

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA

RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE

« ARBAOUI Abdellah »

Département : Génie 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 DE L'AVANT PROJET DETAILLE DU BARRAGE
D'OULDA DE OUED EL ARAB (W.KHENCHELA)**

Présenté par :

M^r DJOURDIKH Kamel

Promoteur :

M^r A. ADDOU

Devant le jury composé de :

Président : M^r M.K MIHOUBI

Examineurs: M^r M.BACHIR CHERIF

M^{me} N.HADJ SADOK

M^r A.AMMARI

M^r M.D.BENSALAH

Novembre 2011

DEDICACES

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

- A mes très chers parents, sans eux ce travail n'aurait jamais vu le jour.
- A ma promotrice sans ses conseils et sa disponibilité ce travail ne sera pas terminé.
- A ma mère qui est un être cher et celle qui ma bercé d'un amour sincère ;
- A mon père de qui je tiens ma fierté et ma persévérance
- A mes sœurs et mes frères, ma richesse sur cette terre.
- A tous mes amis surtout mes copains de chambre.
- A tous mes collègues de L'ENSH.

Djourdikh kamel.....2011.

Remerciement

Au terme de cette modeste étude, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à M^{me} ADDOU.A. (Ma promotrice) pour m'avoir guidé tout au long de ce travail de fin d'études. Je la remercie vivement de sa disponibilité de tous les instants qui ont rendu ce travail possible.

Je ne serra jamais comment exprimé ma gratitude envers mes parents qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie, mon père qui a tant sacrifier pour que j'arrive a ce jour, ma mère qui m'a toujours soutenu et réconforté dans les moments difficiles, sans oublier mes frères et sœurs, mon cousin et mes cousines mon oncle et mes tantes, et mes grands pères et mes grandes mère.

Je tiens à remercier également le président et les membres du jury qui me feront l'honneur de juger mon travail.

Mes remerciements vont aussi à tout le personnel de l'Agence Nationale

Des Barrages Et Transfert et l'Agence Nationale des Ressources Hydriques qui m'ont fourni les données de la région d'étude en particulier, Mr chérif.

***Mes pensées vont pareillement à tous mes enseignants de
la première
année primaire jusqu'à la cinquième année universitaire.
Ces remerciements ne seraient pas complets si je ne citais
pas tous
mes amis de la cite (3) ou ailleurs avec qui j'ai passé des
moments qui resteront graver en ma mémoire merci
sincèrement mes potes, Qu'ils trouvent ici l'expression de
ma reconnaissance.***

Djourdikh kamel

ملخص:

سد الولجة

الهدف من بناء سد الولجة بواد الأعراب هو سقي الأراضي الفلاحية و تزويد السكان بالمياه الصالحة لشرب و هذا الأخير متكون من خرسانة مزود بجهاز إغناء الفيضانات المركز الوسط بكمية إستعاب 2551 م³ في الثانية و يبلغ إرتفاعه 72.9 م و قدرة تخزين 32 مليون م³ هذا العمل يتضمن الدراسة المدققة لما قبل إنجاز حاجز لسد ولجة حيث أن دراسة الجدوى من المشروع قدمت من طرف مكتب دراسات سويسري (ستيكي ب ج) .

Résumé :

Le barrage d'Ouldja sur Oued El Arab dans la willaya de Khenchela est destiné à l'irrigation des terres agricoles avoisinantes. C'est un barrage en BCR et un évacuateur central incorporé dans la digue et permettant d'évacuer un débit de crues de prêt de 2551 m³/s. Le barrage a une hauteur de 72.4 m et un volume utile avoisinant les 32 Mm³.

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

Abstract:

The dam of Ouldja on Oued El Arab in willaya of Khenchela is intended for the irrigation of the agricultural land adjacent. It is a dam on BCR allows evacuating a sale of raw equal to 2250.93 m³/s. The dam has a height of 72.4 m and a volume useful adjacent of 32 Mm³.

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

SOMMAIRE		PAGE
INTRODUCTION GENERALE		1
1^{ère} partie : synthèse d'étude de faisabilité		
Introduction.....		2
I.1.1 Présentation générale du projet.....		2
I.1.2 Généralités.....		3
I.2. Situation topographique, géologique et géotechnique.....		3
I.2.1. Topographie et morphologie du site.....		3
I.2.2 Géologie.....		4
I.2.3 Géomorphologie et tectonique.....		5
I.2.4. Travaux de reconnaissance effectuée.....		6
I.2.5 Géologie de la cuvette et du site du barrage.....		8
I.2.6. Synthèse des essais géotechniques		10
I.2.7 Matériaux de construction		12
I.2.8 Hydrogéologie		16
I.2.9 Sismicité du site		16
I.2.10 Conclusion sur la situation topographique, géologique et géotechnique		17
I.3 Conditions hydrologiques		18
I.3.1 Morphologie du bassin versant		18
I.3.2 Apports.....		18
I.3.3 Envasement		19
I.3.4 Evaporation		19
I.3.5 Crues du projet		19
I.3.6. Régularisation		20
I.4. Conception du barrage et des ouvrages annexes		21
I.4.1 Conception du barrage		21
I.4.1.1 Axe du barrage		21
I.4.1.2 Type de barrage		23
I.4.1.3 Coupe-type		26
I.4.2 Ouvrages annexes		28
I.4.2.1 Dérivation provisoire et phases de construction.....		28
I.4.2.2 Evacuateur de crue		28
I.4.2.3 Bassin amortisseur		29
I.4.2.4 Prises d'eau		30
I.4.2.5 Vidange de fond		30
I.4.3 Etanchéité de l'aménagement		31
I.4.3.1 Cuvette de la retenue		31
I.4.3.2 Barrage et fondations		31
I.4.3.3 Galeries et accès		32
I.5. Auscultation du barrage.....		33

I.6.	Programme des travaux.....	33
	Conclusion.....	34
2^{ème} partie :		
Chapitre I : étude hydrologique :		
Introduction		
I.1	Le bassin versant	35
I.1.1	Caractéristiques physiques du bassin versant	35
A	- caractéristiques géométriques	36
1	- Surface du bassin versant.....	36
2	- Périmètre du bassin versant.....	36
3	- Longueur du talweg principal.....	36
I.1.2	Caractéristiques hydro-morphologiques	36
1	- Indice de compacité de Gravelius "Kc".....	36
2	- Coefficient d'allongement	37
3	- Rectangle équivalent.....	37
I.1.3	Hypsométrie du bassin versant	39
I.1.3.1	Le relief	39
B	- Altitude médiane	40
C	- Altitude moyenne.....	40
I.1.3.2	Les indices.....	40
A	- Indices de pente de ROCHE I_p	41
B	- Indice de pente globale I_g	41
C	- Indice de pente moyenne I_{pm}	42
D	- Densité spécifique	42
	Conclusion.....	42
I.1.4	Caractéristiques hydrographiques du bassin versant	43
I.1.4.1.	Le réseau hydrographique	43
A	- Densité de drainage	43
B	- Densité du thalweg élémentaire.....	44
C	- Coefficient de torrencialité	44
D	- La longueur moyenne des versants	44
E	- La pente moyenne de cours d'eau principale	44
F	- Temps de concentration du bassin versant t_c	45
G	- Vitesse de ruissellement	46
I.1.5	Profil en long de l'Oued	47
I.2	Caractéristiques climatique du bassin versant	50
I.2.1	Température	50
I.2.2	Evaporation.....	51
I.2.3	Humidité relative.....	52
I.2.4	Vitesse du vent.....	52
I.2.5	Pluviométrie	53
I.2.5.1.	Stations et données disponibles.....	53
	Choix de la loi d'ajustement	55

I.2.5.2. Les pluies maximales journalières.....	55
B-Ajustement a la loi log normale:.....	58
2-Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences.....	60
I.3 Etudes des apports	64
I.3.1 Analogie avec la station de KHENGA S.N. (061801)	64
I.3.1.1 La Station Hydrométrique	64
I.3.2 Caractéristiques de l'écoulement	65
A - Module de l'écoulement	65
B - Module de l'écoulement relatif	65
C - Lamme d'eau écoulée	65
D - Coefficient de l'écoulement.....	66
I.3.3 Les apports fréquentiels	66
I.3.3.1 Ajustement de la série des apportes à la loi log-normale	66
I.3.3.2 Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%	67
I.3.4 Apport solide et l'estimation du volume mort	68
I.3.4.1 Apport solide en suspension	68
I.4. Etude des crues	70
I.4.1 Hydro gramme de crue :.....	70
I.4.1.1 Détermination des Hydro gramme de crues méthode de Sokolovski	71
I.4.2 Choix de la crue de projet	76
I.4.3 Choix de la crue de chantier	77
I.5 Régularisation	78
I.5.1. Répartition mensuel de l'apport 80%	79
I.5.2. Répartition mensuel des besoins	79
I.5.3. Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces»	79
I.5.4. Calcul du volume utile	81
I.5.5. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	82
I.5.6. Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)	83
A - Pertes par évaporation	83
B - Pertes par infiltration	83
I.5.7 Régularisation interannuelle	85
I.6. Laminage des crues.....	87
I.6.1. La méthode de KOCHERINE	87
I.6.3. Etude d'optimisation	94
II.6.3.1 La revanche	94
I.6.3.2. La largeur en crête	95
I.6.3.4. Calcul du volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes	96
I.6.3.5. Calcul du coût de l'évacuateur de crues	97
I.6.3.6. Coût du déversoir	97
I.6.3.7. Coût du coursier.....	98
I.6.4 laminage pour un déversoir de largeur b=210 m	101
Conclusion	104

Chapitre II étude des variantes envisagées de la digue

Introduction	105
II étude des variantes.....	105
II-1 profil général de barrage.....	105
II-1-1 Hauteur de barrage	105
II-1-1-2 Calcul de la revanche	105
II-1-1-3 Calcul de tassement.....	106
II-1-1-4 Largeur en crête	106
II-1-1-5 La longueur en crête.....	107
II-1 1 ^{ère} variante barrage en béton compacté au rouleau (BCR)	107
La section type de la variante	107
II-1-2-1 Granulats pour le remblai dur du barrage.....	108
II -1-2-2 Béton pour remblai dur	108
II-1-3-1 l'étanchéité du barrage	108
II -1-3-2 Description des parements	109
II -1-3-3 Disposition des joints	109
II -1-4 La technique de construction	110
II -2- 2 ^{ème} variante à noyau d'argile avec recharges en enrochements et graviers.....	111
II-2-1-1 Protection des talus.....	111
II-2-2-1 Talus aval	111
II-2-2-2 Talus amont	111
II-2-3 Détermination de l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement (parement En rip-rap).....	111
II-2-4-1 Choix du système d'étanchéité.....	112
II-2-4-2 Dimensions du noyau	112
II-2-5 Les drains	114
II -3- 3 ^{ème} variante de Barrage en enrochement avec masque en béton	114
Les pentes des talus.....	115
II -3-1 Pente du talus amont	115
II -3-1-1 Pente du talus aval.....	115
II -3-2 La largeur en crête	115
II -3-3 La longueur en crête	115
II -3-4 L'épaisseur de béton.....	115
Le corps du barrage	115
Conclusion	116

Chapitre III analyse et choix de la variante de la digue

Introduction	116
III-1 Le choix du site du barrage	116
III-2 Le choix du l'axe de barrage.....	117
III_3 Le choix du type de barrage.....	119
III-4 Les variantes envisageables	120
III-4-1 Variante 1 : Barrage en enrochement avec masque amont	121

III- 4-2 Variante 2 : Barrage poids en béton (éventuellement en béton compacté au rouleau BCR) :.....	122
III -4-3 Variante3 : digue a noyau d'argile avec recharges en enrochements et graviers	123
III -5 Le choix définitif du type du barrage.....	124
III -5-1 Evaluation du prix total des différents matériaux.....	125
a) Barrage poids en béton(BCR).....	125
b) Digue en enrochement avec masque amont en béton armé ou béton bitumineux).....	126
c) Digue en enrochement avec un noyau argileux.....	127
III-5-2 Avantage de la variante BCR.....	128
III-6 Caractéristique de la variante retenue	128
III-6-1 Coupe-type	128
III -6-2 Le niveau du couronnement sera finalement	129
III -6-3 La section type, adoptée.....	129
III -6-3 Etanchéité de la fondation	129
Conclusion	132

Chapitre IV Stabilité du barrage

Introduction	133
IV-1 Actions.....	133
IV-1-1 Actions permanentes.....	133
Poids propre du barrage.....	133
IV-1-2 Actions variables.....	133
Géométrie Du Barrage.....	134
b) Sous pression sous la fondation.....	134
c)Poussée des glaces.....	134
IV-1-3 Actions accidentelles.....	134
Séisme	134
IV-1-4 Autres efforts.....	134
IV-2 Calcul de stabilité.....	134
IV-3 Calcul des différentes charges	135
IV-3-1 Calcul des charges verticales.....	135
a) Poids propre du barrage	135
b) sous pression hydrostatique.....	136
c) poids de la colonne d'eau amont	137
d) poids de la colonne d'eau aval	137
IV-3-2 Calcul des charges horizontales	137
a) Poussée hydrostatique à l'amont	137
b) Poussée hydrostatique à l'aval	138
c) Poussée des sédiments	138
IV 3-3 calculs de la charge sismique	138
a)Une force horizontale vers l'aval	138
b) Une verticale vers le haut	139
c) un supplément de poussée hydrostatique.....	139
IV-4 Stabilité au Glissement.....	140

IV-4-1 Conditions normales	140
IV-4-2 Conditions exceptionnelles	141
IV-4-3 Conditions extrêmes (cas d'un séisme).....	141
IV-5 Stabilité au renversement.....	141
IV-5-1 Conditions normales.....	142
IV-5-2 Conditions exceptionnelles	142
IV-5-2 Conditions extrêmes	142
IV-6- Stabilité au soulèvement	143
Conclusion.....	143

Chapitre V dimensionnement des éléments du barrage

Introduction	145
V-1 Ouvrage de Prise d'eau	145
V-1-1 Type de prise	145
a) Prise d'eau en charge	145
b) Prise d'eau flottante	146
c) Tour de prise	146
V-1-2 Choix de la variante	146
V-2 Ouvrage de vidange	146
V-2-1 Type de vidange	147
a) Conduite de vidange en charge.....	147
b) Conduites à écoulement libre	147
c) ouvrages de vidange à batardeau	147
V-2-2 Choix de la variante	147
V-3 Ouvrage de dérivation provisoire.....	147
V-3-1 TYPE D'OUVRAGE DE DERIVATION PROVISOIRE	148
a) Galerie de dérivation	148
b) Conduite de dérivation	148
c) Canal de dérivation	148
V-3-2 Choix de la variante.....	148
V-4 Dimensionnement de l'ouvrage de vidange	148
V-4-1 Calcul du débit de vidange	148
VI-4-2 Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre	149
V-5 Dimensionnement de la prise d'eau	150
Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de prise d'eau	152
V-6-1 CHOIX DE LA CRUE DE DIMENSIONNEMENT	152
V-6 Dimensionnement de la dérivation provisoire	152
V-6-2 SUCCESSION DES TRAVAUX	152
V-6-3 Calcul hydraulique de la dérivation provisoire.....	152
V-6-3-1 Dimensionnement de la galerie	152
a) l'écoulement à surface libre	153
b) l'écoulement en charge	153
V-6-3-2 Batardeau.....	157

a) Type de batardeau	157
b) Calcul de la revanche du batardeau	157
c) Calcul de la largeur en crête du batardeau	158
d) Calcul d'optimisation	158
Conclusion	161
e) Construction du batardeau	161
CONCLUSION.....	163

Chapitre VI recherche bibliographique

Introduction	164
VI Les caractéristiques recherchées pour le BCR	164
VI.1 Fabrication	165
VI.1.1 Les granulats	165
VI.1.2 Les liants.....	165
VI.1.2.1 Pouzzolanes – Cendres volantes.....	165
VI.1.3 L'eau.....	166
VI.1.4 Les adjuvants.....	166
VI.2 Centrale à béton	166
VI.3 Principe de base de la technologie de BCR	166
VI.3.1 Squelette granulaire	167
VI.3.2 Choix de type de liant	168
VI.4 Principe de formulation	168
VI.4.1 Granulométrie	168
VI.4.2 Choix du volume de pâte.....	169
VI.4.3 Choix du rapport E/L.....	169
VI.5 Moyens de Transports	169
VI.4 Réglage	170
VI.5 Mise en place	171
VI.6 Compactage.....	171
VI.7 Avantages et inconvénients des BCR pour barrages	174
VI.7.1 Avantages.....	174
VI.7.2 Inconvénients.....	174
VI.8 Les défis à relever	174
Conclusion.....	175

Chapitre VII Organisation de chantier

Introduction	176
VII -1 Organisation technique de préparation	176
VII-1-1 Contrôle de chantier	176
VII -2 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier.....	177
VII -2- 1 - Le maître de l'ouvrage	177
VII -2 -2 Le maître d'œuvre	177

VII -2- 3 - L'entrepreneur	177
VII.3 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise	177
VII -3-1 Installations destinées au personnel	177
VII -3-2 Installations destinées au stockage des matériaux	178
VII -3-3 Installations destinées à la réparation des engins	179
VII -3-4 Installation destinée pour la préfabrication	180
VII.4 Travaux de réalisation	180
VII.4.1 Travaux de terrassements	180
VII.4.2 Travaux d'excavations	180
VII.4.4 Travaux secondaires	180
VII.5 Les moyens de chantier	180
VII.6 Terrassement au niveau des installations de chantier.....	182
VII -7 Travaux d'exécution des ouvrages annexes	183
VII -7-1 Dérivation provisoire	183
VII -7-2 Réalisation de la digue	183
VII -7-3 Exécution de l'évacuateur de crue	184
VII -7-4 Exécution des travaux de bétonnage.....	184
VII -7-5 Exécution de la vidange de fond.....	184
VII -8 Travaux des injections	184
VII -9 Le devis estimatif	185
VII -10 Planification	187
VII -10-1 Définition	187
VII -10-2 Techniques de la planification	188
VII -10-2-1 Méthodes basées sur le réseau	188
VII -10-2-2 Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)	189
VII -10-2-3-1 Les étapes de la planification	189
VII-10-2-3-2 Les paramètres de la méthode C.P.M	189
VII-10-2-3-3 Chemin critique (C.C).....	190
VII-10-2-3-4 les plannings	190
VII-10-2-3-5 Délai de construction et programme des travaux	191
VII-10-2-3-6 Symboles des différentes opérations	191
VII-10-2-3-7 Détermination des chemins critiques par la méthode du	192
Conclusion	193
CONCLUSION GENERALE.....	194

Liste des Tableaux

1ere partie synthés de faisabilité.

Tableau I.01 : les coordonnées de l'axe du barrage (Lambert).....	2
Tableau I.02 : Situations et profondeurs des sondages.....	6
Tableau I.03 : synthèse des essais géotechniques du rocher de la fondation.....	11
Tableau I.04 : synthèse des essais géotechniques des puits (matériaux fins).....	13
Tableau I.05 : synthèse des essais géotechniques des puits (matériaux grossiers).....	14
Tableau I.06 : synthèse des essais géotechniques des sondages de la carrière.....	15
Tableau I.07 récapitulatif des essais LA et MDE.....	15
Tableau I.08 : Variation du niveau de la nappe (du 14.04.2005 au 14.11.2005).....	16
Tableau I.09 : Répartition mensuelle des apports.....	18
Tableau I.10 : Crues de projet.....	19
Tableau I.11 : Modulation mensuelle des besoins.....	20
Tableau I. 13 : Valeurs clés des calculs de rétention.....	29

2éme partie

Chapitre I : étude hydrologique

Tableau I.01 : Coordonnées de la courbe hypsométrique.....	39
Tableau I.02 : détermination de la pente Roche Ip.....	41
Tableau I.03: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief).....	42
Tableau I.04 : récapitulatif de mesures des longueurs des courbes de niveaux.....	43
Tableau I.05 : Récapitulatif du temps de concentration.....	46
Tableau I.06 : la longueur de cours d'eau principale en chaque altitude.....	48
Tableau I.07 : Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant du barrage d'Ouldja	49
Tableau I.08 : Températures Moyennes Mensuelles (°C) A KHENCHELA.....	50
Tableau I.09 : Evaporation Moyenne Mensuelle.....	51
Tableau I.10 : Répartition mensuelle de l'humidité relative.....	52
Tableau I.11 : répartition des vitesses de vent.....	53
Tableau I.12 : Données disponibles des stations situées a proximité de la zone d'étude.....	54
Tableau I.13 : Station pluviométrique.....	54
Tableau I.14 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle.....	54
Tableau I.15 : Les paramètres statistiques de l'échantillon.....	56
Tableau I.16. Ajustement à la loi de GUMBEL.....	57
Tableau I.17. Ajustement a la loi log normale.....	59
Tableau I.18. Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton et de l'échantillon.....	60
Tableau I.19 Pluies de courtes durées et leur intensité	61
Tableau I.20 : Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station	64
Tableau I.21: Répartition mensuelle de l'apport moyen du site	64
Tableau I.22 : résultat de l'ajustement a la loi log-normale	66
Tableau I.23. Comparaison des caractéristiques de la loi log-normale et de l'échantillon	67
Tableau I.24 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.....	67

Tableau I.25 : récapitulatif de Volume annuel moyen.....	69
Tableau I.26 : Débits fréquentielles calculés.....	70
Tableau I.27 : Coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue δ	72
Tableau I.28 : les valeurs de débits de crues en fonction de temps	72
I.5.1.29 Répartition mensuel de l'apport 80%	79
Tableau I.30 : Répartition mensuelle des besoins en eau	79
Tableau I.31 : Courbe topographiques et volumétriques	80
Tableau I.31. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm ³).....	82
Tableau I.32 : Les volumes des pertes dans la retenue	84
Tableau I.33: Régularisation saisonnière on tenant compte des pertes en (Mm ³).....	84
Tableau I.34 : Répartition mensuelle de l'apport moyen du site	85
Tableau I.35 : Tableau de Radkovitch $r = f(M_0)$	86
Tableau I.36 : Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE	88
Tableau I.37 : Détermination de H_0 et Q en fonction de b	89
Tableau I.38 : Débits déversants en fonction de h et b et le volume de crue	90
Tableau I39: récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.....	91
Tableau I.40 : Les différents résultats de la revanche.....	95
Tableau I.41 : les hauteurs du barrage pour différentes charges déversées.....	96
Tableau I.42 : volume et coût de la digue pour différentes largeurs déversantes.....	96
Tableau I.43 : Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs.....	98
Tableau I.44 : Récapitulatif des coûts du coursier pour différentes largeurs déversantes.....	99
Tableau I.45 : récapitulatif des prix totaux pour les différentes largeurs déversantes.....	99
Tableau I.46 : les volumes et les débits déversant.....	101
Tableau I.47 : caractéristiques du barrage.....	103

Chapitre. II : études des variantes de la digue

Tableau II.1: les différents résultats de la revanche.....	106
Tableau II.2 : les hauteurs du barrage pour différentes charges déversées.....	107
Tableau II.3 : détermination de coefficient C	112
Tableau II.4 : Le tableau suivent nous donne les valeurs.....	113

Chapitre.III : analyse et choix de la variante de la digue

Tableau III-1 : les coordonnées de l'axe du barrage (Lambert).....	116
Tableau III-2 : Les variantes de barrage.....	124
Tableau III-3 : coût de la digue (1ère variante).....	125
Tableau III-4 : coût de la digue (2eme variante).....	126
Tableau III-5 : coût de la digue (3eme variante).....	127
Tableau III -6 : récapitulatif des résultats des caractéristiques du barrage.....	130

Chapitre IV stabilité de la digue

Tableau IV-1 Coefficients de sécurité.....	135
Tableau IV.2 Tableau récapitulatif des forces agissant sur le corps du barrage.....	139
Tableau IV.3 Tableau récapitulatif des charges sismiques.....	140

Chapitre V dimensionnement des ouvrages annexes

Tableau V-1 : Coefficient de débits.....	154
Tableau V-2 : $Q = f(D)$	155
Tableau V.3 : Calcul du débit déversant pour différentes valeurs de Hd (Méthode de KOTCHERINE).....	155
Tableau V.4 : Résultats du laminage.....	156
Tableau V.5 : Résultats de calcul.....	157
Tableau V.6 : calcul d'optimisation pour la galerie de dérivation.....	159
Tableau V.7 : Résultats de calcul pour l'étude d'optimisation.....	160

Chapitre VI : recherche bibliographique.

Tableau VI.1.matériels de compactage de BCR.....	171
--	-----

Chapitre VII organisation de chantier

Tableau VII -1 : Devis estimatif de la digue.....	185
Tableau VII -2 : devis estimatif prise d'eau.....	185
Tableau VII -3 : devis estimatif prise d'eau.....	186
Tableau VII -4 : récapitulation des couts de construction	187
Tableau VII -5 : symboles des opérations et leurs durées	191

Liste des Figures	N° page
1ere partie synthés de faisabilité.	
Figure I.01 : Extrait de la carte routière de la région du site d'OULDJA.....	3
Figure I.02 : Situation d barrage d'OULDJA.....	4
Figure I. 03 : Emplacement des forages de reconnaissance de la phase APD.....	7
Figure I.04 : Carte géologique de la cuvette.....	8
Figure I.05 : Carte géologique du site.....	10
Figure I.06 : carte du zonage sismique du territoire national	16
Figure I.07 : Vue en plan du sens de déplacement de l'axe du barrage.....	22
Figure I .07: Coupe-type du barrage.....	27
2éme partie	
Chapitre I : étude hydrologique	
Figure I.01: Rectangle équivalent.....	38
Figure I.02 : répartition et courbe hypsométrique.....	40
Figure I.03. : Le réseau hydrographique du bassin versant.....	47
Figure I.04 : Profil en long du cours d'eau principal.....	48
Figure I.05 : La répartition mensuelle des températures.....	50
Figure I.06 : répartition mensuelle de l'évaporation.....	51
Figure I.07. : Répartition des vitesses de vent en fonction des mois.....	52
Figure I.08. : Répartition des vitesses de vent en fonction des mois.....	53
Figure I.09 : Répartition mensuelle des précipitations.....	55
Figure I.10. Ajustement a la loi de GUMBEL.....	58
Figure I.11. Ajustement a la loi log normale.....	59
Figure I.12 : courbe des pluies à courtes durées.....	62
Figure I.13.courbe des intensités fréquentielles.....	63
Figure I.14 : Répartition mensuelle de l'apport moyen	65
Figure I.15 : représentation graphique de la loi log-normale.....	66
Figure I.16 : Répartition mensuelle des apports 80%.....	68
Figure I.17 :L'Hydro-grammes des crues probables en fonction de temps (par SOKOLOVSKY).....	75
Figure I.18 : L'Hydro-gramme de la crue de projet a une période de retour 1 000 ans.....	77
Figure I.19 : L'Hydro-gramme de la crue de chantier.....	78
Figure I.20 : Courbe capacité hauteur et surface hauteur.....	81
Figure I.21 : Courbes de $H = f(Q, q)$	92
Figure I.22 : COURBES $V=f(Q, q)$	93
Figure I.23 : courbe d'optimisation.....	100
Figure I.24: courbe des débits déversants.....	102

Chapitre. II : études des variantes de la digue	
Figure II .4 : masque amont en (BCV).....	108
Figure II .2: masque amont en (BCV).....	109
Figure II .3: Détail de drain vertical.....	110
Figure II .1 : fuseau granulométrique des granulats pour remblai dur.....	110
Chapitre.III : analyse et choix de la variante de la digue	
Figure. III- 1 Vue en plan du sens de déplacement de l'axe du barrage.....	119
Figure. III-2 barrages en enrochements avec un masque amont.....	121
Figure. III-3 barrage en BCR.....	122
Figure. III-4 Digue à noyau en argile avec recharge en enrochements et graviers.....	123
Figure .III-5 : Coût total de l'aménagement.....	128
Figure .III-6 : Coupe-type du barrage.....	131
Chapitre IV stabilité de la digue	
Figure IV-1: les différentes charges agissantes sur le corps du barrage.....	136
Chapitre V dimensionnement des ouvrages annexes	
Figure V.1: Débit déversant pour différentes valeurs de Hd.....	156
Figure V-2 : Schéma pour le calcul d'optimisation.....	158
Figure V-3 : Courbe d'optimisation.....	161
Figure V-4 : Construction du batardeau.....	162
Figure V-5 : Construction du batardeau.....	162
Chapitre VI : recherche bibliographique.	
Figure VI.1 Aspect typique d'un BCR pour barrage.....	164
Figure VI.2 Bon remplissage de squelette granulaire.....	167
Figure VI.3 Mauvais remplissage de squelette granulaire.....	167
Figure VI.4 courbe de Fuller-Thomson.....	169
Figure VI.5 Rouleau vibreur.....	172
Figure VI.6 photographie d'un petit rouleau compacteur pour la finition.....	173
Figure VI. Essais in situ contrôle de compacité.....	173
Figure VI. Fissures au niveau des joints.....	174
Chapitre VII organisation de chantier	
Figure VII.1: Réseau à nœuds.....	192

Listes des planches

- 01- Plan de l'élévation aval de l'axe du barrage
- 02- coupe géologique sur l'axe du barrage
- 03- plan de l'aménagement
- 04- profils types des variantes
- 05- variante BCR détaillée

INTRODUCTION GENERALE

L'épineux problème de l'eau potable dans la wilaya de KHENCHELA est en passe d'être réglé. En effet, grâce aux programmes de développement des Hauts Plateaux et aux programmes sectoriels, le secteur de l'hydraulique dans cette région a bénéficié d'une attention particulière concrétisée par la mise en œuvre d'un ensemble d'opérations de développement local appelées à répondre aux priorités des besoins des populations en matière d'alimentation en eau potable, d'assainissement et d'irrigation des terres agricoles.

Annoncé par le ministre des ressources en eaux ABDELMALEK SELLAL lors de sa visite dans cette wilaya, un barrage d'une capacité importante sera érigé bientôt dans la région d'OULDJA, au sud de la wilaya de KHENCHELA, selon la direction de l'hydraulique. La réalisation de ce futur ouvrage hydraulique, le plus grand de la wilaya de KHENCHELA, et dont l'étude technique a été élaborée par un bureau grec, est chapeautée par l'Agence nationale des barrages et transferts (ANBT).

Inscrit dans le cadre du programme spécial de développement des Hauts plateaux, le barrage, destiné à renforcer l'alimentation en eau potable et l'irrigation dans la région, devra être opérationnel en 2013.

Notre projet d'étude a pour but l'étude d'Avant Projet Détaillé du Barrage d'OULDJA

Le contenu comprendra huit chapitres. Nous allons faire en premier lieu une mémoire de synthèse de l'étude de faisabilité.

Puis, on traitera en détail les données pluviométriques et géomorphologiques en vue du calcul de l'hydro-gramme de crue, de l'estimation et le choix de la crue de projet et du transport solide, de la régularisation des apports en fonction de la destination de l'aménagement hydraulique, et enfin le calcul de l'optimisation dans le but de trouver un compromis économique entre la largeur du seuil déversant et la hauteur de la digue.

On consacra une partie pour l'étude des variantes de la digue et le choix de la variante la plus adéquate en fonction de la disponibilité des matériaux ainsi que les conditions économiques.

Un chapitre consacré pour la recherche bibliographique sur la variante retenue et nous terminons par une organisation de chantier qui interprétera les moyens à mettre en œuvre pour la construction et l'exécution des différentes tâches de réalisation ainsi que le planning des travaux.

I.Introduction

L'Agence Nationale des Barrages (ANB) a confié au groupement d'études STUCKY & BONNARD - GARDEL les études de faisabilité de trois sites de barrages de l'Est algérien, BARIKA, OULDJA et CHEBABTA.

Nous allons consacrer la première partie de notre travail pour résumer le rapport de synthèse de faisabilité du barrage de OULDJA sur l'OUED EL-ARAB dans la Wilaya KHENCHELA, établi par ce bureau d'étude. Il s'agit de l'étude hydrologique et de régularisation de la retenue, de l'étude géologique et géotechnique ainsi que l'étude technico-économique des variantes d'ouvrage et présenter la solution finalement adoptée.

Objectif : l'objectif principal de cette étude était initialement l'analyse des possibilités de créer un barrage sur l'oued el arab pour mobiliser les ressources naturelles et créer une capacité de stockage des eaux de l'oued,

Le présent mémoire de synthèse fait partie de l'étude d'APD du barrage. Il a pour objectif la description générale de l'aménagement et la présentation d'un exposé justificatif et explicatif de la solution adoptée.

I.1.1.Présentation générale du projet

Le site du barrage d'EL OULDJA se trouve sur l'oued EL ARAB à environ 80 km au sud ouest de KHENCHELA, chef lieu de Wilaya. Il porte le nom d'une petite localité située à environ 2 km plus au sud.

On accède au site :

✓ **Par le nord**, depuis KHENCHELA en prenant la route menant vers BABAR, on passe par le barrage du même nom sur sa rive gauche et ensuite par le petit village de TABERDGA. On continue vers EL OULDJA par une route sinueuse. A environ 500 m avant le village d'EL OULDJA, on emprunte à droite vers le nord une piste très rocailleuse sur environ 2 km qui mène sur la rive gauche du site légèrement à l'aval de l'axe.

✓ **Par le sud**, on quitte la route contournant les AURES à la localité de KHANGA SIDI NADJI et on remonte la vallée sur une vingtaine de kilomètres jusqu'au village d'EL OULDJA. A l'entrée du village, prendre sur la droite la route qui monte en direction de TABERDGA. Après 500 m environ, suivre une piste très rocailleuse, partant sur la gauche, sur environ 2 km qui mène sur la rive gauche du site légèrement à l'aval de l'axe.

Le site est reporté sur la carte au 1/500 000. Il est repéré par les coordonnées Lambert ci-dessous :

Tableau I.01 : les coordonnées de l'axe du barrage (Lambert)

X	862.750 Km
Y	188.800 Km
Z	326 (lit de l'Oued) m NGA

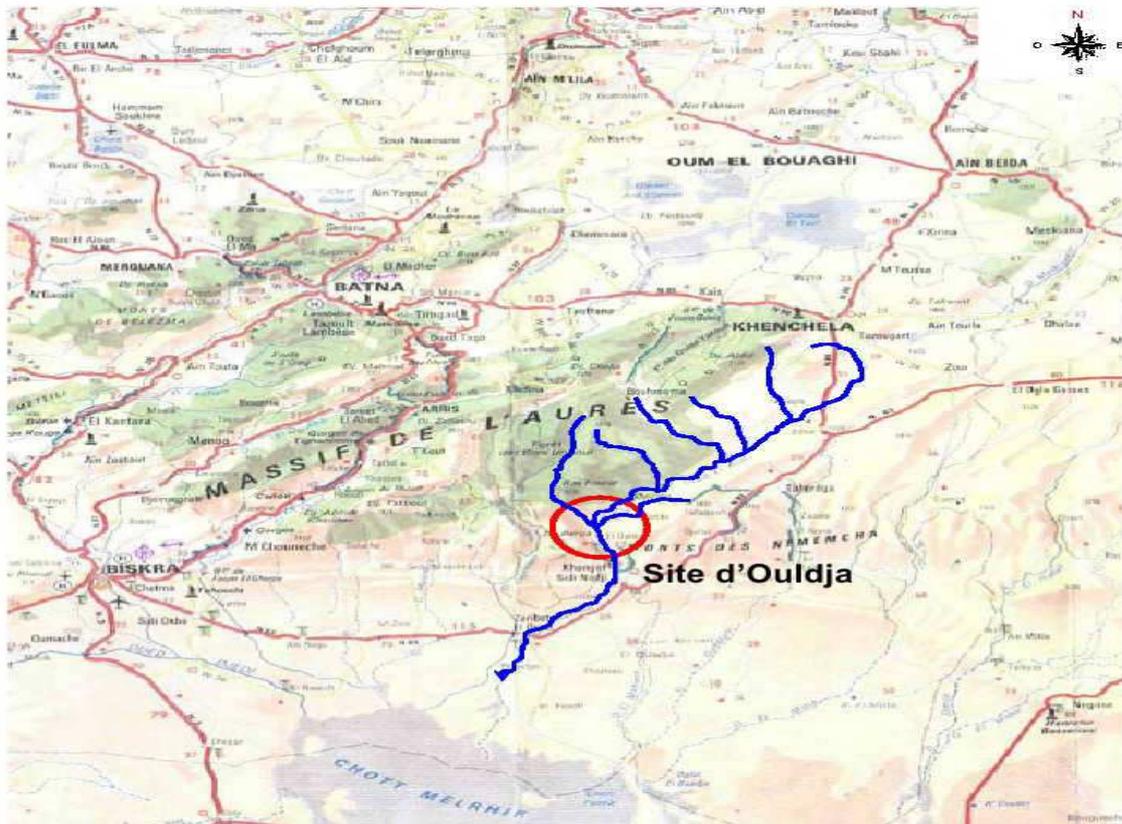


Figure I.01 : Extrait de la carte routière de la région du site d'OULDJA (ECH : 1/50000)

I.1.2. Généralités

Dans ce chapitre, nous exposons le résumé des études préliminaires élaborés lors de l'étude de faisabilité : l'étude topographique, géologique, géotechnique et hydrologique. Dans l'étude topographique, nous trouvons trois points : la topographie du bassin versant, de la vallée de la rivière, du site du barrage et de la retenue. Pour l'étude géologique et géotechnique, un programme de reconnaissance géologique complémentaire doit être lancé dans cette étude. En fin pour l'étude hydrologique, nous montrons les caractéristiques physiques du bassin versant, les apports et les crues.

I.2. Situation topographique, géologique et géotechnique : [1]

I.2.1. Topographie et morphologie du site

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. Au site du barrage l'oued forme un large « S » inversé avec, d'amont en aval, une grande courbe tournant à droite suivie d'une autre à gauche. Les deux courbes présentent de bonnes similitudes morphologiques puisqu'elles sont toutes les deux dominées par de hautes falaises sur le côté extérieur alors que l'intérieur abrite de larges terrasses alluviales.

Au site, la vallée est assez large. Le lit actuel de l'oued est dominé par une vaste terrasse alluviale en rive droite qui s'étale sur ~ 320 m. La cuvette est très vaste, avec des pentes assez accusées parfois à parois verticales localement en surplomb.

Dans la cuvette il n'existe aucune habitation. A l'exception d'un forage en rive droite dans le lit alluvial à 1 km à l'amont de l'axe, pas d'infrastructure notable. Des ruines romaines (ancienne huilerie d'après les habitants d'EL OULDJA) ont été trouvées à environ 500 m en amont du site.

Emplacement du barrage est représentées sur la figure I.02 a l'échelle : 1/ (50000).

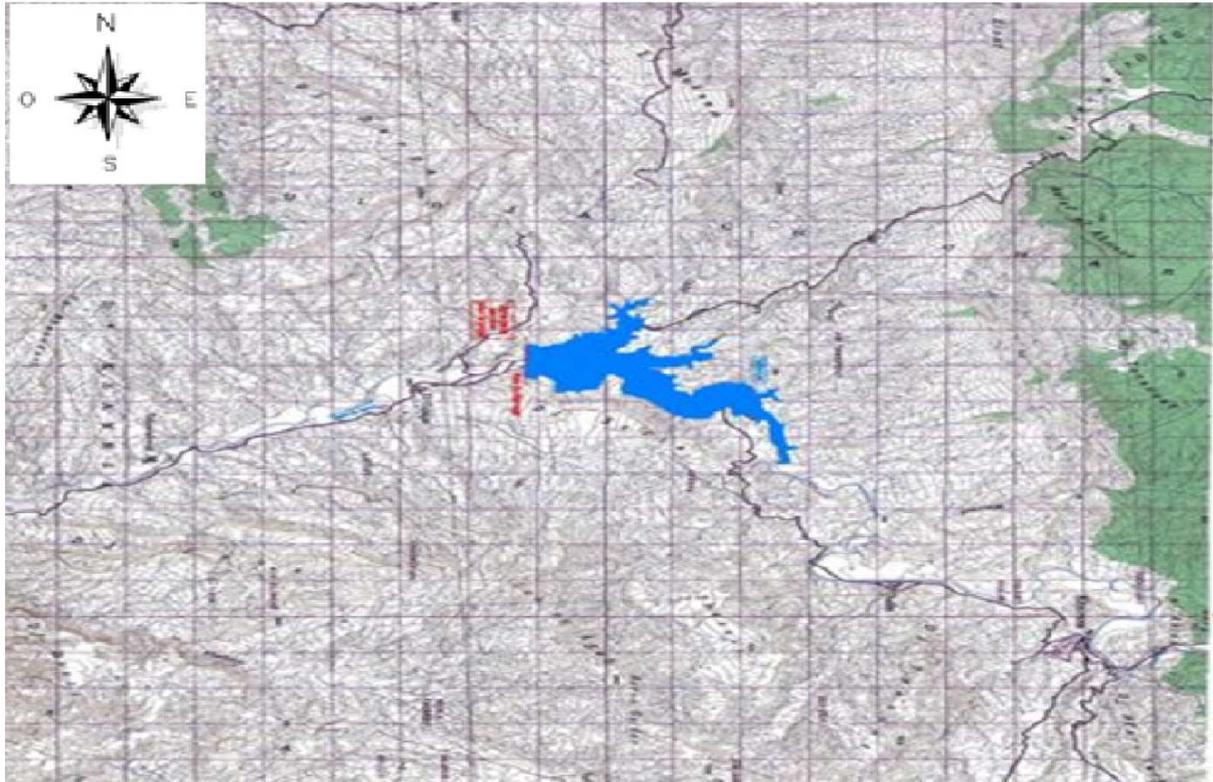


Figure I.02 : Situation d barrage d'Ouldja (ECH : 1/50000)

I.2.2 Géologie

Le site du barrage D'EL OULDJA fait partie intégrante du flanc sud du grand anticlinal de TOUBOUNT. Les terrains d'assises qui affleurent aussi bien sur le site que dans la cuvette sont caractérisés par une structure monoclinale avec un léger pendage vers le sud-sud-ouest,

Des failles avec un rejet considérable n'existent ni dans la cuvette ni dans le site. Le fond rocheux de la retenue est principalement constitué de marnes bleues-grises localement gypseuses alternant avec des calcaires plus ou moins marneux et calcaires durs du crétacé supérieur. ces sédiments du crétacé supérieur de direction E-O ont un pendage sud variant de 10 à 20°.

Les terrains qui affleurent comme un vaste monoclinale sont repris ci-dessous :

Trias : Affleure en quelques îlots aux djebels AIDEL et TOUBOUNT, et aux environs de KHENCHELA, mais n'affleure ni au site ni dans la cuvette. Il est représenté par des roches détritiques carbonatées (dolomies, marnes) et des sédiments haloides (sel, gypse, etc.).

Crétacé inférieur : Caractérisé par des grès fins quartzeux en masses importantes au sommet du djebel AIDEL et par des grès, calcaires et marnes au sommet du djebel CHELIA.

Crétacé moyen : Affleure principalement sur le versant droit de la vallée de l'oued EL ARAB ; en région des djebels TOUBOUNT, TAOURIRT et TAQFIST. Ce sont des sédiments très variés formés de marnes, de calcaires marneux de calcaire et de grès.

Crétacé supérieur : Présente un faciès néritique à pélagique profond à peu profond caractérisé par des intercalations de marnes avec des bancs de calcaires marneux et de calcaire. Il est important de savoir que tout le fond rocheux de la retenue est formé par des marnes, calcaires marneux et calcaires du crétacé supérieur.

Eocène inférieur : Apparaît sous de faibles étendues aux djebels BERGA, TADLIST et ICH MERZOU. Il est formé de bancs de calcaires à sommet marneux dans lesquels s'observent des niveaux de rognons siliceux bruns ou noirs qui deviennent des marnes noires à la base.

Quaternaire : Formé par des alluvions anciennes et récentes, des terrasses et des éboulis de pentes.

I.2.3 Géomorphologie et tectonique

Le site d'EL OULDJA sur l'oued EL ARAB se présente par une morphologie assez prononcée. Au droit de l'axe, la vallée est large avec un fond plat et des pentes de rives parfois très raides, on y relève également des parois rocheuses à pentes subverticales.

L'oued, coulant du nord vers le sud, serpente entre des terrasses alluviales passant d'une rive à l'autre du talweg au gré de ses larges courbes. Les terrasses alluviales sont localement épaisses et de granulométrie souvent très grossière.

Au site du barrage l'oued forme un large « S » inversé avec, d'amont en aval, une grande courbe tournant à droite suivie d'une autre à gauche. Les deux courbes présentent de bonnes similitudes morphologiques puisqu'elles sont toutes les deux dominées par de hautes falaises sur le côté extérieur alors que l'intérieur abrite de larges terrasses alluviales.

Au site, la vallée est assez large, à une cote de 410 m (correspondant à un barrage haut de 80 m environ) la largeur de la vallée est d'environ 860 m. Le lit actuel de l'oued est d'environ 100 m de large, dominé par une vaste terrasse alluviale en rive droite qui s'étale sur 320 m.

La cuvette est très vaste, avec des pentes assez accusées parfois à parois verticales localement en surplomb. Localement, on trouve des graviers grossiers à des altitudes d'environ 350 à 450m interprétés comme étant les restes des anciennes terrasses épaisses (âge Pléistocène ?). Ces anciennes terrasses sont partiellement érodées ou couvertes par des éboulis plus jeunes ; c'est pour ça qu'elles ne forment plus un élément de la morphologie actuelle.

Dans la cuvette il n'existe aucune habitation. A l'exception d'un forage en rive droite dans le lit alluviale à 1 km à l'amont de l'axe, pas d'infrastructure notable. Des ruines romaines (ancienne huilerie d'après les habitants d'EL OULDJA) ont été trouvées à environ 500 m en amont du site.

L'histoire tectonique de cette partie de l'Atlas Saharien, formé d'une série de plis d'âge pyrénéen, correspond à une succession d'événements dont chacun a laissé sa trace sur la physionomie actuelle de la région. Elle englobe le massif des AURES, les Monts des OULEDS NAILS, le Djebel AMOUR, les Monts des KSOUR... . L'activité sismique y est plus réduite, elle est localisée en un certain nombre de foyers dans les monts du KSOUR, dans

les ZIBANS et dans les AURES. Certains de ces séismes peuvent atteindre une grande énergie. De faible profondeur (< 70km), les séismes algériens peuvent atteindre des magnitudes assez élevées et, par conséquent, entraîner des dégâts importants au voisinage de leur foyer.

I.2.4. Travaux de reconnaissance effectués

Pour reconnaître les conditions morphologiques, géologiques et géotechniques du site, les travaux de reconnaissance ci-dessous ont été effectués.

✓ Topographie

Un relevé topographique du site au 1/1000 a été effectué par le cabinet GEOCAT Alger (Commandé par l'Administration). Il porte sur une surface d'environ 134 ha.

Un relevé de la cuvette au 1/5000 a été également effectué par le même cabinet. Il porte sur environ 917 ha.

✓ Levé géologique

Sur la base des cartes topographiques, le Groupement d'Etudes a levé la géologie du site et de la cuvette.

✓ Sondages

Pour la fondation du barrage, 8 sondages carottés avec essais systématiques de perméabilité Lugeons au rocher ont été exécutés sur l'axe du barrage par l'entreprise HYDROTECHNIQUE (UTS) dans le courant de l'année 2005. Ils portent les N° F01, F02, F03, F04, F04bis, F05, F06 et F06bis.

Par ailleurs 6 sondages ont été réalisés pour étudier les zones d'emprunt :

- 2 F07 et F08 dans la carrière de calcaire en haut de la rive droite ;
- 2 F09 et F10 dans la terrasse alluviale à l'amont de l'axe en rive gauche ;
- 2 F11 et F12 dans la terrasse alluviale à la sortie sud de l'agglomération d'El OULDJA, en rive gauche de l'oued.

La situation ainsi que la profondeur de ces sondages sont données ci-dessous

Tableau I.02 : Situations et profondeurs des sondages.

N°	Désignation	Inclinaison	Profondeur	Situation
1	F01	Vertical	Prof = 70 m	Haut rive droite
2	F02	Vertical	Prof = 50 m	Mi-pente, rive droite
3	F03	Vertical	Prof = 34 m	Fond de vallée
4	F04	Incliné 30° N 100°	Long = 80 m	Haut rive gauche
5	F04 bis	Incliné 30° N 100°	Long = 35 m	Haut rive gauche (proche de la falaise)
6	F05	Vertical	Prof = 50 m	Fond de vallée, terrasse rive droite
7	F06	Vertical	Prof = 40,5 m	Haut rive gauche Amont F06bis
8	F06 bis	Vertical	Prof = 32 m	Haut rive gauche
9	F07	Vertical	Prof = 26 m	Carrière rive droite
10	F08	Vertical	Prof = 20 m	Carrière rive droite
11	F09	Vertical	Prof = 18 m	Terrasse amont (Zone d'alluvions)
12	F10	Vertical	Prof = 18 m	Terrasse amont (Zone d'alluvions)
13	F11	Vertical	Prof = 18 m	Terrasse en aval d'El Quldja
14	F12	Vertical	Prof = 20 m	Terrasse en aval d'El Quldja

✓ Inclinaison : 30° par rapport à la verticale

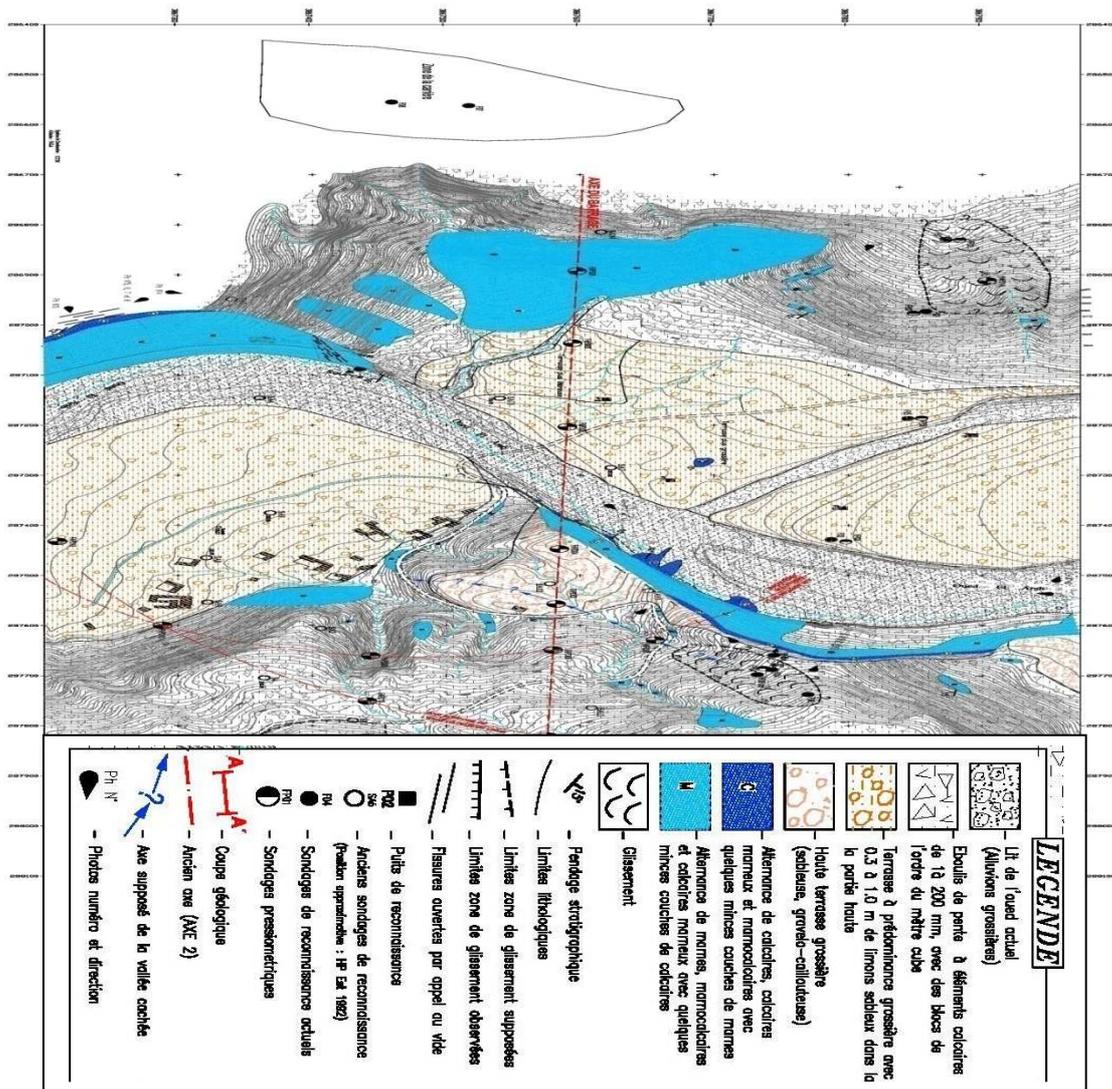


Figure I. 03 : Emplacement des forages de reconnaissance de la phase APD

✓ Préssiomètres

Les sondages F01, F02, F03, F04 et F05 ont été doublés par des forages dans lesquels ont été réalisés des essais pressiométriques tous les deux mètres. Ces sondages pressiométriques sont numérotés : FP01, FP02, FP03, FP04 et FP05.

✓ Puits

18 puits ont été exécutés sur les zones identifiées pour les emprunts de matériaux de construction :

- 10 puits dans la plaine alluviale à l'aval de l'agglomération d'El OULDJA dans la zone de matériaux fins ;
- 8 puits à l'amont de l'axe pour reconnaître les alluvions grossières.

Les puits ont presque tous été poussés au-delà de 3 parfois 4 m de profondeur. Tous les puits ont été échantillonnés.

I.2.5 Géologie de la cuvette et du site du barrage

La cuvette : La figure si dessous représente la carte géologique du site

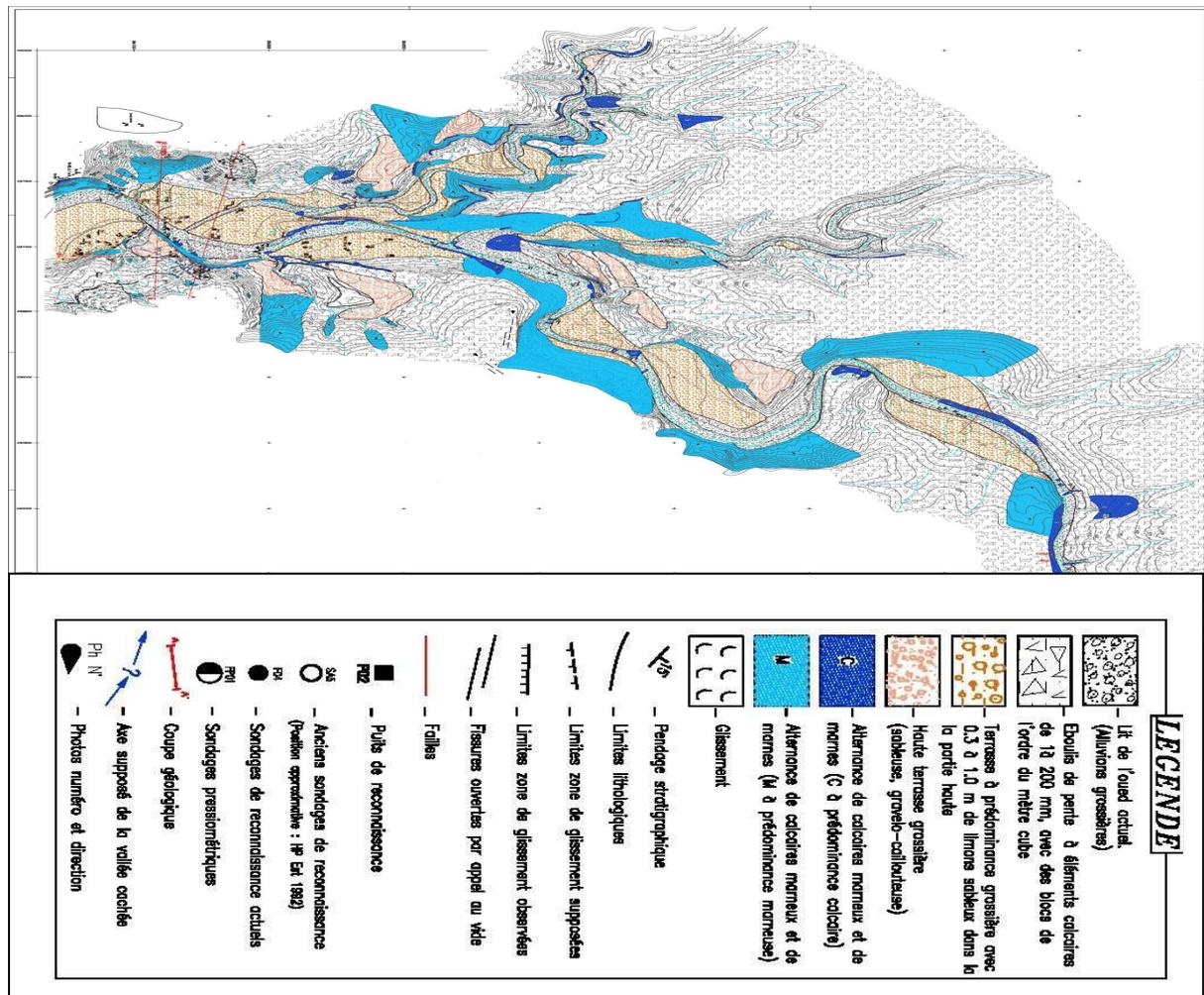


Figure I.04 : Carte géologique de la cuvette

La cuvette du barrage d'El OULDJA est longue, elle présente des flancs raides parfois sub-verticaux voire même en surplomb. Elle fait près de 479 ha à la cote 410 m. La géologie de la cuvette a été levée au 1/5000.

Le site du barrage ainsi que la cuvette font partie du grand anticlinal de TOUBOUNT dont la cuvette constitue le flanc sud. Celle-ci s'étale dans un massif à prédominance marneuse armée de bancs de calcaires marneux et de calcaire d'épaisseur variant du décimètre au mètre, atteignant parfois 2 à 3 m. L'épaisseur des faciès marneux varie du décimètre à une dizaine de mètres voire parfois plus.

La structure générale est monoclinale avec une direction des bancs vers le sud et un pendage général de l'ordre de 10-15° vers le sud.

L'altération des calcaires alimente des éboulis grossiers (du décimètre au mètre cube) qui recouvrent les pentes sur de grandes surfaces et qui donne à la région un aspect ruiniforme.

Dans la cuvette, on a relevé quelques failles locales à faibles rejets.

Quelques petites loupes de glissements, sont relevées localement. Elles sont de faible importance mettant en mouvement des masses de quelques centaines de mètres cube. Toutes ces instabilités se trouvent dans la partie basse du plan d'eau, proches du talweg.

Cependant les zones à très fortes pentes (falaises) sont souvent fissurées, fissures ouvertes par appel au vide. Ces falaises peuvent s'écrouler de façon instantanée dans le plan d'eau, pour des masses représentant jusqu'à quelques milliers de mètres cube.

Le site du barrage

Quant à l'axe du barrage, il a été localisé un peu plus à l'aval de l'axe des travaux de reconnaissance qui présentait des inconvénients majeurs, d'ordre géologique, trop importants. L'axe des travaux de ces reconnaissances correspond à l'axe du barrage choisi au terme de l'étude d'HYDROPROJET EST. La géologie de celui-ci n'avait pas été reconnue au cours de ces études antérieures.

Issus de l'étude d'HYDROPROJET EST, nous disposons ainsi d'une série de sondages (SA1, SA7, SA11, SA12, SA13 et SA14) qui, recoupent avec notre connaissance du terrain, nous a permis de reconstituer la coupe longitudinale à l'axe du barrage.

Sur la rive droite, le rocher (alternance de marnes, marno-calcaires et calcaires) est affleurant partout en dessous de la cote 405 m. De grandes fissures, ouvertes par appel au vide, n'existent pas.

Au fond de la vallée, la terrasse grossière n'est pas profonde, elle est posée directement sur le rocher.

Sur la rive gauche, l'épaisseur des terrains meubles est réduite. Environ entre 40 m et 100 m à l'est du sondage SA12, la coupe traverse la continuation de l'ancienne vallée remplie d'un mélange de graviers et d'éboulis. Cette vallée a été mise en évidence dans le rapport géologique.

Ni sa position exacte, ni sa profondeur et sa largeur ne sont connues en détail. Il est très probable que cette vallée a une continuation en direction sud-ouest. D'après la carte géologique, elle doit traverser la coupe géologique dans la région mentionnée. Pour un barrage, cette petite vallée ne pose pas, dans cette position, un problème majeur.

