son dimensionnement est des questions essentielles dans la conception d'un barrage, car sa sécurité et sa longévité en dépendent.

Dans la plupart des régions d'Afrique, les débits de crue peuvent atteindre des valeurs considérables. La prise en compte de l'effet de laminage permet souvent de dimensionner les déversoirs au plus juste. Il n'en reste pas moins que la plupart du temps le choix s'orientera vers des évacuateurs de surface. Les tulipes ou les siphons, que l'on citera pour mémoire, sont en outre très vulnérables face aux risques élevés de transports de corps flottants.

Quel que soit le dispositif adopté, il résultera de toute façon de compromis : entre la sécurité vis à vis des risques hydrologiques et l'enveloppe financière allouée au projet, entre les activités à l'aval et son implantation au sein du barrage.

- Le débit maximum à évacuer est très important (q_{\max} , 0.01%=582.26 m³/s) alors que la variante évacuateur en puits est déconseillée à cause du :
 - Risque de saturation ;
 - Capacité de débit limité pour cette variante ;
 - Réajustement impossible ;
 - L'assurance de la liaison digue-conduite est difficile.

 - On ne peut pas avoir un évacuateur de crues posé sur la digue à cause de :
 - L'ouvrage sur la digue est instable nécessite un système de drainage, mais il reste toujours un risque de glissement des différents plots du coursier;
 - Déformation et déplacement dû aux tassements.
 - L'évacuateur sur un remblai d'une hauteur de 40 m est un ouvrage instable (risque de déplacement).

 - Les deux types d'entonnement (latéral et frontal) sur les rives sont impossibles de point de vue topographique et technique
 - la longueur en crête de la digue est de 3200 m donc on peut pas acheminer l'eau évacuée jusqu'au lit de la rivière.
 - Un coursier à forte pente et plus long, favorise l'érosion et la vibration des murs bajoyers.
 - Un volume de déblai important.

 - On doit installer un petit barrage poids en béton au centre de la digue : on distingue deux variantes ;
 - barrage poids à un évacuateur de crue en escalier muni à son pied aval d'un dispositif dissipateur type USBR (bassin-type II).
 - barrage déversoir (profil Creager) avec un bassin de dissipation type USBR (bassin-type II).
 - Les murs bajoyers ont pour but de retenir le remblai le long du canal d'approche au déversoir, du déversoir lui même et du bassin amortisseur.
- Ils sont prolongés le long du canal à l'aval du bassin amortisseur afin de guider les eaux jusqu'à la restitution dans le lit mineur de l'oued.

Les avantages :

- Capable d'évacuer un débit supérieur au débit de dimensionnement, (q_{\max} = 582.26 m³ /s)
- Un dispositif sûr et stable.
- il supporte la charge de l'eau sur l'évacuateur de crue

Les inconvénients :

- Cette solution est coûteuse et de point de vue technique les liaisons entre les parties du barrage en terre et le déversoir en béton sont délicates à réaliser.

➤ Bajoyers du type poids avec parements à fruits variables. Ils sont exécutés en béton ordinaire dosé à 250 kg/m^3 sont ancrés dans la digue par l'intermédiaire d'un écran d'étanchéité légèrement armé. Pour augmenter le chemin d'infiltration

- Pour des raisons d'entretien, ce qui implique des coûts non négligeables, il est décidé de ne pas équiper l'évacuateur de crue avec des organes mobiles. Cela veut dire que l'évacuateur est un simple déversoir à surface libre. En conséquence, l'ouvrage est d'une taille importante vu les crues et donc les débits importants à évacuer.

II.1.4. Conclusion :

Selon la topographie et la géologie de notre site, le choix est arrêté pour l'étude détaillée de deux variantes suivantes du bloc central posé sur la fondation :

- 1- Évacuateur de crue central à surface libre, équipé d'un déversoir standard (profil Greager).
- 2- Évacuateur de crue central poids en escalier, posé sur la fondation.

Ces ouvrages présentent beaucoup d'avantages à savoir :

- Entretien facile,
- Pas risque de saturation,
- Il supporte une grande charge sur le déversoir.
- Une bonne sécurité,
- Un bon rendement.
- Le bloc central comprend non seulement l'évacuateur de crue, la vidange de fond et la prise d'eau, mais également la dérivation provisoire. Pendant ce temps l'oued Meskiana coule toujours dans son lit.

COCEPTION DETAILLE DES VARIANTES :

III.1. Evacuateur de crue a déversoir profilé :

III.1.2. Généralité :

Les dimensions du bloc en béton constituant l'évacuateur de crue de déversoirs profilé permettent de le considérer comme un petit barrage poids en béton. Sa conception et son mode de construction découlent des techniques traditionnelles pour ce type d'ouvrage. Il en est de même pour son étanchéité.

L'évacuation des eaux par des vannes de surface toujours posée des problèmes de réalisation et de celui qui peut être dangereuse et dans ce but qu'on a créer un profil qui élimine toutes ces forces dangereuses et permet d'évacuer l'eau lors des besoins et ce profil type est créé par **GREAGER - OFITSEROV** et on l'appel profil **GREAGER - OFITSEROV**

III.1.2.BUT :

Les barrages déversoirs font partie de la classe des barrages type fixe rigide, destinés pour la régularisation et de dérivation des eaux de cours d'eau.

Dans ce travail nous allons entamer le dimensionnement d'un évacuateur de crue a **déversoir profilé posé sur une assise rocheuse.**

III.1.3.Donnees de départ :

- Longueur déversant : $L = 70$ m
- Débit évacué : $Q_{\text{dév}} = 583$ m³/s
- Charge hydraulique : $H = 3.5$ m
- Côte de la retenue normale : $NNR = 794$ m
- Coefficient de rugosité pour le béton: $0,014$ m^{-1/3S} (rugosité équivalente en sable

III.1.4.Canal d'amenée

La vitesse d'approche est donnée par la formule :

$$V = Q / S \dots\dots\dots(III.01)$$

Avec :

Q : Débit à évacuer (m³/s).

S : Section du canal (m²) = h x b

h: Charge d'eau (m) = H + P

P : Hauteur de pelle (30 m).

H : Lame déversant (3.5m).

$$V = 583 / ((36 + 3.5) * 70) = 0.21 \text{ m/s}$$

$$V \leq V_{\text{adm}} (4.4 - 10) \text{ m/s (Donc pas de risque de l'érosion.)}$$

III.1.5. Le déversoir :

Le déversoir a pour but de collecter les eaux de la retenue, il joue un rôle d'une section de contrôle, il est dimensionner en fonction des contraintes de stabilité et de débit de pointe de l'hydrogramme.

On adopte à un déversoir à profil Creager qui à l'avantage d'éviter toute suppression qui provoque la cavitation et l'érosion par la suite.

La figure suivante montre les différents paramètres du profil normal du déversoir

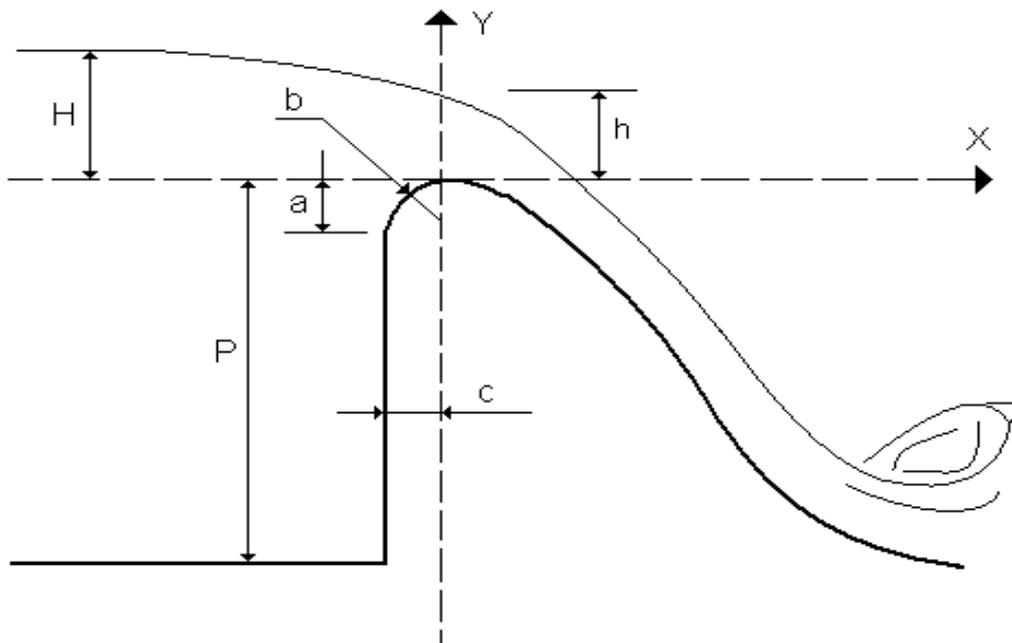


Figure (III.01) : Les paramètres du profil d'un déversoir

On a:

- $a = 0.12 * H = 0.29 \text{ m}$
- $b = 0.4 * H = 0.98 \text{ m}$
- $c = 0.3 * H = 0.73 \text{ m}$

Les coordonnées du profil du déversoir sont déterminées à l'aide de l'expression du Creager suivante :

$$y = 0.5 \frac{x^{1.85}}{H^{0.85}} \dots\dots\dots(III.02)$$

Les résultats du calcul des coordonnées (x,y) sont représentés dans le tableau ci-dessous :

La partie en amont de la crête est conforme aux indications de l'U.S.A.C.E. elle est construit en fonction de l' $H_{dev} = 3,5 \text{ m}$, selon les rayons suivants :

- $r_1 = 0,5 H_{dev} = 1,75 \text{ m}$
- $r_2 = 0,2 H_{dev} = 0,7 \text{ m}$

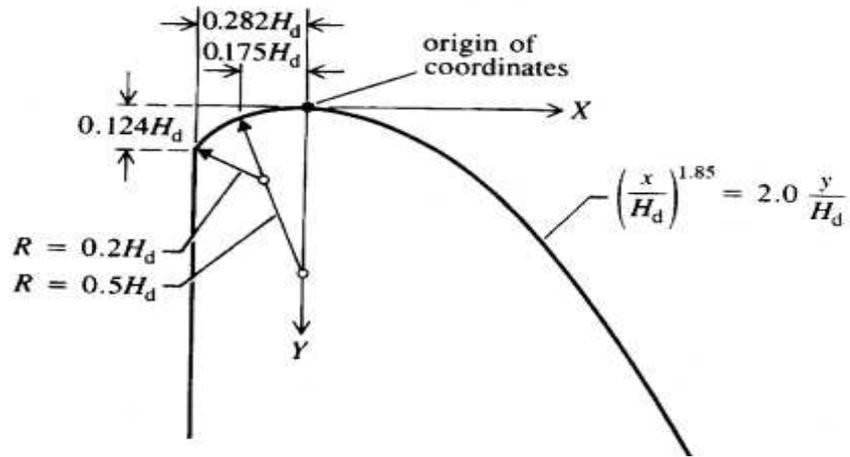


Figure (III.02) : les rayons de raccordement de la partie amont de déversoir

Tableau (III.01): Les coordonnées du profil de déversoir.

x	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	5,5	6	6,5	7	7,5	8	8,5
y	-0,05	-0,17	-0,36	-0,62	-0,94	-1,3	1,75	-2,2	-2,7	-3,3	-4	-4,73	-5,5	-6,3	-7,2	-8,1	-9,1

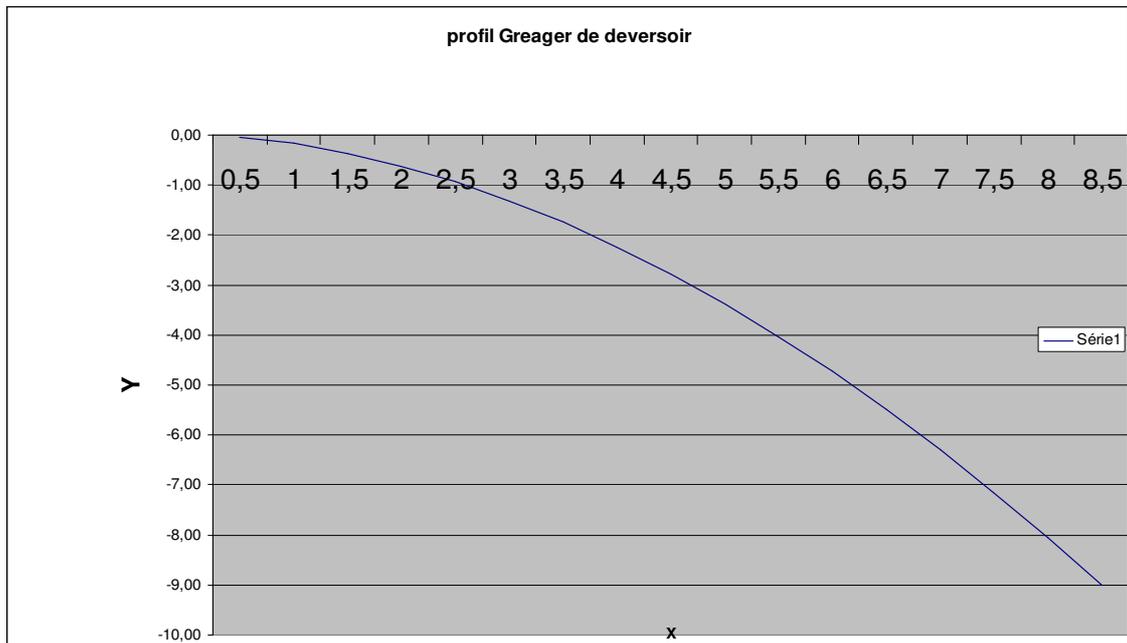


Figure (III.03) : profil de cadrant aval de déversoir

Calcul du rayon de raccordement du déversoir

Nous devons déterminer le rayon de raccordement qui se raccorde au bassin de dissipation dont la cote du radier sera recalculée ultérieurement. Le rayon est donné par le tableau VI.8

Tableau (III.02): différentes valeurs du rayon de raccordement en fonction de la hauteur de pelle et la charge H

P(m)	Charge H= $\Delta PHE - \Delta RN$								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	3.0	4.2	5.4	6.5	7.5	8.5	9.6	10.6	11.6
20	4.0	6.0	7.8	8.9	10.0	12.2	13.3	13.3	14.3
30	4.5	7.5	9.7	11.0	12.4	13.5	14.7	15.8	16.8
40	4.7	8.4	11.0	13.0	14.5	15.8	17.0	18.0	19.0
50	4.8	8.8	12.2	14.5	16.5	18.0	19.2	20.3	21.3
60	4.9	8.9	13.0	15.5	18	20.0	21.2	22.2	23.2

Source : (guide de dimensionnement de barrage déversoir M_r ,Mihoubi)

Dans le cas de $P < 10$ m on prendre $R = 0.5 P$

Dans notre cas nous avons : $P = 30$ supérieure a 10 m ce qui donne : **$R = 10,35$ m**

III.1.6.Ouvrage de raccordement du Bief Aval :

III.1.6.1.Bassin de dissipation :

Le bassin de dissipation est destiné à :

- Dissiper l'énergie due au déversement.
- Supporter les actions hydrodynamiques.
- Améliorer partiellement la répartition des débits et des vitesses.
- Assurer la submersion du ressaut hydraulique.

III.1.6.2.Calcul des paramètres du bassin de dissipation :

Pour déterminer les paramètres du bassin de dissipation il faut passer par les étapes suivantes :

- Etablir le type du ressaut
- Calculer les hauteurs conjuguées h_1 et h_2 ainsi que la longueur du ressaut
- Calculer et choisir le type de dissipateur d'énergie

Pour la détermination des hauteurs conjuguées, il existe plusieurs méthodes de résolution, ces dernières donnent par leurs différences l'encadrement du ressaut qui se produit souvent si un écoulement passe brusquement du régime sur critique, au régime fluvial sous critique provoquant ainsi une dissipation d'énergie mécanique très importante.

Comme il s'agit de résoudre une équation de troisième degré, et la méthode analytique est très difficile donc on va utiliser une méthode tabulaire d'AGROSKYNE pour déterminer ces hauteurs conjuguées.

III.1.6.2.2. Deuxième méthode pour le calcul de h_1 et h_2 :

a) Conception

A la sortie du coursier, il faut prévoir un dispositif pour dissiper l'énergie cinétique de l'eau. Il s'agit d'un ouvrage qui, par création d'un ressaut hydraulique, transforme l'écoulement torrentiel au niveau du coursier à un écoulement lent pouvant être restitué dans le lit de l'oued sans risque d'érosion. Pour obtenir un ressaut stable, il faut que le nombre de Froude (F) soit compris entre 4,5 et 9.

Il est opportun que le ressaut commence au pied du coursier pour limiter la longueur du bassin. Pour cela, il est nécessaire que le fond du bassin soit plus bas que celui du fond du lit de l'oued.

b) Dimensionnement :

Nous avons $Z = NNR + H - Cf$

NNR : niveau normal de la retenue

H : surélévation max de plan d'eau $H = 3.5$ m

Cf : la cote de fond (niveau de radier)

Alors

$$Z = 794 + 3.5 - 762 = 35.5 \text{ m}$$

Soit (L) la longueur du bassin de dissipation et (L) sa largeur et soient (h_1) et (h_2) respectivement les tirants d'eau amont et aval dans ce bassin (Fig. 11).

