

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

**ECOLE NATIONALE SUPERIEUR DE L'HYDRAULIQUE
ARBAOUI ABDALLAH**

**DEPARTEMENT DES SPECIALITES
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 L'EVACUATEUR DE CRUES
DU BARRAGE RAMDAN DJAMEL
(W. SKIKDA)**

Présenté par :

M^r GARMATI Abderrahmen

Promoteur :

M^r M. BACHIR CHERIF

Devant le jury composé de :

President: M^r M.K MIHOUBI

**Examineurs: M^r A.AMMARI
M^{me} N.HADJ SADOUK
M^r R.REKROUK
M^{me} M.LATROUS
M^{me} H.BOUCHAMA**

Octobre 2009

❧ Remerciements ❧

Avant tout, Je remercie Dieu le tout puissant, pour m'avoir donné la santé, le courage et la volonté d'étudier et pour m'avoir permis de réaliser ce modeste travail dans les meilleures conditions

Je remercie fortement mon promoteur : M^R M.BACHIRCHERIF de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.

Je tiens à remercier fortement monsieur MIHOUBI pour sa patience, ces orientations et son compréhension.

Je tiens à remercier fortement monsieur HASSANE MOUHAMED pour sa patience, ces orientations et son compréhension.

Je remercie tout le personnel de l'ANBT du projet MAO (alimentation en eau potable du couloire Mostaganem Arzew Oran);

Mes remerciements vont également à :

✓ *Tous les enseignants qui ont contribué à ma formation.*

Je tiens à remercier aussi :


✓ *Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail*


✓ *les étudiants de l'ENSH*


✓ *Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration de mon mémoire.*


DEDICACES


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

 *A mes très chers parents, sans eux ce travail n'aurait jamais vu le jour.*

 *A ma mère qui est un être cher et celle qui ma bercé d'un amour sincère ;*

 *A mon père de qui je tiens ma fierté et ma persévérance*

 *A ma sœur et mes frères, ma richesse sur cette terre : Mohamed, Ahmed, Karim, Zahra, Icha*

 *A tous mes amis surtout , soutenu durant mon cursus universitaire.*

..... GARMATI ABDERRAHMEN.....2009.

ملخص:

في إطار الإستراتيجية الوطنية التي تهدف إلى الحفاظ على الموارد المائية من أجل تخزين ملايين الأمتار المكعبة التي تتسرب إلى البحر و عبر الحدود، لذا ترى الوكالة الوطنية للسدود والتحويلات ضرورة إنشاء سدود وحواجز مائية بالمنطقة . وعلى اثر ذلك ، يجب الاهتمام بهذه المنشآت من حيث تقدير الأبعاد الهندسية والاختيار الأمثل لمواقعها ودراسة جميع ملحقاتها ومتمماتها.

هذا العمل يتضمن الدراسة المدققة لما قبل إنجاز جهاز إلغاء الفيضانات لسد زاوية بولاية تيزي وزو و بالضبط على واد ستيّة .

Résumé :

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 et pertes au niveau des frontières). 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 d'APD de l'évacuateur de crues du barrage de ZAOUÏA 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 and loss at the borders). The ANBT saw itself achieving dams.

However the survey, the choice and the dimensionality of the storage works deserve to be deepened

Our work involves the study of the preliminary detailed draft of the evacuator of raw of ZAOUÏA dam in the wilaya of the area of TIZI OUZOU on Oued STITA.

Sommaire

PARTIE N° I : MEMOIRE DE SYNTHESE

I.1. Situation géographique et topographique :	2
I.2. Sismicité de la zone d'étude :	2
I.3. La géologie de la zone d'étude	4
I.3.1. Lithologie:.....	4
I.3.2. Le flysch maurétanien :	4
I.3.3. Les dépôts continentales, mio-pliocènes :	4
I.3.4. Structures tectoniques:	4
I.3.5. Couverture quaternaire et phénomènes superficiels:	5
I.3.6. Alluvions et terrasses:	5
I.3.7. Colluvions et dépôts de pentes:.....	6
I.4. Etanchéité de la cuvette :	6
I.5. Travaux de reconnaissance :	6
• Sondages carottés :	7
• Puits dans les zones d'emprunt :	8
• Substratum :	9
I.5. Fondation de la digue et ses ouvrages annexes :	9
I.5.1 Digue :	9
I.5.1.1. Caractéristiques :	10
I.5.1.2. Réalisation de la fondation.....	11
I.5.1.3. Consolidation et étanchéité	11
I.5.2. Galerie de dérivation et de vidange de fond	11
I.5.3. Evacuateur de crues:	11
I.6. Matériaux de construction :	12
I.7. Géotechnique :	14
I.8. Hydrologie :	14
I.8.1. Données climatologiques	15
I.8.2. Etude des apports liquides	18
I.8.3. Etude des crues:	19
I.8.4. Etudes des apports solides	21

PATIE N°II : ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLES

CHAP.1- ETUDE HYDROLOGIQUE

1-1 Caractéristiques du bassin versant:	22
1-1-2 Paramètres géométriques :	22
1-1-2 Paramètres de forme:	23
1-1-3 Hypsométrie du bassin versant:	24
1-2 Relief.....	24
1-2-1 Caractéristiques hydrographiques:	24
1-2-1-1 le réseau hydrographique :	24
1-2-1-2 Densité de drainage:	34

1-2-1-3 Coefficient de torrentialité :	34
1-2-1-4 Longueur moyenne des versants:	37
1-2-1-5 Pente moyenne du cours d'eau:	39
1-2-1-6 Temps de concentration:	39
1-2-1-7 Vitesse moyenne de ruissellement :	39
1-2-1-8 Coefficient de sinuosité :	40
1-2-2 Caractéristiques climatique du bassin versant:	41
1-2-2-1 Température:	41
1-2-2-2 Humidité relative:	43
1-2-3- Vitesse du vent :	44
1-2-4- Le Ensoleillement.....	45
1-2 -5 Pluviométrie:	45
1-2-5-1 Données de base	45
1-2-6 Stations et données disponibles:	46
1-2-7 Pluie moyenne annuelle :	46
1-2-8 Répartition mensuelle de la pluie moyenne:.....	47
1-2-9 Les pluies maximales journalières:.....	48
1-2-10 Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences:.....	54
1-3 Evaluation des apports liquides:	56
1-3-1 Apports moyens interannuels:	59
1-3-2 Répartition mensuelle de l'apport moyen:	60
1-3-3 Calcul du coefficient de variation:.....	62
1-3-4 Les apports fréquents:.....	62
1-4 Les apports solides:.....	63
1-5 Etude des crues:	64
1-6 Hydrogramme de crue:	66
1-7 Choix de la crue de projet:	68
1-8 Régularisation:	68
1-8-1 Répartition annuelle de l'apport 80%:	70
1-8-2 Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces»:	70
1-8-3 Volume mort:.....	72
1-8-4 Calcul du volume utile sans tenir compte des pertes:.....	72
1-8-5 Calcul du volume utile en tenant compte des pertes:	73
1-8-5-1 Calcul des pertes:	73
1-8-5-2 La première approximation:	74
1-9 la régularisation interannuelle :	74
1-9-1 Calcul du volume utile interannuel par la méthode analytique de KRISTLY-MENKEL :	74

CHAP.2- LAMINAGE DE CRUE

2-1 Laminage des crues:.....	78
2-1-1 La méthode de KOCHERINE :	78
2-1-2- Méthode STEP BY STEP :	81
2-2 ETUDE D'OPTIMISATION	83
2-2-1 La revanche :	83
2-2-2 Dimensionnement préalable de la digue.....	84
2-3- Calcul du coût de l'évacuateur de crue	86
2-3-1 Coût de l'excavation:.....	86
2-3-2 Coût du déversoir :	86

2-3-3 Coût du coursie :	87
-------------------------------	----

CHAP.3- SYNTHESE DES VARIANTE

3. Ouvrage d'évacuateur de crues :	89
3.1. Critères de choix de l'évacuateur de crue :	89
3.2. Différents types des évacuateurs de crues.....	89
3.3 Choix de la variante :	91

CHAP.4- EVACUATEUR DE CRUES LATERAL A ENTANEMENT LATERAL

4-1) Dimensionnement de l'évacuateur de crue:	93
4-1-1. Le déversoir :	93
4-1-2 L'auge de réception	96
4-2-3 Le coursier	98
4-2-4 Aération de l'écoulement :	101
2-4-5 Vagues roulantes :	102
4-2-7 Canal de fuite :	104

CHAP.4- EVACUATEUR DE CRUES LATERAL A ENTANEMENT FRONTAL

Dimensionnement de l'évacuateur de crue:	105
5- 1 Canal d'approche:.....	105
5-2 Le déversoir :	106
5-3 Chenal d'écoulement:	110
5-4 Le convergent:	111
5-5 Le coursier	111
5-5-1 Aération de l'écoulement.....	116
5-5-2 Vagues roulantes :	117
5-6 Dissipateur d'énergie :	117
5-7Canal de fuite :	119

CHAP.4- ETUDE DE STABILITE ET GENE CIVIL

6-1Les force agissant de déversoir:	120
6-1-1 Poids propre de déversoir	120
6-1-2 Force de poussé hydrostatique amont F_h :	120
6-1-3 Force de poussé du sol amont E_s :	121
6-1-4Force de sous pression W_T :.....	121
6-2 Stabilité du déversoir aux renversement :	122
6-3 Stabilité du déversoir au glissement :	123
6-4- Stabilité des murs Bajoyers :	123
Les forces verticales :	124
Les forces horizontales :	125

6-3-1 Stabilité au renversement :	125
6-3-2 Stabilité au glissement :	125
6-5 Etude du ferrailage :	126
Etat limité ultime	126
Etat limite de service	127
6-6 Ferrailage du semelle :	128
6-7 Ferrailage de la semelle de déversoir	131
Conclision	133

LISTE DES TABLEAUX

PARTIE N°I : MEMOIRE DE SYNTHESE

Tableau 1. 1 Coefficients d'accélération du séisme.....	3
Tableau I. 2 : Epaisseur de chaque couche (alluvio-colluvionnaire)	7
Tableau 1. 3 les caractéristiques sondages de la deuxième phase.....	8
Tableau 1. 4 : les puits de la zone d'emprunt.....	9
Tableau 1. 5 caractéristique des puits de zone d'emprunt.....	13
Tableau 1. 6 : Caractéristiques du bassin versant au site du barrage de Ramdane Djame.....	14
Tableau 1. 7 : Températures maximales et minimales à Skikda	15
Tableau 1. 8 : Humidités à Skikda	15
Tableau 1. 9 : Insolation, nébulosité et radiations solaires mensuelles.....	15
Tableau 1. 10 : station pluviométrique.....	16
Tableau 1. 11 : Poste pluviométrique.....	16
Tableau 1. 12 : précipitations sur le bassin versant de l'oued saf-saf	17
Tableau 1. 13 : Précipitations maxima journalières, mensuelles et annuelles aux stations pluviométriques El – Arrouch et Zirout Youcef	17
Tableau 1. 14 : Vitesse moyenne du vent en m/s – Station de Skikda.....	17
Tableau 1. 15 : Valeurs moyennes de l'évapotranspiration pour la retenue de Zardezas	18
Tableau 1. 16 : Valeurs moyennes mensuelles et annuelle de l'évapotranspiration dans le site de Ramdane Djamel	18
Tableau 1. 17 : Apports moyens mensuels sur 50 années (1951-2001) en hm^3	19
Tableau 1. 18 : Débits moyens mensuels sur 50 années (1951-2001) en m^3/s	19
Tableau 1. 19 : Crues enregistrées au Zardezas pendant la période de 1924 à 1965	20
Tableau 1. 21 : volume de la vase en fonction de période de retour du barrage de Ramdane Djamel	21

PARTIE N°II : ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLEE

CHAP N°1 : ETUDE HYDRAULOGIQUE

Tableau(1- 1): Coordonnées de la courbe hypsométrique	24
Tableau(1- 2): détermination de la pente Roche Ip.....	32
Tableau(1- 3): Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)	33
:Tableau(1- 4)Evaluation de la pente moyenne.....	34
Tableau(1- 5):Evaluation du profil en long.....	37
Tableau(1- 6):Temps de concentration.	39
Tableau(1- 7): des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.....	40
Tableau(1- 8): Stations hydrométriques dans la zone de projet	41
Tableau(1- 9): Postes pluviométriques dans la zone de projet (PV)	41
Tableau(1- 10): Postes pluviographiques dans la zone de projet (PG)	41
Tableau(1- 11): Températures moyennes à Skikda.....	41
Tableau(1- 12): Températures maximales et minimales à Skikda	42
Tableau(1- 13): Températures moyennes mensuelles dans le site de Ramdane Djamel.....	42
Tableau(1- 14): Humidités à Skikda	43
Tableau(1- 15): Humidité moyenne mensuelle à Ramdane Djamel	44
Tableau(1- 16): Vitesse moyenne du vent en m/s – Station de Skikda.....	44
Tableau(1- 17): Insolation, nébulosité et radiations solaires mensuelles.....	45
Tableau(1- 18):données de base.....	45

Tableau(1- 19): données de base	46
Tableau(1- 20): Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations	46
Tableau(1-21 -) :Les caractéristiques pluviographiques de la région	47
Tableau(1- 22)Répartition mensuelle des pluies moyennes.....	47
Tableau (1- 23)Les paramètres statistiques	48
Tableau(1- 24): Ajustement a la loi de GUMBEL	50
Tableau(1- 25): Ajustement a la loi normale	51
Tableau(1- 26): Ajustement a la loi log normale.	52
Tableau(1- 27) :Ajustement à la loi log normale par HYDROLAB	53
Tableau(1- 28): Pluies de courtes durées et leur intensité.....	56
Tableau(1- 29) : Apports moyens interannuels	61
Tableau(1- 30):Répartition mensuelle de l'apport moyen.	62
Tableau(1- 31): Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%.	64
Tableau(1- 32): Programme d'envasement de la retenue de Ramdane Djamel	65
Tableau(1- 33): pluies de courte durée.....	66
Tableau(1- 34): débits maximaux de crue	66
Tableau(1- 35): Répartition annuelle de l'apport 80%.	71
Tableau(1- 36)Répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation Et	74

CHAP N°2 : LAMINAGE DE CRUES

Tableau (2- 1) : Calcul du débit déversant pour déferlantes largeurs b et la charge déversant	79
Tableau (2- 2) : récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.	81
Tableau (2- 3) : récapitulatif des résultats de la méthode STEP BY STEP	82
Tableau (2- 4) : hauteurs des vagues.....	84
Tableau (2- 5) calcul de la largeur en crête:.....	85
Tableau (2- 6) : le coût de la digue pour différentes largeurs du déversoir	86
Tableau (2- 7) : volume de la digue	86
Tableau (2- 8) : coût de l'évacuateur de crue	87
Tableau (2- 9) : Coût du coursier	87
Tableau (2- 10) : Coût total de la digue plus l'évacuateur de crue	87

CHAP N°4: EVACUATEUR DE CRUES LATERAL A ENTANEMENT LATERAL

Tableau (4- 1) coordonnées des points pour la charge déversant $h_d=6,5m$	95
Tableau (4- 2) Calcul du profil en aval du déversoir.	95
Tableau (4- 3) Détermination de la hauteur normale	98
Tableau (4- 4) Ligne d'eau à pas d'espace de 40m.	100
Tableau (4- 5) Vitesse critique d'aération à pas de 40m.....	102

CHAP N°5 : EVACUATEUR DE CRUES LATERAL A ENTANEMENT FRONTAL

Tableau (5- 1) Calcul du profil en aval du déversoir.	109
Tableau (5- 2) Détermination de la hauteur normale	113
Tableau (5- 3) Ligne d'eau à pas d'espace de 5m.	115
Tableau (5- 4) Vitesse critique d'aération à pas de 20m.....	117

CHAP N°5 : ETUDE DE GENE CIVIL ET DE FERRAILLAGRE

Tableau (6- 1) force agissant sur déversoir.	121
---	-----

LISTE DE FIGURE

PARTIE N°II : ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLEE

CHAP N°1 : ETUDE HYDRAULIQUE

Fig (1- 1)Caractéristiques morphologique	22
Fig (1- 2): La courbe hypsométrique.....	25
Fig (1- 3): Le réseau hydrographique du bassin versant	30
Fig (1- 4): rectangle équivalent	31
Fig (1- 5): Le réseau hydrographique du bassin versant	36
Fig (1- 6): distances cumulées des oueds	38
Fig (1- 7): Températures maximales et minimales à Skikda en fonction de temps	42
Fig (1- 8): Humidités à Skikda en fonction de temps	45
Fig (1- 9) : Répartition de la pluviométrie mensuelle	48
Fig (1- 10): Ajustement a la loi de GUMBEL	50
Fig (1- 11):Ajustement a la loi normale.	51
Fig (1- 12):Ajustement a la loi log normale	52
Fig (1- 13) : Ajustement à la loi de GUMBEL	54
Fig (1- 14): Pluies de courtes durées.	58
Fig (1- 15):Intensité à différentes fréquences	59
Fig (1- 16): Répartition mensuelle d el 'apport moyen.....	62
Fig (1- 17): Hydrogrammes des crues pour différentes periodes de rtour	68
Fig (1- 18):Hydrogrammes synthétiques de la crue	71

CHAP N°2 : LAMINAGE DE CRUES

Fig (2- 1) : Courbes $q=f(H)$	80
Fig (2- 2) : Courbes $q=f(V_{forcée})$	81
Fig (2- 3) : Courbes d'optimisations	88

CHAP N°4: EVACUATEUR DE CRUES LATERAL A ENTANEMENT LATERAL

Fig (4_ 1) shéma explicative de fonctionnement d'un déversoir l'atéral.....	96
Fig (4_ 2) schéma explicative de la ligne d'eau	99
Fig (4_ 3) Linge d'eau dans le coursier.	100

CHAP N°5 : EVACUATEUR DE CRUES LATERAL A ENTANEMENT FRANTAL

Fig (5- 1) schéma explicative du linge d'eau.....	114
Fig (5- 2) Linge d'eau dans le coursier.	115

CHAP N°5 : ETUDE DE GENE CIVIL ET DE FERAILLAGRE

Fig (6- 1) force agissant sur déversoir.....	121
Fig (6- 1) force agissant sur le mur de soutènement	121

Introduction

Les retenues d'eau reçoivent des débits importants non contrôlables comme, par exemple, les eaux pluviales. Les crues doivent être équipées d'un évacuateur de crues assurant le bon fonctionnement et une évacuation des eaux excédentaires. Donc le but principal des évacuateurs est de permettre un passage adéquat à l'excès des apports d'eau réservoirs.

