

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 FAISABILITE D'UN PETIT BARRAGE  
SUR OUED GUERROUDJIA (W. BORDJ BOU ARRERIDJ)**

Présenté par :  
M<sup>elle</sup>. BERRAMDANE Nour El Houda

Promoteur :  
M<sup>r</sup>. BENLAOUKLI.B

Devant le jury composé de :  
Président : M<sup>r</sup> M.K.MIHOUBI  
Examineurs :

- M<sup>r</sup> BACHIR CHERIF
- M<sup>me</sup> N.HADJ SADOK
- M<sup>me</sup> A.AMMARI
- M<sup>r</sup> M.D.BENSALAH

Octobre 2011

## REMERCIEMENTS

*Dans le cadre du présent travail, nombreux sont ceux qui m'ont apporté contribution scientifique, logistique et morale. A plus d'un titre, je suis redevable à toutes ces personnes qui m'ont poussé jusqu'à ce que mon travail aboutisse. Que chacune d'elle trouve, donc la plus belle expression de ma reconnaissance et ma considération.*

*C'est pourquoi, je tiens en premier lieu à remercier distinctement mon promoteur Monsieur Bachir BENLAOUKLI.B, Maître de conférences à l'ENSH, de m'avoir accordé sa confiance pour mener à terme le projet, pour l'encadrement et son implication dans la rédaction de mon mémoire.*

*Je remercie Messieurs le Président et les Membres du jury qui me feront l'honneur de juger mon travail.*

*Je remercie Monsieur Mohamed HASSANE, Maître de conférences à l'ENSH, qui m'a fait profiter de son savoir et de son expérience inégalables.*

*Je remercie Monsieur M.K MIHOUBI, Maître de conférences à l'ENSH pour ses précieux conseils et ses recommandations, Ainsi que Monsieur Ayoub ZAROUAL enseignant à l'ENSH pour son aide précieuse.*

*Mes remerciements, vont particulièrement à Monsieur Abdelmadjid BOUFEKANE pour son aide et ses orientations.*

*Je remercie également, l'ensemble du personnel de l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (A.N.R.H) d'Alger, le personnel de la Direction d'Hydraulique de la Wilaya de Bordj Bou Arréridj, particulièrement Messieurs Maâfa Abdelaziz et Délidj Radouane pour leur aide et leurs orientations.*

*Je voudrais, aussi, remercier tous les étudiants gradués qui m'ont aidé de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.*

*Madame Rabia CHEUGUOU trouvera, ici, la place qui est la sienne. Une place distinguée et particulière pour, d'abord son soutien moral le long de mon cycle d'études et ensuite pour ses conseils combien précieux.*

## **Dédicace**

*Ce travail est dédié à mes parents. Ma mère et mon père, qui m'ont toujours motivé et m'ont aidé pour faire mes études. Sans eux, je n'aurais certainement pas, fait d'études. Ce travail représente, donc l'aboutissement du soutien et des encouragements qu'ils m'ont prodigué, tout au long de ma scolarité. Qu'ils en soient remerciés, les premiers, par cette modeste dédicace.*

*Je dédie, également, ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour faire mes études.*

*A mon défunt grand père maternel et mes défuntes grandes mères, que Dieu tout puissant les accueillent dans son vaste paradis. A mon grand paternel Saïd que Dieu le bénisse.*

*A mon cher frère Ryadh et mes chères sœurs Amel et Zohra et son mari Mounir.*

*A toute ma famille, sans exception.*

*A tous mes amis, sans exception, surtout : Amel, Iméne, Fetta, Rawa, Sara, Samia, Houda, Manel, Ishak et Lotfi.*

## بسم الله الرحمن الرحيم

### ملخص:

في إطار الإستراتيجية الوطنية التي تهدف إلى الحفاظ على الموارد المائية و ترقيتها، تعمل الدولة الجزائرية على تخزين أكبر كمية من المياه. لذا تقوم الوكالة الوطنية للسدود والتحويلات بدراسة و بناء أكبر عدد ممكن من السدود والحواجز المائية .

ويتطلب ذلك الاهتمام بهذه المنشآت من حيث التقدير الدقيق لمتطلباتها الهندسية والاختيار الأمثل لمواقعها ودراسة جميع ملحقاتها ومحيطها. وفي إطار ذلك تأتي مذكرتنا هذه لتناول دراسة تحقيقية لسد مائي صغير على مستوى ولاية برج بوعريش وبالتحديد على وادي قروحية ببلدية منصوره. حيث قمنا بدراسة جيولوجية و هيدرولوجية و دراسة للنماذج من أجل تحديد النموذج المثالي لجسم السد الذي سننجزه و حساب أبعاد التجهيزات الملحقة (مفرغ الفيضانات مأخذ الماء ومفرغ القعر) ثم أتممنا الدراسة بتنظيم الورشة والحماية و الأمن من حوادث العمل.

### Résumé :

Dans le cadre de la stratégie nationale visant à préserver la ressource hydrique et sa promotion. L'Etat algérien s'efforce à mobiliser de grandes quantités d'eau. C'est pourquoi l'ANBT s'est vue attribuer la charge de réaliser des barrages, des retenues collinaires et des transferts.

Pour notre étude, le choix et le dimensionnement des ouvrages de stockage méritent d'être approfondis. Ainsi, les recherches que nous avons mené dans ce mémoire de fin d'études est une étude de faisabilité d'une retenue collinaire dans la Wilaya de Bordj Bou Arreridj sur l'Oued Guerroudjia. Le travail consiste en une étude géologique, hydrologique et une étude des variantes pour fixer le choix du type de la digue à concevoir et le dimensionnement des ouvrages annexes (évacuateur de crues, prise d'eau et vidange de fond). L'étude est achevée par l'organisation de chantier, la protection et la sécurité de travail.

### Abstract:

In the context of the national strategy aimed to preserve water resources, the Algerian State work to store the largest quantity of water. Therefore, The National Agency for dams and transfers study and build the largest possible number of dams and water embankments. This requires attention to these installations in terms of accurate estimation of the engineering requirements and sites choice and the all accessories and surroundings study.

Under that comes our memory to address the small dams study in the Karojah Wade in Bordj Bou Arreridj province.

Where we studied, and geological and hydrological study of the models in order to determine the ideal model for the body of the dam, which we will see it and calculate the dimensions of ancillary equipments (spiliway, the water outlet and vacuum the bottom) and then completed the study, organized the buildinging site organisation and the protection and security of work accidents.

The work aims to define all the parameters, geomorphologic, geologic, hydrological and climatically of the Karojah dam bassin, followed by study of the models in order to determine the ideal model for the dam body, which we will see it and calculate the dimensions of ancillary equipmentsand then completed the study by workshop organization and the protection and security of work accidents.

# Sommaire

## Eléments introductifs

Préambule.....	05
Etat du territoire.....	07
Introduction.....	08

## Chapitre I: Présentation du Site

I.1 Situation du Projet.....	10
I.2 Choix du site.....	12

## Chapitre II: Etude Géologique et Géotechnique

II.1 Etude géologique.....	15
II.1.1 Introduction.....	15
II.1.2 Hydrologie Sommaire de la région.....	15
II.1.3 Géologie locale.....	16
II.1.4 Aspect tectonique.....	19
II.1.5 Sismicité de la région d'étude.....	20
II.1.6 Analyse lithologique de la région.....	22
II.1.7 Hydrogéologie de la cuvette.....	22
II.1.8 Analyse lithologique de la zone d'emprise de la cuvette.....	23
II.1.9 Analyse hydrologique de la zone d'emprise de la digue.....	25
II.1.10 Fondation de la digue et ses ouvrages annexes.....	26
II.1.11 Stabilité des versants de la cuvette.....	26
II.1.12 Matériaux de construction de la retenue collinaire.....	27
II.1.13 Conclusion générale et recommandations.....	27
II.2 Etude géotechnique.....	28
II.2.1 Introduction.....	28
II.2.2 Prospection géotechnique du terrain.....	28
II.2.3 Prospection géotechnique de laboratoire.....	29
II.2.3.1 Nombre des essais.....	30
II.2.3.2 Résultats des données géotechniques de terrain et de laboratoire et leurs interprétations.....	31
A. Alluvions récents et Actuelles du fond de la vallée (lit d'Oued).....	31
B. Rive gauche et droite (Substratum marneux et calcaire marneux).....	31
C. Terrain de la zone d'emprunt.....	32
Conclusion et recommandations.....	34

## Chapitre III: Hydrologique

III Introduction.....	37
III.1 Le bassin versant.....	37
III.1.1 Caractéristiques géographique du bassin versant.....	37
III.1.2 Caractéristiques géométrique du bassin versant.....	39
III.1.3 Caractéristiques morphologique du bassin versant.....	40
III.1.4 Hypsométrie du bassin versant.....	43
III.1.4.1 Le relief.....	43
III.1.5 Indices.....	46
III.1.6 Caractéristiques hydrographiques de bassin versant.....	47
III.1.6.1 Réseau hydrographique.....	47
III.2 Caractéristiques climatologique.....	54
III.2.1 Températures.....	54
III.2.2 Evaporation.....	54

III.2.3 Pluviométrie.....	55
III.2.3.1 Stations et données disponibles.....	55
III.2.3.2 Répartition de la pluie moyenne dans le bassin.....	56
III.2.4 Précipitations maximales journalières.....	57
III.3 Choix de la loi d'ajustement.....	58
III.3.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL.....	59
III.3.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normale).....	62
III.4 Pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités.....	64
III.5 Etudes des apports.....	68
III.5.1 Avec la serie d'observation.....	68
III.5.2 Caractéristiques de l'écoulement.....	71
III.5.3 Apports fréquentiels.....	72
III.5.3.1 Ajustement de la série des apports rapportés à la loi GUMBEL.....	72
III.5.3.2 Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%.....	73
III.6 Etude des crues.....	74
III.6.1 Hydrogramme de crue.....	75
III.6.2 Choix de la crue de projet.....	79
III.6.3 Choix de la crue de chantier.....	82
III.7 Apport solide et l'estimation du volume mort.....	83
III.7.1 Apport solide en suspension.....	84
III.7.2 Transport solide par charriage.....	87
III.8 Régularisation.....	87
III.8.1 Répartition mensuel de l'apport 80%.....	88
III.8.2 Répartition mensuel des besoins.....	88
III.8.3 Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces».....	91
III.8.4 Calcul du volume utile.....	91
III.8.5 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.....	94
• 1ère Consigne d'exploitation.....	92
• 2ème Consigne d'exploitation.....	92
III.8.6 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes).....	93
A - Pertes par évaporation.....	94
B - Pertes par infiltration.....	95
III.9 Laminage des crues.....	97
III.9.1 La méthode de KOCHERINE.....	98
III.10 Etude d'optimisation.....	106
III.10.1 Revanche.....	106
III.10.2 Tassement.....	107
III.10.3 Largeur en crête.....	108
III.11 Calcul des coûts.....	110
Tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage.....	144

## **Chapitre IV: Etude Des Variantes**

Introduction.....	116
IV.1 Choix du site du barrage.....	116
IV.2 Choix du type de barrage.....	118
La topographie du site.....	118
La morphologie de la vallée.....	118
-Les conditions géologiques et géotechniques.....	118
-Les matériaux de construction.....	119
IV.2.1 Conditions géotechniques et matériaux de construction pour la réalisation du barrage.....	119
IV.3 Variantes à Choisir.....	121
- Barrage zoné a noyau d'argile.....	121
- Barrage en terre homogène.....	121

- Barrage en enrochement avec masque en béton.....	121
IV.4 Définition du profil général du barrage.....	122
IV.4.1 Hauteur de barrage.....	122
IV.4.2 Largeur en crête.....	123
IV.4.3 Longueur en crête.....	124
IV.4.4 Pentés des talus.....	124
IV.4.5 Bermes.....	125
IV.5 Barrage en terre homogène.....	125
IV.6 Barrage zoné a noyau d'argile.....	130
IV.7 Barrage en enrochement avec masque en béton.....	133
IV.8 Fixation du choix définitif du type de barrage.....	134
IV.9 Etude comparative .....	135
IV.9.1 Calcul des volumes.....	135
Conclusion.....	137

## **Chapitre V: Etude détaillée de la variante choisie**

Variant choisie.....	139
V.1 Conception de La Digue.....	139
V.1.1 Revanche du barrage.....	139
V.1.2 Hauteur du barrage.....	139
V.1.3 Largeur en crête.....	139
V.1.4 Classification de l'ouvrage.....	139
V.1.5 Bermes.....	140
V.1.6 Pentés des talus.....	140
V.1.7 Protection des talus.....	141
V.1.8 Drainage de la digue.....	143
V.1.8.1 Constitution et fonctionnement des filtres et drains.....	143
V.1.8.1.1 Filtres.....	143
V.1.8.1.2 Drains.....	143
A) Règles générales de dimensionnement des drains et filtres.....	144
V.1.8.1.3 Calcul des drains.....	145
V.1.8.1.4 Calcul des filtres.....	146
B) Détermination de la courbe granulométrique des filtres.....	147
C) Vérification de l'absence de renard dans le sol des filtres.....	148
D) Vérification de la nécessité de construire un filtre entre la digue et le drain.....	149
V.2 Etanchéité du barrage.....	150
V.2.1 La clé d'ancrage.....	150
V.2.2 Protection de la crête.....	150
V.2.3 Protection contre l'envasement.....	150
V.3 Calcul des infiltrations à travers la digue et la fondation.....	151
-Hypothèses de calcul.....	152
V.3.1 La ligne de saturation.....	152
-Niveau de La Retenue Normale (NNR) .....	153
V.3.2 Calcul d'infiltration .....	154
IV.3.2.1 Calcul du débit de fuite par infiltration à travers la digue.....	154
IV.3.2.2 Fondation.....	154
IV.3.2.3 Barrage (digue+fondation).....	155
IV.3.3 Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage.....	155
V.4 Calcul de stabilité.....	157
V.4.1 Conséquences de l'instabilité des talus.....	157
V.4.2 Méthode de calcul.....	158
V.4.2.1 Calcul manuelle.....	158
V.4.2.1.1 Principe de la méthode.....	158

V.4.2.1.2 Calcul des forces appliquées à chaque tranche.....	161
V.4.2.1.3 Classement des forces.....	161
V.4.3 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement.....	162
A - Fin de construction (talus amont et aval) .....	162
B - Fonctionnement normale (talus aval) .....	163
C - Vidange rapide (talus amont).....	163

## **Chapitre VI: Ouvrages Annexes**

Introduction.....	163
VI.1 Ouvrage d'évacuation de crues.....	163
VI.1.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue.....	163
VI.1.2 Différents types des évacuateurs de crues.....	165
VI.1.3 Choix du tracé de l'axe.....	165
VI.1.4 Type d'évacuateur de crue.....	165
VI.1.5 Etude de la variante retenue.....	167
VI.1.5.1 Caractéristiques de l'évacuateur de crue.....	167
VI.1.5.2 Dimensionnement et calcul hydraulique de chacun des éléments de l'évacuateur de crue..	167
a- Canal d'approche.....	167
b- Déversoir.....	168
c- Chenal d'écoulement.....	170
d- Coursier.....	171
e- Dissipateur d'énergie.....	175
f- Canal de fuite.....	181
VI.1.5.3 Hauteurs des murs bajoyers.....	182
VI.1.5.4 Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier.....	184
- Vagues roulantes.....	184
VI.2 Ouvrages de vidange.....	184
VI.2.1 Dimensionnement de l'ouvrage de vidange.....	184
VI.2.1.1 Calcul du débit de vidange.....	184
VI.3 Dimensionnement de la prise d'eau.....	186
Conclusion.....	188

## **Chapitre VII: Dérivation Provisoire**

Introduction.....	190
VII.1 Type d'ouvrage de dérivation provisoire.....	191
VII.2 Choix de la crue de dimensionnement.....	191
VII.3 Succession des travaux.....	191
VII.4 Dimensionnement de la galerie.....	192
VII.4.1 Laminage de crue de chantier.....	192
VII.5 Dimensionnement du batardeau.....	195
VII.5.1 Tye de batardeau.....	195
VII.5.2 Calcul d'optimisation.....	197
Conclusion.....	201
VII.5.3 Construction du batardeau.....	201
VII.6 Ouvrage de restitution.....	204
Conclusion.....	204

## **Chapitre VIII: Organisation De Chantier**

Introduction.....	206
VIII.1 Organisation technique de préparation.....	207
VIII.2 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier.....	207
VIII.3Travaux préparatoires et installation de l'entreprise.....	208
VIII.3.1 Installations destinées au personnel .....	208

VIII.3.2 Installations destinées au stockage des matériaux .....	208
VIII.3.3. Installations destinées à la réparation des engins.....	208
VIII.3.4 Installation destinée pour la préfabrication .....	208
VIII.4 Ordre d'exécution des travaux.....	209
VIII.5 Travaux de réalisation .....	209
VIII.5.1 Travaux de terrassements .....	209
VIII.5.2 Travaux d'excavations .....	209
VIII.5.3 Travaux secondaires.....	209
VIII.6 Les moyens de chantier .....	209
VIII.7 Programme des travaux.....	211
VIII.8 Planification .....	212
VIII.8.1 Définition.....	212
VIII.8.2 Techniques de la planification .....	212
VIII.8.2.1 Méthodes basées sur le réseau.....	213
VIII.8.2.1.1 Définition du réseau.....	213
VIII.8.2.1.2 Construction du réseau .....	213
VIII.8.2.2 Méthode C.P.M (Méthode du Chemin Critique) .....	214
VIII.8.2.2.1 Paramètres de la méthode C.P.M.....	214
VIII.8.2.2.2 Chemin critique (C.C)	215
.....	
VIII.8.2.2.3 Attribution des durées de chaque opération.....	215
VIII.8.3 Plannings .....	215
VIII.8.3.1 Plan du travail au plus tôt .....	215
VIII.8.3.2 Plan de travail au plus tard (PTPP) .....	215
VIII.9 Délai de construction et programme des travaux .....	216
VII.10 Symboles des différentes opérations.....	216
VIII.11 Détermination du chemin critique.....	214

## **Chapitre IX: Protection et sécurité du Travail**

Introduction.....	<b>216</b>
IX.1 Causes des accidents de travail.....	<b>217</b>
IX.2 Conditions dangereuses dans le chantier.....	<b>217</b>
VIX.3 Actions dangereuses.....	<b>217</b>
VIX.4 Mesures préventives.....	<b>217</b>
IX.5 Principes fonctions du service de sécurité .....	<b>218</b>
IX.6 Organisation de la prévention des accidents du travail .....	<b>218</b>
Conclusion générale.....	<b>221</b>

# Liste des tableaux

## Chapitre II: Géologie et Géotechnie

<b>Tableau II-01:</b>	Coefficients d'accélération.....	21
<b>Tableau II-02:</b>	Tableau récapitulatif des essais physique.....	30
<b>Tableau II-03:</b>	Récapitulation des essais mécanique.....	30
<b>Tableau II-04:</b>	Résultats des essais sur le lit d'oued.....	31
<b>Tableau II-05:</b>	Résultats des essais sur les rives.....	31
<b>Tableau II-06:</b>	Résultats des essais physique sur la zone d'emprunt .....	32
<b>Tableau II-07:</b>	Résultats des essais mécanique sur la zone d'emprunt .....	33
<b>Tableau II-08:</b>	Résultats des analyses chimiques sur la zone d'emprunt.....	33
<b>Tableau II-09:</b>	Résultats des essais sur la zone d'emprunt.....	34

## Chapitre III: Hydrologique

<b>Tableau III-01:</b>	Coordonnées de la courbe hypsométrique.....	44
<b>Tableau III-02:</b>	Tableau récapitulatif des résultats precedents.....	45
<b>Tableau III-03:</b>	Longueurs correspondantes à chaque courbe de niveau.....	46
<b>Tableau III-04:</b>	Classification O.R.S.T.O.M (type de relief) .....	47
<b>Tableau III-05:</b>	Tableau récapitulatif des résultats du temps de concentration.....	52
<b>Tableau III-06:</b>	Récapitulatif des caractéristiques du bassin versant.....	53
<b>Tableau III-07:</b>	Répartition mensuelle des températures.....	54
<b>Tableau III-08:</b>	Répartition mensuelle de l'évaporation.....	54
<b>Tableau III-09:</b>	Données disponibles des stations situées à proximité de la zone d'étude.....	55
<b>Tableau III-10:</b>	Station pluviométrique.....	55
<b>Tableau III-11:</b>	Répartition des valeurs des pluies moyennes mensuelle.....	56
<b>Tableau III-12:</b>	Pluies maximales journalières prise de la station150402.....	57
<b>Tableau III-13:</b>	Caractéristique de la série pluviométrique (36 ans) .....	58
<b>Tableau III-14:</b>	Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL.....	60
<b>Tableau III-15:</b>	Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon.....	61
<b>Tableau III-16:</b>	Résultat de l'ajustement a la loi de GALTON.....	62
<b>Tableau III-17:</b>	Comparaison des caractéristiques de la loi de GALTON et de l'échantillon .....	63
<b>Tableau III-18:</b>	Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence.....	64
<b>Tableau III-19:</b>	Précipitations et les intensités pour les différentes fréquences.....	65
<b>Tableau III-20:</b>	Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station.....	69
<b>Tableau III-21:</b>	Répartition mensuelle de l'apport moyen du site.....	69
<b>Tableau III-22:</b>	Résultats de l'ajustement rapportés à la loi GUMBEL.....	72
<b>Tableau III-23:</b>	Comparaison des caractéristiques de la loi de GUMBEL et de l'échantillon.....	73
<b>Tableau III-24:</b>	Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.....	73
<b>Tableau III-25:</b>	Débits fréquentielles calculés pour la station.....	75
<b>Tableau III-26:</b>	Dédits fréquentiel du site.....	75
<b>Tableau III-27:</b>	Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue $\delta$ .....	76
<b>Tableau III-28:</b>	Valeurs des débits de crues en fonction du temps.....	77
<b>Tableau III-29:</b>	Choix de la crue de projet.....	80
<b>Tableau III-30:</b>	Déférentes valeurs de « $\alpha$ ».....	85
<b>Tableau III-31:</b>	Récapitulatif du volume annuel moyen.....	86
<b>Tableau III-32:</b>	Répartition mensuelle de l'apport 80%.....	88
<b>Tableau III-33:</b>	Répartition mensuelle des besoins en eau.....	88
<b>Tableau III-34:</b>	Courbe topographiques et volumétriques.....	89
<b>Tableau III-35:</b>	Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en ( $Mm^3$ ).....	93
<b>Tableau III-36:</b>	Régularisation saisonnière compte tenu des pertes en ( $Mm^3$ ).....	96
<b>Tableau III-37:</b>	Données initiales pour la méthode de KOTCHERINE.....	99

<b>Tableau III-38:</b>	Résultats des calculs avec les formules précédentes.....	99
<b>Tableau III-39:</b>	Détermination de $H_0$ et Q en fonction de b.....	101
<b>Tableau III-40:</b>	Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue.....	102
<b>Tableau III-41:</b>	Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de KOTCHERINE .....	106
<b>Tableau III-42:</b>	Variation de la hauteur du barrage.....	108
<b>Tableau III-43:</b>	Résultats des largeurs en crête obtenues.....	109
<b>Tableau III-44:</b>	Coût de la digue.....	110
<b>Tableau III-45:</b>	Coût de déversoir.....	111
<b>Tableau III-46:</b>	Coût de coursier.....	112
<b>Tableau III-47:</b>	Coût Totale de la Retenue.....	112
<b>Tableau III-48:</b>	Tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage.....	114

## **Chapitre IV: Etude des Variantes**

<b>Tableau IV-01:</b>	Récapitulation des résultats de calcul de la revanche.....	123
<b>Tableau IV-02:</b>	Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.....	125
<b>Tableau IV-03:</b>	Valeurs indicatives des pentes des talus.....	125
<b>Tableau IV-04:</b>	Valeur de C.....	126
<b>Tableau IV-05:</b>	Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.....	127
<b>Tableau IV-06:</b>	Valeur de c en fonction du poids spécifique .....	130
<b>Tableau IV-07:</b>	Valeur de $i_{adm}$ en fonction du type d'ouvrage .....	131
<b>Tableau IV-08:</b>	Les coûts des variantes étudiées.....	136

## **Chapitre V: Etude Détaillée de la variante choisie**

<b>Tableau IV-01:</b>	Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation.....	140
<b>Tableau IV-02:</b>	Valeurs indicatives des pentes des talus .....	140
<b>Tableau IV-03:</b>	Valeur de C.....	141
<b>Tableau IV-04:</b>	Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.....	142
<b>Tableau IV-05:</b>	Coordonnées de la ligne de saturation.....	153
<b>Tableau IV-06:</b>	Débit de fuite à travers la digue.....	154
<b>Tableau IV-07:</b>	Débit de fuite de la Fondation.....	155
<b>Tableau IV-08:</b>	Débit de fuite de barrage.....	155
<b>Tableau IV-09:</b>	Gradient hydraulique admissible.....	155
<b>Tableau IV-10:</b>	Gradient d'infiltration admissible.....	156
<b>Tableau IV-11:</b>	Détermination du coefficient de sécurité.....	156
<b>Tableau IV-12:</b>	Détermination des rayons max et min.....	159
<b>Tableau IV-13:</b>	Valeurs admissible des coefficients de sécurité.....	159
<b>Tableau IV-14:</b>	Caractéristiques géotechniques des sols.....	164
<b>Tableau IV-15:</b>	Valeur des coefficients de sécurité.....	

## **Chapitre VI: Ouvrages annexes**

<b>Tableau VI-01:</b>	Sélection des types d'évacuateurs de crue.....	166
<b>Tableau VI-02:</b>	Coordonnées du profil de déversoir.....	169
<b>Tableau VI-03:</b>	Calcul de la profondeur normale.....	171
<b>Tableau VI-04:</b>	Calcul de la profondeur normale.....	174
<b>Tableau VI-05:</b>	Données de calcul.....	174
<b>Tableau VI-06:</b>	Ligne d'eau avec un pas de 10m.....	175
<b>Tableau VI-07:</b>	Calcul de la profondeur normale.....	182
<b>Tableau VI-08:</b>	Calcul du temps de vidange.....	182

## Chapitre VII: Dérivation Provisoire

<b>Tableau VII-01:</b>	Coefficient de débit pour différents diamètres.....	193
<b>Tableau VII-02:</b>	$Q = f(D)$ .....	194
<b>Tableau VII-03:</b>	$H_{dév} = f(T)$ .....	194
<b>Tableau VII-04:</b>	Résultats de laminage.....	195
<b>Tableau VII-05:</b>	Récapitulation des résultats des formulas.....	196
<b>Tableau VII-06:</b>	Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.....	197
<b>Tableau VII-07:</b>	Calcul d'optimisation.....	199
<b>Tableau VII-08:</b>	Application numérique.....	200

## Chapitre VIII: Organisation De Chantier

<b>Tableau VIII-01:</b>	Symboles des opérations.....	216
<b>Tableau VIII-02:</b>	Programme des travaux pour la réalisation de la retenue de Guerroudjia.....	218

## Liste des figures:

### Chapitre I : Présentation du site

<b>Figure I-01:</b> Emplacement de la retenue collinaire de Guerroudjia.....	11
<b>Figure I-02:</b> Localisation du petit barrage.....	12

### Chapitre II: Géologie et Géotechnie

<b>Figure II-01:</b> Extrait de la carte géologique de Mansoura.....	18
<b>Figure II-02:</b> Disposition anormale.....	19
<b>Figure II-03:</b> Carte de micro zonage sismique du territoire national-RPA99 (version 2003).....	21
<b>Figure II-04:</b> Coupe géologique selon l'axe de la digue.....	24
<b>Figure II-05:</b> Plan de situation de la prospection.....	28

### Chapitre III: Hydrologique

<b>Figure III-01:</b> Plan d'orientation du site de la retenue (1/500 000).....	38
<b>Figure III-02:</b> L'limite du Bassin Versant à l'échelle (1/50.000).....	40
<b>Figure III-03:</b> Rectangle équivalent.....	43
<b>Figure III-04:</b> Courbe hypsométrique.....	44
<b>Figure III-05:</b> Réseau hydrographique du bassin versant.....	49
<b>Figure III-06:</b> Répartition mensuelle des précipitations.....	56
<b>Figure III-07:</b> Représentation graphique de la loi de Gumbel.....	61
<b>Figure III-08:</b> Représentation graphique de la loi de Galton.....	63
<b>Figure III-09:</b> Pluies de Courte durée.....	66
<b>Figure III-10:</b> Intensité - Durée – Fréquence.....	67
<b>Figure III-11:</b> Carte de situation de la station et du site.....	68
<b>Figure III-12:</b> Répartition mensuelle de l'apport moyen.....	70
<b>Figure III-13:</b> Représentation graphique de la loi de GUMBEL.....	72
<b>Figure III-14:</b> Répartition mensuelle des apports 80% .....	74
<b>Figure III-15:</b> Hydrogramme des crues probables en fonction du temps (methode de SOKOLOVSKY).....	78
<b>Figure III-16:</b> Hydrogramme de la crue de projet à une période de retour 100 ans.....	79
<b>Figure III-17:</b> Hydrogramme de la crue du chantier pour une période de retour de 20 ans.....	83
<b>Figure III-18:</b> Courbe capacité – hauteur.....	90
<b>Figure III-19:</b> Courbe surface – hauteur.....	90
<b>Figure III-20:</b> Courbes de $H = f(Q, q)$ .....	104
<b>Figure III-21:</b> Courbes de $V = f(Q, q)$ .....	105
<b>Figure III-22:</b> Courbe d'optimisation des coûts en fonction de la largeur b du déversoir.....	143

### Chapitre IV: Etude des Variantes

<b>Figure IV-01:</b> Site de le retenue ou apparait le bloc rocheux .....	117
<b>Figure IV-02:</b> Les environ du site d'implantation de la digue constituent d'excellent zones d'emprunt.....	119
<b>Figure IV-03:</b> Shémas qui illustre le principe de la méthode des tranches .....	117

### Chapitre VI: Ouvrages annexes

<b>Figure VI-01:</b> Dimensions du déversoir.....	169
<b>Figure VI-02:</b> Profile du déversoir.....	169

<b>Figure VI-03:</b> Notion pour l'écoulement sur l'auge d'un Saut de Ski.....	176
<b>Figure VI-04:</b> ProRayon minimal relatif $R_{min}/H_1$ en fonction de $F_1$ .....	178
<b>Figure VI-05:</b> Dent du dissipateur à auge.....	178
<b>Figure VI-06:</b> Schéma explicatif des longueurs de trajectoire.....	179
<b>Figure VI.07:</b> Correlation entre le volume de la retenue et hauteur .....	188

## **Chapitre VII: Dérivation provisoire**

<b>Figure VII-01:</b> Schéma de calcul des différents diamètres.....	197
<b>Figure VII-02:</b> Courbe d'optimisation.....	201

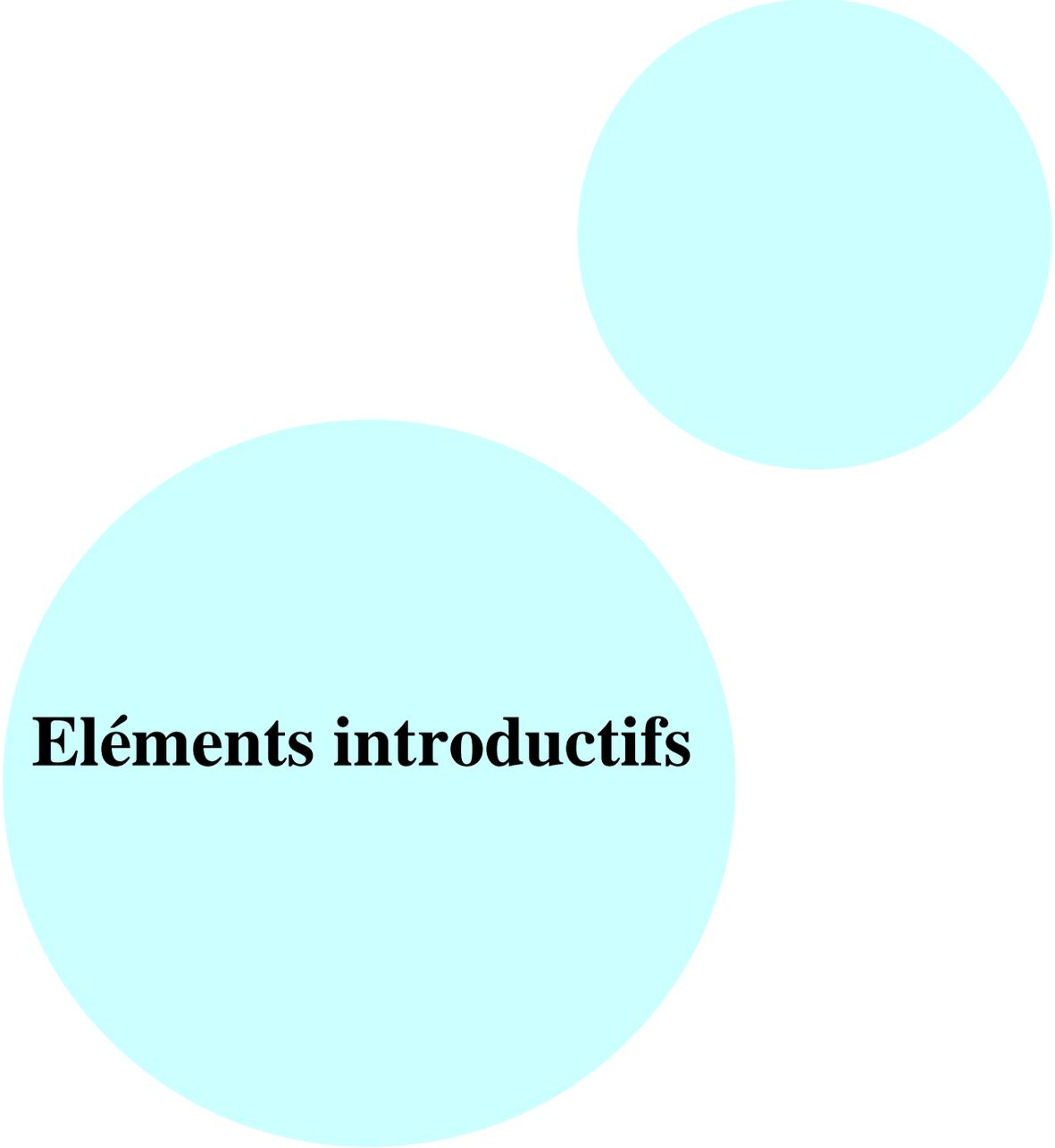
## **Chapitre VIII: Organisation de chantier**

<b>Figure VIII-01:</b> Réseau à nœuds.....	217
--	-----

## Liste des plans

<b>Plans N° 01:</b> Plan de d'aménagement.....	Echelle: 1/100
<b>Plans N° 02:</b> Profil en long selon l'axe de la digue.....	Echelle: 1/500
<b>Plans N° 03:</b> Coupe type de la digue détaillée des trois variantes.....	Echelle: 1/100
<b>Plans N° 04:</b> Coupe type détaillée de la digue.....	Echelle: 1/100
<b>Plans N° 05:</b> Coupes en travers de la digue.....	Echelle: 1/500
<b>Plans N° 06:</b> Tracé de la ligne de saturation.....	Echelle: 1/100
<b>Plans N° 07:</b> Schémas de calcul de stabilité.....	Echelle: 1/500
<b>Plans N° 08:</b> Profil en long selon la vidange de fond et la prose d'eau.....	Echelle: 1/1000
<b>Plans N° 09:</b> Profil en long de l'évacuateur de crue.....	Echelle: 1/1000
<b>Plans N° 10:</b> Organisation de chantier.....	Echelle: 1/100

---



# **Eléments introductifs**

## **Préambule :**

Nul ne doute que l'eau est source de vie et élément vital pour l'existence même de toutes les espèces (humaine, végétale et animale).

En effet, l'eau est à la croisée du travail de la terre et la production agricole, à la base de toutes les activités économiques consommatrices d'eau. Elle a été la base de l'implantation des grandes civilisations. Citons celles des Pharaons sur le Nil et de Babylone sur l'Euphrate.

Les aménagistes avertis, saisissent la donnée de l'eau comme base fondamentale dans toutes les études prospectives visant tout déploiement ou développement des établissements humains.

L'eau est aujourd'hui au cœur de graves conflits géostratégique entre les nations et les grandes puissances. Le conflit (dormant) de l'eau du Nil en est la meilleure expression de ce type de discord.

Le **stress hydrique** est désormais une expression omniprésente dans le langage des politologues les plus réputés et une donnée qui inquiète des peuples entiers.

C'est à cause de l'importance des enjeux que les pouvoirs publics, en Algérie, se sont attachés très tôt à concevoir une politique nationale, ne souffrant d'aucune ambiguïté, de développement du secteur de l'hydraulique. Un secteur considéré comme base incontournable voire inévitable au décollage économique nationale.

Cette politique consiste, essentiellement, en la mobilisation de la ressource en eau et la construction d'infrastructures de traitement, de stockage, d'amenée et de distribution de l'eau.

C'est pourquoi, de nombreux barrages furent construits, des forages, des captages, des sources réaménagées, des puits etc....ont été réalisés dans le but de mobiliser la ressource.

Combien de station de traitement des eaux et combien de châteaux ou de réservoirs d'eau ont été construits ? Combien de linéaire de conduite d'amenée et de distribution ont été projeté à travers le territoire national ?

Les pouvoirs publics ont atteint, par ces actions, les cantonnements les plus isolés du grand sud du pays, les déchras et les mechtas les plus enclavées des hautes montagnes, de l'Est et de l'Ouest. C'est dire que l'ensemble du territoire national, aucune région exclue, est aujourd'hui entièrement desservi en eau potable.

Le projet titanesque, qualifié de projet du siècle, d'alimentation en eau de la région de Tamanrasset à partir de la région d'In Salah (plaine du Tidikelt) est la plus forte expression de la volonté de l'Etat algérien à développer le secteur et desservir les populations à l'échelle nationale.

Au volet préparation des compétences humaines, l'Algérie a commencé, dès les premiers moments de son indépendance, par la formation d'une élite chargée, par la suite, d'encadrer le secteur en matière d'études, de formation et de gestion des installations.

Dès l'indépendance plusieurs promotions ont été dépêchées pour des formations à l'étranger, essentiellement en URSS. Plusieurs écoles ou départements de formation furent créés, citons la grande école l'ENSH de Blida, le Département d'Hydraulique de l'Ecole Nationale Polytechnique E.N.P, le Département de Génie Rural de l'Ecole Nationale d'Agronomie E.N.A.

Parallèlement à la formation, plusieurs institutions de recherche et d'études ont été créées. Citons la Direction des Etudes du Milieu et de Recherches Hydrauliques (D.E.M.R.H), la Direction des Projets Hydrauliques (D.P.R.H), l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (A.N.R.H), plus tard l'Agence Nationale des Barrages et des Transferts (A.N.B.T).

En matière d'études, les pouvoirs publics ont tenu à accompagner ce dispositif par un nombre important de structures d'études en créant les Sociétés d'Etudes Hydrauliques telle que la SETHYCO et SETHYAL et des entreprises de réalisation telles qu'Hydro Projet Centre, Hydro Traitement etc... Ces établissements ont permis l'épanouissement de bon nombre de compétences nationales ainsi que l'étude et la maturation de la quasi-totalité des infrastructures réalisées jusqu'à ce jour.

## Etat du territoire

Le territoire national qui s'étend sur plus de 2.381.741 km<sup>2</sup> représentant ainsi près de 8% du continent africain est en majeure partie (87% du territoire) désertique où les précipitations sont quasi nulles mais qui recèle d'importantes ressources en eaux souterraines, constituées de deux nappes fossiles faiblement renouvelables.

C'est donc seulement le Nord du pays, caractérisé par un climat méditerranéen qui dispose de ressources en eaux superficielles et souterraines renouvelables. Dans cette région la moyenne des précipitations annuelles varie du Nord au Sud et d'Ouest en Est selon les données orographiques, d'orientation ou de situation par rapport aux influences maritimes ou continentales.

La conséquence directe de la pluviométrie particulière qui caractérise notre pays est que 90% des eaux superficielles se trouvent concentrées dans les bassins du Nord, dits tributaires de la Méditerranée car organisés topographiquement pour un écoulement de leurs eaux vers la mer.

Les bassins fermés des Hautes Plaines (76.000 km<sup>2</sup>) et les bassins du flanc méridional de l'Atlas saharien (67.000 km<sup>2</sup>) ne drainent que 10% des écoulements superficiels.

De plus si l'on examine de près cette situation on remarque que la région Ouest de la zone tellienne qui représente 60% de cette zone ne draine en fait que 25 % de ces écoulements. La seconde caractéristique de ces écoulements est qu'ils sont également irréguliers dans le temps.

Globalement les ressources en eau du pays, sont en termes de potentialités, évaluées à 19,2 milliards de m<sup>3</sup>/an. Insuffisantes, elles sont réparties selon les zones et le type de ressource.

## **Introduction**

Dans le cadre de la mobilisation de la ressource en eau pour les besoins de l'agriculture, le Ministère en charge de cette fonction a élaboré, à partir des années 80 un programme ambitieux pour la construction de petits barrages et retenues collinaires pour les besoins de l'irrigation.

C'est dans ce cadre que la Direction de l'Hydraulique de la Wilaya de Bordj Bou Arréridj (ex Division de Développement des Activités Hydrauliques et Agricoles D.D.A.H.A) qui venait tout juste de se détacher de la Wilaya de Sétif, avait lancé un vaste programme de prospection de sites potentiels pour l'implantation de retenues collinaires.

En 1986-1987, alors que le barrage de Ain Zada (125 millions de m<sup>3</sup>) venait d'être mis en eau et la retenue de Tixter (2 millions de m<sup>3</sup>) en voie d'achèvement. Deux autres retenues sont lancées en réalisation, il s'agit de celles de Lachbour (2 millions de m<sup>3</sup>) dans commune de Medjana et celle Makhamra (340 milles m<sup>3</sup>) dans la commune d'El Achir.

D'autres sites ont été lancés en étude, Tigoudine (récemment réalisée) dans la commune de Mansoura et Biéta dans la commune d'El Hamadia (études réalisées par la SETHYAL). Les sites retenues étaient ceux de Oued Geurroudjia (commune Mansoura) H'mada à Sidi Mbarek (récemment réalisée).

L'objet de mon mémoire est l'étude de faisabilité d'une retenue collinaire sur l'Oued Geurroudjia, située dans commune de Mansourah à proximité de la localité de Djédida appelée Ouled Abbés au nom de la tribu qui occupe les lieux.

---

**Premier  
Chapitre :**

**Présentation du Site**

## I.1 Situation du Projet

Située au Nord Est du pays, à l'Ouest de la Wilaya de Bordj Bou Arréridj, à moins de 80 km (à vol d'oiseau) du littoral (Bejaia), à une cinquantaine de km du Chef lieu de la Wilaya de Bordj Bou Arréridj et une quinzaine de km de la Route Nationale 5 aux coordonnées LAMBERT :

$$X = 649.9 \text{ Km} \quad Y = 305.7 \text{ Km} \quad Z = 822.00 \text{ m NGA.}$$

Pour atteindre le site, c'est à partir d'un chemin communal goudronné, très sinueux, qui prend naissance à partir de la RN 5 allant à vers la localité de Djédida, en passant par les villages de Mziraâ et El Hamra.

L'emplacement de la digue peut être atteint à partir du petit village de Djédida grâce à une piste peu rocailleuse non entretenue de 1,5 km.

Au plan physique, la retenue est située sur le mont de Mansoura qui culmine à 1902 m d'altitude au lieu dit Ghouref Ténia. Le projet est établi sur un flan orienté vers le Nord-Ouest allongé dans une disposition Nord Est vers le Sud Ouest. Le mont de Mansoura fait, en gros, la jonction entre la chaîne des Maâdid au Sud Est et celle des Bibans au Nord et fait partie de la grande chaîne montagneuse tellienne.

La position du projet le place donc, plus ou moins, confortablement au sein de reliefs assez haut et assez arrosés, car sous les effets de l'altitude et la façade maritime.

Les photos prises sur les lieux montrent, en clair, les aménagements exécutés sur place par les services des Forêts (corrections torrentielles et protection des berges d'oued), ils nous renseignent sur l'agressivité et l'importance des crues. La taille des matériaux transportés et l'encaissement du lit d'oued confirment les mêmes choses.

Au plan administratif, la commune de Mansoura, où se trouve notre projet fait partie de la Wilaya de Bordj Bou Arréridj. C'est une commune qui fait partie du territoire de celle-ci au niveau de la partie Ouest.



RETENUE COLLINAIRE GEURROUDJIA

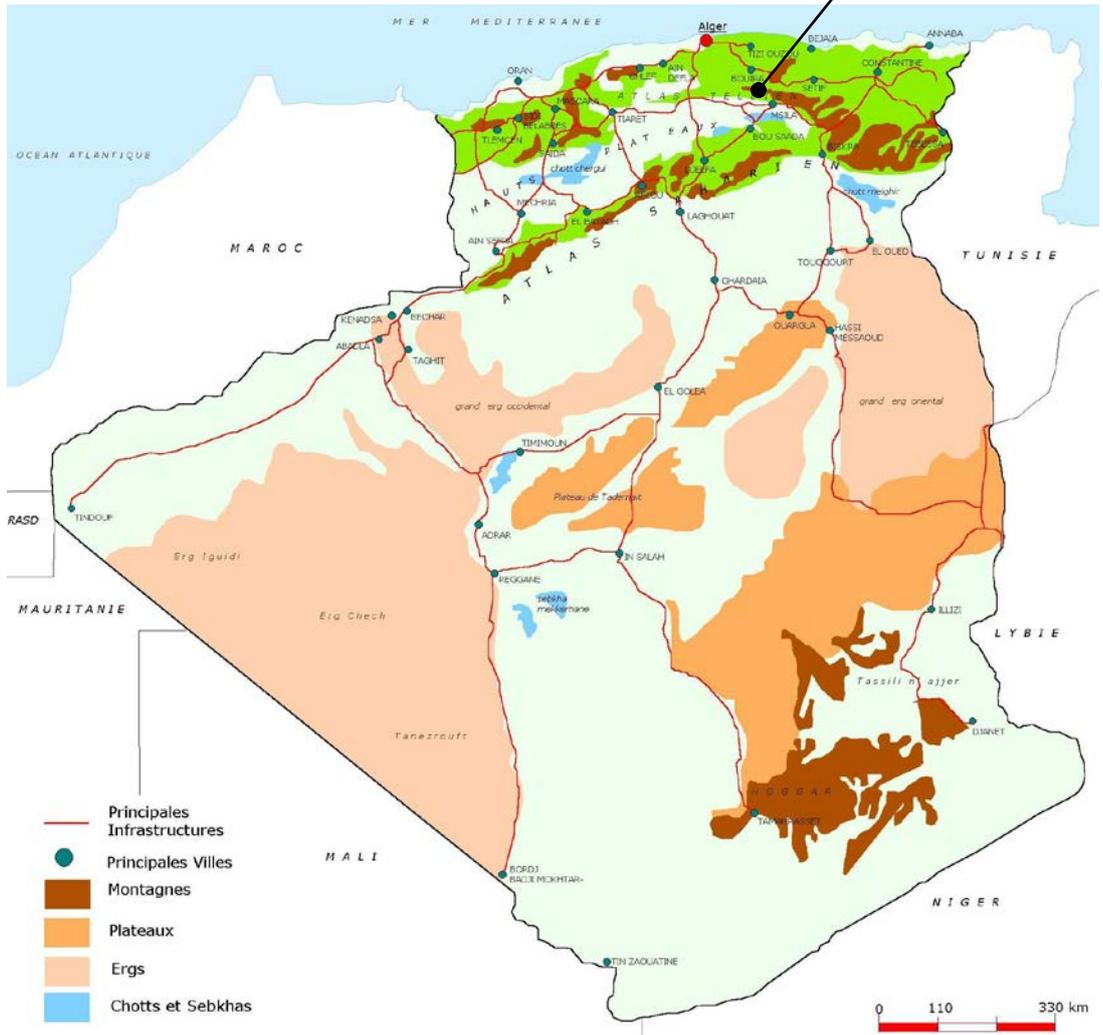


Figure I-01 :L'emplacement de la retenue collinaire de Guerroudjia





Figure I-02 ; Localisation du petit barrage

## I.2 Choix du site

L'objectif de mon mémoire de fin d'études est de tester la faisabilité d'un site choisi pour l'implantation et la construction d'une petite retenue collinaire destinée à l'irrigation des terres agricoles avoisinantes.

Les raisons de l'implantation de l'ouvrage, en question doivent, impérativement répondre aux conditions techniques et économiques. A savoir toutes les conditions techniques liées au site comme :

- La capacité de la cuvette à emmagasiner le maximum de volume d'eau.
- L'étranglement des deux rives d'encrage de la digue qui conditionnera la longueur de la digue.
- Moins la hauteur la digue sera réduite, celle-ci moins les volumes de terre à mobiliser seront réduits lors de la confection du corps de la digue en terre saine.
- L'imperméabilité du soubassement géologique est une affaire capitale car c'est de cela que dépendra l'étanchéité du barrage et les conditions de circulation des eaux en profondeur (étanchéité du site).

- Les conditions géologiques des environs et les possibilités à trouver les matériaux les plus adéquats pour la construction du barrage (terre saine pour le corps de la retenue).
- Les bonnes conditions d'écoulement des eaux qui sont tributaires des conditions climatiques et essentiellement les précipitations.
- Les conditions d'accès au site de la retenue et les lieux des zones d'emprunts des matériaux nécessaires à la réalisation du projet.

Ainsi que les conditions économiques liées au coût du projet, à savoir :

- Le volume d'eau (régularisable) produit durant chaque cycle (année).
- Le coût global de la digue et des ouvrages annexes comme l'évacuateur de crues, l'ouvrage de prise et/ou de vidange.
- La durée de vie de la retenue.
- Les conditions d'envasement qui doivent être au minimum.

Toutes ces conditions déterminent le coût du m<sup>3</sup> d'eau produit par l'ouvrage. Ce paramètre est déterminé dans le jugement portant faisabilité ou non de l'ouvrage.

---

**Deuxième  
Chapitre :**

**Géologie et la  
Géotechnique**

## II.1 Etude géologique

Le présent dossier traite l'étude géologique de la retenue collinaire de l'Oued Guerroudjia. Sachant que cette étude est fondamentale dans le processus d'étude et de réalisation de l'ouvrage. C'est pourquoi son importance est capitale, voire déterminante.

### II.1.1 Introduction

L'étude géologique de la zone d'étude est basée, essentiellement, sur les données recueillies sur terrain telles que les observations faites sur site et les travaux de prospection.

Après consultation de la carte géologique de Mansourah (N°114) et les visites de reconnaissances effectuées sur le site, ainsi que la collecte des résultats de la campagne de prospection de terrain suite à la réalisation des puits et tranchées en différents endroits de la retenue, au niveau de la zone d'emprunt et la zone d'emprise de la digue, nous avons pu établir une description détaillée de la lithologie des formations géologiques rencontrées.

### II.1.2 Hydrologie sommaire de la région

La zone d'étude de la retenue collinaire Oued Guerroudjia est caractérisée dans son ensemble par la dominance des terrains friables constitués de marnes et d'argiles imperméables reposants sur des terrains rigides, représentés par des calcaires, poudingues et grès peu fissurés. Les pertes d'eau des précipitations par infiltration verticale, à travers les terrains traversés, sont très faibles.

Notons, la présence de quelques points d'eau sous forme de sources [Aines] à faibles débits au contact des marnes peu perméables avec les terrains réservoirs tels que les calcaires et grès dolomies, fissurés.

La dominance des faciès marneux et argileux dans le bassin versant, nous permet de dire que les pertes par infiltration verticale de l'eau ruisselée sont très faibles et que leur drainage au niveau de l'assiette du barrage collinaire reste important.

### II.1.3 Géologie locale

La zone d'étude est schématisée sur la feuille N°114 de Mansourah à l'échelle 1/50.000, et y est représentée par les faciès ci-après (du plus récent au plus ancien selon l'échelle chronologique) :

**Le Quaternaire Q<sub>1</sub> :**

Alluvions récentes et actuelles formées, généralement, d'éléments détritiques comblant les fonds de vallées. Ce sont des sables, graviers, cailloux et blocs plus au moins argileux et limoneux, provenant de la dégradation physique et chimique des roches affleurant à la surface du bassin versant.

- Argiles brunes colluvionnaires à rares débris caillouteux. Elles se situent sur les berges des versants de vallées.

**Le Miocène m<sub>1</sub>/A (cartennien) :** Il est représenté par quatre faciès distincts : des marnes et grés du Cartennien avec parfois des assises principales de grés, des grés et poudingues du Cartennien inférieur et des calcaires. Il est très répandu au niveau du bassin versant du site de la retenue collinaire de (Guerroudjia) et surtout au Sud du bassin hydrologique.

**L'Eocène :** Il est constitué à son sommet par des argiles renfermant des lumachelles, juste après, nous rencontrons des calcaires marneux et des calcaires à silex du Suessonien, des marnes et des marnes avec de minces intercalations de bancs de calcaires marneux du Senonien-Danien.

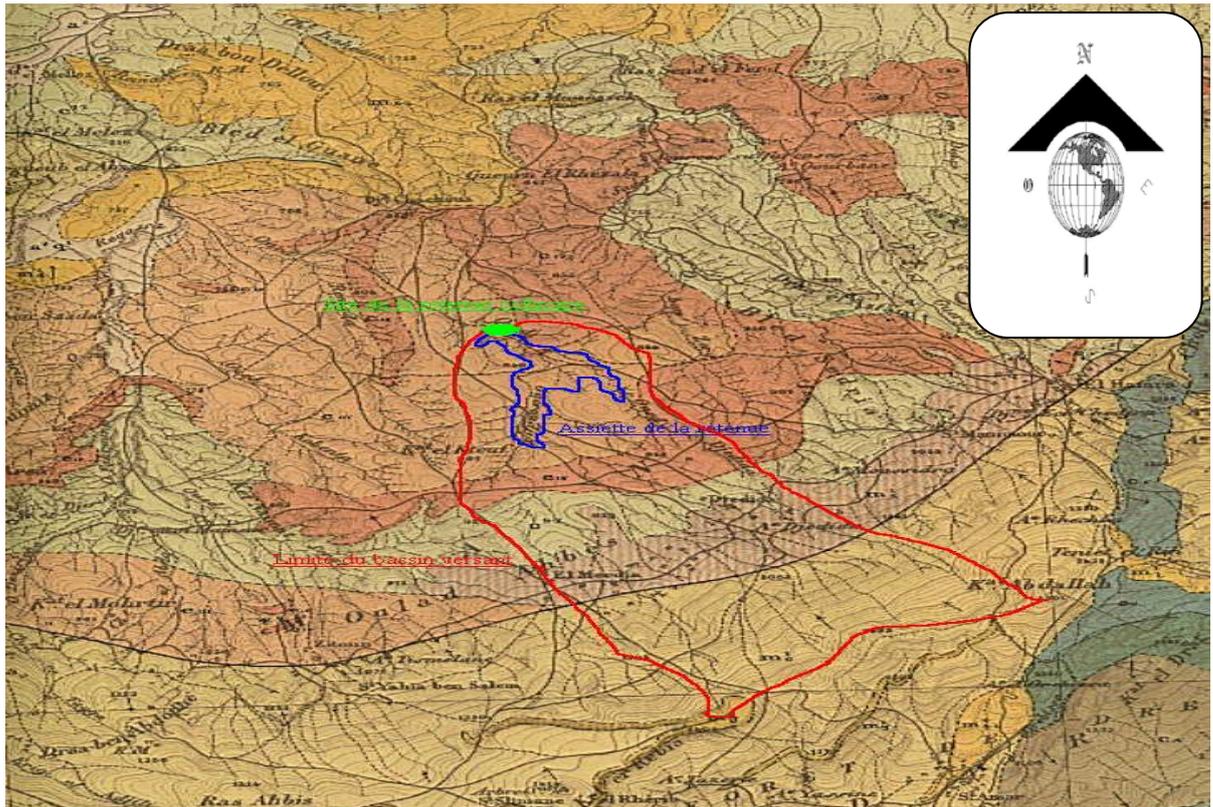
Les calcaires Senonien-Daniens renfermant des fossiles tels que les Innocerames.

**Le Cénomaniens :** Est représenté par des marnes avec des intercalations de calcaires marneux.

**Le Barrémien :** Est caractérisé par des calcaires, dolomies, argiles et grés.

**Le Hauteriviens :** Ce sont des argiles, grés et calcaires.

**Le Valanginiens :** Formé de grés, calcaires et argiles.



### Légende

#### Le Quaternaire Q<sub>1</sub>

 Alluvion anciennes (Terrasses inférieure)

#### Le Miocène m<sup>1</sup><sub>A</sub> cartennien:

 Eboulis de grès cartenniens

 m<sub>c</sub><sup>1</sup> Marnes et Grès du cartennien, m<sub>g</sub><sup>1</sup>  
 Principales assises de grès

 m<sub>a-b</sub><sup>1</sup> Grès et Poudingues inférieur du  
 cartennien, ml1 Calcair à lithothamnium

#### m,- Aquitanien

 Poudingue et grès rouges

#### e<sup>2</sup><sub>A</sub>- Medjanien

 Eboulis de grès medjaniens

**e<sup>2</sup><sub>b</sub> - Medjanien- inférieur**

Grès en gros bancs

**e<sup>2</sup><sub>a</sub> - Medjanien- inférieurs**

Argiles, grès, quartzites

**e<sub>III</sub> - Bogharensis**

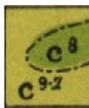
Argiles à lumachelles

**e<sub>IV</sub>-Suessonnien**

Calcaires marneux et calcaires à silice (Suessonnien)

**e<sub>v</sub> - Suessonnien Inférieur**

Marnes noires (Suessonnien inférieur)

**C<sup>8</sup> et c<sup>9-7</sup> - Sénonien-Danien**C9-7 Marnes et calcaire marneux,  
C8 Calcaire inonérables**C<sup>6</sup>- Turonien**

Calcaires compact à radiolites

Figure II-1 : Extrait de la carte géologique de Mansoura

### II.1.4 Aspects tectoniques

La carte de Mansourah, nous permet de constater un aspect structural beaucoup plus de plissement que de fracture où l'assiette de la retenue collinaire de Guerroudjia est basée sur un synclinal de direction (NW-SE) traversé par la grande faille de Mansourah de direction NW-SE. Cette direction est le meilleur témoignage des contraintes qui affectent la zone d'étude. Les contraintes constatées ont donné l'aspect tectonique actuel. Fort heureusement, notre site se trouve à l'amont de la faille et ne l'affecte en rien sur le plan infiltrations.

Du point de vu sédimentaire, nous remarquons dans la région d'étude une disposition anormale entre deux formations géologiques, ceci est dû à une régression ou une érosion.

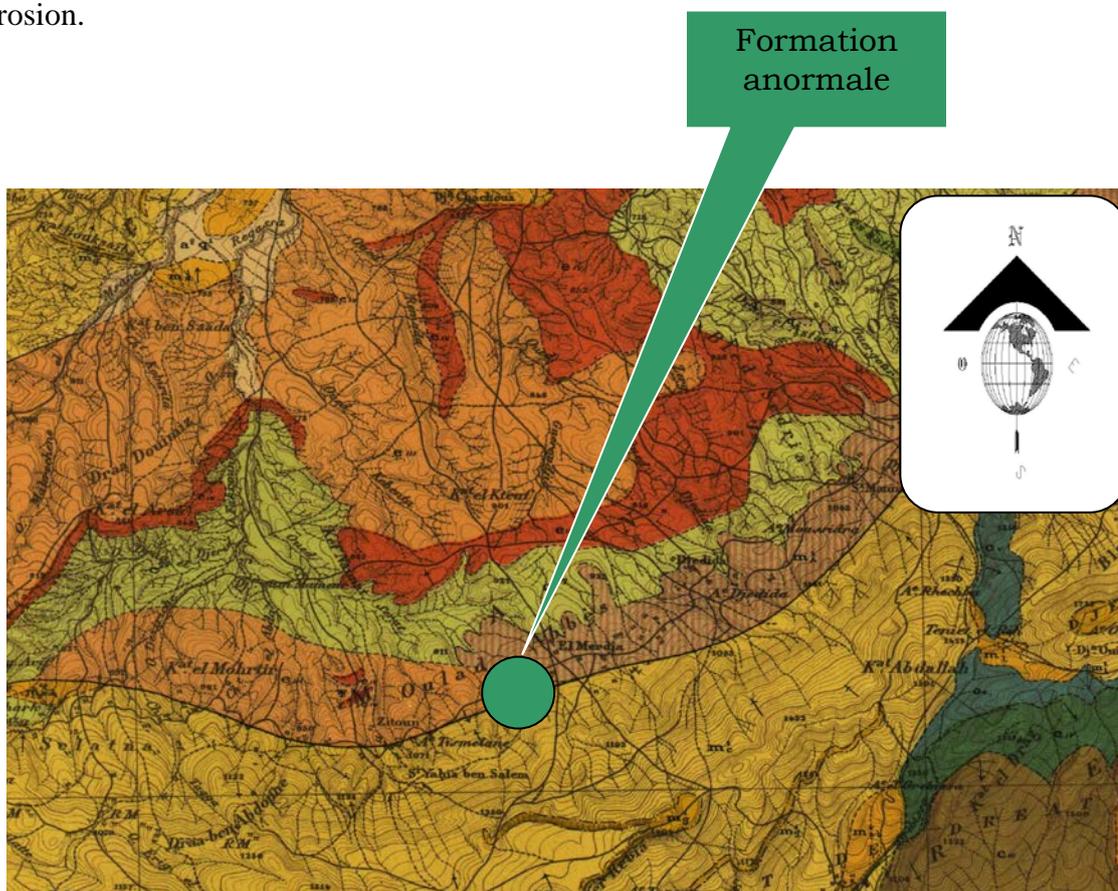


Figure II-2 : Disposition anormale

### II.1.5 Sismicité de la région d'étude

L'Algérie, a toujours été, soumise à une activité sismique intense. Cette activité est souvent suivie de grands dégâts aux plans économique et humain. En effet, des pertes humaines et matérielles importantes préjudiciables, non seulement, pour les individus mais aussi aux collectivités territoriales, sont observées après chaque mouvement important de la terre.

Ainsi, l'activité sismique peut infliger, au développement des régions entières, des dégâts considérables et des retards dont les répercussions s'étalent sur des dizaines d'années. Les séismes de Chlef du 10 octobre 1980 à l'instar de celui de Boumerdés le 21 Mai 2003 continuent de peser sur les dépenses publiques et locales. Et pour pouvoir éviter le phénomène, la construction des ouvrages doit se faire de telle sorte à leur garantir une protection tolérable en répondant, surtout, aux Règles Parasismiques Algériennes (RPA).

L'activité sismique est due, principalement, à la nature géologique de la région maghrébine et à ses caractéristiques tectoniques à la frontière des plaques africaine et eurasiennne, en mouvement compressif permanent (tectonique des plaques). Mais le niveau de risque sismique est considéré acceptable.

En Algérie, il a été établi et intégré dans les prescriptions réglementaires contenues dans le règlement R.P.A 1999 version 2003 (Règlement Parasismiques Algériennes de 1999 version 2003) deux types de secousses possibles (un séisme majeur et un séisme modéré) et des groupes d'usage des ouvrages qui sont classés de 1 à 3 en fonction de l'importance décroissante qu'ils présentent pour la vie économique et sociale de la communauté.

Le coefficient d'accélération de zone notée « A » est donné par R.P.A 99 en fonction du groupe d'usage de l'ouvrage et y est déterminé par une méthode probabilistique basée sur des cartes d'iso-accélération déduites de la sismicité historique de l'Algérie.

L'application de cette dernière se base sur l'accélération dite de « dommage » à déterminer avec des hypothèses pour les groupes d'usages (1, 2, 3 respectivement et la période de retour 500, 100, 50 années).

Le site de la retenue collinaire Oued Guerroudjia - Ouled Abbés – commune de Mansoura - Wilaya Bordj Bou Arréridj est situé dans la zone «II-a» (zone caractérisée par une intense activité sismique d'après le R.P.A, correspondant à une intensité égale à VII selon l'échelle de Mercalli).

La dite retenue collinaire constitue un ouvrage à faible importance pour la communauté et ceci lui permet d’être classée dans le groupe d’usage 3 selon le règlement R.P.A avec une durée de vie limitée de 20 à 30 ans.

Tableau II-1 : Coefficients d’accélération :

Groupe	Zone I	ZoneII-a	ZoneII-b	ZoneIII	Classification des ouvrages selon leur importance
1A	0,15	0,25	0,30	0,40	Ouvrages d’importance vitale
1B	0,12	0,20	0,25	0,30	Ouvrages de grande importance
2	0,10	0,15	0,20	0,25	Ouvrages courants
3	0,07	0,10	0,14	0,18	Ouvrages de faible importance

Notre ouvrage est considéré comme étant de faible importance, c’est-à-dire groupe d’usage 03, il est implanté dans la zone II-a. Selon la classification du règlement parasismique algérien R.P.A 99 (version 2003). avec une valeur de  $a=0,1g$ . La durée de vie économique de l’ouvrage sera de 20 à 30 ans et la période de retour  $R.P= 50$  ans.