La figure ci dessous représente la carte géologique du site

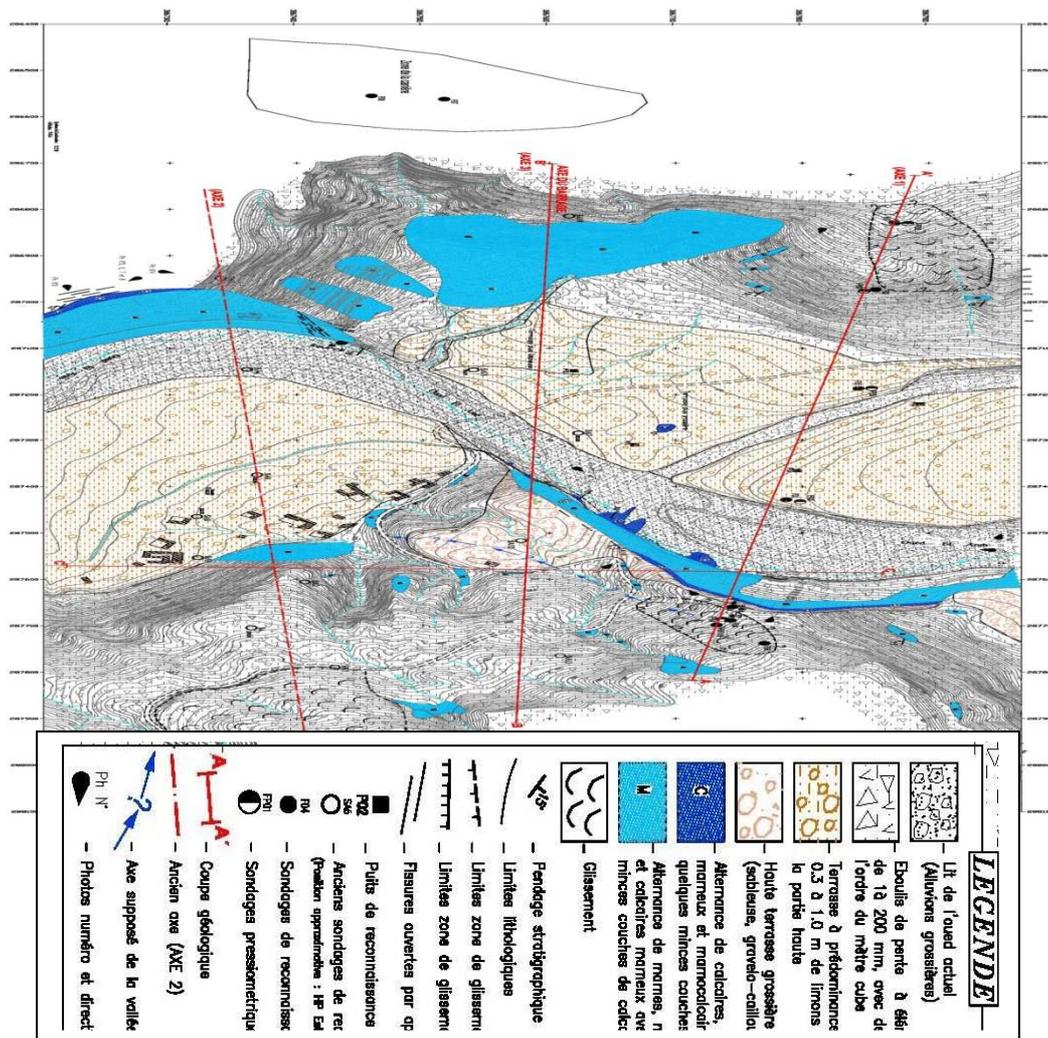


Figure I.05 : Carte géologique du site

I.2.6. Synthèse des essais géotechniques

Dans tout le réservoir et au site du barrage, le fond rocheux est très monotone. Il est constitué d'une alternance de marnes, calcaires plus ou moins marneux et quelques bancs de calcaires. Ces sédiments du Crétacé supérieur plongent selon un pendage de 10 à 20 degrés vers le sud. La perméabilité de ces sédiments est moyenne à faible et ne diminue que peu avec la profondeur.

Dans la cuvette :

La vallée a la forme d'un U avec un fond assez plat et des rives raides parfois verticales. Ces falaises sont souvent très fissurées ; de grandes fissures parallèles aux falaises, et des ouvertures par appel au vide existent. La stabilité de ces falaises n'est localement pas assurée, des écroulements (quelques milliers de m³) sont possibles, mais ils ne mettent pas, ainsi que les petits glissements localisés dans la cuvette, en danger les ouvrages sur le site.

Dans tout le réservoir et au site du barrage, le fond rocheux est très monotone. Il est constitué d'une alternance de marnes, calcaires plus ou moins marneux et quelques bancs de calcaires. La perméabilité de ce fond rocheux est faible à moyenne et de grandes failles avec un rejet important n'existent pas.

Au site du barrage :

L'emplacement retenu de l'axe du barrage est proche d'un des axes de reconnaissance de l'étude préliminaire d'HYDROPROJET EST (axe amont). Issus de cette étude, le BET dispose ainsi d'une série de sondages situés à proximité immédiate de l'axe. La monotonie de la géologie, le levé géologique de ces anciens forages (SA1, SA7, SA11, SA12, SA13 et SA14), les reconnaissances effectuées sur l'axe de reconnaissances et la localisation de l'ancienne vallée en rive gauche recoupées avec la connaissance du terrain a permis au BET de reconstituer la coupe géologique à l'axe du barrage.

Le futur ouvrage reposera sur une faible couche d'alluvions quaternaires qui peut atteindre quelques mètres d'épaisseur (moins de 12 m). Ces niveaux peuvent facilement être expurgés au moins sous le noyau d'un barrage en remblai ou sous la fondation d'un barrage en béton. Ceux-ci surmontent une alternance de calcaires marneux et de marnes tendres grises feuilletées très sensibles à la dessiccation.

A l'est du forage SA12, l'axe retenu traverse la suite de la vallée cachée. La phase APD aura pour mission de décider si les matériaux de remplissage de cette vallée, dont la profondeur est estimée à environ 20 m à cet endroit, doivent être excavés ou si on adopte un voile d'injection ou une paroi moulée pour assurer un écran étanche.

Les échantillons prélevés dans les sondages forés de la fondation rocheuse ont été soumis à des essais physiques et mécaniques. Des essais pressiométriques ont été également faits sur site. Le tableau ci-dessous, donne par faciès, les valeurs moyennes et extrêmes des différentes caractéristiques physiques et mécaniques. (1 bar = 0.1MPa).

Tableau I.03 : synthèse des essais géotechniques du rocher de la fondation

		densité		Résistance mécanique		
		γ_d	γ_s	$R_{c, nat}$	$R_{c, Sat}$	$R_{t, nat}$
		[t/m ³]	[t/m ³]	[bars]	[bars]	[bars]
Facies a prédominance marneuse	Valeur moy	2.48	2.69	167.3	273.5	7.2
	Valeur min	2.58	2.63	21.2	33.1	7.2
	Valeur max	2.62	2.73	468.6	521.5	7.2
Facies a prédominance calcaire	Valeur moy	2.50	2.69	334.9	318.7	19.6
	Valeur min	2.60	2.63	35.3	25.0	17.8
	Valeur max	2.55	2.73	620.4	768.0	21.3

Source ANBT

On note que les faciès à prédominance marneuses sont des marnes dures, grises, feuilletés ou compactes. Les faciès à prédominance calcaire sont les calcaires marneux, gris et compacts. Les teneurs en eau sont basses. Les porosités sont en moyenne basses mais avec quelques valeurs très fortes. Les poids spécifiques secs γ_d mesurés paraissent trop bas pour être réalistes.

Nous pensons que ces valeurs ont été mal déterminées en laboratoire. Les valeurs théoriques sont obtenues à partir d'un calcul utilisant le poids spécifique γ_s et la porosité n .

Pour les faciès marneux, la présence de l'eau dans les vides de l'échantillon et sa faible perméabilité permettent à l'eau présente de développer une pression interstitielle "u" qui réduit la contrainte effective appliquée sur le squelette solide de l'échantillon. Ceci explique pourquoi les "Rc" mesurées sont plus élevées en cas saturé qu'en cas naturel.

Quant aux faciès calcaires, la présence des fissures éventuelles dans l'échantillon permet un drainage efficace de l'eau présente dans les vides, ce qui empêche la formation d'une telle pression interstitielle, et par suite, des valeurs de "Rc" comparables entre le cas naturel et le cas saturé.

Finalement, on peut dire que les valeurs des caractéristiques mentionnées dans les tableaux I.03 sont représentatives de ces matériaux.

Synthèse des essais pressiométriques

Les valeurs obtenues en moyenne sont sensiblement équivalentes pour les alluvions et colluvions (E = 2698.1 bars et PL = 44.7 pour les colluvions et E = 2479.2 bars et PL = 53.0 pour les alluvions). Elles sont toujours élevées aussi bien en module, pression limite et en rapport (E/PL).

Pour les marnes et les calcaires marneux les valeurs sont nettement plus élevées (E = 5316.5 bars et PL = 78.3 pour les marnes et E = 6479.0 bars et PL = 88.6 pour les calcaires marneux), ce qui est normal pour ce type de matériau. Les niveaux franchement marneux donnant toujours les valeurs les plus basses.

D'après les résultats pressiométriques obtenus, on peut conclure que :

- Les terrains meubles sont surconsolidés et très serrés (E/PL > 16). Ils sont également compacts (PL > 2.5 MPa) et peu déformables.
- Les roches de la fondation (calcaires et marnes) sont compactes et peu fracturées (PL > 4.5).

Il faut noter également que les basses valeurs de la moyenne des calcaires sont dues aux valeurs mesurées dans le calcaire de surface du sondage FP03, probablement très fracturé.

I.2.7 Matériaux de construction

Les matériaux fins ont été recherchés à l'aval de l'agglomération d'El OULDJA. Ils pourront être exploités par le moyen des pelles mécaniques et utilisés après séparation des éléments grossiers.

Ce sont des argiles sablo-limoneuses brunes, pouvant contenir des passes plus grossières, sur des épaisseurs dès 70 cm à plus que 4 m. La zone reconnue s'étale sur plusieurs kilomètres de long et 300 m de large. Avec une épaisseur moyenne de 5 m, on obtient un volume des matériaux fins de l'ordre de 3000000 m³.

Les deux sondages réalisés dans cette zone rencontrent respectivement 4,8 et 5 m de limons argileux; puis 5,5 et 9,2 d'alluvions grossières surmontant des marnes grises tendres.

Les extraits, ci-dessous, en donnent les valeurs extrêmes et moyennes.

Tableau I.04 : synthèse des essais géotechniques des puits.

	Granulométrie [%]					W	Limites d'Atterberg			
	Sable g	Sable f	Limons	Argile	Totale		W _L	W _p	I _p	I _c
	D 2 ~ 0.2	D 0.2 ~ 0.02	D 0.02 ~ 22 μ	D 2 μ ~ 0.2 μ	D <80 μ		[%]	[%]	[%]	[-]
Max.	33.00	32.00	33.00	61.00	96.00	19.04	66.00	33.50	35.6	1.84
Min.	2.00	9.00	7.00	9.00	21.00	7.46	48.00	23.66	24.34	1.29
Moy.	13.22	20.89	19.89	39.56	72.33	15.55	58.82	29.88	28.95	1.50

	Proctor			Cisaillement				Oédomètre			
	W _{opt}	$\gamma_{d \max}$	Sr	C _{uu}	ϕ_{uu}	C _{cu}	ϕ_{cu}	Pc	Cc	Cg	Cs
	[%]	[t / m ³]	[%]	[bars]	[degr]	[bars]	[d]	[bars]	[%]	[%]	[%]
Max.	22.20	1.85	82.90	1.97	12.09	1.86	3	4.30	12.00	2.86	0.26
Min.	12.40	1.55	75.72	1.04	6.60	0.48	1	2.12	8.33	1.02	0.00
Moy.	16.98	1.69	77.89	1.48	10.73	0.92	2	2.89	9.67	1.78	0.17

Matériaux grossiers pour remblai

Des sondages ont été foncés à la pelle mécanique dans les terrasses alluviales, répartis à l'amont de l'axe abandonné du barrage, en rive gauche et en rive droite de l'oued.

Ces sondages rencontrent, en principe, un peu de terre végétale en surface (jusqu'à 40 cm) des limons sablo-graveleux couvrant des alluvions grossières. Le puits P15 montre des limons sablo-graveleux de la couverture sur toute la profondeur du puits avec des passes graveleuses plus grossières. Ces dépôts marbrés avec des passes plus ou moins fines ou grossières sont typiques des alluvions de rivière. Les passes fines correspondent à des périodes de dépôts où le courant d'eau était plus faible et les passes grossières à des périodes où l'oued avait plus de vigueur. Dans ce mélange interfèrent également les éboulis de pente, éléments de grosse taille qui n'ont pas été entraînés par l'eau.

Sur l'axe des reconnaissances, le forage F05 a montré que l'épaisseur de la terrasse alluviale avait jusqu'à près de 9 m d'épaisseur. L'observation des affleurements où l'oued a tranché la terrasse alluviale, relève des épaisseurs de plus de 5-6 m d'alluvions parfois très grossières avec beaucoup d'éléments supérieurs à 200 mm.

Deux sondages de 18 m de longueur ont été également forés environ 500 m à l'amont de l'axe des reconnaissances sur la terrasse rive gauche. Ils montrent que la terrasse alluviale, à cet endroit, respectivement 9,5 m et 11,6 m d'épaisseur. Les épaisseurs d'alluvions grossières rencontrées sont respectivement de 8 m et 10,1 m sous 1,5 m de limons sableux.

Ainsi, la zone reconnue s'étale sur une superficie de l'ordre de 40 ha, soit, si l'on admet une épaisseur moyenne des alluvions de l'ordre de 4 m d'épaisseur au moins, un volume reconnu de l'ordre de 1 600 000 m³. Il est clair que les réserves sont de l'ordre de plusieurs millions de m³ dans la cuvette et également à l'aval de celle-ci. On doit signaler que parfois ces alluvions renferment quelques blocs marneux très altérés qu'il faudrait expurger si on souhaite utiliser ces alluvions comme agrégats à béton. Ces matériaux seront extraits par le moyen des pelles mécaniques. Ils seront éventuellement criblés pour les séparer des matériaux fins. Les échantillons prélevés sur les puits ont été soumis à une série d'essais physiques et mécaniques dont. Les résultats sont consignés dans les tableaux suivant :

Tableau I.05 : synthèse des essais géotechniques des puits .

	Granulométrie [%]					W [%]	Limites d'Atterberg			
	Sable g	Sable f	Limons	Argile	Totale		W _L	W _p	I _p	I _c
	D 2 ~ 0.2	D 0.2 ~ 0.02	D 0.02 ~ 22μ	D 2μ ~ 0.2μ	D <80μ					
Max.	27.00	25.00	13.00	28.00	62.00	12.4	42.00	21.03	21.13	1.56
Min.	10.00	11.00	0.00	0.00	8.00	12.4	30.90	16.69	14.21	1.30
Moy.	18.83	14.00	7.50	11.00	27.00	12.4	36.50	19.53	16.97	1.42

	Proctor			Cisaillement			
	Wopt	γ _{dmax}	Sr	C _{uu}	Ø _{uu}	C _{cu}	Ø _{cu}
	[%]	[t/m ³]	[%]	[bars]	[degr]	[bars]	[degr]
Max.	10.10	2.09	79.12	1.74	15.68	0.33	43.93
Min.	8.00	1.96	75.91	3.10	9.52	0.31	41.89
Moy.	8.70	2.04	77.38	1.94	13.01	0.31	39.59

On remarque que les matériaux sont en moyenne à forte composante grossière, avec une proportion d'éléments >0,2 mm en moyenne de l'ordre de 62.5 %. Ces matériaux se classent en catégorie GA (graves argileuses). La partie fine est toujours en catégorie CL à compressibilité et plasticité moyenne.

Au Proctor normal les densités obtenues sont moyennes à élevées pour des teneurs en eau faibles souvent supérieures à la teneur en eau naturelle. Les caractéristiques au cisaillement sont très élevées.

Matériaux pour enrochements, filtres et agrégats à béton

Une carrière à matériau pour enrochements et agrégats à béton a été identifiée à proximité immédiate du site du barrage. Elle est située au droit de l'axe, sur la rive droite, dans une barre calcaire qui domine la vallée et qui présente souvent une paroi en surplomb. Deux sondages forés reconnaissent cette barre. Ils rencontrent respectivement, sous 9,4 et 6 m de

colluvions, 16,6 et 14 m de calcaires compacts gris parfois blanchâtres avec quelques passées marneuses. L'épaisseur de calcaire compact, exploitable, est de l'ordre de 8 mètres et se situe dans la partie supérieure du banc.

Ces calcaires ont été soumis à une série d'essais géotechniques. Les résultats sont consignés dans les tableaux suivant :

Tableau I.07 récapitulatif des essais LA et MDE

SONDAGE	NATURE	LA%	MDE%
F07	Calcaire jaune	18.18	6.47
F08	Calcaire gris	12.13	6.86

Les valeurs de densité obtenues sont relativement faibles avec des porosités élevées pour ce type de matériaux. Les résistances à la compression simple sont dispersées mais en général moyenne.

L'essai Los Angeles donne des valeurs montrant que l'on peut obtenir des agrégats à béton de bonne qualité.

Cette carrière pourrait fournir des enrochements et des agrégats d'assez bonne qualité et en quantité très largement suffisante pour couvrir la totalité des besoins du barrage. Les sables pour filtres et drains seront produits par criblage et séparation à partir des matériaux extraits de la carrière.

I.2.8 Hydrogéologie

Le tableau suivant donne les résultats de ces essais par tranche de 10 à 48 essais de perméabilité du type Lugeons ont été effectués de façon systématique sur les sondages carottés par passes de 3 m en général. Les résultats complets de ces essais sont donnés en m de profondeur.

Tableau I.08 : Variation du niveau de la nappe (du 14.04.2005 au 14.11.2005)

Sondage	F01	F02	F03	F05	F06
Côte sondage	426.12	394.44	336.32	336.40	415.55
Côte nappe 01/10/05	395.62	374.94	329.16	331.90	399.75
Côte nappe 24/10/05	Sec	Sec	329.26	332.25	Sec

On a constaté que le niveau de la nappe sur la rive droite (sondages F01 et F02) passe respectivement de la cote 404,92 et 384,14 à 386,12 et 374,94 en l'espace de 2 semaines environ pour s'assécher à partir du début du mois d'octobre. Les cotes auxquelles s'assèchent ces sondages se situent presque à la limite du toit du rocher.

En rive gauche le niveau de la nappe (F06) passe de 399,75 à 386,25 en une semaine puis s'assèche.

Les résultats des mesures du niveau piézométrique ne reflètent pas ce que le BET attendait vis à vis le comportement de la nappe. Une décroissance progressive dans le niveau de l'eau est attendue par le BET dû probablement à des petits réservoirs qui se remplissent durant les pluies et se vident, ensuite, gentiment. Les observations ont montré, au contraire, une chute brusque du niveau à la fin de la période hivernale. Celle là peut être la cause d'une formation probable de bouchons de boue obstruant les trous dans les forages de mesure qui, sous la charge de la colonne d'eau, se sont débouchés subitement. Donc, on peut conclure qu'un tel comportement donne l'impression d'une présence d'une nappe perchée sur les rives. Un tel type de nappe n'existe pas réellement dans le site d'OULDJA.

I.2.9 Sismicité du site

Dans la région délimitée, soit entre Constantine au nord, N'GAOUS à l'ouest et la frontière tunisienne à l'est, 24 secousses ont été ressenties entre 1839 et ce jour.

L'examen des cartes des épacentres 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 au nord et au nord-ouest nettement plus actives (Constantine et Batna).

L'ensemble des considérations développées, ainsi que la carte d'iso-accélération pour une période de retour de 500 ans du CTC nous conduisent à estimer une valeur d'accélération au sol de 0,15.g pour le séisme de projet.

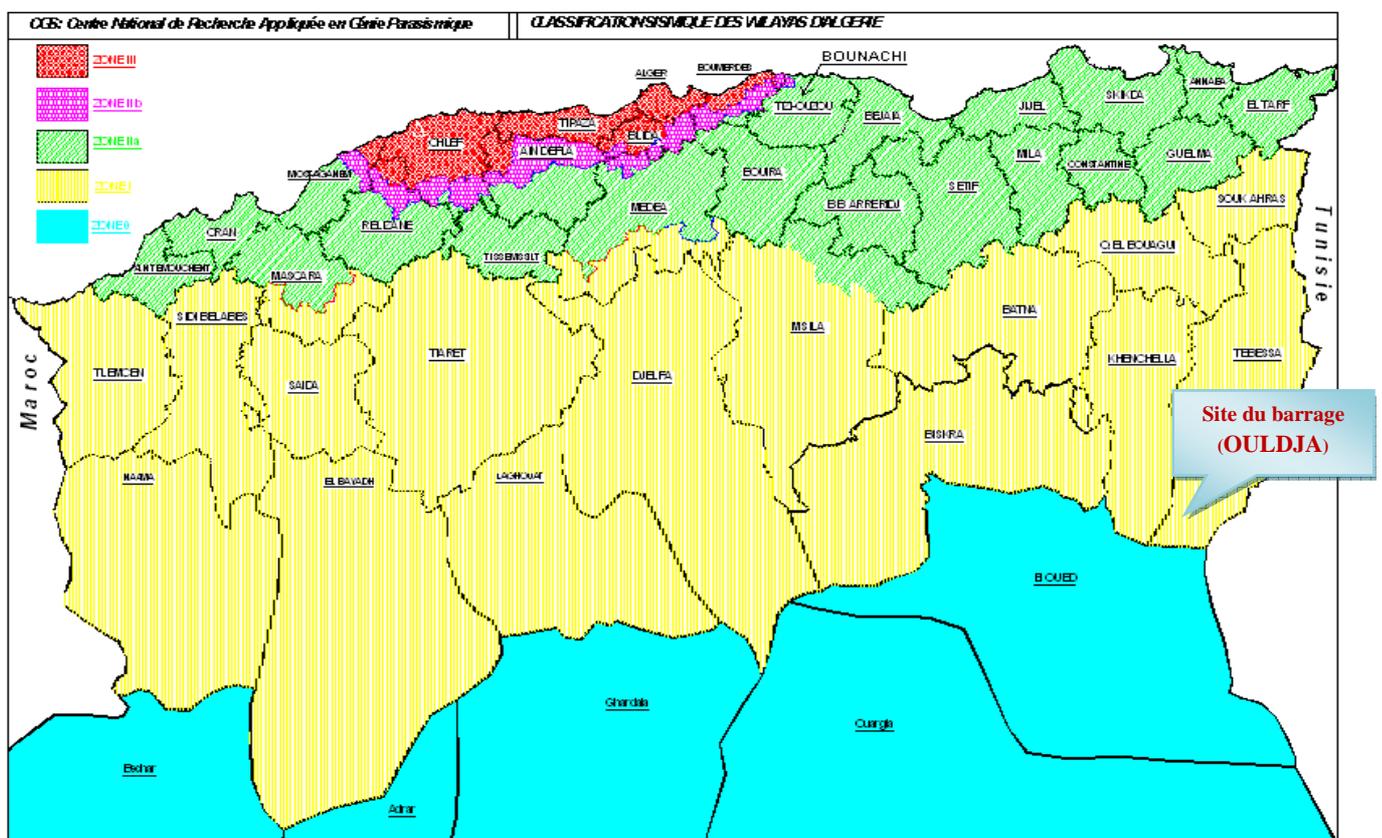


Figure I-06- la carte de zonage sismique du territoire nationale

(Source RPA(99) V2003 modifiée)

I.2.10 Conclusion sur la situation topographique, géologique et géotechnique

Au site, la vallée est assez large, à une cote de 410 m (correspondant à un barrage haut de 80 m environ) la largeur de la vallée est d'environ 860 m.

Le lit actuel de l'oued est d'environ 100 m de large, dominé par une vaste terrasse alluviale en rive droite qui s'étale sur ~ 320 m. A la conclusion de l'étude géologique et géotechnique et d'après ce qui précède, il est proposé de retenir les caractéristiques des matériaux suivantes dans cette étude technique.

Fondation

Rocher en place :

- Prédominance marneuse avec alternance de bancs de calcaire marneux et de calcaire (Crétacé supérieur)
- Résistance à la compression des bancs à prédominance marneuse : 17 MPa.
- Résistance à la compression des bancs à prédominance calcaire : 33 MPa.

Alluvions en place :

- Terrasses alluviales grossières d'épaisseur jusqu'à 10 m.
- La fondation du barrage et de la cuvette est considérée comme globalement peu à moyennement perméable dont la perméabilité est inférieure à 10 unités Lugeons. La perméabilité varie peu avec la profondeur.

Matériaux de construction

Matériaux de remblai fins :

- dépôts alluvionnaires, argiles sablo-limoneuses

Provenance : plaine en aval du site, en aval de la localité d'EL OULDJA.

Quantité : estimée à plusieurs fois le volume nécessaire à la construction ($V \sim 3\,000\,000\text{ m}^3$).

Humidité naturelle : 16 %.

Humidité optimale : 17%

Angle de frottement interne : 11°

Cohésion : 100 kPa

Poids volumique : 17 kN/m³

Matériaux de remblai grossiers :

- dépôts alluvionnaires.

Provenance : terrasses alluviales au niveau du site, en amont ou en aval.

Quantité : plus de 1 600 000 m³, suffisamment pour les recharges d'une digue en remblai.

Matériaux rocheux :

- banc de calcaires compacts.

Provenance : carrière à ouvrir, située à proximité du barrage, en rive droite.

Quantité : estimée à plusieurs fois le volume nécessaire à la construction (également suffisante pour un barrage en béton).

Poids spécifique : 2.7 t/m³

Résistance à la compression : 40 Mpa.

Résistance à l'abrasion, essai Los Angeles : 18%.

Matériaux granuleux :

- obtenus par concassage des calcaires compacts ou par triage des alluvions grossières (blocs pouvant être altérés).

Sismicité du site : Accélération au sol : 0.15 x g

Qualité de l'eau : Minéralisation : 1650 mg/l et SO₄ : 800 mg/l

Chlorures : 1000 mg/l (concentration prévue dans la retenue)

I.3 Conditions hydrologiques : [1]

I.3.1 Morphologie du bassin versant

L'oued EL ARAB se jette dans le Chott MELHRIR (altitude -30m). Il draine le versant Sud-est des massifs des Aurès, chaîne qui culmine à 2328m au Djebel CHELIA et l'extrémité Ouest des NEMENCHA (1834m au Djebel CHECHAR).

Il existe déjà un barrage sur l'oued EL ARAB : le barrage de Babar possédant un bassin versant de 567 km² construit en 1994.

Les principales caractéristiques physiques du bassin versant de l'oued EL ARAB jusqu'à El OULDJA sont les suivantes :

- Surface du bassin versant de l'oued EL ARAB 1900 km²
- Surface du bassin versant de la retenue de BABAR 567 km²
- Surface du bassin versant de la retenue d'EL OULDJA 1333 km²
- Altitude maximale du bassin versant de l'oued EL ARAB 2328 NGA
- Altitude moyenne du bassin versant de l'oued EL ARAB 1128 NGA
- Altitude de la fondation du barrage d'EL OULDJA 314 NGA

La couverture végétale du bassin est principalement constituée d'une :

- Végétation sommitale arbustive dégradée au-dessus de l'altitude de 1200 NGA
- Végétation sub-steppe aux altitudes comprises entre 1000 NGA et 300 NGA
- Végétation arboricole, essentiellement d'origine anthropique située en fond de vallée des oueds

I.3.2 Apports

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 53% qui se traduit par une diminution des apports de 32% après 1976.

L'apport moyen annuel généré s'élève à 27.4 hm³. Il a été déterminé en se basant sur un bassin versant utile limité à l'amont par le barrage de Babar (superficie = 1 333 km²).

La répartition mensuelle des apports est indiquée dans le Tableau I.09 ci-dessous.

Tableau I.09 : Répartition mensuelle des apports

Mois	Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.
Apports en%	7	8	14	14	10	6	3	4	10	9	8	7
Apports en Hm ³ sur toute la série de simulation	1.92	2.19	3.84	3.84	2.74	1.64	0.82	1.10	2.74	2.46	2.19	1.92
Apport en Hm ³ 1976	1.57	1.80	3.15	3.15	2.25	1.35	0.68	0.90	2.25	2.03	1.80	1.57

Source ANBT

I.3.3 Envasement

Le volume utile de la retenue, est celui pour lequel l'exploitant de l'aménagement peu compter pour stocker de l'eau. En d'autres termes, il s'agit du volume total de la retenue moins le volume mort (ou envasement). Les sédiments provoquant l'envasement arrivent principalement lors de fortes crues. Ne sachant pas quand celles-ci se produiront, il a été admis que la retenue puisse se remplir d'un gros volume de sédiments rapidement après la mise en eau du barrage (envasement maximal). On admet donc que sur les 50 années de simulation, on dispose du même volume utile. Cette hypothèse conduit à sous-évaluer le volume d'eau réellement disponible, en tout cas pour les premières années d'exploitation.

L'estimation de l'envasement, donc du volume mort de la retenue se base sur une concentration moyenne en sédiments des apports « c » de 35 g/l. Le volume des dépôts peut être calculé en connaissant les apports annuels « Va », soit 22.5 hm³ (moyen des apports après 1976), et en estimant la densité volumique des sédiments « ps » à 1.265 t/m³.

Ainsi, pour une période de 50 ans, le volume d'envasement est le suivant :

$$V_{M,50} = 50 * \frac{V_a * c}{\rho_s} \approx 31.1 \text{ hm}^3.$$

Le volume mort de la retenue d'OULDJA est de 31.1 hm³.

I.3.4 Evaporation

Les pertes d'eau de la retenue d'OULDJA sont essentiellement dues à l'évaporation. Elle est estimée à 1850 mm/an.

I.3.5 Crues du projet

Les crues de projet ont été établies dans l'étude hydrologique sans tenir compte de l'effet de rétention du barrage de BABAR existant à l'amont (ce qui va dans le sens de la sécurité puisqu'il amortit un peu les crues). Pour le site d'OULDJA, les crues à considérer sont présentées dans le Tableau I.10 ci-dessous.

Tableau I.10 : Crues de projet

Temps de retour	[ans]	10	20	50	100	1000	5000	10000
Pluie journalière	[mm]	63	72	85	200	266	312	333
Pointe de crue (QT)	[m ³ /s]	935	1190	1559	4817	6687	7890	8585
Volume de crue	[hm ³]	40	50	66	202	281	335	360

Source : ANBT

Selon les directives suisses, la crue de projet est déterminée pour une période de retour de 1000 ans. La crue de sécurité est estimée à la crue décennale (Probable Maximum Flood: PMF).

- $Q_{1000} = 6687 \text{ m}^3/\text{s}$

- $Q_{PMF} = 8585 \text{ m}^3/\text{s}$

L'hydrogramme de crue utilisé dans le calcul d'amortissement sera un hydrogramme triangulaire possédant un débit de pointe $Q_T =$ pointe de crue, un temps de base $T_B = 24$ heures et un temps de montée $T_M = 1/3 \times T_B = 8$ heures.

Concernant la crue de chantier, elle peut être estimée à une périodicité d'au moins dix fois la durée de la construction dans la zone inondable.

En considérant que cette durée des travaux est de 3 ans pour une digue et de 2 ans pour un barrage en béton, la période de retour pour la crue de chantier serait de 30 ans pour la variante digue et 20 ans pour celle en béton. Soit un débit de pointe de chantier :

$$Q_T = 1313 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (variante digue)}$$

$$Q_T = 1190 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (variante béton)}$$

I.3.6. Régularisation

Cet aménagement permet notamment d'accumuler les apports irréguliers des périodes humides pour distribuer chaque année une certaine proportion de l'apport annuel moyen selon la loi de répartition ou modulation mensuelle suivante :

La notion de volume annuel régularisé garanti (VARG) est introduite pour chiffrer le volume d'eau utilisable chaque année. Il dépend en premier lieu du volume utile de la retenue.

Tableau I.11 : Modulation mensuelle des besoins

Mois	Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.
Demande en(%)	0	0	1	7	13	17	21	18	12	11	0	0

Source : ANBT

Le critère de satisfaction est fixé à 0.80, ce qui veut dire que le VARG est fourni 8 ans/ 10.

Un critère de satisfaction supérieur à 0.80 conduirait à devoir augmenter le volume utile de la retenue, ce qui amènerait à prévoir un barrage plus haut et par conséquent à des surcoûts disproportionnés.

La taille de la retenue est fixée de manière à minimiser le coût du mètre cube d'eau régularisée.

Une optimisation économique préliminaire du coût de l'eau au pied du barrage a été entreprise pour déterminer le niveau normal maximal de la retenue.

L'étude de régularisation conclut avec la recommandation suivante :

- pour que l'aménagement d'OULDJA soit optimal, le niveau normal maximal de la retenue se situe à 396.20 NGA.

La capacité de la retenue d'OULDJA est établie avec une analyse planimétrique du plan topographique.

Du volume total du bassin ainsi déterminé, on soustrait le volume mort dû à l'envasement, soit 31.1 hm^3 , pour établir la courbe du volume utile.

En résumé, l'étude de régularisation fournit les caractéristiques suivantes pour la retenue :

Niveau normal de la retenue : 396.20 m

Volume total de la retenue : 90.1 hm³

Volume utile de la retenue : 59.0 hm³

Volume annuel régularisé garanti (VARG) : 20.0 hm³

I.4. Conception du barrage et des ouvrages annexes

I.4.1 Conception du barrage

I.4.1.1. Axe du barrage

La position de l'axe du barrage a été choisie sur la base des résultats et recommandations de l'étude géologique et géotechnique du site d'OULDJA.

En résumé, un premier axe a été choisi suite aux visites de reconnaissance du site comme celui qui semblait le plus favorable en termes de géométrie de la vallée et d'appui au barrage. C'est aussi celui qui avait été retenu par l'étude préliminaire d'HYDROPROJET EST, sans toutefois avoir été reconnu par des sondages. Le programme de reconnaissance effectué sur la proposition du Groupement d'Etudes STUCKY-BG avait alors pour but de valider ce choix de l'axe.

Des coupes ont été construites sur la base du levé géologique et sur les résultats des forages. On constate que :

- **Sur les rives**, se trouvent de très grandes masses de terrains meubles avec une perméabilité remarquablement élevée
- **En rive droite**, une grande partie de ces terrains meubles est affectée par un glissement qui est, en tout cas, partiellement actif
- **En rive gauche**, la stabilité de la partie supérieure des terrains meubles n'est pas assurée

A la vue de ces observations, l'axe 1 présente deux inconvénients majeurs :

- Il traverse en rive droite, un glissement de terrain de grande ampleur
- Il traverse en rive gauche un dépôt sédimentaire de grande profondeur (vallée cachée), sa partie supérieure est probablement instable

Ces deux inconvénients posent de gros problèmes pour des appuis d'un barrage aussi bien en termes de stabilité que d'étanchéité. Les zones instables doivent être excavées, la vallée épigénique doit être étanchée avec un voile de grande surface. Pour la fondation d'un barrage en remblai, le volume des excavations est estimé à 720'000 m³. La part supplémentaire due à l'évacuation de ces zones meubles et instables correspondrait ainsi à une augmentation de 155 %. Le volume supplémentaire de remblai pour combler ces zones meubles excavées est estimé à 1 125 000 m³, pour le volume total (sans ce supplément) d'un remblai estimé à 8'450'000m³, cela représente ainsi une augmentation de volume de 13 %. Cette comparaison volumétrique montre qu'une augmentation considérable du volume de remblai est à prévoir sur l'axe 1 à cause de la présence de la vallée cachée et des zones instables. Cette augmentation de volume d'un ouvrage implanté sur l'axe 1 le rend comparable, de point de vue volumétrique, avec l'axe 3.

Afin d'éviter ces zones meubles et instables, le Groupement a retenu la solution de déplacer les zones d'appuis du barrage :

- ✓ En rive droite, il faudrait déplacer l'appui d'au moins 300 m vers l'amont ou 200 m vers l'aval pour être sûr que le glissement ne menace pas le pied du barrage.

- ✓ En rive gauche, un déplacement vers l'amont n'offre pas d'intérêt puisqu'il y a de fortes probabilités que la vallée épigénique longe la falaise jusqu'au débouché avec un talweg secondaire. De plus, au-delà du talweg secondaire, les rives de l'oued ne présentent pas une hauteur suffisante pour accueillir un ouvrage au couronnement autour de 410 m.

Vers l'aval, il faudrait déplacer l'appui d'environ 150 m pour éviter la zone de dépôts meubles.

Le croquis ci-dessous montre que la seule variante intéressante est de déplacer les deux appuis vers l'aval. Ce qui revient à déplacer tout l'axe du barrage vers l'aval.

Afin d'éviter ces zones meubles, instables et perméables, le Groupement a décidé de déplacer les zones d'appuis du barrage vers l'aval, et de retenir l'axe 3 comme axe du barrage d'OULDJA.

L'emplacement exact de l'axe retenu a été choisi suite à une étude sommaire de variantes pour minimiser le volume du barrage.

L'emplacement retenu est proche d'un des axes de reconnaissance de l'étude préliminaire d'HYDROPROJET EST (axe amont). Issus de cette étude, nous disposons ainsi d'une série de sondages situés à proximité immédiate de l'axe. Ces données, plus les reconnaissances effectuées sur l'axe 1 recoupées avec notre connaissance du terrain nous permettent de reconstituer la coupe B-B' située sur l'axe retenu dans cette étude.

Remarque : HYDROPROJET EST a fait réaliser des forages de reconnaissance sur deux axes de barrage, un à proximité immédiate de l'axe finalement retenu dans la présente étude, un autre environ 250 mètres plus au sud. L'ouvrage proposé par HYDROPROJET EST ne se trouve ni sur l'un ou l'autre de ces deux axes, mais a été sur un troisième axe sur lequel aucune reconnaissance géologique n'avait été entreprise. L'axe retenu par HYDROPROJET EST correspond en fait à celui des travaux de reconnaissances réalisés pour la présente étude. Cet axe avait été pressenti comme potentiellement le meilleur lors de nos premières visites de terrain jusqu'à ce que les travaux de reconnaissance démontrent qu'il n'était pas si favorable...

Du point de vue de la perméabilité de la retenue, les résultats des essais montrent un massif peu à moyennement perméable dont la perméabilité est inférieure à 10 unités Lugeon.

La perméabilité du rocher à l'endroit du site de barrage étant faible à moyenne, un voile d'injection léger sera utile pour réduire les fuites vers l'aval à travers les marnes et les calcaires marneux.

Il convient de mettre en évidence le resserrement de la vallée au droit de la petite plate-forme en rive gauche. Ce resserrement n'assure pas seulement une économie dans le volume des matériaux utilisés pour le corps du barrage, mais constitue également un massif rocheux qui peut abriter le tunnel de dérivation provisoire pour une solution d'un barrage poids.

L'axe du barrage est ainsi défini par les points suivants à l'intersection de la cote 405m.s.m.

- Point rive droite (X;Y) : (286 824.9 ; 3 867 599.4)
- Point rive gauche (X;Y) : (287 748.9 ; 3 867 577.4)

I.4.1.2 Type de barrage

A /La variante choisie

Le type de barrage est imposé par le manque de choix de matériaux de construction. La solution de barrage composé uniquement par une recharge en gravier extrait de la cuvette avec noyau en argile peut être exclue par manque de gravier. En considérant également la grande largeur de la vallée, la solution d'un barrage voûte en béton est aussi éliminée.

Comme déjà évoqué précédemment, les volumes de matériaux à disposition sont :

- Argiles sablo-limoneuses brunes : $V = 3\,000\,000\text{ m}^3$
- Graviers (alluvions grossières) : $V = 1\,600\,000\text{ m}^3$
- Enrochements calcaires de la carrière : un volume plus que suffisant pour toutes les variantes est disponible

Comme le montre le tableau I.12 une solution de barrage composé par une recharge uniquement en gravier avec noyau en argile est à exclure par manque de volumes.

Les autres types de barrage qui peuvent être envisagés sont :

Variante 1 : Barrage poids en béton (éventuellement en béton compacté au rouleau BCR)

Variante 2 : Digue en enrochement avec masque amont

Variante 3 : Digue à noyau en argile avec recharge en enrochement et graviers

Les variantes de barrage qui peuvent constituer une solution possible sont :

B/Bibliographie sur la variante BCR : [2]

- **Définition du BCR**

Le BCR est avant tout un béton destiné à constituer de gros massifs et mis en place à l'aide des engins de travaux publics généralement utilisés pour réaliser des remblais (barrages, fondations ...). Le pavage en béton compacté au rouleau (BCR) est composé de ciment, de granulats, d'adjuvants, d'eau et d'ajouts cimentaires si requis, qui nécessite l'apport d'une énergie de compactage externe pour être bien consolidé.

Les revêtements en BCR ont plusieurs domaines d'applications tant en milieu industriel qu'en milieu urbain. Ils sont, par exemple, utilisés pour les aires de triage et d'entreposage de bois, les gares intermodales de conteneurs, les stationnements, les routes municipales, etc. Le BCR n'est pas armé et sa mise en place se fait sans coffrage. Du point de vue structural, un revêtement en BCR est un ouvrage rigide au même titre que toute autre dalle de béton et est soumis aux mêmes critères de conception.

De ce mode de réalisation résultent des conséquences immédiates:

- l'énergie utilisée pour mettre en place ce matériau est supérieure à celle des aiguilles vibrantes usuelles. A égalité de qualité des granulats et de quantité de liant on peut donc obtenir des bétons qui, au sein des couches successives, ont des propriétés supérieures à celles du béton conventionnel vibré (BCV).

- par contre, comme pour les remblais, les zones au voisinage de deux couches successives ont des propriétés différentes de celles qui règnent à l'intérieur des couches; les modalités de mise en place permettent des cadences de réalisation beaucoup plus grandes que celles des bétons conventionnels, d'où des avantages économiques très importants; diminution du prix unitaire du béton, réduction de la durée globale du chantier, diminution sensible des coffrages.

Cette dualité entre la nature du matériau 'béton' et son mode de mise en place 'sol' explique que dans l'étude du BCR l'on ait recours à des modes d'approche ou des types d'essais relevant de chacune de ces techniques.

Par ailleurs, dans les premières heures suivant le malaxage, le BCR se comporte comme un sol (régalage, compactage) ; au bout de quelques jours, c'est un béton indéformable; entre les deux, c'est un matériau aux propriétés mal connues, et cette méconnaissance est à l'origine de la plupart des questions que l'on se pose à propos du BCR. Le BCR est produit en centrale fixe ou mobile. Il est transporté au chantier par camions à benne basculante. La mise en œuvre du BCR est réalisée à l'aide d'équipements de construction conventionnels comme les paveuses, rouleaux, etc.

- **Historique du BCR**

En Amérique du Nord, la première construction d'un revêtement en BCR a été réalisée en 1942 par l'US Army Corps of Engineers. La première application au Canada a été la mise en place d'une aire d'entreposage de billes de bois d'une surface de 52 000 m² sur l'Île de Vancouver en Colombie-Britannique en 1976.

Au Québec, outre le barrage hydroélectrique du lac Robertson, le Centre de recherche interuniversitaire sur le béton (CRIB) de l'Université Laval a étudié des sections d'essais réalisées à l'usine de Lafarge Canada à St-Constant en 1987 et 1990. Trois sections d'essais de 450m³ chacune et une route expérimentale ont été construites. L'étude portait sur la durabilité au gel et à l'écaillage de revêtements routiers en BCR. Elle a permis de développer des mélanges de BCR durables et de nouvelles méthodes de formulation à l'origine des BCR à haute performance.

On notera par ailleurs que le BCR peut être utilisé dans de nombreux ouvrages autres que les barrages. Bien que la même dénomination soit utilisée dans tous les cas, et que les caractéristiques essentielles du matériau soient les mêmes, il existe entre ces divers usages des différences parfois importantes. les barrages en BCR français ont tous une hauteur inférieure à 50 m alors que 40 % des ouvrages aujourd'hui terminés dépassent cette hauteur. Les Recommandations se ressentent nécessairement de cette expérience limitée, car les modalités de réalisation sont influencées par les volumes de matériau à mettre en œuvre.

La totalité des barrages en BCR réalisés hors de France utilise un liant qui comporte une forte proportion de clinker; au contraire, les barrages français n'ont eu recours qu'à des liants sans clinker élaborés à partir de produits sidérurgiques et éventuellement de cendres volantes calciques. Ces liants, faiblement exothermiques et dont la durée de prise est de l'ordre de 3 ou 4 fois celle des liants usuels, ont permis de travailler aisément même en période chaude mais avec, en contrepartie, quelques difficultés (efforts sur les coffrages). Sur ce point aussi l'expérience française, quoique originale et extrêmement intéressante, se trouve limitée; la quasi-totalité des barrages en BCR réalisés à ce jour dans le monde présentent un profil triangulaire à parement amont vertical (ou pseudo vertical), et le BCR ne doit pas être considéré comme un matériau intermédiaire entre la terre et le béton vibré. C'est un béton, même s'il est mis en place selon un processus analogue à celui utilisé pour les sols. Toutefois, compte tenu de ses spécificités, le BCR peut se prêter avec avantage à la réalisation de barrages présentant d'autres profils.

- **Applications**

La technique de béton compacté au rouleau (BCR) est utilisée pour de nombreux ouvrages routiers, mais également pour la construction de barrages. Bien que les caractéristiques essentielles du matériau soient les mêmes, il existe entre ces divers usages des différences assez importantes. Lorsque le BCR est utilisé pour la réalisation d'ouvrages de masse comme les barrages, la quantité de ciment utilisée est le plus souvent faible et l'utilisation d'ajouts minéraux tels que les cendres volantes est conseillée. Ceci permet de réduire le dégagement de chaleur lors du processus d'hydratation du ciment et de limiter les coûts de production. La construction de barrages en BCR emploie un mode de réalisation proche de celui utilisé pour les remblais en terre et offre de nombreux avantages, le principal étant la rapidité d'exécution. Aujourd'hui, de nombreux barrages de par le monde entier sont construits en BCR.

- **Avantages et inconvénients d'applications des BCR**

➤ **Avantages**

- * Faible contenu en matières cimentaires ($< 175 \text{ kg/m}^3$)
- * Faible chaleur d'hydratation
- * Faible coût
- * Rapidité de mise en place
- * Technologie peu complexe
- * Grande stabilité volumique
- * Par rapport à un ouvrage en terre
 - Volume plus faible
 - Meilleure résistance à l'érosion
 - Imperméabilité
 - Possibilité de prévoir une centrale adjacente à l'ouvrage
- * Par rapport à un ouvrage en béton
 - Moins de matières cimentaires
 - Rapidité de mise en place
 - Pas ou peu de coffrages

➤ **Inconvénients**

- * Qualité des parements
- * Difficulté d'entraîner de l'air
- * Coût de transport des matières cimentaires en régions éloignées

I.4.1.3. Coupe-type : [1]

Le niveau du couronnement dépend évidemment du niveau normal de la retenue. Celui-ci est fixé au niveau optimal de 396.20 m. A ce niveau, il faut ajouter la surélévation du plan d'eau pendant la crue de projet ($Q_{1'000}$) et une revanche de sécurité. La somme des deux chiffres égale à la revanche totale qui s'ajoute au niveau normal pour définir donc le niveau du couronnement. Les calculs de laminage de la crue montrent que le niveau de la retenue grimpe de 5.11 m (401.31 m) pendant le passage de la crue de projet pour un évacuateur de longueur libre égale à 250 m. La valeur minimale de la revanche de sécurité, mesurée du niveau 401.31 m et pour un "FETCH" de l'ordre de 3 km, est égale à 1.5 m.

Le niveau du couronnement sera finalement fixé à 402.85 m

La section type, adoptée possède les caractéristiques suivantes :

- Un parement amont vertical
- Un parement aval vertical entre les cotes 402.85 m et 393.35m, en marches d'escalier de pente moyenne $1V / 0.85H$ entre les cotes 393.35 m et le niveau de la fondation
- Un couronnement de 8 m de largeur qui garantit la bonne mise en place du béton compacté au rouleau et l'accès sur le couronnement à partir des deux rives
- Une fondation placée environ 3 m au-dessous du niveau du rocher. Ce niveau de la fondation sera égal à 314.00 m pour la section centrale déversante et 320.00 m pour la section la plus haute non déversante.

La hauteur maximale du barrage prévu s'élève donc à 82.85 m mesurée à partir du niveau de la fondation.

Les résultats des essais Lugeons ont montré un massif peu à moyennement perméable dont la perméabilité est inférieure à 10 unités Lugeons. Un voile d'injection sous le pied du parement amont du barrage complètera l'étanchéité de la retenue. Ce voile sera exécuté à partir de la galerie de pied du barrage. Il sera formé par deux familles d'injection primaire et secondaire et si nécessairement une tertiaire. La profondeur de ce voile sera de l'ordre de $2/3$ de la hauteur du barrage.

La stabilité des barrages poids étant sensible aux sous-pressions, un système de drain incliné sera implanté à l'aval du voile d'injection pour supprimer l'effet de sous-pression des eaux infiltrées à travers ce voile d'étanchéité. Les eaux drainées seront évacuées par gravité à travers la galerie d'injection et de drainage prévue au pied amont du barrage. Ces eaux sortent sur le parement aval non déversant par le moyen d'une barbacane transversale.

Finalement, la coupe-type du barrage a l'allure suivante dans la figure I.05 :

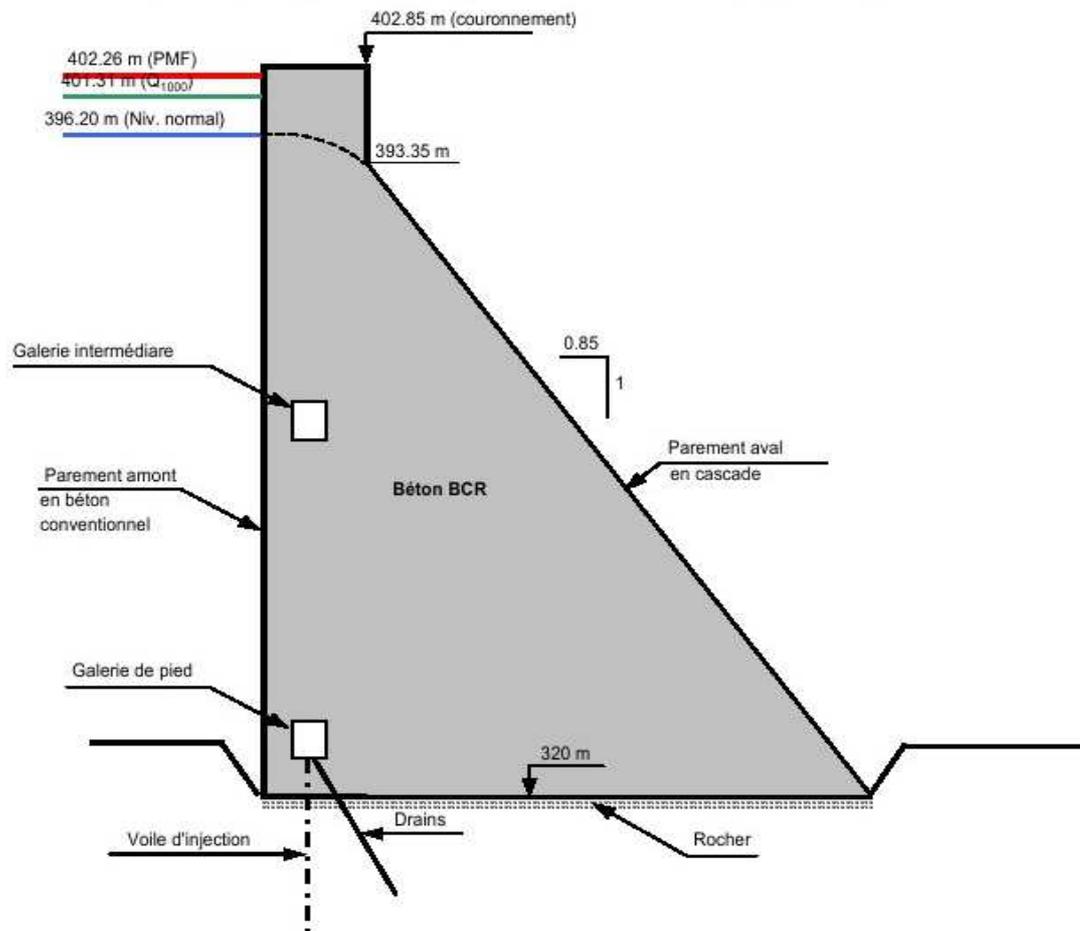


Figure I .07: Coupe-type du barrage

I.4.2 Ouvrages annexes

I.4.2.1 Dérivation provisoire et phases de construction

Les excavations pour la fondation du barrage, ainsi que la mise en place du béton doivent être réalisées au sec. Pour y parvenir, il faut détourner l'oued en dehors de la zone des travaux pour accomplir le corps d'un barrage en BCR. La durée de ces travaux est estimée à 2 ans.

La période de retour de la crue de l'oued contre laquelle le chantier doit être protégé, découle d'une optimisation entre le coût de construction de la dérivation capable d'absorber la crue en question et le coût des dégâts sur le chantier en cas de débordement. L'expérience montre que l'optimum correspond, en général, à une période de retour de la crue de chantier égale environ à dix fois le temps de protection, soit donc 20 ans. Pour une étude de faisabilité, cette estimation est suffisante.

Le débit de la crue de chantier est donc estimé à $1190 \text{ m}^3/\text{s}$.

Il est prévu de creuser à l'explosif et à partir de l'aval, deux galeries parallèles de longueur égale à 190 m chacune dans la bosse de la rive gauche de l'oued au site du barrage. La mise en service de ces deux galeries sera faite en période d'étiage en creusant et équipant ses extrémités amont. Durant ce temps sec, un batardeau amont primaire sera construit pour protéger la construction du batardeau principal en BCR. Pendant le temps de construction de

ce dernier, l'oued coulera dans les deux galeries de dérivation. Le batardeau principal pourrait constituer ainsi, la plate-forme d'essai de mise en place du BCR.

Les galeries seront complétées par un canal à ciel ouvert en gabions amenant les eaux de dérivation vers l'aval. Du point de vue hydraulique, la dérivation est conçue pour évacuer l'eau sans mise en charge des ouvertures. En admettant une pente générale de chaque galerie de dérivation de 1% et un coefficient de rugosité selon Strickler de 35 (rocher à surface rugueuse), une galerie de 94 m² de section sera nécessaire pour évacuer, avec toute sécurité, la moitié du débit des eaux de crue du chantier, soit une largeur de 10 m et une hauteur de 10,5 m (voûte semi-circulaire de 5 m de rayon). Le canal à ciel ouvert de pente de 4%, de hauteur 3 m et de largeur 30 m sera nécessaire pour amener l'eau vers la restitution à l'aval du barrage. La hauteur nécessaire du batardeau amont sera égale à 8.5 m.

Il faut noter également que ces deux galeries de dérivation vont être bouchées à la fin des travaux de construction en un endroit situé proche de l'axe du barrage. Ainsi, elles peuvent servir comme un accès secondaire à la galerie de pied du barrage.

I.4.2.2 Evacuateur de crue

Pour des raisons d'entretien, ce qui peut impliquer des coûts non négligeables, ainsi que de robustesse du système 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. D'où l'avantage d'un évacuateur implanté sur le barrage poids qui économise énormément les coûts de construction provenant des excavations et de l'utilisation des volumes du béton non négligeables durant la construction d'un évacuateur de crue implanté sur la rive gauche dans le cas d'un barrage en remblai.

Le niveau normal optimal de la retenue est fixé à 396.20 m. La longueur du déversoir est fixée à 250 m de manière à ce que le débit unitaire de déversement, après laminage, reste dans l'ordre de 25 m³/s/m (mètre linéaire du déversoir). Ce débit modéré minimise, d'une part, les risques de cavitation dus aux écoulements à grande vitesse et maximise, d'autre part, l'efficacité des marches en cascades du coursier à dissiper l'énergie de l'eau déversée.

En considérant la capacité de rétention du réservoir, on a calculé le débit déversé et la surélévation du plan d'eau pendant la crue. Pour la détermination du niveau du couronnement, une marge de sécurité minimale de 1.5 m pendant la crue millénale a été adoptée.

Le Tableau I.13 montre les valeurs clés des calculs de rétention.

Le plan d'eau au début de la crue est admis au niveau maximal normal, soit à 396.20 m.

Tableau I. 13 : Valeurs clés des calculs de rétention

Crue	Volume entrant (hm ³)	Débit de pointe		Laminage (%)	Surélévation du plan d'eau (m)
		entrant (m ³ /s)	sortant (m ³ /s)		
PMF	370.9	8585	8275.5	3.6	6.06
Q ₁₀₀₀	288.9	6687	6404.1	4.2	5.11

A la fin de ce calcul de rétention, on retrouve les valeurs clés suivantes :

- Plan d'eau initial: 396.20 m
- Plan d'eau maximal: 402.26 m
- Débit entrant maximal: 8585.0 m³/s
- Débit sortant maximal: 8275.5 m³/s

Les eaux des crues déversées seront évacuées par un coursier en marches d'escalier qui découle naturellement du type d'exécution du corps du barrage avec du béton compacté au rouleau. Le béton est mis en place en couches de 30 cm d'épaisseur. Il est prévu que le parement aval du barrage laisse apparaître des marches de 90 cm correspondant à trois couches de bétonnage.

Les caractéristiques principales du coursier seront donc :

- Coursier en marches d'escalier d'une hauteur de 90 cm qui est égale à la hauteur des marches du parement aval du barrage
- Largeur du coursier de 250 m, égale à la largeur du déversoir de l'évacuateur de crue
- Pente du coursier égale à la pente du parement aval du barrage (1V / 0.85H).

I.4.2.3 Bassin amortisseur

Le bassin amortisseur a pour but de dissiper l'énergie cinétique résiduelle 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. Pour limiter le volume de béton à mettre en place, l'emplacement du bassin amortisseur est choisi directement au pied aval du barrage.

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 d'un débit spécifique maximal sur l'évacuateur de 25.6 m³/s/m et d'un plan d'eau pendant la crue de 401.31 m.

Le bassin amortisseur est du type USBR (bassin-type II)

La longueur du bassin amortisseur est de 43 m. Il possède des murs latéraux de 11 m de hauteur.

La profondeur de l'eau mélangée avec l'air après amortissement est de 10.2 m environ. Un canal en gabions de longueur de 350 m et d'une largeur de 200 m situé à l'aval du bassin amortisseur, ramène l'eau vers le lit mineur de l'oued El Arab. Le canal de restitution possède des murs en gabions de 12 m de haut.

I.4.2.4 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 débit maximal à capter dépend du régime d'irrigation. Pour un VARG de 20.0 hm³ et un besoin mensuel maximal admis à 21% au mois de juillet, le volume mensuel maximal pour l'irrigation est de 4.2 hm³. Si pendant ce mois, la prise est ouverte en permanence, le débit s'élève à 1.62 m³/s. En admettant que la prise ne fonctionne que pendant 12 heures par jour, ce débit de prélèvement double et atteint 3.24 m³/s. Afin de limiter la vitesse d'écoulement à environ 4 à 5 m/s, le diamètre de la conduite collectrice est donc de 1000 mm.

La trompette d'entonnement s'élargit à 2.25 m² pour que la vitesse à l'entrée de la prise ne dépasse pas 1.5 m/s (limitation de l'entraînement des particules en suspension).

La conduite de prise suit le parement amont du barrage depuis le couronnement jusqu'à son pied. Les trois prises prévues (aux niveaux aux niveaux 387.5, 364 et 345.35 m) sont chacune équipée d'une vanne guillotine manipulée depuis le couronnement du barrage. Une grille à l'entrée de la trompette évite que des corps en suspension n'entrent dans la prise. Au pied du barrage, elle rentre dans la chambre des vannes contenant également les équipements de la vidange de fond. Ensuite, elle longe la galerie traversant le corps du barrage pour déboucher à l'aval de la retenue.

Les détails des prises d'eau se trouvent sur le plan correspondant.

I.4.2.5 Vidange de 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 de la vidange de fond afin d'augmenter la pérennité de ces organes (envasement).

A l'entrée, une bouche amont de section rectangulaire de (3x3.6) m² est mise en place pour retenir les matériaux grossiers avec une grille lourde. Elle assure, par sa forme, un bon écoulement hydraulique, une transition entre la retenue et la conduite forcée et sert à accueillir le logement d'un batardeau amont lors de la fermeture de la vidange.

Les eaux de la vidange passent ensuite dans une conduite forcée pour arriver à la chambre des vannes construite dans le corps du barrage proche du parement amont. Deux vannes planes de garde et de réglage permettent le passage des eaux d'un écoulement sous charge à un écoulement libre. Un canal assurera l'évacuation des eaux jusqu'au bassin amortisseur au pied aval du barrage.

La section de la vidange est conditionnée par la contrainte d'abaissement du plan d'eau entre le niveau 396.2 m (niveau normal) et 335.0 m (niveau limite d'emploi de la vidange) en 10 jours. Les calculs indiquent qu'une section intérieure de la partie sous charge de (2.2x2.2) m² est nécessaire pour respecter ces conditions. Le canal à l'aval des vannes possèdera une largeur de 3 m et une hauteur de 4 m. Cette section permet d'assurer un écoulement à surface libre en toute sécurité. Le débit maximal de la vidange est estimé à 131 m³/s.

La vidange de fond est équipée de deux vannes planes dans la chambre des vannes et d'un batardeau extérieur manipulé à partir du couronnement. L'axe de l'entrée se situe à 330.0 m, le niveau de la sortie est dicté par la longueur et la pente du canal de vidange, soit 326 m pour une pente de l'ordre de 3%. La vidange de fond est dessinée sur le plan correspondant.