Dans notre cas, nous avons traité l'étude et la conception de l'évacuateur de crues du barrage Ramadan Djamel dans la wilaya de Skikda.

Le choix de ce dernier dépend essentiellement des facteurs suivants :

Le débit, La qualité des prévisions des crues, durée de fonctionnement ; topographie, géologie, type de barrage et les problèmes d'exploitation ; Ces facteurs qu'on aboutit à l'implantation de l'évacuateur de crues le plus favorable et le moins coûteux.

Notre étude comporte d'abord la mémoire de synthèse qu'il contient le résumé d'étude préliminaire de faisabilité de barrage (étude géologique, étude géotechnique et étude hydrologique) et le calcul hydraulique des variantes possibles et le calcul génie civil de la variante retenue.

But de l'aménagement

Le but principal pour la réalisation de la future retenue de Ramadan Djamel et pour le stockage des débits dans les deux retenues, est de couvrir les besoins en eau de la région aval de barrage, l'agglomération de Skikda incluse.

Les besoins en eau sont divisés en :

- Alimentation en eau potable (AEP) pour la ville de Skikda et de quatre communes dans la vallée de Oued Saf-Saf ;
- Alimentation en eau d'irrigation (AEI) pour les périmètres dans la région aval.

PARTIE N°I

CHAPITRE N° I

MEMOIR DE SYNTHESE

Introduction :

L'objectif principal de cette étude était initialement l'analyse des possibilités de créer un barrage sur l'oued haddarat, pour mobiliser les ressources naturelles et créer une capacité pour le transfert des ressources de l'oued safsaf qui ne peuvent pas être régularisées par le barrage zardezas, à cause de la capacité limitée de ce barrage.

suite à la constatation que les apports de l'oued haddarat ne sont pas importants, de même, que les terrains à inonder par les retenues sont utilisés par l'agriculture, l'étude à un barrage sur l'oued safsaf, en amont de barrage zardezas.

a l'issue de cette étude préliminaire le site situe sur l'oued safsaf a été considéré le plus favorable. un barrage réalisés à l'amont de l'aménagement de zardezas, visent à améliorer le processus de fort envasement de celle-ci et optimiser les possibilités de stockage et d'exploitation. En comparaison avec les autres variantes, cette variante rend inutile le transfert zardezas. De plus, l'infrastructure existante liée au barrage de zardezas continuera d'être exploitée sans aucune modification.

1.1. Situation géographique et topographique :

La zone du projet est localisée entre Constantine et Skikda, dans le bassin supérieur de l'oued Saf Saf, et on peut y arriver en prenant la RN3 de Constantine vers El Arrouche et puis la RN85 et la CW6. L'oued Saf Saf , qui se jette dans la mer près de Skikda, coule en direction sud-nord, à l'exception de ces confluent originares, oued Brahim-Bou Adjem (gauche) et oued Khemakhem (droite) qui coulent, respectivement, ouest-est et est-ouest.

Le site du futur barrage est situe à environ quelques kilomètre sud-ouest de la ville de ramdane Djamel. L'axe de la retenue caractérisé selon la carte d'états majeur par les coordonnées :

$$\checkmark X = 314755.40 \text{ km}$$

$$\checkmark Y = 4047287.99 \text{ km}$$

$$\checkmark Z = 201.52 \text{ m, NGA}$$

1.2. Sismicité de la zone d'étude :

L'Algérie a tout le temps été soumis a une activité sismique intense avec comme résultats des pertes humaines et matérielles importantes dommageables non seulement aux individualités et collectivités locales, Donc pour pouvoir résister à ce phénomène, on doit construire des ouvrages de telle sorte à leur fournir un degré de protection tolérable en répondant aux règles parasismiques algériennes.

Partie I

L'activité sismique est due principalement à la nature géologique de la région magrébine et à ses caractéristiques tectoniques à la frontière de la plaque africaine et eurasienne, en mouvement compressif permanent (tectonique des plaques)

Le site de notre barrage est situé dans la zone « IIA » (zone caractérisée par moyenne à forte intensité sismique selon les R.P.A correspondant à une intensité de VII selon l'échelle de MERCALI)

Dans notre cas l'ouvrage à une grande importance ce qui lui permet d'être classé dans le groupe IIA selon le règlement R.P.A voire figure I.1)

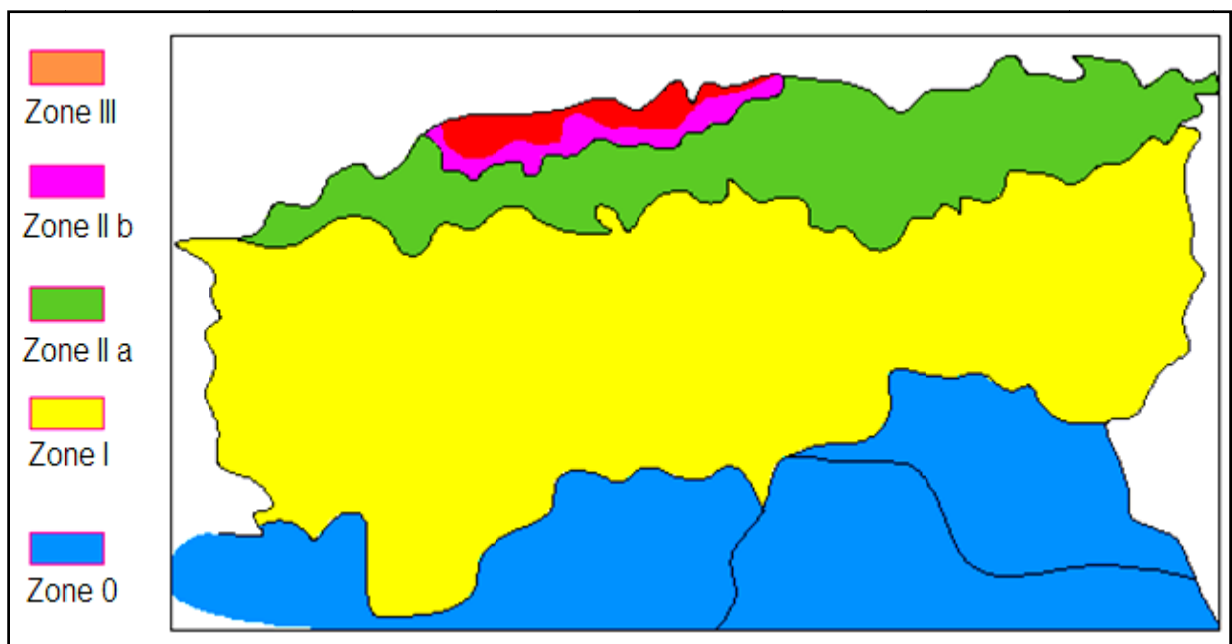


Figure 1.1 : carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A 99 modifié en 2003

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

Tableau 1. 1 Coefficients d'accélération du séisme.

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

1.3. La géologie de la zone d'étude

La cuvette du futur barrage, s'étend sur 5Km environ, le long de l'Oued Bou Adjeb et sur 3Km environ, le long de l'Oued Khemakem. Sur l'Oued Saf-Saf, en aval de la confluence de ces deux affluents, le barrage s'allonge sur quelque 800m.

1.3.1. Lithologie:

Le barrage de Ramdane Djamel est situé presque, entièrement dans les terrains mio-pliocènes du bassin continental de Constantine. Ces dépôts sont discordants sur toutes les séries antérieures.

Dans sa partie aval, la cuvette occupe sur quelques centaines de mètres le domaine du flysch maurétanien, dans lequel est situé le site du barrage.

1.3.2. Le flysch maurétanien :

La série apparentée au flysch maurétanien est représentée par une alternance de marnes, marno-calcaires, calcaires et grés, les marnes étant prédominantes. C'est une structure tectonisée, avec des couches fortement inclinée, localement redressées vers la verticale, pendant la mise en place de la nappe et par les mouvements post-nappes. L'étranglement de la vallée de l'Oued Saf-Saf dans cet endroit est lié de l'existence de cette structure transversale sur le cours de l'oued, de type anticlinal, probablement faillé au long de la vallée.

1.3.3. Les dépôts continentales, mio-pliocènes :

Les dépôts du Mio-Pliocène continentale, dans la zone de la cuvette sont représentés par le terme sommital, qui se compose d'argiles bleues, grises ou noires, riches en gypses, avec quelques intercalations de calcaires sableux et de grés.

Les conglomérats du terme basal, généralement couverts par les formations du terme sommital, affleurent en haute des versants, ou dans les zones fortement érodées par des affluents. Ils sont de couleur rouge vif, avec des gros blocs, mal roulés, à patine rouge, et enveloppés par une matrice argilo-sableuse. Les galets sont composés de grés numidiens ou de calcaires issus des séries les plus proches.

1.3.4. Structures tectoniques:

Le substratum de la cuvette, par son origine post-nappes, est discordant sur toutes les formations antérieures. Les couches de conglomérats, argiles et grés ont généralement une disposition quasi horizontale, les pendages allant de 5° à 15°.

Localement, les dépôts mio-pliocènes (spécialement les conglomérats) sont redressés, au longs des fractures qui butent contre l'accident majeur Kef Hahouner-Djebel Débar. Cet axe majeur, qui a joué en distension pendant tout le Miocène, est donc néotectonique.

Le jeu de la tectonique post-nappes a donc dessiné un quadrillage de failles, parallèles ou obliques par rapport des accidents majeurs, qui affecté même les dépôts plus récents.

Partie I

1.3.5. Couverture quaternaire et phénomènes superficiels:

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

Ils comprennent :

- ✓ 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

1.3.6. Alluvions et terrasses:

Les alluvions existent dans la terrasse inférieure, étalée toute au long de l'oued, juste en contrebas des pentes colluviales. Leur composition est moins homogène dans la mesure où une grande quantité de colluvions entraînées par le ruissellement ou par petits affluents temporaires a été mélangée au contenu alluvionnaire proprement dit. Ceci s'observe surtout en rive droite de l'oued Bou Adjeb, où la terrasse est adjacente aux cônes de déjection, dont le plus important se trouve à l'embouchure de l'Oued Khorfan.

Par endroits, la terrasse inférieure est cultivée, mettant en évidence que sa partie supérieure est de nature sablo-limoneuse. Une telle zone plus étendue se trouve dans la rive gauche du cours inférieur de l'Oued Khemakhem.

Les alluvions de cette terrasse inférieure peuvent atteindre 5 à 8 mètres d'épaisseur

Des autres niveaux de terrasse ancienne peuvent être trouvés en haut des versants, sous forme de lambeaux de petites dimensions. Une telle sorte de terrasse se trouve dans la rive droite de l'Oued Saf-Saf, juste en aval de la confluence, à quelques 40 mètres au-dessus du radier.

Elle est formée par des alluvions avec des galets mal roulés à la matrice argileuse. Leur épaisseur est de 2m à 3m.

Les alluvions de l'oued proprement dites, observées en surface, pressentent une multitude de galets dont la taille varie de 10cm à 30cm en moyenne, issus de toute une série de formations sédimentaires et sporadiquement éruptives. Parfois, on observe des gros blocs qui dépassent 50cm de diamètre.

En dessous de cet horizon superficiel assez grossier, on constate que la granulométrie diminue ; il n'existe plus que des lits de galets ou de graviers, de nature principalement calcaireuse-gréseuse, emballés dans une matrice sablo-limoneuse.

1.3.7. Colluvions et dépôts de pentes:

Les colluvions ont des caractéristiques directement liées au type de roche dont elles sont issues. Elles contiennent des proportions variables de matériels rocheux de calibre très divers, provenant des roches-mères et plus rarement des galets provenant soit de terrasses voisines,

Partie I

soit du conglomérat. Ces éléments rocheux sont emballés dans une masse argileuse-sableuse, résultant de la décomposition du substratum argilo-marneux ou gréseux.

Sur les versants de la cuvette, outre les colluvions, plusieurs dépôts de pentes sont présents. Ces sont représentés par des éboulis par des coulées de matériel argilo-sableux à blocs. Deux types de coulées peuvent être observés dans le Tell :

- ✓ des coulées associées à de grands glissements ;
- ✓ des coulées sans glissement de tête et qui naissent aux dépens de glaciers plus anciens ;

1.4. Etanchéité de la cuvette :

L'ensemble de la cuvette est situé dans des roches appartenant aux séries du Mio-Pliocène continental, représentées par des conglomérats et principalement par des argiles avec des intercalations irrégulières des grès calcaireux, calcaires sableux ou des calcaires fins

Généralement ces sont des roches imperméables et de très faible perméabilité, même les conglomérats, où les éléments sont enveloppés par une matrice argilo-sableuse. Concernant les intercalations de grès et de calcaires, qui peuvent être affectées par des phénomènes de dissolutions, il faut rappeler leur disposition et leur continuité irrégulière dans la masse des argiles qui les enveloppent, constituant des véritables barrières contre les fuites d'eau.

La circulation des eaux au long des accidents tectoniques nous semble improbable, leur continuité dans la couverture miocène étant moins possible. De même, l'absence d'une vallée proche dont la cote topographique soit inférieure à celle de la cuvette, réduit considérablement la création d'un gradient hydraulique important.

1.5. Travaux de reconnaissance :

Dans l'étude des sites et des axes potentiels pour le site de Ramdane Djamel, a proposé trois axes de barrage, choisi comme convenables du point de vue morphologique, dénommés de l'aval vers l'amont: Axe I (A-B), Axe II (C-D) et Axe III (E-F).

Conformément au programme de reconnaissances, l'étude du site a compris deux phases, comme suit :

a) Phase 1 :

- ✓ levé géologique de surface
- ✓ investigations géophysiques (sismiques et électriques) sur les trois axes du barrage ;
- ✓ 3 (trois) sondages carottés de référence (un sondage sur chaque axe), dans le fond de la vallée ;
- ✓ 12 (douze) puits, 4 sur les deux versants de chaque axe.

Partie I

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

- **Sondages carottés :**

Les résultats des sondages carottés sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau I. 2 : Epaisseur de chaque couche (alluvio-colluvionnaire)

Axe du barrage	Epaisseur de la couverture alluvio-colluvionnaire		
	Vallée (alluvions)	Rive G (colluvions)	Rive D (colluvions)
Axe I (A-B) (aval)	8m (RD.S1)	21m (RD.S8)	
Axe II (C-D)	5m (RD.S2)	7m (RD.S4)	18,50m (RD.S10) ; 17m (RD.S11)
Axe III (E-F) (amont)	6m (RD.S3)	2,5m (RD.S5)	(RD.S12) 8m (RD.S13) 12m

- **Prospections géophysiques :**

Conformément au programme de reconnaissance, sur chaque axe proposé, un profil sismique réfraction au marteau et 6 sondages électriques ont été prévus, afin de déterminer l'épaisseur des alluvions et des colluvions, ainsi que les profondeurs de la limite de la zone détendue du substratum rocheux.

- **Choix de l'axe :**

Suit à l'analyse des données disponibles, on a constaté que les axes C-D et E-F, situés à l'amont de la zone étudiée, sont plus compétitifs par rapport de l'axe (A-B) situé en aval. De plus, le volume d'un barrage en terre réalisé sur l'axe C-D ou E-F sera de loin plus économique par rapport de l'axe (A-B). Concernant le choix de l'axe qui sera étudiée pendant la deuxième phase de la campagne de reconnaissance, on a constaté que l'axe (E-F) s'avère plus favorable que l'axe (C-D).

Une fois que ce classement a été fait, nous avons optimisé la direction de cet axe, pour éviter la plupart de la zone de glissement développée en rive gauche, à l'amont de l'emprise. Par conséquent, l'axe a été déplacé vers l'aval, en rive gauche,

b) 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 l'évacuateur et de la dérivation ;

Partie I

- ✓ 5 sondages carottés avec des essais spécifiques (Lefranc et Lugeon) sur l'axe du barrage ;
- ✓ 4 tranchées (deux sur chaque appui, suivant la direction de l'axe du barrage) ;
- ✓ prélèvements d'échantillons remaniés et intacts ;
- ✓ essais géotechniques de laboratoire.

- **Sondages carottés :**

Les sondages de reconnaissance de la deuxième phase ont été implantés sur l'axe amont, optimisé (E' - F'), ils sont comme suit :

Tableau 1. 3 les caractéristiques sondages de la deuxième phase

Sondage	Localisation	Longueur (m)	Inclinaison
RD.S4 ‘	Rive G cote 230m	60	Vertical
RD.S5 ‘	Rive G cote 210m	60	Vertical
RD.S6	Rive D cote 215m	60	Vertical
RD.S7	Rive D cote 245m	60	Vertical
RD.S8’	VALLEE cote 200,70m	70	Incliné de 20° vers aval

La notation des sondages avec << ’ >> a été utilisée pour garder la numération donnée dans le programme de reconnaissance, et pour éviter des confusions

- **Prospections géophysiques :**

Les profils sismiques de réfraction et les sondages électriques programmés dans la phase 2, au long des axes du batardeau amont, de l'évacuateur de crues et de la galerie de dérivation - vidage de fond,

- **Puits dans les zones d'emprunt :**

Dans les zones d'emprunt, situées dans la cuvette de la retenue, 16 puits à la pelle mécanique ont été creusés, de 1,5m à 4m de profondeur, totalisant 45m environ.

Dans chaque puits réalisé dans les zone d'emprunt argileux, A1 sur l'Oued Khemakhem et A2 sur l'Oued Bou Adjeb, 2 échantillons remaniés ont été prélevés, pour des essais au laboratoire.

Dans les puits réalisés dans les zones d'emprunt alluvionnaire, un échantillon a été prélevé de chacun.

Tableau 1. 4 : les puits de la zone d'emprunt

Zone d'emprunt	Puits	Prof. (m)
Zone A1 (argile)	P13	3,1
	P14	4,0
	P15	3,5
Zone A2 (argile)	P16	3,1
	P17	2,9
	P18	3,0
Zone B1 (alluvions)	P19	3,5
	P20	3,0
	P21	3,0
	P22	3,5
Zone B2 (alluvions)	P23	2,2
	P24	2,0
	P25	1,5
	P26	2,4
Zone B3 (alluvions)	P28	2,5
	P29	1,7

- **Substratum :**

Selon la carte géologique de la région la zone du site est située sur des terrains sédimentaires appartenant au Sénonien, représentés par des marnes et des calcaires. Les travaux géologiques modernes suivant la théorie des nappes de charriage, ont attribué ces terrains à une série appartenant au flysch maurétanien.