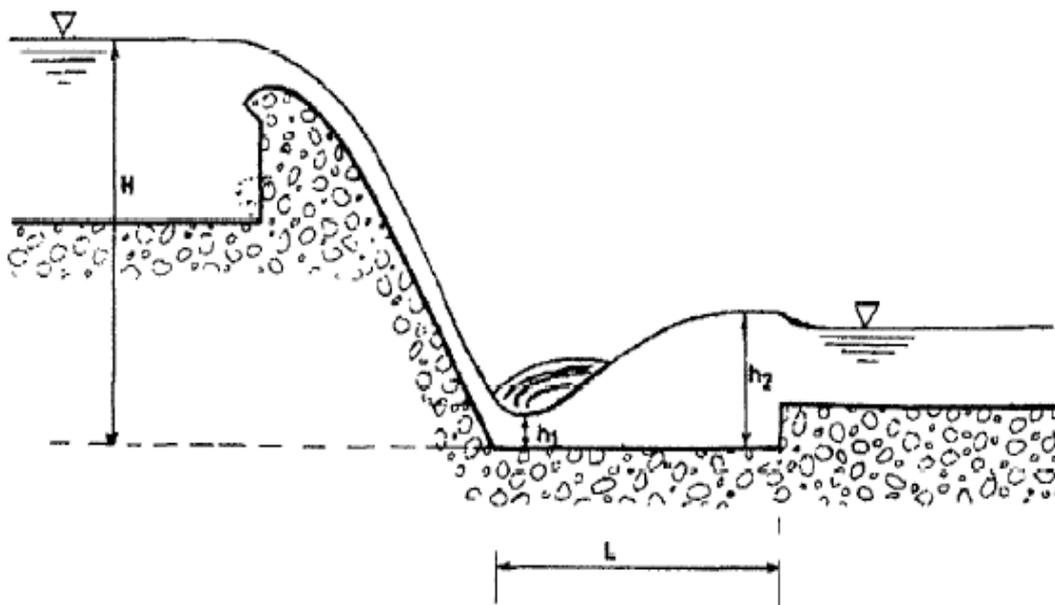


Figure:(III.05) : Dissipateur à ressaut hydraulique

Nous avons :

$$\text{La vitesse théorique : } V_t = \sqrt{2g \left(H - \frac{h_{dev}}{2} \right)} \dots\dots\dots(\text{III.04})$$

$$\text{La vitesse d'eau (} V_1 \text{) dans le bassin de dissipation est : } V_a = 0,93 \sqrt{2g \left(H - \frac{h_{dev}}{2} \right)} \dots\dots(\text{III.05})$$

H : hauteur d'eau par rapport au fond du bassin.

$$\text{Le débit (} Q \text{) qui passe dans le bassin de dissipation est : } Q = V_1 \cdot h_1 \cdot B \dots\dots(\text{III.06})$$

L'inconnu dans les deux équations est la hauteur (h_1).

$$\text{La hauteur (} h_2 \text{).est déterminée par la relation : } h_2 = \left(\frac{h_1}{2} \right) \left(\sqrt{1 + 8F_R^2} - 1 \right) \dots\dots(\text{III.07})$$

$$\text{La longueur de ressaut hydraulique } L_{ressaut} = 6(h_2 - h_1) \dots\dots\dots(\text{III.08})$$

$$\text{La longueur de bassin de dissipation } L_{bassin} = (0.8-1.25) L_{ressaut} \dots\dots(\text{III.09})$$

$$\text{Le nombre de Froude est donne par la relation ; } F_R = \frac{V_a}{\sqrt{gh_1}} \dots\dots\dots(\text{III.10})$$

La longueur du bassin de dissipation correspondant a celle du ressaut est donnée par la relation ; $L = 6(h_2 - h_1) \dots\dots(\text{III.11})$

$$\text{Application numérique : La vitesse théorique au pied de barrage : } V_t = \sqrt{2g \left(Z - \frac{H}{2} \right)}$$

$$\text{A N : } V_t = \sqrt{2 \cdot 9,81 \left(35,5 - \frac{3,5}{2} \right)} = 25,74$$

$$\text{La vitesse actuelle : } V_a = 0,93 \cdot V_t = 24 \text{ m /S}$$

$$\text{La hauteur d'eau amont } h_1 = \frac{q}{V_a} = \frac{Q}{B \cdot V_a} \text{ implique } h_1 = \frac{583}{70 \cdot 24} = 0.35 \text{ m}$$

$$\text{Le nombre de Froude } Fr = \frac{V_a}{\sqrt{gh_1}} = 12.95$$

$$\text{La hauteur (} h_2 \text{).est déterminée par la relation : } h_2 = \left(\frac{0.35}{2} \right) \left(\sqrt{1 + 8 \cdot 12.95^2} - 1 \right) = 7 \text{ m}$$

$$\text{La longueur de ressaut hydraulique } L_{ressaut} = 6(h_2 - h_1) = 40 \text{ m}$$

$$\text{La longueur de bassin de dissipation } L_{bassin} = (0.8-1.25) L_{ressaut} = 50 \text{ m}$$

Nous avons Fr supérieure a 4,5 et Va supérieure a 15 m /s alors on opte pour un Bassin de dissipation type III.

III.1.7.Calcul de l'épaisseur du bassin de dissipation :

On va construire notre bassin de dissipation en béton armé donc son épaisseur est de :

$$T_{bas} = (1/12 - 1/10) L_{bas} \Rightarrow T_{bas} = (1/12).50 = 4 \text{ m}$$

Pour s'assurer la stabilité au renversement il faut vérifier que : T_{bas} inférieur a $0.4 .h_2$

Donc on prend $T_{bas} = 2 \text{ m}$

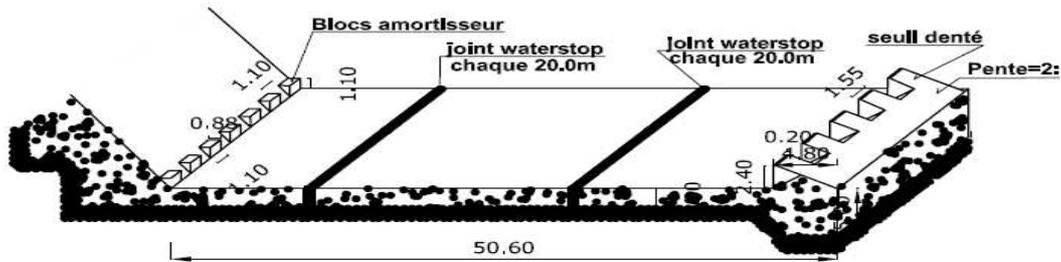


Figure (III.06) : Bassin de dissipation type III

III.1.8.Dimensionnement des blocs de chute :

$$h_1 = a_1 = e_1 = y_1 = 0.35$$

Avec :

h_1 : La hauteur du bloc de chute,

a_1 : L'épaisseur du bloc de chute,

e_1 : L'espacement entre deux blocs de chutes successives.

$$\text{Le nombre des blocs de chute} = 70 / (0.35 + 0.35) = 100 \text{ blocs}$$

III.1.9. Dimensionnement du seuil denté :

$$h_2 = 0.2h_2 = 0.2 * 7 = 1.4 \text{ m}$$

$$a_2 = 0.15 h_2 = 0.15 * 7 = 1.05 \text{ m}$$

$$e_2 = 0.15 h_2 = 0.15 * 7 = 1.05 \text{ m}$$

Avec :

h_2 : La hauteur du seuil denté,

a_2 : L'épaisseur du seuil denté,

e_2 : L'espacement entre deux seuils dentés successifs.

$$\text{Le nombre des seuils dentés} = 70 / (1.05 + 1.05) = 33 \text{ seuils dentés}$$

III.1.10. Hauteurs des murs bajoyers :

Sur le long du déversoir, la hauteur des murs bajoyers, atteint le niveau crête de la digue Ncr = 800 m. Leur tracé suit dans la trajectoire le parement amont, tandis qu'il suit le parement aval jusqu'au bassin de dissipation après le canal de restitution j jusqu' a la rivière ; Voir le dessin dans la planche N01.

La hauteur des murs bajoyers sur le bassin de dissipation

$$H_m = h_e + r$$

Avec :

H_m : hauteur du mur bajoyer

h_e : hauteur d'eau h_e = 7 m

r : revanche de sécurité donnée par : $r = 0,61 + 0,14V^{1/3}$

V : la vitesse a l'entre du bassin de dissipation : V = 24 m/s

Ce qui donne : r = 1,73 m alors **H_m = 9 m**

III.1.11. Calcul de la risberme

La longueur de la risberme est déterminée en fonction de tirant d'eau critique

$$L_{ris} = 8h_{cr} \text{ telque : } h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q_{ris}^2}{g}} \dots\dots\dots(III.12)$$

$$h_{rc} = 1.92 \text{ m}$$

$$\text{Alors } L_{ris} = 8 * 1.92 = 15.36 \text{ m}$$

La largeur de risberme est égale la largeur de coursier B = 70 m

III.2. Evacuateur de crue a un déversoir en escalier :

III.2.1. MÉTHODOLOGIE

Les formes et les dimensions du déversoir, des bajoyers ont été conçues en suivant les directives du U.S. Army Corps of Engineers.
Pour les calculs hydrauliques du coursier à marches d'escalier on s'est référé à « Minor H.E., Hager W.H.: Hydraulics of Stepped Spillway (2000) », ref. n°6.

DONNÉES UTILISÉES

Dimensions principales de l'ouvrage:

- Longueur déversant : $L = 70$ m
- Débit évacué : $Q_{\text{dév}} = 583$ m³/s
- Charge hydraulique : $H = 3.5$ m
- Côte de la retenue normale : $NNR = 794$ m
- Coefficient de rugosité pour le béton: $0,014 \text{ m}^{-1/3\text{s}}$ (rugosité équivalente en sable)
- Pente du coursier (= pente du parement aval du barrage) : $1V : 0,75H$ ($\phi = 53^\circ$)

III.2.2. Canal d'amenée

La vitesse d'approche est donnée par la formule :

$$V = Q / S$$

Avec :

Q : Débit à évacuer (m³/s).

S : Section du canal (m²) = h x b

h: Charge d'eau (m) = H + P

P : Hauteur de pelle (30 m).

H : Lamé déversant (3.5m).

$$V = 583 / ((36 + 3.5) * 70) = 0.21 \text{ m/s}$$

$V \leq V_{\text{adm}}$ (4.4 – 10) m/s (Donc pas de risque de l'érosion.)

III.2.3. Le déversoir :

III.2.3.1. La définition de la forme de la crête du déversoir

Le déversoir est du type sans-vide et revêt le contour prédéfini par la formule de WES – Creager :

$$Y = 0,5 \frac{1}{(H_{\text{dev}})^{0.85}} \cdot x^{1.85} \dots\dots\dots(\text{III.13})$$

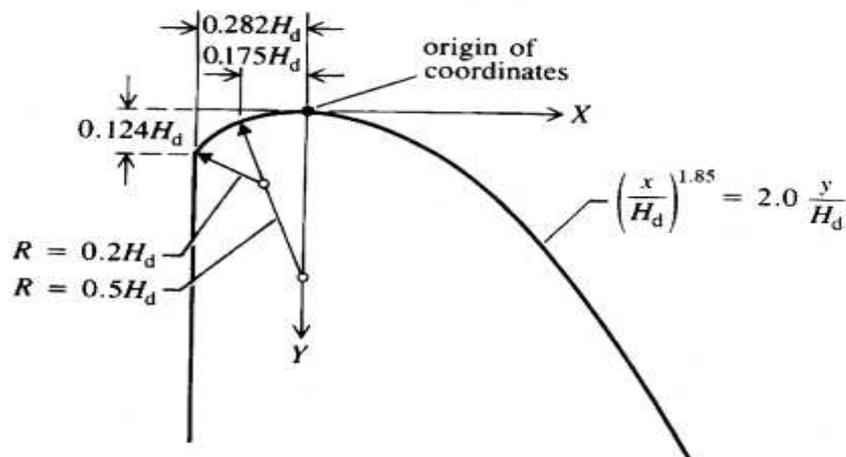


Figure (III.07) : évacuateur de crue ; profil de déversoir (WES-GREAGER)

La partie en amont de la crête est conforme aux indications de l'U.S.A.C.E. elle est construit en fonction de l' $H_{dev} = 3,5$ m, selon les rayons suivants :

- $r_1 = 0,5 H_{dev} = 1,75$ m
- $r_2 = 0,2 H_{dev} = 0,7$ m

Tableau (III.03) : Les coordonnées du profil de déversoir.

x	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	5,5	6	6,5	7	7,5	8	8,5
y	-0,05	-0,17	-0,36	-0,62	-0,94	-1,3	1,75	-2,2	-2,7	-3,3	-4	-4,73	-5,5	-6,3	-7,2	-8,1	-9,1

Le coefficient total de débit est obtenu par la multiplication de trois coefficients distincts, notamment: $m = 0,49$

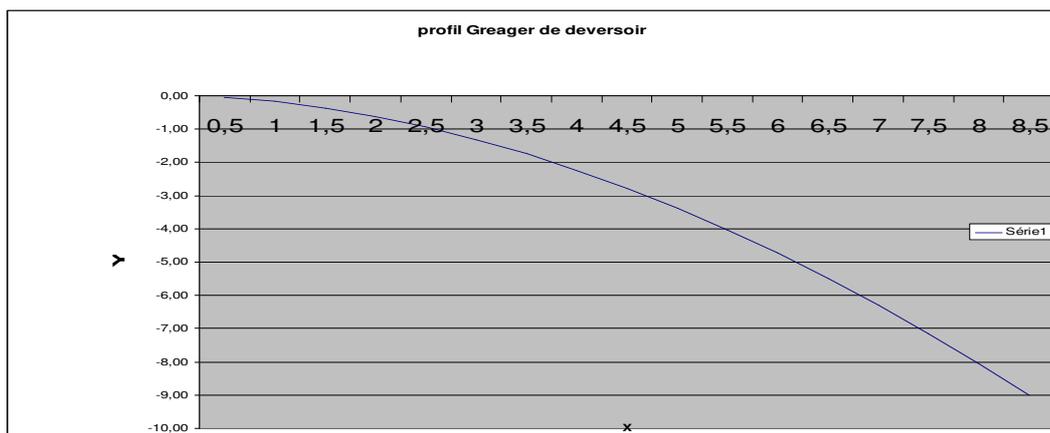


Figure (III.08) : Profile de Greager du déversoir

III.2. 3.2. Choix de l'hauteur des marches

Récents études (ref. 6) ont démontré que, relativement à la dissipation d'énergie, l'hauteur optimum des marches s_{opt} (des hauteurs supérieures donneraient une amélioration de moins en moins sensible) peut être calculée comme :

$$s_{opt} \cong 0,3 \cdot h_c \dots\dots\dots(III.14)$$

Où h_c est l'hauteur critique. En considérant un q spécifique moyen (référé à la largeur du coursier $b = 70$ m

· Pour $Q_{0,1\%} = 583$ m³/s $h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = 3.01$ m $s_{opt} = 0,9$ m

Par conséquent on a opté pour une hauteur de marche de 0,9 m. Par ailleurs, la bonté de ces choix a été confirmée par les résultats suivants.

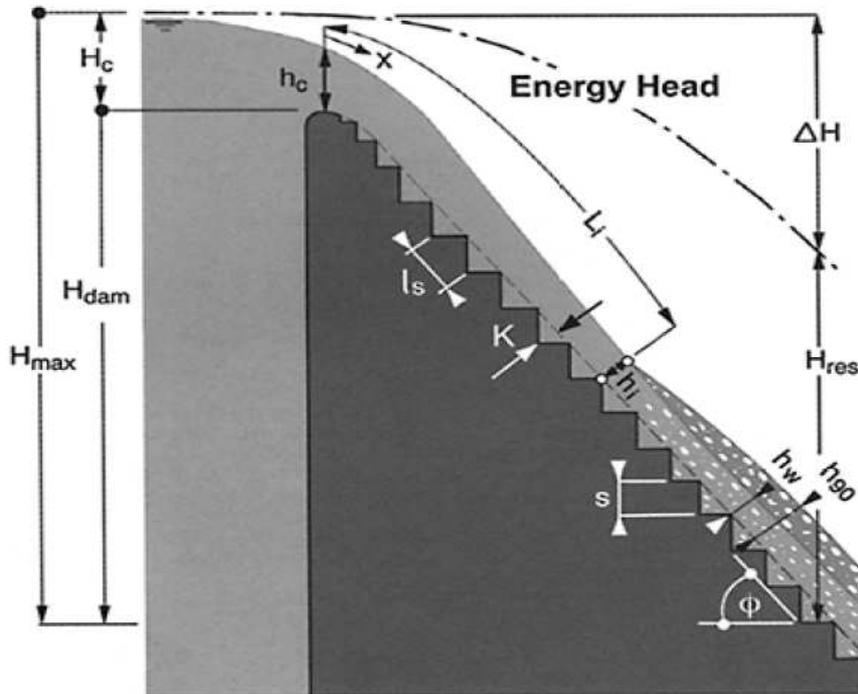


Figure (III.09) : Evacuateur de crue en marche d'escalier

III.2.3.3. Les caractéristiques hydrauliques du courant sur le coursier

III.2.3.3.1. Contrôle pour l'occurrence du « skimming flow » (courant en flottant sur les marches)

- Si $\frac{h_c}{s} > 0,91 - 0,14 \cdot \tan \phi \Rightarrow$ skimming flow (III.15)

- Si $\frac{h_c}{s} < 0,91 - 0,14 \cdot \tan \phi \Rightarrow$ nappe flow (III.16)

Pour valeurs de débit inférieures à environ 55 m³/s on est en présence de « nappe flow » et pour tous les débits plus grands par contre on est en présence de « skimming flow » (voir figure ci-dessous)

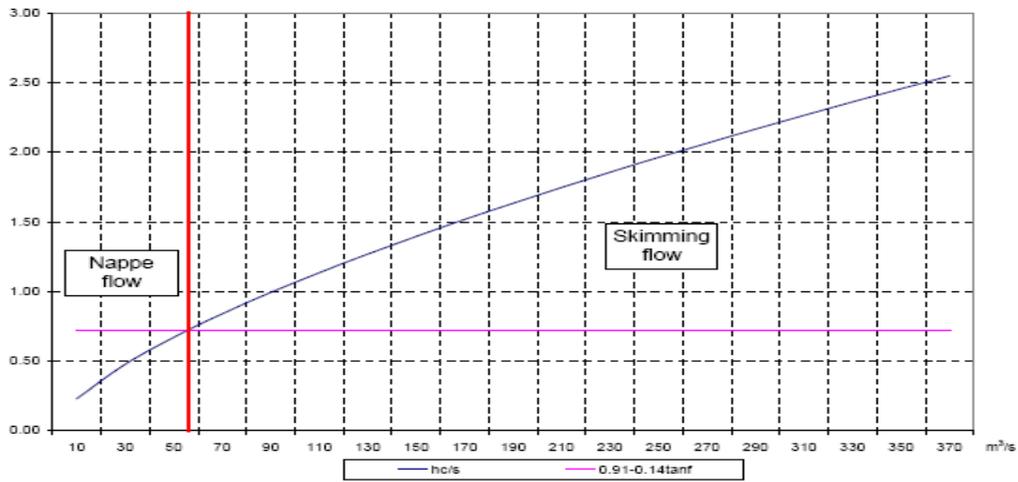


Figure (III.10) : évacuateur de crue ; limite entre (nappe flow et skimming flow)

III.2.3.3.2. Calcul de la longueur L_i de la zone de courant non-aéré

* $L = K 9,72 Fr^{0.86}$ (III.17)

L : longueur de la zone de courant non-aéré

Avec :

• $K = s \cdot \cos \phi$ à savoir l'hauteur de rugosité

$$Fr_r = \frac{q}{\sqrt{g \cdot \sin \phi \cdot s^3}} \dots\dots\dots(III.18)$$

Fr_r : nombre de Froude de rugosité

Donc $K = s \cdot \cos \phi = 0,54$ m et pour des valeurs croissantes de débit on obtient :

Tableau (III.04): longueur L_i de la zone de courant non aéré pour débits différents

debit Q m3/s	80	100	200	300	500	583
debit specifique q m2/s	1,14	1,43	2,86	4,29	7,14	8,33
Hauteur critique h_c	0,5	0,59	0,94	1,23	1,73	3,01
Fraude Fr	0,88	1,10	2,20	3,30	5,50	6,41
longuer d'eau non -aeree	4,70	5,70	10,34	14,66	22,74	25,96

Pour le débit de projet le courant commence à être aéré après environ 20 m de la crête du déversoir (la longueur totale du coursier est de 35 m).

III.2.3.3.3. Distance de début du courant uniforme

La distance L_u de début du courant uniforme est calculée avec la formule suivante:

$$L_u = \frac{8,6 \cdot q^{0,71}}{s^{0,07} \cdot (\cos \phi)^{0,07} (\sin \phi)^{0,28}} \dots\dots\dots(III.19)$$

Donc, pour valeurs différentes de débit on obtient :

Tableau (III.05): la longueur d’eaux non aérée sur le coursier

debit Q m3/s	80	100	200	300	500	583
debit specifique q m2/s	1,14	1,43	2,86	4,29	7,14	8,33
longuer d'eau non -aeree	12,91	21,11	34,54	46,06	56,50	77,38

Pour les débits plus grands de 200 m3/s le courant uniforme n’est pas obtenu.