I.4.3 Etanchéité de l'aménagement

I.4.3.1 Cuvette de la retenue

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

Au total 48 essais ont été réalisés, aussi bien dans les marnes que dans les calcaires marneux. A part 7 essais présentant un résultat supérieur à 10 UL, tous les autres sont restés en dessous de cette valeur.

Les résultats de ces nombreux essais montrent un massif peu à moyennement perméable dont la perméabilité est inférieure à 10 unités Lugeons.

Des essais Lefranc ont été réalisés dans les alluvions et colluvions de surface. Les essais de perméabilité dans les terrains meubles couvrant le substratum rocheux montrent des perméabilités entre $5.1 \cdot 10^{-4}$ et $1.98 \cdot 10^{-5}$ m/s.

Finalement, les faciès marneux qui composent presque la totalité de la cuvette assurent son étanchéité.

I.4.3.2 Barrage et fondations

L'ouvrage reposera sur une alternance de calcaires marneux et de marnes tendres grises feuilletées très sensibles à la dessiccation. Le rocher en place présente une prédominance marneuse avec alternance de bancs de calcaire marneux et de calcaire (Crétacé supérieur).

La fondation du barrage est considérée comme globalement peu à moyennement perméable. La perméabilité varie peu avec la profondeur.

La perméabilité du rocher est faible à moyenne, un voile d'injection léger sera utile pour encore réduire les fuites vers l'aval à travers les marnes et les calcaires marneux. Ce voile sera exécuté à partir de la galerie de pied du barrage. Il sera formé par deux familles d'injection primaire et secondaire et si nécessairement une tertiaire. La profondeur de ce voile sera de l'ordre de 2/3 de la hauteur du barrage. Des forages de drainage, inclinés vers l'aval, permettront de collecter les éventuels débits de fuite et d'éviter de mettre en sous pression la fondation du barrage.

Quant au corps du barrage, le béton BCR est considéré comme moyennement étanche.

L'étanchéité est donc assurée par un parement amont en béton conventionnel. Ce parement assurera aussi la résistance à la traction qui peut se développer sur la face amont de l'ouvrage. La structure dispose de joints transversaux, indispensables pour limiter la fissuration du béton sous les effets du retrait ou des dilatations thermiques. Ces joints doivent être traités avec le plus grand soin pour qu'ils soient étanches tout en permettant un certain jeu (pour la dilatation par exemple).

Ainsi, il est prévu de disposer une barrière étanche avec une bande souple de type "water stop" mise en place lors du bétonnage du parement. Le joint lui-même sera créé par la mise en place de panneaux en matériau compressible. Il sera prolongé et rempli par du sable dans la

masse du béton BCR. Pour éviter que le joint ne se mette en pression si de l'eau a, quand même réussi à passer la barrière étanche, un drain conduira les eaux vers une galerie collectrice située en pied amont du barrage.

L'agressivité de l'eau, plus particulièrement en sulfates est à un niveau où elle peut-être maîtrisée par l'emploi de ciment spécial et une cure appropriée du béton en contact avec la retenue. Il ne faut pas non plus oublier qu'à ce stade des études, le nombre de prélèvements effectués pour mesurer la qualité de l'eau est faible.

Une campagne complète de prélèvements devra être réalisée pour la phase ultérieure des études, avec des échantillons prélevés en cas de crue également car se sont surtout les crues qui vont remplir la retenue. Si après analyse de ces prélèvements et étude de la composition finale de l'eau de la retenue il s'avérait que celle est réellement très agressive, il resterait toujours la possibilité de poser une géomembrane étanche contre le parement amont.

I.4.3.3 Galeries et accès

La galerie de pied, placée à quelques mètres du parement amont du barrage, aura plusieurs objectifs :

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

L'accès à cette galerie se fera à partir d'une piste située sur la rive gauche à l'aval du barrage. Cette piste assure aussi l'accès à la galerie de vidange traversant le corps du barrage et amenant à la chambre des vannes. La pente générale de la galerie de drainage conduira les eaux de collecte par un caniveau vers la galerie de vidange pour ensuite être évacuées sur le parement aval du barrage.

Une autre galerie intermédiaire est à prévoir dans le corps du barrage dans le but d'assurer le contrôle visuel, l'auscultation et le cheminement des eaux infiltrées. Elle sera accessible, à partir de la galerie de pied, par le moyen d'un échelon vertical placé dans le puits d'évacuation des eaux de drainage.

Les accès au couronnement, sur les deux rives, seront assurés par deux nouvelles pistes accessibles à partir des routes existantes de la région.

I.5. Auscultation du barrage

Le système d'auscultation proposé est conventionnel pour ce type de barrage. Sa conception tient compte également du mode de construction de l'ouvrage par béton compacté au rouleau.

Les éléments principaux sont :

- Nivellement de la retenue
- Station météorologique
- Pendules normaux et inversés
- Thermomètres dans le béton

- Mesure des sous-pressions
- Mesure de débit
- Niveau piézométrique
- Sismographe
- 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 vite à un organisme compétent pour leur suivi, leur analyse et leur évaluation.

I.6. Programme des travaux

La durée des chantiers dépendra bien sûr des moyens engagés par l'(les) entreprise(s). Pour l'établissement du programme des travaux donnés dans l'annexe 1, ont été adoptés des rendements pouvant être raisonnablement respectés par des entreprises de grande taille. Le rendement le plus caractéristique est celui de la production de béton BCR. Une production de 100 000 m³/mois est prise en considération, ce qui correspond à une centrale à béton d'une capacité d'environ 280 m³/h pendant 12h de travail par jour. Il faut signaler que le bétonnage étant prévu toute l'année, l'utilisation d'un système de réfrigération des agrégats et de l'eau de gâchage et de cure sera nécessaire.

Finalement, on arrive aux bornes principales suivantes :

- Début production du béton au 13e mois du début du chantier
- Mise en service de la dérivation au 7e mois
- Fermeture de la dérivation au 36e mois
- Mise en service de l'aménagement 44e mois

En conclusion, la construction du barrage d'OULDJA devrait durer environ 3 années et demi.

I.7. Conclusion

Les analyses préliminaires, soient l'analyse géologique et géotechnique, topographique, d'hydrologie et de régularisation, ainsi que les considérations techniques montrent que le barrage d'Ouldja est faisable.

Les caractéristiques principales de cet aménagement sont :

A – Situation générale et apports du bassin versant :

- Emplacement du barrage d'El Ouldja se trouve sur l'oued El Arab à environ 80km au sud-ouest de Khenchela, chef lieu de Wilaya.
- Bassin versant de superficie d'environ 1333 km² (1900 km² avec le bassin de la retenue de Babar) et d'altitude moyenne de 1128 m. Les apports annuels moyens s'élèvent à 22.5 hm³.

B – Caractéristiques de la retenue :

- Niveau normal de la retenue : 396.2 m
- Volume total de la retenue : 90.1 hm³
- Volume utile de la retenue : 59.0 hm³
- Volume annuel régularisé garanti (VARG) : 20.0 hm³
- Surface de la retenue à la cote normale : 3.23 km².

C – Caractéristiques du barrage :

- Type : Barrage poids en BCR
- Niveau de la fondation de la section centrale : 314 NGA
- Niveau du couronnement : 402.85 NGA
- Hauteur maximale : 88.85 m
- Longueur du couronnement : 940 m
- Volume du béton BCR : 2'282'270 m³
- Pente aval : 1V / 0.85H
- Epaisseur maximale : 75 m
- Evacuateur de crue à déversement libre situé à la cote 396.2 m et de longueur égale à 250 m. Il est dimensionné pour évacuer un débit millénale de 6404 m³/s avec une surélévation du plan d'eau de 5.11 m. Les eaux déversées traversent un coursier en cascades, de hauteur de marche de 90 cm, implanté sur le parement aval du barrage pour arriver à un bassin amortisseur du type USBR (II) de longueur égale à 43 m calé à la cote 314.0 m au pied aval du coursier

D – Coût de construction, durée des travaux et coût du m³ d'eau :

- Le coût de construction du barrage et de ces ouvrages annexes est estimé à 21'912'600'000 DZD
- Une durée de 3 ans et demi est jugée nécessaire pour construire le barrage avec ces ouvrages annexes
- Le coût du m³ d'eau fourni au pied du barrage s'élève à 89.6 DZD.

Introduction

L'étude hydrologique vise généralement la détermination de certaines caractéristiques du bassin versant ainsi que les caractéristiques hydro pluviométriques nécessaires à l'étude de dimensionnement hydrotechnique du sujet barrage.

Les études hydrologiques donc sont très indispensables. Elles sont 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. A défaut, on appliquera les méthodes déterministes.

Les ressources hydriques superficielles de la région sont concentrées durant la saison pluvieuse qui s'étend de septembre à avril. Les calculs de régularisation de l'écoulement permettent à ces réserves couvrent les différents besoins durant la saison de l'irrigation.

La réalisation d'un barrage est conditionnée par :

- a- La disponibilité relative de l'écoulement superficiel;
- b- L'existence d'un site adéquat;
- c- L'existence d'un utilisateur potentiel.

Les méthodes hydrologiques d'estimation sont fondées sur une idéalisation des principaux facteurs de formation de la crue dont l'application fait appel à des données hydrométéorologiques standard, disponibles au niveau des différents services techniques spécialisés (**A.N.R.H** et **O.N.M.**). Les résultats de telle ou telle méthode ne peuvent être considérés fiables que s'ils sont comparés avec les données d'observations hydrologiques et climatiques de la région d'étude.

I.1 Le bassin versant

I.1.1 Caractéristiques physiques du 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 :

- DJEBEL TOUBOUNT (Est, Ouest) à l'échelle 1/50.000.

- BABAR (Est, Ouest) à l'échelle 1/50.000.
- KHENDJA SIDI NADJIA a l'échelle 1/50.000.
- OULDJA (Est, Ouest) à l'échelle 1/50.000.

A - caractéristiques géométriques

Nous avons trouvées

1 - Surface du bassin versant

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

$$S = 1260 \text{ Km}^2$$

2 - Périmètre du bassin versant

$$P = 160.2 \text{ Km}$$

3 - Longueur du talweg principal

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

$$L_p = 110.3 \text{ Km}$$

I.1.2 Caractéristiques hydro-morphologiques : [3]

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)

$$K_C = 1.26$$

K_C : indice de Gravelius

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 = 1.26, 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.

$$Ca = 9.65$$

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 :

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

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).

K_c : Indice de compacité de Gravelius

$$L = \frac{1,26 \cdot \sqrt{1260}}{1,128} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{1,26} \right)^2} \right] = 57.82 \text{ Km.} \quad \text{Ou bien}$$

$$L = 57.82 \text{ Km}$$

$$I = \frac{1,26 \cdot \sqrt{1260}}{1,128} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{1,26} \right)^2} \right] = 21.48 \text{ Km.} \quad \text{Ou bien}$$

$$I = 21.48 \text{ Km}$$

On obtient : $L = 57.82 \text{ km}$ et $I = 21.48 \text{ km}$

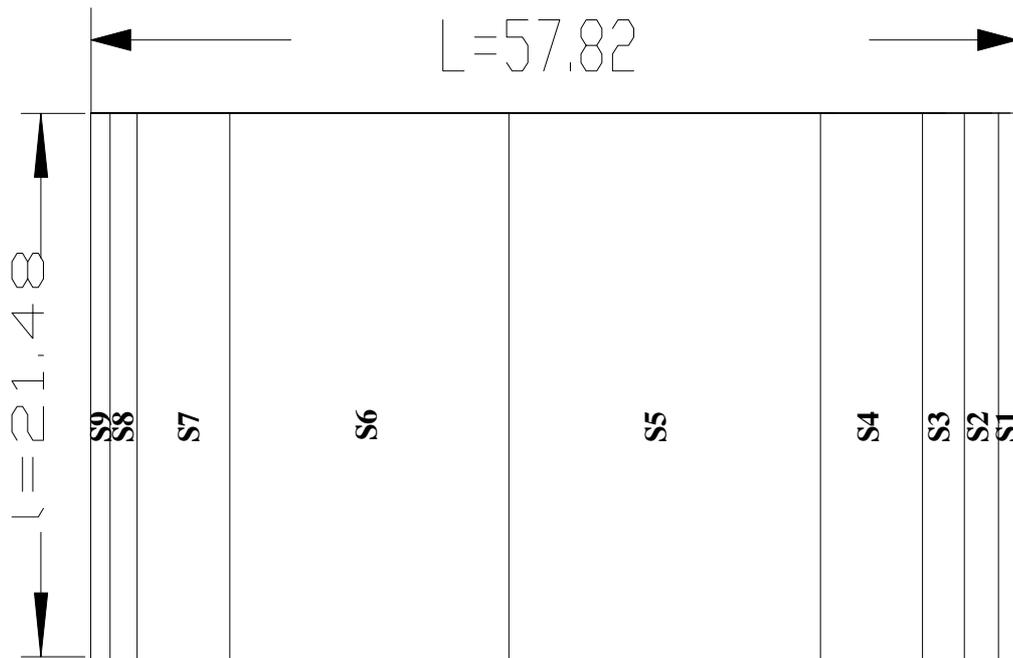


Figure I.01: Rectangle équivalent

I.1.3 Hypsométrie du bassin versant : [3]**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	Altitude	Surfaces partielles	Surfaces cumulées
	S_i	H_i	S_i	S_i
(m)	(km^2)	(m)	(%)	(%)
1947-1900	25.2	47	2	2
1900-1700	19.1	200	1.5	3.5
1700-1500	49.14	200	3.9	7.4
1500-1300	175.14	200	13.9	21.3
1300-1100	398.08	200	30.8	52.1
1100-900	419.58	200	33.3	85.4
900-700	122.22	200	9.7	95.1
700-500	36.54	200	2.9	98
500-326	25.2	175	2	100

La courbe hypsométrique est représentée sur la figure (I.02)

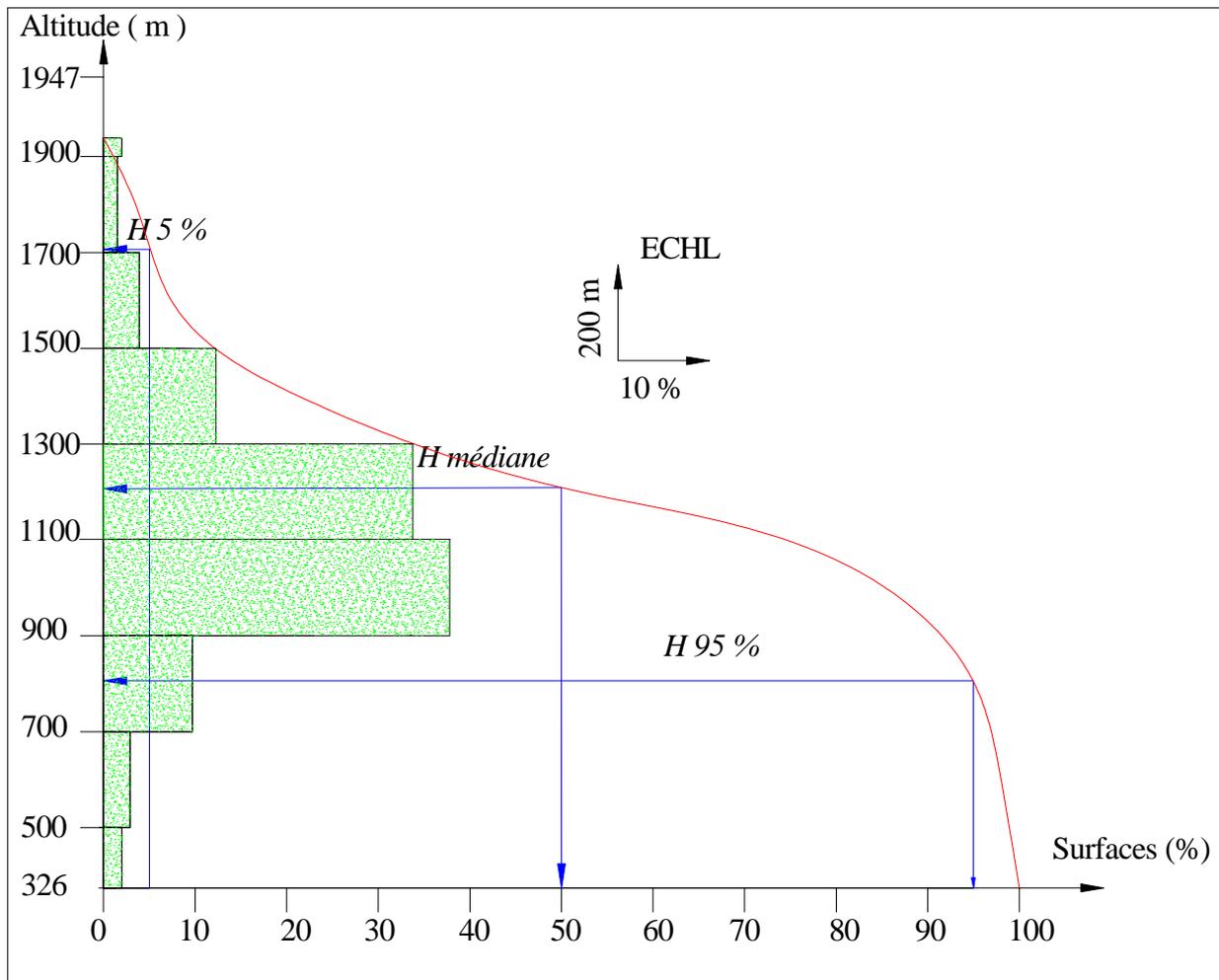


Figure I.02 : répartition et courbe hypsométrique

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 :

$$H_{\text{méd}} = 1206.6 \text{ m NGA.}$$

C - Altitude moyenne

Calculée par la formule suivante :

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

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

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

S : Superficie du bassin versant (Km²)

L'altitude moyenne H_m est

$$H_{moy} = 1138.13 \text{ m}$$

I.1.3.2 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 Ip

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 est H_{i+1}.

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

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 Ip

altitude	Di=Hi-Hi-1	Si	Ai=Si/S	$\sqrt{D_i \cdot A_i}$
m	m	km2	%	
1947-1900	47	25,2	2	9,70
1900-1700	200	19,1	1,5	17,32
1700-1500	200	49,14	3,9	27,93
1500-1300	200	175,14	13,9	52,73
1300-1100	200	388,08	30,8	78,49
1100-900	200	419,58	33,3	81,61
900-700	200	122,22	9,7	44,05
700-500	200	36,54	2,9	24,08
500-326	175	25,2	2	18,71
somme		1260	100	354,60

$$I_p = 1.47$$

Donc on obtient :

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

$H_{5\%} = 1706.4$ m

$H_{95\%} = 806$ m

$L = 57.82$ Km

$I_g = 1.56\%$

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 :

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

$I_{pm} = 2.8 \%$

D - Densité 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 différentes surfaces.

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

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

$D_s = 55.37$ m < 100

Conclusion

Le relief de notre bassin versant est modéré.

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 : récapitulatif de mesures des longueurs des courbes de niveaux :

N°	cote de la courbe (m)	ΔH (m)	Longueur (Km)
1	1900	200	5.29
2	1700		12.4
3	1500		138.3
4	1300		160.73
5	1100		191.37
6	900		174.25
7	700		76.43
8	500		9.02

Imoy = 12,07 %

I.1.4 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant

I.1.4.1. 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/Km².

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

Avec :

$\sum_{i=1}^n Li$: La longueur totale de tous les cours d'eau égale à 1306,4 Km.

S : Superficie du bassin versant en (Km²).

$$D_d = 1,04 \text{ km/km}^2$$

B - Densité du thalweg élémentaire

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

N₁ : Nombre de thalwegs d'ordre 1, N₁=471

S : Superficie du bassin versant.

$$F_1 = 0,4 \text{ thalweg/km}$$

C - Coefficient de torrentialité

Il est défini comme étant :

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

$$C_t = 0,42$$

D - La longueur moyenne des versants

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

D_d : densité de drainage en Km/Km²

L : longueur de rectangle équivalent en Km

$$L_i = 27,8 \text{ Km}$$

E - La pente moyenne de cours d'eau principale

La pente moyenne du bassin d'Oued El Arab 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 comme suit :

- formule de **GIANDOTTI** (1937):

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

Avec :

S : surface du bassin versant (Km²) ;

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

L_{cp} = 110.3 Km.

T_c : temps de concentrations exprimé en heure

H_{moy} : altitude moyenne (m) ;

H_{min} : altitude minimale (m) ;

t_c = 13,48 heures

- Formule de **L'A.N.R.H.** (Sogreah 1986/89) :

Une formule a été développée par Sogreah sur demande de l'ANRH, elle est vérifiée et recommandée pour les petits bassins versants de l'Algérie, s'écrit :

$$T_c = 3 \left(\frac{S L_{cp}}{(10 I_c)^{3/2}} \right)^{1/4} \dots\dots\dots (I.19)$$

T_c : Temps de concentration, en h,

S : Superficie du bassin versant, en Km²,

L_{cp} : Longueur du talweg principal, en Km,

I : pente du talweg principal, en %

t_c = 24.70 heures

Tableau I.05 : Récapitulatif du temps de concentration.

Temps de concentration	Formules
13.48	Formule de Giandotti
24.70	Formule de l' ANRH

Commentaire

La superficie bassin versant de l'Oued El Arab est de 1260 Km². Et comme la formule de l' ANRH est développée pour les petits bassins versant en Algérie et la formule de kirpich nous donne une valeur du temps de concentration très élevé donc on adopte le temps de concentration calculer par la formule de Giandotti **t_c=13,48 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 :

$$V_r = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots (I.20)$$

L : Longueur du thalweg principal (Km)

T_c : Temps de concentration (h)

$$V_r = 8,18 \text{ Km/h}$$

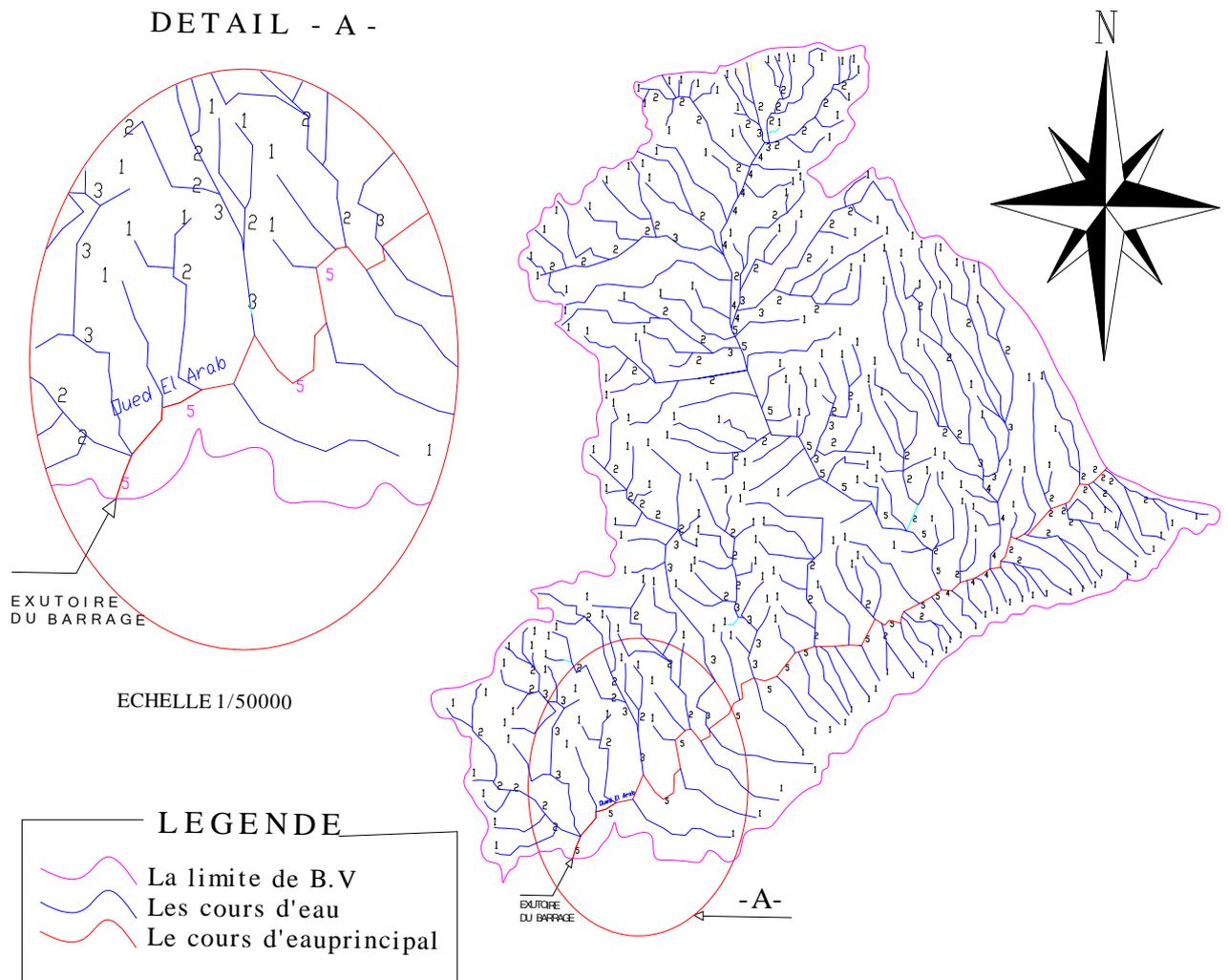


Figure I.03. : Le réseau hydrographique du bassin versant

I.1.5 Profil en long de l'Oued

L'oued EL ARAB 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' a l'exutoire.

Tableau I.06 : la longueur de cours d'eau principale en chaque altitude

N°	Courbe de niveau (m)	Distance (Km)	Distance cumulée (Km)
1	1700-1500	11.54	11.54
2	1500-1300	16,65	28.19
3	1300-1100	24.35	52.54
4	1100-900	22,95	75.49
5	900-700	15,9	91.39
6	700-500	10.23	101.62
7	500-326	8,68	110.3

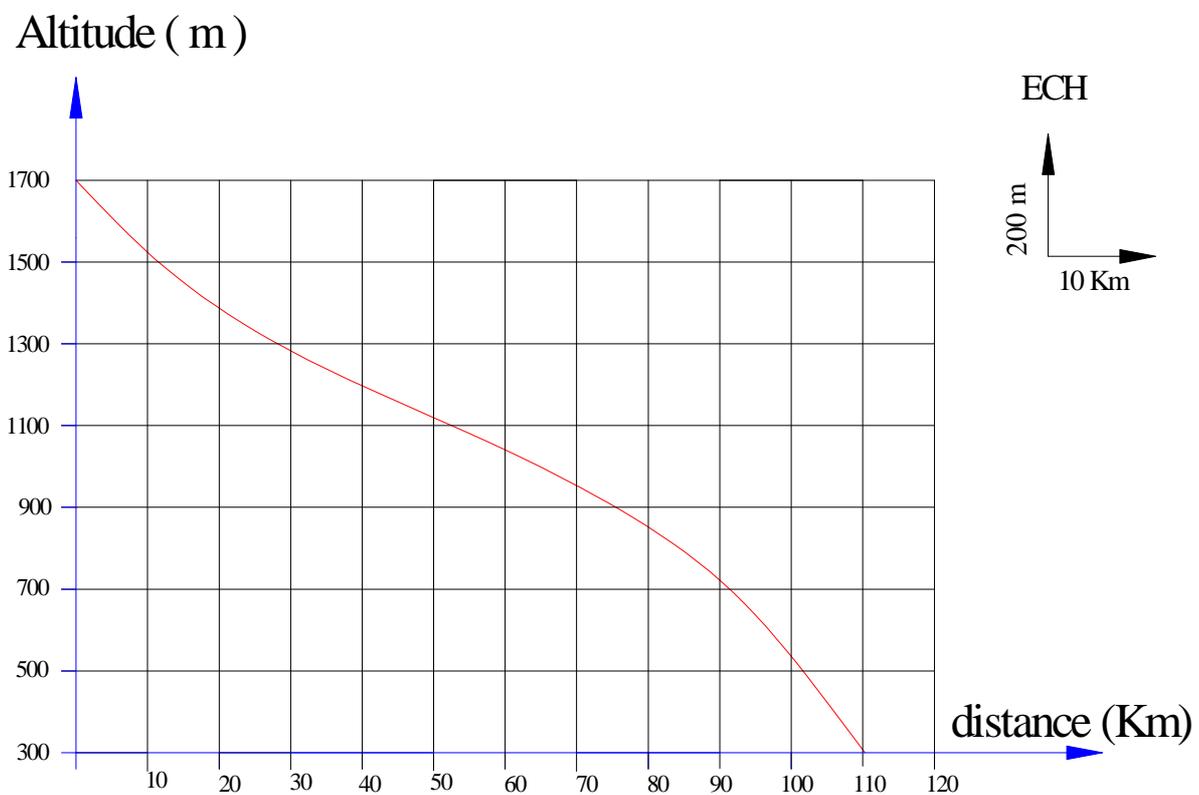


Figure I.04 : Profil en long du cours d'eau principal

Tableau I.07 : Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant du barrage d'Ouldja

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km ²	1260
Périmètre		P	km	160.2
Longueur du thalweg principal		L	km	110.3
Indice de compacité		K _C		1,26
Coefficient d'allongement		Ca		9,54
Rectangle équivalent	longueur	L _r	Km	57.82.
	largeur	l _r	Km	21.48
Altitudes	maximale	H _{max}	m	1947
	moyenne	H _{moy}	m	1138.1
	médiane	H _{med}	m	1026.6
	minimale	H _{min}	m	326
Indice de pente de Roche		I _P	%	1.47
Indice de pente globale		I _g	%	1.56
Indice de pente moyenne		I _{pm}	%	2.8
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	1.04
Coefficient de torrentialité		C _t	-	0.42
Temps de concentration		T _c	h	13.48
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	8,18

I.2 Caractéristiques climatique du bassin versant : [3]

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

I.2.1 Température

Nous avons choisi Pour la station climatique de référence, la station de KHENCHELA code: 160-476.

Les températures moyennes mensuelles enregistrées dans la station de KHENCHELA sont représentées dans le Tableau N°. I.08

Tableau I.08 : Températures Moyennes Mensuelles (°C) A KHENCHELA

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Moy
Tmax °C	28,85	23,3	17,09	12,82	11,8	13,53	16,18	20,05	25,69	31,16	34,64	34,12	21.33
Tmin °C	15,26	11,36	6,65	2,9	1,37	2,21	4,4	7,05	11,56	15,42	18,18	18,35	9.56
Tmoy °C	17,45	12	7,99	8	8	10,58	13,88	19,19	23,7	27,2	26,51	22	16.37

Source : O.N.M

La température moyenne annuelle est de **16.37 °C**.

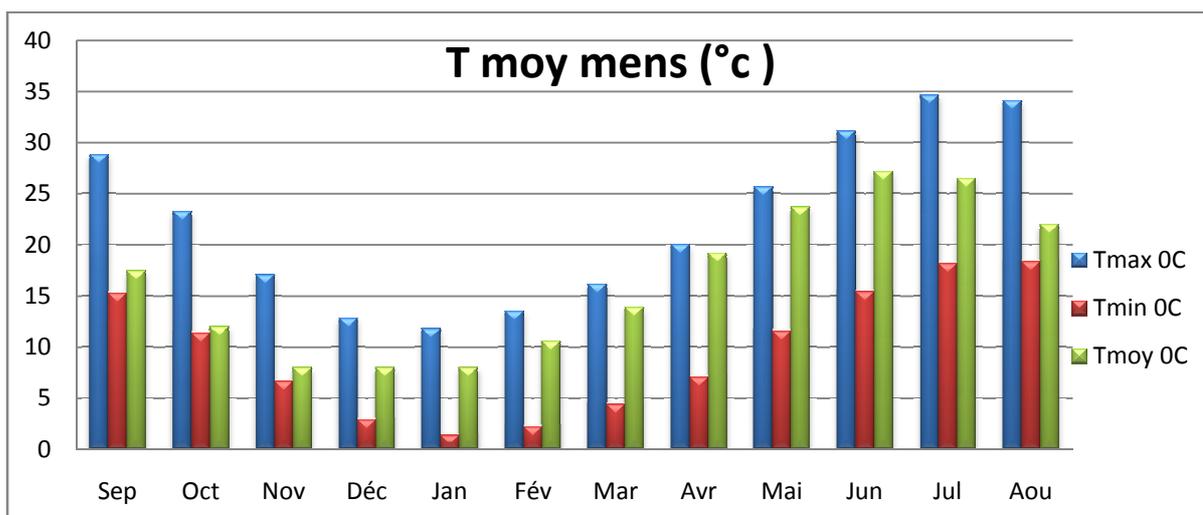


Figure I.05 : La répartition mensuelle des températures

I.2.2 Evaporation

L'estimation de ce paramètre a été faite en utilisant les données disponibles pour la station de KHENCHELA. Sous le climat semi-aride La valeur moyenne annuelle de l'évaporation estimée à 130 mm/an, avec la distribution mensuelle présentée dans le Tableau N°I.09.

Tableau I.09 : Evaporation Moyenne Mensuelle

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Ans
Ev(mm)	165	101	57	40	39	57	98	119	162	222	278	223	1561
Ev(%)	10,57	6,47	3,65	2,56	2,50	3,65	6,28	7,62	10,38	14,22	17,81	14,29	100

Source : O.N.M

La figure si dessous représente la répartition mensuelle de l'évaporation :

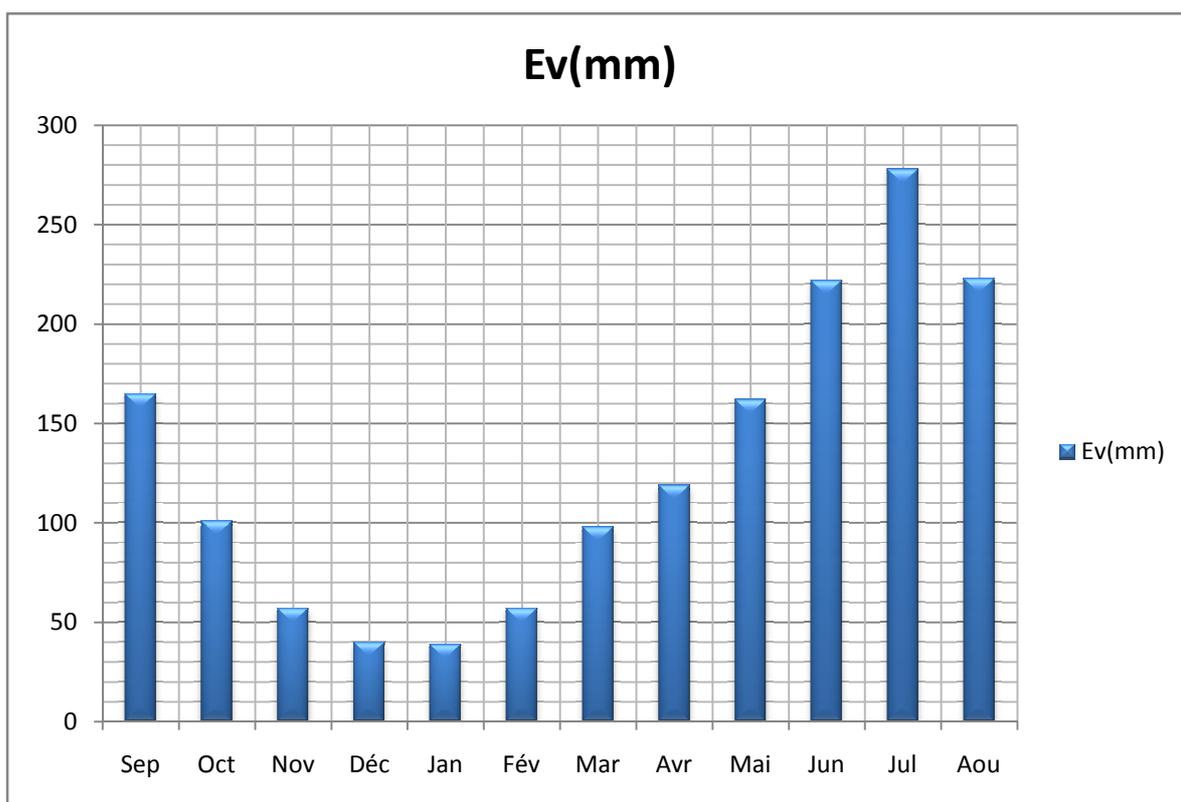


Figure I.06 : répartition mensuelle de l'évaporation

I.2.3 Humidité relative

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

Tableau I.10 : Répartition mensuelle de l'humidité relative

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	année
H (%)	57	64	70	74	73	68	65	61	55	47	41	46	60

Source : O.N.M

La valeur de l'humidité moyenne annuelle est de l'ordre de 60%.

La figure si dessous représente la répartition des vitesses du vent en fonction des mois:

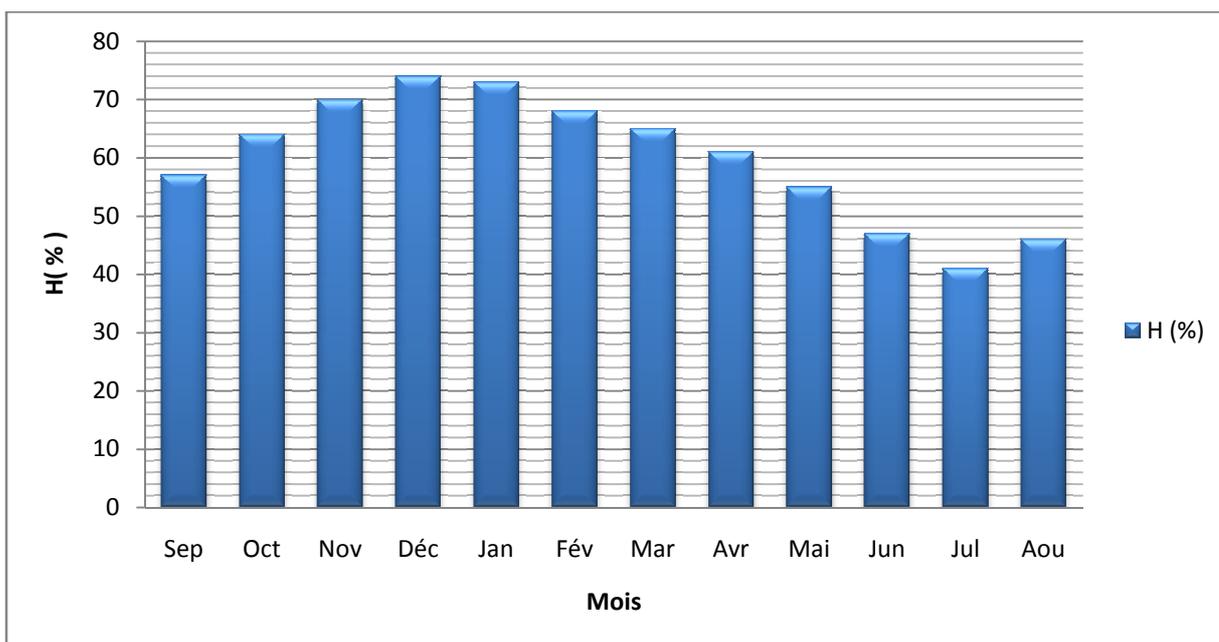


Figure I.07. : Répartition des vitesses de vent en fonction des mois

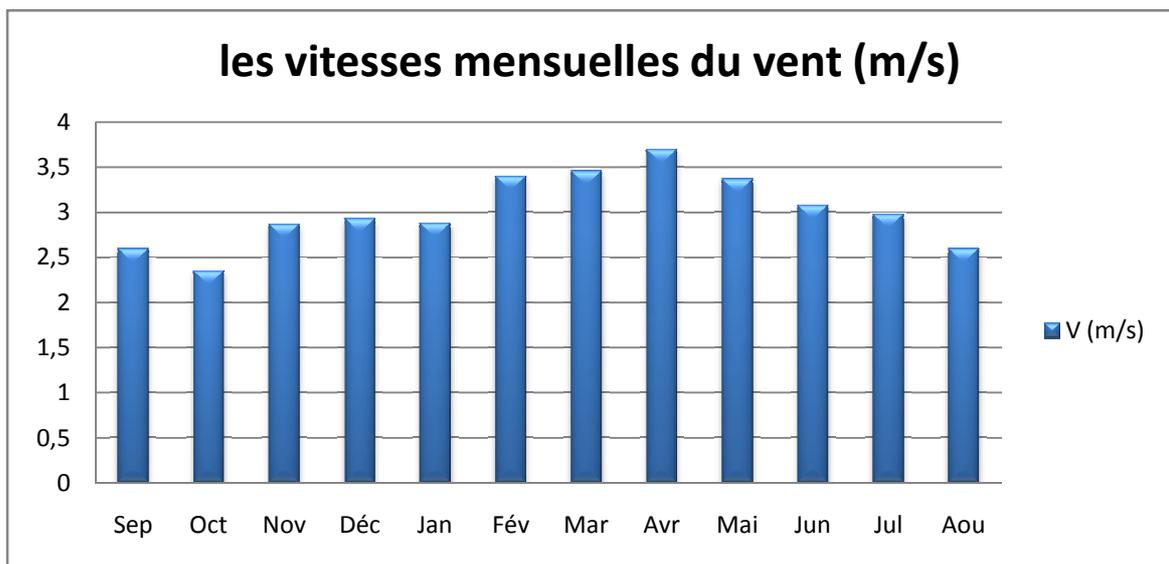
I.2.4 Vitesse du vent

Les vents dominants sont de secteur nord (de NE à NO). Leur vitesse moyenne annuelle est de 2.74 comme le montre le tableau ci-dessous.

Tableau I.11 : répartition des vitesses de vent

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	M,ann
V (m/s)	2.60	2.35	2.87	2.93	2.88	3.40	3.46	3.70	3.37	3.08	2.98	2.60	2.74

Source : O.N.M

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

I.2.5 Pluviométrie : [3]

La pluviométrie qui prévaut au bassin versant d'OULDJA 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 d'OULDJA.

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

Tableau I.12 : Données disponibles des stations situées a proximité de la zone d'étude

station	Code de la station	Altitude	Pluie en (mm)	Années de fonctionnement
HALLA BOUDELLA	61802	750	269	41
BABAR	61804	1100	420.5	43
K.S.NADJI	61801	220	119	24

Source : A.N.R.H

Tableau I.13 : Station pluviométrique.

Station	Code	Source	Coordonnées			Année de service	N(ans)
			X (km)	Y (km)	Z (m)		
<i>HALLA BOUDELLA</i>	<i>61802</i>	<i>A.N.R.H</i>	<i>877.9</i>	<i>203.9</i>	<i>750</i>	<i>1969-2009</i>	<i>41</i>

Source : A.N.R.H

La station de HALLA BOUDELLA est la plus proche du site avec une période d'observation de 1969-2009 soit 41 ans, la série pluviométrique est représenté sur **I'Annexe II.**

Le tableau I.14 reproduit les valeurs des pluies moyennes mensuelles, ainsi que leur répartition dans l'année :

Tableau I.14 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	total
P (mm)	26.16	25.10	21.40	16.23	14.62	15.92	26.69	26.37	25.95	13.25	6.23	9.74	227.66
P %	11.49	11.02	9.40	7.13	6.42	6.99	11.72	11.58	11.40	5.82	2.74	4.28	100

Source : A.N.R.H

La répartition mensuelle des précipitations est présentée par la figure I.09.

On note une pointe au mois de **septembre.**

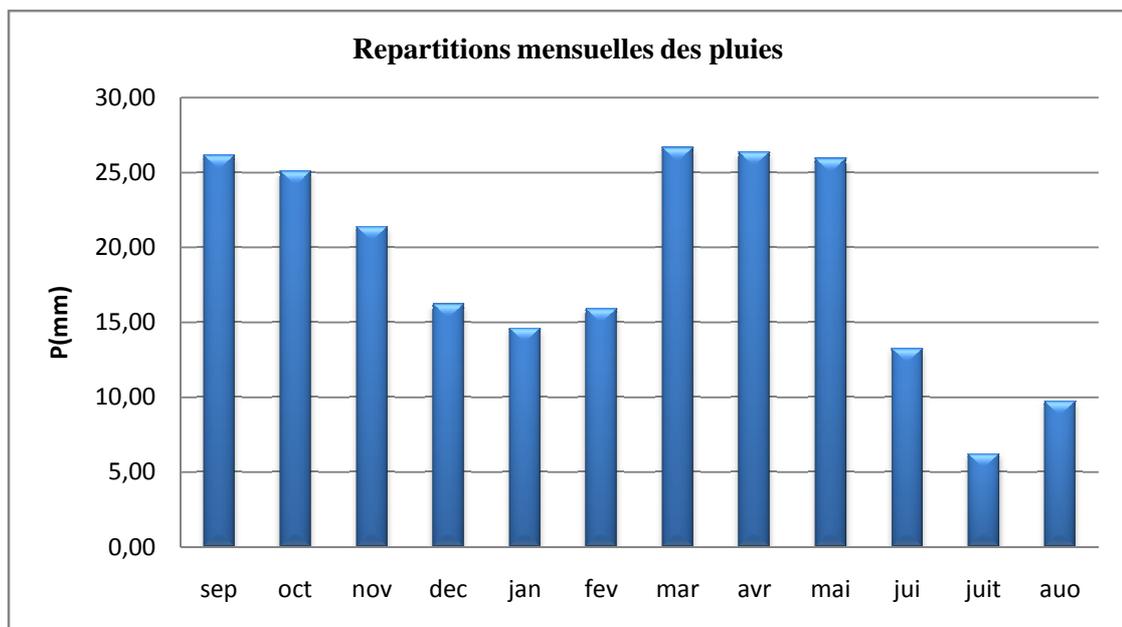


Figure I.09 : Répartition mensuelle des précipitations

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.2.5.2. Les pluies maximales journalières

Les pluies maximales journalières sont souvent génératrices de crues exceptionnelles. Pour cela, il est important d'effectuer un ajustement statistique d'une loi de probabilité à la série d'observation afin de déterminer les précipitations maximales journalières fréquentielles.

La station de HALLA BOUDELLA (06-18-02) est considérée avec une série d'observation de 41 années (1969-2009)

Les paramètres statistiques de l'échantillon sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau I.15 : Les paramètres statistiques de l'échantillon

Nombre d'observations	41
Moyenne	35.7
Ecart-type	14.7
Médiane	33.8
Coefficient de variation	0.411
Coefficient d'asymétrie	0.359

1. Ajustement des pluies maximales journalières:

A- Ajustement a la loi de GUMBEL:

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

$$F(X) = e^{-e^{-\frac{x-x_0}{\alpha}}} \dots\dots\dots (I.21)$$

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.

$$F (x) = \frac{m - 0 . 5}{n} \dots\dots\dots (I.22)$$

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 :

$$x = (1/\alpha)y + x_0 \dots \dots \dots (I.23)$$

Avec :

$(1 / \alpha)$: la pente de la droite de GUMBEL

Résultats de l'ajustement :

La droite de GUMBEL est donnée par la figure (I.10). Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont présentés dans le tableau suivant:

Quantiles

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

$T = 1 / (1-q)$

Tableau I.16. Ajustement à la loi de GUMBEL

Periode de retour (T ans)	Probabilité (q)	Précipitation	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	143	114 – 173
2000.0	0.9995	123	98.6 – 148
1000.0	0.9990	115	92.1 – 137
200.0	0.9950	94.5	76.8 – 112
100.0	0.9900	85.8	70.2 – 101
50.0	0.9800	77.2	63.6 - 90.7
20.0	0.9500	65.6	54.7 - 76.5
10.0	0.9000	56.6	47.7 - 65.5
5.0	0.8000	47.3	40.4 - 54.2
3.0	0.6667	39.9	34.4 - 45.3
2.0	0.5000	33.2	28.7 - 37.7

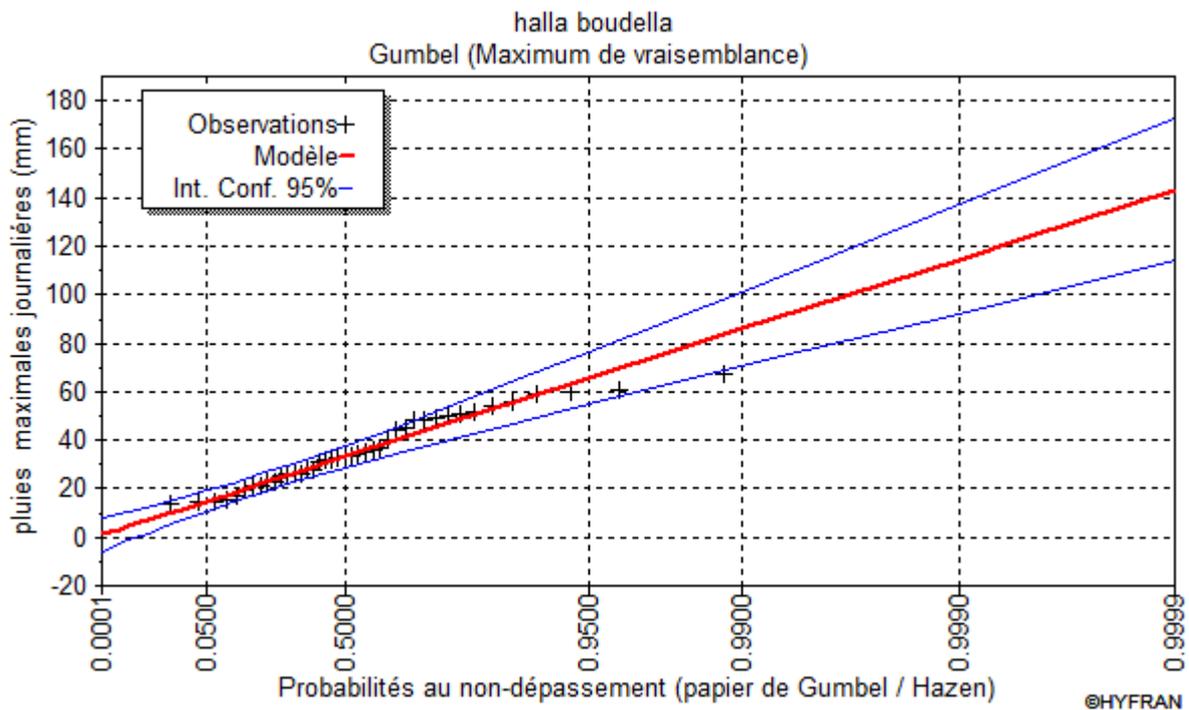


Figure I.10. Ajustement à la loi de GUMBEL

B-Ajustement à la loi 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 :

$$F (X) = \frac{1}{\sqrt{2 \Pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots (I.24)$$

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

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

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

$$\text{Log}X = \frac{\sum_{i=1}^{38} \overline{\text{Log}X_i}}{N} \dots\dots\dots (I.25)$$

Les résultats de l’ajustement par la loi de Log- Normal « Galton » sont résumés dans le tableau (I.17).

Quantiles

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

T = 1/ (1-q)

Log normale (Maximum de vraisemblance)

Tableau I.17. Ajustement a la loi log normale.

Période de retour (T)	Probabilité (q)	Précipitation (XT)	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	167	103 - 231
2000.0	0.9995	139	91.0 - 186
1000.0	0.9990	127	85.5 - 168
200.0	0.9950	101	72.7 - 130
100.0	0.9900	90.8	67.1 - 115
50.0	0.9800	80.6	61.3 - 99.8
20.0	0.9500	67.3	53.3 - 81.3
10.0	0.9000	57.4	46.9 - 67.9
5.0	0.8000	47.3	39.9 - 54.7
3.0	0.6667	39.5	33.9 - 45.0
2.0	0.5000	32.7	28.3 - 37.1

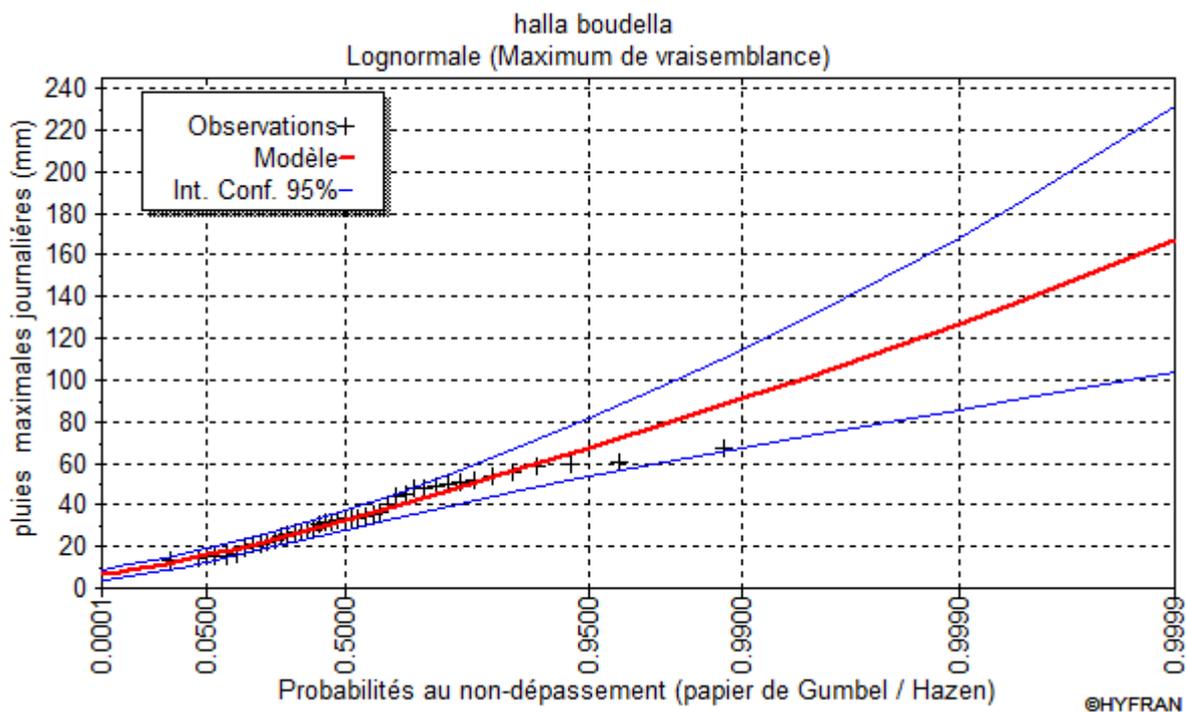


Figure I.11. Ajustement a la loi log normale

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

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0.00	13.5
Maximum	Aucun	67.5
Moyenne	36.0	35.7
Ecart-type	16.6	14,7
Médiane	32.7	33.8
Coefficient de variation (Cv)	0.461	0.411
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.48	0.359
Coefficient d'aplatissement (Ck)	7.15	1.98

Conclusion:

D'après les deux schémas on conclut que les pluies maximales journalières suivent la loi de Log normal (Galton), car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proches de la droite de HENRY.

2-Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences

Le calcul des pluies de courtes durées pour différentes fréquences à été effectuée à l'aide de la relation de Body exprimée par:

$$P_{tc} = P_{maxj} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (I.26)$$

P_{tc} : pluies de courte durée (mm) de fréquence égale à celle de P_{maxj} .

P_{maxj} : pluies maximales fréquentielles.

t : temps en heure.

b : exposant climatique ($b = 0,47$).

L'intensité de pluies est donnée par la formule suivante:

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \dots\dots\dots (I.27)$$

Les résultats de calcul sont exposés dans le tableau (I-19)

Frequences		0,01		0,1		1		2		5		10	
		P_{max} (mm)	I_0 (mm/h)										
Temps (h)	1	53,89	53,89	43,56	43,56	34,13	34,13	31,21	31,21	27,39	27,39	24,48	24,48
	2	74,64	37,32	60,34	30,17	47,27	23,64	43,23	21,62	37,94	18,97	33,9	16,95
	3	93,78	28,85	75,8	23,32	59,39	18,27	54,31	16,71	47,67	14,67	42,59	13,1
	4	103,39	25,85	83,57	20,89	65,48	16,37	59,88	14,97	52,56	13,14	46,96	11,74
	8	143,21	17,9	115,76	14,47	90,7	11,34	82,94	10,37	72,8	9,1	65,04	8,13
	10	159,04	15,9	128,56	12,86	100,73	10,07	92,11	9,21	80,85	8,08	72,23	7,22
	13.48	173,27	14,44	140,06	11,67	109,74	9,14	100,35	8,36	88,08	7,34	78,69	6,56
	16	198,36	12,4	160,34	10,02	125,63	7,85	114,88	7,18	100,83	6,3	90,09	5,63
	20	220,29	11,01	178,07	8,9	139,52	6,98	127,58	6,38	111,98	5,6	100,05	5
	22	230,38	10,47	186,23	8,46	145,91	6,63	133,43	6,07	117,11	5,32	104,63	4,76
24	240	10	194	8,08	152	6,33	139	5,79	122	5,08	109	4,54	

Tableau I.19 Pluies de courtes durées et leur intensité :

Courbes des pluies à courtes durées

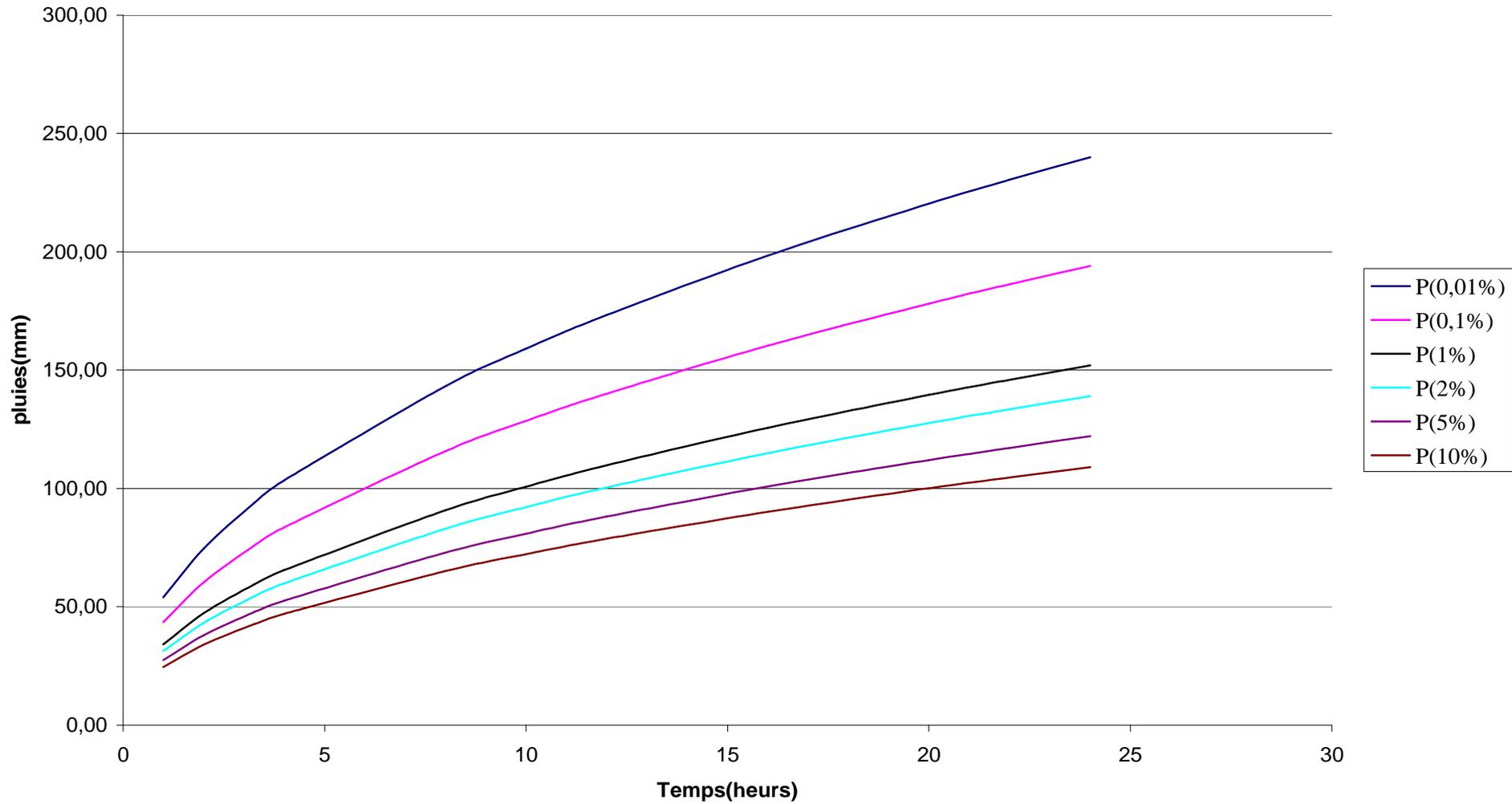


Figure I.12 : courbe des pluies à courtes durées

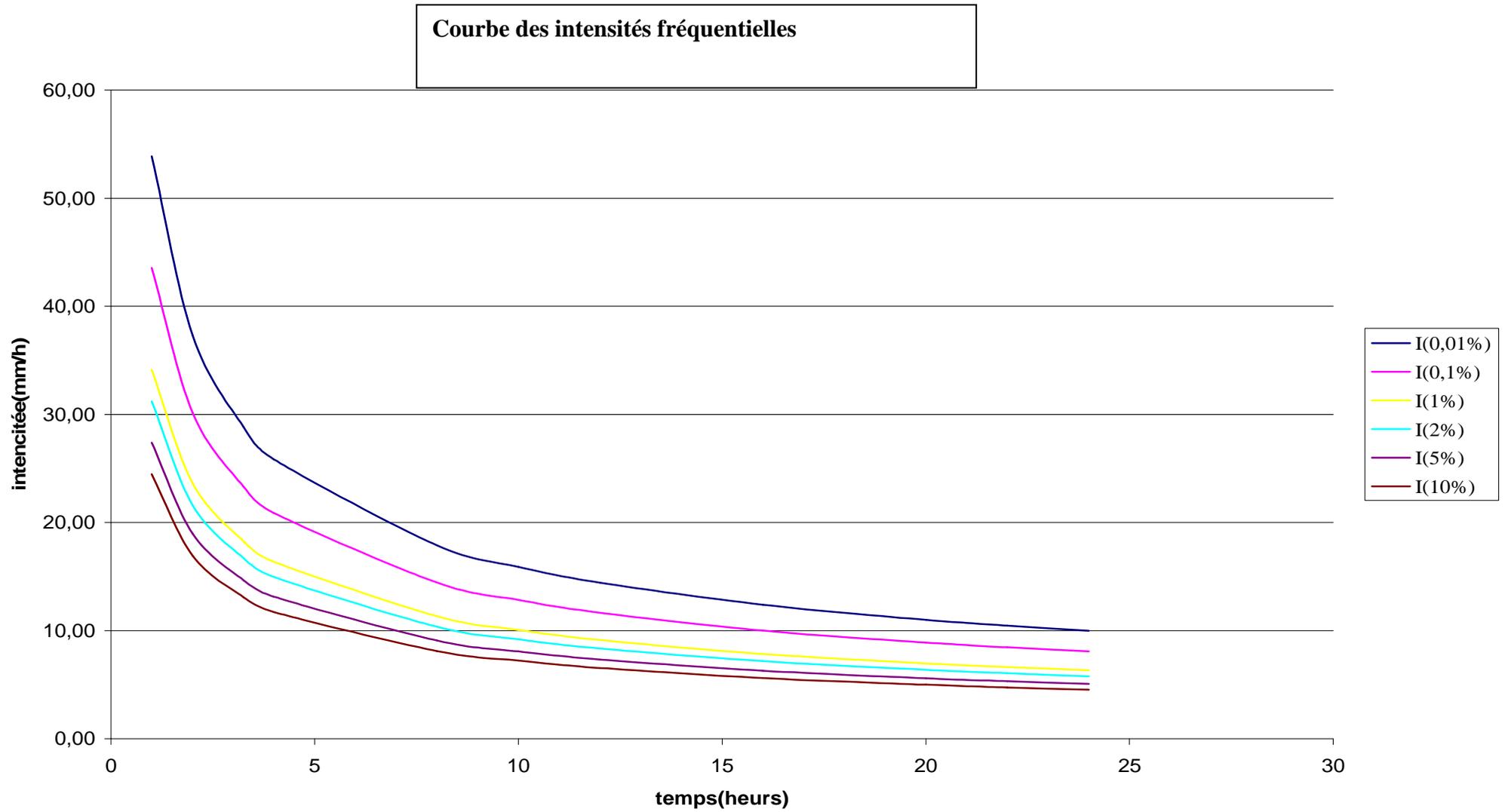


Figure I.13. courbe des intensités fréquentielles

I.3 Etudes des apports : [4]

I.3.1 Analogie avec la station de KHENGA S.N. (061801) : 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 KHENGA S.N.