Dans le site du barrage le substratum est complètement couvert par des dépôts alluvio-colluviales. Les seuls affleurements de petites dimensions se trouvent en haute du versant droit,

1.5. Fondation de la digue et ses ouvrages annexes :

1.5.1 Digue :

1.5.1.1. Caractéristiques :

La zone d'implantation de la digue présente les particularités suivantes :

- Couverture alluviale importante, de 5m à 8m d'épaisseur, intéressant la totalité du fond de vallée. Ces alluvions sont généralement grossières, les composants caillouteux dépassant 50%, La participation des sables est de 20% à 40%. Par endroits, dans la partie supérieure prédominent les sables fins, limoneux, de 0,5m à 1m d'épaisseur.
- Couverture colluviale de 3m à 10m d'épaisseur sur le versant de la rive gauche et de 7m à 18m sur le versant de la rive droite. Les colluvions contiennent des débris et des blocs

Partie I

provenant du substratum et plus rarement des galets et graviers, coulés probablement dans une terrasse supérieure, emballés dans une masse argileuse-sableuse.

- Présence d'une nappe aquifère phréatique dans les alluvions, liées au régime de l'Oued, et des nappes de versants avec des niveaux très irréguliers, conséquence de la structure d'alternances imperméables et plus perméables du substratum.
- Existence d'un glissement de terrain, localisé dans le versant de la rive gauche, à l'amont de l'emprise du barrage. On estime qu'il a une profondeur de maximum 15m, affectant la masse colluviale et partiellement le substratum.
- Substratum antéquatenaire, appartenant à la série de flysch maurétanien, représente par alternances de bancs de marnes, marno-calcaires, calcaires et grès, ce qui multiplie les couples roche dure sur roche tendre. Les pendages des bancs, généralement fortement inclinés, montrent l'existence d'une structure tectonisée, faillée, même écaillée. On suppose qu'il s'agit d'une structure anticlinale, orientée à travers de la vallée, faillée au long de la vallée de l'Oued Saf saf En effet, la fondation du barrage sera hétérogène, représentée par une succession de bandes de résistances différentes. Cette situation sera déterminante au choix du type de barrage.

1.5.1.2. Réalisation de la fondation

- L'enlèvement des alluvions sous l'emprise de la digue ou sous l'emprise de l'élément d'étanchéité (noyau), exige la réalisation d'une coupure étanche tout à l'amont qu'à l'aval et l'assèchement des fouilles.
- Dans le substratum, les fouilles seront réalisées dépassant la zone dégradée. Si à la cote de fondation on trouve localement des zones faibles, elles doivent être curées et substituées par un matériau plastique homogène ou encore un béton étanche. Ce travail exige la mise à sec des zones à traiter.
- Les terrassements à réaliser sur les rives consistent à évacuer les colluvions sous toute l'emprise de la digue, dans toutes les variantes de barrage. L'enlèvement de la zone dégradée du substratum sera réalisé sous l'emprise de la digue ou sous l'emprise du noyau (barrage en terre zoné)

1.5.1.3. Consolidation et étanchéité

Les essais et les analyses hydrogéologiques, ont montré que d'une façon générale les terrains qui forment le substratum sont relativement peu perméables, à l'exception de la zone dégradée

La structure géologique du site est favorable du point de vue étanchéité, les couches perméables étant encaissées par des couches de marnes. En effet, on prévoit :

Partie I

- ✓ la consolidation de la fondation par des injections de peau, sur au moins 6m de profondeur dans les bancs rocheux (marno-calcaires, calcaires et grés) ;
- ✓ une étanchéisation profonde, dont le but essentiel se réduit à un contrôle d'étanchéité par un voile unifilaire de l'ordre de 30m à 50m de profondeur. Dans les zones de forte perméabilité un traitement localisé sera réalisé au moyen d'un voile bifilaire.

1.5.2. Galerie de dérivation et de vidange de fond

Le trajet de la galerie de dérivation et de vidange de fond, variante à l'air libre, suit le pied du versant rive gauche, entre les cotes 202m et 200m du terrain naturel.

L'épaisseur de couche des alluvions varie de 5m à 6m, au milieu de la vallée. On suppose que dans l'axe de la galerie cette épaisseur peut être considérée maximale

Le niveau de la nappe est situé, en moyen, à 1,5m de profondeur.

La fondation de la galerie sera réalisée dans le substratum rocheux, près de la limite inférieure de la zone dégradée (de 3m à 5m d'épaisseur).

Structurellement, la fondation de la chambre des vannes est située sur des alternances de marnes, marno-calcaires et grés, constituant le flanc de l'anticlinal

Selon l'interprétation structurelle, adoptée pour l'instant, le batardeau amont est situé dans la zone de l'axe de l'anticlinal, zone supposée marneuse.

A partir de l'axe du batardeau amont, le trajet de la galerie et le bassin de dissipation sont situés sur le pli anticlinal, constitué par les mêmes alternances. Les bancs rocheux plus épais prédominent dans la zone de l'axe du barrage et à la sortie de la galerie.

1.5.3. Evacuateur de crues:

De point de vue morphologique, le versant rive gauche s'avère être plus favorable pour l'implantation de l'évacuateur de crues.

Le principal problème géologique que pose la réalisation de l'évacuateur de crues en rive gauche réside dans la présence d'un glissement de terrain, juste en amont du déversoir. Le déplacement de l'axe du barrage vers l'aval a été fait pour éviter la zone du glissement.

Cet élément, dont l'épaisseur supposée doit être confirmée par des forages, intéresse toute la zone comprise en largeur sur quelque 150m amont de RD.S5, depuis la cote 240m jusqu'au pied du versant où sont venus s'accumuler les produits glissés.

Au long de l'axe de l'évacuateur de crues (l'épaisseur de la couverture colluviale varie, généralement, de 4m à 7m. Localement), on peut trouver des zones plus épaisses représentées par des alluvions de terrasse ou des éboulis. Une telle zone a été mise en évidence dans la partie aval du coursier, sur quelque 100m de longueur avant du bassin d'amortissement.

Partie I

Dans cette zone, évidemment plus plate, le sondage RD.S8 a traversé un dépôt colluvio - alluvionnaire de 21m d'épaisseur. On suppose qu'il s'agit d'une zone de terrasse, masquée par de matériel argilo-sableux avec de fragments rocheux, anguleux, caractéristiques aux coulées développées dans les séries de flysch.

Dans la zone du bassin d'amortissement le remplissage alluvionnaire de la vallée a été traversé par le sondage RD.S1 sur 8m d'épaisseur.

Selon l'interprétation structurelle adoptée, l'évacuateur de crues est situé entièrement sur le pli de l'anticlinal de flysch, représenté par les alternances typiques de marnes, marno-calcaires, calcaires et grès. Les alternances rocheuses sont prédominantes dans la partie supérieure du coursier (la zone de l'axe du barrage) et à la base, avant du bassin d'amortissement.

Pour les zones où la stratification n'a pas pu être mise en évidence sur la base des sondages réalisés, on suppose la même succession lithologique que dans les zones de l'emprise du barrage, mais au profit de la probabilité les marnes sont considérées prédominantes.

1.6. Matériaux de construction :

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

- ✓ Alluvions : la zone se trouvant à l'aval immédiat du site
- ✓ Agrégats de béton : concassage du calcaire jurassique se trouvant à quelque 2,5km à l'amont de l'axe du barrage propose sur l'Oued El-Migane (à quelques 12km aval du site de Ramdane Djamel).

a) Matériaux argileux :

- ✓ Zone A1, située dans la cuvette de la retenue sur la rive gauche de l'Oued Khemakhem, à quelque 1km amont de la confluence avec l'Oued Bou Adjeb.
- ✓ Zone A2, située sur la rive droite de l'Oued Bou-Adjeb, à quelque 1,2km amont de la confluence avec l'Oued Khemakhem.

b) Matériaux alluvionnaires :

- ✓ Zone B1, située sur l'Oued Khemakhem, de 0,4 km à 1,2 km, à partir de la confluence.
- ✓ Zone B2, située sur l'Oued Bou-Adjeb, de 0,4 km à 1,4 km à l'amont de la confluence.
- ✓ Zone B3, située sur l'Oued Saf-Saf, de 0,5 km à 1 km à l'aval de l'axe du barrage.
- ✓ Zone B4, située sur l'Oued Bou Adjeb, à quelque 1 km amont de la Zone B2.

Les zones d'emprunt A1, A2, B1, B2 et B3 ont été étudiées sommairement par 16 puits à la pelle mécanique de 1,5 à 4 m de profondeur. Dans chaque puits, un ou deux

Partie I

échantillons ont été prélevés, pour la réalisation des essais au laboratoire. La situation des travaux de reconnaissance réalisés sur les zones d'emprunt est présentée ci-après : Les zones d'emprunt argileux, A1 sur l'Oued Khemakhem et A2 sur l'Oued Bou Adjeb, étudiées par des puits, sont situées dans des zones de piémont. Les quantités de matériaux disponibles dans ces zones étant insuffisantes, nous avons mis en évidence des nouvelles zones de piémont qui peuvent fournir des matériaux argileux :

- ✓ Sur la rive droite de l'Oued Bou Adjeb, a quelque 400 m amont de la zone A2, se développe une zone de piémont, d'au moins 2ha. On peut estimer que l'épaisseur du dépôt argileux est de même ordre de grandeur que dans la zone A2. Cette zone sera dénommée A3.
- ✓ Sur la rive gauche de l'Oued Khemakhem, près de la queue mètre du lac, il y a une zone à pente douce, d'au moins 3 ha de superficie et 2 m, environ, d'épaisseur du dépôt argileux. Cette zone sera dénommée A4.

Tableau 1. 5 caractéristique des puits de zone d'emprunt

Matériaux		
Zone d'emprunt	Puits	Profondeur. (m)
Zone A1 (argile)	P13	3,1
	P14	4,0
	P15	3,5
Zone A2 (argile)	P16	3,1
	P17	2,9
	P18	3,0
Zone B (alluvions)	P19	3,5
	P20	3,0
	P21	3,0
	P22	3,5
Zone B2 (alluvions)	P23	2,2
	P24	2,0
	P25	1,5
	P26	2,4
Zone B3 (alluvions)	P28	2,5
	P29	1,7

Partie I

c) Cuvette de la retenue Zardezas

Afin de vérifier la qualité des matériaux sédimentés dans la cuvette du lac (partiellement colmaté), deux échantillons ont été prélevés dans un point situé à quelque 1,2km amont de barrage, à coté de la RN33, Le but de cette vérification est de mettre en évidence des matériaux fins qui pourraient être utilisés dans le corps du noyau du barrage, en complément aux matériaux argileux des zones d'emprunt,

d) Matériaux rocheux

L'absence d'un emprunt rocheux dans la zone à la proximité immédiate du réservoir, nous a obligé de prendre en considération une zone plus éloignée,

Cette zone où affleure les calcaires jurassiques est située sur l'Oued Migane, à quelque 3km en amont de sa confluence avec l'Oued Saf-Saf. La distance jusqu'au site du barrage de Ramdane Djamel est de 12km environ.

1.7. Géotechnique :

L'étude géotechnique de ce site de barrage, basée essentiellement sur des reconnaissances effectuées sur terrain (in-situ) et dans laboratoire, les tableaux qui indiquent les résultats géotechniques Sont dans l'annexe A

1.8. Hydrologie :

Tableau 1. 6 : Caractéristiques du bassin versant au site du barrage de Ramdane Djamel

Caractéristiques géométriques :	
Superficie du bassin	319 km ²
Périmètre	105 km
Longueur du thalweg principal	46 km
- Oued Bou Adjeb + Oued Khemakhem	
Longueur maximum du bassin	34,9 km
Longueur rectangle équivalent	29,3 km
Largeur rectangle équivalent	10,9 km
Altitude moyenne	640 m
Altitude maximum	1.172 m
Indice de compacité Gravelius	Kc=1.64
Pente moyenne	4,2 %
Caractéristiques hydrauliques	
Apport moyen annuel	45,65 hm ³
Débit spécifique moyen	4,2 l/s/km ²
Pluie moyenne	782,1 mm
Evaporation moyenne	1293,5 mm
Crue de travaux (T=20 ans)	700 m ³ /s
Crue de projet (T=1000 ans)	3000 m ³ /s

1.8.1. Données climatologiques

Partie I

- *Température de l'air*

Tableau 1. 7 : Températures maximales et minimales à Skikda

Mois	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	Moy
T _{min} °C	8,1	8,2	9,1	10,8	13,8	16,9	20,0	20,7	18,9	15,7	11,8	9	13.6
T _{max} °C	16,1	16,4	17,4	19,1	22,5	24,9	28,0	28,7	27,2	23,7	20,4	17,3	21.8
T _{moy} °C	10,1	11,1	13,1	14,6	17,6	20,8	23,9	24,8	22,7	19,1	15,1	11,9	17.1

- **Humidité de l'air**

Tableau 1. 8 : Humidités à Skikda

Mois	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	Moy
Moyenne %	78,4	76,2	77,7	83,7	82,5	77,5	74,8	82,0	83,1	76,6	76,3	82,7	79.3
Minimale %	55,2	53,9	55,4	54,8	55,7	56,8	54,0	56,5	55,7	54,5	53,2	55,3	55.1
Maximale %	90,3	90,1	90,4	90,3	89,5	88,5	87,7	88,3	89,1	90,0	89,8	88,0	89.3

- **Ensoleillement**

Tableau 1. 9 : Insolation, nébulosité et radiations solaires mensuelles

Mois	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12
L'ensoleillement heures/jour	5,8	6,3	7,3	8,1	9,3	10,5	11,4	10,6	8,9	7,3	6,2	5,2
Nébulosité	5,4	5,5	4,6	4,6	4,6	3,7	3,1	2,4	3,7	4,3	5,6	6,3
Radiation Cal/cm ² /jour	20	28	37	45	54	559	604	534	539	31	22	18

- **Précipitations**

Tableau 1. 10 : station pluviométrique

Stations	Code de Station	Altitude	Pluie en m/m	Années de fonctionnement
Guendoula (Ain el Kleb)	03-09-04	780 m	976	40 ans

Partie I

Zirout Youcef	03-07-02	575 m	844	52 ans
Zardezaz	03-09-02	195 m	725	40 ans
El-Arrouch	03-09-06	127 m	642	40 ans

Tableau 1. 11 : Poste pluviométrique

Poste pluviométrique	Code	h(mm)	N	N'
Zardezaz	03/09/2002	680,2	24	39,7
Bou Snib	03/09/2005	688,8	20	30,9
El-Arrouch	03/09/2006	609,0	49	55,1
Ramdane Djamel	03/09/2006	621,9	21	30,5

H = Hauteur de la pluie moyenne

N = nombre d'années réelles d'observations

N' = nombre d'années fictives d'observations (équivalente à la série reconstituée)

Les valeurs de pluies comprises dans les deux tableaux en dessus, notamment celle de Zardezaz et El-Arrouche, montrent, la tendance décroissante des précipitations enregistrées dans les dernières 20 années, en effet une situation réelle et connue.

- Précipitations moyennes pluriannuelles**

En partant des données obtenues aux stations avec l'enregistrement des précipitations et tenant compte des études effectuées pour le barrage de Zardezaz ainsi que les données collectées pendant l'exploitation de cette retenue, on recommande que la valeur moyenne pluriannuelle soit de **782,1 mm**, valeur issue de la période la plus étendue (48 années).

- Précipitations moyennes mensuelles**

On présente la répartition mensuelle des précipitations dans la zone de Zardezaz (oued safsaf) pour une période de 48 années (1919÷1938, 1953÷1961 et 1980÷2001).

Tableau 1. 12 : précipitations sur le bassin versant de l'oued saf-saf

Précipitations sur le bassin versant de l'oued saf-saf													
Années	Sept	Oct	Nov	Déc	Janv	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Août	Total
Moyenne sur 48 ans	31,6	75,2	87,3	124,9	131,2	97,3	80,6	70	51	21	4,2	7,7	782,1

Partie I

- **Précipitations maximales**

Les plus grandes précipitations journalières, mensuelles et annuelles enregistrées aux stations pluviométriques El – Arrouch et Zirout Youcef sont présentées dans le tableau I.13

Tableau 1. 13 : Précipitations maxima journalières, mensuelles et annuelles aux stations pluviométriques El – Arrouch et Zirout Youcef

Stations	Journaliers	Mensuels	Annuels
El-Arrouch	65,3 m/m	264,4 m/m	936,6 m/m
Code 03-09-06	le 13.11.1917	Déc. 1946	1922/1923
Zirout Youcef	137,1 m/m	442,1 m/m	1373,6 m/m
Code 03-07-02	le 26.1.1919	Janv. 1919	1934/1935

- **Le vent**

Les vents dominants sont de secteur nord (NE 22%, N 12%, NO 27%). Les vitesses moyennes mensuelles sont de 3 m/s environ, sans grandes variations d'un mois sur l'autre (les minimales à 2,5 m/s et les maximales à 3,2 m/s) d'après les mesures de la station de Skikda pour la période 1976 – 1995

Tableau 1. 14 : Vitesse moyenne du vent en m/s – Station de Skikda

Mois	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	Moy
V (m/s)	3,0	3,1	2,9	2,7	2,5	2,5	2,5	2,4	2,5	2,5	2,8	3,2	2,7

- **L'évaporation**

L'évaporation qui se recommande à être prise en calcul pour le barrage Ramdane Djamel a été déterminée par des observations directes sur le barrage Zardezas sur une période de 35 années (1953÷1966 ; 1980÷2001) à l'aide d'un bac de type Colorado. Le résultat est une évaporation moyenne de 1353 mm /an sur le bac Colorado, ce qui représente 1056 mm/an évaporation réelle.

Tableau 1. 15 : Valeurs moyennes de l'évapotranspiration pour la retenue de Zardezas

mois	jan	fév	mar	avril	mai	jui	juil	août	sep	oct	nov	déc	total
Evaporation bac (m/m)	49	58	81	96	131	172	221	208	144	91	56	47	1353
Evaporation plan d'eau (m/m)	38	45	63	75	102	134	173	162	112	71	44	37	1056

Tableau 1. 16 : Valeurs moyennes mensuelles et annuelle de l'évapotranspiration dans le site de Ramdane Djamel

Partie I

mois	Skikda	station Ouest	station Est	site RD
	1	2	3	4
janvier	40,0	40,0	36,0	38,0
février	52,0	52,0	48,0	50,0
mars	85,0	84,0	83,0	83,5
avril	111,0	108,0	117,0	112,5
mai	139,0	146,0	145,0	145,5
juin	159,0	172,0	169,0	170,5
juillet	180,0	195,0	195,0	195,0
août	167,0	183,0	184,0	183,5
septembre	124,0	133,0	137,0	135,0
octobre	85,0	87,0	93,0	90,0
novembre	50,0	52,0	49,0	50,5
décembre	37,0	36,0	43,0	39,5
Année	1229,0	1288,0	1299,0	1293,5

1.8.2. Etude des apports liquides

Pour déterminer l'apport du débit dans la retenue Ramdane – Djamel nous avons eu à la disposition, en principal, la synthèse des études hydrologiques effectuées pour le barrage Zardezas, qui se trouve juste à l'aval du site que nous analysons, ainsi que les données d'exploitation couvrant la période 1980 -2001

Aussi, nous avons eu à la disposition les débits moyens pluriannuels pour la période 1966 – 2002, affluents dans la retenue de Zardezas, et de la stations Khemakhem sur l'oued Saf-Saf et Zirout Youcef sur l'oued Guebli.