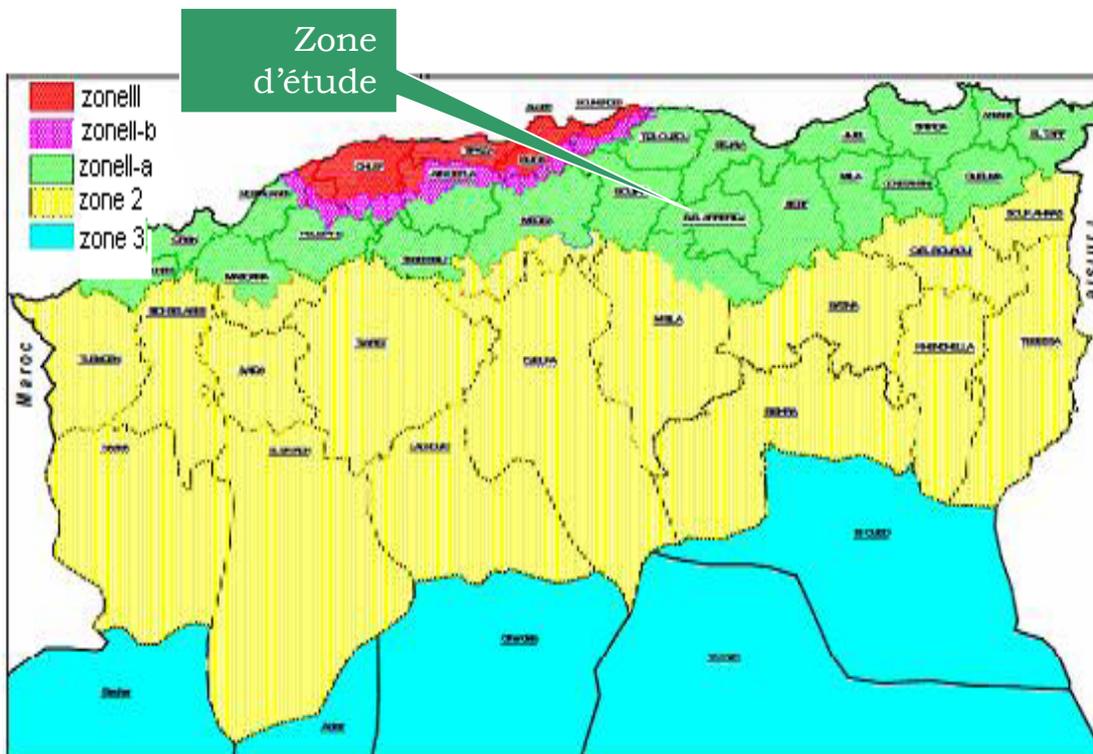


Figure II-03 : Carte de micro zonage sismique du territoire national-RPA 99 (Version 2003)

### **II.1.6 Analyse lithologique de la région**

L'analyse lithologique de la région est basée, essentiellement, sur les observations faites lors de la campagne de prospection géologique de terrain, le levé géologique du site et son assiette et la description lithologique des faciès rencontrés lors de la campagne de reconnaissance de terrain, ainsi que pendant l'exécution des puits et tranchées en différents endroits de la cuvette.

Le fond de la vallée (thalweg) de la retenue est comblé par une sédimentation alluviale (alluvions récentes et actuelles), formées par l'abondance de matériaux pulvérulents tels que les graviers et sables, faiblement argilo-limoneux (terrasses).

Ces dépôts alluvionnaires de terrasses proviennent de la décomposition physico-chimique des roches mères (calcaires, marnes, grés etc...), de forme arrondie et de nature calcaireuse ou siliceuse.

Les flancs de versants à pente assez douce de la retenue sont souvent constitués de terrain de couverture formée d'argiles à rares débris caillouteux, de forme anguleuse et de nature calcaireuse (colluvions).

Le terrain de fond du site et sa cuvette sont caractérisés par la dominance des marnes en intercalations avec quelques rares minces bancs de calcaires marneux, d'âge éocène.

Le substratum est masqué au fond de la vallée par des dépôts ou sédiments détritiques alluvionnaires et des colluvions sur les versants de la retenue.

### **II.1.7 Hydrogéologie de la cuvette**

#### **1. Perméabilité**

Les marnes bleuâtres constituant le substratum de l'assiette de la retenue collinaire sont imperméables. Alors que les alluvions récentes et actuelles sont constituées de graviers, sables perméables. Les argiles colluvionnaires situées sur les flancs de la cuvette sont imperméables.

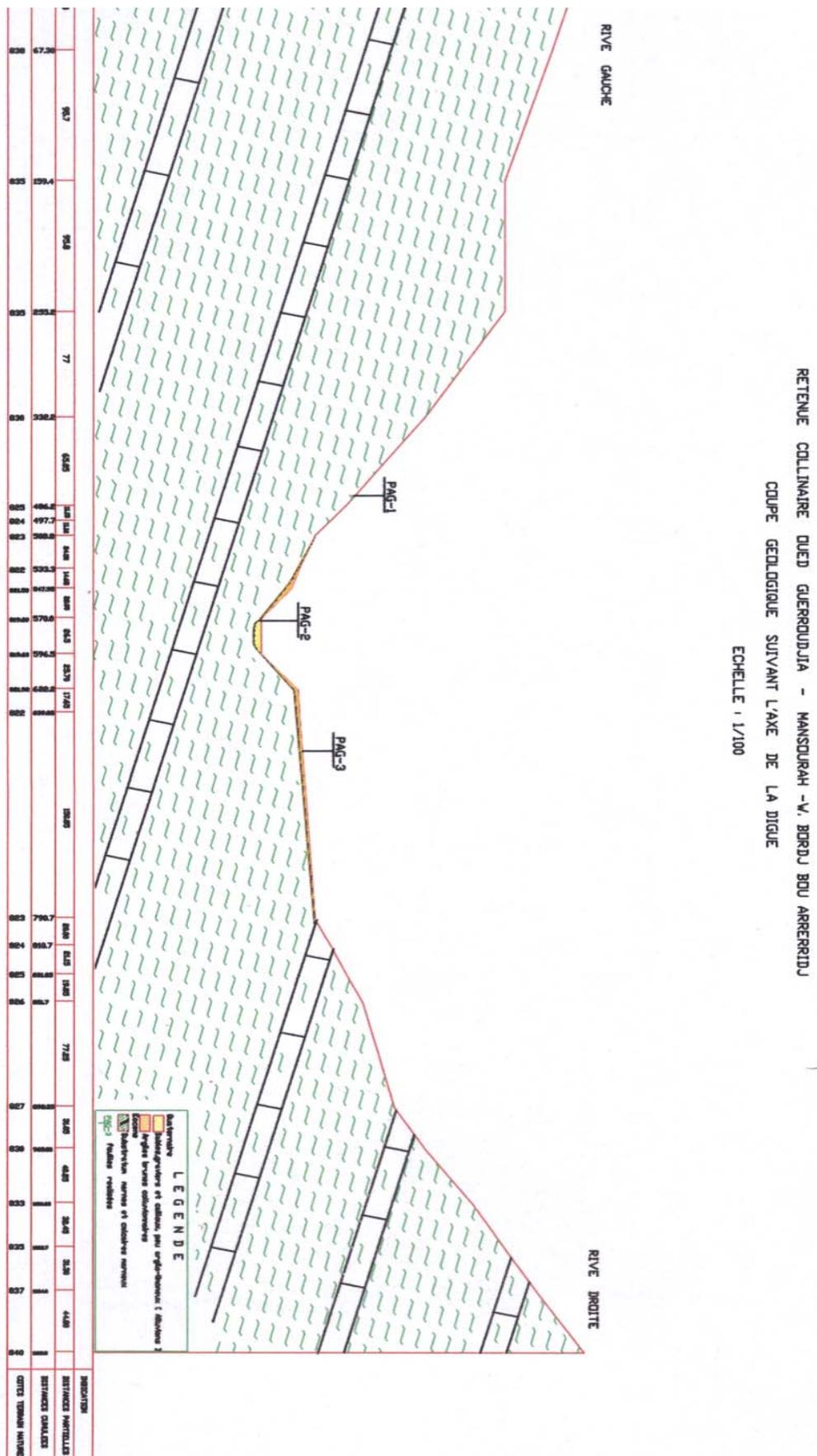
#### **2. Etanchéité**

L'étanchéité de l'assiette de la retenue collinaire Oued Guerroudjia est parfaitement assurée par les marnes du substratum et les particules fines, généralement, argileuses colluvionnaires qui sont imperméables et jouent, par conséquent, le rôle d'un bon tapis d'étanchéité.

**II.1.8 Analyse lithologique de la zone d'emprise de la cuvette**

Elle est basée, principalement, sur les résultats de la campagne de reconnaissance géologique de terrain concrétisée par l'exécution de nombreuses fouilles afin de déterminer la structure géologique du sol et du sous-sol de fondation dans cette zone (voir figure 04 : coupe géologique dans l'axe de la digue).

Figure II-04 : Coupe géologique selon l'axe de la digue



La réalisation des puits et tranchées au niveau de l'axe préconisé de la digue, montre la présence des faciès suivants :

- Au niveau de la rive gauche, apparait directement le substratum constitué de marnes bleuâtres, altérées en surface.
- Sur la rive droite, le substratum marneux est masqué par une couche d'argiles colluvionnaires renfermant parfois des débris graveleux.
- Le fond de la vallée est comblé de dépôts détritiques alluvionnaires issus de l'altération des faciès en place puis charriés par les cours d'eau. Ils sont représentés au fond de la vallée par des terrasses alluviales, éléments grossiers formés de cailloux, graviers, sables, faiblement limono-argileux; de forme arrondie et de nature calcaireuse et siliceuse. Ces matériaux alluvionnaires quaternaires masquent le substratum marneux sur une épaisseur de l'ordre de trois mètres et demie (3,5 m).

### **II.1.9 Analyse hydrologique de la zone d'emprise de la digue**

#### **1. Perméabilité**

Les argiles limoneuses colluvionnaires qui affleurent sur les versants de la vallée du barrage collinaire d'Oued Guerroudjia, sont imperméables. Leur perméabilité est de l'ordre de ( $10^{-7}$  à  $10^{-8}$  cm/s). Les marnes Eocènes constituant le substratum de fondation de la digue sont parfaitement imperméables ( $10^{-7}$  cm/s). Les sédiments détritiques composés de graviers, sables et limons, de nature siliceuse et calcaireuse, de forme bien arrondie comblant le fond de la vallée sur une épaisseur de 3,5m (terrasses alluviales), sont perméables ( $10^{-2}$  à  $10^{-3}$  m/s).

#### **2. Etanchéité**

Elle est garantie par le substratum marneux imperméable qui joue le rôle de tapis étanche. Néanmoins, la présence de la couche alluvionnaire perméable au fond de la vallée, nous oblige à ancrer la digue dans le bed rok sain imperméable après décapage de son toit altéré.

### **II.1.10 Fondation de la digue et ses ouvrages annexes**

#### **1. Corps de la digue**

Sur la base des faciès rencontrés sur le coté droit de la zone d'emprise de la digue de la retenue collinaire, nous pouvons conclure que :

- La digue de la retenue collinaire de Oued Geurroudjia doit être ancré au fond de la vallée jusqu'au bed rock marneux sain et imperméable après excavation de la couverture alluvionnaire perméable et le toit, généralement, altéré du substratum.
- Sur les deux rives, la digue doit être ancré jusqu'au fond marneux sain et imperméable après excavation de son toit altéré et de la couche colluvionnaire.

#### **2. Evacuateur de crue**

Le déversoir des crues, doit être fondé, dans les marnes (substratum) saines après avoir enlevé la couche colluvionnaire et son toit altéré.

#### **3. La prise d'eau et vidange de fond**

Placées au fond du thalweg de la retenue collinaire d'Oued Guerroudjia, elles seront projetées sur les alluvions de terrasses (graves sableuses).

### **II.1.11 Stabilité des versants de la cuvette**

Au cours de notre campagne de reconnaissance géologique de terrain (levé de l'assiette de la retenue collinaire), l'exécution des puits en différentes zones de la cuvette, nous n'avons observé aucune trace ou amorce de glissement de terrain, ceci laisse entendre que les versants de l'assiette de la retenue sont très stables.

### **II.1.12 Matériaux de construction de la retenue collinaire**

#### **1. Matériaux d'étanchéité**

Les matériaux destinés à l'étanchéité et à la recharge de la digue (remblai), seront exploités des argiles qui se trouvent sur le flanc gauche de la cuvette du barrage collinaire (voir figure N 04).

## 2. Matériaux pour Rip-Rap

Les matériaux rocheux nécessaires à la protection du talus amont de la digue (enrochement), seront exploités des bancs calcaires situés dans la région.

Ils sont constitués de calcaires en bancs épais, de bonnes propriétés géotechniques, surtout à l'état saturé. Ces calcaires seront exploités en blocs de 200 à 300 mm de diamètre pour la protection du parement amont de la digue contre les mouvements de vagues.

### II.1.13 Conclusion générale et recommandations

Les résultats des données géologiques et hydrogéologiques évoquées dans les différents paragraphes de ce dossier, nous permettent de faire les conclusions et les recommandations suivantes :

- La structure géologique du substratum à dominance marneuse et son comportement hydrogéologique ne s'opposent pas à la réalisation d'une digue en terre. Ceci après un ancrage au fond du thalweg jusqu'au bed-rock sain après décapage de son toit altéré et de la couverture alluvionnaire.
- L'étanchéité du site et son assiette est, donc assurée par le substratum marneux imperméable à peu perméable.
- Les matériaux de construction d'une digue en terre homogène sont disponibles en quantité assez suffisante et de bonne qualité dans la cuvette du site.
- Notons la présence des gypses dans quelques faciès du site de la retenue. Sachant que cet élément est très agressif envers le béton armé. Pour contourner cet inconvénient, l'utilisation d'un ciment spécial type HTS (Haute Teneur en Sulfates) très résistant aux sulfates, doit être utilisé dans les ouvrages en béton.

Par conséquent les conditions géologiques et hydrogéologiques sont favorablement, réunies pour la réalisation d'une digue en terre homogène pour assurer la collecte des eaux sur le site de la retenue collinaire.

## II.2 Etude géotechnique

### II.2.1 Introduction

L'étude géotechnique de la dite retenue collinaire est basée essentiellement sur les visites de reconnaissance de terrain. Durant ces visites, un programme de travaux de terrain a été réalisé, à savoir :

- l'exécution de fouilles et tranchées avec des prélèvements d'échantillons de sol en différents endroits de la retenue en zones d'emprunt pour remblai de la digue et d'emprise, afin d'évaluer la quantité et la qualité des matériaux de construction de la digue.
  
- ainsi que, la détermination de la structure géomécanique du sous sol de fondation à différents niveaux au laboratoire (essais géotechniques et chimiques du sol).

### II.2.2 Prospection géotechnique du terrain

Huit (08) fouilles et tranchées d'une profondeur moyenne de 3,50 mètres, ont été exécutées en différents endroits au niveau du site de retenue collinaire de Geurroudjia. Trois (03) puits au niveau de la zone d'emprise et cinq (05) puits au niveau de la zone d'emprunt de la digue.

Ceci en plus des prélèvements d'échantillons de sol et de sous sol prélevés à différentes profondeurs afin de connaître et déterminer respectivement la structure géomécanique des terrains d'assise et de fondation de la digue et ses ouvrages annexes, ainsi que l'évaluation quantitative et qualitative des matériaux d'emprunt nécessaires à la construction du barrage colinéaire. (Voir figure II-05 : Plan de prospection)

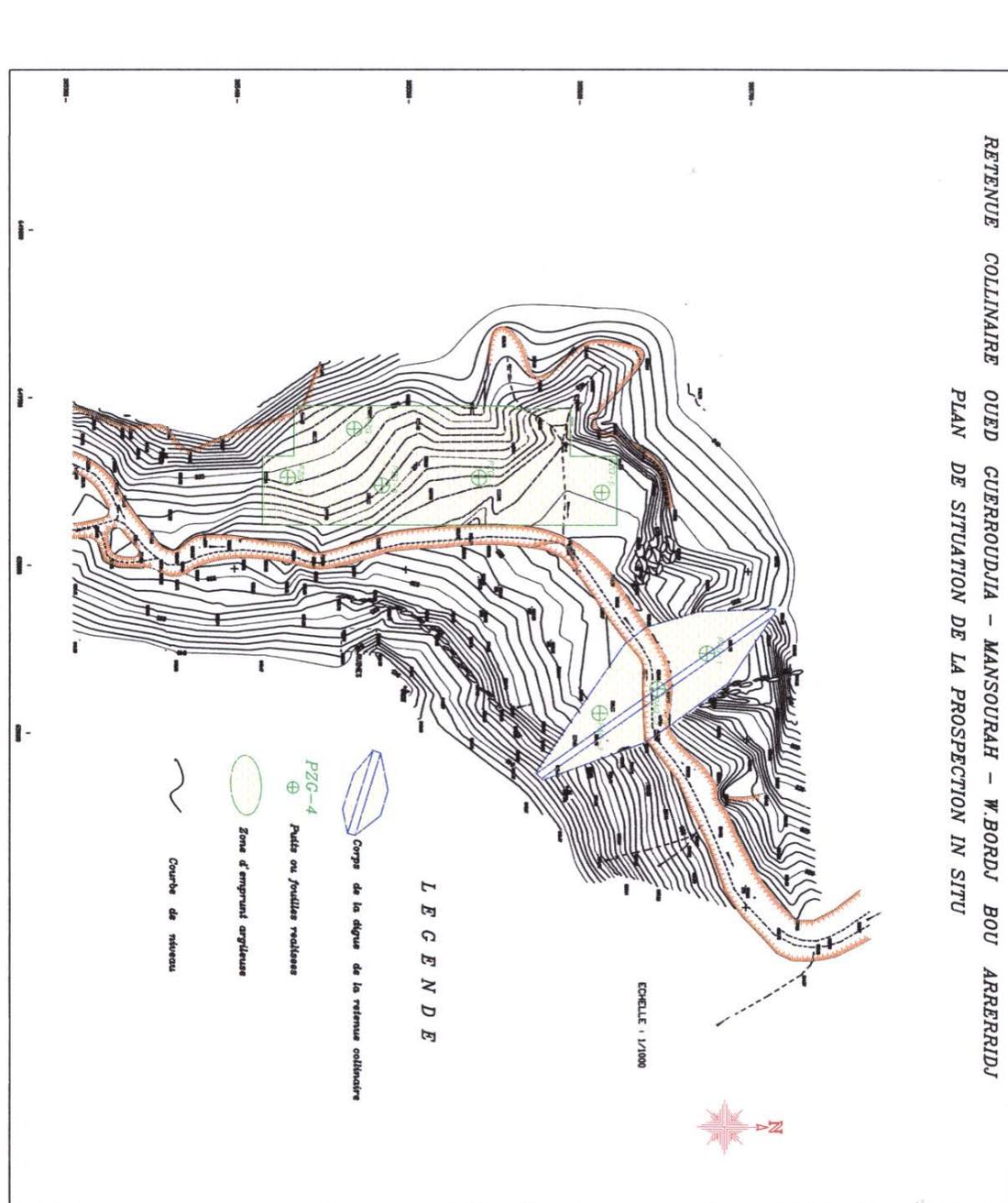


Figure II-05 : Plan de prospection

### II.2.3 Prospection géotechnique de laboratoire

Des échantillons de sol représentatifs prélevés des fouilles sont soumis aux essais physico-chimiques et mécaniques.

### II.2.3.1 Nombre d'essais

#### Essais physiques d'identification et de classification

Tableau II-02 : Tableau récapitulant les essais physique

Le type des essais :	Le nombre des essais :
Teneur en eau naturelle ( $W_n$ )	05 essais
Densité sèche ( $\gamma_d$ )	05 essais
Degré de saturation ( $S_r$ )	05 essais
Limites d'atterberg	05 essais
Granulométrie	05 essais
Sédimentométrie	05 essais

#### Essais mécaniques

Tableau II-03 : Récapitulation des essais mécanique

Le type des essais :	Le nombre des essais :
Compression à l'odomètre :	
Compressibilité ( $P_c$ )	04 essais
Coefficient de tassement ( $C_t$ )	04 essais
Coefficient de gonflement ( $C_g$ )	04 essais
Cisaillement direct type U.U	
Cohésion ( $C_u$ )	02 essais
Angle de frottement ( $\phi_u$ )	02 essais
compactage selon proctor normal	
Teneur en eau maximale ( $W_{max}$ )	05 essais
Densité sèche optimale ( $\gamma_{d\ opt.}$ )	05 essais
Densité sèche optimale ( $\gamma_{d\ opt95\ \%}$ )	05 essais
Analyse chimique sommaire du sol	
Teneur en carbonate ( $CaCO_3$ )	05 essais
Teneur insolubles	05 essais
Teneur en gypses ( $CaSO_4, 2H_2O$ )	05 essais

### II.2.3.2 Résultats des données géotechniques de terrain et de laboratoire et leur interprétation

### A. Alluvions récentes et actuelles du fond de la vallée (lit d'Oued)

Représentées de cailloux, graviers, sables faiblement argileux limoneux. Ces matériaux appelés terrasses proviennent de la désagrégation physique et l'altération chimique des roches mères. Elles comblent le fond de la vallée de l'Oued Geurroudjia sur une profondeur de 3,5 m. Elles se caractérisent par les propriétés suivantes :

Tableau II-04 : Résultats des essais sur le lit d'Oued

Les paramètres	Les valeurs
Cohésion effective (C')	0,00 Kpa
Angle de frottement effectif ( $\varphi$ ')	30° - 35°
Capacité portante (Rdt)	500 Kpa
Perméabilité (K)	10 <sup>-1</sup> à 10 <sup>-3</sup> m/s

Ces matériaux sont constitués de formations pulvérulentes perméables (perméabilité de pore) en formant donc un milieu favorable pour les infiltrations d'eau en dessous du corps de la digue. A cet effet, l'excavation de cette couche est nécessaire et par conséquent l'ancrage jusqu'au substratum marneux sain et imperméable, est inévitable afin d'assurer l'étanchéité et en même temps la stabilité de l'ouvrage.

### B. Rive gauche et droite (Substratum marneux et calcaire marneux)

Tableau II-05 : Tableau récapitulatif des résultats des essais sur les rives

Les paramètres	Les valeurs
Poids spécifique des grains ( $\gamma_s$ )	1,99 -2,2 t/m <sup>3</sup>
Capacité portante (Rdt)	1,60 Mpa
Perméabilité (K)	10 <sup>-6</sup> à 10 <sup>-7</sup> cm/s
Résistance à la compression simple (Rc)	20-50 Mpa

Les marnes ont une résistance à la compression simple et moyenne, elles sont pratiquement imperméables.

### C. Terrain de la zone d'emprunt

## C.1 Matériaux d'étanchéité de la digue

### Essais physiques d'identification et de classification

Tableau II-06 : Tableau récapitulatif des résultats des essais physique sur la zone d'emprunt

Les paramètres	Les valeurs
Teneur en eau naturelle (W <sub>n</sub> )	1,99 – 2,2 %
Densité sèche ( $\gamma_d$ )	1,48 – 1,65 t/m <sup>3</sup>
Densité humide ( $\gamma_h$ )	1,74 - 1,96 t/m <sup>3</sup>
Densité de saturation ( $\gamma_{sat}$ )	20-50 Mpa
Degré de saturation (Sr)	51,06 - 81,01 %
Limite de liquidité (W <sub>l</sub> )	51,06 - 81,01 %
Limite de plasticité (W <sub>p</sub> )	34,10 - 59,77 %
Indice de consistance (I <sub>c</sub> )	17,09 - 20,62 %
Indice de plasticité (I <sub>p</sub> )	14,82 - 28,64 %

Ce sont des matériaux argileux et limoneux, peu plastiques, faiblement sensibles à l'eau et appartenant, en général, selon la classification Américaine U.S.C.S (L.C.P.C) à la classe CL (Ap).

**Essais mécaniques**

Tableau II-07 : Tableau récapitulatif des résultats des essais mécanique sur la zone d'emprunt

Le type des essais :	Le nombre des essais :
Compression à l'odomètre :	
Compressibilité (Pc)	1,13 - 2,58 bars
Coefficient de tassement (Ct)	0,251 - 0,311
Coefficient de gonflement (Cg)	0,03 - 0,052
Perméabilité (K)	$10^{-7}$ à $10^{-8}$ cm/s
Cisaillement direct type U.U	
Cohésion (Cu)	0,36 – 0,77 bars
Angle de frottement ( $\phi$ u)	0,00°-1 3°
Cohésion effective (C')	20 - 40 kpa
Angle de frottement effectif ( $\phi'$ )	17-21 °
Coefficient de Young	0,47
Coefficient de poisson ( $\mu$ )	0,40
compactage selon proctor normal	
Teneur en eau maximale (Wmax)	13,60 - 17,10 %
Densité sèche optimale ( $\gamma_{dopt}$ )	1,50 - 1,74 t/m <sup>3</sup>
Densité sèche optimale ( $\gamma_{dopt95\%}$ )	1,43 - 1,65 t/m <sup>3</sup>

**Analyses chimiques**

Tableau II-08 : Tableau récapitulatif des résultats des analyses chimiques sur la zone d'emprunt

Le type des essais :	Le nombre des essais :
Analyse chimique sommaire du sol	
Teneur en carbonate (CaCO <sub>3</sub> )	15,91 % - 25,00 %
Teneur insolubles	58,70 % - 73,90%
Teneur en gypses (CaSO <sub>4</sub> , 2H <sub>2</sub> O)	02,76 % - 16,95 %

**Conclusion :** La zone d'emprunt est constituée d'une formation argileuse et limoneuse, fortement compressible, gonflante et pratiquement imperméable. C'est un faciès argileux et limoneux.

### C.2. Matériaux pour filtre (transition et drainage)

Ces types de matériaux destinés à la protection du corps de la digue doivent être exploités des carrières calcaires existantes aux environs de la retenue et doivent avoir un fuseau granulométrique obéissant aux critères de TERZAGUI ci-après en partant du fuseau granulométrique des matériaux de base argileuse) (voir annexe A).

### C.3. Matériaux d'enrochement

Ces matériaux nécessaires à la protection du talus amont de la digue contre les mouvements des vagues d'eau de la retenue seront exploités des calcaires situés aux alentours du site du barrage collinaire. Ces matériaux auront les propriétés géotechniques ci-après :

**Tableau II-09 :** Tableau récapitulatif des résultats des essais sur la zone d'emprunt

Les paramètres	Les valeurs
Poids spécifique des grains ( $\gamma_s$ )	2,0-2,4 t/m <sup>3</sup>
Micro-Deval à l'eau (M.D.E)	< 40 %
Los Angeles (L.A)	35 %
Résistance à la compression simple (Rc)	50-1 50 Mpa
Résistance à la compression simple de saturation (Rcsat)	40-130Mpa

Les bancs métriques de calcaires doivent être mis en place sous forme de gros blocs de 200 à 300 mm de diamètre afin de résister convenablement aux mouvements des vagues.

**Conclusion et recommandations :** D'après les résultats des données géotechniques de terrain et de laboratoire des différents faciès évoqués ci-dessus, que ce soit sur le côté droit du site de la retenue collinaire Oued Guerroudjia (assise de fondation de la digue et ses ouvrages annexes) ou bien au niveau de la cuvette et ses proximités (zones d'emprunt pour la construction du barrage collinaire), nous pouvons émettre les conclusions et les recommandations suivantes :

La présence de la couche de terrasses alluviales, perméables (cailloux, graviers et sables faiblement argilo-limoneux) au fond de la vallée ainsi que la répartition aléatoire du toit altéré du substratum, nous obligent à asseoir la fondation de la digue jusqu'au faciès marneux sain imperméable.

Donc, une clé d'ancrage de cinq (05) mètres au fond du thalweg est nécessaire pour l'étanchéité et la stabilité de la digue.

Les argiles nécessaires à la recharge et l'étanchéité de la digue, se trouvent en qualité et quantité suffisante dans l'assiette de la retenue et plus précisément sur son flanc gauche, d'où l'option pour une digue en terre argileuse homogène au niveau de l'Oued Guerroudjia.

Les parements amont et aval de la digue seront fondés au fond de la vallée sur la couche alluvionnaire et dans le bed rok sain sur les deux rives, après décapage de la couche végétale et le toit altéré du substratum.

Les matériaux nécessaires à la protection de la digue (blocs d'enrochement) seront fournis par les calcaires affleurant dans la zone d'étude sous forme de blocs de 200 mm à 300 mm de diamètre.

Suite à la forte teneur en gypses dans le sol de cette retenue, nous préconisons un béton à ciment spécial type HTS très résistant aux sulfates adapté contre toute attaque de cet élément nocif envers les ouvrages en béton, L'étanchéité de la cuvette du site de retenue collinaire est totalement garantie par les marnes éocènes et les argiles de couverture.

Nous pouvons, enfin, conclure que toutes les conditions géotechniques sont réunies et favorables pour la réalisation d'une digue en terre homogène au niveau du site de la retenue collinaire Oued Geurroudjia (Ouled Geurroudjia (Ouled Abbes). Commune de Mansourah – Wilaya de Bordj Bou Arréridj.

---

**Troisième  
Chapitre :**

**Hydrologie**

## Introduction

L'ensemble des aspects liés au processus de maturation de n'importe quel ouvrage hydraulique, allant du choix du site jusqu'à l'étape de la réalisation, en passant par le dimensionnement des ouvrages, les aspects de la sécurité ainsi que la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont conditionnés par à une évaluation correcte et juste de la crue. Cette logique est fondamentale, surtout, s'il s'agit d'un grand ouvrage comme le barrage.

C'est pourquoi, nous procédons à l'étude hydrologique du bassin versant de l'Oued **Geurroudjia** pour déterminer certains paramètres de base pour la réalisation de la retenue, comme le volume mort, le volume utile, le débit régularisé, le débit de crues, le débit solide, le laminage des crues....etc.

L'étude hydrologique est donc, une étape importante dans le processus de détermination de la faisabilité d'une retenue collinaire. C'est pourquoi, les paramètres hydrologiques, sont déterminants, car ils sont traités comme tâches initiales à effectuer lors de cette étape du travail.

Ces paramètres, nous permettent de connaître les capacités du bassin versant à produire des écoulements. Ils nous conduisent à l'évaluation, de manière sommaire et approximative, des paramètres qui conditionnent le dimensionnement des différents ouvrages annexes, leurs coûts et surtout leur capacité de stockage. Enfin, ils nous permettent d'arrêter les caractéristiques des ouvrages d'évacuation de crues (évacuateur de crues, etc.).

### III.1 Bassin versant

#### III.1.1 Caractéristique géographiques du bassin versant

La retenue collinaire de Geurroudjia, se situe sur l'Oued Geurroudjia au Sud de la petite localité de Merdja Ouled Abbes dans la commune de Mansourah, Wilaya de Bordj Bou Arréridj.

Au cours de cette étude hydrologique, nous avons utilisé une carte topographique à l'échelle (1/50.000 NJ-31-V-7 Est)

Le bassin versant de la retenue collinaire de Geurroudjia fait fonction de collecteur de crues. Il recueille les eaux de pluies et les transforme en écoulement à l'exutoire. Cette transformation est fonction, d'une part, des conditions climatologiques régnant sur le bassin versant et des caractéristiques physiques du déversoir, d'autre part.

La construction de la retenue collinaire de Geurroudjia est prévue sur l'Oued du même nom. Le site a pour cordonnée :

**X = 650,500 Km**

**Y = 305,65 Km**

**Z = 819,80 m N.G.A**

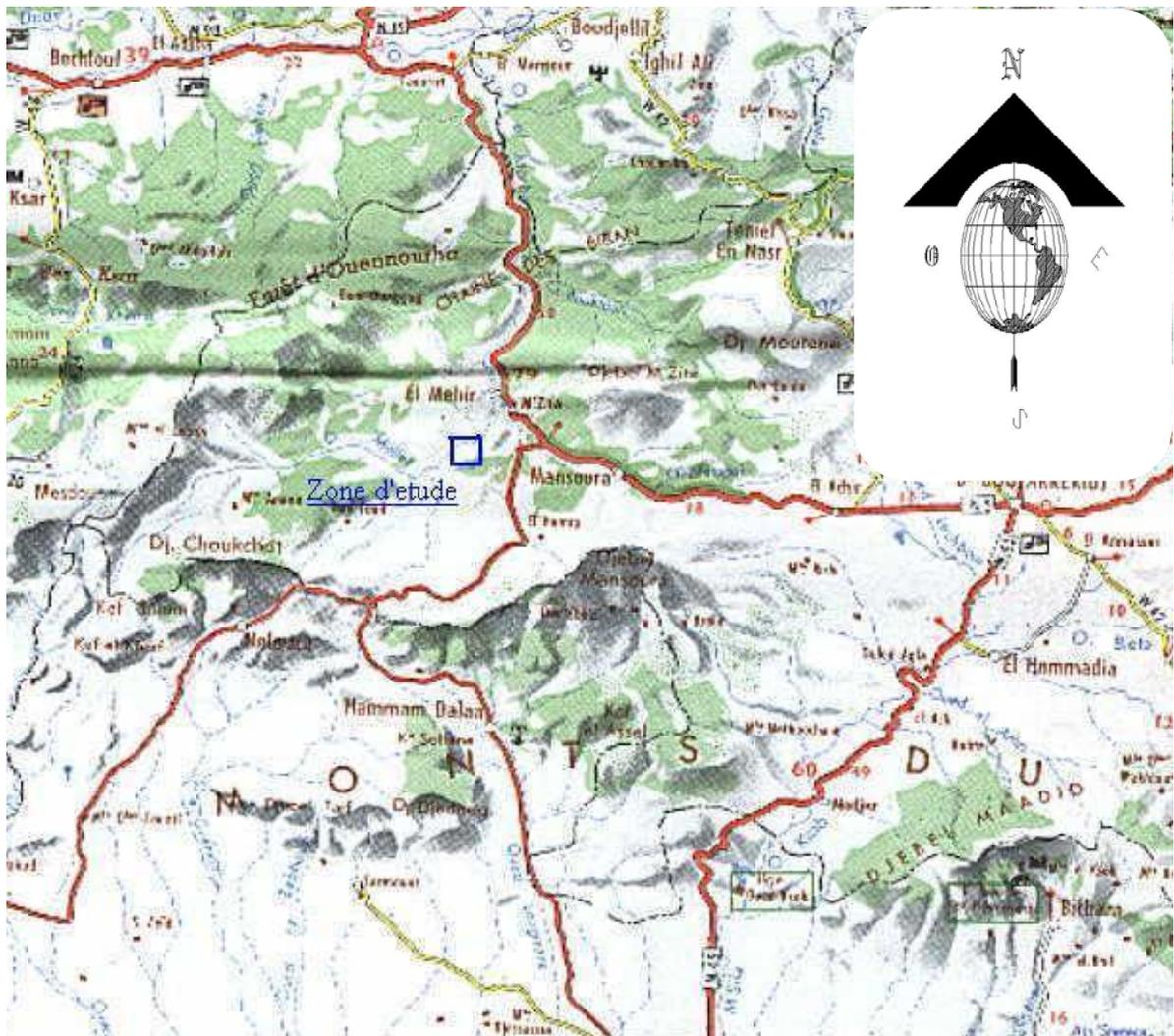


Figure III-01 : Plan d'orientation du site de la retenue (1/500 000)

### III.1.2 caractéristiques géométriques du bassin versant

#### III.1.2.1 La surface du bassin versant

La surface du bassin versant de la retenue collinaire de Geurroudjia a été obtenue par planimétrie de la surface horizontale du territoire délimité, avec précision. La ligne de partage des eaux étant la limite extrême du bassin. Le travail a été effectué sur une carte topographique au 1/50.000. Nous avons déduit que le bassin versant occupe une superficie de **S = 9.83 km<sup>2</sup>**.

A l'aide du curvimètre nous avons mesuré ce qui suit :

#### III.1.2.2 Périmètre du bassin versant

Le périmètre du bassin versant mesuré est de **P = 15 Km**,

#### III.1.2.3 Longueur du thalweg principal

La longueur du thalweg principal à pour valeur **L= 5km**

#### III.1.2.4 Altitude du bassin versant

Les Altitudes extrêmes du bassin versant sont :

- Altitude maximale **1502 m**.
- Altitude minimale **815 m**.
- L'altitude moyenne du bassin est de **1160 m**.

#### III.1.2 Pente moyenne de l'Oued

La pente moyenne de l'Oued est calculée sur la base de la relation suivante :

$$I_0 = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L} \dots\dots\dots (III.01)$$

On aura donc : **I<sub>0</sub>=13 ,74%**

**III.1.3 Caractéristiques morphologiques du bassin versant**

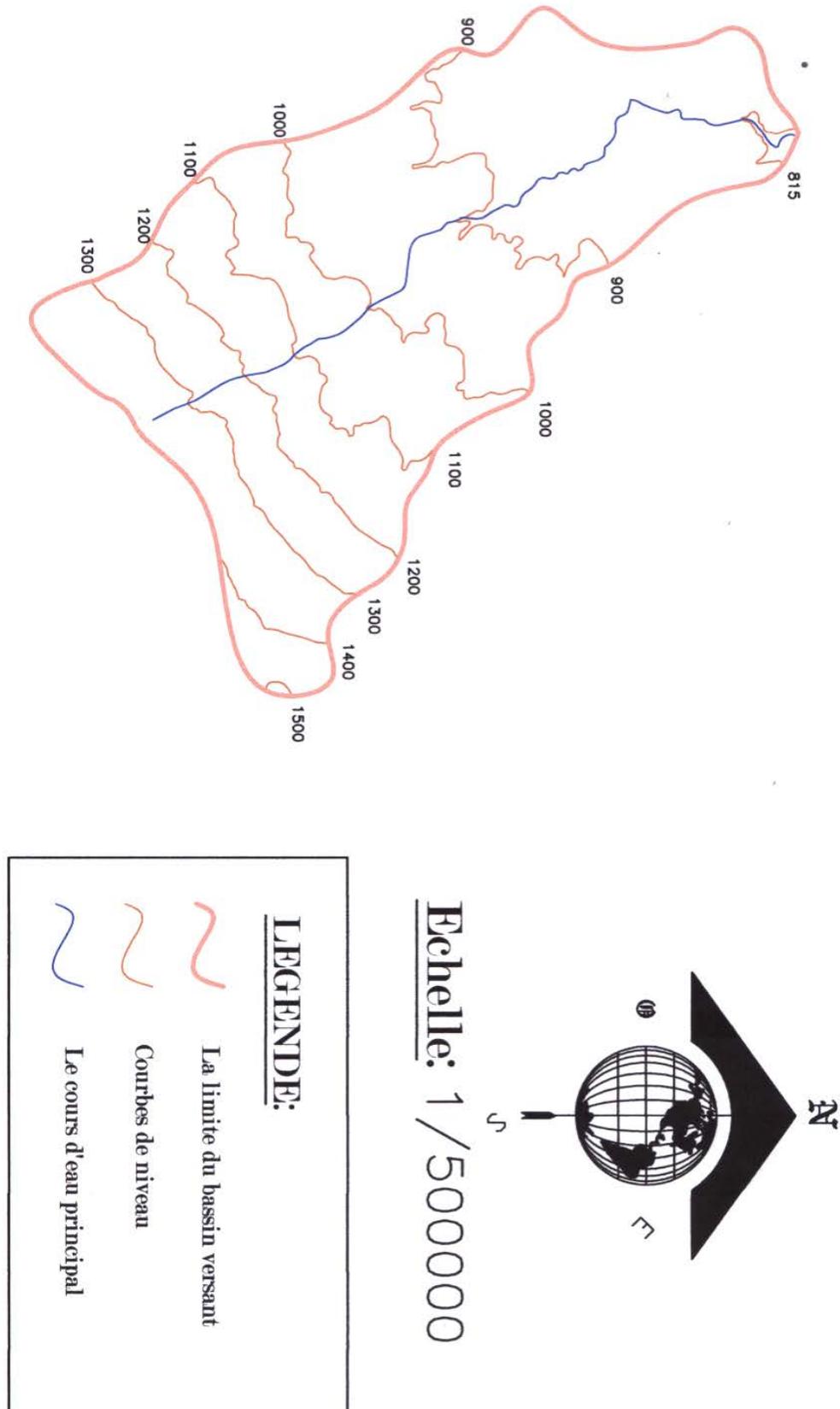


Figure III-02 : Limite du Bassin Versant à l'échelle 1/50.000

### III.1.3.1 Indice de compacité

L'indice de compacité  $K_c$  d'un bassin versant est défini comme étant le rapport entre le périmètre du bassin et la circonférence du cercle ayant la même superficie que celle du bassin versant et qui sert à déterminer la forme du bassin versant. Il dépend de la surface du bassin et de son périmètre. Nous avons :

$$K_c = \frac{P}{P_c} \dots\dots\dots (III.02)$$

D'où:  $p_c = 2\pi R_c$  ;  $S = \pi R_c^2$ .

$$R_c = \sqrt{\frac{S}{\pi}} \text{ Donc : } K_c = \frac{P}{2\pi\sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{0,28 \cdot p}{\sqrt{S}} = \frac{0,28 \cdot 15}{\sqrt{9,83}} = 1,33$$

**Avec :**

$K_c$  : Indice de compacité (sans dimension);

$S$  : Surface du bassin versant [ $\text{Km}^2$ ];

$P$  : Périmètre du bassin versant [ $\text{Km}$ ];

$P_c$  : Périmètre du cercle [ $\text{Km}$ ].

D'après la formule de  $K_c$  on distingue trois cas :

$K_c = 1$  : Lorsque le bassin est parfaitement circulaire;

$K_c = 1,12$  Lorsque le bassin est carrée;

$K_c > 1,12$  Lorsque le bassin est relativement allongé.

Dans notre cas nous avons : Comme :  **$K_c = 1,33$**

Nous pouvons conclure que la forme de notre bassin est relativement allongée.

### III.1.3.2 Coefficient d'allongement

Est obtenu par la formule suivante :

$$K_p = \frac{P^2}{S} \dots\dots\dots (III.03)$$

**Avec :**

P : La longueur du talweg principal;

S : La superficie du bassin versant.

$$\text{Nous aurons, donc : } K_p = \frac{15^2}{9,83} = 22,89$$

Plus  $K_p$  est grand, plus le bassin versant est allongé, plus le temps de concentration (le temps que met une goutte d'eau tombée sur le point le plus loin en amont du bassin versant pour arriver à l'exutoire) est grand et plus la crue est moins violente

### III.1.3.3 Dimension du rectangle équivalent

Le rectangle équivalent est une transformation purement géométrique par laquelle on assimile un bassin versant à un rectangle ayant le même périmètre et la même superficie.

Ce paramètre permet de comparer les bassins, entre eux, du point de vue de l'influence de la forme sur 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 :

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

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

$$K_c = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (III.05)$$

De (III.04) et (III.05) les grandeurs Lr et lr sont données par les formules suivantes :

$$L = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,12} \left[ 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (III.06)$$

$$I = \frac{S}{L} \dots \dots \dots (III.07)$$

**Avec :**

Lr : Longueur du rectangle équivalent [Km];

Ir : Largeur du rectangle équivalent [Km].

Donc :

**Lr = 5,73 Km**

**Ir = 1,96 Km**

**Conclusion :** D'après l'indice de compacité et le dimensionnement du rectangle équivalent, nous pouvons conclure que notre bassin est relativement allongé.

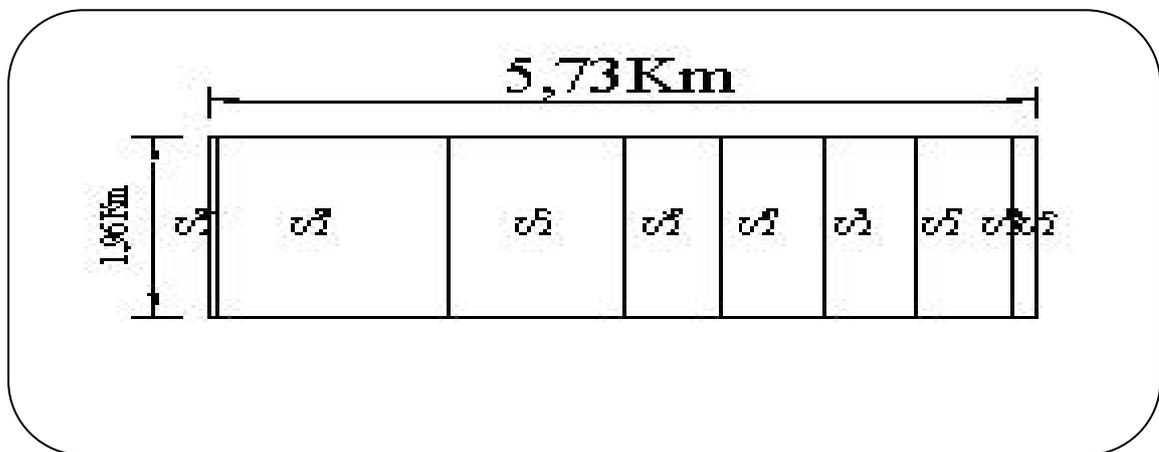


Figure III-03 : Rectangle équivalent

### III.1.4 Hypsométrie du bassin versant

#### III.1.4.1 Relief

**A) Courbe hypsométrique :** La courbe hypsométrique 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. La détermination de notre courbe hypsométrique a été réalisée à partir de la carte à l'échelle (1/50.000 NJ-31-V-7 Est). 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

pour la détermination de la pluie moyenne sur un bassin versant et donnent des indications quant-au comportement hydrologique et hydraulique du bassin versant et de son système de drainage.

Cette dernière, a été identifiée à partir des résultats des calculs de la répartition du bassin versant par tranches d'altitudes, après planimétrie des surfaces partielles à partir de la carte à l'échelle (1/50.000 NJ-31-V-7 Est).

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci – après:

Tableau III-01 : Coordonnées de la courbe hypsométrique :

Elévation	Elévation moyenne	Surface entre courbe		Surface cumulées		Hi.Si
		Si(Km <sup>2</sup> )	Si(%)	Si(Km <sup>2</sup> )	Si(%)	
1502- 1500	1501	0,01	0,101	0,01	0,101	15,01
1500-1400	1450	0,29	2,956	0,30	3,057	420 ,5
1400-1300	1350	1,15	11,689	1,45	14,746	15552 ,5
1300-1200	1250	1,06	10,784	2,51	25,53	1325
1200-1100	1150	1,23	12,519	3,74	38,049	1414,5
1100-1000	1050	1,36	13,835	5 ,1	51,884	1428
1000-900	950	2 ,08	21,159	7,18	73,043	1976
900-820	860	2,60	26,448	9,78	99,491	2236
820-815	817,5	0 ,05	0,509	9,83	100 ,00	40,875
		$\Sigma$ 9,81				$\Sigma$ 10408,39

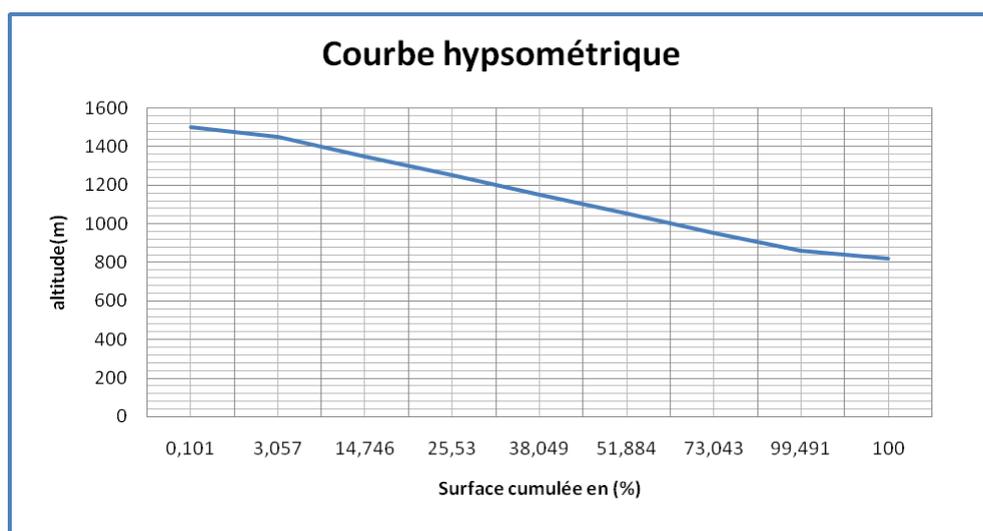


Figure III-04 : Courbe hypsométrique

D'après le graphe, nous pouvons tirer H5% et H95%

$$H5\% = 1405\text{m NGA}$$

$$H95\% = 875\text{m NGA}$$

### B)-Altitude moyenne du Bassin Versant

Celle-ci est obtenue à l'aide de deux procédés

#### Le premier est graphique

C'est l'ordonnée de la courbe hypsométrique correspondant à la surface 50%.

C'est, donc, l'altitude médiane.

$$\mathbf{H50\% = 1060m.}$$

**Le second est analytique :** Il se présente comme suit :

$$H_{moy} = \sum \left( \frac{S_i \times H_i}{S} \right) \dots \dots \dots (III.08)$$

**Avec :**

$S_i$  : Surface partielle entre deux courbes de niveau ( $\text{Km}^2$ );

$H_i$  : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau consécutives **n-1** et **n** en (m);

$S$  : Superficie du bassin versant ( $\text{Km}^2$ ).

Dans ce cas, on opte pour une altitude moyenne :

$$\mathbf{H_{moy}=1058,84m.}$$

L'altitude moyenne est peu représentative de la réalité. Toutefois, elle est parfois utilisée dans l'évaluation de certains paramètres hydrométéorologiques ou bien dans la mise en œuvre des modèles hydrologiques.

Le tableau suivant récapitule les altitudes déterminées

Tableau III-02 : Tableau récapitulatif des résultats précédents

Altitudes	Valeur (m.NGA)
Hmoyenne	1058,84
Hmédiane	1060
H95%	875
H5%	1405
Hmax	1502
Hmin	815

**III.1.5 Indices :** Le but de ces indices est de caractériser les pentes d'un bassin versant et de 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) Indice de la pente globale :** Il est calculé à partir de la relation suivante :

$$I_p = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L_r} \dots\dots\dots (III.09)$$

Donc, nous aurons :  $I_p = 9,24\%$

**B) Indice de pente moyenne  $I_m$  :** L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur de rectangle équivalent.

$$I_m = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots\dots\dots (III.10)$$

Avec :  $\Delta H = H_{\max} - H_{\min} = 1502 - 815 = 687\text{m}$

Donc :  $I_m = 13,74\%$

**C) pente moyenne du bassin versant  $I_m$  :** Il est obtenu par la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H (0,5l_1 + l_2 + \dots\dots\dots + 0,5l_n)}{S} \dots\dots\dots (III.11)$$

**Avec :**

$\Delta H$  : Dénivelée (100m);

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

$S$  : Surface du bassin versant ( $\text{Km}^2$ ).

Tableau III-03 : Longueurs correspondantes à chaque courbe de niveau

<b>courbes de niveaux</b>	<b>longueurs (m)</b>
1500	0,3
1400	1,08
1300	2,99
1200	3,03
1100	1,46
1000	3,60
900	4,70
820	1,08

D'après le tableau ci-dessus, nous avons :  **$I_m = 35,71\text{m/km}$**   $\longrightarrow$   **$I_m = 13,89\%$**

**Conclusion :** En conclusion, nous pouvons dire que l'indice de pente moyenne est moyen. On assiste, donc, à un écoulement faible.

**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. Elle est calculée à partir de la formule suivante :

$$D_s = I_g \sqrt{S} \dots\dots\dots (III.12)$$

**Avec :**

$I_g$  : Pente globale [m / Km];

$S$  : Surface totale du bassin versant [Km<sup>2</sup>].

AN :

$$D_s = 9,250 * \sqrt{9,81} = 28,970\text{m}$$

$$D_s = 29\text{m}$$

Tableau III-04: 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

**Conclusion :** Le relief de notre bassin versant est faible ( $D_s = 29 < 50$ ).

### III.1.6 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant

#### III.1.6.1 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, 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 deux cours d'eau d'ordre (x) »

**A) Densité de drainage :** La densité de drainage est définie pour un bassin versant donné de superficie S, comme la longueur totale des cours d'eau de tous les ordres sur la surface drainée.

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

**Avec :**

$l_{xi}$  : Longueur totale des cours d'eau d'ordre i [Km].

n : L'ordre le plus élevé dans la classification. n=4

**AN:**

$$D_d = \frac{47,3}{9,83} = 4,8 \text{ Km/Km}^2$$

$$D_d = 4,8 \text{ Km/Km}^2$$

**B) Densité du thalweg élémentaire**

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

**Avec :**

$N_1$  : Nombre de thalwegs d'ordre 1,  $N_1=45$ ;

S : Superficie du bassin versant.

**AN :**

$$F_1 = \frac{45}{9,83} = 4,58 \text{ thalweg/Km}^2$$

**C) Coefficient de torrentialité:** Il est défini comme étant :

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

**AN:**

$$C_t = 21,98 \text{ Km}^{-3}$$

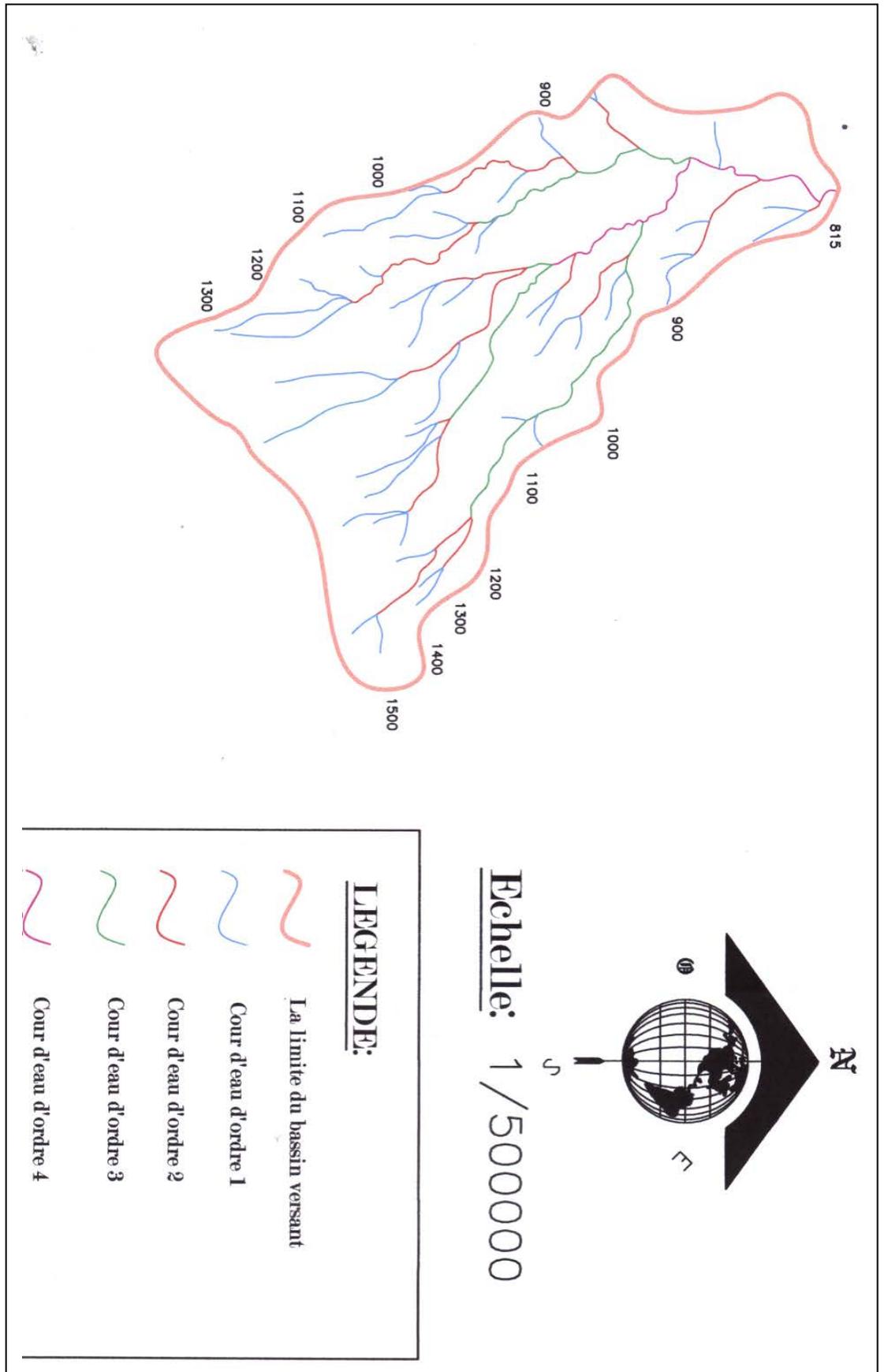


Figure III-05 : Réseau hydrographique du bassin versant

### D) Temps de concentration

**Définition :** Le temps de concentration est le temps qui sépare la fin de la pluie efficace de la fin du ruissellement direct. C'est le temps que met une goutte d'eau tombée sur le point le plus éloigné en amont du bassin versant pour arriver à l'exutoire. C'est une caractéristique importante de tout bassin versant.

**-Calcul du temps de concentration :** L'estimation du temps de concentration est obtenue grâce à des formules empiriques, et par l'étude des données de pluie - débit concomitantes lorsqu'elles sont disponibles.

#### ➤ Formule de TURRAZA

$$T_c = 0,108 * \frac{\sqrt[3]{S \times L}}{\sqrt{I}} \dots\dots\dots (III.16)$$

**Avec :**

T<sub>c</sub> : Temps de concentration en (h).

S : Surface du bassin versant en (Km<sup>2</sup>).

L : Longueur du thalweg principal en (Km).

I : Pente moyenne du cours d'eau en (%).

**D'où : T<sub>c</sub> = 1,08h.**

#### ➤ Formule de SCS : (Soil Conservation Service, USA)

$$T_c = \left( 0,87 \times \frac{L^3}{H} \right)^{0,387} \dots\dots\dots (III.17)$$

**Avec :**

L : Longueur du thalweg principal (Km);

H : Différence entre altitude max. et altitude min.

H = 1502-815 = 687 m.

**AN :**

$$T_c = \left( 0,87 \times \frac{5^3}{687} \right)^{0,387} = 0,49h$$

**D'où : T<sub>c</sub> = 0,49h**

➤ **Formule de GIANDOTTI**

Elle est obtenue par la formule :

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5.L}{0,8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (III.18)$$

**Avec :**

S : Surface du bassin versant en (Km<sup>2</sup>);

L : Longueur du thalweg principal (Km).

H<sub>moy</sub> - H<sub>min</sub> = 1158,84 - 815 = 243,84m.

**AN :**

$$T_c = \frac{4\sqrt{9,83} + 1,5.5}{0,8\sqrt{243,84}} = 1,6h$$

**D'où : T<sub>c</sub> = 1,6h**

➤ **Formule de VENTURA**

Est donnée par :

$$T_c = 0,1272 \cdot \frac{\sqrt[3]{S}}{\sqrt{I_m}} \dots\dots\dots (III.19)$$

**Avec :**

I<sub>m</sub> : Pente moyenne du cours d'eau;

S : Surface du bassin versant.

**D'où : T<sub>c</sub> = 0,73h**

➤ **Formule de SOLOVSKY**

Il est obtenu grâce à la formule suivante :

$$T_c = \frac{L}{3,6.V_r} \dots\dots\dots (III.20)$$

L : Longueur du thalweg principal (Km);

V<sub>r</sub> : Vitesse de ruissellement en m/s.

Pour les petits cours d'eau, la vitesse du ruissellement selon l'auteur est de 1,5 m/s.

**D'où :  $T_c = 0,93h$**

Voici un tableau qui récapitule toutes les valeurs obtenues :

Tableau III-05 : Tableau récapitulatif des résultats du temps de concentration

Formule utilisée	$T_c$ : temps de concentration trouvé (heures)
Formule de TURRAZA	1,08
Formule de SCS	0,49
Formule de GIANDOTTI	1,6
Formule de VENTURA	0,73
Formule de SOLOVSKY	0,93

Compte tenu de la forme allongée du bassin. Sachant que cette forme nous renseigne du temps que met une goutte d'eau tombée sur le point le plus éloigné en amont du bassin versant pour arriver à l'exutoire est grand.

Donc, on prend  **$T_c = 1,6h$**

**E) Vitesse de ruissellement:** On entend par ruissellement, l'écoulement par gravité à la surface du sol, suivant la pente du terrain et dans le micro-réseau hydrographique, des eaux météorologiques qui ont échappé à l'infiltration, à l'évaporation et au stockage superficiel. C'est, tout simplement, le rapport entre la longueur parcourue par le temps de concentration.

$$V_r = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots (III.21)$$

**Avec :**

L : Longueur du thalweg principal en (Km).

$T_c$  : Temps de concentration en (h).

**AN:**

$$V_r = \frac{5}{1,6} = 3,125 \text{ m/Km}$$

**Conclusion :** Avec une vitesse d'écoulement de 3,13 m/s, une densité de drainage de 4,8 Km/Km<sup>2</sup> et une pente de plus de 12%, on peut conclure que les pointes de crues seront assez importantes.

**Tableau III-06 :** Récapitulatif des caractéristiques du bassin versant :

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		$\underline{S}$	km <sup>2</sup>	9,83
Périmètre		P	km	15
Longueur du thalweg principal		L	km	5
Indice de compacité		KC	/	1,14
Coefficient d'allongement		KP	/	16,67
Rectangle équivalent	longueur	Lr	km	5,73
	largeur	lr	Km	1,71
Altitudes	maximale	Hmax	m	1502
	moyenne	Hmoy	m	1158,84
	médiane	Hmed	m	1160
	minimale	Hmin	m	815
Indice de pente globale		Ig	m/Km	9,24
Indice de pente moyenne		Im	m/Km	137,4
DENSITE SPECIFIQUE		Ds	m	29
Densité de drainage		Dd	Km/Km <sup>2</sup>	4,8
Coefficient de torrentialité		Ct	Km <sup>-3</sup>	21,98
Temps de concentration		Tc	h	1,6
Vitesse de ruissellement		Vr	Km/h	3,13

### III.2 Caractéristiques climatologiques

L'objectif de l'étude climatologique est de fournir les données concernant le climat, données nécessaires pour la conception du barrage et des ouvrages annexes.

Les conditions climatiques au niveau du bassin versant jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau. Les facteurs qui déterminent le climat sont :

Les précipitations avec sa distribution dans le temps et dans l'espace, l'humidité, la température, le vent qui a une influence sur l'évaporation et la transpiration

#### III.2.1 Températures

Le bassin versant de la retenue collinaire projetée, ne dispose d'aucune donnée hydro climatologique observée. Mais pour les besoins de l'étude, nous avons utilisé la station pluviométrique ayant le code 150201. Ainsi que l'évaluation de la pluie moyenne interannuelle, à partir de la carte pluviométrique de l'ANRH 1993 sur la période de (1922-1993). Cette carte nous indique une pluie moyenne interannuelle de l'ordre de 500 mm.

Tableau III-07 : Répartition mensuelle des températures :

mois	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Moyenne année
T. mensuel (°C)	23°	16°	9.8°	6,5°	4°	6°	8°	12°	18°	22°	26°	28°	15°

Source A.N.R.H

On remarque que la température maximale est enregistrée au mois d'Août (28°) et la température minimale au mois de janvier (4°). La température annuelle moyenne est de 15°

#### III.2.2 Evaporation

Tableau III-08 : Répartition mensuelle de l'évaporation.

mois	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Total année
Evaporation (mm)	0,366	0,284	0,225	0,124	0,125	0,140	0,223	0,305	0,407	0,493	0,60	0,513	3,80

Source A.N.R.H

### III.2.3 Pluviométrie

L'étude pluviométrique sera effectuée à partir des données des précipitations mensuelles et journalières enregistrées au niveau de la station la plus proche de la zone d'étude.

#### III.2.3.1 Stations et données disponibles

Nous disposons de données d'observations directes disponibles au niveau du bassin versant de Geurroudjia. Les stations disponibles au voisinage du bassin et les plus proches du site sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau III-09 : Données disponibles des stations situées à proximité de la zone d'étude

Station	Code de la station	Altitude	Années de fonctionnement
Bendaoud	150402	850	1969-2004
Medjez	050901	636	1973-2008
Ced Fagues	050801	504	1954-1998
Medjana	050906	1042	1928-2007

Source : A.N.R.H

La station de Bendaoud est la plus proche du site avec une période d'observation de 1973-2008 soit 36ans.

Tableau III-10 : Station pluviométrique

Station	Code	Source	Coordonnée			Année de service	N (ans)
			X	Y	Z		
Bendaoud	150402	A.N.R.H	633,85	310,85	850	1973-2008	36

Source : A.N.R.H

**III.2.3.2 Répartition de la pluie moyenne dans le bassin**

Tableau III-11 : Répartition des valeurs des pluies moyennes mensuelles

Mois	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	jan	fév.	Mars	Avar	Mais	Juin	Juil.	Août	Total
$P_m$ (mm)	21,58	23,37	23,44	28,06	29,79	21,36	28,01	29,21	22,43	12,19	2,89	6,16	248,49
Pluie (%)	8,68	9,41	9,43	11,29	11,99	8,60	11,27	11,76	9,03	4,91	1,16	2,48	100

Source ANRH

Notons une pointe au mois de janvier

La répartition mensuelle des précipitations est présentée dans la figure ci dessous

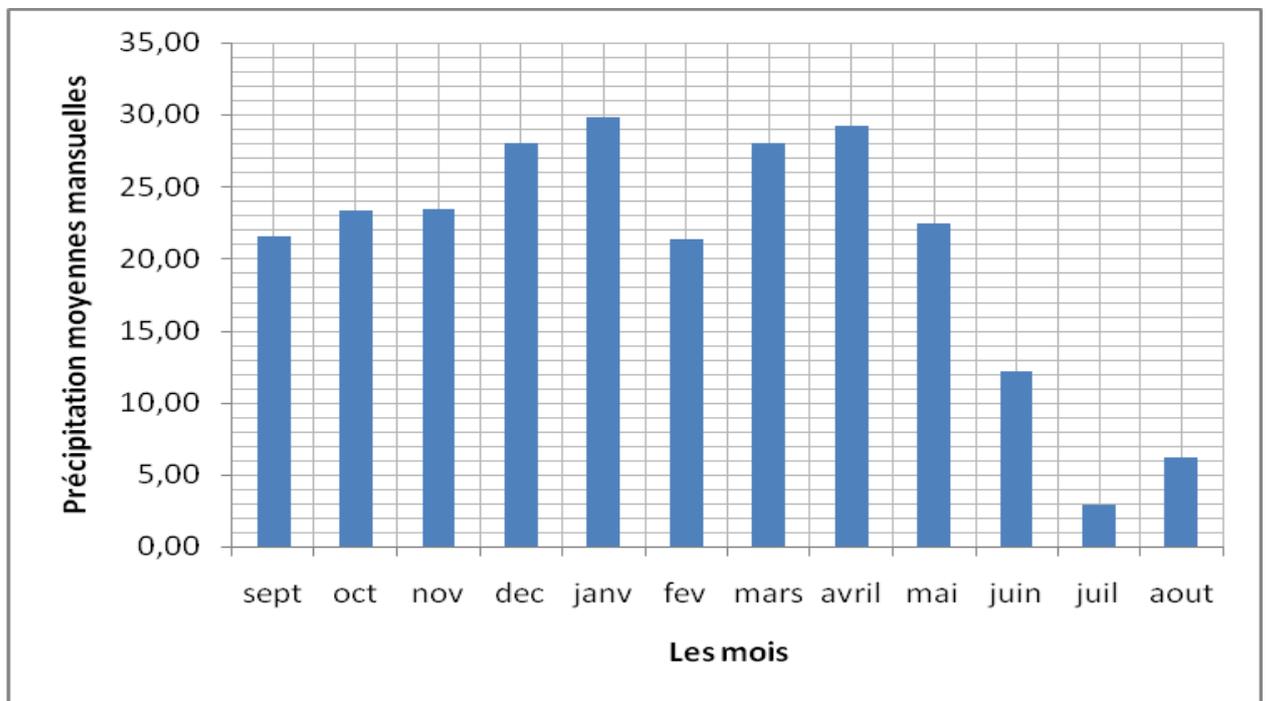


Figure III-06 : Répartition mensuelle des précipitations

### III.2.4 Précipitations maximales journalières

La série des pluies maximales journalières enregistrées à la station pluviométrique 150401 à été choisie comme étant la plus représentative des maximas journaliers pouvant se produire dans la zone d'étude.

