

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

**ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
« ARBAOUI Abdellah »**

Département des Spécialités

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Spécialité : Conception des Ouvrages Hydrotechniques

THEME

**ETUDE DE FAISABILITE DU BARRAGE ZAOUIA SUR
OUED STITA (W. TIZI OUZOU)**

**Présenté par :
M^r RAHIL Abdelghani**

**Promoteur :
M^r M. HASSAN**

Devant le jury composé de :

Président : M^r B. BENLAOUKLI

**Examineurs : M^r K. MIHOUBI M
M^{me} N. HADJ SADOK
M^r M.BENSALAH**

Octobre 2008

Dédicace

A chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie, on fait une pose pour regarder en arrière et se rappeler toutes ces personnes qui ont partagé avec nous tous les bons moments de notre existence, mais surtout les mauvais.

Ces personnes qui nous ont aidé sans le leur dire, soutenus sans réserve, aimé sans compter, ces personnes à qui notre bonheur devient directement le leur, à qui un malheur en nous, en eux se transforme en pleur.

A toutes ces âmes ; sans les citer ; je dédie ce travail en signe de reconnaissance et de respect.

A/ghani

Remerciement

Au terme de cette modeste étude, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à toutes les personnes qui m'ont aidé tout au long de mon travail :

Ma reconnaissance va plus particulièrement à :

Mon promoteur Mr HASSAN pour avoir contribué à l'élaboration de cette présente thèse et à ma formation durant les années de spécialités.

Je remercie le président et les membres du jury qui me feront l'honneur de juger mon travail.

Je voudrais aussi remercier l'ensemble des enseignants et tout le personnel de l'E.N.S.H qui ont contribué à ma formation.

- *Enfin, à tous ceux qui m'ont soutenu de près ou de loin je leurs dis merci.*

A/ghani

م الخص:

في إطار الإستراتيجية الوطنية التي تهدف إلى الحفاظ على الموارد المائية من أجل تخزين ملايين الأمطار المكعبة التي تتسرب إلى ، لذا ترى وكالة الوطنية للسدود والتحويلات ضرورة إنشاء سدود وحواجز مائية بالمنطقة . وعلى اثر ذلك ، يجب الاهتمام بهذه المنشآت من حيث تقدير أبعاد الهندسية والاختيار الأمثل لمواقعها ودراسة جميع ملحقاتها ومتمماتها وفي إطار ذلك تأتي مذكرتنا هذه لتناول دراسة مفصلة لسد مائي على مستوى ولاية تيزي وزو وبالتحديد على مستوى وادي ستيتة

Résume :

Dans le cadre de la stratégie nationale en matière de conservation des eaux et afin de mobiliser les millions de mètre cubes d'eau qui sont perdus (rejet en mer). L'ANBT s'est vue réaliser des barrages et des retenues collinaires.

Toutefois l'étude, le choix et le dimensionnement des ouvrages de stockage méritent d'être approfondis. Ainsi, l'étude que nous avons menée dans ce MFE est une étude de faisabilité d'un barrage dans la wilaya de Tizi Ouzou et principalement sur l'Oued Stita.

Abstract:

In the setting of the national strategy concerning conservation of water, in order to mobilize an important quality of water that is lost (dismissal in sea). The ANBT saw itself achieving dams.

However the survey, the choice and the dimensionality of the storage works deserve to be deepened. Sow to survey we led in this thesis is a feasibility of a dam in the wilaya of the area of Tizi Ouzou on Oued Stita.

Sommaire.

Introduction générale	1
-----------------------------	---

Chapitre I : Etude topographique et socio-économique.

Introduction	2
I-1 Fond topographique existant	2
I-2 Localisation de la zone du projet et accès	3
I-3 La cuvette du barrage	4
I-4 Une brève revue sur la situation hydrique de la wilaya de Tizi Ouzou.....	5

Chapitre II : Etude géologique et géotechnique.

Introduction	6
II-1 Situation géographique, accès et topographie	6
II-2 Géologie régionale	6
II-2-1 Géologie de la région du Nord-Ouest de la Grande Kabylie.....	6
➤ Situation de la région dans l'orogénie alpin périméditerranéen	6
II-2-2 Géologie de la région d'étude	6
II-2-2-1 Les schistes de la série du Djebel Aïssa Mimoun	7
II-2-2-2 Olistostromes (ou argiles a blocs)	7
II-2-2-3 La formation numidienne	8
II-2-2-4 Le Néogène « post-nappes »	8
➤ Le Burdigalien terminal_	8
➤ Le Langhien-Serravallien	9
II-2-3 Géologie de la cuvette	9
II-2-3-1 Substratum antequaternalre.....	9
A - Les schistes de la série du Djebel Aïssa Mimoun.....	10
B - Le Néogène « post — nappes »	10
II-2-3-2 Couvertures quaternaires et phénomènes superficiels.....	10
A - Alluvions et terrasses	10
B - Colluvions et dépôts de pentes	11
C - Etanchéité et stabilité de la cuvette	12
II-3 Cadre tectonique de la région	12
II-4 Travaux de reconnaissance	13
II-4-1 Axes du barrage proposé	14
➤ Phase 1	14
➤ Phase 2	14
II-4-2 Phase I	14
II-4-2-1 Sondages carottés	14
II-4-2-2 Prospections géophysiques	14
II-4-2-3 Choix de l'axe	15
II-4-3 Phase 2	15
II-4-3-1 Sondages carottes	15
II-4-3-2 Tranchées	15
II-4-3-3 Prospections géophysiques	15
II-4-4 Puits dans les zones d'emprunt	15
II-5 Hydrogéologie	16
II-5-1 Description des nappes	16
II-5-1-1 Nappe des alluvions	16
II-5-1-2 Nappes des versants	17
II-5-2 Perméabilité des terrains	17

II-5-2-1 Alluvions	17
II-5-2-2 Colluvions	18
II-5-2-3 Substratum rocheux	18
II-6 Caractéristiques géotechniques des terrains de fondations	20
II-6-1 Caractéristiques des alluvions	20
II-6-2 Caractéristiques du substratum	21
II-7 Matériaux de construction	22
II-7-1 Définition des zones d'emprunt	22
➤ Matériaux argileux	22
- Zone A	22
- Zone A1	22
➤ Matériaux alluvionnaires	22
- Zone B1	22
- Zone B2	22
- Zone B3	22
II-7-2 Les caractéristiques géotechniques des matériaux	24
II-7-2-1 Matériaux argileux	24
- Zone A	24
- Zone A1	24
II-7-2-2 Matériaux alluvionnaires.....	24
- Zone B2	24
➤ Essais de laboratoire	25
➤ Analyse granulométrique.....	25
➤ Teneur en eau naturelle et limites d'Atterberg	26
➤ Essais de compactage	26
➤ Essais mécaniques	26
➤ Essais de perméabilité	26
II-7-2-3 Les alluvions du Sebaou	26
II-7-2-4 Matériaux rocheux	27
A - Grès miocènes et numidiens.....	27
B - Calcaires cristallins (cipolin)	28
Conclusion	31

Chapitre III : Etude hydrologique.

Introduction	33
III-1- Collecte des données hydrométéorologiques	34
III-2- Caractéristiques morphologiques du bassin versant	34
III-2-1- Paramètres géométriques	37
III-2-2- Paramètres de forme	37
a) Indice de compacité de Gravelius "Kc»	37
b) Coefficient d'allongement	37
c) Rectangle équivalent	38
III-2-3- Paramètres du relief	38
III-2-3-1 Courbe hypsométrique	39
III-2-3-2 Altitude moyenne du bassin versant	41
III-2-3-3 Pente moyenne du bassin versant	41
III-2-3-4 Indice de pente	42
a- Indice de pente globale Ig	42
b- Indice de pente moyenne I_{pm}	42
c- Indice de pente M.ROCHE I_p	42

III/-2-3-5- Dénivelée spécifique	43
III-3- Caractéristiques hydrographiques du bassin versant	43
III-3-1- Le chevelu hydrographique	43
III-3-2- Le Profil en long de l'oued	43
III-3-3- Pente moyenne du cours d'eau principal Ic	47
III-3-4- Densité de drainage	48
III-3-5- Le coefficient de torrencialité Ct	48
III-3-6- Temps de concentration	48
III-3-7- Vitesse de ruissellement	50
III-4- Caractéristiques climatiques	52
III-4-1- La température	52
III-4-2- Vitesse du vent	52
III-4-3- Le Sirocco	52
III-4-4- La pluviométrie.....	53
III-4-4-1- Pluie moyenne annuelle	53
III-4-4-2- Pluies maximales journalières	56
➤ Ajustement des pluies maximales journalières	56
A - Ajustement à la loi Lognormale (Maximum de vraisemblance)	58
B - Ajustement à la loi de Gumbel (Maximum de vraisemblance)	58
III-4-4-3 Pluie de courte durée I.D.F (courbes : Intensité_Durée_Frequence)	61
III-5- Etudes des apports	65
III-5-1- Apport liquides	65
III-5-1-1- Apport moyen interannuel (A_0)	65
III-5-1-2- Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen	67
III-5-1-3- Caractéristiques de l'écoulement	68
a) Module de l'écoulement.....	68
b) Module de l'écoulement relatif (spécifique)	68
c) Lamé d'eau écoulée.....	68
d) Coefficient de l'écoulement	68
III-5-2- Apports fréquents	68
III-5-3- Transport solide	71
III-6- Etude des crues	72
III-6-1- Détermination des débits maximaux fréquents	72
III-6-2- Construction de l'hydrogramme de crues	75
III-6-3- Choix de la crue de projet	78
III-7- Régularisation de l'écoulement	80
III-7-1- Courbes caractéristiques de la retenue	80
III-7-2- Détermination de la garantie de la restitution	82
III-7-3- détermination des besoins	82
III-7-4- Calcul du volume utile	82
- Procédé de calcul	82
III-7-5- Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	84
III-7-6- Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)	84
a- Pertes par évaporation.....	84
b- Pertes par infiltration.....	84
III-8- Laminage des crues	88
➤ Principe de calcul	89
III-8-1- Méthode de KOTCHERINE	89
III-8-2- Méthode grapho-analytique de Hildenblat	91
III-9- Etude d'optimisation	100

III-9-1 - Calcul du coût approximatif de la digue	100
III-9-1-1 - Calcul de la revanche	100
III-9-1-2- Largeur en crête	101
III-9-1-3- Calcul du volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes	102
III-9-2- Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crues	105
III-9-2-1- Coût du déversoir	105
III-9-2-2- Coût du canal d'approche	106
Conclusion	109

Chapitre IV : Etude des variantes.

Introduction	110
IV-1- Le choix du site du barrage	110
IV-2- Le choix du type de barrage	110
➤ La topographie du site	110
➤ La morphologie de la vallée	111
➤ Les conditions géologiques et géotechniques	111
➤ Les matériaux de construction	111
IV-3- Les variantes à choisir	111
❖ Barrage en terre homogène	111
❖ Barrage zoné	112
❖ Barrage en terre à masque (en béton armé, en géo membrane)	112
IV-4- Fixation du choix définitif du type de barrage	112
IV-4-1- Etude comparative	113
IV-4-1-1 Pré dimensionnement du noyau	113
IV-4-1-2 Pentes des talus	113
IV-4-1-3 Volume de la digue.....	114
➤ Barrage homogène.....	114
➤ Barrage zoné	115
➤ Barrage en terre avec masque en béton	115
➤ Barrage en terre avec masque en géo membrane	116
IV-4-2- Conclusion sur le choix du type de barrage	116
IV-5- Etude de la variante retenue	116
IV-5-1 Longueur en crête.....	116
IV-5-2 Pentes des talus	116
IV-5-3 Protection des talus	117
➤ Talus aval	117
➤ Talus amont	117
IV-5-4 Les bermes	118
IV-5-5 Protection de la crête	118
IV-5-6 Clé d'étanchéité	119
IV-5-7 Dispositif de drainage du remblai	119
1) rôle des filtres et drains	119
2) Drain prisme	120
3) Drain tapis	120
➤ Choix des granulats du tapis	120
➤ Calcul de l'épaisseur du tapis filtrant	121
4) Choix du drain de talus et de la tranchée drainant	122
IV-5-8 Calcul des filtres	122
IV-6 Etude des infiltrations	124
IV-6-1 Positionnement de la ligne de saturation	124

IV-6-2- Calcul du débit de fuite par infiltration	125
a)- Digue.....	125
b)- Fondation	125
IV-6-3- Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage	125
1) Dispositif d'étanchéité	125
2) Fondation du barrage	126
IV-7 Calcul de stabilité	127
IV-7-1- Généralité sur la stabilité des barrages (Talus)	127
IV-7-2- Conséquences de l'instabilité des talus	128
IV-7-3- Ordre de calcul (Méthode des tranches)	129
IV-7-4- Calcul des forces appliquées à chaque tranche	130
IV-7-5- Classement des forces	131
➤ Les forces stabilisatrices	131
➤ Les forces motrices	131
IV-7-6- Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement....	132
a) Retenue vide(fin de construction)	132
b) Retenue pleine (retenue normale)	132
c) Vidange rapide	132
Conclusion	133

Chapitre V : Etude des ouvrages annexes.

Introduction	134
V-1- Ouvrage d'évacuateur de crues	134
V-1-1- Critères de choix de l'évacuateur de crue	134
V-1-2- Différents types des évacuateurs de crues.....	134
1) Evacuateur de crues en puit (tulipe)	134
2) Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral	135
3) Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal	135
4) Evacuateur de crues en siphon	135
V-1-3 Choix de la variante	136
V-1-4 Dimensionnement de l'évacuateur de crue.....	136
1) Canal d'approche.....	136
➤ Vitesse d'approche.....	136
➤ Longueur du canal d'approche.....	137
2) Le déversoir.....	137
3) Chenal d'écoulement.....	138
➤ Calcul de la profondeur critique	138
➤ Calcul de la profondeur normale	138
4) Le convergent.....	139
5) Le coursier.....	139
➤ Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier.....	142
a. Entraînement de l'air naturel	142
b. Vagues roulantes.....	142
6) Dissipateur d'énergie.....	143
➤ Dimensionnement du dissipateur	143
➤ Détermination du rayon de courbure	144
➤ Calcul de l'affouillement	144

7) Canal de restitution	144
➤ La hauteur critique	144
➤ La pente critique	144
➤ Profondeur normale dans le canal	145
➤ Vitesse dans le canal	145
V-1-5- Hauteurs des murs bajoyers	145
V-2- Ouvrage de dérivation provisoire	145
V-2-1- Type d'ouvrage de dérivation provisoire	145
1. Galerie de dérivation	145
2. Conduite de dérivation	146
3. Canal de dérivation	146
V-2-2- Choix de la crue de dimensionnement	146
V-2-3- Succession des travaux	146
V-2-4- Dimensionnement de la dérivation provisoire	147
V-2-4-1 Dimensionnement de la galerie	147
➤ Calcul hydraulique de la galerie	147
a- l'écoulement à surface libre	147
b- l'écoulement en charge	147
➤ Laminage de la Crue de Chantier	148
V-2-4-2 Dimensionnement du batardeau	154
a- Calcul de la revanche du batardeau	154
b- Calcul de la largeur en crête du batardeau	154
V-2-5 Calcul d'optimisation de la dérivation.....	155
➤ Hypothèses de calcul	155
➤ Conclusion.....	159
V-2-6 Construction du batardeau.....	159
➤ Portail d'entrée.....	159
➤ Pente critique.....	160
➤ Le débit unitaire.....	160
➤ La hauteur d'eau critique.....	160
V-2-7- Choix et calcul de l'ouvrage de restitution.....	160
➤ Nombre de Froude	160
➤ Hauteur critique	161
➤ La pente critique.....	161
➤ Profondeur normale dans le canal.....	161
➤ Vitesse de l'eau dans le canal.....	162
➤ Classification du mouvement et du régime d'écoulement	162
V-3 Ouvrage de vidange	162
V-3-1 Conduite de vidange en charge	162
V-3-2 Conduites à écoulement libre	162
V-3-3 Choix de la variante	163
❖ Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite de vidange ..	163
V-3-4 Dimensionnement de l'ouvrage de vidange.....	164
V-3-4-1 Calcul du débit de vidange	164
V-3-4-2 Calcul du diamètre de la vidange	164
V-4 Ouvrage de Prise d'eau.....	165
V-4-1 Type de prise	165
1- Prise d'eau en charge	165
2- Prise d'eau flottante	165

3- Tour de prise	165
V-4-2 Choix de type de la prise d'eau	165
V-4-3 Dimensionnement de la prise d'eau	165
1- Calcul du diamètre de la prise d'eau	165
2- Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite	166
Conclusion :	166

Chapitre VI : Organisation de chantier.

Introduction	167
VI-1- Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier	167
VI-1- 1 - Le maître de l'ouvrage	167
VI-1- 2 - Le maître d'oeuvre	167
VI-1- 3 - L'entrepreneur	167
VI-2- Installations du chantier	167
VI-2-1- Installations destinées au personnel	167
VI-2- 2- Installations destinées au stockage des matériaux	167
VI-2- 3- Installations destinées à la réparation des engins	168
VI-2- 4- Installations pour la préfabrication	168
VI-3- Ordre d'exécution des travaux	168
VI-3- 1-Terrassement au niveau des installations de chantier	168
a) Exécution des voies d'accès	168
b) Exécution des plates formes	168
c) Détermination des engins nécessaires	168
VI-3- 2-Dérivation provisoire	169
➤ Dérivation en une seule étape	169
➤ Dérivation en deux étapes	169
a) Exécution du batardeau principal	169
b) Opération d'exécution du batardeau principale	169
c) Exécution du massif du batardeau	169
d) Exécution du remblai des massifs	170
e) Extraction des terres dans la carrière	170
VI-3- 3-Perçement de la galerie de dérivation	170
a) Quantité des travaux	170
b) Définitions des engins nécessaires	170
VI-3- 4-Exécution des fouilles à ciel ouvert	170
a) fouille de l'évacuateur de crue	170
b) fouille de l'assise du barrage	170
c) Définitions des engins nécessaires	171
VI-3- 5-Travaux des injections :	171
a) Technologie des travaux	171
b) Matériel mise en place	171
VI-3- 6-Exécution de la digue	171
a) Exécution du remblai de la digue	171
b) Exécution des travaux de carrier des filtres et drains.....	171
c) Enrochement de protection des parements	171
VI-3- 7- Exécution des travaux de bétonnage	171
a) Généralités	172
b) Intensité de bétonnage	172
c) L'extraction et la fabrication des granulats pour béton et filtres pour les remblais de la digue	173

d) Bétonnage de la galerie de dérivation	173
e) Bétonnage de l'évacuateur de crue	174
VI-4- Planification	174
VI-4-1- Définition	174
VI-4-2- Techniques de la planification	174
a) Méthodes basées sur le réseau	174
a)-1- Définition du réseau	174
a)-2- Construction du réseau	175
b) Méthodes basées sur le graphique	175
VI-4-3- Les étapes de la planification	175
VI-4-4- Symboles des différentes opérations	176
VI-4-5- Détermination du chemin critiques	177
VI-5- Le coût du barrage	178
VI-5- 1- Le coût des travaux de construction du barrage	178
VI-5-2- Le coût des études	180
VI-5-3- Les coûts induits par la création du barrage	180
Conclusion	180

Chapitre VII : Protection et sécurité de travail.

Introduction	181
VII-1- Secteurs et opérations à haut risque.....	181
VII-2- Causes des accidents de travail	181
VII-3- Niveaux d'intervention	182
VII-4- Responsabilités	182
VII-5- Conditions dangereuses dans le chantier	182
VII-6- Actions dangereuses	183
VII-7- Methode et moyens de prévention	183
VIII-8- Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation de la galerie de dérivation.....	183
VII-8-1- Ordonnance 66-183.....	183
VII-7-2- Calcul du diamètre de la canalisation d'air à la ventilation	184
Conclusion	184
Conclusion générale	185

Références bibliographiques.

Annexes.

Liste des tableaux

Tableau II.1	: l'épaisseur maximale probable des alluvions.....	11
Tableau II.2	: Les séismes de références du site zaouïa.	12
Tableau II.3	: situation des travaux de reconnaissance et profondeurs des échantillons	16
Tableau II.3	: Le niveau d'eau dans les alluvions.....	16
Tableau II.5	: variation saisonnière du niveau d'eau souterraine (sondage Z.S1).	17
Tableau II.6	: Le niveau d'eau des nappes des versants.....	17
Tableau II.7	: Les résultats des essais de perméabilité des alluvions (essais Lefranc).	18
Tableau II.8	: Les résultats des essais de perméabilité du substratum (essais Lugeon).	19
Tableau II.9	: Les valeurs moyennes de la perméabilité pour les appuis et la vallée.....	20
Tableau II.10	: Les résultats des essais in situ sur les alluvions (essais S.P.T).	20
Tableau II.11	: Les résultats des essais sur des schistes du substratum (essais RQD).	21
Tableau II.12	: situation des matériaux de construction et profondeurs des échantillons.....	23
Tableau II.13	: Les valeurs extrêmes et moyennes des caractéristiques géotechniques (Zone A).	24
Tableau II.14	: Les valeurs extrêmes et moyennes des caractéristiques géotechniques (Zone A1).	24
Tableau II.15	: Les résultats de l'analyses granulométriques des alluvions grossières.....	25
Tableau II.16	: 16 : Les résultats de l'analyses granulométriques des matériaux fins.	25
Tableau II.17	: Les résultats des différentes classes granulométriques des Alluvions du Sebaou.	27
Tableau II.18	: Les résultats des essais réalisés sur les blocs de roche (essais RQD).	28
Tableau II.19	: Tableau récapitulatif des résultats des essais de laboratoire	29
Tableau II.20	: Tableau récapitulatif des résultats des essais de laboratoire (Valeurs moyennes)	30
Tableau III.1	: Surfaces par tranche d'altitudes.....	39
Tableau III.2	: La pente moyenne du bassin versant.....	41
Tableau III.3	: Profil en long du cours d'eau principal	45
Tableau III.4	: Pente moyenne du cours d'eau principal.....	47
Tableau III.5	: Récapitulatif du temps de concentration	50
Tableau III.6	: Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.....	51
Tableau III.7	: Relevés des températures en ° C.....	52
Tableau III.8	: Moyenne mensuelle de la vitesse des vents	52
Tableau III.9	: Nombre de jours de sirocco	52
Tableau III.10	: Coordonnées et code de la station Makouda	53
Tableau III.11	: Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations	53
Tableau III.12	: Les caractéristiques pluviographiques de la région.....	53
Tableau III.13	: Pluies mensuelles et moyennes annuelles.....	54
Tableau III.14	: Pluies maximales journalières.....	55
Tableau III.15	: Pluies de courte durée (mm)	62
Tableau III.16	: Intensité des pluies It (mm/h)	62
Tableau III.17	: récapitulatif des apports.....	67
Tableau III.18	: répartition mensuelle de l'apport liquide moyen.....	67
Tableau III.19	: récapitulatif des Cv	69
Tableau III.20	: Les apports de différentes fréquences.....	70
Tableau III.21	: Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.....	70
Tableau III.22	: Récapitulatif des débits maxima de crue.....	74
Tableau III.23	: Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ	75

Tableau III.24	: Les hydrogramme de crues.....	76
Tableau III.25	: Caractéristiques topographiques de la retenue.....	80
Tableau III.26	: Les besoins mensuels pour l'irrigation.....	82
Tableau III.27	: Le volume utile de la retenue.....	83
Tableau III.28	: Evaporation mensuelle.....	84
Tableau III.29	: Les volumes des pertes dans la retenue	85
Tableau III.30	: Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	86
Tableau III.31	: Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)	87
Tableau III.32	: Données initiales.....	90
Tableau III.33	: Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE.....	90
Tableau III.34	: Détermination de H_0 et Q en fonction de b	90
Tableau III.35	: Débits déversants en fonction de h et b et le volume de crue.....	91
Tableau III.36	: laminage des crues dans la retenue ($b=25m$)	93
Tableau III.37	: laminage des crues dans la retenue ($b=30m$)	94
Tableau III.38	: laminage des crues dans la retenue ($b=35m$)	95
Tableau III.39	: laminage des crues dans la retenue ($b=40m$)	96
Tableau III.40	: laminage des crues dans la retenue ($b=45m$)	97
Tableau III.41	: laminage des crues dans la retenue ($b=50m$)	98
Tableau III.42	: laminage des crues dans la retenue ($b=55m$)	99
Tableau III.43	: Résultats de calculs du coût de la digue pour les différentes largeurs déversantes	105
Tableau III.44	: Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes	106
Tableau III.45	: Résultats de calculs du coût du canal d'approche pour les différentes largeurs déversantes	106
Tableau III.46	: Tableau récapitulatif des prix totaux	107
Tableau III.47	: tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage.....	109
Tableau IV.1	: Détermination des pentes des talus (élaboré par CEMAGREF)	114
Tableau IV.2	: coût de la digue (1 ^{ère} variante).	114
Tableau IV.3	: coût de la digue (2 ^{ème} variante).	115
Tableau IV.4	: coût de la digue (3 ^{ème} variante).	115
Tableau IV.5	: coût de la digue (4 ^{ème} variante).	116
Tableau IV.6	: Détermination de l'épaisseur min de la couche d'enrochement.....	118
Tableau IV.7	: Coordonnées de la parabole de KOZENY	124
Tableau IV.8	: Classification des barrages.....	126
Tableau IV.9	: Gradient admissible à travers le remblai terreux.	126
Tableau IV.10	: Gradient admissible pour les fondations d'un remblai.	127
Tableau IV.11	: Détermination de coefficient de sécurité.....	127
Tableau IV.12	: Coefficient de stabilité admissible des talus.	129
Tableau IV.13	: valeurs de K_1 et K_2	129
Tableau IV.14	: Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.	133
Tableau V.1	: Coordonnées de la nappe déversante.	137
Tableau V.2	: Détermination de la hauteur normale.....	140
Tableau V.3	: Ligne d'eau à pas d'espace de 5m.	141
Tableau V.4	: Vitesse critique d'aération à pas de 10m.	142
Tableau V.5	: Coefficient de débits.....	148
Tableau V.6	: $Q = f(D)$	148

Tableau V.7	: Détermination de la courbe des débits déversants pour D= 2m.....	149
Tableau V.8	: Détermination de la courbe des débits déversants pour D= 3m.....	150
Tableau V.9	: Détermination de la courbe des débits déversants pour D= 4m.....	151
Tableau V.10	: Détermination de la courbe des débits déversants pour D= 5m.....	152
Tableau V.11	: Détermination de la courbe des débits déversants pour D= 6m.....	153
Tableau V.12	: Résultats du laminage de la crue de chantier.....	153
Tableau V.13	: récapitulatif des hauteurs et largeurs en crête du batardeau.....	155
Tableau V.14	: Paramètres de calcul d'optimisation.....	156
Tableau V.15	: Résultats de calcul d'optimisation.....	157
Tableau V.16	: type de vidange de fond en fonction de $H^2.\sqrt{V}$	163
Tableau VI.1	: symboles des opérations.....	177
Tableau VI.2	: devis estimatif.....	179

Liste des figures

Figure I-1 : Carte de la willaya de Tizi Ouzou : situation du projet du barrage Zaouïa.....	3
Figure I-2 : Vue aérienne de la région du barrage avec les accès possibles.....	3
Figure I-3 : Vue en trois dimensions des versants de l'Oued Stita.....	4
Figure II.1 : La carte géologique du site et cuvette du barrage zaouïa au 1/50000.....	9
Figure II.2 : Carte des zones sismiques.....	12
Figure II.3 : Carte des épicentres instrumentaux de 1910 à 1989.....	12
Figure II.4 : Carte des emplacements des zones d'emprunt.....	23
Figure III.1 : Le réseau hydrographique du bassin versant	35
Figure III.2 : Plan altimétrique du bassin versant	36
Figure III.3 : Courbe hypsométrique	40
Figure III.4 : Classification du cours d'eau principal	44
Figure III.5 : Profil en long du talweg principal	46
Figure III.6 : Ajustement à la loi Log-Normale (Maximum de vraisemblance)	60
Figure III.7 : Ajustement à la loi de Gumbel (Maximum de vraisemblance)	60
Figure III.8 : Comparaison entre les deux ajustements	61
Figure III.9 : pluies de courte durée.....	63
Figure III.10 : Intensité-Durée-Fréquence(IDF).....	64
Figure III.11 : Répartition mensuelle de l'apport moyen.....	67
Figure III.12 : Répartition mensuelle de l'apport moyen 80%.....	67
Figure III.13 : Hydrogrammes de crues probables	77
Figure III.14 : Hydrogramme de la crue de projet.....	79
Figure III.15 : Courbes Capacité-Surface-Hauteur.....	81
Figure III.17 : Laminage de la crue de projet par la méthode de KOTCHERINE	92
Figure III.19 : Courbe des débits déversants (b=25m)	93
Figure III.20 : Courbe des débits déversants (b=30m)	94
Figure III.21 : Courbe des débits déversants (b=35m)	95
Figure III.22 : Courbe des débits déversants (b=40m)	96
Figure III.23 : Courbe des débits déversants (b=45m)	97
Figure III.24 : Courbe des débits déversants (b=50m)	98
Figure III.25 : Courbe des débits déversants (b=55m)	99
Figure III.18 : Optimisation de la largeur de l'évacuateur de crue.....	108
Figure V.1 : Dimensions du déversoir	137
Figure V.2 : Ligne d'eau dans le coursier.....	141
Figure V.3 : Courbe des débits déversants (D=2m)	149
Figure V.3 : Courbe des débits déversants (D=3m)	150
Figure V.3 : Courbe des débits déversants (D=4m)	151
Figure V.3 : Courbe des débits déversants (D=4m)	152
Figure V.3 : Courbe des débits déversants (D=6m)	153
Figure V.8 : Schéma de calcul.....	155
Figure V.9 : Courbe d'optimisation.....	158
Figure V.10 : Construction du batardeau.....	159
Figure VI.1 : réseau des différents opérations	178

Liste des planches

Planche 01 : emplacement des puits et zones d'empreintes

Planche 02 : coupe géologique de l'axe du barrage et profil en long de la digue.

Planche 03 : Profils types des variantes.

Planche 04 : Profil type de la digue.

Planche 05 : coupes en travers de la digue.

Planche 06 : Schéma de calcul de la stabilité.

Planche 07 : Profil en long de l'évacuateur de crue.

Planche 08 : Profil en long des ouvrages de dérivation.

Planche 09 : Vue en plan de l'aménagement.

Introduction générale :

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

Un vaste programme a été lancé par l'agence nationale des barrages sur l'ensemble du territoire nationale, 14 barrages en cours d'exécution et 13 autres en cours d'études.

La wilaya de Tizi Ouzou souvent réputé par ses massifs montagneux et ses neiges abondantes n'a pas été épargnée par ce programme, deux barrages sont en cours d'études, le barrage de Bounachi dans la région de Larbaa Nath Irathen et celui de Zaouïa dans la région de Makouda qui est le sujet de notre étude, sans oublier le grand Taksebt avec ses 175 millions de m³ qui continue de se déverser jusqu'à présent.

Le contenu comprendra sept chapitres. Nous allons faire une analyse assez poussée des conditions géologiques et géotechniques afin de trouver le site favorable.

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

On consacrera un chapitre pour l'analyse des variantes de digues et le choix sera en fonction de la disponibilité des matériaux ainsi que une étude détaillée de la conception, d'infiltration et de stabilité des talus.

Ensuite, on fera une étude des ouvrages annexes à savoir le dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crue, la dérivation provisoire, les ouvrages de vidanges et de prise d'eau.

Un autre chapitre sera consacré à l'organisation de chantier qui interprétera les moyens à mettre en œuvre pour la construction et l'exécution des différentes tâches de réalisation ainsi que le planning des travaux.

En terminant, un chapitre traitera la protection et la sécurité de travail.

Introduction:

La grande Kabylie est constituée de collines dont l'altitude croît d'Ouest en Est, drainée par l'oued Sebaou qui coule sensiblement d'Est en Ouest jusqu'à Tademaït où il change de direction vers le Nord pour rejoindre la côte.

L'oued Stita est un affluent de droite de l'oued Sebaou, il coule sur la direction Nord-Est, il prend naissance à la côte 665m et débouche dans l'oued Sebaou à la côte 65m.

L'étude de faisabilité du site du barrage « Zaouïa » wilaya de Tizi-Ouzou est entreprise pour compléter l'ensemble des données physiques, techniques, et économiques nécessaires à l'étude du système optimal d'affectation des ressources en eau de surface de la vallée de l'oued « Stita ».

Le but principal pour la réalisation de la future retenue de Zaouïa et le stockage des débits dans la retenue et de couvrir les besoins en eau de la région du barrage.

I-1 Fond topographique existant :

Le site de Zaouïa est intéressant de par son aspect topographique ; il se prête particulièrement à l'établissement d'une retenue.

Le site du barrage est localisé au droit d'une gorge relativement étroite en aval d'une large vallée. Au droit du barrage, les versants de la vallée de l'oued Stita s'élèvent selon une pente de 35° - 40° à partir d'une plaine d'inondation.

Dans le site du barrage, la côte du niveau du radier est de 65m NGA, les altitudes des collines qui dominent la cuvette de la retenue varient de 200m à 700m NGA.

Afin de délimiter le bassin versant de l'oued Stita on utilise :

- La carte topographique de Tizi-Ouzou à l'échelle 1/25000
- Les coordonnées Lambert du site sont :
 - **X = 662,200Km**
 - **Y = 384,700Km**
 - **Z = 65,00m**

I-2 Localisation de la zone du projet et accès :

La région concernant le projet appartient à la zone du Nord-Ouest de la grande Kabylie, sur l'oued Stita à 1Km en amont de la confluence avec l'oued Sebaou, et environ 5Km au Nord-Est de Tizi-Ouzou. dans la commune de Makouda précisément, qui est limitée par : la Daïra de Tizirt au nord, la Commune d'Ait Aissa Mimoun au sud, la Commune de Boudjmaa à l'est, les Communes de Attouche et Sidi Naaman à l'ouest, voir la figure I-1.

L'accès dans le site se fait par une route goudronnée, à partir de Tizi-Ouzou, suivant la vallée de Sebaou sur la route nationale 12 vers l'Est et puis la route 124 vers le Nord. Avec le Google earth on a pu avoir une vue aérienne de la région du barrage avec les accès possibles qui est représentée dans la figure I-2

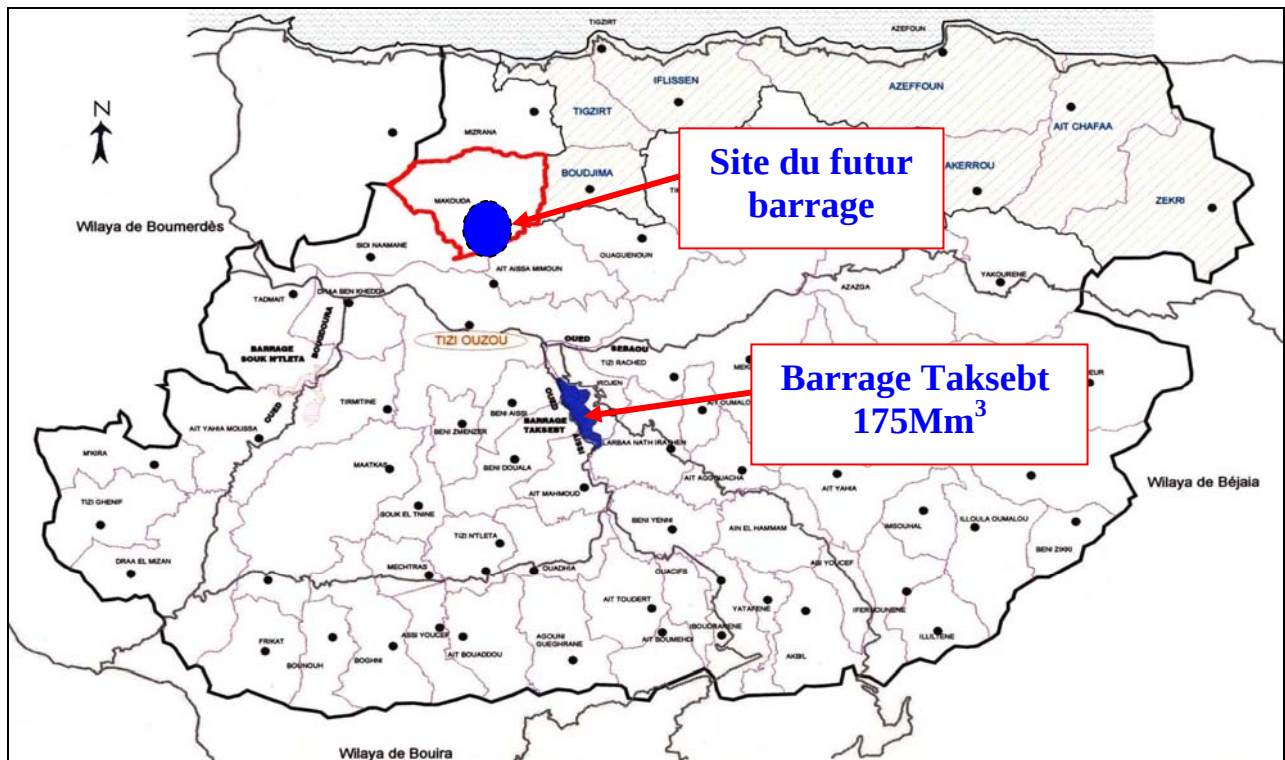


Fig I-1 : Carte de la wilaya de Tizi Ouzou : situation du projet du barrage Zaouïa.

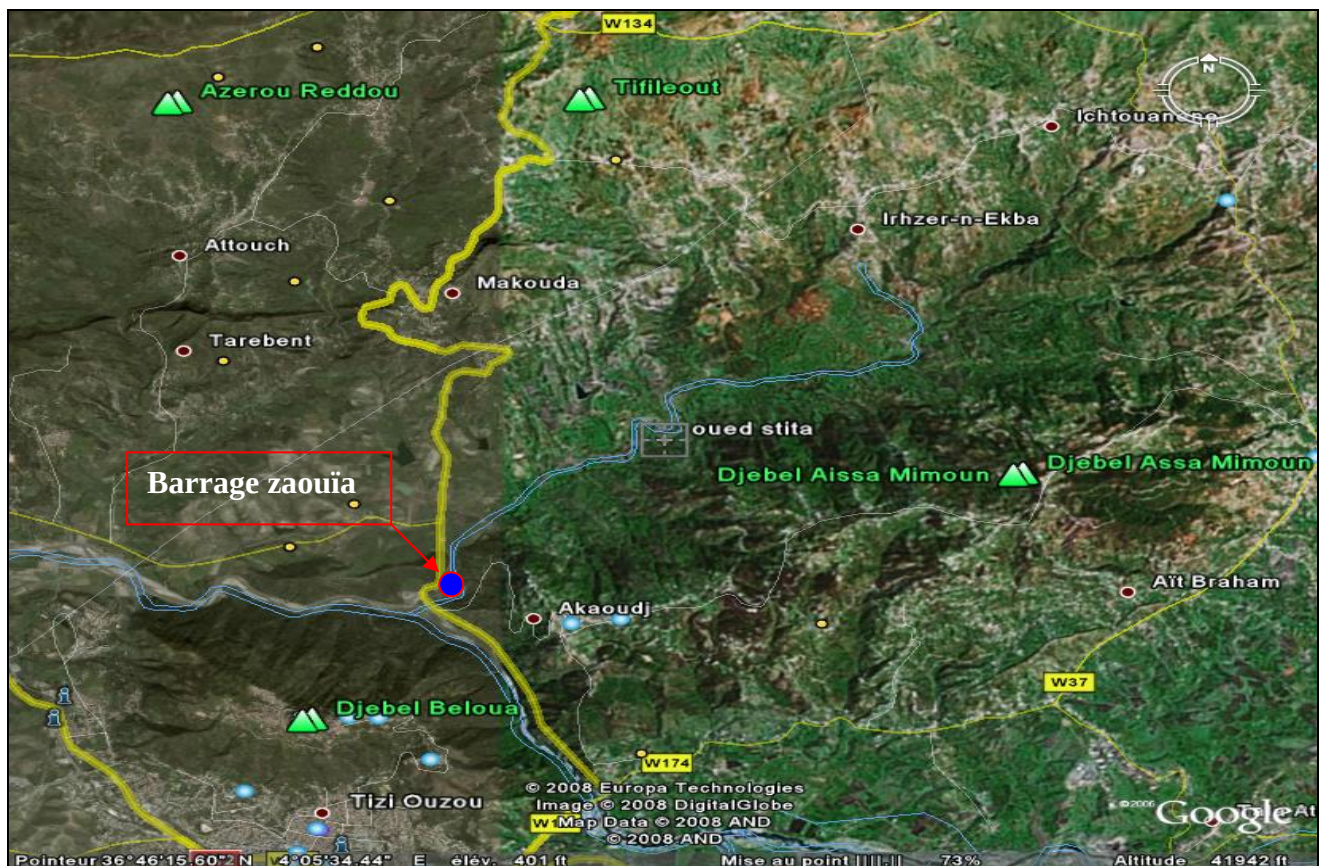


Fig I-2: Vue aérienne de la région du barrage avec les accès possibles

I-3 La cuvette du barrage :

Les travaux topographiques ont permis de faire un levé topographique de la cuvette à l'échelle 1/1000ème ainsi qu'avec le Google earth on a pu avoir une Vue en trois dimensions des versants de l'Oued Stita

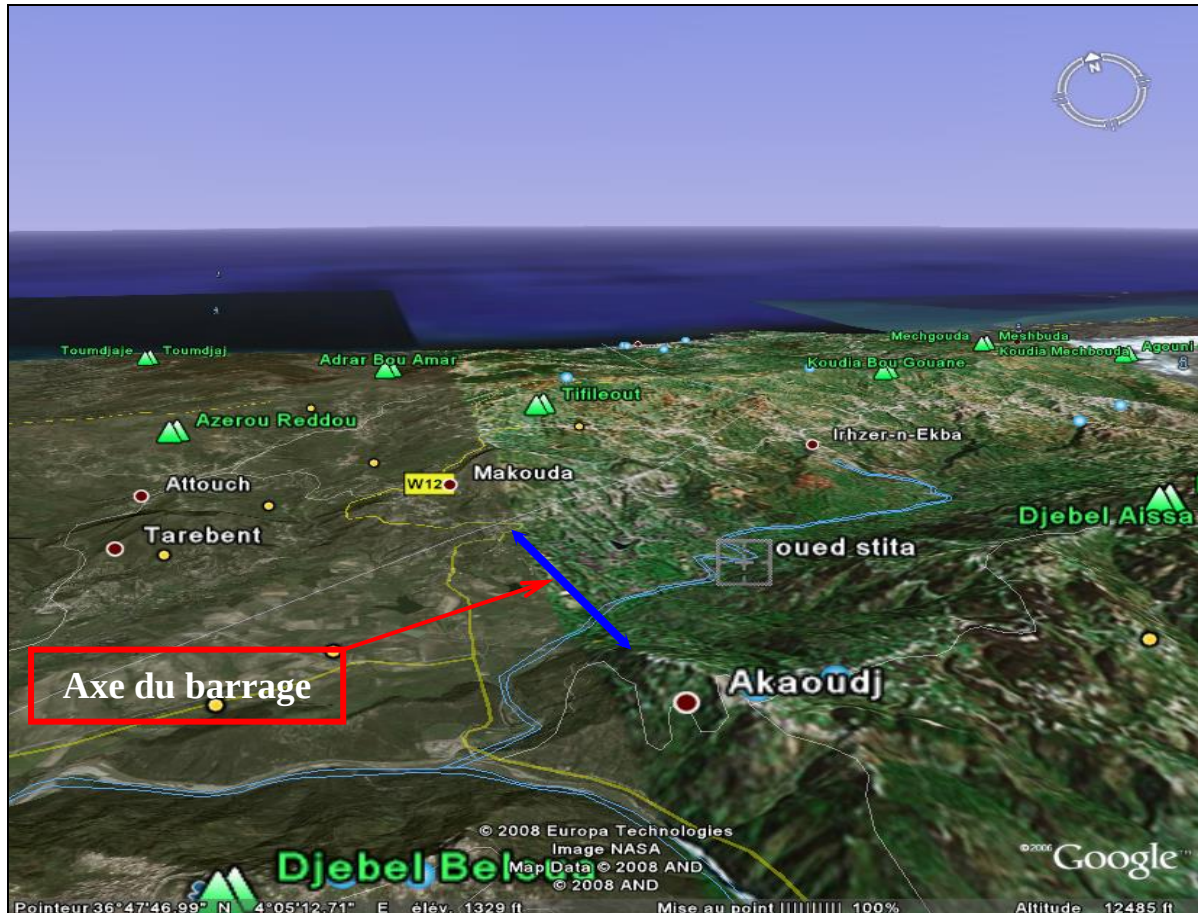


Fig I-3: Vue en trois dimensions des versants de l'Oued Stita

I-4 Une brève revue sur la situation hydrique de la wilaya de Tizi Ouzou : [1]

Les ressources en eau de la Kabylie sont considérables. Le fleuve Sebaou qui est considéré commentant le deuxième cours d'eau d'Algérie en terme de débit, draine le plus haut massif montagneux d'Algérie, le djurdjura.

Son bassin relativement petit et montagneux dans sa partie supérieure, la seule grande étendue de terres agricoles se trouve dans le lit majeur de l'oued lui-même. On remarque que seule une petite portion des eaux du Sebaou peut être utilisée à l'intérieur du bassin.

Pour mobiliser cette ressource, il est nécessaire de construire un barrage d'accumulation ou plusieurs barrages sur les différents affluents destiné à régulariser les débits de l'oued en vue de leur stockage et transfert vers les zones d'utilisation que se soit en eau potable ou en irrigation. Sur son affluent le plus important, l'Oued Aïssi, le barrage de Taksebt permet une retenue d'eau de 175 millions de mètres cubes. Outre les nombreuses rivières regorge de sources, alimentées par la fonte des neiges abondante sur ses massifs et notamment le

Djurdjura ainsi que par des nappes souterraines. Sur la seule Wilaya de Tizi Ouzou, le captage des sources permet de recueillir 9 millions de mètres cubes d'eau et 55 millions de mètres cubes par an pour les forages.

Malheureusement, les capacités de stockage de ces eaux sont dérisoires. De plus dans bien des villages, on a abandonné maintenant les fontaines et puits. Pourtant, par le passé, on connaissait les vertus de centaines sources thermales.

Si ces ressources étaient correctement exploitées, elles pourraient procurer d'importants revenus. La Kabylie pourrait être le "château d'eau" d'Algérie, et proposer un tourisme thermal et des eaux minérales d'une grande qualité.

La zone de Tizi Ouzou possède un seul grand barrage, le barrage de Taksebt, mis en service en 2001 et le complexe de traitement et de pompage monobloc mis en service depuis 2004, alimente actuellement, avec 15000m³/jour, la ville de Tizi Ouzou, soit une population de 750000h et renforcera par le transfert Taksebt-Fréha-Azazga le réseau d'alimentation de 17 chefs-lieux de communes et pas moins de 320 villages. il s'agit, au fait, des localités d'Irdjen, Larbaà Nath Irathen, Tizi Rached, Ait Oumalou, Timizart, Ouaguenoun, Ait aissa Mimoun, Boudjima, Iflissen, Azazga, Yakouren et Ifigha. ce qui nécessite de construire d'autre barrages dans la région qui permettra d'assurer la valorisation de ce précieux liquide, sources de vie tout en protégeant la nature et l'environnement de cette belle région.

Introduction :

La retenue zaouïa, a fait l'objet de recherches de sites de barrage en grande Kabylie, dressée en 1995 par le service de génie rural et de l'hydraulique agricole, circonscription d'Alger, arrondissement de Tizi Ouzou.

Suite à la visite effectuée sur site, par les représentants du bureau d'études ROMELECTRO avec les responsables de l'A.N.B.T, du 04-11-2002, le bureau d'études a bien pris note que le seul site disponible pour un barrage est la gorge située à 1km environ de la confluence de l'Oued Stita avec l'Oued Sebaou.

Le programme de reconnaissance a été dressé par le bureau d'études en janvier 2003. Ses travaux ont été confiés aux entreprises algériennes HYDROTECHNIQUE et GEOPHEX ainsi que la base topographique (plans 1/1000 pour le site et 1/5000 pour la cuvette) exécutée par l'entreprise algérienne « bureau d'études techniques et d'expertises foncières Likou Ali »

II-1 Situation géographique, accès et topographie :

La région concernant le projet du barrage de Zaouïa appartient à la zone Nord-Ouest de la Grande Kabylie. Elle est localisée sur l'Oued Stita, affluent de la rive droite du Sebaou à environ 1Km en amont de son confluent avec ce dernier et environ 5Km au N-NE de Tizi Ouzou.

L'accès à la zone d'étude est facile: de Tizi Ouzou prendre la RN 12 vers l'E sur 2 Km, puis prendre la RN 72 vers le N. Un autre accès est sur la CW N° 24, longeant la rive droite de l'Oued Sebaou, à partir du pont qui traverse l'Oued Sebaou à Draa Ben Kheda.

La zone proposée pour la réalisation du barrage est une zone de gorge, d'environ 500 m de longueur, avec des versants escarpés, boisés. En amont de la gorge, la vallée de l'Oued Stita s'ouvre rapidement, formant une cuvette large.

II-2 Géologie régionale :**II-2-1 Géologie de la région du Nord-Ouest de la Grande Kabylie****➤ Situation de la région dans l'orogénie alpin périméditerranéen :**

L'orogène alpin péri méditerranéenne comprend, en Méditerranée occidentale, deux rameaux, les Cordillères bétiques et l'Atlas littoral d'Afrique du Nord. Dans la région de Gibraltar, ces deux chaînes s'unissent par l'Arc de Gibraltar. Les eaux de la Méditerranée occidentale occupent la place du cœur de l'orogénie, et recouvrent un plancher abyssal, dont la nature est encore discutée. Allongé sur plus de 2000 Km entre le détroit de Gibraltar et les Apennins, sur une largeur de 150 m environ l'orogénie alpin du littoral maghrébin ou Maghrebides, a été assimilé à une chaîne de collision entre la plaque Afrique et la plaque Europe (ou une plaque intermédiaire située entre ces deux plaques: la plaque d'Alboran). Selon certains, cette collision a été semblablement précédée d'une subduction de l'Afrique sous l'Europe.

II-2-2 Géologie de la région d'étude :

Les formations géologiques constituant le bassin versant de l'Oued Stita sont représentées par des schistes de la série du Djebel Aïssa Mimoun, appartenant au socle kabyle, des olistostromes provenant de l'unité d'Afir-Azeffoun (localement couvertes par des grès numidiens) et par les formations miocènes post-nappes.

II-2-2-1 Les schistes de la série du Djebel Aïssa Mimoun :

La série métamorphique du Djebel Aïssa Mimoun est représentée principalement par des schistes brun verdâtre friables, d'aspect silteux ou argileux, à schistosité de fracture souvent très imparfaite oblique sur la stratification lorsque cette dernière est visible. Dans la masse de schistes on trouve parfois sur des surfaces étendues, des tufs rhyolitiques remaniant des débris de roches métamorphiques (quartzites micaschistes à biotite, ou à l'alternance biotite-quartz. schistes graphiteux) avec passées des schistes « troués » fossilifères (Strophoménidés, Orthides, Plectambonitacédés) d'âge Lanvirm probable. Par endroits, des intercalations d'albitophyres ont été mises en évidence.

Selon G. Bossiere et D. Raymond (1972), les schistes ordoviciens du Djebel Aïssa Mimoun recouvrent tectoniquement la série des schistes satinés, étant probablement à l'origine discordants sur celle-ci

L'analyse des rapports structuraux entre la série du Djebel Aïssa Mimoun, d'âge Lanvirm probable, et les termes sous-jacents, a montré que la série du Djebel Aïssa Mimoun repose structuralement sur les différents termes de la série satinée, le contact s'effectuant par une zone broyée plus ou moins développée : quelques mètres au S d'Akaoudj, quelques dizaines de mètres au niveau de l'Oued Sebaou.

Si la série satinée est considérée épimétamorphique, la série du Djebel Aïssa Mimoun est située à la limite de l'épizone et de l'anchizone du fait que les minéraux détritiques et les structures sédimentaires sont aisément reconnaissables dans celle-ci (G, Bossiere et D Raymond).

La série du Djebel Aïssa Mimoun est affectée des plis hectométriques soulignés par des niveaux de tufs rhyolitiques. Ils sont d'axe sensiblement EW et se déversent vers le S, d'âge post Lanvirm (phase hercynienne).

Les fractures qui affectent le massif Aïssa Mimoun sont d'orientation N 70°, N 140° et N-S. Le plus remarquable est le décrochement sénestre, orienté N-S, décalant vers le Nord la partie orientale du Djebel Aïssa Mimoun.

La limite Sud-Sud Est du bassin versant suit la crête du Djebel Aïssa Mimoun, partageant les eaux qui coulent vers le Nord (affluents de l'Oued Stita) de celles qui se jettent vers le Sud dans l'Oued Sebaou.

La limite Nord-Nord Est de la série du Djebel Aïssa Mimoun traverse l'Oued Stita à quelque 300m en amont de l'axe du barrage puis longe la rive gauche du même oued en haut du versant à des côtes supérieures à 160m NGA, allant jusqu'à 320m NGA.

II-2-2-2 Olistostromes (ou argiles a blocs) :

Les olistostromes de la zone du bassin versant occupent la partie nord-est de celui, à l'Est du méridien de Makouda. Ils sont représentés par des zones isolées de masses chaotiques résédimentées, de faciès flysch argilo-calcareo-microbréchique, en provenance de l'unité d'Afir-Azeffoun. Ces Zones sont séparées ou masquées par des forts éboulis provenant de la formation numidienne.

A l'extrémité nord-ouest du bassin versant, la route D37 joignant El Kelaa à Boudjima traverse un vaste olistostrome très épais plongeant en moyenne de 30° à 40° vers le Sud. Il s'agit d'un complexe sédimenté surmontant l'unité tellienne de Dellys. Entre la Koudiat bou Gouane et Boudjima on observe des grands panneaux monotones de « flysch » bien réglé, d'âge crétacé supérieur, et dont les faciès sont comparables à ceux de l'unité supérieure d'Afir. Ce sont probablement de grands olistolites, car entre ces panneaux on retrouve des « films » d'argiles à blocs de grès numidiens.

Les olistostromes de cette partie du bassin versant sont considérés par D. Raymond en position II, contenant des olistolites de toutes les unités, ceux de faciès tellien étant localisés le plus fréquemment à sa base. Ils reposent généralement sur le Crétacé supérieur, beaucoup plus rarement sur l'éocène de l'unité tellienne de Dellys. Il convient de souligner qu'il ne s'agit

jamais d'une limite franche entre l'unité de Dellys et l'olistostrome II. On observe fréquemment une désorganisation progressive du substratum manifestée par une stratification confuse, rupture et tronçonnement des niveaux durs. Du point de vue cartographique, lorsque les datations de la matrice font défaut, la limite inférieure de l'olistostrome a été fixée au sein même de cette zone de dissociation. La limite supérieure de l'olistostrome en position II pose des problèmes liés aux rapports avec la formation numidienne et avec le Miocène post-nappes. Si l'on trouve fréquemment des olistolites à faciès numidien dans l'olistostrome II par contre il est rare d'observer des contacts entre ce dernier et les massifs numidiens d'échelle kilométrique. Concernant les rapports avec le miocène, on constate que ce dernier recouvre fréquemment l'olistostrome II. Les termes de base du Miocène post-nappes livrent Globigerinoides sicanus et même des formes intermédiaires il n'y a donc pas de coupure stratigraphiques entre les deux formations.

La période d'émersion et d'évolution morphologique entre les derniers glissements sous-marins correspondant à l'olistostrome II et le dépôt des premiers sédiments du Miocène post-nappes a donc été extrêmement courte.

II-2-2-3 La formation numidienne :

La formation numidienne occupe une surface très réduite, juste à la limite septentrionale du bassin versant, à l'Est du méridien de Makouda, couvrant au Nord le Crétacé supérieur de l'unité de Dellys (marnes et biomicrites en plaquettes avec des intercalations de calcaires marneux à Inocérames) et au S l'olistostrome II situé au dessus.

Dans la zone d'étude la formation numidienne est représentée par le terme médian, soit la série grés-argileuse (gré numidien) d'une puissance de quelques dizaines de mètres. Les grés numidiens, disposés en alignements discontinus de quelque 2km, sont ancrés sur des fractures orientées N70°, la série débute par des niveaux de grés quartzeux et se poursuit par des grés de bancs métriques séparés fréquemment par de minces lits pélitiques.

A la base des reliefs formés par les grés numidiens, d'importants éboulis se développent, masquant par endroits la zone constituée par des olistostromes qui occupe la partie de NW du bassin versant.

II-2-2-4 Le Néogène « post-nappes » :

Le Néogène « post-nappes » est représenté par des dépôts miocènes appartenant au Burdigalien terminal (conglomérats et grés) et au Langhien-Serravallien (marnes).

➤ Le Burdigalien terminal :

Le Burdigalien terminal affleure dans la partie nord-ouest du bassin versant (dans la région de Makouda), longeant le flanc N du synclinal à coeur miocène de l'Oued Stita-Tadmaït.

La série y débute par des conglomérats qui semblent reposer directement sur l'olistostrome (le contact de base est masqué par des éboulis récents). Les galets des conglomérats, peu roulés, d'un volume variant du dm^3 au m^3 , sont tous des roches provenant du socle kabyle : gneiss, granites, micaschistes, marbres, quartz filonien. Mais il n'est pas exclu qu'une partie des galets soit empruntée aux conglomérats de l'Oligo-Miocène kabyle, également discordant sur le massif ancien.

Les conglomérats passent progressivement, vers le Sud et vers l'Est, à une molasse greso-marneuse. Puis la série devient franchement marneuse.

Les molasses montrent tous les caractères propres à ce type de sédimentation ; rythmicité par succession de séquences semblables généralement non granoclassées, de nombreuses figures sédimentaires à la base des bancs gréseux.

➤ Le Langhien-Serravallien :

Le Langhien-Serravallien est bien représenté dans le bassin versant par une série marneuse qui occupe la grande partie du synclinal de l'Oued Stita-Tadmaït.

Si dans le flanc N du synclinal, cette série couvre les termes du Burdigalien terminal, par contre dans le flanc S, les marnes à Orbuline de cette série sont directement transgressives sur les schistes anciens du versant nord du Djebel Belloua-Aïssa Mimoun.

Le série marneuse, dont la puissance atteint au plus 500m, à des niveaux à Globorotalia, Globoquadrina et des Orbulines, semblant se terminer par des niveaux où les benthos devient très abondants, ce qui indique une diminution de la profondeur du bassin.

II-2-3 Géologie de la cuvette :

La cuvette de la future retenue s'entend vers le nord-est sur 5,5 Km environ le long de l'Oued Stita. La vallée principale de l'Oued Stita, orientée obliquement par rapport à l'axe du barrage, et ses affluents de la rive droite, forment une cuvette de grande largeur de l'ordre de 1,5 Km à 2 Km dans sa partie aval.

Cette cuvette qui se trouve à 1Km environ de la vallée du Sebaou constitue en fait, un site idéal pour l'aménagement d'un stockage par refoulement des eaux de l'Oued Sebaou.

La carte géologique de la cuvette a été établie sur la base d'un levé de terrain à l'échelle **1/5000**, collationnement avec la carte géologique de la région Dellys-TiziOuzou, à l'échelle 1/50.000.

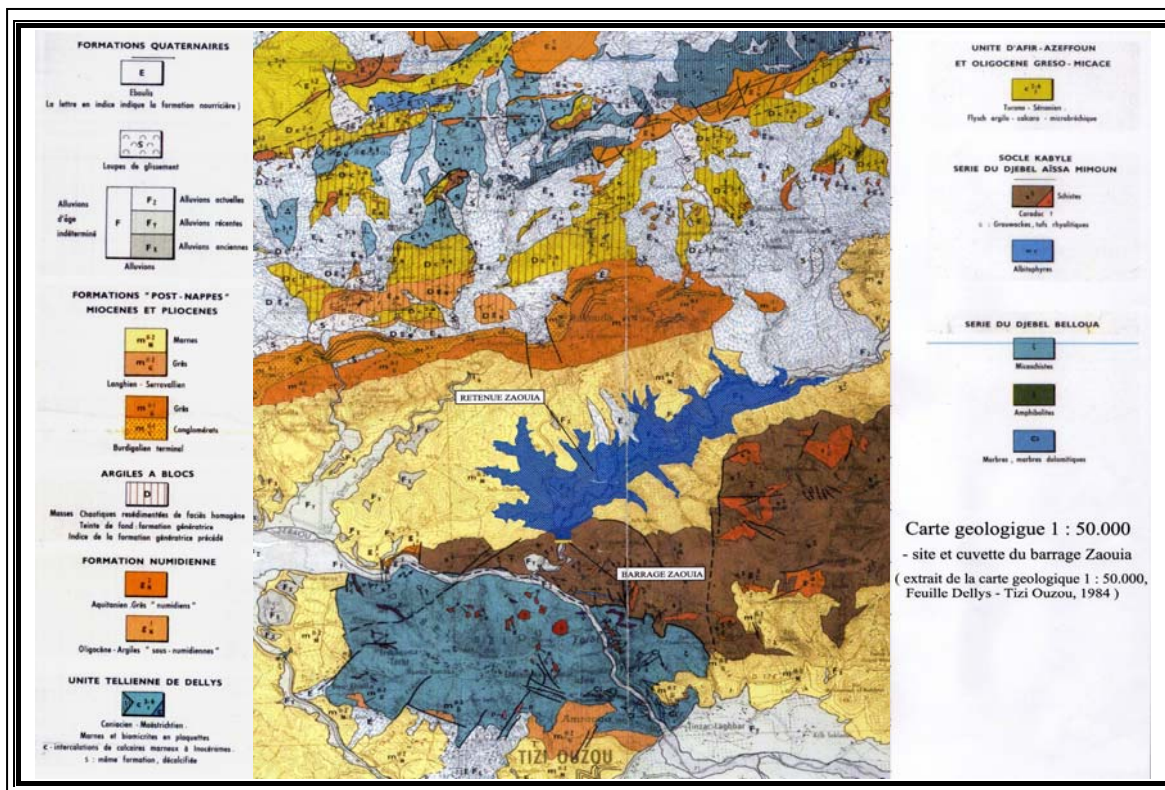


Figure.II.1 :Extrait de La carte géologique du site et cuvette du barrage zaouïa au1/50000.

II-2-3-1 Substratum antequaternalre :

La retenue du barrage de Zaouia est située, presque entièrement, dans des terrains néogènes «

post - nappés », représentés par les dépôts appartenant au Langhien Serravalien, discordants sur la série d'Aissa Mimoun.

A- Les schistes de la série du Djebel Aissa Mimoun :

Représentée principalement par des schistes brun verdâtre friables, d'aspect silteux ou argileux. Dans la masse de schistes on trouve des tufs rhyolitiques remaniant des débris de roches métamorphiques. Par endroits, des passées des schistes fossilifères (d'âge Lanvirm probable) et des intercalations d'albitophyes ont été mises en évidence.

B- Le Néogène « post — nappes » :

Le Néogène « post — nappes » est représenté dans la cuvette de la retenue du barrage de Zaouïa par le cycle supérieur marneux du Miocène, appartenant au Langhien Serravalien. Cette série occupe la plupart du synclinal de l'oued Stita-Tadmit. Si dans le flanc N du synclinal

cette série couvre les termes du Burdigalien terminal, par contre dans le flanc S, les marnes à Orbulines de cette série sont directement transgressives sur les schistes du versant nord du Djebel Aissa Mimoun.

Le synclinal à coeur miocène de l'Oued Stita-Tadmait, sur lequel est greffée la vallée de l'Oued Stita, est une structure de direction N70° qui sépare l'anticlinal du Djebel Belloua-Aissa Mimoun, située au S de l'anticlinal du Dra Karrouch, située au N.

Le cycle supérieur marneux, qui occupe entièrement la cuvette de la retenue, a des niveaux à Globorotalia, Globoquadrina et des Orbulines. Semblant se terminer par des niveaux où les benthos deviennent très abondants, ce qui indique une diminution de la profondeur du bassin. Dans une étude préliminaire (« *Recherches de sites de barrages en Grande Kabylie, Site Zaouïa* », 1965) les marnes du cycle supérieur sont définies comme « argilites calcaires du Miocène, grises et de faible résistance ».

II-2-3-2 Couvertures quaternaires et phénomènes superficiels :

Des terrains meubles de natures diverses recouvrent les formations du substratum antequaternaire de la cuvette de la retenue.

Des alluvions actuelles et récentes, réparties dans le fond des vallées, et anciennes en différents niveaux de terrasses;

des colluvions, éboulis et dépôts de pentes.

A - Alluvions et terrasses :

La granulométrie fine des sédiments qu'on y trouve justifie les cultures fruitières, maraîchères et cervelières développées sur la totalité de cette terrasse.

Les alluvions de l'Oued proprement dites, observées dans le chenal, présentent une multitude de galets dont la taille varie de 5 cm à 20 cm en moyenne, issus de toute une série de formations sédimentaires et sporadiquement métamorphiques.

Concernant l'épaisseur probable des alluvions du fond de la vallée, nous présentons les conclusions d'une étude de prospection géophysique dans la plaine alluviale de l'Oued Stita (élaborée par la société STROJEXPORT PRAGUE en 1974 dans le cadre du marché:

Prospection géophysique des nappes alluviales en Grande Kabylie).

Les recherches géophysiques ont été réalisées par la méthode du sondage électrique.

La partie de l'oued étudiée, représente la plaine alluviale d'une longueur de 2 Km environ de l'embouchure de l'Oued Sebaou vers le Nord-Nord Est.