Tableau 1. 17 : Apports moyens mensuels sur 50 années (1951-2001) en hm³

Année	Sept	Octo	Nove	Déce	Janv	Févr	Mars	Avri	Mai	Juin	Juil	Août	TOTAL
Zardezas	0,27	0,87	3,09	7,33	12,54	11,10	7,44	4,24	2,08	0,47	0,11	0,08	49,62
Ramdane Djamel	0,25	0,80	2,84	6,74	11,54	10,21	6,85	3,90	1,91	0,43	0,10	0,08	45,65

Tableau 1. 18 : Débits moyens mensuels sur 50 années (1951-2001) en m³/s

Partie I

Année	Sept	Octo	Nove	Déce	Janv	Févr	Mars	Avri	Mai	Juin	Juil	Août	TOTAL
Zardezas	0,106	0,328	1,212	2,783	4,705	4,451	2,789	1,658	0,754	0,177	0,043	0,031	1,587
Ramdane Djamel	0,098	0,298	1,095	2,517	4,307	4,221	2,556	1,505	0,713	0,167	0,039	0,029	1,462

1.8.3. Etude des crues:

Les données suivantes sont reprises de « Monographie des grands barrages – Barrage de Zardezas », élaboré par La Société centrale pour l'équipement du territoire coopération Alger. En 1957, à 22 novembre, une crue d'une violence exceptionnelle a détruit une partie de la station hydrométrique de KHEMAKEM. Cette crue peut être évaluée par les mesurages effectués au barrage ZARDEZAS sur les déversements et les volumes d'eau accumulés.

- ✓ le volume de la crue a été de 45 hm³
- ✓ la durée totale : 24 heures ;
- ✓ le débit maximum : 1391 m³/s ;
- ✓ le débit moyen : 260 m³/s.

Le jour qu'on a enregistré la valeur maximale (22 novembre 1957), le volume total écoulé a été de 35 hm³ et le débit moyen de 406 m³/s.

Cette crue a permis de vérifier l'opportunité d'appliquer la formule GIANDOTTI au calcul du débit maximum de crue en fonction de son débit moyen, ou plus simplement du débit moyen journalier du jour de pointe.

Sur la base de 19 crues enregistrées pendant la période de 1924 à 1965, qui sont présentées dans le tableau I.19 on a déterminé par des calculs statistiques la valeur des débits maximaux de diverses fréquences au barrage Zardezas.

Partie I

Tableau 1. 19 : Crues enregistrées au Zardezas pendant la période de 1924 à 1965

Dates	Q m ³ /s	Rang
22.11.1957	1391*	1
07.02.1956	328***	2
15.12.1946	321*	3
Fev. 1942	319*	4
06.12.1952	302*	5
15.01.1940	285*	6
27.03.1954	270***	7
11.01.1928	252**	8
27.02.1939	237*	9
03.01.1934	184**	10
23.01.1957	150***	11
09.12.1965	80***	12
14.12.1954	78***	13
31.12.1927	71**	14
25.01.1926	47**	15
03.02.1938	39**	16
30.12.1951	35**	17
01.02.1924	23**	18
17.12.1925	5**	19

* Crue observée

** Crue observée à la station du pont Ceccaldi (station situé en aval de barrage au moment de la crue), corrigée avec le rapport de la surface de B.V. du barrage et celle de Ceccaldi (32/35)

*** Crue calculée après l'apport journalier (d'après Monographie des grands barrages Barrage de Zardezas)

Tableau 1. 20 : Crues calculés pour Zardezas (période de 1924 à 1965)

Fréquence P%	Q _{max} m ³ /s
10	500
5	700
1	1300
0,5	1800
0,1	3000

Par ailleurs, les surfaces des bassins versants pour les deux retenues, Zardezas et Ramdane Djamel sont-elles aussi très proches, on recommande d'adopter les mêmes crues de calcul pour le barrage de Ramdane Djamel que les crues déterminées pour Zardezas.

1.8.4. Etudes des apports solides

Dans la zone de future retenue de Zardezas il existe un certain nombre de barrages pour lesquels on dispose d'informations sur les taux d'envasement (les transports solides ont été relevés dans des retenues de l'Est algérien tels que le barrage de Cheffia et surtout le barrage de Zardezas,

Dans la zone de Jijel-Skikda, le taux d'abrasion serait compris dans une plage de 1800 à 2500 m³/km²/an. Pour le BV de la future retenue de Ramdane Djamel de 319 km², il résulte un volume compris entre 585.000 m³/an et 812.500 m³/an.

L'envasement annuel moyen, mesuré dans la cuvette de la retenue de Zardezas, entre les années 1937 – 1967 est de 0,25 hm³/an, ce qui correspond à un taux de 0,47% du débit liquide.

Comme le barrage de Ramdane Djamel sera situé immédiatement en amont de la retenue de Zardezas, on considère que les alluvions qui entraient dans ce lac auront les mêmes valeurs avec celles qui colmateront la retenue qui sera réalisé en amont.

Tableau 1. 21 : volume de la vase en fonction de période de retour du barrage de Ramdane Djamel

T (années)	Volume de la vase (hm ³)
10	2,5
20	5,0
30	7,5
40	10,0
50	12,5

En partant des observations faites dans la période de l'exploitation de la retenue de Zardezas, très proche et implanté sur le même oued, il a résulté que les dépôts sont en matériau fin. La densité moyenne des alluvions est de 1,6 t/m³ (1,55 t/m³ dans la zone de la proximité du barrage et 1,66 à l'extrémité du lac de la retenue).

PARTIE N°II

CHAPITRE N° I

ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction :

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

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

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

1-1 Caractéristiques du bassin versant:

Le barrage Ramdane Djamel est situé sur l'Oued Saf – Saf, en amont du barrage existant de Zardezas, et en aval de la confluence des Oueds Brahim et Khemakem

La zone du projet est localisée entre Constantine et Skikda. Le site est accessible par la route nationale RN 3 de Constantine - El Arrouch et puis sur RN 85 et CN 6, à 60 – 70 km environ, de Constantine ou à 15 km de Skikda.

Présentation de l'oued Saf-Saf

L'oued Saf-Saf qui se jette dans la mer à Skikda, coule en direction sud – nord est, et est formé par la confluence de deux oueds, en amont du barrage de Zardezas: oued Brahim Bou Adjem (gauche) et Khemakem (droite).

La belle vallée de l'oued Saf- Saf que suit la route de Constantine à Skikda est la limite naturelle du pays kabyle. L'activité économique est active et favorisée par

des communications faciles avec le port de Skikda d'une part, avec le grand centre de Constantine de l'autre. L'oued Safsaf reçoit ses premières eaux des monts de Constantine. Il perce la chaîne d'el-Kantour à l'est des Tourniet.

Le site prévu pour le futur barrage Ramdane Djamel Djamel, est situé dans la partie amont de l'oued Saf-Saf, à l'amont de la retenue de Zardézas, où la vallée se rétrécit à quelque 100 m à 200 m, sur une longueur de quelques 200 m.

Après cet étranglement, la vallée s'élargit de nouveau jusqu'à 500 m environ et rejoint une autre vallée de même largeur (oued Khemakem).

L'Oued Saf-Saf est formé par la confluence des oueds Khemakhem et Bou Adjeb (Hadjeb). Cette confluence se trouve à 500 m amont de l'axe proposé pour le barrage de Ramdane Djamel. La confluence a une cote du talweg de 200 m NGA. Le fond de la vallée dans cette zone a une largeur d'environ 200 m. La zone de la confluence sera noyée par la future retenue Ramdane Djamel.

- L'oued Bou Adjeb coule de l'ouest vers l'est, il a une longueur d'environ 27 km. Il prend naissance à la cote 750 m NGA et la source est dans le Col d'el Kantour. Ceci est situé entre les montagnes Bit ed Djazia et Kantour. Sur les premiers 1,5 km il a une pente assez rapide, d'environ 14% et sur le reste de sa longueur jusqu'à la confluence avec l'oued Khemakhem, il a une pente moyenne, relative uniforme de 1,3%

Le bassin de l'oued Bou Adjeb, présente une asymétrie prononcée/ la partie du nord est assez étroite, d'environ 4,5 km; par contre la partie sud est d'environ 12 km.

L'Oued Bou Adjeb reçoit les suivants affluents de droite, en partant de sa source vers la confluence :

- à environ 12 km de sa source, un affluent qui prend naissance à la cote 870 m NGA, dans les montagnes Ras el Kalaa. La longueur de cet affluent est de 9,2 km et une pente moyenne de 5,6%

Partie N°II

- A environ 14,3 km de sa source, l'oued Bou Adjeb recoit l'affluent de droite, Ghararef, à la cote 319,0 m NGA. Cet affluent prend naissance à la cote 1020 m NGA, a une longueur de 13,8 km et une pente moyenne de 5% (voir la figure 5.2.).
- A 2,8 km de la confluence des oueds Bou Adjeb et Khemakhem, l'oued Bou Adjeb recoit sur la rive droite, l'affluent Khorfan, à la cote 220 m NGA, ayant une longueur de 1,5 km et une pente moyenne de 5,5 %.
- A 1,7 km de la confluence des oueds Bou Adjeb et Khemakhem, l'oued Bou Adjeb recoit sur la rive droite, l'affluent Chabet ben Nana, à la cote 202 m NGA, ayant une longueur de 6,6 km et une pente moyenne de 9,8 %.

L'Oued Bou Adjeb reçoit les suivants affluents de stanga, en partant de sa source vers la confluence :

- A 3,3 km de la confluence des oueds Bou Adjeb et Khemakhem, l'oued Bou Adjeb recoit sur la rive gauche, l'affluent Ain Bargouga, à la cote 221 m NGA, ayant une longueur de 3,8 km et une pente moyenne de 12,5 %. Il a la source en Djebel Sesnou.
 - Oued Teffaha, ayant la source dans le Djebel Bou Added, à la cote 850 m NGE et d'une longueur de 4,6 km.
- L'oued Khemakhem, a une longueur d'environ 18 km. La pente moyenne du secteur compris entre confluence Ain Tourba et oued El Assas et l'embochure de l'oued Khemakhem dans l'oued Saf-Saf est de 1,2%.

Il est formé de l'oued El Assas et du Chabet Ain Tourba.

- Le Chabet Ain Tourba prend naissance à la cote 950 m NGA, a une longueur de 9,2 km et une pente moyenne, relative rapide de 6,9% L'écoulement se fait selon la direction Sud-Est → Nord-Ouest.

Partie N°II

- L'oued El Assas prend naissance à la cote 790 m NGA et la source est dans le Djebel El Oucheni. Il a une longueur de 7,9 km et une pente moyenne, relative rapide de 6,1% (voir la figure 5.2.). L'écoulement se fait selon la direction Est → Ouest.

Les affluents de droite pour l'oued Khemakhem, de l'amont vers l'aval, sont les suivants :

- l'oued Chabatte : il prend naissance à la cote 800 m NGA, a une longueur de 5,7 km.
- Chabet bou Ksaiba : il prend naissance à la cote 850 m NGA, a une longueur de 5,0 km.



Fig N°: I-1 Caractéristiques morphologique

Echelle :1 /50000

1-1-2 Paramètres géométriques :

a.1 Surface du bassin versant:

La superficie est obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant a été donnée par AutoCAD2008 et elle est de :

$$S = 319 \text{ Km}^2$$

a.2 Périmètre du bassin versant:

Le périmètre est obtenu par AutoCAD2008 et il est de :

$$S = 105 \text{ Km}^2$$

a.3 Longueur du talweg principal:

C'est le talweg le plus long curvimétrage et il est de

:

$$L_p = 46 \text{ Km}$$

1-1-2 Paramètres de forme:

b.1 Indice de compacité (GRAVELIUS):

Cet indice caractérise la forme du bassin versant (allongé ou ramassé).

$$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (I-1)$$

P: périmètre du bassin versant.

S: surface du bassin versant.

$$K_c = 1.64$$

Selon la valeur de Kc on pourra dire que notre bassin est allongé.

b.2 Coefficient d'allongement :

Ce coefficient est obtenu par la relation : $Ca = L^2 / S \dots\dots\dots (I-2)$

L : la longueur du talweg principal L = 46 Km

S : la superficie du bassin versant. S = 319 Km²

$$Ca = 6.63$$

b.3 Rectangle équivalent:

1-Indice de forme :

La forme d'un bassin versant influence l'allure de l'hydrogramme à l'exutoire du bassin versant. Par exemple, une forme allongée favorise, pour une même pluie, les faibles débits de pointe de crue, ceci en raison des temps d'acheminement de l'eau à l'exutoire plus importants. Ce phénomène est lié à la notion de temps de concentration.

En revanche, les bassins en forme d'éventail, présentant un temps de concentration plus court, auront les plus forts débits de pointe.

Il existe différents indices morphologiques permettant de caractériser le milieu, mais aussi de comparer les bassins versants entre eux. Citons à titre d'exemple l'indice de compacité de Gravelius (1914) K_c , défini comme le rapport du périmètre du bassin au périmètre du cercle ayant la même surface :

C'est la transformation du bassin versant en un rectangle de longueur L et de largeur l en gardant la même surface, ceci permet la comparaison entre les bassins versant du point de vue influence de la forme sur l'écoulement. Ainsi que ces deux paramètres rentrent dans des formules par la suite.

La longueur est donnée par la formule

$$: L = K_c \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left[\sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c} \right)^2} + 1 \right] \dots\dots\dots (I-3)$$

La largeur est donnée par la formule: $l = \frac{P}{2} - L \dots\dots\dots (I-4)$

$L = 29.3 \text{ Km}$

$l = 10.9 \text{ Km}$

1-1-3 Hypsométrie du bassin versant:

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

Les courbes hypsométriques demeurent un outil pratique pour comparer plusieurs bassins entre eux ou les diverses sections d'un seul bassin. Elles peuvent en

Partie N°II

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

A partir du tableau **I-1**, le pourcentage des aires partielles est déterminé on et courbe hypsométrique est tracée sur laquelle l'altitude médiane est lue.

Tableau(1- 1): Coordonnées de la courbe hypsométrique

Altitude	Hi	Si	Si%	Si% cumul
(m)	(m)	(Km ²)	(Km ²)	(Km ²)
1090-1000	90	42,9	13,45	13,45
1000-900	100	55,54	17,41	30,86
900-800	100	8,11	2,54	33,40
800-700	100	26,36	8,26	41,66
700-600	100	40,3	12,63	54,30
600-500	100	52,81	16,55	70,85
500-400	100	54	16,93	87,78
400-300	100	26,68	8,36	96,14
300-200	100	12,3	3,86	100,00