I.3.1.1 La Station Hydrométrique :

La série des apports liquides est représentée dans l'Annexe N°02.

L'apport moyenne annuelle de la station est de : 39.63 Mm³

Tableau I.20 : 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)	1,94	3,43	4,81	6,24	5,21	4,68	4,28	3,88	2,50	0,94	0,78	0,92	39,63
Apport (%)	4,89	8,66	12,14	15,74	13,15	11,82	10,79	9,8	6,32	2,36	2,01	2,33	100,00

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

$$A_{site} = A_{st} \cdot \left(\frac{S_{BV}^{site}}{S_{BV}^{st}} \right) \dots\dots\dots (I.28)$$

Avec

A_{site} : apport moyen annuel estimé du site

A_{st} : apport moyenne annuelle de la station (061801)

S_{BV}^{site} : surface du bassin versant du site est de 1260 Km²

S_{BV}st : surface du bassin versant où se trouve la station (061801) est de 2098.06 Km²

$$A_{site} = 23.78 \text{ Mm}^3$$

Tableau I.21: 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)	1,16	2,06	2,89	3,74	3,13	2,81	2,57	2,33	1,50	0,56	0,47	0,55	23,78
Apport (%)	4,90	8,66	12,1	15,7	13,16	11,82	10,8	9,80	6,32	2,37	1,97	2,32	100

La répartition mensuelle des apports moyens est présentée par la figure I.14.

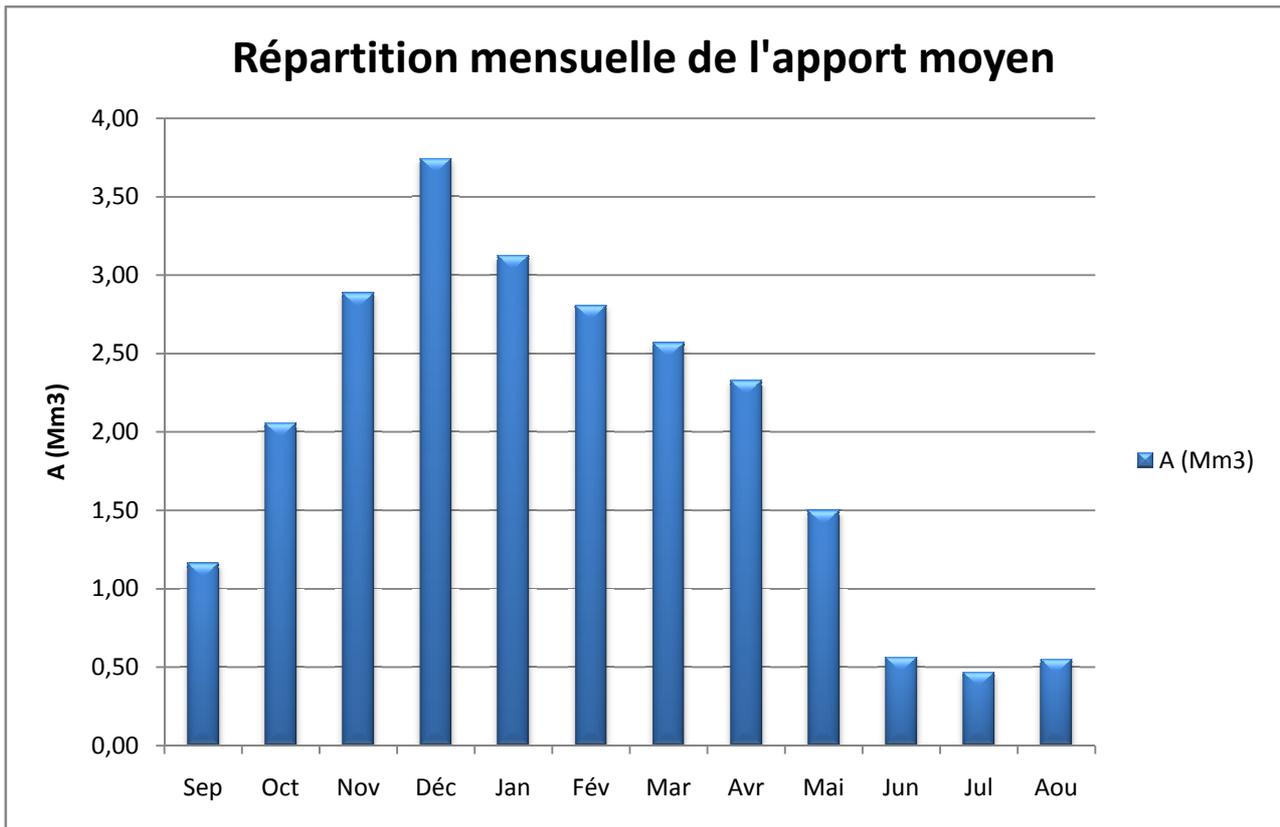


Figure I.14 : Répartition mensuelle de l'apport moyen

I.3.2 Caractéristiques de l'écoulement :

A - Module de l'écoulement :

Il est donné par : $Me = A_0 / T$ (I.29)

A_0 : Apport moyen annuel (mm).

T : Temps d'une année en secondes

$$T = 3,1536 \cdot 10^7 \text{ s}$$

$$Me = 754 \text{ l/s}$$

B - Module de l'écoulement relatif :

On a: $M_0 = Me / S$ (I.30)

Me: Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km²).

$$M_0 = 0.598 \text{ l/s/Km}^2$$

C - Lame d'eau écoulée :

$Le = A_0 / S$ (I.31)

$$Le = 18.19 \text{ mm}$$

D - Coefficient de l'écoulement:

Il est donné par : $C_e = L_e / P_{moy}$ (I.32)

$C_e = 0.068$

I.3.3 Les apports fréquentiels :

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

I.3.3.1 Ajustement de la série des apportes à la loi log-normale :

Tableau I.22 : résultat de l'ajustement a la loi log-normale :

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart type
10000.0	0.9999	52.6	3.73
2000.0	0.9995	50.0	3.19
1000.0	0.9990	48.8	2.95
200.0	0.9950	45.8	2.15
100.0	0.9900	44.5	1.9
50.0	0.9800	43.0	1.57
20.0	0.9500	40.9	1.32

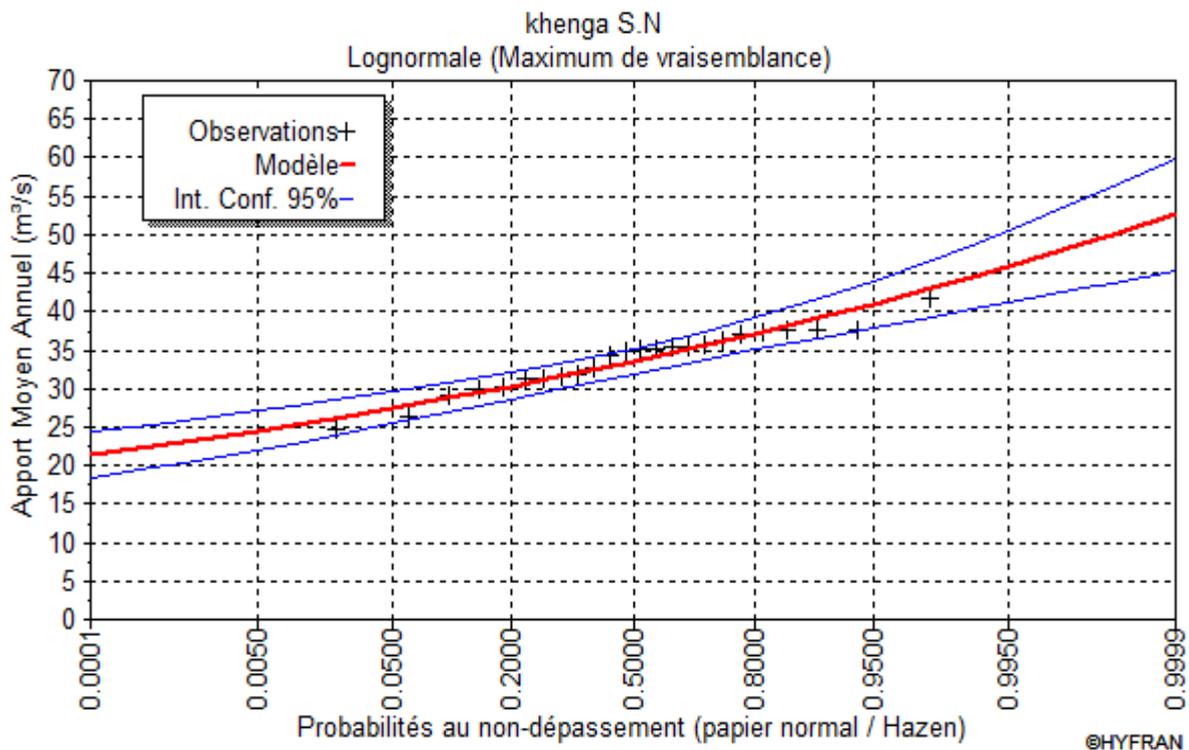


Figure I.15 : représentation graphique de la loi log-normale

Tableau I.23. Comparaison des caractéristiques de la loi log-normale et de l'échantillon :

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0.00	24.8
Maximum	Aucun	41.8
Moyenne	33.8	33.8
Ecart-type	4.11	3.93
Médiane	33.5	35.0
Coefficient de variation (Cv)	0.122	0.116
Coefficient d'asymétrie (Cs)	0.367	0.437
Coefficient d'aplatissement (Ck)	3.240	2.69

$$A_{80\% \text{ site}} = A_{80\% \text{ st}} \cdot \left(\frac{S_{BV \text{ site}}}{S_{BV \text{ st}}} \right) \dots\dots\dots (I.33)$$

$$A_{80\%} = 17.62 \text{ Mm}^3$$

I.3.3.2 Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80% :

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a : **A80%= 17.62 Mm³**

Tableau I.24 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Total
A (Mm³)	0.86	1.52	2.14	2.77	2.32	2.08	1.9	1.73	1.11	0.42	0.35	0.41	17.62
Apport (%)	4,90	8,66	5	6	13,16	11,82	1	9,80	6,32	2,37	1,97	2,32	100

La répartition mensuelle des apports 80% est présentée par la figure I.16.

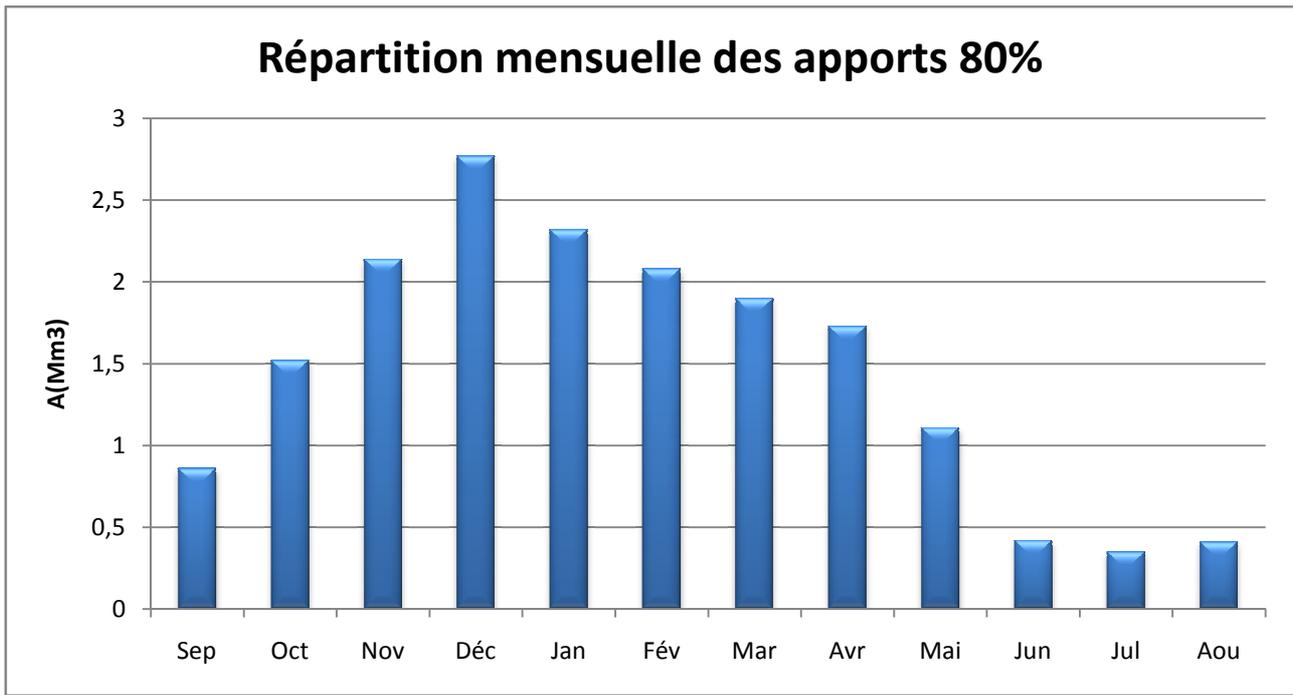


Figure I.16 : Répartition mensuelle des apports 80%

I.3.4 Apport solide et l'estimation du volume mort : [3]

I.3.4.1 Apport solide en suspension :

A - Formule de Fournier :

$$T_a = \frac{1}{36} \left(\frac{P_m^2}{P_A} \right)^{2.65} \left(\frac{h^2}{S} \right)^{0.46} \dots\dots\dots (I.34)$$

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]; **h= 729.9 m**

S: Surface du bassin versant

D'où : **Ta=9.217 t/Km²an**

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma_s=2.265 \text{ T/m}^3$ qu'on a tiré de l'étude de faisabilité(ANB). Le volume annuel est exprimé comme suit:

$$V_s = \frac{T_a \cdot S}{\gamma_s} = 9180.09 \text{ m}^3/\text{an}$$

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:

$$T_a = 350 L_e^{0.15} \dots\dots\dots (I.35)$$

Pour les bassins versants a perméabilité moyenne

$T_a = 540.81 \text{ T/km}^2/\text{an}$

Où:

T_a – Taux d’abrasion, $\text{T/km}^2/\text{an}$.

L_e : la lame d’eau écoulée en mm

En tenant compte du poids spécifiques moyen des sédiments $\gamma = 1.265 \text{ T/m}^3$. Le volume annuel est exprimé comme suit:

$$V_s = \frac{T_a \cdot S}{\gamma} = 538672.41 \text{ m}^3/\text{an}$$

Tableau I.25 : récapitulatif de Volume annuel moyen

Formule de	Taux d’abrasion	Volume annuel moyen
Fournier	9.217 $\text{T/km}^2/\text{an}$	9180.09 m^3/an
TIXERONT	540.81 $\text{T/km}^2/\text{an}$	538672.41 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 susceptible d’être classés comme appartenant à la zone semi aride (régions Hodna, Aurès et Chélif Occidental) sortent pratiquement des limite de validité des relations de Fournier »

A partir de la classification de TIXERONT (1960) des zones de l’érosion qui se basant 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 à $P_{an} = 320$ 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

$V_{\text{mort}} = (1.05 : 1.10) \cdot n \cdot V_s$

On prend le facteur de 1.05

- Pour 15 ans

$$V_{mort} = 1,10.n.V_s = 1,1.15.538672,41 = 8858394,76 m^3$$

- Pour 30 ans

$$V_m = 8,86 Mm^3$$

$$V_{mort} = 1,1.n.V_s = 1,1.30 \times 538672,41 = 17776189,53 m^3$$

- Pour 50 ans

$$V_m = 17,78 Mm^3$$

$$V_{mort} = 1,1.n.V_s = 1,1.50.538672,41 = 29626982,55 m^3$$

Donc le volume mort estimé à 50 ans est de **29.63 Mm³**

$$V_m = 29,63 Mm^3$$

I.4. Etude des crues : [3]

Les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes. Leur étude a pour but de déterminer les Hydrogramme 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 N° 02.

Le tableau I.26 : donne les débits probables calculés

Tableau I.26 : Débits fréquentielles calculés :

Période de retour	5	10	20	50	100	1000	10 000
$Q_{max} (m^3/s)$	306	497	742	1160	1570	3660	7310

I.4.1 Hydrogramme de crue :

I.4.1.1 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:

$$Q_m = Q_{max} \left(\frac{T}{T_m} \right)^2 \dots\dots\dots (I.36)$$

$T_m = T_c$: Temps de montée.

b) Pour la décrue:

$$Q_d = Q_{max} \left(\frac{T_d - T}{T_d} \right)^3 \dots\dots\dots (I.37)$$

Avec :

- Q_m : débit instantané de la montée (m^3/s) ;
- Q_d : débit instantané de la décrue (m^3/s) ;
- t_m : temps de la montée de la crue en heures ;
- t_d : temps de la décrue en heures ;
- Q_{max} : débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m^3/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.27) ;

$t_d = 4 \cdot 13.48 = 53.91$ heure

Tableau I.27 : 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.28 et la Figure I.17.

Tableau I.28 : 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	2,74	4,08	6,38	8,64	20,14	40,23
2	10,94	16,33	25,54	34,56	80,57	160,92
3	24,62	36,75	57,45	77,76	181,28	362,06
4	43,76	65,33	102,14	138,24	322,27	643,66
5	68,38	102,09	159,59	216,00	503,55	1005,72
6	98,46	147,00	229,82	311,04	725,11	1448,24
7	134,02	200,09	312,81	423,37	986,96	1971,21
8	175,05	261,34	408,56	552,97	1289,08	2574,65
9	221,54	330,76	517,09	699,85	1631,50	3258,54
10	273,51	408,34	638,38	864,01	2014,19	4022,88
11	330,95	494,09	772,44	1045,45	2437,17	4867,69
12	393,86	588,01	919,26	1244,18	2900,44	5792,95
13	462,24	690,10	1078,86	1460,18	3403,99	6798,68
13,48	497,00	742,00	1160,00	1570,00	3660,00	7310,00
14	469,85	701,47	1096,64	1484,24	3460,08	6910,71

15	443,71	662,44	1035,63	1401,67	3267,58	6526,23
16	418,56	624,89	976,92	1322,21	3082,35	6156,28
17	394,38	588,79	920,48	1245,82	2904,26	5800,59
18	371,14	554,10	866,25	1172,42	2733,17	5458,87
19	348,84	520,80	814,20	1101,97	2568,93	5130,83
20	327,45	488,87	764,27	1034,40	2411,40	4816,21
21	306,95	458,27	716,43	969,65	2260,45	4514,72
22	287,33	428,97	670,62	907,66	2115,93	4226,09
23	268,56	400,95	626,82	848,36	1977,71	3950,02
24	250,62	374,17	584,96	791,71	1845,65	3686,25
25	233,51	348,62	545,01	737,64	1719,59	3434,49
26	217,19	324,25	506,92	686,09	1599,42	3194,46
27	201,65	301,05	470,65	637,00	1484,97	2965,89
28	186,87	278,98	436,15	590,30	1376,12	2748,48
29	172,83	258,02	403,38	545,95	1272,72	2541,97
30	159,51	238,14	372,29	503,88	1174,64	2346,07
31	146,89	219,30	342,84	464,02	1081,73	2160,51
32	134,96	201,49	314,99	426,33	993,85	1984,99
33	123,69	184,66	288,69	390,73	910,87	1819,25
34	113,07	168,80	263,90	357,17	832,64	1663,00
35	103,07	153,88	240,56	325,59	759,02	1515,97
36	93,68	139,86	218,65	295,93	689,87	1377,86
37	84,88	126,72	198,11	268,13	625,06	1248,41
38	76,65	114,43	178,89	242,12	564,44	1127,34
39	68,96	102,96	160,96	217,86	507,87	1014,35
40	61,81	92,29	144,28	195,27	455,21	909,18
41	55,18	82,38	128,78	174,30	406,33	811,54
42	49,03	73,20	114,44	154,89	361,07	721,16
43	43,36	64,73	101,20	136,97	319,31	637,75
44	38,14	56,95	89,03	120,49	280,90	561,03
45	33,36	49,81	77,87	105,39	245,70	490,72

46	29,00	43,30	67,69	91,61	213,57	426,55
47	25,04	37,38	58,43	79,09	184,37	368,23
48	21,45	32,02	50,06	67,76	157,96	315,49
49	18,22	27,21	42,53	57,57	134,20	268,04
50	15,34	22,90	35,80	48,45	112,95	225,60
51	12,77	19,07	29,82	40,36	94,08	187,90
52	10,51	15,70	24,54	33,21	77,43	154,65
53	8,54	12,75	19,93	26,97	62,87	125,57
54	6,83	10,19	15,93	21,56	50,26	100,39
56	5,36	8,00	12,51	16,93	39,46	78,82
57	4,12	6,15	9,61	13,01	30,34	60,59
58	3,09	4,61	7,21	9,75	22,73	45,41
59	2,24	3,35	5,24	7,09	16,52	33,00
60	1,57	2,34	3,66	4,96	11,56	23,09
61	1,05	1,56	2,44	3,31	7,71	15,39
62	0,65	0,98	1,53	2,07	4,82	9,63
63	0,38	0,56	0,88	1,19	2,77	5,52
64	0,19	0,28	0,44	0,60	1,40	2,79
65	0,08	0,12	0,18	0,25	0,58	1,15
66	0,02	0,03	0,05	0,07	0,16	0,33
67	0,00	0,00	0,01	0,01	0,02	0,04
68	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

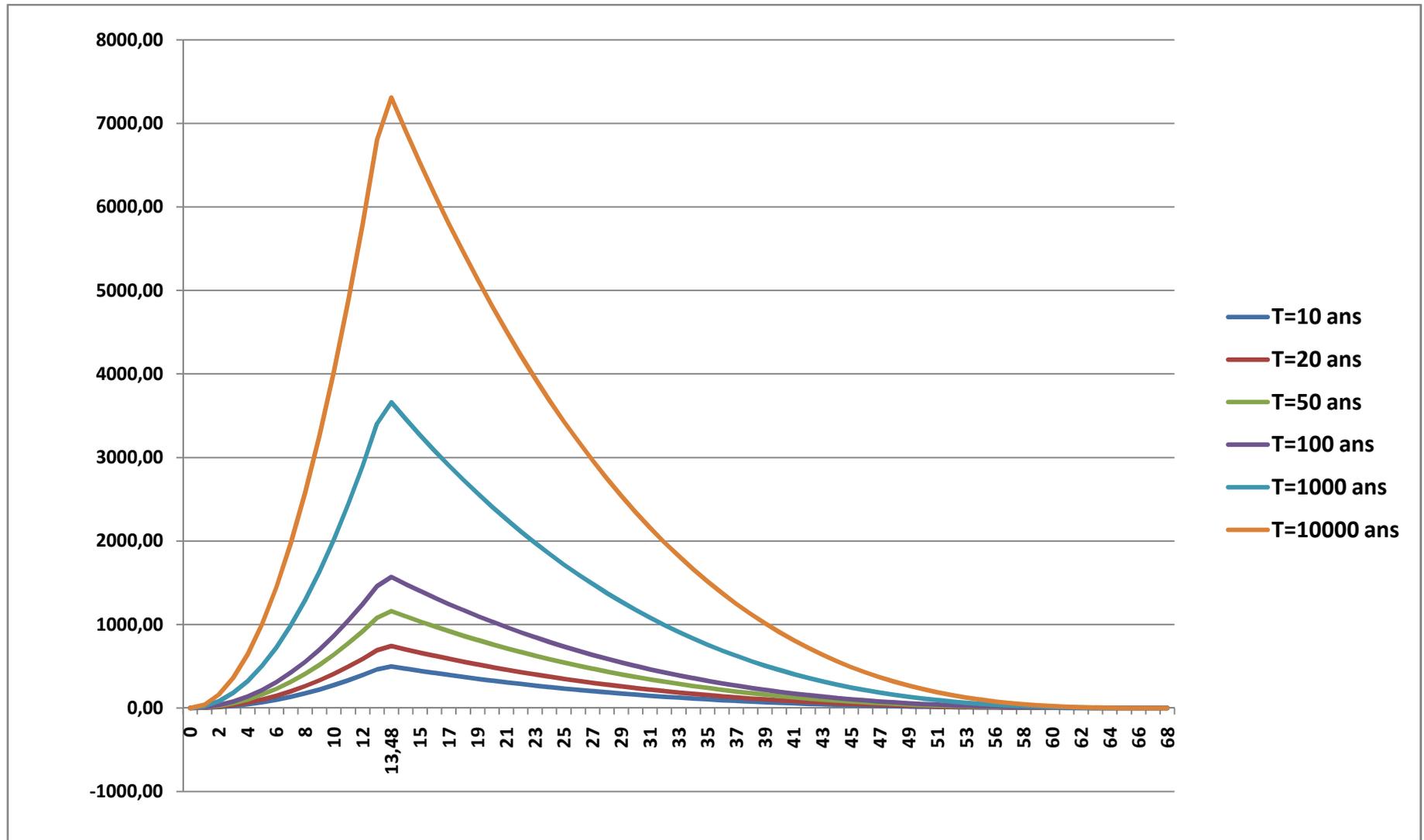


Figure I.17 :L'Hydrogrammes des crues probables en fonction de temps (par SOKOLOVSKY)

I.4.2 Choix de la crue de projet [5]

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 recommandée de probabilité de dépassement annuelle
Elevés -Perte de vie -dommages considérables	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 1000 ans.

Donc pour un débit qui vaut $Q_{0.1\%} = 3660 \text{ (m}^3/\text{s)}$

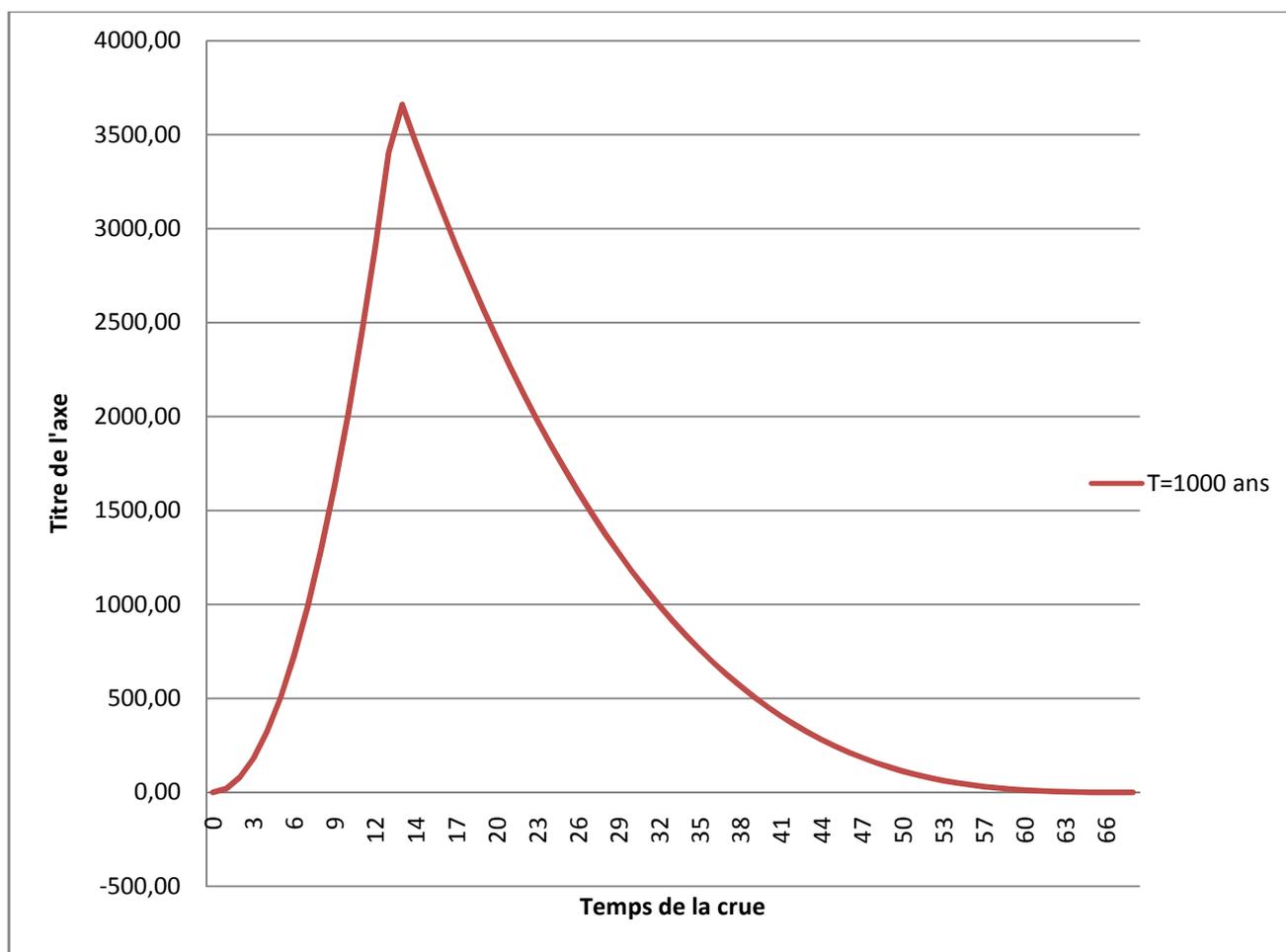


Figure I.18 : L'Hydrogramme de la crue de projet a une période de retour 1 000 ans

I.4.3 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 élevés, 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 cinquanteennes ou même centennales, 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

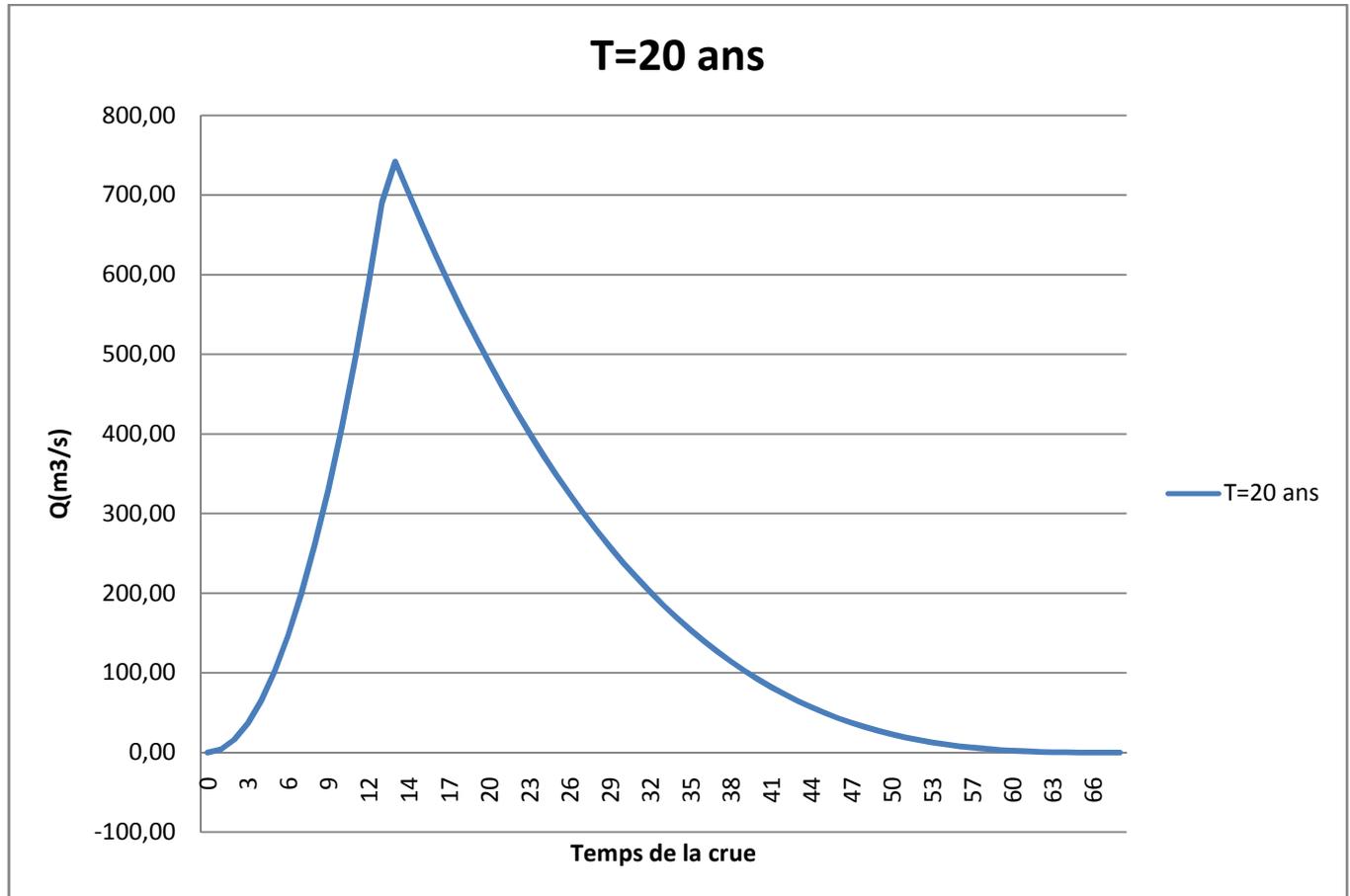


Figure I.19 : L'Hydrogramme de la crue de chantier

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

$$Q_{5\%} = 313.45 \text{ m}^3/\text{s}$$

I.5 Régularisation

L'étude de régularisation d'un barrage sur l'Oued d'El Arab 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.5.1. Répartition mensuel de l'apport 80%

Tableau I.29 : 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	Total
A (Mm^3)	0.86	1.52	2.14	2.77	2.32	2.08	1.9	1.73	1.11	0.42	0.35	0.41	17.62
Apport (%)	4,90	8,66	12,15	15,76	13,16	11,82	10,81	9,80	6,32	2,37	1,97	2,32	100

Source ANRH

I.5.2. Répartition mensuel des besoins

La répartition mensuelle des besoins est donnée dans le tableau suivant :

Tableau I.30 : Répartition mensuelle des besoins en eau :

Mois	Sep	Octs	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou
Besoin en %	11,98	0	0	0	0	0	0	6,99	12,98	16,97	20,96	17,97
Besoin en Mm^3	2,27	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0.5	2,86	3,28	4,12	4,28

Source ANBT

I.5.3. Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces» [3]

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.31 donne les coordonnées des courbes Hauteurs-Capacité-Surface

Tableau I.31 : Courbe topographiques et volumétriques :

Côtes (mNGA)	S (Km ²)	S _{moy} (Km ²)	ΔH	V _{part} (Mm ³)	V _{cum} (Mm ³)
326	0	0,05	4	0,2	0
330	0,71	0,181	10	1,81	0,2
340	0,41	0,321	10	3,21	2,01
350	1,05	0,859	10	8.59	5,22
360	2.77	1.534	10	15,34	13,81
370	5.34	1.757	10	17.57	29,15
380	8.85	2.575	10	25.75	46,72
390	14	3.052	10	30,52	72,47
400	,20.10	4.094	10	40,94	102,99
410	28.29				143,93

La courbe capacité hauteurs est représentée dans la figure I.20 ci- dessous

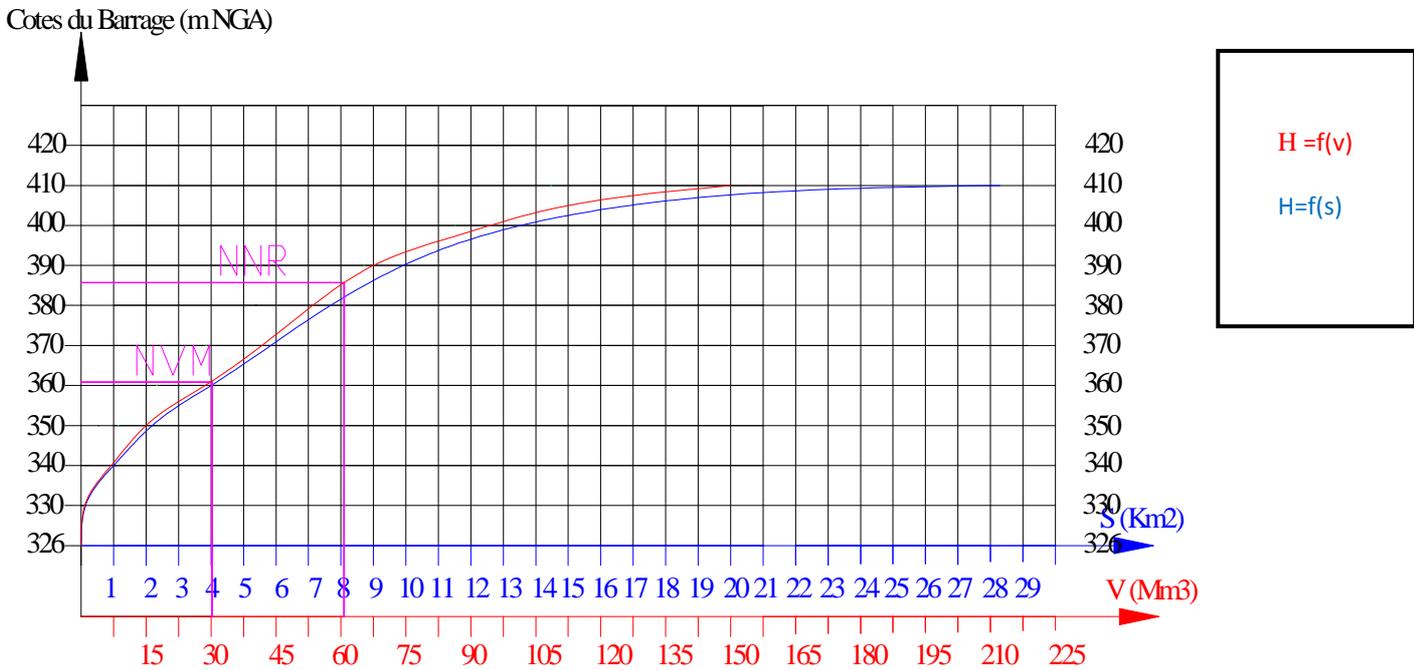


Figure I.20 : Courbe capacité hauteur et surface hauteur

I.5.4. Calcul du volume utile [4]

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 hydraulicité.
- ✓ 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 hydraulicité 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.5.5. 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.31. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm³).

Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes									
Mois	W (Mm3)	U (Mm3)	W-U (Mm3)	1ere consigne			2eme consigne		
				Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)	Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)
				29,63	29,63		29,31	29,63	0,32
Octobre	1,53	0	1,53	31,16	31,16		30,84	30,84	
Novembre	2,14	0	2,14	33,30	33,30		32,98	32,98	
Décembre	2,78	0	2,78	36,07	36,07		35,76	35,76	
Janvier	2,32	0	2,32	38,39	38,39		38,08	38,08	
Février	2,08	0	2,08	40,48	40,48		40,16	40,16	
Mars	1,90	0	1,90	42,38	42,38		42,06	42,06	
Avril	1,73	0,5	1,23	43,61	43,29	0,32	43,29	43,29	
Mai	1,11	2,86	-1,75	41,54	41,54		41,54	41,54	
Juin	0,42	3,28	-2,86	38,68	38,68		38,68	38,68	
Juillet	0,35	4,12	-3,77	34,91	34,91		34,91	34,91	

Août	0,41	4,28	-3,87	31,04	31,04		31,04	31,04	
Septembre	0,86	2,27	-1,41	29,63	29,63		29,63	29,63	
Total	17,63	17,31	0,32			0,32			0,32

Du tableau (I.29) on tire:

$$V_s = 13.98 \text{ Mm}^3$$

$$V_d = 13.66 \text{ Mm}^3.$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V_s > V_d \quad \text{D'ou : } V_u = V_d \quad \text{Alors : } \quad \mathbf{V_u = 13.66 \text{ Mm}^3}$$

Le volume normal de la retenue sera :

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

$$\mathbf{V_{NNR} = 43.29 \text{ Mm}^3}$$

I.5.6. 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 :

On a:
$$V_{ep} = E_s \cdot S_{moy} \dots\dots\dots(I.38)$$

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 :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \dots\dots\dots (I.39)$$

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.32 : Les volumes des pertes dans la retenue

Mois	V _{moy}	S _{moy}	Es	V _{ep}	V _{inf}	pertes
Oct	10,41	1,041	0,055	0,057255	0,1041	0,021613
Nov	14,2	1,42	0,018	0,02556	0,142	0,027167
Dec	19,72	1,972	0,005	0,00986	0,1972	0,007207
Jan	22,88	2,288	0,006	0,013728	0,2288	0,002242
Fev	22,88	2,288	0,024	0,054912	0,2288	0,043712
Mar	22,88	2,288	0,045	0,10296	0,2288	0,033176
Avr	22,88	2,288	0,083	0,189904	0,2288	0,04187
Mai	21,37	2,137	0,125	0,267125	0,2137	0,038082
Jui	17,74	1,774	0,168	0,298032	0,1774	0,027543
Jul	13,74	1,374	0,213	0,292662	0,1374	0,023006
Aou	10,8	1,08	0,184	0,19872	0,108	0,003067
Sep	9,37	0,937	0,104	0,097448	0,0937	0,019118

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

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

Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes (1er approximation)									
Mois	W (Mm3)	U+P (Mm3)	W-(U+P) (Mm3)	1ere consigne			2eme consigne		
				Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)	Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)
				29,63	29,63		29,63	29,63	
Octobre	1,53	0,02	1,5	31,13	31,13		29,6	29,63	0,03
Novembre	2,14	0,03	2,11	33,25	33,25		31,11	31,11	
Décembre	2,78	0,01	2,77	36,02	36,02		33,22	33,22	
Janvier	2,32	0	2,32	38,33	38,33		35,99	35,99	
Février	2,08	0,04	2,04	40,37	40,37		38,3	38,3	
Mars	1,9	0,03	1,87	42,24	42,24		40,34	40,34	
Avril	1,73	0,54	1,18	43,43	43,4	0,03	42,22	42,22	
Mai	1,11	2,9	-1,78	41,62	41,62		43,4	43,4	

Juin	0,42	3,31	-2,89	38,73	38,73		41,62	41,62	
Juillet	0,35	4,14	-3,8	34,93	34,93		38,73	38,73	
Août	0,41	4,28	-3,87	31,06	31,06		34,93	34,93	
Septembre	0,86	2,29	-1,43	29,63	29,63		31,06	31,06	
Total	17,63	17,6	0,03			0,03	29,63		0,03

Du tableau (I.33) : on a

$$V_s = 13.80 \text{ Mm}^3.$$

$$V_d = 13.77 \text{ Mm}^3.$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$V_s > V_d$ D'ou : $V_u = V_d$ Alors :

$$V_u = 13.77 \text{ Mm}^3$$

Le volume normal de la retenue sera :

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

$$V_{NNR} = 43.4 \text{ Mm}^3$$

Nous avons :

$$E = (V_u' - V_u) / V_u = (13,77 - 13,66) / 13,66 = 0,8\% < 2\%$$

Donc le volume utile saisonnier est de **13,77 Mm³**

I.5.7 Régularisation interannuelle [6]

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

$$V_u (\text{inter}) = (\beta_s + \beta_{\text{plur}}) W_o = \beta_s W_o + \beta_{\text{plur}} W_o \dots\dots\dots (I.40)$$

Avec:

β_s : composante saisonnière

β_{plur} : composante interannuel

W_o : l'apport moyen interannuel

Tableau I.34 : 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)	1,16	2,06	2,89	3,74	3,13	2,81	2,57	2,33	1,50	0,56	0,47	0,55	23,78
Apport (%)	4,90	8,66	12,15	15,76	13,16	11,82	10,81	9,80	6,32	2,37	1,97	2,32	100

On a trouvé le volume utile saisonnier en tenant compte des pertes, $V_u = \beta_s W_o = 13.77 \text{ Mm}^3$.

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

α : Coefficient de régularisation.

$P\%$: Probabilité de garantie

Cs : Coefficient d'asymétrie

Cv : 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.35 : Tableau de Radkovitch $r = f(M_0)$:

module spécifique M_0 (l/s.km ²)	>20	20-10	10 – 04	04-01	<1
r	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5

On a: $M_0 = 0.598 \text{ l/s/Km}^2 < 1$ donc, $r = 0,5$

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

$$P = 95\%$$

$$\alpha = 0,9$$

$$Cv = 0,45$$

$$Cs = 2Cv = 0,9$$

$$\beta_{plur} = 0,75$$

$$V_{plur} = \beta_{plur} W_0 = 0,75 \cdot 23,78 = 17,84 \text{ Mm}^3$$

Donc : $V_{u_{int}} = V_s + V_{plur} = 13,77 + 17,84 = 31,61 \text{ Mm}^3$

$$V_{u_{int}} = 31,61 \text{ Mm}^3$$

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

$$V_{NNR} = 29,63 + 31,61 = 61,24 \text{ Mm}^3$$

$$V_{NNR} = 61,24 \text{ Mm}^3$$

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

$$NNR = 387,5 \text{ m.NGA}$$

I.6. Laminage des crues

Introduction

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 :

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \quad \dots\dots\dots (I.41)$$

- Ou: Q : le débit entrant de la crue.
- q: le débit déversé par l'évacuateur de crue.
- S: la surface du plan d'eau de la cuvette.

Le débit cumulé à l' instant 't'est:

$$Q - q = S \cdot (dh / dt) \quad \dots\dots\dots (I.42)$$

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-analytiques. Les résultats sont les suivants :

I.6.1. La méthode de KOCHERINE [4]

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:

$$Q = mb\sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}} \quad \dots\dots\dots (I.43)$$

- 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.

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} \quad \dots\dots\dots (I.44)$$

H₀:charge globale.

V₀:vitesse d'approche d'eau déterminée d'abord dans le lit d'après la formule:

$$V_0 = \frac{Q}{S} \quad \text{Avec: } S = b \cdot H$$

Tous les résultats sont rassemblés dans le tableau I.36:

Tableau I.36 : Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE :

données	valeurs	Largeur (m)	Hauteur (m)	Débit (m ³ /s)	Surface(²m)	Vitesse (m²/s)	Vd(³m)
G	9,81	200	0,5	153,46	100	1,53	260000
a	1	205	1	444,89	205	2,17	1660000
2*g	19,62	210	1,5	837,26	315	2,66	3060000
(2.g)^{0,5}	4,429	215	2	1319,73	430	3,07	4510000
Q_{1%}	3660	220	2,5	1887,27	550	3,43	5910000
W_{1%}	444690000	225	3	2537,27	675	3,76	7410000
m	0,49	230	3,5	3268,37	805	4,06	8760000
		235	4	4079,99	940	4,34	10110000
		240	4,5	4972,01	1080	4,6	11660000
		245	5	5944,6	1225	4,85	13110000
		250	5,5	6998,19	1375	5,09	14510000
		255	6	8133,34	1530	5,32	16060000
		260	6,5	9350,72	1690	5,53	17510000
		265	7	10651,1	1855	5,74	19000000
		270	7,5	12035,3	2025	5,94	20310000
		275	8	13504,2	2200	6,14	21760000

On fait le calcul en variant la largeur (**b**) de (200 à 275) m selon la formule

$$Q = mb\sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}}$$

Les résultats sont donnés par les tableaux suivants:

Tableau I.37 : Détermination de H_0 et Q en fonction de b

h	v	h total	débit m ³ /s															
			200	205	210	215	220	225	230	235	240	245	250	255	260	265	270	275
0.5	1,53	0,6	212	217,3	222,6	227,9	233,2	238,4	243,7	249	254,3	259,6	264,9	270,2	275,5	280,8	286,1	291,4
1	2,17	1,2	599,5	614,5	629,5	644,5	659,5	674,4	689,4	704,4	719,4	734,4	749,4	764,4	779,4	794,3	809,3	824,3
1.5	2,66	1,9	1101	1128,9	1156	1184	1211,5	1239	1267	1294,1	1321,6	1349,2	1377	1404	1431,8	1459,3	1487	1514,4
2	3,07	2,5	1696	1738	1780	1823	1865,2	1908	1950	1992,4	2034,8	2077,2	2120	2162	2204,3	2246,7	2289	2331,5
2.5	3,43	3,1	2370	2429	2488	2548	2606,7	2666	2725	2784,4	2843,7	2902,9	2962	3021	3080,7	3139,9	3199	3258,4
3	3,76	3,7	3115	3193	3271	3349	3426,6	3505	3582	3660,2	3738,1	3816	3894	3972	4049,6	4127,5	4205	4283,3
3.5	4,06	4,3	3926	4023,6	4122	4220	4318	4416	4514	4612,4	4710,6	4808,7	4907	5005	5103,1	5201,2	5299	5397,5
4	4,34	5	4796	4915,9	5036	5156	5275,6	5396	5515	5635,3	5755,2	5875,1	5995	6115	6234,8	6354,7	6475	6594,5
4.5	4,6	5,6	5723	5865,9	6009	6152	6295,1	6438	6581	6724,3	6867,4	7010,4	7154	7297	7439,6	7582,7	7726	7868,8
5	4,85	6,2	6703	6870,2	7038	7205	7372,9	7540	7708	7875,6	8043,1	8210,7	8378	8546	8713,4	8881	9049	9216,1
5.5	5,09	6,8	7733	7926,1	8119	8313	8506	8699	8893	9086	9279,3	9472,6	9666	9859	10053	10246	10439	10633
6	5,32	7,4	8815	9035,1	9256	9476	9696,2	9917	10137	10357	10578	10798	11019	11239	11459	11680	11900	12120
6.5	5,53	8,1	9935	10183	10432	10680	10928	11177	11425	11673	11922	12170	12419	12667	12915	13164	13412	13660
7	5,74	8,7	11103	11381	11658	11936	12213	12491	12768	13046	13324	13601	13879	14156	14434	14711	14989	15267
7.5	5,94	9,3	12309	12617	12925	13233	13540	13848	14156	14464	14771	15079	15387	15695	16002	16310	16618	16926
8	6,14	9,9	13567	13907	14246	14585	14924	15263	15603	15942	16281	16620	16959	17298	17638	17977	18316	18655

Tableau I.38 : Débits déversants en fonction de h et b et le volume de crue :

h	Vch	q	débit m ³ /s															
			200	205	210	215	220	225	230	235	240	245	250	255	260	265	270	275
m	m ³	m																
0.5	260000	3109	212	217,25	222,6	227,9	233,15	238,5	243,8	249,05	254,35	259,65	264,9	270,2	275,54	280,84	286,1	291,44
1	1660000	3099	599,5	614,49	629,5	644,5	659,45	674,4	689,4	704,41	719,4	734,39	749,4	764,4	779,35	794,34	809,3	824,31
1.5	3060000	3090	1101	1128,9	1156	1184	1211,5	1239	1267	1294,1	1321,6	1349,2	1377	1404	1431,8	1459,3	1487	1514,4
2	4510000	3079	1696	1738	1780	1823	1865,2	1908	1950	1992,4	2034,8	2077,2	2120	2162	2204,3	2246,7	2289	2331,5
2.5	5910000	3070	2370	2429	2488	2547	2606,7	2666	2725	2784,4	2843,7	2902,9	2962	3021	3080,7	3139,9	3199	3258,4
3	7410000	3059	3115	3193	3271	3349	3426,6	3504	3582	3660,2	3738,1	3816	3894	3972	4049,6	4127,5	4205	4283,3
3.5	8760000	3050	3926	4023,6	4122	4220	4318	4416	4514	4612,4	4710,6	4808,7	4907	5005	5103,1	5201,3	5299	5397,5
4	10110000	3040	4796	4915,9	5036	5156	5275,6	5396	5515	5635,3	5755,2	5875,1	5995	6115	6234,8	6354,7	6475	6594,5
4.5	11660000	3029	5723	5865,9	6009	6152	6295,1	6438	6581	6724,3	6867,4	7010,4	7154	7297	7439,6	7582,7	7726	7868,8
5	13110000	3019	6703	6870,2	7038	7205	7372,9	7540	7708	7875,6	8043,1	8210,7	8378	8546	8713,4	8881	9049	9216,1
5.5	14510000	3009	7733	7926,1	8119	8313	8506	8699	8893	9086	9279,3	9472,6	9666	9859	10053	10246	10439	10633
6	16060000	2999	8815	9035,1	9256	9476	9696,2	9917	10137	10357	10578	10798	11018	11239	11459	11680	11900	12120
6.5	17510000	2989	9935	10183	10432	10680	10928	11177	11425	11673	11922	12170	12419	12667	12915	13164	13412	13660
7	19000000	2978	11103	11381	11658	11936	12213	12491	12768	13046	13323	13601	13879	14156	14434	14711	14989	15267
7.5	20310000	2969	12309	12617	12925	13233	13540	13848	14156	14464	14771	15079	15387	15695	16002	16310	16618	16926
8	21760000	2959	13567	13907	14246	14585	14924	15263	15602	15942	16281	16620	16959	17298	17638	17977	18316	18655

Tableau I39: récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.

Largeur(m)	Hauteur	Débit laminé (m ³ /s)
200	3	3115,1
210	2,9	3114,32
220	2,8	3098,64
230	2,7	3068,08
240	2,6	3022,58
250	2,5	2962,2
260	2,4	2905,39
270	2,3	2835,1

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:

$$Q_{lam} = Q_{\%} \left(1 - \frac{V_{ch}}{V_{cr}}\right) \dots\dots\dots(I.45)$$

$Q_{\%}$: débit maximum de crue considérée en m³/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 m³.

$$V_{cr} = \frac{1}{2} q_{\%} T_b \dots\dots\dots(I.46)$$

T_b : temps global de la crue.

D'après le **tableau I.37**, on trace des courbes croissantes représentées dans la **Figure I.21**.

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.38**, 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.

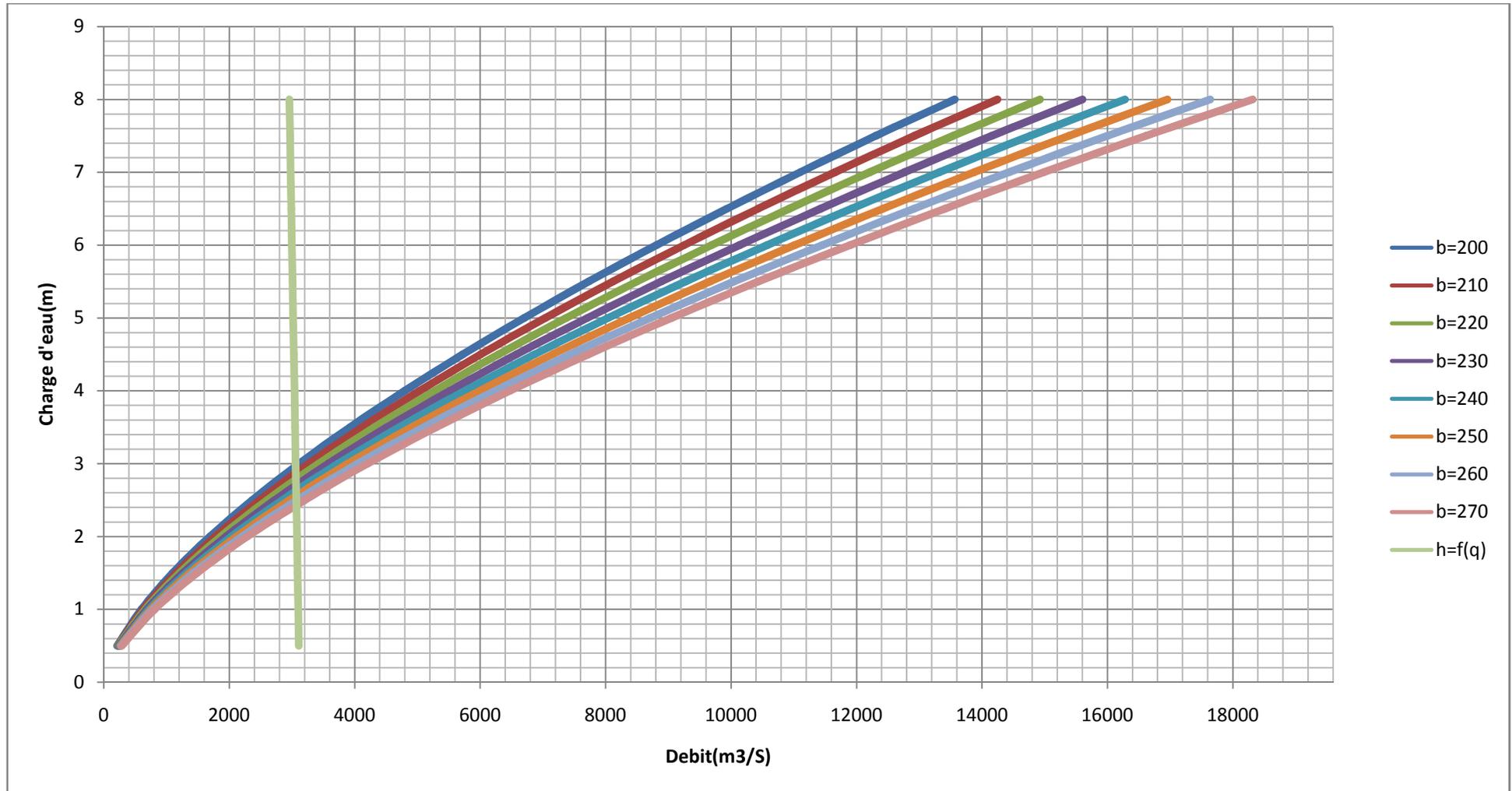


Figure I.21 : Courbes de $H = f(Q, q)$

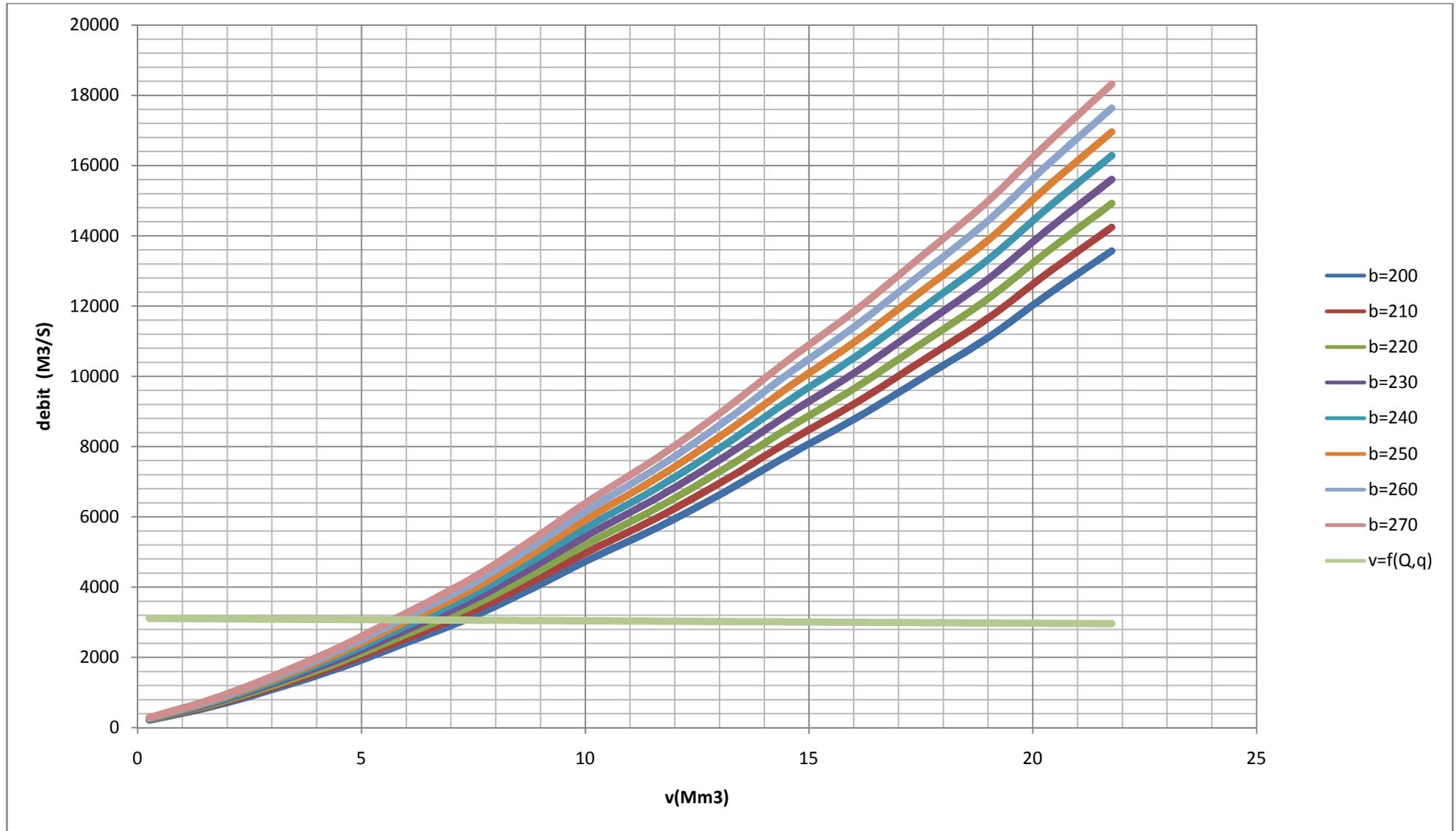


Figure I.22 : COURBES V=f (Q,q)

I.6.3. Etude d'optimisation [8]

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.