11 profils ont été étudiés par 70 sondages électriques comme suit:

- Les profils 1, 2 et 3 situés dans la plaine alluviale de l'oued, près de l'embouchure de l'Oued Sebaou;

les profils 4, 5 et 6 situés en travers de la cluse du schistes ; Les profils 7, 8, 9, 10 et 11 situés dans le secteur des marnes et des arques miocènes.

L'épaisseur maximale probable des alluvions est présentée dans le tableau (N°II/-01):

Tableau N°II-01 : L'épaisseur maximale probable des alluvions.

profil	Epaisseur probable des alluvions (m)
1	12
3	10
5	7
6	9
8	12
10	11
11	12

Source : A.N.B.T

En conclusion l'étude affirme que d'après les faibles valeurs de la résistivité des alluvions il est évident que le lit quaternaire de l'oued n'est pas un milieu géologique convenable à receler un débit important d'eau souterraine, du aux composants argilo-limoneux se trouvant en proportion importante

Certaines pentes, et en particulier celles de la rive droite, sont recouvertes par endroits de dépôts d'anciennes terrasses alluviales, situées principalement entre 100 et 120 m NGA.

Les matériaux de ces terrasses de haut niveau, qui se composent principalement de galets et de blocs arrondis dans une matrice d'argile silteuse brune, pourraient former une couche de 6-8 mètres épaisseur

B - Colluvions et dépôts de pentes :

La nature des colluvions, ainsi que leur couleur, leur consistance, leur granulométrie sont directement liées au type de roche dont ils sont issus.

La pente des versants de la zone aval de la cuvette, se trouvant sur des schistes, est généralement couverte d'une couche de colluvions de 2 à 3 mètres, épaisseur localement beaucoup plus épaisse en rive gauche du site.

Sur les marnes (ou argilites) miocènes, qui occupent la plupart de la cuvette, les colluvions ou les argiles d'altération sont beaucoup plus claires leur couleurs oscillent entre le beige brunâtre, jaune brune ou même grisâtre

Sur la rive droite de la cuvette quelques zones d'éboulis sont figurées (selon la carte géographique Dellys-Tizi Ouzou à 1/50.000 publiée en 1984).(voire figure.N.1)

Deux zones voisines se trouvent entre la route nationale N°72 et Ain Larbua, avec une largeur cumulée de quelque 600 m au niveau de la frange de la retenue. Leur formation nourricière est le complexe Burdigalien terminal, gres-conglomératique, de la série miocène post-nappe, qui affleure au Nord de la retenue.

Dans la zone de la queue du lac, le substratum miocène est couvert par un éboulis dont la formation nourricière est principalement la série numidienne.

C - Etanchéité et stabilité de la cuvette :

L'ensemble de la cuvette est situé presque entièrement dans des marnes ou argilites appartenant

au Langhien-Serravallien de la formation miocène post-nappe qui sont généralement des roches imperméables et de très faible perméabilité, même les éventuelles intercalations gréseuses exceptant la partie aval de la cuvette

La plupart des roches métamorphiques sont enveloppées par des argilites et des marnes miocènes au dessous du niveau des eaux de la retenue. Par endroits les roches métamorphiques affleurent plus bas à travers de couverture miocène. Un petit affleurement isolé de grès cristallin presque métamorphosé en marbre se présente dans la rive gauche, à quelques 2 Km à l'amont de l'axe.

Concernant les intercalations des calcaires métamorphosés qui peuvent être affectées par des phénomènes de dissolution, il faut rappeler leur disposition et leur continuité irrégulière dans la masse de schistes, sous forme de lentilles.

II-3 Cadre tectonique de la région :

Après translation des séismes maximaux potentiels de chaque domaine au plus près du site. L'intensité induite sur le site est calculée de façon suivante :

1) dans le cas ou le séisme est relativement bien documenté (grand nombre d'observations, voire possibilité de tracer des isoséistes), l'intensité induite sur site est calculée en translatant les isoséistes lorsqu'on envisage le déplacement de l'épicentre en bordure d'une zone.

2) dans le cas contraire, on utilise la loi préconisée dans la méthodologie RFS 1.2.c version 1998. Les séismes de références du site zaouïa, sont des séismes superficiels.

Les résultats de ces calculs sont insérés dans le tableau suivant ;

Tableau N°II-02 : Les séismes de références du site zaouïa.

Les séismes de référence	09/02/1850	16/04/1943	21/05/2003
Intensité épicentrale (I_0)	IX MM	IX MM	IX MM
Magnitude (M)	6.5	6.5	6.5
Profondeur (h)	10	10	10
Distance a l'épicentre (D)	18	78	55
Intensité induite sur le site ($I_{B,AVE}$)	VII-VIII MM	VI MM	VI-VII MM

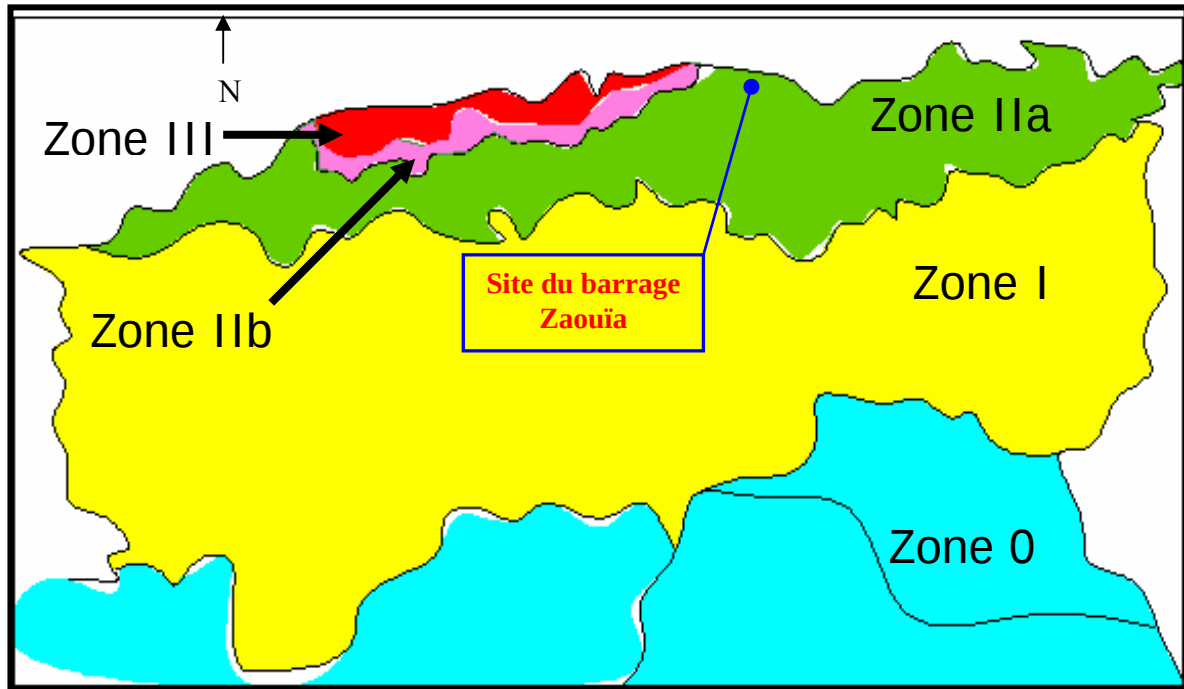


Figure II.2 : Carte des zones sismiques (RPA99-Version 2003)

Notre site se situe sur la zone sismique IIa où le coefficient de l'accélération sismique est de $a=0,20$ (voir figure II.2)

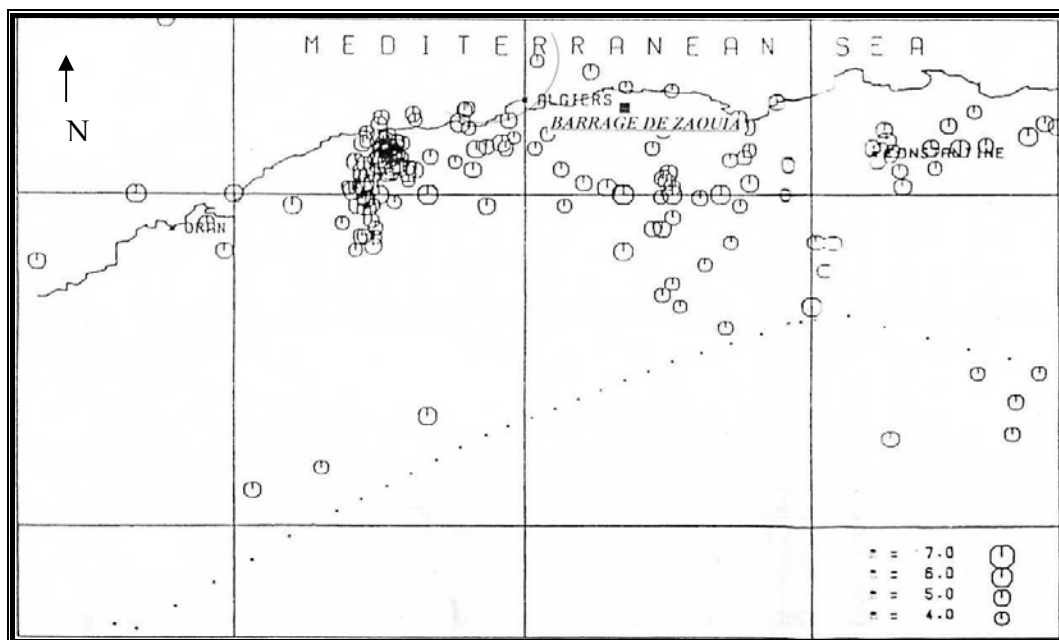


Figure II.3 : Carte des épicentres instrumentaux de 1910 à 1989.

II-4 Travaux de reconnaissance :

Les travaux de reconnaissance ont été confiés de l'ANBT à l'entreprise HYDRO-TEHNIQUE (H.Dey - ALGER)

II-4-1 Axes du barrage proposé :

Conformément au programme de reconnaissance envoyé à l'ANBT en fin janvier 2003, l'étude du site a compris deux phases comme il suit:

➤ **Phase 1**

- Levé géologique de surface, échelle 1 : 1000
- Investigations géophysiques (sismiques et électriques) sur l'axe du barrage;
- 2 (deux) sondages carottés de référence (un sondage sur chaque axe), dans le fond de la vallée
- 8 (huit) puits (4 sur chaque versant).

A l'issue de cette phase, un seul axe a été retenu pour être étudié dans la deuxième phase de la campagne de reconnaissance.

➤ **Phase 2**

Les travaux de reconnaissance à exécuter sur l'axe le plus favorable

- investigations géophysiques (sismiques et électriques) sur les axes du batardeau amont, de la dérivation provisoire et de l'évacuateur des crues;
- 4 (quatre) sondages carottés (verticaux) de 50 m de profondeur, dans l'axe du barrage sur les deux appuis, avec des essais spécifiques (Lefranc et Lugeon) (voir planche N°1)
- 1 (un) sondage carotté (vertical) de 30 m de profondeur au pied aval (si l'axe aval sera Choisi) OU dans l'axe du batardeau amont (si l'axe amont sera choisi)
- 4 (quatre) tranchées (deux sur chaque appui, suivant la direction de l'axe de barrage)
- prélèvement d'échantillons remaniés et intacts
- essais géotechniques de laboratoire.

II-4-2 Phase I :

Pendant la première phase, conformément au programme de reconnaissance, chacun des deux axes potentiels a été étudié par un sondage carotté de 50 m de profondeur (Z.S1 sur l'axe amont C-D et Z.S2 sur l'axe aval A-B) implanté dans le fond de vallée, et par des prospections géophysiques (sismiques et électriques) suivant la direction de l'axe.

II-4-2-1 Sondages carottés :

Dans la première phase de la campagne de reconnaissance 4 (quatre) sondages carottés ont été réalisés,

La cadence exécution des sondages de la première phase est présentée ci-après

- Le sondage Z.S1 de 27 m de longueur a été réalisé du 21.05.2003 au 28.05.2003.
- Le sondage ZS2 de 50 m de longueur a été réalisé du 29 07 2003 au 06.09 2003.
- Le sondage Z.S1bis de 50 m de longueur a été réalisé du 01,11.2003 au 25,12.2003.
- Le sondage Z.S6 de 20 m de longueur a été réalisé du 22.12.2003 au 20.01.2004.

Dans les trois sondages carottés 5 essais SPT, 6 essais Lefranc et 9 essais Lugeon ont été réalisés.

II-4-2-2 Prospections géophysiques :

Conformément au programme de reconnaissance, sur chaque axe proposé, Pour le site de Zaouïa, les prospections géophysiques de la première phase ont été réalisées par Sarl GEOPHEX (de Boumerdes). Comme il suit:

- Prospection électrique du 17 au 19.05.2003.

- Prospection sismique du 11 au 16.09.2003.
- 2(deux) profils de sondages électriques ont été réalisés. La distance entre sondages était comprise entre 45 et 70 mètres

II-4-2-3 Choix de l'axe :

Suite à l'analyse des données disponibles à la fin de la première phase de la campagne de reconnaissance, l'axe I (A-B) aval a été considéré plus compétitif par rapport de l'axe II (C-D), situé en amont

Du fait que les conditions géologiques sont semblables, les conditions morphologiques ont été déterminantes

- Les pentes des versants sont plus uniformes
- Sur l'axe A-B on peut réaliser un barrage avec une large emprise.

II-4-3 Phase 2 :

II-4-3-1 Sondages carottes :

Les sondages carottés de la deuxième phase de la campagne de reconnaissance ont été implantés sur l'axe I (A-B) comme il suit:

- Z.S5 de 50 m de longueur, en rive droite du 23.01.2004 au 25.04.2004
- Z.S6bis de 50 m de longueur, en rive droite du 23.01.2004 au 25.05.2004
- Z.S4 de 50m de longueur en rive gauche du 15.05.2004 au 19.06.2004.
- Z.S3 de 50m de longueur en rive gauche du 01.07.2004 au 24.07.2004.
- Z.S7 ZS7 de 30m dans la vallée au pied de la rive gauche du 20.08.2004 au 15.09.2004.

Dans les 5 sondages de la phase 2, 9 essais Lefranc et 29 essais Lugeon ont été réalisés.

II-4-3-2 Tranchées :

Les 4 tranchées programmées dans l'axe choisi, n'ont pas été exécutées jusqu'à l'achèvement des sondages carottés à cause des difficultés d'accès sur les versants boisés, à forte pente avec une pelle mécanique.

La réalisation de ces tranchées au niveau de l'étude d'APD sera très nécessaire afin de mettre en évidence les caractéristiques de la couverture colluviale et de la roche altérée, insuffisamment évidentiées par des sondages carottés.

II-4-3-3 Prospections géophysiques :

Les profils sismiques de réfraction et les sondages électriques programmés dans la phase 2, le long des axes des ouvrages, n'ont pas été réalisés à cause de la faible fiabilité de ces méthodes dans des formations assez altérées et tectonisées.

II-4-4 Puits dans les zones d'emprunt :

Dans les zones d'emprunt situées dans la cuvette de la retenue, 1 puits à la pelle mécanique ont été creusés de 2.50 m à 4,00 m. Dans ces puits. 2 échantillons remaniés ont été prélevés pour des essais au laboratoire. La situation des travaux de reconnaissance réalisés sur les zones d'emprunt est présentée dans le tableau (N°II/-03)

Tableau N°II-03 : situation des travaux de reconnaissance et profondeurs des échantillons :

Zone d'emprunt	Puit	Profondeur (m)	Profondeur de
Zone A (argile)	P9	3,90	1,50 ; 3,50
	P10	2,60	1,50
	P11	4,20	3,50
	P12	4,00	2,30 ; 3,70
Zone A1 (argile)	P22	4,00	1,50 ; 3,00
	P23	4,00	1,00 ; 3,80
	P24	3,80	1,00 ; 2,00
Zone B2 (alluvions)	P16	4,00	1,00 ; 3,00
	P16 bis	2,50	2,00 ; 2,50
	P17	4,00	1,00 ; 2,00 ; 4,00
	P18	3,80	1,9 ; 3,80

Source : A.N.B.T

II-5 Hydrogéologie :**II-5-1 Description des nappes :**

Le site du barrage est caractérisé par deux types de nappes aquifères: la nappe des alluvions dont le sommet oscille périodiquement sous le lit majeure de l'oued et les nappes des versants qui se présentent principalement en nappes de fissures et dans les zones perméables, altérées des terrains imperméables

Les descriptions des nappes sont basées sur les observations de niveaux d'eau faites en cours de forages ou juste après leur exécution et sur les relevés piézométriques effectués dans les sondages Z.S1 et Z.S3 équipés en piézomètres.

II-5-1-1 Nappe des alluvions :

Le niveau d'eau dans les alluvions, mesures au cours d'exécution des sondages au fond de vallée, est repris dans le tableau dans le tableau (N°II/-04), suivant :

Tableau N°II-04 : Le niveau d'eau dans les alluvions.

Sondage	Date de forage	Cote de terrain	Profondeur niveau d'eau (m)	Cote niveau d'eau
Z.S1	05.2003	64,51	0,7*	63,81
	11.12.2003		3,2**	61,31
Z.S2	08.09.2003	61,13	0,5 a 0,7	60,63 a 60,43
Z.S7	08.09.2004	65,73	9,00	56,73

Source : A.N.B.T

*-- niveau d'eau mesuré pendant l'exécution de l'essai Lefranc du 05.2003

**-- niveau d'eau mesuré pendant l'exécution des essais Lugeon du 11 12.2003.

Le niveau d'eau fluctuait dans les forages (exécutés à des dates trop espacées) entre les cotes 56,73 et 63,81 m.

Afin de vérifier la variation saisonnière du niveau d'eau souterraine, le sondage Z.S1 a été équipé de piézomètre. La variation du niveaux d'eau pendant l'existence du chantier (conformément au relevé envoyé par l'ANBT) est présentée dans le tableau (N°II/-05):

Tableau N°II-05 : variation saisonnière du niveau d'eau souterraine (sondage Z.S1).

Date	Du 14.01.2004 au 10.03.2004	Du 17.03.2004 Au 24.03.2004	Du 31.03.2004 au 07.04.2004	du 14.04.2004 au 26.04.2004	Du 02.06.2004 Au 15.09.2004
Profondeur d'eau (m)	2	2,5	3	4	4,5
Cote niveau d'eau	62,51	62,01	61,51	61,51	60,01

Source : A.N.B.T

II-5-1-2 Nappes des versants :

Le niveau d'eau relevée lors des forages est donné dans le tableau (N°II/-06), suivant :

Tableau N°II-06 : Le niveau d'eau des nappes des versants.

Localisation	Sondage	Date de forage	Cote terrain	Profondeur niveau d'eau (m)	Cote niveau d'eau
Rive gauche	Z.S3	07,2004	109,37	21	88,37
	Z.S4	05-06-2004	77,35	17	60,37
Rive droite	Z.S5	01-04-2004	79,26	17,3	61,96
	Z.S6 bis	02-05-2004	94,51	7,2	87,31
	Z.S6	01-2004	98,80	7,1	91,70

Source : A.N.B.T

Les niveaux indiqués, au tableau (N°/-06) ont été mesurés pendant ou juste après l'exécution des sondages, à des dates espacées, doivent être considérés avec réserve. Pour connaître les fluctuations du niveau d'eau des nappes de versant il faut faire des observations pendant un cycle pluviométrique complet.

II-5-2 Perméabilité des terrains :

II-5-2-1 Alluvions :

La perméabilité des alluvions a été déterminée par des essais type Lefranc, réalisés dans les sondages Z.S1, Z.S2 et Z.S7. Les résultats sont mentionnés dans le tableau (N°II/-07), suivant :

Tableau N°II-07 : Les résultats des essais de perméabilité des alluvions (essais Lefranc).

Sonda	Tranche d'essai	Perméabilité (m/s)	Méthode d'essai	Formation traversée
Z .S1	3,0 m a3, 5m	$3,3 * 10^{-6}$	Charge variable	Sable moy
	6,0 m a6, 5 m	$5,9 * 10^{-8}$	Charge variable	Limon argileux graveleux
	9,0 a 9,5 m	$6,6 * 10^{-8}$	Charge variable	
Z .S2	3,0 m a 3,5 m	$2,9 * 10^{-8}$	Charge constante	Limon sable
	6,0 m 6,5 m	$3,2 * 10^{-5}$	Charge constante	Galets, graviers et sables
	9,0 m a 10,0 m	$2,8 * 10^{-5}$	Charge variable	
Z.S7	3,5 m a 4,0 m	$7,98 \times 10^{-7} / 2,13 \times 10^{-6}$	Ch. Const / Ch. Variable	Argile. Sableuse
	5,5 m a 6,0 m	$5,77 \times 10^{-7} / 2,13 \times 10^{-6}$	Ch. Const / Ch. Variable	Argile. Marneuse
	7,5 m a 8,0 m	$1,38 \times 10^{-7} / 2,13 \times 10^{-7}$	Ch. Const / Ch. Variable	Argile. Sableuse
	9,5 m a 10,0 m	$1,32 \times 10^{-5} / 1,49 \times 10^{-5}$	Ch. Const / Ch. Variable	Sable + Graviers
	11,5 m a 12,0 m	$5,50 \times 10^{-8} / 3,19 \times 10^{-8}$	Ch. Const / Ch. Variable	Argile. Marneuse
	13,5 m a 14,0 m	$6,11 \times 10^{-8} / 8,37 \times 10^{-8}$	Ch. Const / Ch. Variable	Argile. Marneuse
	15,5 m a 16,0 m	$5,90 \times 10^{-8} / 6,70 \times 10^{-8}$	Ch. Const / Ch. Variable	Argile. Marneuse
	17,5 m a 18,0 m	$7,36 \times 10^{-6} / 6,70 \times 10^{-5}$	Ch. Const / Ch. Variable	Galets et Blocs de grés
	19,5 m a 20,0 m	$5,16 \times 10^{-6} / 4,19 \times 10^{-5}$	Ch. Const / Ch. Variable	

Source : A.N.B.T

On constate la prédominance des alluvions fines, peu perméables avec des intercalations plus grossières, perméables. Les perméabilités moyennes sont de l'ordre $4,6 \times 10^{-7}$ m/s pour les alluvions fines, peu perméables, et de $2,3 \times 10^{-5}$ m/s pour les alluvions plus grossières, perméables.

II-5-2-2 Colluvions :

La perméabilité des colluvions, qui seront enlevées dans la fondation du barrage, n'a pas été déterminée par des essais. Selon la nature et la granulométrie de ces colluvions on peut apprécier une perméabilité de l'ordre de 10^{-5} à 10^{-6} m/s.

II-5-2-3 Substratum rocheux :

La perméabilité du substratum a été déterminée par des essais de type Lugeon généralement réalisés par tranches de 5 m de longueur.

Les résultats de mesure sont repris dans le tableau (N°II/-08), suivant :

Tableau N°II-08 : Les résultats des essais de perméabilité du substratum (essais Lugeon).

Sondage	Phrase	Localisation	Tranche d'essai	Pression max (bars)	Perméabilité UL (10 bars)
Z.S1	1	Vallée	15.00-20.00	5	1,86
			20.00-25.00	10	1,07
			25.00-30.00	10	0,99
			30.00-35.00	10	0,90
			35.00-40.00	10	1,11
			40.00-45.00	10	0,97
			45.00-50.00	10	0,85
Z.S3	2	Rive gauche	5.00-10.00	5	2,14
			10.00-15.00	5	1,38
			15.00-20.00	5	2,16
			20.00-25.00	6	2,93
			25.00-30.00	6	3,33
			30.00-35.00	10	1,99
			35.00-40.00	10	2,56
			40.00-45.00	10	1,58
			45.00-50.00	10	1,01
Z.S4	2	Rive gauche	10.00-15.00	3	11,44
			15.00-20.00	5	4,62
			20.00-25.00	10	3,04
			25.00-30.00	10	3,01
			30.00-35.00	10	2,59
			35.00 -39.00	10	1,87
			39.00-44.00	10	2,52
			45.00-50.00	10	2,62
Z.S5	2	Rive droite	20.00-25.00	6	5,66
			25.00-30.00	6	7,09
			30.00-35.00	6	6,25
			35.00-40.00	6	3,45
			40.00-45.00	6	5,86
			45.00-50.00	6	4,27
Z.S6	2	Rive droite	10.00-15.00	5	1,78
			15.00-20.00	5	2,34
Z.S6 bis	2	Rive droite	20.00-25.00	6	1,56
			25.00-30.00	6	4,38
			31.00-36.00	6	7,78
			36.00-41.00	10	6,82
			41.00-45.00	10	4,58
			45.00-50.00	10	3,62

Source : A.N.B.T

Les valeurs de la perméabilité mesurée vont de 0,85 à 11,44 UL. La variation des valeurs moyennes de la perméabilité, par tranches de 10 m de profondeur et pour toute la longueur investiguée. Pour chaque appui et dans la vallée, sont présentées dans le tableau (N°II/-09), suivant :

Tableau N°II-09 : Les valeurs moyennes de la perméabilité pour les appuis et la vallée.

Profondeur	Perméabilité (UL)		
	Rive gauche	Vallée	Rive droite
1-10	2,14	--	--
10-20	4,90	1,86	2,06
20-30	3,08	1,03	4,67
30-40	2,25	1,00	6,07
40-50	1,93	0,91	4,58
0-50	2,98	1,11	4,68

Source : A.N.B.T

On remarque que les plus faibles perméabilités ont été enregistrées dans la vallée. Entre les deux rives, sans avoir la possibilité de comparer la tranche supérieure, on constate que la rive droite (à l'exception de la tranche 10-20) est plus perméable que la rive gauche. Ces constatations doivent être acceptées à titre d'information qualitative, à cause de plusieurs imperfections constatées au cours des essais.

II-6 Caractéristiques géotechniques des terrains de fondations :

Les caractéristiques géotechniques des terrains de fondations, nécessaires au niveau de l'étude de faisabilité ont été appréciées sur la base des observations faites sur les carottes récupérées par les sondages réalisés en corrélation avec les résultats de la prospection géophysique et des essais in situ (S.P.T.) et de laboratoire.

II-6-1 Caractéristiques des alluvions :

Les alluvions de l'Oued ont été testées in situ par quelques essais S.P.T., dont les résultats sont présentés dans le tableau (N°II/-10), suivant :

Tableau N°II-10 : Les résultats des essais in situ sur les alluvions (essais S.P.T.).

Sondage	Profondeur d'essai (m)	Nombre de coups				Description du sol
		Anchorage	Essai		N	
			N0	N1		
Z.S 1	2	6	9	11	20	Limon Sableux Argileux
	4	5	6	10	16	Sable moyen
	6	7	10	13	23	Sable limoneux
	9	4	8	11	19	Limon argileux
Z.S 2	3	3	3	3	6	Argile limoneuse
Z.S 7	2,5	8	12	15	27	Argile Sableuse

Source : A.N.B.T

Selon les classifications de Terzaghi et Peck, les sols cohérents (argile et limon) soumis aux essais S.P.T. sont généralement de consistance très raide ($N = 15$ à 30) et partiellement de consistance moyenne ($N = 4$ à 8). Les sables testés sont de compacité moyennement compacte ($N = 10$ à 30).

La reconnaissance sismique a permis d'individualiser deux niveaux dans les alluvions : le premier ayant des vitesses de 900 à 1200 m/s le second, a des vitesses de 1400 à 1600 m/s est vraisemblablement situé sous la nappe.

Les mesures électriques individualisent également deux couches : la première est caractérisée par une plage de variation des résistivités de 30 à 100 ohm.m, la seconde présente des résistivités variant entre 120 et 180 ohm.m.

Les observations sur les divers types de matériaux composants du remplissage alluvionnaire récupérés par les sondages réalisés confrontés avec les résultats des essais S.P.T. En effet le risque de liquéfaction existe pour des produits à granulométrie uniforme ($C_u < 10$) et principalement formés de sables fins ou des silts ayant un $D_{50} < 2$ mm.

Si les alluvions seront partiellement conservées sous les recharges d'un éventuel barrage en terre leur partie supérieure représentée par des limons sableux argileux de 3 à 5 m d'épaisseur sera enlevée.

II-6-2 Caractéristiques du substratum :

Les schistes paléozoïques du substratum sont des roches tectonisées (plissées et fracturées) très difficiles à carotter.

Le RQD souvent proche de 0% dépasse rarement 20% mais après quelques jours les plus longues carottes se divisent par exfoliation. Très fréquent, sur plusieurs mètres, dans les schistes friables, l'échantillonnage porte uniquement sur les sédiments de forage. Ceci est partiellement dû à la foliation des roches mais également au caractère très fortement tectonisé des roches.

Quelques échantillons de schistes prélevés dans la zone d'affleurement de la rive droite ont été envoyés au laboratoire. Les résultats des essais programmés sont présentés dans le tableau (N°II/-11), suivant :

Tableau N°II-11 : Les résultats des essais sur des schistes du substratum (essais RQD).

Blocs no	RC sec (bar)	Poids spécifique	Poids volumique
S1	108,6	2,64	2,26
S2	104	-	2,28
S3	412,6	2,59	2,22

Source : A.N.B.T

A partir de ces résultats, on peut apprécier que la résistance moyenne du massif est inférieur à 100 bars, du au fait que dans la plupart de celui-ci la roche est friable et tectonisée.

Mis a part les résultats présentés ci dessus, quelques caractéristiques géotechniques des schistes du substratum ont été déduits des résultats de la prospection sismique réalisée sur le site du barrage de Zaouïa et des résultats des essais in situ et de laboratoire réalisés sur les schistes se

trouvant dans le site du barrage Taksebt.

A titre informatif nous présentons quelques résultats des essais in situ et de laboratoire réalisés sur les schistes du site du barrage Taksebt, d'après l'étude d'A.P.D.

- Module pressiométrique: $E_{\text{moy}} = 3708$ bars

$E_{\text{min}} = 41$ bars (pour des zones très altérées)

- Résistance à la compression simple $R_c = 36 \text{ kg/cm}^2$ (à teneur en eau nat.) $R_c = 11 \text{ kg/cm}^2$ (après immersion 48h)

- Essai brésilien: $T = 5.6 \text{ kg/cm}$

- Cisaillement rectiligne (CU) sur échantillons noyés (sédiments de schistes)

reconstitués et consolidés sur 10 bars, pour une teneur en eau de 15%

$\phi_{\text{moy}} = 37^\circ$

$C_{\text{moy}} = 0,39 \text{ Kg/cm}^2$

II-7 Matériaux de construction :

II-7-1 Définition des zones d'emprunt :

Dans cette campagne de reconnaissance les études ont été menées afin de vérifier le potentiel de la zone de la future retenue, concernant les matériaux nécessaires pour la réalisation d'une digue en terre, homogène ou zonée, ainsi que pour la production de granulats et d'enrochement de protection (rip — rap).

Dans cette étude de faisabilité les zones d'emprunt ont été définies et partiellement investiguées (Voire figure II.4 et planche N°02).

➤ Matériaux argileux :

-Zone A :

Elle est située dans la cuvette de la retenue, sur la rive droite de l'Oued Stita, à quelque 1,2 Km de l'axe du barrage.

- Zone A1 :

Elle est située sur la même rive, à quelque 500 m amont de la zone A.

➤ Matériaux alluvionnaires :

-Zone B1 :

Située dans le fond de la vallée, sur la rive droite de l'Oued, à quelque 2,5 Km de l'axe du barrage.

- Zone B2 :

Occupe la plaine de l'oued, juste en bas des zones d'emprunt argileuses A et A1, de 0,6 Km à 1,6 Km environ à l'amont de l'axe du barrage.

- Zone B3 :

Située près de la queue de la cuvette, dans une terrasse alluviale de la rive gauche de l'oued, à 1 Km environ à l'amont de la zone B1.

Les zones A, A1 et B2 ont été étudiés sommairement par 11 puits à la pelle mécanique de 2,5 à 4 m de profondeur. Dans chaque puits des échantillons ont été prélevés (de 1 à 3 échantillons) pour la réalisation des essais de laboratoire. La situation des travaux de reconnaissance réalisés est reprise dans le tableau (N°II/-12), suivant :

Tableau N°II-12 : situation des matériaux de construction et profondeurs des échantillons

Zone d'emprunt	Puits	Profondeur (m)	Profondeur de l'échantillon (m)
Zone A (Argile)	P9	3.90	1.50 : 3.50
	P10	2.60	1.50
	P11	4.20	3.50
	P12	4.00	2.30 : 3.70
Zone A1 (Argile)	P22	4.00	1.50 : 3.00
	P23	4.00	1.00 : 3.80
	P24	3.80	1.00 : 2.00
Zone B2 (alluvions)	P16	4.00	1.00 : 3 : 00
	P16 bis	2.50	2.00 : 2.50
	P17	4.00	1.00 : 2.00 : 4.00
	P18	3.80	1.90 : 3.80
Zone B1	P13	*	
	P14	*	
	P15	*	
Zone B3	P25	*	
	P26	*	
	P27	*	

Source : A.N.B.T (voir planche N1)

* = puits non réalisés

Les puits programmés dans les zones B1 et B3 n'ont pas été réalisés à cause de difficultés d'accès pour la pelle mécanique.

Les observations faites dans la zone de la retenue ont indiqué l'absence d'un emprunt rocheux à la proximité immédiate du réservoir. L'exploitation des schistes s'avère être inadéquate, leur friabilité étant montrée au cours de la campagne de reconnaissance sur le site du barrage.

Dans ce cas il faut prendre en considération les grès miocènes qui affleurent à 5 Km environ au nord de la retenue, ou des sources utilisées à la construction du barrage de Taksebt.

Les emplacements des zones d'emprunt sont représentés sur la figure II.4 et dans la planche N°02

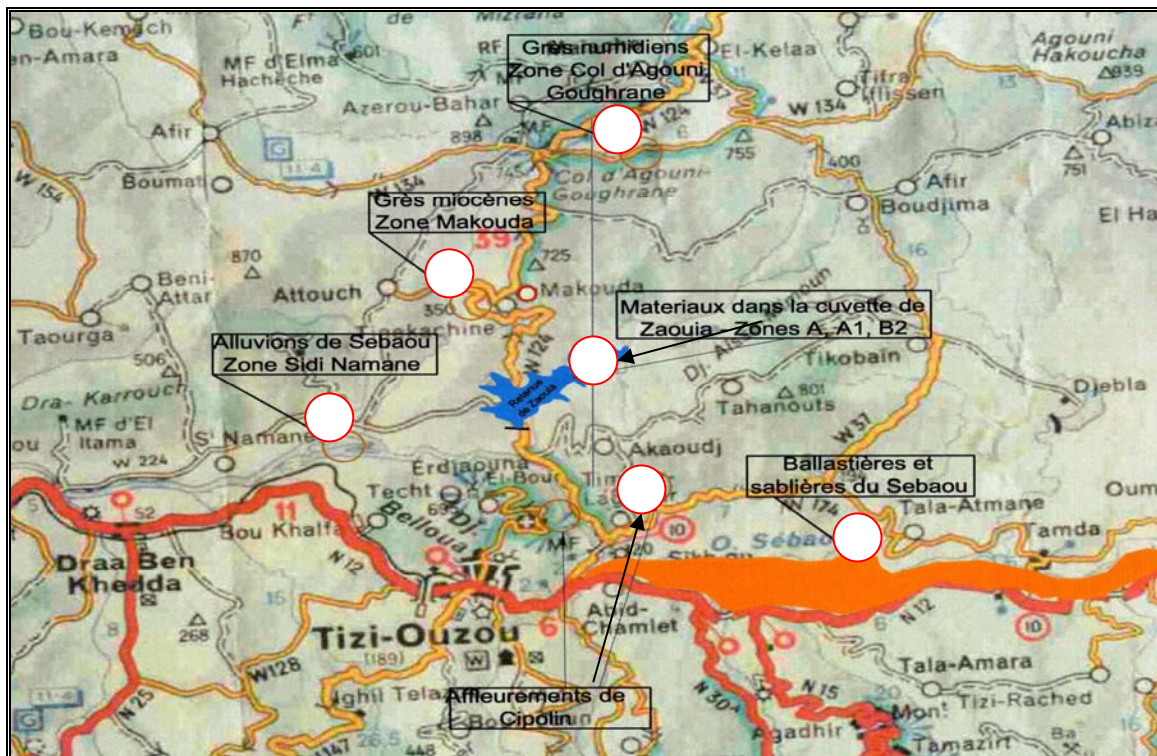


Figure II.4 : Carte des emplacements des zones d'emprunt.

II-7-2 Les caractéristiques géotechniques des matériaux :

II-7-2-1 Matériaux argileux

- Zone A :

Les caractéristiques géotechniques sont présentées dans le tableau (N°II/-13), suivant :

Tableau N°II-13 : Les valeurs extrêmes et moyennes des caractéristiques géotechniques (Zone A).

Valeur	Wnat %	WI %	Ip %	Proctor Normal		CISAILLEMENT				Oedometrie			Perméabilité (cm/s)	Analyse Chimique	
				Yd max (t/m³)	Wopm (%)	UU		CU		Pc (bar)	Cc (bar)	CG (%)		Matières Organiques (%)	Ca Co₃ (%)
						φ (degrés)	C (bar)	φ' (degrés)	C' (bar)						
Min	14,18	43,42	19,09	1,16	14,00	18,99	0,98	17,33	0,40	1,94	9	1,83	3,01 x 10 ⁻⁹	0,21	Traces
Max	24,61	70,30	36,46	1,77	17,8	28,13	1,53	28,23	0,66	3,61	20	6,95	1,58 x 10 ⁻⁸	0,37	23,22
Moy	20,16	55,07	29,99	1,70	16,3	24,28	1,31	22,96	0,53	2,82	15,66	4,82	7,13 x 10 ⁻⁹	0,29	11,61

Source : A.N.B.T

- Zone A1 :

Les valeurs extrêmes et moyennes sont présentées dans le tableau (N°II/-14), suivant :

Tableau N°II-14 : Les valeurs extrêmes et moyennes des caractéristiques géotechniques (Zone A1).

Valeur	Wnat	WI	Ip	Proctor Normal		CISAILLEMENT				Analyse Chimique		
				Yd max (t/m ³)	Wopm (%)	UU		CU		Matières Organiques (%)	Ca Co ₃ (%)	Chlorure s
						φ (degrés)	C (bar)	φ' (degrés)	C' (bar)			
Min	17,00	00,80	20,79	1,77	14,4	21,38	1,00	10,38	0,14	0,16	Traces	Traces
Max	24,98	60,00	33,41	1,78	14,9	35,81	1,96	10,38	0,14	0,42	Traces	Traces
Moy	22,05	56,36	30,69	1,78	14,6	26,88	1,42	10,38	0,14	0,24	Traces	Traces

Source : A.N.B.T

II-7-2-2 Matériaux alluvionnaires

- Zone B2 :

La zone B2 est la plus proche du site du barrage, de 0,6 Km à 1,6 Km environ en amont de l'axe. Cette zone a été étudiée par 4 puits de 2,5 m à 4m de profondeur.

La couverture de terre végétale, traversée par les puits P16, P17 et P18 espaces à quelque 325 m l'un de l'autre, est de 0,4 m à 0,6 m d'épaisseur

Sous la couverture de terre végétale les puits ont intercepté des matériaux généralement fins, représentés par des sables limoneux et limons sableux — argileux, par endroits légèrement graveleux. L'épaisseur de ces matériaux est variable de 0,7 m dans P18 situé en partie amont de la zone à 2,80 m dans P17 situé au milieu et 3,80 m dans P16 situé dans la partie aval.

Concernant l'existence des alluvions grossières jusqu'à la profondeur investiguée, elles ont été interceptées seulement dans les puits P17 (de 2,8 m à 4 m de profondeur), P18 (de 1,1 à 3,1 m de profondeur) réalisés dans la plaine et P16 bis (de 0 m à 2,5 m de profondeur) creusé dans le lit de l'oued. ils sont constituées d'un mélange de galets et graviers dans une matrice sablo-limoneuse.

Le puits Pl6 bis a intercepté la nappe à 4 m de profondeur. Dans les puits P17 et P18, des

venues d'eau ont été enregistrées dans la masse d'alluvions grossières.

Suite à ces observations on constate la prédominance des matériaux fins jusqu'à la profondeur investiguée, les alluvions grossières qui nous Intéressent étant subordonnées.

Dans chaque puits au moins deux échantillons ont été prélevés pour des essais au laboratoire.

➤ **Essais de laboratoire :**

Sur tous les échantillons prélevés (9 échantillons) des analyses granulométriques et mesures de teneur en eau naturelle ont été effectuées. Les limites d'Atterberg ont été déterminées sur les échantillons de matériaux fins (6 échantillons).

Des essais de compactage ont été réalisés sur 2 échantillons de matériaux fins (Proctor normal) et 2 échantillons d'alluvions grossières (Proctor modifié)

Sur un seul échantillon de matériaux fins (P16/3 m) des essais mécaniques (cisaillement UU et oedométrie) et perméabilité ont été effectués. Enfin, deux essais de perméabilité ont été réalisés sur des échantillons prélevés dans des alluvions grossières.

➤ **Analyse granulométrique :**

Les trois analyses granulométriques effectuées sur les échantillons d'alluvions grossières font ressortir un matériau caractérisé par les valeurs extrêmes et moyennes dans la présentation ci-après:

Tableau N°II-15 : Les résultats de l'analyses granulométriques des alluvions grossières.

Valeurs	>100 mm	>50 mm	50-20	20-2 mm	2-0,2 mm	0,2 mm	0,08 mm
Min (%)	0	3	15	12	13	8	5,38
Max (%)	12	23	22	42	25	33	26,13
Moy (%)	5	15,7	19,3	26,7	17	01,3	17,31

Source : A.N.B.T

On remarque la prédominance du composant caillouteux (35%) dont les supérieurs à 100 mm dépassent 5% en moyenne.

Les matériaux fins ont été échantillonnés et testés afin de vérifier leur aptitude à être utilisé à la confection d'un noyau imperméable

Les échantillons testés présentent une teneur en éléments supérieurs à 5 mm pratiquement nulle (de 0 à 8% avec une moyenne de 2,3%). On constate que le sable fin et le limon sont prédominants, et représentent environ 64%. L'analyse sedimentométrique montre que le pourcentage de matériaux fin (< 80µ), est supérieur à 50% (39,80 à 85,47%), et caractérise les matériaux, selon la classification L.C.P.C. dans la catégorie des sols fins.

La composition granulométrique exprimée par les valeurs extrêmes et moyennes est synthétisée dans le tableau (N°/-16), suivant

Tableau N°II-16 : Les résultats de l'analyses granulométriques des matériaux fins.

Valeurs	>5 mm	>50 mm	0,2 mm	20-2 mm	2-0,2 mm	0,2 mm	0,08 mm
Min (%)	0	3	15	12	13	8	5,38
Max (%)	8	38	22	54	48	22	85,47
Moy (%)	2,3	21	35,8	28,5	14,7	14,7	66,27

Source : A.N.B.T

➤ **Teneur en eau naturelle et limites d'Atterberg :**

L'ensemble des échantillons d'alluvions grossières a donné une teneur en eau oscillant entre 11,09% et 23,92%, tandis que pour les matériaux fins, elles oscillent entre 15,61% et 29,03%. Sur la base des résultats des limites d'Atterberg déterminées sur les matériaux fins, on remarque que la limite de liquidité (WL) varie de 35,01% à 49,60% avec des indices de plasticité (I_p) qui varient de 16,17% à 25,85%.

➤ **Essais de compactage :**

Pour chaque type de matériaux 2 (deux) essais de compactage ont été réalisés. Les essais Proctor modifiés ont indiqué pour la matrice des alluvions grossières (< 20 mm) des valeurs presque identiques $\gamma_{d \max} = 2,00$ et $2,01 \text{ t/m}^3$ $W_{\text{opt}} = 10\%$ et $10,4\%$. Pour les matériaux fins les deux essais Proctor normal, ont donné des résultats pratiquement identiques

$\gamma_{d \max} = 1,82$ et $1,83 \text{ t/m}^3$ $W_{\text{opt}} = 14,2\%$ et $14,3\%$.

➤ **Essais mécaniques :**

A titre informatif un essai de cisaillement UU et un essai oedométrique ont été réalisés sur les matériaux fins

L'échantillon testé (P16/3 m) a donné les résultats suivants:

- $\phi_u = 33,82^\circ$
- $C_u = 0,73 \text{ bars}$
- $p_c = 33 \text{ bars}$
- $C_c = 33\%$
- $C_g = 2,59\%$

Selon les caractéristiques oedométriques il s'agit d'un sol peu compressible et peu gonflant.

➤ **Essais de perméabilité :**

L'échantillon de matériaux fins P16/3 m a donné une perméabilité de $1,99 \times 10^{-8} \text{ cm/s}$, montrant un sol peu perméable.

Les deux essais sur la matrice des alluvions grossières ont donné une perméabilité de $2,76 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$ et $3 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$, ce qui traduit la présence des sols peu perméables.

- Les résultats des essais de laboratoire sur les matériaux de la zone B2 sont présentés dans le tableau récapitulatif (tableau N°II/-19 et N°II/-20)

II-7-2-3 Les alluvions du Sebaou :

Suite à la constatation que les alluvions grossières de la cuvette de la retenue, moins épaisses et enrobées dans des matériaux fins, donc sont difficilement exploitables et traitables, il faudra prendre en considération les ressources de l'Oued Sebaou.

Plusieurs ballastières extraient des agrégats le long de l'Oued Sebaou, principalement en amont de sa confluence avec Oued Aissi

Le volume total est très important mais les terrasses de l'Oued Sebaou sont actuellement en voie d'urbanisation et de mise en valeur industrielle.

Entre la confluence de l'Oued Aissi et Azazga, sur 12 Km, plusieurs balastières sont actuellement actives, à savoir de l'amont vers l'aval :

- la zone de Tizi Rached ;
- la ballastière Amraoua ;
- la sablière EPBTP ;
- les ballastières ERSTO et ETTO;
- la sablière Ben Brahim;
- la sablière ERHTO;

La Wilaya de Tizi Ouzou possède une carte de localisation des zones d'emprunt à l'échelle du 1/10.000. La wilaya est la seule autorité habilitée à délivrer les permis d'exploitation et à préciser les volumes et surfaces susceptibles d'être utilisées.

L'examen pétrographique des produits constituant les différentes classes granulométriques donnent les compositions suivantes (en %) voir tableau (N°II/-17), suivant

Tableau N°II-17 : Les résultats des différentes classes granulométriques des Alluvions du Sebaou.

Gneiss/mica	15/63	12/25	5 /15	Sable
schistes	20	15	15	
Granit	15	10	10	
Quartzite/Quartz	10	15	25	40
Grès durs	15	10	15	10
Calcaires	15	10	15	15
Calcaires argileux ou marnes dures	5	20	15	10
Grès tendre	10	5	10	
Schistes	10	15	15	30

Source : A.N.B.T

Concernant l'exploitation des alluvions de l'Oued Sebaou en vue de leur utilisation pour les recharges d'un barrage zoné, on peut affirmer qu'elles se trouvent en quantité importante à l'aval de sa confluence avec l'Oued Stita, dans la zone de Litama à Sidi Namane.

De même, leur exploitation nécessitera l'autorisation de la Wilaya de Tizi Ouzou concernant les volumes et surfaces susceptibles d'être utilisées.

II-7-2-4 Matériaux rocheux :

L'absence d'un emprunt rocheux dans la zone de schistes à la proximité immédiate du site impose de prendre en considération des zones plus éloignées.

A - Grès miocènes et numidiens :

Les grès miocènes (Burdigalien terminal), affleurant au Nord de la retenue pourraient constituer une source de matériaux rocheux, si leurs caractéristiques seront compatibles aux exigences demandées pour la production d'enrochements de protection (rip — rap),

Dans la zone de Makouda à quelque 7 Km de l'axe du barrage suivant la RN 72, un affleurement de grès miocènes se développe à cote de la route. C'est un affleurement de quelque 100 m de longueur et de 10 m de hauteur, constitué des grès disposés en bancs de 0.5 à 1.5m d'épaisseur

Afin de déterminer leur caractéristiques 5 (cinq) blocs ont été prélevés de l’affleurement pour des essais au laboratoire. Donnant les résultats insérés dans le tableau (N°II/-18), suivant :

Tableau N°II/-18 Les résultats des essais réalisés sur les blocs de roche(essais RQD).

Bloc n°	RC sec (bar)	Poids spécifique (t/m ³)	Poids volumique (t/m ³)
G1	252	2.55	2.18
G2	219.3	-	2.20
G3	170	2.49	2.21
G4	251	-	2.20
G5	243.3	2.42	2.23

Source : A.N.B.T

A la limite nordique du bassin versant, à l’est du méridien de Makouda la formation numidienne est représentée par le terme médian (grès numidiens S.S).

Les grès numidiens, disposés en alignements discontinus, se présentent sous forme de « lames » à pendage fort, d’une puissance de 30 à 40 m maximum. La série débute par des niveaux de grès quartzeux et se poursuit par des grès en bancs métriques séparés par des minces lits pelitiques.

L’accès dans la zone citée se fait par la RN 72 puis la RN 71(20 à 25 Km environ).

B - Calcaires cristallins (cipolin) :

Il existe, dans la région, plusieurs affleurements de calcaires cristallins blanchâtre, légèrement micacés (muscovite) très compacts et résistants dans lesquels se présentent localement des cristaux millimétriques de pyrite.

De part sa composition, cette roche présente très peu de risque de réactivité aux alcalis du ciment en cas d’utilisation comme granulats pour béton

De plus, bien que le substratum paléozoïque affleure dans plusieurs endroits de la région, seul ces calcaires présentent une résistance suffisante comme enrochement

Le principal affleurement de cipolin est situé au nord de l’arbaa Nait Irathen ou trois carrières importantes ont été ouvertes entre tamazirt et Tablabalt. L’altitude de ces carrières est avoisine 1000 m, l’accès au site peut se faire par la RN72 et RN12 puis la W124 (40Km environ)

- **Le résultats des essais au laboratoire sont récapituler dans les tableaux (N°II/-19 ; N°II/-20).**

Tableau N°II/-19 : Tableau récapitulatif des résultats des essais de laboratoire :

Matériaux	Zone d'emprunt	Puits N°	Profondeur d'échantillon	Teneur en eau naturelle (%)	Limites d'Atterberg			Essai PROCTOR		Essai de cisaillement				Essai oedométrique			Analyses chimiques		Perméabilité é (cm/s)
					W _L (%)	W _P (%)	I _P (%)	Y _{d max} (t/m3)	W _{OPM} (%)	φ (degrés)		c (bar)		P _c (bar)	C _c (%)	C _g (%)	Mat.org. (%)	CaCo3 (%)	
										CU	UU	CU	UU						
Matériaux argileux	A	09	1,5	18,45	66	32,9	33,0	1,68	17,2	28,2	25,4	0,66	0,98	1,94	18	5,69	0,37	23,22	3,01*10 ⁻⁹
		09	3,5	19,10	45,3	23,5	21,8												
		10	1,5	14,18	43,4	24,3	19,0												
		11	3,5	20,91	46,3	23,1	23,1	1,77	14		28,1		1,42	3,61	9	1,83			2,58*10 ⁻⁹
		12	2,3	24,61	70,3	33,8	36,4	1,66	17,8	17,3	18,9	0,4	1,53	2,93	20	6,95	0,21	Traces	
		12	3,7	23,73	59	30,6	28,3												1,58*10 ⁻⁹
	A1	22	1,5	23,61	50,8	24,0	26,7	1,78	14,7		35,8						0,42	traces	
		22	3,0	26,96				2*	10,5*										9,40*10 ⁻⁹
		23	1,0	24,98	60	26,5	33,4			10,3								traces	
		23	3,8	22,57	59	26,4	32,5	1,77	14,9		23,4						0,16		
		24	1,0	21,17	57	26,2	30,7												
		24	2,0	17,95	55	25,0	29,9	1,78	14,4		21,3						0,16	traces	
Matériaux alluvionnaires	B2	16	1	15,61	35,0	18,8	16,1												
		16	3	16,98	38,4	21,9	16,4	1,83	14,3		33,8		1,73	1,33	8,33	2,59			1,99*10 ⁻⁷
		16	2,3	29,03	39,6	20,8	18,7												
		17	1	20,7	49,1	24,0	25,0												
		17	2	23,57	49,8	23,9	25,8	1,82	14,2										
		17	4	23,92				2*	10*										2,76*10 ⁻⁷
		18	3	21,35	42,4	21,8	20,5												
		18	1,9	21,08				2,01*	10,4*										3*10 ⁻⁷

Source : A.N.B.T

Tableau N°II/-20 : Tableau récapitulatif des résultats des essais de laboratoire (Valeurs moyennes) :

Types de matériaux	Zone d'emprunt	Teneur en eau nat et limites d'Atterberg			Proctor Normal		Oédométrie			Perméabilité	Cisaillement à la boîte				Analyses chimiques	
		W _{nat}	W _L	I _P	W _{opm}	Y _{d max}	P _c	C _c	C _g	K	UU		CU		Matières organiques	Carbonates
		%	%	%	%	g/cm ³	bar	%	%	Cm/s	φ (°)	C bar	Φ' (°)	C' bar	(%)	(%)
Matériaux argileux	Zone A	20,16	55,07	26,99	16,3	1,70	2,82	15,66	4,82	7,13*10 ⁻⁹	24,28	1,31	22,73	0,53	0,29	11,61
	Zone A1	22,05	56,36	30,69	14,6	1,17	-	-	-	-	26,88	1,14	10,33	0,14	0,24	traces
	Zone B2	21,2	42,39	20,46	14,25	1,82	1,33	8,33	2,59	1,99*10 ⁻⁸	33,82	0,73	-	-	-	-
Alluvions grossières	Zone B2	18,7	-	-	10,2*	2,01*	-	-	-	2,88*10 ⁻⁷	-	-	-	-	-	-

Source : A.N.B.T

* Proctor Modifié

CONCLUSION :**1. Conditions géologiques et géotechniques de l'aménagement**

Concernant l'étanchéité de la cuvette rappelons que, excepté la partie aval de la cuvette, la plupart des roches métamorphiques sont enveloppées dans des argilites et des marnes imperméables, de très faible perméabilité,

Aucun problème majeur de stabilité des pentes n'a été identifié, susceptible d'affecter la retenue après la mise en eau.

• Concernant la réalisation des ouvrages rappelons:

L'enlèvement des alluvions exige la réalisation d'une coupure étanche tant à l'amont qu'à l'aval et l'assèchement des fouilles.

L'enlèvement des colluvions sous toute l'emprise de la digue, dans toutes les variantes de barrages.

Dans le substratum les fouilles seront réalisées dans des schistes moyennement altérés.

L'étanchéité de la fondation du barrage, en profondeur, par un voile unifilaire, localement bifilaire ou tri filaire, de l'ordre de 20 m à 45 m de profondeur.

Morphologiquement, le versant rive droite s'est avéré plus favorable pour l'implantation d'un évacuateur de crues latéral.

Sachant que la roche de fondation est tectonisée et altérée, l'ancrage de la dalle et des injections de consolidation doivent être prises en considération

Si les conditions d'exécution de l'évacuateur dans la rive droite seront considérées très difficiles, une variante évacuateur en tulipe dans le lit de l'oued doit être envisagée.

2. Matériaux de construction :

Les reconnaissances effectuées, afin de vérifier le potentiel en matériaux de la cuvette de la retenue, ont confirmé la pauvreté en alluvions grossières de la vallée de l'oued Stita nécessaire pour les recharges d'un barrage en terre zonée et pour la production de granulats.

L'utilisation des alluvions de la vallée de Stita dans leur globalité sera faisable dans le cas d'un barrage en terre de type homogène.

Dans le cas d'un barrage zoné, la réalisation des recharges avec perméabilité imposée nécessitera l'exploitation des alluvions du Sebaou, la zone plus proche, étant à Sidi Namane, à 10 Km environ à l'ouest du site.

Concernant les volumes de granulats, filtres et drains nécessaires, les produits de ballastière active se trouvant sur l'oued Sebaou, entre la confluence de l'oued Aissi et Azazga, seront prises en considération. De même, les produits de la sablière se trouvant sur l'oued Stita, à l'aval du site, peuvent être prises en considération.

Des reconnaissances effectuées ressortent qu'il existe à proximité immédiate du site des matériaux fins, se trouvant sur les pentes des versants et dans les terrasses alluviales de l'oued, en quantités suffisantes. Il s'agit de matériaux limoneux - sableux.

Les zones A et Al situées sur les pentes de la rive droite contiennent des matériaux plus fins (73 à 75% < 80µ et 60% limon et argile) que les matériaux de la terrasse alluviale de l'oued (66% < 80µ et 43% limon et argile).

Selon les résultats des essais de perméabilité les matériaux sont caractérisés comme sols pratiquement imperméables ($K 1,58 \times 10^{-8} \text{ cm/s}$ à $3,01 \times 10^{-8} \text{ cm/s}$).

Les volumes disponibles dans les zones strictement investiguées de l'ordre de 250.000 m^3 (A

et A1) à 300.000m³ (B2) sont largement suffisants.

Si les matériaux des zones A et A1 sont d'une qualité supérieure aux matériaux de terrasse alluviales leur exploitation sera plus difficile due à leur épaisseur réduite et à l'existence de gros blocs inclus qui devront être éliminés. Leur exploitation pour les recharges d'un barrage en terre homogène sera de loin plus économique.

La teneur en eau naturelle de ces matériaux étant supérieure à la teneur en eau optimale de 4% à 8% en moyenne ces matériaux devront être mis en stock pour sécher, avant la mise en remblai.

L'absence d'un emprunt rocheux dans la zone de schistes à proximité immédiate du site impose de prendre en considération des zones plus éloignées.

Il existe dans la région plusieurs zones entre Tamazirt et Tablabalt à 40 Km environ au sud-est du site. Cette roche présente très peu de risque de réactivité aux alcalis du ciment on cas d'utilisation comme granulats pour béton La zone plus proche du site de 15 à 20 Km, avec des affleurements de cipolins de dimensions réduites, se trouve entre Akaoudj et Tinzar Laghbar, les grès miocènes affleurant au nord de la retenue dans la zone de Makouda, de 7 à 10 Km par rapport au site, pourraient constituer une sources de matériaux rocheux si leur caractéristiques sont compatibles aux exigences demandées pour la production d'enrochements de protection (rip-rap) affleurements de calcaires cristallins (cipolin). Le principal affleurement est situé au nord de l'Arba Naït Irathen, où trois carrières importantes ont été ouvertes.

Si les caractéristiques des grès miocènes ne seront pas compatibles pour la production de rip-rap. Les grès numidiens pourraient être pris en considération. Les plus proches affleurements de grès numidiens se trouvent à la limite nordique du bassin versant à l'est du méridien de Makouda. L'accès dans la zone se fait par la RN72, puis la RN71 (20 à 25 Km amont du site). Concernant le type de barrage le plus adapté aux conditions géologiques du site, on constate qu'un barrage en terre sera préférable en compétition avec un barrage en béton. Suite aux constatations concernant la qualité et les volumes des matériaux se trouvant dans la cuvette de la retenue, on constate que le type de barrage en terre homogène est de loin plus économique qu'un barrage zoné. Dans toutes les variantes les granulats et les enrochements de protection seront prélevés dans des zones plus éloignées, situées en dehors de la retenue.

3. Propositions de reconnaissances pour étude d'APD (avant projet détailler) :

La réalisation de tranchées dans l'emprise du barrage, afin de bien observer les caractéristiques de la couverture colluviale et de la roche dégradée insuffisamment évidentiées par des sondages carottés Le système de forage sera adapté pour améliorer la récupération des schistes friables.

L'utilisation de méthodes géophysiques plus performantes: prospection électromagnétique de type V.L.F., imagerie électrique et traînes électriques.

Analyse piezométrique systématique par des piézomètres implantés dans la zone de vallée et sur les deux appuis, pendant un cycle pluviométrique complet.

La réalisation de reconnaissance dans les zones de matériaux identifiées en dehors de la cuvette (alluvions du Sebaou, grès miocènes et numidiens, cipolins).

Détermination de l'épaisseur et de la composition intégrale des alluvions de la cuvette par des sondages suivis jusqu'au substratum, même l'épaisseur et l'adéquation de la couverture marneuse des schistes subjacents dans la rive gauche de la retenue.

Introduction :

La présente étude a pour objet de déterminer les principales caractéristiques hydrologiques de l'oued Stita qui sont indispensables pour le dimensionnement des différents volumes de la retenue collinaire : volume mort, volume utile et volume de laminage.

Les ressources hydriques superficielles de la région sont concentrées durant la saison pluvieuse qui s'étend de septembre à avril. Les calculs de régularisation de l'écoulement permettent à ces réserves de couvrir les différents besoins durant la saison de l'irrigation et les mois de pointes de l'alimentation en eau potable.

La réalisation d'un barrage est conditionnée par :

- 1- La disponibilité relative de l'écoulement superficiel;
- 2- L'existence d'un site adéquat;
- 3- L'existence d'un utilisateur potentiel.

Généralement, l'écoulement superficiel est engendré par des pluies. Dans les conditions d'un relief accidenté, les vallons sont abondants pour la réalisation de retenues collinaires. Ces ouvrages présentent d'autres avantages, tel que la rétention de l'écoulement solide et la recharge de la nappe souterraine.

Les crues pluviales extrêmes présente une menace pour l'économie en provoquant des dégâts humains et matériels. Elles sont engendrées par les fortes chutes de pluie en un temps court, dans les cours d'eau qui passent à proximité des agglomérations. Par ailleurs, le régime pluviométrique est très irrégulier dans le temps et dans l'espace et l'événement pluviométrique extrêmement rare pourrait apparaître à tout moment de l'année.

Le débit maximum d'eau est la phase hydrologique extrême de la crue pluviale, dont la genèse est assez complexe. L'évaluation des crues pluviales est fondée sur la maîtrise des principaux processus hydrologiques.

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

III-1- Collecte des données hydrométéorologiques :

Les précipitations moyennes interannuelles P_a représentent la caractéristique climatique capitale de la localité. Elles sont exprimées sous forme de lame de pluie.

On dispose une série d'observations pluviométriques de la station Ain Roua (Voir Tableau N°III/-01.Source ANRH), situé à proximité du bassin versant objet de la présente étude. Elle comprend des données mensuelles et annuelles sur une période de 39 années allant de 1969 à 2006.

III-2- Caractéristiques morphologiques du bassin versant :

L'utilisation des différents types de paramètres morphométriques a pour but la qualification des facteurs caractéristiques du milieu physique d'un bassin versant.

Les principaux paramètres morphométriques qui agissent sur la variation du régime hydraulique sont :

- le profil en long
- la densité de drainage
- les rapports de confluence et de longueur.

Il faut noter que pour un grand bassin lithologiquement hétérogène seul le paramètre de densité de drainage présente une signification certaine.

Le bassin versant est caractérisé par un contour quelconque, il est déterminé sur la carte topographique à l'échelle 1/25 000, en suivant la ligne conventionnelle de partage des eaux. La Figure N°III/-01 présente la délimitation du bassin versant. Il se caractérise par un relief relativement accidenté dans sa partie Sud avec un dense réseau hydrographique. Les pentes du versant et du thalweg principal sont assez importantes ce qui entraîne des vitesses de ruissellement relativement élevées.

Le plan altimétrique du bassin est donnée sur la Figure N°III/-02

La couverture végétale sous forme de forêt d'oliviers et de forêt domaniales occupent un pourcentage non négligeable de la superficie totale du bassin. Ainsi que d'autres cultures céréalières saisonnières ce qui est un avantage pour la stabilité des versant du bassin ainsi que la diminution du charriage des matériaux dans la cuvette de la future retenue.

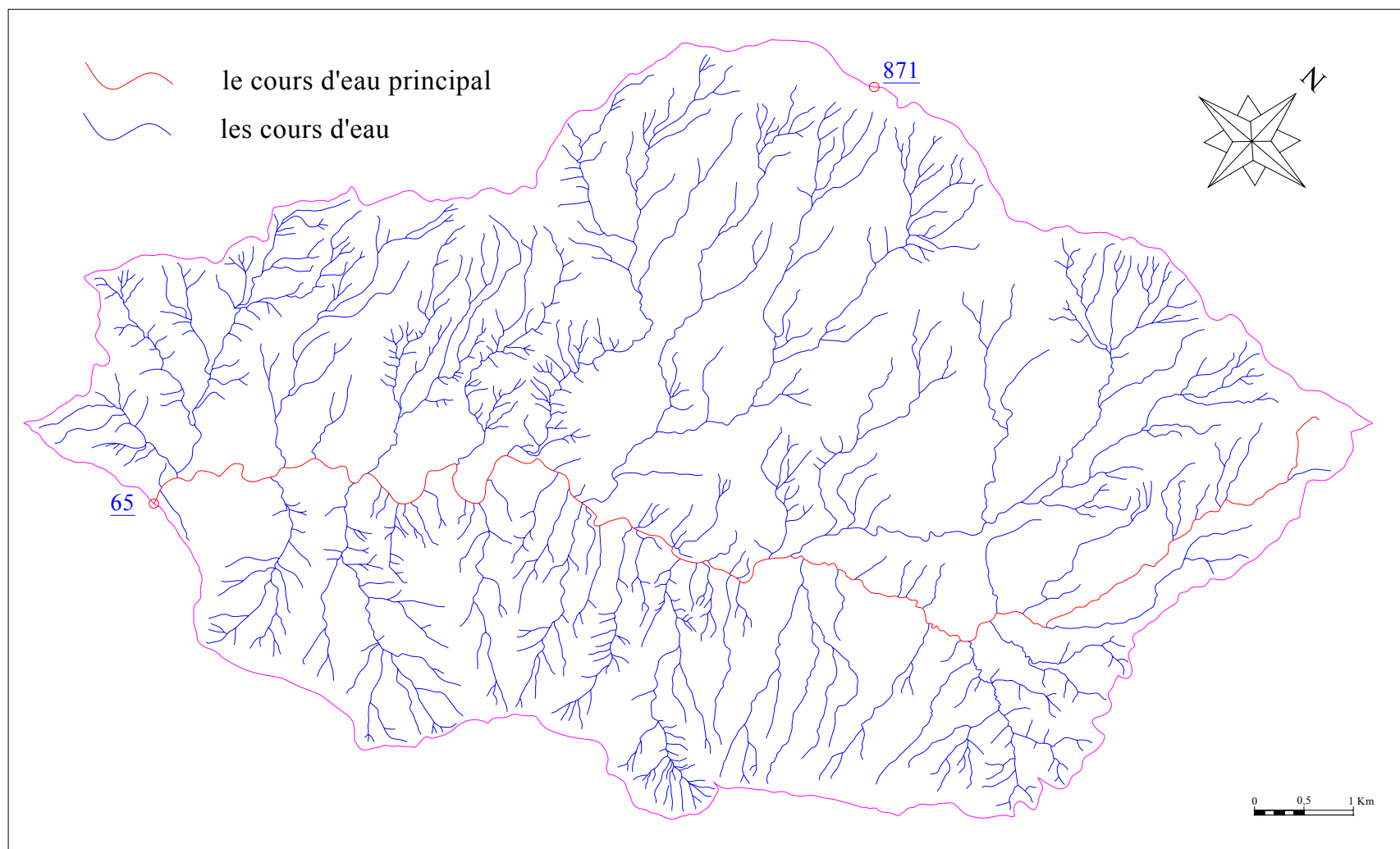


Figure N°III-01 : Le réseau hydrographique du bassin versant.