La courbe hypsométrique est représentée sur la Fig. I-2

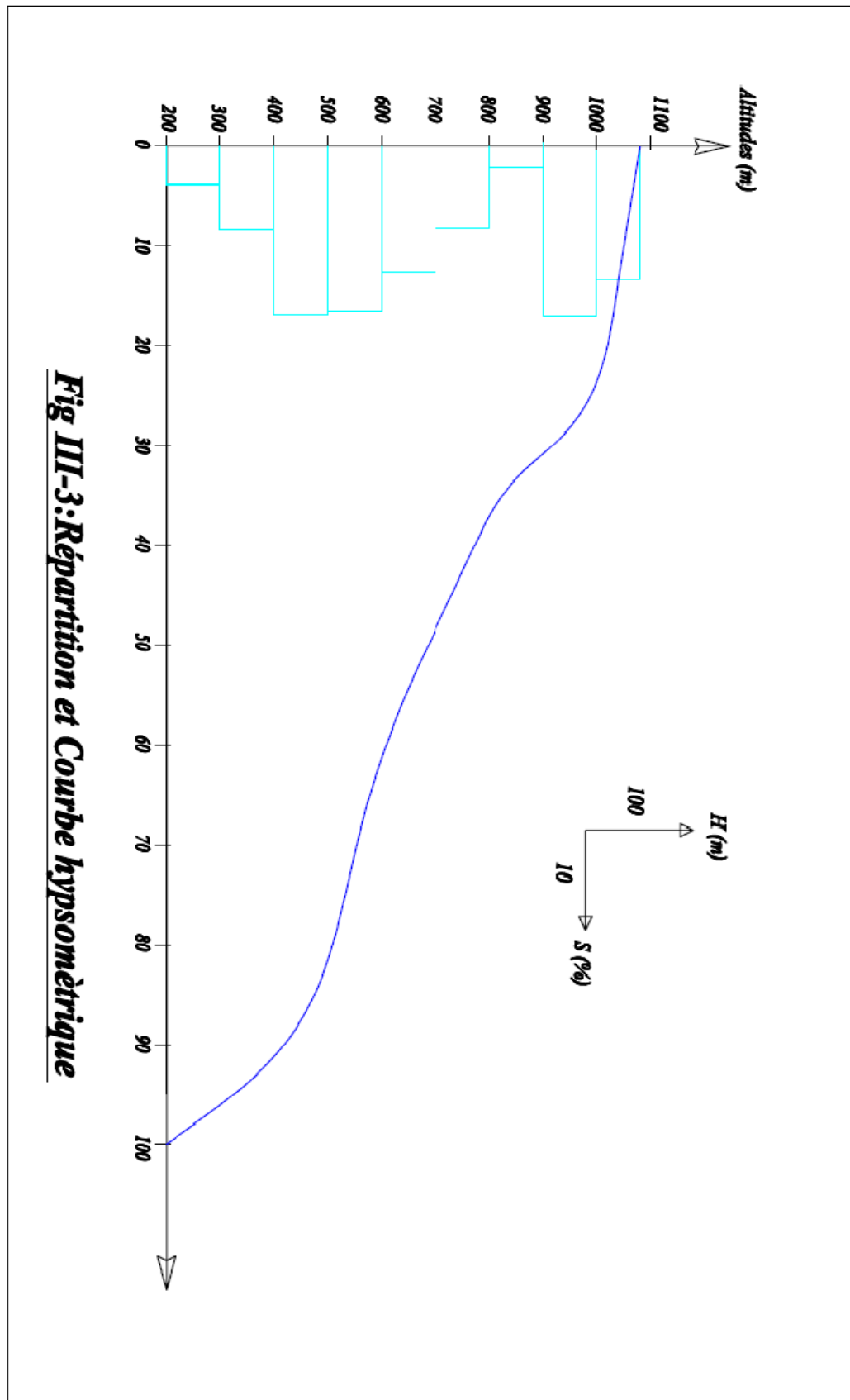


Fig III-3: Répartition et Courbe hypsométrique

Fig I-2: La courbe hypsométrique

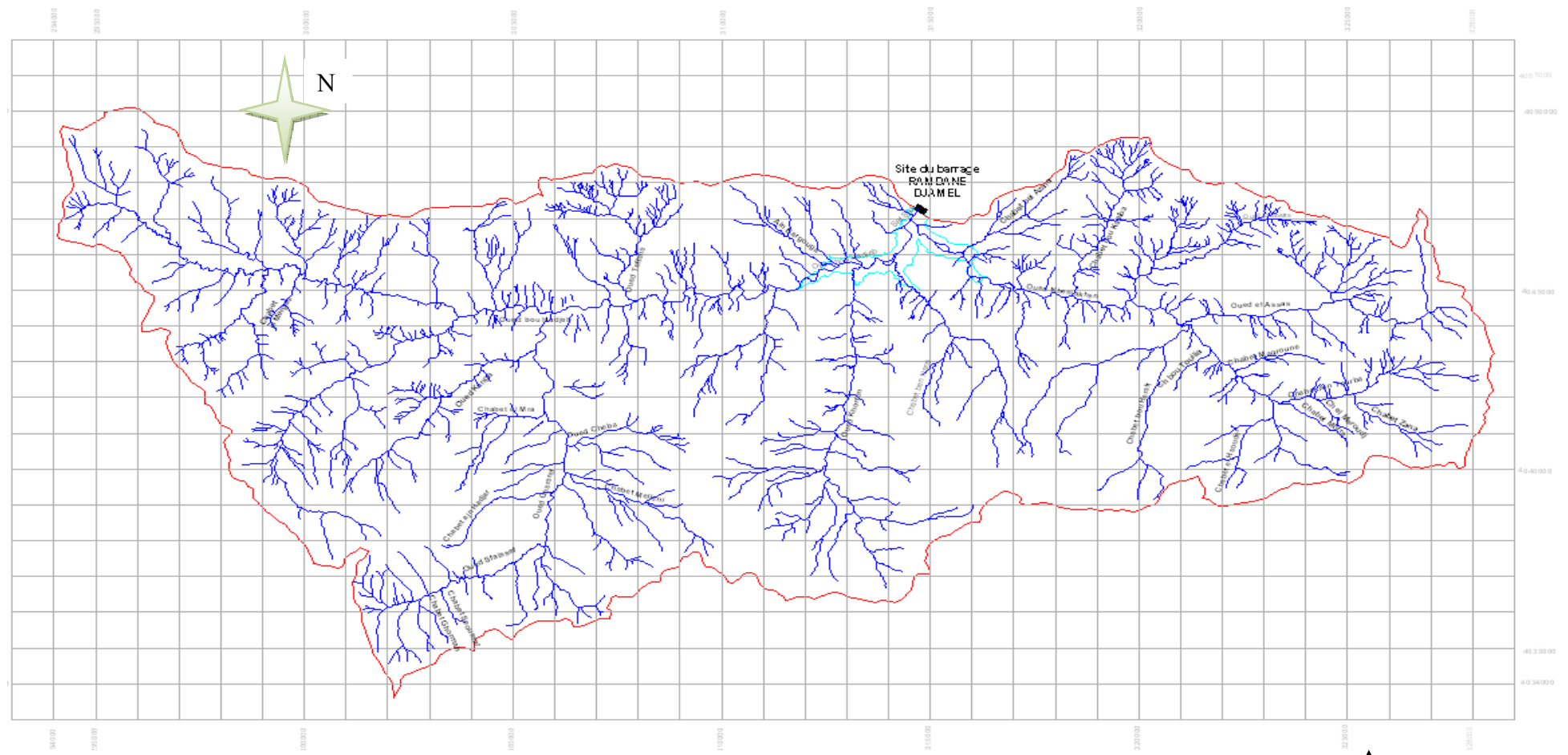


Fig. N°I-03 : Le réseau hydrographique du bassin versant

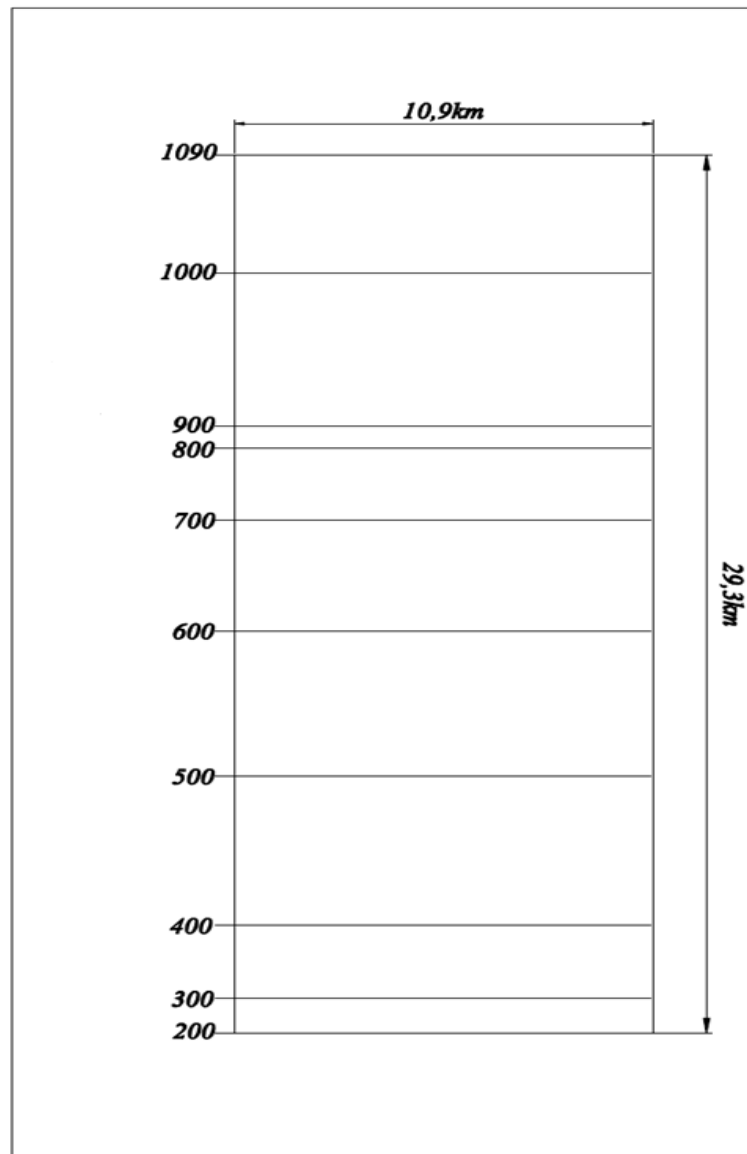


Fig. I-04: rectangle équivalent

1-2 Relief

A. Altitude médiane:

L'altitude médiane est H_{med} est lue sur la courbe hypsométrique

$$H_{mad}=693.2m$$

B. Altitude moyenne:

$$H_{moy} = \frac{\sum S_i H_i}{\bar{S}} \dots\dots\dots(I-5)$$

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

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

\bar{S} : Superficie du bassin versant (Km^2)

$$H_{moy}= 677.78 m$$

C. Indice de pente globale:

Cet indice est déterminé par la formule suivante:

$$I_g = \frac{D}{L} \dots\dots\dots(I-6)$$

Avec:

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

$$H_{5\%} = 1032\text{m}$$

$$H_{95\%} = 314\text{m}$$

$$D = 718\text{m}.$$

L: la longueur du rectangle équivalent.

$$I_g = 2.45\%$$

D. Indice de pente moyenne Ipm :

L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur de rectangle équivalent.

$$I_{pm} = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L} \dots\dots\dots(I-7)$$

$$I_{pm} = 3.037 \%$$

E. Indice de pente 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 formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i D_i} \dots\dots\dots(I-8)$$

L : longueur de rectangle équivalent (m)

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

Tableau(1- 2): détermination de la pente Roche Ip

Altitude	Di=Hi-Hi-1	Si	Ai=Si/S	$\sqrt{D_i \cdot A_i}$
m	m	Km2	%	
1090-1000	90	42,9	13,45	34,79001
1000-900	100	55,54	17,41	41,72608
900-800	100	8,11	2,54	15,94465
800-700	100	26,36	8,26	28,74600
700-600	100	40,3	12,63	35,54325
600-500	100	52,81	16,55	40,68766
500-400	100	54	16,93	41,14353
400-300	100	26,68	8,36	28,91995
300-200	100	12,3	3,86	19,63619
Somme		319	100,00	287,13733

$$Ip=1,67$$

F. 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 le bassin quelque soit sa surface. Elle est donnée par la formule :

$$Ds = Ig\sqrt{S} \dots\dots\dots(I-9)$$

Tableau(1- 3): Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)

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

$$Ds = 437,6$$

Dans notre cas le relief est fort

G. Pente moyenne du bassin versant :

$$I_{moy} = \frac{\Delta H (0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)}{S} \dots\dots\dots(I-10)$$

ΔH : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives

$L_1L_2....L_n$: les longueurs des courbes de niveaux (Km).

S : superficie du bassin versant (Km²).

Les résultats des mesures sont présentés dans le tableau (I.4)

Tableau(1- 4)Evaluation de la pente moyenne.

N°	courbe	ΔH	Longueur (km)
1	1000	100	17.85
2	900		64.0
3	800		66.58
4	700		86.52
5	600		102.62
6	500		124
7	400		77.82
8	300		48.42
9	200		15

A.N : la pente moyenne de bassin est :

$$I_{moy} = 4.62\%$$

1-2-1 Caractéristiques hydrographiques:

1-2-1-1 le réseau hydrographique :

La restitution du réseau hydrographique est faite sur les mêmes cartes citées pour la détermination de l'altitude moyenne (677.78).

Pour procéder au calcul de la densité de drainage, il faut classer les cours d'eau, il existe plusieurs classifications dont la plus courante est la classification de SCHUM.

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

1-2-1-2 Densité de drainage:

C'est la longueur totale de tous les talwegs du bassin.

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \dots\dots\dots (I-11)$$

$\sum L_i$: longueur total des talwegs d'ordre i en (Km) $\sum L_i = 146,381981 \text{ Km}$.

S :surface du bassin versant en (Km²).

Pour procéder à ce calcul, il faut classer les cours d'eau en utilisant la méthode de Schum.

$$D_d = 0.45 \text{ km/km}$$

1-2-1-3 Coefficient de torrentialité :

le coefficient de torrentialité C_t est calculé par l'expression suivante:

$$C_t = D_d \cdot F_1 \dots\dots\dots (\text{I-12})$$

F_1 : le rapport entre le nombre des talwegs d'ordre 1 et la surface globale du bassin versant :

$N_1=552$

$$F_1 = \frac{N_1}{S} = 1.73 \dots\dots\dots (\text{I-13})$$

$C_t = 0.77$

PLAN DE BASSIN VERSANT DE L'OUED SAF-SAF

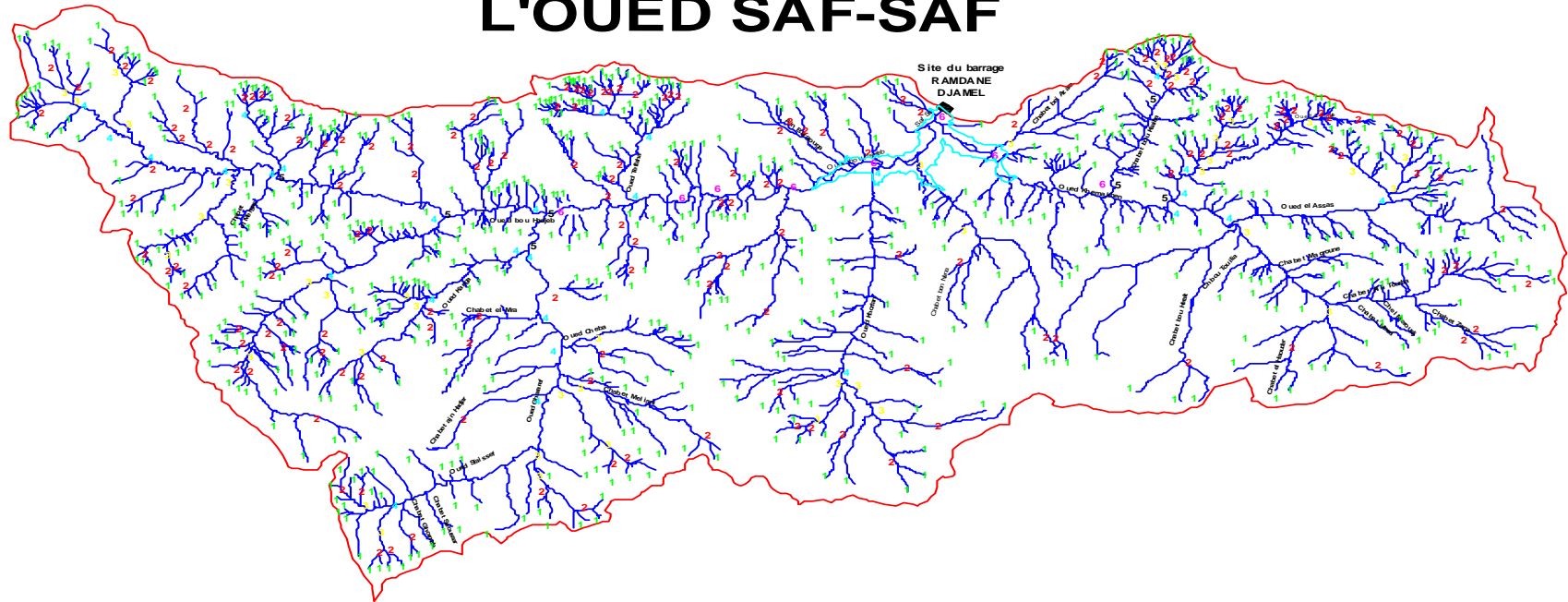


Fig. I-05 : Le réseau hydrographique du bassin versant

1-2-1-4 Longueur moyenne des versants:

$$L_i = \frac{L}{2D_d} \dots\dots\dots \textbf{(I-14)}$$

D_d :densité de drainage en (km/km²).

L :longueur du rectangle équivalent en (km).

$L_i = 12.11$ km

$L_i = 12.11$ km

Profil en long du cours d'eau principal:

Le profil en long du cours d'eau principal a été tracé en utilisant les données de base du tableau **(I-5)**.

Tableau(1- 5):Evaluation du profil en long.

N°	courbe de niveau	distance Khemekhe	distance Buo ad	somme	distance cumulée
1	200-300	9000	1100	10100	10100
2	300-400	3000	16300	19300	29400
3	400-500	3500	6500	10000	39400
4	500-600	1500	2100	3600	43000
5	600-700	2000	1000	3000	46000

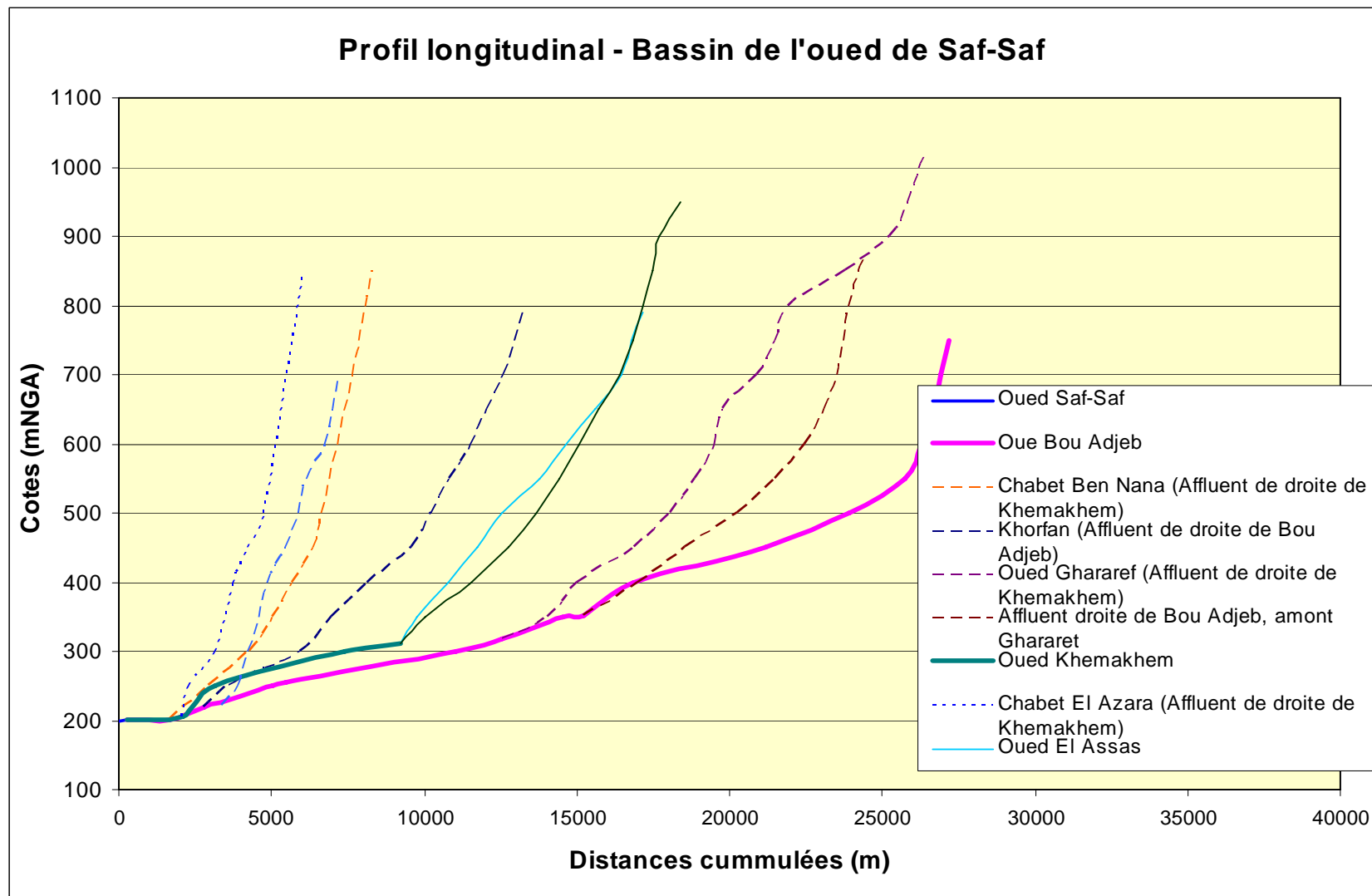


Fig. N°I-06 : distances cumulées des oueds

Le profil est représenté dans la **Fig I-6**

1-2-1-5 Pente moyenne du cours d'eau:

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

$$\bar{I} = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots\dots\dots (\text{I-15})$$

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

ΔL : La distance entre ces deux points.