III.2.3.3.4 Caractéristiques hydrauliques à la fin du coursier

Pour le calcul de l’énergie résiduaire a la fin du coursier on a utilisé la formule suivante :

$$H_{res} = h_w \cdot \cos \phi + \alpha \cdot \frac{q^2}{2g \cdot h_w^2} \dots\dots\dots(III .20)$$

Où :

· $\alpha = 1,21 =$ coefficient d’énergie cinétique (valeur moyenne)

$$h_w = \frac{h_{w,u}}{1 - \left(1 - \frac{h_{w,u}}{h_c}\right) \exp\left(-\frac{10}{3} \cdot \frac{h_{w,u}^2 \sin \phi}{h_c^3} \cdot x\right)} = \text{hauteur d’eau claire équivalente}$$

$$h_{w,u} = 0,23 \cdot (\sin \phi)^{-1/3} \cdot h_c$$

$H_{w,u}$: hauteur uniforme d’eau claire équivalente

Pour les deux valeurs principales de débit on obtient :

Tableau (III.06) : caractéristiques hydraulique a la fin de coursier

débit Q m3/s	583
x (m)	35
hwu (m)	0,82
hw (m)	0,95
Hres	25,15

III.2.4. Détermination de l'hauteur des bajoyers du coursier

Pour le calcul de l'hauteur des bajoyers du coursier on fait référence à un paramètre caractéristique des courants aérés, c'est à dire l'hauteur d'eau équivalente à une concentration d'air de 90% qu'on calcule par la formule suivante :

$$\bullet \quad h_{90} = 0,55 \cdot \left(\frac{q^2 s}{g \cdot \sin \phi} \right)^{1/4} \tanh \left(\frac{\sqrt{g \cdot s \cdot \sin \phi}}{3 \cdot q} (x - L_i) \right) + 0,42 \cdot \left(\frac{q^{10} s^3}{(g \cdot \sin \phi)^5} \right)^{1/18}$$

L'hauteur des bajoyers du coursier conseillée par la littérature technique (ref. 6) est par conséquent

$$\bullet \quad h_{bajoyers} = \eta \cdot h_{90}$$

Où $\eta = 1.5$ = facteur de sécurité

Donc pour les crues de projet, en considérant L_i calculé $x = 35$ m (Distance depuis la crête du déversoir au début des bajoyers du bassin de dissipation) on obtient:

Tableau (III.07): Autre caractéristiques hydraulique a la fin de coursier

débit Q m3/s	583
x (m)	35
h90 (m)	1,63
hbaj (m)	2,45

On adopte une hauteur des bajoyers de 2,50 m.

III.2.5. Bassin d'amortissement

Il s'agit d'un bassin de dissipation d'énergie à fond horizontal avec deux murs déflecteurs avant la sortie en aval.

Les dimensions de ce bassin d'amortissement ont été pré-dimensionnées en suivant les directives du U.S. Army Corps of Engineers.

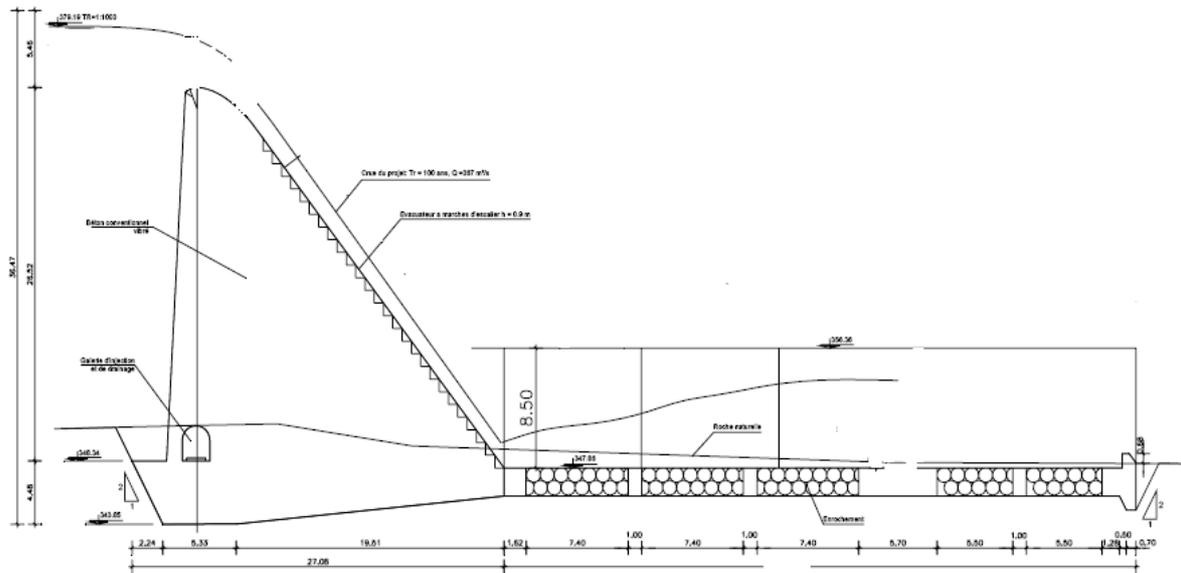


Figure (III.11) : Schéma a deux gradins

Nous avons :

La vitesse théorique : $V_t = \sqrt{2g \left(H - \frac{h_{dev}}{2} \right)}$

La vitesse d'eau (V_1) dans le bassin de dissipation est : $V_a = 0,93 \sqrt{2g \left(H - \frac{h_{dev}}{2} \right)}$

H : hauteur d'eau par rapport au fond du bassin.

Le débit (Q) qui passe dans le bassin de dissipation est : $Q = V_1 \cdot h_1 \cdot B$

L'inconnu dans les deux équations est la hauteur (h_1).

La hauteur (h_2) est déterminée par la relation : $h_2 = \left(\frac{h_1}{2} \right) \left(\sqrt{1 + 8F_R^2} - 1 \right) = 6,37 \text{ m}$

La longueur de ressaut hydraulique $L_{ressaut} = 4,3 h_2 = 28$

La longueur de bassin de dissipation $L_{bassin} = (0.8-1.25) L_{ressaut} = 35 \text{ m}$

Le nombre de Froude est donné par la relation ; $F_R = \frac{V_a}{\sqrt{gh_1}}$

La longueur du bassin de dissipation correspondant à celle du ressaut est donnée par la relation ; $L = 6(h_2 - h_1)$

Les résultats de calcul sur L'évacuateur de crue et sont les suivantes :

Tableau (III.08) : principale résultats de bassin de dissipation

largeur du bassin (m)	70
Hauteur d'eau claire équivalente h_w (m)	0,66
vitesse équivalente a la base du coursier v (m/s)	18.36
nombre de Froude a la base du coursier Fr .	7.24

On a utilisé l'hauteur d'eau claire équivalente (sans augmentation due au pourcentage d'air qui est le paramètre plus significatif du point de vue énergétique) en considérant le coursier à largeur constante (de 70 m en faveur de la sécurité)

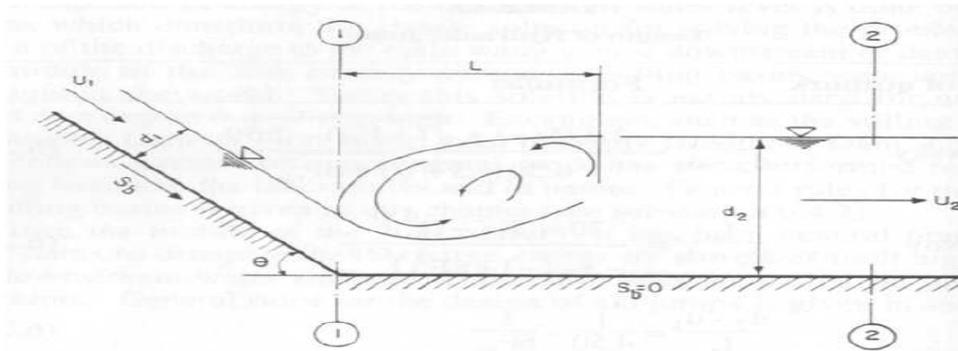


Figure (III.12) : Schéma du ressaut hydraulique

III.2.6. Calcul de l'épaisseur du bassin de dissipation :

On va construire notre bassin de dissipation en béton armé donc son épaisseur est de :

$$T_{bas} = (1/12 - 1/10) L_{bas} \Rightarrow T_{bas} = (1/12) \cdot 35 = 2,8 \text{ m}$$

Pour s'assurer la stabilité au renversement il faut vérifier que : T_{bas} inférieur a $0.4 \cdot h_2$

Donc on prend $T_{bass} = 2 \text{ m}$

III.2.7. Dimensionnement des blocs de chute :

$$h_1 = a_1 = e_1 = y_1 = 0.66 \text{ m}$$

Avec :

h_1 : La hauteur du bloc de chute,

a_1 : L'épaisseur du bloc de chute,

e_1 : L'espacement entre deux blocs de chutes successives.

$$\text{Le nombre des blocs de chute} = 70 / (0.66 + 0.66) = 53 \text{ blocs}$$

III.2.8. Dimensionnement du seuil denté :

$$h_2 = 0.2h_1 = 0.2 * 6,37 = 1.27 \text{ m}$$

$$a_2 = 0.15 h_2 = 0.15 * 6,37 = 0.95 \text{ m}$$

$$e_2 = 0.15h_2 = 0.15 * 6,37 = 0.95 \text{ m}$$

Avec :

h_2 : La hauteur du seuil denté,

a_2 : L'épaisseur du seuil denté,

e_2 : L'espacement entre deux seuils dentés successifs.

Le nombre des seuils dentés $70 / (0.95 + 0.95) = 36$ seuils dentés

III.2.9. La hauteur des murs bajoyers sur le bassin de dissipation

$$H_m = h_e + r$$

Avec :

H_m : hauteur du mur bajoyer

h_e : hauteur d'eau $h_e = 7 \text{ m}$

r : revanche de sécurité donnée par : $r = 0,61 + 0,14V^{1/3}$

V : la vitesse à l'entrée du bassin de dissipation : $V = 18,36 \text{ m/s}$

Ce qui donne : $r = 1,6 \text{ m}$ alors **$H_m = 8,5 \text{ m}$**

III.2.10. Calcul de la risberme

La longueur de la risberme est déterminée en fonction de tirant d'eau critique

$$L_{ris} = 8h_{cr} \text{ telque : } h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q_{ris}^2}{g}}$$

$$h_{rc} = 1.92 \text{ m}$$

$$\text{Alors } L_{ris} = 8 * 1.92 = 15.36 \text{ m}$$

La largeur de risberme est égale la largeur de coursier $B = 70$

III. 3.Choix de la variante la plus favorable :

Le choix de la variante la plus favorable est basée sur plusieurs critères : le rendement de l'ouvrage, la stabilité, la difficulté et les exigences de réalisation et d'entretien, le cout et la durée de réalisation.

Les deux variantes calculées sont installées au milieu de la digue, c'est-à-dire qu'ont les même conditions topographique et géologique.

L'évacuateur a déversoir profilée est facile à réaliser, peu volumineux, il donne un bon rendement. Par contre, l'évacuateur en marche d'escalier est un ouvrage difficile à réaliser, et difficile aussi à modifier.

Le tableau suivant fait une présentation des résultats trouvés par le calcul hydraulique

Tableau (III.09) : Présentation des résultats de calcul hydraulique.

Les différentes dimensions		L'évacuateur central à déversoir profilé	L'évacuateur central à déversoir en marche d'escalier
Déversoir			
	Largeur du seuil déversant	70 m	70 m
	Charge déversant	3.5 m	3.5 m
Coursier			
	Largeur	70 m	70 m
	Longueur	50 m	51 m
Bassin de dissipation			
	Type du bassin	Bassin à ressaut type III	Bassin à ressaut type III
	Longueur	50 m	35 m
	Largeur	70 m	70 m
Murs bajoyers			
	Coursier	Suivent les parements de la digue	Suivent les parements de la digue
	Bassin de dissipation + risberme	9 m	8.5 m

L'évacuateur central à déversoir en escalier est déconseillé car il est :

- Difficile à réaliser surtout au centre des barrages en terre.
- Un ouvrage coûteux par le volume du béton nécessaire pour le déversoir de profil Creager.

D'où, la variante choisi un évacuateur de crues central à déversoir profilée (profil Greager) parce que est le plus favorable et facile a réaliser , donne un bon rendement, moins coûteux que le déversoir en marche d'escalier de point de vue volume et technique de leur réalisation

CONCLUSION :

Le barrage de Chebabta est en terre homogène. Les barrages en terre sont protégés en générale par un évacuateur de crues latéral. Mais dans ce projet nous avons étudié deux variantes pour un déversoir central posé sur la fondation ; un évacuateur de crue central a déversoir profilée et un autre à déversoir en marche d'escalier.

Le choix de la variante est basé sur les dimensions trouvées. A l'aide de la comparaison faite entre les deux variantes ; représentée sur le tableau(III.09), nous constatons que la variante évacuateur central à déversoir profilée est la plus favorable.

Après le choix de la variante de l'évacuateur de crues, le calcul hydraulique et le dimensionnement de la variante choisi, il nous reste les calculs du génie civil : calcul de stabilité, le ferrailage, le coffrage et les quantités des matériaux nécessaires pour la construction (ciment, les armatures, les granulats, l'eau, les adjuvants, ...etc.).

ETUDE GENIE CIVIL

Généralités :

Le béton de ciment présente des résistances à la compression relativement élevées (couramment, en valeurs moyennes, de l'ordre de 25 à 35 MPa, soit 250 à 350 bar), mais sa résistance à la traction est faible (de l'ordre du dixième de la résistance à la compression) et aléatoire (au sens le plus courant du terme). *Le béton est donc un matériau fragile.* Pour pallier les inconvénients dus à cette fragilité, on associe au béton des armatures en acier ; le matériau résultant de cette association est le béton armé.

Les distances entre les armatures et les parois d'une part et entre les armatures elles mêmes d'autre part, doivent être suffisantes pour assurer une bonne adhérence entre l'acier et le béton, ainsi qu'une protection efficace contre l'oxydation et pour permettre une mise en place conventionnel du béton.

Le calcul de la stabilité c'est une étape nécessaire pour connaître si l'ouvrage est stable ou non durant tout leur délai de service pour ce la il faut avoir une stabilité des murs bajeoy contre le glissement, le renversement et au poinçonnement plus la stabilité de déversoir et le bassin de dissipation contre le glissement et le soulèvement respectivement

IV.1. Etude de stabilité :

Cette étude a pour but de vérifier la stabilité de l'ouvrage au renversement, au glissement et a la résistance aux contraintes se développant à l'intérieur de la masse
Le calcul est fait pour une tranche de longueur : $I_s = 1 \text{ m}$

IV.1.1. Stabilité du déversoir :

➤ Détermination des forces qui surgissent autour du déversoir :

Sur le déversoir agissent les forces suivantes :

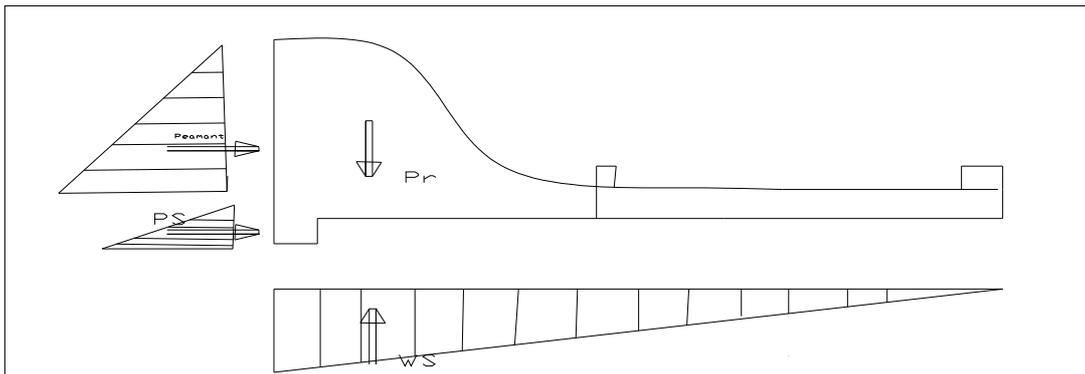


Figure (IV.01) : présentation des forces agissantes sur le déversoir

- **Poids du déversoir**

$$P_{dev} = \gamma_b \cdot S_d \cdot l_s$$

Avec : γ_b : Poids volumique du béton : $\gamma_b = 2,4 \text{ T/m}^3$

S_d : Section du déversoir $S_{dev} = 656,54 \text{ m}^2$

$l_s = 1 \text{ m}$.

Donc : $P_{dev} = 1575.696 \text{ Tf}$.

- **Force hydrostatique amont**

$$F_h \text{ am} = 1/2 \gamma_w \cdot h^2 \text{ am} \cdot l_s$$

Avec : h_{am} : hauteur d'eau à l'amont : $h_{am} = 34 \text{ m}$

$l_s = 1 \text{ m}$.

Donc : **$F_h \text{ am} = 578 \text{ Tf}$** .

- **Force des sous pressions**

$$W = \gamma_w \cdot S \cdot l_s$$

Nous avons une fondation recreusée alors le débit de fuite est très faible $W = 0$

- **Pousse des sédiments**

On a $P_s = \gamma_s \cdot S \cdot l_s$

Avec : $\gamma_s = 2.1$

$S = 9 \text{ m}^2$ Alors **$P_s = 162 \text{ Tf}$**

IV.1.1.1. Stabilité au glissement :

Pour qu'il y ait pas de glissement, il faut que : $\Sigma F_v / \Sigma F_h$ inférieur à f avec $f = 0,8$

Avec : $F_h = 162 + 578 = 740 \text{ Tf}$

$F_h = 740 \text{ Tf}$

$F_v = P_{dev} + P_s - W = 1575.696 + 162 = 1737.69 \text{ Tf}$

$F_v = 1737.69 \text{ Tf}$

$\Sigma F_h / \Sigma F_v = 0.43$ inférieur à 0.8

Donc du point de vue glissement le déversoir est stable.