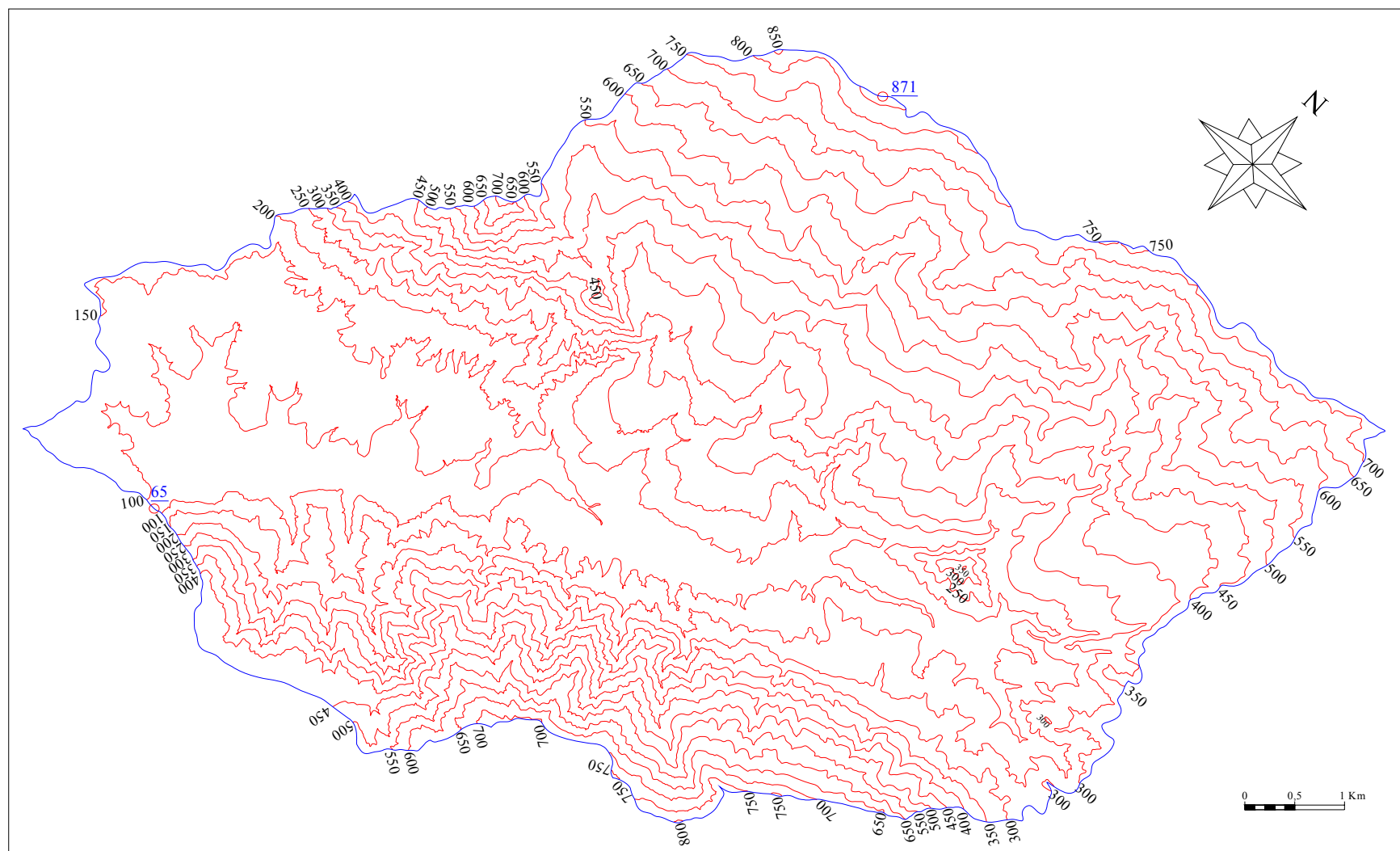


Figure N°III-02 : Plan altimétrique du bassin versant.

III-2-1- Paramètres géométriques :

a) Superficie du bassin versant :

Après avoir délimiter le contour du bassin versant, sur les cartes topographique de : Azazga N°1-2, Azazga N°5-6, Tizi Ouzou N°3-4 et Tizi Ouzou N°7-8 Projection U.T.M, sur carte d'Algérie (type 1960) au 1/25 000, la surface est mesurée par planimétrie et elle est égale à : **S = 69,95 Km²**.

b) Périmètre du bassin versant :

Le périmètre du bassin versant est obtenu directement à l'aide d'un curvimètre sur la même carte et à la même échelle : **P = 39,26 Km.**

III-2-2- Paramètres de forme :

a) Indice de compacité de Gravellius "Kc" :

La forme du bassin joue un rôle important sur la forme de l'hydrogramme résultant d'une averse donnée à l'exutoire du bassin.

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

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

$$Kc = \frac{\text{Périmètre P du bassin versant.}}{\text{Périmètre P' du cercle de même superficie}} \dots\dots\dots (III.1)$$

$$\text{On a: } A = \pi \cdot R^2 \Rightarrow R = \sqrt{\frac{S}{\pi}} ;$$

S: Superficie [Km²]

R: Rayon (Km)

$$P' = 2\pi R$$

$$\text{Donc : } P' = 2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}} = 2\sqrt{S\pi}$$

$$Kc = \frac{P}{P'} = \frac{P}{2\sqrt{S\pi}} \Rightarrow Kc = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}}$$

A.N : Kc=1,314 Kc>1,128 Notre bassin est alors « **allongé** »

b) Coefficient d'allongement :

Ce coefficient est obtenu par la relation : **Ca = L² / S** (III.2)

L : la longueur du talweg principal **L = 16,69 Km**

S : la superficie du bassin versant. **S = 69,95 Km²**

$$AN : Ca = 3,98.$$

c) Rectangle équivalent:[B]

La notion de rectangle équivalent a été introduite dans l'étude géomorphologique des bassins et elle permet la comparaison des bassins entre eux de point de vue de l'influence de la forme sur l'écoulement, en possédant la même superficie et le même périmètre que le bassin considéré et par conséquent le même indice de compacité.

Les dimensions sont tirées comme suit :

$$S = L.l$$

Où : L : longueur de rectangle équivalent.

$$P/2 = L+l$$

l : largeur de rectangle équivalent.

$$Kc = 0,28 \sqrt{\frac{P}{S}} \Rightarrow P = Kc \frac{\sqrt{S}}{0,28} \dots\dots\dots (III.3)$$

La résolution du système d'équation à 2 inconnus montre que L et l sont solutions de

$$\text{l'équation : } X^2 - P/2.X + A = 0$$

$$\Delta = \frac{P^2}{4} - 4S = Kc^2 \frac{S}{0,28^2 \cdot 4} - 4S$$

$$\text{Avec: } Kc \geq \Rightarrow \Delta \geq 0$$

$$\text{Donc: } L, l = \frac{Kc\sqrt{S}}{1,128} \left[1 \pm \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{Kc} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (III.4)$$

$$\text{AN: } L = 14,74 \text{ Km} \quad l = 4,75 \text{ Km}$$

III-2-3- Paramètres du relief :[B]

Le relief possède une influence directe sur les facteurs climatiques et une influence indirecte sur la formation des écoulements de surface. Il détermine en grande partie l'aptitude au ruissellement des terrains, l'infiltration et l'évaporation. C'est un élément capital dans le comportement hydraulique d'un bassin.

Le relief joue un rôle essentiel sur le régime de l'écoulement. Il est indiqué par les courbes de niveau et est caractérisé par la courbe hypsométrique.

Une pente plus forte provoque un écoulement rapide, donc un temps de concentration plus court et une montée plus rapide des crues.

Notre but recherché est la détermination de la classe de relief.

III-2-3-1 Courbe hypsométrique :

Pour estimer ces paramètres on doit présenter la répartition hypsométrique après planimétrage des aires partielles comprises entre les courbes de niveau maîtresses et les différentes cotes.

La courbe hypsométrique est donnée dans la figure N° III/-03

Le Tableau N°III/-01 donne la répartition des surfaces en fonction des cotes

Tableau N°III-01 : Surfaces par tranche d'altitudes.

Altitudes [m]	Surfaces Partielles [Km ²]	Surfaces Partielles [%]	Surfaces cumulées [%]
871-850	0,041	0,06	0,06
850-800	0,359	0,51	0,57
800-750	0,928	1,33	1,90
750-700	2,005	2,87	4,76
700-650	2,989	4,27	9,04
650-600	3,383	4,84	13,87
600-550	3,966	5,67	19,54
550-500	4,043	5,78	25,32
500-450	4,169	5,96	31,28
450-400	4,865	6,96	38,24
400-350	4,865	6,95	45,20
350-300	5,620	8,03	53,23
300-250	5,758	8,23	61,46
250-200	6,750	9,65	71,11
200-150	7,079	10,12	81,23
150-100	9,458	13,52	94,75
100-065	3,669	5,24	100,00

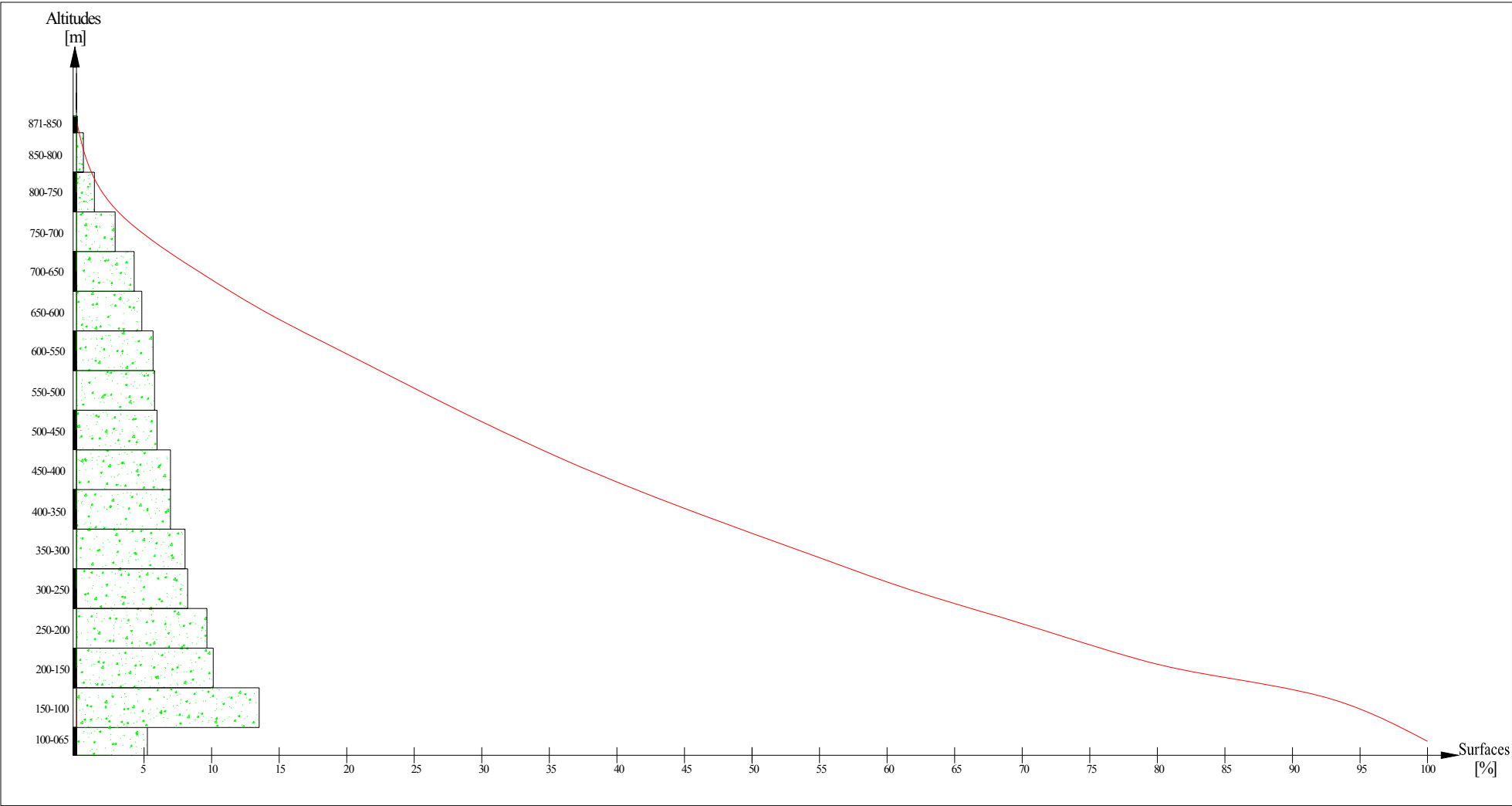


Figure N°III-03 : Courbe hypsométrique.

III-2-3-2 Altitude moyenne du bassin versant :

Celle-ci est donnée par deux procédés :

▪ **Graphiquement :**

C'est l'ordonnée de la courbe hypsométrique correspondante à la surface 50%. C'est l'altitude médiane.

$$H_{50\%} = 340,00 \text{ m.}$$

▪ **Analytiquement :**

$$H_{\text{moy}} = \sum \frac{S_i \cdot H_i}{S} \dots\dots\dots (III.5)$$

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

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

S : Superficie du bassin versant (Km^2)

AN : $H_{\text{moy}} = 351,17 \text{ m.}$

III-2-3-3- Pente moyenne du bassin versant :

$$I_m = \frac{\Delta H (0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)}{\bar{S}} \dots\dots\dots (III.6)$$

ΔH : dénivelés entre deux courbes de niveaux successives

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

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

Tableau N°III-02 : La pente moyenne du bassin versant

Altitudes [m]	ΔH [m]	Longueur [m]
850	50	707,487
800	50	3181,031
750	50	6434,637
700	50	14818,829
650	50	19883,347
600	50	23302,747
550	50	26702,745
500	50	28745,771
450	50	30199,469
400	50	32881,281
350	50	36642,925
300	50	43485,935
250	50	43166,641
200	50	41961,715
150	50	41370,502
100	50	26305,055

A.N : La pente moyenne de bassin est : $I_m = 290,41 \text{ m/km}$

III-2-3-4 Indices de pente :**a- Indice de pente globale Ig :**

A partir de la courbe hypsométrique, nous déduisant les altitudes de fréquence 5% et 95% de la surface du bassin versant.

$$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \quad \text{Avec : } L : \text{longueur du rectangle équivalent}$$

$$H_{5\%} = 721,9 \text{ m}$$

$$H_{95\%} = 123,35 \text{ m} \quad \} \Rightarrow \text{Ig} = 4,06 \%$$

$$L = 14,74 \text{ km}$$

b- Indice de pente moyenne I_{pm} :

L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur de rectangle équivalent. $I_{pm} = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L}$ Avec : L : longueur du rectangle équivalent

$$H_{\max} = 871 \text{ m (Icherrouene)}$$

$$H_{\min} = 65 \text{ m (L'exutoire)} \quad \} \Rightarrow \text{I}_{pm} = 5,47 \%$$

c- Indice de pente M.ROCHE Ip :

Ip est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces comprises entre 2 courbes de niveau Hi est Hi-1. il est donné par la

$$\text{formule suivante : } I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{S_i (H_i - H_{i-1})} \quad \dots\dots\dots (III.7)$$

L : longueur de rectangle équivalent (m)

Si : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives Hi et Hi-1

Altitudes [m]	Hi - Hi-1 [m]	S [Km ²]	S[%]	S(Hi - Hi-1)	√S(Hi - Hi-1)
871-850	21	0,041	0,06	1,237	1,112
850-800	50	0,359	0,51	25,630	5,063
800-750	50	0,928	1,33	66,358	8,146
750-700	50	2,005	2,87	143,309	11,971
700-650	50	2,989	4,27	213,687	14,618
650-600	50	3,383	4,84	241,799	15,550
600-550	50	3,966	5,67	283,485	16,837
550-500	50	4,043	5,78	289,023	17,001
500-450	50	4,169	5,96	298,009	17,263
450-400	50	4,865	6,96	347,772	18,649
400-350	50	4,865	6,95	347,743	18,648
350-300	50	5,620	8,03	401,710	20,043
300-250	50	5,758	8,23	411,557	20,287
250-200	50	6,750	9,65	482,503	21,966
200-150	50	7,079	10,12	505,976	22,494
150-100	50	9,458	13,52	676,066	26,001
100-065	35	3,669	5,24	183,575	13,549
Somme		69,95	100,00		269,197

$$\text{A.N : } I_p = 2,22.$$

III-2-3-5- Dénivelée spécifique :

Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficie différentes, d'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M appliquée à tout bassin quelle que soit sa surface. Elle est donnée par la formule suivante :

$$Ds = Ig\sqrt{S}$$

A.N : Ds=33956,26 m

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 fort	250
6	Fort	500
7	Très fort	>500

On déduit d'après le tableau précédant que notre relief est très fort.

III-3- Caractéristiques hydrographiques du bassin versant :**III-3-1- Le chevelu hydrographique :**

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

Pour procéder au calcul de la densité de drainage, il faut classer les cours d'eau, il existe plusieurs classifications dont la plus courante est la classification de SCHUM et nous avons 02 types du réseau : subdentritic et dentritic.

Dans cette classification de SCHUM est considéré d'ordre(x+1) tout tronçon de rivière formé par la réunion de 02 cours d'eau d'ordre (x).

Dans notre bassin versant de l'oued Stita, le cours d'eau principal est de l'ordre 5.

Le réseau hydrographique avec la classification des différents cours d'eau est représenté dans la Figure N°III/-04

III-3-2 Le profil en long de l'oued :

L'oued Stita présente un profil en long assez régulier interrompu par quelques ruptures en pente en amont et régulier en aval, ce que l'on peut expliquer par des captures ou par des seuils rocheux particulièrement résistant à l'érosion.

Ce profil est tracé à partir de la carte topographique à l'échelle 1/25.000 en tenant compte de l'altitude et de la longueur de cours d'eau à l'exutoire.

Le profil est représenté dans la Figure N°III/-05.

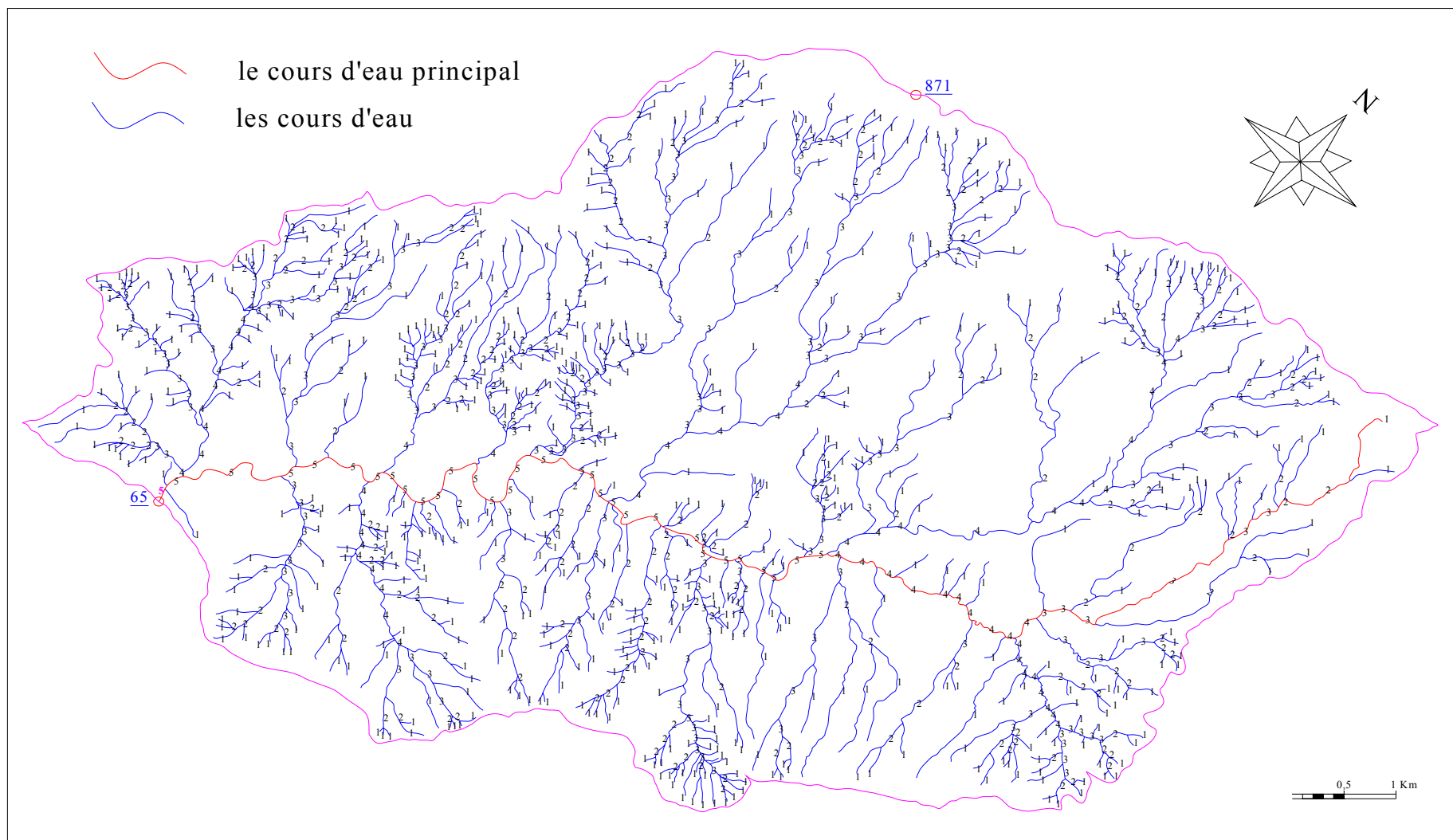


Figure N°III-04 : Classification du cours d'eau principal.

Tableau N°III/-03 : Profil en long du cours d'eau principal :

Altitudes [m]	Distances [km]	Distances cumulées [km]
665		
	0,07	0,07
650		
	0,32	0,39
600		
	0,44	0,83
550		
	0,33	1,16
500		
	0,35	1,51
450		
	0,48	1,99
400		
	0,77	2,77
350		
	0,50	3,27
300		
	0,59	3,85
250		
	0,19	4,05
200		
	1,64	5,69
150		
	4,36	10,05
100		
	6,64	16,69
65		

Le profil en long du cours d'eau principal est donnée dans la Figure N°III/-05

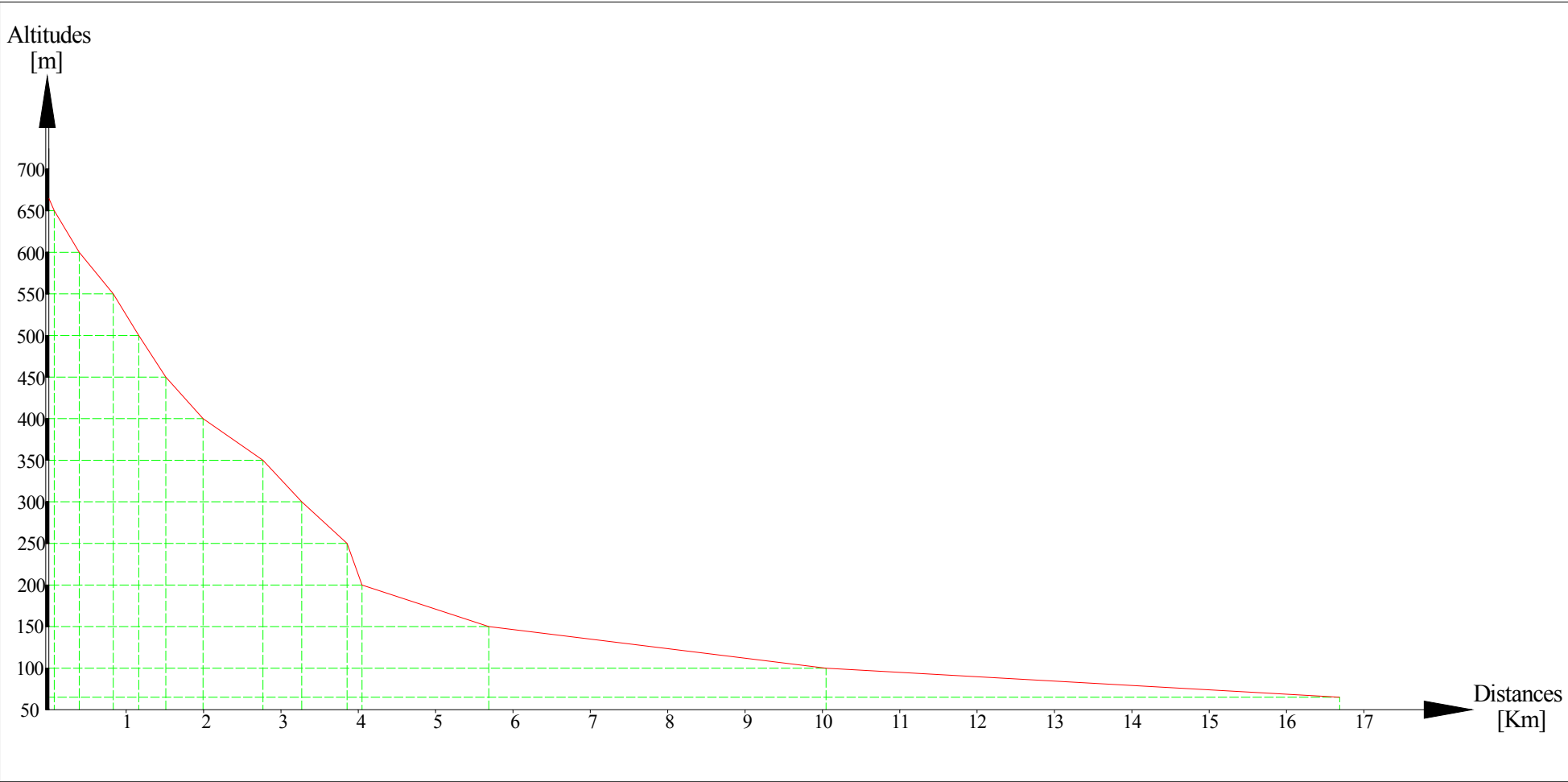


Figure N°III-05 : Profil en long du talweg principal.

III-3-3 Pente moyenne du cours d'eau principal Ic :[B]

La pente moyenne est exprimée par la relation suivante:

$$I = \frac{H'}{L_{c.e}} \quad \text{‰} \dots\dots\dots (III.8)$$

Avec :

Ic : pente moyenne du thalweg principal, en ‰.

L_{c.e} : longueur du thalweg principal, en m.

$$H' = \frac{\sum \Delta s_i}{L_{c.e}} \quad H' : \text{hauteur du triangle équivalent, en m.}$$

Tableau N°III/-04 : Pente moyenne du cours d'eau principal.

Altitudes [m]	Hi - H _{min} [m]	Distances [m]	D*(Hi - H _{min})
665			
650	600	69,900	41940,00
600	585	323,261	189107,51
550	535	440,006	235403,26
500	485	328,798	159467,18
450	435	350,184	152329,87
400	385	480,692	185066,38
350	335	774,804	259559,44
300	285	501,578	142949,67
250	235	585,555	137605,52
200	185	193,906	35872,63
150	135	1638,127	221147,20
100	85	4360,577	370649,02
65	35	6640,204	232407,13
Somme			2363504,81

Dans notre cas, la pente moyenne est égale à 55,64 ‰.

III-3-4- La densité de drainage :[B]

Elle est définie pour un bassin versant donnée de surface « S », comme la longueur totale des cours d'eaux de tous les ordres sur la surface drainée, et est exprimée en Km/Km².

$$Dd = \frac{\sum_{i=1}^n Li}{S}$$

$\sum_{i=1}^n Li$: somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i (km)
S : surface du bassin versant (Km²).

$$\sum_{i=1}^n Li = 317,012 \text{ Km.}$$

$$AN: D_d = 4,53 \text{ Km/Km}^2$$

III-3-5- Le coefficient de torrentialité Ct :[B]

$$Ct = Dd \cdot F = Dd \cdot N/S$$

Avec:

Dd : la densité de drainage.

N : Nombre des talwegs d'ordre 1. **N = 625.**

S : Surface du bassin versant.

$$AN: Ct = 40,47$$

III-3-6- Temps de concentration : [B]

Le temps de concentration est une caractéristique importante dans la formation de la crue pluviale et son débit de pointe. Il intègre l'influence complexe des processus hydrauliques et hydrologiques sur les versants et dans le lit de l'oued. Pour les crues, cette variable caractérise la vitesse de propagation de la phase maximale. Les méthodes et les formules utilisées reflète un caractère régional, traduit par des paramètres propres à la région dans laquelle sont développées ces formules. Normalement on donne la priorité à celles élaborées dans les conditions physico-géographiques analogues à celles de la partie Nord de l'Algérie.

Le temps de concentration de la phase hydrologique maximale de la crue est la durée que met la portion constituant le noyau maximum central de la pluie pour se transformer en ruissellement maximum et participer à la formation du débit maximum de la crue qui traverse une section donnée. La majorité des anciennes formules sont élaborées dans des conditions physico-géographiques qui ne sont pas identiques à celles du Nord de l'Algérie. Nous examinons des formules qui nous semblent applicables:

- **La formule de Giandotti (sud Italie 1937) :**

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_p}{0.8\sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}} \dots\dots\dots (III.9)$$

L_p : Longueur du cours d'eau principal (Km)

S : La superficie du bassin versant (Km^2)

H_{moy} : Altitude moyenne du bassin versant (m NGA)

H_{min} : Altitude minimale du bassin versant (m NGA).

AN : $T_c = 4,32$ Heures

- **Formule de Befani A. N.**

Le temps de concentration est exprimé par :

$$t_c = L / v_c \dots\dots\dots (III.10)$$

L : la longueur du cours d'eau principal exprimée en Km.

v_c : la vitesse de concentration de la phase maximale de la crue, en Km/h.

La vitesse de concentration, par Befani A.N., pour les petits bassins versants, est exprimée comme suit :

$$v_c = 0.75 S^{1/5} I^{1/3}$$

S : la superficie du bassin versant, en Km^2 .

I_c : la pente moyenne du talweg principal, en ‰.

AN : $v_c = 6,70$ Km/h

AN : $T_c = 2,49$ Heures

- **La formule de KIRPICH :**

$$T_c = 0.6615(L_p)^{0.77} I_g^{0.385} \dots\dots\dots (III.11)$$

I_g : indice de pente globale.

L_p : longueur du talweg principal en (Km).

AN : $T_c = 3,37$ Heures.

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

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

$$t_c = 3 \left(\frac{S I_{c.e}}{(10.i)^{3/2}} \right)^{1/4} \dots\dots\dots (III.12)$$

t_c : Temps de concentration, en h,

S : Superficie du bassin versant, en Km^2 ,

$L_{c.e}$: Longueur du talweg principal, en Km,

I_c pente du talweg principal, en %.

AN: $T_c = 3,88$ Heures.

Tableau N°III/-05 : Récapitulatif du temps de concentration :

Formules	Temps de concentration [heure]
Formule de Giandotti	4,32
Formule de Befani A. N	2,49
Formule de KIRPICH	3,37
Formule de L'A.N.R.H	3,88

Commentaire :

Sur la base de ces résultats, et la considération du talweg principal, nous nous proposons d'adopter la valeur $T_c = 4,32$ heures, trouvée par la formule de **Giandotti (sud Italie 1937)**,

III-3-7- Vitesse de ruissellement :[B]

La vitesse de propagation moyenne dans le bassin versant est :

$$V_r = \frac{L_p}{T_c} \text{ [Km/h]}. \dots\dots\dots (III.13)$$

L_p : Longueur du cours d'eau principal (Km)

T_c : Temps de concentration (h).

AN : $V_r = 3,86$ Km/h.

**Tableau N°III/-06 : Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin
versant :**

DESIGNATION		SYMBOLE	UNITES	VALEUR
Superficie		S	Km ²	69,95
Périmètre		P	Km	39,26
Longueur du thalweg principal		L	Km	16,69
Pente du thalweg principal		I	%	5,56
Indice de compacité		K _C	-	1,314
Coefficient d'allongement		Ca	-	3,98
Rectangle équivalent	longueur	L _r	Km	14,74
	largeur	l _r	Km	4,75
Altitudes	maximale	H _{max}	m	871
	moyenne	H _{moy}	m	351,17
	médiane	H _{med}	m	340
	minimale	H _{min}	m	65
Pente moyenne de B.V		I _m	m/Km	290,41
Indice de pente globale		I _g	%	4,06
Indice de pente moyenne		I _m	%	5,47
Indice de pente de M Roche		I _p	%	2,22
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	4,53
Coefficient de torrentialité		C _t	-	40,47
Temps de concentration		T _c	h	4,32
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	3,86

III-4- Caractéristiques climatiques :

Pour la zone étudiée, la plus représentative station qui dispose des enregistrements est la station de Tizi Ouzou (code.21810) appartenant au réseau O.N.M.

Les données climatiques considérées concernent essentiellement les précipitations, les températures et d'autres phénomènes climatiques (vent, insolation, humidité, grêle, neige, orage, etc.).

III-4-1-La température :

Le climat est caractérisé par une saison froide relativement tempérée, durant laquelle des perturbations cycloniques apportent des pluies souvent substantielles surtout sur les reliefs, suivies d'une période chaude. La température moyenne annuelle de cette station est de 18°C.

Tableau N°III/-07 : Relevés des températures en ° C :

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Av.	Mai	Juin	Juill.	Août	Moyenne Annuelle
Minimale	18	11,9	7,6	7,6	8	8,8	11,3	13,1	18,8	23,1	22,8	22,5	14,5
Maximale	22	18,3	14,5	14,5	13,2	14,6	16,1	21,4	24,8	29,7	30,9	30,2	20,5
Moyenne	20	15	11	11	11	12	14	18	23	27	27	25	18

Source: ONM

III-4-2- Vitesse du vent :

La vitesse moyenne des vents est considérée comme « modérée » (2,6 m/s).

A Tizi Ouzou les vents les plus forts soufflent à la fin de l'automne et le printemps sur la direction Est-Ouest.

Tableau N°III/-08 : Moyenne mensuelle de la vitesse des vents :

Mois	Jan.	Fév.	Mars	Av.	Mai.	Juin	Juill.	Août	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Moyenne Annuelle
Vitesse [m/s]	2,7	2,7	2,9	2,8	2,5	2,3	2,3	2,3	2,2	2,5	2,9	3,0	2,6

Source: ONM

III-4-3- Le Sirocco :

Le sirocco a une fréquence maximale pendant l'été, en spécial en juillet et out. Il se manifeste comme une chaleur forte qui produit la sécheresse de la végétation.

Le nombre des jours de sirocco, est donné pour la station de Tizi Ouzou dans le tableau09

Tableau N°III/-09 : Nombre de jours de sirocco :

Mois	Jan.	Fév.	Mars	Av.	Mai.	Juin	Juill.	Août	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Total Annuel
Nombre de jours	0,0	0,3	1,3	1,5	2,4	4,0	8,5	8,8	5,2	3,6	01,6	0,2	37,3

Source: ONM

III-4-4-La pluviométrie :

Les précipitations moyennes interannuelles P_a représentent la caractéristique climatique capitale de la localité. Elles sont exprimées sous forme de lame de pluie.

On dispose une série d'observations pluviométriques de la station Makouda (Voir Tableau N°III/-13 et 14.Source ANRH), situé à proximité du bassin versant objet de la présente étude. Elle comprend des données mensuelles et annuelles sur une période de 36 années allant de 1970 à 2006.

Tableau N°III/-10 : Coordonnées et code de la station Makouda :

Code	Station	X [Km]	Y [Km]	Z [m]
2-18-05	Makouda	622,65	390,15	520

Source : A.N.R.H

III/-4-4-1-Pluie moyenne annuelle :

La répartition mensuelle des pluies est donnée dans le Tableau N°III/-11 :

Tableau N°III/-11 : Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations :

Mois	Sep	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Av.	Mai	Juin	Juill.	Août	Annuelle
P_m [mm]	40,5	65,5	96,3	153,3	123,5	109,6	87,8	72,3	39,6	7,5	4,1	7,1	807
P_m [%]	5,02	8,12	11,94	19	15,3	13,58	10,89	8,96	4,9	0,93	0,51	0,88	100

Source : A.N.R.H

Les caractéristiques des pluies de courte durée qui sont nécessaires pour l'estimation des caractéristiques pluviométriques pour différentes durées et différentes fréquences sont tirées de l'étude généralisée des données de L'ANRH (Tableau N°III/-10).

Tableau N°III/-12 : Les caractéristiques pluviographiques de la région.

Pluie moyenne annuelle	Pluie moyenne max. journalière [mm]	Exposant climatique b
807 mm	72,0	0,59

Source : A.N.R.H

Tableau N°III/-13 : Pluies mensuelles et moyennes annuelles

Année	Sep	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars.	Av.	Mai.	Juin.	Juill.	Août.	Annuelle
1970	0	311,1	111,7	401,7	47	5	7,2	0,3	0	0	1,2	0,4	885,6
1971	326,3	81,3	78,9	35,1	78,5	62	51	154,4	145,9	23,6	5,3	19,3	1061,6
1972	101,4	22,6	4,5	334,7	254,1	274,4	87,3	29,1	0	18,6	0	2,2	1128,9
1973	66,6	35,3	36	202,1	10,5	268,5	226,8	18,6	0	5,6	0,7	0	870,7
1974	10,8	82,9	82,6	10,9	98	131	169,7	28,5	55,3	36,2	0	32,6	738,5
1975	34,9	38	246,2	76,1	75,3	249,2	81,4	48,8	80,5	14,5	52,8	0	997,7
1976	17,5	67,4	129,6	138,4	105,5	9,5	3,9	44,1	18,9	2,6	0,5	4,6	542,5
1977	3,2	4	17,8	6	55,1	16,9	87,9	81,3	0	5,4	0	0	277,6
1978	8	126	100,8	43,5	83,8	235,4	116,7	70,5	10,6	0	0	7,7	803
1979	67	125,7	214,1	62,7	127	75,2	171,1	181,1	13,4	0	0	0	1037,3
1980	0	62,1	102,9	410,1	74	87,8	85,3	90	37,4	0	0	31,4	981
1981	3,5	59,9	49,8	147,6	223,2	164,6	62,5	17	32	4,5	0	4,9	769,5
1982	90,5	76,5	274	213,2	8,7	66,9	66,9	29,2	16,5	0	0	18,5	860,9
1983	11,3	36,6	96,1	104,8	181,8	190,9	64,4	44,5	120,4	12,2	0	0	863
1984	25,6	124,8	31,7	199,6	107,1	73,7	339,4	14,9	85	0	0,6	0	1002,4
1985	73,1	62,4	175,8	83,3	106,7	81,4	223,7	43,8	1,3	12,8	5,1	0,3	869,7
1986	22,6	70,3	127,6	268	162,6	218,5	54,9	14,1	7,3	11,9	0	4	961,8
1987	39,5	26,2	92,3	46,2	41,3	56	91	60,3	20,5	26,7	21,1	0	521,1
1988	37,9	6	93,8	268,2	70	33,1	41,3	82,5	1	13,2	0,5	13,3	660,8
1989	42,4	25,2	48,5	75,5	96,2	0	45	74,4	84,5	4	29,4	0	525,1
1990	1,2	50,3	45,9	267,9	125,4	171	97,4	46,2	10	1,8	0	14,8	831,9
1991	3,7	159,6	41,4	17,4	191,2	98,1	91,1	163,9	58,2	24,4	4,3	0	853,3
1992	6,2	82,9	101,1	269,6	53,5	104,7	27,4	120,4	37,4	0	0	7,1	810,3
1993	54,2	34,4	49,9	113,2	126,6	70,4	0	68	5	0	0	7,2	528,9
1994	79	70,1	24,1	129,5	353,5	69,6	136,2	32,9	3	16,4	0	29,3	943,6
1995	15,9	20,3	20,8	61	157,2	261,8	62,4	144,8	46,6	20,6	6	7,8	825,2
1996	34,2	89,1	58,7	65,7	64,9	17,2	20,7	93,3	17,1	4,1	1,7	10,9	477,6
1997	61,9	135,1	129,9	112,5	60,3	149,2	83,9	83,8	202	1	0	1,8	1021,4
1998	38,4	51,8	147,8	121,1	132,4	136,6	64,6	20,7	31,4	0	0	0	744,8
1999	22,7	21,5	172,8	263,4	27,5	3,8	7,1	37,5	43,8	5,2	0,4	1,1	606,8
2000	16,6	31,2	73,6	39,8	308,8	76,1	21,1	39,9	34,4	0	0	23,5	665
2001	26,1	1,1	90,9	88,1	92,4	48,4	53,2	44,8	19,1	0,3	16,1	11,6	492,1
2002	25	56	202,5	260,1	325,8	73,3	54,9	238,5	29,9	0	0	0	1266
2003	35	65,3	54,2	145,9	177,4	35,4	59,7	115,2	108,5	2,8	0	2,6	802
2004	33,3	27,8	153,8	273,2	183,7	171,9	78,7	62,4	6,1	0	0	0,8	991,7
2005	30,9	49,8	77,7	142,4	168,5	221,1	29,5	20,7	62,9	1,8	2,7	2,2	810,2
2006	32,5	32,6	4,5	175,2	12,8	45,4	285,1	213,9	18,5	8,9	4,2	1,4	835
Moyenne	40,5	65,5	96,3	153,3	123,5	109,6	87,8	72,3	39,6	7,5	4,1	7,1	807

Source : A.N.R.H

Tableau N°III/-14 : Pluies maximales journalières.

Années	Sep	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars.	Av.	Mai.	Juin.	Juill.	Août.	Max
1970	0	25	31,3	47,5	7	3	0,8	0,3	0	0	0,5	0,4	47,5
1971	53	42,9	12	21,1	11,8	9	11	30,2	54,3	10,2	5,3	19	54,3
1972	37,5	9,5	3,5	89,7	71,3	54,8	17,4	27,3	0	8,3	0	1,5	89,7
1973	58	25,8	10,4	56	2,9	43,8	93,8	4,8	0	2,8	0,7	0	93,8
1974	9,2	15,1	36,5	5,5	40,5	49,8	88,4	15,2	11,2	20,3	0	19,5	88,4
1975	11,3	10	45,7	26,1	32	57	23,2	10,4	22,3	12	32,8	0	57
1976	6,9	14	21,6	61,4	31	3,5	3,9	19,6	11,3	2,6	0,3	2,2	61,4
1977	1,9	4	5,9	1,7	13,2	4,4	27,5	21,4	0	4,7	0	0	27,5
1978	5,6	43,9	29,5	16,2	21	70,3	24,6	17,8	5,2	0	0	7,7	70,3
1979	24,5	44,8	36,7	38,4	31	34,4	99,6	45,8	6,8	0	0	0	99,6
1980	0	12,2	36,5	106,9	29,9	20,7	23,5	18,8	14,4	0	0	30,5	106,9
1981	3,5	36,3	26,7	59	48,5	39,8	14,2	11	12,4	4,5	0	3,6	59
1982	67,1	33,4	60,6	51	8,7	21,3	21,4	13,8	11,5	0	0	18,5	67,1
1983	8,5	20,1	26,8	35,8	71,5	41,9	24,8	12,4	30	12,2	0	0	71,5
1984	13	28,6	13,8	44,2	28	52,7	69,8	8,4	26,4	0	0,6	0	69,8
1985	23	34,5	77,3	22,5	30,7	28,8	128,6	11,1	0,9	12,2	3,8	0,3	128,6
1986	10,8	22,1	31,6	99,5	31	45,5	27,8	7,2	1,8	9,7	0	2,9	99,5
1987	27,8	16,2	28,8	22,3	15,7	22,1	34,1	27,4	7,3	12,3	13,1	0	34,1
1988	19	3,3	40,3	57	17,8	7,6	21,2	16,9	0,6	6,9	0,5	13,3	57
1989	20,9	12,1	15,5	45,3	25,2	0	10,4	33,8	30,3	2,7	21,8	0	45,3
1990	1,2	20,8	20	56,2	41,7	61	45,1	17,9	8,5	1,8	0	12,1	61
1991	2,4	52,6	20,6	7,9	64,8	62,9	22,9	73,4	30,1	15,6	4,3	0	73,4
1992	4,1	36,7	39,5	113	39,4	28,2	17,1	23,7	17,7	0	0	7,1	113
1993	23,2	12,2	13,2	32	52,4	29,5	0	20,6	3,6	0	0	7	52,4
1994	28,2	20,9	11,7	38,6	68,4	30,3	33,8	15,7	2,4	10,6	0	21,5	68,4
1995	6,3	9,2	8,7	22,5	51,6	107,9	16,3	51,6	17,7	5,9	5,2	4,7	107,9
1996	16,5	31,9	10,6	19,9	9,8	13,9	8,3	29,5	7,4	2,2	1,7	6,1	31,9
1997	42,3	59,6	30,5	37,5	26,5	97,7	37,6	62	52,2	0,8	0	1,2	97,7
1998	20,4	22,5	22,9	30,2	23,9	36,8	18,8	6,3	16,5	0	0	0	36,8
1999	12,6	14	57,6	70,3	8,8	2,1	3,8	20,6	18,8	2,6	0,4	1,1	70,3
2000	6,6	6	36,2	13,8	80,8	14,6	21,1	15,5	13,4	0	0	23,5	80,8
2001	11,6	0,6	36,2	43,7	29,8	24,2	27,6	11,5	6,5	0,3	14	3,5	43,7
2002	10,2	26,6	68,1	102,8	74,6	16,2	34	67,3	15,2	0	0	0	102,8
2003	10,9	29,1	18	37	69,6	9,2	15,5	41,2	45,6	1,9	0	2,6	69,6
2004	11,7	13,9	51,8	28,7	32,6	21,2	8,2		4,3	0	1,1	0,3	51,8
2005	10,9	23,6	14,7	54,3	35,8	60,1	15,4	8,9	37,4	1,8	2,7	2,2	60,1
2006	11,4	17,4	3,4	41,3	7,5	9,8	96,1	43,6	10	7,5	4,2	1,4	96,1
													72

Source : A.N.R.H

III/-4-4-2- Pluies maximales journalières :

Les pluies maximales journalières ($P_{\max j}$) de fréquences (ou période de retour) rares sont génératrices de crues exceptionnelles contre les quelles il faut prémunir les ouvrages.

➤ **Ajustement des pluies maximales journalières :**

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide du logiciel « HYFRAN ».

On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières à la loi de Gumbel et Galton en utilisant le logiciel Hyfran, avec une comparaison des deux graphiques des droites de régression obtenues par les deux ajustements.

D'après la comparaison graphique des deux graphiques d'ajustement on a remarqué que la série s'ajuste mieux à la loi de Galton (Voire Figure N°III/-08).

Les caractéristiques des échantillons, les tests d'adéquation des deux lois ainsi que l'homogénéité sont calculés directement à partir du logiciel et sont les suivants :

- **Test d'adéquation :** Test du Khi Carré.

- Hypothèses

H_0 : L'échantillon provient d'une loi Lognormale

H_1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Lognormale

- Résultats :

Résultats de la statistique : $P(X^2) = 8,62 \% > 5 \%$ donc l'ajustement est satisfaisant.

p-value $p = 0,1251$

Degrés de liberté : 5

Nombre de classes 08

- Conclusion :

Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5 %

- **Test de discordance** (Grubbs & Beck) sur la plus grande valeur 128 mm

- Hypothèses

H_0 : Toutes les observations proviennent de la même population

H_1 : La plus grande observation ne provient pas de la même population que les autres

- Résultats

Valeur de la statistique $T = 1,72$

p-value $p < 0,999$

- Conclusion

Pas de conclusion dans ce cas.

- **Test de discordance** (Grubbs & Beck) sur la plus petite valeur. 27.0 mm

- Hypothèses

H0 : Toutes les observations proviennent de la même population

H1 : La plus petite observation ne provient pas de la même population que les autres

- Résultats

Valeur de la statistique $T = 2,37$

p-value $p < 0,260$

- Conclusion

Pas de conclusion dans ce cas.

- **Test d'indépendance** (Wald-Wolfowitz)

- Hypothèses

H0 Les observations sont indépendantes

H1 Les observations sont dépendantes (autocorrélation d'ordre 1)

- Résultats

Valeur de la statistique $|U| = 0,00346$

p-value $p = 0,997$

-Conclusion

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %

- **Test d'adéquation** (Shapiro-Wilk ($n < 50$))

- Hypothèses

H0 : L'échantillon provient d'une loi Lognormale

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

- Résultats

p-value $SW = 0,96$

Degrés de liberté : $p = 0,9360$

- Conclusion

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %

- **Paramètres du logiciel :**

T : Période de retour.

q : Fréquence.

Xt : Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée.

Les droites de Gumbel et Galton sont représentées par les **Figures N° (III/-06, III/-07)**

A - Ajustement à la loi Lognormale (Maximum de vraisemblance) : [B]

Paramètres d'ajustement à la loi Log-normale :

$$\overline{\log P_{\max j}} = \frac{\sum (\log P_{j\max} - \overline{\log P_{j\max}})^2}{N}$$

$$\log P_{j\max} = \overline{\log P_{j\max}} + \sigma_{\log} U_{P\%} : \text{L'équation de la droite d'ajustement.}$$

Avec : $U_{P\%}$: variable de GAUSS pour différentes fréquences.

➤ Résultats de l'ajustement

Nombre d'observations: $n = 35$

Paramètres : Mu : 4,19737 Sigma : 0,380362

Quantiles : $q = F(X)$ (probabilité au non-dépassement) $T = 1/(1-q)$ (période de retour)

T	q	X _T	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10000.0	0.9999	274	48.7	178	369
2000.0	0.9995	233	37.3	159	306
1000.0	0.9990	215	32.8	151	280
200.0	0.9950	177	23.3	132	223
100.0	0.9900	161	19.6	123	200
50.0	0.9800	145	16.2	114	177
20.0	0.9500	124	12.0	101	148
10.0	0.9000	108	9.20	90.3	126
5.0	0.8000	91.6	6.69	78.5	105
3.0	0.6667	78.3	5.13	68.3	88.4
2.0	0.5000	66.5	4.16	58.4	74.7

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

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0.00	27.0
Maximum	Aucun	128
Moyenne	71.1	70.1
Ecart-type	28.2	25.1
Médiane	66.5	69.0
Coefficient de variation (Cv)	0.395	0.353
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.25	0.275
Coefficient d'aplatissement (Ck)	5.88	2.17

B - Ajustement à la loi de Gumbel (Maximum de vraisemblance) : [B]

C'est la loi à double exponentielle, elle s'applique pour les précipitations maximales journalières afin de déterminer les valeurs fréquentielles.

La fonction de répartition de la loi de Gumbel s'écrit :

$$F(x_i) = e^{-e^{-\alpha(x-x_0)}}$$

$F(x)$: Fréquence au non dépassement.

α, x_0 : des coefficients d'ajustement,

Si on pose $Y = \alpha (x - x_0)$

Avec Y : variable réduite de Gumbel

La loi de Gumbel s'écrira alors : $F(X_i) = e^{-e^{-Y}}$

On trouve que $X = \frac{1}{\alpha} Y + X_0$ avec : X est la précipitation maximale journalière.

$$Y_i = -[\ln(\ln F(X_i))]$$

➤ **Résultats de l'ajustement :**

Nombre d'observations: $n = 37$

Paramètres : $u : 58.8223$ $\alpha : 22.2856$

Quantiles :

$q = F(X)$: Probabilité au non-dépassement $T = 1/(1-q)$: Période de retour.

T	q	X_T	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10000.0	0.9999	264	28.3	209	320
2000.0	0.9995	228	23.6	182	275
1000.0	0.9990	213	21.6	170	255
200.0	0.9950	177	17.0	143	210
100.0	0.9900	161	15.0	132	191
50.0	0.9800	146	13.1	120	171
20.0	0.9500	125	10.5	104	146
10.0	0.9000	109	8.55	92.2	126
5.0	0.8000	92.2	6.64	79.2	105
3.0	0.6667	78.9	5.27	68.6	89.3
2.0	0.5000	67.0	4.29	58.6	75.4

➤ **Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon :**

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	27.0
Maximum	Aucun	128
Moyenne	71.7	70.1
Ecart-type	28.6	25.1
Médiane	67	69.0
Coefficient de variation (Cv)	0.399	0.353
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	0.275
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.40	2.17

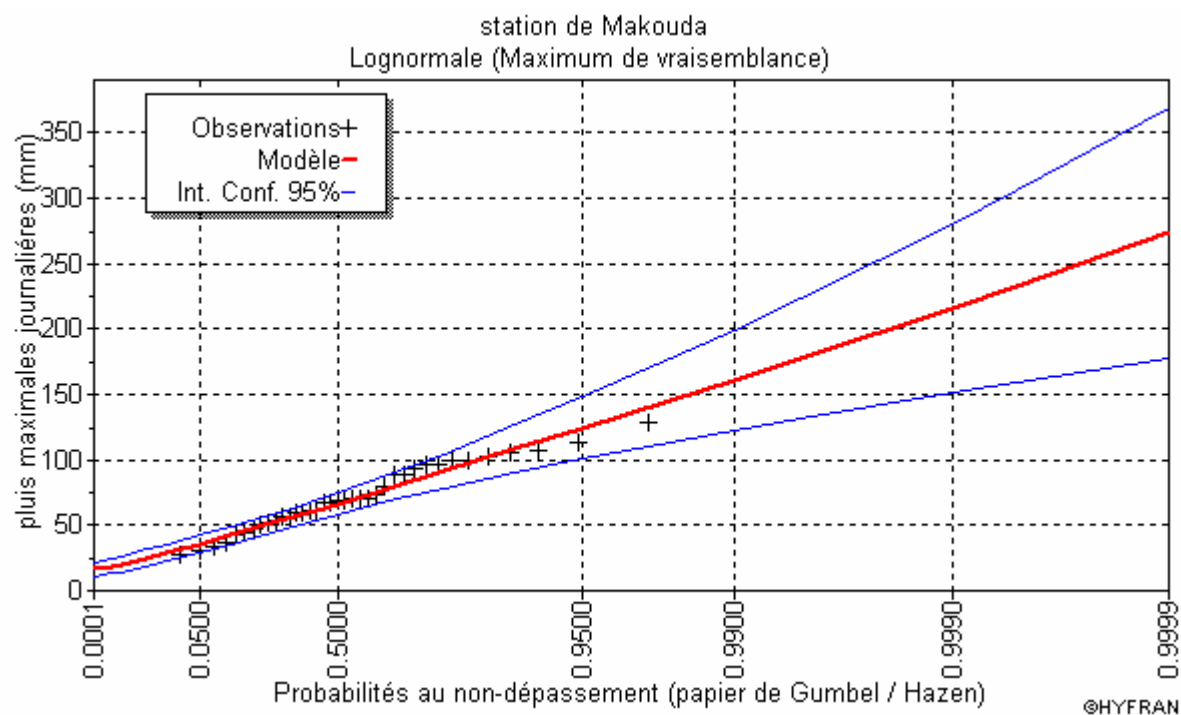


Figure N°III-06 : Ajustement à la loi Log-Normale (Maximum de vraisemblance)

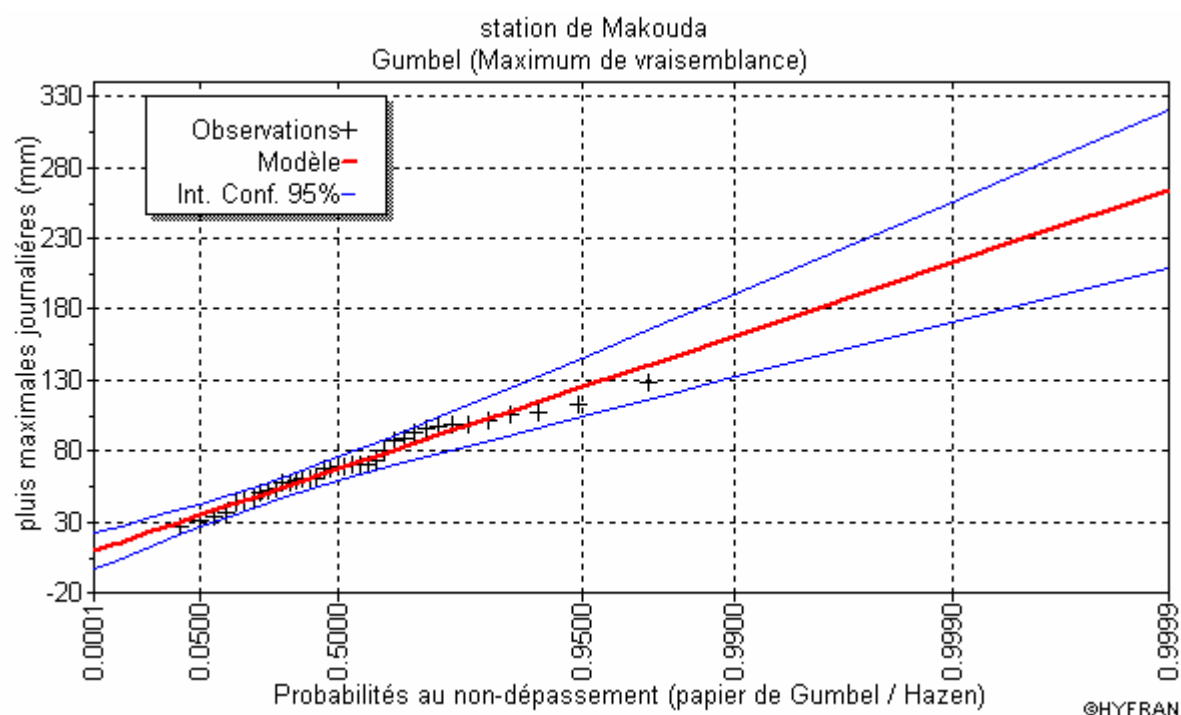


Figure N°III-07 : Ajustement à la loi de Gumbel (Maximum de vraisemblance)

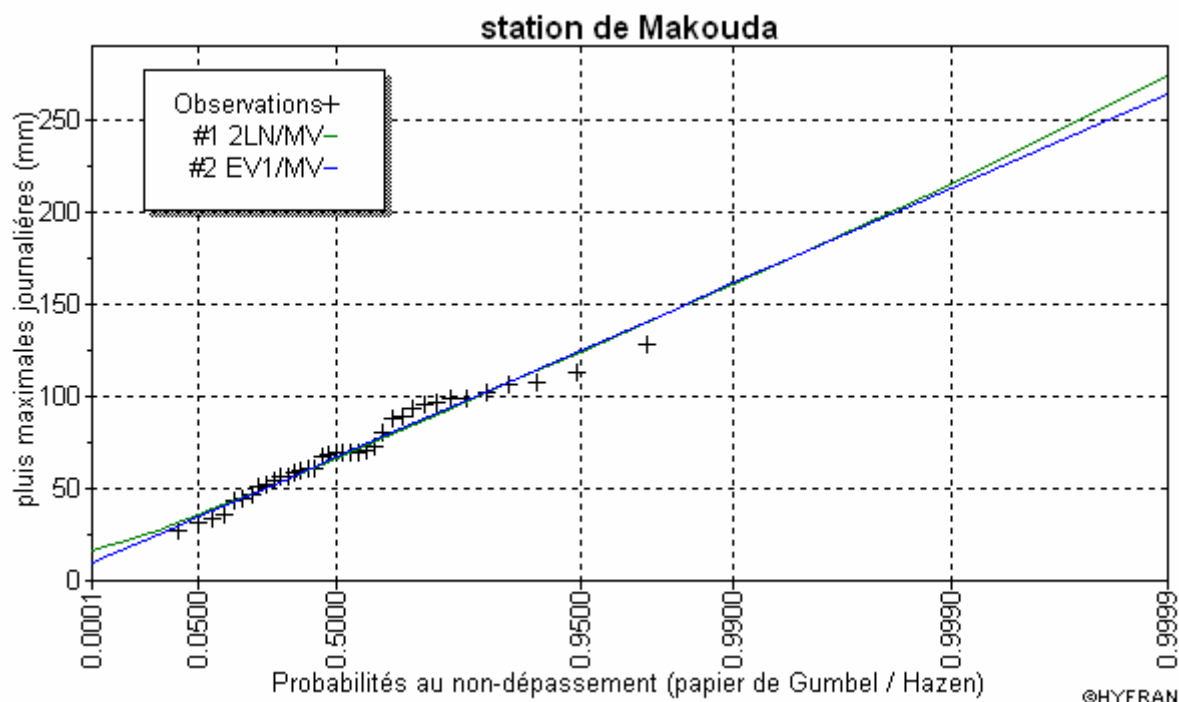


Figure N°III-08 : Comparaison entre les deux ajustements.

Commentaire :

D'après les deux droites d'ajustement, on constate qu'elle nous donne presque le même ajustement et celle de Galton est à considérer.

III/-4-4-3- Pluies de courte durée I.D.F (courbes : Intensité Durée Fréquence) : [B]

La pluie d'une durée t pour une telle fréquence est donnée par la formule de MONTANA :

$$P_{(t)} \% = P_j \% \left(\frac{t}{24} \right)^b ; \dots\dots\dots (III.14)$$

P_t : Pluie d'une durée (t) pour une fréquence voulue (mm).

P_j : Pluie maximale journalière pour la même fréquence (mm).

t : durée de la pluie (heures).

b : Exposant climatique (donnée)

Cet exposant climatique dépendant de la position géographique, déterminé à partir de la carte des isolignes de l'exposant climatique établi par K.BODY en Mai 1981.