1-2-1-6 Temps de concentration:

C'est le temps qu'effectue une particule d'eau pour parcourir la distance qui sépare l'exutoire du point du bassin le plus éloignée.

Le temps de concentration T_c peut être calculé par plusieurs formules empiriques, entre autres:

a). Formule de GIANDOTTI:

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_p}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (\text{I-16})$$

S :surface du bassin versant en (Km).

L_p :longueur du talweg principale en (Km).

H_{moy} , H_{min} : respectivement la hauteur moyenne et minimale du bassin versant.

b). Formule de KIRPICH:

$$T_c = 0.6615 . L_p^{0.77} . I_g^{-0.85} \dots\dots\dots (\text{I-17})$$

I_g : indice de pente globale.

L_p : longueur du talweg principal en (Km).

c). Formule de CALIFORNIA :

$$T_c = \left(\frac{0.87L^3}{H_{max} - H_{min}} \right)^{0.386} \dots\dots\dots (\text{I-18})$$

Tableau(1- 6):Temps de concentration.

Formules	Tc
Formule de <i>GIANDOTTI</i>	8.69
Formule de <i>KIRPICH</i>	9.45
Formule de <i>CALIFORNIA</i>	5.6

Commentaire :

Sur la base de ces résultats, et la considération du talweg principal, nous nous proposons d'adopter la valeur **Tc=8.69heures**, GIANDOTTI qui est d'emploi fréquent en Algérie parce que la formule de GRIANDOTTI tient compte tous les paramètres géométriques du bassin.

$T_c = 8.69 \text{ heures}$

1-2-1-7 Vitesse moyenne de ruissellement :

Cette vitesse est donnée par la formule suivante :

$$V_R = \frac{L_P}{T_C} \dots\dots\dots \textbf{(I-19)}$$

L_P : longueur du talweg principale.

T_C : temps de concentration.

$$V_R = 5.30 \text{ (Km/h)}$$

1-2-1-8 Coefficient de sinuosité :

Ce coefficient est donné par la formule suivante :

$$C_S = \frac{L_d}{L_p} \dots\dots\dots \textbf{(I-20)}$$

L_d :distance rectiligne mesuré à la règle de la source jusqu'à l'exutoire.=3,4 km

L_p : longueur du talweg principale

$$C_S = 0,57$$

Tableau(1- 7): des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant

DESIGNATION		SYMBOLE	UNITES	VALEUR
Superficie		S	km ²	319
Périmètre		P	km	105
Longueur du talweg principal		L_P	km	46
Pente du talweg principal		I	%	4.2%
Indice de compacité		K_C	-	1.64
Coefficient d'allongement		Ca	-	6.63
Rectangle équivalent	longueur	L_r	km	29.3
	largeur	l_r	Km	10.9
Altitudes	maximale	H_{\max}	m	1090
	moyenne	H_{moy}	m	677.78
	médiane	H_{med}	m	693.20
	minimale	H_{\min}	m	200
Pente moyenne de B.V		I_{moy}	m/km	4.62
Indice de pente globale		I_g	%	2.45
Indice de pente moyenne		I_{pm}	%	3.037
Indice de pente de M Roche		I_p	%	1.76
Densité de drainage		D_d	Km/Km ²	0.45
Coefficient de torrentialité		Ct	-	0.77
Temps de concentration		T_c	h	8.69
Vitesse de ruissellement		V_r	Km/H	5.30
Coefficient de sinuosité		C_S	-	0,58

1-2-2 Caractéristiques climatique du bassin versant:

1 Le bassin compte plusieurs stations hydrométriques, climatologiques et postes pluviométriques présentées dans les tableaux en bas. Elles sont extrait de la « Carte de situation des stations hydro climatologiques» d'Algérie (1 :500.000) .

Tableau(1- 8): Stations hydrométriques dans la zone de projet

Stations	Code de la Station	Oued
Zirout Youcef	03-07-02	Fosso
Khemakhem	03-09-01	Située à la confluence des oueds Bou Adjeb et Khemakhem

Tableau(1- 9): Postes pluviométriques dans la zone de projet (PV)

Stations	Code de Station
Zirout Youcef	03-07-02
Zardezaz	03-09-03
Guendoula (Ain el Kleb)	03-09-04
El-Arrouch	03-09-06
Ramdane Djamel	03-09-09
Azzaba	03-11-06

Tableau(1- 10): Postes pluviographiques dans la zone de projet (PG)

Stations	Code de Station
Zardezaz barrage	03-09-03
Bou Snib	03-09-05

1-2-2-1Température:

Dans le Tableau **I-11** sont portées les températures moyennes annuelles à la station de Skikda, observées sur des périodes respectives de 29 années, ainsi que les températures minimales et maximales mensuelles.

Tableau(1- 11): Températures moyennes à Skikda

Mois	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	Moy
T °C													
Skikda	10,1	11,1	13,1	14,6	17,6	20,8	23,9	24,8	22,7	19,1	15,1	11,9	17.1

Tableau(1- 12): Températures maximales et minimales à Skikda

Mois	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	Moy
T_{min} °C	8,1	8,2	9,1	10,8	13,8	16,9	20,0	20,7	18,9	15,7	11,8	9	13.6
T_{max} °C	16,1	16,4	17,4	19,1	22,5	24,9	28,0	28,7	27,2	23,7	20,4	17,3	21.8

Dans le site de Ramdane Djamel, la température maximale absolue peut atteindre de l'ordre de 40 °C (2 à 3 jours par mois) pendant les mois de juillet et août. Les températures minimales peuvent descendre sous 0°C.

Pour le site du futur barrage, on a utilisé « l'Atlas des températures du Nord de l'Algérie » d'où on a porté les valeurs mensuelles pour les températures enregistrées aux 3 stations : 2 stations situées approximativement sur la même parallèle comme le site du projet, éloignées à env. 100 km du site. (Voir fig.6.1) et la troisième étant la station de Skikda.

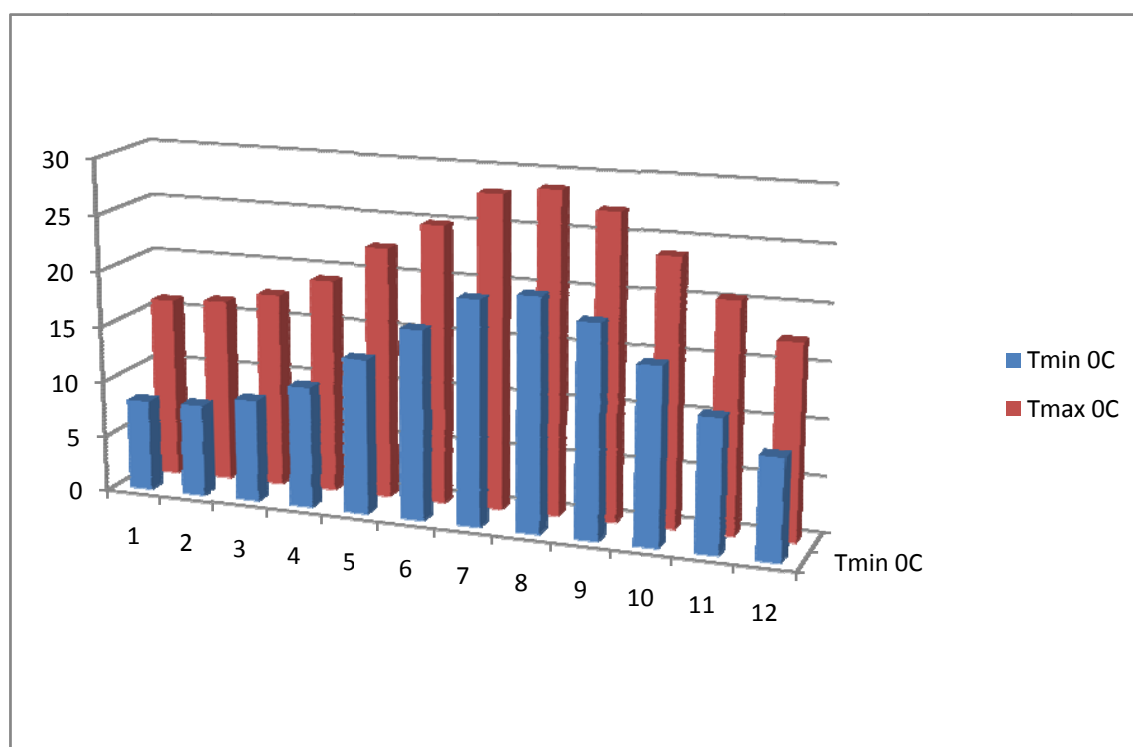


Figure N°I-07: Températures maximales et minimales à Skikda en fonction de temps

Tableau(1- 13): Températures moyennes mensuelles dans le site de Ramdane Djamel

	Skikda	station Ouest	station Est	site RD
	[1]	[2]	[3]	[4]=([1]+[2]+[3])/[3]
janvier	10,6c°	10,3c°	9,1c°	10,0c°
février	11,1	11,0	9,9	10,7
mars	13,1	12,8	12,4	12,8
avril	14,6	14,0	15,3	14,6
mai	17,6	18,6	18,3	18,2
juin	20,8	22,7	22,0	21,8
juillet	23,9	26,2	25,9	25,3
août	24,8	27,5	27,2	26,5
septembre	22,7	24,5	25,1	24,1
octobre	19,1	19,7	21,0	19,9
novembre	15,1	15,7	14,3	15,0
décembre	11,9	11,4	13,9	12,4
Moyenne annuelle	17,1	17,9	17,9	17,6

Pour le site de Ramdane Djamel, il résulte ainsi les suivantes valeursz

Température moyenne annuelle 17,6 °C

- Température minimale⁴ 0°C
- Température maximale⁴ 44°C

D'après le tableau 6.3 on considère que les mois les plus chauds sont les mois d'été (Juin, juillet, août, septembre) durant lesquelles les températures dépassent les 20°C, et les plus froides pendant lesquelles la température est inférieure à 10°C, se prolonge de décembre vers Février.

1-2-2-2 Humidité relative:

Dans le Tableau 6.5 sont mentionnées les valeurs des humidités mensuelles moyenne, minimale et maximale, pour la station de Skikda.

Tableau(1- 14): Humidités à Skikda

Mois	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	Moy
Moyenne %	78,4	76,2	77,7	83,7	82,5	77,5	74,8	82,0	83,1	76,6	76,3	82,7	79.3
Minimal e %	55,2	53,9	55,4	54,8	55,7	56,8	54,0	56,5	55,7	54,5	53,2	55,3	55.1
Maximal e %	90,3	90,1	90,4	90,3	89,5	88,5	87,7	88,3	89,1	90,0	89,8	88,0	89.3

L'humidité moyenne inter annuelle à Skikda est de 79,3%.

Pour le site du barrage de Ramdane Djamel on recommande d'adopter, pour l'humidité relative moyenne mensuelle, les valeurs portées dans le Tableau 6.6. Augmentées avec 10 %.

Tableau(1- 15): Humidité moyenne mensuelle à Ramdane Djamel

Mois	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	Moy
Humidité relative %	86,2	83,82	85,47	92,07	90,75	85,25	82,28	90,2	91,41	84,26	83,93	90,97	87,23

L'humidité moyenne inter annuelle au site de Ramdane Djamel serait de 87 ;3 %. Cette humidité est relativement constante toute l'année.

1-2-3- Vitesse du vent :

Les vents dominants sont de secteur nord (NE 22%, N 12%, NO 27%). Les vitesses moyennes mensuelles sont de 3 m/s environ, sans grandes variations d'un mois sur l'autre (les minimales à 2,5 m/s et les maximales à 3,2 m/s) d'après les mesures de la station de Skikda pour la période 1976 – 1995

Tableau(1- 16): Vitesse moyenne du vent en m/s – Station de Skikda

Mois	Jan.	Fév.	Mars	Av.	Mai.	Juin	Juill.	Août	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Moyenne Annuelle
Vitesse [m/s]	3,0	3,1	2,9	2,7	2,5	2,5	2,5	2,4	2,5	2,5	2,8	3,2	2,7

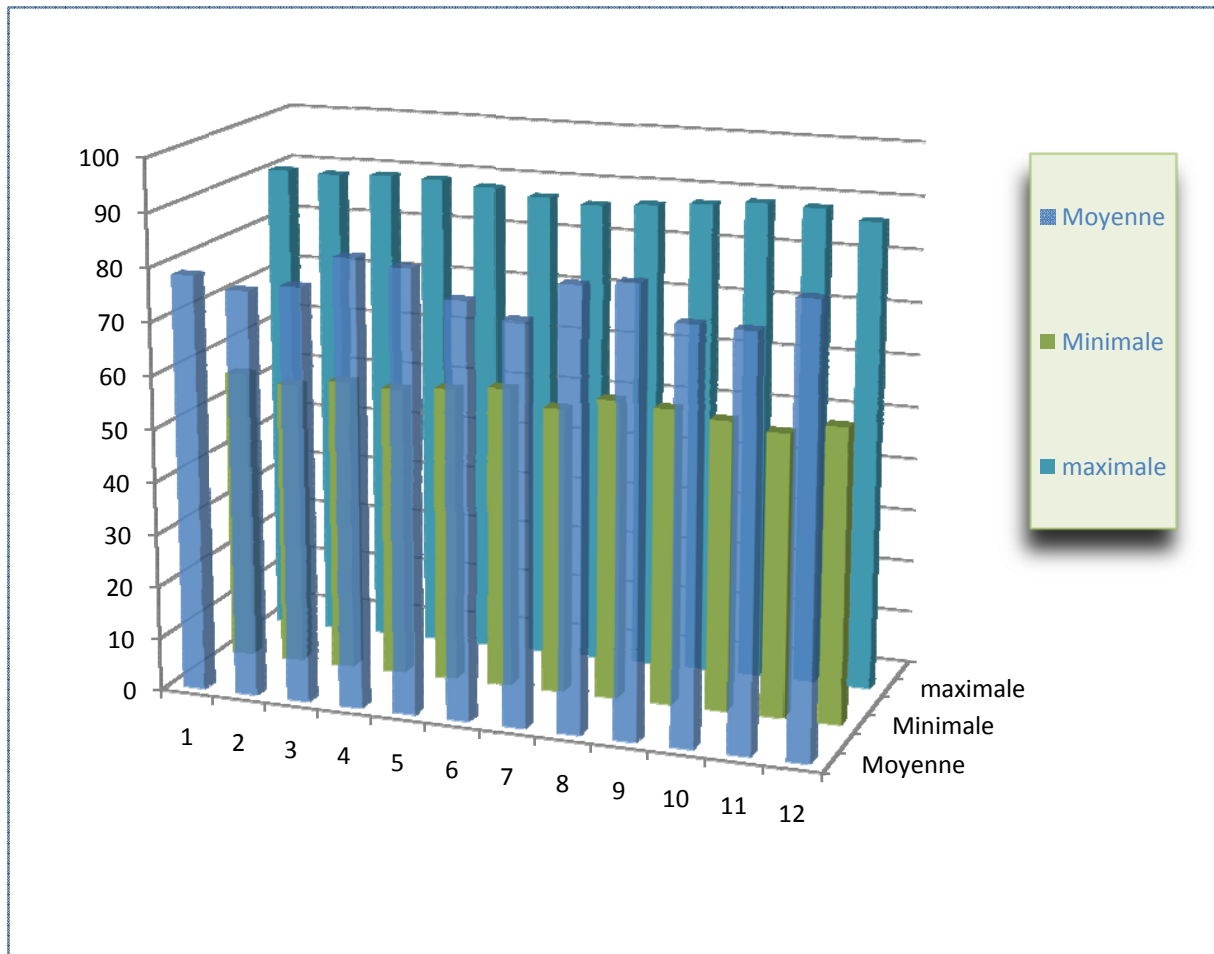


Figure N°I-08: Humidités à Skikda en fonction de temps

1-2-4- Le Ensoleillement

L'ensoleillement moyen a été mesuré à Skikda pour une période de 29 ans (1967 - 1995). La nébulosité a été mesurée à une ancienne station (étude GEC 1971) et la radiation totale a été calculée par FAO (1984) sur base des observations de la période de l'ensoleillement. C'est environ 2 638 heures d'ensoleillement par an à Skikda et l'énergie moyenne de la radiation solaire par jour est de 390 calories par cm^2 (ce qui représente 190 watts / m^2)

Tableau(1- 17): Insolation, nébulosité et radiations solaires mensuelles

Mois	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12
L'ensoleillement heures/jour	5,8	6,3	7,3	8,1	9,3	10,5	11,4	10,6	8,9	7,3	6,2	5,2
Nébulosité	5,4	5,5	4,6	4,6	4,6	3,7	3,1	2,4	3,7	4,3	5,6	6,3
Radiation Cal/ cm^2 /jour	20	28	37	45	54	559	604	534	539	31	22	18

Source: ONM

1-2 -5 Pluviométrie:

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

1.1-2-5-1 Données de base

- Conformément à la « *Monographie des grands barrages - Barrage des Zardezas – Texte. – SCET.COOP – ALGER – Deuxième partie – Hydrologie* on a retenu les suivantes données :

Tableau(1- 18):données de base

Stations	Code de Station	Altitude	Pluie en m/m	Années de fonctionnement
Guendoula (Ain el Kleb)	03-09-04	780 m	976	40 ans
Zirout Youcef	03-07-02	575 m	844	52 ans
Zardezas	03-09-03	195 m	725	55 ans
El-Arrouch	03-09-06	127 m	642	40 ans
Ramdane Djamel	03-09-09	50 m	85	37 ans

Source : A.N.R.H

- Les suivants pluies sont extraites de la Notice explicative (édité par ANRH, 1993) – annexe à la Carte pluviométrique 1:500.000, pour la zone du projet, afférentes aux périodes 1922÷1960 et 1968÷2004.