IV.1.1.2. stabilité au renversement :

Pour qu'il ait stabilité au renversement, il faut que la relation suivante soit vérifiée: $\Sigma M_s / \Sigma M_d$ supérieur à $1,5$

ΣM_d supérieur à $1,5$

Avec : M_s = les Moments des forces stabilisatrices par rapport au point A

$M_s = P_d \cdot A$

$M_s = 1575.696 \cdot 60,43 = 95158,87 \text{ Tf m}$

$M_s = 95158,87 \text{ Tf.m}$

M_r = les Moments des forces déstabilisatrices par rapport au point A

$M_r = F_{am} \cdot h \cdot E + W \cdot F$

$M_r = 162 \cdot 4,34 + 578 \cdot 12 = 7639.08 \text{ Tf.m}$

$M_r = 7639.08 \text{ Tf.m}$

$\Sigma M_s / \Sigma M_d = 12,45$ supérieure à $1,7$

La condition déstabilisée du déversoir est vérifiée

Donc du point de vue renversement le barrage est stable

IV.1.2 Stabilité des murs bajoyers :

IV.1.2.1 Pré-dimensionnement des murs de soutènements :

Calcul des murs bajoyers :

-cas de charge (statique) : 1-rapide

2-en service

3-apres construction (remblai sec)

-charge : $\gamma_s = 26,6 \text{ kN/m}^3$ $V_s = W_s/\gamma_s = 0,60$

$$\gamma_d = 16,0 \text{ kN/m}^3$$

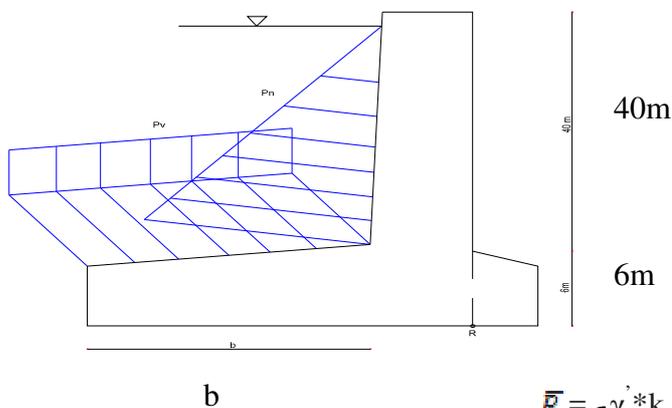
$$\gamma_w = 100 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{sat} = V_s * \gamma_s + (1 - V_s) * \gamma_w = 20 \text{ kN/m}^3$$

Valeur pessimist: 18 kN/m^3

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$$

Valeur pessimiste : 8 kN/m^3



$$M = \frac{P_n L^2}{6}$$

$$\bar{P}_n = \begin{cases} \gamma' * k_a * H = 10 * 0,53 * 40 = 212 \\ \gamma_n * H = 10 * 40 = 400 \end{cases}$$

$$P_n = \bar{P}_n * 1/2 * H = 12240 \text{ kN/m}$$

$$M_{h,R} = P_n * (40/3 + f) = 236 640 \text{ kNm/m}$$

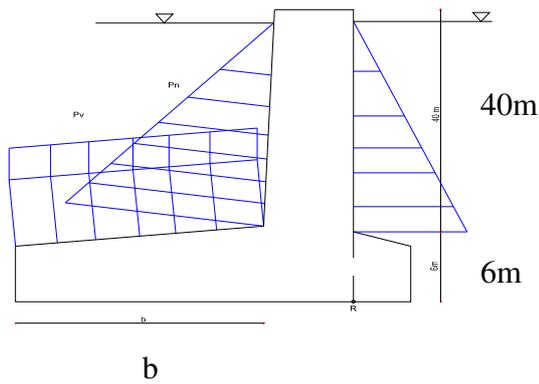
$$\bar{P}_v = \gamma_{sat} * H = 18 * 40 = 720 \text{ kN/m}^2$$

$$P_v = b * \bar{P}_v = 720 b \text{ kN/m}$$

$$M_v = \bar{P}_v * b/2 = 720 * b^2/2 = 360 b^2$$

$$F_s = 1,5 : 1,5 * M_{h,R} = M_v \longrightarrow 1,5 * 236640 / 360 = b^2 \longrightarrow b = 31,4 \text{ m}$$

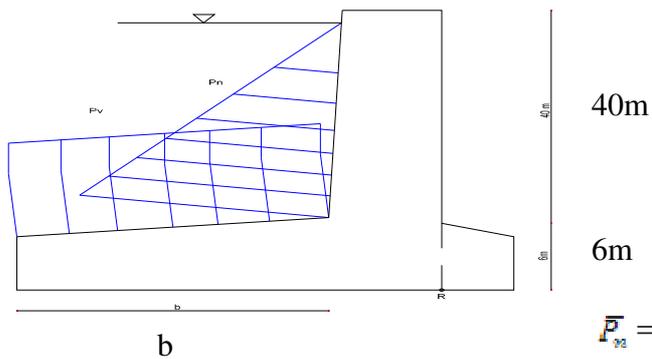
$$\longrightarrow m = \frac{H}{b} = 1,25$$



$$\begin{aligned} \bar{P}_{a2} &= \gamma' * k_a * H = 212 \text{ kN/m}^2 \\ P_n &= \bar{P}_{a2} * \frac{1}{2} * H = 4240 \text{ kN/m}^2 \\ M_{h,R} &= \bar{P}_{a2} * \left(\frac{H}{3} + 6 \right) = 82000 \text{ kNm/m} \\ \bar{P}_{v2} &= \gamma_{\text{sat}} * H = 18 * 40 = 720 \text{ kN/m}^2 \\ P_v &= \bar{P}_{v2} * b = 720 * b \text{ kN/m} \\ M_v &= P_v * \frac{b}{2} = 360 b^2 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

$$F_s = 1,5 : \quad 1,5 * 82000 = 360 * b^2 \longrightarrow b = 18,5 \text{ m}$$

$$\longrightarrow m = 2,15$$



$$\begin{aligned} \bar{P}_{a2} &= \gamma' * k_a * H = 340 \text{ kN/m}^2 \\ P_n &= 340 * \frac{1}{2} * H = 6784 \text{ kN/m}^2 \\ M_{h,R} &= \bar{P}_{a2} * \left(\frac{H}{3} + 6 \right) = 13160 \text{ kNm/m} \\ \bar{P}_{v2} &= \gamma_d * H = 640 \text{ kN/m}^2 \\ P_v &= 640 * b \\ M_v &= \frac{b}{2} * 640 b = 320 b^2 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

$$F_s = 1,5 : \quad 1,5 * 13160 = 320 * b^2 \longrightarrow b = 24,8 \text{ m}$$

$$\longrightarrow m = 1,6$$

Donc en prend le $b = 25 \text{ m}$ le cas le plus defavorable

Calcul de stabilité :

Le schéma suivant montre les combinaisons des charges :

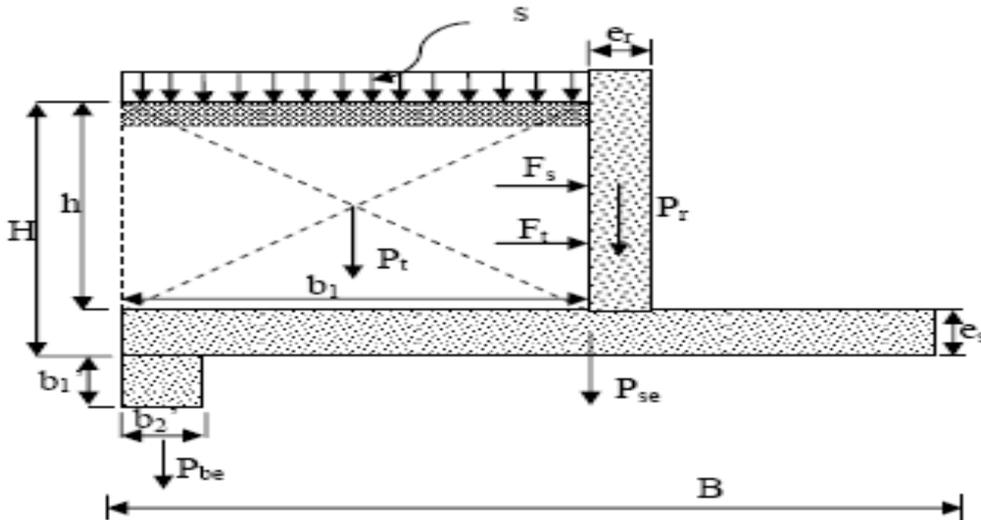


Figure (IV.02) : Schéma explicatif de combinaison des charges

a) Les forces verticales :

- **Poids de terre derrière le mur :**

$$P_t = \gamma_t \cdot b_1 \cdot h \dots \dots \dots (VI-1)$$

γ : Poids volumique de la terre (1.73t/m³)
 b_1, h : sont la largeur et la hauteur de la terre derrière le mur.

- **Poids de la surcharge (s) p_s:**

$$P_s = s \cdot b_1 \dots \dots \dots (VI-2)$$

s: surcharge (s=1t/m²)

- **Poids de la semelle:**

$$P_{se} = \gamma_b \cdot e_s \cdot B \dots \dots \dots (VI-3)$$

γ : Poids volumique du béton armé $\gamma=2.5$ t/m
 e_s : épaisseur de la semelle.
 B : la largeur de la semelle.

- **Poids de la bèche :**

$$P_{be} = \gamma_b \cdot b'_1 \cdot b'_2 \dots \dots \dots (VI-4)$$

γ : Poids volumique du béton armé $\gamma=2.5$ t/m
 b'_1 et b'_2 : Se sont la largeur et la longueur de la bèche respectivement.

- **Poids du rideau :**

$$P_r = \gamma_b \cdot \frac{h \cdot (e_s + e_i)}{2} \dots\dots\dots (VI-5)$$

b) Les forces horizontales :

- **Forces dues à la pousse des terres :**

$$F_t = K \cdot \gamma_t \cdot H \cdot \frac{H}{2} = K \cdot \gamma_t \cdot \frac{H^2}{2} \dots\dots\dots (VI-6)$$

$$K = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \dots\dots\dots (VI-7)$$

γ : Poids volumique de la terre (1.73t/m3)

K : coefficient de poussée.

H.la hauteur du mur

- **Force due a la poussée de la surcharge :**

$$F_s = K \cdot s \cdot H \dots\dots\dots (VI-6)$$

IV.1.2.2. Stabilité au renversement :

Le principe est de vérifier que le mure ne tourne pas autour de l'arrête A sous l'effet des force horizontales

$$\frac{\sum M_{s/A}}{\sum M_{r/A}} \geq Z \dots\dots\dots (VI-7)$$

$\sum M_{s/A}$: La somme des moments stabilisateurs autour du point A.

$\sum M_{d/A}$: La somme des moments déstabilisateurs autour du point A.

Z : coefficient de sécurité (z=1.5)

Nous avons :

$$M_s = P_d \cdot A$$

$$M_s = 172,8 \cdot 6 + 151,2 \cdot 12 + 1,25 \cdot 8 + 1814,4 \cdot 19$$

$$M_s = 37334,8 \text{ T.m}$$

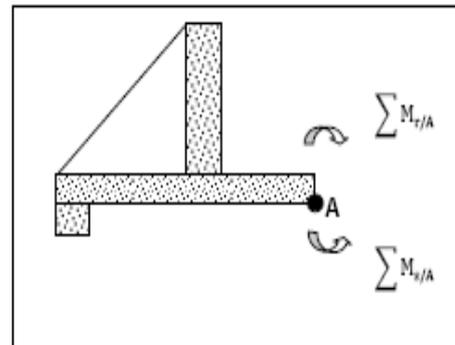
M_r = les Moments des forces déstabilisatrices par rapport au point A

$$M_r = 285,75 \cdot 12 + 7,56 \cdot 19 = 3572,64 \text{ T.m}$$

$$\frac{\sum M_s}{\sum M_d} = 10.45$$

La condition du stabilisée est vérifiée

Donc de point de vue renversement le mur est stable



IV.1.2.3. Stabilité au poinçonnement :

Il faut vérifier que sous l'effet de tout les forces extérieures les contraintes qui s'exercent à la base du mur sont inférieures a la contrainte admissible de sole de fondation

(σ_1 et $\sigma_2 < \sigma_{sol}$)

Position de la résultante des charges verticales

$$x = \frac{\sum Ms/A}{\sum Fv} \dots\dots\dots (VI-8)$$

$$e_0 = \left| x - \frac{B}{2} \right| \dots\dots\dots (VI-9)$$

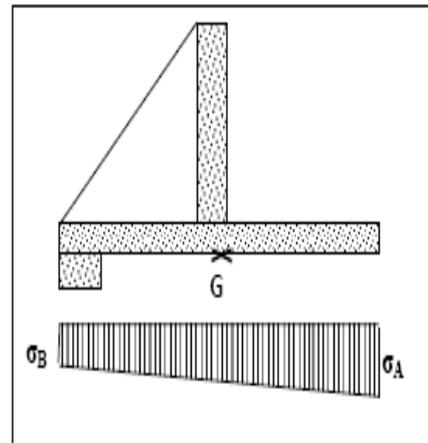
e_0 : c'est l'excentricité

Il faut que (e_0) soit inférieur à ($B/6$)

$X=19,4$ $e_0 = 3.4 < (B/6=5.33)$

$$\sigma_A = \frac{N}{S} + 6 \frac{M/G}{b \cdot B^2} \dots\dots\dots (VI-10)$$

$$\sigma_B = \frac{N}{S} - 6 \frac{M/G}{b \cdot B^2} \dots\dots\dots (VI-11)$$



σ_A et σ_B : les contraintes appliquées au sol. M/G : La somme des moments autour de point G.

N : la somme des forces verticales.

S : section de la semelle.

b : longueur de la semelle ($b = 1$ ml).

B : la largeur de la semelle.

Détermination du moment due aux forces verticales par rapport au centre de gravité de la semelle

$$\sum M/G = F_s \cdot \frac{H}{2} + F_t \cdot \frac{H}{2} - e_0 \cdot \sum F_v \dots\dots\dots (VI-12)$$

F_s : force de surcharge.

F_t : force de pousse de la terre.

H ; la hauteur de mur.

e_0 : excentricité.

F_v : les forces verticales.

Donc :

$$\sigma_A = 110,60 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_B = -30,04 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{réf}} = (3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}})/4 \dots\dots\dots (VI-13)$$

$$\sigma_{\text{ref}} = 90,46 \text{ t/m}^2$$

IV.1.2.4. Stabilité au glissement :

Le principe est de vérifier que

$$F_h \leq \frac{F_v \cdot \tan \varphi + B \cdot C}{\gamma} \dots\dots\dots (VI-14)$$

F_h : la somme des forces horizontales.

F_v : la somme des forces verticales.

φ : angle de frottement (20).

B : la largeur de la semelle (32m).

C : cohésion de sol (0.33bar).

γ : coefficient de sécurité ($\gamma= 1.5$).

$\Sigma F_v=1737,69t$

$\Sigma F_h=293.32t$ alors

293,32 inférieure a 428.68

Alors la condition de non glissement est vérifiée

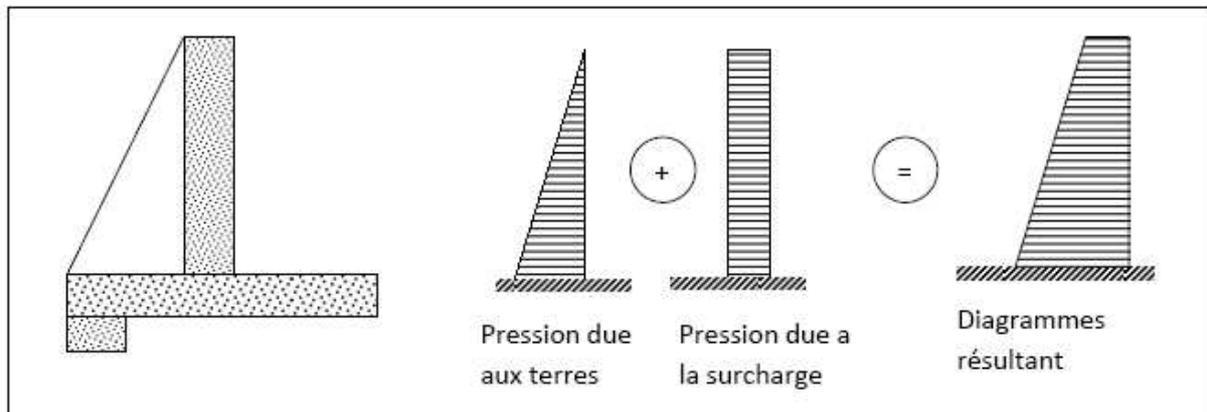
Donc du point de vue glissement le mur est stable.

IV.2. Ferrailage des éléments du l'évacuateur de crue :

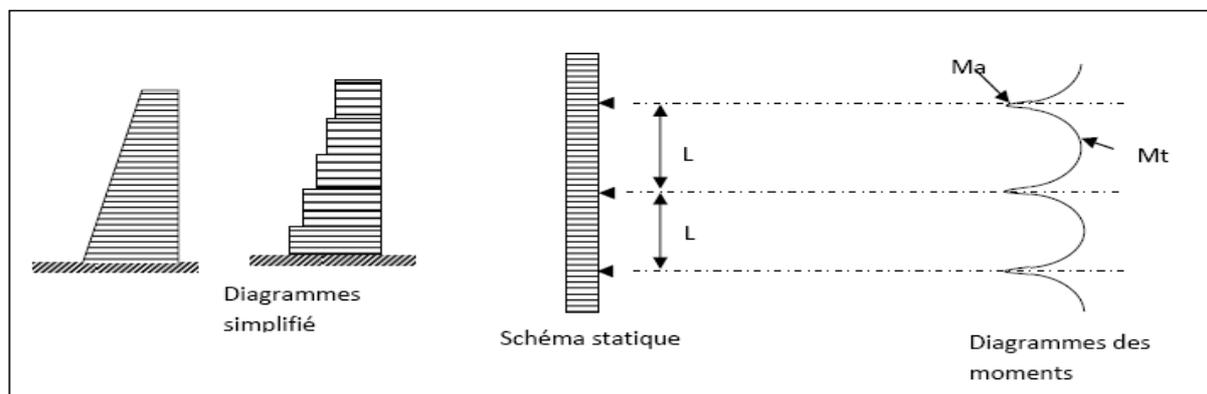
Nous connaissons que le béton résiste bien à la compression mais les armateurs résiste au traction donc l'assemblage de ces deux élément donne une résistance à ces deux sollicitation.

IV.2.1. Ferrailage des murs bajoyer :

Le mur est calculé comme une dalle simplement appuyée sur les appuis (contrefort) et soumise a la résultante due aux pressions des terres et de la surcharge (en utilisant les coefficients de sécurité)



Pour simplifier les calculs, le mur se divise en plusieurs tranches de 1m de hauteur



$$M_a = \frac{pl^2}{16} \dots\dots\dots (VII-1)$$

$$M_t = \frac{pl^2}{10} \dots\dots\dots (VII-2)$$

Ma : moment en appuis.

Mt : moment en travée.

P : pression des forces agissent sur le mur à chaque 1m de hauteur.

L : distance entre les contreforts (l=9m)

$$p=1.35F_t+1.5F_s \dots\dots\dots (VII-3)$$

1.35 et 1.5 sont des coefficients de majoration (sécurité).

Ft : force due au poussé de la terre.

Fs : force due au poussé de la surcharge.

les donne de base :

$$\sigma_{b\acute{e}ton}=25\text{mpa}$$

$$\sigma_{arm}=400\text{mpa}$$

Au lieu de travailler avec le diagramme résultant, on fait les calculs avec un diagramme de pression simplifié.