#### A) Estimation des pluies journalières maximales

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières à l'aide d'une loi théorique afin de déterminer l'intensité de pluie pour une période retour.

Pour cela, il serait nécessaire de passer par les étapes suivantes :

1. Classer la série des précipitations par ordre croissant.
2. Calculer la fréquence expérimentale.
3. Calculer les caractéristiques empiriques de la série de données.
4. Ajuster graphiquement la loi choisie.
5. Calculer le quantile et son intervalle de confiance.

Tableau III-12 : Pluies maximales journalières prise de la station 150402

Année	Pluie max jour (mm)	Année	Pluie max jour (mm)
1973	17,5	1991	39,5
1974	17,5	1992	31
1975	36	1993	33
1976	17,5	1994	33
1977	13	1995	45
1978	15,5	1996	22,5
1979	45,5	1997	36,6
1980	16,5	1998	34
1981	31,5	1999	38,5
1982	27	2000	58,5
1983	18,5	2001	23,4
1984	24	2002	26,5
1985	40,5	2003	44,5
1986	38	2004	11,3
1987	37,5	2005	35
1988	32	2006	56
1989	51,5	2007	44
1990	32,5	2008	37

Source ANRH

Les caractéristiques de notre série pluviométrique sont illustrées dans le tableau suivant :

Tableau III-13 : Caractéristique de la série pluviométrique (36 ans)

Caractéristiques :	Formule :	Valeurs :
La somme des Pmaxj en (mm)	$\sum_{i=1}^n X_i$	1161,6
la moyenne des Pmaxj en (mm)	$X = \frac{\sum_{i=1}^{n=35} X_i}{n}$	32,27
L'écart type « $\sigma_x$ »; Pour n > 30 ans	$\sigma_x = \frac{\sum_{i=1}^{n=35} (X_i - nx)}{n-1}$	12
Coefficient de variation « Cv »	$Cv = \frac{\sigma}{Xc}$	0,372

L'exposant climatique pour notre région (b=0.35) est donné par l'ARNH d'Alger.

### III.3 Choix de la loi d'ajustement

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de :

- La loi de probabilité.
- La taille de l'échantillon.
- Certaines caractéristiques de l'échantillon.

Toutefois, de nombreuses études comparatives, empiriques et 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.

### III.3.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :

L'ajustement des pluies maximales journalières (voir Annexes B) sera effectué à l'aide du logiciel « HYFRAN » disponible au centre de calcul de l'E.N.S.H de Blida.

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

$$F(X) = e^{-e^{-\frac{x-x_0}{\alpha}}} \dots\dots\dots (III.22)$$

GUMEBL s'écrit:

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

Tel que :  $y = \frac{X - X_0}{\alpha}$  ; et on peut écrire :  $y = -\ln(-\ln(F(X)))$ .

**Avec :**

$1/\alpha$  : La pente de la droite de GUMBEL

Y : Variable réduite de GUMBEL

x : Précipitation maximale journalière (mm)

$x_0$  : Paramètre de position (mode)

Avant de procéder à l'ajustement, il va falloir suivre les étapes suivantes :

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

$$F(X) = \frac{m - 0,5}{n} \dots\dots\dots (III.23)$$

**Avec :**

m : Rang de précipitation.

n : Nombre d'observations (36).

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

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

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

### Calcul des paramètres d'ajustement de la loi de GUMBEL

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$x = (1/\alpha) y + x_0 \dots \dots \dots \text{(III.24)}$$

Avec :

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

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

### Quantiles

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

$T = 1 / (1-q)$

Tableau III-14 : Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Xt en (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	113	15.3	83.0 - 143
2000	0.9995	97.9	12.7	73.1 - 123
1000	0.9990	91.5	11.6	68.8 - 114
200	0.9950	76.4	8.96	58.8 - 93.9
100	0.9900	69.9	7.84	54.5 - 85.3
50	0.9800	63.3	6.73	50.1 - 76.5
20	0.9500	54.6	5.27	44.3 - 65.0
10	0.9000	47.9	4.17	39.7 - 56.1
5	0.8000	40.9	3.09	34.8 - 46.9

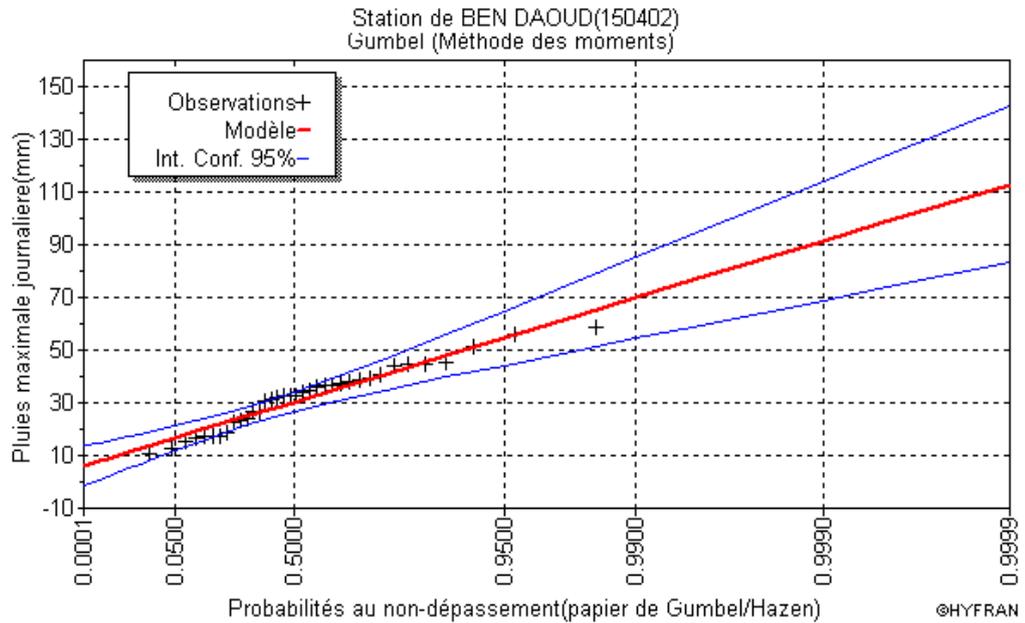


Figure III-07: Représentation graphique de la loi de Gumbel

Tableau III-15 : Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	11.0
Maximum	Aucun	58.5
Moyenne	32.3	32.3
Ecart-type	12.0	12.0
Médiane	30.3	33.0
Coefficient de variation (Cv)	0.372	0.372
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	0.141
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.40	2.31

### III.3.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normal)

Le procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de GUMBEL, seul la représentation graphique change où elle est faite sur papier GUMBEL, comme le montre la (figure III-07).

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

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\Pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots (III.25)$$

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

L'équation de la droite de Galton est la suivante :  $\text{Log } x \text{ (p \%)} = \overline{\text{Log } x} + \text{Log } u \text{ (p \%)}.$

$$\text{Log } \bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{433} \text{Log } X_i}{N} \dots\dots\dots (III.26)$$

Les résultats de l'ajustement par la loi de Log-Normal « GALTON » sont résumés dans le tableau III.16

**Quantiles :**

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

T = 1/ (1-q) Log normale (Maximum de vraisemblance).

Tableau III-16 : Résultat de l'ajustement a la loi de GALTON.

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Xt en (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	141	28.0	86.3 - 196
2000	0.9995	118	21.1	76.8 - 160
1000	0.9990	109	18.4	72.6 - 145
200	0.9950	87.6	12.8	62.5 - 113
100	0.9900	79.0	10.7	58.0 - 99.9
50	0.9800	70.5	8.74	53.3 - 87.6
20	0.9500	59.4	6.40	46.8 - 71.9
10	0.9000	51.0	4.83	41.6 - 60.5
5	0.8000	42.4	3.45	35.7 - 49.2

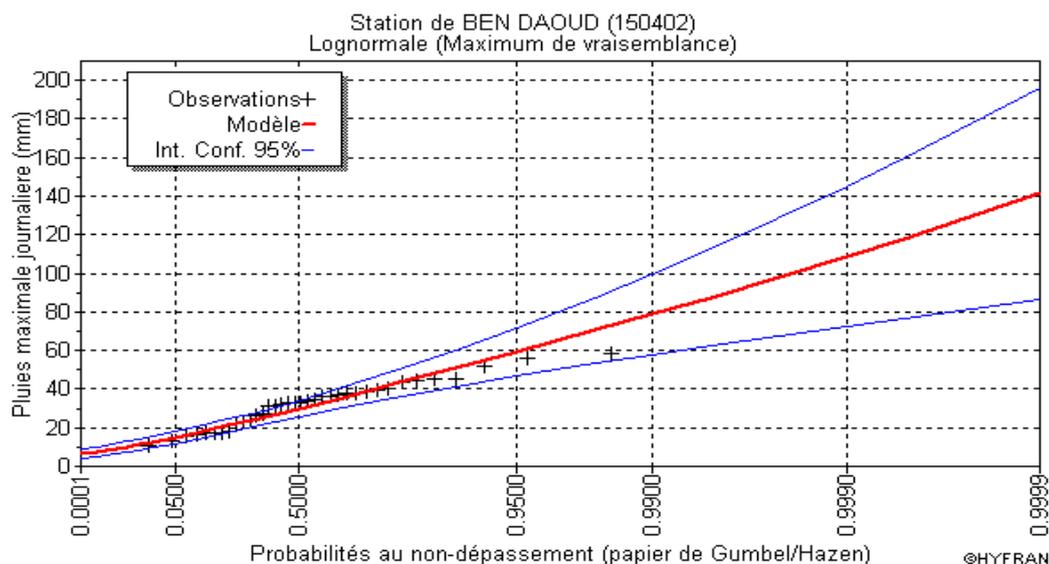


Figure III-08: Représentation graphique de la loi de Galton

Tableau III-17 : Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0.00	11.0
Maximum	Aucun	58.5
Moyenne	32.6	32.3
Ecart-type	14.2	12.0
Médiane	29.9	33.0
Coefficient de variation (Cv)	0.437	0.372
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.39	0.141
Coefficient d'aplatissement (Ck)	6.64	2.31

**Conclusion :** D'après les deux schémas, nous pouvons conclure que la pluie maximale journalière suit la loi de GALTON (droite de Henery), car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proches de la droite de GUMBEL. Notons que même le teste de l'adéquation « Khi carre » établi par « HYFRAN » a montré aussi que la loi de GALTON est significatif.

#### III.4 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités:

$$P_{cr} = p_{max} \times \left( \frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (III.27)$$

$P_{cr}$  : Pluie de courte durée de même fréquence que  $P_{max j}$  % (mm).

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

T: Temps en heures.

b : Exposant climatique (donnée)  $b = 0,35$

$$I_0 = \left( \frac{P_{max}}{24} \right) \times \left( \frac{t}{24} \right)^{b-1} \dots\dots\dots (III.28)$$

$I_0$ : Pluie de courte durée (mm/h)

**Tableau III-18** : Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence

Période	10000	1000	100	50	20	10	5
Fréquence	0,01	0,1	1	2	5	10	20
$P_{max j}$ p(%)	141	109	79.0	70.5	59.4	51.0	42.4

Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences sont regroupées dans le tableau suivant :

T	Fréquence													
	0,01%		0,1%		1%		2%		5%		10%		20%	
	Pmax t (mm)	I 0(mm/h)	Pmax t (mm)	I0 (mm/h)										
0,5	36,37	72,75	28,12	56,24	20,38	40,76	18,19	36,37	15,32	30,65	13,16	26,31	10,94	21,88
1	46,36	46,36	35,84	35,84	25,97	25,97	23,18	23,18	19,53	19,53	16,77	16,77	13,94	13,94
1,6	54,65	34,16	42,25	26,40	30,62	19,14	27,32	17,08	23,02	14,39	19,77	12,35	16,43	10,27
2	59,09	29,54	45,68	22,84	33,11	16,55	29,54	14,77	24,89	12,45	21,37	10,69	17,77	8,88
3	68,10	22,70	52,64	17,55	38,15	12,72	34,05	11,35	28,69	9,56	24,63	8,21	20,48	6,83
4	75,31	18,83	58,22	14,56	42,20	10,55	37,66	9,41	31,73	7,93	27,24	6,81	22,65	5,66
5	81,43	16,29	62,95	12,59	45,62	9,12	40,72	8,14	34,30	6,86	29,45	5,89	24,49	4,90
6	86,80	14,47	67,10	11,18	48,63	8,11	43,40	7,23	36,56	6,09	31,39	5,23	26,10	4,35
7	91,61	13,09	70,82	10,12	51,33	7,33	45,80	6,54	38,59	5,51	33,13	4,73	27,55	3,94
8	95,99	12,00	74,21	9,28	53,78	6,72	48,00	6,00	40,44	5,05	34,72	4,34	28,87	3,61
9	100,03	11,11	77,33	8,59	56,05	6,23	50,01	5,56	42,14	4,68	36,18	4,02	30,08	3,34
10	103,79	10,38	80,23	8,02	58,15	5,82	51,89	5,19	43,72	4,37	37,54	3,75	31,21	3,12
11	107,31	9,76	82,95	7,54	60,12	5,47	53,65	4,88	45,21	4,11	38,81	3,53	32,27	2,93
12	110,63	9,22	85,52	7,13	61,98	5,17	55,31	4,61	46,60	3,88	40,01	3,33	33,27	2,77
13	113,77	8,75	87,95	6,77	63,74	4,90	56,88	4,38	47,93	3,69	41,15	3,17	34,21	2,63
14	116,76	8,34	90,26	6,45	65,42	4,67	58,38	4,17	49,19	3,51	42,23	3,02	35,11	2,51
15	119,61	7,97	92,47	6,16	67,02	4,47	59,81	3,99	50,39	3,36	43,26	2,88	35,97	2,40
16	122,35	7,65	94,58	5,91	68,55	4,28	61,17	3,82	51,54	3,22	44,25	2,77	36,79	2,30
17	124,97	7,35	96,61	5,68	70,02	4,12	62,48	3,68	52,65	3,10	45,20	2,66	37,58	2,21
18	127,49	7,08	98,56	5,48	71,43	3,97	63,75	3,54	53,71	2,98	46,11	2,56	38,34	2,13
19	129,93	6,84	100,44	5,29	72,80	3,83	64,96	3,42	54,74	2,88	47,00	2,47	39,07	2,06
20	132,28	6,61	102,26	5,11	74,12	3,71	66,14	3,31	55,73	2,79	47,85	2,39	39,78	1,99
21	134,56	6,41	104,02	4,95	75,39	3,59	67,28	3,20	56,69	2,70	48,67	2,32	40,46	1,93
22	136,77	6,22	105,73	4,81	76,63	3,48	68,39	3,11	57,62	2,62	49,47	2,25	41,13	1,87
23	138,92	6,04	107,39	4,67	77,83	3,38	69,46	3,02	58,52	2,54	50,25	2,18	41,77	1,82
24	141	5,875	109	4,54	79	3,29	70,5	2,94	59,4	2,475	51	2,125	42,4	1,77

Tableau III-19 : Précipitations et les intensités pour les différentes fréquences

Figure III-09: Pluies de Courte durée

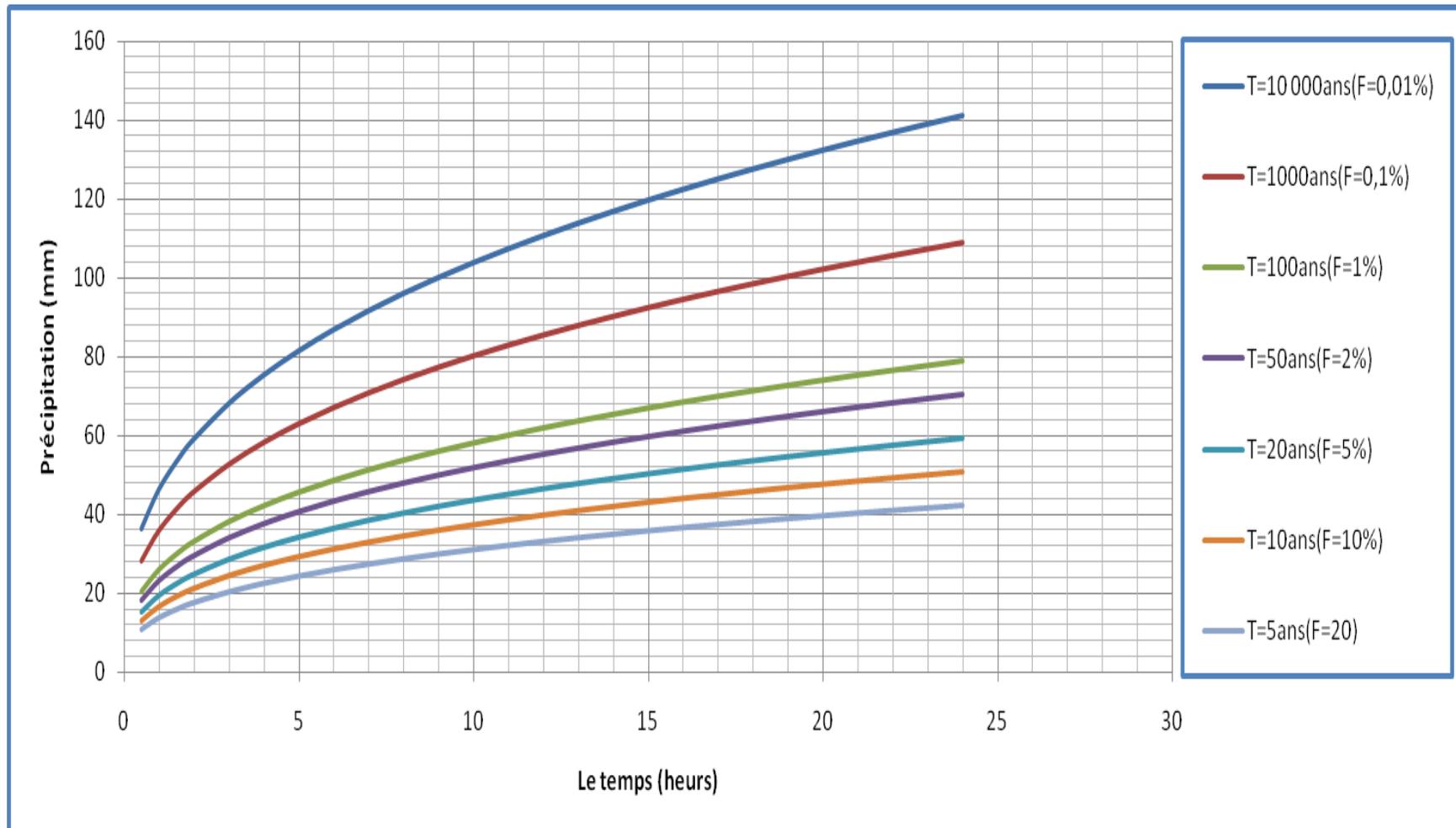
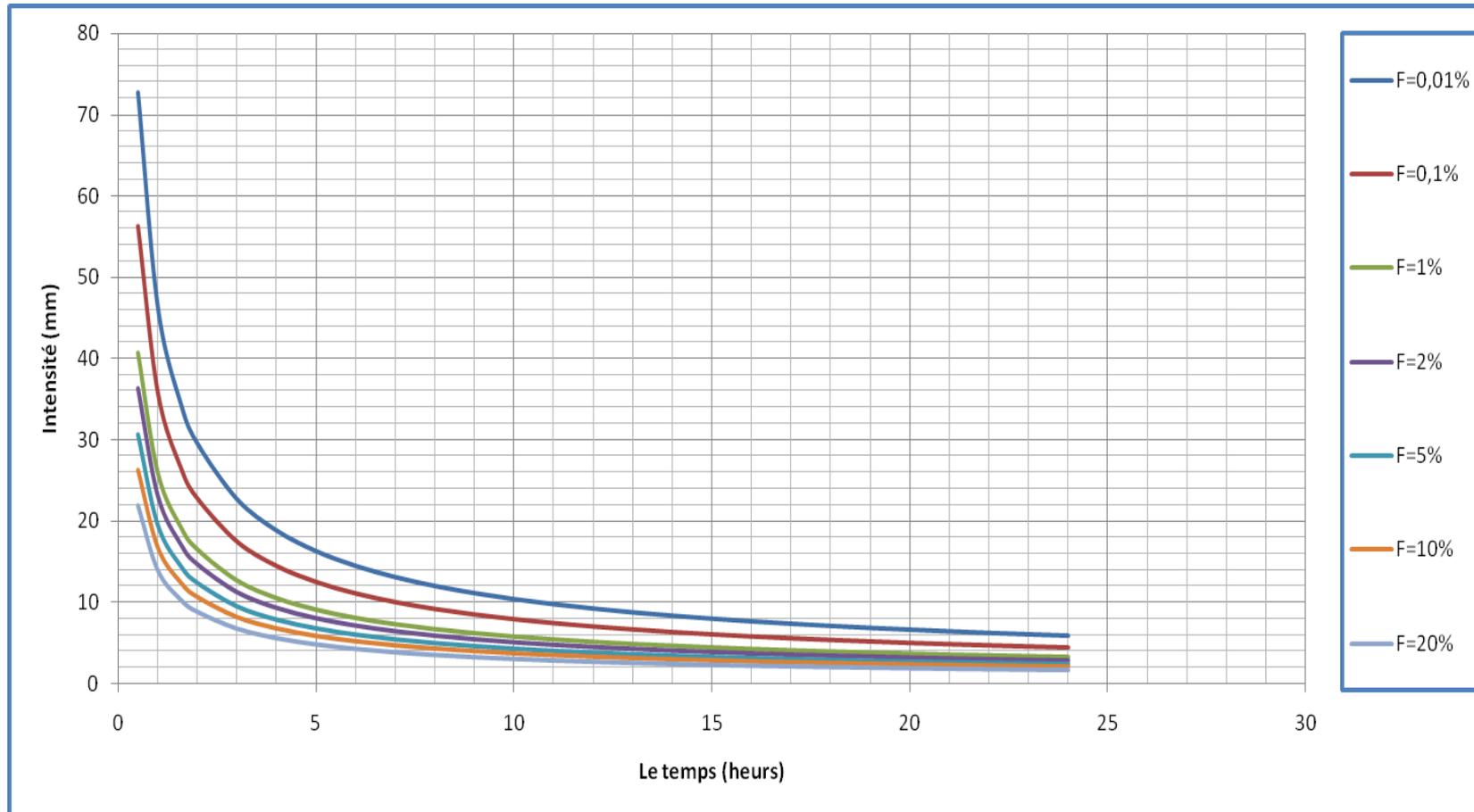


Figure III-10: Intensité - Durée – Fréquence



### III.5 Etudes des apports

La détermination des apports est orientée de préférence vers les observations hydrométriques, lorsqu'elles existent sur le bassin versant propre du site à étudier, ou par analogie avec un bassin voisin. A défaut de ces dernières, des modèles et des formules empiriques basées sur la pluviométrie peuvent être utilisés.

Ces modèles dépendent de la précipitation et du déficit.

L'estimation de l'apport moyen annuel du bassin versant de la retenue est calculée grâce à deux approches :

- Les formules empiriques.
- La série d'observations de la station hydrométrique.

#### III.5.1 Avec la série d'observations

##### III.5.1.1 Analogie de la station porte de fer

Etant donné que la station 150401 (porte de fer) au niveau de notre site, nous donne les apports de deux sous bassins versant de surface totale égale à  $604\text{Km}^2$

$$St = Set + Sr$$

St : surface totale du bassin versant où se trouve la station 1 50401 ( $604\text{Km}^2$ )

Set : surface de notre bassin versant ( $9,83\text{Km}^2$ )

Sr : surface restante ( $594,17\text{Km}^2$ ).



Figure III-11 : Carte de situation de la station et du site

L'apport moyen annuel de la station est de : 39,84Mm<sup>3</sup>

Tableau III-20 : Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station

Total	39,84	100
Août	0,36	0,90
Juil	3,36	8,44
Juin	0,68	1,72
Mais	1,48	3,72
Avar	1,41	3,55
Mars	2,50	6,28
fév	2,38	5,98
jan	4,96	12,46
Déc	4,24	10,65
Nov	3,82	9,58
Oct	6,99	17,54
Sept	7,65	19,20
Mois	A (Mm <sup>3</sup> )	Apport (%)

Source A.N.R.H

Dans ces conditions, nous optons pour la méthode analogique, à l'aide de la relation suivante, pour tiré les apports moyens annuels de notre bassin versant à partir de la série d'observations de la station 150401(voir Annexes B)

$$A_{site} = \frac{S_{bv}^{site}}{S_{bv}} \times A_{st} \dots\dots\dots (III.29)$$

**Avec :**

**A<sub>site</sub>** : Apport moyen annuel estimé du site.

**A<sub>st</sub>** : Apport moyen annuel de la station.

**S<sub>bv</sub><sup>site</sup>** : Surface du bassin versant du site qui est de 9,83 Km<sup>2</sup>

**S<sub>bv</sub><sup>site</sup>** : Surface du bassin versant où se trouve la station qui est de 604Km<sup>2</sup>

L'apport moyen annuel du site est de : 1,63Mm<sup>3</sup>

Tableau III-21 : Répartition mensuelle de l'apport moyen du site

Total	1,63	100
Août	0,0146	0,90
Juil	0,14	8,44
Juin	0,0279	1,72
Mais	0,061	3,72
Avar	0,058	3,55
Mars	0,10	6,28
fév	0,10	5,98
jan	0,20	12,46
Déc	0,17	10,65
Nov	0,16	9,58
Oct	0,29	17,54
Sept	0,31	19,20
Mois	A (Mm <sup>3</sup> )	Apport (%)

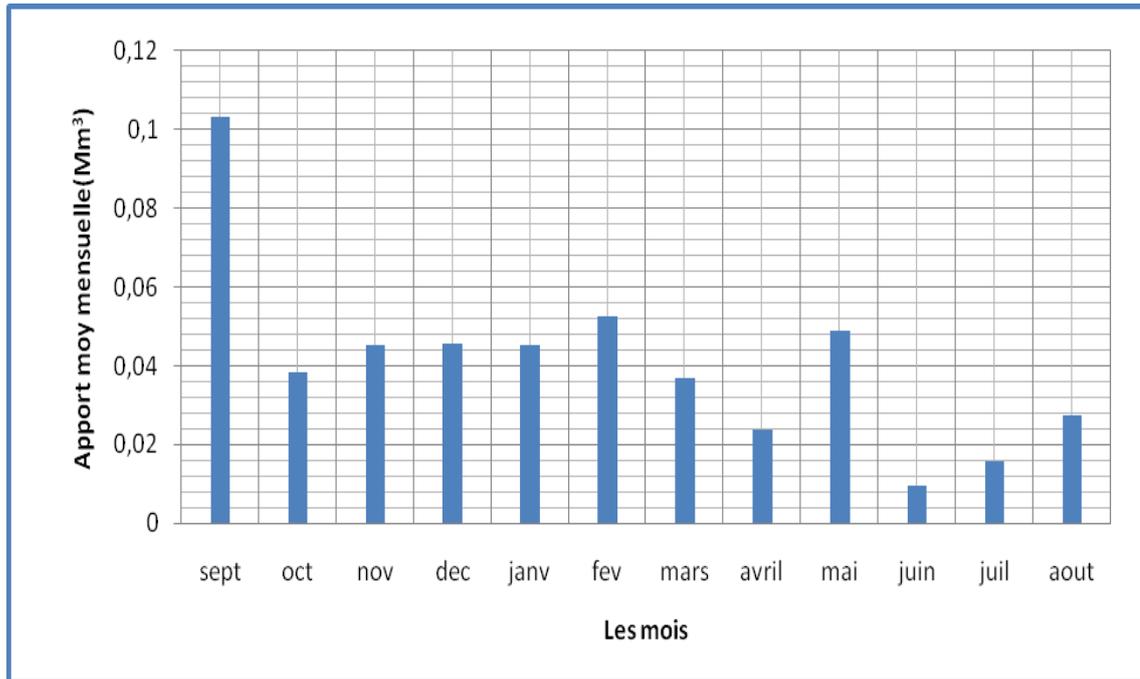


Figure III-12 : Répartition mensuelle de l'apport moyen

D'après la série d'observations de la station hydrométrique Porte de fer (150401) et en appliquant la méthode d'analogie (III.29) nous aurons un apport moyen interannuel de :

$$\mathbf{A0 = 0,473 Mm^3}$$

### III.5.2 Caractéristiques de l'écoulement

#### A) -Module de l'écoulement

Il est donné par :  $Me = A0 / T$  ..... (III.30)

A0 : Apport moyen annuel (mm);

T : Temps d'une année en secondes  $T = 3,1536.107$  s.

$$Me=15,46l/s$$

#### B ) -Module de l'écoulement relatif

On a:  $M0 = Me / S$  ..... (III.31)

Me: Module de l'écoulement (l/s);

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

$$M0= 1,57l/s/Km^2$$

#### C) -Lame d'eau écoulée

$Le = A0/S$ . ..... (III.32)

$$Le=48.12mm$$

#### D) -Coefficient de l'écoulement:

Il est donné par :  $Ce = Le / Pmoy$  ..... (III.33)

$$Ce= 0.19$$

### III.5.3 Apports fréquents

Le calcul des apports fréquents se fait par l'ajustement de la série des apports rapportée au site.

#### III.5.3.1 Ajustement de la série des apports rapportés à la loi GUMBEL

Tableau III-22 : Résultats de l'ajustement rapportés à la loi GUMBEL

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Xt en (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	274	54.4	167-274
2000	0.9995	229	45.1	140-229
1000	0.9990	209	41.1	128-209
200	0.9950	163	31.9	101-163
100	0.9900	144	27.9	89.0-144
50	0.9800	124	24.0	76.9-124
20	0.9500	97.6	18.8	60.8-97,6
10	0.9000	77.2	14.9	48.1-77,2
5	0.8000	56.0	11.0	34.4-56

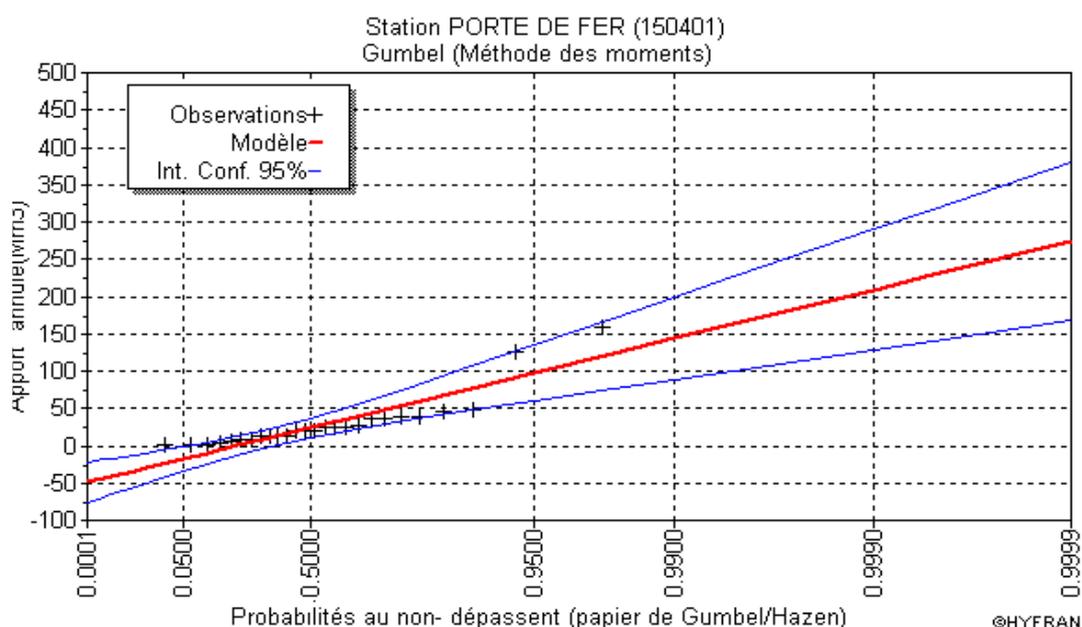


Figure III-13: Représentation graphique de la loi de GUMBE

Tableau III-23 : Comparaison des caractéristiques de la loi de GUMBEL et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	0.480
Maximum	Aucun	160
Moyenne	29.9	29.9
Ecart-type	36.3	36.3
Médiane	23.9	20.4
Coefficient de variation (Cv)	1.21	1.21
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	2.65
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.40	8.22

D'après la loi d'analogie (I.29) on a :

$$A_{80\%} = 0,91 \text{Mm}^3/\text{s}$$

### III.5.3.2 Répartition de l'apport annuel estimé à une probabilité de 80%

La répartition mensuelle de l'apport annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a :  $A_{80\%} = 0.91 \text{Mm}^3$

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

Mois	A (80%) %	A (80%) (Mm <sup>3</sup> )
Total	100	0,91
Août	0,90	0,008
Juil	8,44	0,077
Juin	1,72	0,016
Mais	3,72	0,034
Avar	3,55	0,032
Mars	6,28	0,057
fév	5,98	0,054
jan	12,46	0,111
Déc.	10,65	0,097
Nov	9,58	0,088
Oct	17,54	0,16
Sept	19,20	0,17

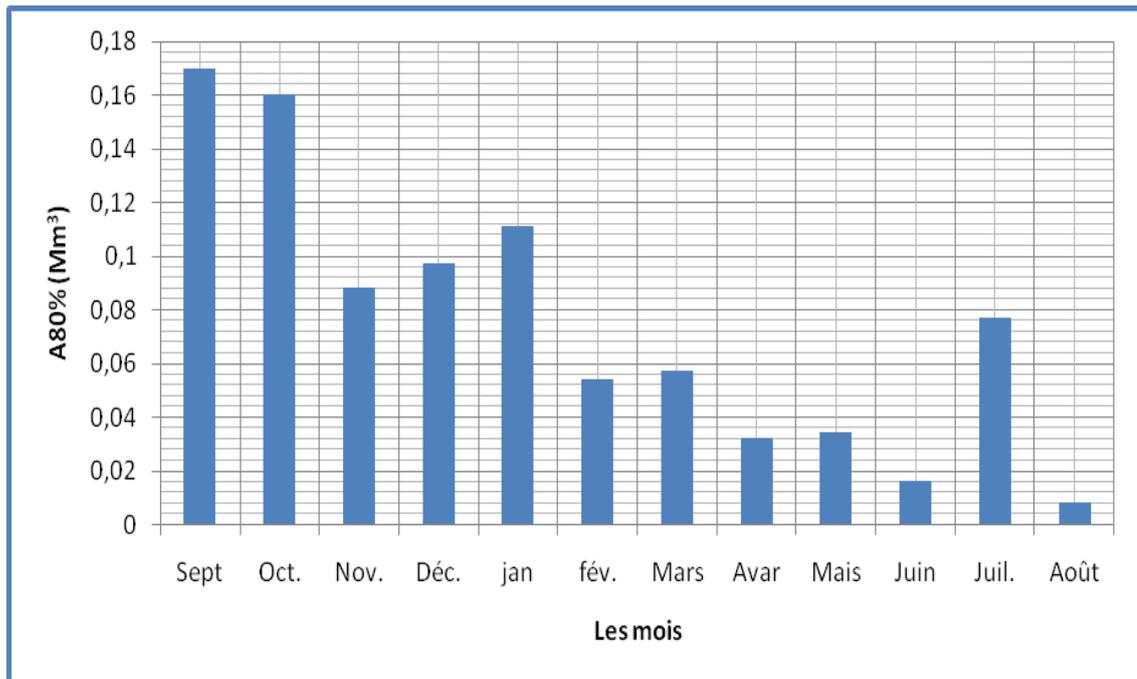


Figure III-14: Répartition mensuelle des apports 80%

### III.6 Etude des crues

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

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

Les paramètres définissant une crue sont :

- 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, en passant par l'ajustement de la série des débits maximum à la loi de Galton.

Tableau III-25: Débits fréquentiels calculés pour la station :

Période de retour (ans)	10000.0	10000	1000	200	100	50	20	10	5
Q <sub>max</sub> (m <sup>3</sup> /s)	3600	2370	1960	1190	933	716	482	339	221

Le tableau III-26 suivant nous donne les débits fréquentiels pour le site.

Tableau III-26: Débits fréquentiel du site :

Période de retour (ans)	10000.0	10000	1000	200	100	50	20	10	5
Q <sub>max</sub> (m <sup>3</sup> /s)	58,589	38,571	31,899	19,367	15,18	11,653	7,844	5,517	3,597

### III.6.1 Hydrogramme de crue

#### III.6.1.1 Détermination des Hydrogrammes de crues probables par la méthode de Sokolovski

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

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

Pour tracer l'hydrogramme de crue, nous sommes tenus de suivre la méthode de Sokolovski qui le divise en deux parties non symétriques, calculé à partir des temps de montée et de la décrue.

#### a) Pour le temps de la montée

$$Q = Q_{\max} \left[ \frac{T}{T_m} \right]^2 \dots\dots\dots (III.34)$$

T<sub>m</sub>=T<sub>c</sub> : Temps de montée.

**b) Pour la décrue**

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

**Avec :**Q<sub>m</sub> : Débit instantané de la montée (m<sup>3</sup>/s) ;Q<sub>d</sub> : Débit instantané de la décrue (m<sup>3</sup>/s) ;t<sub>m</sub> : Temps de la montée de la crue en heures ;t<sub>d</sub> : Temps de la décrue en heures ;Q<sub>max</sub> : Débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m<sup>3</sup>/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<sub>m</sub> = t<sub>c</sub> (pour les petits bassins versants), avec t<sub>c</sub> qui est le temps de concentration du bassin versant (heures).

-t<sub>d</sub> = δ \* t<sub>m</sub> ;

Où δ : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue.

**Tableau III-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

On prend δ = 2,5

t<sub>d</sub> = 2,5 · 1,6 = 4 heures.

Les hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III-28 : Valeurs des débits de crues en fonction du temps :

temps(h)	période de retour										
	10000	2000	1000	200	100	50	20	10	5	3	2
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,5	5,72167969	3,7666016	3,1152344	1,890625	1,48242188	1,13769531	0,765625	0,5390625	0,3515625	0,23535156	0,15527344
1	22,8867188	15,066406	12,460938	7,5625	5,9296875	4,55078125	3,0625	2,15625	1,40625	0,94140625	0,62109375
1,5	51,4951172	33,899414	28,037109	17,015625	13,3417969	10,2392578	6,890625	4,8515625	3,1640625	2,11816406	1,39746094
1,6	58,59	38,57	31,9	19,36	15,18	11,65	7,84	5,52	3,6	2,41	1,59
2	15,5656378	10,246913	8,4748907	5,14338192	4,03287901	3,09506195	2,0828571	1,4665015	0,95641399	0,64026603	0,42241618
2,5	9,93904137	6,5429054	5,4114255	3,28417547	2,57509213	1,97627295	1,3299554	0,9363971	0,61069379	0,40882556	0,26972309
3	5,86380421	3,8601626	3,1926157	1,93758746	1,51924472	1,16595527	0,7846429	0,5524526	0,36029519	0,24119761	0,15913038
3,5	3,08970703	2,0339648	1,6822266	1,0209375	0,80050781	0,61435547	0,4134375	0,2910938	0,18984375	0,12708984	0,08384766
4	1,36653061	0,8995918	0,7440233	0,45154519	0,35405248	0,27172012	0,1828571	0,1287464	0,08396501	0,05620991	0,03708455
4,5	0,44405572	0,2923234	0,2417713	0,14673014	0,11504977	0,08829577	0,0594196	0,0418363	0,02728453	0,01826548	0,01205067
5	0,07206314	0,0474394	0,0392356	0,02381195	0,01867074	0,01432899	0,0096429	0,0067894	0,00442784	0,00296419	0,00195563
5,5	0,00033363	0,0002196	0,0001816	0,00011024	8,6439E-05	6,6338E-05	4,464E-05	3,143E-05	2,0499E-05	1,3723E-05	9,0538E-06
5,6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

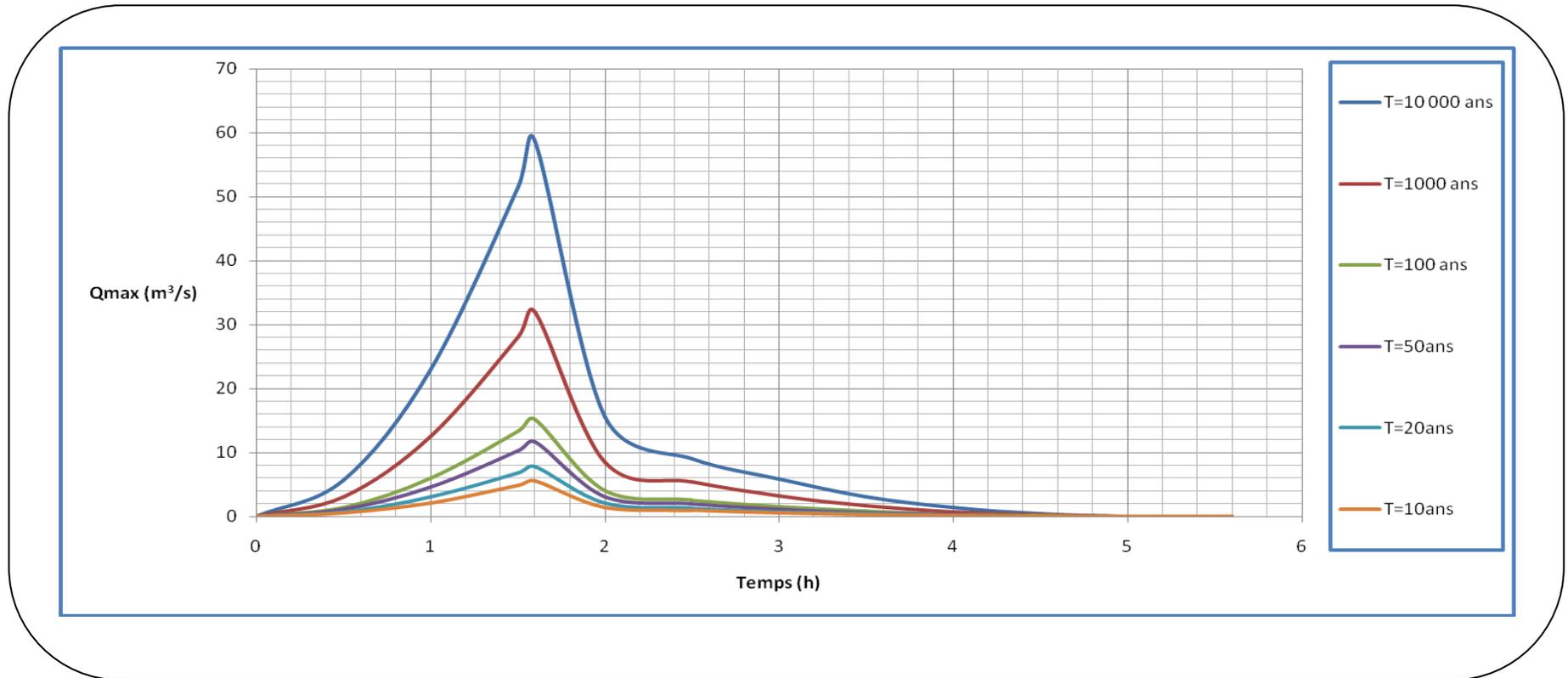


Figure III-15 : Hydrogramme des crues probables en fonction du temps (méthode der SOKOLOVSKY)

### III.6.2 Choix de la crue de projet

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

Rappelons qu'une petite submersion d'un barrage en terre peu engendrer la rupture totale de celui-ci, contrairement aux barrages en béton où on peut faire des réparations lors du passage d'une crue exceptionnelle. Rappelons, aussi que pour la détermination de la crue de projet, deux approches sont à notre disposition :

- l'approche déterministe qui est basée sur l'observation et l'historique.
- l'approche probabiliste qui est basée sur la statique.
- La précision entre le débit et la fréquence dépend essentiellement de la qualité et la quantité des données.
- la précision.
- la bonne estimation.

Autrement dit, il s'agit de chercher un compromis optimum entre l'aspect économique de la construction et les risques des crues à l'aval. Alors, pour son estimation, nous nous reportons aux recommandations du Comité Australien des Grands Barrages.

#### Crue de projet recommandée

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

Nous pouvons, aussi déterminé de la crue de projet en tenant compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations, superficie, perméabilité...).

On doit calculer l'indice global "Ig" qui est lié à tous ces paramètres tel que :

$$I_g = I_a \times I_d \times I_r.$$

$I_a$  : Représente le produit des indices mineurs (intensité des crues et difficultés topographiques).

$I_d$  : Représente la somme des indices des difficultés géologiques et géotechniques).

$I_r$  : Représente les risques.

1/ Lorsque ( $I_g = 1$ ), cela veut que le risque est faible. Alors, on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.

2/ Lorsque ( $I_g = 2$ ), cela veut dire que le risqué est moyen. Alors, on dimensionne pour la crue centennale avec vérification avec la crue cinquantennale.

3/ Le risqué est élevé et dans ce cas la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire

Tableau III-29 : Choix de la crue de projet.

Le risque	Risque faible	Risque moyen (modère)	Risque important
Hydrologie	Bonne connaissance	Connaissance moyennes	Incertitude
Géologie et géotechnique	Peu ou pas de difficulté	Quelques difficultés	Difficiles
Risque ou non de rupture	Faible	Moyen	Important
La crue de projet	$Q_{max}(1\%)+revanche$	$Q_{max}(1\%)$ +revanche majorée avec vérification pour $Q_{max}(0,1\%)$ et $Q_{max}(0,2\%)$	$Q_{max}(0.1\%)$

Pour notre cas, nous pouvons considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé, par conséquent on accepte un risque moyen ( $I_g = 2$ ) et on opte pour la crue centennale.

Cela veut dire que dans les deux classifications, on opte pour une période de retour de 100 ans.

Donc, pour un débit qui vaut  $Q_{1\%} = 15.18 \text{ (m}^3/\text{s)}$

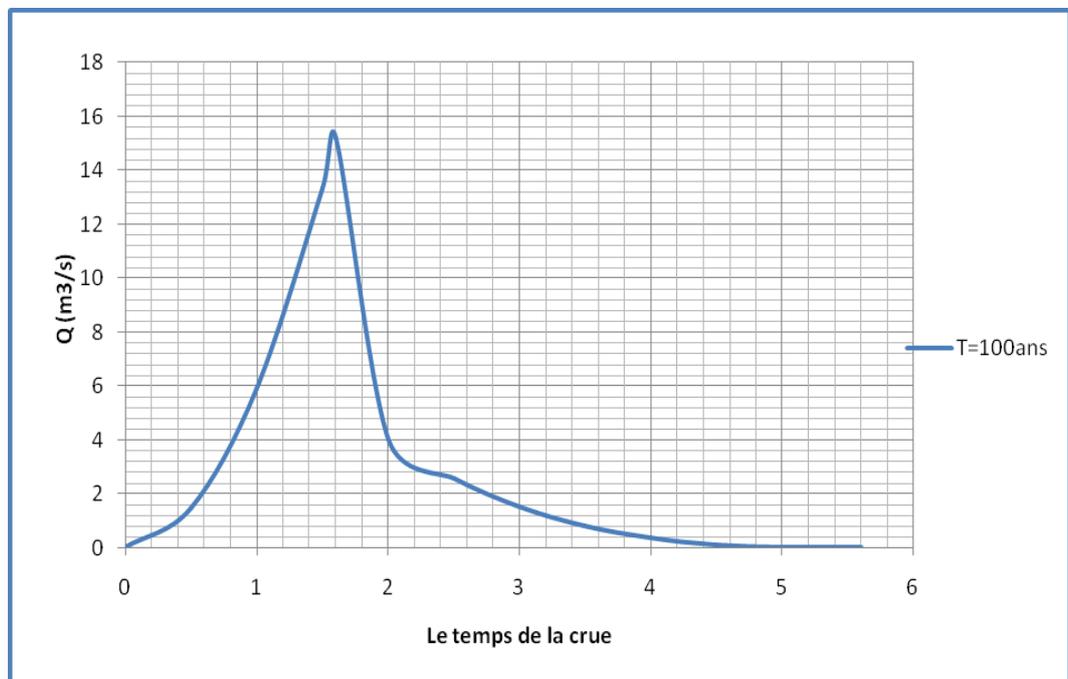


Figure III-16 : Hydrogramme de la crue de projet à une période de retour 100 ans

### III.6.3 Choix de la crue de chantier

La crue présente l'une des phases du régime d'un cours d'eau, elle se caractérise par des débits et des niveaux des 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 va falloir faire un choix du niveau de protection que l'on veut accorder au chantier contre les crues. A ce titre, le choix de la crue dépend du degré de risque admis.

En cas de dépassement de celle-ci, des dégâts seront très probables, elles seront provoquées par les crues lors de la phase de réalisation. Les conséquences seront lourdes sur les coûts de l'ouvrage de dérivation et sur la durée d'exécution de l'aménagement ainsi que sur sa durée de vie.

Une sous-évaluation du débit maximal entraîne la destruction de l'ouvrage de dérivation, alors qu'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 cinquantenales ou même centennale, mais en Algérie, l'ouvrage de dérivation est souvent dimensionné contre les crues dont la période de retour varie entre 10 et 50 ans.

Cependant, lorsque le batardeau est inclut dans la digue, on peut lui attribuer une petite surélévation, car il va être un ouvrage permanent par la suite, par contre, si le batardeau est indépendant de la digue, là il faut chercher la solution la plus économique puisque le batardeau est posé provisoirement.

Donc, en prenant en compte toutes ces exigences, le choix de la crue (20 ans) serait le plus adapté pour la conception des ouvrages de dérivation et prises d'eau.

$$Q5\% = 7,84 \text{ m}^3/\text{s}$$

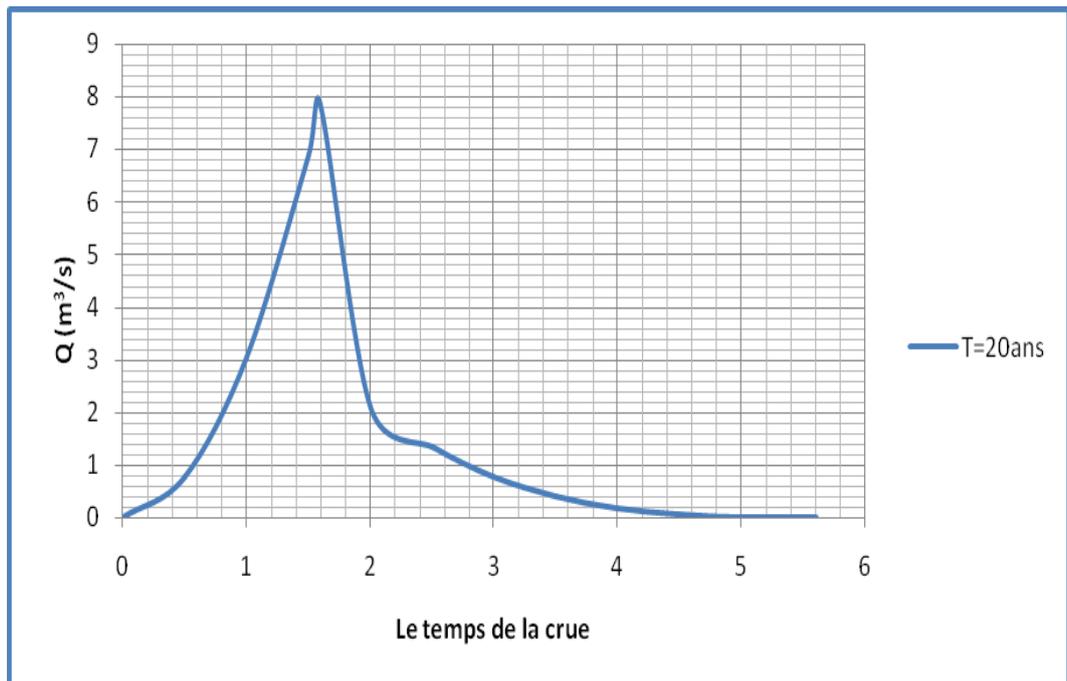


Figure III-17 : Hydrogramme de la crue du chantier  
Pour une période de retour de 20 ans

### III.7 Apports solides et estimation du volume mort

Le manque de données de mesure des transports solides, nous ramène à accepter toute méthode empirique qui nous permet d'avoir l'ordre de grandeur acceptable de l'écoulement solide.

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

- en suspension.
- par charriage.

### III.7.1 Apport solide en suspension

#### A) Formule de Fournier

$$T_a = \frac{1}{36} \left[ \frac{Pm^2}{PA} \right]^{2,65} \left[ \frac{h}{S} \right]^{0,46} \dots\dots\dots (III.36)$$

**Avec :**

Ta : Taux d'abrasion en (t/Km<sup>2</sup> /an);

Pm : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux;

PA: Pluie moyenne annuelle;

h= 45%(Hmax - Hmin) [m];

S: Surface du bassin versant.

**AN:**

h= 309,15m

D'où : **Ta = 3.95 t/Km<sup>2</sup>/an**

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments  $\gamma_s = 1.6 \text{ T/m}^3$ .

Le volume annuel est exprimé comme suit:

$$V_s = \frac{T_a \times S}{\gamma_s} \dots\dots\dots (III.37)$$

T : Duré de vie de l'ouvrage T=20ans

**AN : Vs=24,27m<sup>3</sup> /an**

#### B) Formule de Tixeront (1960)

Cette formule tient compte de la répartition du bassin versant en fonction de sa perméabilité et s'écrit :

$$T_a = \alpha \cdot Le^{0,21} \dots\dots\dots (III.38)$$

Ta = 134.09 T/km<sup>2</sup>/an

D'où :

Ta□: Taux d'abrasion, T/km<sup>2</sup>/an;

Le : La lame d'eau écoulée en mm;

$\alpha$  : Egale à 75 pour un bassin à perméabilité moyenne.

**Tableau III-30** : Différentes valeurs de «  $\alpha$  »

Variation de perméabilité	$\alpha$
Elevée	8,5
Moyenne	75
Faible à moyenne	350
Faible	1400
Imperméable	3200

Compte tenu du poids spécifique moyen des sédiments  $\gamma_s = 1.6 \text{ T/m}^3$ .

Le volume annuel est exprimé comme suit:

$$V_s = \frac{Ta \times S}{\gamma_s}$$

**AN :**

$$V_s = 823,82 \text{ m}^3/\text{an}$$

### C) Formule de Saidi

$$q_s = 19 * M_0^{1,246} * C_e^{-0,885} \dots \dots \dots \text{(III.39)}$$

$M_0$  : module d'écoulement ( $1,57 \text{ l/S/Km}^2$ );

$C_e$  : Coefficient d'écoulement ( $0,19$ ).

**AN :**

$$q_s = 144,92 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{an}$$

Compte tenu du poids spécifique moyen des sédiments  $\gamma_s = 1.6 \text{ T/m}^3$ .

Le volume annuel est exprimé comme suit:

$$V_s = \frac{Ta \times S}{\gamma_s}$$

**AN:  $V_s = 890,35 \text{ m}^3/\text{an}$**

### D) Formule de SOGREAH

Basée sur les données recueillies dans 27 bassins d'Algérie dont 16 alimentant des barrages réservoirs, ce modèle relie les apports solides (en  $\text{T/Km}^2/\text{an}^{-1}$ ) au ruissellement annuel de crue (mm) et la perméabilité du bassin ( $K_{sog}$ )

$$A = K_{sog} R^{0,15} \dots \dots \dots (III.40)$$

$K_{sog} = 1521,7$  pour le bassin de Soummam

$$A = 2720,68 \text{ T/Km}^2/\text{an}$$

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments  $\gamma_s = 1.6 \text{ T/m}^3$ .

Le volume annuel est exprimé comme suit:

$$V_s = \frac{Ta \times S}{\gamma_s}$$

$$V_s = 16715,18 \text{ m}^3/\text{an}$$

**Tableau III-31** : Récapitulatif du volume annuel moyen

Formule de	Taux d'abrasion	Volume annuel moyen
Fournier	3,95 T/km <sup>2</sup> /an	24,27m <sup>3</sup> /an
Tixeront	134,09T/km <sup>2</sup> /an	823,82m <sup>3</sup> /an
Formule de Saidi	144,92 m <sup>3</sup> /km <sup>2</sup> /an	890,35 m <sup>3</sup> /an
Formule de SOGREAH	2720,68 T/Km <sup>2</sup> /an	16715,18 m <sup>3</sup> /an

### Résultat et commentaire

Dans notre cas, nous optons pour la valeur de Saidi, car il s'est avéré, qu'en appliquant plusieurs formules sur le cas du barrage de Ain Zada et connaissant le taux d'abrasion de ce dernière, nous avons remarqué que la formule de Saidi a donné la valeur la plus proche. Ceci nous conduit à conclure que c'est la plus fiable

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 30 ans.

- Pour 15 ans :

$$V_{\text{mort}} = n.V = 15 * 890,35 = 13355,25 \text{m}^3$$

- Pour 30 ans :

$$V_{\text{mort}} = n.V = 30 * 890,35 = 26710,5 \text{m}^3$$

- Pour 50 ans :

$$V_{\text{mort}} = n.V = 50 * 890,35 = 44517,5 \text{m}^3$$

### III.7.2 Transport solide par charriage

En général, le transport solide par charriage est estimé de (30 % à 40%) du transport solide en suspension. Prenons la moyenne du transport solide par charriage estimé à 35% de la totalité du transport solide en suspension.

Donc le transport solide par charriage =  $6048,68 \text{m}^3$

Le volume mort total est estimé alors  $V_m = 6048,68 + 26710,5 = 33059,18 \text{m}^3$

Donc, le volume mort durant à 30 ans de vie de la retenue sera estimé à **0,033 Mm<sup>3</sup>**

### III.8 Régularisation

L'étude de régularisation du barrage projeté sur l'Oued de Geurroudjia a pour objectif de déterminer le volume de la réserve utile ainsi que le niveau correspondant.

Différents types de régularisation sont utilisés :

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.

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

- La régularisation interannuelle est utilisée lorsque les apports sont inférieurs à la consommation. Dans ce cas de figure, les eaux des saisons humides sont stockées pour être distribuées lors des saisons sèches. Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

- L'apport (A80% en Mm<sup>3</sup>).
- La consommation totale (Mm<sup>3</sup>).
- Les infiltrations et l'évaporation.
- Les courbes caractéristiques de la retenue.

### III.8.1 Répartition mensuel de l'apport 80% :

Tableau III-32 : Répartition mensuelle de l'apport 80%

Total	100	0,91
Août	0,90	0,008
Juil.	8,44	0,077
Juin	1,72	0,016
Mais	3,72	0,034
Avar	3,55	0,032
Mars	6,28	0,057
fév.	5,98	0,054
jan	12,46	0,111
Déc.	10,65	0,097
Nov.	9,58	0,088
Oct.	17,54	0,16
Sept	19,20	0,17
Mois	A (80%)%	A (80%) (Mm <sup>3</sup> )

### III.8.2 Répartition mensuel des besoins :

Tableau III-33 : Répartition mensuelle des besoins en eau

Total	3,68
Août	0,508
Juil.	0,572
Juin	0,485
Mais	0,403
Avar	0,30
Mars	0,221
fév.	0,138
jan	0,122
Déc.	0,124
Nov.	0,221
Oct.	0,28
Sept	0,36
Mois	Les besoins (hm <sup>3</sup> )

### III.8.3 Courbes «Hauteurs – Capacités - Surfaces»

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \times \Delta H \dots\dots\dots (III.41)$$

$S_i$ : Ssurface 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  $m^2$ ;

$\Delta H$ : Différence d'altitude entre les deux courbes de niveaux successives;

$\Delta V$ : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives en  $Mm^3$ .

$$\Delta V_1 = \frac{2}{3} \times S_{moy} \times \Delta H \dots\dots\dots (III.42)$$

Le tableau III-34 nous donne les coordonnées des courbes Hauteurs-Capacité-Surface

Tableau III-34: Courbe topographiques et volumétriques :

Cotes(m)	S(Km2)	Smoy	H	V(Mm3)	VCumulé(Mm3)
823	0	0,0001495	1	0,00099639	0
824	0,0029891	0,0019095	1	0,0019095	0,00099639
825	0,003819	0,004961	1	0,004961	0,00290589
826	0,009922	0,0094	1	0,0094	0,00786689
827	0,018800	0,015761	1	0,015761	0,01726689
828	0,031522	0,0225455	1	0,0225455	0,01884299
829	0,045091	0,031557	1	0,031557	0,04138849
830	0,063114	0,0425785	1	0,0563455	0,07294549
831	0,085157	0,0563455	1	0,0425785	0,11552399
832	0,112691	0,0727145	1	0,0727145	0,17186949
833	0,145429	0,092065	1	0,092065	0,24458399
834	0,18413	0,114341	1	0,114341	0,33664899
835	0,228682	0,1433635	1	0,172386	0,45098999
836	0,286727	0,172386	1	0,1433635	0,59435349
837	0,344772	0,2053465	1	0,2053465	0,76673949
838	0,410693	0,2424585	1	0,2424585	0,97208599
839	0,484917	0,2840585	1	0,2840585	1,21454449
840	0,568117				1,49860299

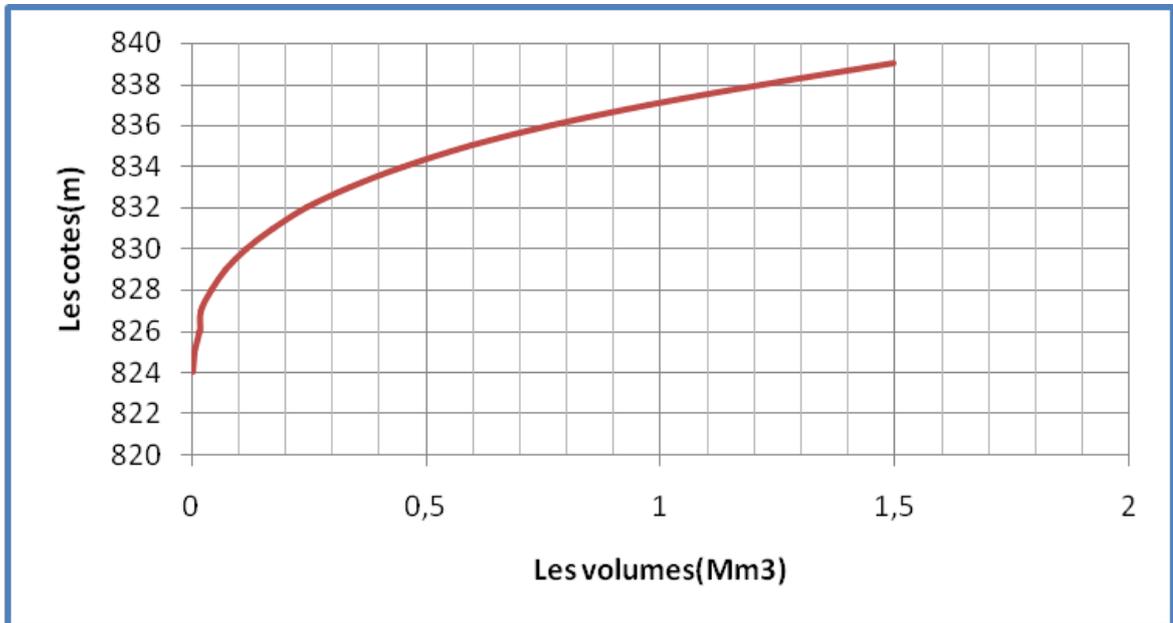


Figure III-18 : Courbe capacité - hauteur

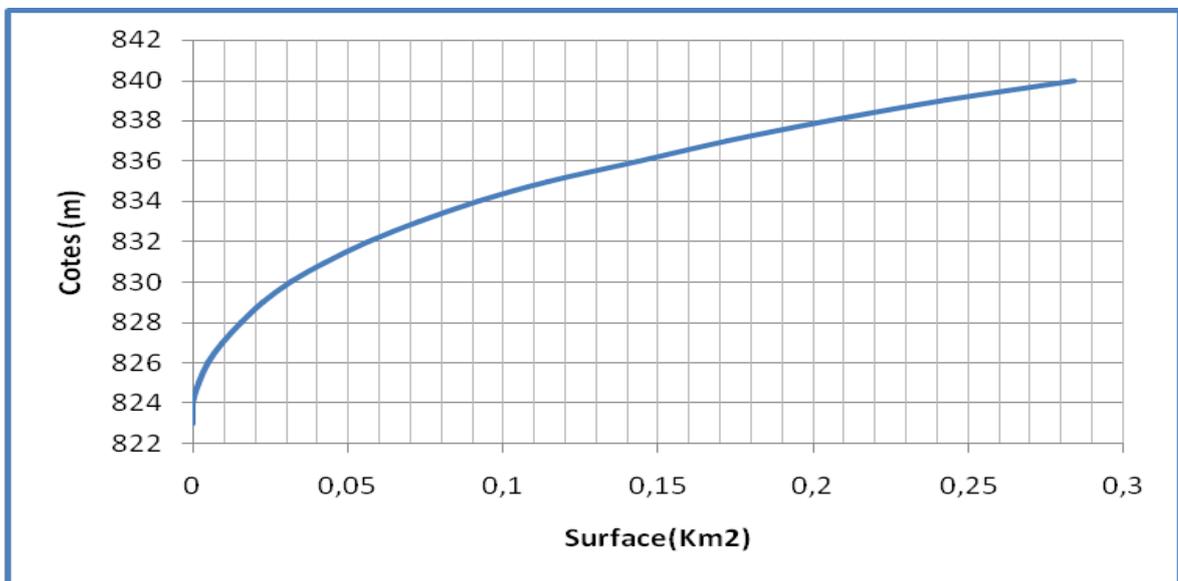


Figure III-19 : Courbe surface - hauteur

### III.8.4 Calcul du volume utile

Pour calculer le volume utile du barrage, nous avons besoin de :

- L'apport annuel A80%.
- La consommation totale.
- Le volume mort de la retenue.
- Le calcul de la régularisation qui est effectué en utilisant "la méthode du bilan d'eau".