II.6.3.1 La revanche [8]

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 :

$$R = H + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (I.47)$$

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

A- Formule de Stevenson

$$H = 0.75 + 0.34 F^{0.5} - 0.26 F^{0.25} \dots\dots\dots (I.48)$$

F : le Fetch F = 3 Km.

B- Formule de Molitor

$$H = 0.75 + 0.032 (U.F)^{0.5} - 0.27 F^{0.25} \dots\dots\dots (I.49)$$

U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ; U= 9.86 Km/h.

C- Formule de Mallet-paquant

$$H = 0.5 + 0.33 (F)^{0.5} \dots\dots\dots (I.50)$$

Il existe aussi la formule simplifiée pour qui donne directement la revanche :

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots (I.51).$$

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

$$V = 1.5 + 2H \dots\dots\dots (I.52)$$

H : hauteur des vagues (m).

Le tableau ci-après récapitule les résultats obtenus par les différentes formules :

Tableau I.40 : Les différents résultats de la revanche.

Formule	H (m)	V (m/s)	R (m)
Stevenson	1	3.5	1.62
Molitor	0.57	2.64	0.92
Mallet-paquant	1.07	3.64	1.74
Simplifiée	*	*	1.52

Pour des raisons de sécurité on prend : **R=2 m**

I.6.3.2. La largeur en crête [8]

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 :

- **Formule T.KNAPPEN** $b_{cr}=1.65H_b^{0.5}$ (I.53)
- **Formule E.F.PREECE** $b_{cr}=1.1H_b^{0.5}+1$ (I.54)
- **Formule SIMPLIFIEE** $b_{cr}=3.6.H_b^{1/3}-3$ (I.55)

Avec : H_b : Hauteur du barrage (m).

$$H_b= NNR - C_f + h_{dév} + R + t \text{ (I.56).}$$

On admet une valeur de $t=0.5$ m pour le tassement des barrage en BCR.

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

Tableau I.41 : les hauteurs du barrage pour différentes charges déversées.

B déversoir	NPHE	H deverse	Hb	largeur en crete			moy	cote crete
				KNAPPEN	PREECE	SIMPLIFIEE		
200	390,50	3	73,00	14,10	10,40	11,83	12,11	393,00
210	390,40	2,9	72,90	14,09	10,39	11,83	12,10	392,90
220	390,30	2,8	72,80	14,08	10,39	11,82	12,09	392,80
230	390,20	2,7	72,70	14,07	10,38	11,81	12,09	392,70
240	390,10	2,6	72,60	14,06	10,37	11,81	12,08	392,60
250	390,00	2,5	72,50	14,05	10,37	11,80	12,07	392,50
260	389,90	2,4	72,40	14,04	10,36	11,79	12,06	392,40
270	389,80	2,3	72,30	14,03	10,35	11,78	12,06	392,30

On opte pour une largeur en crête : $b_{cr}=13m$.

I.6.3.4. Calcul du volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage, on peut calculer les volumes de la digue correspondants aux différentes largeurs déversantes, en utilisant les formules citées précédemment.

Le volume et le coût des différentes digues sont donnés dans le tableau ci-après.

Tableau I.42 : volume et coût de la digue pour différentes largeurs déversantes.

B deversoir	volume de la digue	cout de digue
M	m ³	million de DA
200	2057611,54	11522,62462
210	2029075,83	11362,82462
220	2026474,01	11348,25444
230	2019219,25	11307,62782
240	2011097,44	11262,14567
250	2003766,4	11221,09186
260	1997140,66	11183,98772
270	1990644,41	11147,60872

Remarque : Pour le fruit des talus amont et aval de la digue on prend de la digue aval on prend 1/0.85 mètres, et pour Le prix du mètre cube du BCR est estimé à 5600 DA.

I.6.3.5. Calcul du coût de l'évacuateur de crues

Vu que le bassin de dissipation garde leur profil pour les différentes largeurs déversantes, on va donc tenir compte que du seuil déversant, du canal d'approche et du coursier.

I.6.3.6. Coût du déversoir

On va envisager le déversoir type « Creager » ce dernier s'adapte mieux à la lame d'eau de façon que celle-ci ne puisse pas se décoller et n'exerce pas d'effort sur le parement. Le déversoir sera construit en BCR.

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

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

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

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{dév} = S \cdot b \dots\dots\dots (I.58).$$

S : Section transversale (m²).

b : Largeur déversante (m).

On trace la courbe pour les différentes largeurs déversantes (b) qui correspondent aux différentes charges déversantes (h). Ainsi on détermine la section transversale qui nous mène à déterminer le volume du déversoir.

Le prix du mètre cube du BCR est estimé à 5600 DA.

Tableau I.43 : Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs

Profil N°	B (m)	h_{dév} (m)	S (m²)	V (m³)	Coûts (Millions de DA)
1	200	3	2280,30	456060,12	2553,936658
2	210	2,9	2265,53	475760,38	2664,258105
3	220	2,8	2282,62	502177,42	2812,193571
4	230	2,7	2300,63	529145,66	2963,215713
5	240	2,6	2317,89	556293,02	3115,24093
6	250	2,5	2335,23	583808,37	3269,326885
7	260	2,4	2352,69	611698,88	3425,513721
8	270	2,3	2370,26	639969,69	3583,83027

I.6.3.7. Coût du coursier

On opte pour un coursier de section rectangulaire pour assurer les bonnes conditions de l'écoulement. La longueur approximative du coursier est 190 mètre (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} * L_{\text{cou}} \dots\dots\dots (I.59).$$

L'épaisseur du radier et des murs bajoyers est prise égale à 0,5 mètres et l'épaisseur du radier et de 0,9 m

La largeur du coursier est égale à la largeur du déversoir pour cause qu'on a un déversoir centrale incorporé dans la digue.

Le tableau I.44 nous donne les résultats de calcul du coût du coursier pour les différentes largeurs déversantes.

Tableau I.44 : Récapitulatif des coûts du coursier pour différentes largeurs déversantes

largeur déversants (m)	q (m ³ /s)	b _c (m)	volume du béton (m ³)	Coût de coursier (millions de DA)
200	3115,1	200	13776,4807	77,14829191
210	3114,324	210	14427,56916	80,79438727
220	3098,644	220	15206,83878	85,15829717
230	3068,08	230	15994,49409	89,5691669
240	3022,58	240	16790,53508	94,02699647
250	2962,2	250	17594,96176	98,53178586
260	2905,388	260	18407,77412	103,0835351
270	2835,1	270	19228,97217	107,6822441

Tableau I.45 : récapitulatif des prix totaux pour les différentes largeurs déversantes.

Coupes de Barrage N°	b (m)	h (m)	H _b (m)	Coût (Millions de DA)			
				Digue	Déversoir	Coursier	Global
1	200	3	73	11522,62462	2553,936658	77,14829191	14153,70957
2	210	2,9	72,9	11362,82462	2664,258105	80,79438727	14107,87711
3	220	2,8	72,8	11348,25444	2812,193571	85,15829717	14245,60631
4	230	2,7	72,7	11307,62782	2963,215713	89,5691669	14360,4127
5	240	2,6	72,6	11262,14567	3115,24093	94,02699647	14471,4136
6	250	2,5	72,5	11221,09186	3269,326885	98,53178586	14588,95053
7	260	2,4	72,4	11183,98772	3425,513721	103,0835351	14712,58498
8	270	2,3	72,3	11147,60872	3583,83027	107,6822441	14839,12123

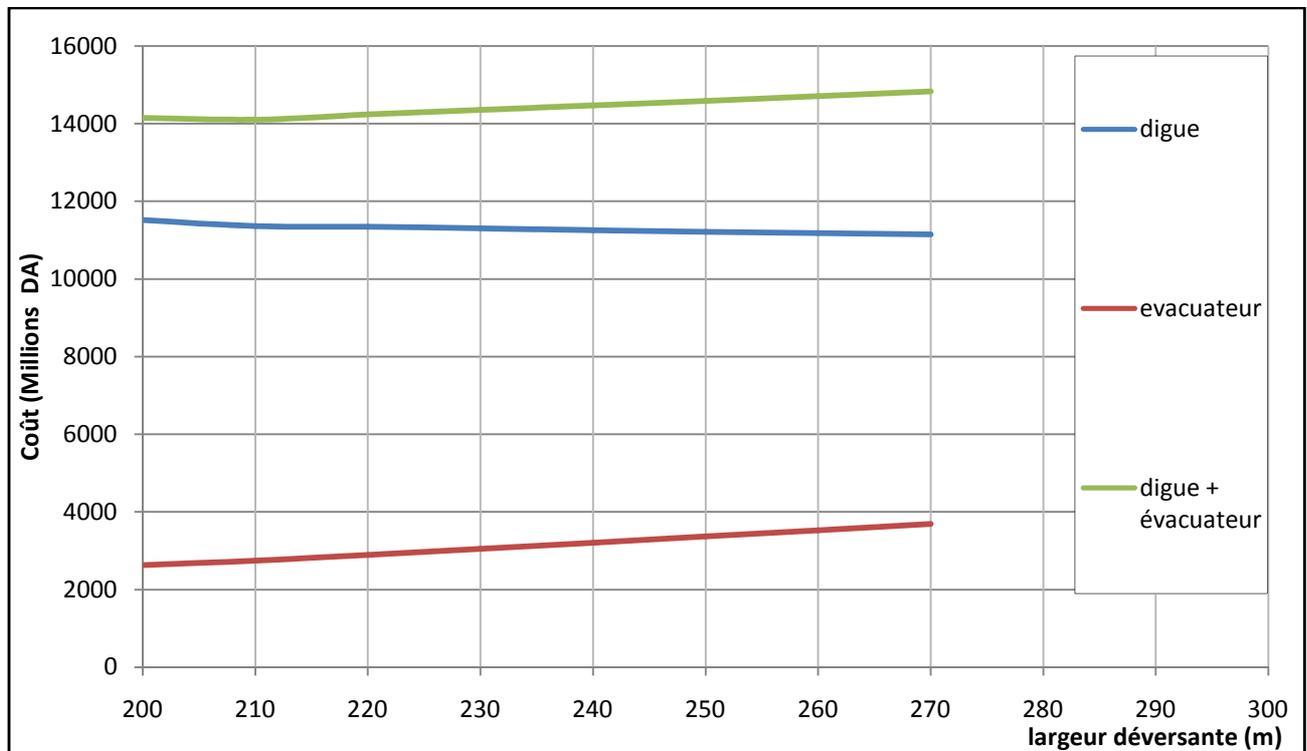


Figure I.23 : courbe d'optimisation.

Conclusion :

Après avoir tracé la courbe d'optimisation de la digue et de l'évacuateur de crue (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 « $b = 210 \text{ m}$ » ce qui correspond à une hauteur déversée $h = 2.9 \text{ m}$ et un débit laminé $Q = 2250,93 \text{ m}^3/\text{s}$. avec une hauteur du barrage $H_b = 72.9 \text{ m}$, à une côte en crête optimale de la digue égale à 392.4 m NGA .

I.6.4 laminage pour un déversoir de largeur $b=210$ m [4]

Connaissant cette largeur, on va calculer et tracer la courbe des débits déversant en fonction de la variation du volume d'eau au dessus du déversoir en prenant un pas de 2 heures.

Tableau I.46 : les volumes et les débits déversant.

Courbe des débits déversants pour $b = 210$ m					
Cotes (m)	H_d (m)	q (m ³ /s)	$1/2 q\Delta t$ (m ³)	V (Mm ³)	$V+1/2q\Delta t$ (Mm ³)
387,5	0	0,00	0	61,24	61,24
387,6	0,1	14,41	51888,05	61,44	61,49
387,7	0,2	40,77	146761,58	61,75	61,90
387,8	0,3	74,89	269618,23	61,96	62,23
387,9	0,4	115,31	415104,43	62,12	62,54
388	0,5	161,15	580126,07	62,25	62,83
388,1	0,6	211,83	762595,53	62,51	63,27
388,2	0,7	266,94	960980,19	62,73	63,69
388,3	0,8	326,14	1174092,62	62,91	64,08
388,4	0,9	389,16	1400977,44	63,11	64,51
388,5	1	455,79	1640844,32	63,34	64,98
388,6	1,1	525,84	1893025,24	63,54	65,43
388,7	1,2	599,15	2156945,87	63,72	65,88
388,8	1,3	675,58	2432105,48	63,93	66,36
388,9	1,4	755,02	2718062,45	64,17	66,89
389	1,5	837,34	3014423,49	64,32	67,33
389,1	1,6	922,45	3320835,41	64,51	67,83
389,2	1,7	1010,27	3636978,71	64,76	68,40
389,3	1,8	1100,71	3962562,59	64,98	68,94
389,4	1,9	1193,70	4297320,83	65,17	69,47
389,5	2	1289,17	4641008,57	65,34	69,98
389,6	2,1	1387,06	4993399,57	65,67	70,66
389,7	2,2	1487,30	5354283,94	65,89	71,24

389,8	2,3	1589,85	5723466,31	66,12	71,84
389,9	2,4	1694,66	6100764,20	66,34	72,44
390	2,5	1801,67	6486006,66	66,51	73,00
390,1	2,6	1910,84	6879033,10	66,81	73,69
390,2	2,7	2022,14	7279692,31	67,02	74,30
390,3	2,8	2135,51	7687841,56	67,28	74,97
390,4	2,9	2250,93	8103345,83	67,59	75,69

A partir de ce tableau, on remarque que les débits déversés augmentent considérablement en disproportion avec la hauteur qui elle augmente que de très peu à savoir de 0.1 m.

La figure si dessous nous présente la courbe des débits déversants.

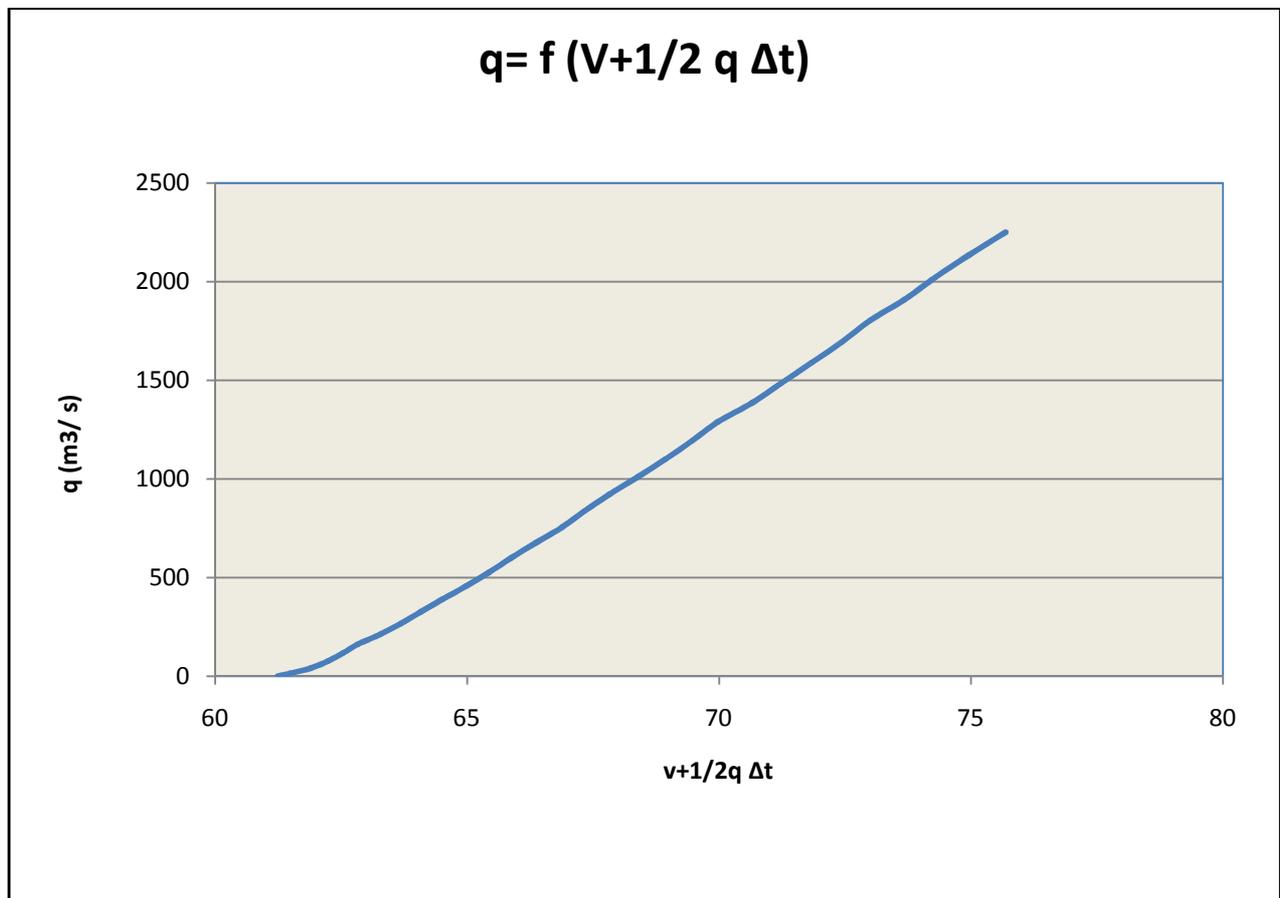


Figure I.24: courbe des débits déversants.

Le laminage se fait comme suit :

- ✓ Pour $t=0$ on a $V_1=V_{NNR}$.
- ✓ de la courbe $q=f(V+1/2 q \Delta t)$ on tire q_1 .

On calcule

$$\checkmark (\bar{Q}_1 - q_1) \text{ et } (\bar{Q}_1 - q_1) \Delta t$$

$$\checkmark V_2 = V_1 + (\bar{Q}_1 - q_1) \Delta t$$

On suit les mêmes procédures pour calculer les autres volumes et débits. On arrête à l'obtention de V_{NNR} à nouveau.

Les résultats de la méthode de Hildenblate sont représentés dans **l'annexe III**

Le tableau suivant récapitule les résultats de l'étude hydrologique et du laminage des crues.

Tableau I.47 : caractéristiques du barrage

Dénomination	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm ³	29.63
Volume utile saisonnier	Mm ³	13.77
Volume utile interannuel	Mm ³	31.61
Volume au NNR	Mm ³	61.24
Cote du fond	m NGA	320
Cote NVM	m NGA	361.4
Cote NNR	m NGA	387.5
Cote NPHE	m NGA	390.4
Cote en crête	m NGA	392.4
Largeur en crête	m	13
Largeur du déversoir	m	210
Charge déversée	m	2.9

Conclusion

Au terme de ce chapitre on a pu déterminer tous les paramètres hydrologiques nécessaires pour la conception de notre barrage, à savoir les caractéristiques hydro-morphologiques et hydro-morpho-métriques du bassin versant ainsi que les caractéristiques du futur barrage. Mais, on voit clairement une divergence entre les résultats obtenus et ceux de l'étude de faisabilité, cette divergence est due à plusieurs facteurs qui se rapportent à :

- Avis du concepteur.
- Différence entre les méthodes et formules utilisées dans les deux études.
- Etendue 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 obtenues dans cette étude.

Introduction :

Les barrages en terre peuvent être constitués de matériaux de construction de caractéristiques variées, à la différence des barrages en béton ou même en enrochements dont les matériaux constitutifs leurs caractéristiques sont comprises dans des fourchettes beaucoup plus étroites.

Pour faire un choix plus raisonnable de la variante à retenir et celle à écarter on doit déterminer les dimensions de ces dernières, ainsi que le choix des matériaux de construction des différentes variantes.

II étude des variantes :

II-1 profil général de barrage.

II-1-1 Hauteur de barrage :

II-1-1-2 Calcul de 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.

Elle est donnée par la formule suivante :

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (II.1).$$

Avec : H :hauteur des vagues (m).

V :vitesse des vagues (m/s).

Pour la hauteur des vagues il existe plusieurs formules :

a) Formule de Stevenson :

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (II.2).$$

Avec : F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch (F = 3. km).

b) Formule de Molitor :

$$H = 0.75 + 0.032 (U.F)^{0.5} - 0.27 F^{0.25} \dots\dots\dots (II.3).$$

Avec : U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ; U= 9.86 Km/h.

c) Formule de Mallet-paquant :

$$H=0.5+0.33(F)^{0.5} \dots\dots\dots(II.4).$$

Il existe aussi la formule simplifiée pour qui donne directement la revanche :

$$R = 1+0,3 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots(II.5).$$

Le tableau ci-après récapitule les résultats obtenus par les différentes formules :

Tableau II.1: les différents résultats de la revanche.

Formule	H (m)	V (m/s)	R (m)
Stevenson	1	3.5	1.62
Molitor	0.57	2.64	0.92
Mallet-paquant	1.07	3.64	1.74
Simplifiée	*	*	1.52

Pour des raisons de sécurité on prend : **R= 2 m**

II-1-1-3 Calcul de tassement:

On admet une valeur de $t = 0,5m$ pour le tassement du barrage.

T=Tassement de la crête du barrage **T=0.5m**

H_b =Hauteur du barrage

$$H_b = NNR - C_f + h_{dev} + R + T = 387.5 - 320 + 2.9 + 2 + 0.5 = 72.9$$

On prend $H_b = 72.9 m$

II-1-1-4 Largeur en crête :

La largeur en crête peut être calculée par les différentes formules suivantes :

a) Formule de KNAPEN :

$$b_{cr} = 1,65 \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (II.6).$$

b) Formule de F-PREECE :

$$b_{cr} = (1,1\sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots (II.7).$$

c) Formule simplifiée :

$$b_{cr} = 3,60\sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots (II.8).$$

Avec : H_b : Hauteur du barrage (m).

$$H_b = NNR - C_f + h_{dev} + R + t \dots\dots\dots (II.9).$$

Le tableau suivant nous donne les résultats :

Tableau II.2 : les hauteurs du barrage pour différentes charges déversées.

B déversoir	NPHE	H deverse	Hb	largeur en crete			moy	cote crete
				KNAPPEN	PREECE	SIMPLIFIEE		
200	390,50	3	73,00	14,10	10,40	11,83	12,11	393,00
210	390,40	2,9	72,90	14,09	10,39	11,83	12,10	392,90
220	390,30	2,8	72,80	14,08	10,39	11,82	12,09	392,80
230	390,20	2,7	72,70	14,07	10,38	11,81	12,09	392,70

240	390,10	2,6	72,60	14,06	10,37	11,81	12,08	392,60
250	390,00	2,5	72,50	14,05	10,37	11,80	12,07	392,50
260	389,90	2,4	72,40	14,04	10,36	11,79	12,06	392,40
270	389,80	2,3	72,30	14,03	10,35	11,78	12,06	392,30

On opte pour une largeur en crête de 13 m.

II-1-1-5 La longueur en crête:

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

$$L = 940 \text{ m.}$$

II-1 1^{ère} variante : barrage en béton compacté au rouleau (BCR) :

La section type de la variante :

Elle possède les caractéristiques suivantes

La hauteur de barrage :

$$H_b = 72.9 \text{ m ;}$$

La revanche :

La revanche est calculée par différentes formules et on a obtenus la valeur de **R= 2m.**

La charge déversante :

$$H_d = 2.9 \text{ m}$$

Le niveau normal de la retenue :

$$\text{NNR} = 387.5 \text{ m}$$

Le niveau de crête :

Le niveau de couronnement est fixé à la cote suivante :

$$N_{cr} = \text{NNR} + H_d + R = 387.5 + 2.9 + 2 = 392.4 \text{ m}$$

La largeur en crête :

Un couronnement de 8 m de largeur qui garantit la bonne mise en place du béton compacté au rouleau et l'accès sur le couronnement à partir des deux rives

II-1-2-1 Granulats pour le remblai dur du barrage

Origine :

Les granulats pourront provenir des dépôts alluvionnaires situés à proximité immédiate du site du barrage. au droit de l'axe, sur la rive droite. des essais los Angeles donne des valeurs montrant que l'on peut obtenir des agrégats à béton de bonne qualité.

Les granulats constitutifs le remblai dur devront être inscrits dans le fuseau granulométrique ci-dessous.

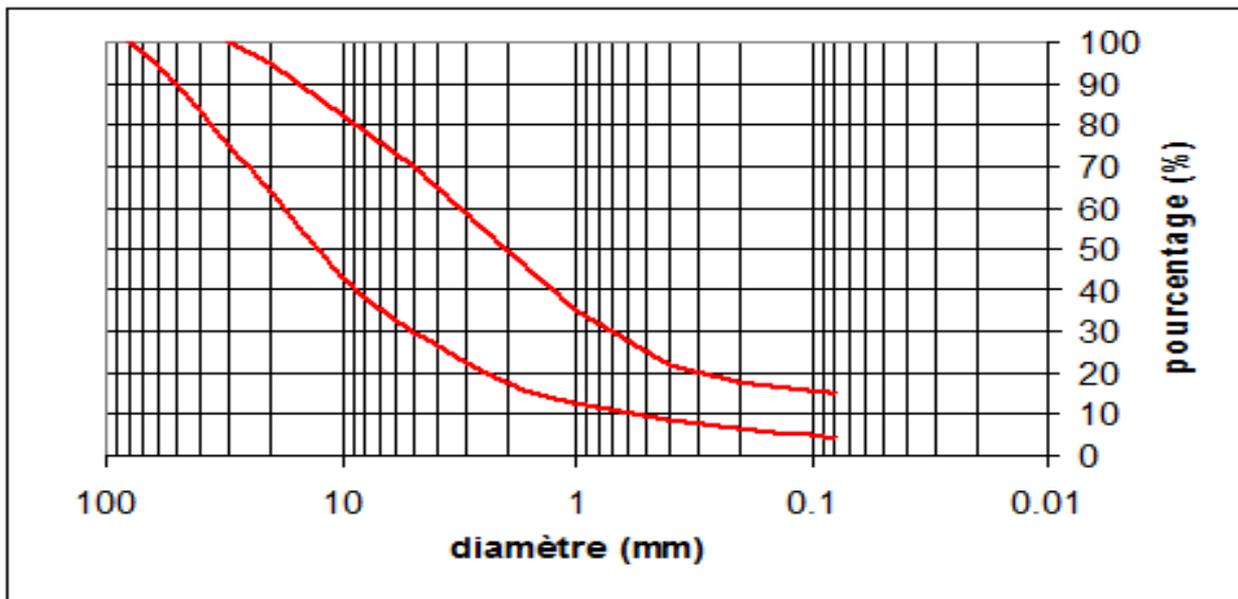


Figure II .1 : fuseau granulométrique des granulats pour remblai dur.

II -1-2-2 Béton pour remblai dur :

L'installation de fabrication du béton doit permettre de doser par pesage les granulats, ciment et eau, les adjuvants éventuels étant dosés par méthode volumétrique.

La centrale à béton doit être munie d'appareils de mesure de la teneur en eau des agrégats. La précision est de + ou - 2 %. La teneur en eau des agrégats est mesurée au moins deux fois par jour. Un équipement de la centrale permet la correction automatique des quantités d'eau des granulats à introduire.

Le dosage pondéral automatique est exigé pour chaque catégorie de granulats, pour le ciment et pour l'eau de gâchage. Un dispositif permet la vérification facile de l'exactitude des pesées, les balances étant étalonnées au début du chantier et au moins une fois par semaine.

II-1-3-1 l'étanchéité du barrage :

Le parement amont constitue la surface de contact avec l'eau de la retenue. Pour remplir son rôle de protection, il doit être conçu pour résister aux actions agressives susceptibles de contaminer, à moyen ou long terme, le béton de masse du barrage. Pailleurs, comme il peut être soumis à des contraintes de traction, sa pérennité exige une qualité d'exécution très soignée.

l'étanchéité de barrage sera donc assurée par des parements en béton conventionnel vibré (B.C.V.), qui va assurer la résistance à la traction qui peut se développer sur la face amont de l'ouvrage. La structure dispose de joints transversaux 'indispensable pour limiter la fissuration du béton sous les effets du retrait ou des dilatations thermiques. Ces joints doivent être traités avec le plus grand soin pour qu'ils soient étanches.

II -1-3-2 Description des parements :

- Un parement amont vertical 1/1.
- Épaisseur de parement BCV 1m
- Un parement aval vertical entre les cotes 392.4 m et 382.9 m, en marches d’escalier de pente moyenne 1V / 0.85H entre les cotes 382.9 m et le niveau de la fondation
- Une fondation placée environ 3 m au-dessous du niveau du rocher. Ce niveau de la fondation sera égal à 314.00 m pour la section centrale déversante et 320.00 m pour la section la plus haute non déversante.

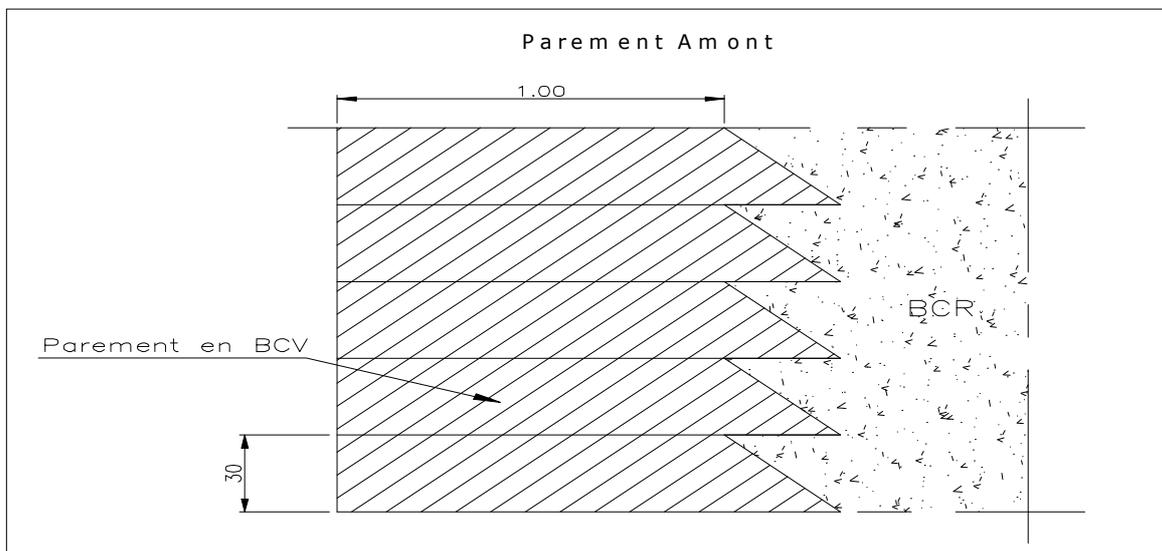


Figure II .2: masque amont en (BCV).

II -1-3-3 Disposition des joints :

- les joints water stop sont poses chaque 10 m

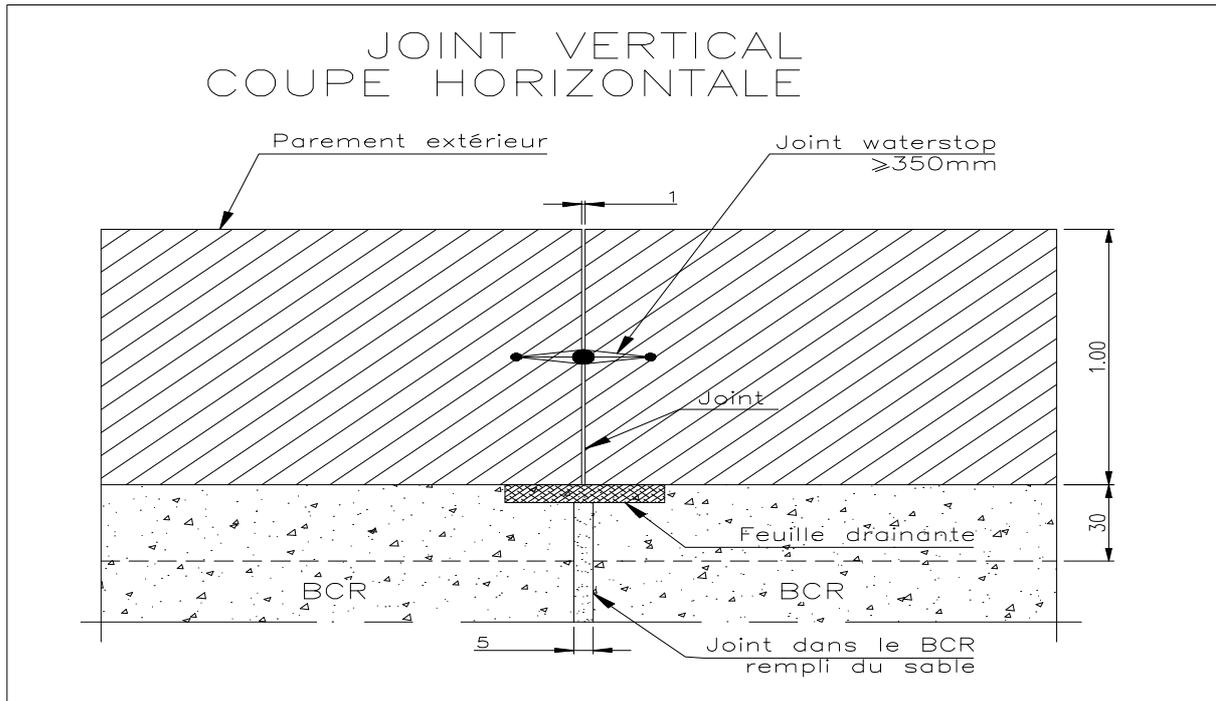


Figure II.3: Détail de drain vertical.

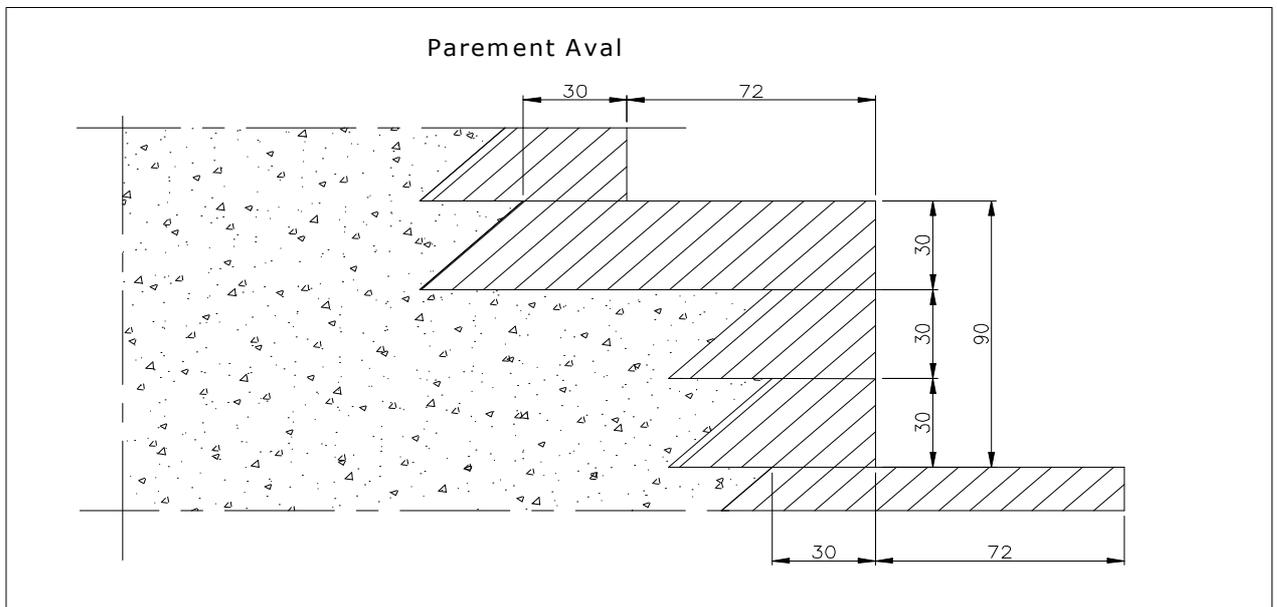


Figure II.4 : masque amont en (BCV).

II -1-4 La technique de construction :

Le béton n'est plus coulé dans les coffrages, ni vibré avec des aiguilles, mais il est répondu avec des engins de terrassements routiers. L'épaisseur de couches varie de 30 à 60 cm. L'objectif principal est de ne rajouter aux granulats que la quantité d'eau nécessaire à l'hydratation de ciment. les dosages en ciment est d'environ 100kg/m³, ce qui réduit

l'échauffement thermique et donc le nombre de joints. les granulats utilisés pour le corps du barrage sont en général une grave recomposé.

II -2- 2^{ème} variante à noyau d'argile avec recharges en enrochements et graviers.

Pour un barrage à noyau centrale d'argile on a opté les pentes suivantes :

On prend $m_1=1/2.25$ et $m_2 =1/2$.

Et la largeur en crête de 13 m

II-2-1-1 Protection des talus

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux de pluie, au renard provoqué par le ressuyage des eaux de saturation du barrage, en ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues ainsi que la vidange rapide.

II-2-2-1 Talus aval :

On prévoit 02 risbermes parallèles à la ligne de crête qui interceptent les eaux de ruissellement avant qu'elles ne parviennent au pied de talus avec une vitesse élevée. Un enrochement (graviers grossiers) de pierre reposant sur un filtre (lit de gravier et sable) d'épaisseur (2 m).

II-2-2-2 Talus amont :

On a choisi de protéger le talus amont par enrochement en vrac car il présente des avantages tels que :

- l'économie de l'exécution ;
- le rapidité d'exécution ;
- pas couteux.

L'épaisseur de cet enrochement varie de 0,3m à 1,0m à condition que les éléments de celui-ci doivent être valable que 50% des pierres aient un diamètre >20cm et les éléments les plus petits n'ayant pas un diamètre <10cm, et les coefficients d'hétérogénéité ne devra pas dépasser une valeur supérieur à 50 c'est-à-dire $d_{60}/d_{10} < 50$. cet enrochement doit avoir les caractéristiques suivantes :

- insoluble dans l'eau ;
- avoir une forte résistance au cisaillement ;
- avoir une forte densité.

II-2-3 Détermination de l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement (parement en rip-rap)

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

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

On a :
$$e = C.V^2 \dots\dots\dots (II.10).$$

V : vitesse de propagation des vagues (V= 9.86 m/s) (étude d’optimisation).

C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique des matériaux d’encrochement : $\gamma_s = 2,65 \text{ g/cm}^2$.

La valeur de «C » est donnée par le tableau ci dessous :

Tableau II -3 : détermination de coefficient C

Pente du talus	Valeur de C		
	$\gamma_s = 2,5$	$\gamma_s = 2,65$	$\gamma_s = 2,80$
1/ 4	0,027	0,024	0,022
1/ 3	0,028	0,025	0,023
1/ 2	0,030	0,028	0,026
1/ 1,5	0,036	0,028	0,030
1/ 1	0,047	0,041	0,038

Nous obtenons une épaisseur d’encrochement e=0.25 à 0.3 m.

II-2-4-1 Choix du système d’étanchéité

- **Noyaux argileux compacté :**

Le noyau en matériau compacté, disposé verticalement au centre du barrage ou en position inclinée à l’amont de celui-ci, son épaisseur est de l’ordre de 1/6 de la hauteur de l’ouvrage.

Vers le sommet le noyau doit être monté au dessus des plus hautes eaux et pratiquement, compte tenu des remontées capillaires, jusqu’à la tête du barrage .il doit être protégé de la dessiccation à sa partie supérieure.

II-2-4-2 Dimensions du noyau :

L’étanchéité du barrage est assurée par le noyau imperméable qui empêche l’eau de passer à travers le corps du barrage limitant ainsi sensiblement le débit de fuite.

IL n’existe pas de règles générales pour le dimensionnement du noyau. La meilleure solution est de tenir compte de la perméabilité des recharges on a procédé à la vérification de la condition suivante :

$$j = \frac{\Delta H}{b_{moy}} \leq I_{adm} \dots\dots\dots (II.11).$$

I_{adm} : Gradient admissible dépend de la classe du barrage et du type de sol de la fondation.

Tableau II- 4 : gradient admissible en fonction de la classe d’ouvrage et de type de sol.

Type de sol	Classe de l’ouvrage.			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.50	1.50	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1.00
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

Notre barrage appartient à la II^{ème} classe alors on prend $I_{adm} = 1.5$.

$$\Delta H = h_2 - h_1. \dots\dots\dots (II.12).$$

Pour éviter tout risque de siphonage par-dessus de la crête du noyau du au phénomène de capillarité on fait monter le noyau au dessus de la cote des plus hautes eaux de 1m et de le faire positionner à 1m plus bas de la crête du barrage. Il est nécessaire de descendre le noyau jusqu’au substratum pour permettre une bonne étanchéité du lac.

La largeur en crête minimale du noyau est :

$$L_{min} = 1/6 H_b. \dots\dots\dots (II.13).$$

$$L_{min} = 12.15 \text{ m.}$$

On adopte pour $L_n = 12 \text{ m.}$

- La pente des talus amont et aval du noyau sont $m = 0.4$.
- Le noyau est encre dans le substratum d’une profondeur égale à 8 m.
- La pente dans la clé d’étanchéité est $m = 1$.
- De la hauteur du noyau on tire la largeur à la base du noyau.

La hauteur du noyau est :

$$H_n = H_b - 1.0$$

$$H_n = 72.9 - 1.0 = 71.9 \text{ m.}$$

La largeur à la base du noyau est :

$$L_{base} = 2 m H_n + 12.$$

$$L_{base} = 69.5 \text{ m.}$$

$$\frac{\Delta H}{b_{base}} < I_{adm}$$

ΔH : est la charge d'eau

$$\Delta H = H_1 - H_2$$

H_1 : hauteur d'eau correspondent au NNE $H_1 = 67.5$ m

H_2 : hauteur a l'aval du barrage $H_2 = 10$ m

Donc : $\Delta H = 57.5$ m

Le gradient admissible pour notre cas est égal à 1.5 m.

A partir de la condition citée au dessus on tire b_{base}

$$b_{base} > \frac{\Delta H}{I_{adm}} \dots\dots\dots (II.14).$$

$$b_{base} = 38.33$$
 m

Et comme notre base est supérieure b_{min} donc la condition est vérifiée.

$$b_{base} > b_{adm} \quad (69.5 > 38.33)$$

La largeur moyenne du noyau est

$$b_{moy} = \frac{b_{crete} + b_{base}}{2}$$

$$b_{moy} = 53.92$$
 m et puis $I = 1.06$

Donc $I < I_{adm}$ $1.06 < 1.8$

II-2-5 Les drains :

Le choix du type de drain s'est fait sur la base de deux réalités importantes :

- 1- une fondation assez plastique renfermant des pressions interstitielles considérables
- 2- le talus aval du barrage est toujours sous la menace des déformations dû aux pressions (sous pression et pressions interstitielles) et aux infiltrations si certaines mesures ne sont pas prises.

A fin d'éviter le danger qui peut être causé par ces deux réalités, on prévoit un dispositif drainant qui permet à la fois de dissiper les pressions interstitielles renfermées par la fondation et d'intercepter.

II -3- 3^{eme} variante de Barrage en enrochement avec masque en béton :

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

Les pentes des talus :

On choisi pour les pentes amont et aval les valeurs suivantes :

II -3-1 Pente du talus amont :

- $m_1 = 1V/1.8H$

II -3-1-1 Pente du talus aval :

- $m_2 = 1V/1.75$

II -3-2 La largeur en crête :

On choisi pour la largeur en crête la valeur de $b_{cr} = 13$ m

II -3-3 La longueur en crête :

-Elle est tiré de plan de l'aménagement fourni par l'ANBT

II -3-4 L'épaisseur de béton :

Est calculée par la formule suivant :

$e = 0,3 + 0,001 \cdot H$ (II.15).

H : hauteur de barrage égale 72.9 m

A.N :

$e = 0,30. + 0,001.72.9 = 0,373.m$

Pour la sécurité on prend l'épaisseur de béton est $e = 0,5m$

Le corps du barrage :

Le corps du barrage formé d'encrochements.

CONCLUSION :

Au terme de ce chapitre on a pu déterminer les dimensions des différentes variantes envisagées à savoir la hauteur la largeur en crête les pentes des talus, nécessaires pour faire une étude comparative et économique, pour justifier notre choix de la variante la plus adéquate dans le chapitre qui suit.

Introduction :

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

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

Simultanément à la recherche des sites, on doit réfléchir aux différents types d'ouvrages envisageables, au vue des conditions et contraintes locales.

Les types de barrages peuvent être classés en deux catégories :

- Les barrages en remblai (terre, enrochement, avec parfois une partie en gabions) ; capables de s'adapter à l'éventuel mouvement de leur substratum.
- Les barrages rigides, en béton ; leur capacité de déformation est relativement faible. Ils ne s'accroissent, sauf exception, que les fondations rocheuses saines et peu déformables.

III-1 Le choix du site du barrage :

Le site du barrage d'EL OULDJA se trouve sur l'oued EL ARAB à environ 80 km au sud ouest de KHENCHELA, chef lieu de Wilaya. Il porte le nom d'une petite localité située à environ 2 km plus au sud.

Il est repéré par les coordonnées Lambert ci-dessous :

Tableau : III-1 : les coordonnées de l'axe du barrage (Lambert)

X	862.750 Km
Y	188.800 Km
Z	326 (lit de l'Oued) m NGA

Au site du barrage l'oued forme un large « S » inversé avec, d'amont en aval, une grande courbe tournant à droite suivie d'une autre à gauche. Les deux courbes présentent de bonnes similitudes morphologiques puisqu'elles sont toutes les deux dominées par de hautes falaises sur le côté extérieur alors que l'intérieur abrite de larges terrasses alluviales.

Au site, la vallée est assez large. Le lit actuel de l'oued est dominé par une vaste terrasse alluviale en rive droite qui s'étale sur 320 m.

La cuvette est très vaste, avec des pentes assez accusées parfois à parois verticales localement en surplomb.

Le fond rocheux de la retenue est principalement constitué de marnes bleues-grises localement gypseuses alternant avec des calcaires plus ou moins marneux et calcaires durs du crétacé supérieur. ces sédiments du crétacé supérieur de direction E-O ont un pendage sud variant de 10 à 20°.

Le site d'EL OULDJA sur l'oued EL ARAB se présente par une morphologie assez prononcée. Au droit de l'axe, la vallée est large avec un fond plat et des pentes de rives parfois très raides, on y relève également des parois rocheuses à pentes subverticales.

L'oued, coulant du nord vers le sud, serpente entre des terrasses alluviales passant d'une rive à l'autre du talweg au gré de ses larges courbes. Les terrasses alluviales sont localement épaisses et de granulométrie souvent très grossière.

III-2 Le choix du l'axe de barrage :

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

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

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

La position de l'axe du barrage a été choisie sur la base des résultats et recommandations de l'étude géologique et géotechnique du site d'OULDJA.

En résumé, un premier axe a été choisi suite aux visites de reconnaissance du site comme celui qui semblait le plus favorable en termes de géométrie de la vallée et d'appui au barrage.

C'est aussi celui qui avait été retenu par l'étude préliminaire d'HYDROPROJET EST, sans toutefois avoir été reconnu par des sondages. Le programme de reconnaissance effectué sur la proposition du Groupement d'Etudes STUCKY-BG avait alors pour but de valider ce choix de l'axe.

Une coupe a été construite sur la base du levé géologique et sur les résultats des forages. On constate que :

- **Sur les rives**, se trouvent de très grandes masses de terrains meubles avec une perméabilité remarquablement élevée

- En rive droite, une grande partie de ces terrains meubles est affectée par un glissement qui est, en tout cas, partiellement actif.

- En rive gauche, la stabilité de la partie supérieure des terrains meubles n'est pas assurée

A la vue de ces observations, l'axe 1 implanté sur la coupe et qui est l'axe de reconnaissances, présente deux inconvénients majeurs :

- Il traverse en rive droite, un glissement de terrain de grande ampleur
- Il traverse en rive gauche un dépôt sédimentaire de grande profondeur (vallée cachée), sa partie supérieure est probablement instable

Ces deux inconvénients posent de gros problèmes pour des appuis d'un barrage aussi bien en termes de stabilité que d'étanchéité.

Afin d'éviter ces zones meubles et instables, le Groupement a retenu la solution de déplacer les zones d'appuis du barrage :

- ✓ En rive droite, il faudrait déplacer l'appui d'au moins 300 m vers l'amont ou 200 m vers l'aval pour être sûr que le glissement ne menace pas le pied du barrage.
- ✓ En rive gauche, un déplacement vers l'amont n'offre pas d'intérêt puisqu'il y a de fortes probabilités que la vallée épigénique longe la falaise jusqu'au débouché avec un talweg secondaire. De plus, au-delà du talweg secondaire, les rives de l'oued ne présentent pas une hauteur suffisante pour accueillir un ouvrage au couronnement autour de 410 m.

Vers l'aval, il faudrait déplacer l'appui d'environ 150 m pour éviter la zone de dépôts meubles.

Le croquis ci-dessous montre que la seule variante intéressante est de déplacer les deux appuis vers l'aval. Ce qui revient à déplacer tout l'axe du barrage vers l'aval.

Afin d'éviter ces zones meubles, instables et perméables, on a décidé de déplacer les zones d'appuis du barrage vers l'aval, et de retenir l'axe 3 comme axe du barrage d'OULDJA

L'emplacement exact de l'axe retenu a été choisi suite à une étude sommaire de variantes pour minimiser le volume du barrage.

L'axe du barrage est ainsi défini par les points suivants à l'intersection de la cote 405m.s.m.

- Point rive droite (X;Y) : (286 824.9 ; 3 867 599.4) Km
- Point rive gauche (X;Y) : (287 748.9 ; 3 867 577.4) Km

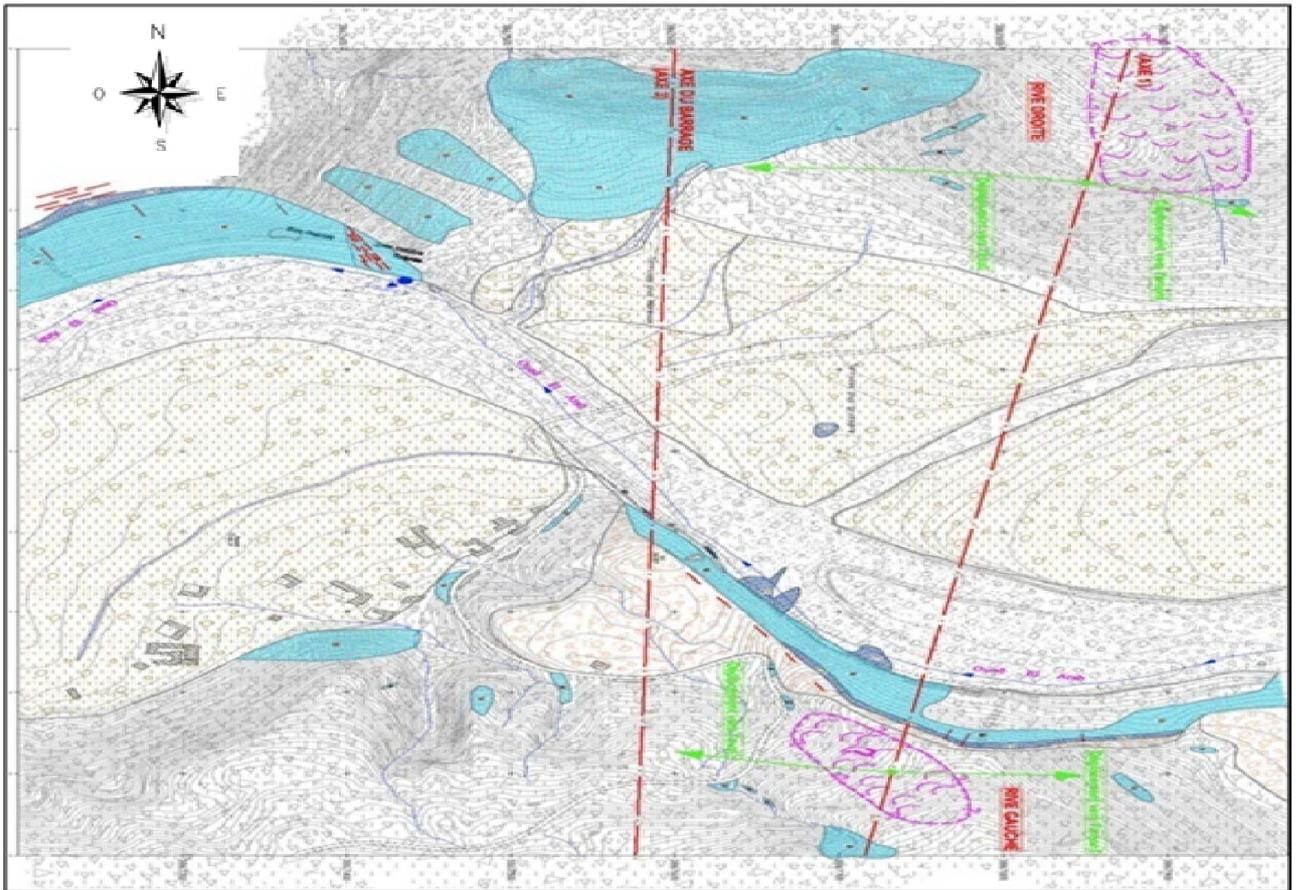


Figure : III- 1 Vue en plan du sens de déplacement de l'axe du barrage (ECH =1/50000).

IV_-3 Le choix du type de barrage :

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

➤ **La topographie du site:**

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

➤ **La morphologie de la vallée :**

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

un barrage poids et un autre plus étroit conviendra à une voûte lorsque les fondations le permettent.

➤ **Les conditions géologiques et géotechniques :**

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

-Les fondations rocheuses se prêtent à l'édification de tous les types des barrages.

-Les fondations graveleuses conviennent en général pour les barrages en terre ou en enrochement, mais il faut toujours attribuer des dispositifs d'étanchéité et de drainage afin de contrôler les fuites et les percolations (Risque de Renard), et les tassements différentiels.

-Les fondations argileuses impliquent directement le choix des barrages en terre avec des pentes de talus compatibles avec les caractéristiques mécaniques des formations en place

➤ **Les matériaux de construction :**

-La disponibilité des matériaux de construction sur le site ou à proximité joue un rôle important (souvent économique) dans le choix du site ainsi, si que du type de barrage.

-Le site doit être choisi dans la mesure des autres exigences citées, le plus proche possible des zones d'emprunt.

➤ **Les conditions socio-économiques :**

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

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

III-4 Les variantes envisageables :

Le type de barrage est imposé par le manque de choix de matériaux de construction. La solution de barrage composé uniquement par une recharge en gravier extrait de la cuvette avec noyau en argile peut être exclue par manque de gravier. En considérant également la grande largeur de la vallée, la solution d'un barrage voûte en béton est aussi éliminée.

Les volumes de matériaux à disposition sont :

- Argiles sablo-limoneuses brunes : $V = 3\ 000\ 000\ m^3$

- Graviers (alluvions grossières) : $V = 1\,600\,000\text{ m}^3$
- Enrochements calcaires de la carrière : un volume plus que suffisant pour toutes les variantes est disponible.

III-4-1 Variante 1 : Barrage en enrochement avec masque amont :

Le corps du barrage est constitué de matériaux dont la caractéristique recherchée est la stabilité mécanique (enrochements de la carrière). Les enrochements permettent d'obtenir des pentes plus fortes.

L'étanchéité est assurée par un masque amont. Le masque est réalisé en matériaux de préférence souple pour supporter les tassements du support. On utilise de plus en plus des membranes synthétiques (géo-membranes) les plus souvent soudées, ou des revêtements en béton bitumineux. Les revêtements en béton armé sont pratiquement abandonnés.

Le masque en béton présente l'avantage de pouvoir être réparé aisément, il est par contre plus exposé à l'agression extérieure mécanique, thermique, abrasivité...etc.

Les caractéristiques de la variante :

- pente amont : 1V/1.8H
- pente aval : 1V/1.75H
- largeur crête : 13 m

- corps de la digue formé par des enrochements de la carrière.

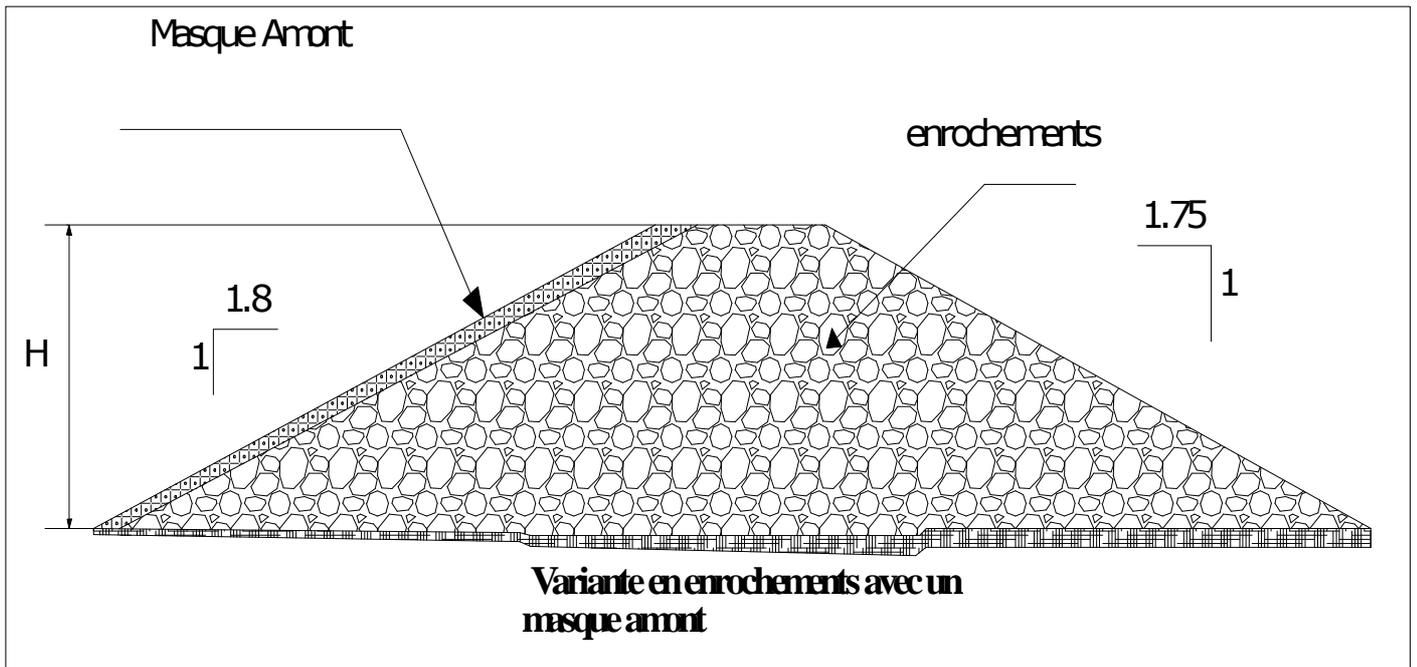


Figure : III-2 barrages en enrochements avec un masque amont.