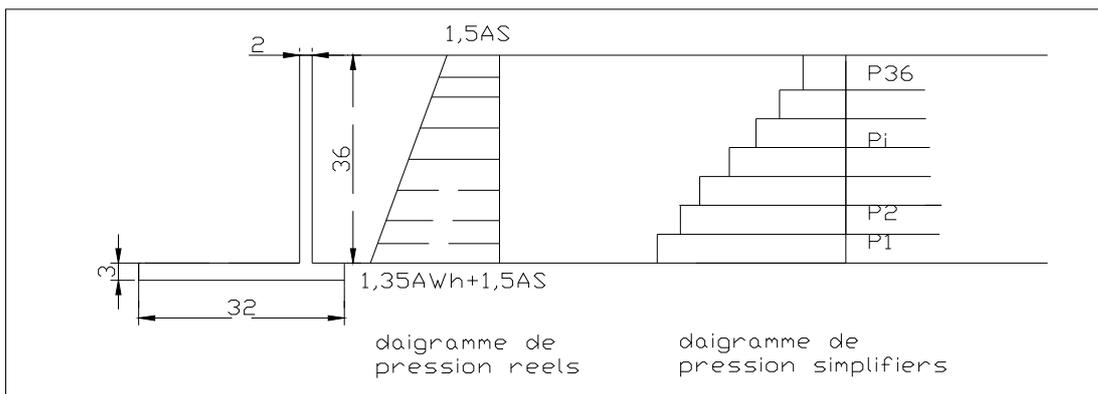


Figure (IV.05) : diagramme des sous pressions des terres sur le rideau

Nous voyons que nous divisons le rideau en tranche de 1 m a partir de la base de rideau nous avons les efférents résultats sont récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau (IV.01): récapitulatif des résultats da la section des aciers de rideau

Tranches	Hi	Ft(t/m)	Fs(t/m)	P (t/m)	Ma (t.m)	Mt (t.m)	μ (Ma)	μ (Mt)	α (Ma)	α (Mt)	β (Ma)	β (Mt)	A(Ma)	A(Mt)
1	35	12,833	11,667	34,825	176,214	282,082	0,0321	0,0522	0,0408	0,0671	0,9837	0,9732	26,411	42,736
2	34	12,467	11,333	33,830	171,180	274,023	0,0312	0,0507	0,0396	0,0651	0,9842	0,9739	25,644	41,482
3	33	12,100	11,000	32,835	166,145	265,963	0,0302	0,0493	0,0384	0,0632	0,9846	0,9747	24,878	40,229
4	32	11,733	10,667	31,840	161,110	257,904	0,0293	0,0478	0,0372	0,0612	0,9851	0,9755	24,112	38,979
5	31	11,367	10,333	30,845	156,076	249,844	0,0284	0,0463	0,0360	0,0592	0,9856	0,9763	23,348	37,730
6	30	11,000	10,000	29,850	151,041	241,785	0,0275	0,0448	0,0348	0,0573	0,9861	0,9771	22,584	36,484
7	29	10,633	9,667	28,855	146,006	233,725	0,0266	0,0433	0,0337	0,0553	0,9865	0,9779	21,820	35,239
8	28	10,267	9,333	27,860	140,972	225,666	0,0257	0,0418	0,0325	0,0534	0,9870	0,9786	21,058	33,997
9	27	9,900	9,000	26,865	135,937	217,606	0,0247	0,0403	0,0313	0,0514	0,9875	0,9794	20,296	32,757
10	26	9,533	8,667	25,870	130,902	209,547	0,0238	0,0388	0,0301	0,0495	0,9879	0,9802	19,535	31,519
11	25	9,167	8,333	24,875	125,867	201,487	0,0229	0,0373	0,0290	0,0475	0,9884	0,9810	18,775	30,282
12	24	8,800	8,000	23,880	120,833	193,428	0,0220	0,0358	0,0278	0,0456	0,9889	0,9818	18,015	29,048
13	23	8,433	7,667	22,885	115,798	185,368	0,0211	0,0343	0,0266	0,0437	0,9893	0,9825	17,257	27,816
14	22	8,067	7,333	21,890	110,763	177,309	0,0202	0,0328	0,0255	0,0417	0,9898	0,9833	16,498	26,586
15	21	7,700	7,000	20,895	105,729	169,249	0,0192	0,0313	0,0243	0,0398	0,9903	0,9841	15,741	25,357
16	20	7,333	6,667	19,900	100,694	161,190	0,0183	0,0299	0,0231	0,0379	0,9908	0,9848	14,984	24,131
17	19	6,967	6,333	18,905	95,659	153,130	0,0174	0,0284	0,0220	0,0360	0,9912	0,9856	14,229	22,906
18	18	6,600	6,000	17,910	90,625	145,071	0,0165	0,0269	0,0208	0,0340	0,9917	0,9864	13,473	21,684
19	17	6,233	5,667	16,915	85,590	137,011	0,0156	0,0254	0,0196	0,0321	0,9921	0,9871	12,719	20,463

20	16	5,867	5,333	15,920	80,555	128,952	0,0147	0,0239	0,0185	0,0302	0,9926	0,9879	11,965	19,245
21	15	5,500	5,000	14,925	75,520	120,892	0,0137	0,0224	0,0173	0,0283	0,9931	0,9887	11,212	18,028
22	14	5,133	4,667	13,930	70,486	112,833	0,0128	0,0209	0,0161	0,0264	0,9935	0,9894	10,460	16,813
23	13	4,767	4,333	12,935	65,451	104,773	0,0119	0,0194	0,0150	0,0245	0,9940	0,9902	9,708	15,600
24	12	4,400	4,000	11,940	60,416	96,714	0,0110	0,0179	0,0138	0,0226	0,9945	0,9910	8,957	14,389
25	11	4,033	3,667	10,945	55,382	88,654	0,0101	0,0164	0,0127	0,0207	0,9949	0,9917	8,207	13,180
26	10	3,667	3,333	9,950	50,347	80,595	0,0092	0,0149	0,0115	0,0188	0,9954	0,9925	7,457	11,973
27	9	3,300	3,000	8,955	45,312	72,535	0,0082	0,0134	0,0104	0,0169	0,9959	0,9932	6,708	10,767
28	8	2,933	2,667	7,960	40,278	64,476	0,0073	0,0119	0,0092	0,0150	0,9963	0,9940	5,960	9,564
29	7	2,567	2,333	6,965	35,243	56,416	0,0064	0,0104	0,0080	0,0131	0,9968	0,9947	5,213	8,362
30	6	2,200	2,000	5,970	30,208	48,357	0,0055	0,0090	0,0069	0,0112	0,9972	0,9955	4,466	7,162
31	5	1,833	1,667	4,975	25,173	40,297	0,0046	0,0075	0,0057	0,0094	0,9977	0,9963	3,720	5,964
32	4	1,467	1,333	3,980	20,139	32,238	0,0037	0,0060	0,0046	0,0075	0,9982	0,9970	2,975	4,767
33	3	1,100	1,000	2,985	15,104	24,178	0,0027	0,0045	0,0034	0,0056	0,9986	0,9978	2,230	3,573
34	2	0,733	0,667	1,990	10,069	16,119	0,0018	0,0030	0,0023	0,0037	0,9991	0,9985	1,486	2,380
35	1	0,367	0,333	0,995	5,035	8,059	0,0009	0,0015	0,0011	0,0019	0,9995	0,9993	0,743	1,189
36	0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	1,0000	1,0000	0,000	0,000

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (IV.02): Tableau récapitulatif des résultats de ferraillement de rideau a chaque 5m de tranche.

tranche	aciers sur appuis		aciers en travées	
	arm principale	arm de repart	arm principale	arm repa
35	7T16 ,e = 10cm	T 12 /1m	5T20 e= 10 cm	T12/1m
34		T 12 /1m		T12/1m
33		T 12 /1m		T12/1m
32		T 12 /1m		T12/1m
31		T 12 /1m		T12/1m
30		T 12 /1m		T12/1m
29	8T14 ,e = 9 cm	T 12 /1m	6T18 e=9 cm	T12/1m
28		T 12 /1m		T12/1m
27		T 12 /1m		T12/1m
26		T 12 /1m		T12/1m
25		T 12 /1m		T12/1m
24		T 12 /1m		T12/1m
23	15T12 e= 10cm	T 12 /1m	16T16 e =10 cm	T12/1m
22		T 12 /1m		T12/1m
21		T 12 /1m		T12/1m
20		T 12 /1m		T12/1m
19		T 12 /1m		T12/1m
18		T 12 /1m		T12/1m
17	15T12 e= 11 cm	T 12 /1m	10T14 e= 11cm	T12/1m
16		T 12 /1m		T12/1m
15		T 12 /1m		T12/1m
14		T 12 /1m		T12/1m
13		T 12 /1m		T12/1m
12		T 12 /1m		T12/1m
11	8T12 e= 11,5cm	T 12 /1m	8T12 e=11,5 cm	T12/1m
10		T 12 /1m		T12/1m
9		T 12 /1m		T12/1m
8		T 12 /1m		T12/1m
7		T 12 /1m		T12/1m
6		T 12 /1m		T12/1m
5	8T12 e= 12 cm	T 12 /1m	8T12 e =12 cm	T12/1m
4	6T12 e= 15 cm	T 12 /1m	6T12 e= 15cm	T12/1m
3		T 12 /1m		T12/1m
2		T 12 /1m		T12/1m
1		T 12 /1m		T12/1m

Dans la mesure du possible l'espacement entre les barres en travée et sur appuis doit être la même d'où en retiendra la solution dans le tableau ci- dessus. Le ferrailage est représenté dans la planche N06

IV.2.2. Ferrailage des contreforts :

Les contreforts travaillent comme des consoles verticales, encastrées dans la semelle est soumises aux efforts transmis par le rideau.

La section de calcul est une section en "T" dont le mur représente la table de compression.

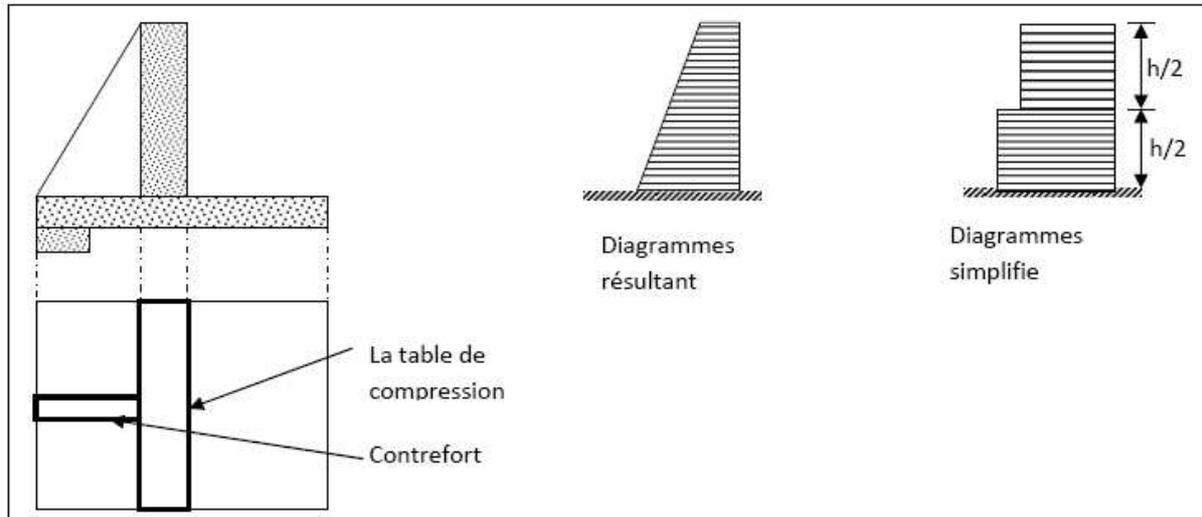


Figure (IV.06) La force qui agit sur le contrefort est comme celui qui agit sur le mur

Dans notre étude Les contres forts sont calculés comme des consoles encastrées dans la semelle et soumises à la pression résultante due à la pression des terres et de la surcharge

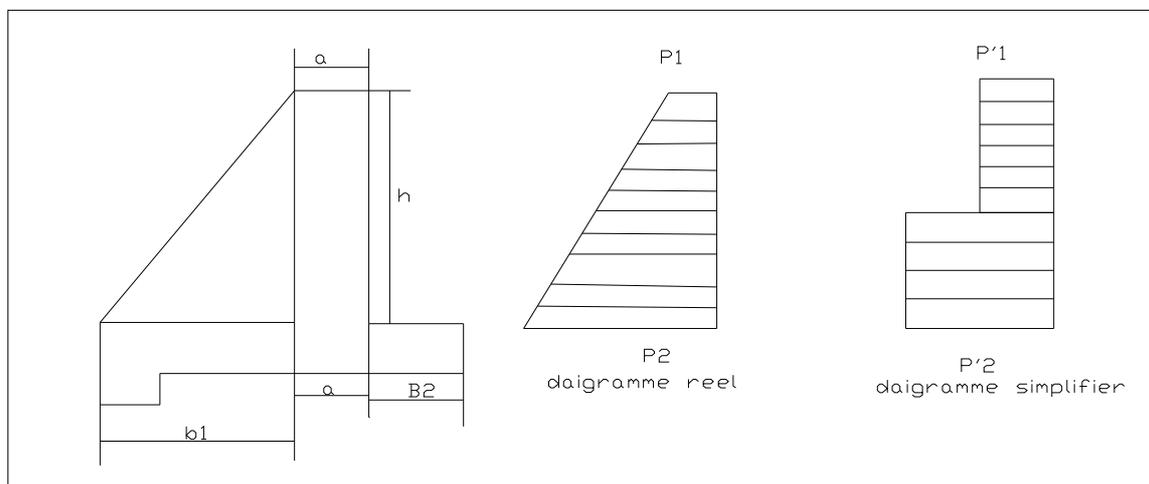


Figure (IV.07) : schéma statique des sous pression sur les contre fort

On a :

$$P2 = L(1,35 A_y h + 1,5AS)$$

$$P1 = L(1,5As) \quad P2' = P2$$

$$P'1 = L(1,35Ah/2 + 1,5AS)$$

L : entravée entre les contreforts L = 9m

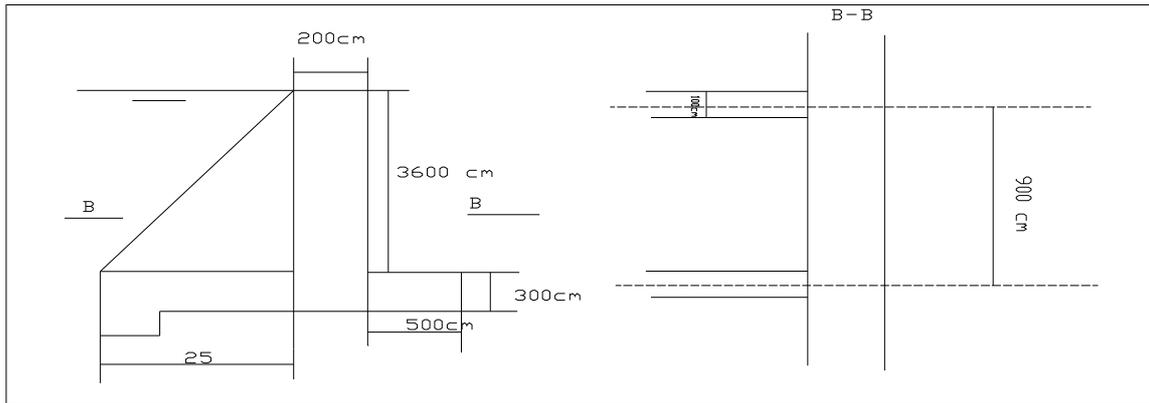


Figure (IV.08) : schéma de calcul de contre fort

On a

$$P'1 = 9(1, 35.0, 33.1, 8. 36/2+1,5.0,33.1) = 134,36 \text{ t/m}$$

$$P'2 = 9(1, 35.0, 33.1, 8. 36+1,5.0, 33.1) = 264,27 \text{ t/m} = P2$$

Calcul des aciers au niveau de l'encastrement :

Si on prend le diagramme simplifie le moment a l'encastrement est le plus élevé que le diagramme réels, donc par mesure d'économie on utilise le diagramme réel c a d :

$$P1 = 9(1,5 .0, 33) = 4,45 \text{ t /m}$$

$$P'2 = 9(1, 35.0, 33.1, 8. 36+1,5.0, 33.1) = 264,27 \text{ t/m} = P2$$

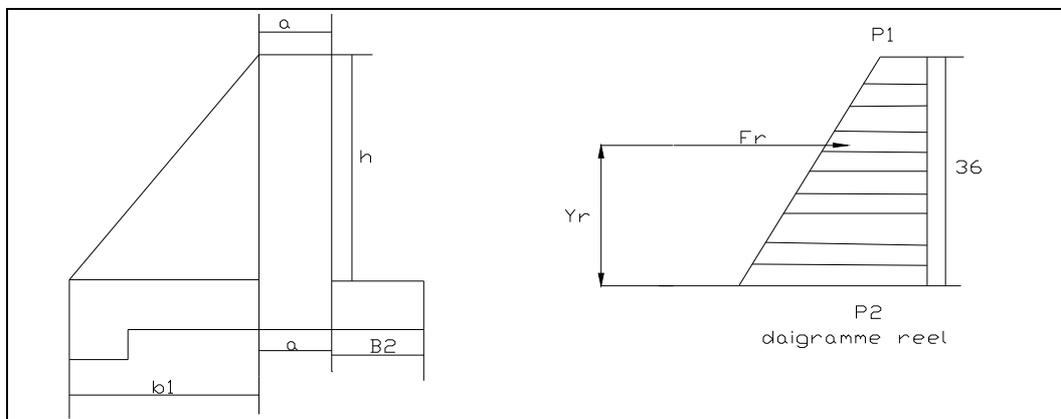


Figure (IV.09) : diagramme des pressions sur le rideau du mur

F_R : force résultante et y_R : position de F_R

F_R : Aire de diagramme des pressions = aire de trapèze = $(B+b)/2 \cdot \text{hauteur de trapèze}$

$$F_R = ((26,42+4,45)/2) \cdot 36 = 555,66 \text{ t}$$

Y_G : ordonnées du centre de gravite de trapèze = 13,23 m

Le moment a l'encastrement égale :

$$M_e = F_r \cdot y_G = 7351,38 \text{ t.m}$$

La section qui représente ce moment M_e est le suivante :

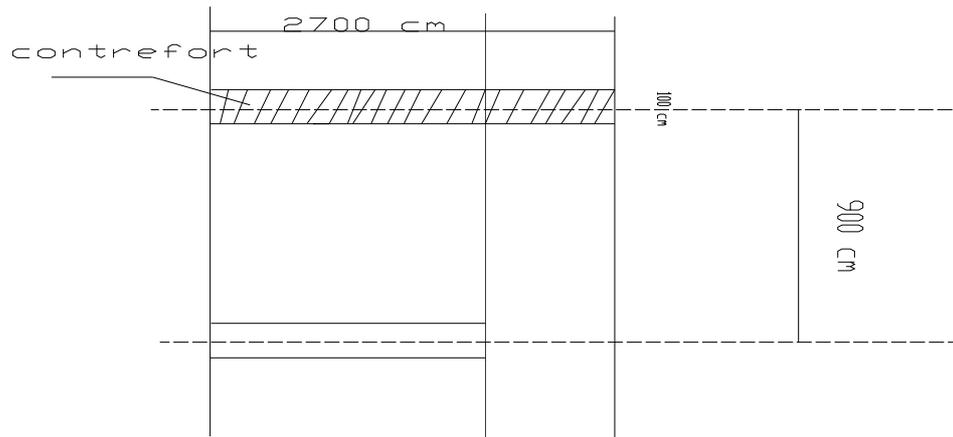
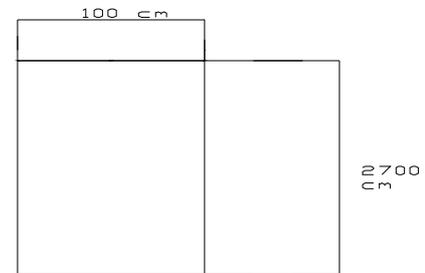


Figure (IV.10) : la section des aciers du contrefort

Donc on est en train de calculer une section rectangulaire soumise à la flexion simple



Enrobage est de 3 cm

$$v = \frac{M}{\sigma_{bc} b d^2} = 0,077$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2v}}{0,8} = 0,099$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,96$$

On calcul A_{acier}

$$A = \frac{Ma}{\beta d \sigma_s} = 63,23$$

$$D'où A = 63,23 \text{ cm}^2$$

On utilise des T24 $(3,14 \cdot (2,4)^2) / 4 = 4,52$ le nombre d'acier $n = 15$ barre/ml

· **Ferraillage adopté :**

La section des armatures est : $A = 63,23 \text{ cm}^2$ soit 15T24

Pour le reste du ferraillage du contrefort, on opte pour des T12/15 comme armature longitudinale, et des cadres en T10/15 comme armatures transversales sur 36 m de hauteur

IV.2.3. Ferrailage de la semelle :

La semelle et soumise a :

La réaction de sol qui représente une répartition trapézoïdale d'après des résultats de calcul de la stabilité $\sigma_1 = 110,60 \text{ t/m}^2$ $\sigma_2 = 30,04 \text{ t/m}^2$

- A son poids propre réparti uniformément sur AB ($1,69 \text{ t/m}^2$)
- Aux poids du mur et de terres réparti uniformément de B en C (p_t et $p_r = 10,15 \text{ t/m}^2$)