#### Procédé de calcul

- Détermination de la période de 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 de bonne hydraulicité est celle du mois de 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.

**Remarque :** Du moment que nos apports sont supérieurs aux besoins, on opte pour une régularisation saisonnière.

### III.8.5 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible de la retenue dans les conditions normales d'exploitation. C'est-à-dire à la côte du niveau normal de la retenue NNR.

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

- **Première consigne d'exploitation :** Elle consiste à remplir le barrage, lors des crues, jusqu'au niveau normal de la retenue (NNR). Ensuite restituer l'excédant d'eau qui est déversée par l'évacuateur de surface.

Le niveau de remplissage initial est fixé au remplissage final qui est déterminé pour chaque mois, en tenant compte du NNR et du niveau du volume mort NVM que l'on ne doit pas dépasser.

- **Deuxième Consigne d'exploitation :** Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de surface.

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

Régularisation saisonnière sans tenir compte les pertes										
Mois	A80%(Mm <sup>3</sup> )	U80%(Mm <sup>3</sup> )	A-U(Mm <sup>3</sup> )	Première consigne d'exploitation			Deuxième consigne d'exploitation			
				Vrf(Mm <sup>3</sup> )	Vri(Mm <sup>3</sup> )	S(Mm <sup>3</sup> )	Vrfi(Mm <sup>3</sup> )	Vri(Mm <sup>3</sup> )	S(Mm <sup>3</sup> )	
Sep	0,17	0,12	0,05		0,033			0,033	0,05	
Oct	0,16	0	0,16	0,083	0,083		-0,1502	0,033	0,1832	
Nov	0,088	0	0,088	0,243	0,243		0,0098	0,0098		
Dec	0,0972	0	0,0972	0,331	0,331		0,0978	0,0978		
Jan	0,112	0	0,112	0,451	0,4282		0,195	0,195		
Fev	0,054	0	0,054	0,451	0,5402	0,0892	0,307	0,307		
Mar	0,058	0	0,058	0,451	0,505	0,054	0,361	0,361		
Avr	0,032	0	0,032	0,451	0,509	0,058	0,419	0,419		
Mai	0,036	0,145	-0,109	0,451	0,483	0,032	0,451	0,451		
Juin	0,016	0,145	-0,129	0,342	0,342		0,342	0,342		
Juil	0,076	0,145	-0,069	0,213	0,213		0,213	0,213		
Aout	0,0086	0,12	-0,111	0,144	0,144		0,144	0,144		
				0,033	0,033		0,033	0,033		
						S=0,2332				s=0,2332

Tableau III-35 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm<sup>3</sup>)

Du tableau précédent, il ressort :

$$V_s = 0,521 \text{ M m}^3.$$

$$V_d = 0,418 \text{ M m}^3.$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

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

$$V_u = 0,418 \text{ M m}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

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

D'où :

$$V_{NNR} = V_m + V_u = 0,418 + 0,033 = 0,451 \text{ M m}^3$$

### III.8.6 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)

Deux types de pertes caractérisent la retenue :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

#### A) Pertes par évaporation :

Nous avons :

$$V_{ep} = S_{moy} * E_s \dots \dots \dots (III.43)$$

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

$E_s$  : Evaporation mensuelle (m).

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

$V_{moy}$  : volume moyen.

$$V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \dots \dots \dots (III.44)$$

$V_{rf,i}$  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 :

$$V_{\text{inf}} = \frac{\delta \times V_{\text{moy}}}{100} \dots\dots\dots \text{(III.45)}$$

$V_{\text{inf}}$  : Volume perdu à cause de l'infiltration;

$\delta$  : Coefficient qui dépend des conditions hydrogéologiques de la cuvette;

$V_{\text{moy}}$  : Volume moyen;

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

Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes																
Mois	Vrf(Mm <sup>3</sup> )	Vmoy (Mm <sup>3</sup> )	Smoy (Km <sup>2</sup> )	Es (mm)	Vinf(Mm <sup>3</sup> )	Vevp (Mm <sup>3</sup> )	[] (Mm <sup>3</sup> )	W(Mm <sup>3</sup> )	U(Mm <sup>3</sup> )	W-U-[(Mm <sup>3</sup> )	1er consigne d'exploitation			2eme consigne d'exploitation		
											Vrf(Mm <sup>3</sup> )	Vri(Mm <sup>3</sup> )	S(Mm <sup>3</sup> )	Vrfi(Mm <sup>3</sup> )	Vri(Mm <sup>3</sup> )	S(Mm <sup>3</sup> )
Sep	0,033	0,058	0,06	0,366	0,00058	0,00002196	0,00060196	0,17	0,12	0,0494	0,0824	0,033		-0,0164	0,033	0,0494
													-0,1144	0,0330	0,1474	
Oct	0,083	0,163	0,11	0,285	0,00163	0,00003135	0,00166135	0,16	0	0,1584	0,2408			0,0441		
	0,243															
Nov	0,287	0,287	0,17	0,225	0,00287	0,00003825	0,00290825	0,088	0	0,0851	0,3258			0,1293		
	0,331															
Dec	0,391	0,391	0,2	0,126	0,00391	0,0000252	0,0039352	0,0972	0	0,0933	0,4191			0,2226		
	0,451															
Jan	0,451	0,451	0,229	0,124	0,00451	2,8396*10 <sup>-05</sup>	0,00453836	0,112	0	0,1075	0,460		0,0663	0,3300		
	0,451															
Fev	0,451	0,451	0,229	0,14	0,00451	0,00003206	0,00454206	0,054	0	0,0495	0,460		0,0495	0,3795		
	0,451															
Mar	0,451	0,451	0,229	0,224	0,00451	5,1296*10 <sup>-05</sup>	0,00456	0,058	0	0,0534	0,460		0,0535	0,4329		
	0,451															
Avr	0,451	0,451	0,229	0,305	0,00451	6,9845*10 <sup>-05</sup>	0,00458	0,032	0	0,0274	0,460		0,0275	0,460		
	0,451															
Mai	0,3965	0,3965	0,21	0,409	0,003965	0,00008589	0,00406	0,036	0,145	-0,1129	0,347			0,348		
	0,342															
Juin	0,2775	0,2775	0,168	0,493	0,002775	8,2824*10 <sup>-05</sup>	0,00286	0,016	0,145	-0,1318	0,215			0,216		
	0,213															
Juil	0,1635	0,1635	0,113	0,581	0,001635	6,5653*10 <sup>-05</sup>	0,00170	0,076	0,145	-0,0706	0,145			0,145		
	0,114															
Aout	0,0735	0,0735	0,069	0,516	0,000735	3,1476*10 <sup>-05</sup>	0,00077	0,0086	0,12	-0,1121	0,033			0,033		
	0,033															
											S=	0,1968		S=	0,1968	

Tableau III-36 : Régularisation saisonnière compte tenu des pertes en (Mm<sup>3</sup>)

Du tableau précédant, il ressort :

$$V_s = 0,624 \text{ M m}^3.$$

$$V_d = 0,427 \text{ M m}^3.$$

Donc, la retenue fonctionne à un seul temps.

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

$$V_u = 0,427 \text{ M m}^3$$

Le volume normal de la retenue sera :

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

D'où :

$$V_{NNR} = V_m + V_u = 0,428 + 0,033 = 0,460 \text{ M m}^3$$

$$\mathbf{V_{NNR} = 0,460 \text{ M m}^3}$$

Nous avons :

$$E = (V_u' - V_u) / V_u$$

$$E = (0,460 - 0,451) / 0,451 = 1,99 \% < 2\%$$

Donc, le volume utile saisonnier est de  $0,460 \text{ M m}^3$ .

Il correspond à un niveau  $NNR = 835 \text{ m}$

### III.9 Laminage des crues

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

$$Q_{dt} = q \cdot dt + S \cdot dt \dots\dots\dots (III.46)$$

Q : Le débit entrant de la crue;

q : Le débit déversé par l'évacuateur de crue (débit laminé);

S : La surface du plan d'eau de la cuvette;

Le débit cumule à l'instant t est :

$$Q-q=S \cdot \frac{dh}{dt} \dots\dots\dots (III.47)$$

D'où :

$\frac{dh}{dt}$  : La vitesse de remplissage ou de montée de la retenue.

Il existe plusieurs procédés de calcul comme ceux de Hildenblate, Sorensen, Blakmore, Kotcherine, Patapov, Step by step ainsi que d'autres méthodes, nous retenons la méthode de Kotcherine.

### III.9.1 Méthode de KOTCHERINE

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

1. l'hydrogramme de crue est considéré 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 normal de la retenue (NNR).
4. les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

#### A) Estimation de la charge au dessus du déversoir

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

$$q = m.b.\sqrt{2.g}(H)^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots (III.48)$$

Où :

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

$g$  : L'accélération de pesanteur; [ $g = 9,81 \text{ m}^2/\text{s}$ ];

$b$  : L largeur de déversoir. (On la fait varier de 5 à 22 m);

$H$  : La charge sur le déversoir (on la fait varier de 0,25 à 2 m).

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

$$q = V_{moy}.S \dots\dots\dots (III.49)$$

$$S = b.(H + P) \dots\dots\dots (III.50)$$

P : La hauteur de pelle.

Il est possible d'extraire la vitesse moyenne (V<sub>moy</sub>) comme suit :

$$V_{moy} = \frac{q}{L.(H + P)} \dots\dots\dots (III.51)$$

Tableau III-37 : Données initiales pour la méthode de KOTCHERINE :

Données initiales	
g	9,81 m <sup>2</sup> /s
α	1
Q <sub>0.1%</sub>	15,18 m <sup>3</sup> /s
V <sub>crue 1%</sub>	306028,8Mm <sup>3</sup>
m	0,49
P	1,5 m

Tous les résultats sont rassemblés dans les tableaux ci après:

Tableau III-38: Résultats des calculs avec les formules précédant :

b	H	débit	surface	vitesse	V <sub>forcé</sub>
(m)	(m)	(m <sup>3</sup> /s)	(m <sup>2</sup> )	(m/s)	(Mm <sup>3</sup> )
5	2	30,6945011	17,5	1,75397149	512000
10	1,75	50,2461343	32,5	1,5460349	260000
12	1,5	47,8479919	36	1,32911089	220000
14	1,25	42,4657342	38,5	1,10300608	180000
16	1	34,7268638	40	0,8681716	134000
18	0,75	25,3752297	40,5	0,62654888	100000
20	0,5	15,3472506	40	0,38368126	60000
22	0,25	5,96867972	38,5	0,15503064	20000

En utilisons, toujours la formule III.48 et en variant la largeur déverssante nous obtenons les débits indiqués dans le tableau III.39 (L comprise entre 5 et 24 mètres).

$$q = m.b.\sqrt{2.g}(H)^{\frac{3}{2}}$$

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_{moy}^2}{2g} \dots\dots\dots (III.52)$$

Où :

$H_0$  : est la charge globale;

$\frac{\alpha \cdot V_{\text{moy}}}{2g}$  : La charge dynamique liée à la vitesse d'écoulement;

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau III-39 : Détermination de  $H_0$  et Q en fonction de b

H	$V_{\text{moy}}$	$H_0$	Débits ( $\text{m}^3/\text{s}$ )							
			b=5m	b=10m	b=12m	b=14m	b=16m	b=18m	b=20m	b=22m
2	1,75397149	2,1568	34,3740258	68,7480515	82,4976618	96,2472721	109,9974307	123,7464928	137,4961031	151,245713
1,75	1,5460349	1,87182589	27,7916134	55,5832268	66,6998722	77,8165175	88,93360618	100,0498083	111,1664536	122,283099
1,5	1,32911089	1,5900375	21,758384	43,5167679	52,2201215	60,9234751	69,62717575	78,33018227	87,03353586	95,7368894
1,25	1,10300608	1,3120093	16,3087605	32,617521	39,1410252	45,6645294	52,18829373	58,71153778	65,23504198	71,7585462
1	0,8681716	1,038416	11,4834568	22,9669137	27,5602964	32,1536792	36,74724508	41,34044464	45,93382738	50,5272101
0,75	0,62654888	0,77000833	7,33261231	14,6652246	17,5982696	20,5313145	23,46447637	26,39740433	29,33044926	32,2634942
0,5	0,38368126	0,50750313	3,92350009	7,84700018	9,41640022	10,9858003	12,55526288	14,12460033	15,69400037	17,2634004
0,25	0,15503064	0,251225	1,36650073	2,73300146	3,27960175	3,82620205	4,372824137	4,91940263	5,466002922	6,01260321

Tableau III-40: Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue

H (m)	V <sub>forcé</sub> (Mm <sup>3</sup> )	Q <sub>Laminé</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Débits (m <sup>3</sup> /s)							
			b=5m	b=10m	b=12m	b=14m	b=18m	b=16m	b=20m	b=22m
2	512000	0,30	34,3740258	68,7480515	82,4976618	96,2472721	109,9974307	123,7464928	137,4961031	151,245713
1,75	260000	2,28	27,7916134	55,5832268	66,6998722	77,8165175	88,93360618	100,0498083	111,1664536	122,283099
1,5	220000	4,27	21,758384	43,5167679	52,2201215	60,9234751	69,62717575	78,33018227	87,03353586	95,7368894
1,25	180000	6,25	16,3087605	32,617521	39,1410252	45,6645294	52,18829373	58,71153778	65,23504198	71,7585462
1	134000	8,53	11,4834568	22,9669137	27,5602964	32,1536792	36,74724508	41,34044464	45,93382738	50,5272101
0,75	100000	10,22	7,33261231	14,6652246	17,5982696	20,5313145	23,46447637	26,39740433	29,33044926	32,2634942
0,5	60000	12,20	3,92350009	7,84700018	9,41640022	10,9858003	12,55526288	14,12460033	15,69400037	17,2634004
0,25	20000	14,19	1,36650073	2,73300146	3,27960175	3,82620205	4,372824137	4,91940263	5,466002922	6,01260321

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

$$V_{lam} = Q\% (1 - V_{ch}/V_{cr}) \dots \dots \dots (III.53)$$

$Q\%$ : Débit maximum de crue considérée en  $m^3/s$ .

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

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

$$V_{cr} = \frac{1}{2} q T_b \dots \dots \dots (III. 54)$$

$T_b$ : temps global de la crue.

D'après le tableau III.39, Nous tracerons des courbes croissantes représentées dans la Figure III-20

La courbe  $H=f(q, Q)$  nous permet de définir la largeur du déversoir optimale ainsi que le débit correspondant.

A travers le tableau III-40, nous tracerons 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 III-21).

Pour choisir la largeur du déversoir la plus économique, nous devons faire une étude d'optimisation (c'est ce qu'on appelle une étude technico-économique) qui nécessite la détermination des volumes des travaux pour chaque largeur du déversoir, du remblai et du béton.

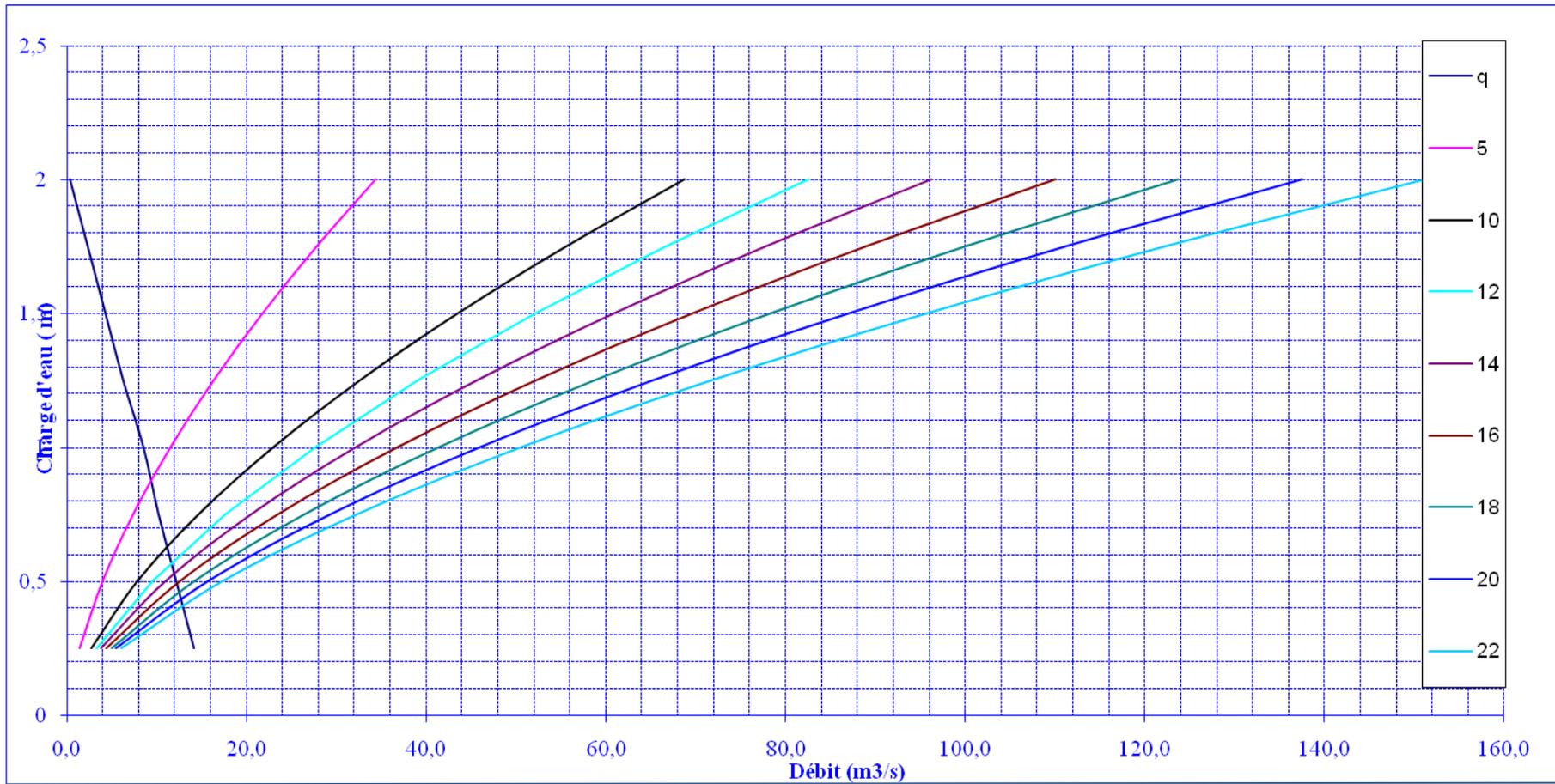
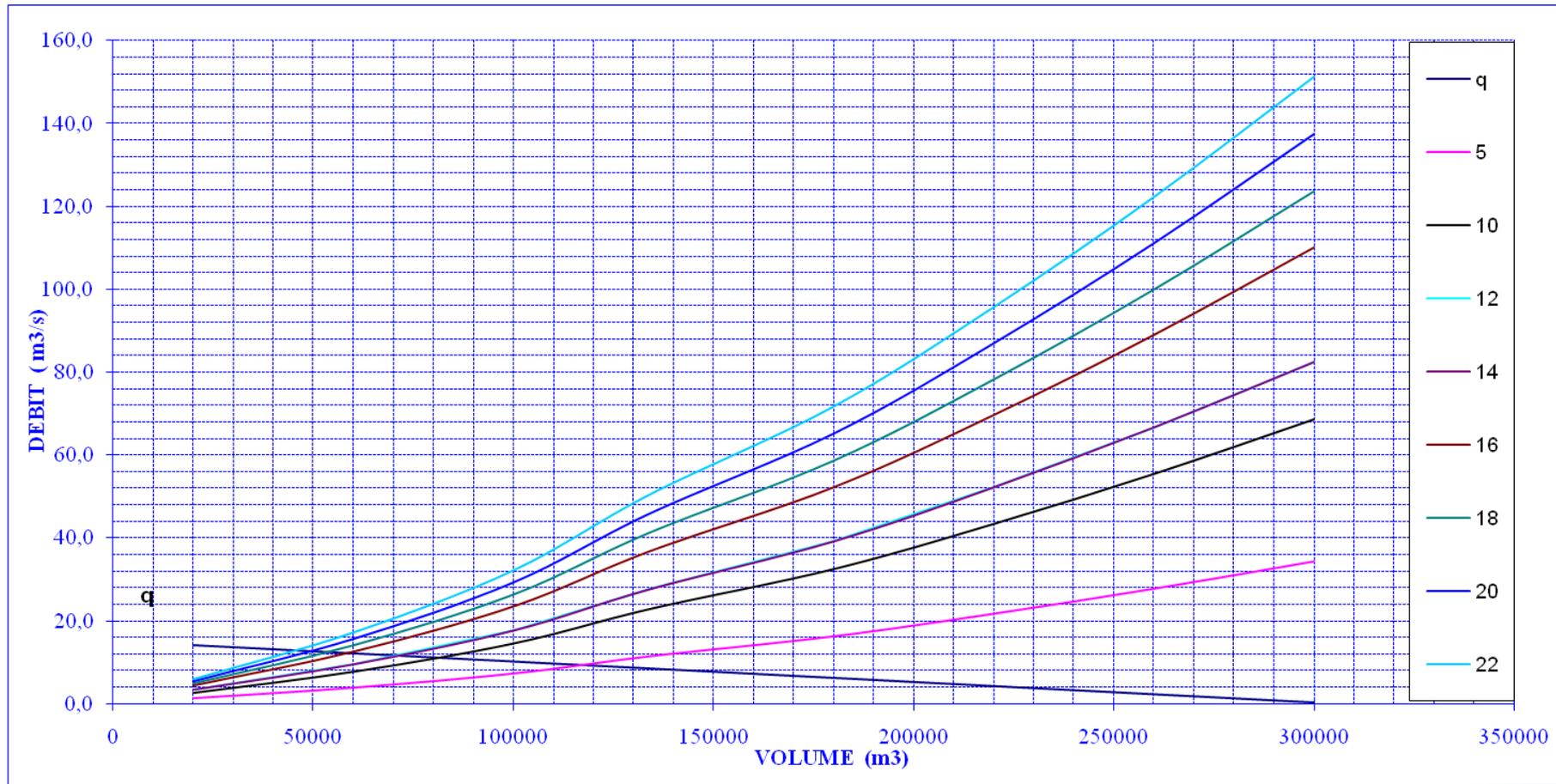


Figure III-20 : Courbes de  $H = f(Q, q)$



FigurIII-21: Courbes de  $V = f(Q, q)$

Les caractéristiques de chaque largeur du déversoir proposé comme le débit évacuer, le volume forcé et la lame déversée sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III-41 : Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de Kotchrine

b	H	NPHE	q	Vf <sub>forcé</sub>
(m)	(m)	(m)	(m <sup>3</sup> /s)	(m <sup>3</sup> )
5	0,89	835,89	0,30	512000
10	0,63	835,63	2,28	260000
12	0,58	835,58	4,27	220000
14	0,51	835,51	6,25	180000
16	0,50	835,50	8,53	134000
18	0,48	835,48	10,22	100000
20	0,42	835,42	12,20	60000
22	0,41	835,41	14,19	20000

### III.10 Etude d'optimisation

Le but de l'étude d'optimisation est de déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue correspondante à la hauteur optimale de la digue, afin d'obtenir le devis le plus économique de l'aménagement. Le calcul consiste à évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs déversantes correspondantes aux différentes hauteurs de la digue.

#### III.10.1 Revanche

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

##### III.10.1.1 Calcul de la revanche

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

###### a) Formule de STEVENSON GAILLARD

$$R = 0,75 + \frac{V^2}{2g} \dots \dots \dots \text{(III. 55)}$$

$$H = 0,75 + 0,34\sqrt{F} + 0,26\sqrt[4]{F} \dots \dots \dots \text{(III. 56)}$$

**Avec :**

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

F : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et la direction du barrage appelée Fetch qui doit être inférieure à 18 kilomètres.

[F = 2,5km].

**A.N :**

$$H=0,75+0,34\sqrt{2,5} + 0,26\sqrt[4]{2,5} = 0,96m$$

$$V=1,5+2.H=1,5+2.0,96 = 3,42m/s$$

Donc :

$$R = 0,75 + \frac{3,5^2}{2.9,81} = 1,36m$$

**b) Formule de MALLET et PAQUANT**

$$R = 0,75 + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (III. 57)$$

$$H=0,5+0,33\sqrt{F} \dots\dots\dots (III. 58)$$

Donc :

$$H=0,5+0,33\sqrt{2,5} = 1,02m$$

$$V=1,5+2.H=1,5+2.1,02=3,54m/s$$

$$R = 0,75 + \frac{3,54^2}{2.9,81} = 1,40m$$

**c) Formule Simplifiée**

$$R=1+0,3\sqrt{F} \dots\dots\dots (III. 59)$$

$$R=1+0,3.\sqrt{2,5} = 1,47m$$

Conclusion : On prend la valeur la plus proche à la moyenne. Donc : **R=1,42m**

### III.10.2 Tassement

Le tassement est calculé grâce aux formules suivantes :

- $T = 0.015 H_b \dots\dots\dots (III. 60)$

- $T = 0.001 H_b^{3/2} \dots\dots\dots (III. 61)$

D'où :

T=Tassement de la crête du barrage.

H<sub>b</sub>=Hauteur du barrage.

Les tassements sont estimés à 0,1 m.

**III.10.3 Largeur en crête :** La crête facilite la circulation sur le barrage une fois terminé. Elle est nécessaire dans la finition de l'ouvrage avec des équipements de compactage. Le niveau de la crête définit la hauteur maximale que le barrage doit atteindre à terme.

La largeur de la crête dépend de plusieurs facteurs, 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  $b=1,65H_b^{0,5}$  ..... (III. 62)
- Formule E.F.PREECE  $b=1,1H_b^{0,5}+1$  ..... (III. 63)
- Formule SIMPLIFIEE  $b=3,6.H^{1/3}-3$  ..... (III. 64)
- Formule pratique  $b=5/3\sqrt{Hb}$  ..... (III. 65)

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

$$H_b = NNR - C_f + h_{\text{dév}} + R + t \dots\dots\dots (III. 66)$$

Tableau III-42 : Variation de la hauteur du barrage

b	H	NPHE	q	V <sub>forcé</sub>	R	T	Cote de la crête	H <sub>b</sub>
(m)	(m)	(m)	(m <sup>3</sup> /s)	(m <sub>3</sub> )	(m)	(m)	(m)	(m)
5	0,89	835,89	0,30	512000	1,42	0,1	837,41	14,41
10	0,63	835,63	2,28	260000	1,42	0,1	837,15	14,15
12	0,58	835,58	4,27	220000	1,42	0,1	837,10	14,10
14	0,51	835,51	6,25	180000	1,42	0,1	837,03	14,03
16	0,5	835,5	8,53	134000	1,42	0,1	837,02	14,02
18	0,48	835,48	10,22	100000	1,42	0,1	837,00	14,00
20	0,42	836,42	12,20	60000	1,42	0,1	836,94	13,94
22	0,406	837,406	14,19	20000	1,42	0,1	836,93	13,93

Tableau III-43 : Résultats des largeurs en crête obtenues par les formules précédentes

Les formules utilisées	La largeur en crête							
	Les résultats obtenus							
	b=5m	b=10m	b=12m	b=14m	b=16m	b=18m	b=20m	b=22m
KNAPEEN	6,263483456	6,206720148	6,180345864	6,178142925	6,178142925	6,173734688	6,160491052	6,15828101
E .F.PREECE	5,175655637	5,137813432	5,130496338	5,120230576	5,11876195	5,115823125	5,106994035	5,105520673
Simplifiée	5,760397805	5,707389679	5,697121521	5,682705238	5,680641858	5,676512151	5,664099384	5,662027129
En pratique	6,326750965	6,269414291	6,258327785	6,2427736	6,240548409	6,236095645	6,222718234	6,220485869

On opte pour une largeur optimale égale à 6 m

### III.11 Calcul des coûts

#### III.11.1 Coût de la digue

Tableau III-44 : Coût de la digue

Largeur déversant (m)	Volume de la digue en (m <sup>3</sup> )	Cout de la digue en (millions DA)
5	58364,8156	20,42768546
10	56018,1426	19,60634991
12	54671,475	19,13501625
14	53788,481	18,82596835
16	52646,22	18,426177
18	51565	18,047750
20	51526,55	18,0234292
22	51447,5	18,006625

Pour les frais des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 3 et 2, 5 mètre. Le prix du mètre cube de remblai est estimé à 350 DA

#### III.11.2 Calcul du coût de l'évacuateur de crues

##### III.11.2.1 Coût du déversoir

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

Le coefficient de débit est  $m = 0.49$

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 :

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \left( \frac{X}{H} \right)^{1,80} \dots \dots \dots \text{(III. 67)}$$

**Avec :**

H : Charge sur le seuil;

Y : Ordonnée du profil (m);

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera

$$V_{\text{dev}} = S_{\text{dev}} * L \dots \dots \dots \text{(III. 68)}$$

S : Section transversale (m<sup>2</sup>).

L : Largeur déversante (m).

En fixant le mètre cube de béton à quinze mille dinars Algériens 22.000 DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes sera de:

Tableau III-45 : Coût de déversoir.

Largeur déversante (m)	Volume du béton (m <sup>3</sup> )	Coût du déversoir (millions DA)
5	18,1	0,398
10	35	0,770
12	40,8	0,898
14	46,62	1,026
16	52	1,114
18	52,4	1,152
20	54	1,188
22	59,3	1,305

**III.11.2.2 Calcul du coût du coursier**

Nous optons pour un coursier de section rectangulaire pour assurer les bonnes conditions de l'écoulement. La longueur approximative du coursier est 65,8m (selon le plan topographique). A cet effet, le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \times L_{\text{béton}} \dots\dots\dots (III.69)$$

L'épaisseur du radier et des murs bajoyers est de 0,5 mètre et le coût du mètre cube de béton est estimée 22000 DA/m<sup>3</sup>.

La largeur du coursier est donnée par :

$$b_{\text{cou}} = (Q_{e,\text{max}})^{0,4} \dots\dots\dots (III. 70)$$

Le Tableau ci-dessous, nous donne les résultats de calcul du coût du coursier pour les différentes largeurs déversantes.

Tableau III-46 : Coût de coursier.

Largeurs déversantes (m)	Débits déversants (m <sup>3</sup> /s)	largeur de coursier(m)	surface de béton (m <sup>2</sup> )	volume de béton (m <sup>3</sup> )	coût total Millions (DA)
5	0,30	0,62	0,31	20 ,40	0,448
10	2,28	1,39	0 ,70	46,06	1,01
12	4,260	1,79	0,90	59,22	1,30
14	6,25	2,08	1,04	68,43	1,51
16	8,53	2,36	1,18	77,64	1,71
18	10,22	2,53	1 ,27	83,57	1,83
20	12,2	2,72	1,36	89,496	1,97
22	14,19	2,88	1 ,44	94,75	2,08

### III.11.3 Ccoût total du barrage

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

Le tableau III-47 qui récapitule le coût total du barrage

Tableau III-47 : Coût Totale de la Retenue.

Largeur déversante (m)	Cout de la digue (millions DA)	Cout de l'évacuateur de crue		Coût total (millions de DA)
		Déversoir	coursier	
5	20,42768546	0,398	0,448	21,2736854
10	19,60634991	0,770	1,01	21,3863499
12	19,13501625	0,898	1,30	21,33301625
14	18,82596835	1,026	1,51	21,3619636
16	18,426177	1,114	1,71	21,250177
18	18,047750	1,152	1,83	21,02975
20	18,0234292	1,188	1,97	21,1814292
22	18,006625	1,305	2,08	21,391625

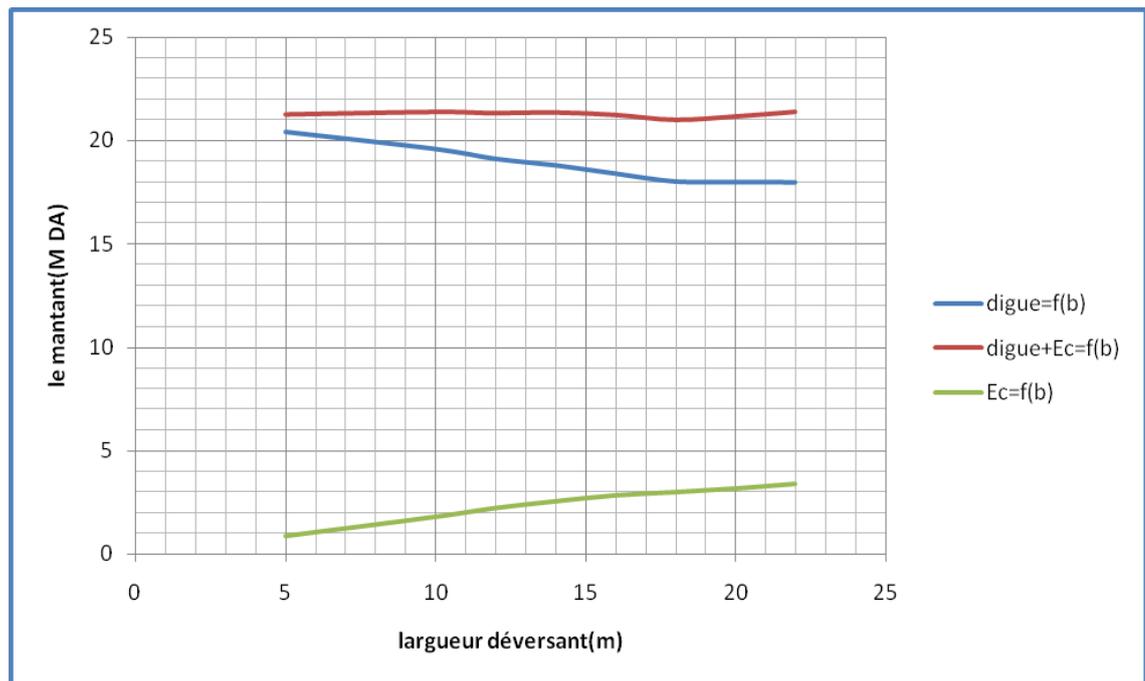


Figure III-22 : courbe d'optimisation des coûts en fonction de la largeur  $b$  du déversoir.

Après avoir tracé la courbe d'optimisation de la digue, 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 «  $b = 18 \text{ m}$  » Qui correspond  $H_b = 14,00 \text{ m}$ .

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

Tableau III-48 : Tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage

Dénomination	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm <sup>3</sup>	0.033
Volume utile	Mm <sup>3</sup>	0,427
Volume au NNR	Mm <sup>3</sup>	0.460
Cote du fond	m NGA	823
Cote NVM	m NGA	828,6
Cote NNR	m NGA	835.00
Cote en crête	m NGA	837,00
Largeur en crête	m	6

---

**Quatrième  
Chapitre :**

**Etude des variantes**

## Introduction

Les barrages en terre peuvent être construits en matériaux à caractéristiques variées, différemment des barrages en béton ou en enrochements, dont les matériaux constitutifs ont des caractéristiques comprises dans des fourchettes beaucoup plus étroites.

Le terme « terre » couvre toute la gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine aux éléments très grossiers. Dans certains cas on utilise même des roches altérées facilement compactables, telles que les latérites, les schistes et grés tendres...etc.

### IV.1 Choix du site du barrage

En plus de la topographie, la géologie et l'hydrologie, l'axe du barrage est, toujours choisi conformément et exclusivement aux conditions et critères économiques, sécuritaire et de facilités d'exécution de l'ouvrage. En d'autres termes le choix de l'axe est 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.

#### IV.1.1 Situation et choix de l'axe d'implantation

Le choix de l'axe du barrage de **Geurroudjia** est dicté par les contraintes topographiques. On cherche habituellement des sites présentant des triplets intéressants suivants :

- Surface de bouchures,
- Volume de cuvette,
- Déplacement de population ou d'infrastructures

### Sites étudiés

Au départ, nous avons analysé trois sites différents qui se situent sur l'Oued **Guerroudjia**. Cette analyse nous a permis d'écarter deux sites pour des raisons géologiques et pour le rendement hydraulique.

Finalement, le site retenu pour l'implantation de la digue, se situe à l'aval de l'Oued **Guerroudjia**, près d'une formation (rocheuse) calcaire. L'axe de la digue s'étend, de la rive droite à la rive gauche sur 169;5 mètres (de gauche comme de droite elle se termine à la côte 840 m NGA). Le fond du lit mineur de l'Oued est à la côte de 819,5 NGA.



Figure IV-01:Le site de la retenue où apparait le banc rocheux

L'axe de la digue se trouve, immédiatement, en amont de la confluence de l'Oued **Gueurroudjia** avec Oued Djédida et il est défini selon la carte d'Etat Major de Mansourah - feuille FN°114 à l'échelle 1/50.000 (voir Annexe C)

## IV.2 Choix du type du barrage

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

- La topographie du site

L'analyse du site, du point de vue topographique 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 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 le mieux à un barrage poids, mais un site encore plus étroit conviendrait 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 (Risques 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, que du type de barrage.

Le site doit être choisi dans la mesure des exigences citées, mais aussi proche que possible des zones d'emprunts. En se basant sur ces exigences, on peut déterminer la variante qui convient au site et le type de barrage à implanter.



Figure IV-02: Les environs du site d'implantation de la digue constituent d'excellentes zones d'emprunt

#### **IV.2.1 Conditions géotechniques et matériaux de construction pour la réalisation du barrage**

- **Conditions géotechniques sur le site d'implantation du barrage**
  - Morphologie douce à modérée - vaste cuvette plus au moins ouverte stable et étanche.
  - Conditions de fondation

- En fond de vallée : Le fond de la vallée (thalweg) de la retenue est comblé par une sédimentation alluviale : alluvions récentes et actuelles, formées par l'abondance de matériaux pulvérulents tels que les graviers et sables, faiblement argilo-limoneux (terrasses).
  - Au niveau de la rive gauche, on rencontre directement le substratum constitué de marnes bleuâtres, altérées en surface.
  - Au niveau de la rive droite, le substratum marneux est masqué par une couche d'argiles colluvionnaires renfermant parfois des débris graveleux.
  - Les argiles colluvionnaires situées sur les flancs de la cuvette, sont imperméables.
  - L'étanchéité de l'assiette du barrage collinaire Oued Gueurroudjia est totalement garantie par les marnes du substratum et les particules fines généralement argileuses colluvionnaires, qui sont imperméables et qui jouent le rôle d'un bon tapis étanche.
- **Matériaux de construction pour la réalisation du barrage**

#### **-Matériaux d'étanchéité**

Les matériaux destinés à l'étanchéité et la recharge de la digue (remblai), seront exploités des argiles qui se trouvent sur le flanc gauche de la cuvette du barrage collinaire (voir plan de prospection in situ **annexe A**).

#### **-Matériaux pour Rip-Rap**

Les matériaux rocheux nécessaires à la protection du talus amont de la digue (enrochement), seront exploités des bancs de calcaires situés dans la région. Ils sont constitués de calcaires en bancs épais, de bonnes propriétés géotechniques surtout à l'état saturé. Ces calcaires seront exploités en blocs de 200 à 300 mm de diamètre pour la protection du parement amont de la digue vis à vis les mouvements des vagues.

En se basant sur l'étude géologique, la fondation est de bonne qualité, elle favorise l'implantation de tous types de digues, mais les dimensions de la digue nécessitent un volume de matériaux importants, une solution qui n'est pas économique pour une digue en béton, d'où l'exclusion de la variante digue en béton.

De ce fait ; Nous avons les variantes suivantes :

- Barrage zoné a noyau d'argile.
- Barrage en terre homogène.
- Barrage en enrochement avec masque en béton.

### **IV.3 Variantes à choisir**

Pour notre cas, les conditions topographiques, géotechniques, et géologiques du site permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux, ce qui nous donne le choix de trois variantes :

#### **- Barrage en terre homogène**

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

Le drain vertical placé au centre de la digue constitue une solution plus efficace pour intercepter les eaux d'infiltration. Le drain est constitué de matériaux grossiers.

#### **- Barrage zoné a noyau d'argile**

L'hétérogénéité des matériaux, disponibles sur place et leurs caractéristiques géotechniques ne permettant souvent, pas d'envisager une digue homogène. Car ceci constitue un massif en plusieurs zones où chacune est composée de matériau différent, selon le rôle et la fonction que doit jouer chaque zone.

La fonction d'étanchéité est assurée par un noyau étanche réalisé 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.

#### **- Barrage en enrochement avec masque en béton**

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés tel le que manque de matériaux convenables, la difficulté de mise en œuvre etc. pour éviter toutes ces difficultés nous pouvons prévoir un barrage avec masque en béton

Le masque en béton est une paroi étanche plaquée sur le talus amont du barrage.

Il présente l'avantage de la possibilité d'être réparé aisément, il est par contre plus exposé à l'agression extérieure mécanique, thermique, abrasivité...etc.

## IV.4 Définition de profil général du barrage

### IV.4.1 Hauteur de barrage

#### IV.4.1.1 Calcul de la revanche

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

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

#### a) Formule de STEVENSON GAILLARD

$$R = 0,75 + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (IV.01)$$

$$H = 0,75 + 0,34\sqrt{F} + 0,26\sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (IV.02)$$

**Avec :**

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

F : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment suivant la direction du barrage appelée Fetch qui doit être inférieure à 18 kilomètres.

F = 2,5km].

A.N:

$$H = 0,75 + 0,34\sqrt{2,5} + 0,26\sqrt[4]{2,5} = 0,96\text{m}$$

$$V = 1,5 + 2.H = 1,5 + 2.0,96 = 3,42\text{m/s}$$

Donc :

$$R = 0,75 + \frac{3,42^2}{2.0,81} = 1,36\text{m}$$

#### b) Formule de MALLET et PAQUANT

$$R = 0,75 + \frac{V^2}{2g}$$

$$H = 0,5 + 0,33\sqrt{F} \dots\dots\dots (IV.03)$$

Donc :

$$H=0,5+0,33\sqrt{2,5}=1,02\text{m}$$

$$V=1,5+2.H=1,5+2.1,02=3,54\text{m/s}$$

$$R = 0,75 + \frac{3,54^2}{2.9,81} = 1,40\text{m}$$

**c) Formule Simplifiée**

$$R=1+0,3. \sqrt{F} \dots\dots\dots (IV.04)$$

$$R=1+0,3. \sqrt{2,5}=1,47\text{m}$$

Tableau IV-01 : Récapitulation des résultats de calcul de la revanche

<b>Formules utilisées :</b>	<b>Valeurs :</b>
Formule de STEVENSON GAILLARD	<b>1,35m</b>
Formule de MALLET et PAQUANT	<b>1,38m</b>
Formule Simplifiée	<b>1,47m</b>

Il est prudent d’adopter comme valeur minimale de la revanche de 1 à 2 m pour les ouvrages de 10 à 20 m de hauteur

**Conclusion :** On prend la valeur la plus proche à la moyenne donc : R=1,42m

Donc :

$$H_b = C_{NNR}-C_f+h_{dév}+R+t \dots\dots\dots (IV.05)$$

$$H_b = 835-823+0.48+1.42+0.1= 14,00\text{m}.$$

On admet une valeur de t =0.1 mètre pour le tassement des petits barrages.

**IV.4.2 Largeur en crête :** Différentes formules sont utilisées pour le calcul de la largeur en crête :

**1) Formule de KNAPEN T**

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

**2) Formule de E- F-PREECE**

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

**3) Formule Anonyme (simplifiée)**

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots (IV. 08)$$

**4) Formule pratique**

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (IV. 09)$$

**Avec :**

Hb : Hauteur du barrage [m];

Tableau IV-02: Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.

Formules	bcr -m-
KNAPPEN	6,17
PREECE	5,12
SIMPLIFIEE	5,68
PRATIQUE	6,25

On opte pour une largeur de crête égale à : bcr = 6 m.

**IV.4.3 longueur en crête**

La longueur en crête est obtenue à partir du plan de l'aménagement, elle est égale à :

**L = 163m.****IV.4.4 Pentés des talus**

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimales, comme le montre le tableau ci après :

Tableau IV-03 : Valeurs indicatives des pentes des talus.

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

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

#### IV.4.5 Bermes

Pour une digue qui dépasse les 15m de hauteur, on est contraint de prévoir des bermes, qui auront un rôle dans la réalisation et la répartition des talus. En outre elles assurent une stabilité à la digue et réduisent la vitesse des eaux qui glissent sur la surface du talus aval, contribuant ainsi à éviter l'érosion. Elles servent d'appui aux revêtements des talus « amont et aval » et à l'accès pour la réparation des talus, Etant donné que notre digue n'atteint pas 15 m, il ne sera pas prévu de bermes dans notre cas.

#### IV.5 Barrage en terre homogène

##### A) Pentes des talus

Fruits des talus d'après le tableau IV-03 on à :

Parement amont  $m_1 = 3$

Parement aval  $m_2 = 2.5$

**B) Protection des talus**

Les talus de tous les barrages sont sensibles à l'érosion du ruissellement des eaux de pluies. Les parements amont sont vulnérables aux attaques des vagues. Il y a lieu, donc de prévoir une protection des talus.

**1- le talus aval**

Il sera protégé contre l'érosion par un enrochement à réaliser, immédiatement, après l'achèvement des travaux de terrassements tout en ayant soins, de recouvrir le parement d'une couche d'enrochement d'épaisseur de 30 cm pour plus de sécurité.

**2- le talus amont :** Il sera protégé par un parement en rip-rap d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues  $h_v$  et leur vitesse de propagation  $V$  par la formule suivante :

**1 – Première méthode**

$$e = C \cdot V^2 \dots\dots\dots (IV. 10)$$

**D'où**

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

V : Vitesse de propagation des vagues en [m/s];

C : Coefficient dont la valeur dépend de la pente du talus et du poids spécifique  $\theta$  du matériau d'enrochement.

Tableau IV-04 : Valeur de C

Pentes des talus	Valeur de C en fonction du poids spécifique		
	$\delta = 2,5$	$\delta = 2,65$	$\delta = 2,80$
1 :3	0,028	0,025	0,023

On à un poids spécifique du Rip rap  $\theta = 2,65 \text{ KN/m}^3$ .et une pente égale a 1/3,

D'où La valeur de C est donnée 0.025.

Donc, nous obtenons une épaisseur d'enrochement  $e=0.30 \text{ m}$

50% des enrochements doivent avoir un poids unitaire "W" tel que

$$W \geq 0,52.e^3. \delta \dots\dots\dots (IV. 11)$$

$W = 0.0157 \text{ tonne}$ .

Le diamètre moyen d'une pierre réduite en sphère.

$$D_P = \sqrt[3]{\frac{W}{0,524.\delta}} = \sqrt[3]{\frac{0.0168}{0,524.2,65}} = 0.22\text{cm}$$

On opte pour un diamètre égal à 0,25 cm

## 2 – Deuxième méthode

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

Tableau IV-05 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'enrochement (m)	Dmin(m)
0,0 ÷ 0,3	0,30	0,20
0,3 ÷ 0,6	0,35	0,25
0,6 ÷ 1,2	0,40	0,30
1,2 ÷ 1,8	0,45	0,35
1,8 ÷ 2,4	0,50	0,40
2,4 ÷ 3,0	0,55	0,45

Pour notre cas,  $0.6 < H < 1.2$  m  $e = 0,40$  m.

$D_{min} = 0,30$  m

Nous prenons une épaisseur égale à 0,4 m.

**$e = 0,40$ m**

**Conclusion** : En analysant les résultats obtenus, on opte ensuite pour le dimensionnement de la digue homogène pour une épaisseur de couche  $e = 40$  cm et un diamètre moyen de 30 cm. Donc, une protection du talus amont d'une épaisseur de 40 cm d'enrochement.

### C) Drainage de la digue

Le drainage interne est d'une importance vitale pour la fiabilité et la sécurité des barrages en remblai, tout au long de leur vie. Il constitue le paramètre le plus significatif du point de vue stabilité sous chargements statique et dynamique.

Dans le cas où un système de drainage, bien adapté pour le remblai, n'est pas utilisé, les résurgences sur le talus aval peuvent provoquer une érosion entraînant la rupture du barrage.

De ce fait, il convient de concevoir un système de drainage parfait, qui pourra constituer une bonne avant-garde pour construire des barrages dans des conditions sûres et économiques. Cependant, ceci doit se faire tout en assurant leur protection par des filtres aux interfaces entre zones de matériaux présentant des granulométries et perméabilités largement différentes.

### C.1 But du drainage

Quelque soit le dispositif d'étanchéité utilisé, un barrage en remblai et sa fondation sont le siège d'infiltrations d'eau structurelles ou accidentelles. La fonction de drainage est d'intercepter les débits d'infiltration afin d'éviter que leur résurgence incontrôlée à l'aval ne nuise pas à la stabilité de l'ouvrage. En effet, le drainage dans les barrages en remblai vise à répondre d'une manière, aussi efficace, que possible aux objectifs suivants :

- a) Baisse de la ligne de saturation.
- b) Réduction de la pression de courant avec modification du réseau de d'écoulement.
- c) Réduction de la pression interstitielle : Contrôle des percolations et de la non migration des éléments du remblai

#### C.1.1 Calcul des drains

Le système de drainage de la digue est constitué d'un Tapis filtrant réalisé, en bas de la partie aval de la digue arrêté, combiné avec un filtre vertical arrêté sans oublier le prisme de drainage

#### -Dimensionnement du Drain Tapis

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

$$L_d = \frac{Lb}{3} \dots\dots\dots (IV. 12)$$

**Avec :**

Lb : Longueur transversale du barrage [Lb= 82m].

Donc :  $L_d = \frac{Lb}{3} = 27,22 \text{ m}$

La largeur du drain est déterminée par la formule suivante :

$$l_d = 1/2 * (\sqrt{L^2 - H^2} - L) \dots\dots\dots (IV. 13)$$

$l_d$  : Largeur du drain nécessaire (m) ;

L : Distance horizontale entre la retenue et le drain (44,5m);

H : différence de charge entre la retenue et le drain (12m).

**Donc :**  $l_d = 1/2 * (\sqrt{44,5^2 - 12^2} - 44,5) = 0,80\text{m}$

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

### - Dimensionnement du drain vertical

Le drain vertical, placé au centre du barrage, constitue une solution pour la variante I (digue homogène avec drain vertical).

La largeur minimale du rideau constituant le drain est de 1m, nous prenons une largeur de **1 m**.

L'eau de percolation interceptée par ce drain est évacuée par un drain tapis filtrant pour drainer les fondations, en assurant le lien entre le drain vertical et le drain tapis filtrant.

Le niveau du drain vertical est aux points les plus hauts de saturation de remblai  $N_{dr} = 830\text{ m}$

### - Dimensionnement du drain prisme

- **Fruits des talus :**

$m_1 = (1 \div 2)$  on prend  $m_1 = 1,5$

$m_2 = (1,5 \div \square 2, 5)$  on prend  $m_2 = 1,5$

- **Hauteur:**  $H_{dr} = (0,15 \div 0,2) H_b \dots\dots\dots (IV. 14)$

**Avec :**  $H_b$  : Hauteur du barrage ( $H_b = 14,00\text{m}$ )

On prend  $H_{dr} = 0.2 H_b$

On aura :  **$h_{dr} = 3.00\text{m}$**

- **largeur au sommet :**

On va prendre :  **$b_{dr} = 2\text{ m}$**

- **largeur en base du drain :**

Elle est exprimée par :  $B = b_{dr} + (m_1 + m_2) h_{dr} \dots\dots\dots (IV. 15)$

$$\mathbf{B = 11.00\text{ m}}$$

#### IV.6 Barrage zoné a noyau d'argile

Fruits des talus d'après le tableau II.03 on à :

Parement amont  $m1 = 3$

Parement aval  $m2 = 3$

##### A) le talus aval

Il sera protégé contre l'érosion par un enrochement à réaliser au fur à mesure que les travaux de terrassement. Un enrochement de pierres reposant sur un filtre (lit de gravier et sable) d'épaisseur (0,3 m) doit être réalisé.

**Remarque : Nous avons évité** d'herber le parement du talus aval car les racines de la végétation risquent de favoriser des fissures au niveau du talus.

##### B) le talus amont

Il sera protégé par un parement en rip-rap d'enrochement en fonction de la hauteur de vagues et leur vitesse de propagation  $V$  par la formule IV-10 :

$$e = C \cdot V^2$$

D'où

$e$  : Epaisseur de l'enrochement en [m];

$V$  : Vitesse de propagation des vagues en [m/s];

$C$  : Coefficient dont la valeur dépend de la pente du talus et du poids spécifique  $\theta$  du matériau d'enrochement.

Tableau IV-06 : valeur de c en fonction du poids spécifique

Pentes des talus	Valeur de C en fonction du poids spécifique		
	$\delta = 2,5$	$\delta = 2,65$	$\delta = 2,65$
1 :3	0,028	0,025	0,023

Nous avons un poids spécifique du Rip rap  $\theta = 2,65 \text{ KN/m}^3$ . et une pente égale a 1/3, D'où la valeur de C est donnée 0.025. Donc nous obtenons une épaisseur d'enrochement  **$e=0.30 \text{ m}$**

**C. Etanchéité du barrage**

**C-1 Noyau**

L'étanchéité du barrage de la variante II est assurée par un noyau imperméable qui empêchera l'eau de passer à travers le corps de la digue, limitant ainsi, sensiblement le débit de fuite. Il est impératif de descendre le noyau jusqu'au substratum pour permettre une bonne étanchéité. Il n'existe pas de règles générales pour le dimensionnement du noyau.

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

$$I = \frac{\Delta H}{b_{moy}} \leq I_{adm} \dots \dots \dots (IV. 16)$$

I<sub>adm</sub>: Gradient admissible dépendant de la classe du barrage et du type de matériau.

b<sub>moy</sub>: Largeur moyenne du noyau.

ΔH: La différence de charge d'eau

Le tableau suivant permet de choisir les valeurs de gradient hydraulique admissible

Tableau IV-07 : Valeur de I<sub>adm</sub> en fonction du type d'ouvrage.

Type de sol :	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.5	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.70	0.80	0.90	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 IV<sup>ème</sup> classe. Alors, on prend I<sub>adm</sub>=1,95

$$I_{adm} = \frac{\Delta H}{b_{moy}} = \frac{H1 - H2}{b_{moy}} \leq I_{adm} \dots \dots \dots (IV. 17)$$

H<sub>2</sub> : Hauteur d'eau à l'aval (H<sub>2</sub>= 0).

H<sub>1</sub> : Hauteur d'eau à l'amont (H<sub>1</sub>=12.48 m)

$$b_{moy} = \frac{H1}{I_{adm}} = \frac{12,48}{1,95} = 6,40m$$

-La largeur en crête du noyau est donnée par la formule suivante :

$$L_{n,s} = \frac{1}{6} \times Hb \dots\dots\dots (IV. 18)$$

$L_{n,s} = 2.33 \text{ m}$  . On adopte pour  $L_n = 3 \text{ m}$

D'où les pentes des talus d u noyau :

$$b_{base} = L_n + 2.m_n.H_n \dots\dots\dots (IV. 19)$$

$m_n$  : Fruit du noyau (On prend une pente du noyau égale a  $m_1 = m_2 = 0,40$ )

$H_n$  : Hauteur du noyau,  $H_n = H_b - 1 = 13 \text{ m}$

$b_{base} = 3 + 2.0,40.13 = 8,2 \text{ m}$

-La cote en crête du noyau :

$$N_{CN} = C_{fond} + 13,52$$

$$N_{CN} = 823 + 13,52 = 836,52 \text{ mNGA}$$

**B. Drains**

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

**B.1 Dimensionnement Du Drain Tapis**

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

$$L_d = \frac{L_b}{3} \dots\dots\dots (IV. 20)$$

**Avec :**

$L_b$  : Longueur transversale du barrage [ $L_b = 82 \text{ m}$ ].

Donc :  $L_d = \frac{82}{3} = 27,22 \text{ m}$

La largeur du drain est déterminée par la formule suivante :

$$l_d = 1/2 * (\sqrt{L^2 - H^2} - L) \dots\dots\dots (IV. 21)$$

$l_d$  : Largeur du drain nécessaire (m) ;

L : Distance horizontale entre la retenue et le drain (44,5m);

H : Différence de charge entre la retenue et le drain (12m).

**Donc :**  $l_d = 1/2 * (\sqrt{37,5^2 - 12^2} - 44,5) = 0,80\text{m}$

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

#### - Dimensionnement du drain prisme

- **Fruits des talus :**

$m_1 = (1 \div \square 2)$  on prend  $m_1 = 1,5$

$m_2 = (1,5 \div \square 2, 5)$  on prend  $m_2 = 1,5$

- **Hauteur:**  $H_p = (0,15 \div 0,2) H_b$

**Avec :**

$H_b$  : Hauteur du barrage ( $H_b = 14,00\text{m}$ )

On prend  $H_p = 0.2 H_b$

- On aura :  **$h_{dr} = 3.00\text{m}$**

- **largeur au sommet :**

On va prendre :  **$b_{dr} = 2\text{ m}$**

- **largeur en base du drain :**

Elle est exprimée par :  $B = b_{dr} + (m_1 + m_2) h_{dr}$

$$\mathbf{B = 11.00\text{ m}}$$

#### IV.7 Barrage en enrochement a masque en béton

Pour un barrage zoné d'une hauteur de 14 m on prend les pentes des talus amont et aval ( $m_1 = 2,5$  et  $m_2 = 2,5$ ),

#### **IV.8 Fixation du choix définitif du type de barrage**

Du moment que l'on dispose de sols fins, de qualité satisfaisante et en quantité suffisante (1,5 à 2 fois le volume du remblai), de là, la solution barrage en terre homogène ou pseudo-zoné s'impose et se présente comme la plus économique.

Le barrage pseudo-zoné est une variante du barrage homogène qui consiste à répartir les matériaux dans le corps du barrage en fonction de leur granularité ou de leur humidité, mais sans que des filtres de séparation ne soient nécessaires. Il ne s'agit, donc pas, de véritables zones délimitées avec précision.

Par exemple, on peut réaliser un barrage homogène où les matériaux les plus fins sont placés à l'amont et les plus grossiers à l'aval, ou bien où les matériaux les plus humides sont placés au centre. Les barrages pseudo-zonés sont drainés exactement de la même manière que les barrages homogènes, le drain ne constituant pas une séparation entre deux zones réputées différentes, contrairement à la plupart des barrages zonés.

Si l'on dispose de matériaux fins en quantité limitée et suffisamment de matériaux grossiers exploitables, on peut envisager la construction d'un barrage en terre zoné avec noyau ou massif amont assurant étanchéité et recharges stabilisatrices grossières.

Ce type de solution présente, toutefois, l'inconvénient d'une mise en œuvre par zone qui sera d'autant plus compliquée et onéreuse que le site est étroit et qu'il peut entraver l'évolution des engins. L'autre inconvénient consiste en la nécessité de séparer, par des filtres de transition, les différentes zones. Par contre, et surtout pour les ouvrages relativement importants, les matériaux grossiers peuvent permettre un raidissement des talus.

Si l'on ne dispose pas de matériaux fins susceptibles d'assurer l'étanchéité du barrage, ou bien si l'exploitation d'une zone d'emprunt très hétérogène constituée de matériaux fins à grossiers est trop complexe, on peut recourir à une étanchéité artificielle.

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

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

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

#### IV.9 Etude comparative

Une étude de comparaison/approximation des différents volumes de chacun des types de barrage choisis, paraît nécessaire pour faire le choix du type de retenue en fonction du coût et la disponibilité des matériaux de construction.

##### IV.9.1 Calcul des volumes

Le coût du barrage est déterminé de la manière suivante :

Après avoir tracé le profil longitudinal du barrage, nous avons choisi des sections en travers du barrage et sur chaque coupe, la hauteur de la digue est déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi} \dots\dots\dots (IV. 22)$$

Où :

$N_{cr}$  : Côte de la crête du barrage.

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

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

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_{pi}}{2} \times H_{bi} \dots\dots\dots (IV. 23)$$

$b_{cr}$  : Largeur en crête du barrage.

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

Où :  $m_1, m_2$  : Fruit du talus amont et aval.

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

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i \dots\dots\dots (IV. 24)$$

**Avec :**

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

En effectuant le même calcul, nous aurons le volume de chaque matériau de construction pour les trois variantes.

Sur la base du volume de différents matériaux utilisés pour la construction du barrage pour les différentes variantes, et les prix unitaires pratiqués par l'Agence Nationale des Barrages et des Transferts (ANBT), nous déterminons les coûts des différentes variantes.

Le tableau suivant donne les différents coûts des variantes :

Tableau IV -08 : Coûts des variantes étudiant.

variante	Matériaux	Quantité (m <sup>3</sup> )	Prix unit (DA)	Coût (106 DA)	Totale (106 DA)
Homogène	Recharge	18412.5	800	14.73	17,12
	Enrochement	940.16	2050	1.93	
	Drain	760	600	0.456	
Zoné	Recharge	13176,253	800	10.54	18,37
	Noyau	13794,780	500	6.90	
	Rip-Rap	773.56	1200	0.929	
Avec masque	Recharge	15128,154	1100	16.64	41,22
	Béton	2048,154	12000	24,58	

**Conclusion :**

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

Le choix de la variante à retenir est le résultat d'une comparaison entre les différentes variantes, ceci d'après les avantages et les inconvénients que présente chacune d'elles, ainsi que d'autres considérations. Du point de vue technique les deux autres variantes sont faisables, mais du point de vue économique, la digue homogène est la plus faisable.

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

---

**Cinquième  
Chapitre :**

**Etude détaillée de la  
variante choisie**

## NVariante choisie

### V.1 Conception de la Digue

**V.1.1 Revanche du barrage :** Un barrage en remblai ne supporte pas la sur verse, ni le déferlement des vagues, et par conséquent le talus aval et la crête du barrage seraient alors assez rapidement érodés, le phénomène peut facilement aller jusqu'à l'ouverture d'une brèche.

Le risque de déferlement des vagues doit être circonscrit par l'adaptation d'une revanche suffisante entre le NPHE et la côte de la crête.

Le dimensionnement de la revanche tient compte de la hauteur potentielle des vagues (elle même dépendant du vent et de la longueur du plan d'eau) et de l'effet de projection de l'eau vers la crête lorsque les vagues viennent buter contre le talus amont. Pour notre cas nous avons opté pour une revanche  $R = 1,42$  m

**V.1.2 Hauteur du barrage :** Elle est obtenue par la relation suivante:

$$H_b = C_{NNR} - C_f + h_{dév} + R + t \dots\dots\dots (V. 01)$$

$C_{NNR}$  : La cote au niveau normal de la retenue déterminée [m] ;

$C_f$  : La cote d'eau correspond au volume forcé en [m] ;

$R$  : Revanche du barrage en [m];

$t$  : Tassement [m].

$$H_b = 835 - 823 + 0.48 + 1.42 + 0.1 = 14,00\text{m.}$$

**V.1.3 Largeur en crête :** La largeur du couronnement est fixée à 6 m

**V.1.4 Classification de l'ouvrage :** La classification est basée sur la constitution de l'ouvrage et sa fondation et en particulier sur les risques attendus à l'aval en cas de rupture de l'ouvrage.

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

Tableau V-01 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation

Type de sol de fondation	Classe des barrages			
	I	II	II	IV
	Hauteur de barrage(m)			
Sol rocheux	>100	70÷100	25÷70	<25
Sols sablonneux, pierreux, terrain argileux non plastique	75	35÷75	15÷35	<15
Terrain argileux plastique	>50	25÷50	15÷25	<15

D'après le tableau V-01 Guerroudjia est classée dans la quatrième catégorie d'ouvrage.

**V.1.5 Bermes :** Etant donné que notre digue n'atteint pas 15 m, il ne sera pas prévu de bermes dans notre cas.

**V.1.6 Pentes des talus :** Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimales, comme montre le tableau ci après :

Tableau V-02 : Valeurs indicatives des pentes des talus

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

Pour les talus on prend

Le fruit amont est :  $m_1=3,0$

-Le fruit aval est :  $m_2=2.5$

**V.1.7 Protection des talus**

Les talus de tous les barrages sont sensibles à l'érosion par le ruissellement des eaux de pluies. Les parements amont sont vulnérables aux attaques des vagues. Il y a donc lieu de prévoir une protection des talus.

**1- Talus aval**

Le talus aval sera protégé contre l'érosion par un enrochement à réaliser, immédiatement, après l'achèvement des travaux de terrassement tout en ayant soins, de recouvrir le parement d'une couche d'enrochement d'épaisseur de 30 cm pour plus de sécurité.

**Remarque :** Il y a lieu d'éviter d'herber le parement du talus aval, car notre région est située en zone semi aride ou les chances de reprise ou de survie d'un tapis herbacé sont très aléatoires voire nulles.

**Rigole sur berme :** La rigole sur berme aval a pour but de collecter et véhiculer les eaux de précipitations vers le pied de la digue pour finir dans le lit de l'Oued.