III- 4-2 Variante2 : Barrage poids en béton (éventuellement en béton compacté au rouleau BCR) :

C'est la technique actuelle qui prédomine pour la construction de barrages poids. Le béton n'est plus coulé dans des coffrages, ni vibré avec des aiguilles, mais il est répandu avec des engins de travaux publics (bulldozers, niveleuses) et serré par des compacteurs vibrants suivant des techniques de terrassements routiers. L'épaisseur de couches varie de 30 à 60 cm. L'objectif principal est de ne rajouter aux granulats que la quantité d'eau nécessaire à l'hydratation du ciment. Les dosages en ciment sont d'environ 100 kg /m³, ce qui réduit l'échauffement thermique et donc le nombre de joints.

L'un des principaux avantages des barrages en béton, par rapport aux barrages en remblai, est de permettre une intégration économique des ouvrages annexes (évacuateur de crue, vidange de fond, prise d'eau, dérivation provisoire, etc.) dans le corps du barrage, la rapidité d'exécutions des travaux.

Caractéristiques de la variante :

- Un parement amont vertical et un parement aval en cascade de pente : 1V/0.85H.

- Largeur en crête : 8 m.

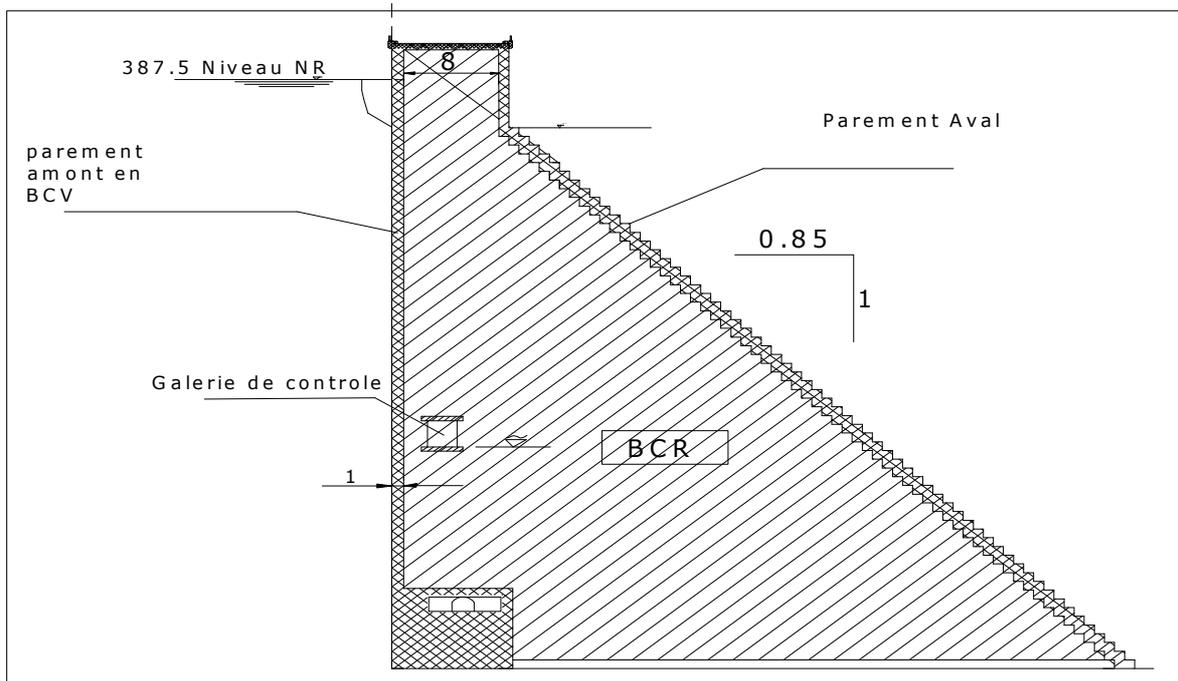


Figure : III-3 barrage en BCR.

III -4-3 Variante3 : digue a noyau d'argile avec recharges en enrochements et graviers :

Dans ce type de barrage, les fonctions de résistance et d'étanchéité sont en quelque sorte séparées. la résistance est assurée par les recharges placées sur les flancs de l'ouvrage, et l'imperméabilité par le noyau central.

Le noyau au centre de l'ouvrage va être constitué de la terre la plus imperméable possible enveloppé par des recharges en enrochement et de gravier.

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

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

Les caractéristiques de la variante :

- Pente amont : 1V/2.25H.
- Pente aval : 1V/2H.

- Largeur en crête : 13 m.

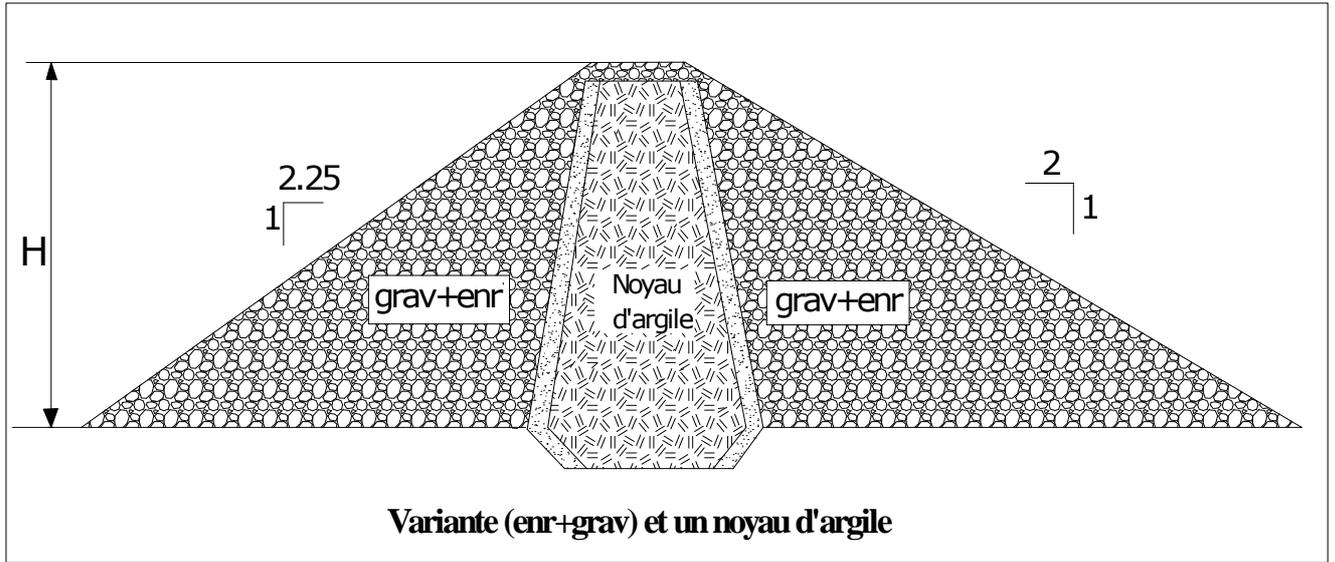


Figure : III-4 Digue à noyau en argile avec recharge en enrochements et graviers.

Tableau III-2 : Les variantes de barrage

Type de l'ouvrage	Caractéristiques	Contraintes techniques	Contraintes économiques	Remarque
Barrage poids en béton (BCR)	- parement amont vertical - parement aval en cascades de pente : $1V/0.85H$ - largeur de la crête : 8 m	- pas de contrainte	- à comparer avec les autres solutions	<i>envisageable</i>
Digue en enrochement avec masque amont	- pente amont $1V/1.8H$ - pente aval : $1V/1.75H$ - largeur crête : 13 m	- pas de	- à comparer avec les autres solutions	<i>envisageable par suffisance de volume</i>

	- corps formé par des enrochements	contrainte		
<i>Digue à noyau en argile avec recharge en enrochements et graviers</i>	- pente amont : 1V/2.25H - pente aval : 1V/2H - largeur crête : 13 m	- pas de contrainte	- à comparer avec les autres solutions	<i>envisageable par suffisance de volume</i>

III -5 Le choix définitif du type du barrage:

Le type de barrage est imposé par le manque de choix de matériaux de construction. La solution de barrage composé uniquement par une recharge en gravier extrait de la cuvette avec noyau en argile peut être exclue par le manque de volume de gravier homogène nécessaire à la construction. En considérant également la grande largeur de la vallée, la solution d'un barrage voûte en béton est aussi éliminée.

Comme déjà évoqué précédemment dans le premier chapitre, les volumes de matériaux à disposition sont :

- Argiles sablo-limoneuses brunes : $V = 3\ 000\ 000\ m^3$
- Graviers (alluvions grossières) : $V = 1\ 600\ 000\ m^3$
- Enrochements calcaires de la carrière : un volume plus que suffisant pour toutes les variantes est disponible

La solution de barrage composé par une recharge uniquement en gravier avec noyau en argile est à exclure par manque de volumes.

Pour assurer le bon choix du type du barrage, on doit passer par une étude technico-économique entre les trois variantes choisies et à la fin choisir le type adéquat pour la réalisation de notre barrage en prenant en considération les contraintes suivantes :

- facilité de la réalisation ;
- zones d'emprunts ;
- existences de carrière de matériaux de construction ;
- distance des zones d'emprunts ;
- volume des matériaux de construction ;
- de dispositif d'étanchéité ;
- technologie réalisation, coûts,...

III -5-1 Evaluation du prix total des différents matériaux:

a) Barrage poids en béton(BCR)

Pour un barrage poids en BCR d'une hauteur de 60 m en prend les pentes des talus: $m_1=1$; $m_2=0.85$.

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau III-3 : coût de la digue (1ère variante).

Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
			(DA)	Million (DA)
Excavation en terrain meuble	m3	495864.4	295	146.28
Excavation en terrain rocheux sans explosifs	m3	373857.1	490	183.19
Béton BCR pour barrage	m3	2205178.6	5600	12349
Béton arme pour parement amont (e=0.75)	m3	76898.8	8000	615.19
Coufrage lisse pour parement amont et aval	m ²	249720	1500	374.58
Montant total =13668 Million (Da)				

b) Digue en enrochement avec masque amont en béton armé ou béton bitumineux)

Pour un barrage avec masque amont en béton armé ou béton bitumineux d'une hauteur de 60 m en prend les pentes des talus: $m_1=1.8$; $m_2=1.75$

Les résultats de calcul ont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau III-4 : coût de la digue (2eme variante).

Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
			(DA)	Million (DA)
Excavation en terrain meuble	m3	90338.98	295	26.65

Excavation en terrain rocheux sans explosifs	m3	22489.79	490	11.02
Masque amont en béton bitumineux ou béton arme	m ²	183306.6	6000	1099.84
Plinthe en béton arme	m3	91300	6500	593.45
Remblais rocheux	m3	7823.12	2050	16037.4
Montant total = 17768.4 Million (Da)				

c) Digue en enrochement avec un noyau argileux

Pour un barrage en enrochement avec un noyau argileux d'une hauteur de 60 m en prend les pentes des talus: $m_1=2.25$; $m_2=2$

Les résultats de calcul ont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau III-5 : coût de la digue (3eme variante).

Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
			(DA)	Million(DA)
Excavation en terrain rocheux sans explosifs	m3	111040.84	490	54.41
Remblais pour filtre et drain	m3	1073050.85	1180	1266.2
Rip-Rap	m ²	448765.85	2050	919.97
Remblais rocheux	m3	6339048.78	2050	12995.05
Argile pour noyau	m3	1216740	1500	1825.11
Montant total = 17060.7 Millions (Da)				

Dans tous les cas étudiés (entre 60 et 90 m de hauteur du barrage), il paraît que le barrage en béton (type BCR) est le plus économique par rapport aux deux autres variantes. Il est de 31% plus économique que la solution la plus proche pour H=60 m, de 31.8% pour H=70 m, de 33.7% pour H=80 m et de 35.6% pour H=90 m.

Enfin, c'est le barrage en béton type ``BCR`` qui est retenu.

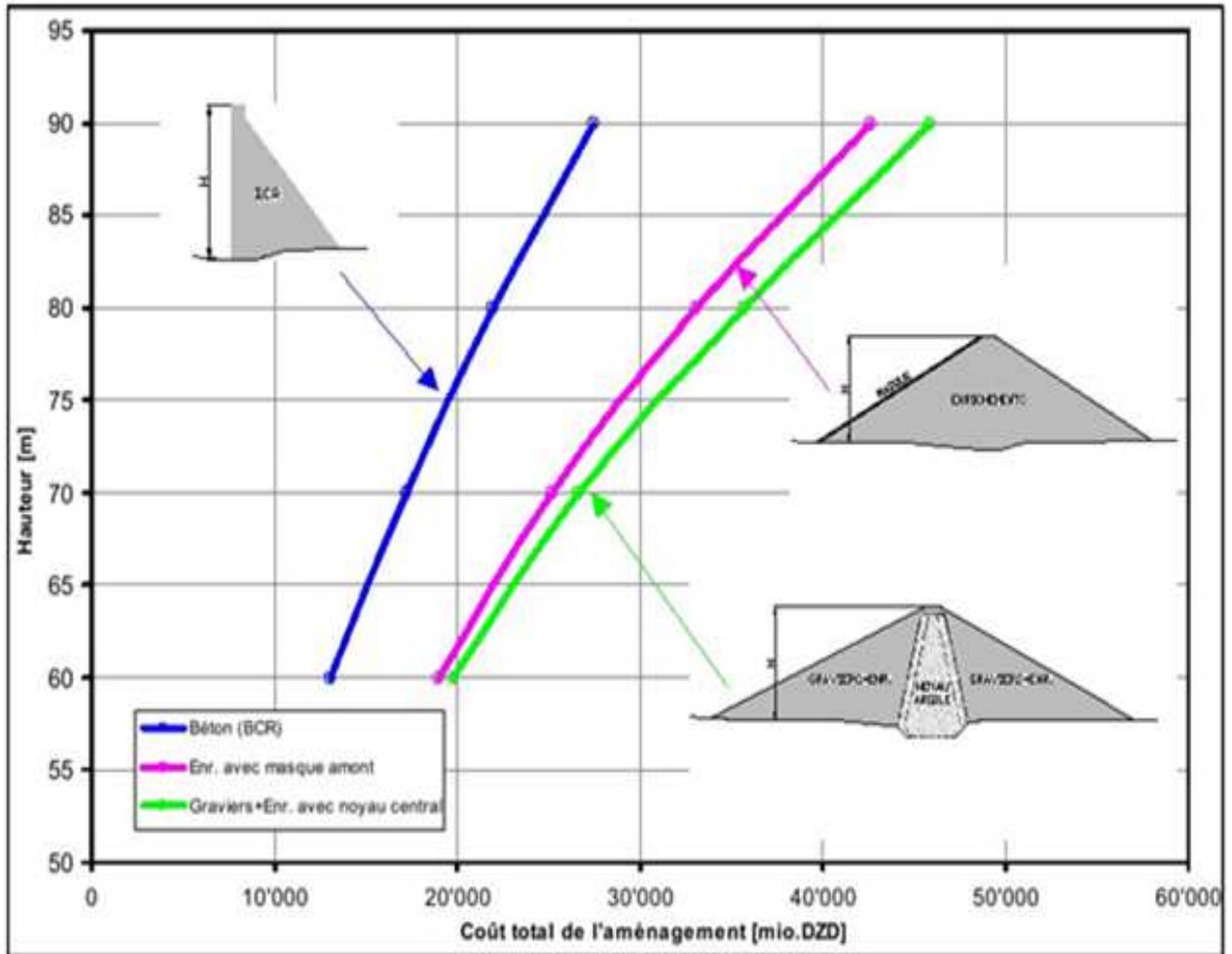


Figure III-5 : Coût total de l'aménagement.

III-6 Caractéristique de la variante retenue :

III-6-1 Coupe-type :

Le niveau du couronnement dépend évidemment du niveau normal de la retenue. Celui-ci est fixé au niveau optimal de 387.5 m. A ce niveau, il faut ajouter la surélévation du plan d'eau pendant la crue de projet ($Q_{1'000}$) et une revanche de sécurité. La somme des deux chiffres égale à la revanche totale qui s'ajoute au niveau normal pour définir donc le niveau du

couronnement. La valeur minimale de la revanche de sécurité, mesurée du niveau 390.4 m et pour un ‘‘FETCH’’ de l’ordre de 3 km, est égale à 2 m.

III -6-2 Le niveau du couronnement sera finalement :

- Fixé à la cote 392.4 m

III -6-3 La section type, adoptée

Possède les caractéristiques suivantes :

- Un parement amont vertical
- Un parement aval vertical entre les cotes 392.4 m et 382.9 m, en marches d’escalier de pente moyenne 1V / 0.85H entre les cotes 382.9 m et le niveau de la fondation
- Un couronnement de 8 m de largeur qui garantit la bonne mise en place du béton compacté au rouleau et l’accès sur le couronnement à partir des deux rives.
- Une fondation placée environ 3 m au-dessous du niveau du rocher.
- La hauteur maximale du barrage prévu s’élève donc à 72.9 m mesurée à partir du niveau de la fondation.

III -6-3 Etanchéité de la fondation :

Les résultats des essais Lugeons ont montré un massif peu à moyennement perméable dont la perméabilité est inférieure à 10 unités Lugeons. Pour cela on prévus :

- Un voile d’injection sous le pied du parement amont du barrage complètera l’étanchéité de la retenue. Ce voile sera exécuté à partir de la galerie de pied du barrage. Il sera formé par deux familles d’injection primaire et secondaire et si nécessairement une tertiaire. La profondeur de ce voile sera de l’ordre de 2/3 de la hauteur du barrage.

La stabilité des barrages poids étant sensible aux sous pressions, on a donc envisagé :

- Un système de drain incliné sera implanté à l’aval du voile d’injection pour supprimer l’effet de sous-pression des eaux infiltrées à travers ce voile d’étanchéité. Les eaux drainées seront évacuées par gravité à travers la galerie d’injection et de drainage prévue au pied amont du barrage. Ces eaux sortent sur le parement aval non déversant par le moyen d’une barbacane transversale.

Tableau III -6 : récapitulatif des résultats des caractéristiques du barrage.

Dénomination	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm ³	29.63
Volume utile	Mm ³	13.77
Volume utile	Mm ³	31.61
Volume au NNR	Mm ³	61.24
Cote du fond	m NGA	320
Cote NVM	m NGA	361.4
Cote NNR	m NGA	387.5
Cote NPHE	m NGA	390.4
Cote en crête	m NGA	392.4
Largeur en crête	m	13
Largeur du déversoir	m	210
Charge déversée	m	2.9

Finalement, la coupe-type du barrage a l'allure suivante :

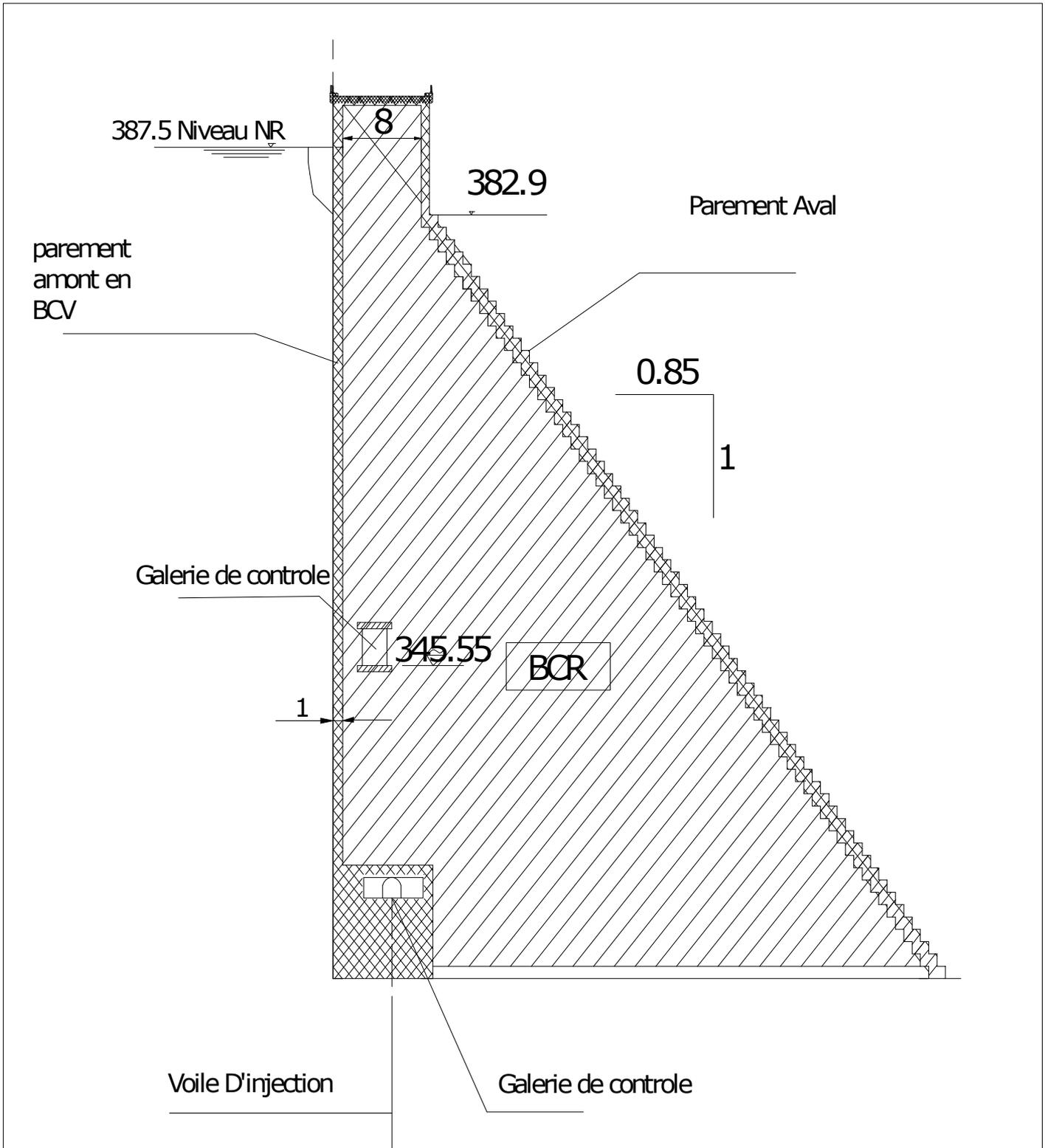


Figure III-6 : Coupe-type du barrage.

Conclusion :

La solution de barrage composé uniquement par une recharge en graviers avec un noyau central en argile a été écartée par manque de matériaux. Les conditions géologiques et topographiques ont également exclu la solution de barrage béton-voûte. Parmi les trois solutions techniquement faisables (barrage poids en béton BCR, digue en enrochement avec masque amont étanche et digue en enrochement avec noyau argileux) .finalement c'est la variante d'un barrage poids en béton BCR qui a été retenu pour des raisons économiques.

Introduction

Dans l'analyse de la stabilité d'un barrage-poids, il convient de garder présent à l'esprit que la grande majorité des ruptures de barrage-poids recensées dans le monde s'est produite lors des crues. Ceci est facilement compréhensible car la poussée de l'eau variant comme le carré de la hauteur d'eau, tout dépassement du niveau de la crue de projet entraîne une diminution de stabilité de l'ouvrage, diminution qui est proportionnellement d'autant plus forte que le barrage est de faible hauteur. Ainsi, à titre d'exemple une sur hauteur d'eau de 1 m entraîne, pour un barrage de 10 m de hauteur, une poussée accrue de 21 % et un moment de renversement accru de 33 %.

L'étude porte sur la capacité de résistance du plan de contact du barrage sur sa fondation, l'étude concerne également la stabilité interne des plots en dessinant dans l'ouvrage des plans de contact fictifs, généralement horizontaux, qui peuvent aussi coïncider des reprises de bétonnages. Des surfaces de rupture potentielles peuvent enfin être envisagées dans la fondation, notamment s'il des surfaces plus faibles (fractures, couches de moindre résistance,.....).

IV-1 Actions**IV-1-1 Actions permanentes:[7]****Poids propre du barrage**

Le poids du barrage est représenté par une force verticale appliquée au centre de gravité. Sauf cas exceptionnels, la densité du béton ou maçonnerie varie entre 2,2 et 2,4.

Géométrie Du Barrage :

Les principales caractéristiques du barrage sont les suivantes :

Cote de couronnement : 392,4 NGA,

Fruit du parement amont : 1H/1V,

Fruit du parement aval : 0,85 H/1V,

IV-1-2 Actions variables:[7]**a)Poussée de l'eau**

Le barrage est soumis à la poussée de l'eau, c'est-à-dire à une pression variant linéairement avec la profondeur. La pression exerce une force perpendiculaire au parement amont, sa résultante comporte une stabilisatrice vers le bas quand le parement est incliné.

La densité d'une eau chargée en sédiment peut atteindre couramment 1.05 à 1.10 le niveau d'eau à prendre en compte est celui des plus hautes eaux lors de la crue de projet.

b) Sous pression sous la fondation

Il n'existe pas de matériaux totalement étanches, le corps du barrage et sa fondation sont sous l'effet de la différence de pression hydrostatique entre l'amont et l'aval soumis à des écoulements.

Pour un massif de fondation parfaitement homogène, la théorie montre que la sous-pression varie linéairement de l'amont vers l'aval.

c) Poussée des glaces

Cette action n'est à considérer sauf si l'environnement du barrage le justifie.

IV-1-3 Actions accidentelles:[7]**Séisme :**

L'étude simple d'un effet sismique utilise un modèle pseudo-statique. Aux effets extérieurs habituels on ajoute :

- Une force horizontale vers l'aval appliquée au centre de gravité du barrage et proportionnelle au poids ;
- Une force verticale vers le haut proportionnelle au poids et correspondant aux accélérations verticales ;
- Un supplément de poussée hydrostatique ;

IV-1-4 Autres efforts:[7]

- Impact de corps flottants ;
- Précontraintes stabilisatrices ;
- Poids de l'eau déversant sur le parement aval, avec éventuellement une force centrifuge ;

IV-2 Calcul de stabilité:[7]

Les méthodes utilisées pour les barrages –poids consistent à considérer un plot de barrage comme un bloc indéformable soumis à des combinaisons des actions décrites ci-dessus.

On analyse successivement la stabilité au glissement, la stabilité au renversement et la stabilité interne.

On utilise bien entendu la géométrie réelle du barrage pour calculer les différents coefficients de sécurité.

Les formules ci-après sont toutefois établies pour des hypothèses simplificatrices :

- Parement amont vertical ;
- Epaisseur en crête nulle ;
- Parement aval constant de fruit égal a m

Trois cas de chargement sont considérés examinés :

- Conditions normales (retenue au niveau normale) ;
- Conditions exceptionnelles (avec une retenue au niveau des plus hautes eaux) ;
- Conditions extrêmes (séisme combiné avec une retenue normale) ;

Les calculs sont effectués sans pondérations des sollicitations.

Tableau IV-1 Coefficients de sécurité. :[7]

	Conditions		
	normales	exceptionnelles	extrêmes
Glissement	1.33	1.1	1.05
Inclinaison de la résultante			
Glissement	3 à 4	2 à 2.7	1.3 à 1
Resistance au cisaillement			
Renversement	1.5	1.25	1.1
Contrainte de compression	0.28 R _c		0.35 R _c

Les vérifications pour ces critères de stabilité tiennent compte des sous pressions.

IV-3 Calcul des différentes charges :[7]

IV-3-1 Calcul des charges verticales

a) Poids propre du barrage :

$$P_{pc} = \gamma_b S_{pc} b_p = \frac{1}{2} \gamma_b h_b^2 g m \dots \dots \dots (IV-1)$$

Avec :

P_{pc} : poids propre du corps du barrage (tf)

γ_b : poids volumique de béton (tf/m³)

S_{pc} : aire du profil de déversoir (m²)

m: fruit du talus = 0.85

h_b : hauteur du barrage = 72.4 m

La figure ci après représente les différentes contraintes agissantes sur le corps du barrage.

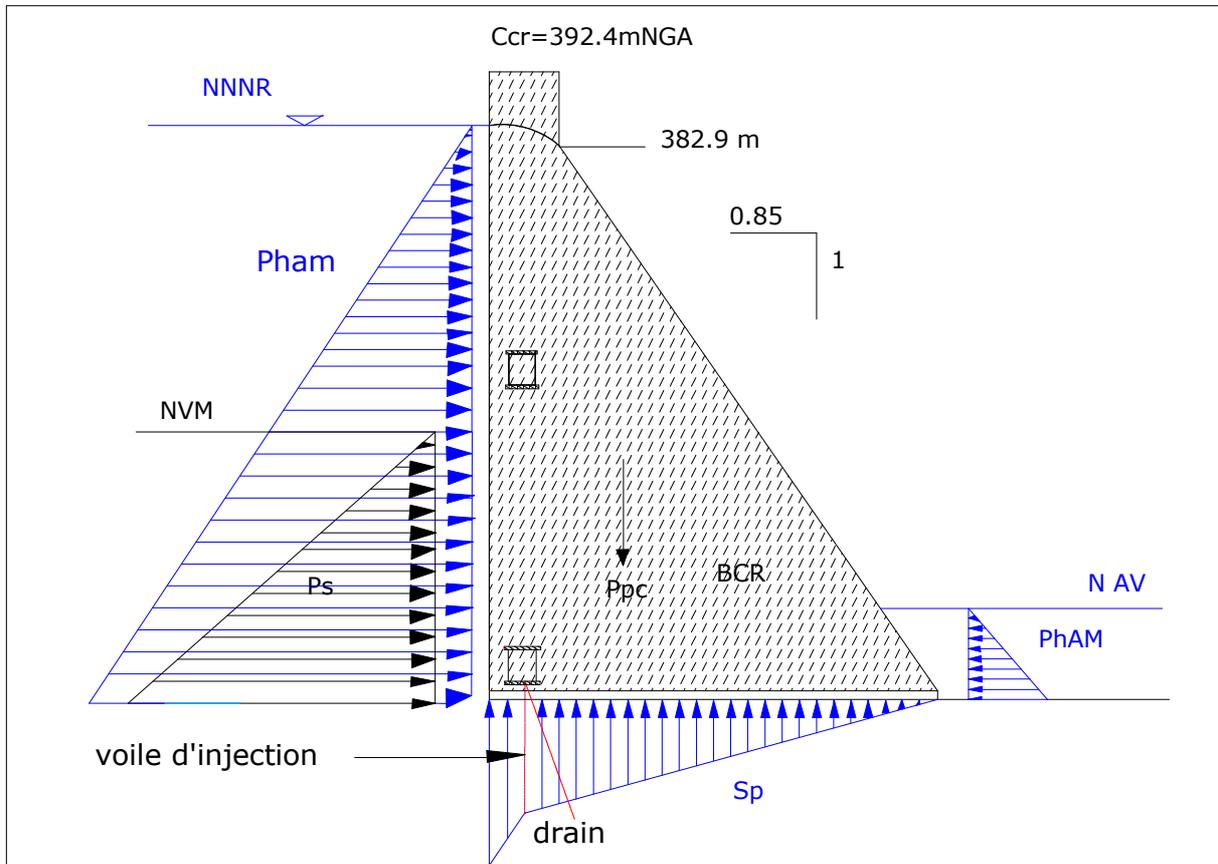


Figure IV-1: les différentes charges agissantes sur le corps du barrage.

$$P_{pc} = 1/2 * 2.4 * 72.4^2 * 9.81 * 0.85 = 52450.10$$

$$P_{pc} = 52450.10 \text{ tf}$$

b) sous pression hydrostatique :

- Condition normale :

Pour ce calcul on considère que l'épure des sous pressions est triangulaire c'est-à-dire que les sous pressions varient linéairement entre l'amont et l'aval.

$$SP_1 = 1/2 \gamma_w g m h_{NNR}^2 \dots\dots\dots (IV-2)$$

Avec :

γ_w : poids volumique de l'eau (tf/m³) = [1tf/m³]

$$SP_1 = 1/2 * 1 * 9.81 * 0.85 * 67.4^2 = 18939.9$$

$$SP_1 = 18939.9 \text{ tf}$$

- **Conditions exceptionnelles :**

$$SP_2 = 1/2 \gamma_w g m h_{PHE}^2 \dots\dots\dots (IV-3)$$

Avec :

γ_w : poids volumique de l'eau (tf/m³) = [1tf/m³]

$$SP_2 = 1/2 * 1 * 9.81 * 0.85 * 70.4^2 = 20663.47$$

$$SP_2 = 20663.47f$$

c) poids de la colonne d'eau amont :

- **Condition normale :**

$$P_{ph1}^{am} = \gamma_w S_h^{am} b_p = \frac{1}{2} \gamma_w h_{NNR}^2 g m = SP_1 \dots\dots\dots (IV-4)$$

Avec

b_p : largeur du barrage = m*h

$$P_{ph1}^{am} = 18939.9 \text{ t f}$$

- **Conditions exceptionnelles :**

$$P_{ph2}^{am} = \gamma_w S_h^{am} b_p = \frac{1}{2} \gamma_w h_{PHE}^2 g m = SP_2 \dots\dots\dots (IV-5)$$

$$P_{ph2}^{am} = 20663.47 \text{ t f}$$

d) poids de la colonne d'eau aval :

$$P_{ph}^{av} = \gamma_w S_h^{av} b_h = 1/2 \gamma_w g m h_{av}^2 \dots\dots\dots (IV-6)$$

Avec :

h_{av} : hauteur de la colonne d'eau aval = 2 m

$$P_{ph}^{av} = 1/2 * 1 * 9.81 * 0.85 * 2^2 = 16.67$$

$$P_{ph}^{av} = 16.67 \text{ t f}$$

IV-3-2 Calcul des charges horizontales:[7]

a) Poussée hydrostatique à l'amont :

- **Condition normale :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$P_{h1}^{am} = 1/2 g h_{NNR}^2 \gamma_w \dots\dots\dots (IV-7)$$

$$P_{h1}^{am} = 1/2 * 9.81 * 65.4^2 * 1 = 20282.2$$

$$P_{h1}^{am} = 20282.2 \text{ t f}$$

- Conditions exceptionnelles :

$$P_{h2}^{am} = 1/2 g h_{PHE}^2 g \gamma_w \dots \dots \dots (IV-8)$$

$$P_h^{am} = 1/2 * 9.81 * 70.4^2 * 1 = 21285.18$$

$$P_{h2}^{am} = 21285.18 \text{ t f}$$

b) Poussée hydrostatique à l'aval :

$$P_h^{av} = 1/2 g h_{av}^2 g \gamma_w \dots \dots \dots (IV-9)$$

$$P_h^{av} = 1/2 * 9.81 * 2^2 * 1 = 19.62$$

$$P_h^{av} = 19.62 \text{ t f}$$

c) Poussée des sédiments :

$$P_s = 1/2 g h_s^2 \gamma_s \dots \dots \dots (IV-10)$$

Avec :

h_s : hauteur des sédiment dans le barrage = NVM = 41 m

γ_s : poids volumique des sédiments = 0.7 t/f

$$P_s = 1/2 * 9.81 * 41^2 * 0.7 = 5771.71$$

$$P_s = 5771.71 \text{ t f}$$

IV 3-3 calculs de la charge sismique :[7]

L'examen des cartes des épacentres montres 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 au nord et au nord-ouest nettement plus actives (Constantine et Batna).

L'étude simple d'un effet sismique utilise un modèle pseudo-statique. Aux effets extérieurs habituels, on ajoute :

a) Une force horizontale vers l'aval :

Appliquée au centre de gravité du corps du barrage et proportionnelle au poids, le coefficient de proportionnalité \square varie de 0.1 à 0.2 selon la magnitude du séisme

$$F_h = \square P_{pc} = 0.2 * 52450.10 = 10490.02 \dots \dots \dots (IV-11)$$

Avec :

F_h : force horizontale provoquée par le séisme

$$F_h = 10490.02 \text{ t f}$$

b) Une verticale vers le haut :

Proportionnelle au poids du barrage et correspondant aux accélérations verticales.

$$F_v = \square P_{pc} = 0.1 * 52450.10 = 5245.01 \dots \dots \dots (IV-12)$$

$$F_v = 5245.01 \text{ t f}$$

c) un supplément de poussée hydrostatique :

L'effet de la mise en mouvement de l'eau de la retenue qui vient buter sur le barrage poids rigide a été étudié par plusieurs auteurs avec différentes hypothèses de géométrie, de déformabilité, la formule la plus simple est celle de WESTERGAAD. Le supplément de poussée varie de façon parabolique depuis la surface de la retenue avec un coefficient de proportionnalité analogue a celui de la force horizontale.

$$\Delta P_{eau} = 0.875g \gamma_w \square \sqrt{h} \dots \dots \dots (IV-13)$$

Avec :

ΔP_{eau} : supplément de poussée hydrostatique

h : hauteur du barrage = 72.9 m

$$\Delta P_{eau} = 0.875 \cdot 9.81 \cdot 0.2 \cdot \sqrt{72.9} = 14.66 \text{ t f}$$

$$\Delta P_{eau} = 14.66 \text{ t f}$$

Tableau IV.2 Tableau récapitulatif des forces agissant sur le corps du barrage.

Dénomination des forces	Désignation	Conditions normales	Conditions exceptionnelles
Sous pression hydrostatique	SP	18939.9	20663.47
Poids propre du corps	P_{pc}	52450.10	
Poids de la colonne d'eau amont	P_{ph}^{am}	18939.9	20663.47
Poids de la colonne d'eau coté aval	P_{ph}^{av}	19.62	
Poussée hydrostatique à l'amont	P_h^{am}	20282.2	21285.18
Poussée hydrostatique à l'aval	P_h^{av}	19.62	
Poussée des sédiments	P_s	5771.71	

Tableau IV.3 Tableau récapitulatif des charges sismiques.

F_h	F_v	ΔP_{eau}
10490.02	5245.01	14.66

Remarque :

Les différentes charges sont représentées sur la figure (IV-1).

IV-4 Stabilité au Glissement:[7]

Le phénomène à étudier correspond à un glissement du bloc supposé monolithique et indéformable sur la base [AB].sous l’action des forces verticales et horizontales, le bloc de hauteur h, de largeur unité voir la figure sur Auto Cad.

La stabilité au glissement est régie par la formule suivante :

$$\frac{\square F_v * tg + Cs}{F_H} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (IV-14)$$

Avec:

F_v : \square des charges verticales ;

F_H : \square des forces horizontales ;

\square : angle de frottement pris généralement = 45°.

K_{adm} : coefficient de sécurité ;

Cs :cohésion =0.5 MPa

IV-4-1 Conditions normales :

$$\square F_v = P_{PC} - SP + P_{ph}^{am} + P_{ph}^{av} \dots\dots\dots (IV-15)$$

$$\square F_v = =52450.10 - 18939.9+18939.9+16.67= 52466.77$$

$$\square F_v = 52466.77 \text{ t f}$$

$$\square F_H = P_h^{am} + P_s - P_h^{av} \dots\dots\dots (IV-16)$$

$$\square F_H = = 18939.9+5771.71- 19.62=24691.99$$

$$\square F_H = 24691.99 \text{ t f}$$

$$\rightarrow \frac{52466.77 * 1 + 0.5}{24691.99} = 2.12 \geq K_{adm} = 1.33$$

La Stabilité au glissement dans les conditions normales de la retenue est vérifiée.

IV-4-2 Conditions exceptionnelles :

$$\square F_v = 52450.10 - 20663.47 + 20663.47 + 16.67 = 114440.51$$

$$\square F_v = 114440.51 \text{ t f}$$

$$\square F_H = 20663.47 + 5771.71 - 19.62 = 26415.56$$

$$\square F_H = 26415.56 \text{ t f}$$

$$\rightarrow \frac{114440.51 * 1 + 0.5}{26415.56} = 4.33 \geq K_{adm} = 1.1$$

La stabilité au glissement pour une retenue au niveau des plus hautes eaux est vérifiée.

IV-4-3 Conditions extrêmes (cas d'un séisme) :

$$\square F_v = P_{PC} - SP + P_{ph}^{am} + P_{ph}^{av} + F_v - \Delta P_{eau} \dots \dots \dots (IV-17)$$

$$\square F_v = 52450.10 - 20663.47 + 20663.47 + 16.67 + 5245.01 - 14.66 = 57697.45$$

$$\square F_v = 57697.45 \text{ t f}$$

$$\square F_H = P_h^{am} + P_s - P_h^{av} + F_H = 20663.47 + 5771.71 - 19.62 + 10490.02 = 36905.58$$

$$\square F_H = 36905.58 \text{ t f}$$

$$\rightarrow \frac{57697.45 * 1 + 0.5}{36905.58} = 1.56 \geq K_{adm} = 1.3$$

La stabilité au glissement dans des conditions extrêmes (présence d'un séisme) est vérifiée.

IV-5 Stabilité au renversement:[7]

On étudie la possibilité de basculement par Rapport au pied aval du barrage. Le coefficient de stabilité au renversement est défini comme le rapport du moment, par rapport au pied aval, des forces stabilisatrices MS sur le moment des forces motrices MR. les moments sont exprimés en valeurs absolues.

$$\frac{MS}{MR} \geq K_{adm} \dots \dots \dots (IV-18)$$

Avec :

MS : moment des forces stabilisatrices

MR : moment des forces motrices ou renversantes

Les bras de levier sont calculés par rapport au point B au pied aval du barrage.

IV-5-1 Conditions normales:

$$MS = P_{PC} * 2/3mh + P_h^{av} * 2/3 h_{av}/m \dots \dots \dots (IV-19)$$

$$MS = 52450.10 * 41.02 + 19.62 * 1.57 = 2166713.63$$

$$MS = 2166713.63 \text{ t f m}$$

$$MR = P_h^{am} * 1/3mh + SP * 2/3mh + P_s * 2/3 h_s \dots \dots \dots (IV-20)$$

$$MR = 20282.2 * 20.65 + 18939.9 * 41.02 + 5771.71 * 41 = 1432382.23$$

$$MR = 1432382.23 \text{ t f m}$$

$$\rightarrow \frac{2166713.63}{1453032.23} = 1.52 \geq K_{adm} = 1.5$$

La Stabilité au renversement dans les conditions normales de la retenue est vérifiée.

IV-5-2 Conditions exceptionnelles :

$$MS = P_{PC} * 2/3mh + P_h^{av} * 2/3 h_{av}/m$$

$$MS = 52450.10 * 41.02 + 19.62 * 1.56 = 2151533.7$$

$$MS = 2151533.7 \text{ t f m}$$

$$MR = P_h^{am} * 1/3mh + SP * 2/3mh + P_s * 2/3 h_s$$

$$MR = 4125.1 * 20.65 + 3506.33 * 41.02 + 5771.71 * 41 = 465653.08$$

$$MR = 465653.08 \text{ t f m}$$

$$\rightarrow \frac{2151533.7}{465653.08} = 4.6 \geq K_{adm} = 1.25$$

La stabilité au renversement pour une retenue au niveau des plus hautes eaux est vérifiée.

IV-5-2 Conditions extrêmes :

$$MS = P_{PC} * 2/3mh + P_h^{av} * 2/3 h_{av}/m + F_v * 2/3mh \dots \dots \dots (IV-21)$$

$$MS = 52450.10 * 41.02 + 19.62 * 1.56 + 5245.01 * 41.02 = 2366679.9$$

$$MS = 2366679.9 \text{ t f m}$$

$$MR = P_h^{am} * 1/3mh + (SP + \Delta P_{eau}) * 2/3mh + P_s * 2/3 h_s + F_H * 1/3mh \dots \dots \dots (IV-22)$$

$$MR = 20282.2 * 20.65 + (20663.47 + 14.66) * 41.02 + 5771.71 * 41 + 10490.02 * 20.65$$

$$MR = 1720303.3 \text{ t f m}$$

$$\rightarrow \frac{2366679.9}{1720303.3} = 1.37 \geq K_{adm} = 1.1$$

La stabilité au renversement dans des conditions extrêmes (présence d'un séisme) est vérifiée.

IV-6- Stabilité au soulèvement :[7]

$$\frac{\sum F_V(\text{resistant})}{\sum F_V(\text{active})} \geq 1 \quad \dots\dots\dots (IV-23)$$

$$\sum F_V(\text{resistant}) = 52450.10 \text{ t f}$$

$$\sum F_V(\text{active}) = U = 20663.47 \text{ tf}$$

On trouve :

$$\frac{\sum F_V(\text{resistant})}{\sum F_V(\text{active})} = \frac{52450.10}{20663.47} \approx 2.54 > 1 \text{ (condition vérifiée)}$$

Conclusion :

Le calcul de contraintes permet, pour les barrages importants dans les quels le gain économique n'est pas annulé par la complication du chantier, de déterminer la résistance minimale du béton et donc de moduler les dosages en ciment. En plus des critères suivants :

- Non-écrasement du matériau. Pour le béton on imposait de ne pas dépasser 28 % de la résistance à la compression à 90 jours ;
- Non mise en traction du parement amont.

Introduction :

Les barrages réservoirs sont généralement équipés d'ouvrages annexes destinés à l'exploitation de la retenue et assurer la sécurité du barrage. Les ouvrages annexes sont des ouvrages hydrauliques qui font transiter l'eau du bief amont vers le bief aval, à travers des orifices spéciaux, des déversoirs, des canaux, des conduites, des galeries et autres, en utilisant pour ce but, la charge hydraulique effective disponible (dans les limites d'un court tronçon du lit naturel ou artificiel).

Les dimensions en plan et en élévation, la conception ainsi que la composition des ouvrages annexes d'un barrage sont dictées par le débit de projet, la charge effective, le relief et la géologie du site, ainsi que les conditions de réalisation et d'exploitation.

Les ouvrages annexes prévus pour la retenue seront.

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

Chaque catégorie de ces ouvrages comporte différentes variantes, représentant des avantages et des inconvénients, le but est donc de choisir le type d'ouvrage le plus adéquat de point de vue (fonctionnement - économie).

La prise d'eau, la vidange de fond et l'évacuateur de crue sont tous incorporés dans le corps de barrage.

V-1 Ouvrage de Prise d'eau :

Le but de cet ouvrage est d'assurer le débit de pointe de la demande aval entre le niveau normale de la retenue et le niveau de plus basses eaux, en tenant compte d'un prélèvement d'eau de qualité compatible avec sa destination (AEP ou Irrigation).

V-1-1 Type de prise :**a) Prise d'eau en charge :**

Ce type est représenté par une conduite sous remblai en acier enrobé de béton .Ce type d'ouvrage est très économique, permettant une prise d'eau avec faible perte de charge et donne l'avantage du regroupement des organes de commande au pied aval de la digue. En outre les inconvénients majeurs et le niveau unique de prise et la fonction non séparée avec la vidange.

b) Prise d'eau flottante :

Dans cette variante, les fonctions de prise et de vidange sont séparés, le prélèvement d'eau s'effectue à une profondeur constante ; l'inconvénient de celle-ci et celui du coût important de sorte qu'elle nécessite des mécanismes relativement sophistiqués nécessitant un entretien périodique de pièces hydromécaniques.

c) Tour de prise :

Cette variante représente l'avantage du prélèvement à différents niveaux, la séparation des fonctions (prise- vidange), mais du point de vue économique elle est plus coûteuse (tour + passerelle), ainsi que la sensibilité aux secousses dues aux séismes.

V-1-2 Choix de la variante :

Les prises d'eau assurent l'approvisionnement pour l'irrigation et pour l'AEP. 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. Soit donc 3 niveaux de prise (variante N° 3 : Tour de prise).

V-2 Ouvrage de vidange :

L'ouvrage de vidange est primordial pour un barrage, elle 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 de la vidange de fond afin d'augmenter la pérennité de ces organes (envasement).

Rôle de la vidange de fond :

- ∞ assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie grave constaté sur l'ouvrage
- ∞ abaisser le niveau de la retenue, éventuellement de vider le bassin afin de procéder à des réparations ou à des inspections
- ∞ transiter une partie des débits de crue, le règlement d'exploitation prévoit d'ouvrir en premier la vidange du fond, par ce procédé, on espère évacuer une bonne partie des apports solides sous forme de courant de densité
- ∞ Assurer l'irrigation des périmètres agricoles pendant les mises hors services des turbines
- ∞ maîtriser le niveau de la retenue lors de la première mise en eau
- ∞ servir de dérivation provisoire pendant la phase finale de construction

V-2-1 Type de vidange :**a) Conduite de vidange en charge :**

L'ouvrage est généralement combiné avec celui de la prise ou de l'évacuateur de crue (tulipe). La conduite de vidange doit être en acier enrobé de béton armé ou une conduite en âme tôle sous le remblai, son diamètre est fonction du débit à évacuer.

b) Conduites à écoulement libre :

Deux types de conduites peuvent être employés pour les réaliser :

- ✚ Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier.
- ✚ La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (1 à 2) m de hauteur.

L'aération de l'écoulement dans ces conduites est nécessaire, on prévoit donc un reniflard à l'aval immédiat de la vanne amont afin d'éviter les phénomènes de battements ou de vibration sous l'effet de passage en écoulements instables à forts débits.

c) ouvrages de vidange à batardeau :

Il peut être judicieux de prévoir la vidange sous forme d'un puits dans l'évacuateur de surface (déversoir poids, barrage déversant), comportant un système d'obturation par vanne à glissement ou, plus simplement, par un batardeau. Ce système est rustique il est moins soumis aux aléas d'entretien, tel que blocage de vannes.

V-2-2 Choix de la variante :

L'ouvrage de vidange à batardeau est rejeté de point de vue type de barrage donc on ne peut retenir que la conduite de vidange.

La conduite avec écoulement à surface libre possède l'inconvénient majeur du coût, (canalisation en béton de type galerie) et les accessoires supplémentaires (Reniflard) nécessitant beaucoup d'entretien.

La conduite en charge est plus économique et peut être placée dans la galerie de dérivation sans aucun risque.

La variante de l'ouvrage à retenir est celle d'une conduite en charge.

V-3 Ouvrage de dérivation provisoire

Les excavations pour la fondation du barrage, ainsi que la mise en place du béton doivent être réalisées au sec. Pour y parvenir, il faut détourner l'oued en dehors de la zone des travaux pour construire le corps d'un barrage en BCR.

L'ouvrage de dérivation à pour but de dériver les eaux des crues pendant la construction du barrage pour pouvoir réaliser à sec les travaux et protéger le chantier contre les venues d'eau pouvant provoquer des dégâts matériels ou même humaines.

Le batardeau amont se construit avec les mêmes soins que le barrage.

V-3-1 TYPE D'OUVRAGE DE DERIVATION PROVISOIRE

a) Galerie de dérivation :

Cet ouvrage est réservé aux vallées rocheuses étroites, son avantage, il évite l'interférence avec les failles et la construction du barrage proprement dit.

b) Conduite de dérivation :

La conduite de dérivation sous le remblai est préférée si la roche pour la galerie est de mauvaise qualité, mais plusieurs problèmes techniques peuvent surgir surtout en ce qui concerne le contact béton fondations.

L'avantage commun de ces deux ouvrages se résume par l'aspect économique qu'ils jouent, car ceux-ci sont souvent utilisés comme ouvrages définitifs (vidange de fond).

c) Canal de dérivation :

Cet ouvrage est le plus souvent adopté dans les vallées larges ou les débits sont importants pour être évacués par les galeries ou les conduites d'une façon économique.

V-3-2 Choix de la variante

En fonction des conditions topographique, géologiques, géotechniques et hydraulique, la dérivation se fait par une galerie et deux batardeaux.

Vu les conditions géologiques et topographique du site, et l'étude économique, il a été jugé de projeter une galerie circulaire sur la rive droite à coté de l'Oued.

V-4 Dimensionnement de l'ouvrage de vidange :

V-4-1 Calcul du débit de vidange :

Pendant la période d'évacuation par la vidange, le volume d'eau évacué est composé du volume utile de la retenue est du volume entrant à la retenue durant cette période.

Le débit évacué par la vidange de fond sera :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r \quad \dots\dots\dots (V.1)$$

V_u : volume utile en $[m^3]$.

T : temps de vidange jours. $T=10$ jours.

Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal à débit moyen annuel).

A.N:

$$Q_{vf} = \frac{61.24 \cdot 10^6}{10.86400} + 3.3 = 74.18 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{vf} = 74.18 \text{ m}^3/\text{s}$$

VI-4-2 Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre :

On a:

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H} \dots\dots\dots (V.2)$$

D'ou:

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2g \cdot H}} \dots\dots\dots (V.3)$$

Q_{vf} : Débit de la vidange de fond (m3/s).

H : charge disponible entre le niveau normal de la retenue et l'aval en [m].

μ : Coefficient de débit : $\mu \in [0,8 - 0,85]$.

A.N:

$$S = \frac{74.18}{0,8 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot 56.5}} = 3 \text{ m}^2$$

$$S_{vf} = 3 \text{ m}^2$$

Le diamètre de la conduite sera :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 3}{\pi}} = 1.95 \text{ m} \dots\dots\dots (V.4)$$

On prend:

$$D_{vf} = 2000 \text{ mm}$$

*Correction du coefficient de débit μ :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}} \dots\dots\dots (V.5)$$

$\sum \xi_I$: Somme des coefficients des pertes de charges (linéaires et singulières).

✚ Coefficients des pertes de charge linéaires:

$$\xi_{lin} = \frac{\lambda \cdot l}{D} \quad \text{Avec :} \quad \lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}} \dots\dots\dots (V.6)$$

λ : Coefficient de perte de charge.

n : Coefficient de rugosité [$n = 0.014 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$].

D : Diamètre de la conduite [$D = 2000 \text{ mm}$].

L : longueur de la conduite de vidange en [m] ($L = 300 \text{ m}$).

A.N :

$$\lambda = 0.019$$

$$\sum \xi_1 = 0.0095\text{m}$$

🚦 Coefficients de pertes de charge singulière:

On a :

$$\xi_{\text{entrée}} = 0,5$$

$$\xi_{\text{sortie}} = 1$$

$$\xi_{\text{vannes}} = (1 + 0,5) = 1.5$$

Donc :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (0.0095 + 1.5)}} = 0.63$$

Et :

$$S = \frac{74.18}{0,63 \cdot \sqrt{2g \cdot 56.5}} = 4\text{m}^2$$

D'ou :

$$D_{\text{vf}} = \sqrt{\frac{4.4}{\pi}} = 2.25\text{m}$$

On prend un diamètre normalisé :

$$\mathbf{D_{vf} = 2300 \text{ mm}}$$

Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes de :

$$V_s = \frac{Q_{\text{vf}}}{S_{\text{con}}} \dots\dots\dots (V.7)$$

AN :

$$V_s = \frac{74.5}{4} = 18.6\text{m/s}$$

$$\mathbf{V_s = 18.6 \text{ m/s}}$$

V-5 Dimensionnement de la prise d'eau :

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est fonction de la demande aval (consommation maximale).

D'après le Tableau II.30, le volume maximum demandé est celui du mois d'aout.

$$\mathbf{V_{\text{max}} = 5.28 \text{ Mm}^3.}$$

Donc :

$$Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} = \frac{6.28}{31 \cdot 86400} \cdot 10^6 = 2.34 \dots \dots \dots (V.8)$$

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

T : Temps de prise (T = 31 jours).

$$Q_{\max} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H}$$

μ : coefficient de débit : $\mu = 0.3$

H : charge correspondante à la prise d'eau la plus basse et l'aval.

$$S = \frac{2.34}{0.30 \cdot \sqrt{2g \cdot 5}} = 0.8 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4.0,6}{\pi}} = 1.1 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé :

$$D = 1100 \text{ mm}$$

*Correction du coefficient de débit μ :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}}$$

Les pertes de charges singulières seront estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

Donc :

$$\sum \xi = 1.15 \cdot \frac{\lambda \cdot l}{D} \dots \dots \dots (V.9)$$

AN :

$$\sum \xi = 1.15 \cdot \frac{0,019 \cdot 120}{1} = 2.62$$

Donc :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + 2.62}} = 0.52$$

$$S = \frac{2.34}{0.52 \cdot \sqrt{2g \cdot 5}} = 0,45 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4.0,45}{\pi}} = 0,8 \text{ m}$$

$$D = 800 \text{ mm}$$

✚ Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de prise d'eau :

$$V_{\text{con}} = \frac{Q_{\text{max}}}{S} = \frac{2.34}{0.8} = 2.93 \text{ m/s}$$

$$V_{\text{pe}} = 2.93 \text{ m/s}$$

V-6 Dimensionnement de la dérivation provisoire :

V-6-1 CHOIX DE LA CRUE DE DIMENSIONNEMENT :

Le choix de la crue dépend du degré du 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 et sur la durée d'exécution de l'aménagement.

La période de retour de la crue de l'oued contre laquelle le chantier doit être protégé, découle d'une optimisation entre le coût de construction de la dérivation capable d'absorber la crue en question et le coût des dégâts sur le chantier en cas de débordement. L'expérience montre que l'optimum correspond, en général, à une période de retour de la crue de chantier compris entre dix et vingt fois le temps de protection. Pour une durée de vingt fois de celle des travaux, la période de retour des crues de chantier sera estimée à 50 ans.

Le débit de la crue de chantier est donc estimé à 213.45 m³/s

$$Q_{\text{max } 2\%} = 213.45 \text{ m}^3/\text{s}$$

V-6-2 SUCCESSION DES TRAVAUX :

- ↪ **1^{ère} étape :** Mise en place d'un batardeau partiel pour la construction de la galerie.
- ↪ **2^{ème} étape :** Construction d'une galerie (tunnel) sur la rive droite.
- ↪ **3^{ème} étape :**
 - ✘ Construction d'un batardeau amont pour acheminer les eaux vers la galerie et amortir à la fois la crue.
 - ✘ Construction d'un batardeau aval pour empêcher le retour des eaux vers le chantier.
- ↪ **4^{ème} étape :** Une fois les travaux de réalisation sont terminés on enlève les batardeaux et on passe à la mise en eau.

V-6-3 Calcul hydraulique de la dérivation provisoire

V-6-3-1 Dimensionnement de la galerie :

Le dimensionnement de la galerie choisit se fait par calcul d'optimisation en utilisant l'abaque de Q et V en fonction de H pour la section fer de cheval doit être fait d'une manière économique pour qu'elle puisse fonctionner comme vidange de fond et de prise d'eau lors de la mise en exploitation de l'ouvrage.

La dérivation provisoire doit permettre l'évacuation d'une crue décimale dont le débit de pointe est estimé à $213.45 \text{ m}^3/\text{s}$. Ce débit doit passer par la galerie en charge sans que le niveau n'atteigne le niveau de couronnement du batardeau, on le dimensionnera en laminant la crue de fréquence 2%.

a) l'écoulement à surface libre :

La première phase est celle où le niveau d'eau est inférieur au diamètre du tunnel. Dans ce cas l'écoulement est a surface libre et sera régit par la formule suivante :

$$Q = S * C * \sqrt{RI} \dots\dots\dots (V.10)$$

Avec Q : débit évacué;

S : section mouillée $S = \frac{R^2}{2} (\theta_{rad} - \sin \theta^0);$

R : rayon hydraulique $R_{cr} = \frac{S}{P};$

P_{cr} : périmètre mouillé $P = R\theta_{rad};$

C_{cr} : coefficient de Chézy $C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}};$

n : coefficient de rugosité $n = 0,014;$

I : pente du tunnel $I = 0,04.$

La hauteur d'eau dans la galerie :

$$h = (r - 1 - \cos \frac{\vartheta^0}{2}) \dots\dots\dots (V.11)$$

$$\vartheta^0 = 2 \cdot \text{Arc cos} \left(1 - \frac{h}{r} \right) \dots\dots\dots (V.12)$$

b) l'écoulement en charge :

L'écoulement devient en charge lorsque le niveau d'eau sera supérieur au diamètre de la galerie et l'écoulement sera régit par la formule suivante :

$$Q = u.S.\sqrt{2.g.Z} \dots\dots\dots (V.13)$$

Avec Q : débit évacué;

S : section de la galerie $S = \pi \frac{D^2}{4};$

g : accélération de la pesanteur (m/s²);

Z : la dénivelée $Z = (H + L * i) - D/2;$

μ : coefficient de débit;

H : hauteur d'eau devant la galerie;

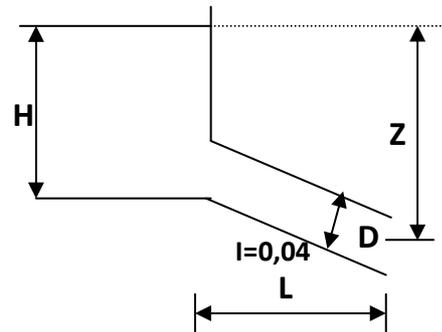
D : diamètre de la galerie;

L : longueur de la galerie (L =190 m);

I : pente de la galerie (I =0,04).