Tableau(1- 19): données de base

Poste pluviométrique	Code	h (mm)	N	N'
Zardezas	03-09-03	680	39	44
Bou Snib	03-09-05	688,8	20	30,9
El-Arrouch	03-09-06	609,0	49	55,1
Ramdane Djamel	03-09-09	621,9	21	30,5

H = Hauteur de la pluie moyenne

N = nombre d'années réelles d'observations

N' = nombre d'années fictives d'observations (équivalente à la série reconstituée)

Les valeurs de pluies comprises dans les deux tableaux en dessus, notamment celle de Zardezas et El-Arrouche, montrent, la tendance décroissante des précipitations enregistrées dans les dernières 20 années, en effet une situation réelle et connue.

1-2-6 Stations et données disponibles:

Nous avons disposé d'une série assez longue des pluies, pour la station de Zardezas (Code 03-09-03) pour 38 années, entre 1966÷2004 . Ces valeurs de pluies ont été utilisées comme comparaison avec les pluies du bassin de l'oued Saf-Saf, mesurées à la station Zardezas.

1-2-7 Pluie moyenne annuelle :

A répartition mensuelle des pluies est donnée dans le Tableau N°I-19:

Tableau(1- 20): Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations

PRECIPITATIONS SUR LE BASSIN VERSANT DE L'OUED SAF-SAF (mm)													
Années	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Janv.	Févr.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil let	Août	Total
Moyenne 19 ans 1919/1938	38	80	99	150	187	135	108	76	69	24	6	11	983
Moyenne sur 8 ans 1953-1961	35,9	129,6	139,3	119,9	126,9	66,9	78,1	125,7	46,3	32,7	0,1	5,4	906,7
Moyenne sur 21 ans 1980-2001	26,0	56,2	63,5	109,8	88,4	78,0	60,5	49,6	38,6	15,4	4,2	5,9	596,1
Moyenne sur 48 ans (1919÷2001)	31,6	75,2	87,3	124,9	131,2	97,3	80,6	70,1	51,0	21,0	4,2	7,7	782,1
Moyenne sur 29 ans (1953÷2001)	27,5	72,0	79,6	108,5	94,7	72,6	62,7	66,2	39,1	19,0	3,1	5,6	650,5

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°I-19)

:Tableau(1- -21) :Les caractéristiques pluviographiques de la région

Pluie moyenne Annuelle	Pluie moyenne max. journalière [mm]	Exposant climatique b
712.1 mm	360	0,59

Source : A.N.R.H

1-2-8 Répartition mensuelle de la pluie moyenne:

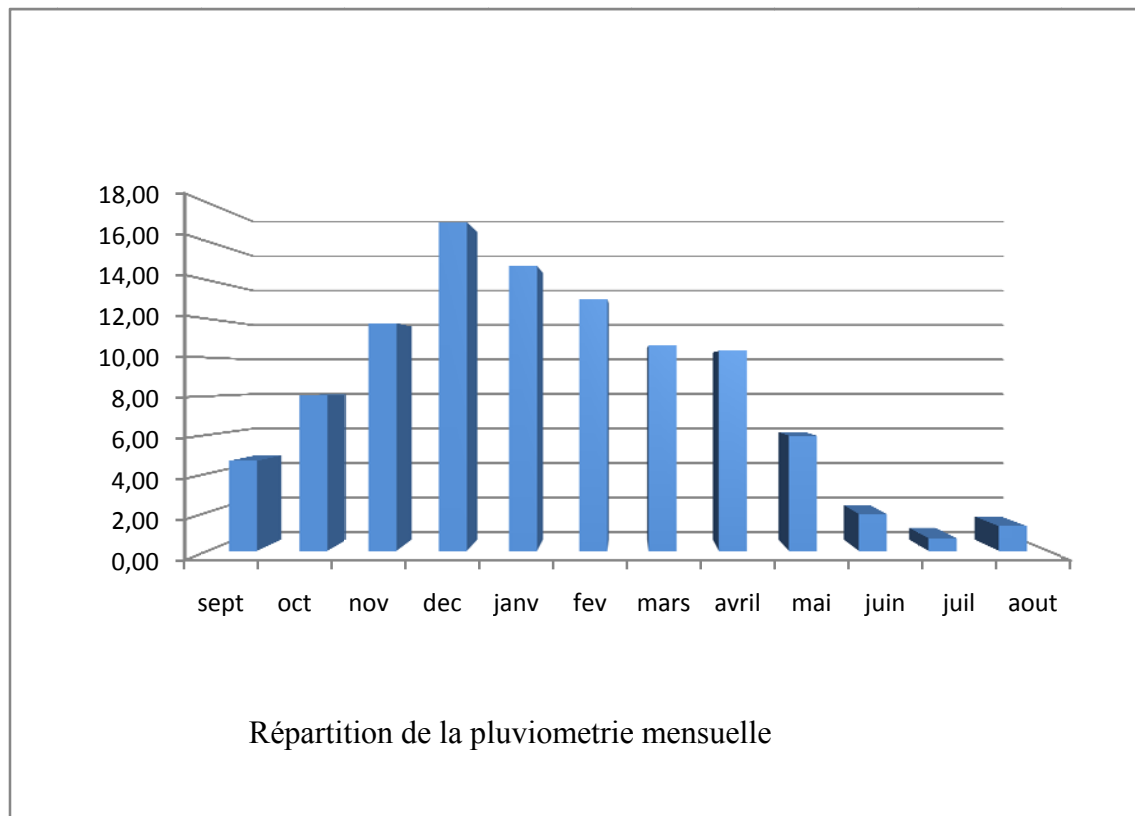
La répartition mensuelle des pluies moyennes interannuelle à été établie sur la base de la série des précipitations à la station de Zardiza sur la période (1966-2004), elle est donnée par le tableau ci-dessous:

:

Tableau(1- 22)Répartition mensuelle des pluies moyennes.

mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	Total
P (mm)	28,79	49,66	72,89	105,2	91,23	80,71	65,68	64,03	36,85	11,79	4,05	7,90	712.1
P (%)	4,65	8,03	11,78	17,01	14,74	13,04	10,61	10,35	5,95	1,91	0,65	1,28	100

A travers le tableau I-21, on déduit que la saison pluvieuse s'étale d'octobre à mai, par contre la saison sèche s'étale de juin à septembre. Ces résultats sont donnés sous forme d'histogramme dans la **Fig 1-9**



1-2-9 Les pluies maximales journalières:

Les pluies maximales journalières sont souvent génératrices de crues exceptionnelles. Pour cela, il est important d'effectuer un ajustement statistique d'une loi de probabilité à la série d'observation afin de déterminer les précipitations maximales journalières fréquentielles. La station de Zardiza (030903) est considérée avec une série d'observation de 39 années (1966-2004)

2 Les paramètres statistiques de l'échantillon:

Tableau (1- 23) Les paramètres statistiques

Nombre d'observations	39
Moyenne	56.2
Ecart-type	29.4
Médiane	48.0
Coefficient de variation	0.523
Coefficient d'asymétrie	1.30

3 Ajustement des pluies maximales journalières:

L'ajustement a été effectué à l'aide du logiciel "HYFRAN".

• *Teste des hypothèses:*

La démarche d'un teste peut se résumer comme suit:

- Formulation et choix de H_0 et H_1 .
- Détermination de la variable de décision.
- Calcul de la valeur critique et de la région critique en fonction de α .
- Calcul de la valeur expérimental de la variable de décision.
- Conclusion : rejet ou acceptation de H_0 .

a). Formulation des hypothèses:

Les méthodes de teste d'hypothèses vont nous permettre soit d'accepter l'hypothèse de départ concernant la valeur en question soit de le rejeter.

Deux hypothèses sont à formuler:

H_0 : Hypothèse nulle qui correspond a la valeur présumée du paramètre en question (la valeur présumée).

H_1 : hypothèse alternative.

Pour vérifier l'homogénéité de l'échantillon il faut la deviser en deux sous échantillons (1966-1982) et (1990-2005) et de vérifier l'égalité entre les moyennes et les variances.

Dans notre cas:

H_0 : les moyennes des deux sous échantillons sont égales.

H_1 : les moyennes des deux sous échantillons sont différentes.

Le seuil de signification du test qui correspond à la limite admise du risque d'erreur de première espace rejeter H_0 (alors que H_0 est vraie) est choisi par: ($\alpha=5\%$)

• *Ajustement a la loi de GUMBEL:*

L'équation de la droite de GUMBEL:

$$P_{\max j} = \frac{1}{\alpha} y + x_0 \dots \dots \dots (I-21)$$

y:variable de la droite de GUMBEL:

$$y = -[\ln (-\ln (F(x)))] \dots \dots \dots (I-22)$$

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{N} \dots \dots \dots (I-23)$$

Ou :

m: l'ordre de classement;

n: taille de l'échantillon;

$\frac{1}{\alpha}, x_0$: sont déterminé par la méthode des moindres carrées.
La droite de GUMBEL est donnée par la figure (I.10). Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont présentées dans le tableau suivant:

Tableau(1- 24): Ajustement a la loi de GUMBEL

T	q	XT
10000.0	0.9999	281
1000.0	0.9990	222
100.0	0.9900	163
50.0	0.9800	145
10.0	0.9000	103
5.0	0.8000	83.8
2.0	0.5000	54.8

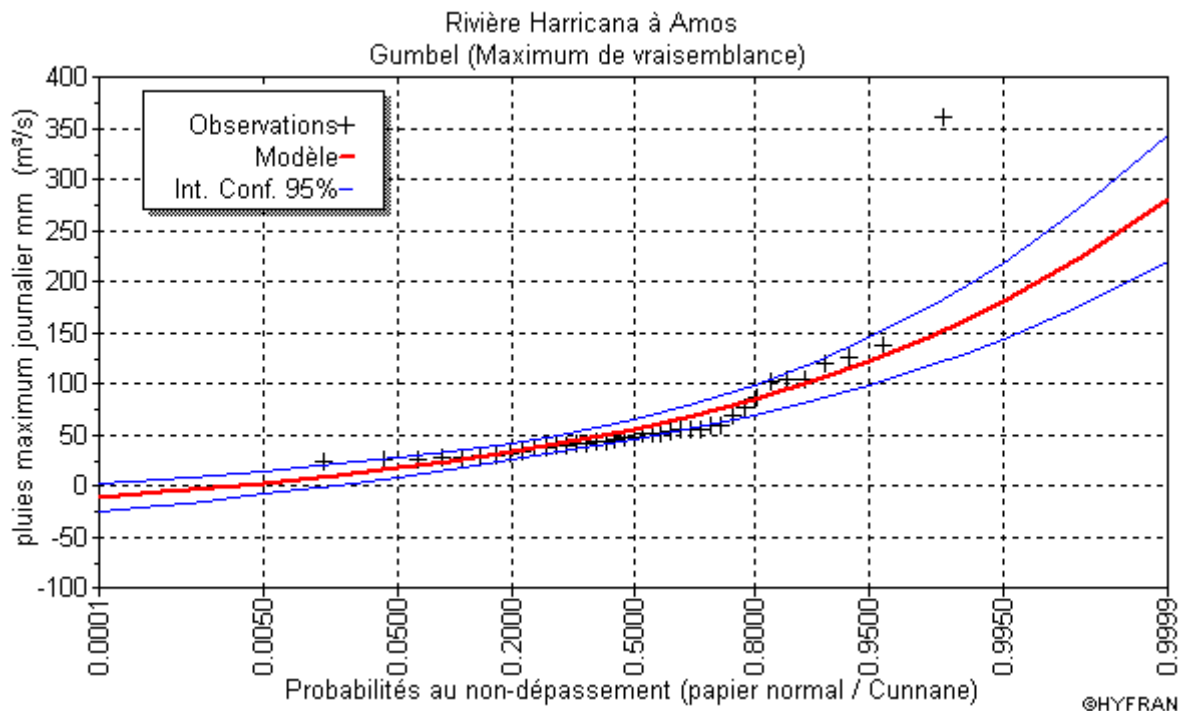


Fig. I-10: Ajustement a la loi de GUMBEL

- **Ajustement a la loi normale:**

Calcul des fréquences expérimental (au non dépassement):

$$T = \frac{1}{1-q} \text{ et: } q = F(x_i) = \frac{m-0.5}{N} \dots\dots\dots (I-24)$$

M: numéro d'ordre de la valeur.

N : taille de l'échantillon.

Partie N°II

Paramètres d'ajustement a la loi normale:

$$X_{p\%} = X_{moy} + \delta U_{p\%} \dots\dots\dots (I-25)$$

X_{moy} : hauteur de pluie moyenne.

δ : écart-type.

$U_{p\%}$:variable réduite de GAUSS.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant ainsi le graphique est données par la figure (I.11).

Tableau(I- 25): Ajustement a la loi normale

T	q	XT
10000.0	0.9999	431
1000.0	0.9990	302
100.0	0.9900	196
20.0	0.9500	133
10.0	0.9000	108
5.0	0.8000	84.2
2.0	0.5000	52.3

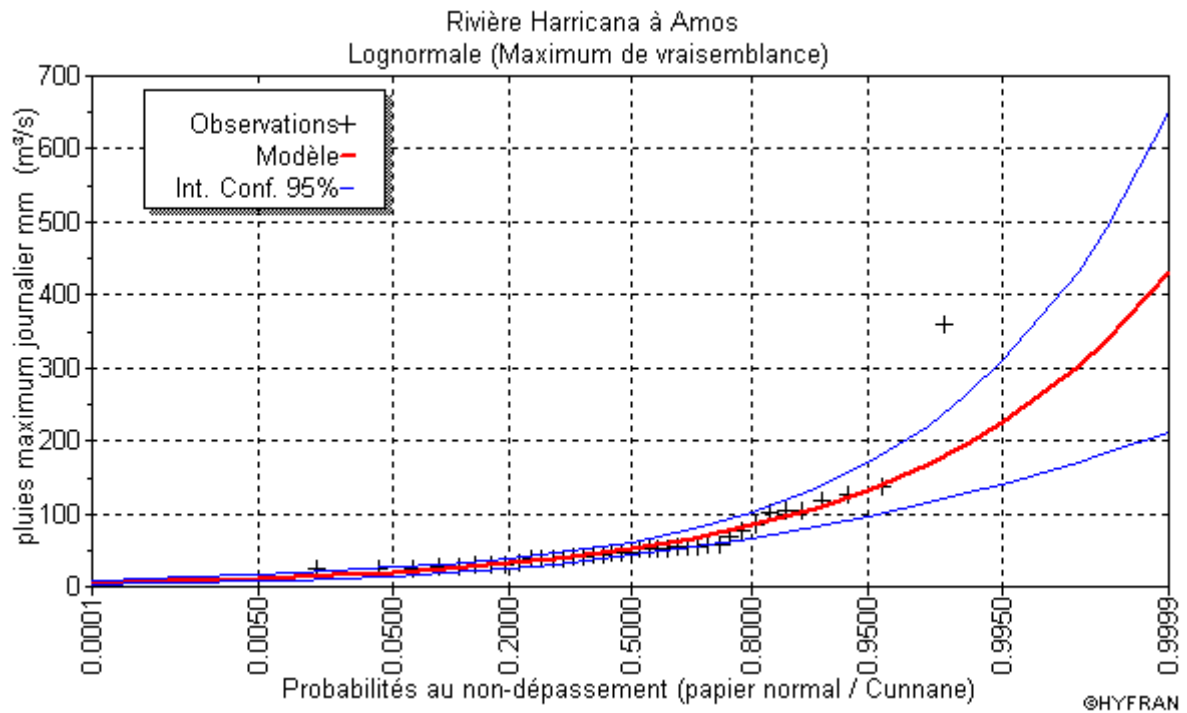


Fig I-11 Ajustement a la loi normale.

• **Ajustement a la loi log normale:**

Paramètres d'ajustement à la loi Log–normale :

$$\overline{\log P_{\max j}} = \frac{\sum (\log P_{j\max} - \overline{\log P_{j\max}})^2}{N} \dots\dots\dots (I-26)$$

$$\log P_{j\max} = 2.136$$

$$\text{Log} P_{j \max} = \overline{\log P_{j \max}} + \sigma_{\log} U_{P\%} \dots\dots\dots (\text{I-27})$$

Avec : UP% : variable de GAUSS pour différentes fréquences.

Tableau(1- 26): Ajustement a la loi log normale.

T	q	XT
10000.0	0.9999	431
1000.0	0.9990	302
100.0	0.9900	196
50.0	0.9800	168
20.0	0.9500	133
10.0	0.9000	108
2.0	0.5000	52.3

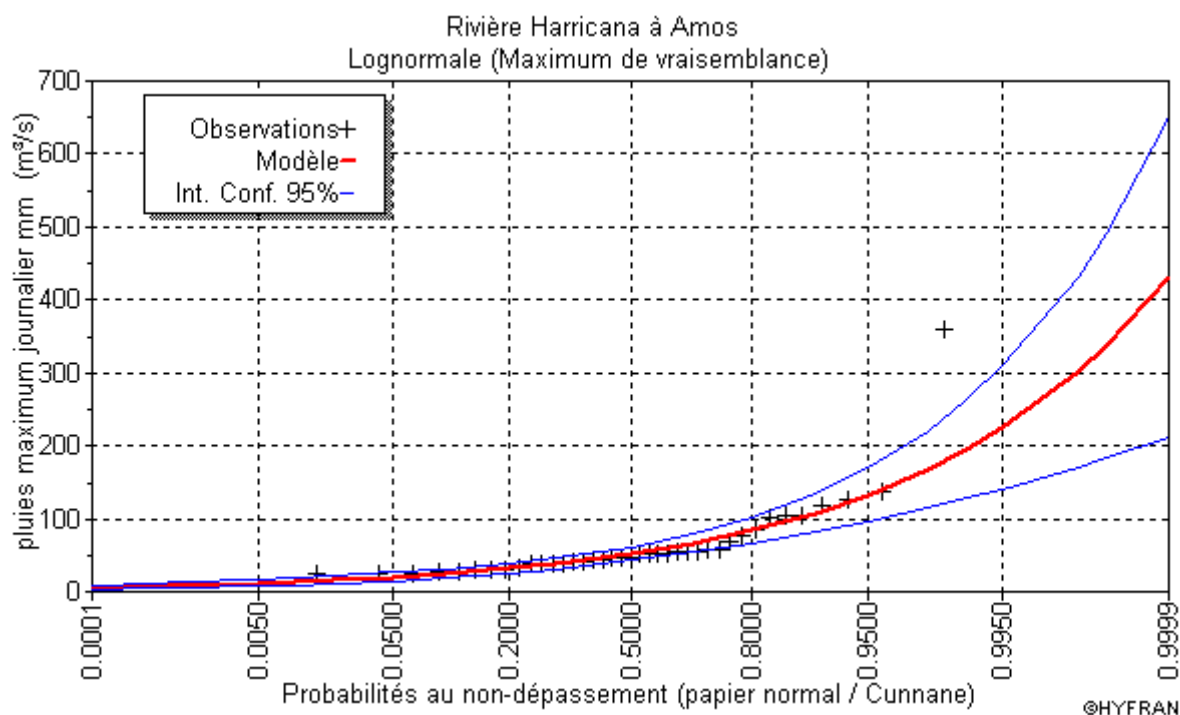


Fig. I-12 Ajustement a la loi log normale

Conclusion:

D'après les trois schémas on conclut que la pluie maximale journalière suit les lois de Log normal car tous les pions sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proches de la droite de HENRY. Ainsi que $P(x-x_0)$ est la plus grande pour cette dernière méthode.