**2- Talus amont :** sera protégé par un parement en rip-rap d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues  $h_v$  et leur vitesse de propagation  $V$  par la formule suivante :

**1 – Première méthode**

$$e = C \cdot V^2 \dots\dots\dots (V. 02)$$

D'où

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

$V$  : Vitesse de propagation des vagues en [m/s].

$C$  : Coefficient dont la valeur est fonction de la pente du talus et du poids spécifique  $\theta$  du matériau d'enrochement.

Tableau V-03 : La valeur de C

Pentes des talus	Valeur de C en fonction du poids spécifique		
	$\delta = 2,5$	$\delta = 2,65$	$\delta = 2,80$

1 :3	0,028	0,025	0,023
------	-------	-------	-------

On à un poids spécifique du Rip rap  $\theta = 2,65 \text{ KN/m}^3$ .et une pente égale a 1/3,  
D’où la valeur de C est donnée 0.025.

Donc, nous obtenons une épaisseur d'enrochement  $e=0.30\text{m}$

50% des enrochements doivent avoir un poids unitaire "W" tel que

$$W \geq 0,52.e^3 . \delta \dots\dots\dots (V. 0 3)$$

$W = 0.0157$  tonne.

Le diamètre moyen d'une pierre réduite en sphère.

$$D_p = \sqrt[3]{\frac{W}{0,524.\delta}} = \sqrt[3]{\frac{0.0168}{0,524.2,65}} = 0.22\text{cm}$$

On opte pour un diamètre égal à 0,25cm

**2 – Deuxième méthode**

Les ingénieurs de l'U.S.Army utilisent de préférence, le tableau qui donne l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement, ainsi que, les dimensions minimales des bloques en fonction de la hauteur des vagues.

Tableau V-04 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'enrochement (m)	Dmin(m)
0,0 ÷ 0,3	0,30	0,20
0,3 ÷ 0,6	0,40	0,25
0,6 ÷ 1,2	0,45	0,30
1,2 ÷ 1,8	0,45	0,35
1,8 ÷ 2,4	0,55	0,40
2,4 ÷ 3,0	0,70	0,45

Pour notre cas,  $0.6 < H < 1.2 \text{ m}$   $e = 0,45 \text{ m}$ .

$D_{min} = 0,30 \text{ m}$

Nous prenons une épaisseur égale à 0,45 m.

**e =0,40m**

**Conclusion :** En analysant les résultats obtenus, on opte ensuite pour le dimensionnement de la digue homogène pour une épaisseur de couche  $e = 40 \text{ cm}$  et un diamètre moyen de 30 cm.

## V.1.8 Drainage de la digue

### V.1.8.1 Constitution et fonctionnement des filtres et drains :

**V.1.8.1.1 Filtres** : Lorsque le matériau constitutif du drain ne respecte pas les conditions de non entraînement des particules fines du massif à drainer, on interpose, alors un filtre sur les deux cotés du drain,

La fonction principale du filtre est de retenir les particules du sol drainé tout en permettant à l'eau du sol de s'écouler dans la zone drainante constituée de matériaux grossiers.

Ils peuvent être situés

- Entre deux couches de sol adjacentes dont les granulométries sont assez différentes pour que les éléments de l'un des sols puissent migrer dans l'autre sol ;
- Entre un sol à granulométrie fine, qui doit être drainé, et les matériaux relativement grossiers et perméables constituant les drains;
- A l'interface entre un remblai de granulométrie fine et une fondation très perméable où l'écoulement peut éroder les particules fines du remblai ;
- Sous et au-delà du pied aval du barrage ;
- Sous les recharges drainantes.

Les filtres peuvent être constitués des couches successives de matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et les éléments fins du milieu à drainer.

### V.1.8.1.2 Drains

La fonction principale des drains est la maîtrise des percolations d'eau dans le corps du barrage. Le drain permet l'abaissement de la ligne de saturation, la diminution de la pression d'écoulement et de la pression interstitielle ainsi que l'accélération de la consolidation.

Le matériau utilisé pour un drain doit avoir une perméabilité plus élevée que celle du sol drainé. Le gravier, de granulométrie fine à grossière est un matériau idéal, si elle est bien appropriée, la roche exploitée peut être également utilisée.

Ces matériaux sont disposés en bandes, en couches minces ou en cheminée.

Ils doivent être inaltérables, parfaitement propres et par conséquent soigneusement lavé si nécessaire. Leur granulométrie est adaptée de façon à respecter les règles de non entraînement des fines particules du matériau adjacent.

### A) Règles générales de dimensionnement des drains et filtres

Dans les passages ultérieurs, nous avons fait allusions à plusieurs reprises aux conditions de non entraînement des fines particules encore dénommées "conditions de filtres", la référence usuelle en la matière est celle des règles de TERZAGHI.

Elles s'énoncent comme suit : Soit  $d_x$  la dimension caractéristique du matériau fin à drainer, c'est-à-dire le diamètre du tamis pour lequel on enregistre  $x\%$  en poids dépassant lors du tamisage granulométrique

Soit  $D_x$  celle relative au matériau adjacent (plus grossier) constitutif du filtre ou du drain.

Condition de perméabilité  $\frac{D_{15}}{d_{85}} > 5$  ;

Condition de non entraînement des fines  $\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$  ;

Ces deux conditions se réunissent dans la formulation suivante :

$$4 \cdot d_{85} > D_{15} > 5 \cdot d_{15}$$

Le plus souvent, pour les petits barrages, on peut choisir un matériau drainant suffisamment perméable et satisfaisant directement à cette double condition, la mise en place d'un filtre est alors inutile. En outre, pour s'assurer de la stabilité interne du matériau filtrant ou drainant on doit s'assurer de la condition d'uniformité à savoir :

$$2 < \frac{D_{60}}{D_{10}} < 8$$

Ces règles étant établies, dimensionnons à présent ces différents composants du système de drainage à savoir les filtres et les drains.

**V.1.8.1.3 Calcul des drains :** Le système de drainage de la digue est constitué d'un tapis filtrant réalisé, en bas de la partie avale de la digue, combiné avec un filtre vertical sans oublier le prisme de drainage.

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

$$L_d = \frac{L_b}{3} \dots\dots\dots (V.04)$$

Avec :

$L_b$  : Longueur transversale du barrage [ $L_b=82\text{m}$ ].

$$\text{Donc : } L_d = \frac{82}{3} = 27,22 \text{ m}$$

La largeur du drain est déterminée par la formule suivante :

$$l_d = 1/2 * (\sqrt{L^2 - H^2} - L) \dots\dots\dots (V. 05)$$

$l_d$  : Largeur du drain nécessaire (m) ;

$L$  : Distance horizontale entre la retenue et le drain (44,5m);

$H$  : différence de charge entre la retenue et le drain (12m).

$$\text{Donc : } l_d = 1/2 * (\sqrt{44,5^2 - 12^2} - 44,5) = 0,80\text{m}$$

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

**-Dimensionnement du drain vertical :**

Le drain vertical, placé au centre du barrage, constitue une solution pour la variante I (digue homogène avec drain vertical).

La largeur minimale du rideau constituant le drain est de 1m.

L'eau de percolation interceptée par ce drain est évacuée par un drain tapis filtrant pour drainer les fondations, en assurant le lien entre le drain vertical et le drain tapis filtrant.

Le niveau du drain vertical est aux points les plus hauts de saturation de remblai  
N<sub>dr</sub>=830 m

### **-Dimensionnement du drain prisme**

#### **Fruits des talus :**

m<sub>1</sub> = (1 ÷ 2) on prend m<sub>1</sub>=1,5

m<sub>2</sub> = (1,5 ÷ □2, 5) on prend m<sub>2</sub>=1,5

**Hauteur:** H<sub>dr</sub> = (0,15 ÷ 0,2) H<sub>b</sub> ..... (V. 06)

Avec : H<sub>b</sub> : Hauteur du barrage (H<sub>b</sub>= 14,00m)

On prend : H<sub>dr</sub> = 0.2 H<sub>b</sub>

On aura : h<sub>dr</sub>=3.00m

#### **Largeur au sommet :**

On va prendre : b<sub>dr</sub> = 2 m

#### **Largeur en base du drain :**

Elle est exprimée par : B=b<sub>dr</sub> + (m<sub>1</sub> +m<sub>2</sub>) h<sub>dr</sub> ..... (V. 07)

$$\mathbf{B= 11.00\ m}$$

### **V.1.8.1.4 Calcul des filtres**

Règles des filtres : Il est primordial que les filtres aux sols doivent vérifier les conditions de l'absence du renard.

#### **Condition 1**

$$\frac{D_{5}}{D_{17}} \geq 0,32\sqrt{\eta} \cdot (1 + 0,05) \frac{\eta}{1 - \eta} \dots\dots\dots (V.08)$$

#### **D'où**

η: Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre, η = D<sub>60</sub>/D<sub>10</sub>

n : Porosité du sol en fonction d'unité n = no -0,1Log η;

no = 0,4 pour les sols caillouteux ;

no = 0,45 pour les sols argileux.

#### **Condition 2**

#### **Condition de (TERZAGHI, 1942)**

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \dots\dots\dots (V.09)$$

$D_{15}$  : Diamètre de filtre.

$d_{85}$  : Diamètre du sol à protéger.

## B) Détermination de la courbe granulométrique des Filtres

Selon les critères

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40 \dots\dots\dots (V.10)$$

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58 \dots\dots\dots (V.11)$$

On trace les limites des couches de filtres avec :

$D_{15}, D_{50}$  : Diamètre de filtre.

$d_{15}, d_{50}$  : Diamètre du sol à protéger.

Granularité du sol protégé :  $d_{15} = 0,00087\text{mm}$ ;

$d_{50} = 0,072\text{mm}$ ;

$d_{85} = 3,1 \text{ mm}$ .

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

$-0,0104 \text{ mm} < D_{15} < 0,0348 \text{ mm}$  ;

$-0,864 \text{ mm} < D_{50} < 4,176\text{mm}$ .

La courbe granulométrique moyenne est :  $D_{15} = 0,0226 \text{ mm}$  ;  $D_{50} = 2, 52\text{mm}$ .

La deuxième couche des filtres est déterminée en fonction de la courbe moyenne de la première couche:

$d_{15} = 0,0004 \text{ mm}$ ;

$d_{50} = 0,045 \text{ mm}$ ;

$d_{85} = 0,75 \text{ mm}$ .

$- 0,0048 \text{ mm} < D_{15} < 0,016 \text{ mm}$

$- 0,54\text{mm} < D_{50} < 2,754\text{mm}$ .

D'où la courbe granulométrique moyenne de la deuxième couche du filtre. Elle a les dimensions suivantes  $D_{15} = 0,0104 \text{ mm}$ ,  $D_{50} = 1,647 \text{ mm}$ .

**C) Vérification de l'absence de renard dans le sol des filtres****Filtre 1****Condition 1**

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

$$n = n_0 - 0,1 \text{Log } \eta;$$

D'après la courbe granulométrique du gravier :

$$D_5 = 0,00091 \text{ mm} ; D_{10} = 0,002 \text{ mm} ; D_{15} = 0,026 \text{ mm} ;$$

$$D_{17} = 0,0016 \text{ mm} ; D_{60} = 0,012 \text{ mm} ; D_{85} = 1,8 \text{ mm} ;$$

$$\eta = D_{60} / D_{10} = 6 \text{ Coefficient d'hétérogénéité} ;$$

$$n_0 = 0,45 \text{ d'où } n = 0,37 ;$$

$$D_5 / D_{17} = 0,56 > 0,33$$

La condition est vérifiée, donc pas de phénomène de renard dans le sol.

**Condition 2: (zone de transition)****Condition de (TERZAGHI 1942)**

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,026}{3,1} = 0,0009 < 4$$

La condition est vérifiée donc, pas de zone de transition

**Filtre 2****Condition 1**

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

$$n = n_0 - 0,1 \text{Log } \eta;$$

D'après la courbe granulométrique du sable :

$$D_5 = 0,00093 \text{ mm} ; D_{10} = 0,00097 \text{ mm} ; D_{15} = 0,00094 \text{ mm} ;$$

$$D_{17} = 0,001 \text{ mm} ; D_{60} = 0,006 \text{ mm} ; D_{85} = 0,15 \text{ mm} ;$$

$$\eta = D_{60} / D_{10} = 6,18 \text{ Coefficient d'hétérogénéité} ;$$

$$n_0 = 0,45 \text{ d'où } n = 0,38 ;$$

$$D_5 / D_{17} = 0,93 > 0,35$$

La condition est vérifiée, donc, pas de phénomène de renard dans le sol.

**Condition 2 (zone de transition)****Condition de (TERZAGHI ,1942)**

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,00094}{0,75} = 1,25 < 4$$

La condition est vérifiée, donc, pas de zone de transition.

**Conclusion**

On prévoit:

Une première couche de filtre en sable d'épaisseur = 15 cm;

La deuxième couche en gravier d'épaisseur = 15cm;

L'enrochement (Rip-rap) d'épaisseur = 40 cm.

**D) Vérification de la nécessité de construire un filtre entre la digue et le drain****Condition de perméabilité**

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} > 5 \dots\dots\dots (V.12)$$

$D_{15}$  : diamètre correspondant à 15% du drain;

$d_{15}$  : diamètre correspondant à 15% de l'argile.

$$D_{15} = 0,0226 \text{ mm}$$

$$d_{15} = 0,0104 \text{ mm.}$$

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} = \frac{0,0226}{0,00086} = 26,28 > 5$$

Donc, la condition de perméabilité est vérifiée.

**Condition de non entraînement des particules fines**

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 5 \dots\dots\dots (V.13)$$

$D_{15}$  : Diamètre correspondant à 15% du drain;

$d_{15}$  : Diamètre correspondant à 85% de l'argile

$$D_{15} = 0,104 \text{ mm}$$

$$d_{85} = 0,75 \text{ mm}$$

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,138}{0,75} = 0,138 < 5$$

La condition est vérifiée. Donc, la construction d'un filtre n'est pas nécessaire.

## **V.2 Etanchéité du barrage**

### **V.2.1 Clé d'ancrage**

En principe, le remblai peut reposer directement sur les sédiments qui sont étanches et consolidés par des milliers d'années de dépôt.

L'étanchéité de la fondation de notre digue est garantie par le substratum marneux imperméable qui joue le rôle de tapis étanche. Néanmoins la présence de la couche alluvionnaire perméable au fond de la vallée, nous oblige à ancrer la digue dans le bed rok sain imperméable après décapage de son toit altéré afin de réduire les risques de fuite au travers de ces sédiments peu étanches.

La profondeur de la clé d'encrage est exécutée jusqu'à 5m, L'épaisseur d'élément (clé d'ancrage) est égale (3-4) m.

En prend  $b=4$  m. Les talus  $m_1=m_2=1$ .

### **V.2.2 Protection de la crête**

La crête doit être constituée de matériaux insensibles à l'eau, et à la circulation des véhicules, la couche de protection doit être méthodiquement compactée (une couche de gravier bitume bien compactée).

Pour le barrage homogène, on s'attachera à prévoir une épaisseur de recouvrement suffisant de matériaux de la couche de crête.

La crête est profilée soigneusement, afin d'empêcher toute stagnation des eaux (pour éviter les infiltrations dans le corps du barrage), on préconise, pour cela, d'adopter un dévers amont uniforme de 2% qui permet d'évacuer les eaux de pluie vers le parement amont (mieux protégé).

### **V.2.3 Protection contre l'envasement**

Selon l'étude hydrologique le taux d'abrasion a été estimé à  $= 144.92$  T/km<sup>2</sup>/an, cette valeur comporte un volume d'envasement estimée à 33059,18 m<sup>3</sup> dans la cuvette de la retenue pour une durée de vie égale à 30ans.

Afin de prolonger la durée de fonctionnement de la retenue collinaire, il est nécessaire d'effectuer quelques travaux de protection contre l'envasement de la retenue collinaire, ces travaux portent sur :

- Les digues de décantation.
- La bande forestière.

La digue de décantation sera construite en gabions et implantée dans le lit de l'Oued en amont de la retenue. Il est recommandé de réaliser plusieurs digues de décantation en aval de l'embouchure de chaque branche importante.

La bande forestière est à réaliser sur les deux côtés de la cuvette sur une largeur de 50 m environ.

Les rangs d'arbres doivent être plantés le long des courbes de niveau des rives de la vallée.

La distance entre le lac et la bande forestière doit être de 50 m au minimum.

### **V.3 Calcul des infiltrations à travers la digue et la fondation**

Les infiltrations d'eau à travers le corps du barrage en terre et sous ses ouvrages se produisent sous l'effet de la charge d'eau au bief amont.

Les statistiques montrent que plus de 50% des avaries graves sur les barrages sont dues aux infiltrations, c'est pourquoi il faut toujours faire un calcul sur les infiltrations. Donc, établir la position de la ligne phréatique ou la ligne de saturation dans le massif de la digue et déterminer le gradient de filtration à travers l'ouvrage et le sol de fondation

Les infiltrations qui se produisent à travers le corps du barrage et ses fondations doivent être considérées sous deux aspects différents, d'une part, elles réduisent le volume emmagasiné, et d'autre part, elles peuvent compromettre la stabilité de l'ouvrage. Ceci sous l'influence de l'effet de renard, qui est un processus d'érosion régressive souterraine où l'eau s'infiltré sous pression permettant l'apparition des cheminements à travers la digue ou la fondation avec entraînement des particules fines et des pressions de filtration.

Les infiltrations permettent de déterminer les éléments suivants :

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

### -Hypothèse de calcul

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

- admettre la filtration dans un seul plan.
- prendre comme valeurs nulles, les composantes des vitesses qui ont la direction perpendiculaire à ce plan.
- supposer que le sol du massif du barrage soit homogène, isotrope et que la couche imperméable avec un coefficient de filtration nul.
- La position de la ligne phréatique ne dépend pas de la qualité du sol, elle est seulement déterminée par les dimensions de la section transversale du barrage.

#### V.3.1 Ligne de saturation

La ligne de saturation est la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique est nulle. Elle est appelée aussi « ligne phréatique ».

Il est nécessaire de déterminer le tracé de la ligne de saturation pour estimer le dédit de fuite à travers le corps du barrage et apprécier les risques d'émergence de l'eau qui est particulièrement dangereuse, le long du talus aval. Ce tracé est effectué à partir du cas théorique simple, étudié par KOZENY, d'un écoulement plan à travers un massif perméable reposant sur une fondation plane imperméable. Ainsi, elle partira d'un point situé à l'intersection du plan d'eau du parement amont.

D'après KOZENY, c'est une parabole d'équation :

$$X = \frac{Y_0 - Y_0^2}{2 \cdot Y_0} \dots\dots\dots (V.14)$$

On ce reportant à la figure on à :

$$Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d^2 \dots\dots\dots (V.15)$$

**Avec :**

d : Largeur en base du barrage diminuée de 0,7b.

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

h : Hauteur d'eau en amont.

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondant au niveau normal de la retenue normale.

-Niveau de la Retenue Normale (NNR):

Au niveau normal de la retenue :

$$b = 34,58\text{m}$$

L'emprise de barrage :  $L_b = 82,00\text{m}$

$$d = L_b - 0,7 \cdot b - L_d \quad \text{d'où } d = 20,29 \text{ m}$$

On aura donc :  $Y_0 = 0,61\text{m}$ .

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

$$Y = \sqrt{0,37 + 1,22X}$$

Tableau V-05 : Coordonnées de la ligne de saturation

X	Y
0	0,37
2	1,56
4	2,29
6	2,77
8	3,18
10	3,55
12	3,87
14	4,17
16	4,46
18	4,72
20,29	5,00

Le point d'intersection de la face amont du drain cheminé est déterminé par l'équation polaire de cette parabole.

$$a + \Delta a = \frac{Y_0}{1 + \cos \alpha} = 0,61 \dots \dots \dots (V.16)$$

$$\text{D'après Casagrande (1937) : } \frac{\Delta a}{a + \Delta a} = 0,26$$

$$a = 0,45\text{m}$$

**V.3.2 Calcul d'infiltration**

**V.3.2.1 Calcul du débit de fuite par infiltration à travers la digue**

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

$$q=K.I.A..... (V.17)$$

**Avec :**

q: Débit d'infiltration en (m<sup>3</sup>/s/ml).

K : Coefficient de perméabilité en (m/s). (K= 10<sup>-8</sup>m/s)

I: Gradient hydraulique.

A: Section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par:

$$I = \frac{dy}{dx} \text{ et } A = y.I$$

Donc:

$$q = \square K.y \frac{dy}{dx} ..... (V.18)$$

**Avec :** y=y<sub>0</sub>

D'où : q=K.y<sub>0</sub> m<sup>3</sup>/s/ml.

Le débit total à travers le barrage sera donc =q.L

Tableau V-06 : Débit de fuite à travers la digue

Y <sub>0</sub> (m)	K (m/s)	q (m <sup>3</sup> /s/ml)	Q (m <sup>3</sup> /s)
0 ,61	10 <sup>-8</sup>	0,61.10 <sup>-8</sup>	0,99.10 <sup>-6</sup>

**V.3.2.2 Fondation**

Le débit d'infiltration à travers les fondations est donné par la loi de Darcy (V.17):

$$qn = K.I.A$$

**Avec :**

K : Coefficient de perméabilité. (K=10<sup>-7</sup> m/s)

I: Gradient hydraulique. I=H<sub>1</sub>/L<sub>b</sub> ..... (V.19)

(H<sub>1</sub>= charge d'eau dans retenue, L<sub>b</sub>= 82.00m L'emprise de barrage).

A : Section d'infiltration par unité de longueur. A=T.l

(T=5m Profondeur du sol de fondation perméable).

D'où qn = K.I.T

Tableau V-07 : Débit de fuite de la Fondation

Hb(m)	I	K (m/s)	q (m <sup>3</sup> /s/ml)	Q (m <sup>3</sup> /s)
14	0,150	10 <sup>-7</sup>	0,75.10 <sup>-7</sup>	1,22.10 <sup>-5</sup>

**V.3.2.3 Barrage (digue + fondation)**

Le débit total d'infiltration (en m<sup>3</sup>/s) à travers le barrage est donné dans le tableau suivant :

Tableau V-08 : Débit de fuite de barrage

Digue	fondation	barrage
0,99.10 <sup>-6</sup>	1,22.10 <sup>-5</sup>	1,32.10 <sup>-5</sup>

**V.3.3 Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage****1) dispositif d'étanchéité**

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

$$I = \frac{\Delta H}{\delta n} < I \text{ adm} \dots \dots \dots (V.20)$$

$\Delta H$  : Charge d'eau dans la retenue.

$\delta n$  : Epaisseur moyenne de la digue.

$I_{adm}$  : Gradient hydraulique admissible ; on le détermine à partir du tableau

Tableau V-09 : Gradient hydraulique admissible.

Sol du corps du barrage.	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.5	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1.0
Limon sableux	0.55	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

Notre barrage appartient à IV<sup>ème</sup> classe, alors on prend  $I_{adm}=1,95$

Donc :  $\Delta H=12.48$  m;  $\delta n=82,80$ m;

$I=0,151 \leq I_{adm}$

D’ou la résistance à l’infiltration à travers le barrage est assurée.

**2) fondation du barrage**

La vérification de la résistance d’infiltration générale est vérifiée si, et seulement si, la condition suivante est vérifiée :

$$I_f < \frac{I_{cr}}{K_s} \dots\dots\dots (V.21)$$

**Avec :**

$I_{cr}$  : Gradient d’infiltration critique qui est déterminé en fonction du type de sol de la fondation. Il est donné par le tableau :

Tableau V-10 : Gradient d’infiltration admissible

Sols de fondation	$I_{cr}$
Argiles	1.2
Limons	0.65
Sables grossiers	0.45
Sables moyens	0.38
Sables fins	0.29

$K_s$  : Coefficient de sécurité déterminé en fonction de la classe du barrage d’après le tableau suivant :

Tableau V-11 : Détermination du coefficient de sécurité

Classe du barrage	I	II	III	IV
$K_s$	1.25	1.20	1.15	1.10

$I_f$  : Gradient d’infiltration dans la fondation du barrage, on le détermine d’après la formule suivante :

$$I_f = \frac{\Delta H}{Lb + 0,88T_c} \dots\dots\dots (V.22)$$

$T_c$  : Profondeur de calcul de la zone de l’infiltration de la fondation. ( $T_c= 5$ m)

$\Delta H$  : Charge d’eau ( $H=12.48$ m).

Lb : Largeur à la base du barrage (L=82.00m).

On a donc :  $I_f = 0.144$

Notre barrage appartient à la classe II, ce qui donne ( $K_s=1,10$ ).

Les fondations argileuse, donc:  $I_{cr} = 1.20$

On a donc :  $K_s=1,09$

On remarque que  $I_f < \frac{I_{cr}}{K_s}$  donc la condition est vérifiée et la résistance d'infiltration à travers la fondation est assurée.

#### V.4. Calcul de stabilité

L'étude de stabilité d'un barrage en terre est fondamentale car elle s'appuie sur celle de ses talus amont et aval ainsi que de sa fondation. L'étude de stabilité de ces barrages a attiré, par son importance dans la méthodologie, l'attention de plusieurs chercheurs et ingénieurs. Pour aborder toute analyse ayant lien à la stabilité, il est convenu qu'il faut développer un certain nombre d'hypothèses selon la complexité et les données du problème.

Selon ces hypothèses, la solution du problème peut être déterminée analytiquement ou graphiquement ou par combinaison des deux. Suivant la méthode utilisée, il est convenu que pour arriver à un résultat, nous sommes obligé de donner la forme de la surface de rupture au contact de laquelle il peut y avoir glissement. En général, cette surface est prise comme étant cylindrique, circulaire à axe horizontal qui apparaît comme un cercle,

appelé cercle de glissement dans une coupe transversale de la digue. Cette hypothèse est bien conforme aux observations sur le glissement du talus.

Il est important de signaler que jusqu'à ce jour, ce domaine reste ouvert à toutes suggestions, améliorations et approfondissements pour la bonne connaissance des phénomènes mécaniques qui peuvent induire la masse sujette au glissement.

##### V.4.1 Conséquences de l'instabilité des talus

Déformation ou rupture des dispositifs internes de drainage (conséquence directe)

Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau

Interception et remontée de la ligne de saturation et augmentation du débit de fuit (conséquence indirecte).

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

Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement;

A la fin de construction (Talus aval et talus amont);

Fonctionnement normal (Talus aval);  
Lors d'une vidange rapide (talus amont).

#### **V.4.2 Méthode de calcul**

Pour l'appréciation de la stabilité du remblai compacté du petit barrage de Guerroudjia et la vérification des valeurs des fruits des parements adoptés, nous avons utilisé la méthode des tranches (Méthode de FELLENIUS).

Cette vérification a fait l'objet d'un calcul détaillé effectué manuellement logiciel

##### **V.4 .2.1 Calcul manuelle**

Ce dernier a été réalisé avec la contribution d'un programme Excel.

Quatre cas peuvent être vérifiés :

Parement amont : cas fin de construction et vidange rapide.

Parement aval : cas fin de construction et fonctionnement normal.

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

De la géométrie de la digue

Des caractéristiques des matériaux utilisés

Des différents niveaux d'eau dans la cuvette en fonction de l'exploitation du barrage (niveau de retenue normale et vidange rapide).

Du niveau piézoélectrique dans les différentes couches.

De l'accélération de la pesanteur en cas de séisme prévu pour une période de retour de 50 ans

##### **V.4.2.1.1 Principe de la méthode**

Cette méthode nous amène à respecter les étapes suivantes :

- Construire la coupe transversale du barrage à l'échelle.
- Déterminer le talus moyen.
- Tracer deux lignes au milieu du talus moyen, l'une verticale et l'autre faisant un angle  $85^\circ$  avec le talus moyen.
- Déterminer la zone du centre du cercle de glissement, pour cela Fandeev a recommandé de disposer le centre du cercle de glissement dont les limites sont définies par deux cercles de rayons,  $R_{min}$  et  $R_{max}$  donnés par le tableau suivant :

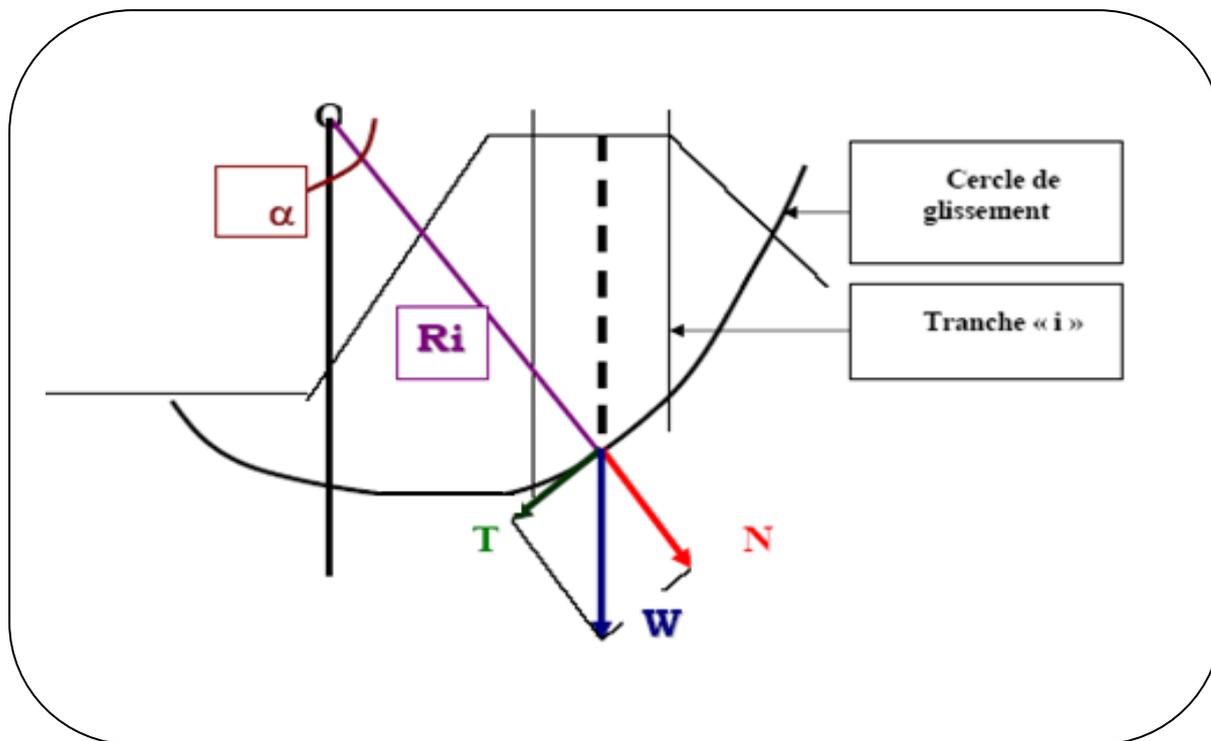


Figure V-03 : Shémas qui illustre le principe de la méthode des tranches

Tableau V-12 : Détermination des rayons max et min

Pente des parements	1/1	1/2	1/3	1/4	1/5	1/6
$K1=R1/H_b$	0,75	0,75	1,00	1,50	2,20	3,00
$K2=R2/H_b$	1,50	1,75	2,30	3,75	4,80	5,50

$H_b$  : Hauteur totale du barrage ( $H_b=14$  m).

La ligne de glissement éventuelle est un arc de cercle à trois paramètres inconnus : rayon, abscisse et ordonnée du centre. La partie instable du talus (au-dessus du cercle de glissement) est divisée en plusieurs tranches verticales de largeur égales.

Le coefficient de sécurité à la stabilité est égal :

$$K_S = M_{resis} / M_{mot} \dots \dots \dots (V.23)$$

$M_{\text{resist}}$ : les moments résistants.

$M_{\text{mot}}$ : les moments moteurs.

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

Tableau V-13 : Valeurs admissibles des coefficients de sécurité

Combinaison des charges Classe de l'ouvrage et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme)	1,20 ÷ 1,30	1,15 ÷ 1,20	1,1 ÷ 1,15	1,05 ÷ 1,10
Spéciales (Avec séisme)	1,05 ÷ 1,10	1,05 ÷ 1,10	1,05 ÷ 1,10	1,05

Notre barrage fait partie de la IV<sup>ème</sup> classe, le coefficient admissible sera donc :

- sans séisme :  $K_{ss,adm} = 1,05 \div 1,10$

- avec séisme :  $K_{as,adm} = 1,05$

Pour notre cas :

Talus	Pente du talus	K1	K2	R1	R2
Amont	3,0	1,00	2,3	14	32,2
Aval	2,5	0,875	2,025	12,25	28,35

Le centre des rayons étant le point « B »

L'intersection des rayons  $R_1$  ;  $R_2$  avec les deux lignes (verticale, incliné) nous donne la zone des cercles.

On trace à la suite, une courbe de rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c'est à dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à coté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o »

On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'épaisseur  $b=0,1R$ , on identifie toutes les tranches gauches par des chiffres positifs et les tranches

droites par des chiffres négatifs en commençant par la tranche « zéro » sous le centre de glissement (projection).

Les efforts agissants sur une tranche de glissement sont :

1. Poids de la tranche « G ».
2. Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
3. Forces de pressions interstitielles.
4. Forces de Cohésion.
5. L'effort du séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

Composante normale (forces stabilisatrices) :  $N = G_n \cos \alpha$

Composante périphérique (forces déstabilisatrices) :  $T = G_n \sin \alpha$

Avec :

$\alpha$  : Angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

#### V.4.2.1.2 Calcul des forces appliquées à chaque tranche

##### A) Force de pesanteur (poids propre de la tranche)

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

La formule s'écrit :

$$G_n = b (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot h_3) \dots\dots\dots (V.24)$$

$h_1, h_2, h_3$  : Hauteurs des tranches;

$\gamma_1$ : Densité de la zone du massif située au dessus de la ligne de saturation;

$\gamma_2$ : Densité de la zone du massif située au dessous de la ligne de saturation;

$\gamma_3$ : Densité de l'assise;

$b$  : Largeur de la tranche.

##### B) Force de pression interstitielle

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

$$P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl \dots\dots\dots (V.25)$$

$U$  : Pression interstitielle.

$dl$  : Longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau  $\gamma_w = 10 \text{KN/m}^3$ .

h : Hauteur de la tranche.

**C) Forces de cohésion**

$$F_c = c \cdot dl \dots\dots\dots (V.26)$$

C : Cohésion du sol (Matériau).

**D) Forces dues au séisme**

$$T = a \cdot G_n \dots\dots\dots (V.27)$$

a : Coefficient de séisme.

G<sub>n</sub> : Poids de la tranche.

**V.4.2.1.3 Classement des forces**

On peut classer toutes ces forces comme suit :

Les forces stabilisatrices :

**A) Force de frottement**

$$F_f = N_n \cdot \tan \varphi - U \cdot dl \cdot \tan \varphi \dots\dots\dots (V.28)$$

φ : Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

**B) Force de cohésion**

$$F_c = c \cdot dl \dots\dots\dots (V.29)$$

**Avec :**

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

R : Rayon de la courbe de glissement.

B<sub>i</sub> : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.

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

$$M_s = [(N_n - U \cdot dl) \cdot \tan \varphi + c \cdot dl] \cdot R \dots\dots\dots (V.30)$$

**Les forces motrices**

Les forces motrices sont caractérisées par la composante périphérique (N<sub>t</sub>), (force de cisaillement) du poids (G<sub>n</sub>) qui provoque le glissement du talus.

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

$$M = \sum_{i=1}^n T_n \dots\dots\dots (V.31)$$

$\sin \alpha = \text{Nombre total des tranches} / \text{Numéro d'ordre de la divisée}$

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

### V.4.3 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement

Le coefficient «Ks» sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue.

#### A) Fin de construction (aval et amont)

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

$$\text{Sans séisme} : K_{ss} = \frac{\sum N_n \text{tg} \phi + \sum Cdl}{\sum T_n} \dots \dots \dots (V.33)$$

$$\text{Avec séisme} : K_{as} = \frac{\sum N_n \text{tg} \phi + \sum Cdl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \dots \dots \dots (V.34)$$

#### B) Fonctionnement normale (talus aval)

De même que pour la fin de construction, le calcul se fait en contraintes effectives en tenant compte de l'écoulement à l'intérieur de la digue du aux infiltrations.

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

$$\text{Sans séisme} : K_{ss} = \frac{\sum (N_n - P) \text{tg} \phi + \sum Cdl}{\sum T_n} \dots \dots \dots (V.35)$$

$$\text{Avec séisme} : K_{as} = \frac{\sum (N_n - P) \text{tg} \phi + \sum Cdl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \dots \dots \dots (V.36)$$

#### C) Vidange rapide (talus amont)

La vidange rapide par laquelle a été vérifiée la stabilité du talus amont, est le cas le plus défavorable. Pour ce dernier, l'abaissement rapide du plan d'eau entraîne un écoulement en régime transitoire dans la digue. L'état critique se situant juste après vidange, les

pressions hydrostatiques internes ne s'étant pas dissipées, dans ce cas les moments stabilisants seront dus au poids saturé.

$$\text{Sans séisme: } K_{SS} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi + \sum Cdl}{\sum T_n} \dots\dots\dots (V.37)$$

$$\text{Avec séisme: } K_{AS} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi + \sum Cdl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \dots\dots\dots (V.38)$$

Tableau V-14 : Caractéristiques géotechniques des sols

Paramètres	Unité	Fondation
$\phi$	Degré (°)	18,06°
C	t/m <sup>2</sup>	0.565
$\gamma_{\text{sat}}$	t/m <sup>3</sup>	1.957
$\gamma_d$	t/m <sup>3</sup>	1.57
$\gamma'$	t/m <sup>3</sup>	0.957

Le détail de calcul est représenté dans l'Annexes D

Tableau V-15 : Valeurs des Coefficients de sécurité :

Coefficient de sécurité											
Fin de construction						Vidange rapide			En fonctionnement normal		
Talus amont			Talus aval			Talus amont			Talus aval		
R (m)	Sans séisme (Kss)	Avec séisme (Kss)	R (m)	Sans séisme (Kss)	Avec séisme (Kas)	R (m)	Sans séisme (Kss)	Avec séisme (Kas)	R (m)	Sans séisme (Kss)	Avec séisme (Kas)
29,66	2,46	1,56	29,41	1,46	1,09	28,79	2,00	1,79	26,71	1,52	1,12
28,17	2,29	1,51	24 ,34	1,45	1,08	30,32	2,70	1,69	23,58	1,95	1,27
34,57	2,23	1,45	30,58	1,51	1,11	31,90	2,14	1,45	29	1,46	1,08
30,41	2,97	1,75	30,36	1,70	1,21	29,16	2,83	1,73	24,81	1,72	1,18
27,37	2,09	1,40	32,00	1,49	1,10	28,17	2,25	1,53	26,21	1,60	1,13

---

**Sixième  
Chapitre :**

**Ouvrages Annexes**

## Introduction

La conception courante d'un barrage consiste en la construction d'un obstacle artificiel, créant ainsi, une retenue en coupant un cours d'eau. C'est donc, une infrastructure de mobilisation des eaux superficielles (eaux de pluies).

Plusieurs types de barrages sont construits à travers le monde, citons le barrage-poids ou barrage-gravité, le barrage-voûte, le barrage mixte poids-voûte et enfin les barrages en remblai. L'élaboration de ces derniers nécessite de prévoir l'implantation des ouvrages annexes convenant à cet ouvrage en tenant compte du type de barrage, sa fondation, les rives de la vallée, la topographie du site et tant d'autres paramètres.

Parmi les ouvrages annexes prévus pour les barrages citons :

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

Pour le dimensionnement de ces ouvrages, des études géologiques et hydrologiques sont indispensables pour la connaissance du terrain, la déterminer des caractéristiques physico-géographiques et morphologiques de celui-ci ainsi que le débit de la crue.

### VI.1 Ouvrage d'évacuation de crues

Les évacuateurs de crues ont pour rôle d'assurer l'évacuation des crues exceptionnelles au moment où la retenue est pleine, sans risques de déversement sur la digue ou d'érosion dommageable pour la digue.

#### VI.1.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue

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

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

Les évacuateurs de crues se divisent en deux catégories, selon les principes types :

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

## **VI.1.2 Différents types des évacuateurs de crues**

### **VI.1.2.1 Evacuateur de crues en puits (tulipe)**

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

La loi de débit est similaire à celle des évacuateurs de surfaces linéaires en écoulement dénoyé, mais lorsque l'ouvrage est noyé, il se comporte comme un orifice à veine mouillée. Ce type d'ouvrage équipera, le plus souvent, les grands barrages vu les avantages qu'il offre.

- a) Evacuation d'importants débits ( $80 < Q < 6000$ ) m<sup>3</sup>/s.
- b) Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

Ce type d'évacuateurs représente les inconvénients :

1. Problème de saturation (Débit supérieur à celui de dimensionnement, charriage)
2. Problème de vibration.
3. Prévention des protections anti vortex (d'où les coûts et l'entretien).
4. Dissipation au pied de la digue.

### **VI.1.2.2 Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral**

Ce type d'ouvrage est à écoulement à surface libre, son critère de choix est purement topographique. Il présente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversant. L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

### **VI.1.2.3 Evacuateur de crues latéral à entonnement frontal**

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre.

Il représente les avantages :

1. Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.
2. Facilité de réalisation.

Ses inconvénients sont :

- 1 Le coût peu élevé.
2. La difficulté de modification.

#### **VI.1.2.4 Evacuateur de crues en siphon**

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, posé sur le corps du barrage,

Il représente les avantages suivants:

1. Aucune exigence topographique.
2. Calcul usuel.

Ses inconvénients sont :

1. Amorçage et désamorçage.
2. Entretien indispensable.
3. Débit faible à évacuer.
4. Dispositif sur le corps de la digue.

#### **VI.1.3 Choix du tracé de l'axe**

Pour un tracé judicieux, l'axe de l'évacuateur de crue doit être :

1. Le plus court possible.
2. Suffisamment éloigné du pied aval de la digue.
3. Rectiligne (si possible).
4. Plus ou moins orthogonal à l'axe de la digue.

Chaque catégorie des ouvrages comporte différentes variantes, représentant des avantages et des inconvénients, le but est donc de choisir le type d'ouvrage le plus adéquat (fonctionnement - économie) à notre barrage.

#### **VI.1.4 Type d'évacuateur de crue**

Les types d'évacuateurs de crue qui sont normalement associés aux barrages en remblai sont énumérés dans le tableau suivant :

Tableau VI-01 : Sélection des types d'évacuateurs de crue

Type d'évacuateur de Crue :	Commentaires :
Déversoir latéral avec un seuil de déversement en dos d'âne	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Pour des versants à fortes pentes</li> <li>• Volume des déblais importants</li> </ul>
Déversoir frontal avec seuil déversant en dos d'âne	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Pour des versants à faibles pentes</li> <li>• Volume des terrassements faible</li> <li>• La meilleure disposition du point de vue hydraulique</li> </ul>
Déversoir frontal avec seuil déversant en labyrinthe	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Réduira la largeur du coursier d'évacuateur, mais pas autant que l'option de l'évacuateur latéral</li> </ul>
Evacuateur en puits	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Utilisé où il n'existe pas d'options d'évacuateur à surface libre à cause de facteurs géologiques ou topographiques</li> </ul>

Outre les conditions citées ci-dessus, le choix de l'évacuateur de crue considère d'autres facteurs, à savoir le type de barrage, le débit à évacuer et la sécurité de l'ouvrage.

Ainsi, pour des raisons de sécurité on doit choisir des évacuateurs à seuils libres sans organes mécaniques de contrôle.

L'évacuateur de crue en tulipe avec une galerie sous la digue peut provoquer des problèmes d'instabilité du remblai à cause des vibrations qui peuvent se produire lors de l'évacuation. Donc cette variante peut être rejetée.

### Conclusion

Conformément aux clarifications illustrées ci-dessus, le choix est arrêté pour l'étude d'un évacuateur de crue à entonnement frontal sur la rive droite de la vallée.

### VI.1.5 Etude de la variante retenue

Les évacuateurs de crue à surface libre, se composent principalement des ouvrages suivants :

- Un canal d'approche.
- Un déversoir.
- Un chenal d'écoulement.
- Un convergent.
- Un coursier.
- Un bassin de dissipation.
- Un canal de fuite.

#### VI.1.5.1 Caractéristiques de l'évacuateur de crue

- Déversoir de type Greager.
- Niveau normal de la retenue NNR = 835,00m NGA.
- Niveau les plus hautes eaux : NPHE = 835,5m NGA.
- Débit de pointe à évacuer  $Q_{\text{évacuer}} = 14,22\text{m}^3/\text{s}$
- Largeur du bassin d'affouillement  $l = 18\text{m}$ .

#### VI.1.5.2 Dimensionnement et calcul hydraulique de chacun des éléments de l'évacuateur de crue

##### a) Le canal d'approche

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charge et guider calmement la crue vers le seuil déversant. Généralement, l'écoulement est calme avec une vitesse faible, pour une valeur de  $m$  (coefficient de débit).

La vitesse d'approche est obtenue par la formule :

$$V_a = \frac{Q_{\text{projet}}}{S} \dots\dots\dots \text{(VI. 01)}$$

**Avec:**

$V_a$  : Vitesse d'approche.

$Q$  : Débit de projet évacué ( $\text{m}^3/\text{s}$ ).

$h$  : Charge d'eau (m).  $h = H + P = 0,48 + 1 = 1,48\text{m}$ .

$S$  : Section du canal ( $\text{m}^2$ ).  $S = h \times L = 1,48 \times 18 = 26,64\text{m}^2$ .

$P$  : Hauteur de pelle (m).

$H$  : Lamé déversant (m).

Donc :  $V_a = \frac{Q_{projet}}{S} = \frac{14,22}{26,64} = 0,53 \text{ m/s}$

$V_a = 0,53 \text{ m/s}$

Pour la roche saine  $V_{adm} = (4,4 \text{ à } 10) \text{ m/s}$

$V_a \leq V_{adm}$  Donc pas de risque de l'érosion et d'affouillement.

### **-Hauteur du mur du canal d'approche**

La hauteur de mur est :

$$H_m = H + P + R \dots \dots \dots (VI. 02)$$

Avec : Larevanche  $R = 0,61 + 0,14(v)^{1/3} \dots \dots \dots (VI. 03)$

**AN** :  $R = 0,70\text{m}$

On adopte une valeur de :  $H_m = 2,0\text{m}$ .

$H_m = 2,0\text{m}$

### **Longueur du canal d'approche**

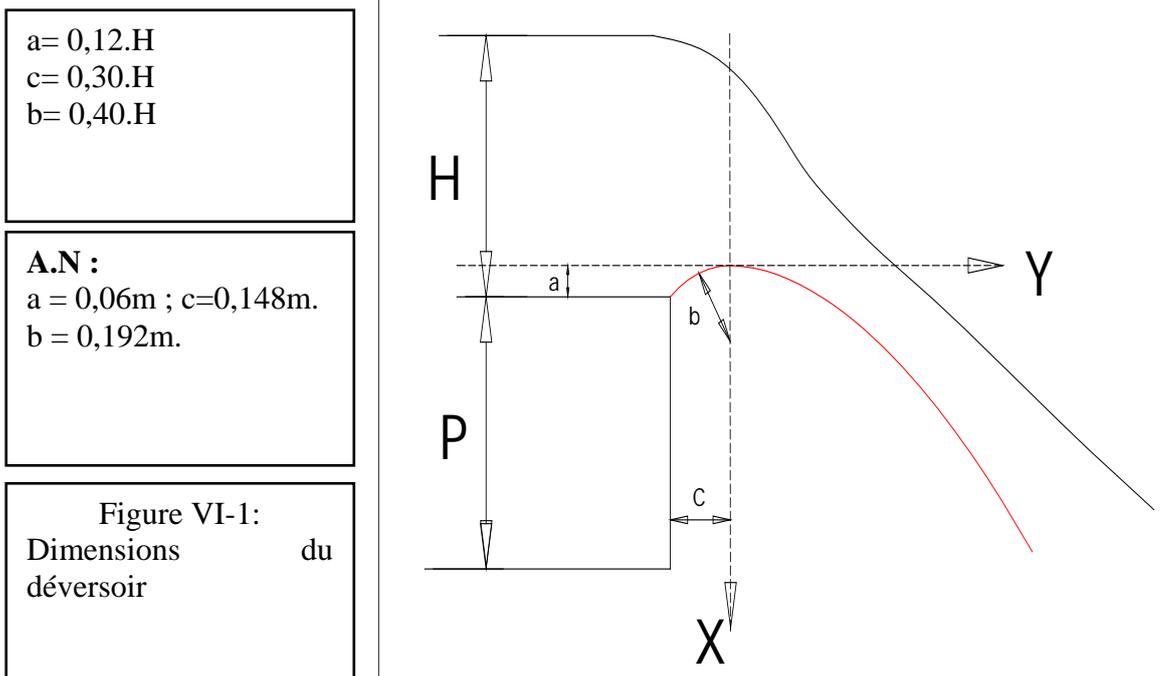
La longueur du canal d'approche dépend de la topographie, elle est égale à 28,9m

### **b) Déversoir**

Le seuil normal est un déversoir dont la crête et la partie aval sont profilées de manière à épouser la forme de la lame déversant.

Les indications de la figure suivante permettent de déterminer le profil normal d'un déversoir à parement amont vertical.

Le profil du seuil déversant est de type Greager. L'avantage de ce contour est que chaque point de son parement aval a une pression égale à la pression atmosphérique. Tout profil situé au dessus, entraînera des dépressions et par conséquent des risques de décollement.



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

$$Y = \left( \frac{X^{1,85}}{2H^{1,85}} \right) \dots\dots\dots (VI. 04)$$

Les résultats sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau VI-02 : Coordonnées du profil de déversoir.**

X(m)	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,45	0,48
Y(m)	0	0,025	0,09	0,194	0,331	0,411	0,5

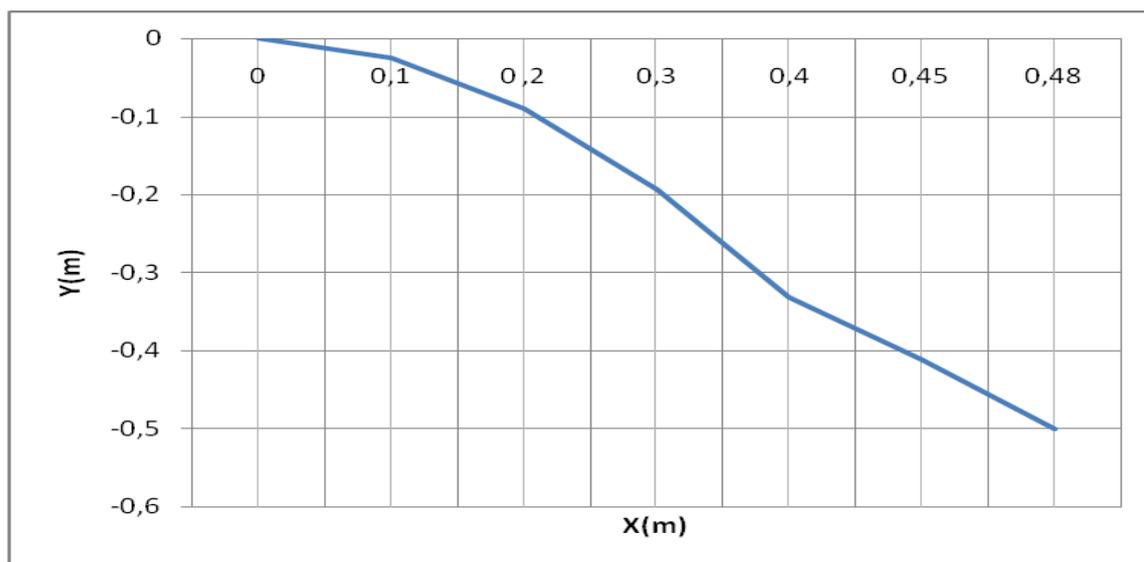


Figure VI-02: Profil du déversoir

**c) Chenal d'écoulement :** Le chenal suit directement le déversoir, il est généralement de section rectangulaire. Dans notre cas, avec une largeur  $b_{ch}=18m$ , une pente  $i=0,1\%$  et une longueur  $L_{ch}=13,66m$  (conditions topographiques).

L'écoulement dans le chenal doit être fluvial pour permettre le passage à l'écoulement torrentiel, à l'extrémité aval (début de coursier).

La profondeur d'eau au début du chenal est la même que la profondeur d'eau à la fin du convergent.

**-Calcul de la profondeur critique**

On donne au coursier une pente assez suffisante (supérieure à la pente critique) pour provoquer un écoulement torrentiel. Contrairement à cela, l'écoulement dans le chenal est fluvial du fait de la pente souvent inférieure à la pente critique.

La phase de passage d'un régime fluvial au torrentiel ou vice-versa est appelée régime critique où la surface libre occupe le niveau critique. On considère qu'elle est atteinte au point de changement de section.

On calcul la profondeur critique par la formule :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots\dots\dots (VI. 05)$$

AN :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{14,22^2}{18^2 \times 9,81}} = 0,40m$$

Avec :

q : Débit spécifique ( $m^2/s$ ) ;

b : Largeur du chenal  $b=18m$ ;

La profondeur critique est  $h_c=0,40m$ .

hcr=0,40

Vérification de la pente critique

$$I_{cr} = \left[ \frac{Q(b + 2Y_c)^{2/3}}{K(b \times Y_c)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots (VI. 06)$$

AN :  $I_{cr}=0,0028$

$I_{cr}=0,28\% > 0,1\%$  donc la condition est vérifiée

Icr=0,28%

**Calcul de la profondeur normale**

La profondeur normale  $h_n$  (profondeur qui apparaît pour le débit  $Q$  et la pente  $I$  du chenal si l'écoulement est uniforme) se déduit de la formule de Chézy.

$$Q = S.C.\sqrt{RI} \dots\dots\dots (VI. 07)$$

**Avec :**

$S$  : Section du chenal  $S=b.h_n$  ;

$I$  : Pente du chenal  $I=0, 1\%$  ;

$C_n$  : Coefficient de Chézy  $C_n = R^{1/6} / n. (1/n=K=71)$ ;

$$R : \text{Rayon hydraulique} = R = \frac{S}{P} = \frac{b \times h_n}{2h_n + b}.$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout par la méthode itérative.

$$Q = K \times I^{1/2} \times (b \times h_n)^{5/3} \times (2h_n + b)^{-2/3} \dots\dots\dots (VI. 08)$$

Puis on fait l'itération comme suit :

Tableau VI-03 : Calcul de la profondeur normale

$H_n(m)$	$(b \times h_n)^{5/3}$	$(2h_n + b)^{-2/3}$	$Q \text{ m}^3/s$
2	392,498048	0,12736542	112,239932
1	123,629138	0,13572088	37,6726231
0,8	85,2322893	0,1375612	26,3243984
0,7	68,2261569	0,13850502	21,2165503
0,6	52,7682785	0,1394652	16,5233127
0,5	38,9407384	0,14044219	12,2789189
0,55	45,6448717	0,13995156	14,3426069
0,547	45,2306733	0,13998088	14,215434

On aura :  **$h_n=0,547m$** .

**Conclusion :**

$H_n=0,547m > h_c = 0,40$  alors l'écoulement est fluvial.

**d) Le coursier**

En général, le coursier commence par un convergeant amenant à la section de contrôle (section ou on atteint la hauteur critique), à partir de laquelle la pente augmente.

Avec celle du régime critique :

$$\frac{Q^2 \times b}{g * Sc^3} = 1 \dots\dots\dots (VI. 10)$$

L'élimination de Q entre les deux expressions pour une section rectangulaire (S=h.b) conduit à :

$$I_{cr} = \frac{g \times hc}{Rc * C^2} \dots\dots\dots (VI. 11)$$

$$Sc = 5,52m^2, P = 2h_{cr} + b = 2(0,69) + 8 = 9,38m$$

$$Rc = \frac{S}{P} = \frac{5,52}{9,38} = 0,59m ; \text{ et } C = R^{1/6} / n = 71(0,69)^{1/6} = 66,74$$

$$\text{Donc : } I_{cr} = \frac{9,81 \times 0,69}{66,74^2 \times 0,59} = 0,0025 \approx 0,25\%$$

$I_{cr} = 0,25\%$

#### -Calcul de la profondeur normale

La profondeur normale, présente la profondeur du courant en régime uniforme (cela veut dire que la section transversale et la pente de la surface libre sont constantes). Elle est calculée en utilisant la formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy VI.07).

$$Q = S . C . \sqrt{RI}$$

**Avec :**

S : Section du coursier S=b.hn ;

I : Pente du coursier I=30.0% ;

Cn : Coefficient de Chézy Cn = R<sup>1/6</sup> / n ;

$$R : \text{Rayon hydraulique} = R = \frac{S}{P} = \frac{b \times hn}{2hn + b} .$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante (VI.08) qu'on résout avec la méthode itérative.

$$Q = K \times I^{1/2} \times (b \times hn)^{5/3} \times (2hn + b)^{-2/3}$$

Tableau VI-04 : Calcul de la profondeur normale

Hn(m)	$(b \times hn)^{5/3}$	$(2hn+b)^{-2/3}$	Q m <sup>3</sup> /s
1	32	0,21544347	268,103379
0,5	10,0793684	0,23112042	90,5921615
0,4	6,9489091	0,23460912	63,3987203
0,3	4,30214856	0,23823251	39,8570739
0,2	2,18876921	0,24199913	20,5983653
0,11	0,80811119	0,2455192	7,71570388
0,12	0,93422623	0,24512176	8,9053889
0,13	1,06755166	0,24472592	10,1598628
0,14	1,20789738	0,24433168	11,4770108
0,15	1,35509188	0,24393902	12,8549085
0,16	1,5089793	0,24354793	14,2917927
0,159	1,49329354	0,24358697	14,1154972

**-Conclusion :**

On aura  $hn=0,159m$ .

**Classification du mouvement et du régime d'écoulement**

$I=30\%$  ( $hn=0,159m$ ),  $I_{cr}=0,25\%$  ( $h_{cr}=0,69m$ )

Suivant les valeurs numériques ci-dessus on constate que  $I > I_{cr}$  ( $hn < h_{cr}$ ) alors le régime d'écoulement est torrentiel et le coursier est à forte pente.

**-Calcul de la ligne d'eau dans le coursier**

Le calcul de la ligne d'eau est effectué à l'aide d'un logiciel appelé «CANALP».

Sur le tableau suivant on présente les différents paramètres de calcul suivant des sections distantes de 10m (le pas).

Tableau VI-05 : Données de calcul

Q m <sup>3</sup> /s	Strickler	I (mm)	yn	yc	Lbief(m)
14,22	71	0,30	0,186	0,69	50

Tableau VI-06 : Ligne d'eau avec un pas de 10m

Section	abscis (m)	Pas (m)	Y (m)	Froude	Hs (m)	J (mm/m)
amont	0,00	10,00	0,69	1,00101	1,028	2,731
1	10,00	10,00	0,23	5,31742	3,406	97,316
2	20,00	10,00	0,19	7,13210	4,890	184,363
3	30,00	10,00	0,18	7,75208	5,433	221,363
4	40,00	10,00	0,17	8,46738	6,080	268,470
aval	50,00	10,00	0,16	9,29988	6,489	329,618

On à :  $F = \frac{V}{\sqrt{gh}}$  ..... (VI. 12)

Où :

Fr : Nombre de Froude;

V : Vitesse de sortie du coursier tel que  $V = \frac{Q}{S}$

AN:  $V = \frac{Q}{S} = \frac{14,22}{8 \times 0,16} = 11,11 \text{ m/s}$

V=11,11m/s

Donc:  $F = \frac{11,11}{\sqrt{9,81 \times 0,16}} = 8,86$

F=8,86

**e. Dissipateur d'énergie**

**1) Choix de l'ouvrage de restitution :**

Il existe plusieurs types d'ouvrage de restitution et dont le choix d'utilisation est fonction des critères technique et économique. Pour notre cas, un saut de ski s'avère intéressant vue la pente considérable de notre coursier.

Le principe consiste à installer, en bas du déversoir, un bec relançant l'eau vers le haut suivant un angle  $\theta$  en générale de  $30^\circ$  à  $45^\circ$ .

Le jet se désintègre et retombe dans une cuvette de dissipation à une distance :

$$X = K \left( Y + \frac{V^2}{2g} \right) \sin 2\theta \dots\dots\dots (VI. 13)$$

**Avec :**

$K$  : Coefficient d'aération  $K=0,9$ .

$Y$  : Tirant d'eau  $Y=0,16m$ .

$V$  : Vitesse au départ du saut de ski  $V=11,11m/s$ .

$\theta$  : Angle de sortie d'eau  $\theta=35^\circ$ .

On aura :  $X= 5,46m$

**2) Type de l'écoulement :**

Le saut de Ski est composé d'une partie avec une courbure (un rayon de courbure  $R$ ) et d'une zone d'impact à l'aval.

On distingue deux cas d'écoulement, le premier cas apparaît pour des débits relativement faibles et se manifeste par un ressaut hydraulique et un déversement à son extrémité aval, le deuxième cas est celui du jet qui s'élance vraiment dans l'air et dont la zone d'impact se trouve loin à l'aval.

**3) Dimensionnement du dissipateur :**

Le dimensionnement du dissipateur doit répondre aux questions suivantes :

- Quelles sont les hauteurs avales extrêmes qui permettent un dimensionnement satisfaisant du dissipateur ?
- Quel est le rayon de courbure  $R$  (rayon minimum nécessaire).

Le  $R$  min dépend de la charge  $H1$  et de nombre de Froude.

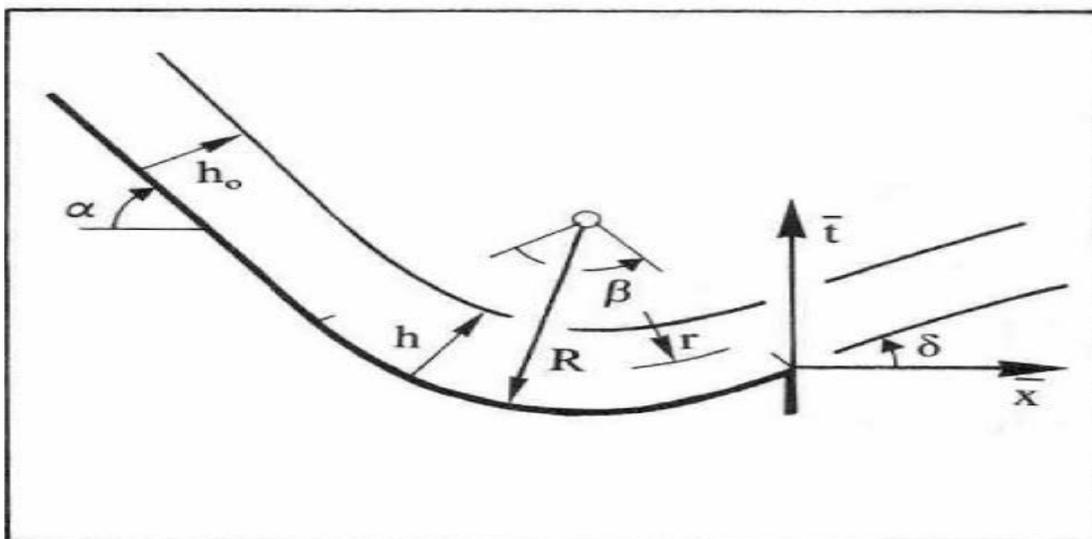


Figure VI.03 : Notation pour l'écoulement sur l'auge d'un saut de ski

Au préalable, il est nécessaire de déterminer les caractéristiques de l'écoulement à l'amont (au niveau de l'auge).

- le débit unitaire  $q_1 = \frac{Q}{b} = \frac{14,22}{8} = 1,78 \text{ m}^2/\text{s}$  ;

- la hauteur d'eau à l'amont  $h_1 = 0,16 \text{ m}$  ;

- la vitesse d'écoulement  $V_1 = 11,11 \text{ m/s}$  ;

- Le nombre de froude  $F = \frac{q_1}{(g h_1^3)^{0,5}} = 6,65$ ;

- la charge d'eau :  $H_1 = y_1 + \frac{q^2}{2gh^2} = 0,16 + \frac{1,78^2}{2 \times 9,81 \times 0,16^2} = 6,5 \text{ m}$ .

#### 4) Caractéristique de l'écoulement :

La hauteur d'eau  $h_1$  se calcule d'après une courbe de remous égale à  $h_1 = 0,16 \text{ m}$ .

On a :  $V_1 = q / h_1$  ;  $V_1 = 11,11 \text{ m/s}$

La répartition des vitesses  $V = V(r)$  à travers l'auge à angle d'ouverture  $\beta$  suit la Loi

$$V \cdot r = \text{constante} \dots \dots \dots \text{(VI. 14)}$$

**Avec :**

$r$  : Rayon de courbure de la ligne d'eau.

La vitesse à la surface libre  $V_s$  :

$$V_s = \sqrt{2g(H_1 - h_1)} ; V_s = 11,15 \text{ m/s}.$$

La pression au fond du canal est donnée par la relation suivante :

$$\frac{\Delta p_f}{\rho dh h_1} = \frac{F^2 h_1}{R} \dots \dots \dots \text{(VI. 15)}$$

**Avec :**

$R$  : Rayon de courbure de l'auge qui dépend du nombre de Froude;

$F = 6,65$ , d'après le graphe (Figure VI.4).

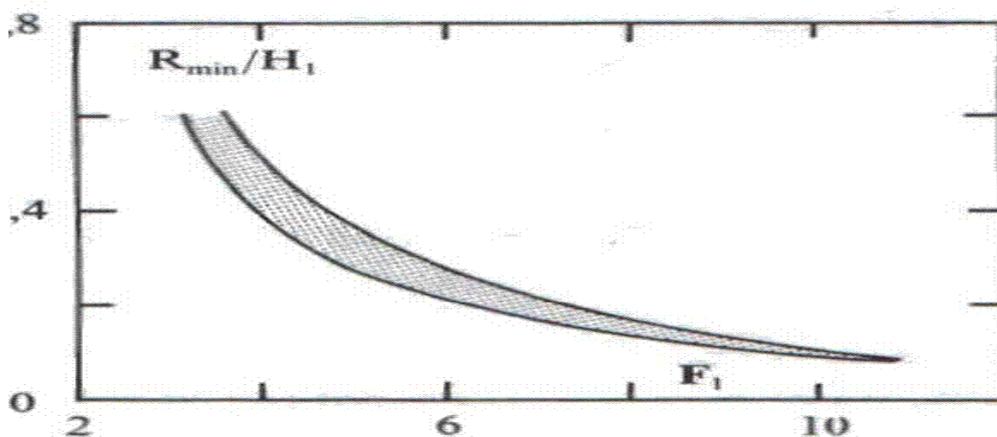


Figure VI.04 : Rayon minimal relatif Rmin/H1 en fonction de F1

On a :  $\frac{R_{min}}{H1} = 0,2$

D'où :  $R = 0,2 \times 6,5 = 1,3$  m, on opte pour la valeur : **R = 2 m**.