On prend pour notre site : $b = 0,59$

$$\text{D'où : } P_{(t)} \% = P_j \% \left(\frac{t}{24} \right)^{0,34}$$

L'intensité des pluies est donnée par la formule suivante : **$I = P_t/t$**

La pluie et l'intensité de pluie d'un pas de temps voulu pour une fréquence voulue sont données dans le tableau ci-dessous :

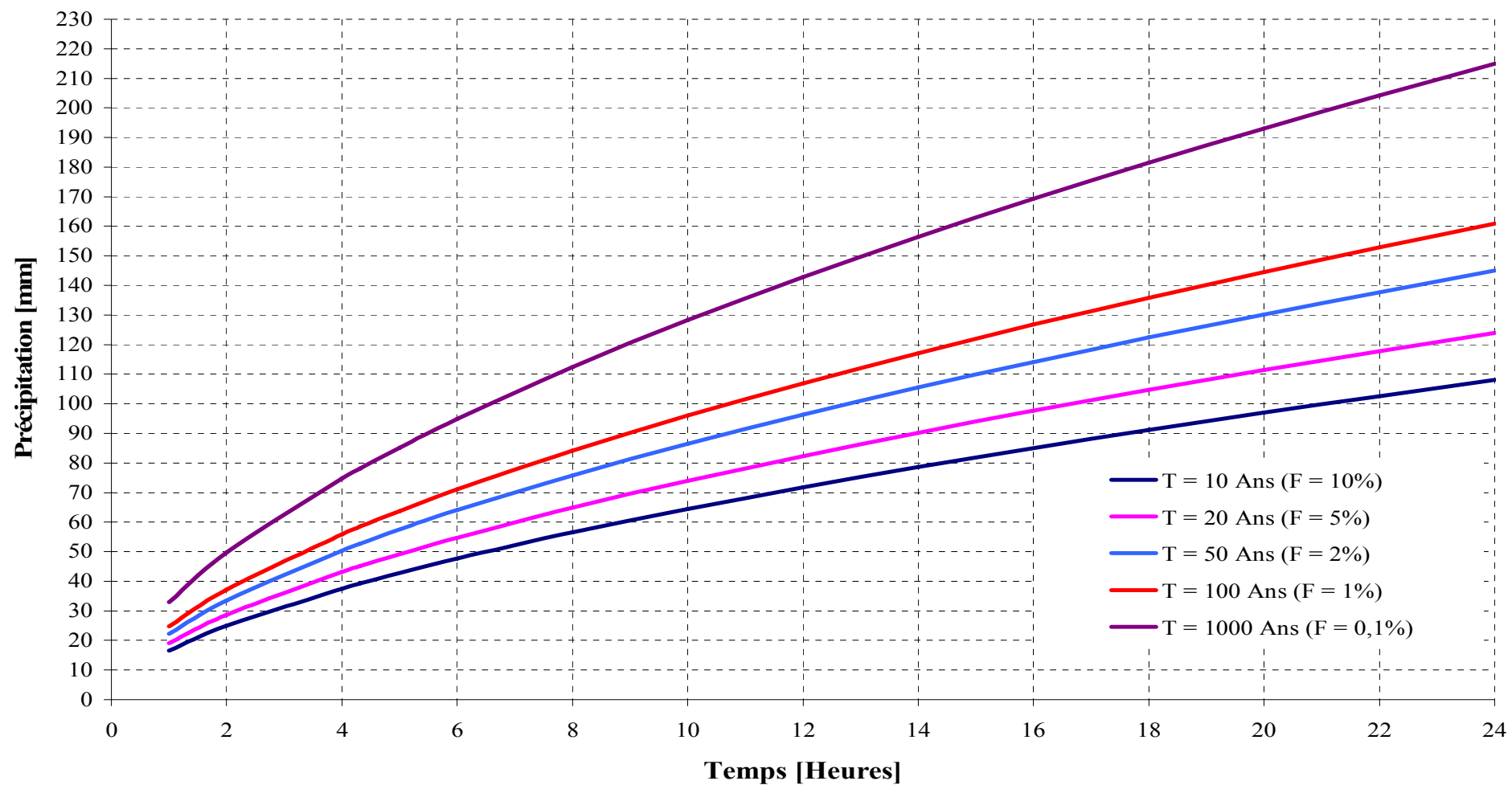
Tableau N°III-15 : Pluies de courte durée (mm)

Fréquence [%]	Période de retour [Ans]	Temps [Heure]														
		1	2	4	4,32	5	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24
10	10	16,56	24,93	37,52	39,27	42,80	47,67	56,48	64,43	71,75	78,58	85,02	91,14	96,99	102,60	108,00
5	20	19,02	28,62	43,08	45,09	49,15	54,73	64,85	73,98	82,38	90,22	97,62	104,64	111,35	117,79	124,00
2	50	22,24	33,47	50,38	52,72	57,47	64,00	75,83	86,51	96,33	105,50	114,15	122,36	130,21	137,74	145,00
1	100	24,69	37,16	55,94	58,54	63,81	71,06	84,20	96,05	106,96	117,14	126,75	135,87	144,58	152,94	161,00
0.1	1000	32,97	49,63	74,70	78,17	85,21	94,89	112,44	128,27	142,83	156,43	169,26	181,44	193,07	204,24	215,00

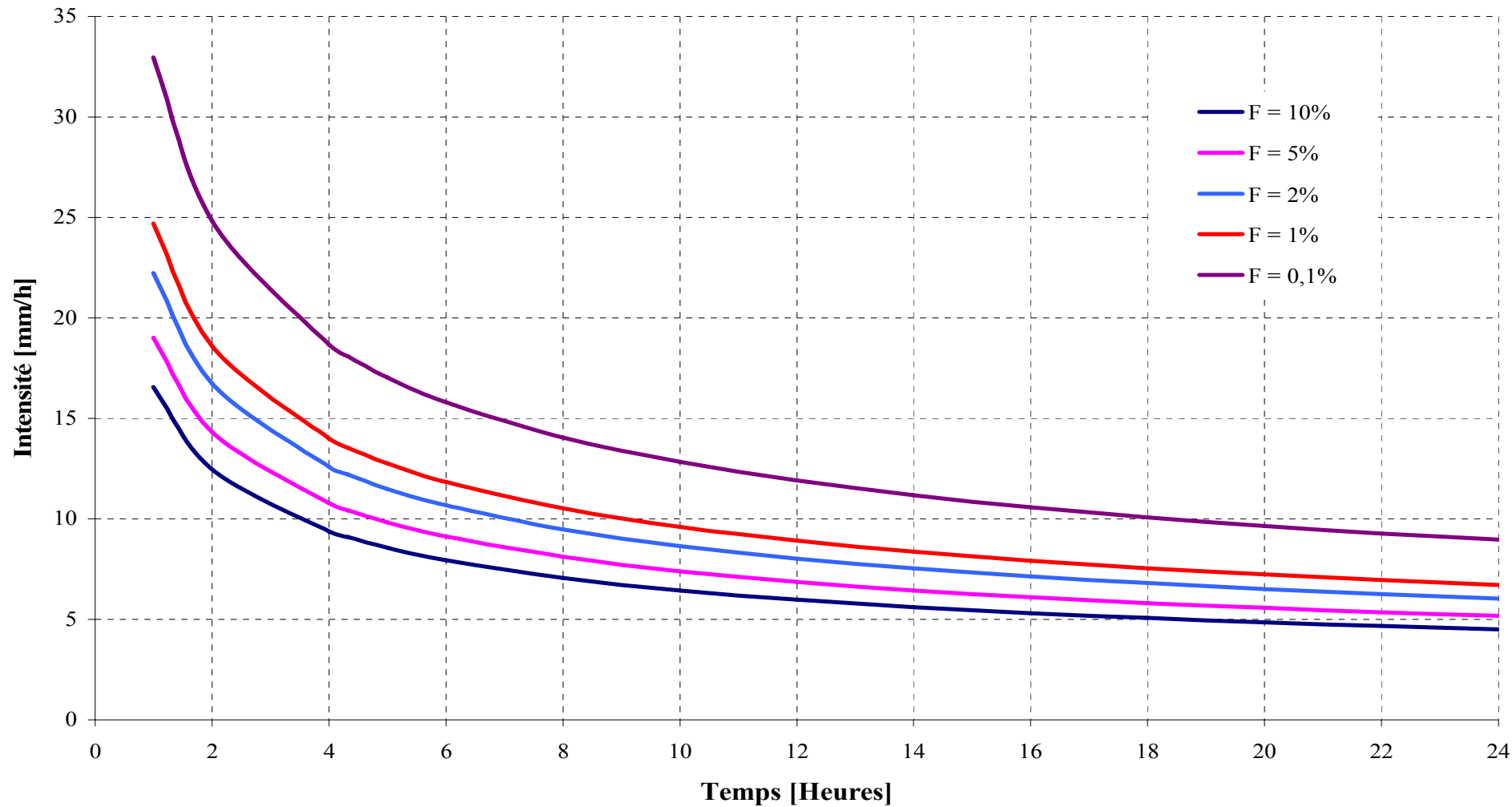
Tableau N°III-16 : Intensité des pluies It (mm/h)

Fréquence [%]	Période de retour [Ans]	Temps [Heure]														
		1	2	4	4,32	5	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24
10	10	16,56	12,46	9,38	9,09	8,56	7,94	7,06	6,44	5,98	5,61	5,31	5,06	4,85	4,66	4,50
5	20	19,02	14,31	10,77	10,44	9,83	9,12	8,11	7,40	6,86	6,44	6,10	5,81	5,57	5,35	5,17
2	50	22,24	16,73	12,60	12,20	11,49	10,67	9,48	8,65	8,03	7,54	7,13	6,80	6,51	6,26	6,04
1	100	24,69	18,58	13,98	13,55	12,76	11,84	10,53	9,61	8,91	8,37	7,92	7,55	7,23	6,95	6,71
0.1	1000	32,97	24,81	18,68	18,10	17,04	15,82	14,06	12,83	11,90	11,17	10,58	10,08	9,65	9,28	8,96

Figure N°III/-09: Pluies de Courte Durée



FigureN°III/-10: Intensité-Durée-Fréquence (IDF)



III/-5- Etudes des apports :

La détermination de ces apports est orientée de préférence aux observations hydrométriques, quand elles existent sur le bassin versant propre du site étudié ou par analogie avec un bassin voisin. A défaut de ces dernières, des modèles et des formules empiriques basés sur la pluviométrie devront être appliqués, ces modèles dépendent de la précipitation et du déficit.

$$Q=F(P-D)$$

Avec :

Q : débit annuel d'écoulement (apport).

P : précipitation moyenne annuelle.

D : déficit qui englobe toutes les pertes du bilan hydrologique.

Puisque les données hydrométriques ne sont pas disponibles au niveau de notre talweg principal, les apports seront estimés à l'aide des formules empiriques.

III/-5-1- Apport liquides :

A base de manque de séries hydrométriques au niveau du talweg principal, les apports seront estimés à partir des formules empiriques.

III/-5-1-1- Apport moyen interannuel (A_0) :[B]

L'insuffisance des données observées sur la station de Makouda .Pour ces raisons nous sommes obligés d'utiliser les formules empiriques pour estimer l'apport moyen.

a) Formule de l'ANRH :

$$\text{On a : } A_0 = 0.915 \cdot P^{2.684} \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots (III.15)$$

P : Pluie moyenne annuelle (m).

S : Superficie du bassin versant (Km²).

$$\text{AN : } A_0 = 18,40 \text{ Mm}^3$$

b) Formule de MEDINGUER :

$$\text{On a : } Le = 1024 (P_{\text{moy}} - 0.26)^2 \dots\dots\dots (III.16)$$

Le : Lamé d'eau écoulée (mm).

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

$$\text{AN : } Le = 306,39 \text{ mm}$$

On a encore :

$$A_0 = Le * S$$

$$\text{AN : } A_0 = 21,43 \text{ Mm}^3$$

c) Formule de TURC :

$$A_0 = L_e * S$$

$$L_e = P_{\text{moy}} - D$$

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

D : Déficit de l'écoulement (mm).

$$D = \left[\frac{P_{\text{moy}}}{0.9 + \left(\frac{P_{\text{moy}}}{L} \right)^2} \right] (\text{mm}) \dots\dots\dots (\text{III.17})$$

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

L : Variable théorique

T_{moy} : Température moyenne annuel de l'air ; $T=18^\circ\text{C}$

$$A.N : L = 1041,60 \quad ; \quad D = 537,90 \text{ mm.} \quad L_e = 269,10 \text{ mm}$$

$$A_0 = 18,82 \text{ Mm}^3.$$

d) Formule de SAMIE :

$$L_e = P_{\text{moy}}^2 (293 - 2,2\sqrt{S}) \dots\dots\dots (\text{III.18})$$

P_{moy} : Pluie moyenne en [m] ;

S : Surface du bassin versant en [km^2] ;

L_e : Lame d'eau écoulée en [mm].

$$A.N : L_e = 178,83 \text{ mm}$$

$$A_0 = 12,51 \text{ Mm}^3$$

e) Formule de CHAUMONT:

Cette relation donne le coefficient de ruissellement par la relation suivante:

$$C_e = 0.6(1 - 10^{-0.36P^2}) \dots\dots\dots (\text{III.19})$$

Où :

P : précipitation moyenne (m).

La lame d'eau écoulée est donnée par la relation :

$$L_e = P \cdot C_e$$

$$A = L_e \cdot S$$

$$A.N : C_e = 0,25 \quad L_e = 201,99 \text{ mm} \quad A_0 = 14,13 \text{ Mm}^3$$

Tableau °N III-17: récapitulatif des apports:

La formule	L'apport moyen annuel (Mm ³)
Formule de l'ANRH	18,40
Formule de MEDINGUER	21,43
Formule de TURC	18,82
Formule de SAMIE	12,51
Formule de ChHUMONT	14,13

Commentaire :

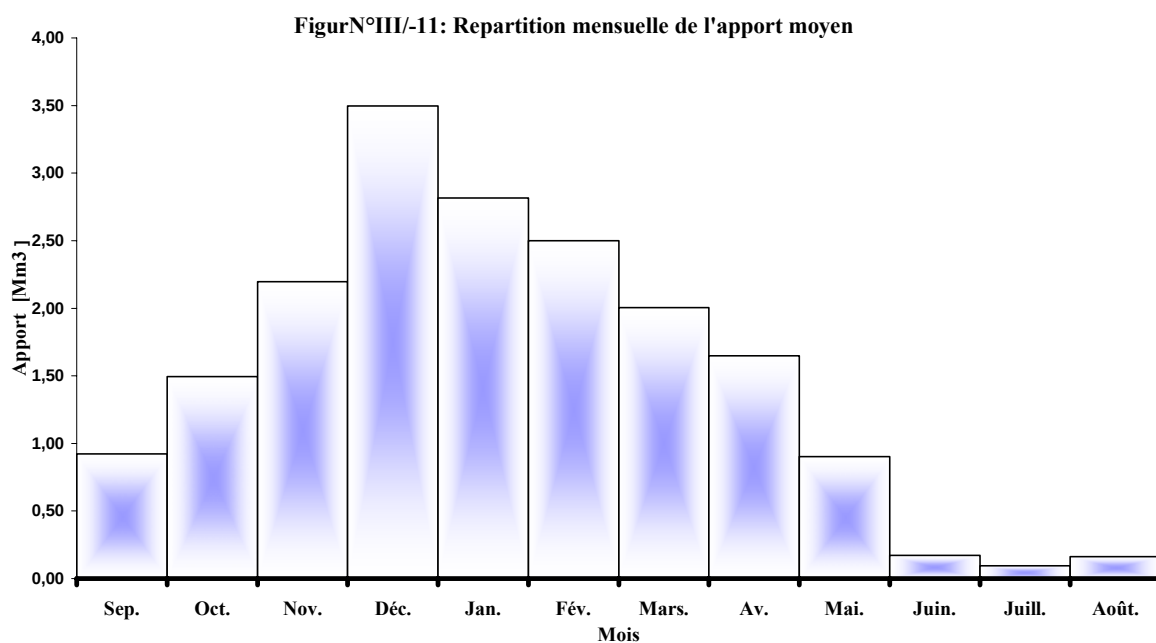
Vu les résultats des différentes méthodes qui varient d'une méthode à une autre. On a choisit celle qui est la plus commode donc on adopte $A_0 = 18,40 \text{ Mm}^3$ donnée par la formule de l'ANRH qui est la plus proche de la moyenne des autres valeurs

III/-5-1-2- Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen :

D'après le schéma de répartition mensuelle de la pluviométrie exprimé en pourcentage, sa transformation en schéma de répartition mensuelle des apports, s'effectue en faisant le produit du (%) pluviométrique de chaque mois par l'apport annuel retenu, le tableau ci-dessous résume les apports mensuels

Tableau N°III-18 : répartition mensuelle de l'apport liquide moyen.

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars.	Av.	Mai.	Juin.	Juill.	Août.	Année
Apport [%]	5,02	8,12	11,94	19,00	15,30	13,58	10,89	8,96	4,90	0,93	0,51	0,88	100
Apport [Mm ³]	0,92	1,49	2,20	3,50	2,82	2,50	2,00	1,65	0,90	0,17	0,09	0,16	18,40



III/-5-1-3- Caractéristiques de l'écoulement :[B]**a) Module de l'écoulement :**

Il est donné par : $Me = A_{\text{moy}} / T$

A_{moy} : Apport moyen annuel [l].

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

$$A.N : \quad Me = 583,46 \text{ l/s}$$

b) Module de l'écoulement relatif (spécifique) :

On a : $M_0 = Me / S_{\text{bv}}$.

M_0 : Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km^2).

$$A.N : \quad M_0 = 8,34 \text{ l/s/Km}^2.$$

c) Lame d'eau écoulée :

$L_e = A_{\text{moy}} / S_{\text{BV}}$.

$$A.N : \quad L_e = 263,05 \text{ mm}$$

d) Coefficient de l'écoulement :

Il est donné par : $C_e = L_e / P_{\text{moy}}$ $AN : \quad C_e = 0.33$.

III-5-2- Apports fréquentiels :

Pour le dimensionnement de notre barrage, une étude des apports fréquentiels parait nécessaire. Pour cela, il faut tout d'abord calculer le coefficient de variation.

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

$$A\% = \frac{A_0}{\sqrt{C_v^2 + 1}} e^{\mu \sqrt{\ln(C_v^2 + 1)}} \dots\dots\dots (III.20)$$

Avec : $A\%$: Apport de fréquence donnée.

μ : Variable réduite de Gauss.

A_0 : Apport moyen annuel (Hm^3).

C_v : Coefficient de variation.

Pour la détermination du coefficient de variation C_v des apports annuels au barrage Zaouïa, on a utilisé le coefficient de variation de la série des apports relevés au niveau de la station de Makouda.

Les calculs sont effectués à partir des formules empiriques, à savoir :

a) Formule Algérienne de N.N PADOUM :

Cette formule donne de bons résultats de l'estimation du coefficient de variation de l'apport annuel et en plus elle est établie à partir d'une analyse statistique de 42 oueds du nord de l'Algérie cette relation s'écrit comme suit :

$$C_v = 0.93 K / M_0^{0.23} \dots\dots\dots (III.21)$$

Avec : K : coefficient de réduction K= (0.25-1.00) on prend K=0.65

M_0 : module spécifique du bassin versant en (l/s/km²).

$$C_v = 0.37$$

b) Formule de SOKOLOVSKY :

$$C_v = 0.78 - 0.29 \log_{10} M_0 - 0.063 \log_{10} (S + 1) \dots\dots\dots (III.22)$$

M_0 : Module spécifique du bassin versant en (l/s/km²).

S : Surface du bassin versant (Km²).

$$C_v = 0.40$$

c) Formule de KRISTEKLY MENKEL:

$$C_v = 0.83 / (S^{0.06} \cdot M_0^{0.27}) \dots\dots\dots (III.23)$$

M_0 : module de l'écoulement relatif $C_v = 0.36$

d) Formule de ANTONOV :

$$C_v = 0.7 / (S + 1000)^{0.097} \dots\dots\dots (III.24)$$

$$C_v = 0,36$$

Tableau N°III-19: récapitulatif des C_v

Formule	Le coefficient de variation C_v
Algérienne de N.N. PADOUM	0,37
SOKOLOVSKI	0,40
KRISTEKLY MENKEL	0,36
ANTONOV	0,36

On opte pour la formule Algérienne de N.N. PADOUM, car elle nous donne une valeur de coefficient de variation plus proche de la moyenne, c'est-à-dire que $C_v = 0,37$

L'apport fréquentiel est alors : $A_{\%} = 17,26 e^{0,36\mu}$

Les résultats de calcul pour les différentes fréquences sont donnés dans le Tableau N°III/-20.

Tableau N°III-20 : Les apports de différentes fréquences.

Période de retour	5/4	10	20	50	100	1000
Fréquence P (%)	80	10	5	2	1	0,1
variable de Gauss	-0,84145	1,28229	1,64308	2,05046	2,32723	3,15954
Apport (Mm ³)	12,75	27,39	31,18	36,11	39,89	53,83

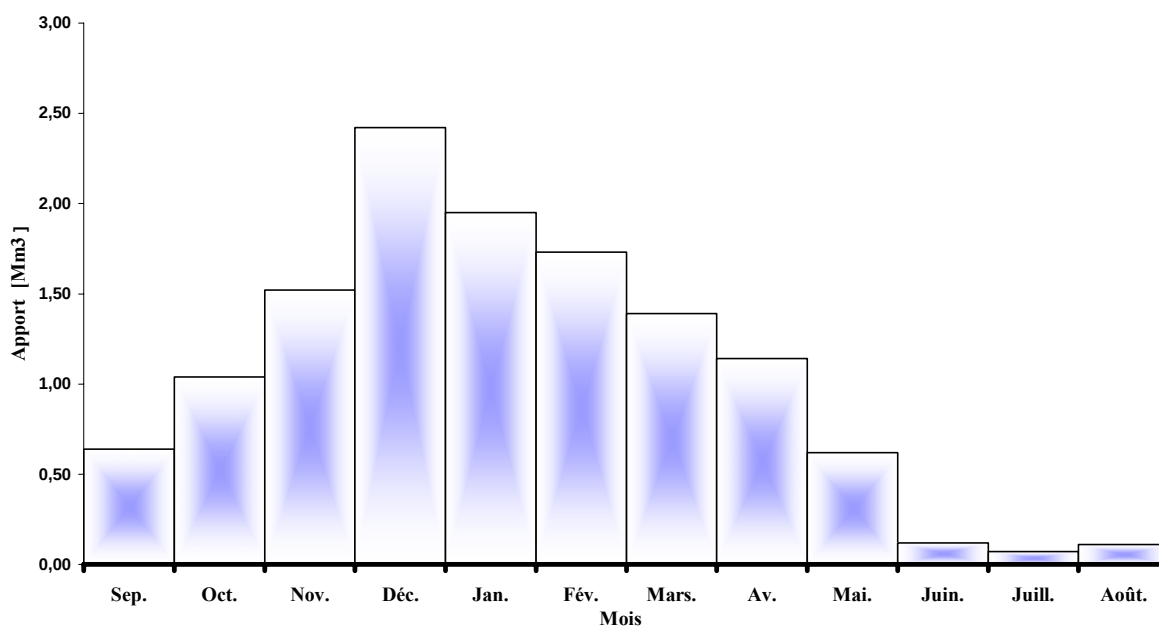
Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%.

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a : $A_{80\%} = 12,75 \text{ Mm}^3$

Remplissage garanti de 8 années sur 10.

Tableau N°III-21 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars.	Av.	Mai.	Juin.	Juill.	Août.	Année.
Apport [%]	5,02	8,12	11,94	19	15,3	13,58	10,89	8,96	4,9	0,93	0,51	0,88	100
Apport 80% [Mm ³]	0,64	1,04	1,52	2,42	1,95	1,73	1,39	1,14	0,62	0,12	0,07	0,11	12,75

FigurN°III/-11: Repartition mensuelle de l'apport moyen

III/-5-3- Transport solide :[B]

Ces apports solides dépendent de l'étendue du relief du B.V, de la résistance à l'érosion de sol, liée elle-même à la végétation par la présence des racines et à la nature géologique des roches et au régime des pluies et des températures.

Détermination du volume mort :

Généralement, le volume mort est destiné à maintenir un niveau de saturation aux environs de la digue, de maintenir l'équilibre écologique et de servir de réservoir pour stocker les sédiments. La quantité des sédiments qui se dépose dans la cuvette du barrage est une partie de l'écoulement solide du cours d'eau. Les dépôts durant les premières années d'exploitation présentent un grand pourcentage de cet écoulement mais au fur et à mesure que l'envasement se poursuit ce taux devient minime.

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

La formule utilisée est empruntée au guide maghrébin pour l'exécution des études et des travaux de retenues collinaires, éditée par le P.N.U.D. /O.P.E. en mai 1987.

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

a)Formule de TIXERONT:

Elle tient compte de la répartition du bassin Versant en fonction de sa perméabilité et

$$s'écrit. \quad Ts = \alpha \cdot L_0^{0.15} \dots\dots\dots (III.25)$$

Avec :

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

L₀ : la lame écoulée en (mm).

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant,

α=350(faible à moyenne).

Soit :

$$Ts = 807,37 \text{ (t/Km}^2\text{/an)}.$$

Le volume mort est estimé à :

$$Vm = (1.05 - 1.10) \frac{QsT}{\delta s} \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots (III.26)$$

Qs : Le débit solide (t/an)

δs : Poids spécifique de la vase humide (δs = 1.2 t/m³).

$$Qs = Ts \cdot S.$$

S : Superficie du bassin versant.

$$AN : \quad Qs = 56475,53 \text{ t/an}$$

T : Délai de service ; T = 50 ans.

D'où :

$$Vm = 2,60 \text{ Mm}^3$$

III/-6- Etude des crues :

Le but de cette partie est de déterminer les hydrogrammes de crues fréquentielles sur le bassin versant et de définir les débits maxima probables correspondants.

La détermination de ces hydrogrammes de crues probables ne reste pas sans difficultés quant au choix de la méthode utilisée surtout en absence de données.

Pour ce fait, des formules empiriques ont été développées pour l'estimation des débits maxima probables, et on procédera pour la construction des hydrogrammes de crues par la méthode des isochrones ou la méthode de l'hydrogramme synthétique

Les paramètres définissant une crue est :

- 1- Le débit maximum de la crue (débit de pointe).
- 2- Le volume de la crue.
- 3- La forme de la crue (Hydrogramme de crues).
- 4- Le temps de base.

III/-6-1- Détermination des débits maximaux fréquents par les formules empiriques : [B]

a) Formule de MALLET-GAUTHIER :

$$\text{On a : } Q_{\max, p\%} = 2.K.\log(1 + 20 P_0) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4\log T - \log S}$$

$Q_{\max P\%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m^3/s).

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

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

L : Longueur du talweg principal (Km).

K : Constante dépendant des caractéristiques géographiques et climatiques du bassin :

$$3 < K < 4 \quad \text{On prend } K = 3,5.$$

T : Période de retour (an).

Débits maxima des crues de différentes périodes de retour :

Période de retour [An]	10	20	50	100	1000	10000
$Q_{\max P\%} [\text{m}^3/\text{s}]$	262,72	308,81	360,81	395,63	493,99	575,78

b) Formule de POSSENTI :

$$\text{On a : } Q_{p\%} = \frac{\mu P_{\max j\%} S}{L_p}$$

$P_{\max p\%}$: Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée (m)

μ : Coefficient compris entre 700 – 800 ; On prend $\mu = 750$.

L_p : Longueur du cours d'eau principal (Km).

Débits maxima des crues de différentes périodes de retour :

Période de retour [An]	10	20	50	100	1000	10000
$Q_{\max P\%} [m^3/s]$	339,48	392,92	458,93	509,22	682,11	870,71

c) Formule de TURRAZA :

On a :
$$Q_{\max P\%} = \frac{C \cdot I_{tc}}{3.6} S$$

S : Superficie du bassin versant (Km²).

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

I_{tc} : Intensité des pluies pour une fréquence donnée (mm/h).

Des études effectuées à l'A.N.R.H montrent qu'on adopte pour Cr les valeurs données dans le tableau ci-dessous :

Débits maxima des crues de différentes périodes de retour :

Fréquence (%)	10	5	2	1	0,1	0,01
C	0,5	0,55	0,60	0,70	0,80	0,9
I_{tc}	13,96	16,15	18,87	20,93	28,04	35,79
$Q_{\max P\%} [m^3/s]$	135,63	172,59	219,99	284,68	435,87	625,88

d) Formule de SOKOLOVSKY :

On a :
$$Q_{\max P\%} = \frac{0.28(P_{tc} - H_0)\alpha FS}{T_m}$$

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

$T_m = T_c$: temps de concentration.

F : Coefficient de forme de la crue : $F = 12 / (4 + 3 \cdot \gamma)$

H_0 : C'est la perte d'eau initiale. Au nord de l'Algérie $H_0 = 14$ mm

Pour $S < 50$ Km². $\gamma = 2$.

Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable $2 \leq \gamma \leq 2.5$

Pour un bassin boisé $3 \leq \gamma \leq 4$.

On prend : $\gamma = 2,5$. D'où : **F = 1,04**

S : Superficie du bassin (Km²).

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

Débits maxima des crues de différentes périodes de retour

Période de retour [an]	10	20	50	100	1000	10000
Pct [mm]	60,29	69,78	81,50	90,43	121,13	154,62
α	0,5	0,55	0,6	0,7	0,8	0,9
$Q_{\max p\%}$ [m ³ /s]	109,13	144,66	190,96	252,27	404,11	596,74

e) Formule de GIANDOTTI :

$$\text{On a : } Q_{\max p\%} = \frac{C.S h_{tcp\%} \sqrt{h_{moy} - h_{min}}}{4\sqrt{S} + 1,5 L}$$

S : Surface du bassin versant en Km² ;

L : longueur du talweg principal en Km ;

h_{moy} : Altitude moyenne en m ;

h_{min} : Altitude minimale en m ;

$h_{tc,p\%}$: Lane d'eau précipitée pour une probabilité donnée et d'une durée égale au temps de concentration des eaux.

C : Coefficient topographique variant entre 66 et 166. On prend C = 110.

Débits maximums des crues de différentes périodes de retour :

Période de retour [An]	10	20	50	100	1000	10000
$Q_{\max P\%}$ [m ³ /s]	9,61	134,17	155,29	181,37	201,25	269,57

Tableau N°III/-22: Récapitulatif des débits maxima de crue:

Méthodes	Période de retour (ans)					
	10	20	50	100	1000	10000
Formule de MALLET-GAUTHIER	262,72	308,81	360,81	395,63	493,99	575,78
Formule de POSSENTI	339,48	392,92	458,93	509,22	682,11	870,71
Formule de TURRAZA	135,63	172,59	219,99	284,68	435,87	625,88
Formule de SOKOLOVSKY	109,13	144,66	190,96	252,27	404,11	596,74
Formule de GIANDOTTI	9,61	134,17	155,29	181,37	201,25	269,57

Commentaire :

Sur la base de ces résultats, les valeurs adoptées sont celle de Sokolovsky: car du fait que cette méthode est la plus proche de la moyenne et c'est une formule qui est d'usage très répandue chez les hydrologues du Nord d'Afrique, celle-ci tient compte de plusieurs paramètres caractérisants le bassin versant (la pluie fréquentielle qui correspond au temps de concentration, perte d'eau initiale, le coefficient de ruissellement, la surface du bassin versant, la forme de la crue et du temps de montée de la crue) et c'est pour cette raison qu'on a adopté la méthode de Sokolovski.

III/-6-2- Détermination des hydrogrammes de crues probables par la méthodes de Sokolovsky :[B]

La Méthode de Sokolovski assimile l'hydrogramme de crues à deux équations paraboliques, l'une pour la montée et l'autre pour la décrue.

. Pour la montée de la crue
$$Q_m = Q_{\max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^x$$

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

Avec :

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

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

t_m : temps de la montée de la crue en heures ;

t_d : temps de la décrue en heures ;

$Q_{\max}$: débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m^3/s) ;

x, y : Puissance des courbes ;

$x=2$ pour la montée de la crue.

$Y=3$ pour la décrue.

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

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

➤ $t_d = \delta t_m$;

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

($\delta=3$; voir le Tableau N°III-23) ;

$t_d = 3.4,32 = 12,96$ heures ;

Tableau N°III-23 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ

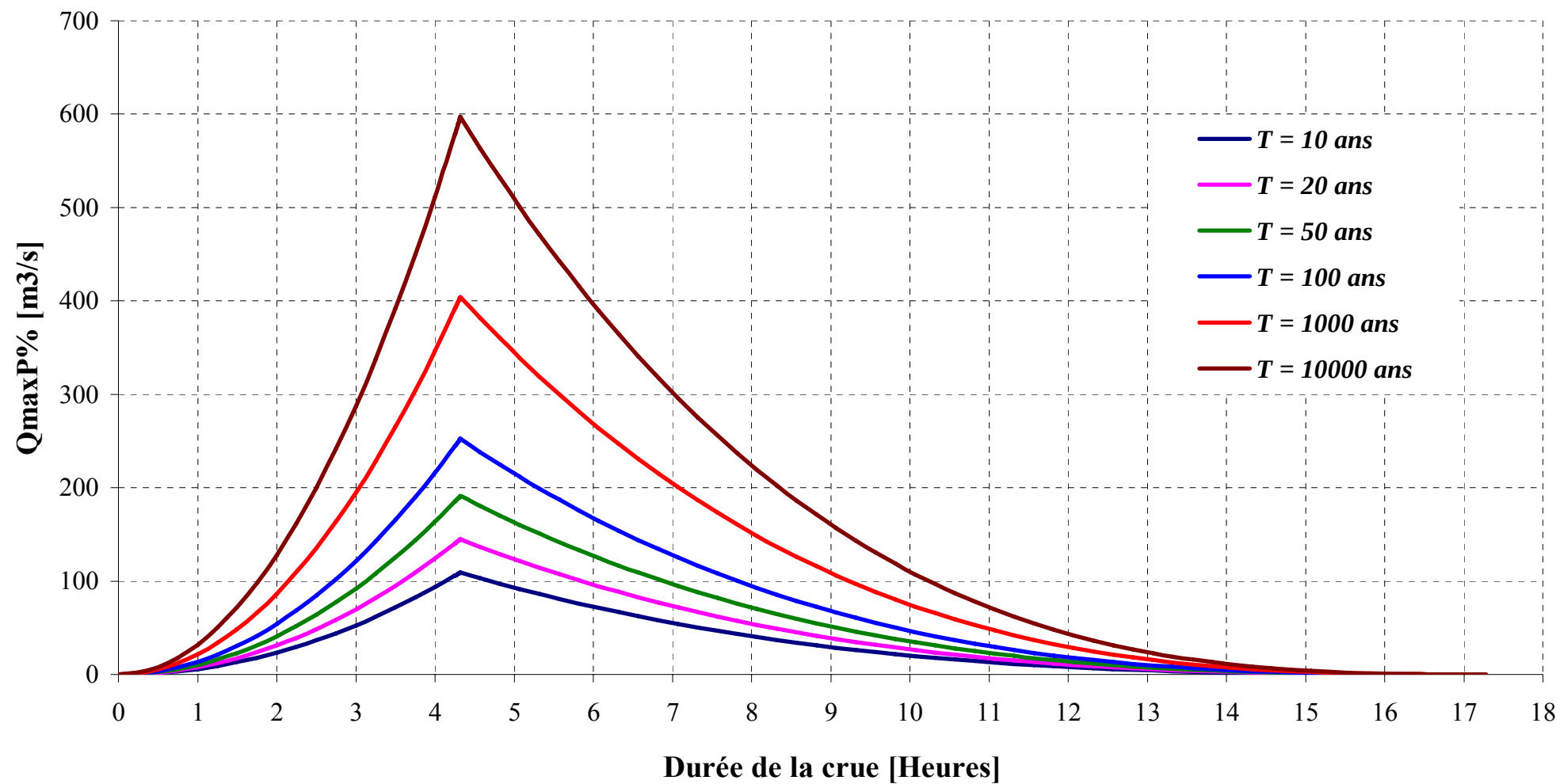
Description du cours d'eau	Valeur de δ
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2,0 – 2,5
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales.	3,0 – 4,0
Grands et moyens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

Les hydrogrammes de crues pour différentes période de retour sont données par le tableau N°III/-24 et la Figure N°III/-15.

Tableau N°III-24 : Les hydrogramme de crues.

Temps (h)	Période de retour (ans)					
	10	20	50	100	1000	10000
0	0	0	0	0	0	0
0,5	1,46	1,94	2,56	3,38	5,41	7,99
1	5,85	7,75	10,23	13,52	21,65	31,98
1,5	13,16	17,44	23,02	30,41	48,72	71,94
2	23,39	31,00	40,93	54,07	86,61	127,90
2,5	36,55	48,45	63,95	84,48	135,33	199,85
3	52,63	69,76	92,09	121,66	194,88	287,78
3,5	71,63	94,95	125,35	165,59	265,26	391,70
4	93,56	124,02	163,72	216,28	346,46	511,61
4,32	109,13	144,66	190,96	252,27	404,11	596,74
4,82	97,19	128,83	170,07	224,67	359,90	531,46
5,32	86,16	114,21	150,77	199,17	319,05	471,13
5,82	76,00	100,73	132,98	175,67	281,41	415,55
6,32	66,66	88,36	116,65	154,10	246,85	364,52
6,82	58,13	77,05	101,71	134,37	215,24	317,84
7,32	50,35	66,74	88,11	116,40	186,46	275,34
7,82	43,31	57,40	75,78	100,10	160,36	236,80
8,32	36,95	48,98	64,65	85,41	136,82	202,04
8,82	31,25	41,42	54,67	72,23	115,70	170,85
9,32	26,16	34,68	45,78	60,48	96,88	143,06
9,82	21,66	28,71	37,91	50,07	80,21	118,45
10,32	17,71	23,48	30,99	40,94	65,58	96,84
10,82	14,27	18,92	24,97	32,99	52,84	78,03
11,32	11,31	14,99	19,79	26,14	41,87	61,84
11,82	8,79	11,65	15,38	20,31	32,54	48,05
12,32	6,67	8,84	11,67	15,42	24,70	36,48
12,82	4,93	6,53	8,62	11,39	18,24	26,94
13,32	3,52	4,66	6,15	8,13	13,02	19,22
13,82	2,40	3,19	4,21	5,56	8,90	13,14
14,32	1,55	2,06	2,72	3,59	5,76	8,50
14,82	0,93	1,24	1,63	2,16	3,46	5,11
15,32	0,51	0,67	0,88	1,17	1,87	2,76
15,82	0,23	0,31	0,41	0,54	0,86	1,27
16,32	0,08	0,11	0,14	0,19	0,30	0,45
16,82	0,02	0,02	0,03	0,04	0,06	0,09
17,28	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

FigureN°-13:Hydrogrammes de crues probables



III/-6-3 Choix de la crue de projet :

Elle est définie comme étant la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer sans dommages graves à l'aval. Le choix de la crue de ce projet dépend essentiellement de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des conséquences qui peuvent être causées à l'aval et des considérations technico-économiques liées à l'aménagement et à environnement.

Autrement dit, il s'agit de chercher un compromis optimum entre l'aspect économique de la construction et les risques en 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 -Dommages 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

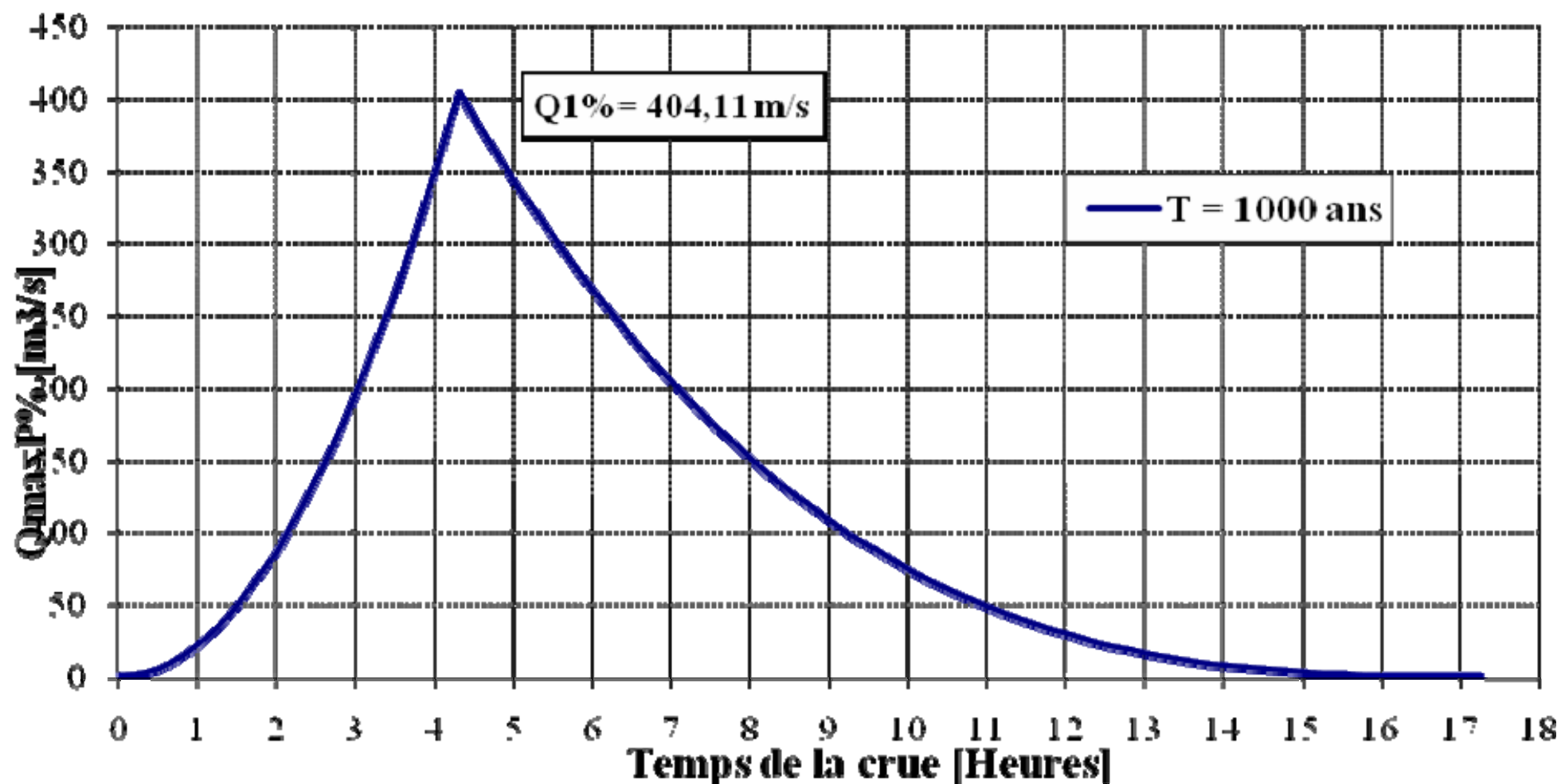
Pour notre cas on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont un peu compliquées, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval est moyennement élevé (site un peu éloigné des zones urbaines- volume d'emmagasinement relativement important).

Alors nous optons pour une crue de projet de probabilité de 0,1% (T = 1000 Ans) en vérifiant le comportement de l'ouvrage pour la période de retour de 10000 ans.

D'où $Q_{1\%} = 404,11 \text{ m}^3/\text{s}$

NB :

L'hydrogramme de la crue de projet ($Q_{0,1\%}$) et celui tracé par la méthode de Sokolovsky est donné dans la Figure N°III/-16.

Figure N° -14: Hydrogramme de la crue de Projet

III/-7- Régularisation de l'écoulement :

La régularisation de l'écoulement fluvial est la répartition de celui-ci dans le temps d'une façon régulière pour compenser les déficits de la demande. On distingue la régularisation annuelle (saisonnière) quand l'écoulement annuel d'une fréquence donnée peut couvrir la demande en eau durant une année et aussi les pertes d'eau du barrage. Ce type de régularisation permet de déterminer une restitution en eau optimale qui est destinée à satisfaire des besoins limités. Si l'écoulement annuel d'une fréquence donnée est inférieure à la somme de la demande exigée et des pertes d'eau, il devient impératif de faire appel à la régularisation interannuelle, c'est à dire pour satisfaire les besoins d'une année quelconque, il faut prendre une partie de l'écoulement des années précédentes déjà stockées dans le volume interannuel.

Les calculs de la régularisation annuelle sont fondés sur le bilan hydrique du barrage pour des intervalles de temps mensuels et sous forme de différents scénarios permettant de choisir le volume du barrage le plus grand de point de vu capacité. Les données topographiques, géologiques, climatiques, hydrologiques ainsi que les restitutions garanties sont les outils de base pour les calculs. Le choix de la garantie de calcul est établi en fonction des écarts relatifs dus aux facteurs intervenants sur le produit final alimenté en eau à partir du barrage. Pour chaque domaine d'activité on recommande une valeur probable de cette garantie.

Pour ce faire ce type de régularisation, on utilise la méthode du bilan d'eau, elle nécessite la connaissance des données de base telles que :

- les répartitions mensuelles des apports, d'évaporation sur la retenue et les pertes par infiltration.
- la courbe (Hauteur-Capacité-Surface) du plan d'eau provenant de dépouillement de la carte topographique de la cuvette.
- les besoins en eau des utilisateurs.

III/-7-1- Courbes caractéristiques de la retenue : [C]

Si on suppose que notre cuvette est comprise entre une côte minimale de 65 m et une côte maximale de 105m.

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

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

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

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

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

ΔV_i : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives (m^3)

Le Tableau N°III/-27 donne les caractéristiques topographiques de la retenue.

- courbe capacité-hauteur $H=f(V)$
- courbe surface-hauteur. $H=f(S)$

Tableau N°III-25 : Caractéristiques topographiques de la retenue.

Hauteur [m]	Cotes [mNGA]	ΔH [m]	S [Km ²]	ΔV [Mm ³]	V [Mm ³]
0	65	0	0,00	0,00	0,00
5	70	5	0,35	1,14	1,14
10	75	5	0,842	2,98	4,12
15	80	5	1,520	5,91	10,02
20	85	5	2,281	9,50	19,52
25	90	5	2,973	13,14	32,66
30	95	5	3,862	17,09	49,75
35	100	5	4,857	21,80	71,54
40	105	5	6,439	28,24	99,78

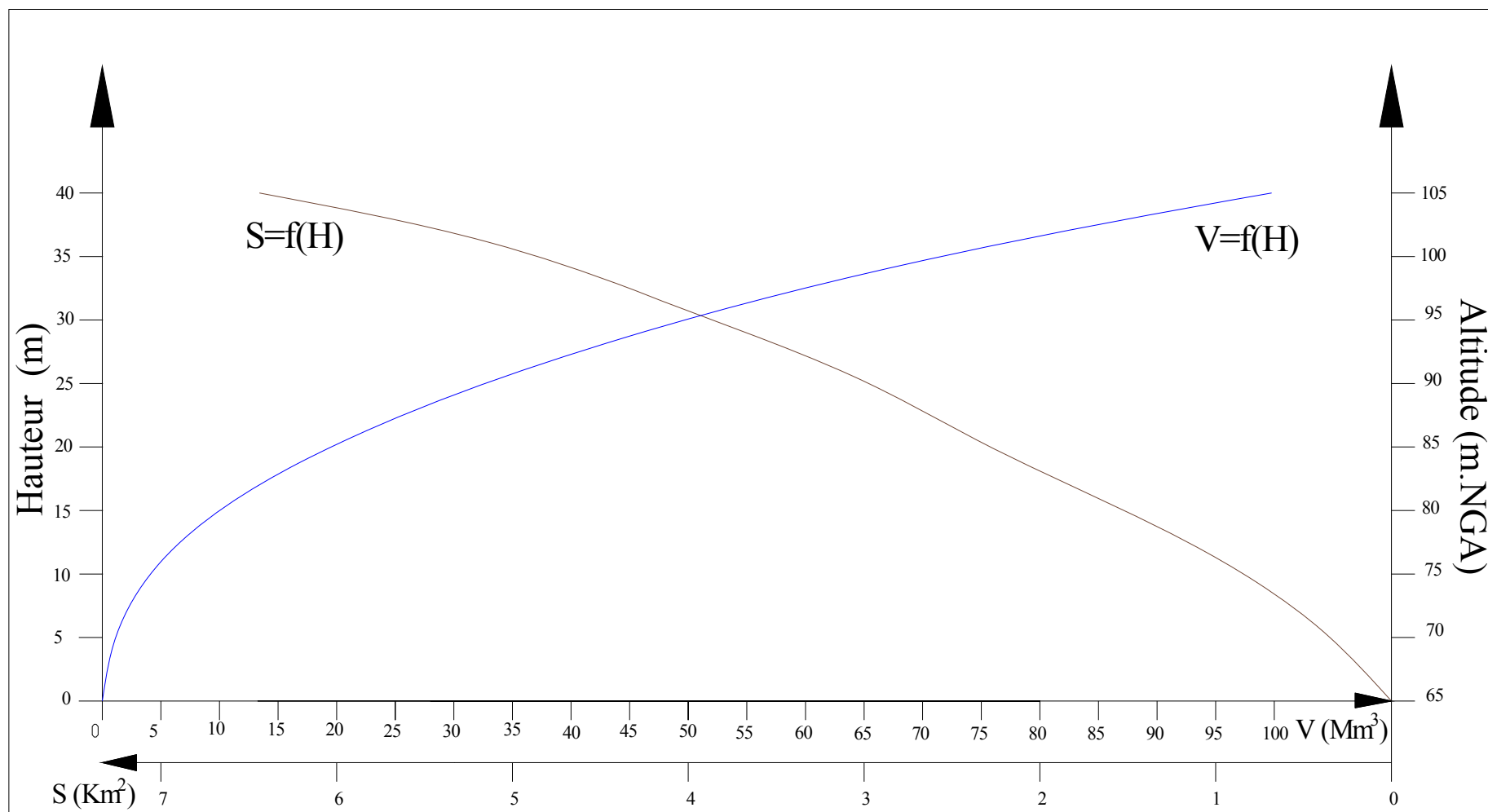


Figure N°III-15 : Courbes Capacité-Surface-Hauteur :

III/-7-2- Détermination de la garantie de la restitution :

Les retenues collinaires sont destinées pour l'irrigation dont la garantie de restitution est généralement prise égale à $P = 80\%$ qui répond à une marge des risques pondérés qui sont liés à un ou plusieurs facteurs influent directement ou indirectement sur le développement optimum de la culture. Dans notre cas la retenue zaouïa aura comme but la réalisation d'un stock d'eau pour l'irrigation des localités en amont à savoir les communes : makouda ; boujima ; ouagnoune ; et fréha.

III/-7-3- Détermination des besoins :

La restitution est la quantité d'eau qu'on doit garantir pour satisfaire les besoins en eau d'un secteur utilisateur donné. Dans notre cas, il s'agit des besoins en eau pour l'irrigation. La question posée consiste de déterminer la quantité d'eau mise à la disposition de l'irriguant. Cette quantité doit suffire pour couvrir en même temps les besoins des plantes et aussi pour couvrir les quantités perdues dans la retenue. Connaissant la durée de la saison végétative, la répartition de cette quantité est proportionnelle à l'évapotranspiration, soit aux déficits des écoulements mensuels des mois : avril, mai, juin, juillet, août et septembre, durant lesquels on prend les quantités nécessaires de la retenue collinaire pour l'irrigation. Les restitutions mensuelles exprimées en m^3 pour une surface irriguée de 900 ha, figurent dans le tableau 28.

Tableau N°III-26 : Les besoins mensuels pour l'irrigation :

Mois	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Av	Mai	Juin	Juill	Août	Sep	Année
m3/ha	0	0	0	0	0	133,33	744,44	1377,78	2733,33	3300	2466,67	2133,30	12888,85
Mm3	0	0	0	0	0	0,12	0,67	1,24	2,46	2,97	2,22	1,92	11,6

Source : D.H.W TIZI OUZOU

III/-7-4- Calcul du volume utile : [C]

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

- L'apport annuel $A_{80\%}$.
- La consommation $U_{80\%}$.
- Le volume mort de la retenue.

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

- Procédé de calcul :

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

La période à bonne hydraulicité est celle du mois d'octobre jusqu'au mois de mars.
Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau...

Tableau N°III-27 : Le volume utile de la retenue.

Mois	W80% [Mm3]	U80% [Mm3]	W-U [Mm3]	V [Mm3]
Octobre	1,04	0,00	1,04	10,40
Novembre	1,52	0,00	1,52	
Décembre	2,42	0,00	2,42	
Janvier	1,95	0,00	1,95	
Février	1,73	0,00	1,73	
Mars	1,39	0,12	1,27	
Avril	1,14	0,67	0,47	9,25
Mai	0,62	1,24	-0,62	
Juin	0,12	2,46	-2,34	
Juillet.	0,07	2,97	-2,90	
Août	0,11	2,22	-2,11	
Septembre	0,64	1,92	-1,28	

$V_s = 10,40 \text{ Mm}^3$.

$V_d = 9,25 \text{ Mm}^3$. Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$V_s > V_d$ **D'ou :** $V_u = V_d$ **Alors :** $V_u = 9,25 \text{ Mm}^3$.

Le volume de la retenue normale sera : $V_{NNR} = V_u + V_m$

D'où : $V_{NNR} = 11,75 \text{ Mm}^3$

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

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

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

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

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

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

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

III/-7-5- Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

Le niveau du volume mort NVM correspond à $V_m = 2,50 \text{ Mm}^3$

Le volume au niveau normal de la retenue NNR correspond à $V_{NNR} = 11,75 \text{ Mm}^3$.

$$V_{rf} = V_{ri} + (A - U)$$

Avec :

V_{rf} = Volume de remplissage final.

V_{ri} = Volume de remplissage initial.

S = Volume excédentaire à évacuer.

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau N°III/-30.

III/-7-6- Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes) :

Les pertes dans la retenue sont deux sortes :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

a- Pertes par évaporation :

ETP moyenne annuelle pour Zaouïa = 1108 mm

Tableau N°III-28 : Evaporation mensuelle.

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.	Jan.	Fév.	Mars.	Av.	Mai.	Juin.	Juill.	Août.	Année
Evaporation [mm]	112	74	42	30	31	46	80	100	129	144	162	158	1108

Source : ANRH

On a: $V_{ép} = E_v \cdot S_{moy}$

Avec: E_v : Evaporation mensuelle (mm)

S : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen.

" S_{moy} " : Tirée de la courbe (capacité- hauteur).

b- Pertes par infiltration:

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100}$$

Avec δ : Coefficient dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette.

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

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

Dans notre cas, on a un sol peu perméable (sol à faible perméabilité) alors on opte pour $\delta=0,75$. Le calcul des pertes est représenté dans le tableau N°III/-32 suivant :

Tableau N°III-29 Les volumes des pertes dans la retenue :

Mois	V _{moy} [Mm ³]	S _{moy} [km ²]	Es [mm]	V _{ep} [m ³]	V _{inf} [Mm ³]	Pertes [Mm ³]
Octobre	1,82	0,8694	74	64,3356	0,0182	0,0183
Novembre	1,28	0,7943	42	33,3606	0,0128	0,0128
Décembre	1,97	0,8896	30	26,688	0,0197	0,0197
Janvier	2,185	0,9182	31	28,4642	0,0219	0,0219
Février	1,84	0,8721	46	40,1166	0,0184	0,0184
Mars	1,56	0,8337	80	66,696	0,0156	0,0157
Avril	1,265	0,7922	100	79,22	0,0127	0,0127
Mai	0,88	0,7364	129	94,9956	0,0088	0,0089
Juin	0,37	0,6591	144	94,9104	0,0037	0,0038
Juillet.	0,095	0,6156	162	99,7272	0,0010	0,0010
Août	0,09	0,6148	158	97,1384	0,0009	0,0010
Septembre	0,375	0,6599	112	73,9088	0,0038	0,0038

D'après le Tableau N°III/-32 on a :

$$V's = 10,28 \text{ Mm}^3 \quad V'd = 9,27 \text{ Mm}^3$$

$$D'ou : V'u = V'd \quad \text{Alors : } V_u' = 9,27 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera : $V'_{NNR} = 11,76 \text{ m}^3$

Estimation de l'erreur :

$$\text{On a : } \zeta = \frac{V'u - Vu}{V'u} \cdot 100 \quad \zeta < 1\%$$

Donc on admet le volume utile : $Vu = 9,27 \text{ Mm}^3$

- Le volume normal de la retenue est : $V_{NNR} = 11,76 \text{ Mm}^3$
- La cote au niveau normal de la retenue est $NNR = 81 \text{ m NGA}$.

Tableau N°III-30- Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

Mois	A80%	U80%	A-U	1ère Consigne			2ème Consigne		
				Vri	Vrf	S	Vri	Vrf	S
Octobre	1,04	0	1,04	2,5	2,5		2,5	2,5	
				3,54	3,63	0	1,46	2,5	1,04
Novembre	1,52	0	1,52						
				5,06	5,15	0	2,39	2,5	0,11
Décembre	2,42	0	2,42						
				7,48	7,57	0	3,91	3,91	0
Janvier	1,95	0	1,95						
				9,43	9,52	0	6,33	6,33	0
Février	1,73	0	1,73						
				11,16	11,25	0	8,28	8,28	0
Mars	1,39	0,12	1,27						
				12,43	11,75	0,68	10,01	10,01	0
Avril	1,14	0,67	0,47						
				12,22	11,75	0,47	11,28	11,28	0
Mai	0,62	1,24	-0,62						
				11,13	11,12	0	11,75	11,75	0
Juin	0,12	2,463	-2,34						
				8,79	8,78	0	11,13	11,13	0
Juillet	0,07	2,968	-2,90						
				5,89	5,88	0	8,78	8,78	0
Août	0,11	2,216	-2,11						
				3,78	3,77	0	5,89	5,89	0
Septembre	0,64	1,92	-1,28						
				2,5	2,5	0	3,78	3,78	0
Total	12,75	11,6	1,15			1,15	2,5		1,15

Tableau N°III-31- Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes) :

Mois	A80%	U80%	Pertes	A-(U+P)	1ère Consigne d'exploitation			2ème Consigne d'exploitation		
					Vri	Vrf	S	Vri	Vrf	S
Octobre	1,04	0	0,0183	1,02	2,5	2,5		2,5	2,5	
Novembre	1,52	0	0,0128	1,51	3,52	3,52	0	1,49	2,5	1,01
					5,03	5,03	0	2,51	2,51	0
Décembre	2,42	0	0,0197	2,40	7,43	7,43	0	4,01	4,01	0
					9,36	9,36	0	6,41	6,41	0
Janvier	1,95	0	0,0219	1,93	11,07	11,07	0	8,34	8,34	0
					12,32	11,76	0,56	10,05	10,05	0
Février	1,73	0	0,0184	1,71	12,22	11,76	0,45	11,31	11,31	0
					11,13	11,13	0	11,77	11,77	0
Mars	1,39	0,12	0,0154	1,25	8,78	8,78	0	11,14	11,14	0
					5,89	5,89	0	8,79	8,79	0
Avril	1,14	0,67	0,0127	0,46	3,78	3,78	0	5,89	5,89	0
					2,5	2,5	0	3,78	3,78	0
Mai	0,62	1,24	0,0089	-0,63				1,01	2,5	1,01
Juin	0,12	2,463	0,0038	-2,35						
Juillet	0,07	2,968	0,0010	-2,90						
Août	0,11	2,216	0,0010	-2,11						
Septembre	0,64	1,92	0,0038	-1,28						
Total	12,75	11,6	0,1381							

III/-8- Laminage des crues :

Les débits des crues des bassins versant sont en général élevés du fait que les débits spécifiques sont d'autant plus importants que les bassins versants sont plus petits, ceci conduit à un évacuateur de crues surdimensionné et qui coûte cher ; en effet les caractéristiques sont celles qu'engendrent des averses de durée voisines du temps de concentration, les volumes d'eau qu'ils roulent restent faibles et pour peu que la surface du plan d'eau supérieur de la réserve soit grande. La tranche comprise entre le seuil du déversoir et la cote des plus haute eau sera faible.

Parmi tous les risques d'accident qui menacent l'existence d'un barrage en terre, la submersion de la digue est la plus grave.

Le déversement sur la crête de tel ouvrage est un phénomène très dangereux qui peut engendrer la rupture du barrage. Le débit qui passe à travers l'évacuateur de crue est inférieur à celui de la pointe de la crue à l'entrée de la retenue.

L'effet de laminage de crue dépend de la forme de l'hydrogramme de crue entrant, de la capacité de l'évacuateur de crue et de la forme de la partie supérieure de la retenue.

Pour cela une crue critique peut provoquer des dommages humains et matériels d'où l'importance de dimensionner correctement le barrage et son évacuateur de crue.

L'étude de laminage de crue va nous permettre de déterminer la cote maximale du plan d'eau, ainsi que le dimensionnement optimum de l'évacuateur de crue en fonction des hauteurs laminées sans affecter la sécurité globale de l'aménagement.

Cette étude peut se faire par calcul sur ordinateur, ou par des méthodes purement dite hydraulique, basées sur la formule de déversoir telles que : Hildenblat, Sorensen, Blackmore, Kotcherine, Step by Step et d'autre méthodes nous retenons trois méthodes celles de :

1. Méthode de Kotcherine.
2. Méthode de Hidenblat.
3. Ainsi que la méthode numérique de runche kuta.

Et en fin, les dimensions de l'évacuateur de crue, c'est-à-dire sa largeur obtenue par le laminage ainsi que la lame d'eau qui sera déversées doivent être justifiée par une étude d'optimisation ; vue que le coût de l'évacuateur de crue est d'environ la moitié de celui du barrage.

➤ **Principe de calcul :**

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

$$Q(t).dt = q(t).dt + S(t).dH$$

Avec : $Q(t)$: débit de crue entrant à l'instant (t) ;

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

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

Le débit cumulé à l'instant t est :

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

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

III/-8-1- Méthode de KOTCHERINE : [C]

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

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

Le débit d'évacuation est calculé en variant la largeur b de 25m à 70 d'après la formule suivante:

$$Q = mb\sqrt{2g} H_0^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots(III-58)$$

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

b: largeur du déversoir (en m).

H_0 : charge globale d'eau sur le déversoir dépend de la vitesse d'approche d'eau.

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} \dots\dots\dots(III-59)$$

H:charge d'eau sur le déversoir.

V_0 :vitesse d'écoulement dans le canal d'approche déterminée d'après la formule:

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

Tableau III-32 : Données initiales

Données initiales	
g	9,81 m²/s
□	1
Q_{1%}	404 ,11(m³/s)
W_{1%}	12,569(Mm³)
m	0,49
P	5 m

Tableau III-33 : Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE

Largeur b [m]	Hauteur [m]	Débit [m ³ /s]	Surface [m ²]	Vitesse [m/s]	V _{forcé} [Mm ³]
25	2,70	240,731	192,5	1,251	5,0999
30	2,47	252,762	224,1	1,128	4,6212
35	2,31	266,705	255,85	1,042	4,293
40	2,16	275,604	286,4	0,962	3,9098
45	2,04	284,579	316,8	0,898	3,7483
50	1,93	290,972	346,5	0,840	3,5296
55	1,84	297,944	376,2	0,792	3,3521
60	1,75	301,477	405	0,744	3,1759
65	1,67	304,462	433,55	0,702	3,0204
70	1,61	310,372	462,7	0,671	2,9044

Les résultats de calcul de pour le laminage de la crue de projet par la méthode de KOTCHERINE sont donnés dans les tableaux suivant et la figure III/-17 :

Tableau III-34 : Détermination de H₀ et Q en fonction de b

Hauteur	Vitesse	Hauteur totale	Débit m ³ /s									
m	m/s	m	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70
2,7	1,251	2,78	251,47	301,76	352,06	402,35	452,64	502,94	553,23	603,53	653,82	704,11
2,47	1,128	2,53	218,98	262,78	306,58	350,37	394,17	437,97	481,76	525,56	569,36	613,15
2,31	1,042	2,37	197,40	236,88	276,35	315,83	355,31	394,79	434,27	473,75	513,23	552,71
2,16	0,962	2,21	177,93	213,52	249,10	284,69	320,27	355,86	391,44	427,03	462,62	498,20
2,04	0,898	2,08	162,90	195,49	228,07	260,65	293,23	325,81	358,39	390,97	423,55	456,13
1,93	0,840	1,97	149,57	179,48	209,40	239,31	269,22	299,14	329,05	358,97	388,88	418,79
1,84	0,792	1,87	138,97	166,77	194,56	222,36	250,15	277,95	305,74	333,54	361,33	389,13
1,75	0,744	1,78	128,67	154,40	180,14	205,87	231,60	257,34	283,07	308,80	334,54	360,27
1,67	0,702	1,70	119,75	143,71	167,66	191,61	215,56	239,51	263,46	287,41	311,36	335,31
1,61	0,671	1,63	113,22	135,87	158,51	181,16	203,80	226,45	249,09	271,74	294,38	317,03

Tableau III-35 : Débits déversants en fonction de h et b et le volume de crue

Hauteur	V _{ch}	q	Débit m ³ /s									
m	[Mm ³]	[m ³ /s]	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70
2,7	5,0999	240,15	240,73	288,88	337,02	385,17	433,32	481,46	529,61	577,75	625,90	674,05
2,47	4,6212	255,54	210,64	252,76	294,89	337,02	379,14	421,27	463,40	505,52	547,65	589,78
2,31	4,293	266,09	190,50	228,60	266,71	304,81	342,91	381,01	419,11	457,21	495,31	533,41
2,16	3,9098	278,41	172,25	206,70	241,15	275,60	310,05	344,51	378,96	413,41	447,86	482,31
2,04	3,7483	283,60	158,10	189,72	221,34	252,96	284,58	316,20	347,82	379,44	411,06	442,68
1,93	3,5296	290,63	145,49	174,58	203,68	232,78	261,88	290,97	320,07	349,17	378,26	407,36
1,84	3,3521	296,34	135,43	162,52	189,60	216,69	243,77	270,86	297,94	325,03	352,12	379,20
1,75	3,1759	302,00	125,62	150,74	175,86	200,98	226,11	251,23	276,35	301,48	326,60	351,72
1,67	3,0204	307,00	117,10	140,52	163,94	187,36	210,78	234,20	257,62	281,04	304,46	327,88
1,61	2,9044	310,73	110,85	133,02	155,19	177,36	199,52	221,69	243,86	266,03	288,20	310,37

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

$$Q_{lam} = Q_{\%} \left(1 - \frac{V_{ch}}{V_{cr}}\right) \dots \dots \dots (III-60)$$

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

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

V_{cr} :volume de la crue correspondant au $Q_{\%}$ en m³.

$$V_{cr} = \frac{1}{2} Q_{\%} T_b \dots \dots \dots (III-61)$$

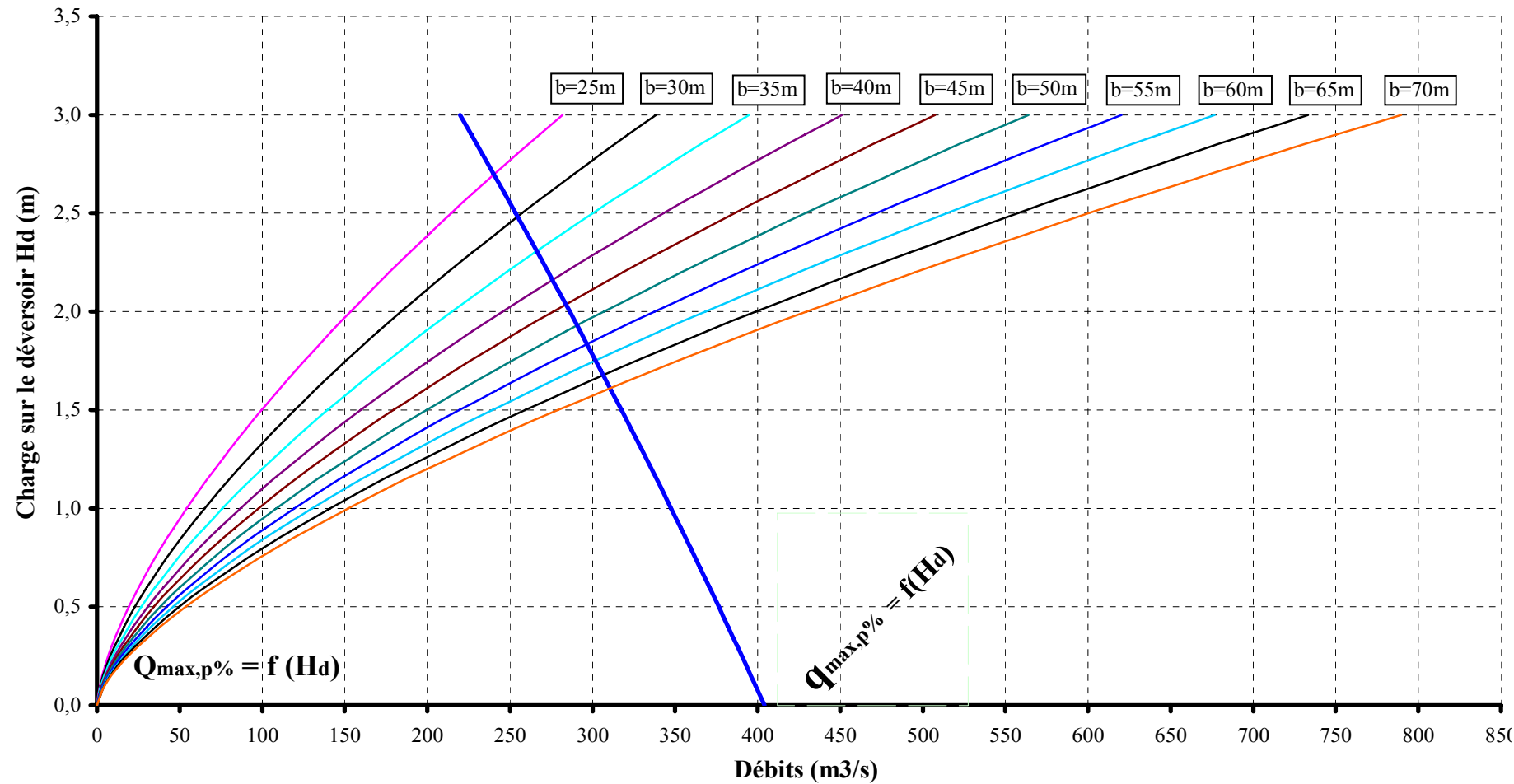
T_b : temps global de la crue.