Avec

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_i + \frac{\lambda \cdot L}{D}}}$$



..... (V.14)

* coefficient de résistance singulière :

$$\sum \xi_i = \xi_{entrée} + \xi_{sortie}$$

À l'entrée :

$$\sum \xi_i = 0,5 + 1 = 1,5$$

λ : coefficient de résistance linéaire.

$$\lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}}$$

$n = 0,014m^{-1/3}$.s Rugosité de béton.

Tableau V-1 : Coefficient de débits.

Dg	$\sum \xi_i$	λ	$\lambda \cdot L / D$	$(1 + \sum \xi_i + \lambda L / D)^{0.5}$	μ
4.5	1,5	0.0148	0.493	1.416	0.706
5	1,5	0.0143	0.429	1.394	0.717
5.5	1,5	0.0139	0.379	1.375	0.727
6	1,5	0.0135	0.337	1.360	0.735

Pour l'écoulement en charge :

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot Z}$$

$$Z = H + (L \cdot I - D/2)$$

Tableau V-2 : $Q = f(D)$.

Dg [m]	μ	S [m ²]	$\mu \cdot S \sqrt{2g}$	Z [m]	Q [m ³ /s]
4.5	0.706	15.90	49.72	H+5.35	49.72√Z
5	0.717	19.63	62.34	H+5.1	62.34√Z
5.5	0.58	23.75	61.01	H+4.85	61.01√Z
6	0.59	28.26	73.85	H+4.6	73.85√Z

Le laminage dans ce cas se fait de la manière suivante:

On détermine les volumes d'eau stockée à partir de l'hydrogramme de crue de fréquence 20% pour chaque heure du temps de crue et on ne s'arrête qu'une fois arrivé au temps de montée, ensuite on converti ces débits là en volumes et à partir de la courbe capacité -hauteur on tire les hauteurs d'eau correspondantes à chaque volume.

Les résultats de calculs sont donnés dans le tableau (V-3).

Tableau V.3 : Calcul du débit déversant pour différentes valeurs de Hd (Méthode de KOTCHERINE)

Hd (m)	$q_{max,p\%} = Q_{max,p\%} (1 - V_{ff}/V_{cr})$	$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot Z}$ en charge			
		D (m)			
		4,5	5	5,5	6
0,5	213,45	120,26	149,89	141,12	166,78
1	212,75	125,29	156,44	147,56	174,76
1,5	211,57	130,13	162,72	153,74	182,40
2	210,85	134,80	168,77	159,68	189,72

2,5	209,64	139,30	174,62	165,40	196,78
3	208,29	143,67	180,27	170,94	203,59
3,5	207,45	147,91	185,75	176,30	210,18
4	206,85	152,03	191,07	181,50	216,57
4,5	205,74	156,04	196,25	186,55	222,78
5	204,52	159,96	201,30	191,48	228,82
5,5	203,89	163,77	206,22	196,28	234,70
6	202,86	167,51	211,03	200,96	240,44
6,5	201,72	171,16	215,73	205,54	246,04
7	200,76	174,73	220,33	210,02	251,52

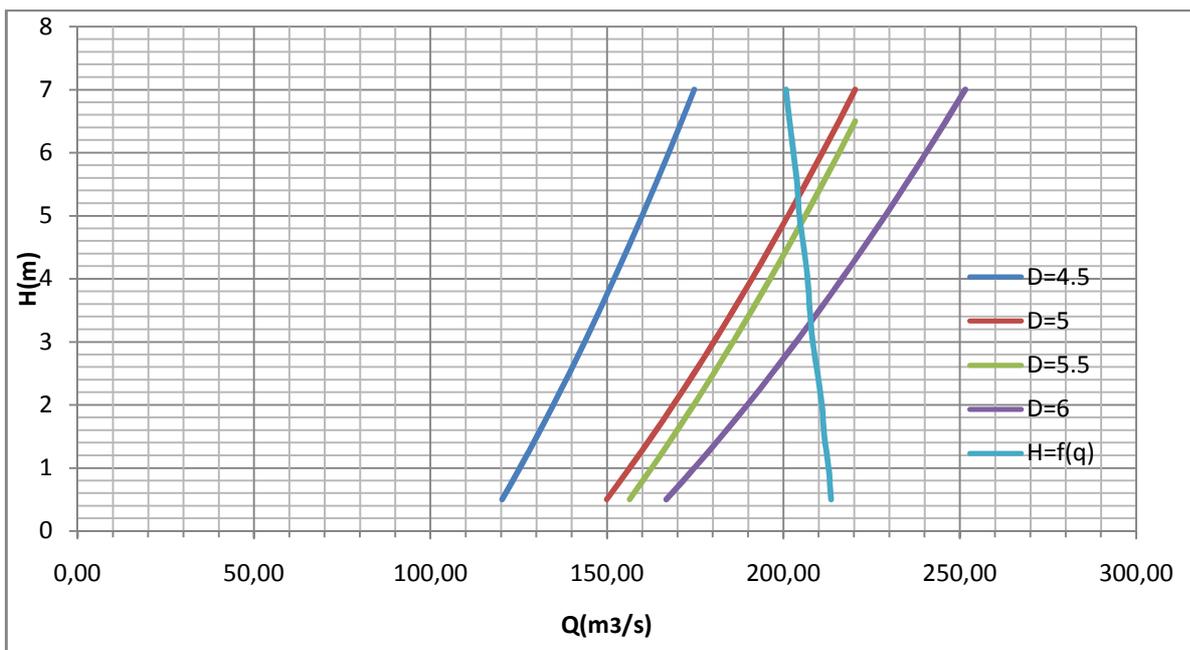


Figure V.1: Débit déversant pour différentes valeurs de Hd.

Les résultats du laminage sont donnés dans le Tableau V.4

Tableau V.4 : Résultats du laminage.

D (M)	4.5	5	5.5	6
Z (m)	12.35	10.2	9.65	8
Q (m³/s)	174.67	199.1	189.53	208.87

V-6-3-2 Batardeau :

a) Type de batardeau :

Le batardeau est prévu d'être de même type que la digue, alors il est construit en BCR. Le batardeau principal pourrait constituer ainsi, la plate-forme d'essai de mise en place du BCR.

b) Calcul de la revanche du batardeau :

$$R = 0,75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (V.5)$$

$$H_v = 0,75 + 0,34\sqrt{F} - 0,26\sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (V.6)$$

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

F : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch et doit inférieure à 18 kilomètre [F = 3 km].

A.N:

$$H_v = 0,75 + 0,34 \sqrt{3} - 0,26 \sqrt[4]{3} = 1m$$

D'où :

$$V = 1,5 + 2 H_v \dots\dots\dots (V.17)$$

$$V = 3.5$$

Donc :

$$R = 1.31 \text{ m}$$

c) Calcul de la largeur en crête du batardeau :

Formule de KNAPPEN : $b = 1,65\sqrt{H_b}$ (m) (V.18)

Tableau V.5 : Résultats de calcul

Diamètre de la galerie (m)	Hauteur du batardeau (m)	Largeur en crête (m)
4.5	13.66	6.10
5	11.51	5.59
5.5	10.96	5.46
6	9.31	5.03

On opte pour une largeur en crête de 6 m

d) Calcul d'optimisation :

Le calcul est effectué par une méthode qui est basée sur la détermination des volumes du batardeau et de la galerie ainsi que sont équivalents en béton, ensuite tracé la courbe d'optimisation pour déterminer le diamètre optimal.

Pour assurer un écoulement à surface libre dans la galerie, les dimensions doivent être telles que la hauteur d'eau pour la crue de projet soit comprise entre 0,7 et 0,8 fois la hauteur de la galerie, mais ils peuvent parfois s'éloigner des dimensions optimales du point de vue hydraulique, afin de permettre l'utilisation de coffrage ou de vannes normalisés.

Hypothèses de calcul

- B- Ecoulement uniforme ;
- C- Avec pertes de charges calculées à l'aide de la formule de CHEZY.

Sur un plan topographique, on positionne la digue, les batardeaux, l'axe de la dérivation et les ouvrages d'entrée et de sortie pour avoir la longueur réelle.

La courbe de tarage nous donne les niveaux avals correspondants aux débits maximum et minimum Q_{\max} et Q_{\min} .

Le schéma suivant nous donne les différents paramètres pour cette méthode.

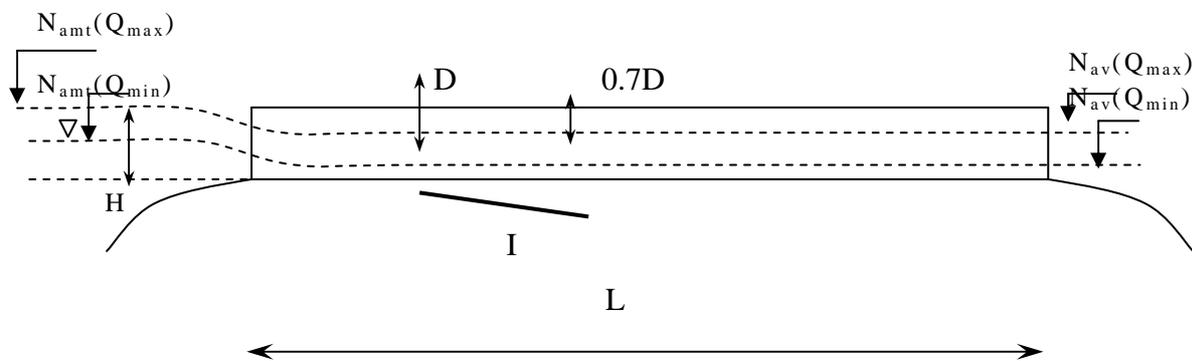


Figure V-2 : Schéma pour le calcul d'optimisation.

D	Diamètre
ho = 0,7D	Profondeur de remplissage
H	Charge totale
I	Pente
L	Longueur de la galerie
N _{am}	Niveau amont (pour Q _{max} et Q _{min})
N _{av}	Niveau amont (pour Q _{max} et Q _{min})
clef	Clef de vout
C _s	Cote du seuil

Tableau V.6 : calcul d'optimisation pour la galerie de dérivation.

Paramètres hydrauliques	1	Diamètre	D (m)
	2	Section du tunnel	$A = \pi D^2 / 4$ (m ²)
	3	Profondeur de remplissage	h _o = 0,7D (m)
	4	Section mouillée	A ₁ = 0,74.A (m ²)
	5	Rayon hydraulique	R _h = 0,3D (m)
	6	Coefficient de Chézy	C = 1/n R ^{1/6}
	7	Vitesse moyenne	V = Q _{max} /A ₁ (m/s)
	8	Pente	i = V ² /C ² R
	9	Perte de charge linéaire	h _l = i.L (m)
	10	Perte de charge à l'entrée	Z _{entr} = V ² /2gj ² (m)
	11	Perte de charge totale	Z _o = Z _{entr} + h _l (m)
	12	Niveau amont pour Q _{max}	N _{am} = N _{av} + Z _o (m NGA)
	13	La cote de niveau d'eau a l'entrée de tunnel	N _I = N _{am} - Z _{entr} (m NGA)
	14	Cote du seuil	C _s = N _I - h _o (m NGA)
Calcul des volumes des	15	Hauteur du batardeau	H _{bat}
	16	Section du batardeau	F _{bat} = (2b + 2mH _{bat}).H _{bat} /2
	17	Longueur moyenne du batardeau	L ^b _{moy} (m)

18	Volume du batardeau	$V_{bat} = L * F (m^3)$
20	Conversion en volume de béton	$V'_{bét} = 0,1 V_t$
21	Volume d'excavation du tunnel	$V_{tun} = L . A$
21	Conversion en volume de béton	$V'_{tun} = 1,5 V_{bet}$
22	Volume total des travaux	$\Sigma V' = V'_{bat} + V'_{tun}$

Tableau V.7 : Résultats de calcul pour l'étude d'optimisation.

	N°	Désignation	Valeurs			
Paramètres hydrauliques	1	D [m]	4,5	5	5,5	6
	2	A [m ²]	15,89	19,63	23,75	28,26
	3	h0 [m]	3,15	3,5	3,85	4,2
	4	A ₁	11,77	14,53	17,58	20,91
	5	Rh [m]	1,35	1,5	1,65	1,8
	6	C	75,09	76,42	77,65	78,78
	7	V [m/s]	25,13	10,87	8,98	7,55
	8	i	0,083	0,013	0,008	0,005
	9	h ₁ [m]	15,763	2,563	1,540	0,969
	10	Z _{ent} [m]	27,18	17,82	12,17	9,6
	11	Z ₀ [m]	40,78	24,62	15,57	11,3
	12	Nam [mNGA]	345,78	342,62	339,57	338,3
	13	N1 [mNGA]	318,6	324,8	327,4	328,7
	14	Cs [mNGA]	315,45	321,3	323,55	324,5
Calcul des Volumes	15	Hbat [m]	13,66	11,51	10,96	9,31
	16	Fbat	242	176,94	161,9	120,75
	17	L ^b _{moy} [m]	11,23	11,23	10,13	8,5
	18	Vbat	2717,7	1987,0	1640,0	1026,4

19	V'bét	271,77	198,70	164,00	102,64
20	$V_{\text{tun}} = L \cdot A$	178,44	220,44	240,59	240,21
21	$V'_{\text{tun}} = 1,5 V_{\text{bet}}$	407,65	298,06	246,01	153,96
22	$\Sigma V'$	3125.15	2207.7	1880.59	1180.5

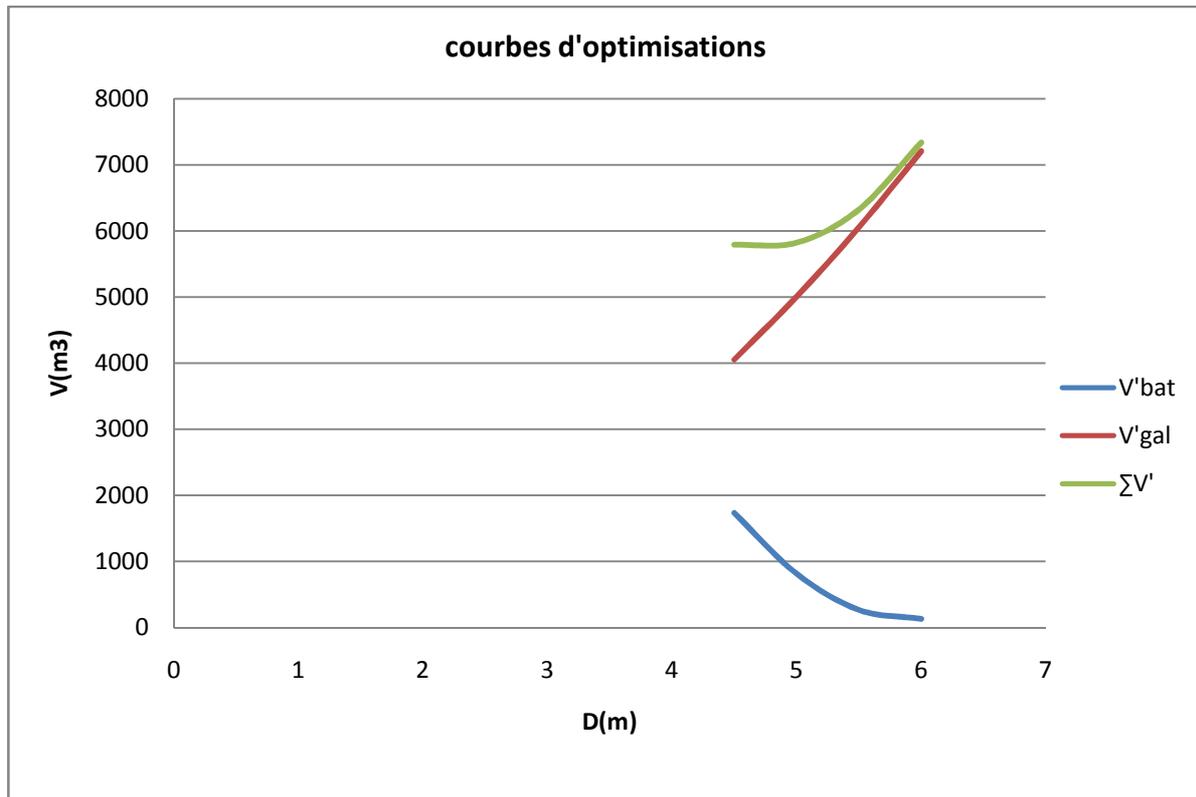


Figure VI-3 : Courbe d'optimisation.

Conclusion :

D'après la courbe d'optimisation on remarque que le point optimum correspond au diamètre optimum **5m** ce qui correspond à une hauteur du batardeau égal à 5.42 m.

On prend **H_{bat} = 6 m**

e) Construction du batardeau :

On construit le batardeau comme suit :

- Construction d'une banquette en béton
- Réalisation d'un filtre inverse (son rôle d'empêcher le retour d'eau)
- Construction du corps du batardeau.

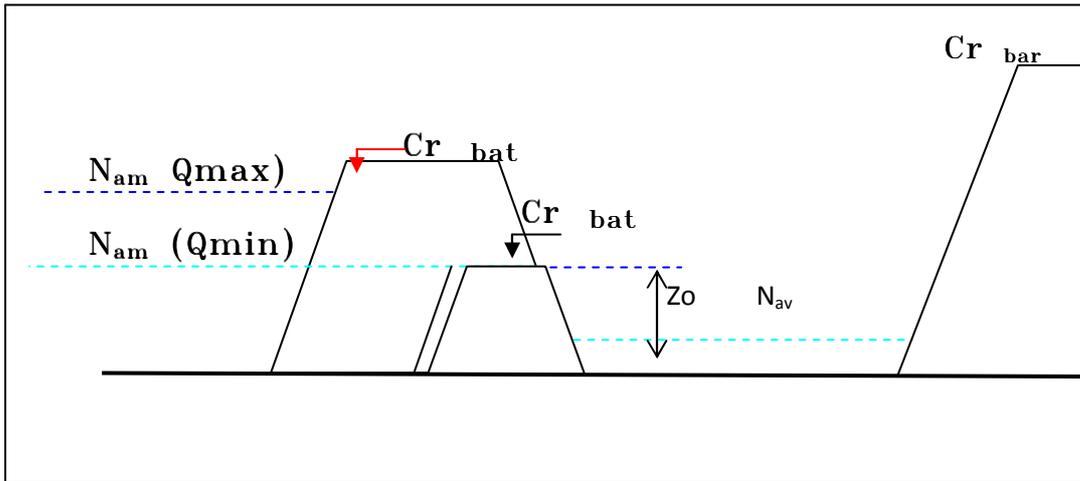


Figure V-4 : Construction du batardeau

➤ **Portail d'entrée :**

La galerie de dérivation est constituée d'un portail d'entrée (déversoir à large seuil), d'un ouvrage intermédiaire et d'un portail de sortie.

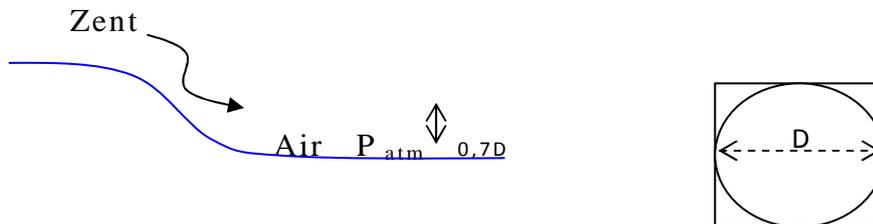


Figure V-5 : Construction du batardeau

Pour une perte de charge supérieure à 0,3D, l'entrée est noyée, au lieu d'un déversoir on aura un orifice noyé.

Dans ce cas la ventilation est rompue, l'écoulement va aspirer l'air qui se trouve dans la galerie, donc il y'aura une dépression ($P < P_{atm}$) qui implique une vibration à l'intérieur.

Pour déterminer Z_o , il faut remplacer dans le tableau précédent la valeur de $Q_{max} = 213.45 \text{ m}^3/\text{s}$ par $Q_{min} = 180.95 \text{ m}^3/\text{s}$, On trouve finalement **$Z_o = 9.82\text{m}$**

➤ **Pente critique :**

$$i_{cr} = \frac{Q^2}{C_{cr}^2 \cdot S_{cr}^2 \cdot R_{cr}} \dots\dots\dots (V.19)$$

Le débit unitaire :

$$q = Q/l \Rightarrow q = 30 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m.l}$$

La hauteur d'eau critique :

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \Rightarrow \dots\dots\dots (V.20)$$

$$y_c = 2.82\text{m}$$

S_{cr} : section critique;

P_{cr} : périmètre critique;

R_{cr} : rayon hydraulique critique;

C_{cr} : coefficient de Chezy.

$$i_{cr}=0,1$$

D'où : $I=0,06 \leq i_{cr}$.

Le portail d'entrée est un déversoir à large seuil à une section rectangulaire de largeur $D=5$ m.

Ensuite La section devient circulaire (S_{cir}) de cette condition on peut déterminer la hauteur C du portail.

$$V_1=V_2=Q/S_0=Q/S_{cir}$$

$$C= D (1-\pi/4) = 5 (1-\pi/4)$$

$$C=1.08 \text{ m}$$

CONCLUSION :

Finalemt les dimensions des ouvrages annexes étudiés sont :

- Le diamètre de la conduite de la vidange du fond $D_{vf} = 2000$ mm.
- Le diamètre de la conduite de prise est de $D = 800$ mm.
- La hauteur du batardeau est égale à 6m.et une largeur en crête de 6m

Introduction :

La première construction d'un revêtement en BCR en Amérique du Nord a été réalisée en 1942 par l'US Army Corps of Engineers. La première application au Canada a été la mise en place d'une aire d'entreposage de billes de bois d'une surface de 52 000 m² sur l'Île de Vancouver en Colombie-Britannique en 1976.

Au Québec, outre le barrage hydroélectrique du lac Robertson, le Centre de recherche interuniversitaire sur le béton (CRIB) de l'Université Laval a étudié des sections d'essais réalisées à l'usine de Lafarge Canada à St-Constant en 1987 et 1990. Trois sections d'essais de 450m³ chacune et une route expérimentale ont été construites. L'étude portait sur la durabilité au gel et à l'écaillage de revêtements routiers en BCR. Elle a permis de développer des mélanges de BCR durables et de nouvelles méthodes de formulation à l'origine des BCR à haute performance.

➤ Qu'est-ce qu'un BCR ?

- Le BCR est un béton raide d'affaissement nul
- Les BCR sont généralement fabriqués avec les mêmes matériaux que ceux utilisés pour le béton conventionnel
 - Gros granulats et granulats fins (attention à la granulométrie)
 - Liant : ciment Portland+ (CV ou FS), laitiers, etc.
 - Adjuvants : réducteur d'eau, retardateur, entraîneur d'air



Figure VI.1 Aspect typique d'un BCR pour barrage

VI .Les caractéristiques recherchées pour le BCR :

Les recherches nécessaires pour définir un BCR comme matériau de construction de barrages portent notamment sur :

- la densité ;

- la résistance à la compression, et éventuellement à la traction;
- la résistance au cisaillement (angle de frottement et cohésion);
- l'imperméabilité.
- En fonction des sites d'autres caractéristiques peuvent également être étudiées :
- la résistance au gel;
- la résistance aux eaux agressives;

VI.1 Fabrication : [02]

La fabrication couvre le domaine allant de la production des granulats à la fabrication proprement dite du BCR avant transport sur l'ouvrage.

VI.1.1 Les granulats : [02]

De l'examen des matériaux disponibles à proximité du site résulte la sélection des différentes solutions envisageables pour le projet concerné. Parmi ces solutions, un premier choix permet de retenir celles qui justifient une étude plus approfondie pouvant aller jusqu'à la formulation en laboratoire.

Il est fondamental, pour l'économie du projet, de vérifier si des granulats disponibles peuvent satisfaire les exigences du projet en ne nécessitant qu'un traitement minimal.

Le choix des granulats conditionne directement les installations de traitement qui peuvent aller du simple scalpage pour tout venant à granulométrie adaptée, à une installation complète d'extraction en carrière, de concassage, de criblage, de lavage et même de traitement des sables. Les conditions de stockage et de transport sont également très dépendantes de la solution retenue.

VI.1.2 Les liants

Il existe plusieurs types de liants :

- Ciment normalisé seul (du type de ceux utilisés pour les barrages en béton conventionnel) ;
- Ciment avec des additions par fois en quantité importantes (cendre volante, laitier moulu, pouzzolanes) ;
- Liant spécial BCR, fabriqué en usine à base de laitier, prêt à l'emploi.

VI.1.2.1 Pouzzolanes – Cendres volantes [02]

Les pouzzolanes en provenance de la cimenterie seront mélangées au ciment au sein de la cimenterie aux proportions désirées.

Pour les matériaux d'une autre provenance, cendres volantes ou autres matières proposées par l'Entrepreneur, un stockage sur le chantier dans des silos séparés sera nécessaire.

L'introduction dans le remblai dur des cendres volantes ou autres matières à effet pouzzolanique reconnu se fera suivant un procédé ayant reçu l'agrément de l'Administration.

VI.1.3 L'eau [02]

L'analyse complète physico-chimique de l'eau qui sera utilisée pour le gâchage, doit être effectuée, suivant les normes en vigueur.

VI.1.4 Les adjuvants [02]

On peut employer un retardateur de prise qui permet d'allonger le délai de maniabilité et donc d'assurer une meilleure liaison entre couches, il est recommandé de l'incorporer dans le liant.

VI.2 Centrale à béton : [02]

L'Entrepreneur fournit une fiche technique de la centrale.

L'installation de fabrication du béton doit permettre de doser par pesage les granulats, ciment et eau, les adjuvants éventuels étant dosés par méthode volumétrique.

La centrale à béton doit être munie d'appareils de mesure de la teneur en eau des agrégats. La précision est de + ou - 2 %. La teneur en eau des agrégats est mesurée au moins deux fois par jour. Un équipement de la centrale permet la correction automatique des quantités d'eau des granulats à introduire.

Un wattmètre enregistreur permet de suivre l'évolution de la dépense d'énergie du malaxage. La durée du malaxage est déterminée par la stabilisation de la puissance absorbée par les moteurs. Le fonctionnement de la centrale est automatique et piloté par un programmeur.

Le dosage pondéral automatique est exigé pour chaque catégorie de granulats, pour le ciment et pour l'eau de gâchage. Un dispositif permet la vérification facile de l'exactitude des pesées, les bascules étant étalonnées au début du chantier et au moins une fois par semaine.

VI.3 Principe de base de la technologie de BCR : [02]

- Un BCR optimal devrait comporter à peu près la quantité de pâte nécessaire pour remplir les vides du squelette granulaire et pour obtenir la maniabilité désirée
- Pas assez de pâte
 - Faibles propriétés mécaniques, maniabilité trop faible, durabilité plus faible
- Trop de pâte
 - Meilleures propriétés mécaniques, maniabilité trop élevée, coût de production plus élevé

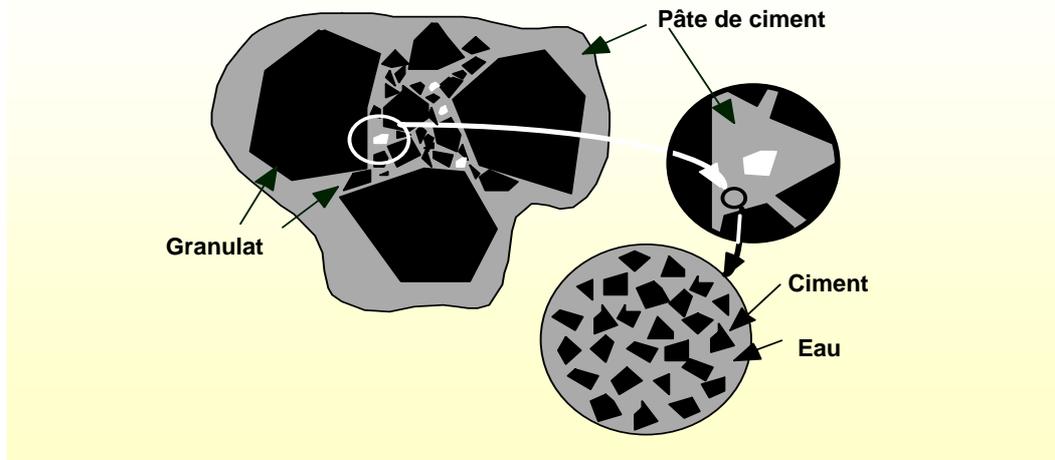


Figure VI.2 Bon remplissage de squelette granulaire

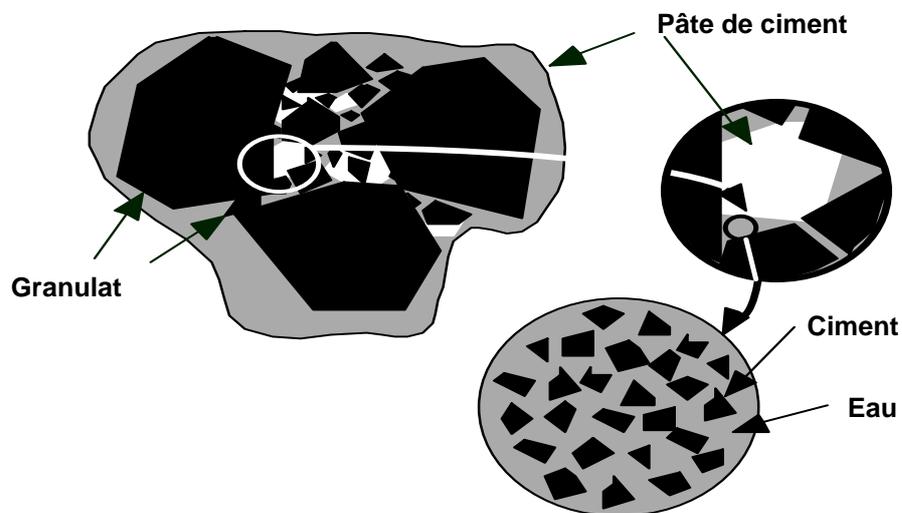


Figure VI.3 Mauvais remplissage de squelette granulaire

VI.3.1 Squelette granulaire :

- Les granulats occupent entre 80% et 85% du volume d'un BCR compacté
- Il est très important de bien choisir les granulats
 - Maniabilité du BCR frais
 - Propriétés mécaniques

- Coûts de production
- Le choix de la courbe granulométrique est un élément clé de la formulation d'un BCR
- Choix du diamètre maximal des gros granulats
 - Barrages : 40 à 80 mm
 - Pavages : généralement 20 ou 25 mm

VI.3.2 Choix de type de liant :

- des critères de performance
- Dépend du type d'ouvrage (barrage – pavage)
- Barrages: faible chaleur d'hydratation

VI.4 Principe de formulation :

- Méthode du volume optimal de pâte
 - Procédure simple
 - Relativement peu d'essais en laboratoire
- Un BCR optimal devrait contenir tout juste assez de pâte pour combler les vides du squelette granulaire compacté
- Approche de formulation volumique
- Démarche en 3 étapes
 - 1- Choix d'une granulométrie optimale
 - 2- Choix du dosage volumique en pâte pour obtenir la maniabilité souhaitée
 - 3- Choix du rapport E/L de la pâte pour atteindre les caractéristiques mécaniques et la durabilité requises

VI.4.1 *Granulométrie* :

- Proportions gros - moyen - fin
- Minimiser les vides du squelette granulaire
- Les courbes "Fuller-Thompson" sont un bon point de départ.

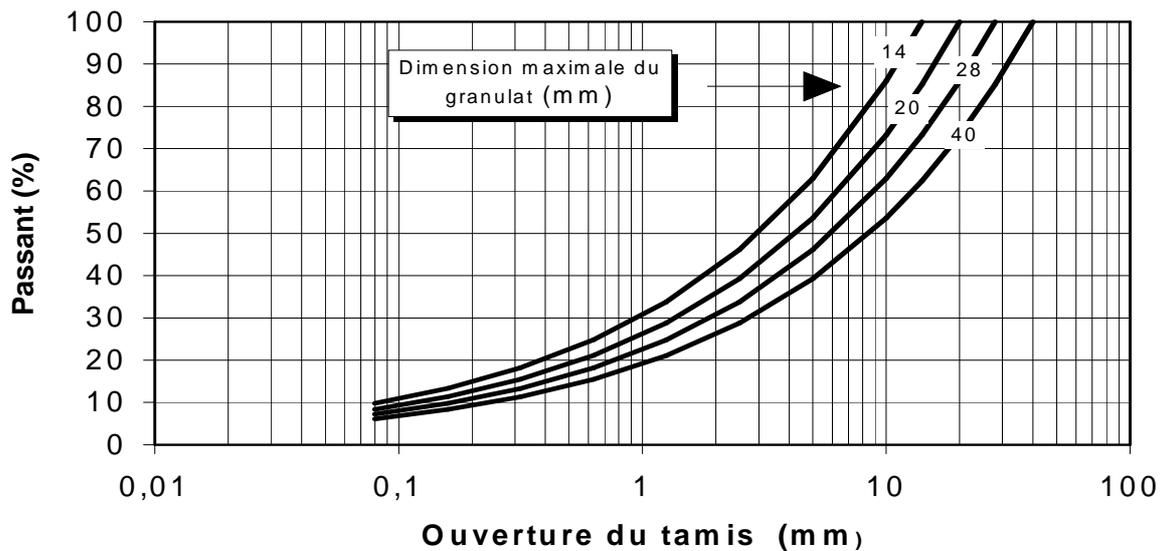


Figure VI.4 courbe de Fuller-Thomson

$$p = (d/D)^{0,45}$$

VI.4.2 Choix du volume de pâte

- La maniabilité d'un BCR est fonction du rapport V_p / V_{vc} :

V_p : Le volume de pâte (eau + ciment + ajout) dans 1 m³ de BCR (L/m³)

V_{vc} : Le volume des vides dans 1 m³ du squelette granulaire compacté (L/m³)

VI.4.3 Choix du rapport E/L

- Le rapport E/L gouverne les propriétés mécaniques
- Augmentation du dosage en cendres volantes
 - Diminution de la résistance au jeune âge (28 d)
 - Augmentation de la résistance à long terme (91 d)
- L'utilisation d'un liant contenant de 10% - 20% de cendres volantes diminue 15 à 20% la résistance à 28 jours.

VI.5 Moyens de Transports : [02]

Le transport de BCR se fait souvent par camions ou dumpers sur des pistes évolutives en fonction de l'avancement du barrage. Le recours à des tapis est particulièrement justifié pour de grands ouvrages.

La critère de maniabilité sera un paramètre important dans le choix du type de camion (nécessité de manœuvres de recul, obligation de réaliser des virages courts,...) qui devra être

a la fois adapté aux contraintes d'approvisionnement du barrage et a celles imposées par la distribution du BCR sur l'ouvrage.

La phase de transport devra garantir le maintien des caractéristiques du remblai dur dans les limites fixées par le présent cahier des charges. Elle devra donc intégrer des dispositions pour :

- empêcher la ségrégation ou la perte de constituants pendant les opérations de chargement, roulage et déchargement des camions,
- réduire au minimum les temps de transport (le temps maximum entre la centrale et la mise en place est de 30 minutes),
- éventuellement, protéger le remblai dur de l'ensoleillement, du vent ou de la pluie.

Avant l'accès des camions sur la levée, l'Entrepreneur prend toutes les dispositions pour qu'ils ne souillent pas le remblai dur déjà en place ou le remblai dur frais. Le nettoyage des roues et des pneus est au minimum nécessaire.

VI.4 Réglage : [02]

Le réglage du béton est assuré par des boteurs, a priori de type D5, dont la capacité est adaptée à la masse de remblai dur à mettre en œuvre à l'heure. Le régalage et le réglage près des ouvrages en béton ou sur les bordures de la couche peut être envisagé avec du matériel plus léger. Le matériel et la procédure de régalage devront permettre d'éviter la ségrégation, la contamination ou le dessèchement du remblai dur frais, ainsi que la détérioration de la couche inférieure.

Le régalage sera mené de front sur la pleine largeur amont-aval, de la rive vers le centre, ceci afin d'éviter toute circulation d'engin sur la couche inférieure compactée (sauf éventuellement en rive pour le démarrage de la couche).

La lame des boteurs sera équipée d'un système laser permettant de régler l'épaisseur de la couche à ± 3 cm.

Le réglage de la couche s'effectue de manière à ménager une pente de 1% vers l'amont de la surface de chaque couche afin de permettre l'évacuation des eaux de la plateforme.

VI.5 Mise en place :

L'atelier classique de mise en place se compose d'un buteur servant au réglage, d'un compacteur lourd assurant le serrage final de la surface principale de la couche et d'un petit compacteur pour le serrage des bordures périmétrales. Une petite pelle équipée d'une lame spéciale est généralement utilisée lorsque des joints doivent être découpés. Enfin un dispositif d'arrosage permet d'assurer la cure du matériau avant recouvrement par la couche suivante

VI.6 Compactage

Le choix des types de compacteurs est de la responsabilité de l'Entrepreneur. Il soumettra ce choix à l'agrément de l'Administration au moment de la mise au point du programme de la planche d'essai. Le choix définitif est motivé par les résultats de la planche d'essai.

Les appareils à utiliser sont a priori les suivants :

Tableau VI.1. matériels de compactage de BCR

Matériel	Utilisation	Caractéristiques principales
Rouleau vibrant lourd	Compactage en pleine masse du barrage	Masse supérieure à 7 tonnes M1/L entre 30 et 50 kg/cm Fréquence réglable entre 30 et 50 Hz Amplitude réglable entre 0,8 et 1,8 mm
Rouleau vibrant léger	Compactage sur les bordures de couches, à proximité des coffrages	Masse supérieure à 3 tonnes M1/L entre 20 et 30 kg/cm Fréquence réglable entre 30 et 50 Hz Amplitude réglable entre 0,8 et 1,8 mm
Plaque vibrante	Compactage près des ouvrages en béton, des jonctions entre le BCR et la fondation sur les rives, et d'une façon générale toutes les zones particulières où le rouleau vibrant léger n'est pas utilisable	Pression statique sous la semelle supérieure à 15 kPa

Source ANBT

- Toutes les propriétés des BCR sont étroitement liées au degré de compactage
- Un BCR parfaitement compacté devrait avoir une résistance à la compression comparable à celle d'un béton conventionnel de même rapport E/L
 - En pratique, il est difficile d'atteindre un compactage parfait (BCR)
- Rouleaux vibrateurs
(En mode statique et en mode dynamique)
- Rouleau à pneus de caoutchouc
(Meilleur fini de surface)



Figure VI.5 Rouleau vibrateur



Figure VI.6 photographie d'un petit rouleau compacteur pour la finition.

- Un bon contrôle du compactage au chantier est essentiel
 - Un compactage déficient ($< 97\%$) peut diminuer très significativement les caractéristiques d'un BCR.
- Contrôle de la compacité in situ
 - Nucléo-densimètre.



Figure VII. Essais in situ contrôle de compacité

VI.7 Avantages et inconvénients des BCR pour barrages :

VI.7.1 Avantages

- *Par rapport à un ouvrage en terre*
 - Volume plus faible
 - Meilleure résistance à l'érosion
 - Imperméabilité
 - Possibilité de prévoir une centrale adjacente à l'ouvrage
- *Par rapport à un ouvrage en béton*
 - Moins de matières cimentaires
 - Rapidité de mise en place
 - Pas ou peu de coffrages

VI.7.2 Inconvénients

- Qualité des parements
- Difficulté d'entraîner de l'air
- Coût de transport des matières cimentaires en régions éloignées

VI.8 Les défis à relever :

- Développer une technologie pour améliorer le transfert de charge
 - Au niveau des joints
 - Au niveau des fissures les plus ouvertes.



Figure VI. Fissures au niveau des joints

Conclusion :

- La technologie des BCR est éprouvée et de plus en plus utilisée
 Dans la construction des Barrages et le pavage.
- Les BCR sont des matériaux hautement optimisés
 - Propriétés mécaniques élevées pour un dosage en ciment donné
 - Rapport flexion / compression élevé
- Les BCR peuvent être produits sans adjuvants de haute technologie
- Technologies de production et de mise en place simples et rapides
- Peuvent contenir de forts dosages en ajouts minéraux.

Introduction :

Une reconnaissance meilleure du lieu de chantier aide énormément à dresser un planning technologique des engins et leur utilisation rationnelle dans les diverses opérations, afin de pouvoir répondre aux conditions d'espace et temps dictés par le marché.

Donc une bonne organisation de chantier intervient grossièrement dans la diminution du prix de l'ouvrage pour qu'il ne soit onéreux.

Ces constructions présentent des difficultés énormes, mais quelques que soient les problèmes rencontrés, une bonne organisation du chantier est impératif.

Notre étude consistera donc à organiser notre chantier du barrage d'OULDJA tout en assurant :

- Un meilleur choix de la main d'œuvre et des matériaux.
- La rapidité d'exécution des diverses opérations.
- Une économie : synchronisation et réduction des travaux.
- Une organisation de l'emploi du matériel et du personnel en garantissant leur sécurité.

Ces facteurs revêtent une importance primordiale pour la réalisation de l'ouvrage dans les meilleures conditions.

VII -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.

VII-1-1 Contrôle de chantier

Il Y a de nombreuses modalités de construction et mises en œuvre sur les chantiers de BCR qui ne peuvent être définies de façon rigoureuse et qui ont néanmoins des répercussions importantes sur la qualité obtenue. Les exigences en matière de contrôle de qualité susceptibles de garantir une bonne exécution ne sont pas bien définies.

«Exiger de l'entrepreneur le strict respect des« tables de la loi» conduirait dans certains cas à des retards inutiles ou peut entraîner plus de mal que de bien ».

« Le bon sens et la collaboration entre les contrôleurs du gouvernement et le constructeur pour mettre au point et définir les mesures à prendre en temps voulu pour s'adapter aux différentes circonstances conduiront au résultat le meilleur et le plus économique ».

VII -2 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier :

Avant d'entrer dans le vif du sujet relatif au chantier de réalisation d'un barrage, il nous paraît indispensable de rappeler les rôles des différentes personnes amenées à intervenir sur le site du barrage.

VII -2- 1 - Le maître de l'ouvrage :

C'est une personne morale qui est l'ANBT pour laquelle sont exécutés les travaux. Son rôle est de définir le but à atteindre (programme), d'organiser un financement, de passer et de régler les marchés des travaux. Après la réception des ouvrages, il en est le propriétaire et le gestionnaire.

VII -2 -2 Le maître d'œuvre :

C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage de recevoir l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation des entreprises, d'assister le maître d'ouvrage dans le dépouillement des offres, de contrôler l'exécution des travaux et de proposer leur réception et leur règlement, après en avoir établi le décompte.

Pour le cas d'un barrage, le maître d'œuvre est souvent chargé, en outre d'interpréter son auscultation jusqu'à l'achèvement de la phase de la mise en eau et de régler le rapport de la première mise en eau.

VII -2- 3 - L'entrepreneur :

Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et, parfois, de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction tant que celui-ci n'a pas été réceptionné.

VII.3 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise :

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain de larges espaces, afin 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 :

VII -3-1 Installations destinées au personnel :

Tous les aménagements relatifs aux conditions de vie du personnel pour l'ensemble du chantier. Il comprend notamment :

- Les installations des bureaux et des cités du personnel avec d'une part des installations communes telles que cantine, infirmerie, etc. et d'autre part l'hébergement proprement dit de tout le personnel de l'entrepreneur sur le site, quelle que soit la valeur des effectifs, en générale, sont les dortoirs ; les réfectoires, et les bureaux de chantier.

VII -3-2 Installations destinées au stockage des matériaux :**Agrégats :**

Les agrégats destinés à la fabrication du béton (sable, graviers) doivent être contrôlés à leur réception ; il convient de vérifier la granulométrie en prélevant des échantillons. Pour le sable il est important de vérifier la teneur en éléments fins par un essai d'équivalent de sable.

Si les agrégats sont sales ou enrobés d'une couche d'argile ou autres, il serait préférable de les laver avec une eau douce avant leur utilisation.

Les différents sables et les graviers seront stockés en tas mélange. Vu que leurs densités sont différentes un mélange risque de fausser la pesée. La méthode de stockage sera en étoile, la teneur en eau des agrégats doit être contrôlée avant utilisation vue que le degré hydrométrique de l'air en variable ainsi que les éventuelles précipitations ; il faudrait prévoir de légères pentes afin de drainer les eaux de la zone de stockage et cela afin de drainer les eaux de la zone de stockage et cela afin de doser convenablement la quantité d'eau nécessaire au gâchage.

Le Ciment :

Sur la plupart des chantiers courants le stockage du ciment s'effectue en sac dans une << baraque à ciment >>. Il est alors essentiel que ces sacs soient à l'abri de l'humidité et isolé du sol par un caillebotis. ar ailleurs, il faut organiser l'entrée et la sortie des sacs de façon que certains d'entre eux ne risquent pas de trop vieillir dans la couche inférieure si, par exemple, il n'y avait qu'un seul tas approvisionné et utilisé par la partie supérieure .

Sur les chantiers importants et dans les centrales à béton .le ciment est approvisionné en silo et cela évite automatiquement un vieillissement très important d'une partie du stock

Le Béton :

Le béton employé devra avoir une résistance à la compression à 28 jours de 180 bars , il se compose de sable , graviers de différentes granulométrie, d'un liant hydraulique (ciment ou autres) et d'eau , la précision est de plus en plus grande et exigée des travaux de génie civil, particulièrement en ce qui concerne les ouvrages d'arts qui exigent que le béton utilisé soit de caractéristique parfaitement définies telles que la résistance à la compression fixée à l'avance, c'est-à-dire que sa fabrication ne peut être fait d'une manière empirique, on doit

d'une part être sur des dosages exacts des différents constituants d'autre part, assuré une fabrication rationnelle et contrôlée.

L'eau de gâchage :

L'eau destiné au gâchage du béton doit satisfaire les normes internationales en :

Matières organiques : 0.1 (g/l)

Matières en suspension : 0.2 (g/l)

Sels dissout : 1.5 (g/l)

Sulfates : 1.0 (g/l)

Acide humique : 0.05 (g/l)

Acide sulfhydrique : 0.05 (g/l)

Chlorures : 0.1 (g/l)

Ces éléments indésirables risquent de provoquer de fausses prises ou encore altérer le ciment ou attaquer les aciers.

Fabrication des granulats :

Les granulats sont fabriqués dans les stations de concassage situées sur l'oued el ARAB dont les ballastières d'exploitation sont connues ; ils seront acheminés jusqu'à l'aire de stockage par des camions benne

L'énergie électrique :

L'alimentation en énergie électrique sera faite par un l'alimentation a partir d'un réseau de moyenne tension (SONELGAZ), Suite au plan de charge de cet organisme, peut être une source pour l'avancement des travaux.

L'alimentation en eau potable :

L'alimentation en eau potable sera assurée par un réservoir de stockage dont le volume sera réalimenté quotidiennement.

L'alimentation en carburant :

L'alimentation sera assurée par des camions citernes, le stockage sera fait dans des réservoirs enterrés avec un accessoire de pompage.

VII -3-3 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.

VII -3-4 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.

VII.4 Travaux de réalisation :**VII.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.

VII.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.

VII.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.

VII.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 destiné à scarifier, excaver, transporter, niveler et compacté 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 susceptible 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 moyens de transport :

Le transport du BCR se fait souvent par camions ou dumpers sur des pistes évolutives en fonction de l'avancement du barrage. Le recours à des tapis est particulièrement justifié pour de grands ouvrages. La solution avec tapis s'apparente également à celle d'un ascenseur parfois utilisée pour de très importants barrages, ainsi qu'au recours à des grues, des goulottes et des conduites métalliques déjà utilisées en.

Le critère de maniabilité sera un paramètre important dans le choix du type de camion (nécessité de manœuvres de recul, obligation de réaliser des virages courts, ...) qui devra être à la fois adapté aux contraintes d'approvisionnement du barrage et à celles imposées par la distribution du BCR sur l'ouvrage.

C - 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 vibrant : 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.

D - Le matériel de mise en place de béton :

- Un buteur servant au réglage,
- Un compacteur lourd assurant le serrage final de la surface principale de la couche
- Un petit compacteur pour le serrage des bordures périmétrales.
- Une pelle équipée d'une lame spéciale est généralement utilisée lorsque des joints doivent être découpés.

Les matériels nécessaires pour la réalisation des bordures d'ouvrages varient selon la conception de celles-ci.

- Le buteur est équipé de chaînes normales larges, et sa capacité dépend de la masse de BCR à mettre en place à l'heure. Sa lame est munie en général d'oreilles pour réduire les risques de ségrégation.

E - Le matériel spécifique :

On utilise comme matériel :

- Les engins de forage et d'injection.
- Lames vibrantes portées par le bras d'une pelle pour découpage des joints.

VII.6 Terrassement au niveau des installations de chantier :**a)- Exécution des voies d'accès :**

La desserte est composée de 2 pistes, la première mène vers la carrière et la deuxième vers le site des matériaux fins, se sont des pistes non revêtues.

b)- Détermination des engins nécessaires :

Pour l'exécution des voies d'accès il y a lieu de se disposer d'un chargeur au de la carrière d'alluvions dont le rendement est :

$$R = \frac{60.G.K_r.K_t}{T.K_f}$$

Où : G : capacité du godet. (m³/h)

K_r : coefficient de remplissage de godet.

K_t : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

K_f : coefficient de foisonnement.

Pour le transport de ces matériaux on a besoin de camions benne dont le rendement est :

$$R_c = \frac{60.G.K_t}{T}$$

Où : G : capacité de la benne du camion (m³/h).

Kt : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

Le régalage sera assuré au moyen d'un bulldozer d'un rondement :

$$R_b = \frac{60.G.K_t}{T}$$

Où : G : capacité de la lame (m³/h)

Kt : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

Il est à signaler, qu'avant l'exécution des voies d'accès il est nécessaire de procéder à leur préparation au moyen d'un bulldozer avec un rendement important.

VII -7 Travaux d'exécution des ouvrages annexes

VII -7-1 Dérivation provisoire :

Les excavations pour la fondation du barrage, ainsi que la mise en place du béton doivent être réalisées au sec. Pour y parvenir, il faut détourner l'oued en dehors de la zone des travaux pour accomplir le corps d'un barrage en BCR.

Le calcul doit se faire dans cette optique, ce qui conduira inévitablement à envisager les deux alternatives ci-après :

- Dérivation en une étape au moyen d'une galerie ;
- Dérivation en deux étapes avec canal à ciel ouvert et galerie

Sa réalisation comporte deux étapes :

- creuser à l'explosif et à partir de l'aval, deux galeries parallèles de longueur égale à 190 m chacune dans la bosse de la rive gauche de l'oued au site du barrage.
- Les galeries seront complétées par un canal à ciel ouvert en gabions de 3m de hauteur et de 30m de largeur.

VII -7-2 Réalisation de la digue :

L'exécution du barrage nécessitera plusieurs opérations en site :

- ✓ Excavation en terrain meuble
- ✓ Excavation en terrain rocheux sans explosifs
- ✓ Béton BCR pour le barrage
- ✓ Béton conventionnel pour le parement amont
- ✓ Coffrage lisse pour parement amont et aval

Pour l'excavation des matériaux on pourra utiliser une pelle hydraulique en butte, dont la capacité est estimée en fonction du volume des matériaux nécessaires.

Compte tenu de l'importance du volume à extraire, il est plus rationnel de deviser la carrière en bandes, afin de faciliter son exploitation au fur et à mesure des besoins du chantier.

a) Définitions des engins nécessaires :

- Pelle brute
- Camion benne
- Bulldozer.

VII -7-3 Exécution de l'évacuateur de crue :

La réalisation de l'évacuateur de crue passera par plusieurs étapes :

- ✓ Excavation en terrain meuble
- ✓ Excavation en terrain rocheux sans explosifs
- ✓ Coffrage lisse
- ✓ Béton arme pour déversoir et coursier

VII -7-4 Exécution des travaux de bétonnage :

Les travaux de bétonnage représentent généralement un élément très important lors de l'exécution du barrage, car la plupart des ouvrages nécessitent des quantités énormes de ce matériau. Il est donc nécessaire de définir sa composition et ceci selon sa destination et selon l'importance de l'ouvrage projeté en respectant les données du projecteur.

VII -7-5 Exécution de la vidange de fond :

- ✓ Une bouche amont de section rectangulaire de (3x3.6) m2.
- ✓ Une grille lourde.
- ✓ Conduite forcée pour.
- ✓ Deux vannes planes de garde et de réglage.
- ✓ Un canal assurera l'évacuation des eaux jusqu'au bassin amortisseur au pied aval du barrage.
- ✓ Deux vannes planes dans la chambre des vannes.
- ✓ Un batardeau extérieur manipulé à partir du couronnement.

VII -8 Travaux des injections :

Les travaux des injections ont pour but de créer un rideau étanche dans la fondation. Ce rideau est formé de lignes de trous dans lesquels on envoie un coulis (ciment+eau et parfois de la bentonite), en sous pression pour boucher les chemins par où l'eau passe.

Les forages seront exécutés avec des appareils à rotation. Après la réalisation de ces forages il sera procédé à un essai pour l'évaluation de la perméabilité de la zone à injecter. Une canalisation d'amener du coulis est mise en place dans le trou, le coulis mis en pression

par une pompe pénètre dans les fissures. Un obturateur l'empêche de remonter entre la canalisation d'amener et les parois du forage.

VII -9 Le devis estimatif :

Le devis estimatif et quantitatif est représenté dans les tableaux suivants pour la variante(V1) en BCR

Tableau VII -1 : Devis estimatif de la digue :

Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
			(DA)	Mio(DA)
Excavation en terrain meuble	m3	495864.4	295	146.28
Excavation en terrain rocheux sans explosifs	m3	373857.1	490	183.19
Béton BCR pour barrage	m3	2205178.6	5600	12349
Béton conventionnel pour parement amont	m3	76898.8	8000	615.19
coufrage lisse pour parement amont et aval	m ²	249720	1500	374.58
Montant total =13668 Million (Da)				

Tableau VII -2 : devis estimatif prise d'eau:

PRISE D'EAU					
N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix (DA/U)	Montant (DA)
1	Exécution du puits vertical de liaison	m ³	800	25000	20000000
2	Conduite en acier D=1000mm	ml	250	18000	4500000
3	Vanne guillotines	unité	3	6000000	18000000

Tableau VII -3 : devis estimatif prise d'eau:

VIDANGE DE FOND					
N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix (DA/U)	Montant (DA)
1	Béton arme pour ouvrage de tête et autre	m ³	120	8000	960000
2	Galerie horizontale pour la vidange	m ³	175	25000	4375000
3	Ventilation 1000 mm	ml	65	8000	520000
4	Batardeau	Unité	1	600000	6000000
7	Vanne glissante de garde	Unité	1	1800000	18000000
8	Vanne glissante de réglage	Unité	1	1800000	18000000
11	Grille d'entrée	Unité	1	160000	160000

Remarque :

Le tableau suivant montre le résultat des couts de construction, augmentés globalement de 10% pour tenir compte des installations de chantier et travaux préparatoires.

Les frais administratifs sont estimés globalement à 4% du total des couts de construction et des travaux préparatoires. Les frais d'ingénierie constituent un surplus de 10% du montant total construction.

Tableau VII -4 : récapitulation des couts de construction :

<i>désignation</i>	Million (DA)
<i>Routes et accès a la carrière et le transport</i>	230,4
<i>Dérivation provisoire</i>	200
<i>Vidange de fond</i>	48
<i>prise d'eau</i>	53,3
<i>évacuateur de crue</i>	84,6
<i>bassin amortisseur et restitution</i>	135
<i>barrage et injection</i>	13670,7
<i>cout de construction</i>	147,7
<i>travaux préparatoires et installations (environ 10% des couts de construction)</i>	14561,7
<i>total construction+20%des imprévus et divers</i>	19221,5

frais administratifs (4%de total de construction)	768,9
frais d'ingénierie (10%de total de construction)	1922,2
cout total	21912,9

Les coûts totaux pour le barrage de OULDJA peuvent êtres estimés à **21912,9** Millions DA.

VII -10 Planification :

VII -10-1 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 ;
- Le chronométrage ;

- Définition des objectifs et des attributions ;
- Simplification des méthodes ;
- Stabilisation des postes de travail.

VII -10-2 Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

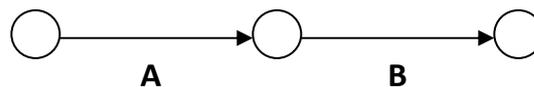
VII -10-2-1 Méthodes basées sur le réseau :

Définition du réseau :

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

Réseau à flèches :

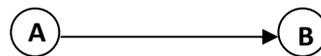
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération **A** précède l'opération **B**

Réseau à nœuds :

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches



L'opération (**B**) ne peut commencer que si l'opération (**A**) est complètement achevée.

Construction du réseau :

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les 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 ;

VII -10-2-2 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 : analyser 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.

VII -10-2-3-1 Les étapes de la planification :

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

a)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.

b) 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.

c)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.

VII-10-2-3-2 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 ;

$$MT : \text{marge totale.} \quad \text{Et on a :} \quad \begin{cases} DFP = DCP + TR \\ DCP = DFPP - TR \end{cases}$$

VII-10-2-3-3 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 :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{cases}$$

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:

$$T = \frac{Q.N}{n}$$

Avec :

$$\begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$$

VII-10-2-3-4 les plannings :

Il existe trois types de plan de travail :

a)Plan de 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.

b) 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).

c) Plan de travail intermédiaire :

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date u 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).

VII-10-2-3-5 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 pour assurer l'efficacité de l'action entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres :

Le déroulement du travail dans un ordre correcte 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.

VII-10-2-3-6 Symboles des différentes opérations :

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VII -5 : symboles des opérations et leurs durées :

Travaux	Opérations	Durée (mois)
Route d'accès principal	A	1
Route d'accès à la carrière	B	2
Installation du chantier	C	2
Dérivation provisoire	D	12
Fondation du barrage	E	8
Construction des zones industrielles	F	3
Bétonnage du corps(BCR)	G	9
Vidange de fond et prise d'eau	H	4

Evacuateur de crue	I	8
Voiles d'étanchéité et de drainage	J	7
Mise en service	K	1

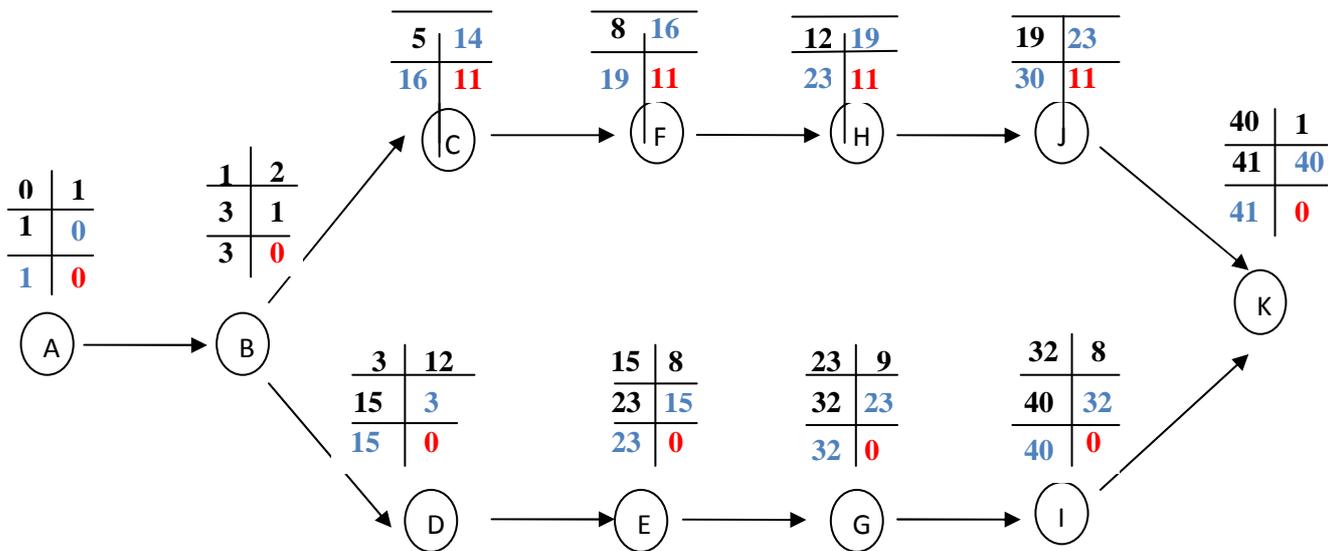
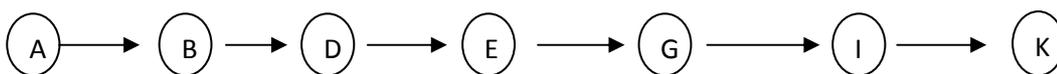


Figure VII.1: Réseau à nœuds.

Le chemin critique est :



Le temps nécessaire pour la réalisation du barrage est environs 41 mois

VII-10-2-3-7 Détermination des chemins critiques par la méthode du tableau :

Tableau V-5 Résultats de calcul pour la méthode du tableau.

Le chemin critique est :

A-B-D-E-G-I-K

Enfinement, on arrive aux bornes principales suivantes :

- ✓ Début production du béton au 13e mois du début du chantier
- ✓ Mise en service de la dérivation au 7e mois
- ✓ Fermeture de la dérivation au 36e mois
- ✓ Mise en service de l'aménagement 44e mois

En conclusion, la construction du barrage d'OULDJIA devrait durer environ 3 années et demi.