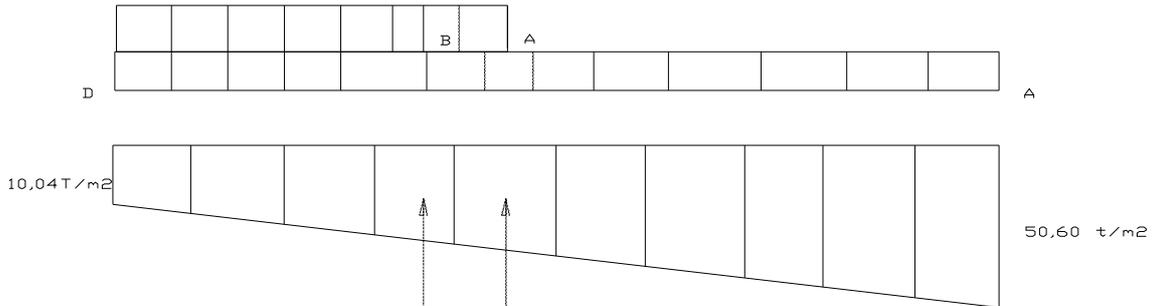


Figure (IV.11): schéma statique de chargement de la semelle

$$\text{On a } \sigma_A = 110,04 - \frac{110,60 - 30,04}{32} \times 7 = 92,37 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_B = 110,04 - \frac{110,60 - 30,04}{32} \times 25 = 47,10$$

$$\sigma_{t.s.r} = \frac{1,35 (P_t + P_r) + 1,5 P_s}{100 b_1} = 120,4 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_s = \frac{1,35 P_{se}}{100 B} = 70,6 \text{ t/m}^2$$

La partie BD :

La partie BD est calculée comme un console encadrée en B et soumise aux contraintes extérieures :

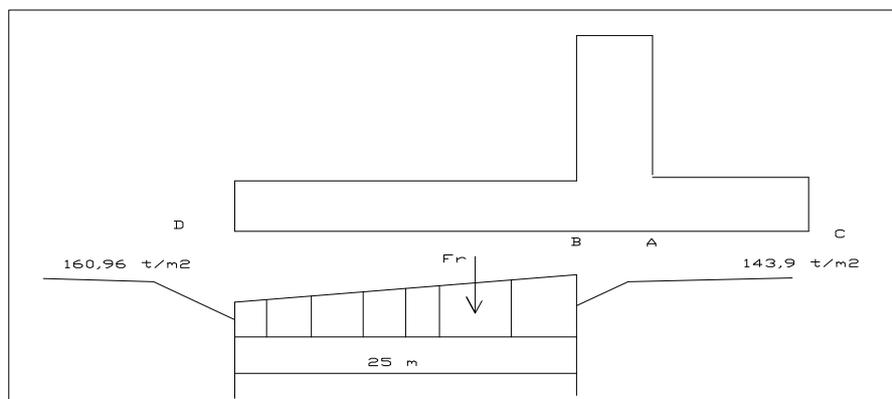


Figure (IV.12) : diagramme des contraintes sur la partie BD

Ferraillage de BD :

F_{res} = aire de diagramme des pressions = aire de trapèze = 348100,75

Fr se trouve sur le centre de gravite de trapèze

$X_G = 9,45$ m

$Me^B = 348100,75 \cdot 9,45 = 32,89$ t/m

La section qui reprent Me^B

$$v = \frac{M}{\sigma_{bc} b d^2} = 0,0014$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2v}}{0,8} = 0,0018$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,99$$

On calcul A_{acier}

$$A = \frac{Ma}{\beta d \sigma_s}$$

D'où $A = 24,2$ cm²

On utilise des 9T20 $(3,14 \cdot (2)^2) / 4 = 3,14$ e = 11 cm le nombre d'acier n= 9 barre/ml

Ferraillage de AC :

La partie AC est considérée comme console encastrée en A

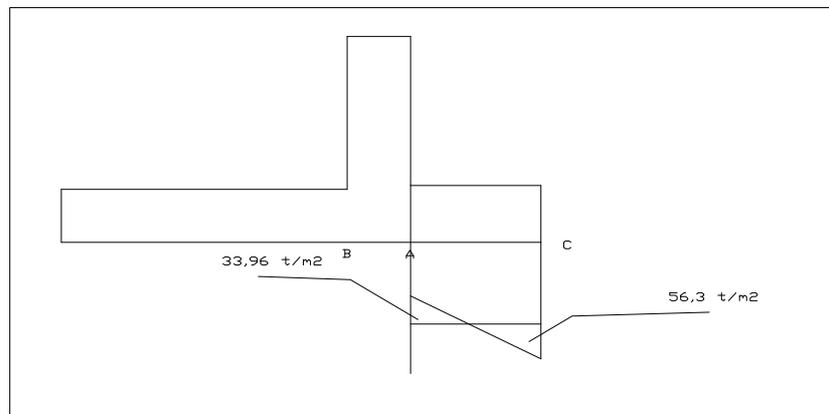


Figure (IV.13) : Diagramme des contraintes de la partie AC

On M_B = moment d'encastrement en B

$$M_B = F_1 \alpha - F_2 \beta$$

Te que $\alpha_2 = B1/3 = 1$ m et $\beta = b1 + 2/3b2 = 4,33$ m

$F_1 = 80,34$ t/m $F_2 = 10,2$ t/m

$$M_B = F_1 \alpha - F_2 \beta = 80,34 - 44,16 = 36,17$$
 t/m²

$$v = \frac{M}{\sigma_{bc} b d^2} = 0,0016$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2v}}{0,8} = 0,002$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,99$$

On calcul A_{acier}

$$A = \frac{Ma}{\beta d \sigma_s}$$

D'où $A = 27,6 \text{ cm}^2$

On utilise des 9T12 $(3,14 \cdot (2)^2) / 4 = 3,14$ $e = 11 \text{ cm}$ le nombre d'acier $n = 9$ barre/ml

IV.2.4. Ferrailage de la semelle de déversoir et de bassin de dissipation :

On considère le cas le plus défavorable (toutes les forces)

Déterminons les contraintes agissantes sur la semelle :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{L B} \pm \frac{6 M_G}{L B^2}$$

$$N = P_r + P_s + P_{e}^{av} + P_{e}^{am} - Wt$$

$N = 1400 \text{ t}$

MG : moment par rapport au centre de gravité de la semelle

$$M_G = P_r \cdot A + P_{e}^{av} \cdot C + F_{h}^{av} \cdot D + F_{h}^{am} \cdot E + W_s \cdot F + W_F \cdot B$$

$M_G = 70 \text{ t.m}$

Donc $\sigma_1 = 156,45 \text{ t/m}^2$ $\sigma_2 = 148,32 \text{ t/m}^2$

Le radier est considéré comme étant encastré dans le massif supérieur. La charge due au poids de déversoir

Les Contraintes dues aux forces verticales

$$\sigma = \frac{(P_{ave}^e + P_r + P_s)}{L \cdot B}$$

$\sigma_1 = 70,56 \text{ t/m}^2$

Le moment d'encastrement est :

$$M = F \cdot AG$$

$$F = 33,79 \text{ t}$$

$$AG = 12,5 \text{ m}$$

$$M = 422,37 \text{ t.m}$$

▪ Calcul des aciers :

$$\text{Nous avons } v = \frac{M}{\sigma_{bc} b d^2}$$

Avec : σ_{bc} : Contrainte admissible de a compression du béton. = 142 b

b : Longueur de la tranche = 1m

d : Largeur du mur diminue de l'enrobage = 395 cm

c : l'enrobage = 5 cm

Ce qui donne

$$v = \frac{M}{\sigma_{bc} b d^2} = 0,097 < 0,186$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\nu}}{0,8} = 0,12 < 0,259$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,94$$

On calcul A_{acier}

$$A = \frac{Ma}{\beta d \sigma_s}$$

D'où $A = 31,7 \text{ cm}^2$

On utilise des 9T24 $(3,14 \cdot (2,4)^2) / 4 = 4,52$ $e = 11 \text{ cm}$ le nombre d'acier $n = 9$ barre/ml

Pour les aciers de répartition on utilise des barres de T12 pour toute la semelle

IV.3. Détails constructifs :

IV.3.1. Remplissage derrière les bajoyers :

- Ce remplissage doit être toujours fait avec des matériaux drainant pour minimiser les sous pressions.
Dans notre projet correspond au cas des murs verticaux l'amant d'un déversoir adjacent à une digue homogène ou le contact terre mur doit être bien entendu étanche pour éviter les fuites le long de ce mur l'aval.
- Pratiquement pour les déversoirs en béton .la construction par plots elle est nécessaire que pour les petits ouvrages. dans notre projet nous un déversoirs et des murs bajoyer de 36 m de haut. Les plots sont alors réunis par des joints Water-stop.
- Un soin tout particulier devra être apporte a la liaison mur- digue. il est conseille toute fois qu'on le peut de couler le béton dans des fouilles taillées dans le remblais compacte. quand cela n'est pas possible, par exemple si l'on est amène a réaliser le béton avant le remblai. le mur de béton devra être enduit par produit (mastic) bitumineux souple et le remblai soigneusement compacte au plus près des parois

IV.3.2. Protection anti-renard :

- La ligne de contact entre le remblai de la digue et le déversoir est un chemin préférentiel d'infiltration. Bien entendu il faut vérifier que la sécurité contre le risque de renard est pleinement assurée à la fois dans les plans transversaux. mais aussi a la liaison corps de digue-déversoir.
- Il est indispensable d'éviter tout défaut de contact entre la terre et le béton. Pour cela, on fera pénétrer dans la digue des murs contrefort (1m d'épaisseur) perpendiculaire au bajoyer avec un espacement de 9 m entre l'un et l'autre. Dans tous les cas. on appréciera la sécurité par la règle de LANE

IV.3.3. Compositions du béton et contrôle de qualité :

Le béton est constitué des éléments suivants dans des proportions bien étudiées et cela suivant la nature des composants et de la destination, c'est-à-dire de la nature de l'ouvrage à réaliser.

L'évacuateur de crues est en contacte avec l'eau douce d'une manière non permanente. Il est construit en béton armé dosé généralement à 350 Kg/m^3 de ciment.

Les doses des différentes composantes du béton sont données :

- Ciment : 350 Kg/m³ de béton.
- Gravier : 800 Kg/m³ de béton.
- Sable : 400 Kg/m³ de béton.
- Eau : 170 Kg/m³ de béton.

Les essais physiques, chimiques et mécaniques qui doivent être effectués avant et pendant la mise en œuvre du béton pour les différentes composantes sont :

- Béton :
 - Essai d'écrasement (Résistance à la compression).
 - Essai de la résistance à la traction.
 - Essai de perméabilité.
 - Essai d'affaissement (Cône d'Abrams).
- Gravier :
 - Essai de granulométrie par tamisage (Classification des granulats).
 - Essai de Los Angeles (La dureté des graviers).
- Sable :
 - Essai de granulométrie par sédimentométrie.
 - Equivalent de sable.
- Eau :
 - Filtration (Le taux des matières en suspension).
 - Séchage (Le taux des sels).
 - Essai de l'acidité de l'eau.
 - Essai des sulfates en eau.
- Ciment :
 - Essai de prise (Temps de début de prise et de fin de prise).
 - Essai de fissurabilité.
 - Essai de retrait et de gonflement.
 - Essai d'écrasement (La résistance à la compression).
 - Essai de traction.

IV.3.4. Recommandations :

- La résistance admissible du béton ne doit pas dépasser 250 bars pour la compression et 21 bars pour la traction.
- La température du béton au cours de réalisation ne doit pas dépasser 32 °C.
- L'eau pour le gâchage du béton doit être propre (pas acide), le pH ne doit pas être inférieur à 4.
- Les sulfates dans l'eau ne doivent pas dépasser 2 700 mg/l (SO₄) et tous les sels 5 000 mg/l.
- Si le bétonnage se fait en été, on doit ajouter un adjuvant de type accélérateur de prise pour éviter la diminution du pourcentage de l'eau dans le béton par l'évaporation et l'apparition des fissures.
- Pour avoir une bonne température de l'eau pendant une période chaude on utilise des blocs de glace.

- L'accélérateur de prise peut être s'utiliser pendant une période froide pour ne pas donner le temps de transformation des gouttelettes d'eau à l'état solide qui devient des pores et des vides pendant les périodes chaudes qui va diminuer la résistance du béton par la suite.
- Le coffrage à utiliser est métallique parce qu'il a l'avantage de laisser une surface lisse après le décoffrage, en plus, un coffrage en bois absorbe une quantité d'eau et il ne peut pas assurer une bonne étanchéité ; c'est-à-dire on aura une perte de coulis de ciment.
- Le temps dans lequel le béton reste dans un malaxeur utilisé pour le transport ne doit pas dépasser 30 min.
- L'évacuateur de crue doit être réalisé sur une couche de béton de propreté de 10 cm d'épaisseur dosé à 150 Kg de ciment/m³ de béton. Le but de cette couche est d'éliminer la filtration de l'eau du béton lors de la mise en œuvre.
- Un système de drainage doit être prévu sous le radier de l'évacuateur ce crue afin d'évacuation les eaux souterrains. C'est une conduite en PVC de 200 mm de diamètre protégée par un revêtement de sable de 0.1m et de gravier de classe 20/25.

IV.3.5. Le bétonnage :

- Pompe à béton,
- Malaxeur : transport du béton de la centrale à béton à la pompe à béton.
- Centrale à béton : préparation du béton.
- Un compresseur : nettoyage du milieu la ou il va y avoir du béton.
- La grue : utiliser pour la mise en place du coffrage et le ferrailage.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons vérifié la stabilité des différents éléments de l'évacuateur de crue par le calcul de toutes les forces et les contraintes qui agissent sur notre ouvrage. Nous avons trouvé que l'ouvrage est stable à différentes actions de mouvement :

- Stabilité au renversement,
- Stabilité au glissement,
- Stabilité au poinçonnement.

Nous avons calculé aussi le ferrailage de l'ouvrage en en utilisant les méthodes manuelles que nous avons étudiées les années précédentes. Nous avons trouvé que les diamètres des barres à utiliser sont : 12, 14, 16, 18 et 20 mm et nous avons pris un diamètre de 12 et 14 mm pour les aciers de répartition. Tous les aciers que nous avons besoin sont accessibles sur le marché.

La représentation des aciers est faite sur la planche N°06

INTRODUCTION

L'organisation de chantier à pour but de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts, elle consiste à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier. Afin d'atteindre ces objectifs, il est impératif de :

Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement ; Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée ; Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour les quels, on adopter une mécanisation de plus en plus poussée ; Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient .

V.1 Organisation technique de préparation :

Les opérations essentielles de préparations dans l'organisation technique pour la construction hydrotechnique commencent par la préparation des documents qui donnent droit à l'organisme de réaliser l'exécution des travaux de construction.

L'organisation technique de préparation passe par les étapes suivantes :

1-Période de préparation, consiste à établir l'ordre chronologique et la cadence de réalisation des travaux en qualités et en quantités.

2-Mesure d'approvisionnement du chantier en matériaux de construction concernant le lieu et la qualité.

V.2 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise :

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain de larges espaces, a fin de ménager les divers aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail. On peut distinguer les installations suivantes :

V.2.1 Installations destinées au personnel :

En générale, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier.

V.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux :

Pour les ciments nous utilisons soit, des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal. Les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et la faciliter de dosage du béton, et les aciers dans des baraquements, hangarsetc.

V.2.3 Installations destinées à la réparation des engins :

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

V.2.4 Installation destinée pour la préfabrication :

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites.

V.4 Travaux de réalisation :

V.4.1 Travaux de terrassements :

Pour la réalisation des travaux de terrassements, il est nécessaire d'établir la balance des masses volumiques de terrassement en adoptant les travaux les plus économiques en ce qui concerne la répartition et le transport des matériaux de construction sur le chantier, ainsi que le choix par les caractéristiques techniques des outils mécaniques.

V.4.2 Travaux d'excavations :

Les différentes opérations d'excavation devront être faites selon les données avancées dans le dossier des plans et le programme général des travaux, ces derniers comprennent le décapage, excavation et mise en dépôt des déblais suivant les étapes suivantes :

- ✓ Décapage de la terre végétale sur l'assise de la digue et la zone d'emprunt, qui sera transporté vers une décharge dans une zone stable sans influence sur le déroulement et le régime des travaux.

V.4.4 Travaux secondaires

Cela consiste au travail dont le besoin est de pouvoir exploiter tous les ouvrages dans les meilleures conditions possibles.

- ✓ L'aménagement de la zone d'emprunt.
- ✓ Stabilité des décharges ainsi que leur protection contre l'érosion et leur éloignement des cours d'eau.
- ✓ Reboisement des zones à risque d'érosion au alentour du barrage.

Tous les travaux peuvent être exécutés à partir de l'automne de la première année de construction et au cours de la deuxième année sauf pendant la période humide.

V.5 Les moyens de chantier :

En ce qui concerne les moyens en personnel, l'entreprise devra indiquer nommément la personne physique responsable du chantier et son intérimaire en précisant leurs titres, références et compétence. Les mêmes indications devront être fournies pour les techniciens

spécialisés tels que géotechnicien spécialiste en travaux d'étanchéité, d'injection etc. qui auraient à intervenir sur le chantier.

La construction d'une digue en terre nécessite l'utilisation de nombreux engins mécaniques destinés à scarifier, excaver, transporter, niveler et compacter les matériaux.

On peut distinguer le matériel de compactage, la fonction, les caractéristiques principales et le rendement des différents engins de terrassement et de compactage susceptibles d'être utilisés lors de la réalisation du petit barrage.

A- Les moyens humains :

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

B - Les engins de terrassement :

Le matériel général de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction et / ou le transport des matériaux et la réalisation des finitions (remblai- enrochement ...).

- ✓ Le bulldozer.
- ✓ Pelle mécanique.
- ✓ Chargeur à pneu ou à chenilles.
- ✓ Décapeuse.
- ✓ Les niveleuses et les camions.

Le compactage des remblais est une phase très importante parce que cette opération est liée d'une façon directe à l'étanchéité de l'ouvrage. On fait appel aux engins suivants:

- ✓ Les compacteurs à pneus : Ils conviennent pour le compactage de tout type de sol.
- ✓ Les compacteurs à rouleaux vibrants : Ils sont utilisés pour le compactage des matériaux à angle de frottement élevé, tels les enrochements ou les sables à granulométrie serrée.
- ✓ Les compacteurs à pied dameurs (à pied de mouton) : Ils conviennent pour le compactage des sols fins.

C - Le matériel de bétonnage :

On utilise le plus souvent des bétonnières pour la fabrication du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur).

D - Le matériel spécifique :

On utilise comme matériel :

- ✓ Les engins de forage et d'injection.
- ✓ Le matériel pour la fabrication des produits bitumineux.

V.6 Programme des travaux :

Le chantier du barrage de Chebabta peut être divisé en quatre parties distinctes :

1. Le bloc central, principalement en béton, contenant les murs bajoyers, le déversoir, le bassin amortisseur et le canal de restitution

2. La rive droite, aile de la digue depuis le mur bajoyer de droite

3. La rive gauche supérieure, portion de la digue au-dessus de la rive gauche de l'oued

4. La fermeture de l'oued, portion de la digue depuis l'oued jusqu'au mur bajoyer gauche
Vu l'étendue du chantier, sur près de 4km de long, cette partition est importante car elle permet d'envisager que chacune des subdivisions soit un chantier indépendant.

La rive gauche de la digue est divisée en deux secteurs. La partie supérieure, ainsi que le bloc central et la rive droite de la digue, peut être construite au sec, à l'abri des eaux de l'oued. La partie de la digue qui fermera définitivement l'oued ne sera engagée que lorsque la dérivation sera mise en service. Celle-ci entrera en fonction lorsque les trois autres chantiers seront suffisamment avancés pour qu'ils ne soient plus submergés par une éventuelle crue de l'oued. Les chantiers 1 à 3 peuvent être engagés en parallèle. Ils commenceront dès la phase de mobilisation de l'entreprise terminée.