III/-8-2- Méthode grapho-analytique de Hildenblat : [C]

Dans cette méthode l'équation du bilan d'eau est utilisée.

Les résultats de calcul pour le laminage de la crue de projet par la méthode de Hildenblat sont donnés sous forme de tableaux et figures qui sont représentés ultérieurement dans les pages qui suivent :

FigureIII/-17:laminage de la crue de projet par la methode de KOTCHERINE



➤ Résultats du laminage de la crue de projet par la méthode de Hildenblat :

Tableau III-36 : laminage des crues dans la retenue (b=25m)

Courbe des débits déversants pour b = 25 m					
1	2	3	4	5	6
Cotes (m)	Hd (m)	q (m ³ /s)	1/2 qΔt (Mm ³)	V (Mm ³)	V+1/2qΔt (Mm ³)
81,0	0,0	0,000	0,00000	11,760	11,760
81,2	0,2	4,853	0,00874	12,099	12,108
81,4	0,4	13,727	0,02471	12,445	12,469
81,6	0,6	25,218	0,04539	12,796	12,841
81,8	0,8	38,826	0,06989	13,153	13,223
82,0	1,0	54,261	0,09767	13,517	13,615
82,2	1,2	71,328	0,12839	13,887	14,015
82,4	1,4	89,883	0,16179	14,263	14,425
82,6	1,6	109,816	0,19767	14,645	14,843
82,8	1,8	131,037	0,23587	15,034	15,270
83,0	2,0	153,473	0,27625	15,429	15,705
83,2	2,2	177,060	0,31871	15,830	16,148
83,4	2,4	201,745	0,36314	16,237	16,600
83,6	2,6	227,481	0,40947	16,651	17,060
83,8	2,8	254,228	0,45761	17,071	17,528
84,0	3,0	281,947	0,50750	17,496	18,004

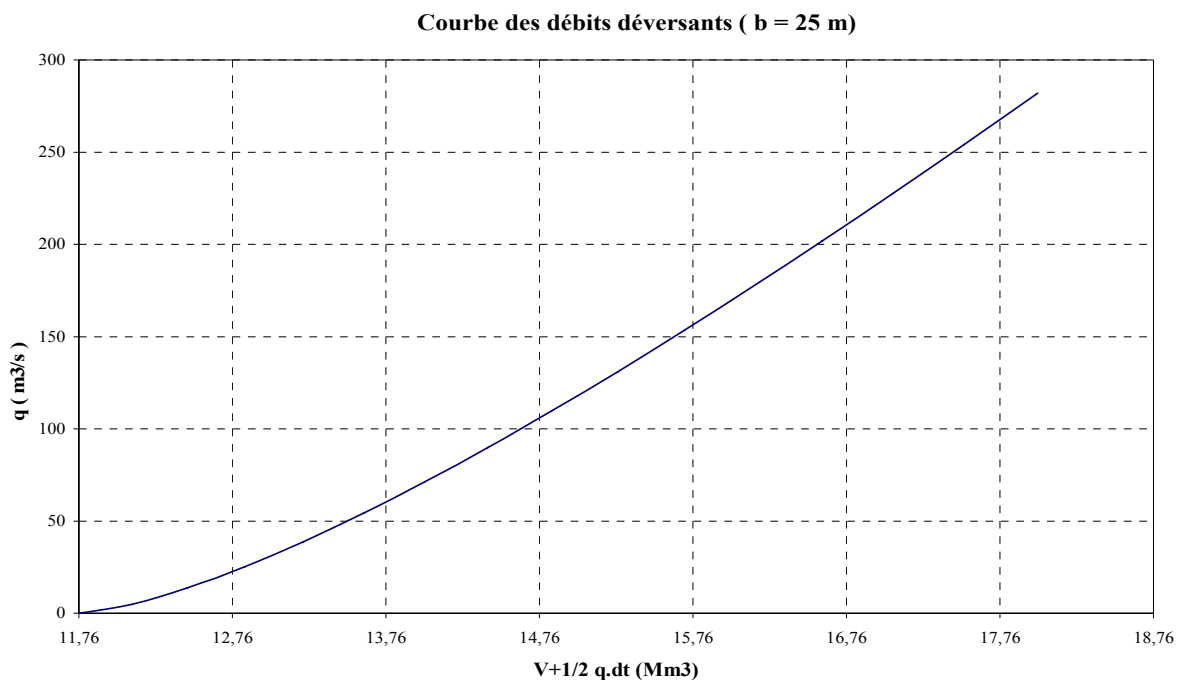


Figure N°III-19 : Courbe des débits déversants (b=25m)

Tableau III-37 : laminage des crues dans la retenue (b=30m)

Courbe des débits déversants pour b = 30 m					
1	2	3	4	5	6
Cotes (m)	Hd (m)	q (m ³ /s)	1/2 qΔt (Mm ³)	V (Mm ³)	V+1/2qΔt (Mm ³)
81,0	0,0	0,000	0,00	11,760	11,760
81,2	0,2	5,824	0,01	12,099	12,110
81,4	0,4	16,472	0,03	12,445	12,474
81,6	0,6	30,262	0,05	12,796	12,850
81,8	0,8	46,591	0,08	13,153	13,237
82,0	1,0	65,113	0,12	13,517	13,634
82,2	1,2	85,593	0,15	13,887	14,041
82,4	1,4	107,860	0,19	14,263	14,457
82,6	1,6	131,779	0,24	14,645	14,882
82,8	1,8	157,245	0,28	15,034	15,317
83,0	2,0	184,167	0,33	15,429	15,760
83,2	2,2	212,472	0,38	15,830	16,212
83,4	2,4	242,094	0,44	16,237	16,673
83,6	2,6	272,978	0,49	16,651	17,142
83,8	2,8	305,073	0,55	17,071	17,620
84,0	3,0	338,336	0,61	17,496	18,105

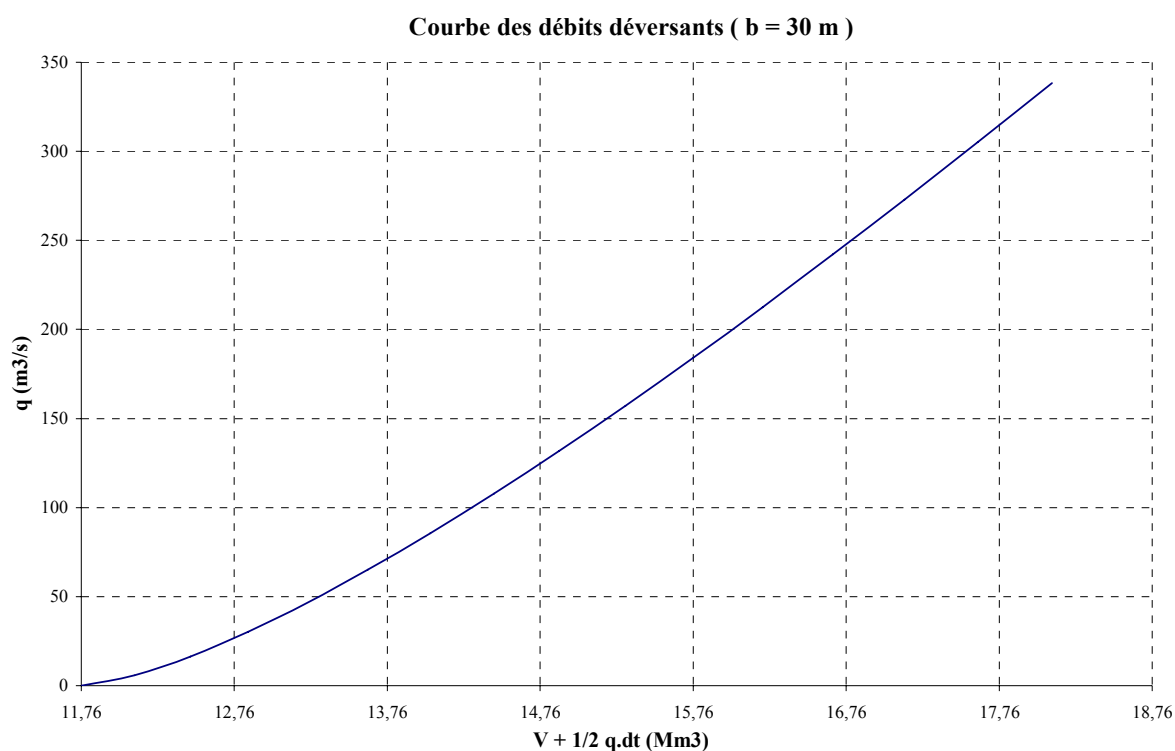


Figure N°III-20 : Courbe des débits déversants (b=30m)

Tableau III-38: laminage des crues dans la retenue (b=35m)

Courbe des débits déversants pour b = 35 m					
1	2	3	4	5	6
Cotes (m)	Hd (m)	q (m ³ /s)	1/2 qΔt (Mm ³)	V (Mm ³)	V+1/2qΔt (Mm ³)
81,0	0,0	0,000	0,00	11,76	11,76
81,2	0,2	6,795	0,01	12,10	12,11
81,4	0,4	19,218	0,03	12,44	12,48
81,6	0,6	35,305	0,06	12,80	12,86
81,8	0,8	54,356	0,10	13,15	13,25
82,0	1,0	75,965	0,14	13,52	13,65
82,2	1,2	99,859	0,18	13,89	14,07
82,4	1,4	125,836	0,23	14,26	14,49
82,6	1,6	153,742	0,28	14,65	14,92
82,8	1,8	183,452	0,33	15,03	15,36
83,0	2,0	214,862	0,39	15,43	15,82
83,2	2,2	247,884	0,45	15,83	16,28
83,4	2,4	282,443	0,51	16,24	16,75
83,6	2,6	318,474	0,57	16,65	17,22
83,8	2,8	355,919	0,64	17,07	17,71
84,0	3,0	394,726	0,71	17,50	18,21

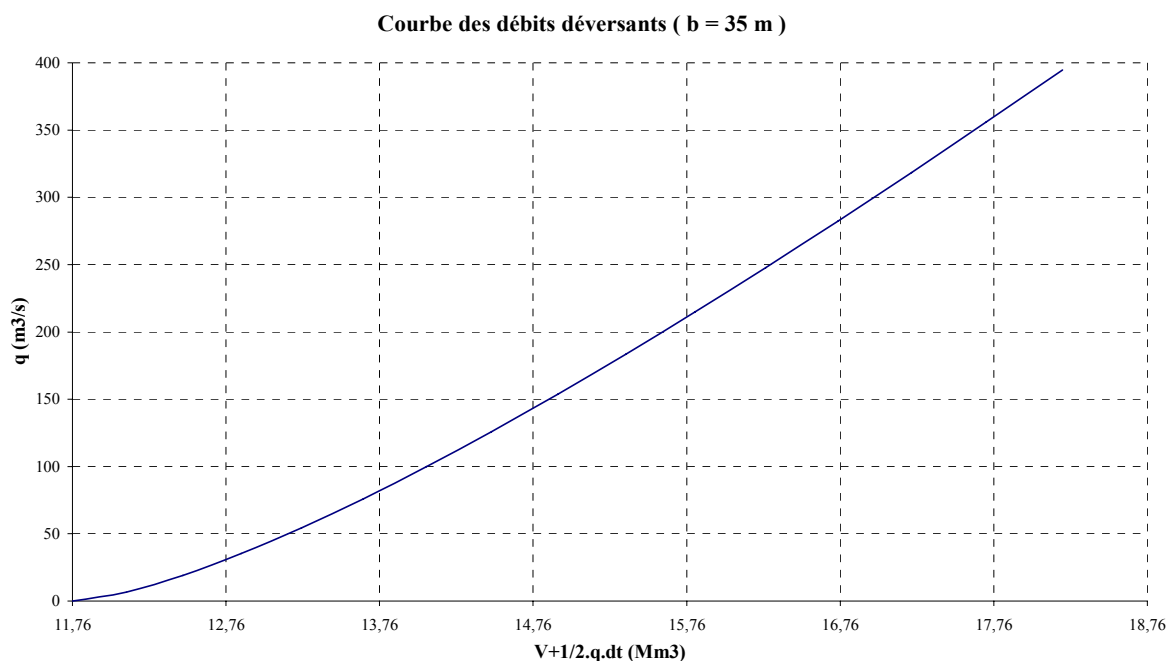


Figure N°III-21 : Courbe des débits déversants (b=35m)

Tableau III-39 : laminage des crues dans la retenue (b=40m)

Courbe des débits déversants pour b = 40 m					
1	2	3	4	5	6
Cotes (m)	Hd (m)	q (m ³ /s)	1/2 qΔt (Mm ³)	V (Mm ³)	V+1/2qΔt (Mm ³)
81,0	0,0	0,000	0,00	11,76	11,76
81,2	0,2	7,765	0,01	12,10	12,11
81,4	0,4	21,963	0,04	12,44	12,48
81,6	0,6	40,349	0,07	12,80	12,87
81,8	0,8	62,121	0,11	13,15	13,27
82,0	1,0	86,817	0,16	13,52	13,67
82,2	1,2	114,124	0,21	13,89	14,09
82,4	1,4	143,813	0,26	14,26	14,52
82,6	1,6	175,706	0,32	14,65	14,96
82,8	1,8	209,659	0,38	15,03	15,41
83,0	2,0	245,556	0,44	15,43	15,87
83,2	2,2	283,295	0,51	15,83	16,34
83,4	2,4	322,792	0,58	16,24	16,82
83,6	2,6	363,970	0,66	16,65	17,31
83,8	2,8	406,764	0,73	17,07	17,80
84,0	3,0	451,115	0,81	17,50	18,31

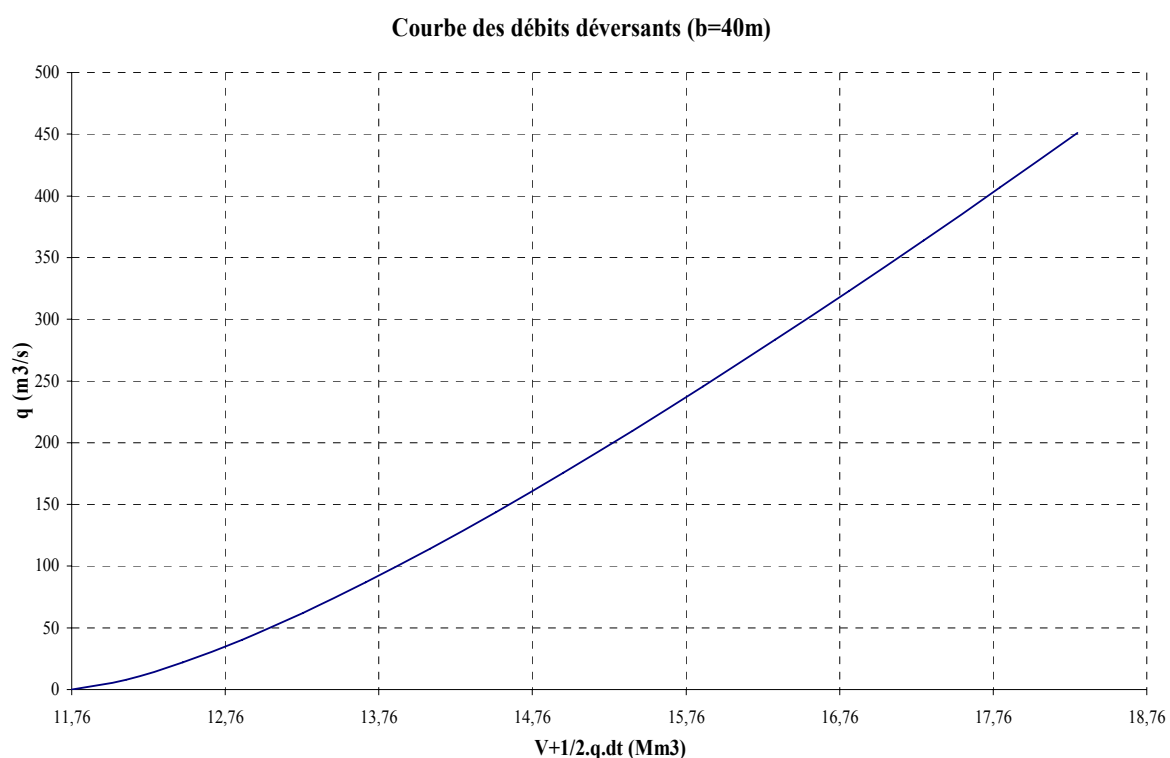


Figure N°III-22 : Courbe des débits déversants (b=40m)

Tableau III-40 : laminage des crues dans la retenue (b=45m)

Courbe des débits déversants pour b = 45 m					
1	2	3	4	5	6
Cotes (m)	Hd (m)	q (m ³ /s)	1/2 qΔt (Mm ³)	V (Mm ³)	V+1/2qΔt (Mm ³)
81,0	0,0	0,000	0,00	11,76	11,76
81,2	0,2	8,736	0,02	12,10	12,12
81,4	0,4	24,709	0,04	12,44	12,49
81,6	0,6	45,393	0,08	12,80	12,88
81,8	0,8	69,886	0,13	13,15	13,28
82,0	1,0	97,669	0,18	13,52	13,69
82,2	1,2	128,390	0,23	13,89	14,12
82,4	1,4	161,789	0,29	14,26	14,55
82,6	1,6	197,669	0,36	14,65	15,00
82,8	1,8	235,867	0,42	15,03	15,46
83,0	2,0	276,251	0,50	15,43	15,93
83,2	2,2	318,707	0,57	15,83	16,40
83,4	2,4	363,141	0,65	16,24	16,89
83,6	2,6	409,466	0,74	16,65	17,39
83,8	2,8	457,610	0,82	17,07	17,89
84,0	3,0	507,505	0,91	17,50	18,41

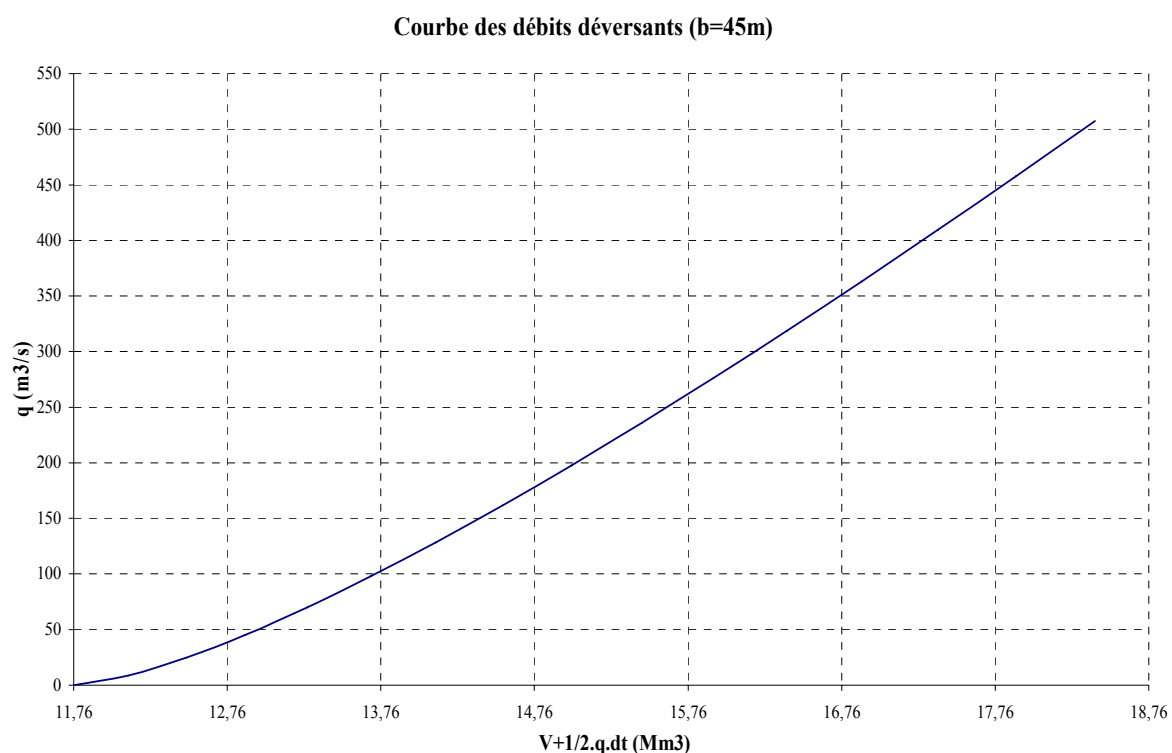


Figure N°III-23 : Courbe des débits déversants (b=45m)

Tableau III-41 : laminage des crues dans la retenue (b=50m)

Courbe des débits déversants pour b = 50 m					
1	2	3	4	5	6
Cotes (m)	Hd (m)	q (m ³ /s)	1/2 qΔt (Mm ³)	V (Mm ³)	V+1/2qΔt (Mm ³)
81,0	0,0	0,000	0,00	11,76	11,76
81,2	0,2	9,706	0,02	12,10	12,12
81,4	0,4	27,454	0,05	12,44	12,49
81,6	0,6	50,436	0,09	12,80	12,89
81,8	0,8	77,652	0,14	13,15	13,29
82,0	1,0	108,521	0,20	13,52	13,71
82,2	1,2	142,655	0,26	13,89	14,14
82,4	1,4	179,766	0,32	14,26	14,59
82,6	1,6	219,632	0,40	14,65	15,04
82,8	1,8	262,074	0,47	15,03	15,51
83,0	2,0	306,945	0,55	15,43	15,98
83,2	2,2	354,119	0,64	15,83	16,47
83,4	2,4	403,490	0,73	16,24	16,96
83,6	2,6	454,963	0,82	16,65	17,47
83,8	2,8	508,455	0,92	17,07	17,99
84,0	3,0	563,894	1,02	17,50	18,51

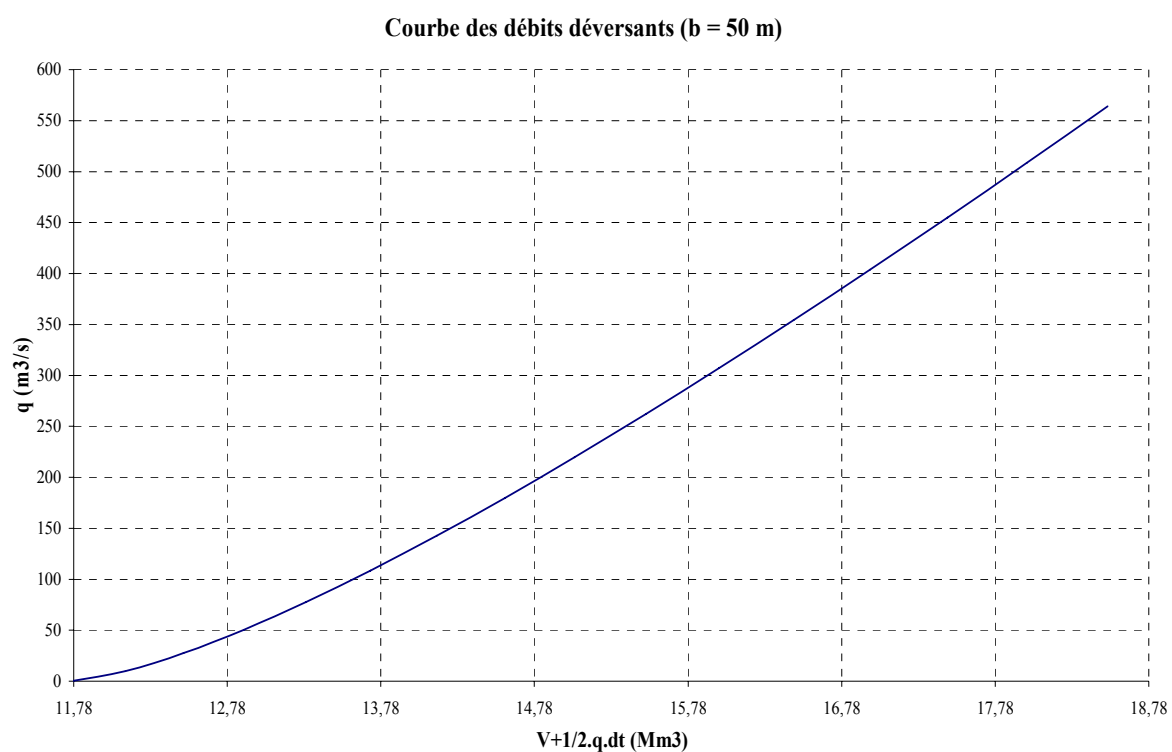


Figure N°III-24 : Courbe des débits déversants (b=50m)

Tableau III-42 : laminage des crues dans la retenue (b=55m)

Courbe des débits déversants pour b = 55 m					
1	2	3	4	5	6
Cotes (m)	Hd (m)	q (m ³ /s)	1/2 qΔt (Mm ³)	V (Mm ³)	V+1/2qΔt (Mm ³)
81,0	0,0	0,000	0,00	11,76	11,76
81,2	0,2	10,677	0,02	12,10	12,12
81,4	0,4	30,199	0,05	12,44	12,50
81,6	0,6	55,480	0,10	12,80	12,90
81,8	0,8	85,417	0,15	13,15	13,31
82,0	1,0	119,374	0,21	13,52	13,73
82,2	1,2	156,921	0,28	13,89	14,17
82,4	1,4	197,743	0,36	14,26	14,62
82,6	1,6	241,595	0,43	14,65	15,08
82,8	1,8	288,282	0,52	15,03	15,55
83,0	2,0	337,640	0,61	15,43	16,04
83,2	2,2	389,531	0,70	15,83	16,53
83,4	2,4	443,839	0,80	16,24	17,04
83,6	2,6	500,459	0,90	16,65	17,55
83,8	2,8	559,301	1,01	17,07	18,08
84,0	3,0	620,283	1,12	17,50	18,61

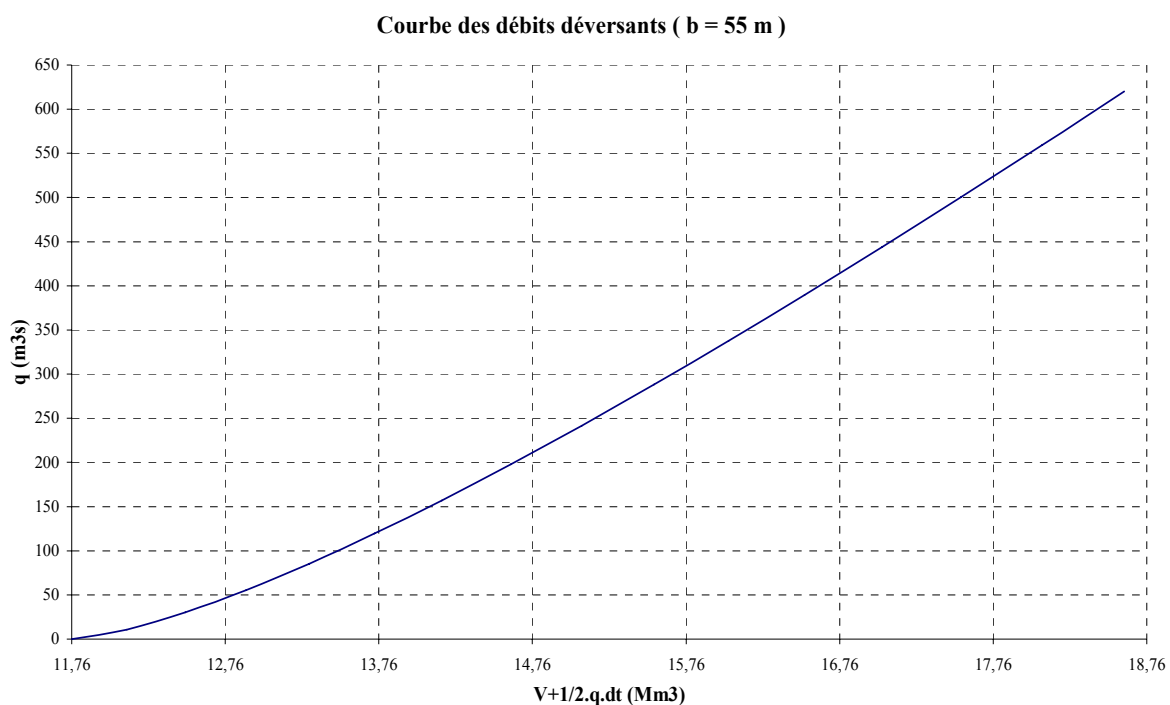


Figure N°III-25 : Courbe des débits déversants (b=55m)

Pour choisir la largeur du déversoir la plus économique on doit faire une étude d'optimisation ou ce qu'on appelle une étude technico-économique qui nécessite la détermination des volumes de travaux (le remblai et le béton) pour chaque largeur du déversoir, pour l'étude d'optimisation on prend les valeurs obtenues par la méthode de KOTCHERINE.

III/-9- Etude d'optimisation :

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

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

III/-9-1 - Calcul du coût approximatif de la digue : [C]

On calcul en premier lieu le volume de la digue pour les différentes lames déversantes afin de déterminer son coût.

Le volume de la digue est donné par :

$$V_B = \sum V_i \quad \text{Avec :} \quad V_i = \frac{W_i + W_{i+1}}{2} L_i$$

V i : le volume du barrage à la cote **i**.

W i : Section transversale correspondante à la coupe **i**.

L i : Distance entre deux coupes voisines.

$$\text{On a : } W_i = \frac{b + B_i}{2} H_i$$

B i : Largeur de base donnée par : **B i = (m₁ + m₂) H_i + b_{cr}.**

m₁, m₂ : Les fruits des talus.

b_{cr} : Largeur en crête (m).

H i : Hauteur de la tranche au point **i** :

Hb : Hauteur du barrage avec : **H = NNR + R + h_{dév} + t.**

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m).

III/-9-1-1 Calcul de la revanche : [C]

Le calcul de la revanche passe par la connaissance de la hauteur des vagues qui est en fonction du fetch et de la vitesse du vent.

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

• Formule de MALLET et PAQUANT :

$$R = h + \frac{V^2}{2.g} + S, \quad \text{avec :} \quad h = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} \sqrt{F} \quad \text{et} \quad V = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} .h$$

F : fetch en Km, **f=3,16km**

$\frac{V^2}{2.g}$: Energie cinétique des vagues.

S : marge de sécurité on prend **S=0,5m**

A.N : **h=1,09m ; V=2,23 m/s ; $\frac{V^2}{2.g}=0,25m$**

D'où : R=1,84m

- **Formule de STEVENSON GAILLARD :**

$$R = 0,75H + \frac{V^2}{2.g} \quad \text{Avec : } H = 0.75 + 0.34\sqrt{F} - 0.26\sqrt[4]{F} \quad (F < 18 \text{ Km}).$$

$$V = 1,5 + 2H \quad : \text{ Vitesse de propagation des vagues (m/s).}$$

On a : $F = 3,16 \text{ Km}$.

A.N : $H = 1,01 \text{ m}$; $V = 3,52 \text{ m/s}$; $\frac{V^2}{2.g} = 0,63 \text{ m}$

La revanche sera donc : **R = 1,39 m.**

- **Formule Simplifiée :**

$$R = 1 + 0,3\sqrt{F}$$

On a : $f = 3,16 \text{ km}$ **Donc : R = 1,53 m**

NB :

On remarque que la formule de Mallet et Pacquant tien compte de plusieurs paramètres et pour des mesures de sécurité, on prend la valeur de la revanche : **R = 2,0 m.**

II/-9-1-2- Largeur en crête :

Différentes formules sont utilisées pour le calcul de la largeur en crête :

- **Formule de KNAPEN :**

$$b_{cr} = 1,65\sqrt{Hb}$$

- **Formule de E- F-PREECE :**

$$b_{cr} = 1,1\sqrt{H_b} + 1$$

- **Formule Anonyme (simplifiée) :**

$$b_{cr} = 3,6\sqrt[3]{H_b} - 3$$

H_b : Hauteur du barrage ; $H_b = \nabla \text{NNR} + h_{\text{dév}} + R + t$.

On admet une valeur de ($t = 0.3 \text{ m}$) pour le tassement du barrage.

Le tableau suivant nous donne les résultats du calcul.

b [m]	q [m³/s]	h [m]	H_b [m]
25	240,731	2,7	21
30	252,762	2,47	20,77
35	266,705	2,31	20,61
40	275,604	2,16	20,46
45	284,579	2,04	20,34
50	290,972	1,93	20,23
55	297,944	1,84	20,14
60	301,477	1,75	20,05
65	304,462	1,67	19,97
70	310,372	1,61	19,91

NB:

On opte pour une largeur en crête de **B_{cr} = 8m.**

II-9-1-3-Calcul du volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes :

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

Digue N°01 (b=25m) Hb = 21 m						
Coupe N°	Hi [m]	Bi [m]	Wi [m²]	W_{i+1} [m²]	Li [m]	Vi [m³]
1	0,00	8,00	0,000	76,000	8,73	331,915
2	4,00	30,00	76,000	444,000	17,42	4529,018
3	12,00	74,00	444,000	1260,000	22,16	18879,638
4	20,00	118,00	1260,000	1380,750	21,99	29029,501
5	21,00	123,50	1380,750	1260,000	28,99	38277,803
6	20,00	118,00	1260,000	1144,750	20,75	24954,331
7	19,00	112,50	1144,750	420,750	18,65	14595,313
8	11,00	68,50	420,750	108,750	18,59	4921,941
9	5,00	35,50	108,750	0,000	8,76	476,108
10	0,00	8,00	0,000			
Total					166,04	135995,57

Digue N°01 (b=30m) Hb = 20,77 m						
Coupe N°	Hi [m]	Bi [m]	Wi [m²]	W_{i+1} [m²]	Li [m]	Vi [m³]
1	0,00	8,00	0,000	69,245	8,19	283,529
2	3,77	28,74	69,245	475,125	17,42	4741,280
3	11,77	72,74	475,125	1233,005	22,16	18925,408
4	19,77	116,74	1233,005	1352,490	21,99	28422,098
5	20,77	122,24	1352,490	1233,005	28,99	37476,893
6	19,77	116,74	1233,005	1043,940	20,75	23628,096
7	18,77	111,24	1119,020	405,140	18,65	14209,905
8	10,77	67,24	405,140	100,730	18,59	4702,298
9	4,77	34,24	100,730	0,000	8,27	416,722
10	0,00	8,00	0,000			
Total					165,01	132806,230

Digue N°01 (b=35m) Hb = 20,61 m						
Coupe N°	Hi [m]	Bi [m]	Wi [m²]	W_{i+1} [m²]	Li [m]	Vi [m³]
1	0,00	8,00	0,000	64,718	7,79	251,945
2	3,61	27,86	64,718	463,558	17,42	4601,104
3	11,61	71,86	463,558	1214,398	22,16	18591,087
4	19,61	115,86	1214,398	1333,003	21,99	28003,330
5	20,61	121,36	1333,003	1214,398	28,99	36924,713
6	19,61	115,86	1214,398	1101,293	20,75	24030,163
7	18,61	110,36	1101,293	394,453	18,65	13944,995
8	10,61	66,36	394,453	95,323	18,59	4552,693
9	4,61	33,36	95,323	0,000	7,99	380,864
10	0,00	8,00	0,000			
Total					164,32	131280,895

Digue N°01 (b=40m) Hb = 20,46 m						
Coupe N°	Hi [m]	Bi [m]	Wi [m²]	W_{i+1} [m²]	Li [m]	Vi [m³]
1	0,00	8,00	0,000	60,602	7,51	227,536
2	3,46	27,03	60,602	452,842	17,42	4471,916
3	11,46	71,03	452,842	1197,082	22,16	18280,496
4	19,46	115,03	1197,082	1314,862	21,99	27613,547
5	20,46	120,53	1314,862	1197,082	28,99	36410,751
6	19,46	115,03	1197,082	1084,802	20,75	23679,336
7	18,46	109,53	1084,802	384,562	18,65	13699,026
8	10,46	65,53	384,562	90,382	18,59	4414,816
9	4,46	32,53	90,382	0,000	7,78	351,554
10	0,00	8,00	0,000			
Total					163,83	129148,978

Digue N°01 (b=45m) Hb = 20,34 m						
Coupe N°	Hi [m]	Bi [m]	Wi [m²]	W_{i+1} [m²]	Li [m]	Vi [m³]
1	0,00	8,00	0,000	57,398	7,31	209,852
2	3,34	26,37	57,398	444,358	17,42	4370,117
3	11,34	70,37	444,358	1183,318	22,16	18033,997
4	19,34	114,37	1183,318	1300,438	21,99	27303,679
5	20,34	119,87	1300,438	1183,318	28,99	36002,165
6	19,34	114,37	1183,318	1071,698	20,75	23400,524
7	18,34	108,87	1071,698	376,738	18,65	13503,912
8	10,34	64,87	376,738	86,518	18,59	4306,171
9	4,34	31,87	86,518	0,000	7,57	327,362
10	0,00	8,00	0,000			
Total					163,43	127457,780

Digue N°01 (b=50m) Hb = 20,23 m						
Coupe N°	Hi [m]	Bi [m]	Wi [m²]	W_{i+1} [m²]	Li [m]	Vi [m³]
1	0,00	8,00	0,000	54,530	7,17	195,396
2	3,23	25,77	54,530	436,650	17,42	4278,014
3	11,23	69,77	436,650	1170,770	22,16	17809,581
4	19,23	113,77	1170,770	1287,285	21,99	27021,163
5	20,23	119,27	1287,285	1170,770	28,99	35629,644
6	19,23	113,77	1170,770	1059,755	20,75	23146,391
7	18,23	108,27	1059,755	369,635	18,65	13326,355
8	10,23	64,27	369,635	83,045	18,59	4207,873
9	4,23	31,27	83,045	0,000	7,39	307,003
10	0,00	8,00	0,000			
Total					163,11	125921,420

Digue N°01 (b=55m) Hb = 20,14 m						
Coupe N°	Hi [m]	Bi [m]	Wi [m²]	W_{i+1} [m²]	Li [m]	Vi [m³]
1	0,00	8,00	0,000	52,234	6,99	182,435
2	3,14	25,27	52,234	430,394	17,42	4203,519
3	11,14	69,27	430,394	1160,554	22,16	17627,065
4	19,14	113,27	1160,554	1276,574	21,99	26791,102
5	20,14	118,77	1276,574	1160,554	28,99	35326,289
6	19,14	113,27	1160,554	1050,034	20,75	22939,491
7	18,14	107,77	1050,034	363,874	18,65	13182,004
8	10,14	63,77	363,874	80,254	18,59	4128,368
9	4,14	30,77	80,254	0,000	7,29	292,610
10	0,00	8,00	0,000			
Total					162,82	124672,883

Digue N°01 (b=60m) Hb = 20,05 m						
Coupe N°	Hi [m]	Bi [m]	Wi [m²]	W_{i+1} [m²]	Li [m]	Vi [m³]
1	0,00	8,00	0,000	49,982	6,57	164,083
2	3,05	24,78	49,982	424,182	17,42	4129,800
3	11,05	68,78	424,182	1150,382	22,16	17445,537
4	19,05	112,78	1150,382	1265,907	21,99	26562,021
5	20,05	118,28	1265,907	1150,382	28,99	35024,226
6	19,05	112,78	1150,382	1040,357	20,75	22733,515
7	18,05	107,28	1040,357	358,157	18,65	13038,484
8	10,05	63,28	358,157	77,507	18,59	4049,691
9	4,05	30,28	77,507	0,000	7,03	272,332
10	0,00	8,00	0,000			
Total					162,14	123419,688

Digue N°01 (b=65m) Hb = 19,97 m						
Coupe N°	Hi [m]	Bi [m]	Wi [m²]	W_{i+1} [m²]	Li [m]	Vi [m³]
1	0,00	8,00	0,000	48,017	6,50	156,078
2	2,97	24,34	48,017	418,697	17,42	4064,924
3	10,97	68,34	418,697	1141,377	22,16	17285,006
4	18,97	112,34	1141,377	1256,462	21,99	26359,215
5	19,97	117,84	1256,462	1141,377	28,99	34756,810
6	18,97	112,34	1141,377	1031,792	20,75	22551,202
7	17,97	106,84	1031,792	353,112	18,65	12911,607
8	9,97	62,84	353,112	75,102	18,59	3980,451
9	3,97	29,84	75,102	0,000	6,99	262,502
10	0,00	8,00	0,000			
Total					162,04	122327,795

Digue N°01 (b=70m) Hb = 19,91 m						
Coupe N°	Hi [m]	Bi [m]	Wi [m²]	W_{i+1} [m²]	Li [m]	Vi [m³]
1	0,00	8,00	0,000	46,567	6,24	145,302
2	2,91	24,01	46,567	414,607	17,42	4016,669
3	10,91	68,01	414,607	1134,647	22,16	17165,121
4	18,91	112,01	1134,647	1249,402	21,99	26207,618
5	19,91	117,51	1249,402	1134,647	28,99	34556,917
6	18,91	112,01	1134,647	1025,392	20,75	22414,946
7	17,91	106,51	1025,392	349,352	18,65	12816,881
8	9,91	62,51	349,352	73,322	18,59	3928,950
9	3,91	29,51	73,322	0,000	6,65	243,932
10	0,00	8,00	0,000			
Total					161,44	121496,337

Remarque :

Le prix du mètre cube du remblai est estimé à 350 (DA).

Le coût des différentes variantes de la digue est donné par le tableau suivant :

Tableau III-43 : Résultats de calculs du coût de la digue pour les différentes largeurs déversantes :

Digue	b [m]	h_{dév} [m]	V [m³]	Coûts [Million de DA]
1	25	2,7	135995,568	47,60
2	30	2,47	132806,230	46,48
3	35	2,31	131280,895	45,95
4	40	2,16	129148,978	45,20
5	45	2,04	127457,780	44,61
6	50	1,93	125921,420	44,07
7	55	1,84	124672,883	43,64
8	60	1,75	123419,688	43,20
9	65	1,67	122327,795	42,81
10	70	1,61	121496,337	42,52

III/-9-2-Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crues :

On va tenir compte des coûts du seuil déversant et du canal d'approche, vu que le chenal et le bassin de dissipation gardent leur profile pour les différentes largeurs du déversoir.

III/-9-2-1-Coût du déversoir :

Le déversoir envisagé est du type « Creager ». Ce type de profil s'adapte mieux à la lame d'eau de façon que celle-ci ne puisse pas se décoller et n'exerce pas d'effort sur le parement. Le déversoir sera construit en béton armé.

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

$$\frac{Y}{H} = \frac{1}{K} \left(\frac{X}{H} \right)^n \quad \text{Avec } K=2,127 \quad \text{et } n=1,85$$

Donc : $Y = 0,47 \frac{X^{1,85}}{H^{0,85}}$ **Avec :** H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

On trace cette courbe en donnant à chaque fois une valeur à « X » pour déterminer « Y » correspondant.

La charge « H » est définie pour chaque largeur du déversoir.

Le volume du déversoir sera donc: $V_{dev} = S.b$

Avec : S : section transversale du profil ; b : largeur déversante.

Remarque :

Le prix du mètre cube du béton armé est estimé à 22000(DA). (Source : D.H.W Bejaia)

Tableau III-44 : Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes :

Profil N°	b (m)	h _{dév} (m)	S (m²)	V (m³)	Coûts (Million de DA)
1	25	2,7	14,166	354,150	7,791
2	30	2,47	13,599	407,976	8,975
3	35	2,31	13,189	461,605	10,155
4	40	2,16	12,787	511,493	11,253
5	45	2,04	12,455	560,494	12,331
6	50	1,93	12,141	607,063	13,355
7	55	1,84	11,880	653,390	14,375
8	60	1,75	11,607	696,434	15,322
9	65	1,67	11,362	738,542	16,248
10	70	1,61	11,172	782,063	17,205

III/-9-2-2-Coût du canal d'approche :

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider calmement la crue vers le seuil déversant. Il est de forme rectangulaire avec une charge d'eau « H » est une hauteur de pelle égal à 5m.

D'où la hauteur totale du mur : **H_{ca}=P+H+R**

Avec P : hauteur de pelle ;

H : la lame déversante ;

R : la revanche.

La longueur du canal d'approche « L » est déterminée d'après la topographie est égal à 50m

L'épaisseur du mur « e » est prise égal à (0,40m).

D'où le volume du canal d'approche est estimé par **V= S.e = L.H_{ca}.e**

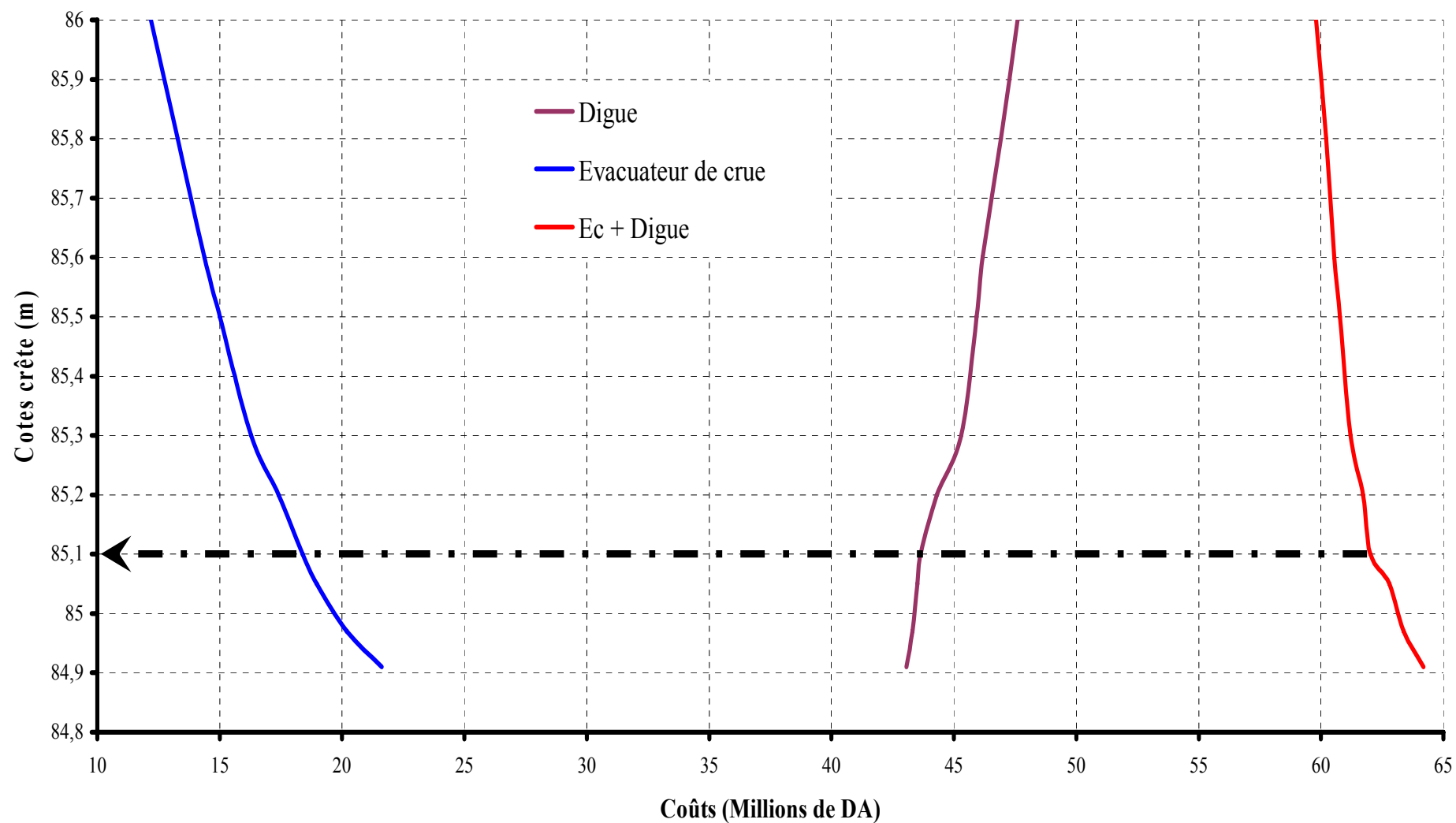
Tableau III-45 : Résultats de calculs du coût du canal d'approche pour les différentes largeurs déversantes :

N°	b [m]	h [m]	H _{ca} [m]	S [m²]	V [m³]	Coûts [Million de DA]
1	25	2,7	10,00	500,00	200,00	4,400
2	30	2,47	9,80	490,00	196,00	4,312
3	35	2,31	9,60	480,00	192,00	4,224
4	40	2,16	9,50	475,00	190,00	4,180
5	45	2,04	9,30	465,00	186,00	4,092
6	50	1,93	9,20	460,00	184,00	4,048
7	55	1,84	9,10	455,00	182,00	4,004
8	60	1,75	9,05	452,50	181,00	3,982
9	65	1,67	8,97	448,50	179,40	3,947
10	70	1,61	8,91	445,50	178,20	3,920

Tableau III-46 : Tableau récapitulatif des prix totaux :

			Coûts [Millions de DA]			
Barrage N°	b (m)	Cote crête (m)	Digue	Déversoir	Canal d'approche	Global
1	25	86,00	47,598	7,791	4,400	59,790
2	30	85,80	46,482	8,975	4,312	59,770
3	35	85,60	45,948	10,155	4,224	60,328
4	40	85,50	45,202	11,253	4,180	60,635
5	45	85,30	44,610	12,331	4,092	61,033
6	50	85,20	44,072	13,355	4,048	61,476
7	55	85,10	43,636	14,375	4,004	62,014
8	60	85,05	43,197	15,322	3,982	62,500
9	65	84,97	42,815	16,248	3,947	63,009
10	70	84,91	42,524	17,205	3,920	63,650

Figure III/-18: Optimisation de la largeur de l'evacuateur de crues



Conclusion :

Après avoir tracé la courbe d'optimisation de la digue, du déversoir et du canal d'approche (respectivement les coûts en fonction de la hauteur) et au vu de cette figure, notre choix a été basé sur le coût total minimal.

La courbe superposée des coûts totaux donne un point optimum correspondant à une largeur de déversoir optimale « $b=8m$ » et une cote en crête optimale de la digue égale à 81,1m.NGA. On récapitule les résultats de l'étude de la régularisation et du laminage des crues dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-47 : tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage

Dénomination	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm ³	2,6
Volume utile	Mm ³	9,27
Volume au NNR	Mm ³	11,76
Cote du fond	m NGA	65
Cote NVM	m NGA	72,94
Cote NNR	m NGA	81
Cote NPHE	m NGA	82,84
Cote en crête	m NGA	85,1
Largeur en crête	m	8
Largeur du déversoir	m	55

Introduction :

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

Le terme terre couvre toute une gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine à des éléments très grossiers, dans certains cas même on utilise des roches altérées facilement compactables, tels que les latérites, des schistes et grès tendres...etc.

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

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

IV-1 Le choix du site du barrage :

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

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

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

IV-2 Le choix du type de barrage : [E]

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

➤ **La topographie du site:**

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

➤ **La morphologie de la vallée :**

La morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site et de type de barrage à implanter. Bien entendu, l'emplacement idéal et le plus économique est celui d'un site étroit précédé à l'amont par un élargissement de la vallée. Les vallées larges conviennent mieux à l'aménagement d'un barrage en remblai, un site étroit conviendra mieux à un barrage poids et un autre plus étroit conviendra à une voûte lorsque les fondations le permettent.

➤ **Les conditions géologiques et géotechniques :**

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

-Les fondations rocheuses se prêtent à l'édification de tous les types des barrages.

-Les fondations graveleuses conviennent en général pour les barrages en terre ou en enrochement, mais il faut toujours attribuer des dispositifs d'étanchéité et de drainage afin de contrôler les fuites et les percolations (Risque de Renard), et les tassements différentiels.

-Les fondations argileuses impliquent directement le choix des barrages en terre avec des pentes de talus compatibles avec les caractéristiques mécaniques des formations en place.

➤ **Les matériaux de construction :**

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

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

IV-3 Les variantes à choisir : [E]

Pour le cas présent, les conditions topographiques, géologiques et géotechniques, du site permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux et on a quatre variantes au choix (voire planches N° 03 et N°04)

❖ **Barrage en terre homogène :** c'est le plus simple à réaliser, du fait que l'abondance des gisements d'argile dont les propriétés « aptitude au compactage » s'avèrent généralement favorable à la confection des remblais étanches et stables. Mais il faut prévoir un drainage très efficace dans la partie aval de la digue, ainsi

qu'une protection et une zone de transition en amont, pour la réalisation d'un tel barrage il faudrait disposer d'un volume très important de matériaux argileux imperméable ayant des caractéristiques identiques dans tout le corps du barrage.

- ❖ **Barrage zoné :** Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place, ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettant pas d'envisager une digue homogène, un massif en plusieurs zones dont chacune est constituée d'un matériau différent, suivant le rôle que doit jouer chaque zone. La fonction d'étanchéité est assurée par un noyau qui s'intercale entre deux recharges (amont-aval) .Ce noyau interne a l'avantage d'être peu sensible aux agressions extérieures, il présente l'inconvénient d'être difficilement réparable en cas de fuites.
- ❖ **Barrage en terre à masque :** La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telle que le manque de matériaux convenables, difficulté de mise en œuvre, Dans ce cas la solution c'est le barrage à masque amont. La résistance mécanique est apportée par un remblai homogène à granulométrie élevée (enrochement en général) alors q'un organe mince tel que une **géo membrane**, un **masque en béton armé** ou bitumineux est placé plus couramment sur sa face amont pour assurer l'étanchéité.

On peut exécuter le masque après l'édification du remblai. Le masque est facilement réparé lorsqu'il y a des altérations extérieures mécaniques ou thermiques.....etc.

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

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

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

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

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

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 (**type 3**). Deux techniques sont plus spécialement adaptées aux petits et moyens barrages : la géo membrane et la paroi moulée.

IV-4-1 Etude comparative :

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

IV-4-1-1 Pré dimensionnement du noyau :

a) Niveau en crête :

$$N_{crN} = NPHE + 0,5 \text{ m} = 82,84 + 0,5 = 83,34 \text{ m NGA.}$$

b) largeur en crête :

Elle est donnée en fonction de la hauteur de la retenue, elle ne doit pas être inférieure à 2m .on prend $b_{crN} = 4\text{m}$.

c) les pentes :

On prend $m_1 = m_2 = 0,5$

IV-4-1-2 Pentes des talus :[E]

Il n'existe pas des formules théoriques qui permettent de calculer directement ces pentes. En pratique on se donnent des pentes d'après le tableau ci-joint pour les calculs préalables, qui pourraient être optimales compte tenu de la nature des matériaux, et on vérifie ces pentes par une étude de stabilité de manière que le barrage présente une sécurité suffisante avec ces pentes.

Tableau IV.1 : Détermination des pentes des talus (élaboré par CEMAGREF)

Hauteur de barrage (m)	Type de barrage	Pentes des talus	
		Amont (m_1)	Aval (m_2)
<5m	❖ Homogène	1/2,5	1/2
	❖ Zoné	1/2	1/2
5 à 10m	❖ Homogène, granularité étendue	1/2	1/2
	❖ Homogène à fort pourcentage d'argile	1/2,5	1/2,5
	❖ Zoné	1/2	1/2,5
>10m	❖ <i>Homogène, granularité étendue</i>	1/2,5	1/2,5
	❖ Homogène à fort pourcentage d'argile	1/3	1/2,5
	❖ Zoné	1/2	1/3

IV-4-1-3 Volume de la digue :

Pour le calcul du volume de la digue, on aura à procéder de la manière suivante :

On trace le profil longitudinal du barrage, on choisit des sections à travers le barrage et sur chaque coupe, on détermine l'aire de la section transversale du barrage pour la coupe "i". Le volume total du barrage s'obtient en sommant les volumes partiels des différentes sections de coupe.

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i \quad \text{Avec : } V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} * Li \quad \dots\dots\dots(IV.1)$$

Li : Distance horizontale séparant deux sections successives S_i et S_{i+1}

➤ **Barrage homogène :**

Pour un barrage homogène en matériaux argileux d'une hauteur de 20 m, on prend les pentes de talus amont et aval : $m_1=3$ et $m_2=2.5$, Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau IV.2: coût de la digue (1^{ère} variante).

Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
		m ³	(DA)	(DA)
Décapage de la couche de terre végétale	m ³	5730,73	160	916916,8
Enrochement	m ³	5911,67	3000	17735010
gravier	m ³	9252,69	320	2960860,8
Transition des drains et filtres	m ³	4077,29	800	3261832
Bitume-gravier	m ³	826,88	10000	8268800
Remblai en argile compacte	m ³	126141,97	350	44149689,5
Fouille	m ³	2801,76	280	784492,8
Montant total = 78077902 (Da)				

➤ **Barrage zoné :**

Pour un barrage zoné d'une hauteur de 20 m. on prend les pentes des talus amont et aval ($m_1=2$ et $m_2=3$), Les résultats de calcul ont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau IV.3 : coût de la digue (2^{ème} variante).

Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
		m ³	(DA)	(DA)
Décapage de la couche de terre végétale	m ³	5730,73	160	916916,8
Enrochement	m ³	5911,67	3000	17735010
gravier	m ³	6644,04	320	2126092,8
Transition des drains et filtres	m ³	3684,42	800	2947536
Bitume-gravier	m ³	826,88	10000	8268800
Remblai en argile compacte	m ³	28431,10	350	9950885
Fouille	m ³	2801,76	280	784492,8
Recharges en Alluvions	m ³	99933,13	400	39973252
Montant total = 82702985,4 (Da)				

➤ **Barrage en terre avec masque en béton :**

Pour un barrage avec un masque en béton d'une hauteur de 20 m on prend les pentes des talus amont et aval ($m_1=2,5$ et $m_2=2,5$) ainsi que l'épaisseur du masque est prise égale à 0,5m, Les résultats de calcul ont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau IV.4 : coût de la digue (3^{ème} variante).

Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
		m ³	(DA)	(DA)
Décapage de la couche de terre végétale	m ³	5730,73	160	916916,8
Enrochement	m ³	1587,10	3000	4761300
gravier	m ³	727,14	320	232684,8
Transition des drains et filtres	m ³	726,90	800	581520
Bitume-gravier	m ³	837,98	10000	8379800
Fouille	m ³	2801,76	280	784492,8
Recharges en Alluvions	m ³	124977,16	400	49990864
Masque en béton	m ²	2882,21	22000	63408620
Montant total = 129056198(Da)				

➤ **Barrage en terre avec masque en géo membrane :**

Pour un barrage avec un masque en géo membrane d'une hauteur de 20 m on prend les pentes des talus amont et aval ($m_1=3$ et $m_2=2,5$), Les résultats de calcul ont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau IV.5 : coût de la digue (4^{ème} variante).

Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
		m ³	(DA)	(DA)
Décapage de la couche de terre végétale	m ³	5730,73	160	916916,8
Enrochement	m ³	3887,42	3000	11662260
gravier	m ³	2361,41	320	755651,2
Transition des drains et filtres	m ³	2360	800	1888000
Bitume-gravier	m ³	837,98	10000	8379800
Fouille	m ³	2801,76	280	784492,8
Recharges en Alluvions	m ³	124977.16	400	49990864
Géomembrane	m ²	7789,20	250	1947300
Montant total = 76325285(Da)				

IV-4-2 Conclusion sur le choix du type de barrage :

Économiquement la variante Barrage en terre avec masque en géo membrane semble la plus favorable mais nous avons opté pour un barrage en terre homogène vu les avantages technique qu'il présente. (Voir planche N°04)

Ce dernier remplit les conditions suivantes :

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

IV-5 Etude de la variante retenue :

IV-5-1 Longueur en crête:

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

$$L = 162,16 \text{ m}$$

IV-5-2 Pentes des talus :

Vu le tableau ci-dessus, notre barrage est constitué d'un massif homogène à fort pourcentage d'argile. Donc : $m_1=3$ et $m_2=2,5$

IV-5-3 Protection des talus :

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

➤ **Talus aval :**

On prévoit 01 berme parallèle à la ligne de crête (avec une légère pente vers la digue pour pouvoir évacuer les eaux de pluie,...), qui intercepte les eaux de ruissellement avant qu'elles ne parviennent au pied du talus avec une vitesse élevée et a pour rôle aussi le passage des engins, stabilité de l'ouvrage. Pour la saturation du talus et la formation de renards seront évités grâce au dispositif drainant qui interceptent les eaux de saturation au sein du massif.

La protection adoptée est l'enrochement, cette protection consiste à la formation d'un perré d'épaisseur assez modeste (30 cm) au moyen de moellons d'une qualité qui peut être quelque peu inférieure à celle des matériaux employés pour l'enrochement du parement amont.

➤ **Talus amont :**

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

On rencontre différents types de protection :

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

On opte pour une protection en enrochement, cette protection consiste à la réalisation de couches d'épaisseurs prédéterminées de blocs de pierre de dimensions appropriées (rip-rap). Le matériau devra être sain, d'un poids capable de résister à la poussée des vagues.

Détermination de l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement :[H]

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

La méthode de « U.S.ARMV »

Les valeurs de l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement et D_{50} min sont données par le tableau IV.4

Tableau IV.6 : Détermination de l'épaisseur min de la couche d'enrochement

Hauteur des vagues	Epaisseur min de la couche d'enrochement (m)	D ₅₀ min (m)
0 à 0,3	0,3	0,20
0,3 à 0,6	0,40	0,25
0,6 à 1,2	0,45	0,30
1,2 à 1,8	0,55	0,40
1,8 à 2,4	0,70	0,45
2,4 à 3,0	0,80	0,55

On a calculé précédemment la hauteur des vagues, $H_v = 1,09\text{m}$. D'après le tableau IV.4 on trouve que l'épaisseur min de la couche d'enrochement égale à 0,45m, et le $D_{50\text{min}}$ égale à 0,3m.

D'où: $e = 0,5\text{ m}$; $D_{50} = 0,3\text{ m}$

Pour la raison de la mise en place et pour une bonne protection. La protection du parement amont sera constituée par 0,50m d'enrochement et de 0,30m du filtre (lit de sable et gravier).

IV-5-4 Les bermes :

Les bermes servent à augmenter la stabilité des talus, les protéger contre les affouillements et à faciliter les travaux au cours de construction, (Faciliter l'accès à tout endroit de bief).

Les bermes sont exécutées pour des hauteurs de (10÷15) m, leur largeurs varient de (2 ÷ 3) m, avec des pentes de l'ordre de (1‰).

On disposera d'une berme pour chaque talus.

Les bermes	Talus aval	Talus amont	<i>Largeur</i>
1^{ère} berme	<i>75 m NGA</i>	<i>75 m NGA</i>	<i>3 m</i>

IV-5-5 Protection de la crête :

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

IV-5-6 Clé d'étanchéité :

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

Elle doit être réalisée lorsque la fondation imperméable n'est pas atteinte après décapage, dont ce dernier est réalisé sur une épaisseur de l'ordre de 0,3m.

La hauteur de la clé d'étanchéité est de 3 m et sa largeur en base est de 4,0m, indispensable pour la circulation des engins. La pente des talus de la clé d'étanchéité est : $m=1,0$.

IV-5-7 Dispositif de drainage du remblai :[E]**1) rôle des filtres et drains :**

L'eau s'infiltre dans le massif du barrage et à travers les fondations du fait de la charge hydraulique à l'amont du barrage.

Le choix des matériaux de construction et de l'emplacement de la digue aura été fait de tel sorte que les débits d'infiltrations soit négligeables, toutes fois, ceux-ci ne sont jamais nuls, et il est important de s'assurer que les infiltrations des eaux ne nuisent pas la stabilité du barrage à l'aval.

Pour ce qu'il, faut d'une part que ses eaux nous causent des destructions locales en entraînant des particules de terre du talus aval, d'autre part les sous pressions en aval tendent à soulever le pied de la digue.

Vu notre situation ; il faudrait un tapis filtrant, drain de pied, un drain vertical et une tranchée drainante.

Ce tapis filtrant est formé d'une où plusieurs couches de matériaux. Chaque couche joue le rôle d'un filtre vis-à-vis de la précédente. Ce rôle est de laisser passer l'eau sans entraîner des particules, soit de la couche précédente, soit de terrain ou de la digue pour la première. Si les vides d'une couche sont beaucoup plus gros que les grains fins de la précédente, ces derniers risquent d'être entraînés à l'aval. S'ils sont de même ordre de grandeur, il y a risque de colmatage, et le filtre ne jouera plus son rôle.