D'où :  $\Delta Pf = \frac{F^2 \rho h_1^2}{R}$  ;  $\Delta Pf = 3,70 \text{ KN/m}^2$

L'auge de dissipateur du saut de ski sera munie de dents (**Figure VI.05**), cette variante se distingue de la variante sans dents, car elle est plus favorable du point de vue dissipation.

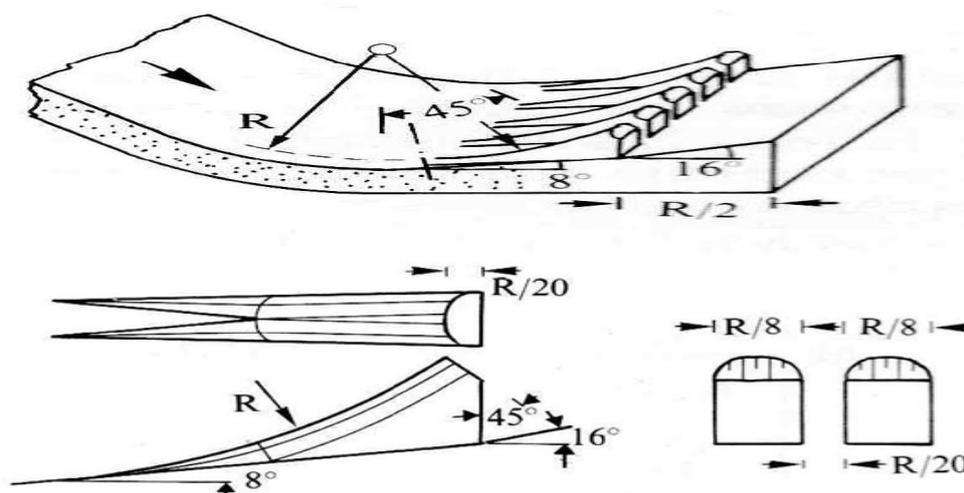


Figure VI.05 : dent du dissipateur à auge

La largeur d'une dent est :  $R / 8 = 0,4 \text{ m}$ ;  
 L'espace libre entre les dents est :  $R / 20 = 0,15 \text{ m}$ ;  
 Le point le plus bas de l'auge se trouve à  $0,15 \text{ m}$  ou dessous du radier une partie de longueur  $R / 2 = 1.5 \text{ m}$  à l'aval des dents qui sert à faire jaillir le jet et uniformiser l'écoulement à la sortie de la structure.

**5. Détermination des longueurs de trajectoire de jet :**

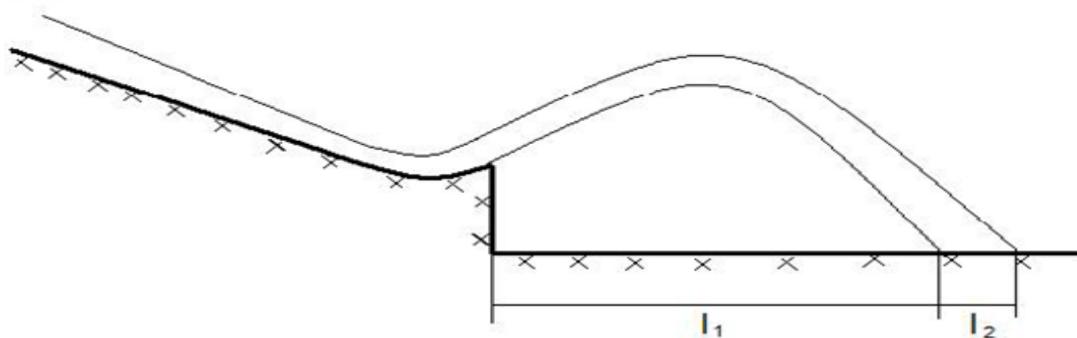


Figure VI.06 : Schéma explicatif des longueurs de trajectoire

On a :

$$l1 = \frac{V_1^2}{2g} \cos \alpha \left( \sin \alpha + \sqrt{\sin^2 \alpha + \frac{2g(P + \frac{h}{2})}{V_1^2}} \right) \dots\dots\dots \text{(VI. 16)}$$

On prend :

- p = 1m ;
- $\alpha = 16^\circ$  (voir fig N°VI.06)
- $l2 = L \sin \theta$

**Avec :**  $L = 1,4 \cdot q \cdot \log \left( \frac{V1}{V.a} \right) \dots\dots\dots \text{(VI. 17)}$

Et :  $\tan \theta = \sqrt{\tan^2 \alpha + \frac{2g(P + \frac{h}{2})}{V_1^2 \cos^2 \alpha}} \dots\dots\dots \text{(VI. 18)}$

- Avec :**
- V1: Composante de la répartition de la Vitesse du jet;
  - q : Débit spécifique;
  - a : Coefficient empirique de Vitesse a= 0,75.

$$V_1 = \sqrt{V_y^2 + V_x^2}$$

**Avec :**

$$VX = V \cdot \Psi$$

Ou :  $\Psi$  : coefficient de vitesse :  $\Psi = 0,95$

Ce qui donne :  **$VX = 10,55 \text{ m}^2/\text{s}$**

$$\text{Et : } V_y = \sqrt{2g\left(P + \frac{h}{2}\right)} = 4,60$$

Donc :  $V_1 = 11,50 \text{ m/s}$

$$\tan \theta = 1,004 \quad ; \quad \theta = 45,13^\circ$$

Donc :

$$L = 2,95$$

$$l_1 = 6,1 \text{ m}$$

$$l_2 = 2,10 \text{ m}$$

D'où :  **$l = 8,20 \text{ m}$**

## 6. dimensionnement de bassin de type plongée :

La chute d'une nappe déversant dans un bassin contenant une épaisseur d'eau suffisante est un excellent moyen d'absorber l'énergie.

Pour notre cas nous utilisons un bassin de plongée selon USBR (voir annexe F) détermination de la hauteur d'affouillement :

Pour la détermination de la hauteur d'affouillement, nous utilisons les formules suivantes :

La profondeur de la fosse est alors calculée par les formules :

$$H = 0,9 \sin \theta \cdot H_t + a \dots \dots \dots \text{(VI. 19)}$$

$$H_{\text{aff}} = 1,9 \cdot H^{0,225} \cdot q^{0,54} \dots \dots \dots \text{(VI. 20)}$$

On a :  $H_t = NPHE - C_{\text{coursier}} - Y_{\text{f.coursier}}$

D'où :  $H_t = 16,84 \text{ m}$

Et :  $a = 1 \text{ m}$ .

On aura :  $H = 9,69 \text{ m}$ ,  $H_{\text{aff}} = 4,70 \text{ m}$

On prend :  **$H_{\text{aff}} = 5 \text{ m}$**

La longueur de l'origine jusqu'à la fin de la fosse :

$$L_a = 2,5(1 + \mu_a \exp(-0,03\alpha)) F_{d90} \dots \dots \dots \text{(VI. 21)}$$

Avec :

$$2 < F_{d90} < 20 \quad ; \quad \mu_a = 1,05$$

$L_a = 16,97$  ; on prend  **$L_a = 17 \text{ m}$**

**F) Canal de fuite**

Le canal de fuite fait suite au bassin de dissipation, il sert essentiellement, à conduire l'eau vers l'Oued.

Le canal de fuite projeté est de section trapézoïdale de largeur b=8m, d'une longueur L=7.5m et de pente Icf=0,24%.

**-La hauteur critique**

Pour un canal trapézoïdal, la hauteur critique se calcule par la formule suivante :

$$hcr = K.Hcr \dots\dots\dots (VI. 22)$$

Avec :  $Hcr = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} = 0,69$  Et  $\sigma_{cr} = \frac{H \times m}{b} = 0,086$  ;

$$K = (1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0,105(\sigma_{cr}^2)) = 0,97$$

m : Fruit des talus du canal de fuite m=1.

Ce qui donne hcr =0,70m

hcr =0,70m

**La pente critique**

Elle est donnée par :  $Icr = \frac{g \times hc}{C^2 \times Rc} \dots\dots\dots (VI. 23)$

**Avec :**

Icr : pente critique;

Sc : Section critique  $Sc = m \cdot hcr + b \cdot hcr = 6,3m$ ;

Pc : Périmètre critique  $Pcr = b + 2 \cdot h \cdot \sqrt{1 + m^2} = 10$ ;

Rc : Rayon critique  $Rc = Sc / Pc = 0,63$ ;

Cc : Coefficient de Chézy  $Cc = R^{1/6} / n = 46,29m$ .

La pente critique est  $Icr = 0,0050 = 0,50\%$

Icr =0,50%

**- Profondeur normale dans le canal**

La formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy VI.07) est :

$$Q = S.C. \sqrt{RI}$$

Pour la hauteur normale on a :

$$Pn = b + 2 \cdot hn + 2hn \sqrt{1 + m^2}$$

$$Sc = mh2n + b \cdot hn$$

$$R = Sn / Pn, \quad Cn = R^{1/6} / n$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative

$$Q=1/n \times I^{1/2} \times (m \times hn + b \times hn)^{5/3} \times (b + 2 \cdot hn + 2hn \sqrt{1 + m^2})^{-2/3} \dots\dots\dots (VI. 24)$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI-07 : Calcul de la profondeur normale

Hn(m)	$(m \times hn + b \times hn)^{5/3}$	$(b + 2 \cdot hn + 2hn \sqrt{1 + m^2})^{-2/3}$	Q m <sup>3</sup> /s
2	123,629138	0,14747705	44,6602256
1	38,9407384	0,18248103	17,4059421
0,8	26,8464889	0,19225455	12,6426972
0,82	27,9743886	0,19121821	13,1028411
0,83	28,5452819	0,19070525	13,3343736
0,84	29,1207793	0,19019573	13,5668608
0,85	29,7008623	0,18968959	13,8002888
0,87	30,8747135	0,18868734	14,2699126
0,86	30,285513	0,1891868	14,0346438
0,868	30,7565103	0,18878696	14,2227864

Le calcul par itération donne : hn=0,868m

**- Vitesse dans le canal**

$$V = \frac{Q}{S} \dots\dots\dots (VI. 25)$$

AN :

$$V = \frac{14,22}{1 \times 0,868^2 + 15 \times 0,868} = 1,00 \text{ m/s}$$

V=1m/s

**VI.1.5.3. Hauteurs des murs bajoyers**

**a) chenal d'écoulement**

Au long du chenal d'écoulement, les hauteurs des murs bajoyers vont atteindre le niveau de la crête de la digue (Ncr=837m) qui correspond à une hauteur de 2,0m.

**b) le coursier**

Pour des raisons d'ordre économiques et compte tenu de la ligne d'eau présentée, on partage le coursier en deux tronçons. Les hauteurs des murs bajoyers seront différentes.

- le 1<sup>er</sup> tronçon à l'amont de 30,00m de longueur.
- le 2<sup>ème</sup> tronçon à l'aval de 20,00m de longueur.

**-Hauteur au début de 1<sup>er</sup> tronçon**

$$Hm = h_e + r \dots \dots \dots (VI. 26)$$

Ou : hm : hauteur du mur bajoyer ;

he : hauteur d'eau  $h_e = 0,69m$  ;

r : revanche de sécurité donnée par :

$$r = 0,61 + 0,14V^{1/3} \dots \dots \dots (VI. 27)$$

V : la vitesse au niveau de la section de contrôle  $V = 3,26m/s$  ;

$$V = \frac{Q}{h \times b} = \frac{14,22}{0,69 \times g} = 2,58m/s$$

Ce qui donne :  $r = 0,77m$ ,  $Hm = 1,26m$

**-Hauteur à la fin de 1<sup>er</sup> tronçon :**

On procède de la même manière que précédemment.

$h_e = 0,18$  on aura  $V = 9,88m/s$ ,  $r = 0,92$ ,  $Hm = 1,08m$

**-Hauteur à la fin de 2<sup>ème</sup> tronçon**

$h_e = 0,16$  on aura  $V = 11,11m/s$ ,  $r = 0,91m$ ,  $Hm = 1,1m$

Pour des raisons constructives et de sécurité, on prend les hauteurs suivantes :

- premier tronçon :  $Hm = 1,5m$
- deuxième tronçon :  $Hm = 1,5m$

**c) Le bassin de dissipation**

Il aura les mêmes hauteurs que les murs bajoyers du canal de restitution.

**d) Le canal de restitution**

$h_e = 0,868m$  on aura  $V = 1,00m/s$ ,  $r = 0,75m$

$Hm = 1,61m$

On prend :  $Hm = 2m$

$Hm = 2m$

### VI.1.5.4 Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier

#### a) Vagues roulantes

Les vagues roulantes peuvent avoir lieu, aussi bien, dans les écoulements aérés que dans les écoulements non aérés. Elles apparaissent, généralement, lors d'un débit inférieur au débit de projet, suite à un écoulement déstabilisé.

Les conditions d'absence de vagues roulantes sont :

$$b/h < (10 \div 12) \dots\dots\dots (VI. 28)$$

$$\text{Et } Fr^2 < 40 \dots\dots\dots (VI. 29)$$

**Avec :**

b : Largeur du coursier, Fr : Nombre de Froude;

h : Profondeur d'eau minimale dans le coursier.

$$AN : Fr^2 = \frac{V^2}{g \times h} = 78,64 ; b/h = 50,00$$

Donc, il n'y a un risque d'apparition de vague roulante

### VI.2 Ouvrage de vidange

L'ouvrage de vidange est primordial pour un barrage, il a pour rôle :

1. D'assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages (Renards, glissement d'une partie de talus aval).
2. De vider la tranche morte en fin de saison d'utilisation des eaux stockées pour l'entretien de la retenue (curage éventuel des dépôts et des parties amont du collinaire (prise, parement amont de la digue).
3. De faire passer les eaux lors de la montée du remblai (évacuation de la crue de chantier).

#### VI.2.1 Dimensionnement de l'ouvrage de vidange

##### VI.2.1.1 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 et du volume entrant durant cette période.

Le débit évacué par la vidange de fond sera :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r \dots\dots\dots (VI. 30)$$

**Avec :**

Vu : volume utile en [m<sup>3</sup>].

T : temps de vidange (10 jours).

Qr : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal au débit moyen annuel).

$$\text{AN: } Q_{vf} = \frac{0,427 \times 10^6}{10 \times 87400} + \frac{0,473 \times 10^6}{31,53 \times 10^6} = 0,50 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{vf} = 0,50 \text{ m}^3/\text{s}$$

**-Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre**

On a:

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H} \dots\dots\dots (\text{VI. 31})$$

$$\text{D'où: } S = \frac{Q_{vf}}{\mu \sqrt{2gH}}$$

**Avec :**

Q<sub>vf</sub> : Débit de la vidange de fond (m<sup>3</sup>/s);

H : Charge disponible entre le niveau normal de la retenue et l'aval en [m]. (H=12m);

μ: Coefficient de débit : μ = 0,8.

$$\text{AN : } S = \sqrt{2g} = 0,04 \text{ m}^2$$

$S = 0,04 \text{ m}^2$

Le diamètre de la conduite sera :

$$D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,04}{\pi}} = 0,22 \text{ m}$$

$D = 300 \text{ mm}$

Le diamètre normalisé est de 300mm

**Verification du temps de vidange :**

$$\text{On a : } Q = C_d \cdot S_{or} \cdot \sqrt{2g} \cdot \sqrt{H} \dots\dots\dots (\text{VI. 32})$$

$$\text{Et : } T = \frac{2V}{Q} \dots\dots\dots (\text{VI. 33})$$

**Avec :**

D=300mm

S=0,04m<sup>2</sup>

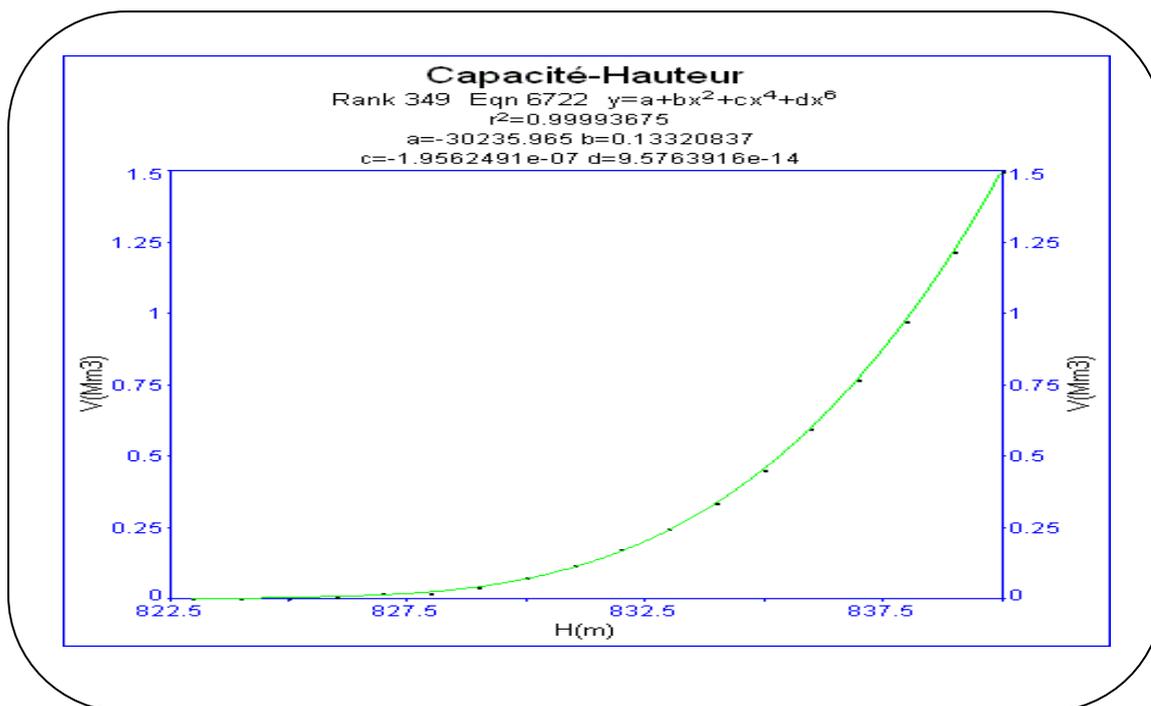
Cd=μ=0,8

La courbe Capacité –Hauteur est donnée par la formule suivante :

$$V = a + BZ^2 + CZ^4 + DZ^6$$

$$V = -30236 + 0,13Z^2 - 1,96 \cdot 10^{-7}Z^4 + 9,58 \cdot 10^{-14}Z^6$$

Avec le coefficient de corrélation R<sup>2</sup>=0.99 ; la figure suivante montre la corrélation entre la hauteur de la retenue et sa capacité.



**Figure VI.07 : Correlation entre le volume de la retenue et hauteur**

TableauVI-08 : Calcul du temps de vidange

H(m)	V (Mm <sup>3</sup> )	Q (m <sup>3</sup> /s)	T <sub>v</sub> (s)
0	0	0,35	0
2	0,0029059	0,7	8302,54286
2	0,0172669	1,05	32889,3143
2	0,0413885	1,4	59126,4143
2	0,115524	1,75	132027,417
2	0,244584	2,1	232937,133
2	0,45099	2,45	368155,094
2	0,7667395	2,8	547671,064
2	0,972086	3,15	617197,454
2	1,2424585	3,5	709976,286
1	1,498603	3,75	799254,928

Le temps de vidange est égale à la somme des temps de vidange des intervalles

T=799254,928 s= 222,015258 heures=9,25 jours

Donc le temps de vidangede notre retenue est de 10 jours

**-Correction du coefficient de débit  $\mu$** 

On a : 
$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}} \dots\dots\dots (VI. 34)$$

$\sum \xi_I$  : Somme des coefficients des pertes de charges (linéaires et singulières).

Coefficients des pertes de charge linéaires:

$$\xi_{lin} = \frac{\lambda \cdot l}{D} \dots\dots\dots (VI. 35)$$

$$\lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}} \dots\dots\dots (VI. 36)$$

**Avec :**

$\lambda$  : Coefficient de perte de charge;

$n$  : Coefficient de rugosité [ $n = 0,014m^{1/3}.s$ ];

$D$  : Diamètre de la conduite [ $D = 300mm$ ];

$L$  : longueur de la conduite de vidange en [m] ( $l = 95$  m).

**A.N:**

$$\lambda = 0,036$$

$$\xi_{Lin}=11,4$$

**-Coefficient de pertes des charges singulières**

On a :

$$\xi_{Entrée} = 0,5 \quad , \quad \xi_{sortie} = 1 \quad , \quad \xi_{vannes} = (0,1 + 0,1) = 0,2$$

$$\text{Donc : } \sum \xi_s = 1,7$$

AN :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (11,4 + 1,7)}} = 0,27 ; S = \frac{0,5}{0,27 \times \sqrt{2.9,81.12}} = 0,123m^2.$$

$$D'ou : D_{vf} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,12}{\pi}} = 0,39m$$

On prend un diamètre normalisé :  $D_{vf} = 400mm$

La conduite étant en acier de diamètre 400mm.

$D_{vf} = 400mm$
------------------

Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes de :

$$V_s = \frac{Q_{vf}}{S_{con}} \dots\dots\dots (VI. 37)$$

$$\text{AN : } V_s = \frac{0,5}{0,12} = 4,1 \text{ m/s}$$

### VI.3 Dimensionnement de la prise d'eau

Le but de la conduite est le prélèvement d'un débit destiné à l'irrigation des régions située à l'aval de notre retenue.

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est fonction de la demande aval (consommation maximale).

D'après le tableau qui représente la distribution mensuelle de la demande, le volume maximum demandé est celui du mois de juillet.

$$V_{\max} = 0.145 \text{ Mm}^3.$$

$$\text{Donc : } Q = \frac{V_{\max}}{T} \dots\dots\dots (VI. 38)$$

En utilisant la formule (VI 31)  $Q_{\max} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H}$

AN :

$$Q = \frac{145000}{10 \cdot 30 \cdot 3600} = 0,13 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 0,13 \text{ m}^3/\text{s}$$

T : Temps de prise (T = 10 heures/jour en 30 jours);

$\mu$  : coefficient de débit :  $\mu = 0,2$ ;

H : charge correspondante à la prise d'eau la plus basse.

A.N:

$$S = \frac{0,13}{0,27 \times \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 7,5}} = 0,053$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,053}{\pi}} = 0,260$$

On prend un diamètre normalisé :

$$D = 300 \text{ mm}$$

$$D = 300 \text{ mm}$$

**-Correction du coefficient de débit  $\mu$  : on utilise la formule VI.32**

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}}$$

Les pertes de charges singulières seront estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

Donc :

$$\sum \xi = 1.15 \cdot \frac{\lambda \cdot l}{D} \dots\dots\dots (VI. 39)$$

AN :

$$\sum \xi = 1,15 \cdot \frac{0,03 \times 95}{0,30} = 10,92$$

$$\text{Donc : } \mu = \frac{1}{\sqrt{1+10,92}} = 0,29$$

$$\text{A.N: } S = \frac{0,13}{0,29 \times \sqrt{2.9,81.7,5}} = 0,040$$

$$D = 0,22 \sqrt{\frac{4.0,04}{\pi}} = 0,22\text{m}$$

On prend un diamètre normalisé :

D = 300 mm

D = 300 mm

**-Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de prise d'eau**

$$V_{\text{con}} = \frac{Q_{\text{max}}}{s} \dots\dots\dots (VI. 40)$$

AN:

$$V_{\text{con}} = \frac{Q_{\text{max}}}{s} = \frac{0,13}{0,04} = 3,25\text{m/s}$$

$V_{\text{con}} = 3,25\text{m/s}$

**Conclusion :** La conduite de prise de diamètre de 300 mm. Le prélèvement des eaux s'effectue à un seul niveau de prise à une côte élevée par rapport à celle du volume mort. Les organes de commandes seront regroupés avec ceux de la vidange au pied aval de la digue.

---

**Septième  
Chapitre :**

**Dérivation Provisoire**

## Introduction

La période de construction du barrage s'étalera, au moins, sur une saison pluvieuse. Pour cette raison, la rivière devra être dérivée. Cette dérivation sera faite au moyen d'un conduit en béton armé et des batardeaux amont et aval.

Cet ouvrage a pour but la dérivation des eaux de crues d'eau pendant la construction du barrage pour pouvoir réaliser les travaux à sec et protéger le chantier contre toute crue ou venue d'eau qui peut provoquer des dégâts ou entraver le bon déroulement des travaux.

Il est accompagné, le plus souvent (sauf dans le cas d'un canal) par un batardeau amont jouant le rôle d'un amortisseur de crues et facilitant en même temps l'acheminement des eaux vers la dérivation provisoire et un batardeau aval permettant d'empêcher le retour d'eau vers le chantier. Le batardeau amont se construit avec les mêmes soins que le barrage.

### VII.1 Type d'ouvrage de dérivation provisoire

- ***Galerie de dérivation***

Cet ouvrage est réservé aux vallées rocheuses étroites. Il permet d'éviter l'interférence entre les failles et la construction du barrage proprement dit.

- ***Conduite de dérivation***

La conduite de dérivation sous le remblai est recommandée dans le cas où la roche de la galerie est de mauvaise qualité. Cependant, plusieurs problèmes techniques peuvent apparaître, essentiellement, au contact entre le béton et les fondations.

L'avantage commun de ces deux ouvrages réside dans l'aspect économique, car ceux-ci sont souvent utilisés comme ouvrages définitifs (vidange de fond).

- ***Canal de dérivation***

Cet ouvrage est, le plus souvent, adopté dans les vallées larges où les débits à évacuer (de façon économique) par les galeries ou les conduites sont importants.

**Conclusion :** En fonction des conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrauliques, la dérivation se fait par une galerie et batardeaux.

## VII.2 Choix de la crue de dimensionnement

En réalité, il n'existe aucune loi ou règle qui définit le choix de la crue avec laquelle se dimensionne l'ouvrage de dérivation provisoire. Le choix de la crue dépend du degré du risque admis en cas de dépassement de celle-ci, il agit 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.

En général, pour les barrages en béton, l'ouvrage de dérivation se dimensionne par les crues décennales ou vingtenales, alors que pour les barrages en terre, le dimensionnement de la dérivation provisoire se fait par les crues cinquanteales ou même centennales.

Mais en Algérie, le plus souvent, le dimensionnement se fait par les crues dont la période de retour varie entre 10 et 50 ans. Donc, vu tous ces paramètres qui interviennent dans la détermination de cette crue et pour le dimensionnement de la dérivation provisoire de notre ouvrage, nous optons pour la crue vingtenale.

Le débit maximum de cette crue est  $Q_{\max}(5\%)=7,64\text{m}^3/\text{s}$

## VII.3 Succession des travaux

### 1ère étape :

-Mise en place d'un batardeau partiel pour la construction de la galerie.

### 2ème étape :

-Construction d'une galerie.

### 3ème 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.

### 4ème étape :

-Une fois les travaux de réalisation sont terminés on enlève les batardeaux et on passe à la mise en eau.

### VII.4 Dimensionnement de la galerie

#### VII.4.1 Laminage de crue de chantier

L'écoulement dans la galerie est un écoulement libre qui passe à un écoulement en charge

##### -L'écoulement à surface libre

L'écoulement sera régi par la formule suivante:

$$Q=S.C.\sqrt{RI} \dots\dots\dots (VII.01)$$

**Avec :**

Q : Débit évacué;

C : Coefficient de CHEZY;  $C=1/n.R^{1/6}$  ;

R : Rayon hydraulique;  $Rcr=\frac{S}{P}$  ;

S : Section mouillée ;  $S=;\frac{R^2}{2}(\theta rad - \sin \theta^\circ)$

P : Périmètre mouillé ;  $P=R. \theta_{rad}$ ;

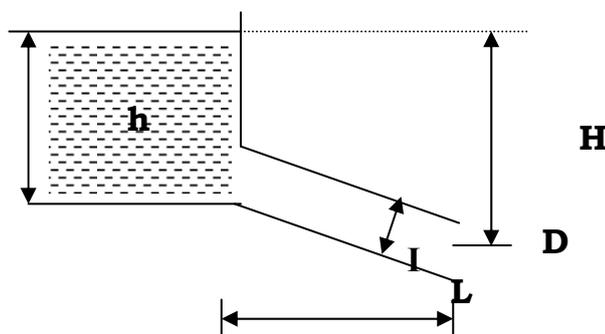
I : Pente du radier de la galerie ;  $I = 0,005$

La hauteur d'eau dans la galerie :

$$h=(r-1-\cos \frac{\theta^\circ}{2}) \quad ; \theta^\circ =2.Arc \cos (1-\frac{h}{r}).$$

**L'écoulement en charge :** L'écoulement devient en charge lorsque le niveau d'eau sera supérieur au diamètre de la galerie. Cet écoulement est régi par la formule suivante :

$$Q=S. \mu.g.\sqrt{2.g.Z} \dots\dots\dots (VII.02)$$



**Avec :**

Q : Débit évacué;

S : Section de la galerie;

g : Accélération de la pesanteur [m/s<sup>2</sup>];

Z : La dénivelée;

$\mu$  : coefficient de débit.

$$Z = (H+L+I) - \frac{D}{2} \dots\dots\dots (VII.03)$$

- H : hauteur d'eau devant la galerie;
- D : diamètre de la galerie;
- L : longueur de la galerie [L = 100m];
- I : pente de la galerie [I = 0,005];
- n = 0,014 m<sup>-1/3</sup> .s

On a :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_i + \frac{\lambda \cdot L}{D}}} \dots\dots\dots (VII.04)$$

**-Coefficient de résistance singulière**

$$\sum \xi_i = \xi_{entrée} + \xi_{sortie} \dots\dots\dots (VII.05)$$

À l'entrée :

$$\sum \xi_i = 0,5 + 1 = 1,5m$$

$\lambda$ : coefficient de résistance linéaire.

$$\lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}} \dots\dots\dots (VII.06)$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau VII-01

Tableau VII-01 : Coefficient de débit pour différents diamètres

Dg(m)	$\sum \xi_i$	$\lambda$	$\lambda \cdot L/D$	$(1 + \sum \xi_i + \lambda \cdot L/D)^{0,5}$	$\mu$
0,5	1,5	0,03081	6,53172	3,00	0,33
1	1,5	0,0245	2,59700	2,26	0,44
1,5	1,5	0,02143	1,51450	2,00	0,50
2	1,5	0,01949	1,03300	1,88	0,53
2,5	1,5	0,01805	0,76532	1,81	0,55

**-Pour l'écoulement en charge**

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot Z}$$

$$Z = h + (L.I - D/2)$$

Tableau VII.02 :  $Q = f(D)$ 

Dg [m]	$\mu$	S [m <sup>2</sup> ]	$\mu.S\sqrt{2g}$	Z [m]	Q [m <sup>3</sup> /s]
0,5	0,33	0,196	0,286	h+0,25	$0,286\sqrt{Z}$
1	0,44	0,785	1,53	h	$1,53\sqrt{Z}$
1,5	0,50	1,766	3,91	H-0,25	$3,91\sqrt{Z}$
2	0,53	3,14	7,37	h-0,5	$7,37\sqrt{Z}$

-Le laminage de la crue se fait comme suite : A partir de l'hydrogramme de la crue de fréquence (5%), nous calculons le volume de la crue correspondant, et on tire toutes les hauteurs correspondantes à chaque volume de chaque heure jusqu'au temps de montée (t = 1,6h) de la courbe (capacité –hauteur).

Il est nécessaire de vérifier que la vitesse dans le canal soit inférieure à la vitesse admissible (critique) pour laquelle se produit un entrainement des matériaux par charriage. La vitesse idéale pour les canaux à surface libre peut atteindre 10m/s.

On prend :  $V_a=6\text{m/s}$  (vitesse admissible).

$Q=7,84\text{m}^3/\text{s}$  ; Donc :  $Se=1,31\text{m}^2$

Les résultats de calculs sont donnés dans le tableau suivant

Tableau VII -03:  $H_{dév} = f(T)$ 

Temps(h)	Qc(m <sup>3</sup> /s)	Qmoy(m <sup>3</sup> /s)	V (m <sup>3</sup> )	h dév
0	0	0,225	162	0,16
0,4	0,450			0,37
0,8	2,02	3,01	2167,2	0,98
1,2	4,4			1,29
1,6	7,84	6,12	4406,4	

Les résultats du laminage sont donnés dans le Tableau suivant

Tableau VII-04 : Résultats de laminage

D (m)	0,5	1,0	1,5	2,0
Z (m)	0,41	0,37	0,7	0,79
Q (m <sup>3</sup> /s)	0,183	0,930	3,27	6,55

## VII.5 Dimensionnement du batardeau

### VII.5.1 Type de batardeau

Il est prévu un batardeau du même type que la digue. Il sera donc construit en remblai et exigera des caractéristiques géotechniques précises qui nécessitent un contrôle rigoureux des teneurs en eau.

#### -Calcul de la revanche du batardeau

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

#### c) Formule de STEVENSON GAILLARD

$$R = 0,75 + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (VII.07)$$

$$H = 0,75 + 0,34\sqrt{F} + 0,26\sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (VII.08)$$

**Avec :**

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

F : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment suivant la direction du barrage appelée Fetch qui doit inférieure à 18 kilomètres.

(F = 2,5km).

**A.N:**

$$H = 0,75 + 0,34\sqrt{2,5} + 0,26\sqrt[4]{2,5} = 0,96\text{m}$$

$$V = 1,5 + 2.H = 1,5 + 2.0,96 = 3,42\text{m/s}$$

Donc :

$$R = 0,75 + \frac{3,42^2}{2.0,81} = 1,36\text{m}$$

**Formule de MALLET et PAQUANT**

$$R = 0,75 + \frac{V^2}{2g}$$

$$H = 0,5 + 0,33 \sqrt{F} \dots\dots\dots (VII.09)$$

Donc :

$$H = 0,5 + 0,33 \sqrt{2,5} = 1,02\text{m}$$

$$V = 1,5 + 2.H = 1,5 + 2.1,02 = 3,54\text{m/s}$$

$$R = 0,75 + \frac{3,54^2}{2.9,81} = 1,40\text{m}$$

**c) Formule Simplifiée**

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots (VII.10)$$

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{2,5} = 1,47\text{m}$$

Tableau VII-05 : Récapitulation des résultats des formules

Formules utilisées :	Valeurs :
Formule de STEVENSON GAILLARD	1,35m
Formule de MALLET et PAQUANT	1,38m
Formule Simplifiée	1,47m

Il est prudent d'adopter comme valeur minimale de la revanche de 1 à 2 m pour les ouvrages de 10 à 20 m de hauteur

**Conclusion :** On prend la valeur la plus proche à la moyenne donc : R=1,42m

**-Largeur en crête**

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

**1) Formule de KNAPEN T**

$$b_{cr} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (VII.11)$$

**2) Formule de E- F-PREECE**

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots (VII.12)$$

**3) Formule Anonyme (simplifiée)**

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots (VII.13)$$

**4) Formule pratique**

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (VII.14)$$

Avec :  $H_b$  : Hauteur du barrage [m];

Tableau VII-06: Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.

Formule :	Hauteur du batardeau	bcr -m-			
		1	2	3	prise
KNAPPEN	3,76	3,19	3,13	2,59	3
PREECE	4,01	3,30	3,20	2,71	3
SIMPLIFIEE	4,26	3,41	3,27	2,84	3
PRATIQUE	4,51	3,50	3,33	2,94	3

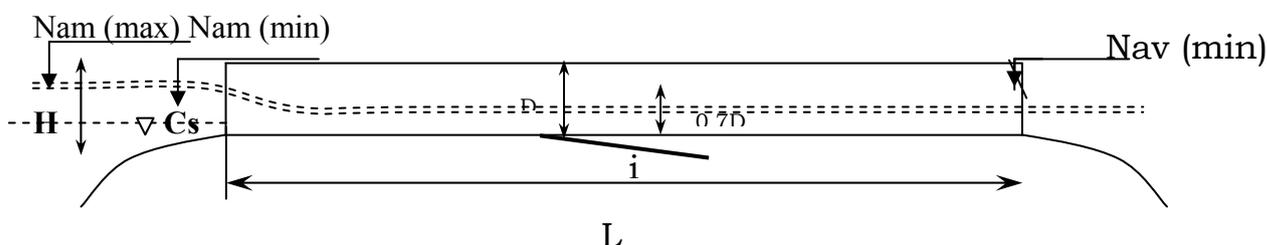
On opte pour une largeur de crête égale à :  $b_{cr} = 3$  m.

**VII.5.2 Calcul d'optimisation**

Le calcul est effectué par une méthode basée sur la détermination des volumes du batardeau et de la galerie, ainsi que son équivalent en béton. Après cela, le tracé de la courbe d'optimisation est effectué afin de 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.

Le schéma suivant nous donne les différents paramètres pour cette méthode.



D : diamètre ;  $h_0=0,7D$  ; H=charge totale ; I=pente ; L=longueur de la galerie ; clef =clé de la voute ; Nam=niveau amont (Qmin,Qmax) ; Nav=niveau aval(Qmin,Qmax)

Figure VII-01 : Schéma de calcul des différents diamètres

### Hypothèses de calcul

- Ecoulement uniforme.
- Les pertes de charges sont calculées à l'aide de la formule de CHEZY.
- Sur un plan topographique, on positionne la digue, les batardeaux, l'axe de la dérivation et les ouvrages d'entrée et de sortie pour avoir la longueur réelle.
- La courbe de tarage nous donne les niveaux avals correspondants aux débits maximum et minimum  $Q_{max}$  et  $Q_{min}$ .

Le tableau suivant illustre les paramètres à déterminer

Tableau VII-07: Calcul d'optimisation

<b>Paramètres hydrauliques</b>	1	Diamètre	$D$ (m)
	2	Section du tunnel	$A$ (m <sup>2</sup> )
	3	Profondeur de remplissage	$h_o = 0,7D$ (m)
	4	Section mouillée	$A_m = 0,74.A$ (m <sup>2</sup> )
	5	Rayon hydraulique	$R_h = 0,3D$ (m)
	6	Coefficient de Chezy	$C = 1/n R^{1/6}$
	7	Vitesse moyenne	$V = Q_{max}/A_1$ (m/s)
	8	Pente	$i = V^2/C^2R$
	9	Perte de charge linéaire	$h_l = i.l$ (m)
	10	Perte de charge à l'entrée	$Z_{entr} = V^2/2gQ^2$ (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 à l'entrée de tunnel	$N_1 = N_{am} - Z_{entr}$ (m NGA)
	14	Cote du seuil	$C_s = N_1 - h_o$ (m NGA)
<b>Calcul des volumes des travaux</b>	15	Hauteur du batardeau	$bat = N_{am} + R - C_f$ (m)
	16	Section du batardeau	$S_{bat} = (10 + 3H_{bat}).H_{bat}$
	17	Longueur moyenne du batardeau	$L_{bmoy}$ (m)
	18	Volume du batardeau	$V_{bat} = L_{bmoy} * S_{bat}$ (m <sup>3</sup> )
	20	Conversion en volume de béton	$V'_{bat} = 0,1 V_{bat}$
	21	Volume d'excavation du tunnel	$V_{tun} = L. A$
	21	Conversion en volume de béton	$V'_{tun} = 1,5 V_{tun}$
	22	Coût total des travaux	$\Sigma V' = V'_{bat} + V'_{tun}$

Tableau VII-08: Application numérique

	N°	Désignation	Valeurs			
Paramètres hydrauliques	1	D (m)	0,5	1	1,5	2
	2	A (m <sup>2</sup> )	0,20	0,785	1,766	3,14
	3	h <sub>o</sub> (m)	0,35	0,7	1,05	1,4
	4	A <sub>1</sub> (m <sup>2</sup> )	0,15	0,58	1,31	2,32
	5	Rh (m)	0,15	0,3	0,45	0,6
	6	C	48,59	54,55	58,36	61,23
	7	V (m/s)	0,915	1,18	1,85	2,09
	8	i	0,0024	0,002	0,0022	0,0019
	9	j (m)	0,24	0,2	0,22	0,19
	10	Z <sub>entr</sub> (m)	0,052	0,088	0,21	0,185
	11	Z <sub>o</sub> (m)	0,19	0,11	0,01	0,005
	12	N <sub>am</sub> (m)	820,19	820,11	820,001	820,005
	13	N <sub>1</sub> (m NGA)	820,240	820,20	820,22	820, 19
	14	C <sub>s</sub> (m NGA)	819,84	819,5	818,17	818,79
Calcul des volumes des travaux	15	H <sub>bat</sub> (m)	2,61	2,53	2,42	2,41
	16	F <sub>bat</sub> (m <sup>2</sup> )	46,71	44,50	41,76	41,28
	17	L <sub>bmoy</sub> (m)	80	71	66	60
	18	V <sub>bat</sub> (m <sup>3</sup> )	3736,8	3159,5	2756,16	2476,48
	19	V' <sub>bat</sub> (m <sup>3</sup> )	373,68	315,95	275,62	247,65
	20	V <sub>tun</sub> (m <sup>3</sup> )	20,00	78,5	176,6	314,00
	21	V' <sub>tun</sub> (m <sup>3</sup> )	30	117,75	264, 9	471
	22	Σ V' (m <sup>3</sup> )	403,68	433,70	451,88	718,65

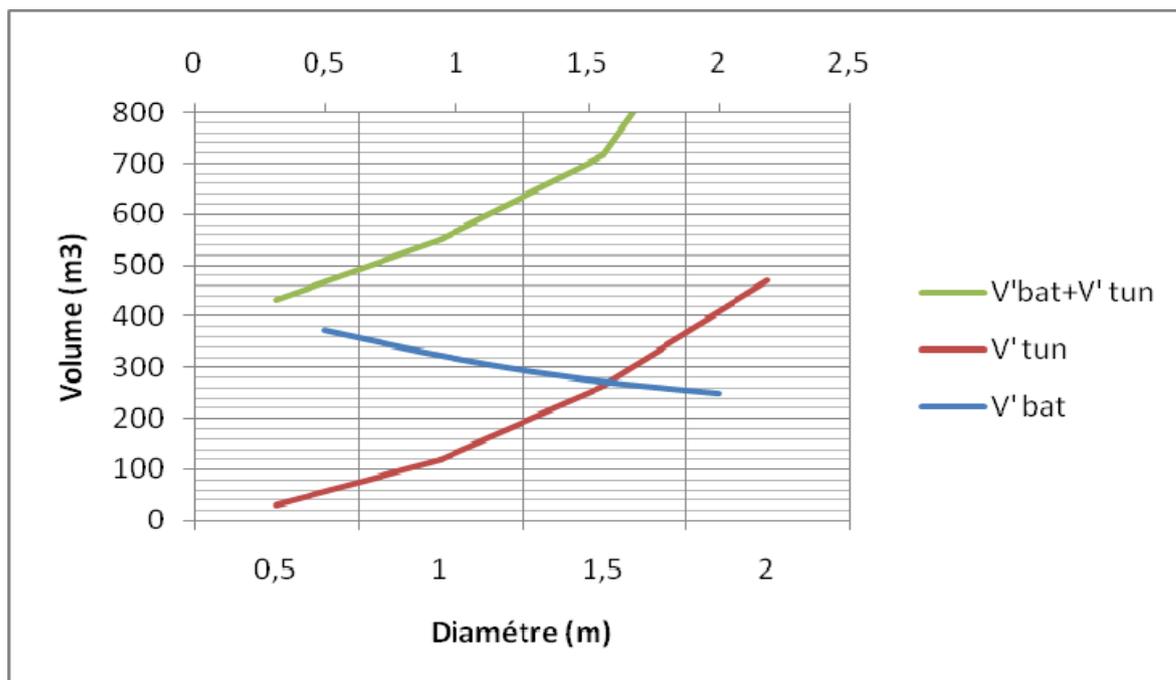


Figure VII-02 : Courbe d'optimisation

**Conclusion :** D'après le tableau et la courbe d'optimisation nous remarquons que le diamètre optimum est égal à 0,5m. Ceci qui correspondant à une hauteur de batardeau égale à 2,61m.

Le batardeau de 2,61m de hauteur sera incorporé dans la digue pour des raisons économiques et sera constitué de mêmes matériaux que la digue

### VII.5.3 Construction du batardeau

#### -Construction du batardeau

On construit le batardeau comme suit :

1. Construction d'une banquette en béton.
2. Réalisation d'un filtre inverse (son rôle est d'empêcher le retour d'eau)
3. Remblayage du batardeau.

Il faut que  $Z_0$  soit inférieur à 3m, autrement la fermeture de cours d'eau devient difficile.

**-Détermination de  $Z_0$**

Supposons que le portail d'entrée du tunnel ait une section rectangulaire de largeur  $D$ , donc il va fonctionner comme un seuil déversant dénoyé à seuil épais.

$$h = \left[ \frac{Q_{\min}}{m \cdot D \cdot \sqrt{2g}} \right]^{2/3} \dots\dots\dots (VII.15) \quad ; m=0,35$$

Donc :  $h=0,35m$

Connaissant  $h$  on détermine la côte du niveau d'eau amont:

$$Z_0 = N'_{\text{amont}} - N'_{\text{aval}}$$

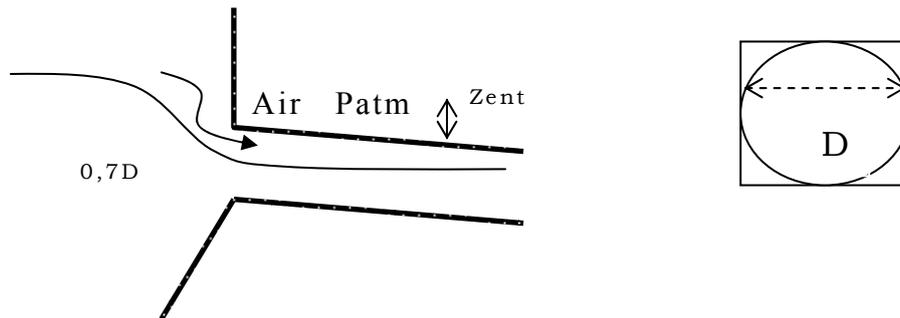
$$N'_{\text{amont}} = C_s + h = 820,19m$$

Avec:  $Q_{\min} = 0,15m^3/s$

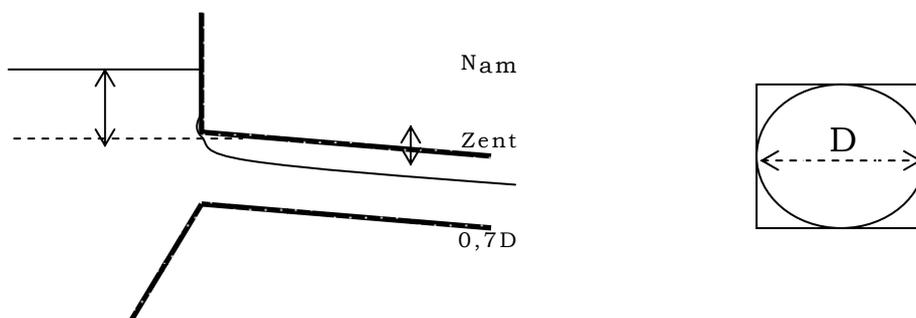
On trouve  $Z_0 = 1,19 m < 3 m$

**-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.



Pour une perte de charge supérieure à  $0,3D$ , l'entrée est noyée, au lieu d'un déversoir nous aurons un orifice noyé.



Dans ce cas, la ventilation est rompue, l'écoulement va aspirer l'air se trouvant dans la galerie. Par conséquent, il y aura une dépression ( $P < Patm$ ) qui implique une vibration

À l'intérieur. Le portail d'entrée est un déversoir à large seuil à une section rectangulaire de largeur D.

#### -Pente critique

$$i_{cr} = \frac{Q^2}{C_{cr}^2 \cdot S_{cr}^2 \cdot R_{cr}} \dots\dots\dots (VII.16)$$

#### -Le débit unitaire

$$q = Q/l \dots\dots\dots (VII.17)$$

#### -La hauteur critique

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots\dots\dots (VII.18)$$

$y_c = 0,237 \text{ m}$

Scr: Section critique;

Pcr: Périmètre critique;

Rcr: Rayon hydraulique critique;

Ccr: Coefficient de CHEZY.

AN :

$q = 7,84 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m.l}$

A.N :

$$I_{cr} = \frac{7,84^2}{48,59^2 \cdot 0,20^2 \cdot 0,15} = 1,40$$

#### -Crête du batardeau

La crête du batardeau aura une largeur de 3m ce qui permettra la circulation des engins de terrassement, et puisque le batardeau est incorporé dans le corps du barrage cette crête sera immergée après la mise en eau du barrage. Il est donc inutile de mettre une couche de matière synthétique.

#### -Les talus du batardeau

Les talus du batardeau auront des pentes identiques qui sont de 1 : 2,5

#### -Le drain du batardeau

C'est un drain incorporé dans le batardeau, il est fait en enrochement avec une pente de talus externe qui est égale à celle du batardeau.

Le drain doit contenir des filtres inverses qui ont la même granulométrie de celle du barrage.

### VII.6 Ouvrage de restitution

L'objectif de l'ouvrage de restitution est la dissipation de l'énergie cinétique de l'eau à la sortie de la galerie de dérivation.

La vitesse de l'eau à la sortie de la galerie est:

$$Q = \frac{V}{S} \dots\dots\dots (VII.19)$$

Où :

Q: Débit laminé;

S: Section de la galerie.

$$F = \frac{V}{\sqrt{gh}} \dots\dots\dots (VII.20)$$

h: Hauteur d'eau à la sortie de la galerie.

A.N :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{0,18}{0,20} = 1,00 \text{ m/s} \quad \Rightarrow \quad F = \frac{V}{\sqrt{gh}} = 0,53$$

Le ressaut commence à apparaître mais pas très turbulent (on parle de "pré ressaut").

Les déflecteurs et seuils ne sont pas encore nécessaires et il faudra que le bassin soit suffisamment long pour contenir l'écoulement pendant son ralentissement.

**Conclusion :** D'après l'étude d'optimisation on remarque que le diamètre le plus économique est 0,5 m.

Donc on a une galerie de 0,5m de diamètre et une hauteur de 3m et a une crête de 3m de largeur et 2,61m de hauteur et des pentes de talus de 1:2,5.

Ce batardeau comportera un drain en enrochement.

---

## **Huitième Chapitre**

# **Organisation de Chantier**

## Introduction

Une meilleure connaissance des lieux du chantier contribue, énormément, à dresser un planning chronologique d'intervention des engins et leur utilisation rationnelle dans les diverses opérations, afin de pouvoir répondre aux conditions d'espace et de temps dictées par le marché. C'est dire qu'une bonne organisation du chantier permet des diminutions considérables des coûts de l'ouvrage.

Une bonne organisation de chantier exige une utilisation rationnelle et correcte de la main d'œuvre et l'ensemble des moyens mis en œuvre dans le cadre du projet. Et pour atteindre ces objectifs, il est impératif de :

1. Définir, avec précision, les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en œuvre des techniques modernes de construction avec un haut rendement ;
2. Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée et qualifiée ;
3. Structurer convenablement les postes de travail ;
4. Opter pour une mécanisation de plus en plus poussée ;
5. Disposer d'un personnel à employer en quantité et en qualité ;

Notre étude consistera, donc à organiser le chantier de réalisation du barrage collinaire de Guerroudjia, tout en assurant :

1. Une meilleure qualité (étude approfondie, choix de la main d'œuvre, choix des matériaux...etc.).
2. La rapidité des diverses opérations.
3. Une économie : synchronisation et réduction des travaux.
4. Une organisation de l'utilisation du matériel et du personnel en garantissant leur sécurité.

Ces facteurs sont d'une importance capitale pour la réalisation de l'ouvrage dans les meilleurs délais et les meilleures conditions.

### **VIII.1 Organisation technique de préparation**

Les opérations essentielles de préparation dans l'organisation technique pour la construction hydrotechnique commencent par la préparation des documents qui donnent droit à l'organisme de réaliser les 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.

### **VIII.2 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier**

Avant de commencer les travaux de réalisation du barrage, il paraît indispensable de rappeler le rôle de chacune des différentes parties concernées par l'intervenir dans l'acte de construction.

**VIII.1.1 Le maître de l'ouvrage :** C'est une personne physique ou morale pour le compte de 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.

**VIII.1.2 Le maître d'œuvre :** C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage de concevoir l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation pour les 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 osculation jusqu'à l'achèvement de la phase de la mise en eau et de régler le rapport de la première mise en eau.

**VIII.1. 3. L'entrepreneur :** Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître de l'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.

**VIII.3 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise :** L'implantation d'un chantier nécessite des terrains spacieux, afin de pouvoir aménager les divers aires de stockages, ouvrir des pistes de circulation d'engins, les occupations progressives par les locaux, les engins, les postes fixes de travail. On peut distinguer les installations suivantes :

**VIII.3.1 Installations destinées au personnel :** Généralement, ce sont des dortoirs, des réfectoires, des installations sanitaires et des bureaux de chantier.

**VIII.3.2 Installations destinées au stockage des matériaux :** Pour les ciments, nous utilisons soit des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal. Les agrégats peuvent être stockés en plein air. Pour éviter leur mélange et faciliter le dosage du béton on doit prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats. Les aciers sont stockés des baraquements ou des hangars afin d'éviter leur oxydation...etc.

**VIII.3.3 Installations destinées à la réparation des engins :** En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

**VIII.3.4 Installation destinée pour la préfabrication :** Cette installation est constituée de hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites.

#### **VIII.4 Ordre d'exécution des travaux :**

1. Installation du chantier ;
2. Implantation des axes des différents ouvrages ;
3. Coupure et dérivation de l'oued ;
4. Après l'achèvement des travaux dans la retenue proprement dite et en même temps nous achevons les travaux dans l'évacuateur de crues ;
5. Coupure finale et mise en eau ;

## VIII.5 Travaux de réalisation

**VIII.5.1 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.

**VI.5.2 Travaux d'excavations :** Les différentes opérations d'excavation doivent être faites selon les données avancées dans le dossier des plans et le programme général des travaux. Ces derniers comprennent le décapage, l'excavation et la mise en dépôt des déblais selon 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.

**VIII.5.3 Travaux secondaires :** Cela consiste au travail dont le besoin est de pouvoir exploiter tous les ouvrages dans les meilleures conditions possibles.

- L'aménagement de la zone d'emprunt.
- Stabilité des décharges ainsi que leur protection contre l'érosion et leur éloignement des cours d'eau.
- Reboisement des zones à risque d'érosion aux alentours du barrage.

**VIII.6 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 compétences.

Les mêmes indications devront être fournies pour les techniciens spécialisés tels que géotechniciens spécialistes 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, indispensables pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

**B- Les engins de terrassement :** En général, le matériel de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction, le transport des matériaux et la réalisation des finitions (remblai-enrochement ...).

- Le bulldozer.
- La pelle mécanique.
- Le chargeur à pneus ou à chenilles.
- La décapeuse.
- Les niveleuses et les camions et les camions citernes.
- Les compacteurs à rouleaux vibrant, à pneus ou à pied dameurs.
- Les canions dumpers.
- Les citernes d'eau et de fuel.
- Les brises roches et compresseurs.
- Les groupes électrogènes.

Le compactage des remblais est une tâche très importante du moment que cette opération est liée de façon directe à l'étanchéité de l'ouvrage. Pour cela, 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.

**C- Le matériel de bétonnage :** On utilise, le plus souvent, des bétonnières pour la fabrication des bétons nécessaires pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur .....).

**VII.7 Programme des travaux :** La réalisation de la retenue de Guerroudjia se fera en deux saisons sèches et sans difficultés particulières.

Les phases de la construction du barrage sont les suivantes :

-Aménagement du tronçon du canal d'amenée et la tête amont de la prise d'eau.

Une fois les conduites de prise et de vidange de fond et les canaux d'amenées (déviations des Oueds, pour que tous les débits passent à travers la conduite) soient terminés, la construction de la digue commence par le batardeau et par l'enlèvement des terres végétales sous la digue.

Simultanément à la construction du batardeau, on peut commencer l'enlèvement du fossé du noyau étanche prévu au dessous de la digue et la mise en place du tapis étanche.

C'est le système de drainage (sortie de drain, tapis drainant, collecteur drainant et les puits de décompression) qui sera construit premièrement sous la protection du batardeau.

-Tous ces travaux peuvent être exécutés pendant les mois relativement secs du printemps et le début d'été (1<sup>ère</sup> phase de la construction).

Parallèlement à la construction de la digue, il faut procéder à la réalisation de la protection en enrochement sur les talus et entamer la réalisation de l'évacuateur de crue.

Les équipements de la prise d'eau et de la vidange de fond seront installés dans l'ouvrage de prise d'eau.

Il sera procédé, ensuite à la construction de la route d'accès (chemin stabilisé) sur la crête de la digue et la correction des terrains aux alentours de la retenue collinaire qui seront à refaire.

Pour terminer les travaux, l'aménager la zone d'emprunt est nécessaire. A la fin des travaux de la digue, la fermeture de la tête amont et le bétonnage ultérieur de l'ouvrage de prise d'eau seront exécutés, cela permet la mise en service du barrage.

Tous ces travaux doivent être exécutés pendant les mois secs d'été et d'automne et peuvent être continués pendant les mois relativement secs du printemps et l'été suivant (2<sup>ème</sup> phase de construction).

En conclusion, la réalisation de la retenue collinaire ne présente pas de difficultés particulières.

Malgré, cette relative absence de difficultés, il convient néanmoins de ne confier ces travaux qu'aux entreprises ayant acquis une expérience sur des ouvrages analogues.

La mise en exploitation du barrage, après avoir terminé la construction peut être estimée à 08-12 mois (remplissage de la retenue).

## **VIII.8 Planification**

**VIII.8.1 Définition :** La planification consiste à rechercher constamment la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre. Son objectif est de s'assurer que tout le travail se fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau).
- A temps (sans retard).
- Economique (avec des bénéfices).

## **VIII.8.2 Techniques de la planification**

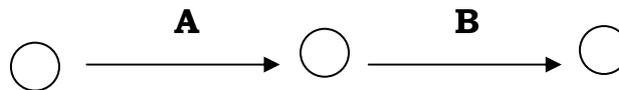
Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau.
- Méthodes basées sur le graphique.

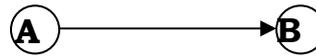
### VIII.8.2.1 méthodes basées sur le réseau

**VIII.8.2.1.1 Définition du réseau :** Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui sont indispensables pour l'achèvement de l'objectif de la planification. On distingue deux types de réseaux :

**-Réseau à flèches :** L'opération est représentée par une flèche et la liaison entre deux opérations par un cercle appelé "nœud".



**-Réseau à nœuds :** L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.



L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

**VIII.8.2.1.2 Construction du réseau :** Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les cinq (5) opérations suivantes :

1. Etablissement d'une liste des tâches.
2. Détermination des tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération.
3. Construction des graphes partiels.
4. Regroupement des graphes partiels.
5. Construction du réseau.

### VIII.8.2.2 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<sup>ère</sup> phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.
- 2<sup>ème</sup> phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue.
- 3<sup>ème</sup> phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

L'utilisation de cette méthode nécessite les étapes suivantes:

1. Collection des informations ;
2. Décomposition du projet ;
3. Définition de la relation entre les tâches ;
4. Attribution des durées;
5. Construction du réseau.

#### VIII.8.2.2.1 les paramètres de la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables pour 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 ;
- DCP: Date de commencement au plus tard ;
- DFP: Date de finition au plus tôt ;
- DFPP: Date de finition au plus tar;
- MT: Marge totale.

Et :

$$\begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$

**VIII.8.2.2.2. 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 :

$$\Leftrightarrow \begin{cases} \mathbf{MT = 0} \\ \mathbf{\sum TR_{C.C} = D.T.Pcc} \end{cases}$$

### VIII.8.2.2.3 Attribution des durées de chaque opération

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

1. Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
2. Dimensions du projet ;

On applique la formule suivante:

$$\mathbf{T = \frac{Q \cdot N}{n}}$$

**Avec:**

$$\begin{cases} \mathbf{Q = Quantité de travail} \\ \mathbf{N = Rendement} \\ \mathbf{n = Nombre d'équipes} \end{cases}$$

## VIII.8.3 Plannings

Il existe deux types de plan de travail :

### VIII.8.3.1 plan de travail au plus tôt

Dans ce cas, toutes les opérations commencent en leur date au plus tôt. L'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est bien fournie en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

### VII.8.3.2 Plan de travail au plus tard

Toutes les opérations commencent à une date au plus tard; les tâches ne sont pas retardées. L'entreprise opte pour ce type de planning lorsque ses moyens sont limités (plus économique).

### VIII.9 Délai de construction et programme des travaux

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en compte tenu du temps de réalisation de chacune des opérations qui le compose, sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement.

La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer certaines exigences, qui sont :

- Le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations ;
- Le respect des délais de réalisation pour chaque opération ;
- Exécution du travail le plus économiquement possible ;

### VIII.10 Symboles des différentes opérations

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VIII-01: Symboles des opérations

Tavaux	Opérations	Durée (mois)
Installation de chantier	A	40
Réalisation de la galerie de dérivation	B	30
Réalisation du batardeau	C	45
Excavation du tranché de la clé d'encrage	D	20
Remblais de la clé d'encrage	E	15
Réalisation de la vidange et de la prise d'eau	F	20
Aménagement du canal d'amenée	G	25
Remblais du barrage, et prisme de drainage	H	30
Excavation et fouille pour l'évacuateur de crue	I	20
Construction de l'évacuateur de crue	J	40
Exécution du bassin d'amortissement d'E.C	K	30
Revêtement sur les talus (amont, aval)	L	30
Équipements hydromécaniques	M	20
Travaux de finition	N	40

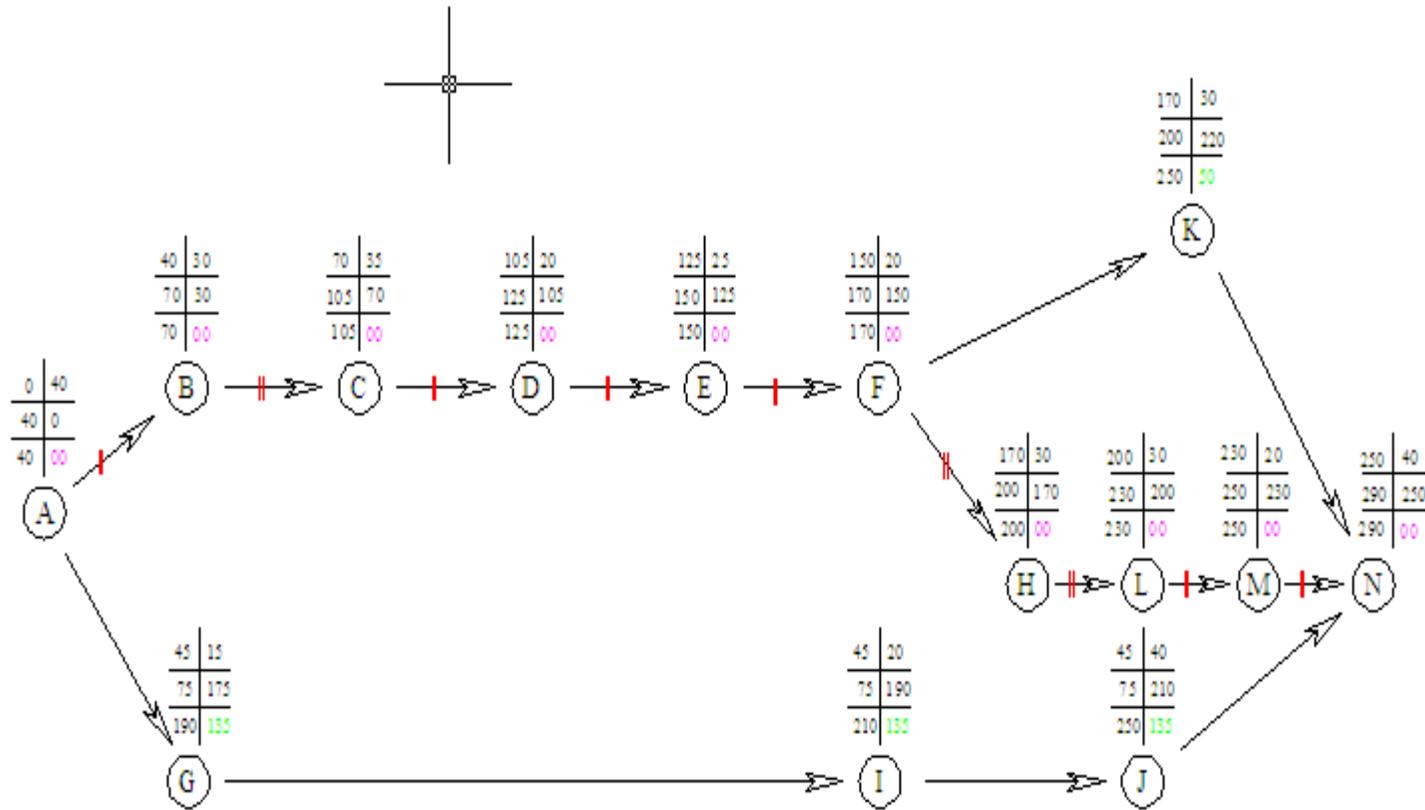


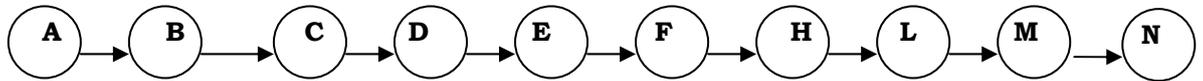
Figure VIII-01: Réseau à nœuds

OP	TR	La durée (jours)														
		20j	40j	60j	80j	100j	120j	140j	160j	180j	200j	220j	40j	260j	280j	300j
A	40	A														
B	30		B													
C	35			C												
D	20				D											
E	25					E										
F	20						F									
G	15		G													
H	30							H								
I	20			I												
J	40				J											
K	30								K							
L	30										L					
M	20												M			
N	40														N	

Tableau VIII-02 : Programme des travaux pour la réalisation de la retenue de Guerroudjia

**VII.11 Détermination du chemin critique :**

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant une marge totale nulle (0) est donnée par le chemin suivant:



$$DTR = \sum TR = 40 + 30 + 35 + 20 + 25 + 20 + 30 + 30 + 20 + 40 = 290 \text{ jours.}$$

C'est-à-dire que la durée totale de réalisation de notre retenue est environ 10 mois (290 jours).