Les travaux de bétonnage sur le bloc central sont subordonnés à la mise en service de la chaîne de production du béton. Cette dernière dépend de la construction de la route d'accès à la carrière et de l'installation des centrales de concassage des agrégats et de production de béton.

La durée des chantiers dépendra bien sûr des moyens engagés par l'(les) entreprise(s).

Pour l'établissement du programme des travaux donnés dans la planche N ..., ont été adoptés des rendements pouvant être raisonnablement respectés par des entreprises de taille moyenne. Pour les rendements les plus caractéristiques

V.7 Planification :

V.7.1 Définition :

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

Installation des postes de travail ;

Observations instantanées ;

Analyse des tâches ;

Définition des objectifs et des attributions ;

Simplification des méthodes ;

Stabilisation des postes de travail.

V.7.2 Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

Méthodes basées sur le réseau ;

Méthodes basées sur le graphique.

V.7.2.1 méthodes basées sur le réseau :

V.7.2.1.1 Définition du réseau :

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

Réseau à flèches :

L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération A précède l'opération B

Réseau à noeuds :

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches

L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

V.7.2.1.2. Construction du réseau :

Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

- Etablissement d'une liste des tâches : il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.
- Détermination des tâches antérieures : après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau, car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.
- Construction des graphes partiels ;
- Regroupement des graphes partiels ;
- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage ;
- Construction du réseau ;

V.7.2.2 Méthode C.P.M (Méthode du Chemin Critique) :

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

- 1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.
- 2^{ème} phase : analysé systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;
- 3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

V.7.2.2.1 les étapes de la planification :

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

V.7.2.2.2 collection des informations :

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

V.7.2.2.3 décomposition du projet :

C'est une partie importante, car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

V.7.2.4 relations entre les tâches :

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

V.7.2.5 les paramètres de la méthode C.P.M :

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 :

$$\begin{cases} \text{DFP} = \text{DCP} + \text{TR} \\ \text{DCPP} = \text{DFPP} - \text{TR} \end{cases}$$

V.7.2.6 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 :

$$\text{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} \text{MT} = 0 \\ \sum \text{TR}_{\text{C.C}} = \text{D.T.P} \end{cases}$$

V.7.2.7 Attribution des durées de chaque opération :

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;

Dimensions du projet.

En utilisant les normes C.N.A.T, on pourra appliquer la formule suivante:

$$T = \frac{Q \cdot N}{n}$$

Avec :

$$\begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$$

V.8 Les plannings :

Il existe trois types du plan de travail :

V.8.1 Plan du travail au plus tôt :

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

V.8.2 Plan de travail au plus tard (PTPP) :

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

V.8.3 Plan de travail intermédiaire :

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date au plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

V.9 Délai de construction et programme des travaux :

- Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches.
- Le déroulement du travail dans un ordre correct, c'est-à-dire, une bonne succession des opérations.
- Le respect des délais de réalisation pour chaque opération.
- Faire le travail le plus économiquement possible.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement asservie par du personnel qualifié ; bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport; la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

V.10 Symboles des différentes opérations :

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau V.1 : symboles des opérations

Symboles	Opérations	Durée (mois)
IC	Mobilisation générale et installation de chantier	6
AC	Accès carrière	10
ECD	Excavation clef Rive droit	3
EFD	Excavation fondation Rive droit	12
IVD	Injections voile Rive droit	7
EMBD	Excavation mur bajoyer droit	4
BMBD	Bétonnage mur bajoyer droite	12
RED	Remblai & enrochements Rive droit	25
EDB	Excavation fondation (déversoir, bassin amortisseur)	12
ECD	Excavation chenal d'accès a la dérivation	2
BBD	Bétonnage des bouchons	3
BDV	Bétonnage du déversoir	15
BBA	Bétonnage du bassin amortisseur	4
RB	Réalisation du batardeau	2
ECG	Excavation clef Rive gauche	3
EMBG	Excavation mur bajoyer gauche	4

EFG	Excavation fondation Rive gauche	9
IVG	Injections voile Rive gauche	5
BMBG	Bétonnage mur bajoyer gauche	12
ICMB	Insertion conduites dans mur bajoyer	3
REG	Remblai & enrochements Rive gauche	21
EFO	Excavation fondation de l'oued	2
IVO	Injections voile oued	1
REO	Remblai & enrochements	7
PV	Pose vantellerie et conduite dans puits	1
PMB	Préfabrication murs batillage	6
ICSD	Injections de contact sous déversoir	2
PG	Pose des guides de fermeture	1
C	Couronnement	3

Schéma du réseau à nœuds de l'organigramme des opérations est le diagramme de Gant sont représentées dans la planche N° 07.

V.11 Détermination du chemin critiques :

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0) est donné par le chemin suivant:



$$DTR = \sum TR = 6 + 3 + 12 + 25 + 7 + 3 = 56 \text{ moi}$$

Enfinement, on arrive aux bornes principales suivantes :

- ✓ Début production du béton au 17^e mois
- ✓ Mise en service de la dérivation au 29^e mois
- ✓ Fermeture de la dérivation au 34^e mois
- ✓ Mise en service de l'aménagement 56^e mois

En conclusion, la construction du barrage de Chebabta devrait durer environ 5 années.

Introduction :

La protection du travail comprend tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs. Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent prendre naissance à tous moments, c'est pour cela qu'on doit chercher des solutions pour promouvoir contre ces derniers.

Les différents organismes intéressés par les sécurités lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements applicables aux chantiers.

Ces règlements doivent être strictement appliqués. Ils contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et dégageront la responsabilité des dirigeants du chantier qui pourrait être tenus comme responsable en cas que toutes dispositions n'avaient pas été prises pour l'application des règles du chantier.

VII.1 Causes des accidents de travail :

L'accident du travail n'est jamais le fait d'un hasard ou de la fatalité. Les causes sont la somme des différents éléments classés en deux catégories :

VII.1.1 : Causes humaines :

Ces causes peuvent être :

- ✓ L'inattention des travailleurs.
- ✓ La fatigue.
- ✓ La distraction.
- ✓ Les gestes néfastes.
- ✓ Inaptitude mentale ou physique.
- ✓ Adoption de la solution de facilité.

VII.1.2 Causes techniques :

- ✓ Les mauvaises conditions de travail.
- ✓ Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
- ✓ Le manque d'éclairage

VII.2 .Les actions et conditions dangereuses :

Intervenir sans précaution sur les machines en mouvement ;

Ex : Graisser un engin en marche.

Imprudence durant les opérations de stockage et manutention ;

Ex : Passer sous une charge suspendue (lors de la pose des tubes) dans la tranchée.

Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ;

Ex : ramasser un outil à proximité d'un conducteur sous tension

Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle ;

Ex : ne pas porter un masque et une paire de gants lors du soudage des conduites ;

Adopter une position peu sûre ;

Ex : transport du personnel sur la plate –forme d’un camion chargé de gros matériel ;

Suivre un rythme de travail inadapté ;

Ex : cadence de travail trop rapide ;

Outillage, engin, équipement en mauvais état ;

Ex : échelle dont les barreaux cassés ont été remplacés par des planches clouées ;

Défaut dans la conception, dans la construction ;

Ex : installation électrique en fil souple ;

Eclairage défectueux ;

Ex : éclairage individuel du poste de travail sans éclairage (travaux sur chantier) ;

Conditions climatiques défavorables.

VII.2.1 Mesures préventives :

La protection du personnel doit être assurée d’une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.

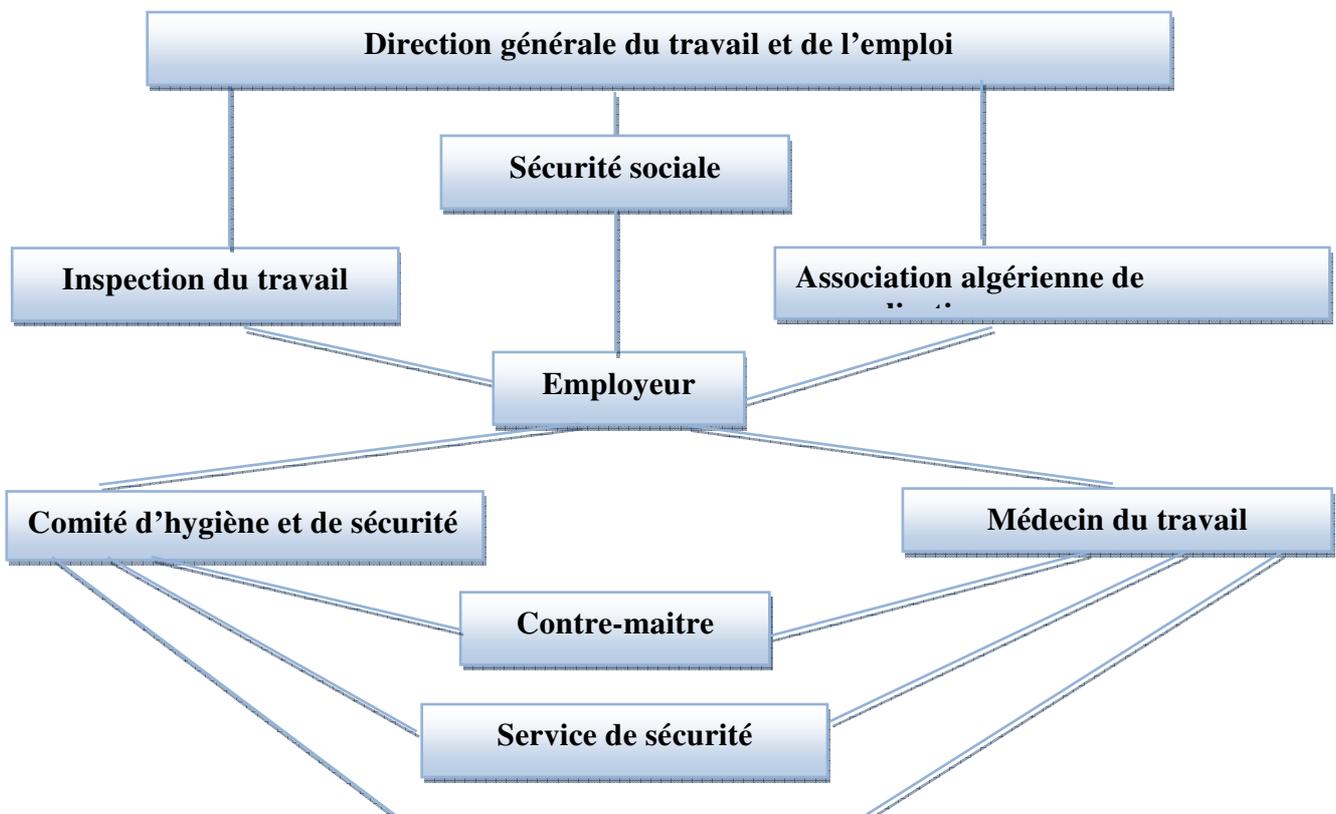
Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.

Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l’installation est mise hors tension et hors tous danger.

Les abris doivent être aérés et chauffés.

VII.3 Organisation de la prévention des accidents du travail :

L’organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme une immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes intéressées figurés dans l’organigramme ci-après :



Le Contre-maître constitue le maillon essentiel de la chaîne de prévention des accidents du travail. Vu sous l'angle de la protection du personnel, le rôle du Contre-maitre revêt trois aspects important, pédagogique, de surveillance, de suggestion.

Parmi les principales fonctions du service de protection :

Etudes, participation au comité d'hygiène et de sécurité ;

Exécution, mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail, réalisations pratiques des suggestions et des études).

Les mesures de prévention collective sont la suite logique de l'étude de sécurité. Les mesures de prévention collectives peuvent être classées en deux catégories distinctes :

Respect de la réglementation, la législation, les contrôles techniques ;

Les moyens techniques (protection des éléments de machines et mécanismes en mouvement) ;

Devant les dangers constatés dans l'exercice de certaines professions ou dans l'emploi de nouveaux produits, la législation a de plus en plus tendance à compléter la prévention collective par des moyens de protection individuelle.

La protection des membres supérieurs est assurée par le port de gants, moufles, maniques, épaulières, doigtiers ;

Protection des membres inférieurs, Protection des yeux, Protection du tronc, Protection de la tête ;

Protection des voies respiratoires.

L'équipement de protection est nécessaire lorsque les risques auxquels est exposé le personnel n'ont pu être éliminés ou supprimés à la source.

Cet équipement doit remplir les conditions suivantes :

- Correspondre au danger considéré ;
- Etre pratique et confortable ;
- Etre solide ;
- Etre d'un entretien facile.
-

VII.4 Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation du tunnel :

Il existe trois méthodes pour le calcul d'air nécessaire à la ventilation :

1/ Le calcul du débit d'air par le taux de ventilation.

2/ Calcul du débit d'air par l'alimentation minimum.

3/ Calcul du débit d'air par l'accroissement de chaleur.

Pour notre cas, on calculera le débit d'air par l'alimentation minimum, cette méthode consiste à assurer une alimentation minimum de 30 m³ d'air frais par personne et par heure. Elle permet le renouvellement de l'air pollué dégagé par les travailleurs, les infrastructures industrielles et les machines.

Le calcul du débit d'air se fait comme suit :

On a :

$$Q = A_m \cdot N$$

Q : Débit d'air frais en (m³/h).

A_m : L'alimentation Minimum (A_m = 30 m³ / h / personne)

N: Nombre de personne dans le lieu à aéré.

VII.4.1 Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation :

A - Etude et dimensionnement du réseau de ventilation :

Le réseau de ventilation joue un très grand rôle dans la technologie actuelle. Le processus d'aération s'impose pour l'étude des systèmes de ventilations, cette étude nécessite les points suivants :

- ✓ Etude détaillée des plans des ouvrage à aéré et ceci dans le but de projeter le système le mieux adapté en évitant autant que possible toutes les obstructions et en projetant des tracés de canalisations simples comportant des coudes à grands rayons et des changements de sections des canalisations.
- ✓ Disposer les sorties des canalisations en vue d'assurer une bonne répartition de l'air dans l'espace à aérer.
- ✓ Déterminer le nombre et les dimensions de sortie sur la base du volume d'air ainsi que la vitesse admissible en ne perdant pas de vue les distances des conduites.
- ✓ Il faut noter que le bruit dans les canalisations augmente avec l'accroissement de la vitesse, et il faut s'assurer que les grillages placer en fins des conduites présentes des surfaces libres suffisantes pour la circulation et l'entretien.
- ✓ Calculer les dimensions des canalisations par l'une des méthodes suivantes :

1. La méthode dynamique :

Cette méthode consiste à fixer la vitesse admissible pour les différentes canalisations et les différentes pièces spécialisées.

Les vitesses de l'air dans les différentes canalisations sont données dans le tableau VIII.1

Tableau VIII.1 : vitesse de l'air dans les différentes canalisations

N°	Désignation	Ouvrage hydrotechnique	Usines et grands bâtiments
1	à l'entrée de la conduite	(4 – 5) m/s	(6 – 8) m/s
2	Conduite principale	(4 – 5) m/s	(6 – 12) m/s
3	Canalisations dérivées	(2 – 5)m/s	(3 – 6) m/s
4	Colonnes montantes	(1.5 – 3) m/s	(2 – 4) m/s
5	Pièces spécialisées (coudes ...)	(0.5 – 2) m/s	(1 – 3) m/s

2. Méthode d'équi-friction :

Cette méthode est basée sur la vitesse admissible au niveau du dernier tronçon, elle est prise égale à (2 m/s).

Pour la détermination des différents diamètres des canalisations, on se référera à l'abaque de Wood.

Pour notre cas on utilise la méthode dynamique.

Calcul du diamètre des canalisations :

On à la formule donnant la section des canalisations en fonction du débit et de la vitesse :

$$S = Q / V \quad (m^2).$$

Q: debit d'air (m^3/s) .

$$V : \text{Vitesse de circulation d'air dans la conduite. D'où : } D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V}} \quad (m).$$

Conclusion

La prévention devrait tendre à ne plus être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs. Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir en saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est-à-dire, faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques.

A cet effet, il convient d'accorder d'avantage d'intérêt aux aspects éducationnels de l'homme au travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement

Conclusion

Une partie d'étude préliminaire nous a permis d'identifier le meilleur site pour l'édifice de l'ouvrage de barrage en terre a un évacuateur de crue central pose sur la fondation à savoir le site de Oued Meskiana.

Le site choisi par le bureau d'études et les services de l'hydraulique présente une hydrologie suffisante et une bonne géologie adéquate à la réalisation du barrage.

L'étude de l'avant projet détaillé de l'évacuateur de crues du barrage de Chebabta a tiré comme variante de cette ouvrage, un évacuateur central (barrage poids déversoir profilée par l'équation de Greager . Cet ouvrage devra évacuer une crue de $Q_{dév} = 583 \text{ m}^3/\text{s}$ /s, ce débit sera amorti par un dissipateur d'énergie de type III, l'ouvrage sera relia a l'aval de l'oued via un bassin de dissipation. Les dimensions ont été calculées pour ce débit.

Une modélisation physique est souvent nécessaire pour prévoir le comportement de l'ouvrage face aux situations extrêmes. Et notamment pour vérifier les phénomènes hydrauliques dans le coursier, qui sont la propagation des vagues roulantes, et l'entraînement d'aire. Car les formules de dimensionnement des murs bajoyer sont des formules empiriques tires a partir d'études expérimentales.

Références bibliographiques :

[1] : A.N.B.T

(Etude géologique et géotechnique de Barrage de Chebabta W . D'Oum EL Bouaghi)

[2] : B. TOUAIBIA et B. BENLAOUKLI

(Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida.)

[3 : B. TOUAIBIA

(Cours d'Hydrologie 3ème Année et Régularisation des débits 4ème année).

[4] : B. BENLAOUKLI

(Cours d'O.D.C 4eme et 5eme année).

[5] : J. PERCHAT

(Béton armé : règles BAEL)

[6] : M. BACHIR CHERIF

(Cours béton arme 3ème et 4ème année).