La granulométrie de chaque couche ne peut être donc quelconque. Les règles appliquées

sont assez différentes dans le détail, mais donnent des résultats satisfaisants. Ce tapis est constitué de gravier perméable.

En ce qui concerne la qualité des matériaux, les principaux essais, outre la granulométrie, sont :

- Mesure du coefficient de friabilité des sables.
- Essai Los Angeles (chocs) et l'essai Micro-Deval (usure) pour les graviers.
- Equivalent de sable (la présence d'argile peut entraîner une cohésion et donc la fissuration du matériau).
- Les matériaux calcaires sont à éviter pour les organes de drainage.

Les prismes de drainages permettent de :

- Recevoir et évacuer les eaux infiltrées à travers le corps du barrage et sa fondation.
- Rabattre la ligne phréatique le plus bas possible.
- Réduire les pressions interstitielles dans certaines parties du corps du barrage.

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

1. Une fondation assez plastique renfermant des pressions interstitielles considérables.

2. Le talus aval du barrage est toujours sous menace des déformations dues aux pressions (sous-pressions et pressions interstitielles) et aux infiltrations si certaines mesures ne sont pas prises.

2) Drain prisme :

C'est le type de drain le plus répandu, ayant donné des satisfactions en pratique pour son efficacité. Sa réalisation est difficile et demande une grande main d'œuvre. La section transversale du drain prisme a une forme trapézoïdale avec des fruits des parements du côté amont du barrage pas moins de 1,25 et du côté aval pas moins de 1,5.

La largeur en crête du drain prisme doit être fixée selon les normes de construction, mais ne pourra en aucun cas être utilisée comme route ou piste. La largeur en crête du drain prisme est de l'ordre de $1/4$ - $1/3$ de sa hauteur, mais pas moins de 1.

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

Dimensions du drain prisme :

Fruit du côté amont : $m_1=2$.

Fruit du côté aval : $m_2=2,5$.

La hauteur : $H=3m$.

La largeur en crête : $l=1m$.

3) Drain tapis :

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

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

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

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

➤ Choix des granulats du tapis :

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

- $5 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 10$
- $\frac{D_{15}}{d_{85}} < 5$
- $4 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 20$

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

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

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

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

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

➤ Calcul de l'épaisseur du tapis filtrant :

Pour des raisons constructives, l'épaisseur du tapis doit être au moins égale à 30cm et doit être telle que la capacité drainante du tapis soit égale à 2 fois le débit qui traverse le barrage (la digue).

On a : $q = 10,27 \cdot 10^{-9} \text{ m}^3/\text{s}/\text{ml}$

Appliquant la loi de Darcy :

$q = K \cdot I \cdot A$

Avec : K = perméabilité du drain (gravier sableux) ;

I = gradient hydraulique

$$I = \frac{\Delta H}{L_f} = \frac{e - H_r}{L_f} \dots \dots \dots (\text{IV.27})$$

A = section moyenne d'écoulement

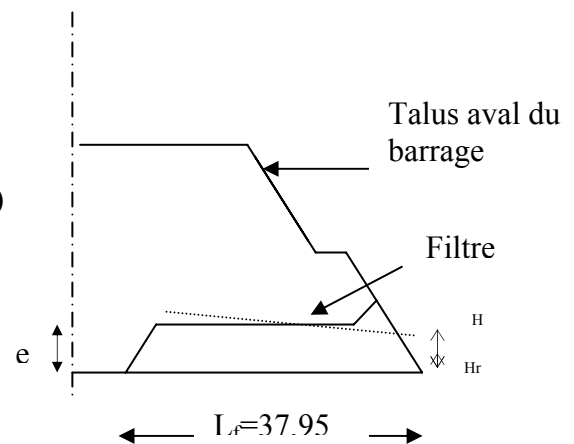
$$A = \left(\frac{H_r + e}{2} \right) \cdot 1 \dots \dots \dots (\text{IV.28})$$

$$Q_{\text{filtre}} = 2 \cdot q = K \left(\frac{e - H_r}{L_f} \right) \times \left(\frac{e + H_r}{2} \right) \dots \dots \dots (\text{IV.29})$$

Avec : $H_r = 0$ par approximation

$$\text{Donc } Q = \frac{K \cdot e^2}{2 \cdot L_f} \text{ d'où } e = 2 \cdot \sqrt{\frac{q \cdot L_f}{K}} \dots \dots \dots (\text{IV.30})$$

A.N : $e = 1,478 \text{ m}$ on prend $e = 1,5 \text{ m}$



4) Choix du drain de talus et de la tranchée drainant :

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

Drain vertical (ou drain incliné) :

Appelé couramment drain cheminé est placé au centre du barrage, et constitue une solution efficace pour intercepter les eaux d'infiltration, et de dissiper les pressions d'eau interstitielles.

Ce drain est constitué d'un rideau d'une largeur minimale de 1m en matériau grossier (sables et graviers) dont la granularité est choisie de façon à ce que les conditions de filtre soient satisfaites.

Ce rideau doit être mis en œuvre par déversement du matériau convenable dans une tranchée d'une profondeur de 1,2m à 2,0m, recreusée dans le massif du barrage déjà compacté au fur et à mesure de l'avancement du terrassement du barrage. Il peut pratiquement remonter jusqu'à la cote moyenne du plan d'eau dans la retenue.

L'eau de percolation par le drain cheminée est évacuée par un drain tapis lorsque on draine également les fondations.

Le drain inclinée peut être également constitué uniquement du graviers, dans ce cas le rôle de filtre est assuré par un tissu synthétique appelé tissu non tissé placé au fond de tranchée, le long de la paroi amont, le long de la paroi aval, et au dessus du drain.

IV-5-8 Calcul des filtres :

- Les filtres sont constitués de couches successives de matériaux perméables, de granulométrie de plus en plus fins depuis le drain vers le massif, assurant ainsi la transition entre le drain et les éléments fins des terrains drainés;
- Dans un ensemble filtrant, chaque couche doit jouer le rôle de filtre vis-à-vis de la précédente dans le sens de l'écoulement de l'eau;
- Un filtre ne doit ni se colmater ni se dégrader par entraînement de ses éléments.

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

• **Détermination de la courbe granulométrique des Filtres :**

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

Selon les critères :

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40 \quad \dots\dots\dots (VI.13)$$

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58 \quad \dots\dots\dots (VI.14)$$

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 :

$$d_{15} = 0,0018 \text{ mm} ;$$

$$d_{50} = 0,056 \text{ mm} ;$$

$$d_{85} = 0,745 \text{ mm}.$$

- La première couche de filtre est entre des terres du corps du barrage et la première couche de drain a les limites suivantes :

$$- 0,022 \text{ mm} < D_{15} < 0,072 \text{ mm} ;$$

$$- 0,672 \text{ mm} < D_{50} < 3,25 \text{ mm}.$$

La courbe granulométrique moyenne est :

$$D_{15} = 0,047 \text{ mm} ;$$

$$D_{50} = 1,96 \text{ mm}.$$

La deuxième couche de filtre on la détermine en fonction de la courbe moyenne de la première couche :

$$- 0,564 \text{ mm} < D_{15} < 1,88 \text{ mm}$$

$$- 23,52 \text{ mm} < D_{50} < 113,68 \text{ mm}.$$

D'où la courbe granulométrique moyenne de la deuxième couche de filtre a les dimensions suivantes :

$$D_{15} = 1,22 \text{ mm}.$$

$$D_{50} = 66,6 \text{ mm}.$$

Conclusion:

On prévoit:

- Une première couche de filtre en sable d'épaisseur = 15 cm.

La deuxième couche est en gravier d'épaisseur = 15 cm.

VI-6 Etude des infiltrations:**VI-6-1) Positionnement de la ligne de saturation:**

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

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

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

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

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

$$X = \frac{Y^2 - Y_0^2}{2.Y_0} \dots\dots\dots(IV.19)$$

En se reportant à la figure on a : $Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots\dots\dots(IV.20)$

d'où $Y = \sqrt{2XY_0 + Y_0^2} \dots\dots\dots(IV.21)$

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

Niveau de la retenue normale, h = 81m :

$b' = m_1.h$ d'où **b' = 51m**

L'emprise de barrage : $L_b = m_1.h_b + b_{cr} + m_2.h_b + 2.3$ d'où **L_b = 124m**

$d = L_b - 0,7.b$ d'où **d = 88,30 m**

On aura donc : $Y_0 = 1,44m$

Les coordonnées de la courbe de saturation sont données par l'équation suivante :

$$Y^2 = 2,88.X + 2,07 \dots\dots\dots(IV.22)$$

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

Tableau IV.07 : Coordonnées de la parabole de KOZENY :

X(m)	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
Y(m)	1,4	4,06	5,56	6,7	7,7	8,6	9,41	10,1	10,83	11,5
X(m)	50	55	60	65	70	75	80	85	89	
Y(m)	12	12,7	13,2	14	14	15	15,2	15,7	16,07	

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

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

En aval, on fait aboutir la ligne de saturation en un point D sensiblement situé au 2/3 de OC. (voir planche N°05)

IV-6-2 Calcul du débit de fuite par infiltration :**a) digue :**

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

$$q = K.I.A \quad \dots\dots\dots (IV.14)$$

Avec :

q : débit d'infiltration ($m^3/s/ml$);

I : gradient hydraulique;

K : Coefficient de perméabilité. ($K=6,13.10^{-9} m/s$);

A : section d'infiltration par unité de longueur.

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

Donc : $q = K.y \frac{dy}{dx} \quad \dots\dots\dots (IV.15)$

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

D'où: $q = K.y_0 m^3/s/ml$.

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

AN: $y_0 = 1,44 m$

$$\left. \begin{array}{l} K = 7,13.10^{-9} m/s \end{array} \right\} q = 10,27.10^{-9} m^3/s/ml$$

b) Fondation :

Le débit d'infiltration à travers les fondations est donné par la loi de Darcy (IV.14):

$$q = K.I.A$$

Avec :

K : Coefficient de perméabilité. ($K=3,19.10^{-8} m/s$);

I : gradient hydraulique .

$$I = H_e/L_b \quad \dots\dots\dots (IV.16)$$

(H_e = charge de la retenue, $L_b= 124 m$ L'emprise du barrage).

A : section d'infiltration par unité de longueur. $A=T.1$ ($T=4m$ Profondeur du sol de fondation perméable).

D'où $q = K.I.T$

AN: $q = 3,19.10^{-8} \cdot \frac{16}{124} .4$

$$q = 4,12.10^{-9} m^3/s/ml.$$

IV-6-3) Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage :**1) dispositif d'étanchéité :**

La résistance d'infiltration du sol du corps de la digue est donnée par :

$$I = \frac{\Delta H}{\delta n} < I_{adm} \quad \dots\dots\dots (IV.21)$$

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

δn : épaisseur moyenne de la digue.

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

Tableau IV.8 : Classification des barrages

Classe de l'ouvrage	Sol de fondation	
	Rocheux	Meuble
I	$100 \text{ m} > H_b$	$50 > H_b$
II	De 50 à 100 m	De 25 à 50 m
III	De 20 à 50 m	De 15 à 25 m
IV	$20 \text{ m} < H_b$	$15 \text{ m} < H_b$

Notre barrage appartient à la classe III

Tableau IV.9 : Gradient admissible à travers le remblai terreux. [F]

Sol du corps du barrage	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile	1,5	1,65	1,8	1,95
Limon	1,05	1,15	1,25	1,35
Sable grossier	0,7	0,8	0,9	1,0
Sable moyen	0,55	0,65	0,75	0,85
Sable fin	0,45	0,55	0,65	0,75

$$I_{adm}=1,8$$

$$\text{Donc : } \Delta H=16 \text{ m ; } \delta n=66 \text{ m ; } I = 0,24 \leq I_{adm}$$

D'où la résistance à l'infiltration du sol du barrage est assurée.

2) fondation du barrage :

La vérification de la résistance d'infiltration générale est vérifiée si et seulement si la condition suivante est vérifiée :

$$I_f < \frac{I_{cr}}{K_s} \dots\dots\dots (IV.22)$$

Avec :

I_{cr} : gradient d'infiltration critique qui est déterminé en fonction du type du sol de la fondation. Il est donné par le tableau IV.10 :

Tableau IV.10 : Gradient admissible pour les fondations d'un remblai.

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

K_s : coefficient de sécurité déterminé en fonction de la classe de barrage d'après le tableau VI.11 :

Tableau IV.11 : Détermination de coefficient de sécurité

Classe du barrage	I	II	III	IV
K_s	1.25	1.20	1.15	1.10

I_f : gradient d'infiltration dans la fondation du barrage, on le détermine d'après la formule suivante :

$$I_f = \frac{\Delta H}{L + 0.88T_c} \dots\dots\dots (IV.23)$$

T_c : profondeur de calcul de la zone de filtration de la fondation. ($T_c=4m$)

H : charge d'eau ($H=16 m$).

L : longueur à la base du barrage ($L=124 m$).

On a donc : $I_f = 0,125$

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

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

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

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

IV-7 Calcul de stabilité :

IV-7-1) Généralités sur la stabilité des barrages (Talus) :

L'étude de stabilité d'un barrage est fondamentale dans la mesure où elle doit aboutir, pour l'essentiel, à la définition de la géométrie de l'ouvrage (Pente des talus en particulier) et des principes de drainage à appliquer.

La stabilité des talus peut être calculée par plusieurs méthodes, on utilise le plus souvent la méthode grapho-analytique de FELLENIUS dite « méthode des tranches », qui est de calcul en rupture circulaire. (voir planche N°05)

L'étude de stabilité d'un remblai peut se conduire de deux manières :

1/ Soit par un calcul de vérification de la stabilité, les valeurs caractéristiques du remblai étant fixées et / ou déterminer à priori.

2/ Soit par une série de calculs dit dimensionnement, où l'on fait varier un ou plusieurs paramètres (angle de talus ...) jusqu'à aboutir le coefficient de sécurité souhaité.

Schématiquement, deux formes d'instabilité mécanique peuvent être distinguées :

- Le glissement des talus :

Il existe plusieurs types

a-1. Glissement circulaire sur un talus (le cercle de glissement recoupe parfois la fondation si le matériau la constituant présente des caractéristiques mécaniques médiocres).

a-2. Glissement en cascade.

a-3. Glissement, puit renard :

Ces deux derniers types se manifestent lorsque le cercle émanant du talus aval recoupe le talus amont à un niveau inférieur à la cote du plan d'eau amont.

- l'instabilité mécanique en fondation.

IV-7-2) 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).

La vérification des talus de barrage par la méthode grapho-analytique consiste à déterminer le coefficient de stabilité « K », qui est le rapport des moments des efforts de stabilité sur les moments des efforts de basculement (forces motrices), par rapport

au centre de glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible « k_{adm} » déterminé d'après le tableau IV.12.

Tableau IV.12 : Coefficient de stabilité admissible des talus. [F]

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

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

- sans séisme : $K_{ss,adm} = 1,10 - 1,15$

- avec séisme : $K_{as,adm} = 1,05$

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, on calcule le coefficient de sécurité sans séisme et avec séisme, puis on les compare aux coefficients de sécurité admissible afin de vérifier la stabilité de nos talus.

IV-7-3) Ordre de calcul (Méthode de Fandeer) : [F]

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

$$R_1 = K_1 H_b.$$

$$R_2 = K_2 H_b.$$

H_b : Hauteur totale du barrage ($H_b=20m$).

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

Tableau VI.13 : valeurs de K_1 et K_2

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

Pour notre cas :

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

Le centre des rayons étant le point « B ». L'intersection des rayons R_1 ; R_2 avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles.

On trace à la suite une courbe de rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c'est à dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à coté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o »

On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur $b=0.1R$, on marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites par des chiffres négatifs en commençant de la section « zéro » sous le centre de glissement (projection).

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

1. Poids de la tranche « G ».
2. Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
3. Forces de pressions interstitielles.
4. Forces de Cohésion.
5. L'effort de séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

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

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

IV-7-4) 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 : $G_n = b (\gamma_1 . h_1 + \gamma_2 . h_2 + \gamma_3 . h_3) \dots \dots \dots$ (IV.24)

h_1 , h_2 , h_3 : hauteurs des tranches;

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

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

γ_3 : densité de l'assise;

b : largeur de la tranche.

b- Force de pression interstitielle :

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

$$P = U . dl = \gamma_w . h . dl \dots \dots \dots$$
 (IV.25)

U : pression interstitielle;

dl : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche;

γ_w : poids volumique de l'eau $\delta w = 10 \text{ kN/m}^3$;

h : hauteur de la tranche.

c- Forces de cohésion :

$$F_c = c \cdot dl \quad \dots\dots\dots (IV.26)$$

C : Cohésion du sol (Matériau).

d- Forces dues au séisme :

$$T = a \cdot G_n \quad \dots\dots\dots (IV.27)$$

a : Coefficient de séisme.

G_n : Poids de la tranche.

IV-7-5) Classement des forces :

On peut classer toutes ces forces comme suit :

➤ **Les forces stabilisatrices :**

a. Force de frottement :

$$F_1 = N_n \cdot \tan \varphi - U \cdot dl \cdot \tan \varphi \quad \dots\dots\dots (IV.28)$$

φ : Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

b. Force de cohésion :

$$F_c = c \cdot dl \quad \dots\dots\dots (IV.29)$$

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

R : rayon de la courbe de glissement;

B_i : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement;

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

$$M_s = [(N_n - U \cdot dl) \cdot \tan \varphi + c \cdot dl] \cdot R \quad \dots\dots\dots (IV.30)$$

➤ **Les forces motrices :**

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

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

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n \quad \dots\dots\dots (VI.31)$$

Remarque:

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

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

IV-7-6) 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) Retenue pleine :

$$K_{ss} = \frac{\sum (Nn - pi)tg\varphi_i + \sum Ci.dl}{\sum Gn \sin \alpha_n} \geq K_{adm} \quad \dots\dots\dots (IV.32)$$

$$K_{as} = \frac{\sum (Nn - pi)tg\varphi_i + \sum Ci.dl}{(1/R) \sum Gn.an_i.dn_i} \geq K_{adm} \quad \dots\dots\dots (IV.33)$$

K_{ss} : coefficient de sécurité sans séisme;

K_{as} : coefficient de sécurité avec séisme.

b) Retenue vide (fin de construction) :

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n tg\phi + \sum CdL}{\sum T_n} \quad \dots\dots\dots (IV.34)$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n tg\phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \quad \dots\dots\dots (IV.35)$$

c) Vidange rapide :

Le calcul se fait uniquement pour le talus amont, car la vidange rapide d'une retenue en terre peut lui causer des dégâts.

$$K_{ss} = \frac{\sum Nntg\varphi_i + \sum Ci.dl}{\sum Tn_i} \geq K_{adm} \quad \dots\dots\dots (IV.36)$$

$$K_{as} = \frac{\sum Nntg\varphi_i + \sum Ci.dl}{\sum Tn_i + (1/R) \sum Gn.an_i.dn_i} \geq K_{adm} \quad \dots\dots\dots (IV.37)$$

Tableau IV.14 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.

Cas de sollicitation		Coefficient de sécurité	
		Sans séisme ($K_{ss,adm} = 1,10 \text{ _ } 1,15$)	Avec séisme ($K_{as,adm} = 1,05$)
Fin de construction	Talus amont		
	R=51,36 m	2,09	1,227
	R=53,33m	1,99	1,173
	R=53,46 m	2,09	1,238
	Talus aval		
	R=46,63 m	1,85	1,142
	R=47m	1,67	1,139
	R=46,88 m	1,91	1,175
Retenue normale	Talus aval		
	R=46.63 m	1,85	1,143
	R=47,73m	1,68	1,138
	R=46,88 m	1,92	1,178
Vidange rapide	Talus amont		
	R=51,26 m	2,07	1,227
	R=52,19 m	1,96	1,159
	R=53,46 m	2,09	1,239

Conclusion :

On remarque d'après les résultats obtenus que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation est strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissible sans séisme et avec séisme.

Donc la stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage.

INTRODUCTION :

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

Les ouvrages annexes prévus pour le retenu seront.

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

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

V-1- Ouvrage d'évacuateur de crues : [J]

Les évacuateurs de crues ont pour rôle d'assurer l'évacuation des crues exceptionnelles survenant à retenue normale pleine sans risque de déversement sur la digue et sans crée d'érosion en aval risquant d'endommager l'ouvrage.

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

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

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

Les évacuateurs de crues se divisent en deux catégories :

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

V-1-2- Différents types des évacuateurs de crues. [J]**01/ Evacuateur de crues en puit (tulipe) :**

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

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

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

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

En parallèle ce type d'évacuateurs représente les inconvénients :

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

02/ Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral :

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

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

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

03/ Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal :

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

- Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet. Ainsi que la Facilité de réalisation.

Ces inconvénients sont :

- Le coût peut élever.
- La difficulté de modification.

04/ Evacuateur de crues en siphon :

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, posé sur le corps du barrage, il représente les avantages :

- Aucune exigence topographique.
- Calcul usuel.

Ces inconvénients sont :

- Amorçage et le désamorçage.
- Entretien indispensable.
- Débit faible à évacuer.
- Dispositif sur le corps de la digue.

V-1-3 Choix de la variante :

L'évacuateur de crue en tulipe avec une galerie sous la digue peut provoquer des problèmes d'instabilité du remblai à cause des vibrations qui peuvent se produire lors de l'évacuation, le problème de charriage qui peut causer la saturation pourra se manifester facilement en cas des crues exceptionnelles pouvant arracher les arbres du site boisé ; la faible charge sur l'entonnement circulaire, et l'évacuation au pied de la digue pouvant causer l'érosion régressive ; tout ces problèmes ramène à rejeter cette Variante .

L'évacuateur de crue latéral s'adapte au site du fait que les excavations seront réduites, mais le problème de saturation pour une crue de débit qui peut dépasser celui de la crue de projet rend celle-ci peu fiable.

L'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal s'adapte aussi au site, puisque la largeur déversante n'est pas très importante et la topographie permet l'implantation.

Le bon fonctionnement et la sûreté de celui-ci pour les crues dépassant celle de projet et la facilité de réalisation rend cette variante la plus adéquate du côté technique et économique.

L'évacuateur des crues pour la retenue sera donc latéral à entonnement frontal (voir planche N° 06)

V-1-4 Dimensionnement de l'évacuateur de crue: [J]

L'évacuateur de crues est constitué des éléments suivants :

- 1) Un canal d'approche.
- 2) Un déversoir.
- 3) Un chenal.
- 4) Un convergent.
- 5) Un coursier.
- 6) Un bassin de dissipation.
- 7) Un canal de restitution.

1) Canal d'approche:

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider calmement la crue vers le seuil déversant, généralement l'écoulement est calme avec une vitesse faible.

P: la pelle (P=5m).

H: la charge d'eau sur le déversoir h=1,84m.

$$H+P=6,84\text{m}$$

➤ Vitesse d'approche:

La vitesse est donnée par la relation suivante:

$$V = \frac{Q}{(P+H)b}$$

b: largeur du déversoir ($b=55\text{m}$).

Q: débit évacué ($Q=297,94 \text{ m}^3/\text{s}$).

On trouve: $V=0,79\text{m/s}$.

La vitesse admissible pour le tronçon non revêtu est $(4.4 \div 10) \text{ m/s}$, $V < V_{\text{adm}}$, donc pas de risque d'érosion.

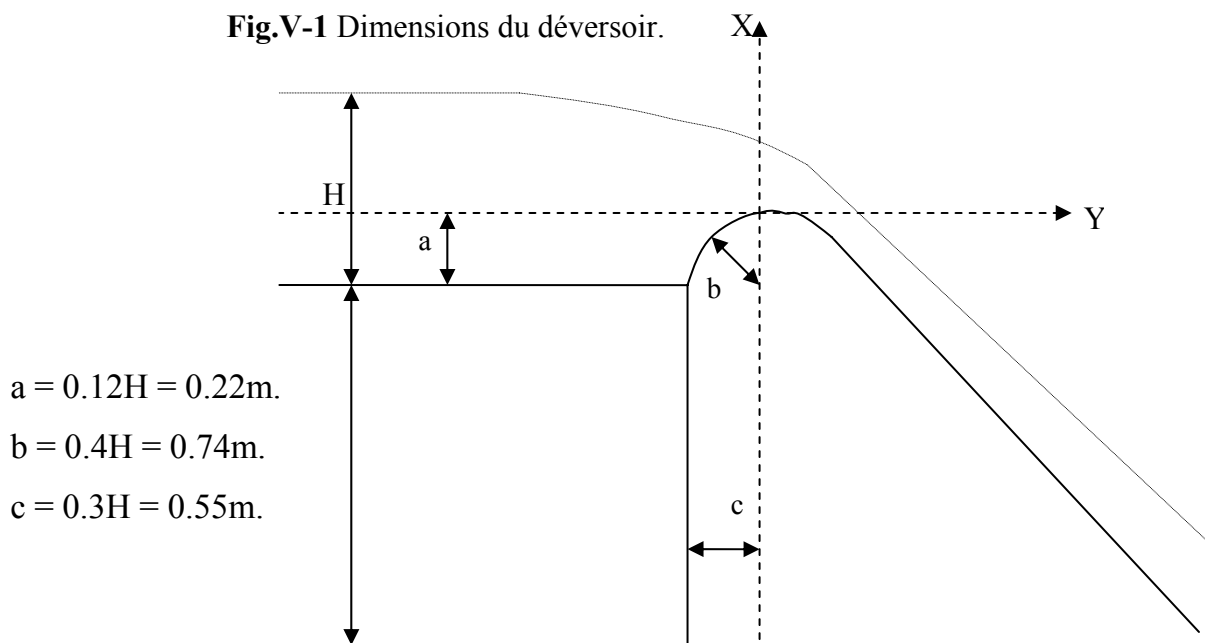
➤ **Longueur du canal d'approche:**

La longueur du canal d'approche est déterminée d'après la topographie, elle est égale à 50m

2) Le déversoir:

Le profil du seuil déversant est de type Creager, l'avantage de ce contour est qu'en chaque point de son parement aval la pression égal a la pression atmosphérique, tout profil situé au dessus entraînera des dépressions donc des risques de décollement.

Fig.V-1 Dimensions du déversoir.



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

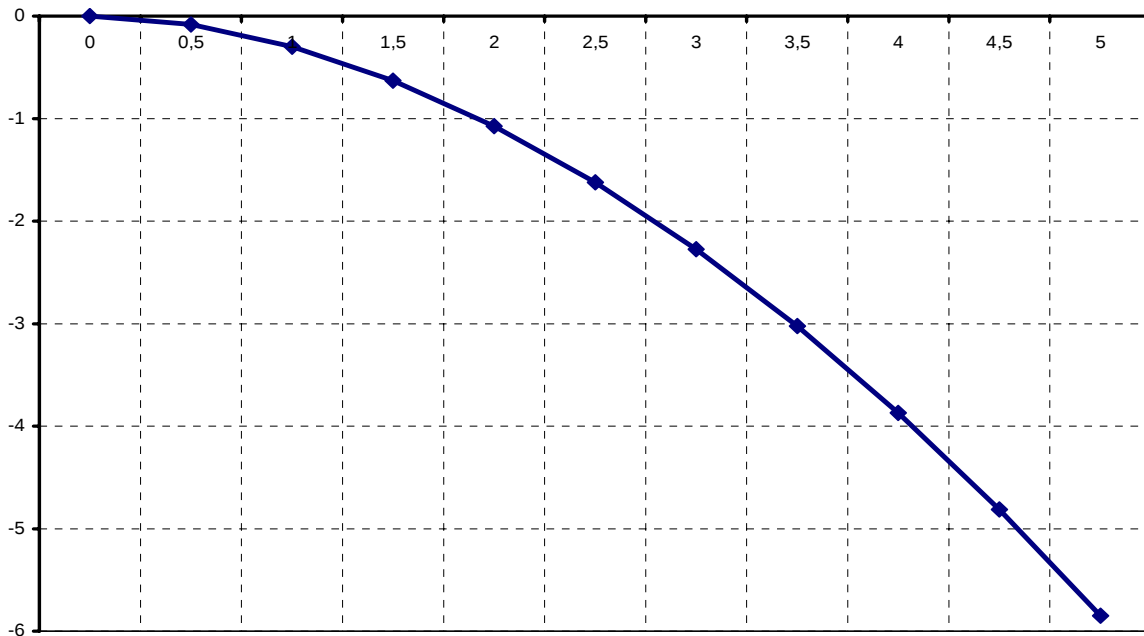
$$y = \frac{(x^{1.85})}{(2H^{0.85})} \dots\dots\dots (\text{V-1})$$

H: la charge sur le déversoir.

Tableau V-1: Coordonnées de la nappe déversante.

X	0	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	4,59
---	---	-----	---	-----	---	-----	---	-----	---	-----	------

Y	0,000	0,083	0,298	0,630	1,073	1,622	2,273	3,023	3,870	4,812	5,00
---	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	------



3) Chenal d'écoulement:

Le chenal fait directement suite au déversoir, dans le cas d'un évacuateur de surface, sa pente est suffisamment faible (inférieure à la pente critique) pour que le régime soit fluvial. Il est en général de section rectangulaire, sa longueur est déterminée en fonction de la topographie. Ici elle n'est pas importante elle est égale à 10m et une pente $i=0,10\%$.

➤ Calcul de la profondeur critique :

L'écoulement dans le chenal est fluvial du fait de la pente souvent inférieure à la pente critique. La phase de passage d'un régime fluvial au torrentiel ou vis versa est appelée régime critique ou la surface libre occupe le niveau critique, on considère qu'elle est atteinte au point de changement de section.

On calcule la profondeur critique par la formule :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots\dots\dots (V-2)$$

Avec:

q : débit spécifique $q = \frac{Q}{b}$ (m^2/s) ;

Q : débit à évacuer ($Q=297,94m^3/s$).

b : largeur du canal ($b=55m$).

g : l'accélération de pesanteur ($g=9,81m^2/s$).

$$h_c = 1,44 \text{ m.}$$

➤ **Calcul de la profondeur normale :**

La profondeur normale h_n (profondeur qui apparaît pour le débit Q et la pente I du chenal si l'écoulement était uniforme) se déduit de la formule de Manning Strickler.

$$Q = S.C.\sqrt{R.I} \dots\dots\dots (V-3)$$

Avec : S : section du chenal $S = b.h_n$;

I : pente du chenal $I = 0,10\%$;

$$C_n : \text{coefficient de Chézy } C_n = R^{1/6} / n \dots\dots\dots (V-4)$$

$$R : \text{rayon hydraulique } R = \frac{S}{P} = \frac{b.h_n}{2.h_n + b} ; \dots\dots\dots (V-5)$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative.

$$Q = \frac{1}{n} . I^{1/2} . (b.h_n)^{5/2} . (2.h_n + b)^{-3/2} \dots\dots\dots (V-6)$$

On aura : $h_n = 1,46 \text{ m.}$

Conclusion :

$h_n > h_c$ alors l'écoulement est fluvial.

4) Le convergent:

A l'extrémité du chenal la ou s'amorce le coursier on projette un convergent pour marquer le passage en régime torrentiel.

La longueur du convergent est déterminée par la formule suivante :

$$L = 2,5 . (L_1 - L_2) \dots\dots\dots (V-7)$$

Où:

L_1 : est la largeur au plafond du bief amont $L_1 = b_1 = 55 \text{ m.}$

L_2 : est la largeur au plafond de la section de contrôle $L_2 = b_2 = 30 \text{ m.}$

$$L = 62,5 \text{ m}$$

On adopte:

$$L = 63 \text{ m.}$$

5) Le coursier:

Le passage du chenal au coursier se fait avec une rupture de pente afin d'assurer la localisation de la section de control faisant passer d'un écoulement fluvial à un écoulement torrentiel dans le coursier. Ce dernier est le plus souvent construit en béton et il est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire ce qui assure un écoulement régulier.

La pente du coursier: $I = 5,5\% > 0,52\% \Rightarrow$ on adopte la méthode globale.

Le calcul du tirant d'eau dans le coursier se fait comme suit :

- A la section de contrôle il est égale a la hauteur critique $y_1 = 1,44 \text{ m}$

- Le long du coursier il devient inférieur à y_c et atteint en fin du coursier une valeur que nous déterminons à partir de la méthode globale (intégration de l'équation de Bernoulli).
- **La pente est égale à $I = 0,0055$.**
- La rugosité du béton est $n = 0,014$

On détermine tout d'abord la profondeur normale, cette profondeur est celle qui apparaît pour la pente du coursier si l'écoulement est uniforme.

Elle se déduit de l'équation de CHEZY :

$$Q_0 = S_0 C_0 \sqrt{R_0 I} \dots\dots\dots (V-8)$$

-8)

S_0 : la section mouillée ($S_0 = b' \cdot h_0$).

P_0 : le périmètre mouillé ($P_0 = b' + 2h_0$).

R_0 : le rayon hydraulique ($R_0 = S_0 / P_0$).

C_0 : coefficient de CHEZY ($C_0 = (1/n)$

$$R_0^{1/6}) \dots\dots\dots (V-9)$$

Avec:

n : coefficient de rugosité du béton ($n = 0,014$).

Le calcul se fait par itérations successives. On donne des valeurs pour h_0 , et on calcule Q_0 jusqu'à atteindre une valeur qui s'approche de $Q = 297,944 \text{ m}^3/\text{s}$.

Tous les résultats sont illustrés dans le tableau suivant:

Tableau V-2: Détermination de la hauteur normale

H_0 (m)	S_0 (m ²)	P_0 (m)	R_0 (m)	C_0	I	Q_0
0,2500	7,50	30,50	0,2459	56,537	0,0055	15,594
0,5000	15,00	31,00	0,4839	63,289	0,0055	48,974
0,7500	22,50	31,50	0,7143	67,533	0,0055	95,240
1,0000	30,00	32,00	0,9375	70,664	0,0055	152,226
1,2500	37,50	32,50	1,1538	73,153	0,0055	218,533
1,5000	45,00	33,00	1,3636	75,218	0,0055	293,133
1,5153	45,46	33,03	1,3763	75,334	0,0055	297,944
1,7500	52,50	33,50	1,5672	76,982	0,0055	375,223
2,0000	60,00	34,00	1,7647	78,521	0,0055	464,144

Donc la hauteur normale est $h_0 = 1,5153 \text{ m}$.

Les caractéristiques de cette profondeur sont:

H_0 (m)	S_0 (m ²)	P_0 (m)	R_0 (m)	C_0	I	Q_0
1,5153	45,46	33,03	1,3763	75,334	0,0055	297,944

Pour $y_1 = y_c = 2,16 \text{ m}$, les caractéristiques sont:

H_c (m)	S_c (m ²)	P_c (m)	R_c (m)	C_c	I	Q_c
-----------	-------------------------	-----------	-----------	-------	-----	-------

2,1600	64,80	34,32	1,8881	79,410	0,0055	524,381
--------	-------	-------	--------	--------	--------	---------

La seconde profondeur y_2 à l'extrémité aval du coursier est calculée par la méthode globale pour la pente supérieure à 2.52% sachant que la hauteur d'eau au début est égale à la hauteur critique:

Le calcul se fait à l'aide du logiciel canal P:

Les données de départ sont:

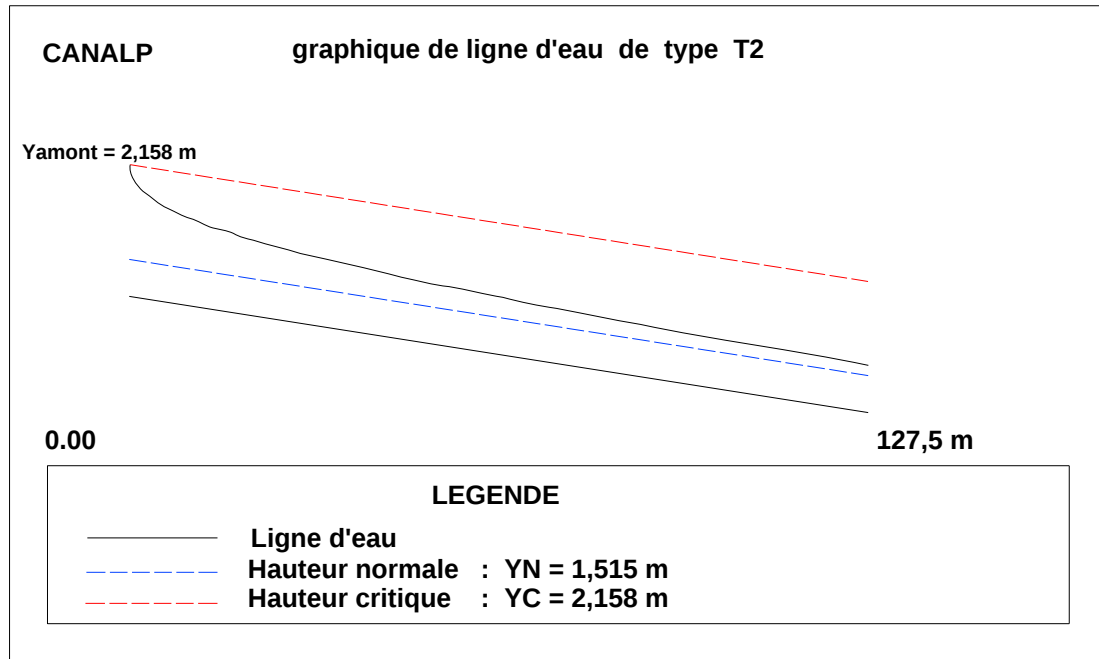
- Largeur du canal $b=30\text{m}$.
- Débit à évacuer: $Q=297,944\text{m}^3/\text{s}$.
- La pente du coursier: $I=0,0055$.
- La longueur du coursier: $L=127,5\text{m}$.
- Coefficient de Strickler (71).

Q (m ³ /s)	Strickler	I (m/m)	Yn (m)	Yc (m)	Régime	L bief (m)
297,944	71	0,0055	1,515	2,16	NT	127,5

Les résultats de calculs sont illustrés dans le tableau VI-3:

Tableau VI-3: Ligne d'eau à pas d'espace de 5m.

Section	Abscisse (m)	Pas (m)	Y (m)	Fr	Hs (m)	J (mm/m)
Amont	0	10	2,158	1,00023	3,238	1,802
1	10	10	1,96	1,15734	3,269	2,454
2	20	10	1,89	1,22229	3,298	2,755
3	30	10	1,84	1,27251	3,326	3,001
4	40	10	1,81	1,30431	3,346	3,163
5	50	10	1,78	1,33746	3,368	3,336
6	60	10	1,75	1,37204	3,393	3,523
7	70	10	1,73	1,39593	3,412	3,655
8	80	10	1,71	1,42052	3,431	3,793
9	90	10	1,7	1,43309	3,442	3,865
10	100	10	1,68	1,45878	3,463	4,014
11	110	10	1,67	1,47192	3,475	4,092
12	120	10	1,66	1,48526	3,487	4,171
Aval	127	10	1,65	1,4988	3,499	4,253



FigV-2 Ligne d'eau dans le coursier.

D'après le tableau la valeur qu'on doit adopter est : $y_2 = 1,65\text{m}$.

La vitesse a la fin du coursier est:

$$V = \frac{Q}{b \cdot y_2} = 6,02\text{m/s} < V_{\text{adm}} = 12\text{m/s} \dots\dots\dots (V-$$

10)

➤ **Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier:**

a. Entraînement de l'air naturel :

C'est la saturation en bulles d'air suite à quoi on observe dans certaines zones de l'ouvrage non pas un mouvement d'un liquide mais un mélange d'eau et d'air, ce mélange peut se développer aussi bien à la surface du liquide soit à l'intérieur de la masse d'eau, les paramètres des écoulements aérés doivent être déterminés suivant trois conséquences principales.

1. l'aération influe considérablement sur la profondeur d'eau, ce qu'il faut prendre en considération dans le dimensionnement des murs bajoyers.
2. la formation du phénomène d'aération d'écoulement est l'origine de la déformation des propriétés élastiques de l'eau.
3. l'aération modifie les caractéristiques de turbulence de l'écoulement ce qui influe sur la fiabilité de la dissipation d'énergie de l'écoulement sur l'ouvrage de dissipation.

Le phénomène commence à partir d'une section où $v > v_{\text{cr}}$

V_{cr} est donnée par la formule de VOINITCH SYANOGENSKY.

$$\overline{V_{cr}} = 6,63 \sqrt{g R \cos \theta} \sqrt{1 + \frac{0,0011}{R^2} \left(1 + \frac{8,7n}{R^{1/6}}\right)^{-1}} \dots\dots\dots (V-11)$$

Avec :

V_{cr} : La vitesse critique.

θ : Angle d'inclinaison du radier du coursier.

R : Rayon hydraulique.

n : Coefficient de rugosité.

Le calcul de v critique pour chaque section dans le coursier est représenté dans le tableau VI-4

Tableau VI-4: Vitesse critique d'aération à pas de 10m.

Section	Abscisse (m)	Y	V	R	V_{cr}
Amont	0	2,158	4,602	1,887	25,692
1	10	1,96	5,067	1,733	24,594
2	20	1,89	5,255	1,679	24,188
3	30	1,84	5,398	1,639	23,892
4	40	1,81	5,487	1,615	23,712
5	50	1,78	5,579	1,591	23,530
6	60	1,75	5,675	1,567	23,346
7	70	1,73	5,741	1,551	23,222
8	80	1,71	5,808	1,535	23,097
9	90	1,7	5,842	1,527	23,034
10	100	1,68	5,912	1,511	22,908
11	110	1,67	5,947	1,503	22,845
12	120	1,66	5,983	1,495	22,781
Aval	127,5	1,65	6,019	1,486	22,717

La vitesse d'écoulement est toujours inférieure à V_{cr} donc y aura pas d'aération de l'écoulement dans notre cas, la hauteur des murs bajoyers est maintenue.

b. 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 :

$$b/h < (10 \div 12) \text{ et } Fr^2 < 40.$$

Avec : b : largeur du coursier, Fr : Nombre de Froude $Fr^2 = \frac{V^2}{g \cdot h}$.

h : profondeur d'eau minimale dans le coursier

$$b/h = 33,33 \text{ et } Fr^2 = 84,37$$

Les conditions suscitées ne sont pas vérifiées, le risque d'apparitions de vagues roulantes n'est pas à écarter. Il y'a lieu alors de prendre les précautions constructives nécessaires pour éviter les affouillement à l'aval ainsi que les déferlements de vagues sur les murs bajoyers.

6) Dissipateur d'énergie: [K]

La projection d'un ouvrage de restitution de type saut de ski, s'avère intéressante, compte tenu de la structure géologique que présente le terrain de la fondation sur la rive gauche. D'autant que ce dispositif est plus économique par rapport aux autres ouvrages (gain de béton).

Le principe consiste à installer, en bas du déversoir, un bec relançant l'eau vers le haut suivant un angle θ en général de 35° à 45° .

Le jet se désintègre et retombe dans une cuvette de dissipation à une distance :

$$X = 2.K(Y + \frac{V^2}{2.g})\sin 2\theta \quad \dots\dots\dots (V-12)$$

Avec : K : coefficient d'aération $K=0,9$;

Y : tirant d'eau $Y=1,65$;

V : vitesse au départ du saut de ski $V=6,019\text{m/s}$;

θ : angle de sortie d'eau $\theta=30^\circ$.

On aura : **X= 5,45m**

Le saut de ski est constitué d'une partie courbure (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 bien connu du jet qui s'élance dans l'air et dont la zone d'impact se trouve loin de l'aval.

➤ **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).

Au préalable, il est nécessaire de déterminer les caractéristiques de l'écoulement à l'amont (au niveau de l'auge).

- le débit unitaire $q_1=9,93\text{m}^2/\text{s}$;
- la hauteur d'eau à l'amont $h_1=1,65$;
- le nombre de Froude $F_1 = \frac{q_1}{(g.h_1^3)^{0,5}}$ $F_1=1,4988$;
- la vitesse d'écoulement $V_1=6,019\text{m/s}$;
- la charge d'eau $H_1 = h_1 + \frac{q_1^2}{2.g.h_1^2}$ $H_1=3,5\text{m}$

➤ **Détermination du rayon de courbure :**

Le rayon de courbure dépend du nombre de Froude F_1 et de la charge H_1

D'après « technique des barrages » il doit être d'au moins 5 fois le tirant d'eau : $R>5Y$ c'est-à-dire : $R>8,25\text{m}$.

On prend $R=10\text{m}$.

L'auge de dissipateur du saut de ski sera munie de dents, cette variante se distingue de la variante sans dents, elle est plus favorable du point de vue dissipation.

- la largeur d'une dent est : $R/8=1,25\text{m}$
- l'espace libre entre les dents est : $R/20=0,5\text{m}$, pour qu'il n'y ait pas de sous-pression inadmissible autour des dents (danger de cavitation et d'érosion)
- une partie de la longueur $R/2=5\text{m}$ à l'aval des dents sert à faire jaillir le jet et à minimiser l'écoulement de la structure.

➤ **Calcul de l'affouillement :**

La profondeur de la fosse est alors calculée par les formules :

$$H = 0,9 \sin^2 \theta . H_t + a \quad \dots\dots\dots (V-13)$$

$$h_a = 1,9 . H^{0,225} q^{0,54} \quad \dots\dots\dots (V-14)$$

On a : $H_t = NPHE - C_{f,coursier} - Y_{f,coursier}$ d'où $H_t = 82,84 - 69 - 1,65 = 12,19m$.

$a = 6m$.

On aura : $H = 8,74m$, $h_a = 10,69m$

On prend $H_{aff} = 11m$

7) Canal de restitution :

Le canal de restitution (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 $b = 40m$, d'une longueur $L = 40m$ et de pente $I_{cf} = 0,25\%$.

➤ La hauteur critique :

Pour un canal trapézoïdale, la hauteur critique se calcul par la formule suivante :

$$h_{cr} = K \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0,105 \sigma_{cr}^2 \right) \quad \dots\dots\dots (V-15)$$

$$\text{Avec : } K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g.b^2}} \quad \dots\dots\dots (V-16)$$

$$\text{Et } \sigma_{cr} = \frac{K.m}{b} \quad \dots\dots\dots (V-17)$$

m : fruit des talus du canal de fuite $m = 1$.

Ce qui donne : $K = 1,78$, $\sigma_{cr} = 0,045$ d'où $h_{cr} = 1,75m$

➤ La pente critique :

Elle est donnée par : $I_{cr} = \frac{g.h_c}{C^2.R_c}$

Avec : I_{cr} : pente critique ;

Sc : section critique $Sc = m.h_{cr}^2 + b.h_{cr}$;

R_c : rayon critique $R_c = Sc/P_c$;

P_c : périmètre critique $P_c = b + 2.h_{cr}\sqrt{1+m^2}$

C_c : coefficient de Chezy $C_c = R_c^{1/6} / n$

n : coefficient de rugosité du sol $n = 0,02$

Ce qui donne : $Sc = 73,06m^2$, $P_c = 64,80m$, $R_c = 1,63m$ et $C_c = 77,45$.

La pente critique est $I_{cr} = 0,0018$ ou $I_{cr} = 0,18\%$

➤ Profondeur normale dans le canal :

La formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy) est :

$$Q = S.C.\sqrt{R.I}$$

Pour la hauteur normale on a :

$$Sc = m.h_n^2 + b.h_n \quad P_n = b + 2.h_n\sqrt{1+m^2}$$

$$R = S_n/P_n \quad C_n = R^{1/6} / n$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative.

$$Q = \frac{1}{n} . I^{1/2} . (m h_n^2 + b . h_n)^{5/2} . (2 . h_n \sqrt{1 + m^2} + b)^{-3/2} \dots\dots\dots (V-18)$$

Le calcul par itération donne :

$$h_n = 2,12 \text{ m}$$

➤ **Vitesse dans le canal :**

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m . h_n^2 + b . h_n} \quad \text{D'où} \quad V = 3,34 \text{ m}$$

Le sol du canal est constitué par des blocs d'alluvions grossiers.

La vitesse admissible correspondante à ce type de sol est : $V_{adm} = (1,80 \div 2,20) \text{ m/s}$.

Pour réduire la vitesse et son effet sur les parements du canal on prévoit un revêtement en enrochement du diamètre supérieur.

V-1-5 Hauteurs des murs bajovers :

Sur le long du canal d'approche et du chenal d'écoulement ainsi que le convergent les hauteurs des murs bajovers vont atteindre le niveau de la crête de la digue ($N_{cr} = 85 \text{ m}$) qui correspond à une hauteur de 9m.

- **Le coursier:**

La hauteur des murs bajovers se détermine comme suite:

$$H = y_2 + R$$

$$R = 0.6 + 0.05 . V . (y_2)^{1/3} = 2,19 \text{ m} \dots\dots\dots (V-19)$$

$$H = 4,35 \text{ m}.$$

En raison de sécurité on adopte une valeur de $H = 4 \text{ m}$.

V-2 Ouvrage de dérivation provisoire : [L]

La période de construction du barrage comprendra au moins une saison pluvieuse. Pour cette raison, la rivière devra être dérivée. Cette dérivation sera faite au moyen d'une conduit en béton armé et des batardeaux en amont et en aval.

Cet ouvrage a pour but la dérivation des eaux des crues pendant la construction du barrage pour pouvoir réaliser les travaux à sec et protéger le chantier contre toute crue et venue d'eau qui peut provoquer des dégâts. 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 l'empêchement de retour d'eau vers le chantier.

Le batardeau amont se construit avec les mêmes soins que le barrage. (Voir planche N°07)

V-2-1- Type d'ouvrage de dérivation provisoire :

1. Galerie de dérivation :

Cet ouvrage est réservé aux vallées rocheuses étroites, son avantage est qu'il évite l'interférence avec les failles et la construction du barrage proprement dit.

2. Conduite de dérivation :

La conduite de dérivation sous le remblai est préférée si la roche pour la galerie est de mauvaise qualité, mais plusieurs problèmes techniques peuvent surgir surtout en ce qui concerne le contact béton fondations.

L'avantage commun de ces deux ouvrages se résume par l'aspect économique qu'ils jouent, car ceux-ci sont souvent utilisés comme ouvrages définitifs (vidange de fond).

3. Canal de dérivation :

Cet ouvrage est le plus souvent adopté dans les vallées larges ou les débits sont importants pour être évacués par les galeries ou les conduites d'une façon économique.

V-2-2- Choix de la crue de dimensionnement :

En réalité, il n'existe aucune loi ou règle qui définissent 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 intervient sur les dégâts qui peuvent être provoqués par une crue au cours de réalisation, sur le coût de l'ouvrage de dérivation et sur la durée d'exécution de l'aménagement.

En général, pour les barrages en béton, l'ouvrage de dérivation se dimensionne par les crues décennales ou vingtenale, alors que pour les barrages en terre, le dimensionnement de la dérivation provisoire se fait par les crues cinquanteanales 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 50ans 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 $Q_{\max(5\%)} = 144,66 \text{ m}^3/\text{s}$.

V-2-3- Succession des travaux :

1^{ère} étape :

Mise en place d'un batardeau partielle pour la construction de la galerie.

2^{ème} étape :

Construction d'une galerie (tunnel) sur la rive gauche.

3^{ème} étape :

- Construction d'un batardeau amont pour acheminer les eaux vers la galerie et amortir à la fois la crue.
- Construction d'un batardeau aval pour empêcher le retour des eaux vers le chantier.

4^{ème} étape :

Une fois les travaux de réalisation sont terminés on enlève les batardeaux partielle et on passe à la mise en eau.

V-2-4- Dimensionnement de la dérivation provisoire : [M]

V-2-4-1 Dimensionnement de la galerie :

Le dimensionnement de la galerie doit être fait d'une manière économique pour qu'elle puisse fonctionner comme galerie de visite de la vidange de fond et de prise d'eau lors de la mise en exploitation de l'ouvrage.

La dérivation provisoire doit permettre l'évacuation d'une crue vingtenale dont le débit de pointe est estimé à 114,66 m³/s. ce débit doit passer par la galerie en charge sans que le niveau n'atteigne le niveau de couronnement du batardeau, on le dimensionnera en laminant la crue de fréquence 5 %.

L'écoulement dans la galerie est un écoulement libre qui passe en écoulement en charge.

➤ **Calcul hydraulique de la galerie :**

a- l'écoulement à surface libre :

La première phase est celle où le niveau d'eau est inférieur au diamètre du tunnel. Dans ce cas l'écoulement est à surface libre et sera régit par la formule suivante :

$$Q = SC\sqrt{RI}$$

Où :

Q : débit évacué,

S : Section mouillée $S = \frac{R^2}{2} (\theta_{\text{rad}} - \sin \theta^0)$.

R : Rayon hydraulique, $R_{\text{cr}} = \frac{S}{P}$

P_{cr} : Périmètre mouillé, $P = R\theta_{\text{rad}}$

C_{cr} : Coefficient de Chézy, $C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}}$

n : Coefficient de rugosité, n= 0.014.

I: pente du tunnel, i = 0,003.

La hauteur d'eau dans la galerie :

$$h = (r - 1 - \cos \frac{\theta^0}{2}) \quad \text{Et} \quad \theta^0 = 2 \cdot \text{Arc cos} \left(1 - \frac{h}{r} \right)$$

b- l'écoulement en charge :

L'écoulement devient en charge lorsque le niveau d'eau sera supérieur au diamètre de la galerie et l'écoulement sera régit par la formule suivante :

$$Q = \mu.S.\sqrt{2.g.Z}$$

Où :

Q : débit évacué

S : section de la galerie $S = \pi \frac{D^2}{4}$

g : accélération de la pesanteur [m/s²].

Z : la dénivelée

$$Z = (H + L \cdot I) - \frac{D}{2}$$

μ : coefficient de débit

H : hauteur d'eau devant la galerie

D : diamètre de la galerie

L : longueur de la galerie [L = 158m]

I : pente de la galerie [I = 0,003]

On a :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_i + \frac{\lambda \cdot L}{D}}}$$

* coefficient de résistance singulière :

$$\sum \xi_i = \xi_{\text{entrée}} + \xi_{\text{sortie}}$$

À l'entrée :

$$\sum \xi_i = 0,5 + 1 = 1,5$$

λ : coefficient de résistance linéaire.

$$\lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}}$$

$n = 0,014 \text{ m}^{-1/3}$.s Rugosité de béton.

Tableau V-05 : Coefficient de débits.

Dg	$\sum \xi_i$	λ	$\lambda \cdot L/D$	$(1 + \sum \xi_i + \lambda L/D)^{0.5}$	μ
2	1,5	0,0194	1,5362	2,0090	0,4978
3	1,5	0,0170	0,8947	1,8425	0,5428
4	1,5	0,0154	0,6096	1,7634	0,5671
5	1,5	0,0143	0,4528	1,7184	0,5820
6	1,5	0,0135	0,3550	1,6897	0,5918

Pour l'écoulement en charge :

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot Z}$$

$$Z = H + (L \cdot I - D/2)$$

Tableau V-06 : Q = f (D).

Dg [m]	μ	S [m ²]	$\mu \cdot S \sqrt{2g}$	Z [m]	Q [m ³ /s]
2	0,4978	3,14	6,9230	H-0,5	6,9230.√Z
3	0,5428	7,065	16,9849	H-1	16,9849.√Z
4	0,5671	12,56	31,5489	H-1,5	31,5489.√Z
5	0,5820	19,625	50,5878	H-2	50,5878.√Z
6	0,5918	28,26	74,0824	H-2,5	74,0824√Z

➤ Laminage de la Crue de Chantier : [B]

Le laminage de la crue se fait comme suite :

A partir de l'hydrogramme de la crue de fréquence (5%), on calcul les volumes de la crue stocké correspondant à chaque diamètre de la galerie, et on tire toutes les hauteurs correspondantes a chaque volume de la courbe (capacité –hauteur).

Les résultats de calculs sont donnés par la méthode de HILDENBLAT pour chaque diamètre de la galerie.

Tableau V-07 Détermination de la courbe des débits déversants pour D= 2m

Courbe des débits déversant pour D=2 m					
1	2	3	4	5	6
Cotes (m)	Hd (m)	q (m ³ /s)	1/2 qΔt (m ³)	V	V+1/2qΔt
65,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0,0000
65,50	0,50	1,059	115,760	0,082	0,0824
66,00	1,00	3,869	2281,667	0,166	0,1687
66,50	1,50	7,058	2449,609	0,254	0,2566
67,00	2,00	7,739	5528,086	0,348	0,3530
67,50	2,50	9,791	8485,206	0,448	0,4568
68,00	3,00	10,947	8944,193	0,559	0,5675
68,50	3,50	11,992	9380,749	0,681	0,6899
69,00	4,00	12,953	9797,872	0,816	0,8262
69,50	4,50	13,847	10197,949	0,969	0,9788
70,00	5,00	14,687	10582,912	1,140	1,1506
70,50	5,50	15,482	10954,354	1,333	1,3439
71,00	6,00	16,237	11313,608	1,548	1,5593
71,50	6,50	16,959	11661,801	1,786	1,7972
72,00	7,00	17,652	11999,894	2,046	2,0579
72,50	7,50	18,318	12328,719	2,329	2,3417
73,00	8,00	18,961	12648,999	2,637	2,6493
73,50	8,50	19,583	12961,367	2,969	2,9815
74,00	9,00	20,186	13266,382	3,326	3,3388
74,50	9,50	20,771	13564,540	3,709	3,7225
75,00	10,00	21,340	13856,284	4,120	4,1339

courbe des débits déversants pour D=2m

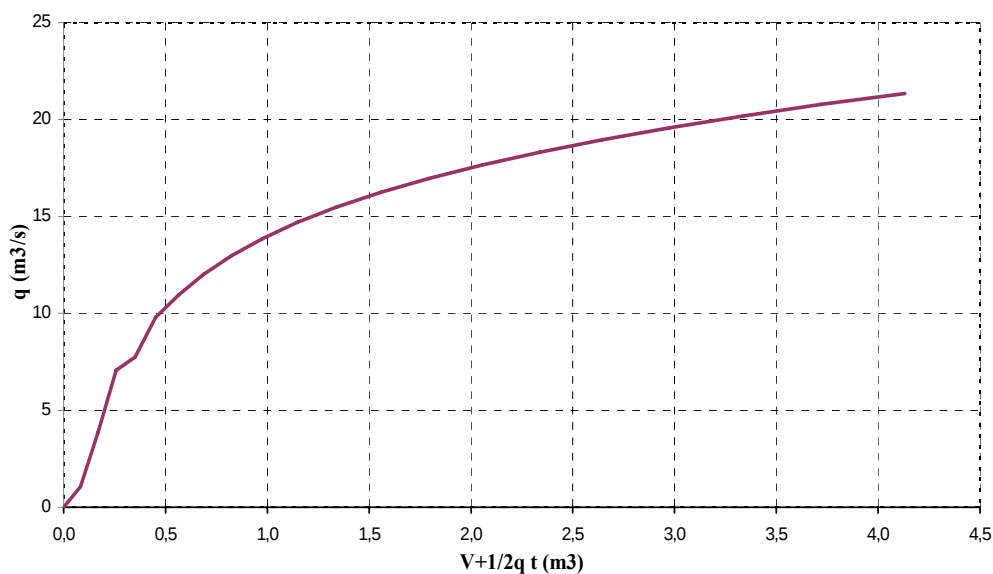


Figure N°V-3 : Courbe des débits déversants (D=2m)

Tableau V-08 Détermination de la courbe des débits déversants pour D= 3m

Courbe des débits déversants pour D=3 m					
1	2	3	4	5	6
Cotes (m)	Hd (m)	q (m3/s)	1/2 qΔt (m3)	V	V+1/2qΔt
65,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0,0000
65,50	0,50	1,376	619,237	0,082	0,0829
66,00	1,00	5,468	2460,796	0,166	0,1689
66,50	1,50	11,408	5133,751	0,254	0,2593
67,00	2,00	17,887	8049,375	0,348	0,3555
67,50	2,50	23,150	10417,379	0,448	0,4587
68,00	3,00	22,817	10267,502	0,559	0,5689
68,50	3,50	26,858	12086,040	0,681	0,6926
69,00	4,00	29,421	13239,593	0,816	0,8296
69,50	4,50	31,779	14300,395	0,969	0,9829
70,00	5,00	33,973	15287,766	1,140	1,1553
70,50	5,50	36,034	16215,124	1,333	1,3491
71,00	6,00	37,983	17092,242	1,548	1,5651
71,50	6,50	39,837	17926,494	1,786	1,8034
72,00	7,00	41,608	18723,613	2,046	2,0646
72,50	7,50	43,307	19488,154	2,329	2,3489
73,00	8,00	44,942	20223,813	2,637	2,6569
73,50	8,50	46,519	20933,635	2,969	2,9894
74,00	9,00	48,045	21620,165	3,326	3,3471
74,50	9,50	49,523	22285,556	3,709	3,7312
75,00	10,00	50,959	22931,648	4,120	4,1429

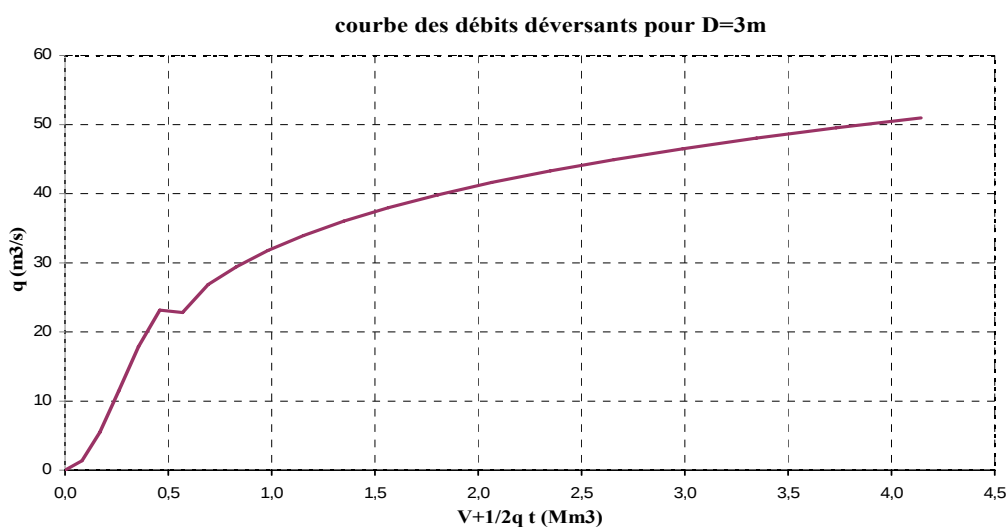
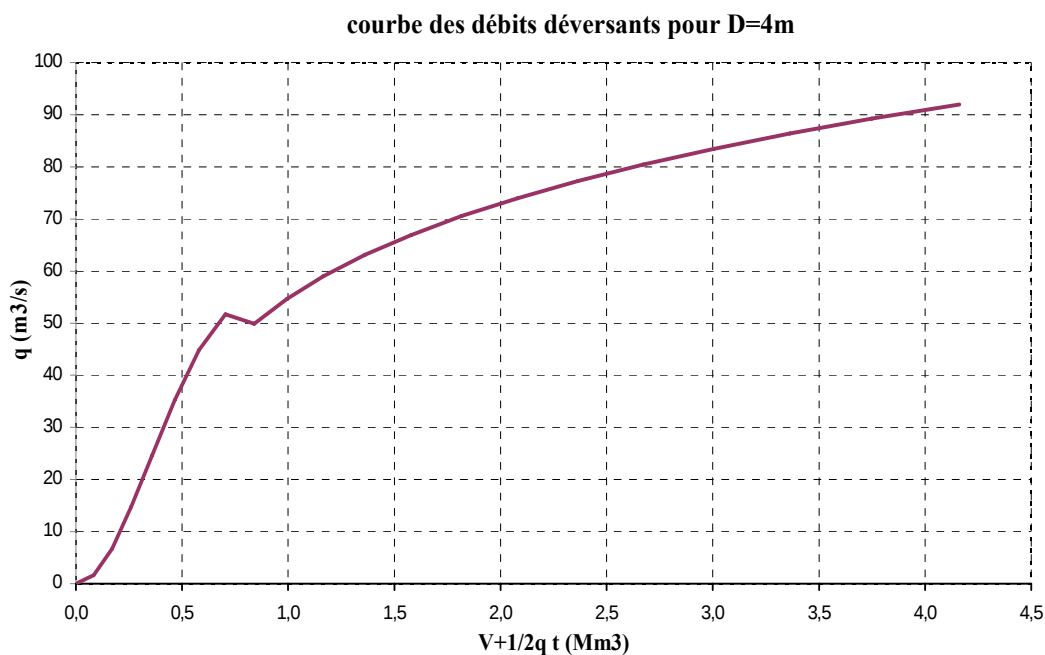


Figure N°V-4 : Courbe des débits déversants (D=3m)

Tableau V-09 Détermination de la courbe des débits déversants pour D= 4m

Courbe des débits déversants pour D=4 m					
1	2	3	4	5	6
Cotes (m)	Hd (m)	q (m ³ /s)	1/2 qΔt (m ³)	V	V+1/2qΔt
65,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0,0000
65,50	0,50	1,665	749,333	0,082	0,0830
66,00	1,00	6,697	3013,493	0,166	0,1694
66,50	1,50	14,756	6640,186	0,254	0,2608
67,00	2,00	24,569	11056,171	0,348	0,3586
67,50	2,50	35,181	15831,452	0,448	0,4641
68,00	3,00	44,864	20188,848	0,559	0,5788
68,50	3,50	51,709	23268,970	0,681	0,7038
69,00	4,00	49,885	22448,189	0,816	0,8388
69,50	4,50	54,646	24590,759	0,969	0,9932
70,00	5,00	59,025	26561,055	1,140	1,1666
70,50	5,50	63,100	28394,962	1,333	1,3613
71,00	6,00	66,928	30117,406	1,548	1,5781
71,50	6,50	70,548	31746,533	1,786	1,8172
72,00	7,00	73,991	33296,045	2,046	2,0792
72,50	7,50	77,281	34776,585	2,329	2,3642
73,00	8,00	80,437	36196,617	2,637	2,6729
73,50	8,50	83,473	37563,004	2,969	3,0061
74,00	9,00	86,403	38881,404	3,326	3,3644
74,50	9,50	89,237	40156,541	3,709	3,7491
75,00	10,00	91,983	41392,415	4,120	4,1614

**Figure N°V-5 : Courbe des débits déversants (D=4m)**

Introduction :

Une reconnaissance meilleur du lieu de chantier aide énormément à dresser un planning technologique des engins et leur utilisation rationnelle dans les diverses opérations, afin de pouvoir répondre aux conditions d'espace et temps dictés par le marché.