CONCLUSION:

L'organisation du chantier est d'une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets. Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. Dans tous les cas, l'entrepreneur a un rôle essentiel à jouer dans ce sens.

CONCLUSION GENERALE

Dans le cadre de notre projet intitulé étude d'avant projet détaillé de barrage d'OULDJA de oued El ARAB, nous avons essayé dans ce travail de répondre à quelques questions posées dans l'étude de faisabilité pour la poursuite des travaux de réalisation de notre barrage à savoir le choix, dimensionnement et stabilité de barrage et ces ouvrages annexes. Ainsi nous avons dressé un planning de synchronisation des tâches de réalisation pour cette phase d'APD, et les moyens humains et matériels à mettre à notre disposition, les devis quantitatifs et estimatifs des différentes tâches.

D'après les données fournies par l'agence nationale des barrages sur le site de réalisation du barrage et le travail que nous avons effectué. On s'est penché vers une variante de la digue en béton compacté au rouleau, vue les avantages qu'elle présente et nous avons opté pour la section type suivante :

- Un parement amont vertical
- Un parement aval vertical entre les cotes 392.4 m et 382.8 m, en marches d'escalier de pente moyenne 1V / 0.85H
- Un couronnement de 8 m.
- une hauteur de la digue de 72.9 m

Grâce aux programmes de développement des Hauts Plateaux et aux programmes sectoriels, le secteur de l'hydraulique dans cette région a bénéficié d'une précieuse ressource hydrique qui va régler l'épineux problème de l'eau potable qui touche la population de la région. Ainsi que l'irrigation des terres agricoles avoisinantes.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[01] : **ANBT** : Rapport géologique, géotechnique et hydrologique du barrage d'Ouldja (W.KHENCHELA).

[02] **Projet National BaCaRa** : 1996 - Le Béton Compacté au Rouleau, les barrages en BCR, presses de l'ENPC.

[03]: **B. TOUAIBIA** : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida. Mars 2004.

[04] : **B. TOUAIBIA** et **B. BENLAOUKLI** : introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida. Avril 2004.

[05]: **CIGB** : Choix de la crue de projet ; méthodes actuelles. Bulletin 82. 1984.

[06] : **B. TOUAIBIA** : polycop de cours de régularisation des débits ; les retenues. ENSH Blida. Janvier 2001.

[07]: **PATRICK LE DELLIU** : Les barrages : conception et maintenance, nouvelle édition, ENTPE collection, Presses universitaire de LYON, France 2007

[08] : **PATRICK LE DELLIU** : Les barrages « conception et maintenance ».

ANNEXE N° 01

Essais de perméabilité (lugeons)

F01

F02

F03

F04

F05

F06

F06bis

Tableau des résultats des essais Lugeon

Sondage	Profondeur [m]	Pression utilisée [bars]	Pression effective [bars]	Débit Q [L/min]	Unité Lugeon [UL]	Classi- fication	UL doptée [UL]	Perméabilité K [cm/s]
F01	52.00 - 55.00	5.00	7.01	25.92	12.33	E/C	6.47	8.41E-05
		7.00	9.01	28.03	10.37			
		10.00	12.00	36.71	10.20			
		7.00	9.01	20.19	7.47			
		5.00	7.01	18.66	8.87			
		2.50	4.51	8.76	6.47			
	55.00 - 58.00	2.50	5.02	8.93	5.93	B/T	9.40	1.22E-04
		5.00	7.52	18.39	8.16			
		7.00	9.51	27.15	9.51			
		10.00	12.51	35.27	9.40			
		7.00	9.51	27.90	9.78			
		5.00	7.52	18.66	8.28			
	58.00 - 61.00	2.50	5.15	4.66	3.02	C/D	6.24	8.11E-05
		5.00	7.65	14.34	6.25			
		7.00	9.65	20.19	6.98			
		10.00	12.64	28.09	7.41			
		7.00	9.65	20.37	7.04			
		5.00	7.65	14.31	6.24			
	61.00 - 64.00	1.00	3.65	7.36	6.72	B/T	6.33	8.23E-05
		2.50	5.19	6.81	4.37			
		5.00	7.69	14.28	6.19			
		7.00	9.69	20.10	6.92			
		10.00	12.68	24.10	6.33			
		7.00	9.68	20.24	6.97			
	64.00 - 67.00	5.00	7.69	14.23	6.17	B/T	9.23	1.20E-04
		2.50	5.19	7.08	4.55			
		2.50	5.35	8.82	5.49			
		5.00	7.85	18.85	8.00			
7.00		9.85	28.07	9.50				
10.00		12.84	35.56	9.23				
67.00 - 70.00	7.00	9.85	27.91	9.45	C/D	6.59	8.57E-05	
	5.00	7.85	18.50	7.85				
	2.50	5.35	8.82	5.49				
	2.50	5.36	7.53	4.69				
	5.00	7.85	15.69	6.66				
	7.00	9.85	21.54	7.29				
67.00 - 70.00	10.00	12.85	29.60	7.68	C/D	6.59	8.57E-05	
	7.00	9.85	21.99	7.44				
	5.00	7.85	15.65	6.64				
	2.00	4.85	8.35	5.73				

Tableau des résultats des essais Lugeon

Sondage	Profondeur [m]	Pression utilisée [bars]	Pression effective [bars]	Débit Q [L/min]	Unité Lugeon [UL]	Classi- fication	UL doptée [UL]	Perméabilité K [cm/s]
F02	19.00 - 22.00	4.00	5.52	19.15	11.57	D/A	32.57	4.23E-04
		7.00	8.51	29.74	11.64			
		4.00	5.52	19.68	11.89			
		2.00	3.51	34.32	32.57			
	22.00 - 25.00	2.00	3.69	9.99	9.03	B/T	12.26	1.59E-04
		4.00	5.69	22.05	12.93			
		7.00	8.68	31.94	12.26			
		4.00	5.69	22.00	12.90			
	25.00 - 28.00	2.00	2.89	10.50	12.12	B/T	13.30	1.73E-04
		4.00	4.89	21.58	14.72			
		7.00	7.88	31.46	13.30			
		4.00	4.89	21.72	14.82			
	28.00 - 31.00	2.00	2.90	6.96	8.00	B/T	9.20	1.20E-04
		4.00	4.90	14.25	9.70			
		7.00	7.90	21.79	9.20			
		4.00	4.90	14.01	9.53			
	31.00 - 34.00	2.00	3.45	5.13	4.95	C/D	6.02	7.83E-05
		4.00	5.45	11.15	6.81			
		7.00	8.45	17.56	6.93			
		4.00	5.45	10.92	6.67			
	34.00 - 37.00	2.00	3.90	6.88	5.88	C/D	7.07	9.19E-05
		4.00	5.90	13.15	7.43			
		7.00	8.90	21.72	8.14			
		4.00	5.90	13.49	7.62			
	37.00 - 40.00	2.00	3.24	6.60	6.79	C/D	7.78	1.01E-04
		4.00	5.24	12.90	8.21			
		7.00	8.24	20.80	8.42			
		4.00	5.24	13.20	8.40			
	40.00 - 43.00	2.50	3.67	8.16	7.41	C/D	8.41	1.09E-04
		5.00	6.17	15.50	8.38			
		7.00	8.17	21.58	8.81			
		10.00	11.16	29.39	8.78			
	43.00 - 46.00	7.00	8.17	22.09	9.02	B/T	10.75	1.40E-04
		5.00	6.17	15.78	8.53			
		2.40	3.57	8.50	7.94			
		2.50	3.56	9.09	8.51			
	46.00 - 49.00	5.00	6.06	18.52	10.19	C/D	7.90	1.03E-04
		7.00	8.05	27.64	11.44			
		10.00	11.05	35.63	10.75			
		7.00	8.05	28.05	11.61			
46.00 - 49.00	5.00	6.06	18.75	10.32	C/D	7.90	1.03E-04	
	2.50	3.56	8.96	8.39				
	2.50	3.48	6.89	6.60				
	5.00	5.98	14.32	7.99				
46.00 - 49.00	7.00	7.98	20.25	8.46	C/D	7.90	1.03E-04	
	10.00	10.97	27.95	8.49				
	7.00	7.98	20.49	8.56				
	5.00	5.98	14.41	8.04				
46.00 - 49.00	2.50	3.48	7.50	7.19	C/D	7.90	1.03E-04	
	2.50	3.48	7.50	7.19				

Tableau des résultats des essais Lugeon

Sondage	Profondeur [m]	Pression utilisée [bars]	Pression effective [bars]	Débit Q [L/min]	Unité Lugeon [UL]	Classi- fication	UL doptée [UL]	Perméabilité K [cm/s]
F03	4,00 - 7,00	1.00	1.53	10.95	23.87	B/T	17.41	2.26E-04
		2.00	2.53	13.21	17.41			
		1.00	1.53	10.73	23.39			
		0.50	1.03	4.33	14.02			
	7,00 - 10,00	0.50	0.94	4.35	15.43	D/A	23.30	3.03E-04
		1.00	1.44	7.42	17.18			
		2.00	2.44	13.04	17.82			
		1.00	1.44	10.06	23.30			
	10,00 - 13,00	0.50	0.94	4.15	14.72	B/T	7.14	9.28E-05
		2.00	2.53	4.50	5.93			
		4.00	4.53	10.57	7.78			
		7.00	7.53	16.12	7.14			
	13,00 - 16,00	4.00	4.53	10.47	7.71	C/D	8.93	1.16E-04
		2.00	2.53	4.17	5.49			
		1.00	1.53	3.91	8.52			
		2.50	3.03	8.58	9.44			
	16,00 - 19,00	4.00	4.53	13.32	9.80	B/T	5.32	6.92E-05
		2.50	3.03	8.25	9.08			
		1.00	1.53	3.59	7.82			
		2.00	2.53	3.24	4.27			
	19,00 - 22,00	4.00	4.53	7.63	5.62	C/D	7.90	1.03E-04
		7.00	7.53	12.02	5.32			
		4.00	4.53	8.22	6.05			
		2.00	2.53	3.49	4.60			
	22,00 - 25,00	2.00	2.53	5.59	7.37	C/D	7.82	1.02E-04
		4.00	4.53	10.79	7.94			
		7.00	7.53	18.96	8.40			
		4.00	4.53	11.27	8.29			
25,00 - 28,00	2.00	2.53	5.68	7.48	B/T	13.94	1.81E-04	
	4.00	4.53	5.56	7.33				
	7.00	7.53	10.96	8.07				
	4.00	4.53	18.50	8.19				
28,00 - 31,00	2.00	2.53	11.09	8.16	B/T	9.65	1.25E-04	
	4.00	4.53	11.09	8.16				
	7.00	7.53	21.79	9.65				
	4.00	4.53	14.04	10.34				
		2.00	2.53	6.78	8.93			

Tableau des résultats des essais Lugeon

Sondage	Profondeur [m]	Pression utilisée [bars]	Pression effective [bars]	Débit Q [L/min]	Unité Lugeon [UL]	Classi- fication	UL doptée [UL]	Perméabilité K [cm/s]
F04	61.00 - 64.00	5.00	7.04	15.61	7.39	C/D	6.93	9.01E-05
		7.00	9.03	21.80	8.04			
		10.00	12.03	29.49	8.17			
		7.00	9.04	19.53	7.21			
		5.00	7.04	15.73	7.45			
		2.50	4.54	9.26	6.80			
	64.00 - 67.00	2.50	5.10	9.07	5.93	B/T	9.48	1.23E-04
		5.00	7.59	18.67	8.20			
		7.00	9.59	28.00	9.73			
		10.00	12.58	35.77	9.48			
		7.00	9.59	27.99	9.73			
		5.00	7.59	18.68	8.20			
	67.00 - 70.00	2.50	5.07	8.67	5.70	B/T	8.92	1.16E-04
		5.00	7.57	18.11	7.98			
		7.00	9.56	25.83	9.00			
		10.00	12.56	33.61	8.92			
		7.00	9.56	26.78	9.33			
		5.00	7.57	15.00	6.61			
	70.00 - 73.00	2.50	5.11	9.09	5.93	B/T	9.45	1.23E-04
		5.00	7.61	18.68	8.19			
		7.00	9.60	28.00	9.72			
		10.00	12.60	35.72	9.45			
		7.00	9.60	27.88	9.68			
		5.00	7.61	18.71	8.20			
	73.00 - 76.00	2.50	5.06	8.39	5.53	C/D	6.32	8.22E-05
		5.00	7.56	14.32	6.32			
		7.00	9.55	19.95	6.96			
		10.00	12.55	27.41	7.28			
7.00		9.55	20.36	7.10				
5.00		7.56	14.24	6.28				
76.00 - 79.00	2.50	5.54	5.38	3.24	C/D	5.24	6.81E-05	
	5.00	8.04	13.27	5.50				
	7.00	10.04	18.16	6.03				
	10.00	13.03	26.06	6.67				
	7.00	10.04	18.43	6.12				
	5.00	8.04	13.30	5.52				
	2.50	5.54	5.93	3.57				

Tableau des résultats des essais Lugeon

Sondage	Profondeur [m]	Pression utilisée [bars]	Pression effective [bars]	Débit Q [L/min]	Unité Lugeon [UL]	Classification	UL doptée [UL]	Perméabilité K [cm/s]
F05	9.00 - 12.00	1.00	1.94	4.31	7.41	C/D	9.12	1.19E-04
		2.50	3.44	10.27	9.95			
		4.00	4.94	16.11	10.87			
		2.50	3.44	10.47	10.15			
		1.00	1.94	4.20	7.22			
		0.00	0.94	0.00	0.00			
	12.00 - 15.00	0.00	0.91	0.00	0.00	C/D	7.55	9.82E-05
		1.00	1.91	3.63	6.34			
		2.50	3.41	8.44	8.25			
		4.00	4.91	13.31	9.04			
		2.50	3.41	8.33	8.14			
		1.00	1.91	3.43	5.99			
	15.00 - 18.00	0.00	0.94	0.00	0.00	C/D	7.00	9.10E-05
		1.00	1.94	3.24	5.57			
		2.50	3.44	7.89	7.65			
		4.00	4.94	12.31	8.31			
		2.50	3.44	8.23	7.98			
		1.00	1.94	3.21	5.52			
	18.00 - 21.00	0.00	0.96	0.00	0.00	C/D	7.23	9.39E-05
		2.00	2.96	5.77	6.50			
		4.00	4.96	11.11	7.47			
		7.00	7.96	19.19	8.04			
		4.00	4.96	11.39	7.66			
		2.00	2.96	5.74	6.46			
	21.00 - 24.00	0.00	0.96	0.00	0.00	C/D	7.03	9.15E-05
		2.00	2.95	5.56	6.27			
		4.00	4.95	10.92	7.35			
		7.00	7.95	18.44	7.73			
		4.00	4.95	11.09	7.46			
		2.00	2.95	5.64	6.36			
	24.00 - 27.00	0.00	0.98	0.00	0.00	C/D	6.72	8.73E-05
		2.00	2.98	5.24	5.86			
		4.00	4.98	10.60	7.10			
		7.00	7.98	18.17	7.59			
		4.00	4.98	10.65	7.13			
		2.00	2.98	5.27	5.90			
	27.00 - 30.00	0.00	0.94	0.00	0.00	C/D	7.25	9.42E-05
		2.00	2.94	5.68	6.44			
		4.00	4.94	11.20	7.56			
		7.00	7.94	19.13	8.03			
		4.00	4.94	11.37	7.67			
		2.00	2.94	5.75	6.52			
	30.00 - 33.00	0.00	0.87	0.00	0.00	C/D	6.76	8.79E-05
		2.00	2.87	5.00	5.81			
		4.00	4.87	10.57	7.24			
		7.00	7.87	18.36	7.78			
		4.00	4.87	10.59	7.25			
		2.00	2.87	4.94	5.74			
33.00 - 36.00	0.00	0.87	0.00	0.00	C/D	6.51	8.46E-05	
	2.00	2.87	4.77	5.54				
	4.00	4.87	10.06	6.89				
	7.00	7.87	17.85	7.56				
	4.00	4.87	10.29	7.05				
	2.00	2.87	4.75	5.52				
0.00	0.87	0.00	0.00					

Tableau des résultats des essais de perméabilité [suite]

Sondage	Profondeur [m]	Pression utilisée [bars]	Pression effective [bars]	Débit Q [L/min]	Unité Luçon [UL]	Classification	UL doptée [UL]	Perméabilité K [cm/s]
F05	36.00 - 39.00	0.00	0.74	0.00	0.00	C/D	6.45	8.39E-05
		2.00	2.74	4.47	5.44			
		4.00	4.74	9.82	6.91			
		7.00	7.74	17.51	7.54			
		4.00	4.74	9.88	6.95			
		2.00	2.74	4.45	5.41			
		0.00	0.74	0.00	0.00			
	39.00 - 42.00	0.00	0.81	0.00	0.00	C/D	8.49	1.10E-04
		2.50	3.31	7.97	8.03			
		5.00	5.81	15.21	8.73			
		7.50	8.31	21.87	8.78			
		10.00	10.80	28.57	8.82			
		7.50	8.31	19.77	7.93			
		5.00	5.81	15.45	8.87			
	42.00 - 45.00	0.00	0.77	0.00	0.00	C/D	6.00	7.80E-05
		2.50	3.27	5.68	5.79			
		5.00	5.77	9.86	5.70			
		7.50	8.27	15.12	6.10			
		10.00	10.77	20.22	6.26			
		7.50	8.27	15.43	6.22			
		5.00	5.77	10.46	6.04			
	45.00 - 48.00	0.00	0.77	0.00	0.00	C/D	5.74	7.46E-05
		2.50	3.26	5.22	5.33			
		5.00	5.76	10.00	5.78			
		7.50	8.26	14.33	5.78			
		10.00	10.76	20.11	6.23			
		7.50	8.26	14.62	5.90			
		5.00	5.76	9.85	5.70			
2.50	3.26	5.35	5.46					
0.00	0.77	0.00	0.00					

Tableau des résultats des essais de perméabilité

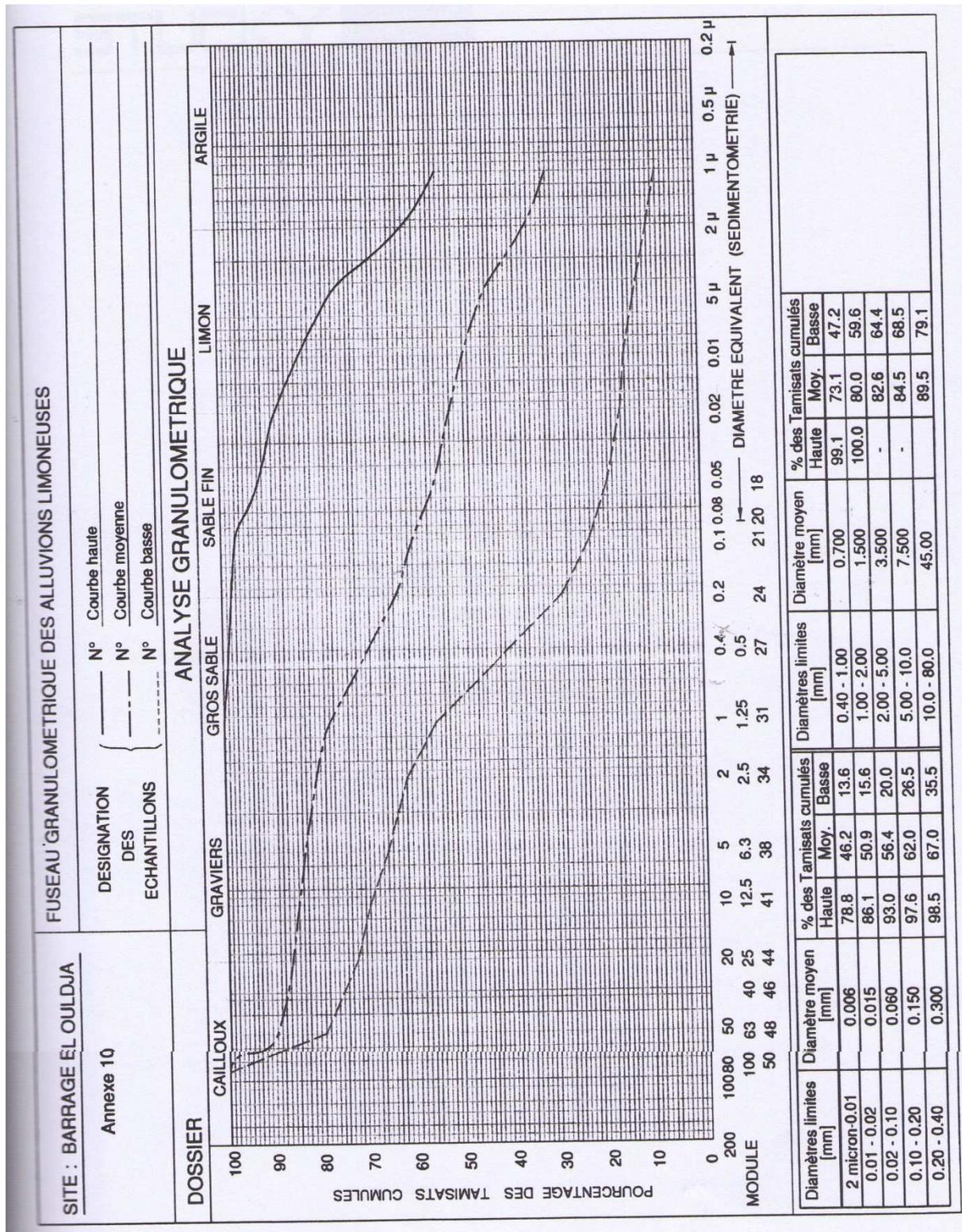
Sondage	Profondeur [m]	Pression utilisée [bars]	Pression effective [bars]	Débit Q [L/min]	Unité Lugeon [UL]	Classi- fication	UL doptée [UL]	Perméabilité K [cm/s]
F06	30.70 - 35.60	0.00	1.12	2.71	4.95	E/C	0.05	7.11E-07
		2.00	3.12	4.82	3.16			
		4.00	5.11	5.81	2.32			
		7.00	8.11	6.34	1.60			
		4.00	5.12	3.30	1.32			
		2.00	3.12	1.78	1.17			
		0.00	1.12	0.03	0.05			
	35.60 - 40.50	0.00	1.25	2.36	3.86	E/C	0.46	5.94E-06
		2.00	3.24	4.22	2.65			
		4.00	5.24	5.49	2.14			
		7.00	8.23	6.54	1.62			
		4.00	5.25	4.09	1.59			
		2.00	3.25	1.98	1.24			
		0.00	1.25	0.28	0.46			
F06bis	23.00 - 28.00	0.00	0.77	1.64	4.23	E/C	1.00	1.30E-05
		2.00	2.77	2.70	1.95			
		4.00	4.76	4.05	1.70			
		7.00	7.76	5.42	1.40			
		4.00	4.77	3.12	1.31			
		2.00	2.78	1.87	1.35			
		0.00	0.78	0.39	1.00			
	28.00 - 32.00	0.00	0.54	1.30	6.07	E/C	0.74	9.63E-06
		2.00	2.53	2.46	2.43			
		4.00	4.52	3.32	1.84			
		7.00	7.51	5.12	1.70			
		4.00	4.53	2.18	1.20			
		2.00	2.54	1.57	1.55			
		0.00	0.54	0.16	0.74			

Tableau récapitulatif des essais Lefranc

Tableau récapitulatif des essais Lefranc

Sondage N°	Profondeur (m) [m]	Situation	Perméabilité [m/s]	
F01	2,50 - 3,00	Haut rive droite	7.83E-06	Limons argileux.
	5,50 - 6,00	Haut rive droite	2.51E-05	Limons argileux
	8,50 - 9,00	Haut rive droite	4.83E-06	Limons argileux
	12,50 - 13,00	Haut rive droite	1.98E-05	Limons argileux
	15,50 - 16,00	Haut rive droite	1.23E-05	Limons argileux
	18,50 - 19,00	Haut rive droite	3.04E-05	Limons argileux
	21,50 - 22,00	Haut rive droite	2.91E-06	Limons argileux
	24,50 - 25,00	Haut rive droite	2.92E-04	Limons argileux
	27,50 - 28,00	Haut rive droite	5.14E-05	Colluvions à éléments grossiers
	30,50 - 31,00	Haut rive droite	3.07E-05	Colluvions à éléments grossiers
	33,50 - 34,00	Haut rive droite	5.24E-04	Limons argileux
	36,50 - 37,00	Haut rive droite	1.90E-04	Limons argileux
	39,50 - 40,00	Haut rive droite	5.74E-04	Colluvions à éléments grossiers
	42,50 - 43,00	Haut rive droite	1.02E-03	Colluvions à éléments grossiers
	45,50 - 46,00	Haut rive droite	2.38E-03	Colluvions à éléments grossiers
48,50 - 49,00	Haut rive droite	5.92E-04	marnes tendres	
51,50 - 52,00	Haut rive droite	1.99E-03	marnes tendres	
F02	2,50 - 3,00	Mi-pente rive droite	2.66E-06	Limons argileux
	5,50 - 6,00	Mi-pente rive droite	9.77E-06	Limons argileux
	8,50 - 9,00	Mi-pente rive droite	1.40E-06	Limons argileux
	11,50 - 12,00	Mi-pente rive droite	2.35E-06	Alluvions grossières
F04	2,50 - 3,00	Rive gauche	4.97E-06	Colluvions à éléments grossiers
	5,50 - 6,00	Rive gauche	6.50E-06	Colluvions à éléments grossiers
	8,50 - 9,00	Rive gauche	9.62E-06	Colluvions à éléments grossiers
	17,50 - 18,00	Rive gauche	1.93E-05	Limons argileux avec qlques graviers
	20,50 - 21,00	Rive gauche	1.28E-05	Limons argileux
	23,50 - 24,00	Rive gauche	2.06E-05	Limons argileux
	26,50 - 27,00	Rive gauche	5.65E-06	Colluvions à matrice argileuse avec qlques graviers
	29,50 - 30,00	Rive gauche	4.82E-05	Colluvions à matrice argileuse avec qlques graviers
	32,50 - 33,00	Rive gauche	2.32E-05	Limons argileux avec qlques graviers
	35,50 - 36,00	Rive gauche	2.82E-05	Alluvions grossières
	38,50 - 39,00	Rive gauche	2.11E-05	Alluvions grossières
	41,50 - 42,00	Rive gauche	5.33E-06	Alluvions grossières
	44,50 - 45,00	Rive gauche	3.37E-07	Alluvions grossières
	47,50 - 48,00	Rive gauche	2.18E-05	Alluvions grossières
	50,50 - 51,00	Rive gauche	1.20E-05	Alluvions grossières
	53,50 - 54,00	Rive gauche	7.36E-06	Alluvions grossières
56,50 - 57,00	Rive gauche	4.61E-06	Alluvions grossières	
59,50 - 60,00	Rive gauche	9.44E-06	Alluvions grossières	
F04 bis	2,50 - 3,00	Rive gauche	1.64E-05	Limons argileux
	8,50 - 9,00	Rive gauche	5.17E-06	Alluvions grossières
	11,50 - 12,00	Rive gauche	6.43E-06	Alluvions grossières
	14,50 - 15,00	Rive gauche	3.37E-08	Alluvions grossières
	17,50 - 18,00	Rive gauche	5.17E-06	Alluvions grossières
	20,50 - 21,00	Rive gauche	5.17E-06	Alluvions grossières
F05	2,50 - 3,00	Fond de vallée	2.86E-06	Alluvions grossières
	5,50 - 6,00	Fond de vallée	7.42E-05	Limons argileux avec qlques graviers
F06	1,50 - 2,00	Haut rive gauche	2.87E-04	Limons argileux sableux
	4,50 - 5,00	Haut rive gauche	1.18E-03	Limons argileux sableux
	7,50 - 8,00	Haut rive gauche	7.25E-04	Limons argileux sableux
	10,00 - 10,50	Haut rive gauche	5.88E-04	Colluvions à matrice argileuse
	12,50 - 13,00	Haut rive gauche	5.35E-05	Colluvions à matrice argileuse
	15,50 - 16,00	Haut rive gauche	1.01E-04	Colluvions à matrice argileuse
	18,50 - 19,00	Haut rive gauche	1.41E-05	Colluvions à matrice argileuse
	22,00 - 22,50	Haut rive gauche	1.75E-04	Colluvions à matrice argileuse
	26,00 - 26,50	Haut rive gauche	5.78E-06	Colluvions à matrice argileuse
F06bis	7,50 - 8,00	Rive gauche	5.20E-05	Colluvions à matrice argileuse
	10,50 - 11,00	Rive gauche	2.31E-04	Alluvions grossières
	13,50 - 14,00	Rive gauche	1.46E-04	Alluvions grossières
	16,50 - 17,00	Rive gauche	8.57E-05	Alluvions grossières
	Moyenne		1.93E-04	
	Ecartype		4.46E-04	
	Max		2.38E-03	
	Min		3.37E-08	

Fuseau granulométrique des alluvions limoneuses



Fuseau granulométrique ds échantillons des terrasses en amont de l'axe

FUSEAU GRANULOMETRIQUE DES ALLUVIONS GRAVELEUSES

SITE : Barrage El Ouldja

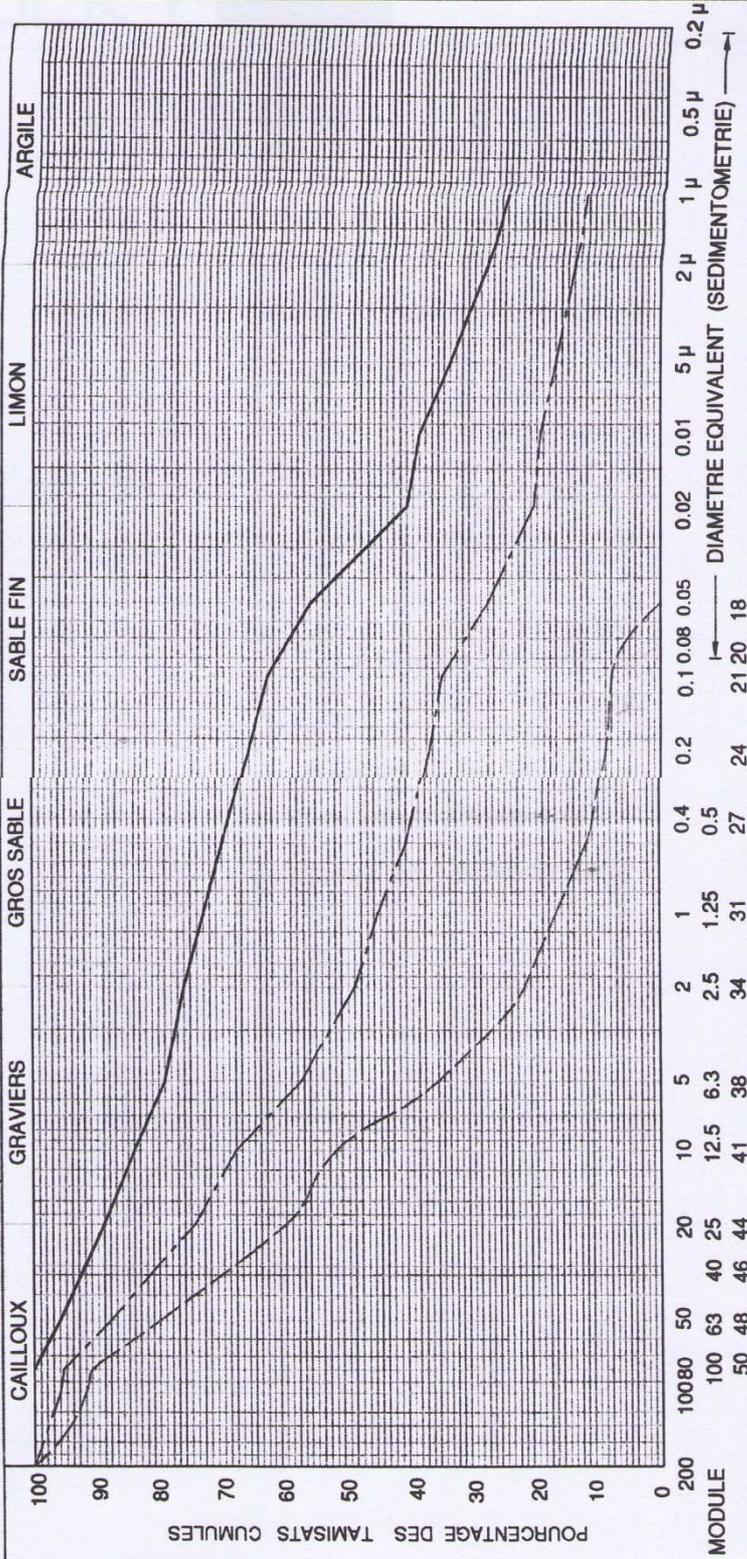
Annexe 13

DESIGNATION DES ECHANTILLONS

N° Courbe haute
 N° Courbe moyenne
 N° Courbe basse

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

DOSSIER



Diamètres limites [mm]	Diamètre moyen [mm]	% des Tamisats cumulés		Diamètres limites [mm]	Diamètre moyen [mm]	% des Tamisats cumulés	
		Haute	Basse			Haute	Basse
2 micron-0.01	0.006	35.4	0.0	0.40 - 1.00	0.700	71.5	14.5
0.01 - 0.02	0.015	40.1	0.0	1.00 - 2.00	1.500	74.8	20.0
0.02 - 0.10	0.060	57.8	3.0	2.00 - 5.00	3.500	77.9	30.0
0.10 - 0.20	0.150	64.8	8.5	5.00 - 10.0	7.500	82.0	46.4
0.20 - 0.40	0.300	67.8	10.0	10.0 - 200.0	105.00	100.0	92.3

ANNEXE N°02

Tableau 1 : Pluies mensuelles et moyennes annuelles en mm (station de halla boudella)

Année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuelle
1969	10,64	73,8	7,5	12,7	42,3	1	20,6	16,5	35,6	17,9	7,8	8,3	254,64
1970	2,5	43,6	0	6,5	60,5	28,9	0,2	26,7	21,5	15,5	16,4	16,3	238,6
1971	85	52,8	10,2	10,8	29	11,4	31,5	11,7	32,6	11,3	13,5	2,3	302,1
1972	22,2	108,9	5,2	31	19,1	10,6	22,2	34,6	21,6	18,3	1,8	8,6	304,1
1973	7,8	8,5	12,3	17,1	1	28,6	2	25,9	23,6	14,3	7,3	12,3	160,7
1974	3,5	13,6	24,6	8	12,7	68,1	27,8	30	28	0	9,7	14,3	240,3
1975	18,4	3,9	18,6	29,2	14,5	28,4	12,4	27,4	33,1	24,2	6,9	12,6	229,6
1976	20,6	0,2	8,6	5,02	23,6	44,4	19,7	29,6	28,6	14,3	9,8	15,4	219,82
1977	2,3	22,1	43,2	36,6	0	22,5	36,2	16,4	73,5	24,6	0	16,5	293,9

1978	52,4	23,7	24	55	1,5	22,2	15,7	16	26,1	27,2	0	8,1	271,9
1979	72,1	19,8	26,3	2,1	22,9	20,8	66,2	33	36,2	12,3	0	4,2	315,9
1980	41,6	0,6	43,4	6,6	17,8	25,6	41,3	21,6	17,4	20,2	14,3	13,2	263,6
1981	40,4	14	25,3	27	14,2	23,2	7	20,7	83	0	0	16,5	271,3
1982	42,7	49	40,3	23	3	0	32,4	22,4	28,3	22,3	0	20,1	283,5
1983	10,1	15,2	33,6	14,67	22,3	26,8	22,7	27,5	0	23,6	0	12,1	208,57
1984	18,6	36,7	26,3	29,6	22,7	3,8	52	34,2	29,1	0	0	21,4	274,4
1985	0	0	0	3,5	0	13,9	75,4	32,2	19,2	0	19,3	19,2	182,7
1986	67,9	4,6	22,3	20,5	0	17,2	31,9	0	19,5	0	0	21,4	205,3
1987	0	2,5	0	2,9	0	13,8	11,8	22,6	33,1	15,2	0	15,3	117,2
1988	14,7	22,6	33,6	23,1	2,7	19,5	0	34,1	0	0	0	0	150,3
1989	12,3	24	28,4	7,9	23,9	0	39,3	32,7	26,2	12,6	15,2	12,6	235,1
1990	42,8	8,5	40,8	35,2	2,9	19,5	40,6	54,8	32	24,3	0	12,3	313,7
1991	0	39	28,9	0	40,6	21,3	45,5	24,9	12,3	0	0	7,5	220
1992	8,5	58	36,2	14,8	0	14,1	8,2	36,9	18,4	19,2	13,6	3,6	231,5
1993	36,5	13,2	10	17,4	7,5	15,1	19	26,3	25,3	0	0	12,2	182,5
1994	28,3	26,2	7,8	5,8	12,9	0	46,8	32,3	0	15,9	23,1	8,5	207,6
1995	33,6	26,8	9,8	12	18,1	3	66	48,2	26,5	22,1	0	6,3	272,4
1996	12,8	14	0	2,4	10,5	0	18,2	33,5	13,3	11,3	8,7	10,3	135
1997	40,3	14,9	28,6	22,6	14,4	4	17,4	17,9	22,3	13,7	0	8,3	204,4
1998	18,7	16,5	19,8	3,4	15,8	2	15,9	32,6	17,8	19,5	15,4	17,2	194,6
1999	14,4	27,8	43,8	17,9	2,9	0,3	0	0	17,1	21,6	0	0	145,8
2000	22,9	28,3	18,6	3,2	20	14,8	27,2	15,3	49	16,8	0	0	216,1
2001	56,8	17,6	38	9	17	10	35,6	23,6	31,2	19,3	11,8	7,3	277,2
2002	32,7	16,8	27,4	6,8	12,3	12,1	23,2	38,3	28	9,9	0	8,7	216,2
2003	26,4	19,9	22,6	19,3	10,2	4,3	15,8	18,9	15,2	12,3	18,6	0	183,5
2004	32,4	14,4	19,6	12,7	2,7	13,4	22,3	22,3	18,4	17,9	0	4,6	180,7
2005	33,6	25,1	16,5	38	20,21	39	31,2	25	14,6	14,3	12,3	3,4	273,21
2006	20,3	29,1	11,3	20,3	14,6	12,9	18,7	25,4	27,2	11,6	4,3	4,2	199,9
2007	21,4	40,21	26,76	17,17	16,87	11,98	25,13	25,72	24,78	10,67	7,88	5,34	233,91
2008	20,67	24,34	24,45	15,59	12,32	12,56	26,12	28,34	27,87	5,65	7,56	6,3	211,77
2009	23,54	29,23	12,5	19,09	13,72	10,98	24,02	34,92	26,98	3,12	10,73	4,08	212,91
Moyenne	26.16	25.10	21.40	16.23	14.62	15.92	26.69	26.37	25.95	13.25	6.23	9.74	227.66

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	55,5	3,2	15	27,5	0,5	7,5	16,9	24,5	21,5	3,7	27,5	58
1970	1,5	41,3	0	4,5	17	9	0,2	3,5	12	10	14,2	15,6	41,3
1971	28,1	15	3,7	4,6	34,4	5,6	12,5	16	8,4	34,4	6	19,8	34,4
1972	13,5	61,5	5,2	13	14,5	27	46	25	3	6	0,8	20,6	61,5
1973	5,2	5	7,5	9,7	0,5	20	2	13	6,5	4,2	0,9	9,2	20
1974	0,6	5	16	5	10,1	22,5	12,7	22,5	20,5	0	8,5	13,2	22,5
1975	10,8	3,8	6,1	11	5	8	23	22,5	7	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	10,2	20,1
1977	2	22,3	28,7	8,6	0	11	6,3	13,5	31	21,4	0	12,4	31
1978	19,1	9,1	0,5	29,3	0,7	10	6	42,2	0,9	41	0	24,9	42,2
1979	19	8,9	2	1,8	11,5	14,1	39,8	12,9	0,9	41	0	32	41
1980	17,5	0,6	17,5	27,6	7,6	9,2	17,1	9	6,3	20,4	1	8,7	27,6
1981	23,1	5,2	2,5	7,7	6,7	12	3,3	22,1	26,8	0	0	35,5	35,5
1982	34,5	17	33,5	8,6	2,6	0	22,5	4	12,5	8,5	0	19,7	34,5
1983	7	8,2	9,8	12	13,8	32,4	14,4	12,9	0	4,7	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	16,4	18,1
1985	0	0	0	3,5	7,3	8	17	0,8	6,3	12,4	15,9	16,8	17
1986	17,1	4,6	12,9	5	0	12,3	11,5	0	15,2	0	0	16,3	17,1
1987	0	2,5	0	1,5	2,9	12,5	11,8	8,4	16,2	18,7	0	10,6	18,7
1988	8	22,6	8,3	7,5	2,7	19,5	0	6,9	0	0	0	0	22,6
1989	4,5	0	11,6	5,7	23,4	0	21	14,1	44	24,2	3,2	5,2	44
1990	13	4	12,3	19	1,7	16	18	13	20,3	13	0	10,3	21,3
1991	0	19,5	27,5	0	12,5	24	13	8	32	0	0	2,1	32
1992	3	27	37	15	0	5	5,5	0,9	16,5	2,6	2,3	8,5	37
1993	24,5	2,4	3,3	2,2	5	15,2	19	16,8	6,4	0	0	32,2	32,2
1994	4,3	8	6,5	5,8	12,7	0	4,8	11,5	0	19,8	11,6	3,5	19,8
1995	23	15	7	4	54,2	16,5	29	19,5	7,5	10	0	11,3	54,2
1996	6,7	0	0	2,4	10	0	11	8	13	7	1,6	0,6	13
1997	13	2,5	19,1	9,5	9,5	2,7	16,2	16,1	5,5	12	0	5,9	19,1
1998	12,7	12,3	5,5	2,5	25,2	2	15,7	5,9	10,5	13,2	11	9,6	25,2
1999	9	34,8	24,3	10,8	2,9	0,3	0	0	22,5	13	0	14,7	34,8
2000	10	7,4	4	12	7,5	5,9	3,3	9	23	6,1	0	13,2	23
2001	4,5	2,7	11,5	4,3	32,4	5,2	4,3	7,9	6	19,5	7,2	10,8	32,4
2002	1,5	6	21,5	4,7	4,5	5,5	16	17	8	3,4	0	6,5	21,5
2003	11,8	46,2	4,4	48,7	3	1,7	16,2	7	42	35,2	9	14,5	48,7
2004	14	1	32,5	23,5	2,5	12	2,4	11	0,3	4,5	0	17,6	32,5
2005	11	4	8	12	8	10	11	9,8	2	6	8,5	8,6	12

2006	12,5	16	4,4	22,7	24,1	24,4	2,4	18	25,9	6,2	5,4	2,6	25,9
2007	17,1	4,6	12,9	5	0	12,3	11,5	0	15,2	0	0	16,3	17,1
2008	24,5	2,4	3,3	2,2	5	15,2	19	16,8	6,4	0	0	32,2	32,2
2009	17,5	0,6	17,5	27,6	7,6	9,2	17,1	9	6,3	20,4	1	8,7	27,6

Source : A.N.R.H

Tableau 3 : Série des apports (Mm³) de la station Khendja Sidi Nadji (061801)

année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
1972	0,99	0,77	0,71	0,97	1,6	1,84	1,58	4,2	1,55	1,03	0,4	1,98	17,62
1973	33,51	15,5	3,44	2,14	1,96	2,63	7,79	8,38	2,26	2,6	0,26	7,17	87,64
1974	0,99	1,46	0,36	3,85	1,88	0,41	0,71	0,43	0,17	3,48	0,46	0	14,2
1975	17,96	2,81	0,14	0,15	0,18	3,69	3,01	1,09	2,32	0,12	0,07	1,01	32,55
1976	2,42	0,71	1,44	0,34	0,08	0,29	2,33	1,41	7,55	12,89	5,6	0,29	35,35
1977	2,41	0,2	9,14	1,39	3,9	0,75	0,24	0,75	4,47	2,45	0,02	0,62	26,33
1978	1,78	0,19	8,75	0,71	0,22	0,37	0,13	0,08	2,54	0,01	0	6,91	21,69
1979	0,03	0,07	0,33	0,17	0,1	0,23	2,75	0,16	0,92	0,05	0,03	0,03	4,84
1980	36,3	0,28	0,19	0,23	0,11	1,4	0,53	0,19	0	0,06	0,03	21	60,22
1981	0,8	0,08	0,03	0,15	0,1	0,34	0,8	2,53	4,83	1,43	0,09	1,33	11,79
1982	4,84	1,66	2,55	0,92	0,25	0,14	0,11	0,03	0,03	86,31	86,31	0,21	47,37
1983	0,97	11,9	0,07	0,09	0,1	1,32	1,36	0,56	0,04	0,03	0,03	59,06	75,52
1984	0	17,5	16,79	1,233	16,12	6,734	0,3233	0,429	4,89	1,318	0	0,857	66,17
1985	15,4	0,43	0,2774	0,263	0,511	0,3701	2,861	3,726	5,108	0,7836	6,716	1,3	37,74
1986	7,351	3,9	0,7436	0,432	0,295	0,316	0,3734	0,109	0,276	0,5607	4,429	0,443	19,23
1987	2,628	2,6	0,4798	0,607	0,122	0,0684	0,1515	0,231	0,668	13,25	0,2678	0,268	21,34
1988	0,4453	0,27	1,732	0,268	0,268	0,2419	0,2678	0,259	9,282	3,402	0,2678	0,268	16,97
1989	5,489	0,49	0,1752	0,145	0,468	0,6447	2,75	0,16	0,92	0,05	0,03	0,268	81,27
1990	0,03	0,03	0,18	0,03	0,00	0,00	0,00	60,00	0,00	0,13	0,03	34,76	95,15
1991	2,34	0,18	0,15	0,16	0,03	0,47	0,90	0,48	1,60	0,16	0,29	0,74	7,48
1992	0,2523	1,1	0,3626	0,174	0,225	0,3187	1,341	0,35	0,198	0,2076	0,2278	0,177	4,936
1993	0,239	0,13	1,137	0,58	0,256	0,1586	0,3345	0,165	0,155	0,2088	1,659	0,681	5,7
1994	5,55	25,05	1,33	6,00	6,95	1,75	34,54	2,33	0,49	2,58	3,43	0,04	90,03
1995	0,11	0,01	0,00	0,05	0,04	0,01	0,04	0,22	0,17	0,36	5,37	18,76	25,14
1996	1,08	1,77	1,36	1,39	1,54	8,05	4,2	4,88	5,06	1,09	1,09	1,27	32,78
Moyenne	5,76	3,56	2,07	0,90	1,49	1,30	2,78	3,73	2,22	5,38	4,68	6,38	39,60

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

ANNEXE N°03

Les résultats de la méthode de Hildenblate

Temps (h)	Q (m ³ /s)	Q _{moy} (m ³ /s)	(Q _{moy} -q) (m ³ /s)	(Q _{moy} -q) Δt (M m ³)	V+1/2qΔt (M m ³)	q (m ³ /s)
0	0					
1	20,14	10,07	10,07	0,00363	61,24000	0
2	80,57	50,355	46,785	0,01684	61,24363	3,57
3	181,28	130,925	123,005	0,04428	61,26047	7,92
4	322,27	251,775	236,035	0,08497	61,30475	15,74
5	503,55	412,91	394,23	0,14192	61,38972	18,68
6	725,11	614,33	586,5	0,21114	61,53165	27,83
7	986,96	856,035	817,525	0,29431	61,74279	38,51
		1138,02	1083,73	0,39014	62,03709	54,29

8	1289,08					
		1460,29	1358,01	0,48888	62,42724	102,28
9	1631,5					
		1822,845	1643,495	0,59166	62,91612	179,35
10	2014,19					
		2225,68	1963,2	0,70675	63,50778	262,48
11	2437,17					
		2668,805	2313,595	0,83289	64,21453	355,21
12	2900,44					
		3152,215	2694,585	0,97005	65,04742	457,63
13	3403,99					
		3531,995	2914,755	1,04931	66,01748	617,24
13,48	3660					
		3560,04	2778,39	1,00022	67,06679	781,65
14	3460,08					
		3363,58	2400,01	0,86400	68,06701	963,57
15	3267,08					
		3174,715	2081,435	0,74932	68,93101	1093,28
16	3082,35					
		2993,305	1709,635	0,61547	69,68033	1283,67
17	2904,26					
		2818,715	1472,235	0,53000	70,29580	1346,48
18	2733,17					
		2651,05	1226,13	0,44141	70,82580	1424,92
19	2568,93					
		2490,165	994,705	0,35809	71,26721	1495,46
20	2411,4					
		2335,925	762,545	0,27452	71,62530	1573,38
21	2260,45					
		2188,19	584,46	0,21041	71,89982	1603,73
22	2115,93					
		2046,82	378,51	0,13626	72,11022	1668,31
23	1977,71					
		1911,68	226,71	0,08162	72,24649	1684,97
24	1845,65					
		1782,65	92,97	0,03347	72,32810	1689,68
25	1719,65					
		1659,535	-33,115	-0,01192	72,36157	1692,65
26	1599,42					
		1542,195	-148,645	-0,05351	72,34965	1690,84
27	1484,97					
		1430,545	-257,185	-0,09259	72,29614	1687,73
28	1376,12					
		1324,42	-354,94	-0,12778	72,20355	1679,36
29	1272,72					
		1223,68	-408,23	-0,14696	72,07577	1631,91
30	1174,64					
		1128,185	-477,645	-0,17195	71,92881	1605,83
31	1081,73					
		1037,79	-548,18	-0,19734	71,75686	1585,97
32	993,85					
		952,36	-612,36	-0,22045	71,55951	1564,72
33	910,87					
		871,755	-636,085	-0,22899	71,33906	1507,84
34	832,64					

35	759,02	795,83	-872,48	-0,31409	71,11007	1468,31
36	689,87	724,445	-696,345	-0,25068	70,79598	1420,79
37	625,06	657,465	-728,905	-0,26241	70,54530	1386,37
38	564,44	594,75	-751,18	-0,27042	70,28289	1345,93
39	507,87	536,155	-776,595	-0,27957	70,01247	1312,75
40	455,21	481,54	-817,1	-0,29416	69,73289	1298,64
41	406,33	430,77	-787,65	-0,28355	69,43874	1218,42
42	361,07	383,7	-777,66	-0,27996	69,15518	1161,36
43	319,31	340,19	-733,43	-0,26403	68,87522	1073,62
44	280,9	300,105	-712,565	-0,25652	68,61119	1012,67
45	245,7	263,3	-733,55	-0,26408	68,35467	996,85
46	213,57	229,635	-734,955	-0,26458	68,09059	964,59
47	184,37	198,97	-718,94	-0,25882	67,82600	917,91
48	157,96	171,165	-725,205	-0,26107	67,56719	896,37
49	134,2	146,08	-677,38	-0,24386	67,30611	823,46
50	112,95	123,575	-658,075	-0,23691	67,06225	781,65
51	94,08	103,515	-636,015	-0,22897	66,82535	739,53
52	77,43	85,755	-598,115	-0,21532	66,59638	683,87
53	62,87	70,15	-578,24	-0,20817	66,38106	648,39
54	50,26	56,565	-571,615	-0,20578	66,17289	628,18
55	39,46	44,86	-567,08	-0,20415	65,96711	611,94
56	30,34	34,9	-477,71	-0,17198	65,76296	512,61
57	22,73	26,535	-471,095	-0,16959	65,59099	497,63
58	16,52	19,625	-467,115	-0,16816	65,42139	486,74
59	11,56	14,04	-453,3	-0,16319	65,25323	467,34
60	7,71	9,635	-449,515	-0,16183	65,09005	459,15
61	4,82	6,265	-432,945	-0,15586	64,92822	439,21
		3,795	-418,485	-0,15065	64,77236	422,28

62	2,77					
		2,085	-404,755	-0,14571	64,62171	406,84
63	1,4					
		0,99	-380,94	-0,13714	64,47599	381,93
64	0,58					
		0,37	-369,07	-0,13287	64,33885	369,44
65	0,16					
		0,09	-354,73	-0,12770	64,20599	354,82
66	0,02					
		0,01	-337,86	-0,12163	64,07829	337,87
67	0					
		0	-328,71	-0,11834	63,95666	328,71
68	0					
		0	-306,19	-0,11023	63,83832	306,19
69	0					
		0	-291,62	-0,10498	63,72809	291,62
70	0					
		0	-278,38	-0,10022	63,62311	278,38
71	0					
		0	-265,13	-0,09545	63,52289	265,13
72	0					
		0	-252,45	-0,09088	63,42745	252,45
73	0					
		0	-238,11	-0,08572	63,33656	238,11
74	0					
		0	-226,65	-0,08159	63,25084	226,65
75	0					
		0	-189,92	-0,06837	63,16925	189,92
76	0					
		0	-182,79	-0,06580	63,10088	182,79
77	0					
		0	-181,43	-0,06531	63,03508	181,43
78	0					
		0	-180,14	-0,06485	62,96976	180,14
79	0					
		0	-178,62	-0,06430	62,90491	178,62
80	0					
		0	-167,02	-0,06013	62,84061	167,02
81	0					
		0	-157,77	-0,05680	62,78048	157,77
82	0					
		0	-148,52	-0,05347	62,72368	148,52
83	0					
		0	-140,81	-0,05069	62,67022	140,81
84	0					
		0	-133,11	-0,04792	62,61952	133,11
85	0					
		0	-125,4	-0,04514	62,57160	125,40
86	0					
		0	-117,69	-0,04237	62,52646	117,69
87	0					
		0	-111,53	-0,04015	62,48409	111,53
88	0					
		0	-105,36	-0,03793	62,44394	105,36
89	0					

		0	-98,68	-0,03552	62,40601	98,68
90	0					
		0	-95,09	-0,03423	62,37049	95,09
91	0					
		0	-90,29	-0,03250	62,33625	90,29
92	0					
		0	-86,76	-0,03123	62,30375	86,76
93	0					
		0	-83,05	-0,02990	62,27252	83,05
94	0					
		0	-79,48	-0,02861	62,24262	79,48
95	0					
		0	-75,62	-0,02722	62,21401	75,62
96	0					
		0	-72,23	-0,02600	62,18678	72,23
97	0					
		0	-69,82	-0,02514	62,16078	69,82
98	0					
		0	-66,29	-0,02386	62,13564	66,29
99	0					
		0	-63,31	-0,02279	62,11178	63,31
100	0					
		0	-60,24	-0,02169	62,08899	60,24
101	0					
		0	-57,86	-0,02083	62,06730	57,86
102	0					
		0	-55,4	-0,01994	62,04647	55,40
103	0					
		0	-54,18	-0,01950	62,02653	54,18
104	0					
		0	-52,19	-0,01879	62,00702	52,19
105	0					
		0	-51,13	-0,01841	61,98823	51,13
106	0					
		0	-50,62	-0,01822	61,96983	50,62
107	0					
		0	-50,58	-0,01821	61,95160	50,58
108	0					
		0	-48,5	-0,01746	61,93340	48,50
109	0					
		0	-47,45	-0,01708	61,91594	47,45
110	0					
		0	-46,4	-0,01670	61,89885	46,40
111	0					
		0	-45,87	-0,01651	61,88215	45,87
112	0					
		0	-44,83	-0,01614	61,86564	44,83
113	0					
		0	-43,78	-0,01576	61,84950	43,78
114	0					
		0	-43,25	-0,01557	61,83374	43,25
115	0					
		0	-42,2	-0,01519	61,81817	42,20
116	0					
		0	-41,67	-0,01500	61,80298	41,67

117	0					
		0	-40,62	-0,01462	61,78797	40,62
118	0					
		0	-40,09	-0,01443	61,77335	40,09
119	0					
		0	-39,04	-0,01405	61,75892	39,04
120	0					
		0	-38,52	-0,01387	61,74486	38,52
121	0					
		0	-37,99	-0,01368	61,73100	37,99
122	0					
		0	-36,94	-0,01330	61,71732	36,94
123	0					
		0	-36,41	-0,01311	61,70402	36,41
124	0					
		0	-35,88	-0,01292	61,69091	35,88
125	0					
		0	-35,84	-0,01290	61,67800	35,84
126	0					
		0	-34,44	-0,01240	61,66510	34,44
127	0					
		0	-33,93	-0,01221	61,65270	33,93
128	0					
		0	-33,42	-0,01203	61,64048	33,42
129	0					
		0	-32,4	-0,01166	61,62845	32,40
130	0					
		0	-31,61	-0,01138	61,61679	31,61
131	0					
		0	-31,39	-0,01130	61,60541	31,39
132	0					
		0	-30,88	-0,01112	61,59411	30,88
133	0					
		0	-30,37	-0,01093	61,58299	30,37
134	0					
		0	-29,86	-0,01075	61,57206	29,86
135	0					
		0	-29,35	-0,01057	61,56131	29,35
136	0					
		0	-28,85	-0,01039	61,55074	28,85
137	0					
		0	-28,33	-0,01020	61,54036	28,33
138	0					
		0	-27,83	-0,01002	61,53016	27,83
139	0					
		0	-27,17	-0,00978	61,52014	27,17
140	0					
		0	-26,52	-0,00955	61,51036	26,52
141	0					
		0	-25,86	-0,00931	61,50081	25,86
142	0					
		0	-25,21	-0,00908	61,49150	25,21
143	0					
		0	-24,56	-0,00884	61,48242	24,56
144	0					

		0	-23,91	-0,00861	61,47358	23,91
145	0	0	-23,25	-0,00837	61,46497	23,25
146	0	0	-22,59	-0,00813	61,45660	22,59
147	0	0	-21,94	-0,00790	61,44847	21,94
148	0	0	-21,91	-0,00789	61,44057	21,91
149	0	0	-21,28	-0,00766	61,43269	21,28
150	0	0	-20,97	-0,00755	61,42503	20,97
151	0	0	-20,31	-0,00731	61,41748	20,31
152	0	0	-20,26	-0,00729	61,41016	20,26
153	0	0	-19,55	-0,00704	61,40287	19,55
154	0	0	-19	-0,00684	61,39583	19,00
155	0	0	-18,67	-0,00672	61,38899	18,67
156	0	0	-18,35	-0,00661	61,38227	18,35
157	0	0	-18,02	-0,00649	61,37567	18,02
158	0	0	-17,89	-0,00644	61,36918	17,89
159	0	0	-17,69	-0,00637	61,36274	17,69
160	0	0	-17,36	-0,00625	61,35637	17,36
161	0	0	-17,21	-0,00620	61,35012	17,21
162	0	0	-17,03	-0,00613	61,34392	17,03
163	0	0	-16,78	-0,00604	61,33779	16,78
164	0	0	-16,62	-0,00598	61,33175	16,62
165	0	0	-16,36	-0,00589	61,32577	16,36
166	0	0	-16,19	-0,00583	61,31988	16,19
167	0	0	-16,03	-0,00577	61,31405	16,03
168	0	0	-15,75	-0,00567	61,30828	15,75
169	0	0	-15,21	-0,00548	61,30261	15,21
170	0	0	-14,97	-0,00539	61,29714	14,97
171	0	0	-14,34	-0,00516	61,29175	14,34

172	0					
		0	-12,76	-0,00459	61,28658	12,76
173	0					
		0	-11,85	-0,00427	61,28199	11,85
174	0					
		0	-11,21	-0,00404	61,27772	11,21
175	0					
		0	-9,82	-0,00354	61,27369	9,82
176	0					
		0	-9,14	-0,00329	61,27015	9,14
177	0					
		0	-8,37	-0,00301	61,26686	8,37
178	0					
		0	-7,92	-0,00285	61,26385	7,92
179	0					
		0	-7,79	-0,00280	61,26100	7,79
180	0					
		0	-7,35	-0,00265	61,25819	7,35
181	0					
		0	-6,83	-0,00246	61,25555	6,83
182	0					
		0	-5,92	-0,00213	61,25309	5,92
183	0					
		0	-5,54	-0,00199	61,25096	5,54
184	0					
		0	-4,57	-0,00165	61,24896	4,57
185	0					
		0	-4,36	-0,00157	61,24732	4,36
186	0					
		0	-3,83	-0,00138	61,24575	3,83
187	0					
		0	-3,62	-0,00130	61,24437	3,62
188	0					
		0	-3,55	-0,00128	61,24307	3,55
189	0					
		0	-1,79	-0,00064	61,24179	1,79
190	0					
		0	-1,14	-0,00041	61,24114	1,14
191	0					
		0	-0,73	-0,00026	61,24073	0,73
192	0					
		0	-0,47	-0,00017	61,24047	0,47
193	0					
		0	-0,3	-0,00011	61,24030	0,3
194	0					
		0	-0,19	-0,00007	61,24019	0,19
195	0					
		0	-0,13	-0,00005	61,24013	0,13
196	0					
		0	-0,08	-0,00003	61,24008	0,08
197	0					
		0	-0,05	-0,00002	61,24005	0,05
198	0					
		0	-0,03	-0,00001	61,24003	0,03
199	0					

		0	-0,02	-0,00001	61,24002	0,02
200	0					
		0	-0,01	0,00000	61,24001	0,01
201	0					
		0	-0,01	0,00000	61,24001	0,01
202	0					
		0	-0,01	0,00000	61,24001	0,01
203	0					
		0	0	0,00000	61,24000	0

La figure suivante représente le diagramme des débits entrants et sortants