---

## **Neuvième Chapitre**

# **Protection et Sécurité du travail**

## Introduction

La protection du travail comprend tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs.

Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent se produire à tous les moments de l'installation jusqu'à la mise en eau. C'est pour cela, qu'on doit chercher toutes les solutions pour faire face à ces derniers.

L'objet sera, donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents de chantier. Pour cela, il existe un bon nombre de dispositifs, de consignes et de règlements dits « de sécurité » dicté par différents organismes intéressés par la sécurité du travail, notamment le BIT (le Bureau International du Travail).

Ces règlements doivent être strictement appliqués. Ils contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et dégagent la responsabilité des dirigeants du chantier qui pourraient être tenus comme responsables dans le cas où des dispositions n'aient pas été prises dans l'application des règles de sécurité sur le chantier.

### IX.1 Causes des accidents de travail

L'analyse des accidents, les plus fréquents, fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielles).

**a) Causes humaines :** Ces causes sont :

1. La négligence des travailleurs.
2. La fatigue.
3. La distraction.
4. Les gestes néfastes.
5. Inaptitude mentale ou physique.
6. Adoption de la solution de faciliter.

**b) Causes techniques :** Ces causes sont :

1. Les mauvaises conditions de travail.
2. Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
3. Le manque d'éclairage.

**IX.2 Conditions dangereuses dans le chantier**

1. Installation non protégée ou mal protégée.
2. Outillages, engins et équipements en mauvais état.
3. Matière défectueuse, stockage irrationnel.
4. Protection individuelle inexistante.
5. Défauts dans la construction.
6. Eclairage défectueux.
7. Facteur d'ambiance impropre.
8. Conditions climatiques défavorables.

**IX.3 Actions dangereuses**

1. Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
2. Intervention sans précaution sur des machines en mouvement.
3. Action sans prévention ou sans autorisation.
4. La non utilisation de l'équipement de protection individuelle.
5. L'imprudence durant le travail.
6. Le rythme de travail inadapté.

**IX.4 Mesures préventives**

La protection du personnel doit être assurée de manière bien satisfaisante par les services appropriés.

1. Les appareils de levage doivent être installés sur une surface présentant une résistance suffisante.
2. Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celles fixées.
3. Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.
4. Les abris doivent être aérés et chauffés.

## **IX.5 Principales fonctions du service de sécurité**

### **a) Etudes**

1. Participation au Comité d'Hygiène et de Sécurité.
2. Analyse des postes de travail « Etude Sécurité ».
3. Suggestions du Personnel.
4. Statistique : élaboration et commentaire.
5. Rapport avec l'administration.

### **b) Exécution**

1. Mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail).
2. Réalisations pratiques des suggestions et des études.

### **c) Contrôle**

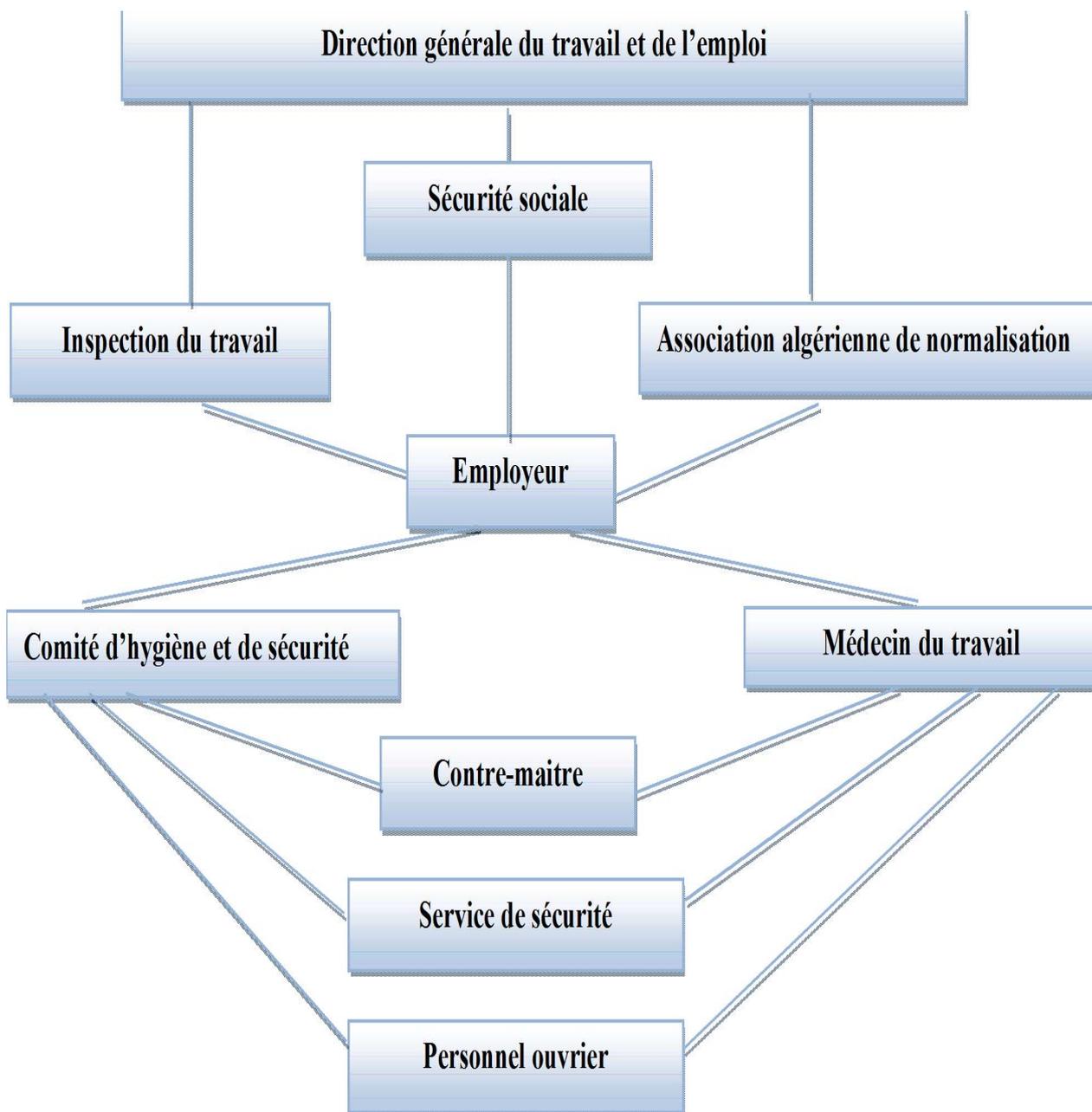
1. Enquêtes à la suite des accidents.
2. Inspections des installations.
3. Visites périodiques effectuées par les organismes.
4. Contrôle éventuel des moyens de transport du personnel.

### **d) Animation**

1. Lutte contre l'incendie et les accidents de trajet.
2. Equipes de secours.
3. Formation spéciale concernant certaines professions.

## **IX.6 Organisation de la prévention des accidents du travail**

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme une immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes intéressées figurés dans l'organigramme ci-après :



Le Contre-maître constitue le maillon essentiel de la chaîne de prévention des accidents du travail. Sous l'angle de la protection du personnel, le rôle du Contre-maitre revêt trois aspects importants, pédagogique, de surveillance et de suggestion.

Parmi les principales fonctions du service de protection :

- Etudes, participation au comité d'hygiène et de sécurité.
- Exécution des mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail, réalisations pratiques des suggestions et des études).

Les mesures de prévention collective sont la suite logique de l'étude de sécurité qui peut être classée en deux catégories distinctes :

- Respect de la réglementation, la législation et les contrôles techniques.
- Les moyens techniques (protection des éléments de machines et mécanismes en mouvement).

Devant les dangers constatés dans l'exercice de certaines professions ou dans l'emploi de nouveaux produits, la législation a de plus en plus tendance à compléter la prévention collective par des moyens de protection individuelle.

L'équipement de protection est nécessaire lorsque les risques auxquels est exposé le personnel n'ont pas pu être éliminés ou supprimés à la source.

Cet équipement doit remplir les conditions suivantes :

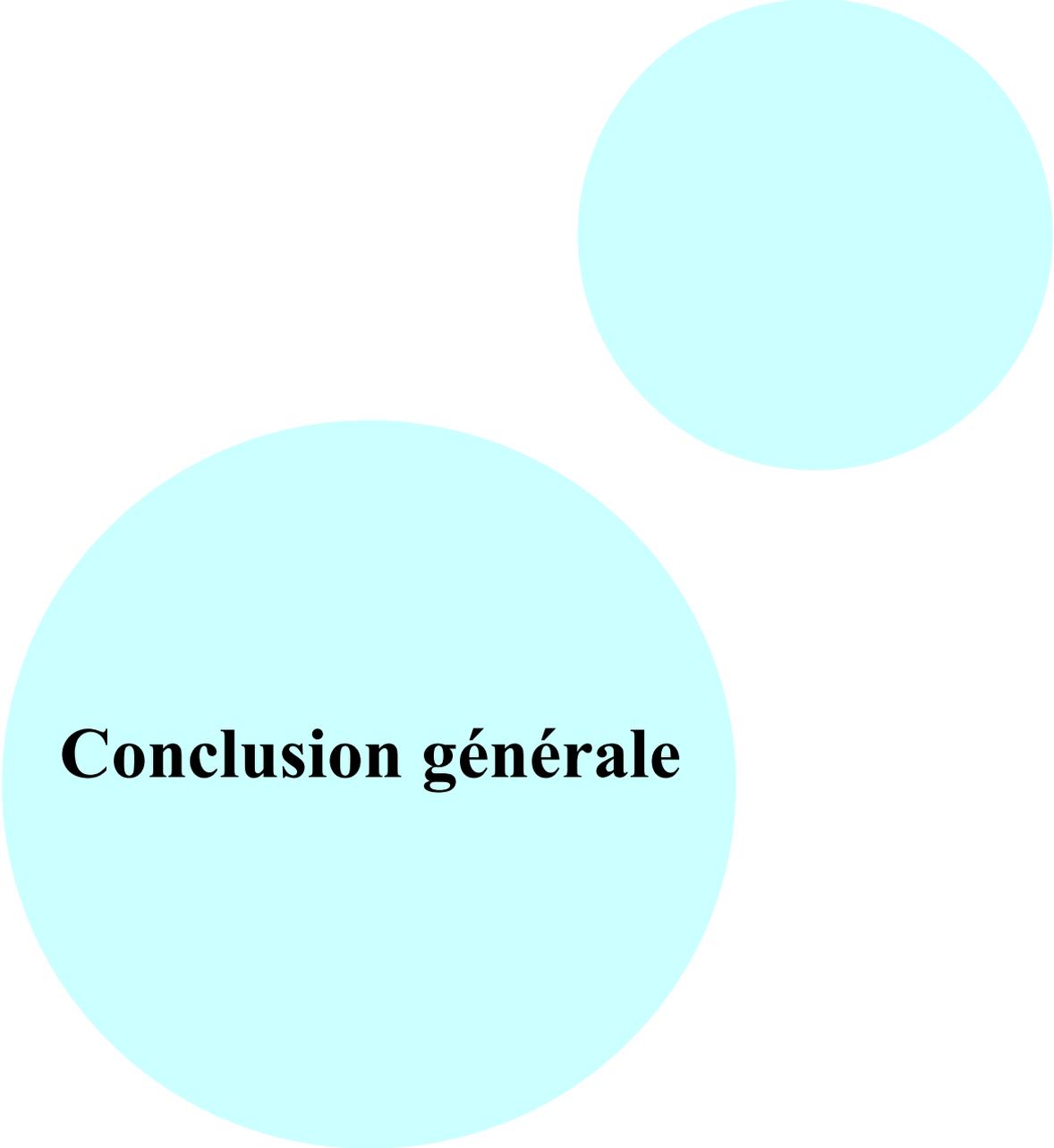
- Correspondre au danger considéré.
- Etre pratique et confortable.
- Etre solide.
- Etre d'un entretien facile.

**Conclusion :** La prévention doit plus être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs mais une mesure indispensable et incontournable dans l'exercice de la fonction.

Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est-à-dire, faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques.

A cet effet, il convient d'accorder d'avantage d'intérêt aux aspects éducatifs de l'homme durant l'accomplissement de son travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement.

---



# **Conclusion générale**

## **Conclusion générale :**

Dans le cadre de ce travail de fin d'études, nous avons essayé d'étudier l'ensemble des aspects qui concernent l'étude de faisabilité de la retenue collinaire sur l'Oued Guerroudjia au lieu dit Djédida, commune de Mansourah – Wilaya de Bordj Bou Arréridj.

L'ensemble des éléments qui ont été étudié ont concerné les données de la morphologie du site et sa topographie, la géologie régionale et locale, l'hydrologie dans tous ses paramètres, essentiellement la crue et enfin la géotechnie.

Nous n'avons pas perdu de vue les aspects liés à la réalisation tels que l'identification de l'ensemble des intervenants et les types de relations qui les lient dans le cadre de ce projet. Ainsi que, les dispositions à prendre lors de la réalisation du projet à commencer par la mobilisation des moyens humains et matériels adéquats et les mesures de sécurité et de programmations à prendre.

A travers cette étude, nous avons essayé d'aborder toutes les formules, méthodes et procédés. Ceci, nous a permis de pousser les testes et les examens jusqu'aux détails les plus fins pour confirmer ou infirmer la faisabilité du petit barrage.

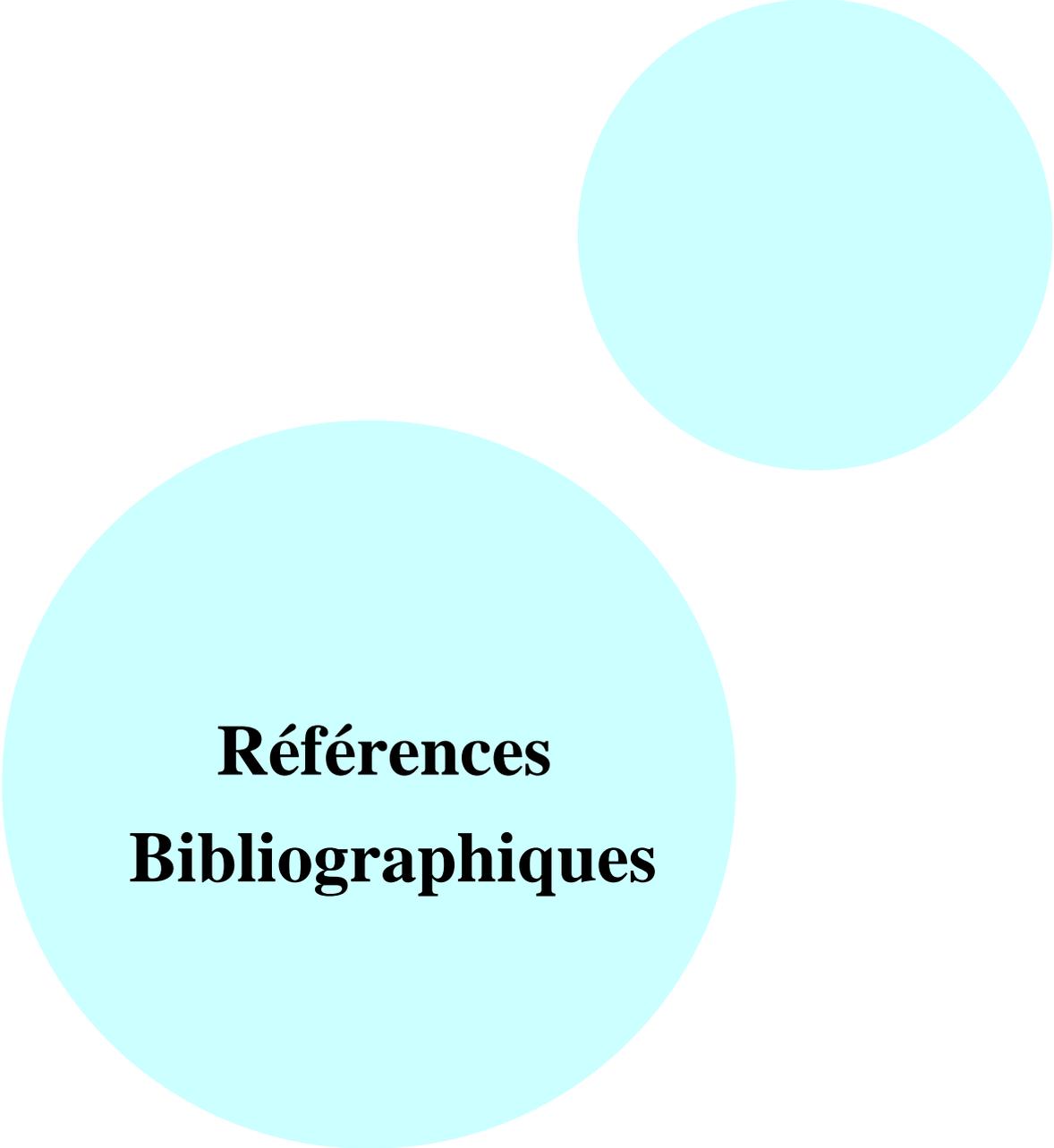
Au plan purement technique, le travail effectué nous a permis de confirmer les conclusions suivantes :

1. Du point de vue géologique, le site proposé est avéré favorable à l'implantation d'une retenue.

2. La topographie de la cuvette de l'Oued Guerroudjia est très plate à l'exception de quelques buttes rocheuses. Le relief du bassin versant est peu ondulé, la vallée est assez large, et le bassin est relativement allongé.
3. Le choix de la variante a été fait compte tenu de plusieurs paramètres (géologiques, type des sols) et on a opté pour une digue en terre homogène vu la disponibilité, sur place, des matériaux en quantités et qualité satisfaisantes ajoutée à la facilité de réalisation.
4. On constate que les zones d'emprunts prospectées sont très vastes et recèlent des volumes très importants, bien au-delà des besoins nécessaires pour la réalisation du corps du barrage.
5. La région va bénéficier de l'eau pour l'irrigation ce qui constituera un atout majeur pour la fixation des paysans et des riverains. Cet ouvrage va les encourager à faire davantage de l'agriculture.
6. Le prélèvement des eaux s'effectue à un seul niveau de prise à une cote élevée par rapport à celle du volume mort. En ce qui concerne la vidange, elle est assurée par une conduite en béton située dans la galerie qui a fait fonction de dérivation lors de l'étape de réalisation du barrage.

La retenue de Guerroudjia est faisable du point de vue géologique, hydrologique et économique.

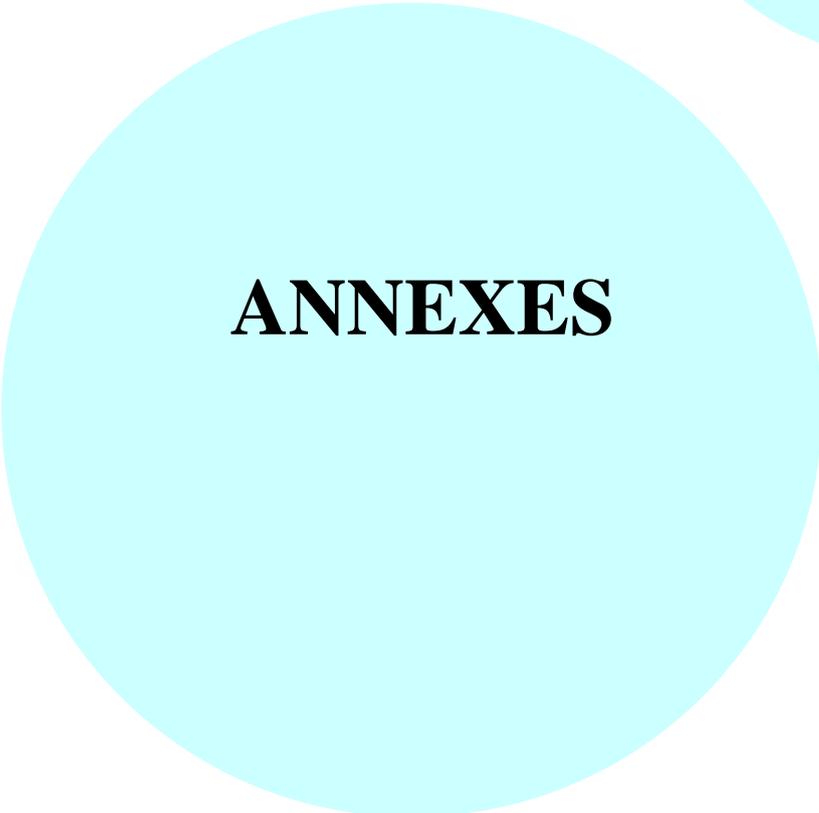
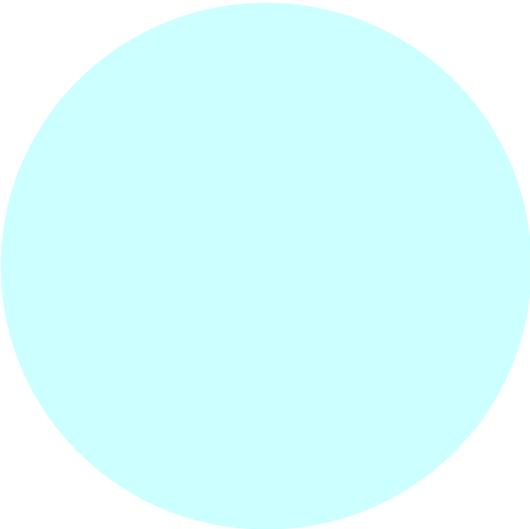
---



**Références  
Bibliographiques**

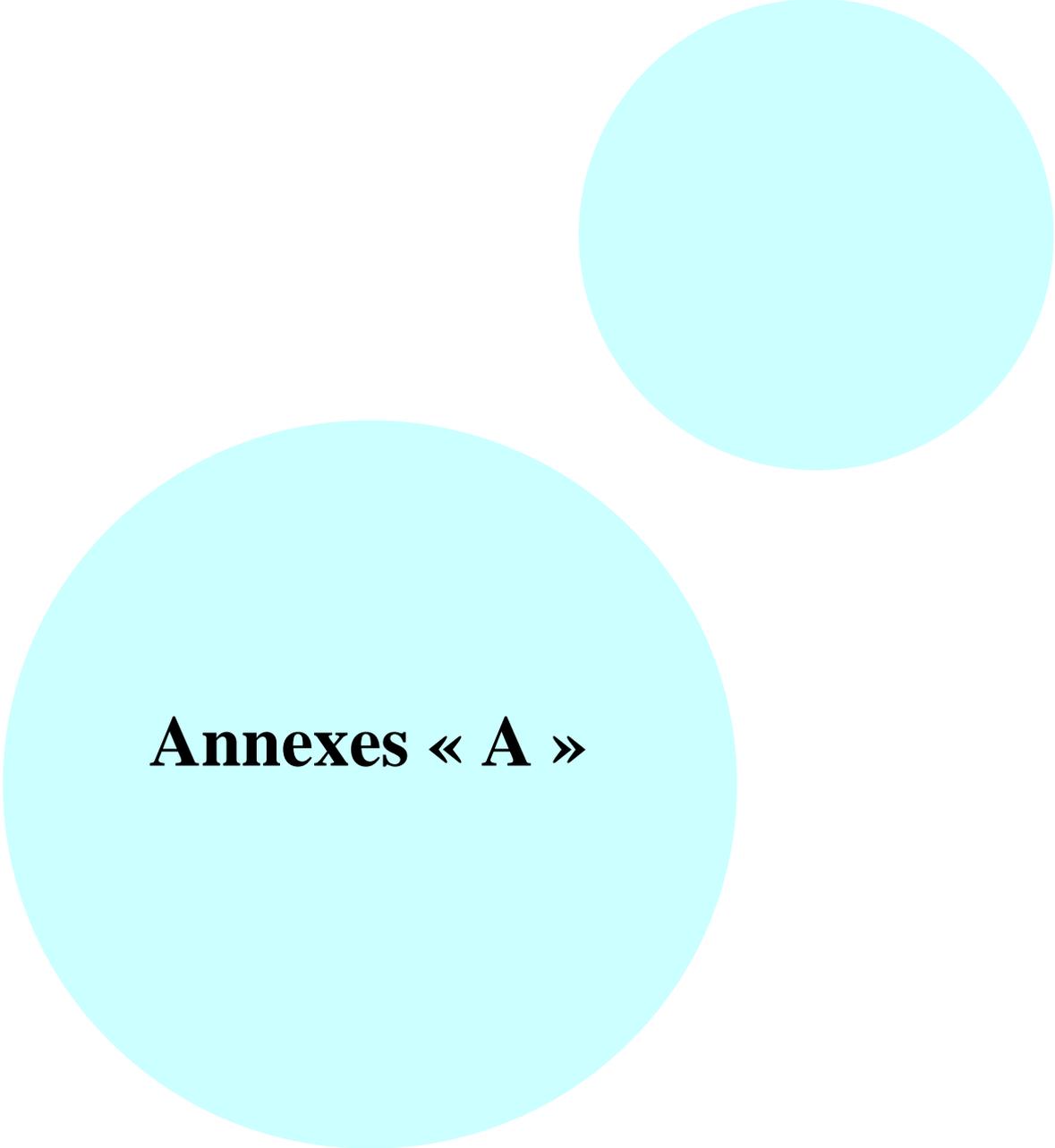
## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [01] V. VOLKOV (1986) : Guide de la thèse de fin d'études. ENSH Blida. p : 4-56
- [02] M. HASSANE (1998) : Formulaire de calcul des aménagements. ENSH Blida. p : 3-6
- [03] B. TOUAIBIA (2004): Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida. p : 5-136
- [04] B.TOUAIBIA et B.BENLAOUKLI (2004): Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. p : 17-41
- [05] CIGB (1994) : Barrages en remblai, filtre et drain granulaire. Bulletin 95. p : 25-7
- [06] CIGB (1986) : Calcul statique des barrages en remblai. Bulletin 53. p : 26-36
- [07] R. ROLLEY (1977) : Technique des barrages en aménagement rural. p : 126-135
- [08] G.Sanglerat (1981) : Cours pratique de mécanique des sols. p : 265 – 334
- [09] A. RERBOUDJ (2005) : Essai de quantification de l'érosion et perspective de la protection du barrage de fontaine des Gazelles contre l'envasement (thèse magister). p : 104-106
- [10] Willi H.Hager et Anton J. Schleiss (2009) Construction hydraulique (Ecoulement stationnaires). p : 487-514
- [11] Jean-Maurice Durnd;Paul Royet(1999) Techenique des petits barrage (en afrique sahélienne et équatoriale), p : 149-208
- [12] Gérard Degoutte (2002) petites Barrages, Recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi Cemagref, p : 67-89
- [13] MK.MIHOUBI "Cours d'ouvrage hydrotechnique", quatrième année
- [14] M.HASSANE "Cours d'ouvrage hydrautechenique",cinquième année



**ANNEXES**

---



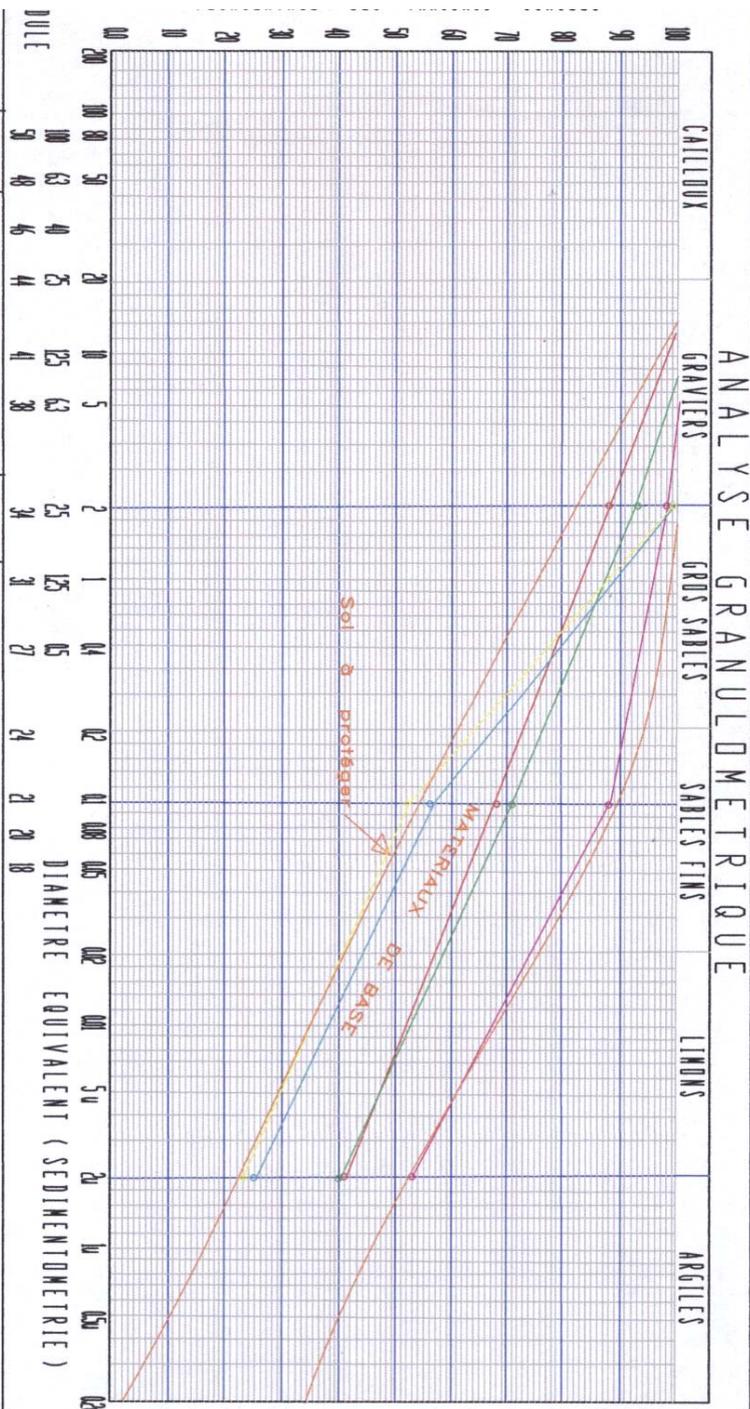
**Annexes « A »**

Réaune collinaire oued Guerraudja - Masaurach - W. Bordj Bou Arridj

ESTIMATION DES ÉCHANTILLONS

Ech.  
Ech.  
Ech.

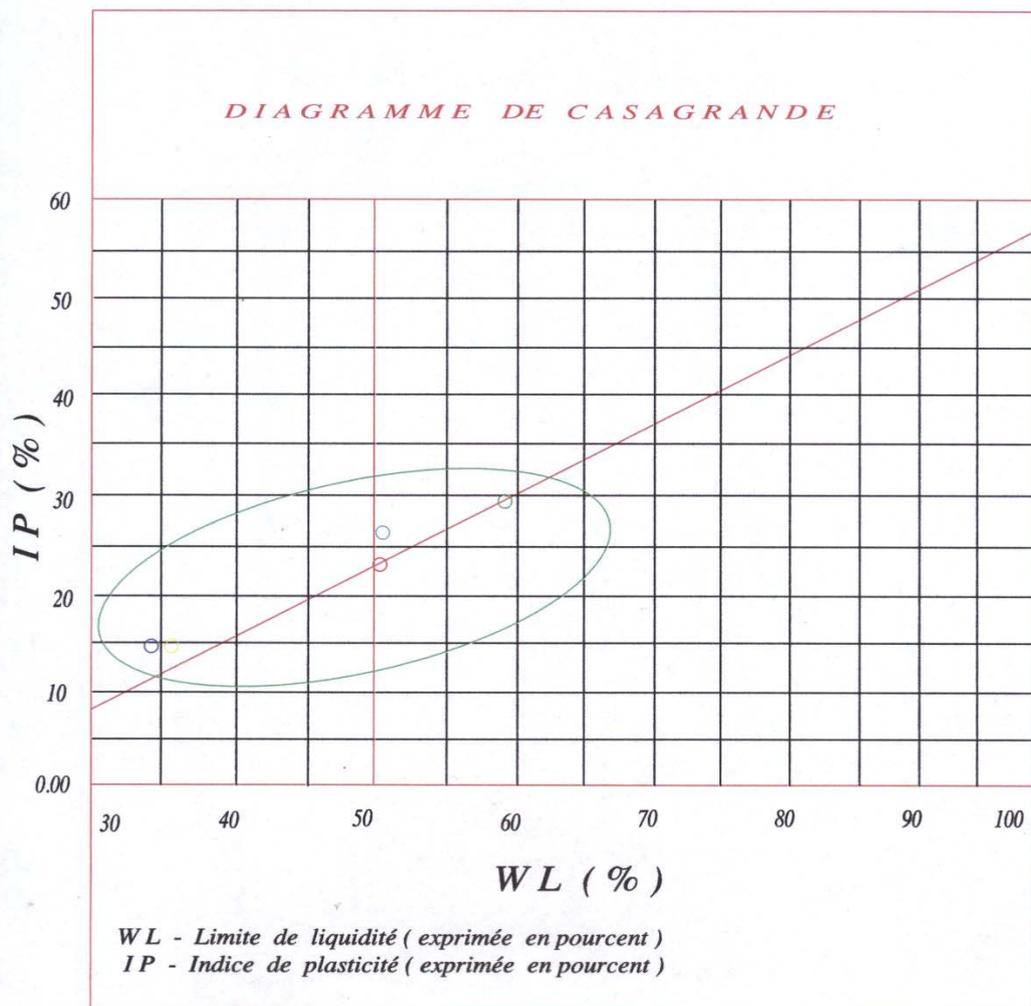
FIGURE N°: 01 FUSEAU GRANULOMETRIQUE MATERIAUX DE BASE



7 01	LIMITES D'ATTERBERG			ES
	W	IP	LR	

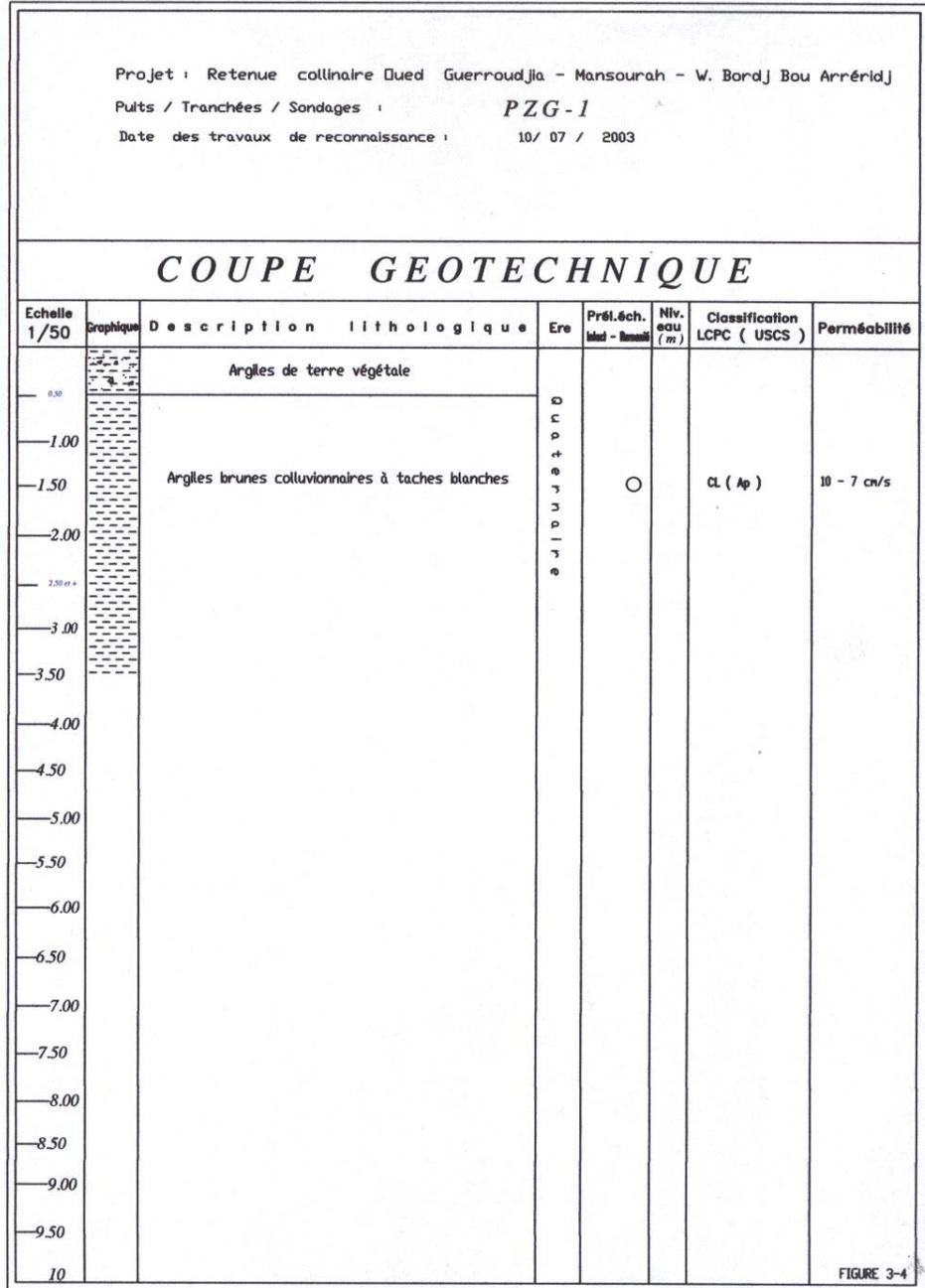
*Etude géotechnique de la retenue collinaire Oued Guerroudjia  
Mansourah - W. Bordj Bou Arréridj  
Diagramme de plasticité des matériaux fins*

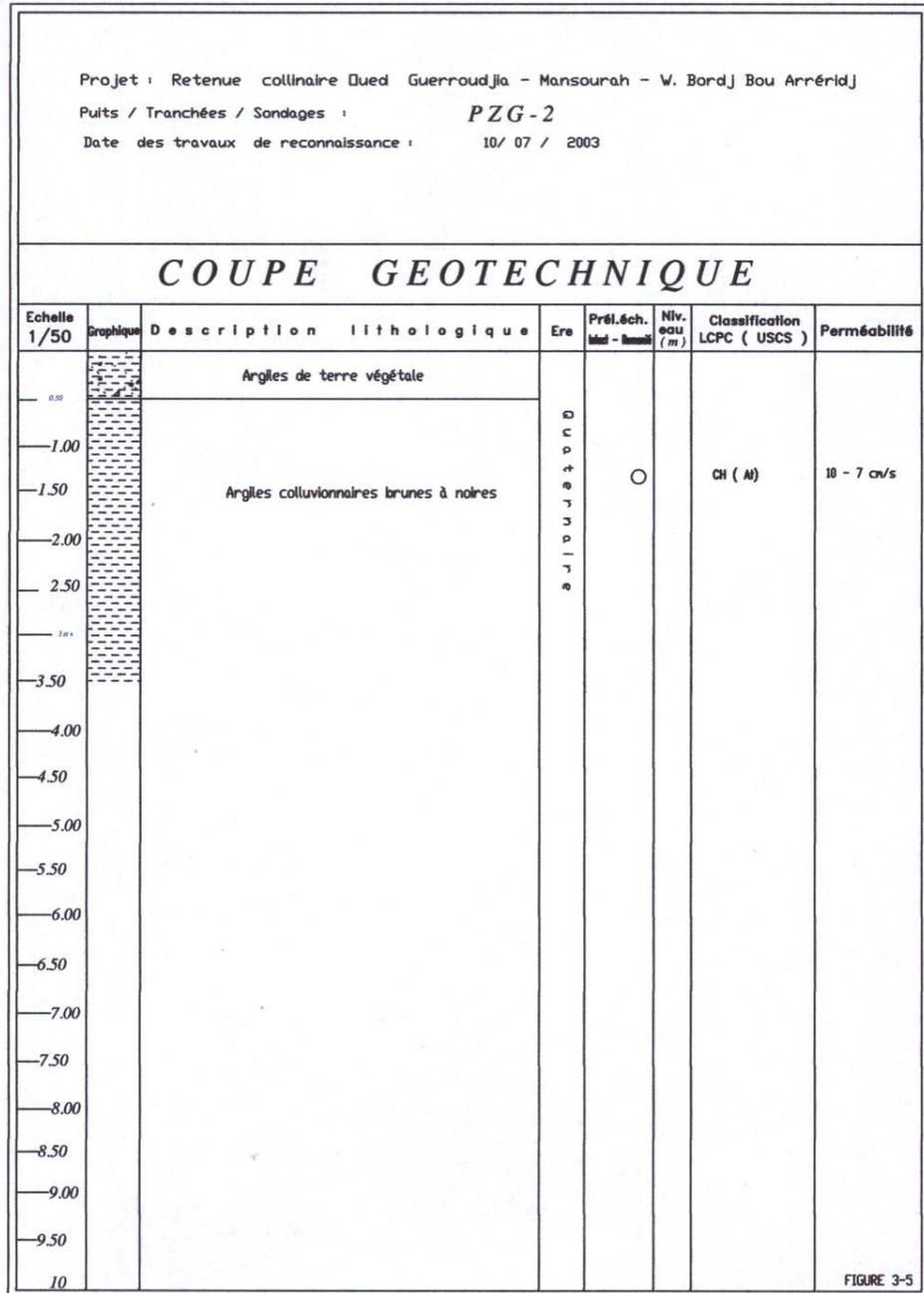
Figure N° : 02

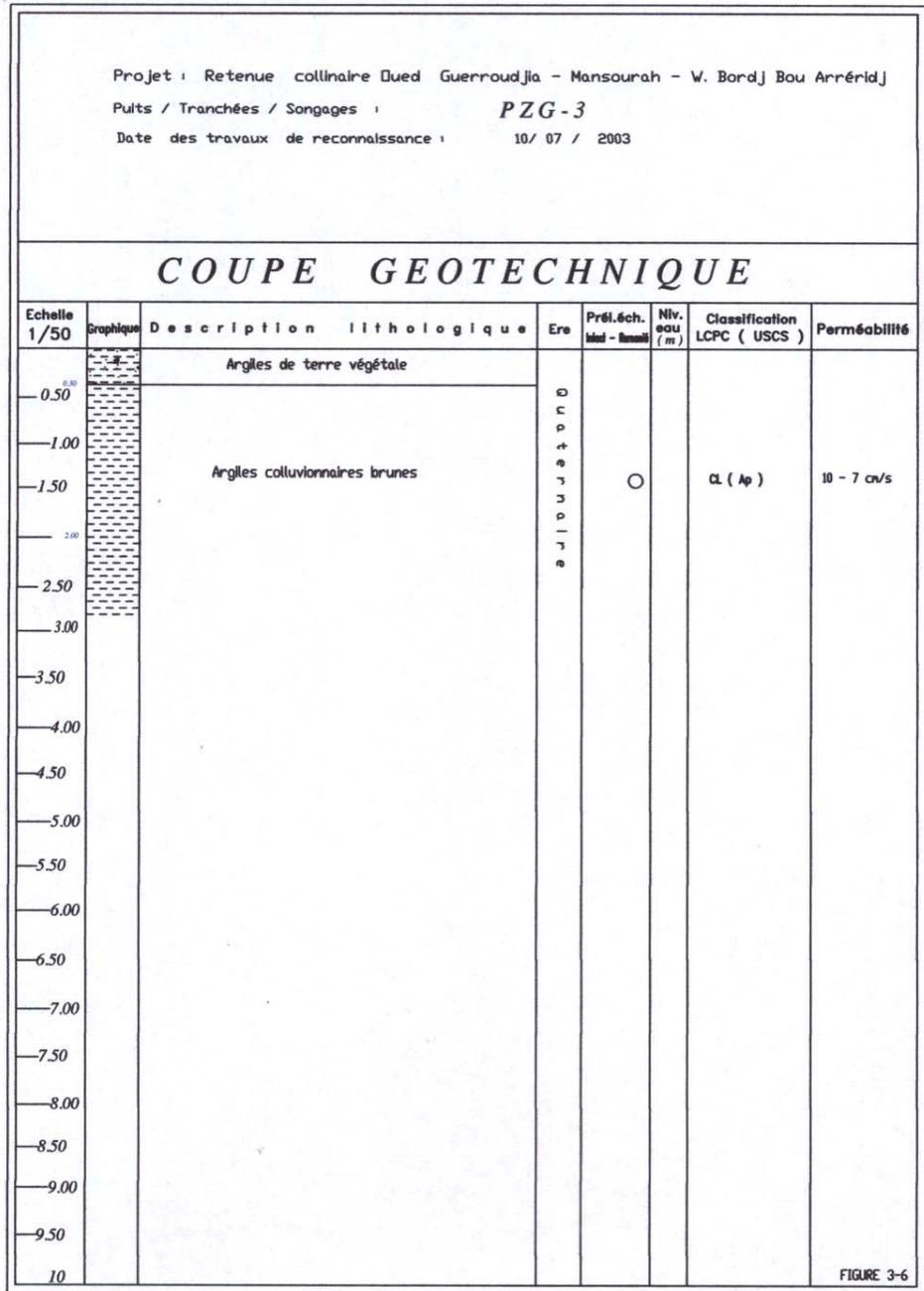


*WL - Limite de liquidité ( exprimée en pourcent )  
IP - Indice de plasticité ( exprimée en pourcent )*

○ échantillons de sol prélevé







Projet : Retenue collinaire Oued Guerroudja - Mansourah - W. Bordj Bou Arréridj  
 Puits / Tranchées / Sondages : PZG - 4  
 Date des travaux de reconnaissance : 10/ 07 / 2003

### COUPE GEOTECHNIQUE

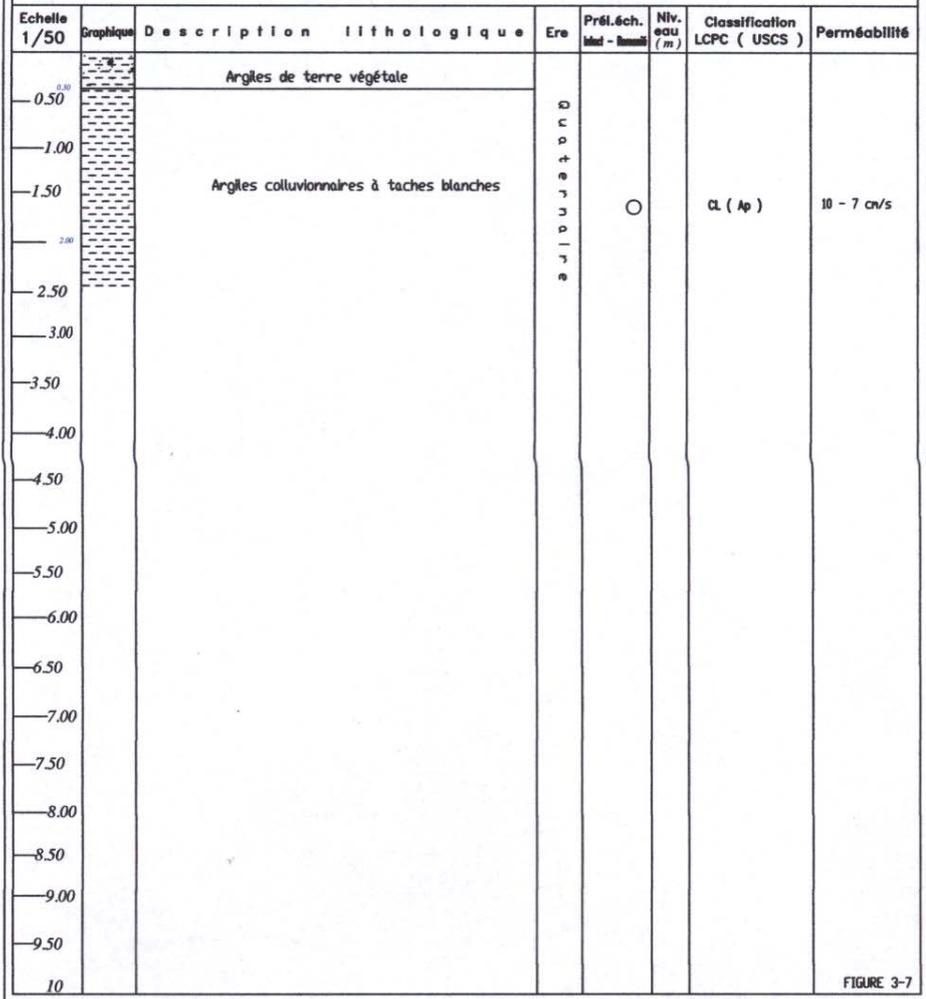
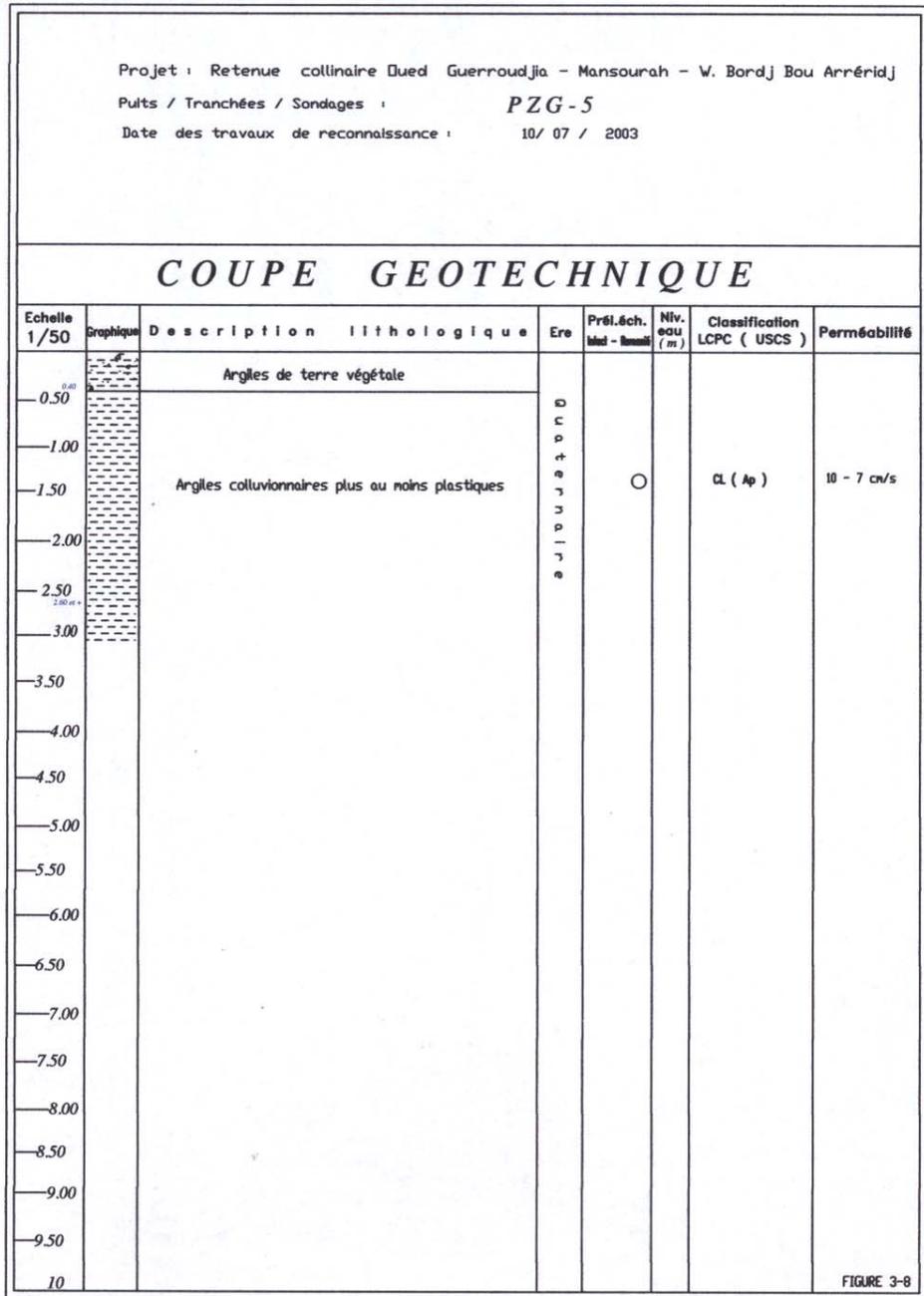
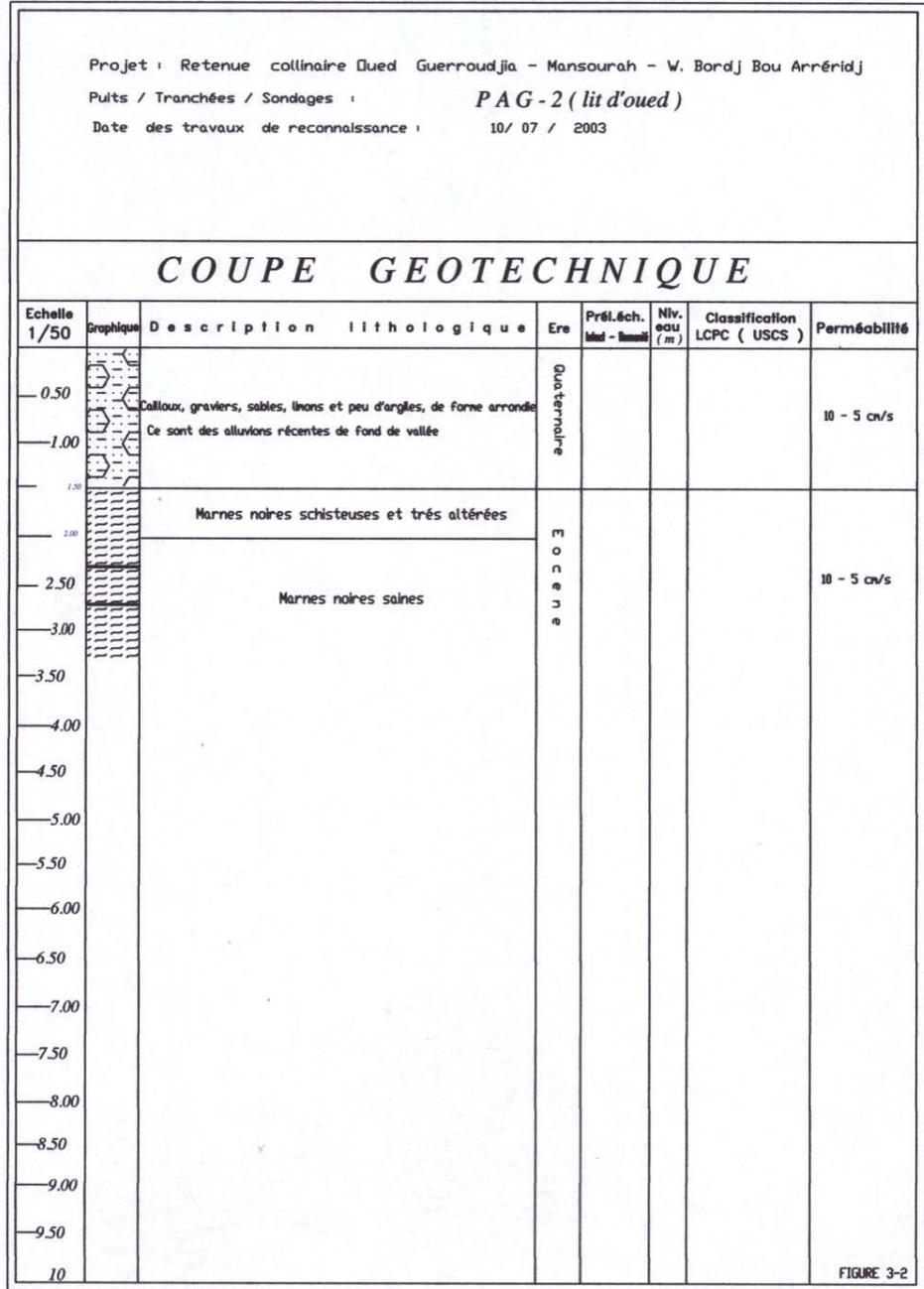
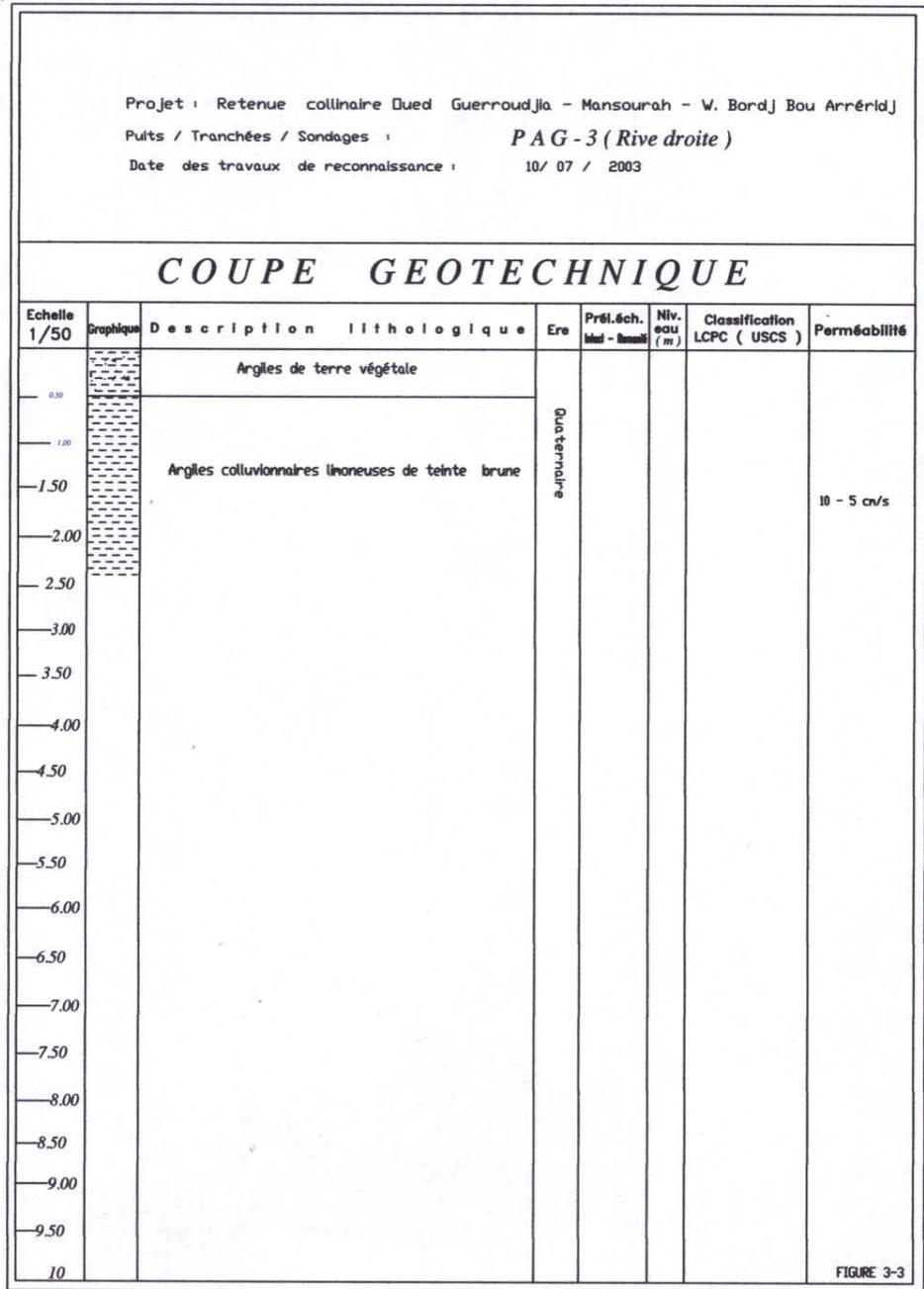


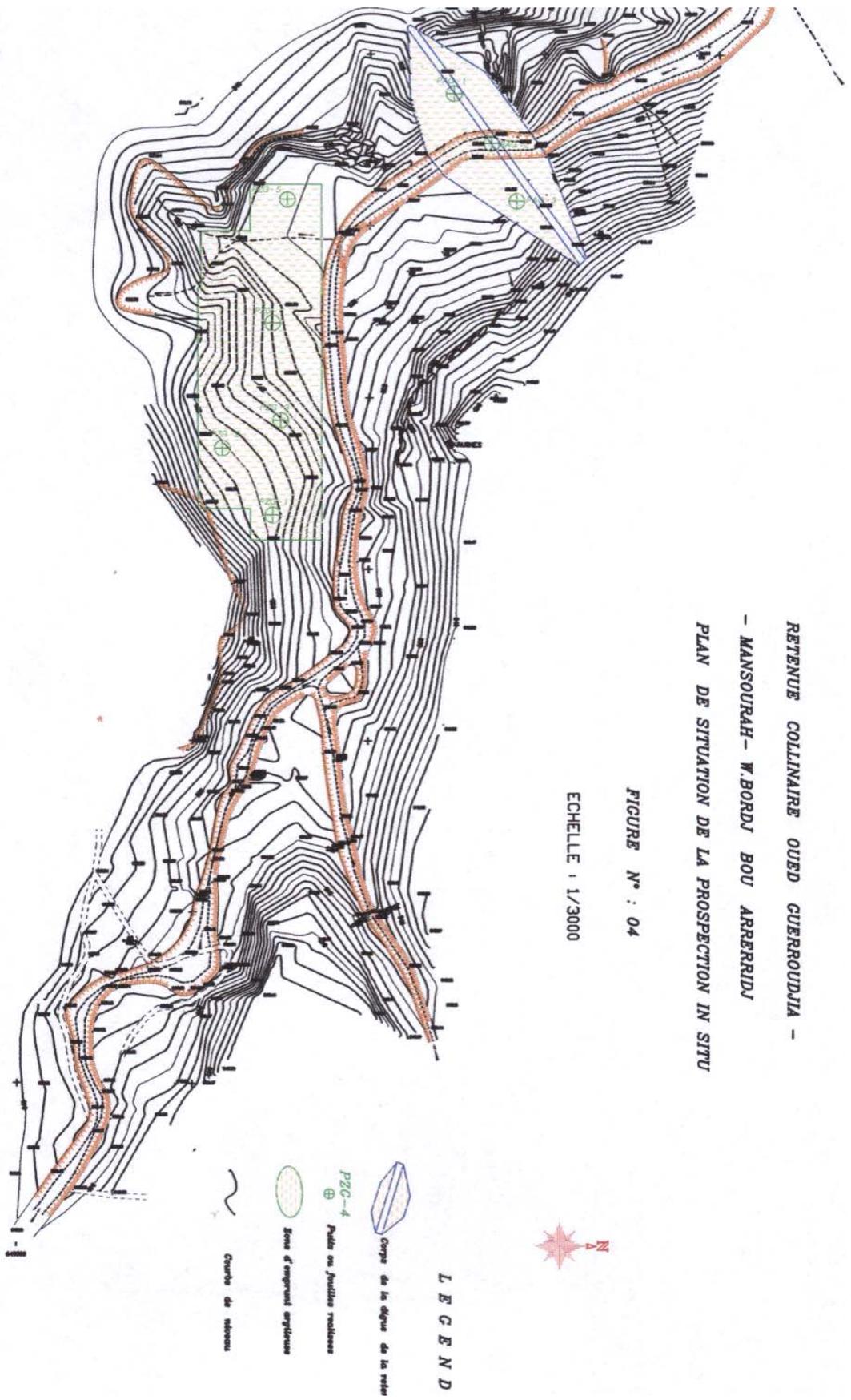
FIGURE 3-7

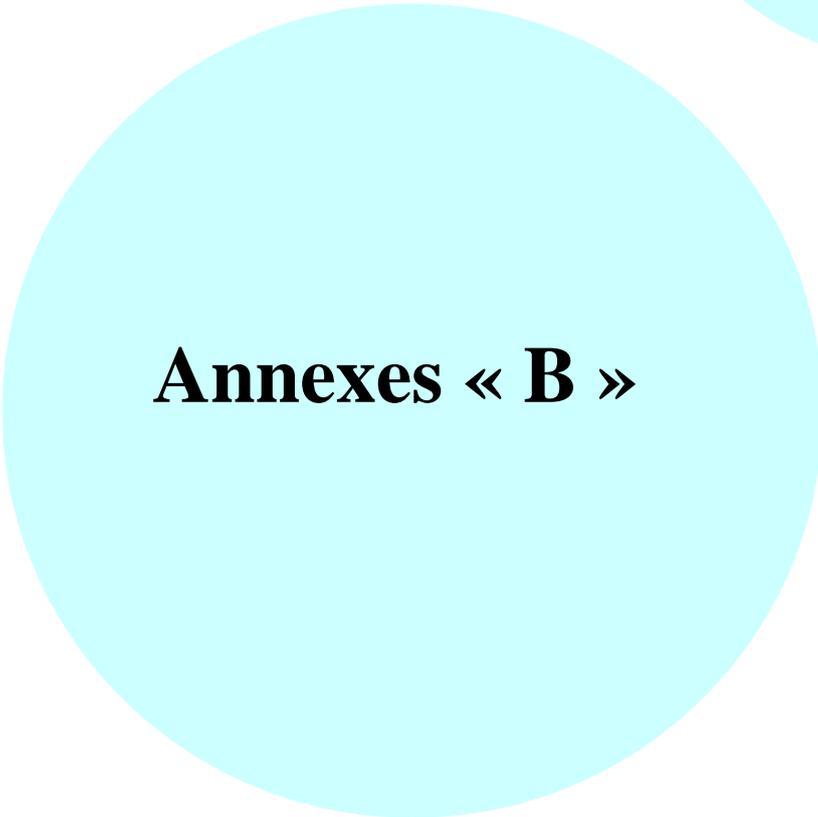
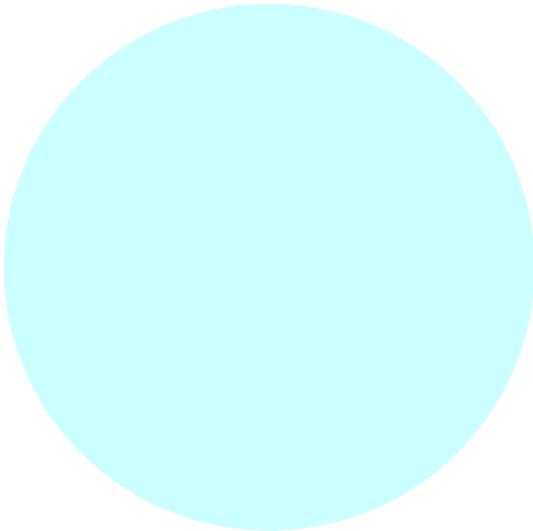












**Annexes « B »**

Tableau N°01 : Pluies mensuelles et moyennes annuelles (mm).