Donc une bonne organisation de chantier intervient grossièrement dans la diminution du prix de l'ouvrage pour qu'il ne soit onéreux.

Ces constructions présentent des difficultés énormes, mais quelques que soient les problèmes rencontrés, une bonne organisation du chantier est impératif.

Notre étude consistera donc à organiser notre chantier du barrage zaouïa tout en assurant :

- Un meilleur choix de la main d'œuvre et des matériaux.
- La rapidité d'exécution des diverses opérations.
- Une économie : synchronisation et réduction des travaux.
- Une organisation de l'emploi du matériel et du personnel en garantissant leur sécurité.

Ces facteurs revêtent une importance primordiale pour la réalisation de l'ouvrage dans les meilleures conditions.

VI-1- Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier :

Avant d'entrer dans le vif du sujet relatif au chantier de réalisation d'un barrage, il nous paraît indispensable de rappeler les rôles des différentes personnes amenées à intervenir sur le site du barrage.

VI-1- 1 - Le maître de l'ouvrage :

C'est une personne morale qui est l'ANBT pour laquelle sont exécutés les travaux. Son rôle est de définir le but à atteindre (programme), d'organiser un financement, de passer et de régler les marchés des travaux. Après la réception des ouvrages, il en est le propriétaire et le gestionnaire.

VI-1-2 - Le maître d'œuvre :

C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage de recevoir l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation des entreprises, d'assister le maître d'ouvrage dans le dépouillement des offres, de contrôler l'exécution des travaux et de proposer leur réception et leur règlement, après en avoir établi le décompte.

Pour le cas d'un barrage, le maître d'œuvre est souvent chargé, en outre d'interpréter son auscultation jusqu'à l'achèvement de la phase de la mise en eau et de régler le rapport de la première mise en eau.

VI-1- 3 - L'entrepreneur :

Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et, parfois, de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction tant que celui-ci n'a pas été réceptionné.

VI-2- INSTALLATIONS DU CHANTIER**VI-2-1- Installations destinées au personnel :**

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires et les bureaux de chantier.

VI-2- 2- Installations destinées au stockage des matériaux :

Pour les ciments nous utilisons soit des silos, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats sont stockés en plein air, seulement nous prévoyons un cloisonnement entre les différents types d'agrégats pour éviter leur mélange et de ce fait faciliter le dosage du béton. Les aciers doivent être stockés dans des endroits à l'abri de l'humidité (baraquements, hangars...).

VI-2- 3- Installations destinées à la réparation des engins :

Les grosses réparations ne se font généralement pas sur le chantier lui-même, mais il est important de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériaux.

VI-2- 4- Installations pour la préfabrication :

Ce sont généralement des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes ...etc.

VI-3- Ordre d'exécution des travaux :

- Installation du chantier;
- Implantation des axes des différents ouvrages;
- Coupure et dérivation de l'oued
- Après l'achèvement des travaux dans la retenue proprement dit et en même temps nous achevons les travaux dans l'évacuateur de crues;
- Coupure finale et mise en eau.

VI-3- 1-Terrassement au niveau des installations de chantier :**a) Exécution des voies d'accès :**

La déviation du chemin de willaya 34 et ouverture de pistes dérivées. Des ponts provisoires seront construits par des buses pour la traversée de l'oued des deux cotés de l'ouvrage (gauche et droite). Ces buses seront posées et revêtues en béton.

b) Exécution des plates formes :

Les bureaux et les logements seront construits à une distance de 500m de l'axe du barrage en aval sur la rive droite.

Il faut noter que les engins de terrassement des voix d'accès et des plates formes seront les mêmes, et ceci, pour des raisons économiques.

c) Détermination des engins nécessaires :

Pour l'exécution des voies d'accès il y a lieu de se disposer d'un chargeur et d'une pelle équipée en rétro dont le rendement est :

$$R = \frac{60.G.K_r.K_t}{T.K_f} \quad m^3/h$$

Où : G : capacité du godet.

K_r : coefficient de remplissage du godet.

K_t : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

K_f : coefficient de foisonnement.

Pour le transport de ces matériaux on a besoin de camions benne dont le rendement est :

$$R_c = \frac{60.G.K_t}{T} \quad m^3/h$$

Où : G : capacité de la benne du camion.

K_t : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

Le réglage sera assuré au moyen d'un bulldozer d'un rendement :

$$R_b = \frac{60.G.K_t}{T} \quad m^3/h$$

Où : G : capacité de la lame.

K_t : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

Il est à signaler, qu'avant l'exécution des voix d'accès il est nécessaire de procéder à leur préparation au moyen d'un bulldozer avec un rendement important. Si le délai d'exécution

étant relativement important il est nécessaire de faire appel à un autre bulldozer et ceci dans le but d'accélérer les travaux.

VI-3- 2-Dérivation provisoire :

Il est évident de donner à la galerie de vidange les dimensions voulues pour servir de galerie de visite à la fin de sa tâche.

Ce qui conduira inévitablement à envisager les deux alternatives ci-après :

- Dérivation en une étape au moyen d'une galerie ;
- Dérivation en deux étapes avec canal à ciel ouvert et galerie.

➤ **Dérivation en une seule étape :**

Selon cette solution, l'oued barré par un batardeau s'écoulerait sous pression dans la galerie de vidange. Ceci interdirait le démarrage des travaux d'exécution de la digue avant l'achèvement de la galerie et le batardeau. De ce fait, la digue du batardeau serait forcée de reposer sur des fondations non préparées pour leur plus grande partie.

➤ **Dérivation en deux étapes :**

Compte tenu de ce qui précède, il est indispensable d'envisager la dérivation de l'oued selon les deux étapes ci-après qui permettent d'exécuter les autres travaux de fondation nécessaires pendant la construction de la galerie.

- **Première étape :** Creusement d'un canal à ciel ouvert sur la rive gauche et la construction d'un batardeau temporaire.

- **Deuxième étape :** Construction de la galerie de dérivation et d'un batardeau permanent.

La dérivation se fera donc pour un canal de 10m de largeur creusé dans l'appui gauche. Elle se fera ensuite par une galerie circulaire de 5m de diamètre, le batardeau atteignant dans ce cas la cote 70,52m NGA.

a) Exécution du batardeau principal :

Les règles d'économie dictent l'utilisation des matériaux extraits des fouilles les plus voisines pour la construction des éléments de l'aménagement. Pour cela il est plus rationnel de concorder l'excavation de l'évacuateur de crues avec le remblayage de la digue du batardeau principal et ceci pour éviter une double manutention des déblais, donc les massifs de ce batardeau seront en colluvions, tandis que le masque amont (dispositifs d'étanchéité) sera en argile limoneuse disponible à quelques 500m à l'amont du barrage.

b) Opération d'exécution du batardeau principale :

Les matériaux servant à la construction des massifs collationneuses proviennent des excavations de l'évacuateur de crues, tandis que l'écran d'étanchéité nécessite la préparation d'une carrière réservée à cet effet, les opérations d'exécution s'effectueront dans l'ordre suivant :

- Décapage de la couche superficielle.
- Aménagement des fosses de ceinture.
- Construction des routes d'accès et des rampes.
- Creusement et déplacement de terre utile.

Ces opérations seront suivies de la mise en places des terres dans le corps du batardeau, et qui à son tour s'effectuera dans l'ordre suivant :

- Déchargement des terres dans la zone considérée.
- Réglage des terres déchargées.
- Humectage des terres jusqu'à la teneur en eau optimale.
- Compactage des terres par couches successives.

c) Exécution du massif du batardeau :

Etant donné que les matériaux extraits des déblais de l'évacuateur de crue sont très suffisants pour la construction des massifs du batardeau.

On utilise dans ce cas pour le chargement un chargeur et pour le transport des camions à benne.

d) Exécution du remblai des massifs :

- Un bulldozer est capable de procéder au régaling des terres.
- Un camion citerne de 10m³ muni d'une pompe pour le remplissage et un arroseur pour l'humectation.

e) Extraction des terres dans la carrière :

Le choix de l'excavation dépend essentiellement de l'importance du volume à extraire et de l'état dans lequel se trouvent les matériaux.

Dans notre cas on opte pour une pelle équipée en butte dont la capacité du godet est de l'ordre 0,65 à 2m³. Un godet de 1m³ est adopté.

Le rendement de l'excavateur est :

$$R_p = g.n.K_r.K_t \cdot \frac{1}{K_f} \quad m^3/h.$$

Où : g : capacité du godet de l'excavation.

n : Nombre de cycle pendant une heure de travail, $n=3600/T$

Avec : T durée d'un cycle égale à 30secondes.

K_r : coefficient de remplissage du godet.

K_t : coefficient d'utilisation du temps.

K_f : coefficient de foisonnement des terres.

VI-3- 3-Percement de la galerie de dérivation :

Généralement l'excavation des roches dures s'exécute au moyen des explosifs, et ceci dans le but de respecter une cadence déterminée, et d'éviter les excavations longues et difficilement réalisables. Il est donc plus judicieux d'utiliser ce moyen efficace pour le percement des galeries souterraines tout en prenant soin de ne pas affecter la structure des zones avoisinantes, et d'éviter dans la mesure du possible tout accident imprévu.

a) Quantité des travaux :

$S_u=16,83 \text{ m}^2$ (section unitaire).

$L=158\text{m}$ (longueur de la galerie).

$V=2659,5 \text{ m}^3$ (volume des excavations de la galerie).

L'excavation de la galerie de dérivation sera exécutée d'une part à partir de l'amont, et d'autre part à partir de l'aval et ceci dans le but de minimiser au maximum le délai d'exécution de la galerie compte tenu de son importance. Le type d'excavation sera de pleine section.

b) Définitions des engins nécessaires :

- Un chargeur à pneus.
- Un camion benne.
- Perforatrice à chenille.
- Ventilateur.

VI-3- 4-Exécution des fouilles à ciel ouvert :**a) fouille de l'évacuateur de crue :**

Elle sera exécutée au moyen d'explosifs, il faut tout d'abord perforer la roche au moyen de perforatrices à chenille et ensuite introduire la dynamite dans les trous perforés, après l'explosion la roche sera chargée sur des camions à benne au moyen des chargeurs à pneus et transportées jusqu'aux remblais du batardeau en premier lieu et aux dépôts de décharge.

Le volume total des excavations s'élève à 288957m³.

b) fouille de l'assise du barrage :

Compte tenu de l'hétérogénéité des alluvions constituant la fondation du barrage, et afin d'assurer la stabilité de ce dernier sous les conditions sismiques auxquelles sera sujette cette fondation.

Il est recommandé que les alluvions soient enlevées dans la zone qui est située sous la partie centrale du barrage.

Puisque l'excavation se fait au dessous du niveau d'eau souterraine, il y a lieu d'abord d'exécuter plusieurs fosses sur le lieu d'excavation pour capter les eaux souterraines qui seront évacuées à l'extérieur à l'aide de pompes immergées.

c) Définitions des engins nécessaires :

- Excavateur (pelle hydraulique à chenille).
- Un camion benne.
- Perforatrice à chenille.
- Pompes immergées.

VI-3- 5-Travaux des injections :

a) Technologie des travaux :

Les travaux des injections ont pour but de créer un rideau étanche dans la fondation. Ce rideau est formé de lignes de trous dans lesquels on envoie un coulis (ciment+eau et parfois de la bentonite), en sous pression pour boucher les chemins par où l'eau passe.

Les forages seront exécutés avec des appareils à rotation. Après la réalisation de ces forages il sera procédé à un essai pour l'évaluation de la perméabilité de la zone à injecter. Une canalisation d'amener du coulis est mise en place dans le trou, le coulis mis en pression par une pompe pénètre dans les fissures. Un obturateur l'empêche de remonter entre la canalisation d'amener et les parois du forage.

b) Matériel mise en place :

- Foreuses rotatives à avance hydraulique.
- Pompes à forage.
- Pompes à injection
- Malaxeurs à injection.

VI-3- 6-Exécution de la digue :

Le remblayage des différentes zones de la digue sera exécuté avec les matériaux prévenant des diverses zones d'emprunt se trouvant à des distances relativement acceptables. Ces matériaux doivent répondre aux exigences du projet d'étude du point de vue granulométrie, perméabilité, propriété,...etc.

Pour l'excavation des matériaux on pourra utiliser une pelle hydraulique en butte, dont la capacité est estimée en fonction du volume des matériaux nécessaires.

Compte tenu de l'importance du volume à extraire, il est plus rationnel de deviser la carrière en bandes, afin de faciliter son exploitation au fur et à mesure des besoins du chantier.

Définitions des engins nécessaires :

- Pelle équipée en butte
- Camion benne
- Bulldozer

a- Exécution du remblai de la digue :

Avant de commencer le terrassement du remblai, un remblai d'essai sera prévu. Le remblai d'essai a pour objet de déterminer l'épaisseur des couches à compacter, le nombre de passes du rouleau et le type des rouleaux à utiliser. Etant donné que la digue est composée de différentes zones, il y a lieu de respecter l'ordre de mise en place des matériaux respectifs.

Mise en place des terres dans le corps de la digue :

Une fois la fondation de la digue préparée, on procède à la mise en place des terres dans le corps de la digue. Cette opération consiste à l'épandage (régalage) des matériaux du remblai, suivi d'un nivellement, humectation puis compactage jusqu'à l'obtention du degré de compactage exigé par le projet. Avant la mise de la couche suivante on prévoit la scarification de la surface exécutée.

Technologie d'exécution des différentes opérations :

- 1- Déchargement : Le déchargement doit s'effectuer régulièrement en respectant la distance entre deux déchargements successifs et ceci pour faciliter leur régalage.
- 2- Régalage des terres : Le régalage sera assuré par un bulldozer.
- 3- Humectage des terres : L'humectage se fera au moyen d'un camion citerne.
- 4- Compactage : Le compactage des matériaux sera assuré par un compacteur aux rouleaux lisses avec vibration.

b- Exécution des travaux de carrier des filtres et drains :

Le lit de la rivière représente une zone d'emprunt adéquate pour l'extraction des matériaux de transition. L'extraction des matériaux se fera à l'aide d'une pelle hydraulique équipée en rétro, et qui assurera leur chargement dans un camion benne qui a son tour assurera leur transport jusqu'à la centrale de concassage pour la fabrication des différents matériaux dont la granulométrie est exigée par le projet d'étude.

Matériel nécessaire :

- bulldozer
- pelle hydraulique.
- camion benne.

Mise en place des filtres et drains :

Elle est également identique au massifs de la digue, seul le compactage est assuré au moyen d'un rouleau lisse sans vibration et ceci afin d'éviter la ségrégation des matériaux fins et par conséquent influe sur la fonction du filtre.

c- Enrochement de protection des parements :

Les matériaux pour l'enrochement de protection (rip-rap) des parements consisteront en fragments de roche dure, dense, saine et stable à l'air libre et à l'eau. Ces matériaux proviennent d'une carrière se trouvant à la limite nordique du bassin versant à l'est du méridien de Makouda (20 à 25 Km amont de l'axe de l'ouvrage), et dont la granulométrie sera conformes aux limites indiquées dans le projet.

Les enrochements sont simplement déversés des camions et régalés ensuite à l'aide d'une pelle mécanique de manière à assurer un bon arrangement des blocs, cette opération se répète au fur et à mesure de la montée du remblai et ça tous les 3m. La même pelle mécanique sera utilisée pour le nivellement des talus.

VI-3- 7- Exécution des travaux de bétonnage :**a) Généralités :**

Les travaux de bétonnage représentent généralement une opération très importante lors de l'exécution du barrage, Il est donc nécessaire de définir sa composition et ceci selon sa destination et selon l'importance de l'ouvrage projeté en respectant les données du projecteur. Il faut rappeler que seules quelques gâchées d'essai et la confection d'éprouvettes permettront d'ajuster au mieux la composition à adopter définitivement en fonction des qualités souhaitées et des matériaux utilisées.

b) Intensité de bétonnage :

L'intensité des travaux de bétonnage est déterminée d'après l'expression suivante :

$$I_b = \frac{V_b \cdot k_d}{T_b \cdot t \cdot t_e \cdot C}$$

Ou :

V_b : Volume total des travaux de béton, 10173 m³.

K_d : coefficient = 1.5

T_b : Durée provisoire prise pour les travaux de bétonnage en mois et qu'on estime à 10 mois.

t : Nombre de journées de travail par mois, 25 jours.

t_e : Durée de travail d'une équipe, 8 heures.

C : Nombre d'équipe par jour, 2 équipes.

D'où $I_b = 4 \text{ m}^3/\text{h}$

Le rendement de la centrale à béton à adopter dépend de la valeur de I_b ainsi calculée, il doit être égale à :

$$R_c \geq 1,1. I_b = 1,1.4 = 4,4 \text{ m}^3/\text{h}$$

Cette valeur présumée tout fois un bétonnage régulier pendant toute la durée ainsi estimée. Or il est très probable que cette condition soit remplie dans toutes les circonstances en pratique compte tenu des interruption de travail involontaires, épuisement du stock du ciment etc.... donc l'augmentation du rendement nécessaire de 2 fois est par conséquent justifié. On adopte, enfin une centrale à béton dont le rendement est de $9 \text{ m}^3/\text{h}$.

Mise en place du matériel :

- central à béton
- équipement d'alimentation en ciment
- silos à ciment de
- chargeur à pneus
- camions citernes à ciment.

La centrale à béton sera installée en combinaison avec la centrale de concassage à une distance d'environ de 2 km à partir de l'axe du barrage en amont. Le béton frais mélangé à la centrale sera transporté jusqu'au point le plus éloigné en moins de 30 minutes de temps qui, se traduit par la capacité de transport de $X \text{ m}^3/\text{h}$ au plus.

Le nombre de camions malaxeur sera :

$$N = \frac{X}{Y.2} \text{ Camions malaxeur.}$$

Où :

Y : représente la capacité du camion malaxeur.

2 : représente le nombre de voyage par heure.

c) L'extraction et la fabrication des granulats pour béton et filtres pour les remblais de la digue :

La centrale de concassage qui fabrique les agrégats et les filtres sera installée sur l'emplacement se situant à une distance de 2km de l'axe du barrage. Les matériaux en provenance du lit de l'oued seront concassés classifiés et stockés suivant leur granulométrie pour qu'ils ne soient pas épuisés pendant les travaux de bétonnage et de remblayage .

Mise en place du matériel :

- 1- centrale de concassage
- 2- pelle hydraulique
- 3- bulldozer
- 4-camions benne

d) Bétonnage de la galerie de dérivation :

Ordre des opérations d'exécution de bétonnage :

L'exécution du revêtement de la galerie s'effectue selon l'ordre suivant :

- 1- nettoyage du rocher en place.
- 2- bétonnage des sous radier de la galerie.
- 3- montage des armateurs
- 4- préparation des cintres.
- 5- bétonnage.
- 6- déplacement.

Matériel :

- 1- jeu de coffrage.
- 2- pompe à béton.
- 3- camions malaxeur.

e) Bétonnage de l'évacuateur de crue :

L'évacuateur de crue sera construit sur la rive droite, c'est un ouvrage de 305m de long et 55 et 30 m de largeur.

Exécution des coffrages :

Les éléments de l'évacuateur de crue se différencient et nécessitent en général plusieurs types de coffrages à savoir :

- coffrage glissant en acier pour mur.
- Coffrage glissant pour radier.
- Coffrage en bois, et autre.

Le coffrage en bois, en panneaux métalliques, fait sur mesure, ou les coffrages métalliques glissant de dimensions appropriées (3x10m) sont montés avant le bétonnage. Les coffrages pour les parties arrondies ou tout autres éléments spéciaux seront préparés à l'avance à l'atelier de coffrage. Pendant le montage, il faut vérifier la position verticale et longitudinale d'après les repères topographiques afin de garantir un bétonnage répondant aux exigences du projet.

Mise en place du matériel :

- 1- jeux de coffrage glissant.
- 2- Camion grue.
- 3- Pompe à béton.
- 4- Camion malaxeur.
- 5- Pervibrateur.

Mise en place du personnel :

- 1- Equipe de coffrage.
- 2- Equipe de ferrailage.
- 3- Equipe de bétonnage.

VI-4- Planification :**VI-4-1- Définition :**

C'est une méthode dont dispose le cadre pour rendre son travail efficace, elle consiste en :

- Installation des postes de travail ;
- Observations instantanées ;
- Analyse des tâches ;
- Le chronométrage ;
- Définition des objectifs et des attributions ;
- Simplification des méthodes ;
- Stabilisation des postes de travail.

VI-4-2- Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

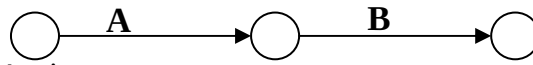
- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

a) Méthodes basées sur le réseau**a-1- Définition du réseau**

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

Réseau à flèches

L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.

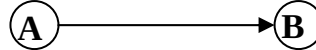


L'opération **A** précède l'opération **B**

➤ **Réseau à 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.

**a-2- Construction du réseau**

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

- ✓ Etablissement d'une liste des tâches :

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

- ✓ détermination des tâches antérieures :

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

- ✓ Construction des graphes partiels :
- ✓ Regroupement des graphes partiels :
- ✓ Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage :
- ✓ Construction du réseau.

b) Méthodes basées sur le graphique :

➤ **Méthode linéaire (ligne of balance technic)**

Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux sont répétitifs.

➤ **Méthode à barres**

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (plan de travail)

VI-4-3- Les étapes de la planification :

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

- Collection des informations

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

- Décomposition du projet

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

- Relations entre les tâches

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

- Choix de la méthode de calcul

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage à construire.

Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode **C.P.M**

➤ **Les paramètres de la méthode C.P.M**

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation ;

DCP : date de commencement au plus tôt ;

DCPP : date de commencement au plus tard ;

DFP : date de finition au plus tôt ;

DFPP : date de finition au plus tard ;

MT : marge totale.

Et :

$$\begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$

➤ **Chemin critique (C.C)**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\text{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} \mathbf{MT = 0} \\ \mathbf{\sum TR_{CC} = D.T.P} \end{cases}$$

➤ **Attribution des durées de chaque opération**

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;

Dimensions du projet.

- On pourra appliquer la formule suivante :

$$\mathbf{T = \frac{Q.N}{n}}$$

Avec :

$$\begin{cases} \mathbf{Q = Quantité\ de\ travail} \\ \mathbf{N = Rendement} \\ \mathbf{n = Nombre\ d'équipes} \end{cases}$$

VI-4-4- Symboles des différentes opérations :

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

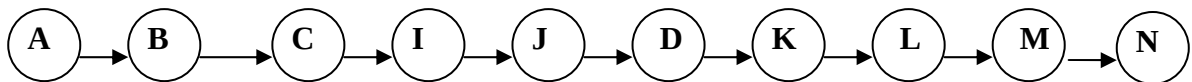
Tableau VI.1 : symboles des opérations

Travaux	Opérations	Durée (jours)
Installation de chantier	A	30
Réalisation de la galerie de dérivation	B	75
Réalisation du batardeau	C	20
Réalisation de la vidange et de la prise d'eau	D	45
Exécution du bassin d'amortissement	E	20
Excavations, fouilles pour l'évacuateur de crue	F	60
Coffrage, ferrailage de l'évacuateur de crue	G	45
Bétonnage de l'évacuateur de crue	H	30
Excavation du tranché de la clé d'encrage	I	15
Remblais de la clé d'encrage	J	15
Remblais du barrage, et prisme de drainage	K	75
Revêtement sur les talus (amont, aval)	L	20
Équipements hydromécaniques	M	20
Travaux de finitions	N	45

Le schéma du réseau à noeuds de l'organigramme des opérations est donné par la figure VII-1. et pour le diagramme de gant (voir annexe)

VI-4-5 Détermination du chemin critiques :

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0) est donné par le chemin suivant:



$$DTR = \sum TR = 30 + 75 + 20 + 15 + 15 + 45 + 75 + 20 + 20 + 45 = 360 \text{ jours.}$$

Le délai de construction du barrage de Zaouïa en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent (sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement) est estimé à 12 mois au maximum, pendant la période de préparation, on installe et on organise le chantier.

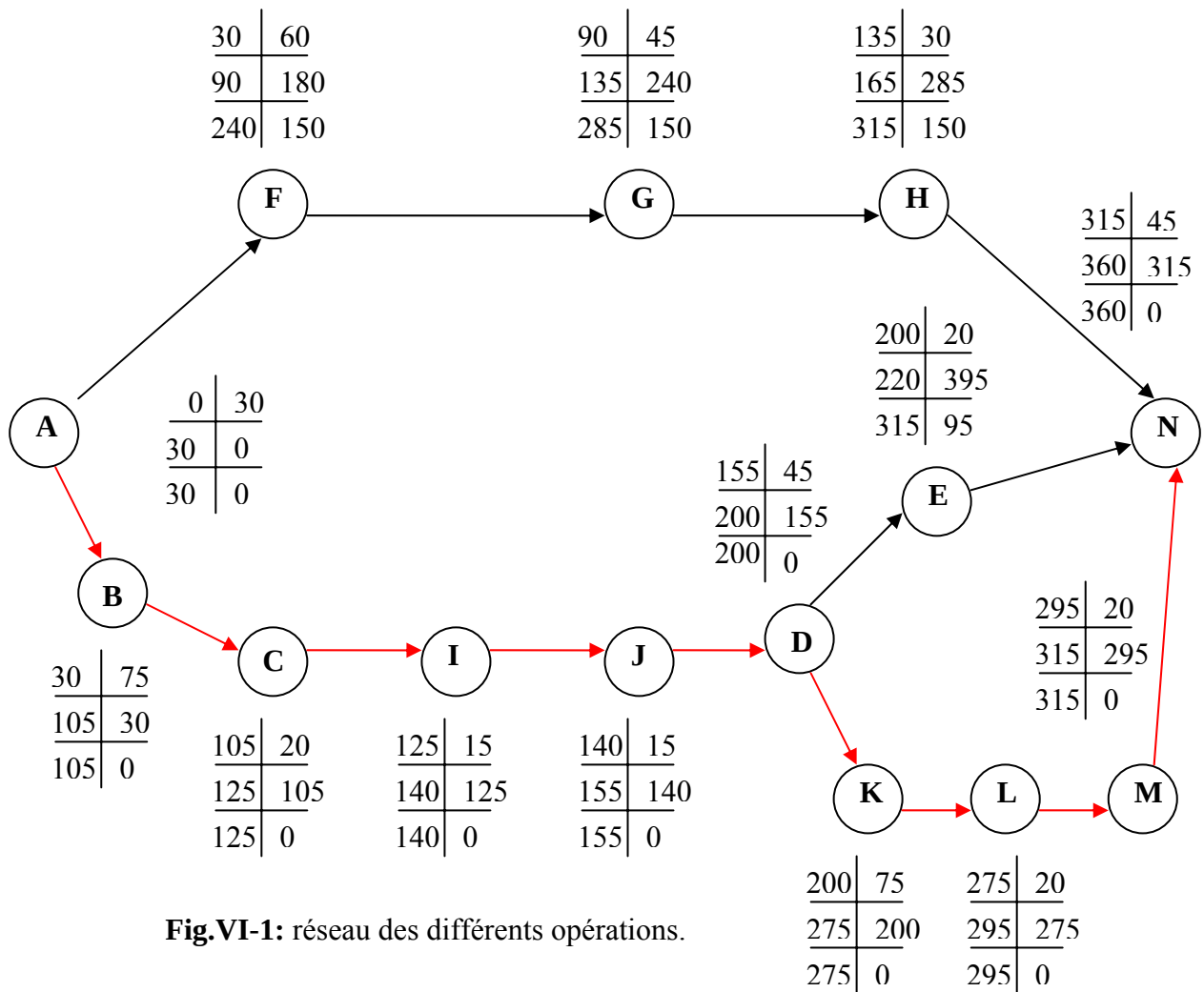


Fig.VI-1: réseau des différents opérations.

VII-5- Le coût du barrage :

Le coût total d'un barrage dépend des conditions de réalisation propres à chaque site. Il peut être estimé trop élevé pour une destination d'irrigation et entraîner le maître d'ouvrage potentiel à renoncer à son projet, alors qu'un coût analogue peut être jugé acceptable pour l'eau potable. Le niveau des subventions publiques accordées influe aussi sur la décision du maître d'ouvrage.

Les coûts d'investissements comprennent trois parties :

VII-5- 1- Le coût des travaux de construction du barrage :

Le devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes est déterminé en sommant le coût des différents travaux, à savoir les excavations, les remblais et le bétonnage pour l'évacuateur de crues et la dérivation provisoire.

Ainsi on obtient les résultats pour les différents ouvrages:

Tableau VI-2 : devis estimatif.

LA DIGUE					
N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix (DA/U)	Montant (DA)
1	Décapage de la couche de terre végétale	m ³	3240,25	160	518440
2	Excavation	m ³	2801,80	280	784504
3	Remblai y compris la clé d'étanchéité	m ³	125497,09	350	43923981,5
4	Enrochements	m ³	4781,27	3000	14343810
5	Graviers	m ³	8255,02	320	2641606,4
6	Sable	m ³	3055,38	800	2444304
7	Produit asphaltite	m ³	356,38	10000	3563800
L'EVACUATEUR DE CRUES					
N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix (DA/U)	Montant (DA)
1	Déblai	m ³	147580	280	41322400
2	Remblai	m ³	12120	350	4242000
3	Béton armé 350 kg/m ³	m ³	7245	22000	159390000
4	Béton de propreté 250 kg/m ³	m ³	1482	11000	16302000
5	Enrochements	m ³	280	3000	840000
6	sable	m ³	741	800	592800
7	Joint Water stop	ml	1056	300	316800
DERIVATION, VIDANGE DE FOND ET PRISE D'EAU					
N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix (DA/U)	Montant (DA)
1	Déblai	m ³	5265	280	1474200
2	Remblai	m ³	300	350	105000
3	Béton 350 kg/m ³	m ³	1190	22000	26180000
4	Béton de propreté 150 kg/m ³	m ³	24	11000	264000
5	Béton de fondation 250 kg/m ³	ml	235	13000	3055000
6	Enrochements	m ³	86	3000	258000
7	Conduite métallique □1500	ml	175	45000	7875000
8	Conduite métallique □450	ml	10	30000	300000
9	Joint Water stop	ml	367	300	110100
10	Vanne □1500	u	2	55000	110000
11	Vanne □~	u	2	40000	80000
13	Grille	u	1	3000	3000
Montant totale du barrage : 331040746 DA					

VII-5-2- Le coût des études :

Levés topographiques, étude d'impact, enquête foncière, étude hydrologique, investigations géologiques et géotechniques, établissement du projet et du DCE (missions de maîtrise d'œuvre normalisées), contrôle permanent des travaux. Ce coût représente en moyenne 12 % environ du montant des travaux, mais dans certains cas, il peut atteindre 15 à 20 % ;

VII-5-3- Les coûts induits par la création du barrage :

Acquisitions foncières, indemnités, mesures compensatoires, rétablissement des voies de communication et des réseaux. Ce coût peut être faible à très élevé. Attention à ne pas le sous-estimer.

Conclusion :

Organiser le barrage de zaouïa en coordonnant la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir, dans les meilleures conditions possibles, les travaux à exécuter pour la construction de ce barrage.

Tel est l'objet de ce chapitre, malgré les problèmes auxquels nous nous sommes heurtés (tels que manque de documents détaillés), nous avons essayé d'englober tous les points qui touchent à l'organisation de chantier.

Une importance a été donnée à l'organisation de la construction, une organisation compatible avec tous les travaux, afin de supprimer les temps morts, d'avoir une meilleure qualité de conserver une même vitesse d'avancement, pour toutes les opérations élémentaire et sur tous les points de chantier.

A base des résultats trouvées on a effectuer Un devis estimatif pour l'ensemble de l'aménagement a savoir la digue, l'évacuateur de crue, la dérivation provisoire, la vidange de fond, la prise d'eau, ainsi que les différents ouvrage hydromécanique, ce qui nous donne un coût de reviens du mètre cube de **0,036 DA/m³**

Introduction

Quand on parle de "sécurité de travail" dans la réalisation des grands ouvrages et en particulier les barrages, les ingénieurs comme le grand public pensent d'abord à la fiabilité de l'ouvrage, c'est-à-dire à toutes ces mesures qui, dans l'élaboration et l'exécution du projet, sont destinées à empêcher la rupture totale ou partielle des ouvrages et à prévenir ainsi les dommages aux futurs usagers et aux habitants de la zone intéressée par l'ouvrage.

En revanche, la sécurité du personnel de chantier est en général passée sous silence dans les symposiums traitant de la sécurité des barrages.

Pourtant c'est un problème très important car les accidents de chantiers sont lourds de conséquences tant pour les dommages corporels subis par les ouvriers, et qui peuvent conduire à une incapacité de travail et même à la mort, que pour les dégâts matériels aux machines, à l'outillage et aux installations.

VII-1 Secteurs et opérations à haut risque [P]

De façon analogue, une analyse des accidents dans les chantiers de certains barrages construits en Italie de 1972 à 1988 montre que les accidents et journées perdues se repartissent comme suit :

- perforation20%
- armatures et coulage.....40%
- services.....25%
- construction et manipulation des installations de chantier.....5%

VII-2 Causes des accidents de travail

Les accidents dans la construction des barrages ont, en général, les causes spécifiques suivantes:

- La complexité des opérations exécutées, exigeant l'emploi d'engins et d'appareil très puissants et fatigants à manœuvrer, du moins jusqu'à une époque récente;
- le relâchement de l'attention chez les ouvriers et les agents de maîtrise lors du passage d'une phase de travail difficile et dangereuse à d'autres qui ne semblent pas l'être, ou lorsque le travail est devenu une routine; par conséquent, dans de nombreux cas, les ouvriers négligent les mesures personnelles de protection nécessaires;

- Le transport de matériaux des carrières vers les lieux de mise en œuvre et les déplacements du personnel à l'intérieur du chantier pour des tâches particulières;
- Les besoins en sources d'énergie importantes (électricité, air et fluides comprimés) se trouvant parfois très éloignées les unes des autres dans le chantier et utilisée de façon discontinue;
- Les modalités de travail, en continu et avec des cadences élevées, afin de respecter des programmes contraignants;
- Le déplacement du personnel du secteur logements à celui du travail et vice versa.

VII-3 Niveaux d'intervention

Un programme efficace de prévention comprend trois phases:

- La prévention proprement dite, qui consiste dans l'adoption de mesures techniques, d'organisation afin d'éliminer les causes des accidents du travail et des maladies professionnelles ;
- La protection, qui consiste dans l'adoption de mesures de défense, collectives ou individuelles, pour réduire au minimum les conséquences d'un accident;
- Le secours immédiat et efficace aux accidentés, pour limiter les conséquences de l'accident, par un système d'alerte efficace et des moyens de transport rapides.

VII-4 Responsabilités

Tout le personnel du chantier doit être persuadé que la sécurité, dans la construction du barrage, a la même importance que la qualité du travail et le respect des programmes et du devis. Il lui appartient donc de participer à la lutte contre les accidents du travail et les maladies professionnelles.

VII-5 Conditions dangereuses dans le chantier [P]

- Installation non protégée ou mal protégée.
- Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse, stockage irrationnel.
- Protection individuelle inexistante.
- Défauts dans la construction.
- Eclairage défectueux.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.

VII-6 Actions dangereuses [P]

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Imprudence durant le travail.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

VII-7 Methode et moyens de prévention [P]

- Demander l'autorisation d'agir et avertir.
- La protection individuelle est obligatoire.
- Développer l'esprit de sécurité et d'hygiène.
- L'intervention à une meilleure utilisation.
- Veiller à une meilleure utilisation.

il y a aussi et surtout la conscience morale qui exige qu'on mette en œuvre toutes les mesures utiles et nécessaires à garantir la protection physique du personnel. Cette exigence n'est qu'un aspect, dans le domaine du travail, de ce sens éthique profond, propre à l'homme, qu'on appelle "le respect de la vie".

VII-8- Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation de la galerie de dérivation**VII-8-1- Ordonnance 66-183 :**

Art.85- Dans les galeries souterraines en cours de percement ou il est fait usage d'explosifs, la ventilation doit être réalisée dans les conditions ci-après :

- 1°. Il doit être introduit au front de taille, au moyen d'une installation de ventilation artificielle, 200 litres au moins d'air par seconde et par mètre carré de la plus grande section de la galerie ventilée ; l'air introduit doit être prélevé loin de toute source de viciation.
- 2°. Après chaque tir, une aspiration doit être effectuée le plus près possible du front de taille, afin d'éliminer au maximum les poussières en suspension.
- 3°. Eventuellement, une ventilation auxiliaire doit permettre d'accélérer l'absorption au bouchon de tir.

Le débit d'air nécessaire à la ventilation de la galerie de dérivation est déterminé par la formule suivante :

$$Q = q.S, \text{ l/s}$$

Ou : q : débit d'air pour 1m^2 de section de la galerie, $q=200 \text{ l/s}$.

S : section de la galerie, $s= 25\text{m}^2$.

Donc : $Q=5000 \text{ l/s}$. $Q=5 \text{ m}^3/\text{s}$.

VII-8-2- Calcul du diamètre de la canalisation d'air à la ventilation :

Le diamètre de la canalisation est déterminé d'après la formule suivante :

$$Q = V.S, \text{ m}^3/\text{s}$$

Ou : V : vitesse de circulation d'air dans la conduite égale à 5m/s .

S : section de la conduite qui est déterminée comme suit :

$$S = \frac{\pi.D^2}{4}, \text{ avec } D : \text{diamètre de la conduite.}$$

$$\text{Donc : } Q = V. \frac{\pi.D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4.Q}{\pi.V}} = 1,129 \quad \quad \quad \mathbf{D=1200 \text{ mm}}$$

Pour les deux fronts de la galerie on opte pour un diamètre de 600mm.

Conclusion :

Des milliers d'accident graves ont leurs origines dans de simples blessures qu'on aurait pu éviter par l'emploi de dispositifs de sûreté (casque, gants masques, lunette....).

Tous ces accidents ainsi que les détériorations du matériel qui les accompagnent fréquemment sont d'autant plus regrettables qu'ils sont presque exclusivement dus à la négligence et à l'inobservation des règles les plus élémentaires de sécurité.

Conclusion générale :

Les résultats des analyses et des investigations exécutées dans le cadre de l'étude de faisabilité du barrage Zaouïa ont permis de tirer les conclusions suivantes :

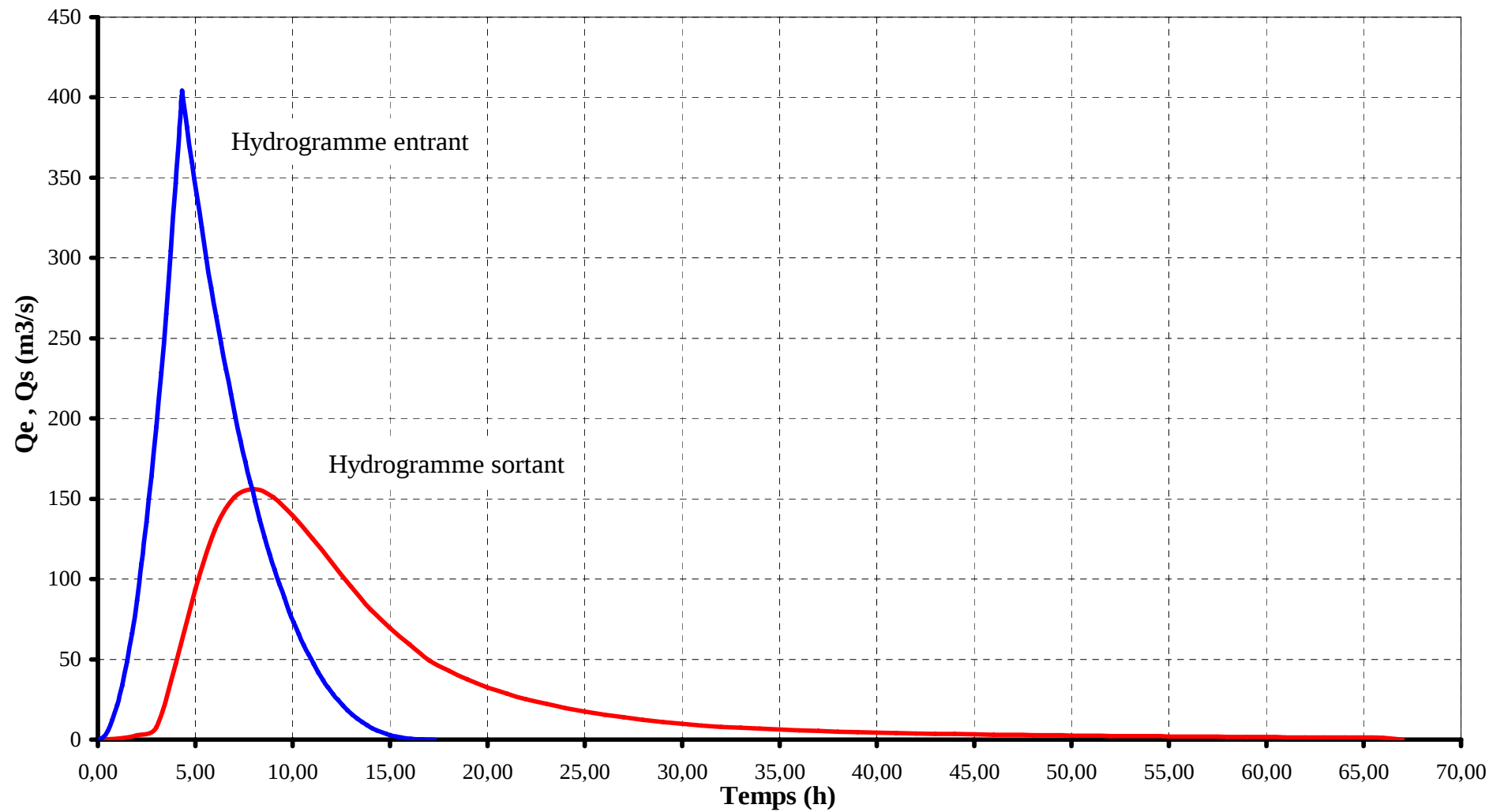
- La construction du barrage de Zaouïa est réalisable et n'implique aucune difficulté technique particulière. De plus, le choix d'un barrage du type "en terre" comme digue principale permet l'utilisation exclusive de matériaux disponibles in situ, ce qui permettra un emploi intensif de main d'oeuvre locale.
- Grâce à la capacité de sa retenue, le barrage peut assurer la pérennité de l'irrigation, permettant ainsi le développement du secteur de l'agriculture avec la mise en valeur de nouvelles terres, l'intensification et la diversification des cultures, l'amélioration de la production, et le développement des industries induites.
- En plus, le barrage peut satisfaire à long terme les besoins en eau de la population, du bétail et de l'industrie sur l'ensemble de la vallée. Il garantit dans le fleuve un débit minimum sanitaire nécessaire pour prélever de l'eau d'une qualité acceptable, sans contamination excessive par des eaux usées, améliorant ainsi la santé publique par la réduction de l'incidence des maladies hydriques notamment celles liées au manque d'eau et à son impureté.
- La réalisation du barrage de Zaouïa offrira un grand nombre d'emplois dans les secteurs de l'exploitation du barrage, de l'agriculture et des services, que ce soit à court terme durant la phase de construction ou à long terme une fois le barrage en exploitation.
- maintenir les populations rurales en leur assurant de réelles possibilités de développement dans un milieu pauvre, isolé et défavorisé.

Le projet du barrage de Zaouïa est considéré comme un investissement primordial pour le pays, puisqu'il permettrait d'assurer les ressources hydriques nécessaires pour la survie des communautés humaines et pour la protection des massifs montagneux de grande Kabylie.

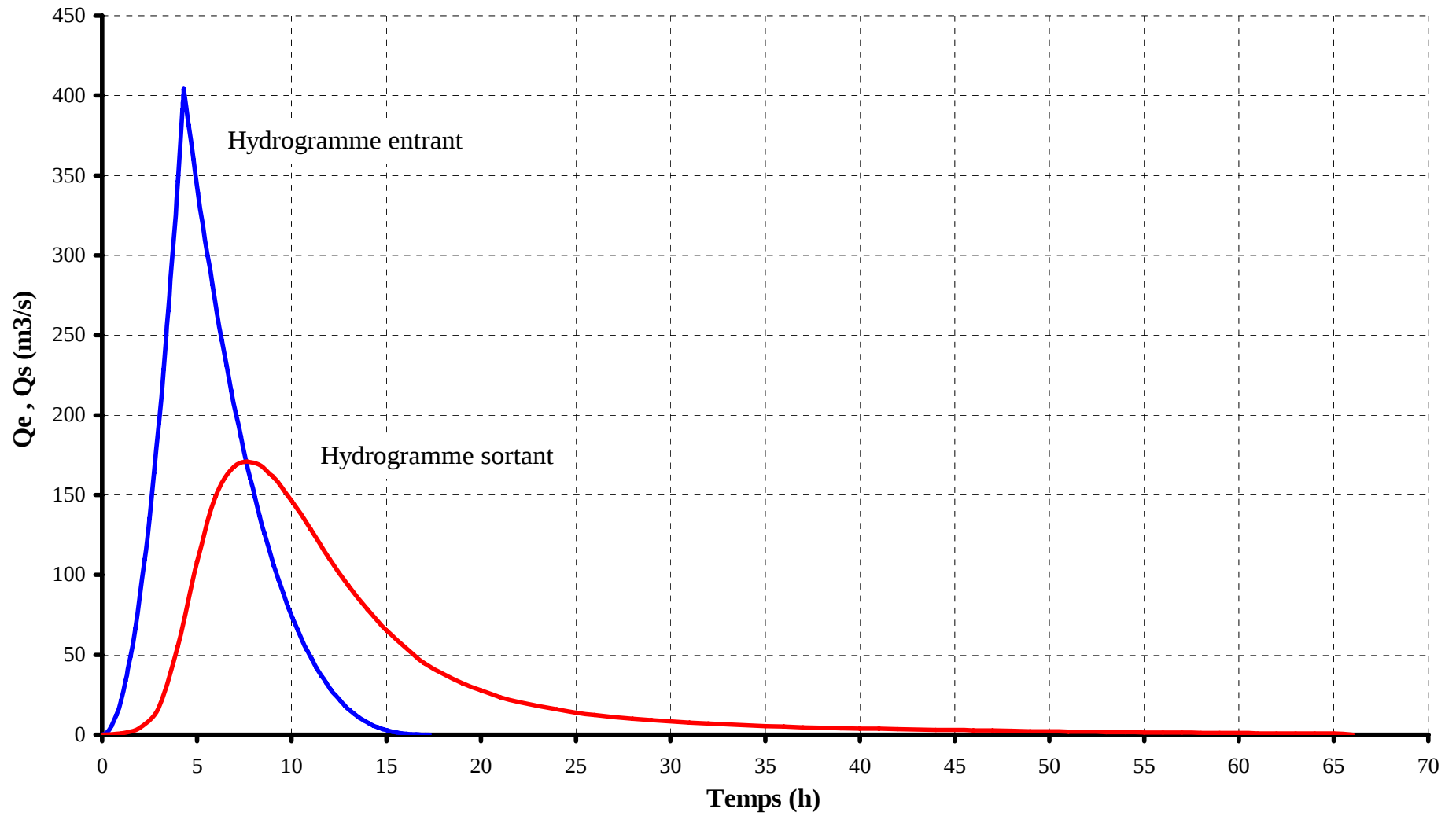
Références bibliographiques :

- [1] : El Watan – Mercredi 27 août 2008 – 9**
- [2] : B. TOUAIBIA : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida. Mars 2004**
- [3] : B. TOUAIBIA et B. BENLAOUKLI : introduction au dimensionnement des retenus collinaires. ENSH Blida. Avril 2004.**
- [4] : M. ROCHE : Hydrologie de surface. ORSTOMP. Gauthier-Villars Editeur. Paris 1963**
- [5] : GERARD DEGOUTTE : petits barrages. Recommandation pour la conception, la réalisation et les suivis, Comité français des grands barrages. Edition Cemegref. France. 1997**
- [6] : V. VOLKOV : Guide de la thèse de fin d'études. ENSH Blida. 1986**
- [7] : R. ROLLEY : Technique des barrages en aménagement rural. Edition Eyrolles. Paris 1997**
- [8] : CIGB : Barrages en remblai, filtre et drain granulaire. Bulletin 95. 1994**
- [9] : CIGB. Calcul statique des barrages en remblai. Bulletin 53. 1986**
- [10] : Rémi POCHAT : Evacuateurs de crues. CTGREF. octobre 1980**
- [11] : M. HASSANE : Abaques de calcul hydraulique de l'évacuateur de crue. ENSH Blida. 2004**
- [12] : M. HASSANE : les ouvrages annexes de barrage. ENSH Blida. 2006**
- [13] : M. HASSANE : Formulaire de calcul des aménagements. ENSH Blida. 1998**
- [14] : CFGB : Barrages et développement durable en France. MEDD. France. Septembre 2003**
- [15] : PAUL ROYET : La surveillance et l'entretien des petits barrages - Guide pratique – Ministère de l'environnement. CEMAGREF Edition 1994**
- [16] : V. AMBARTSOUMIAN : Recommandations méthodologiques. ENSH SOUMAA. 2006**
- [17] : MOURAD DJAROUD : Etude de l'évacuateur de crue du barrage Taksebt. Mémoire de fin d'étude. ENSH Blida. 1995**

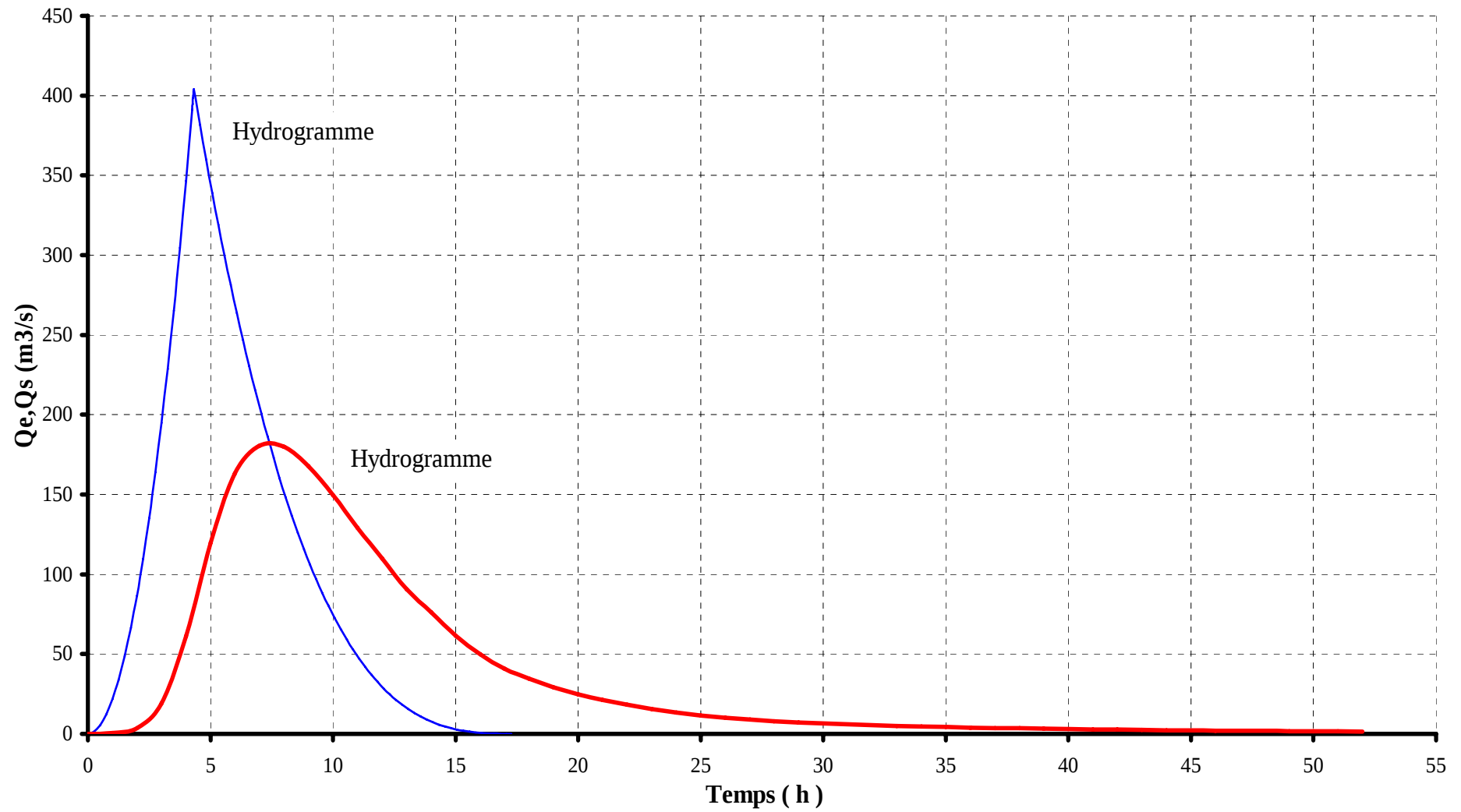
Laminage de la crue de projet pour $b = 25$ m



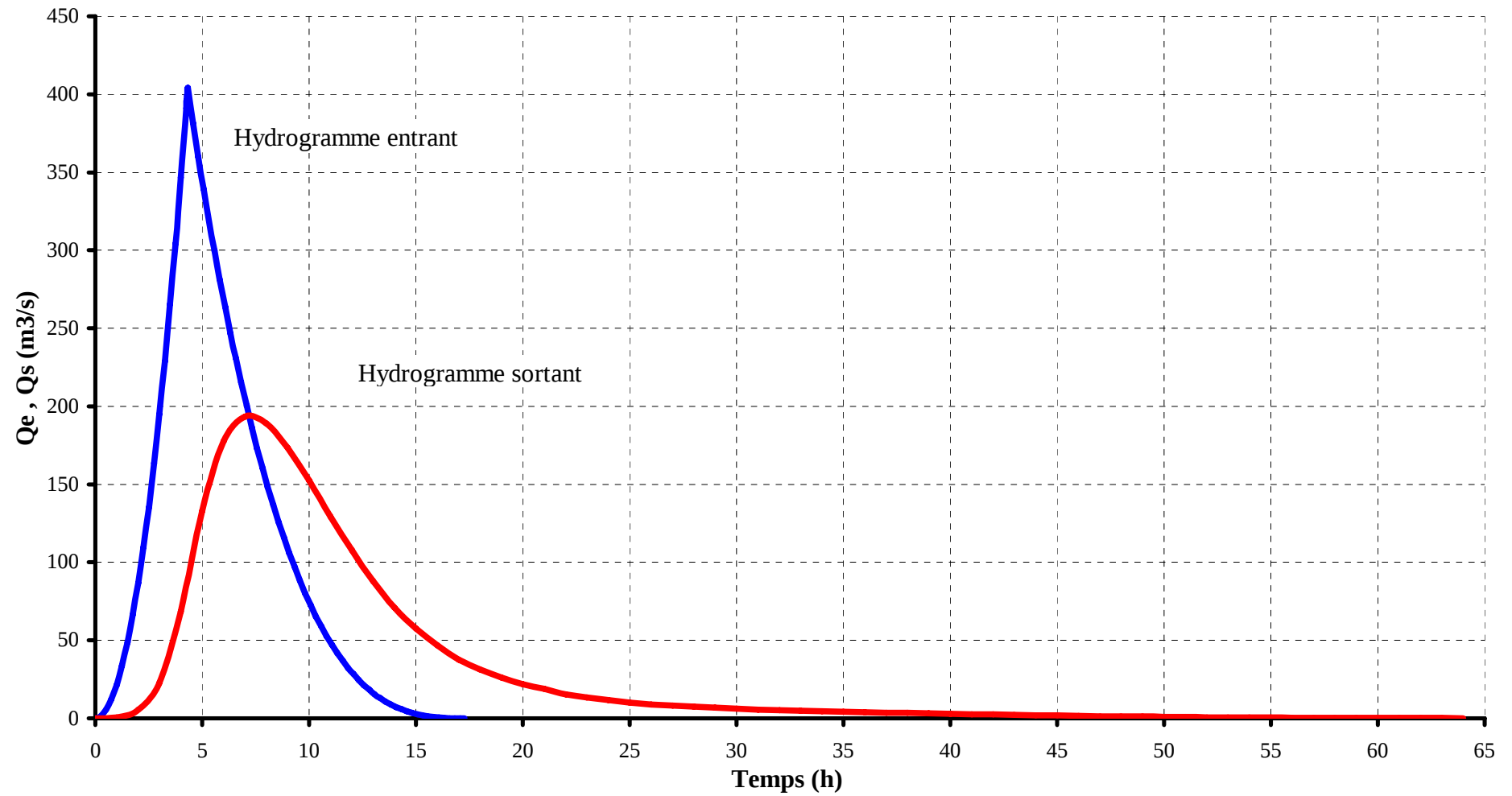
Laminage de la crue de projet pour $b = 30$ m



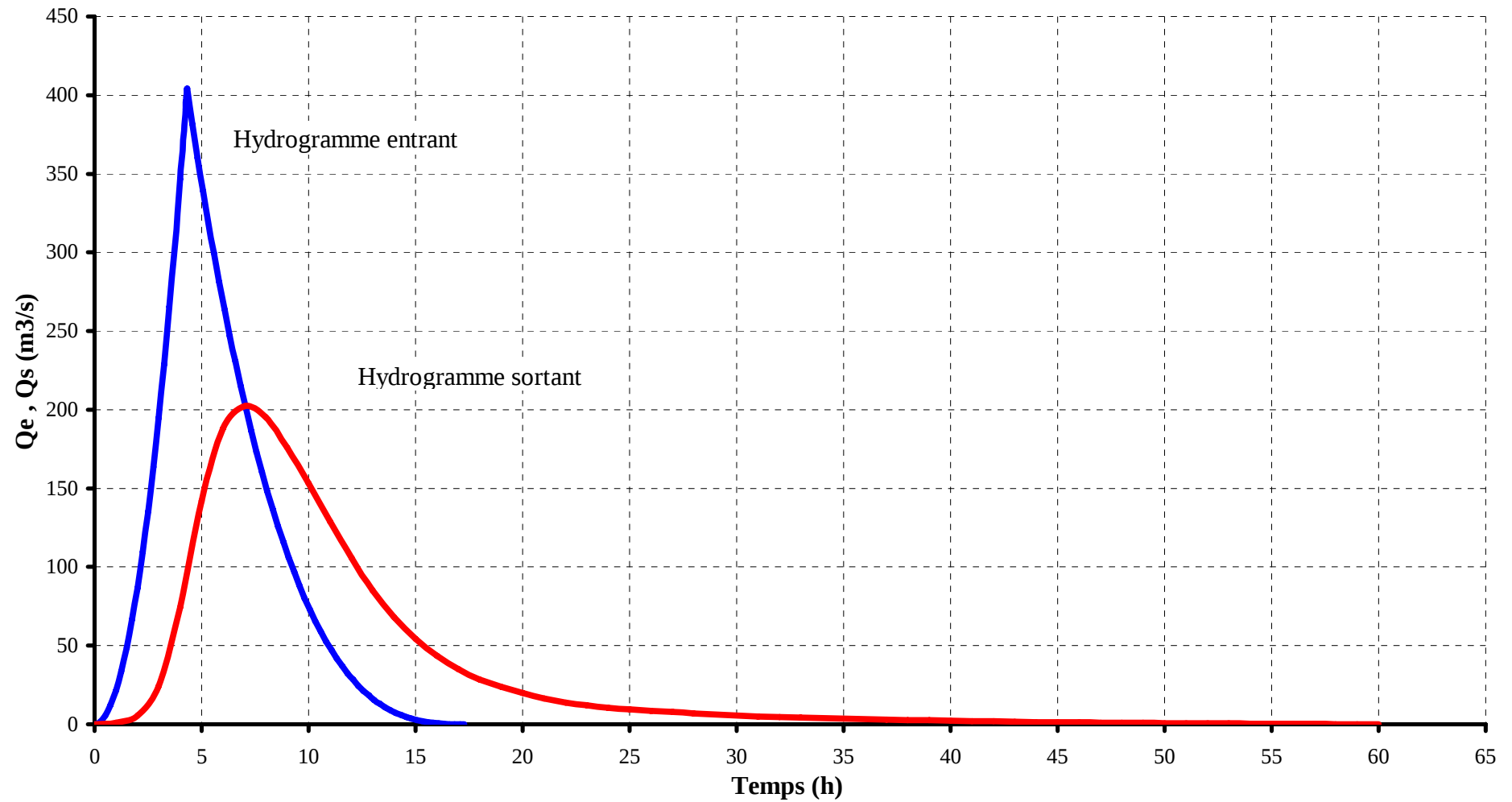
Laminage de la crue de projet pour $b = 35$ m



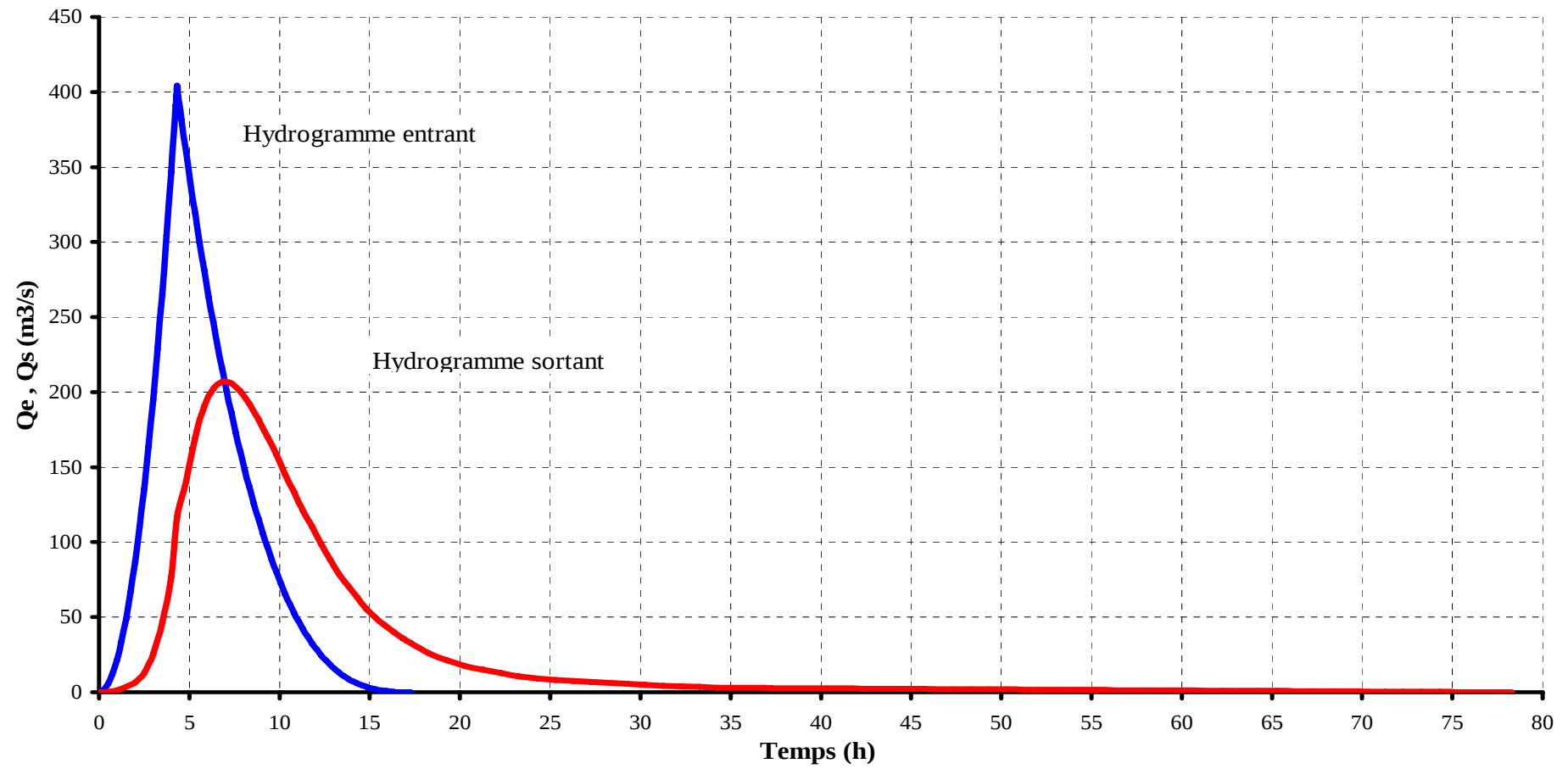
Laminage de la crue de projet pour $b = 40$ m