[7] : J. SKUTCH

(Hydraulic analysis and design of energy dissipating structures)

[8 : M. HASSANE

(Cours Hydraulique générale 4eme et d'ouvrage hydrotechnique 5ème Année)

[9 : R. M. KHATSURIA

(Hydraulics of spillways and energy dissipaters)

[10: M. K. MIHOUBI

(Cours et polycopie d'ouvrage hydrotechnique 4ème Année)

[11: OVAK, A MOFFAT, C NALLURI AND NARAYANAN

(Livre; Hydraulique structures THIRD EDITION)

ANNEXES

*

Tableau 1 : Pluies mensuelles et moyennes annuelles (mm)

Année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuelle
1969	166	173,8	7,5	62,7	42,3	1,0	20,6	46,5	35,6	27,9	7,8	28,3	620,0
1970	2,5	43,6	0	6,5	60,5	28,9	0,2	36,7	41,5	15,5	16,4	16,3	268,6
1971	103	52,8	10,2	10,8	69,0	11,4	31,5	51,7	32,6	91,3	13,5	22,3	500,1
1972	22,2	108,9	5,2	31	59,1	30,6	102,2	54,6	21,6	18,3	1,8	28,6	484,1
1973	7,8	8,5	12,3	17,1	1,0	28,6	2,0	35,9	23,6	14,3	7,3	12,3	170,7
1974	3,5	13,6	24,6	8	12,7	68,1	37,8	50,0	58,0	0,0	9,7	14,3	300,3
1975	18,4	3,9	18,6	29,2	14,5	28,4	44,4	27,4	33,1	24,2	6,9	32,6	281,6
1976	20,6	0,2	8,6	5,02	53,6	44,4	49,7	49,6	58,6	14,3	9,8	15,4	329,8
1977	2,3	62,1	63,2	36,6	0,0	32,5	36,2	36,4	73,5	24,6	0,0	16,5	383,9
1978	92,4	93,7	24,0	55,0	1,5	22,2	15,7	66,0	26,1	67,2	0,0	28,1	491,9
1979	72,1	19,8	26,3	2,1	22,9	30,8	66,2	33,0	36,2	52,3	0,0	34,2	395,9
1980	41,6	0,6	43,4	56,6	17,8	25,6	41,3	21,6	17,4	30,2	14,3	13,2	323,6
1981	40,4	14	25,3	27,0	14,2	23,2	7,0	60,7	83,0	0,0	0,0	36,5	331,3
1982	42,7	49	70,3	23	3,0	0,0	32,4	22,4	28,3	22,3	0,0	20,1	313,5
1983	10,1	15,2	33,6	12	62,3	96,8	22,7	27,5	0,0	33,6	0,0	22,1	335,9
1984	18,6	36,7	26,3	69,6	22,7	3,8	52,0	34,2	29,1	0,0	0,0	21,4	314,4
1985	0	0	0	3,5	23,2	13,9	75,4	62,2	19,2	27,5	19,3	19,2	263,4
1986	67,9	4,6	22,3	20,5	0,0	17,2	31,9	0,0	19,5	0,0	0,0	21,4	205,3
1987	0	2,5	0	2,9	4,4	13,8	11,8	22,6	33,1	45,2	0,0	15,3	151,6
1988	14,7	22,6	33,6	23,1	2,7	19,5	0,0	34,1	0,0	0,0	0,0	0	150,3
1989	12,3	0	28,4	7,9	63,9	0,0	39,3	32,7	46,2	32,6	15,2	12,6	291,1
1990	42,8	8,5	60,8	35,2	2,9	19,5	40,6	54,8	32,0	24,3	0,0	12,3	333,7
1991	0	39	28,9	0	40,6	51,3	45,5	24,9	52,3	0,0	0,0	7,5	290,0
1992	8,5	64	40,2	44,8	0,0	14,1	8,2	36,9	38,4	39,2	13,6	13,6	321,5
1993	36,5	3,2	10,3	17,4	7,5	25,1	19,0	26,3	25,3	0,0	0,0	32,2	202,9
1994	28,3	26,2	7,8	5,8	46,9	0,0	46,8	32,3	0,0	75,9	23,1	8,5	301,6
1995	103,6	26,8	9,8	12	60,1	63,0	66,0	48,2	26,5	22,1	0,0	16,3	454,4
1996	12,8	0	0	2,4	10,5	0,0	68,2	33,5	13,3	11,3	8,7	10,3	171,0
1997	70,3	4,9	48,6	22,6	24,4	4,0	37,4	47,9	22,3	13,7	0,0	8,3	304,4
1998	18,7	16,5	19,8	3,4	65,8	2,0	15,9	12,6	17,8	39,5	15,4	12,2	239,6
1999	14,4	57,8	43,8	27,9	2,9	0,3	0,0	0,0	97,1	23,6	0,0	19,6	287,4
2000	22,9	28,3	18,6	23,2	20,0	14,8	37,2	15,3	49,0	16,8	0,0	25,7	271,8
2001	66,8	17,6	38,2	9	57,0	10,0	35,6	23,6	41,2	29,3	31,8	17,3	377,4
2002	32,7	6,8	57,4	6,8	12,3	12,1	73,2	38,3	28,0	59,9	0,0	11,7	339,2
2003	26,4	79,9	22,6	69,3	10,2	4,3	45,8	18,9	15,2	42,3	18,6	19,7	373,2
2004	32,4	1,4	79,6	52,7	2,7	13,4	22,3	22,3	18,4	17,9	0,0	24,6	287,7
2005	33,6	5,1	46,5	38	25,0	39,0	31,2	25,0	34,6	24,3	12,3	13,4	328,0
2006	20,3	29,1	11,3	70,3	74,6	52,9	18,7	25,4	27,2	11,6	14,3	14,2	369,9
Moyenne	35,00	30,03	27,05	25,02	26,70	22,80	35,05	34	33,02	26,13	6,84	18,371	320,0

Source : A.N.R.H

Tableau 2 : Pluies maximales journalières (mm)

Année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	Max
1969	58,0	55,5	3,2	15,0	27,5	0,5	7,5	16,9	24,5	21,5	3,7	27,5	58,0
1970	1,5	41,3	0,0	4,5	17,0	9,0	0,2	3,5	12,0	10,0	14,2	15,6	41,3
1971	28,1	15,0	3,7	4,6	34,4	5,6	12,5	16,0	8,4	34,4	6,0	19,8	34,4
1972	13,5	61,5	5,2	13,0	14,5	27,0	46,0	25,0	3,0	6,0	0,8	20,6	61,5
1973	5,2	5,0	7,5	9,7	0,5	20,0	2,0	13,0	6,5	4,2	0,9	9,2	20,0
1974	0,6	5,0	16,0	5,0	10,1	22,5	12,7	22,5	20,5	0,0	8,5	13,2	22,5
1975	10,8	3,8	6,1	11,0	5,0	8,0	23,0	22,5	7,0	15,8	2,1	30,5	30,5
1976	12,2	0,2	5,4	0,9	13,3	17,6	18,6	20,1	2,2	12,6	1,0	10,2	20,1
1977	2,0	22,3	28,7	8,6	0,0	11,0	6,3	13,5	31,0	21,4	0,0	12,4	31,0
1978	19,1	9,1	0,5	29,3	0,7	10,0	6,0	42,2	0,9	41,0	0,0	24,9	42,2
1979	19,0	8,9	2,0	1,8	11,5	14,1	39,8	12,9	0,9	41,0	0,0	32,0	41,0
1980	17,5	0,6	17,5	27,6	7,6	9,2	17,1	9,0	6,3	20,4	1,0	8,7	27,6
1981	23,1	5,2	2,5	7,7	6,7	12,0	3,3	22,1	26,8	0,0	0,0	35,5	35,5
1982	34,5	17,0	33,5	8,6	2,6	0,0	22,5	4,0	12,5	8,5	0,0	19,7	34,5
1983	7,0	8,2	9,8	12,0	13,8	32,4	14,4	12,9	0,0	4,7	0,0	19,2	32,4
1984	6,5	12,5	4,3	18,1	14,6	2,3	14,5	9,6	16,0	0,0	0,0	16,4	18,1
1985	0,0	0,0	0,0	3,5	7,3	8,0	17,0	0,8	6,3	12,4	15,9	16,8	17,0
1986	17,1	4,6	12,9	5,0	0,0	12,3	11,5	0,0	15,2	0,0	0,0	16,3	17,1
1987	0,0	2,5	0,0	1,5	2,9	12,5	11,8	8,4	16,2	18,7	0,0	10,6	18,7
1988	8,0	22,6	8,3	7,5	2,7	19,5	0,0	6,9	0,0	0,0	0,0	0,0	22,6
1989	4,5	0,0	11,6	5,7	23,4	0,0	21,0	14,1	44,0	24,2	3,2	5,2	44,0
1990	13,0	4,0	12,3	19,0	1,7	16,0	18,0	13,0	20,3	13,0	0,0	10,3	21,3
1991	0,0	19,5	27,5	0,0	12,5	24,0	13,0	8,0	32,0	0,0	0,0	2,1	32,0
1992	3,0	27,0	37,0	15,0	0,0	5,0	5,5	0,9	16,5	2,6	2,3	8,5	37,0
1993	24,5	2,4	3,3	2,2	5,0	15,2	19,0	16,8	6,4	0,0	0,0	32,2	32,2
1994	4,3	8,0	6,5	5,8	12,7	0,0	4,8	11,5	0,0	19,8	11,6	3,5	19,8
1995	23,0	15,0	7,0	4,0	54,2	16,5	29,0	19,5	7,5	10,0	0,0	11,3	54,2
1996	6,7	0,0	0,0	2,4	10,0	0,0	11,0	8,0	13,0	7,0	1,6	0,6	13,0
1997	13,0	2,5	19,1	9,5	9,5	2,7	16,2	16,1	5,5	12,0	0,0	5,9	19,1
1998	12,7	12,3	5,5	2,5	25,2	2,0	15,7	5,9	10,5	13,2	11,0	9,6	25,2
1999	9,0	34,8	24,3	10,8	2,9	0,3	0,0	0,0	22,5	13,0	0,0	14,7	34,8
2000	10,0	7,4	4,0	12,0	7,5	5,9	3,3	9,0	23,0	6,1	0,0	13,2	23,0
2001	4,5	2,7	11,5	4,3	32,4	5,2	4,3	7,9	6,0	19,5	7,2	10,8	32,4
2002	1,5	6,0	21,5	4,7	4,5	5,5	16,0	17,0	8,0	3,4	0,0	6,5	21,5
2003	11,8	46,2	4,4	48,7	3,0	1,7	16,2	7,0	42,0	35,2	9,0	14,5	48,7
2004	14,0	1,0	32,5	23,5	2,5	12,0	2,4	11,0	0,3	4,5	0,0	17,6	32,5
2005	11,0	4,0	8,0	12,0	8,0	10,0	11,0	9,8	2,0	6,0	8,5	8,6	12,0
2006	12,5	16,0	4,4	22,7	24,1	24,4	2,4	18,0	25,9	6,2	5,4	2,6	25,9

Source : A.N.R.H

Tableau 3 : Série des apports (Mm³) de la station (120404)

année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
1975	0,27	0,33	0,45	0,51	3,32	5,28	3,18	12,46	2,32	0,74	0,39	0,34	29,59
1976	0,50	0,77	0,71	0,97	1,60	1,84	1,58	4,20	1,55	1,03	0,89	1,98	17,62
1977	1,44	0,97	5,25	2,75	5,36	2,78	5,99	2,74	0,96	1,06	1,31	0,96	31,58
1978	0,02	0,01	18,17	0,46	0,86	0,25	2,78	0,37	0,20	0,00	0,00	0,00	23,12
1979	0,00	1,37	0,95	21,20	1,58	0,44	0,25	0,01	0,21	0,01	0,01	0,01	26,04
1980	0,01	0,32	0,17	0,07	10,28	5,99	5,38	0,17	0,01	0,01	0,01	0,00	22,42
1981	2,81	0,14	1,37	1,19	0,89	5,80	8,87	1,99	0,74	0,07	0,02	0,02	23,91
1982	0,00	2,24	0,69	13,13	1,60	20,10	1,65	0,35	0,12	0,07	0,07	0,07	40,10
1983	0,06	0,72	1,93	0,58	4,21	15,47	3,12	0,63	0,06	0,05	0,01	0,00	26,83
1984	0,00	0,00	1,67	0,57	1,61	5,79	8,43	1,94	0,52	0,27	0,05	0,00	20,87
1985	0,00	8,12	0,95	4,12	8,64	2,93	13,25	3,05	3,69	0,74	0,01	0,00	45,51
1986	0,00	0,28	0,00	0,42	4,13	4,10	1,69	2,96	8,80	0,75	0,00	0,00	23,13
1987	0,42	9,54	11,46	9,29	2,23	2,17	1,69	0,83	0,07	0,00	0,00	0,00	37,71
1988	0,00	0,00	0,00	8,75	2,73	7,61	1,18	0,67	0,10	0,01	0,00	0,00	21,04
1989	1,46	2,93	2,80	2,33	1,85	4,93	4,24	1,20	10,15	0,90	0,66	0,00	33,45
1990	0,21	5,03	5,35	4,25	3,78	2,11	4,39	2,15	5,63	0,78	0,38	0,09	34,15
1991	0,52	0,55	1,77	2,26	23,32	7,65	1,35	1,21	0,59	0,13	0,03	0,03	39,41
1992	0,58	1,06	4,06	2,09	9,82	7,34	6,71	1,35	1,30	0,77	0,56	0,14	35,79
1993	1,31	0,56	0,91	30,54	5,63	3,79	8,41	4,82	1,87	0,58	0,25	0,00	58,67
1994	0,56	1,63	5,97	1,89	2,21	1,91	7,58	1,86	2,42	1,46	0,90	0,72	29,12
1995	1,21	1,41	1,32	1,27	1,79	1,20	1,70	2,01	17,92	8,28	6,85	1,54	46,51
1996	0,26	0,44	5,20	5,75	5,01	3,35	4,96	3,53	4,87	1,56	1,41	1,99	38,33
1997	0,33	2,67	2,25	1,10	22,67	4,70	6,61	0,51	0,04	0,01	0,01	0,02	40,92
1998	0,02	0,02	0,03	0,02	0,71	2,40	5,26	10,53	8,00	0,81	0,02	0,02	27,83
1999	0,45	0,67	2,28	6,05	7,87	7,30	15,44	7,07	5,11	1,83	0,33	0,12	54,51
2000	0,50	1,30	0,54	0,91	17,06	4,52	2,72	5,08	1,15	1,02	0,77	0,84	36,43
2001	1,08	1,77	1,36	1,39	1,54	8,05	4,20	4,88	5,06	1,09	1,09	1,27	32,78
2002	0,63	4,66	0,62	4,96	7,20	1,00	1,47	1,71	0,92	0,76	0,42	0,34	24,69
2003	3,60	0,00	0,06	0,06	3,59	0,07	0,01	0,12	9,02	0,00	0,00	0,06	16,59
2004	0,00	0,11	0,18	1,83	2,97	8,33	0,62	1,44	0,13	0,01	0,00	0,00	15,62
2005	0,00	0,21	0,09	1,39	22,06	11,33	1,69	0,51	1,15	0,06	0,00	0,00	38,49
2006	0,00	0,00	0,74	0,74	2,77	2,79	3,05	0,47	0,17	0,02	0,00	0,00	10,74
Moyenne	0,57	1,56	2,48	4,15	5,96	5,10	4,36	2,59	2,96	0,78	0,52	0,33	31,36

Source : A.N.R.H

Tableau 4 : Série des débits maximaux (m³/s)

année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
1975	0,17	0,22	1,25	0,50	34,00	29,50	10,30	66,80	2,60	0,50	0,18	0,13	66,80
1976	2,60	1,60	1,10	0,89	1,02	1,80	0,65	48,80	3,08	0,52	0,36	28,60	48,80
1977	2,73	1,64	46,14	7,24	17,03	3,42	21,99	8,64	0,72	0,64	0,76	0,48	46,14
1978	0,58	0,00	357,20	1,20	1,54	0,32	15,04	7,38	3,64	0,00	0,00	0,00	357,20
1979	0,00	0,52	11,40	239,80	5,01	0,25	1,94	0,07	10,94	0,00	0,00	0,00	239,80
1980	0,00	11,40	7,01	2,58	117,90	35,00	86,86	0,70	0,00	0,00	0,00	0,00	117,90
1981	90,10	4,50	28,00	31,48	10,45	33,85	66,00	16,70	12,04	0,10	0,01	0,01	90,10
1982	0,00	127,28	16,70	153,20	38,13	133,04	1,80	0,23	0,06	0,03	0,03	0,03	153,20
1983	7,09	30,25	36,23	4,86	54,45	162,20	19,42	0,93	0,07	0,74	0,01	0,00	162,20
1984	0,00	0,00	95,40	1,34	18,52	32,25	31,07	1,08	0,85	2,27	1,25	0,00	95,40
1985	0,00	183,17	4,45	36,00	39,00	5,30	48,95	2,43	21,00	1,18	0,04	0,00	183,17
1986	0,00	16,95	0,00	8,04	36,58	33,62	2,02	7,82	42,00	0,76	0,00	0,00	42,00
1987	8,78	50,90	198,70	167,70	1,45	6,89	21,66	1,45	0,16	0,00	0,00	0,00	198,70
1988	0,00	0,00	0,00	96,60	17,64	18,34	13,66	2,94	0,07	0,01	0,00	0,00	96,60
1989	1,38	6,36	9,00	2,31	1,90	9,40	8,00	1,38	18,00	0,40	0,32	0,00	18,00
1990	0,09	15,00	24,80	16,50	9,00	1,74	27,20	2,56	54,40	0,44	0,20	0,12	54,40
1991	7,00	0,36	9,80	6,20	338,00	26,90	0,67	0,78	0,32	0,14	0,02	0,01	338,00
1992	0,44	3,55	20,60	2,80	5,68	3,34	25,23	1,27	2,80	4,37	0,30	0,25	25,23
1993	10,64	0,33	1,26	233,40	7,60	7,04	141,00	7,60	2,33	0,30	0,16	0,02	233,40
1994	7,74	10,66	167,56	6,38	9,88	3,46	101,32	2,20	36,30	6,72	0,40	0,32	167,56
1995	1,70	7,10	4,70	0,62	3,50	0,62	3,50	3,50	523,28	4,70	271,50	0,94	523,28
1996	0,36	6,30	49,15	12,50	7,50	5,10	5,70	3,50	48,00	0,87	3,05	0,81	49,15
1997	3,90	7,50	7,50	7,10	120,50	7,10	11,90	0,68	0,07	0,01	0,01	0,01	120,50
1998	0,01	0,01	0,12	0,08	7,90	30,75	5,10	68,70	12,70	1,80	0,01	0,01	68,70
1999	0,40	0,78	3,03	8,71	13,54	7,29	15,20	7,10	3,89	1,29	0,23	0,06	15,20
2000	0,19	48,19	0,46	4,44	207,00	26,40	5,18	48,78	0,99	6,16	0,32	0,32	207,00
2001	3,71	5,18	7,67	2,22	6,00	72,40	67,12	94,10	79,40	0,54	0,62	0,54	94,10
2002	16,58	231,60	4,00	55,96	51,14	0,62	5,20	11,70	4,15	3,59	0,19	0,13	231,60
2003	180,30	0,00	0,81	0,04	61,42	0,04	0,02	12,62	247,60	0,00	0,00	3,81	247,60
2004	0,00	0,14	0,34	7,28	10,00	59,64	0,50	6,12	0,12	0,01	0,00	0,00	59,64
2005	0,00	13,39	0,13	10,64	81,70	104,90	11,04	0,89	8,69	0,06	0,00	0,00	104,90
2006	0,00	0,00	47,07	12,60	36,89	37,81	17,69	2,39	0,16	0,03	0,00	0,00	47,07

Source : A.N.R.H

ETUDE D'APD DU SITE DE : _ CHEBABTA
 Entreprise : _ E.N.R.B.-UFSI
 Foreur : _ Mezzeri
 Relevé par : _ Aks
 Vérifié par : _

SONDAGE N° S 01
 Profondeur: 50.00 m
 Situation: Rive gauche (Butte)
 Inclinaison: Vertical
 Date d'exécution: Du 14/03/04 au 05/04/04

Coordonnées:
 X = 385 799.4
 Y = 3 952 570.6
 Z = 783.0
 Direction:
 Ech: 1/100.

Profondeur	Cote	Couronne Ø	Tubage Ø	Coupe	% Recup.	R.Q.D %	Nappe	Echantillon	Perméabilité	Description Géologique
21								20.70 à 20.87	3.00 UL	Calcaires marneux, gris, compacts et durs, avec de rares fissures obliques, légèrement oxydées surtout entre 21.0 et 23.0 m.
22										
23										
24								24.00 à 24.26	2.54 UL	
25										
26										
27										
28								1.47 UL		
29										
30		101 mm								
31								2.20 UL		
32										
33								32.22 à 32.45		
34								2.19 UL		
35										
36								36.00 à 36.24		
37								0.36 UL		
38										
39										
40								1.50 UL		

Calcaires marneux, gris, compacts et durs, avec de rares fissures obliques, légèrement oxydées surtout entre 21.0 et 23.0 m.

Marnes grises-noires sensibles à la dissémination schistosées.