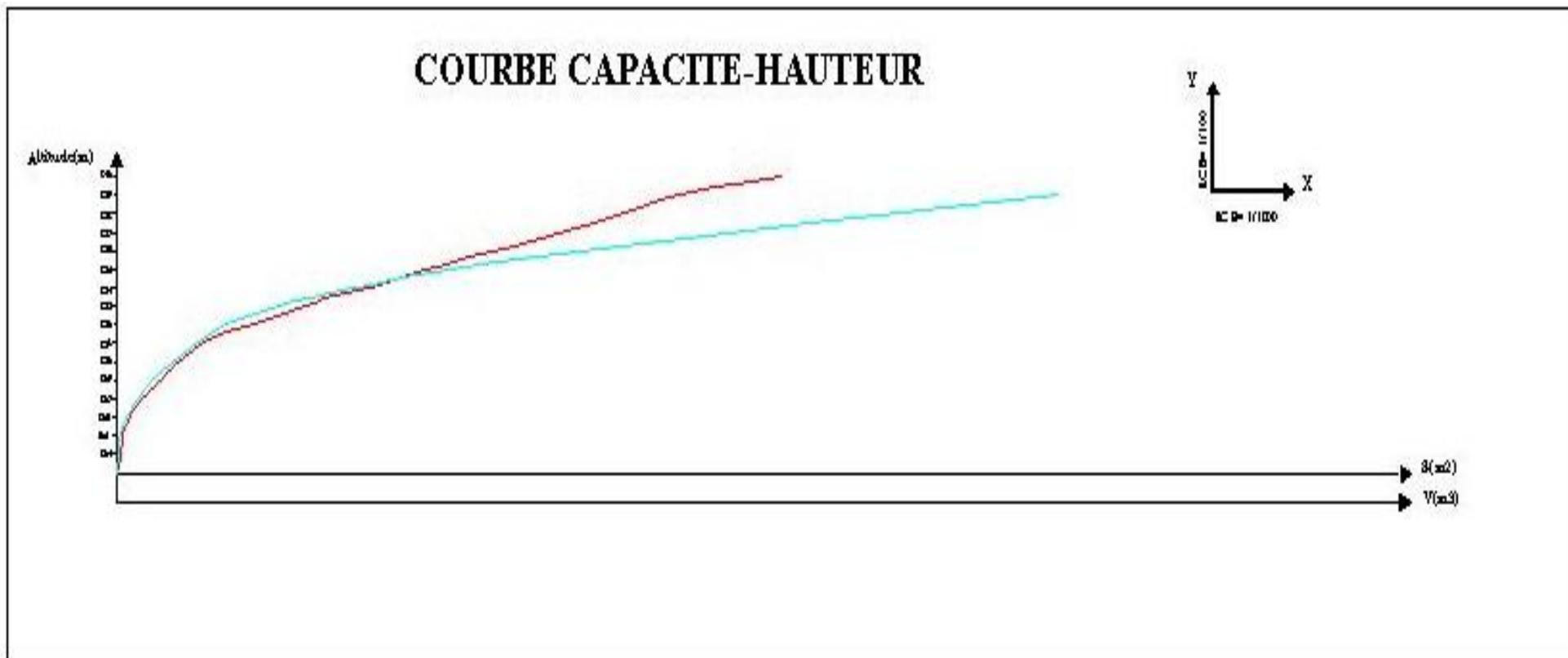
Année	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout	annuelle
1969	29,9	132,6	55,6	61,8	53,1	63,1	100,1	68,6	29	30,7	4,7	7,1	636,3
1970	10,5	47,7	0	118	65,4	0	136,3	37,5	79,3	0	36,3	0	531
1971	6	5	29,5	44,7	86,7	31	29,5	27,2	29,3	19	0	10	317,9
1072	25	18	19,4	24,7	44,3	53,1	35,5	53,9	1,5	69,2	2,9	1,2	348,7
1973	41,3	0,7	6,6	46,2	3	43,8	129,3	116,4	9,7	22,1	0	0	419,1
1974	20,4	15,5	7,9	0	12	41	70,6	7	84,6	19,7	2,4	0	281,1
1975	0	2,3	13,9	25,1	15	73,1	12,1	81,8	25	111,7	7,7	6,6	374,3
1976	43,5	41,7	9,3	47,9	63,3	0	25	39	22,6	0	0	0	292,3
1977	0	7	21,9	7,9	7,1	8,2	13,9	24,5	18	6,4	0	7,8	122,7
1978	0	43,4	27,3	15,6	29	1,6	9,5	18,5	2,8	10,4	0	3,8	161,9
1979	17,3	13,3	8,5	4,6	49	4,9	42,5	30,6	0	0	0	0	170,7
1980	1,6	3,6	57,3	31	0	30,2	4,8	16,2	1,5	4	0	7,5	157,7
1981	0	20	0	30	64,7	12,8	14,9	2,8	23	10,4	0	3,5	182,1
1982	10,8	9,6	26,2	21	0	4,8	1,8	4,5	1	0,7	0	1,2	81,6
1983	0	0,3	1,5	0	6	8,1	3,6	6,2	1,3	1,7	0	2,6	31,3
1984	0	9,9	7,7	4,8	4,2	7,3	10,2	3,7	10,1	0,9	1,6	0	60,4
1985	9,7	2	6,8	3,9	4,6	7,1	58,7	0	10,3	12,3	0	0	115,4
1986	5,3	8,2	6,3	4,4	46,8	15,6	19,9	0	5,4	3,3	2,5	1,8	119,5
1987	3,7	4,7	20,8	8,8	5,7	9,8	10,3	7,6	13,6	0	0	0	85
1988	1,9	0	5,2	6,9	0	9,9	1,3	8,6	1,3	4,6	0	2,5	42,2
1989	6,6	2	4,4	2,4	5,6	0	5,1	9	9,6	0	2,6	1,2	48,5
1990	3	0	6,1	4,9	2,3	8,5	5,8	3,1	5,5	0	0	15	54,2
1991	7,7	22,5	0	3,2	7,1	1,2	7	7,5	6,5	0	17,3	0	80
1992	1,7	17,7	25,3	55,3	2,1	9,5	25	22,1	64,2	0	0	11	233,9
1993	37,1	52,5	41,4	35,3	31,7	43,4	0	2,1	3,1	6,4	3,2	11,3	267,5
1994	141,3	63,2	10,8	29,2	33	29,6	82,3	10,3	4,4	22,5	0	16,1	442,7
1995	35,5	46,7	40,6	43,3	34,2	42,6	28,2	53,6	38,8	33,4	0	5,2	402,1
1996	21,2	5,2	24,8	20,6	29,1	18,4	3,9	27,7	22,9	7,2	0	27	208
1997	76,3	38,6	74,8	37	17,7	32,4	18,7	50,7	128,7	3,3	0	0	478,2
1998	21,3	10,3	23,8	10,9	67	31,1	45,7	9,2	31,5	2,7	0	0	253,5
1999	48,9	40,1	41,8	51,9	2,1	20,4	3,4	71,7	0	0	0	0	280,3
2000	55,2	70	19,3	36,3	82,6	9	0,8	41,3	1,4	0	0	4,4	320,3
2001	55,1	16,6	13,4	7,4	16,9	0,9	0	20,6	0	0	9,9	45,5	186,3
2002	6,8	9,9	118,4	51,8	159,7	29,4	6,8	66,8	34	13,1	4,7	3,7	505,1
2003	13,2	47,1	29,3	37,6	11,2	10,8	13,8	88,5	82,9	12,5	8,1	25,6	380,6
2004	19,1	13,5	37,9	75,9	10,4	56,3	32,1	12,8	4,6	10,8	0	0	273,4
Moyenne	21,58	23,37	23,44	28,06	29,79	21,36	28,01	29,21	22,43	12,19	2,89	6,16	248,49

Tableau N°02 : Pluies maximales journalières (mm)

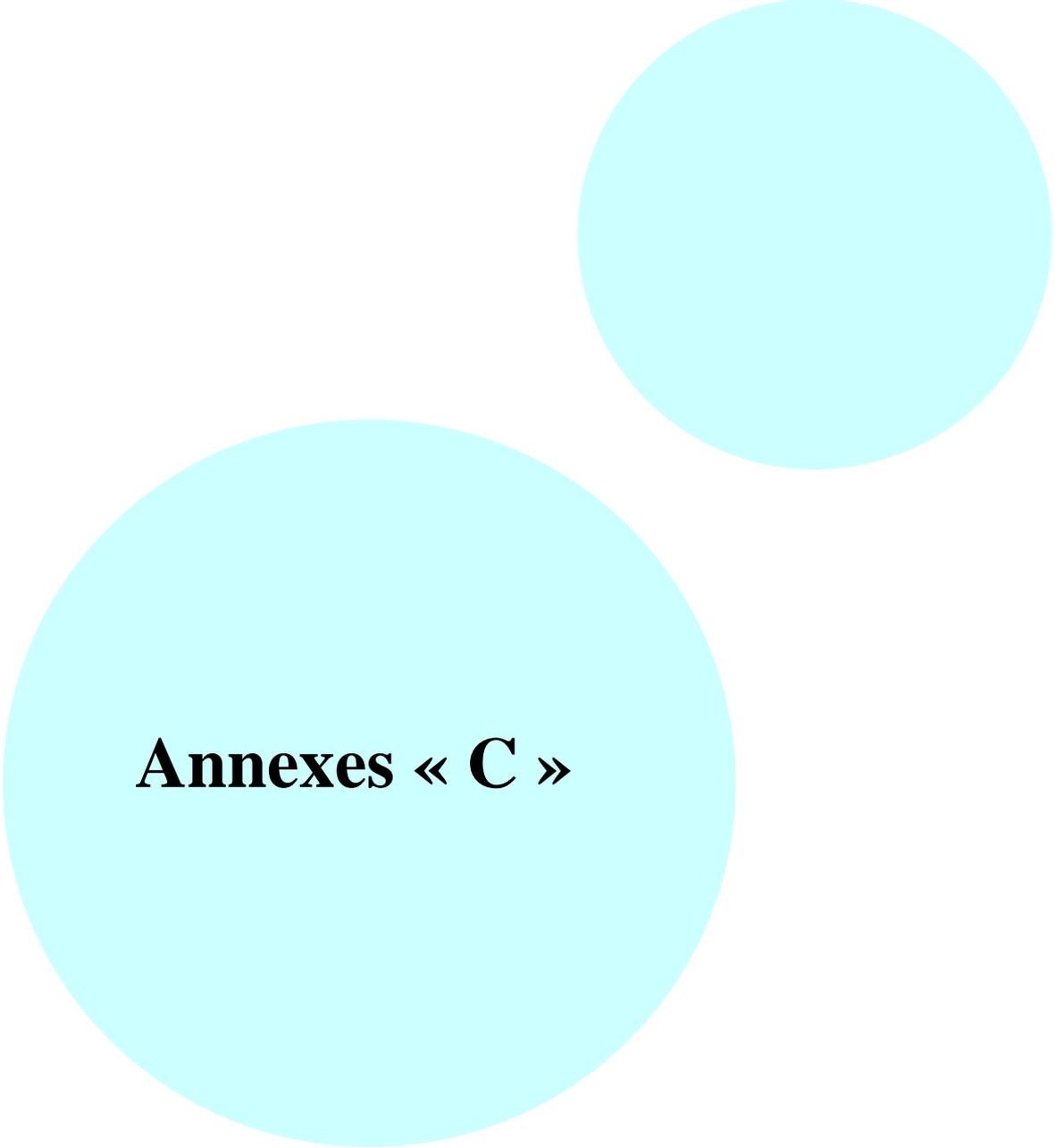
Année	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout	Max
1968	0,03	0,03	0,11	0,32	0,2	0,14	1,12	1,93	0,25	0,53	0,2	1,84	1,93
1969	0,44	32,23	33,3	32,23	32,23	0,6	0,72	0,89	0,44	0,24	0,24	0,12	33,3
1970	0,17	0,19	0,03	0,05	0,24	0,11	0,3	0	0,37	0	0	0	0,37
1071	33,3	0,29	1,44	1,91	5,96	3,72	2,27	1,37	2,48	0,76	0,22	0,45	33,3
1972	0,5	0,24	0,15	0,36	0,92	1,38	1,28	0,74	0,18	0,21	0,07	0,04	1,38
1973	0,57	0,03	0,05	0,21	0,07	0,41	1,92	1,46	0,73	0,22	0,03	0,05	1,92
1974	33,3	32,23	0,14	0,08	0,08	0,34	0,88	0,16	0,35	0,12	0,01	0,12	33,3
1975	0,61	0,05	0,11	0,84	0,07	1,58	0,3	0,46	0,66	1,92	0,33	0,02	1,92
1976	0,04	0,14	0,07	0,07	1,1	0,1	0,03	0,1	0,09	1,2	0,01	0,01	1,2
1977	0,02	0,01	0,23	0,01	0,02	0,02	0,01	1,11	0,05	0,2	32,23	0,02	32,23
1978	0,01	0,24	0,11	0,02	1,03	0,08	0,27	0,63	0,03	0	0,01	0,01	1,03
1979	3,54	0,36	0,40	0,34	0,32	0,37	0,09	0,03	0,04	0,01	0,02	0,11	3,54
1980	0,58	0,04	0,54	1,77	0,80	1,62	0,71	1,00	0,20	0,10	0,06	0,11	1,77
1981	0,11	0,03	0,03	0,05	0,09	4,16	1,77	0,89	0,49	0,18	0,05	0,05	4,16
1982	0,05	0,06	0,06	0,99	0,91	0,46	0,28	0,14	0,09	0,05	0,04	0,12	0,99
1983	0,03	0,04	0,04	0,04	0,64	5,91	2,08	0,54	0,25	0,1	0,07	0,06	5,91
1984	0,06	0,08	0,06	0,5	4,33	1,58	5,82	0,97	0,47	0,16	0,08	0,06	5,82
1985	0,8239	0,1029	0,6529	0,4285	0,4095	0,5232	4,248	0,2412	0,07	0,2837	0	0,125	4,248
1986	0,4032	0,8451	0,0497	0,2963	0,1963	1,229	0,5381	0,4207	0,4811	0,0457	0,0381	0,0282	1,229
1987	0,0383	0,3406	0,1831	0,2229	0,0528	0,142	0,0711	0,1212	1,404	0,0635	0,0007	0	1,404
1988	0	0	0,017	0,2811	0	0	0	0,2899	0,0352	0,0489	0	0,0376	0,29
1989	1,215	0	0,0019	0,0013	0	0	0	0	3,136	0,1338	0,0014	0,0807	3,14
1990	0,1185	0,1151	0,1741	0,1571	0,1253	0,2218	0,3761	0,1925	0,0924	0,0482	0,0034	0,0027	0,38
1991	0,7451	0	0	0	0	0	0,0001	0,0404	2,473	0,0008	0,0022	0,0068	2,47
1992	0,0165	0,0174	0,3428	0,0022	0,0038	0,0017	0,0014	0,0008	0,0101	0	0	0,0001	0,34
1993	0,0021	0,1211	0,0051	0,0054	0,0055	0,0117	0,0055	0,0058	0,0054	0,0056	0,0054	0,0054	1,93

Tableau 3 : Série des apports (Mm<sup>3</sup>) de la station (150401)

Année	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout	Annuelle
1968	0,08	0,08	0,29	0,86	0,52	0,35	2,90	5,17	0,65	1,42	0,52	4,93	17,76
1969	1,14	86,32	86,31	86,32	83,54	1,50	1,87	2,38	1,14	0,64	0,62	0,32	352,12
1970	0,44	0,51	0,08	0,13	0,62	0,28	0,78	0,00	0,96	0,00	0,00	0,00	3,80
1071	86,31	0,78	3,73	5,12	15,45	9,32	5,88	3,67	6,43	2,04	0,57	1,21	140,50
1972	1,30	0,64	0,39	0,96	2,38	3,46	3,32	1,98	0,47	0,56	0,18	0,11	15,75
1973	1,48	0,08	0,13	0,56	0,18	1,03	4,98	3,91	1,89	0,59	0,08	0,13	15,04
1974	86,31	86,32	0,36	0,21	0,21	0,85	2,28	0,43	0,91	0,32	0,03	0,32	178,56
1975	1,58	0,13	0,29	2,25	0,18	3,96	0,78	1,23	1,71	5,14	0,86	0,05	18,16
1976	0,10	0,37	0,18	0,19	2,85	0,25	0,08	0,27	0,23	3,21	0,03	0,03	7,80
1977	0,05	0,03	0,60	0,03	0,05	0,05	0,03	2,97	0,13	0,54	83,54	0,05	88,06
1978	0,03	0,64	0,29	0,05	2,67	0,20	0,70	1,69	0,08	0,00	0,03	0,03	6,40
1979	9,18	0,97	1,05	0,90	0,82	0,92	0,23	0,09	0,09	0,03	0,05	0,28	14,62
1980	1,50	0,10	1,40	4,74	2,06	4,05	1,83	2,67	0,52	0,28	0,17	0,29	19,62
1981	0,29	0,08	0,08	0,13	0,23	10,42	4,59	2,38	1,27	0,48	0,13	0,13	20,22
1982	0,13	0,16	0,16	2,65	2,36	1,15	0,73	0,37	0,23	0,13	0,10	0,32	8,50
1983	0,08	0,11	0,10	0,11	1,66	14,81	5,39	1,45	0,65	0,27	0,18	0,16	24,96
1984	0,16	0,21	0,16	1,34	11,22	3,96	15,09	2,60	1,22	0,43	0,21	0,16	36,75
1985	2,14	0,28	1,69	1,15	1,06	1,31	11,01	0,65	0,18	0,76	0,00	0,33	20,56
1986	1,05	2,26	0,13	0,79	0,51	3,08	1,39	1,13	1,25	0,12	0,10	0,08	11,88
1987	0,10	0,91	0,47	0,60	0,14	0,36	0,18	0,32	3,64	0,17	0,00	0,00	6,90
1988	0,00	0,00	0,04	0,75	0,00	0,00	0,00	0,78	0,09	0,13	0,00	0,10	1,90
1989	3,15	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	8,13	0,36	0,00	0,22	11,86
1990	0,31	0,31	0,45	0,42	0,32	0,56	0,97	0,52	0,24	0,13	0,01	0,01	4,24
1991	1,93	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,11	6,41	0,00	0,01	0,02	8,48
1992	0,04	0,05	0,89	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00	0,03	0,00	0,00	0,00	1,03
1993	0,01	0,32	0,01	0,01	0,01	0,03	0,01	0,02	0,01	0,01	0,01	0,01	0,49



---



**Annexes « C »**

### Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R=32,00)

Nt	B	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	$\gamma_1$	$\gamma_2$	$\gamma_3$	c	$\varphi$	sin a	cos a	G	N	T	dli	c.dli	tan $\varphi$	N tan $\varphi$	dn	dn*a*Gn
-3	0,21	0,14	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	-0,25	0,968	0,0461	0,0447	-0,0115	0,217	0,122	0,326	0,0146	31,93	0,147
-2	3,2	1,17	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	-0,166	0,986	5,8781	5,796	-0,980	3,245	1,834	0,326	1,889	31,43	18,475
-1	3,2	2,64	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	-0,083	0,997	13,263	13,217	-1,105	3,211	1,814	0,326	4,309	30,52	40,480
0	3,2	3,96	0	0,1	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0	1	20,521	20,521	0	3,2	1,808	0,326	6,690	29,87	61,297
1	3,2	5,28	0	0,3	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,0833	0,997	28,405	28,307	2,367	3,211	1,814	0,326	9,228	29,21	82,972
2	3,2	6,42	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,167	0,986	32,254	31,803	5,376	3,245	1,833	0,326	10,368	28,86	93,085
3	3,2	6,92	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,25	0,968	34,766	33,662	8,692	3,305	1,867	0,326	10,974	28,73	99,883
4	3,2	7,05	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,333	0,943	35,419	33,393	11,806	3,394	1,918	0,326	10,886	28,8	102,007
5	3,2	6,5	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,417	0,909	32,656	29,686	13,607	3,520	1,989	0,326	9,678	29,12	95,094
6	3,2	5,8	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,5	0,866	29,139	25,235	14,570	3,695	2,088	0,326	8,227	29,67	86,456
7	3,2	3,55	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,583	0,812	17,835	14,486	10,404	3,940	2,226	0,326	4,723	30,42	54,254
8	3	1,24	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,667	0,745	5,840	4,353	3,894	4,025	2,274	0,326	1,419	31,33	18,298
														68,618		21,588		78,405		23,5141

Fs =	1,46
Fs séisme =	1,10

### Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R=30,36)

Nt	b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	$\gamma_1$	$\gamma_2$	$\gamma_3$	c	$\varphi$	sin a	cos a	G	N	T	dli	c.dli	$\tan \varphi$	$N \tan \varphi$	dn	dn*a*Gn
-2	2,12	2,12	0,6	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	-0,182	0,983	1,997	1,964	-0,363	2,156	0,326	1,218	0,640	30,07
-1	3,04	3,04	2,5	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	-0,091	0,996	11,932	11,883	-1,085	3,053	0,326	1,725	3,874	29,25
0	3,04	3,04	3,8	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,000	1,000	18,137	18,137	0,000	3,040	0,326	1,718	5,913	28,16
1	3,04	3,04	5	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,091	0,996	23,864	23,765	2,169	3,053	0,326	1,725	7,747	27,88
2	3,04	3,04	5,82	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,182	0,983	27,778	27,315	5,050	3,092	0,326	1,747	8,905	27,53
3	3,04	3,04	6,25	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,273	0,962	29,830	28,699	8,135	3,160	0,326	1,785	9,356	27,44
4	3,04	3,04	6,18	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,364	0,932	29,496	27,477	10,726	3,263	0,326	1,844	8,957	27,68
5	3,04	3,04	5,58	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,455	0,891	26,632	23,722	12,106	3,413	0,326	1,928	7,733	28,1
6	3,04	3,04	4,32	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,545	0,838	20,618	17,281	11,246	3,627	0,326	2,049	5,634	28,8
7	3,04	3,04	2,21	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,636	0,771	10,548	8,137	6,712	3,941	0,326	2,227	2,653	29,68
8	0,2	0,2	0,3	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,727	0,686	0,094	0,065	0,069	0,291	0,326	0,165	0,021	30,28
														54,766		18,13		61,432		18,587

Fs=	1,45
Fs séisme=	1,08

### Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R=30,58)

Nt	b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	$\gamma_1$	$\gamma_2$	$\gamma_3$	c	$\varphi$	sin a	cos a	G	N	T	dli	c.dli	tan $\varphi$	N tan $\varphi$	dn	dn*a*Gn
-3	1,15	0,48	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	-0,231	0,973	0,867	0,843	-0,200	1,182	0,668	0,326	0,275	30,23	2,620
-2	3,06	1,78	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	-0,154	0,988	8,551	8,450	-1,316	3,097	1,750	0,326	2,755	29,63	25,338
-1	3,06	3,18	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	-0,077	0,997	15,277	15,232	-1,175	3,069	1,734	0,326	4,966	28,76	43,938
0	3,06	4,44	0	0,1	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,000	1,000	21,929	21,929	0,000	3,060	1,729	0,326	7,149	28,15	61,732
1	3,06	5,72	0	0,3	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,077	0,997	29,277	29,190	2,252	3,069	1,734	0,326	9,516	27,51	80,540
2	3,06	6,82	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,154	0,988	32,765	32,375	5,041	3,097	1,750	0,326	10,554	27,22	89,185
3	3,06	7,29	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,231	0,973	35,023	34,077	8,082	3,145	1,777	0,326	11,109	27,06	94,771
4	3,06	7,41	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,308	0,951	35,599	33,872	10,954	3,216	1,817	0,326	11,042	27,16	96,687
5	3,06	7,13	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,385	0,923	34,254	31,619	13,175	3,315	1,873	0,326	10,308	27,49	94,164
6	3,06	6,1	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,462	0,887	29,306	25,998	13,526	3,449	1,949	0,326	8,475	28,04	82,173
7	3,06	4,5	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,538	0,843	21,619	18,217	11,641	3,631	2,052	0,326	5,939	28,8	62,262
8	3,06	2,5	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,615	0,788	12,011	9,467	7,391	3,882	2,193	0,326	3,086	29,81	35,803
9	0,16	0,26	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,692	0,722	0,065	0,047	0,045	0,222	0,125	0,326	0,015	30,47	0,199
														69,615		20,483		84,914		25,161

Fs=	1,51
Fs séisme=	1,11

### Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R=24,34)

Nt	b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	$\gamma_1$	$\gamma_2$	$\gamma_3$	c	$\varphi$	sin a	cos a	G	N	T	dli	c.dli	tan $\varphi$	N tan $\varphi$	dn	dn*a*Gn
-4	2,47	1,01	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	-0,286	0,958	3,917	3,753	-1,119	2,577	1,456	0,326	1,224	23,88	9,333
-3	2,43	2,22	0	0,39	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	-0,214	0,977	10,341	10,101	-2,216	2,492	1,408	0,326	3,293	22,90	23,683
-2	2,43	3,26	0	1,02	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	-0,143	0,990	17,316	17,139	-2,474	2,459	1,389	0,326	5,587	22,06	38,200
-1	2,43	4,23	0	1,39	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	-0,071	0,997	22,785	22,727	-1,628	2,440	1,379	0,326	7,409	21,34	48,624
0	2,43	5,16	0	2,19	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,000	1,000	30,150	30,150	0,000	2,434	1,375	0,326	9,829	20,74	62,531
1	2,43	6,26	0	1,78	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,071	0,997	32,401	32,318	2,314	2,440	1,379	0,326	10,536	21,00	68,041
2	2,43	7,25	0	1,4	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,143	0,990	34,374	34,021	4,911	2,459	1,389	0,326	11,091	20,12	69,160
3	2,43	8,26	0	0,77	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,214	0,977	35,232	34,414	7,550	2,492	1,408	0,326	11,219	20,07	70,711
4	2,43	9,12	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,286	0,958	34,851	33,398	9,957	2,540	1,435	0,326	10,888	20,24	70,538
5	2,43	8,89	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,357	0,934	33,972	31,732	12,133	2,606	1,472	0,326	10,345	20,60	69,982
6	2,43	8,29	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,429	0,904	31,679	28,622	13,577	2,694	1,522	0,326	9,331	21,17	67,065
7	2,43	7,2	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,500	0,866	27,514	23,828	13,757	2,811	1,588	0,326	7,768	21,91	60,283
8	2,43	5,42	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,571	0,821	20,712	16,997	11,835	2,966	1,676	0,326	5,541	22,79	47,202
9	2,25	2,65	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,643	0,766	9,361	7,170	6,018	2,937	1,660	0,326	2,338	23,77	22,251
														74,616		20,536		106,40		29,894

Fs=	1,70
Fs séisme=	1,21

### Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R=29,41)

Nt	b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	$\gamma_1$	$\gamma_2$	$\gamma_3$	c	$\varphi$	sin a	cos a	G	N	T	dli	c.dli	tan $\varphi$	N tan $\varphi$	dn	dn*a*Gn
-3	1,74	0,54	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	-0,231	0,973	1,475	1,435	-0,340	1,788	1,010	0,326	0,468	29,11	4,294
-2	2,94	1,86	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	-0,154	0,988	8,585	8,483	-1,321	2,975	1,681	0,326	2,766	28,35	24,340
-1	2,94	3,07	0	0,35	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	-0,077	0,997	16,184	16,136	-1,245	2,949	1,666	0,326	5,260	27,51	44,523
0	2,94	4,29	0	0,5	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,000	1,000	22,679	22,679	0,000	2,940	1,661	0,326	7,393	26,69	60,529
1	2,94	5,52	0	0,73	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,077	0,997	29,679	29,591	2,283	2,949	1,666	0,326	9,647	26,98	80,075
2	2,94	6,73	0	0,28	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,154	0,988	32,675	32,286	5,027	2,975	1,681	0,326	10,525	25,98	84,891
3	2,94	7,46	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,231	0,973	34,434	33,504	7,946	3,022	1,707	0,326	10,922	25,87	89,080
4	2,94	7,58	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,308	0,951	34,988	33,290	10,765	3,090	1,746	0,326	10,853	26,01	91,003
5	2,94	7,3	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,385	0,923	33,695	31,103	12,960	3,185	1,800	0,326	10,140	26,31	88,652
6	2,94	6,57	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,462	0,887	30,326	26,903	13,997	3,314	1,872	0,326	8,770	26,85	81,425
7	2,94	5,25	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,538	0,843	24,233	20,420	13,049	3,489	1,971	0,326	6,657	27,59	66,859
8	2,94	3,11	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,615	0,788	14,355	11,315	8,834	3,730	2,107	0,326	3,689	28,50	40,912
9	0,73	1,25	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,692	0,722	1,433	1,034	0,992	1,012	0,572	0,326	0,337	29,17	4,179
														72,946		21,141		87,427		25,867

Fs=	1,49
Fs séisme=	1,10



### Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont (R=30,41)

Nt	b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	$\gamma_1$	$\gamma_2$	$\gamma_3$	c	$\varphi$	sin a	cos a	G	N	T	dli	c.dli	tan $\varphi$	N tan $\varphi$	dn	dn*a*Gn
-4	1,12	0,4	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,333	0,943	0,703	0,663	-0,234	1,188	0,671	0,326	0,216	30,13	2,119
-3	3,04	1,53	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,250	0,968	7,305	7,073	-1,826	3,141	1,775	0,326	2,306	29,81	21,776
-2	3,04	3,04	0	0,24	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,167	0,986	15,942	15,719	-2,657	3,084	1,743	0,326	5,125	28,81	45,930
-1	3,04	4,05	0	0,51	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,083	0,997	22,371	22,294	-1,864	3,052	1,724	0,326	7,268	28,32	63,356
0	3,04	5,04	0	0,48	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,000	1,000	26,919	26,919	0,000	3,041	1,718	0,326	8,776	27,86	74,998
1	3,04	6,01	0	0,15	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,083	0,997	29,587	29,484	2,466	3,052	1,724	0,326	9,612	27,33	80,860
2	3,04	6,54	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,167	0,986	31,224	30,788	5,204	3,084	1,743	0,326	10,037	27,21	84,962
3	3,04	6,57	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,250	0,968	31,368	30,372	7,842	3,141	1,775	0,326	9,901	27,39	85,916
4	3,04	6,25	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,333	0,943	29,840	28,133	9,947	3,225	1,822	0,326	9,171	28,23	84,238
5	3,04	5,53	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,417	0,909	26,402	24,001	11,001	3,345	1,890	0,326	7,824	27,58	72,817
6	3,041	4,34	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,500	0,866	20,721	17,945	10,360	3,511	1,984	0,326	5,850	28,71	59,489
7	3,041	2,55	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,583	0,812	12,175	9,889	7,102	3,744	2,115	0,326	3,224	29,60	36,037
8	1,42	0,92	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,667	0,745	2,051	1,529	1,367	1,905	1,076	0,326	0,498	30,27	6,209
														48,707		21,760		79,807		23,634

Fs=	2,09
Fs séisme=	1,40

### Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont (R=34,57)

Nt	b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	$\gamma_1$	$\gamma_2$	$\gamma_3$	c	$\varphi$	sin a	cos a	G	N	T	dli	c.dli	tan $\varphi$	$N \tan \varphi$	dn	dn*a*Gn
-4	2,61	0,94	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	-0,308	0,951	3,852	3,665	-1,185	2,743	1,550	0,326	1,195	34,14	13,150
-3	3,46	2,31	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	-0,231	0,973	12,548	12,210	-2,896	3,556	2,009	0,326	3,980	33,21	41,673
-2	3,46	3,46	0	1,22	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	-0,154	0,988	27,056	26,734	-4,163	3,502	1,978	0,326	8,715	33,37	90,287
-1	3,46	4,6	0	1,54	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	-0,077	0,997	35,416	35,311	-2,724	3,470	1,961	0,326	11,511	32,28	114,32
0	3,46	5,73	0	1,51	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,000	1,000	41,351	41,351	0,000	3,460	1,955	0,326	13,480	31,17	128,89
1	3,46	6,86	0	1,13	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,077	0,997	44,916	44,783	3,455	3,470	1,961	0,326	14,599	30,6	137,44
2	3,46	7,99	0	0,4	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,154	0,988	46,112	45,563	7,094	3,502	1,978	0,326	14,853	30,47	140,50
3	3,46	8,42	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,231	0,973	45,739	44,505	10,555	3,556	2,009	0,326	14,508	30,58	139,87
4	3,46	8,06	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,308	0,951	43,784	41,659	13,472	3,636	2,055	0,326	13,581	30,92	135,37
5	3,46	7,24	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,385	0,923	39,329	36,304	15,127	3,748	2,118	0,326	11,835	31,49	123,84
6	3,46	5,89	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,462	0,887	31,996	28,384	14,767	3,900	2,204	0,326	9,253	32,27	103,25
7	3,46	3,82	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,538	0,843	20,751	17,486	11,174	4,106	2,320	0,326	5,700	33,23	68,956
8	1,94	1,31	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,615	0,788	3,990	3,145	2,455	2,461	1,391	0,326	1,025	34,09	13,602
														67,131		25,488		124,23		36,192

Fs=	2,23
Fs séisme=	1,40

### Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont (R=28,17)

Nt	b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	$\gamma_1$	$\gamma_2$	$\gamma_3$	c	$\varphi$	sin a	cos a	G	N	T	dli	c.dli	$\tan \varphi$	$N \tan \varphi$	dn	dn*a*Gn
-4	0,8	0,53	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	-0,308	0,951	0,666	0,633	-0,205	0,841	0,475	0,326	0,206	27,92	1,859
-3	2,82	1,34	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	-0,231	0,973	5,933	5,773	-1,369	2,898	1,637	0,326	1,882	27,53	16,333
-2	2,82	2,88	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	-0,154	0,988	12,751	12,599	-1,962	2,854	1,612	0,326	4,107	26,76	34,121
-1	2,82	4,06	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	-0,077	0,997	17,975	17,922	-1,383	2,828	1,598	0,326	5,843	26,15	47,005
0	2,82	4,96	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,000	1,000	21,960	21,960	0,000	2,820	1,593	0,326	7,159	25,90	56,876
1	2,82	5,57	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,077	0,997	24,661	24,588	1,897	2,828	1,598	0,326	8,016	25,40	62,638
2	2,82	5,9	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,154	0,988	26,122	25,811	4,019	2,854	1,612	0,326	8,414	25,29	66,062
3	2,82	5,93	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,231	0,973	26,254	25,546	6,059	2,898	1,637	0,326	8,328	25,36	66,581
4	2,82	5,63	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,308	0,951	24,926	23,717	7,670	2,964	1,675	0,326	7,732	25,62	63,861
5	2,82	4,96	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,385	0,923	21,960	20,271	8,446	3,055	1,726	0,326	6,608	26,05	57,206
6	2,82	3,86	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,462	0,887	17,090	15,161	7,888	3,179	1,796	0,326	4,942	26,65	45,544
7	2,82	2,2	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,538	0,843	9,740	8,208	5,245	3,347	1,891	0,326	2,676	27,40	26,688
8	1,16	1,09	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,615	0,788	1,985	1,565	1,222	1,472	0,831	0,326	0,510	27,81	5,521
														37,526		19,683		66,423		19,535

Fs=	2,29
Fs séisme=	1,51

### Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont (R=29,66)

Nt	b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	$\gamma_1$	$\gamma_2$	$\gamma_3$	c	$\varphi$	sin a	cos a	G	N	T	dli	c.dli	tan $\varphi$	N tan $\varphi$	dn	dn*a*Gn
-5	0,55	0,27	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	-0,357	0,934	0,233	0,218	-0,083	0,589	0,333	0,326	0,071	30,44	0,710
-4	2,97	1,51	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	-0,286	0,958	7,041	6,747	-2,012	3,099	1,751	0,326	2,200	28,97	20,398
-3	2,97	3,15	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	-0,214	0,977	14,688	14,347	-3,147	3,041	1,718	0,326	4,677	28,03	41,171
-2	2,97	4,13	0	0,85	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	-0,143	0,990	24,198	23,950	-3,457	3,001	1,695	0,326	7,808	27,22	65,868
-1	2,97	5,1	0	1,13	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	-0,071	0,997	30,349	30,271	-2,168	2,978	1,682	0,326	9,868	26,56	80,606
0	2,97	6,07	0	1,1	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,000	1,000	34,697	34,697	0,000	2,970	1,678	0,326	11,311	26,28	91,185
1	2,97	7,05	0	0,77	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,071	0,997	37,349	37,254	2,668	2,978	1,682	0,326	12,145	25,77	96,248
2	2,97	8,02	0	0,15	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,143	0,990	38,268	37,876	5,467	3,001	1,695	0,326	12,348	25,67	98,235
3	2,97	8,2	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,214	0,977	38,236	37,348	8,193	3,041	1,718	0,326	12,175	25,78	98,572
4	2,97	7,88	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,286	0,958	36,744	35,212	10,498	3,099	1,751	0,326	11,479	26,10	95,901
5	2,97	7,18	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,357	0,934	33,480	31,272	11,957	3,180	1,797	0,326	10,195	26,73	89,491
6	2,97	6,02	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,429	0,904	28,071	25,362	12,030	3,287	1,857	0,326	8,268	27,31	76,661
7	2,97	4,27	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,500	0,866	19,911	17,243	9,955	3,429	1,938	0,326	5,621	28,18	56,108
8	2,8	1,68	0	0	1,57	1,57	1,957	0,565	18,05	0,571	0,821	7,385	6,061	4,220	3,412	1,928	0,326	1,976	29,16	21,535
														54,122		23,223		110,14		31,446

Fs=	2,46
Fs séisme=	1,56

### Stabilité pour le cas de fin de vidange rapide (R=28,17)

Nt	b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	$\gamma_1$	$\gamma_2$	$\gamma_3$	c	$\varphi$	sin a	cos a	G	N	T	dli	c.dli	tan $\varphi$	N tan $\varphi$	dn	dn*a*Gn
-4	2,02	0	0,84	0	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	-0,308	0,951	1,624	1,545	-0,500	2,123	1,199	0,326	0,504	27,87	4,52
-3	2,82	0	2,25	0	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	-0,231	0,973	6,072	5,908	-1,401	2,898	1,637	0,326	1,926	27,30	16,57
-2	2,82	0	3,74	0	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	-0,154	0,988	10,093	9,973	-1,553	2,854	1,612	0,326	3,251	26,55	26,79
-1	2,82	0	4,92	0	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	-0,077	0,997	13,278	13,238	-1,021	2,828	1,598	0,326	4,316	25,93	34,429
0	2,82	0	5,82	0	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	0,000	1,000	15,707	15,707	0,000	2,820	1,593	0,326	5,120	25,47	40,00
1	2,82	0	6,43	0	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	0,077	0,997	17,353	17,301	1,335	2,828	1,598	0,326	5,640	25,18	43,69
2	2,82	0	6,76	0	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	0,154	0,988	18,243	18,026	2,807	2,854	1,612	0,326	5,877	25,07	45,73
3	2,82	0	6,79	0	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	0,231	0,973	18,324	17,830	4,229	2,898	1,637	0,326	5,813	25,15	46,08
4	2,82	0	6,49	0	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	0,308	0,951	17,515	16,665	5,389	2,964	1,675	0,326	5,433	25,42	44,52
5	2,82	0	5,83	0	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	0,385	0,923	15,734	14,523	6,051	3,055	1,726	0,326	4,735	25,86	40,68
6	2,82	2,24	2,48	0	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	0,462	0,887	16,610	14,735	7,666	3,179	1,796	0,326	4,804	26,48	43,98
7	2,82	3,06	0	0	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	0,538	0,843	13,548	11,416	7,295	3,347	1,891	0,326	3,722	27,24	36,90
8	1,86	1,16	0	0	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	0,615	0,788	3,387	2,670	2,085	2,360	1,333	0,326	0,870	27,73	9,39
														32,382		20,910		52,010		15,383

Fs=	2,25
Fs séisme=	1,53

### Stabilité pour le cas de vidange rapide (R=30,32)

Nt	b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	$\gamma^1$	$\gamma^2$	$\gamma^3$	c	$\varphi$	sin a	cos a	G	N	T	dli	c.dli	tan $\varphi$	N tan $\varphi$	dn	dn*a*Gn
-5	0,89	0	0,71	0	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	-0,357	0,934	0,605	0,565	-0,216	0,953	0,538	0,326	0,184	30,10	1,820
-4	3,03	0	1,83	0,25	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	-0,286	0,958	6,789	6,506	-1,940	3,162	1,786	0,326	2,121	29,49	20,020
-3	3,03	0	2,42	0,93	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	-0,214	0,977	12,532	12,241	-2,685	3,102	1,753	0,326	3,991	28,53	35,754
-2	3,03	0	3,43	1,64	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	-0,143	0,990	19,671	19,469	-2,810	3,061	1,730	0,326	6,347	27,69	54,468
-1	3,03	0	3,93	2,11	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	-0,071	0,997	23,908	23,846	-1,708	3,038	1,716	0,326	7,774	27,02	64,598
0	3,03	0	5,42	2,24	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	0,000	1,000	28,999	28,999	0,000	3,030	1,712	0,326	9,454	26,72	77,485
1	3,03	0	6,41	2,06	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	0,071	0,997	30,802	30,724	2,200	3,038	1,716	0,326	10,016	26,21	80,733
2	3,03	0	7,41	1,58	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	0,143	0,990	30,856	30,539	4,408	3,061	1,730	0,326	9,956	26,11	80,564
3	3,03	0	8,4	0,78	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	0,214	0,977	28,983	28,309	6,211	3,102	1,753	0,326	9,229	26,22	75,993
4	3,03	0	8,34	0	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	0,286	0,958	24,184	23,175	6,910	3,162	1,786	0,326	7,555	26,55	64,207
5	3,03	0	7,62	0	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	0,357	0,934	22,096	20,639	7,891	3,244	1,833	0,326	6,728	27,09	59,857
6	3,03	0	6,43	0	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	0,429	0,904	18,645	16,846	7,991	3,354	1,895	0,326	5,492	27,81	51,852
7	3,03	2,41	2,32	0	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	0,500	0,866	18,192	15,755	9,096	3,499	1,977	0,326	5,136	28,71	52,229
8	3,17	1,99	0	0	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	0,571	0,821	9,904	8,128	5,659	3,863	2,182	0,326	2,650	29,73	29,445
														41,007		24,107		86,632		24,704

Fs=	2,70
Fs séisme=	1,68

### Stabilité pour le cas de vidange rapide (R=31,90)

Nt	b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	$\gamma^1$	$\gamma^2$	$\gamma^3$	c	$\varphi$	sin a	cos a	G	N	T	dli	c.dli	tan $\varphi$	N tan $\varphi$	dn	dn*a*Gn
-4	2,65	0	1,4	0	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	0,308	0,951	3,550	3,378	-1,092	2,785	1,574	0,326	1,101	31,55	11,202
-3	3,19	0	2,81	0	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	0,231	0,973	8,578	8,347	-1,980	3,278	1,852	0,326	2,721	30,56	26,216
-2	3,19	0	4,01	0,49	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	0,154	0,988	15,301	15,119	-2,354	3,228	1,824	0,326	4,929	29,70	45,443
-1	3,19	0	5,05	0,78	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	0,077	0,997	20,286	20,226	-1,560	3,199	1,808	0,326	6,594	29,00	58,830
0	3,19	0	6,1	0,75	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	0,000	1,000	23,304	23,304	0,000	3,190	1,802	0,326	7,597	28,82	67,163
1	3,19	0	7,14	0,41	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	0,077	0,997	24,357	24,285	1,874	3,199	1,808	0,326	7,917	28,15	68,564
2	3,19	0	7,92	0	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	0,154	0,988	24,178	23,891	3,720	3,228	1,824	0,326	7,788	28,03	67,772
3	3,19	0	7,95	0	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	0,231	0,973	24,270	23,615	5,601	3,278	1,852	0,326	7,698	28,15	68,320
4	3,19	0	7,61	0	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	0,308	0,951	23,232	22,105	7,148	3,353	1,894	0,326	7,206	28,45	66,095
5	3,19	6,86	0	0	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	0,385	0,923	34,357	31,714	13,214	3,456	1,953	0,326	10,339	28,98	99,566
6	3,19	2,4	2,4	0	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	0,462	0,887	19,347	17,163	8,929	3,596	2,032	0,326	5,595	29,70	57,460
7	3,19	3,73	0	0	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	0,538	0,843	18,681	15,742	10,059	3,786	2,139	0,326	5,132	30,60	57,164
8	2,09	1,53	0	0	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	0,615	0,788	5,020	3,957	3,089	2,652	1,498	0,326	1,290	31,37	15,749
														46,648		23,860		75,907		22,243

Fs=	2,14
Fs séisme=	1,45

### Stabilité pour le cas de vidange rapide (R=29,16)

Nt	b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	$\gamma^1$	$\gamma^2$	$\gamma^3$	c	$\varphi$	sin a	cos a	G	N	T	dli	c.dli	tan $\varphi$	N tan $\varphi$	dn	dn*a*Gn
-5	2,72	0	1,38	0	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	-0,333	0,943	3,592	3,387	-1,197	2,885	1,630	0,326	1,104	28,49	10,234
-4	2,92	0	2,93	0,44	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	-0,267	0,964	10,702	10,315	-2,854	3,030	1,712	0,326	3,363	27,62	29,559
-3	2,92	0	3,78	1,34	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	-0,200	0,980	18,220	17,852	-3,644	2,980	1,684	0,326	5,820	26,67	48,594
-2	2,92	0	4,83	1,95	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	-0,133	0,991	24,640	24,420	-3,285	2,946	1,665	0,326	7,961	25,85	63,695
-1	2,92	0	5,78	2,22	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	-0,067	0,998	28,838	28,774	-1,923	2,927	1,653	0,326	9,380	25,18	72,614
0	2,92	0	6,73	2,2	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	0,000	1,000	31,378	31,378	0,000	2,920	1,650	0,326	10,229	25,95	81,427
1	2,92	0	7,69	1,88	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	0,067	0,998	32,232	32,161	2,149	2,927	1,653	0,326	10,484	24,40	78,647
2	2,92	0	8,64	1,26	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	0,133	0,991	31,344	31,064	4,179	2,946	1,665	0,326	10,127	24,33	76,260
3	2,92	0	9,93	0,34	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	0,200	0,980	29,692	29,092	5,938	2,980	1,684	0,326	9,484	24,47	72,656
4	2,92	0	9,63	0	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	0,267	0,964	26,910	25,936	7,176	3,030	1,712	0,326	8,455	24,82	66,792
5	2,92	0	8,94	0	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	0,333	0,943	24,982	23,554	8,327	3,097	1,750	0,326	7,678	25,39	63,430
6	2,92	2,54	5,26	0	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	0,400	0,917	26,343	24,144	10,537	3,186	1,800	0,326	7,871	26,15	68,887
7	2,92	3,96	2,1	0	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	0,467	0,884	24,023	21,246	11,211	3,302	1,865	0,326	6,926	27,07	65,029
8	2,92	3,32	0	0	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	0,533	0,846	15,220	12,875	8,117	3,452	1,950	0,326	4,197	28,19	42,906
9	0,7	0,57	0	0	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	0,600	0,800	0,626	0,501	0,376	0,875	0,494	0,326	0,163	28,93	1,812
														45,108		24,567		103,24		28,894

Fs=	2,83
Fs séisme=	1,73

### Stabilité pour le cas de vidange rapide (R=28,79)

Nt	b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	$\gamma_1$	$\gamma_2$	$\gamma_3$	c	$\varphi$	sin a	cos a	G	N	T	dli	c.dli	tan $\varphi$	N tan $\varphi$	dn	dn*a*Gn
-5	2,91	0	1,91	0	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	-0,333	0,943	5,319	5,015	-1,773	3,087	1,744	0,326	1,635	28,29	15,048
-4	2,88	0	2,57	0,96	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	-0,267	0,964	12,494	12,042	-3,332	2,988	1,688	0,326	3,926	27,18	33,959
-3	2,88	0	3,53	1,85	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	-0,200	0,980	20,156	19,749	-4,031	2,939	1,661	0,326	6,438	26,24	52,890
-2	2,88	0	4,48	2,41	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	-0,133	0,991	25,931	25,699	-3,457	2,906	1,642	0,326	8,378	25,42	65,916
-1	2,88	0	5,42	2,71	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	-0,067	0,998	30,212	30,145	-2,014	2,886	1,631	0,326	9,827	24,76	74,806
0	2,88	0	6,37	2,66	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	0,000	1,000	32,549	32,549	0,000	2,880	1,627	0,326	10,611	24,49	79,712
1	2,88	0	7,31	2,34	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	0,067	0,998	33,336	33,262	2,222	2,886	1,631	0,326	10,843	24,00	80,007
2	2,88	0	8,3	1,7	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	0,133	0,991	32,458	32,168	4,328	2,906	1,642	0,326	10,487	23,92	77,639
3	2,88	0	9,19	0,82	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	0,200	0,980	29,951	29,346	5,990	2,939	1,661	0,326	9,567	24,06	72,062
4	2,88	0	9,71	0	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	0,267	0,964	26,762	25,793	7,137	2,988	1,688	0,326	8,409	24,42	65,354
5	2,88	0	9,03	0	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	0,333	0,943	24,888	23,465	8,296	3,055	1,726	0,326	7,650	24,98	62,171
6	2,88	1,92	5,98	0	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	0,400	0,917	25,163	23,063	10,065	3,142	1,775	0,326	7,518	25,74	64,770
7	2,88	3,27	2,93	0	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	0,467	0,884	22,861	20,219	10,669	3,256	1,840	0,326	6,591	26,67	60,971
8	2,88	3,68	0	0	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	0,533	0,846	16,639	14,075	8,874	3,405	1,924	0,326	4,589	27,73	46,141
9	1	0,84	0	0	1,57	0,957	1,957	0,565	18,05	0,600	0,800	1,319	1,055	0,791	1,250	0,706	0,326	0,344	28,29	3,731
														43,765		24,586		106,81		29,704

Fs=	2,00
Fs séisme=	1,79

### Stabilité pour le cas de fonctionnement normal (R=26,71)

Nt	b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	c	$\gamma$	sin a	cos a	G	N	T	dli	c.dli	U <sub>i</sub>	tan $\varphi$	U <sub>i</sub> .dli.tan $\varphi$	N tan $\varphi$	dn	dn*a*Gn
-3	2,50	0,87	0,00	0,00	0,565	18,05	-	0,973	3,415	3,323	-0,788	2,569	1,452	0,000	0,326	0,000	1,083	26,290	8,977
-2	2,67	2,45	0,00	0,00	0,565	18,05	-	0,988	10,270	10,148	-1,580	2,702	1,527	0,000	0,326	0,000	3,308	25,400	26,086
-1	2,67	3,55	0,00	0,21	0,565	18,05	-	0,997	15,979	15,931	-1,229	2,678	1,513	0,210	0,326	0,183	5,194	24,630	39,355
0	2,67	4,65	0,00	0,35	0,565	18,05	0,000	1,000	21,321	21,321	0,000	2,670	1,509	0,350	0,326	0,305	6,951	23,740	50,616
1	2,67	5,77	0,00	0,59	0,565	18,05	0,077	0,997	27,270	27,189	2,098	2,678	1,513	0,590	0,326	0,515	8,864	23,540	64,194
2	2,67	6,87	0,00	0,18	0,565	18,05	0,154	0,988	29,739	29,385	4,575	2,702	1,527	0,180	0,326	0,159	9,579	23,260	69,173
3	2,67	7,46	0,00	0,00	0,565	18,05	0,231	0,973	31,272	30,428	7,217	2,744	1,550	0,000	0,326	0,000	9,919	23,170	72,456
4	2,67	7,56	0,00	0,00	0,565	18,05	0,308	0,951	31,691	30,153	9,751	2,806	1,585	0,000	0,326	0,000	9,830	23,290	73,808
5	2,67	7,32	0,00	0,00	0,565	18,05	0,385	0,923	30,685	28,324	11,802	2,893	1,634	0,000	0,326	0,000	9,234	23,600	72,416
6	2,67	6,66	0,00	0,00	0,565	18,05	0,462	0,887	27,918	24,767	12,885	3,010	1,701	0,000	0,326	0,000	8,074	24,120	67,338
7	2,67	5,47	0,00	0,00	0,565	18,05	0,538	0,843	22,930	19,322	12,347	3,169	1,790	0,000	0,326	0,000	6,299	24,820	56,911
8	2,67	3,53	0	0	0,565	1,957	1,957	0,565	18,05	0,615	0,788	14,797	11,664	9,106	0,326	1,914	0,000	0,000	0,326
9	1,35	1,61	0,00	0,00	0,565	18,05	0,692	0,722	3,412	2,462	2,362	1,871	1,057	0,000	0,326	0,000	0,803	26,350	8,992
											68,546		20,272	1,330		1,162	82,940		24,273

F <sub>s</sub> =	1,49
F <sub>s</sub> séisme=	1,10

### Stabilité pour le cas de fonctionnement normal (R=23,58)

Nt	b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	c	φ	sin a	cos a	G	N	T	dli	c.dli	Ui	tan φ	Ui.dli.tan φ	N tan φ	dn	dn*a*Gn	
-6	0,26	0,29	0	0	0,565	18,05	-0,353	0,936	0,118	0,111	-0,042	0,278	0,157	0,118	0,326	0,000	0,326	0,000	0,036	
-5	2,39	0,98	0	0,53	0,565	18,05	0,294	0,956	6,156	5,884	1,811	2,501	1,413	6,156	0,326	1,325	0,326	0,432	1,918	
-4	2,39	1,96	0	1,73	0,565	18,05	-0,235	0,972	15,446	15,012	-3,634	2,459	1,389	15,446	0,326	4,254	0,326	1,387	4,894	
-3	2,39	2,94	0	2,63	0,565	18,05	-0,176	0,984	23,333	22,967	-4,118	2,428	1,372	23,333	0,326	6,386	0,326	2,082	7,487	
-2	2,39	3,93	0	3,24	0,565	18,05	-0,118	0,993	29,901	29,693	-3,518	2,407	1,360	29,901	0,326	7,798	0,326	2,542	9,680	
-1	2,39	4,91	0	3,61	0,565	18,05	-0,059	0,998	35,309	35,247	-2,077	2,394	1,353	35,309	0,326	8,643	0,326	2,818	11,491	
0	2,39	5,73	0	3,7	0,565	18,05	0,000	1,000	38,806	38,806	0,000	2,390	1,350	38,806	0,326	8,843	0,326	2,883	12,651	
1	2,39	6,9	0	3,58	0,565	18,05	0,059	0,998	42,635	42,562	2,508	2,394	1,353	42,635	0,326	8,571	0,326	2,794	13,875	
2	2,39	7,88	0	3,22	0,565	18,05	0,118	0,993	44,629	44,319	5,250	2,407	1,360	44,629	0,326	7,750	0,326	2,526	14,448	
3	2,39	8,86	0	2,6	0,565	18,05	0,176	0,984	45,406	44,694	8,013	2,428	1,372	45,406	0,326	6,313	0,326	2,058	14,570	
4	2,39	9,85	0	1,71	0,565	18,05	0,235	0,972	44,958	43,696	10,578	2,459	1,389	44,958	0,326	4,205	0,326	1,371	14,245	
5	2,39	11,33	0	0,51	0,565	18,05	0,294	0,956	44,899	42,913	13,206	2,501	1,413	44,899	0,326	1,275	0,326	0,416	13,990	
6	2,39	10,14	0	0	0,565	18,05	0,353	0,936	38,048	35,600	13,429	2,554	1,443	38,048	0,326	0,000	0,326	0,000	11,606	
7	2,39	9,68	0	0	0,565	18,05	0,412	0,911	36,322	33,100	14,956	2,623	1,482	36,322	0,326	0,000	0,326	0,000	10,791	
8	2,39	7,94	0	0	0,565	1,957	0,471	0,882	29,793	26,288	14,020	2,709	1,530	29,793	0,326	0,000	0,326	0,000	8,570	
9	2,39	4,54	0	0	0,565	18,05	0,529	0,848	17,035	14,452	9,019	2,817	1,592	17,035	0,326	0,000	0,326	0,000	4,711	
10	0,46	0,59	0	0	0,565	18,05	0,588	0,809	0,426	0,345	0,251	0,569	0,321	0,426	0,326	0,000	0,326	0,000	0,112	
<b>Fs =</b>		<b>1,95</b>					<b>Fs séisme = 1,27</b>					79,652		21,649			65,363		21,308	155,07

### Stabilité pour le cas de fonctionnement normal (R=29)

Nt	b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	c	φ	sin a	cos a	G	N	T	dli	c.dli	U <sub>i</sub>	tan φ	U <sub>i</sub> .dli.tan φ	N tan φ	dn	dn*a*Gn
-3	1,95	0,37	0	0	0,565	18,05	0,231	0,973	1,133	1,102	-0,261	2,004	1,132	0,000	0,326	0,000	0,359	28,820	3,265
-2	2,9	2,21	0	0	0,565	18,05	0,154	0,988	10,062	9,942	-1,548	2,935	1,658	0,000	0,326	0,000	3,241	27,870	28,043
-1	2,9	3,41	0	0,1	0,565	18,05	0,077	0,997	16,093	16,046	-1,238	2,909	1,643	0,100	0,326	0,095	5,231	25,040	40,298
0	2,9	2,99	0	0,29	0,565	18,05	0,000	1,000	15,259	15,259	0,000	2,900	1,639	0,290	0,326	0,183	4,975	25,770	39,323
1	2,9	5,6	0	0,56	0,565	18,05	0,077	0,997	28,675	28,590	2,206	2,909	1,643	0,560	0,326	0,049	9,320	25,830	74,067
2	2,9	7,01	0	0,15	0,565	18,05	0,154	0,988	32,768	32,378	5,041	2,935	1,658	0,150	0,326	0,144	10,555	24,540	80,412
3	2,9	7,54	0	0	0,565	18,05	0,231	0,973	34,330	33,403	7,922	2,980	1,684	0,000	0,326	0,000	10,889	25,430	87,300
4	2,9	7,64	0	0	0,565	18,05	0,308	0,951	34,785	33,097	10,703	3,048	1,722	0,000	0,326	0,000	10,790	25,540	88,841
5	2,9	7,37	0	0	0,565	18,05	0,385	0,923	33,556	30,974	12,906	3,142	1,775	0,000	0,326	0,000	10,098	25,870	86,808
6	2,9	6,65	0	0	0,565	18,05	0,462	0,887	30,277	26,860	13,974	3,269	1,847	0,000	0,326	0,000	8,756	26,410	79,963
7	2,9	5,36	0	0	0,565	18,05	0,538	0,843	24,404	20,564	13,141	3,442	1,944	0,000	0,326	0,000	6,704	27,150	66,257
8	2,9	3,24	0	0	0,565	1,957	0,615	0,788	14,752	11,628	9,078	3,679	2,079	0,000	0,326	0,000	3,791	28,060	41,393
9	0,72	0,75	0	0	0,565	18,05	0,692	0,722	0,848	0,612	0,587	0,998	0,564	0,000	0,326	0,000	0,199	28,730	2,436
											72,511		20,989	1,100		0,470	84,908		24,773

F <sub>s</sub> =	1,46
F <sub>s</sub> séisme=	1,08

### Stabilité pour le cas de fonctionnement normal (R=24,81)

Nt	b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	c	φ	sin a	cos a	G	N	T	dli	c.dli	Ui	tan φ	Ui.dli.tan φ	N tan φ	dn	dn*a*Gn
-4	2,48	0,98	0	0	0,565	18,05	-0,286	0,958	3,816	3,657	-1,090	2,588	1,462	0,000	0,326	0,000	1,192	25,610	9,772
-3	2,48	2,01	0	1,76	0,565	18,05	-0,214	0,977	16,368	15,988	-3,507	2,539	1,435	1,760	0,326	0,890	5,212	24,720	40,462
-2	2,48	3,03	0	1,09	0,565	18,05	-0,143	0,990	17,088	16,913	-2,441	2,506	1,416	1,090	0,326	0,890	5,513	23,920	40,874
-1	2,48	4,05	0	2,15	0,565	18,05	-0,071	0,997	26,204	26,137	-1,872	2,486	1,405	2,150	0,326	1,743	8,521	23,210	60,819
0	2,48	4,99	0	2,25	0,565	18,05	0,000	1,000	30,349	30,349	0,000	2,480	1,401	2,250	0,326	1,819	9,894	22,320	67,739
1	2,48	6,12	0	2,12	0,565	18,05	0,071	0,997	34,118	34,031	2,437	2,486	1,405	2,120	0,326	1,718	11,094	22,200	75,742
2	2,48	7,14	0	1,73	0,565	18,05	0,143	0,990	36,197	35,825	5,171	2,506	1,416	1,730	0,326	1,413	11,679	21,920	79,343
3	2,48	8,16	0	1,07	0,565	18,05	0,214	0,977	36,965	36,106	7,921	2,539	1,435	1,070	0,326	0,886	11,771	21,820	80,657
4	2,48	9,18	0	0,1	0,565	18,05	0,286	0,958	36,229	34,718	10,351	2,588	1,462	0,100	0,326	0,084	11,318	21,900	79,341
5	2,48	9	0	0	0,565	18,05	0,357	0,934	35,042	32,731	12,515	2,655	1,500	0,000	0,326	0,000	10,670	22,150	77,619
6	2,48	8,3	0	0	0,565	18,05	0,429	0,904	32,317	29,199	13,850	2,745	1,551	0,000	0,326	0,000	9,519	22,580	72,972
7	2,48	7,06	0	0	0,565	18,05	0,500	0,866	27,489	23,806	13,744	2,864	1,618	0,000	0,326	0,000	7,761	23,170	63,692
8	2,48	5,01	0	0	0,565	1,957	0,571	0,821	19,507	16,008	11,147	3,022	1,707	0,000	0,326	0,000	5,219	23,910	46,641
9	1,71	1,34	0	0	0,565	18,05	0,643	0,766	3,597	2,756	2,313	2,232	1,261	0,000	0,326	0,000	0,898	24,650	8,868
											70,539		20,473	12,270		9,444	110,26		32,428

Fs=	1,72
Fs séisme=	1,18

### Stabilité pour le cas de fonctionnement normal (R=26,21)

Nt	b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	c	$\varphi$	sin a	cos a	G	N	T	dli	c.dli	U <sub>i</sub>	tan $\varphi$	U <sub>i</sub> .dli.tan $\varphi$	N tan $\varphi$	dn	dn*a*Gn
-4	2,6	0,91	0	0	0,565	0,565	-0,286	0,958	3,715	3,560	-1,061	2,713	1,533	0,000	0,326	0,000	1,160	25,690	9,543
-3	2,62	1,99	0	0,8	0,565	18,05	-0,214	0,977	12,288	12,002	-2,633	2,682	1,516	0,800	0,326	0,700	3,913	24,690	30,338
-2	2,62	3,07	0	1,48	0,565	18,05	-0,143	0,990	20,217	20,009	-2,888	2,647	1,496	1,480	0,326	1,277	6,523	23,780	48,075
-1	2,62	4,15	0	1,88	0,565	18,05	-0,071	0,997	26,710	26,642	-1,908	2,627	1,484	1,880	0,326	1,610	8,685	23,010	61,460
0	2,62	5,16	0	2,3	0,565	18,05	0,000	1,000	33,018	33,018	0,000	2,620	1,480	2,300	0,326	1,964	10,764	22,040	72,772
1	2,62	6,33	0	2,25	0,565	18,05	0,071	0,997	37,574	37,478	2,684	2,627	1,484	2,250	0,326	1,927	12,218	21,930	82,401
2	2,62	7,41	0	1,85	0,565	18,05	0,143	0,990	39,966	39,556	5,709	2,647	1,496	1,850	0,326	1,596	12,895	21,690	86,686
3	2,62	8,49	0	1,18	0,565	18,05	0,214	0,977	40,973	40,021	8,780	2,682	1,516	1,180	0,326	1,032	13,047	21,640	88,666
4	2,62	9,57	0	0,19	0,565	18,05	0,286	0,958	40,339	38,658	11,526	2,734	1,545	0,190	0,326	0,169	12,602	21,820	88,021
5	2,62	9,52	0	0	0,565	18,05	0,357	0,934	39,160	36,577	13,986	2,805	1,585	0,000	0,326	0,000	11,924	22,210	86,973
6	2,62	8,87	0	0	0,565	18,05	0,429	0,904	36,486	32,965	15,637	2,900	1,638	0,000	0,326	0,000	10,747	22,810	83,224
7	2,62	7,7	0	0	0,565	18,05	0,500	0,866	31,673	27,430	15,837	3,025	1,709	0,000	0,326	0,000	8,942	23,610	74,780
8	2,62	5,79	0	0	0,565	1,957	0,571	0,821	23,817	19,545	13,609	3,193	1,804	0,000	0,326	0,000	6,372	24,580	58,541
9	2,14	1,89	0	0	0,565	18,05	0,643	0,766	6,350	4,864	4,082	2,794	1,578	0,000	0,326	0,000	1,586	25,810	16,389
											83,359		21,863			10,275	121,38		33,875

Fs=	1,60
Fs séisme=	1,13