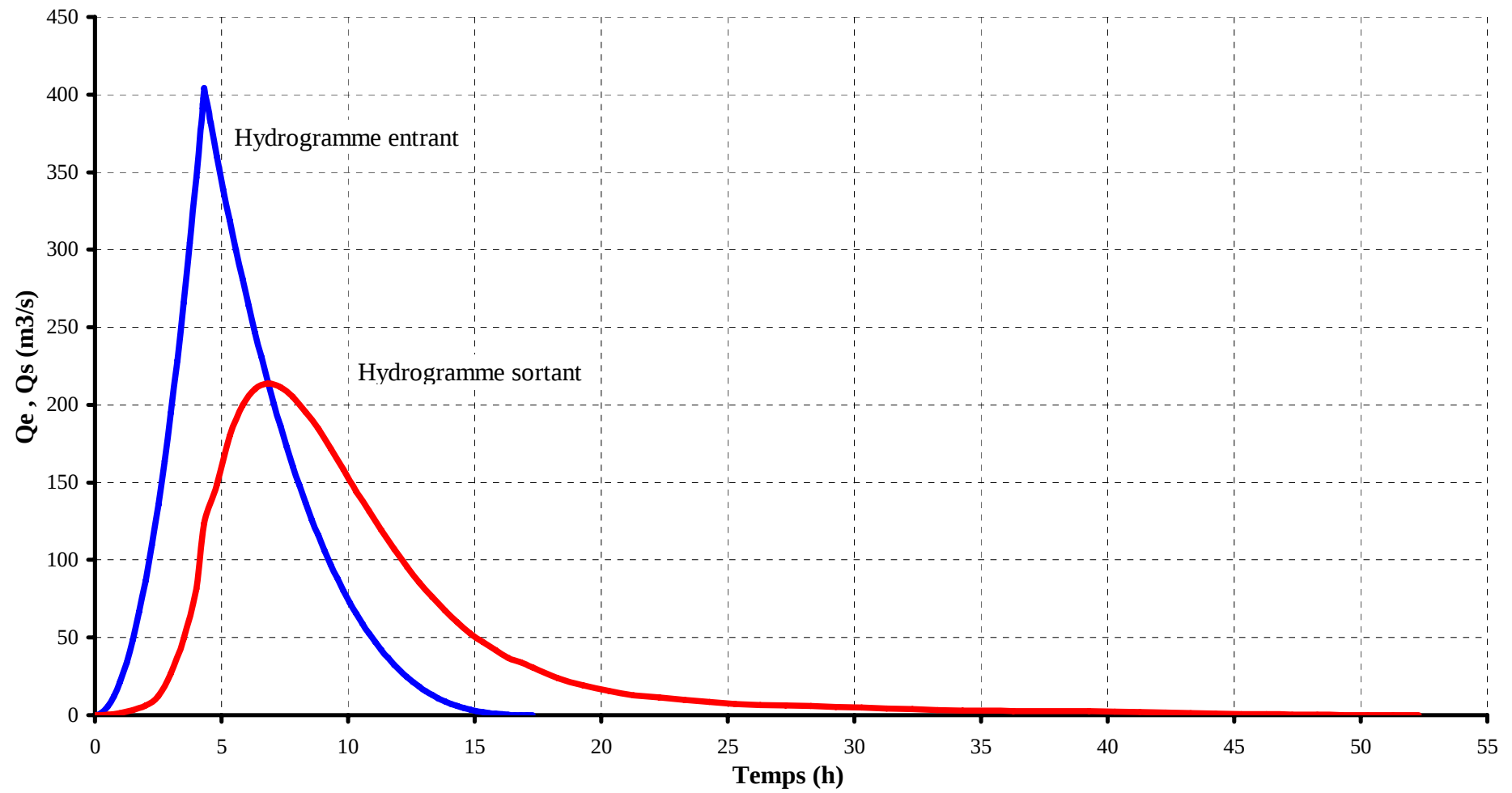
Laminage de la crue de projet pour $b = 45$ m



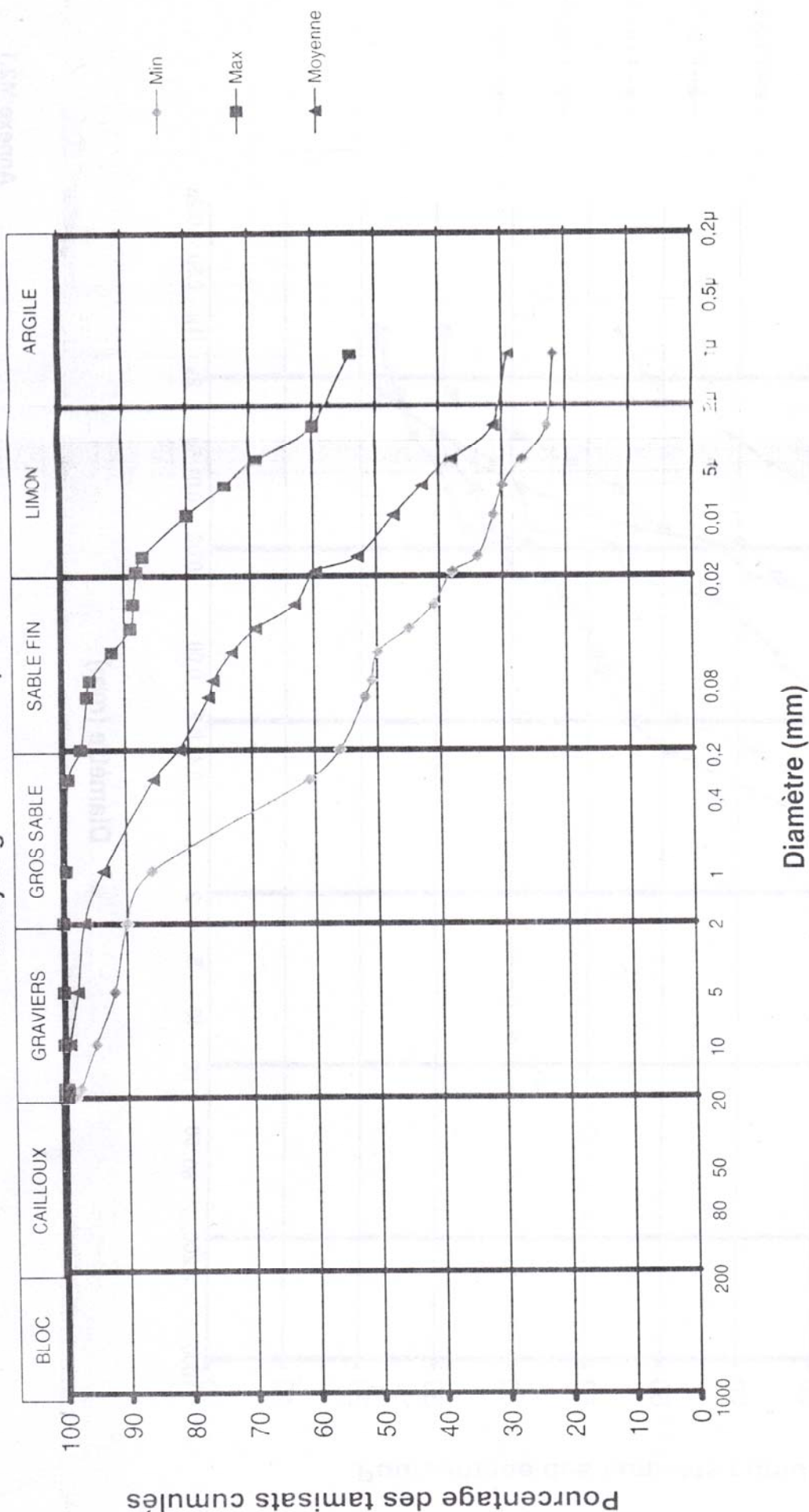
Laminage de la crue de projet pour $b = 50$ m



Laminage de la crue de projet pour $b = 55$ m

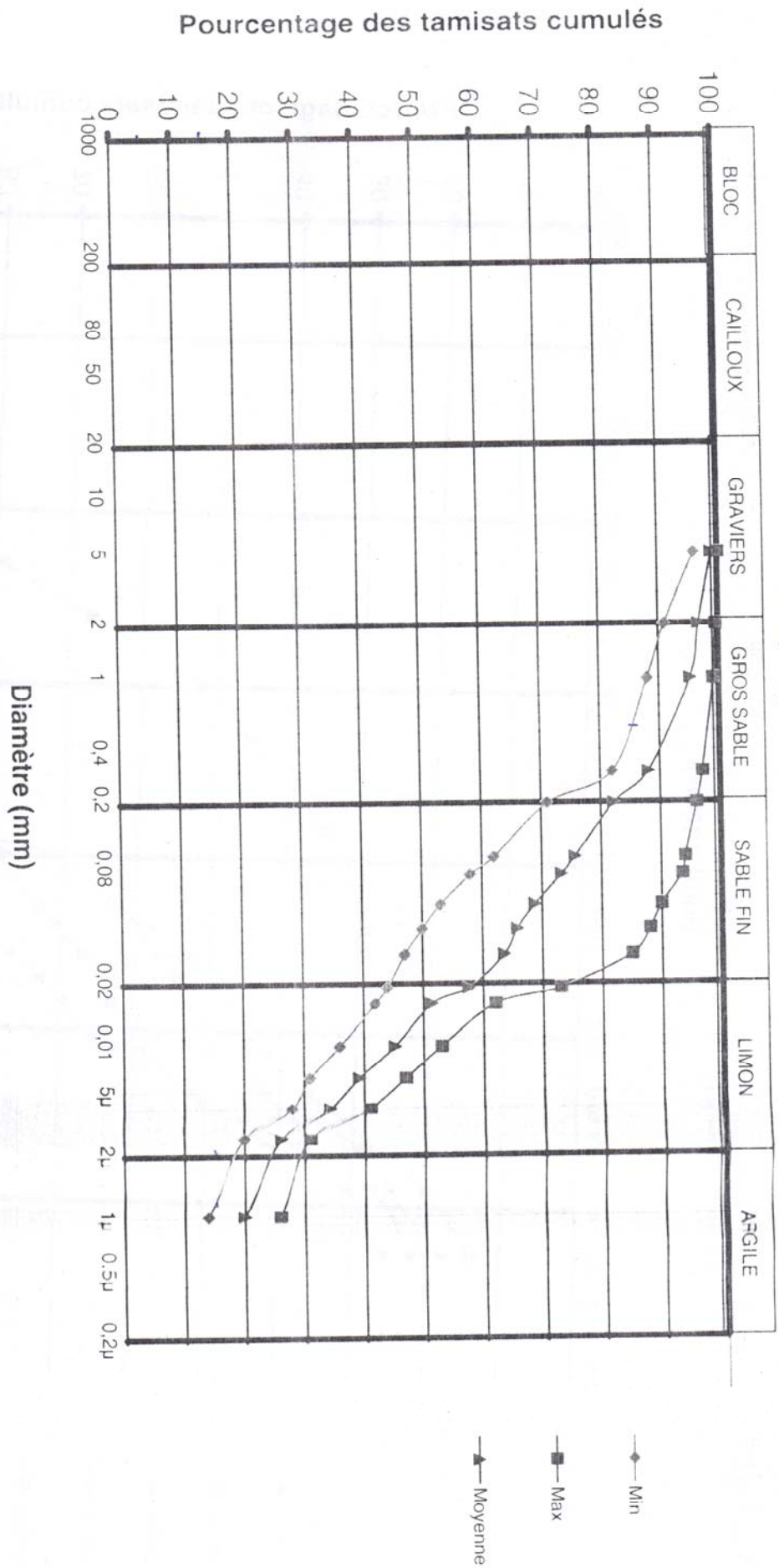


Analyse granulométrique - Zone A

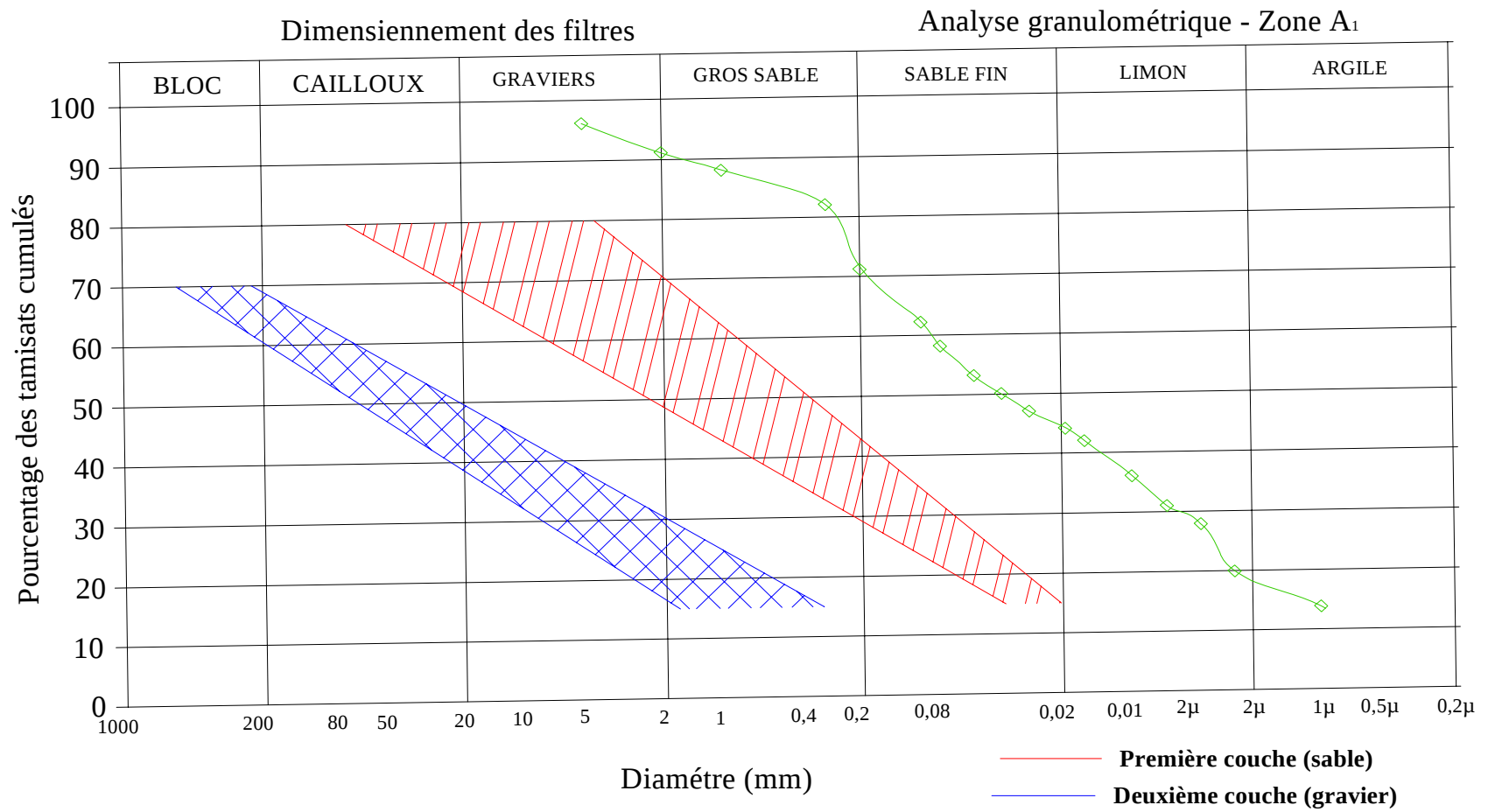


Diametre	20	18	10	5	2	1	0.3	0.2	0.1	0.08	0.055	0.04	0.029	0.019	0.0155	0.009	0.006	0.004	0.0025	0.001
max	100	100	100	100	100	99.5	99.0	97.0	96.0	95.5	92.0	89.0	88.5	88.0	37.0	80.0	74.0	69	60	54
min	98.5	97.5	95.0	92.0	90.0	86.0	61.0	56.0	52.0	51.0	50.0	45.0	41.0	38.0	34.0	31.5	30.0	27.0	23.0	22.0
moy	99.75	99.58	99.2	97.83	96.75	93.58	85.58	81.5	76.75	76.0	73	69.167	62.917	59.667	53.0	47.25	42.833	38.167	31.5	29.167

Analyse granulométrique - Zone A₁



Diamètre	5	2	1	0,3	0,2	0,1	0,08	0,055	0,04	0,029	0,019	0,016	0,009	0,006	0,004	C	0,0025	0,001
max	100	99,5	99,0	97,0	96,0	94,0	93,5	90,0	88,0	85,0	73,0	62,0	53,0	47,0	41		31	26
min	96,0	91,0	88,0	82,0	71,0	62,0	58,0	53,0	50,0	47,0	44,0	42,0	36,0	31,0	28		20	14
moy	98,9	96,7	95,2	88,0	82,2	75,6	73,3	68,8	65,8	63,6	57,6	51,4	45,2	39,2	34,4		26,2	20



Diamètre	5	2	1	0,3	0,2	0,1	0,08	0,055	0,04	0,029	0,019	0,016	0,009	0,006	0,004	0,0025	0,001
min	96,0	91,0	88,0	82,0	71,0	62,0	58,0	53,0	50,0	47,0	44,0	42,0	36,0	31,0	28	20	14

Calcul de stabilité pour R₁ = 46,63 m talus aval fonctionnement normal

Nt	b	h1	h2	h3	g1	g2	g3	Ceq	Φ _{eq}	sin a	cos a	G	N	T	c.l	Tg(φeq)	N.Tg(φeq)
-4	4,663	0	0	0,414	1,7	2,26	2,28	0,39	0,646	-0,4	0,914	4,40	4,0239	-1,7915	1,99	0,754	3,032
-3	4,663	0	0,62	2,159	1,7	2,26	2,28	0,42	0,596	-0,3	0,956	29,49	28,198	-8,6210	2,05	0,679	19,137
-2	4,663	0	2,48	3,36	1,7	2,26	2,28	0,45	0,551	-0,2	0,978	61,96	60,606	-12,8822	2,14	0,615	37,281
-1	4,663	0,428	3,922	4,07	1,7	2,26	2,28	0,46	0,531	-0,1	0,995	88,03	87,548	-9,2017	2,17	0,587	51,428
0	4,663	1,148	5,068	4,31	1,7	2,26	2,28	0,47	0,515	0,0	1,000	108,29	108,29	0,0000	2,20	0,565	61,235
1	4,663	1,959	6,121	4,07	1,7	2,26	2,28	0,48	0,498	0,1	0,995	123,34	122,67	12,8929	2,27	0,544	66,723
2	4,663	2,756	7,189	3,36	1,7	2,26	2,28	0,49	0,48	0,2	0,978	133,39	130,47	27,7329	2,36	0,520	67,907
3	4,663	2,243	8,368	2,16	1,7	2,26	2,28	0,51	0,461	0,3	0,956	128,92	123,29	37,6926	2,47	0,497	61,283
4	4,663	2,98	9,496	0,41	1,7	2,26	2,28	0,53	0,431	0,4	0,914	128,10	117,03	52,1032	2,68	0,460	53,798
5	4,663	3,725	8,676	0,00	1,7	2,26	2,28	0,53	0,424	0,5	0,866	120,96	104,76	60,4813	2,85	0,451	47,255
6	4,663	4,92	6,268	0,00	1,7	2,26	2,28	0,53	0,424	0,6	0,799	105,06	83,901	63,2237	3,09	0,451	37,847
7	4,663	6,205	2,845	0,00	1,7	2,26	2,28	0,53	0,424	0,7	0,719	79,17	56,95	54,9958	3,44	0,451	25,690
8	4,663	5,593	0	0,00	1,7	2,26	2,28	0,53	0,424	0,8	0,602	44,34	26,683	35,4092	4,11	0,451	12,036
												1155,45		312,0352	33,82		544,654

Fs=	1,85
Fs séisme=	1,143

Calcul de stabilité pour R₂ = 47,73 m talus aval fonctionnement normal

Nt	b	h1	h2	h3	g1	g2	g3	Ceq	Φ _{eq}	sin a	cos a	G	N	T	c.l	Tg(φeq)	N.Tg(φeq)
-3	4,773	0,00	0,60	0	1,7	2,26	2,28	0,53	0,424	-0,3	0,956	6,47	6,1894	-1,8923	2,65	0,451	2,792
-2	4,773	0,00	3,07	0,65	1,7	2,26	2,28	0,51	0,463	-0,2	0,978	40,19	39,311	-8,3559	2,47	0,499	19,602
-1	4,773	0,66	4,33	1,38	1,7	2,26	2,28	0,5	0,472	-0,1	0,995	67,08	66,713	-7,0118	2,40	0,510	34,044
0	4,773	1,44	5,47	1,62	1,7	2,26	2,28	0,5	0,466	0,0	1,000	88,32	88,319	0,0000	2,40	0,503	44,411
1	4,773	2,29	6,53	1,38	1,7	2,26	2,28	0,51	0,454	0,1	0,995	104,04	103,47	10,8749	2,45	0,488	50,467
2	4,773	2,32	7,68	0,65	1,7	2,26	2,28	0,52	0,437	0,2	0,978	108,74	106,37	22,6088	2,54	0,468	49,727
3	4,773	2,56	8,3	0,00	1,7	2,26	2,28	0,53	0,424	0,3	0,956	110,30	105,48	32,2498	2,65	0,451	47,584
4	4,773	3,31	7,66	0,00	1,7	2,26	2,28	0,53	0,424	0,4	0,914	109,49	100,02	44,5319	2,77	0,451	45,119
5	4,773	4,29	6,19	0,00	1,7	2,26	2,28	0,53	0,424	0,5	0,866	101,58	87,972	50,7904	2,92	0,451	39,684
6	4,773	5,57	3,66	0,00	1,7	2,26	2,28	0,53	0,424	0,6	0,799	84,68	67,625	50,9592	3,17	0,451	30,506
7	4,773	6,90	0,12	0,00	1,7	2,26	2,28	0,53	0,424	0,7	0,719	57,28	41,205	39,7912	3,52	0,451	18,587
8	4,773	2,53	0	0,00	1,7	2,26	2,28	0,53	0,424	0,8	0,602	20,53	12,354	16,3949	4,20	0,451	5,573
												898,70		250,94	34,13		388,096

Fs=	1,68
Fs séisme=	1,138

Calcul de stabilité pour $R_3 = 46,88$ m talus aval fonctionnement normal

Nt	b	h1	h2	h3	g1	g2	g3	Ceq	φ_{eq}	sin a	cos a	G	N	T	c.l	Tg(φ_{eq})	N.Tg(φ_{eq})
-4	4,688	0	0	0,82	1,7	2,26	2,28	0,39	0,6458	-0,4	0,914	8,76	8,00694	-3,56	2,00	0,754	6,034
-3	4,688	0	0,00	2,61	1,7	2,26	2,28	0,39	0,6458	-0,3	0,956	27,90	26,6784	-8,16	1,91	0,754	20,104
-2	4,688	0	1,52	3,79	1,7	2,26	2,28	0,43	0,5822	-0,2	0,978	56,61	55,377	-11,77	2,06	0,658	36,457
-1	4,688	0,12	3,27	4,53	1,7	2,26	2,28	0,45	0,5507	-0,1	0,995	84,02	83,5609	-8,78	2,12	0,614	51,317
0	4,688	0,77	4,49	4,77	1,7	2,26	2,28	0,463	0,5293	0,0	1,000	104,69	104,692	0,00	2,17	0,585	61,249
1	4,688	1,55	5,59	4,53	1,7	2,26	2,28	0,476	0,5099	0,1	0,995	120,00	119,34	12,54	2,24	0,559	66,745
2	4,688	2,38	6,65	3,82	1,7	2,26	2,28	0,488	0,4898	0,2	0,978	130,25	127,408	27,08	2,34	0,533	67,919
3	4,688	2,21	7,79	2,61	1,7	2,26	2,28	0,501	0,4697	0,3	0,956	128,04	122,449	37,44	2,46	0,508	62,156
4	4,688	2,61	8,96	0,85	1,7	2,26	2,28	0,52	0,439	0,4	0,914	124,82	114,025	50,77	2,67	0,470	53,536
5	4,688	3,35	8,58	0,00	1,7	2,26	2,28	0,53	0,4238	0,5	0,866	117,60	101,847	58,80	2,87	0,451	45,943
6	4,688	4,33	6,38	0,00	1,7	2,26	2,28	0,53	0,4238	0,6	0,799	102,10	81,5436	61,45	3,11	0,451	36,784
7	4,688	5,6	2,97	0,00	1,7	2,26	2,28	0,53	0,4238	0,7	0,719	76,10	54,7393	52,86	3,45	0,451	24,693
8	4,688	5,03	0	0,00	1,7	2,26	2,28	0,53	0,4238	0,8	0,602	40,09	24,125	32,01	4,13	0,451	10,883
												1120,99		300,68	33,54		543,820

Fs=	1,92
Fs séisme=	1,178

Calcul de stabilité pour $R_1 = 51,26$ m talus amont vidange rapide

Nt	b	h1	h2	h3	g1	g2	g3	Ceq	φ_{eq}	sin a	cos a	G	N	T	c.l	Tg(φ_{eq})	N.Tg(φ_{eq})
-4	5,126	0	0	0,53	1,7	2,26	2,28	0,39	0,6458	-0,4	0,914	6,19	5,65874	-2,52	2,19	0,754	4,264
-3	5,126	0	1,62	2,48	1,7	2,26	2,28	0,445	0,5581	-0,3	0,956	47,75	45,6652	-13,96	2,39	0,624	28,506
-2	5,126	0	3,33	3,80	1,7	2,26	2,28	0,455	0,5421	-0,2	0,978	82,99	81,1754	-17,25	2,39	0,602	48,889
-1	5,126	0	5,03	4,58	1,7	2,26	2,28	0,463	0,5296	-0,1	0,995	111,80	111,187	-11,69	2,39	0,585	65,082
0	5,126	0	6,75	4,84	1,7	2,26	2,28	0,472	0,5165	0,0	1,000	134,76	134,764	0,00	2,42	0,568	76,531
1	5,126	0	8,46	4,58	1,7	2,26	2,28	0,481	0,5017	0,1	0,995	151,53	150,705	15,84	2,48	0,549	82,671
2	5,126	0	10	3,80	1,7	2,26	2,28	0,491	0,4849	0,2	0,978	160,26	156,757	33,32	2,58	0,527	82,588
3	5,126	0	10,88	2,48	1,7	2,26	2,28	0,504	0,465	0,3	0,956	155,03	148,253	45,33	2,70	0,502	74,373
4	5,126	0	12,59	0,56	1,7	2,26	2,28	0,524	0,4332	0,4	0,914	152,40	139,222	61,99	2,94	0,463	64,393
5	5,126	0	12,26	0,00	1,7	2,26	2,28	0,53	0,4238	0,5	0,866	142,03	123,001	71,01	3,14	0,451	55,485
6	5,126	0,02	10,52	0,00	1,7	2,26	2,28	0,53	0,4238	0,6	0,799	122,05	97,4702	73,45	3,40	0,451	43,969
7	5,126	3,66	4,24	0,00	1,7	2,26	2,28	0,53	0,4238	0,7	0,719	81,01	58,2761	56,28	3,78	0,451	26,288
8	5,126	3,75	0	0,00	1,7	2,26	2,28	0,53	0,4238	0,8	0,602	32,68	19,6663	26,10	4,51	0,451	8,871
												1380,48		337,89	37,29		661,912

Fs=	2,07
Fs séisme=	1,227

Calcul de stabilité pour $R_2 = 52,19$ m talus amont vidange rapide

Nt	b	h1	h2	h3	g1	g2	g3	Ceq	Φ_{eq}	sin a	cos a	G	N	T	c.l	Tg(ϕ_{eq})	N.Tg(ϕ_{eq})
-3	5,219	0	2,74	0,01	1,7	2,26	2,28	0,529	0,4246	-0,3	0,956	32,44	31,0198	-9,4837	2,89	0,452	14,023
-2	5,219	0	4,48	1,38	1,7	2,26	2,28	0,497	0,476	-0,2	0,978	69,26	67,7488	-14,4005	2,65	0,516	34,931
-1	5,219	0	6,22	2,18	1,7	2,26	2,28	0,494	0,4814	-0,1	0,995	99,31	98,761	-10,3802	2,59	0,522	51,590
0	5,219	0	7,96	2,44	1,7	2,26	2,28	0,497	0,4759	0,0	1,000	122,92	122,922	0,0000	2,59	0,515	63,348
1	5,219	0	9,7	2,18	1,7	2,26	2,28	0,504	0,4645	0,1	0,995	140,35	139,583	14,6707	2,65	0,501	69,941
2	5,219	0	10,44	1,38	1,7	2,26	2,28	0,514	0,4497	0,2	0,978	139,56	136,511	29,0162	2,74	0,483	65,889
3	5,219	0	12,18	0,01	1,7	2,26	2,28	0,53	0,4239	0,3	0,956	143,78	137,499	42,0376	2,89	0,451	62,055
4	5,219	0	11,97	0,00	1,7	2,26	2,28	0,53	0,4238	0,4	0,914	141,19	128,979	57,4253	3,03	0,451	58,182
5	5,219	0	11,1	0,00	1,7	2,26	2,28	0,53	0,4238	0,5	0,866	130,92	113,383	65,4619	3,19	0,451	51,147
6	5,219	3,25	6,15	0,00	1,7	2,26	2,28	0,53	0,4238	0,6	0,799	101,37	80,9608	61,0083	3,46	0,451	36,521
7	5,219	5,53	1,09	0,00	1,7	2,26	2,28	0,53	0,4238	0,7	0,719	61,92	44,5417	43,0135	3,85	0,451	20,093
8	5,219	1,56	0	0,00	1,7	2,26	2,28	0,53	0,4238	0,8	0,602	13,84	8,32959	11,0537	4,60	0,451	3,757
												1196,86		289,4229	37,13		531,478

Fs=	1,96
Fs séisme=	1,159

Calcul de stabilité pour $R_3 = 53,46$ m talus amont vidange rapide

Nt	b	h1	h2	h3	g1	g2	g3	Ceq	Φ_{eq}	sin a	cos a	G	N	T	c.l	Tg(ϕ_{eq})	N.Tg(ϕ_{eq})
-4	5,346	0	0	0,61	1,7	2,26	2,28	0,39	0,6458	-0,4	0,914	7,44	6,79241	-3,0242	2,28	0,754	5,118
-3	5,346	0	1,24	2,64	1,7	2,26	2,28	0,435	0,5581	-0,3	0,956	47,16	45,0996	-13,7883	2,43	0,648	29,215
-2	5,346	0	3,02	4,02	1,7	2,26	2,28	0,45	0,5421	-0,2	0,978	85,49	83,6187	-17,7737	2,46	0,614	51,329
-1	5,346	0	4,81	4,84	1,7	2,26	2,28	0,46	0,5296	-0,1	0,995	117,11	116,467	-12,2412	2,47	0,593	69,042
0	5,346	0	6,59	5,10	1,7	2,26	2,28	0,469	0,5165	0,0	1,000	141,78	141,783	0,0000	2,51	0,573	81,297
1	5,346	0	8,37	4,84	1,7	2,26	2,28	0,479	0,5017	0,1	0,995	160,12	159,243	16,7371	2,57	0,553	88,054
2	5,346	0	10	4,02	1,7	2,26	2,28	0,49	0,4849	0,2	0,978	169,82	166,108	35,3073	2,68	0,530	88,051
3	5,346	0	10,93	2,64	1,7	2,26	2,28	0,503	0,465	0,3	0,956	164,23	157,058	48,0175	2,81	0,504	79,180
4	5,346	0	12,72	0,64	1,7	2,26	2,28	0,523	0,4332	0,4	0,914	161,48	147,522	65,6812	3,06	0,464	68,444
5	5,346	0	12,44	0,00	1,7	2,26	2,28	0,53	0,4238	0,5	0,866	150,30	130,163	75,1498	3,27	0,451	58,716
6	5,346	1,48	9,21	0,00	1,7	2,26	2,28	0,53	0,4238	0,6	0,799	124,73	99,6101	75,0616	3,55	0,451	44,934
7	5,346	4,12	3,77	0,00	1,7	2,26	2,28	0,53	0,4238	0,7	0,719	82,99	59,6997	57,6513	3,94	0,451	26,930
8	5,346	3,56	0	0,00	1,7	2,26	2,28	0,53	0,4238	0,8	0,602	32,35	19,4711	25,8390	4,71	0,451	8,783
												1445,00		352,6176	38,74		699,094

Fs=	2,09
Fs séisme=	1,239

Calcul de stabilité pour $R_1 = 51,36$ m talus amont fin de construction

Nt	b	h1	h2	h3	g1	g2	g3	Ceq	Φ_{eq}	sin a	cos a	G	N	T	c.l	Tg(ϕ_{eq})	N.Tg(ϕ_{eq})
-4	5,136	0	0,38	0,52	1,7	2,26	2,28	0,449	0,552	-0,4	0,914	10,50	9,59226	-4,27	2,52	0,616	5,908
-3	5,136	0	2,09	2,44	1,7	2,26	2,28	0,455	0,5433	-0,3	0,956	52,83	50,5235	-15,45	2,44	0,604	30,515
-2	5,136	0	3,81	3,77	1,7	2,26	2,28	0,46	0,5342	-0,2	0,978	88,37	86,4399	-18,37	2,42	0,592	51,134
-1	5,136	0	5,52	4,55	1,7	2,26	2,28	0,467	0,5241	-0,1	0,995	117,35	116,711	-12,27	2,41	0,578	67,457
0	5,136	0	7,23	4,81	1,7	2,26	2,28	0,474	0,5125	0,0	1,000	140,25	140,247	0,00	2,43	0,563	78,901
1	5,136	0	8,94	4,55	1,7	2,26	2,28	0,483	0,4986	0,1	0,995	157,05	156,19	16,42	2,49	0,545	85,053
2	5,136	0	10	3,77	1,7	2,26	2,28	0,492	0,4845	0,2	0,978	160,22	156,719	33,31	2,58	0,526	82,498
3	5,136	0	11,37	2,44	1,7	2,26	2,28	0,505	0,463	0,3	0,956	160,55	153,533	46,94	2,71	0,499	76,641
4	5,136	0	13,08	0,52	1,7	2,26	2,28	0,525	0,4323	0,4	0,914	157,91	144,261	64,23	2,95	0,461	66,555
5	5,136	0	12,71	0,00	1,7	2,26	2,28	0,53	0,4238	0,5	0,866	147,53	127,764	73,76	3,14	0,451	57,634
6	5,136	1,99	9,05	0,00	1,7	2,26	2,28	0,53	0,4238	0,6	0,799	122,42	97,7703	73,68	3,41	0,451	44,104
7	5,136	4,32	4,02	0,00	1,7	2,26	2,28	0,53	0,4238	0,7	0,719	84,38	60,6982	58,62	3,78	0,451	27,381
8	5,136	4,19	0	0,00	1,7	2,26	2,28	0,53	0,4238	0,8	0,602	36,58	22,0166	29,22	4,52	0,451	9,932
												1435,95		345,81	37,83		683,712

Fs=	2,09
Fs séisme=	1,227

Calcul de stabilité pour $R_2 = 53,33$ m talus amont fin de construction

Nt	b	h1	h2	h3	g1	g2	g3	Ceq	Φ_{eq}	sin a	cos a	G	N	T	c.l	Tg(ϕ_{eq})	N.Tg(ϕ_{eq})
-3	5,346	0	2,27	0,48	1,7	2,26	2,28	0,506	0,4625	-0,3	0,956	33,28	31,8227	-9,73	2,83	0,499	15,866
-2	5,346	0	4,04	1,85	1,7	2,26	2,28	0,486	0,4935	-0,2	0,978	71,36	69,8011	-14,84	2,66	0,538	37,545
-1	5,346	0	5,82	2,66	1,7	2,26	2,28	0,486	0,4934	-0,1	0,995	102,74	102,177	-10,74	2,61	0,538	54,947
0	5,346	0	7,6	2,93	1,7	2,26	2,28	0,491	0,4855	0,0	1,000	127,54	127,536	0,00	2,63	0,528	67,297
1	5,346	0	9,38	2,66	1,7	2,26	2,28	0,499	0,4728	0,1	0,995	145,75	144,953	15,24	2,68	0,512	74,145
2	5,346	0	10,16	1,85	1,7	2,26	2,28	0,508	0,458	0,2	0,978	145,30	142,127	30,21	2,78	0,493	70,056
3	5,346	0	11,93	0,48	1,7	2,26	2,28	0,525	0,4324	0,3	0,956	149,99	143,435	43,85	2,93	0,461	66,191
4	5,346	0	12,04	0,00	1,7	2,26	2,28	0,53	0,4238	0,4	0,914	145,47	132,891	59,17	3,10	0,451	59,947
5	5,346	0	11,28	0,00	1,7	2,26	2,28	0,53	0,4238	0,5	0,866	136,28	118,026	68,14	3,27	0,451	53,241
6	5,346	3,08	6,46	0,00	1,7	2,26	2,28	0,53	0,4238	0,6	0,799	106,04	84,6882	63,82	3,55	0,451	38,203
7	5,346	5,41	1,32	0,00	1,7	2,26	2,28	0,53	0,4238	0,7	0,719	65,12	46,8401	45,23	3,94	0,451	21,129
8	5,346	1,6	0	0,00	1,7	2,26	2,28	0,53	0,4238	0,8	0,602	14,54	8,75106	11,61	4,71	0,451	3,948
												1243,40		301,96	37,68		562,516

Fs=	1,99
Fs séisme=	1,173

Calcul de stabilité pour R₃ = 53,46 m talus amont fin de construction

Nt	b	h1	h2	h3	g1	g2	g3	Ceq	Φ _{eq}	sin a	cos a	G	N	T	c.l	Tg(φeq)	N.Tg(φeq)
-4	5,346	0	0	0,64	1,7	2,26	2,28	0,39	0,6458	-0,4	0,914	7,80	7,12646	-3,17	2,28	0,754	5,370
-3	5,346	0	1,24	2,64	1,7	2,26	2,28	0,435	0,5748	-0,3	0,956	47,16	45,0996	-13,79	2,43	0,648	29,215
-2	5,346	0	3,02	4,02	1,7	2,26	2,28	0,45	0,5505	-0,2	0,978	85,49	83,6187	-17,77	2,46	0,614	51,329
-1	5,346	0	4,81	4,84	1,7	2,26	2,28	0,46	0,5351	-0,1	0,995	117,11	116,467	-12,24	2,47	0,593	69,042
0	5,346	0	6,59	5,10	1,7	2,26	2,28	0,469	0,5206	0,0	1,000	141,78	141,783	0,00	2,51	0,573	81,297
1	5,346	0	8,37	4,84	1,7	2,26	2,28	0,479	0,5051	0,1	0,995	160,12	159,243	16,74	2,57	0,553	88,054
2	5,346	0	10	4,02	1,7	2,26	2,28	0,49	0,4874	0,2	0,978	169,82	166,108	35,31	2,68	0,530	88,051
3	5,346	0	10,93	2,64	1,7	2,26	2,28	0,503	0,467	0,3	0,956	164,23	157,058	48,02	2,81	0,504	79,180
4	5,346	0	12,72	0,64	1,7	2,26	2,28	0,523	0,4344	0,4	0,914	161,48	147,522	65,68	3,06	0,464	68,444
5	5,346	0	12,44	0,00	1,7	2,26	2,28	0,53	0,4238	0,5	0,866	150,30	130,163	75,15	3,27	0,451	58,716
6	5,346	1,48	9,21	0,00	1,7	2,26	2,28	0,53	0,4238	0,6	0,799	124,73	99,6101	75,06	3,55	0,451	44,934
7	5,346	4,12	3,77	0,00	1,7	2,26	2,28	0,53	0,4238	0,7	0,719	82,99	59,6997	57,65	3,94	0,451	26,930
8	5,346	3,56	0	0,00	1,7	2,26	2,28	0,53	0,4238	0,8	0,602	32,35	19,4711	25,84	4,71	0,451	8,783
												1445,37		352,47	38,74		699,346

Fs=	2,09
Fs séisme=	1,238

Calcul de stabilité pour R₁ = 46,63 m talus aval fin de construction

Nt	b	h1	h2	h3	g1	g2	g3	Ceq	Φ _{eq}	sin a	cos a	G	N	T	c.l	Tg(φeq)	N.Tg(φeq)
-4	4,66	0,00	0,00	0,39	1,70	2,26	2,28	0,39	0,6458	-0,4	0,914	4,15	3,78787	-1,69	1,99	0,754	2,854
-3	4,66	0,00	0,62	2,16	1,70	2,26	2,28	0,421	0,5963	-0,3	0,956	29,49	28,1981	-8,62	2,05	0,679	19,137
-2	4,66	0,00	2,48	3,36	1,70	2,26	2,28	0,449	0,5515	-0,2	0,978	61,96	60,6062	-12,88	2,14	0,615	37,281
-1	4,66	0,43	3,92	4,07	1,70	2,26	2,28	0,462	0,5311	-0,1	0,995	88,03	87,5482	-9,20	2,17	0,587	51,428
0	4,66	1,15	5,07	4,31	1,70	2,26	2,28	0,473	0,5146	0,0	1,000	108,29	108,292	0,00	2,20	0,565	61,235
1	4,66	1,96	6,12	4,07	1,70	2,26	2,28	0,483	0,4982	0,1	0,995	123,34	122,668	12,89	2,27	0,544	66,723
2	4,66	2,76	7,19	3,36	1,70	2,26	2,28	0,495	0,4799	0,2	0,978	133,39	130,473	27,73	2,36	0,520	67,907
3	4,66	2,24	8,37	2,16	1,70	2,26	2,28	0,506	0,4613	0,3	0,956	128,92	123,287	37,69	2,47	0,497	61,283
4	4,66	2,98	9,50	0,41	1,70	2,26	2,28	0,526	0,4309	0,4	0,914	128,10	117,026	52,10	2,68	0,460	53,798
5	4,66	3,73	8,68	0,00	1,70	2,26	2,28	0,53	0,4238	0,5	0,866	120,96	104,757	60,48	2,85	0,451	47,255
6	4,66	4,92	6,27	0,00	1,70	2,26	2,28	0,53	0,4238	0,6	0,799	105,06	83,9007	63,22	3,09	0,451	37,847
7	4,66	6,20	2,85	0,00	1,70	2,26	2,28	0,53	0,4238	0,7	0,719	79,17	56,9498	55,00	3,44	0,451	25,690
8	4,66	5,59	0,00	0,00	1,70	2,26	2,28	0,53	0,4238	0,8	0,602	44,34	26,6827	35,41	4,11	0,451	12,036
												1155,19		312,14	33,82		544,476

Fs=	2,09
Fs séisme=	1,227

Calcul de stabilité pour $R_2 = 47$ m talus aval fin de construction

Nt	b	h1	h2	h3	g1	g2	g3	Ceq	Φ_{eq}	sin a	cos a	G	N	T	c.l	Tg(ϕ_{eq})	N.Tg(ϕ_{eq})
-3	4,688	0	0,83	0,1	1,7	2,26	2,28	0,515	0,4476	-0,3	0,956	9,86	9,43167	-2,88	2,52	0,480	4,529
-2	4,688	0	2,68	1,32	1,7	2,26	2,28	0,484	0,497	-0,2	0,978	42,50	41,5745	-8,84	2,32	0,542	22,552
-1	4,688	0,5	4,05	2,01	1,7	2,26	2,28	0,487	0,4918	-0,1	0,995	68,38	68,0036	-7,15	2,30	0,536	36,429
0	4,688	1,22	5,17	2,24	1,7	2,26	2,28	0,494	0,4814	0,0	1,000	88,44	88,441	0,00	2,31	0,522	46,200
1	4,688	2,04	6,22	2,01	1,7	2,26	2,28	0,503	0,4672	0,1	0,995	103,64	103,075	10,83	2,37	0,504	51,998
2	4,688	2,71	7,29	1,32	1,7	2,26	2,28	0,514	0,4497	0,2	0,978	112,94	110,475	23,48	2,46	0,483	53,318
3	4,688	2,3	8,47	0,12	1,7	2,26	2,28	0,528	0,4262	0,3	0,956	109,35	104,573	31,97	2,59	0,454	47,481
4	4,688	3,04	8,01	0,00	1,7	2,26	2,28	0,53	0,4238	0,4	0,914	109,09	99,661	44,37	2,72	0,451	44,957
5	4,688	3,8	6,79	0,00	1,7	2,26	2,28	0,53	0,4238	0,5	0,866	102,22	88,5283	51,11	2,87	0,451	39,935
6	4,688	5,01	4,43	0,00	1,7	2,26	2,28	0,53	0,4238	0,6	0,799	86,86	69,3719	52,28	3,11	0,451	31,293
7	4,688	6,29	1,1	0,00	1,7	2,26	2,28	0,53	0,4238	0,7	0,719	61,78	44,4431	42,92	3,45	0,451	20,048
8	4,688	4,05	0	0,00	1,7	2,26	2,28	0,53	0,4238	0,8	0,602	32,28	19,4247	25,78	4,13	0,451	8,762
												927,36		263,87	33,16		407,502

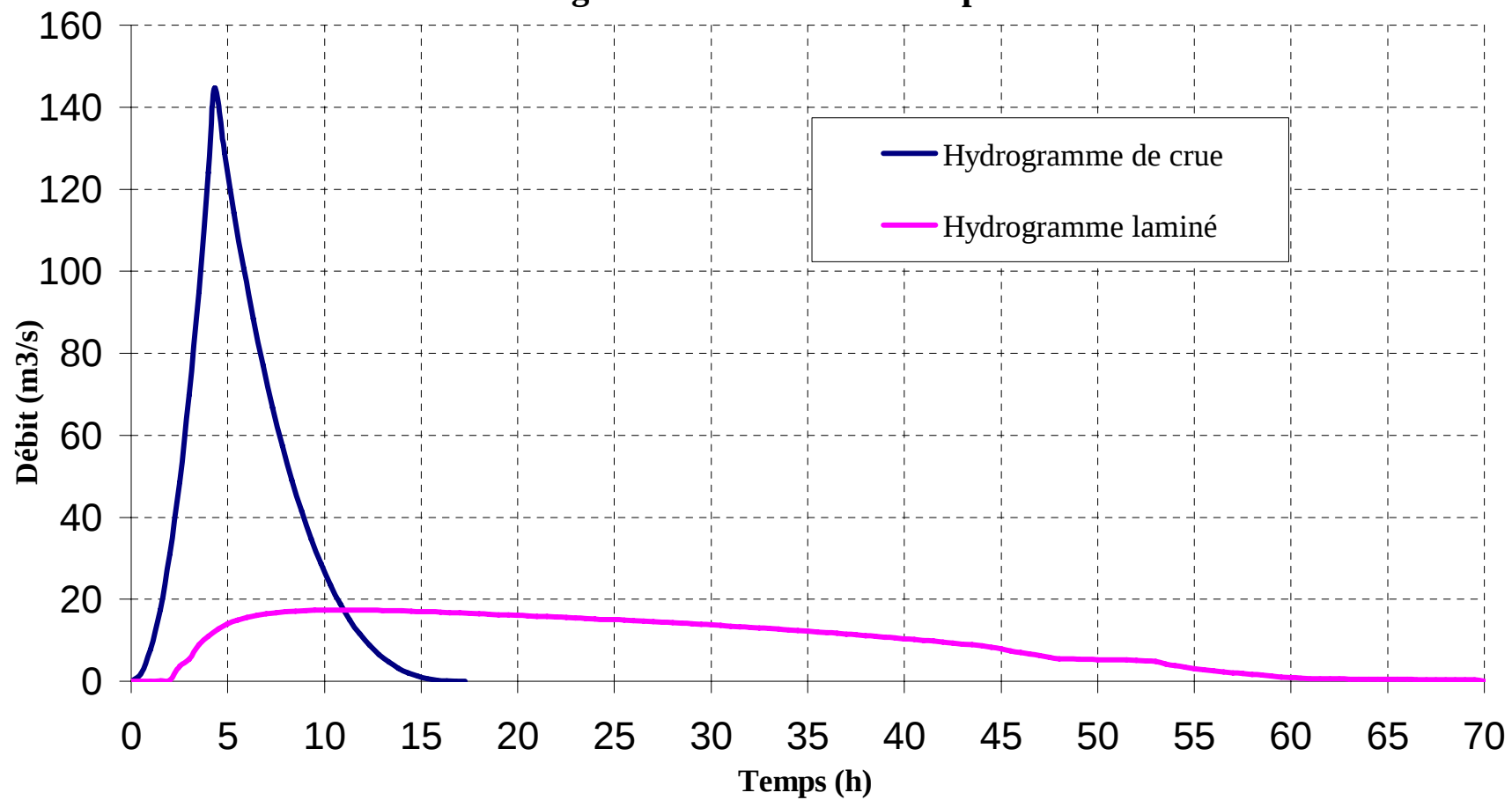
Fs=	1,67
Fs séisme=	1,139

Calcul de stabilité pour $R_3 = 46,88$ m talus aval fin de construction

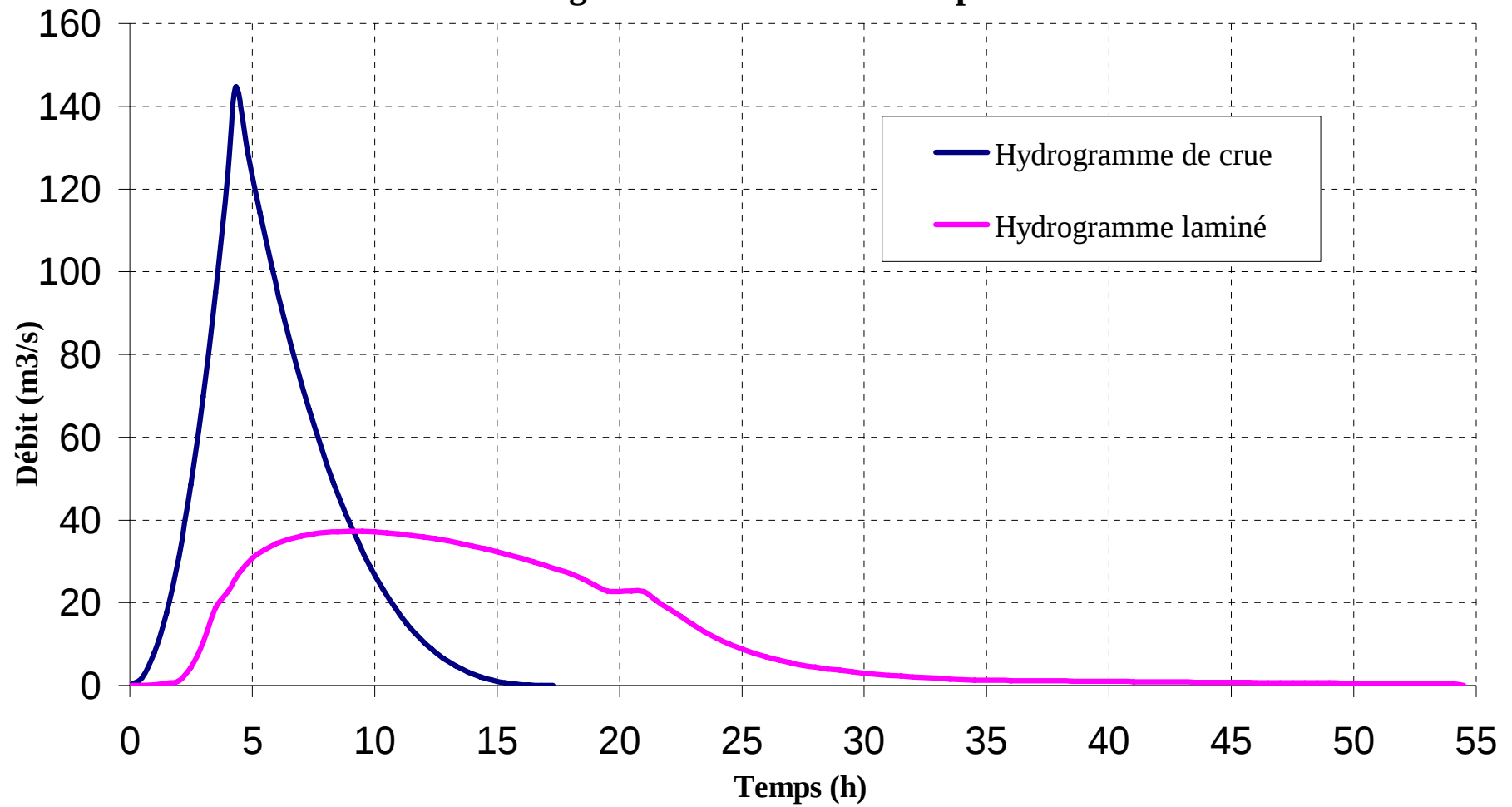
Nt	b	h1	h2	h3	g1	g2	g3	Ceq	Φ_{eq}	sin a	cos a	G	N	T	c.l	Tg(ϕ_{eq})	N.Tg(ϕ_{eq})
-4	4,688	0	0	0,82	1,7	2,26	2,28	0,39	0,6458	-0,4	0,914	8,76	8,00694	-3,56	2,00	0,754	6,034
-3	4,688	0	0,00	2,61	1,7	2,26	2,28	0,39	0,6458	-0,3	0,956	27,90	26,6784	-8,16	1,91	0,754	20,104
-2	4,688	0	1,52	3,82	1,7	2,26	2,28	0,43	0,5826	-0,2	0,978	56,93	55,6907	-11,84	2,06	0,659	36,692
-1	4,688	0,11	3,28	4,53	1,7	2,26	2,28	0,45	0,5507	-0,1	0,995	84,05	83,587	-8,79	2,12	0,614	51,334
0	4,688	0,77	4,5	4,77	1,7	2,26	2,28	0,463	0,5292	0,0	1,000	104,80	104,798	0,00	2,17	0,585	61,296
1	4,688	1,55	5,6	4,53	1,7	2,26	2,28	0,476	0,5099	0,1	0,995	120,10	119,446	12,55	2,24	0,559	66,793
2	4,688	2,37	6,65	3,82	1,7	2,26	2,28	0,488	0,4898	0,2	0,978	130,17	127,33	27,06	2,34	0,533	67,886
3	4,688	2,21	7,79	2,61	1,7	2,26	2,28	0,501	0,4697	0,3	0,956	128,04	122,449	37,44	2,46	0,508	62,156
4	4,688	2,61	8,96	0,85	1,7	2,26	2,28	0,52	0,439	0,4	0,914	124,82	114,025	50,77	2,67	0,470	53,536
5	4,688	3,35	8,85	0,00	1,7	2,26	2,28	0,53	0,4238	0,5	0,866	120,46	104,324	60,23	2,87	0,451	47,060
6	4,688	4,33	6,38	0,00	1,7	2,26	2,28	0,53	0,4238	0,6	0,799	102,10	81,5436	61,45	3,11	0,451	36,784
7	4,688	5,6	2,97	0,00	1,7	2,26	2,28	0,53	0,4238	0,7	0,719	76,10	54,7393	52,86	3,45	0,451	24,693
8	4,688	5,09	0	0,00	1,7	2,26	2,28	0,53	0,4238	0,8	0,602	40,57	24,4128	32,40	4,13	0,451	11,013
												1124,81		302,42	33,54		545,380

Fs=	1,71
Fs séisme=	1,175

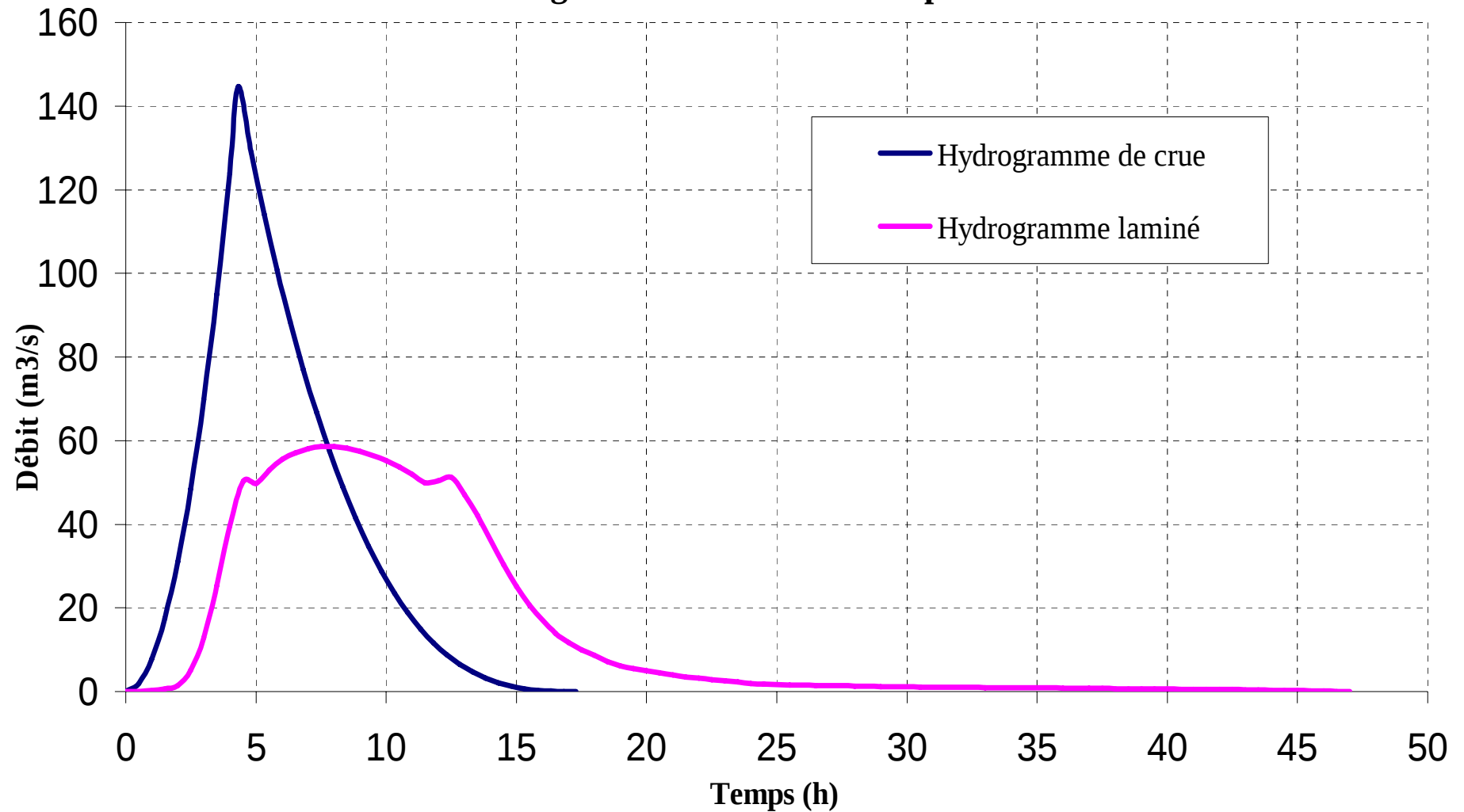
Laminage de la crue de chantier pour D = 2 m



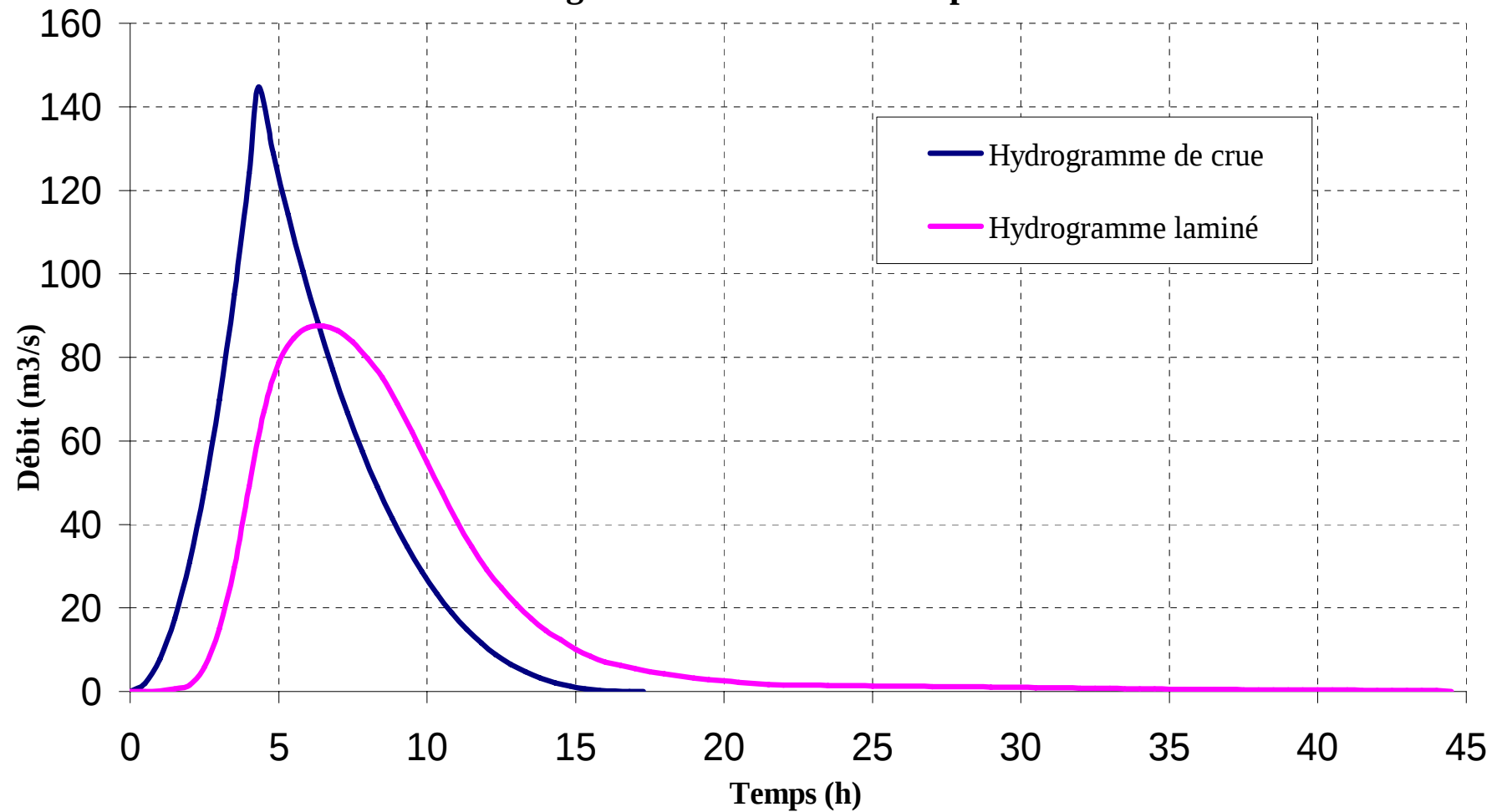
Laminage de la crue de chantier pour D = 3 m



Laminage de la crue de chantier pour D = 4 m



Laminage de la crue de chantier pour D = 5 m



Laminage de la crue de chantier pour D = 6 m

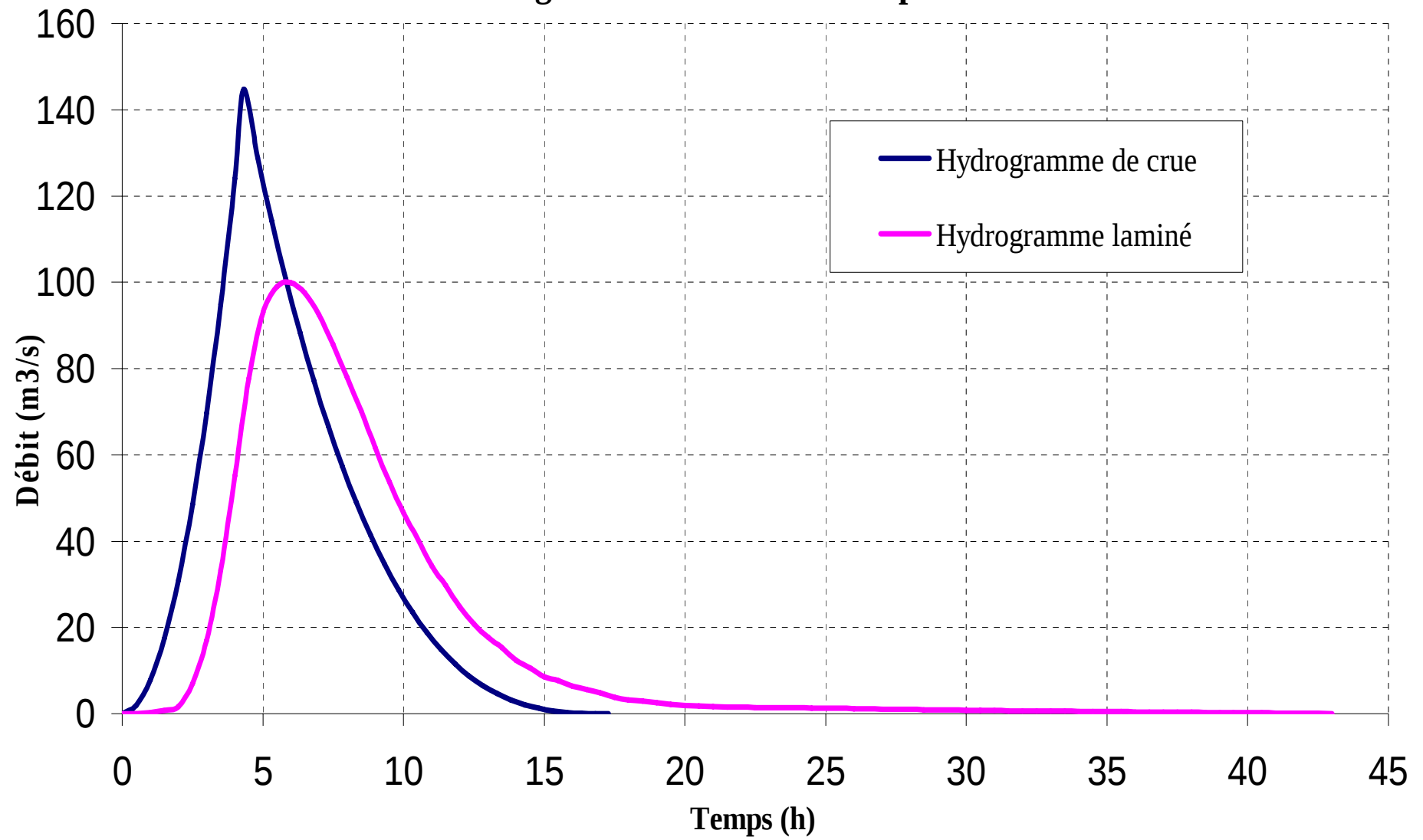


Diagramme de GANT