On refait l'ajustement pour la loi de LOG NORMAL avec un autre logiciel qui est L'HYDROLAB ; c'est ainsi qu'on vérifiera la fiabilité des résultats obtenus par l'HYFRAN l'ajustement est représenté dans le tableau I-26 :

Tableau(1- 27) :Ajustement à la loi log normale par HYDROLAB

Ajustement à une loi de Gumb

Fréquence	U.Gumbel	Val.théo.	Borne inf.	Borne sup.
0,999	6,907	202,137	173,256	246,661
0,99	4,600	149,092	129,430	179,236
0,98	3,902	133,039	116,126	158,873
0,85	1,817	85,101	76,015	98,445
0,9	2,250	95,066	84,441	110,918

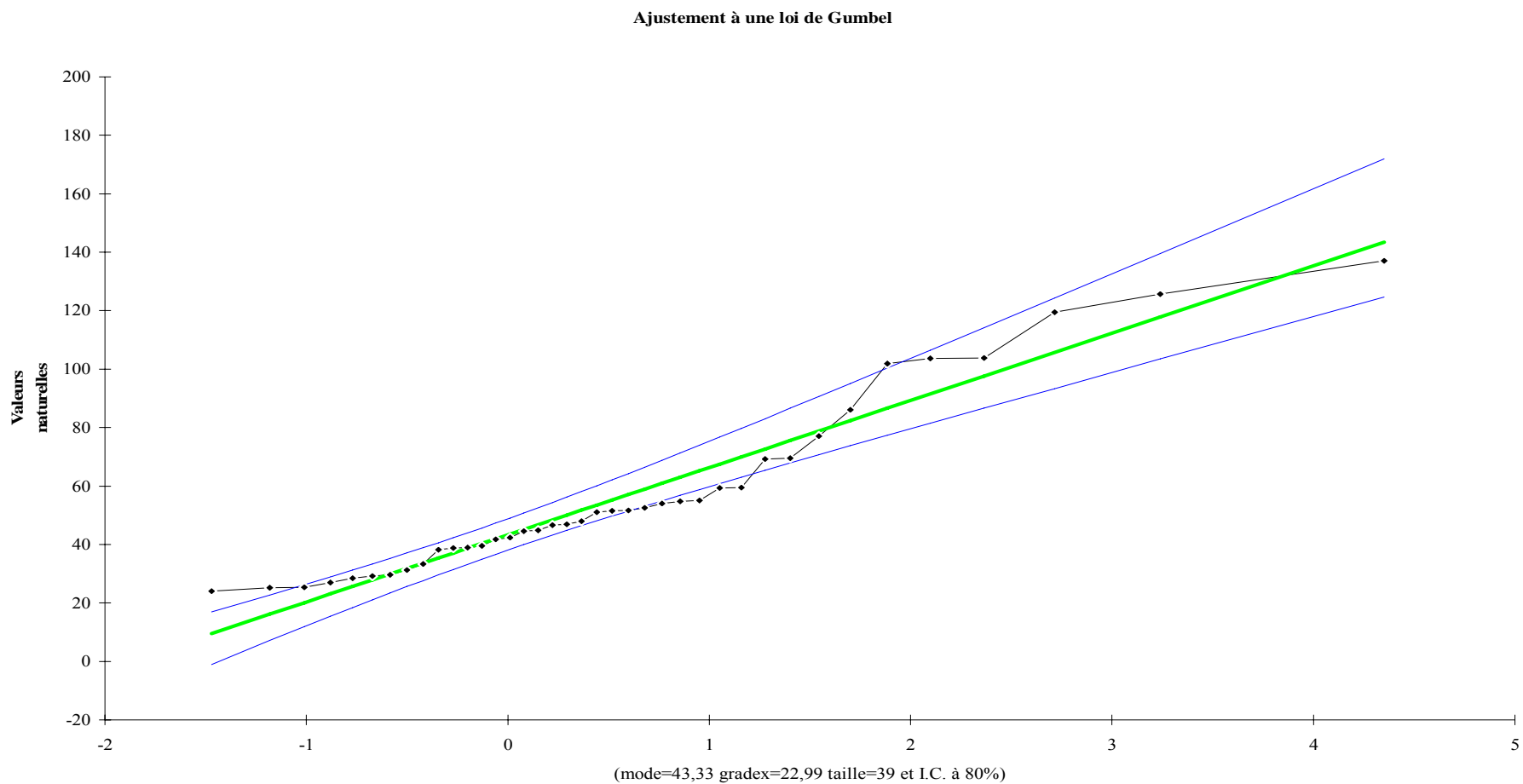


Fig. I-13 Ajustement à la loi de GUMBEL

1-2-10 Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences:

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

$$P_{tc} = P_{\max j} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (I-28)$$

P_{tc} : pluies de courte durée (mm) de fréquence égale à celle de $P_{\max j}$.

$P_{\max j}$: pluies maximales fréquentielles.

t : temps en heur.

b : exposant climatique ($b = 0.59$).

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

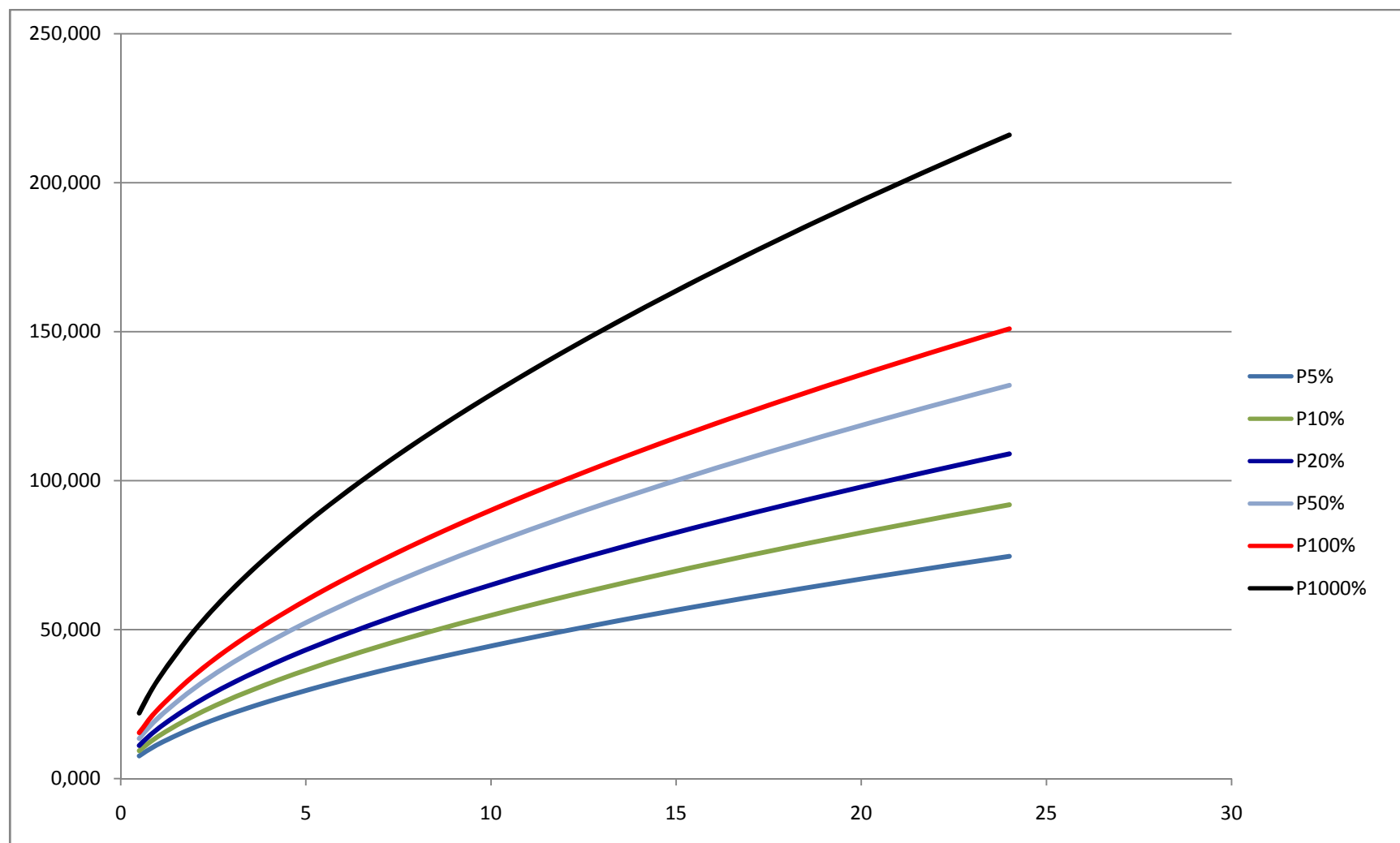
$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \dots\dots\dots (I-29)$$

Les résultats de calcul sont exposés dans le tableau I-27:

Partie N°II

Tableau(1- 28): Pluies de courtes durées et leur intensité

fréquence (%)	5		10		20		50		100		1000	
temps (h)	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It
0,5	10,493	20,986	12,327	24,654	12,327	24,654	14,772	29,544	16,606	33,211	22,616	45,233
1	15,795	15,795	18,555	18,555	18,555	18,555	22,235	22,235	24,996	24,996	34,043	34,043
2	23,775	11,887	27,930	13,965	27,930	13,965	33,470	16,735	37,624	18,812	51,243	25,622
3	30,200	10,067	35,478	11,826	35,478	11,826	42,515	14,172	47,793	15,931	65,092	21,697
4	35,787	8,947	42,041	10,510	42,041	10,510	50,380	12,595	56,634	14,159	77,134	19,283
5	40,823	8,165	47,957	9,591	47,957	9,591	57,469	11,494	64,603	12,921	87,987	17,597
6	45,459	7,577	53,404	8,901	53,404	8,901	63,996	10,666	71,940	11,990	97,980	16,330
7	49,788	7,113	58,488	8,355	58,488	8,355	70,089	10,013	78,790	11,256	107,309	15,330
8,37	55,325	6,610	64,993	7,765	64,993	7,765	77,885	9,305	87,553	10,460	119,244	14,247
9	57,745	6,416	67,837	7,537	67,837	7,537	81,292	9,032	91,383	10,154	124,460	13,829
10	61,449	6,145	72,187	7,219	72,187	7,219	86,505	8,651	97,244	9,724	132,443	13,244
11	65,003	5,909	76,363	6,942	76,363	6,942	91,509	8,319	102,869	9,352	140,104	12,737
12	68,427	5,702	80,385	6,699	80,385	6,699	96,330	8,027	108,288	9,024	147,484	12,290
13	71,736	5,518	84,273	6,483	84,273	6,483	100,988	7,768	113,524	8,733	154,616	11,894
14	74,942	5,353	88,039	6,289	88,039	6,289	105,502	7,536	118,598	8,471	161,527	11,538
15	78,056	5,204	91,697	6,113	91,697	6,113	109,885	7,326	123,526	8,235	168,237	11,216
16	81,086	5,068	95,256	5,953	95,256	5,953	114,150	7,134	128,320	8,020	174,767	10,923
17	84,038	4,943	98,725	5,807	98,725	5,807	118,306	6,959	132,993	7,823	181,131	10,655
18	86,921	4,829	102,111	5,673	102,111	5,673	122,364	6,798	137,554	7,642	187,344	10,408
19	89,738	4,723	105,421	5,548	105,421	5,548	126,330	6,649	142,013	7,474	193,416	10,180
20	92,495	4,625	108,660	5,433	108,660	5,433	130,212	6,511	146,376	7,319	199,359	9,968
21	95,197	4,533	111,833	5,325	111,833	5,325	134,015	6,382	150,651	7,174	205,181	9,771
22	97,846	4,448	114,945	5,225	114,945	5,225	137,744	6,261	154,843	7,038	210,891	9,586
23	100,446	4,367	117,999	5,130	117,999	5,130	141,404	6,148	158,958	6,911	216,495	9,413
24	103,000	4,292	121,000	5,042	121,000	5,042	145,000	6,042	163,000	6,792	222,000	9,250

**Fig. N° I-14:** Pluies de courtes durées.

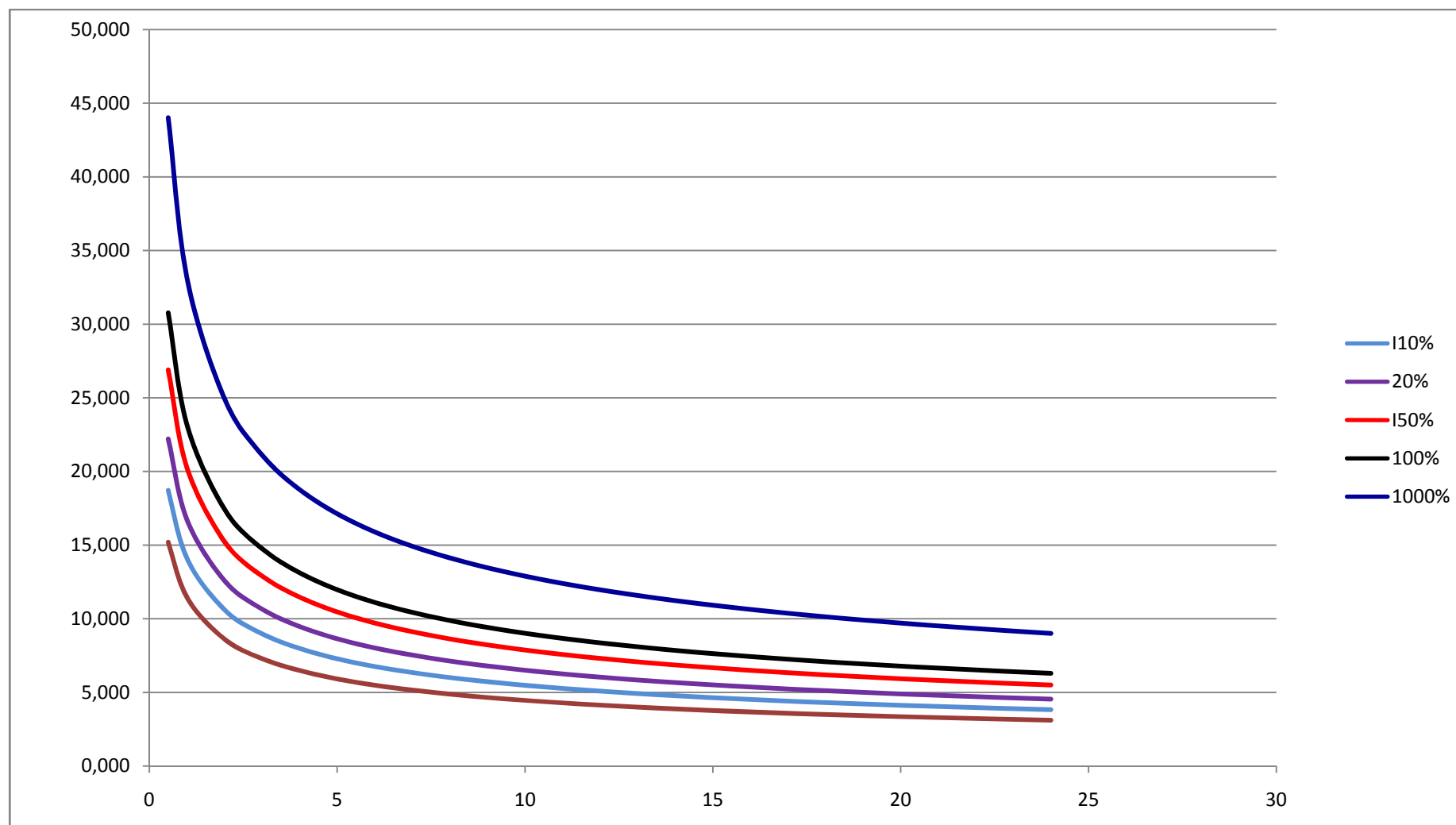


Fig. N° I-15 Intensité à différentes fréquences

1-3 Evaluation des apports liquides:

L'oued Zardiza étant dépourvu de station hydrométrique, de plus, l'analyse du réseau d'observation de la région d'étude et ses environs nous ne pas permis de mettre en évidence une station hydrométrique analogue dont le bassin versant serait géomorphologique ment similaire au bassin versant d l'oued, l'analogie proprement dite ne peut donc être effectuée. Pour cela, l'estimation des paramètres hydrologiques nécessaires au dimensionnement des ouvrages s'est faite suivant l'approche par les formules empiriques.

1-3-1 Apports moyens interannuels:

a). Formule de SAMIE:

$$A = L_e \cdot S \dots\dots\dots (I-30)$$

$$L_e = P^2 (293 - 2.2\sqrt{S}) \dots\dots\dots (I-31)$$

Ou:

L_e : lame d'eau écoulée (mm).

P : précipitation moyenne (m).

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

b). Formule de DERY II:

$$A = 0.513 \cdot P^{2.683} \cdot Dd \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots (I-32)$$

Ou:

A :apport moyen interannuel (en hm^3).

P : précipitation moyenne (m).

S : superficie (en Km^2).

c). Formule de MEDINGER:

$$L_e = 1.024 (P - 0.26)^2 \dots\dots\dots (I-33)$$

P : précipitation moyenne (m).

L_e : lame d'eau écoulée (mm).

$$A = L_e \cdot S \dots\dots\dots (I-34)$$

d). Formule de CHAUMONT:

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

$$C_e = 0.6 (1 - 10^{-0.36 P^2}) \dots\dots\dots (I-35)$$

P : précipitation moyenne (m).

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

$$L_e = P \cdot C_e$$

$$A = L_e \cdot S$$

e). Formule de COUTAGNE:

Elle donne le déficit découlent D tel que:

$$D = P - \lambda P^2 \dots\dots\dots (I-36)$$

$$\lambda = \frac{1}{0.8 + 0.14 T_0}$$

T_0 : température moyenne dans la zone d'étude. $T_0 = 17.3^\circ c$

La lame d'eau écoulée est alors:

$$L_e = P - D$$

$$A = L_e . S$$

f). Formule de TURC:

$$L_e = P - \frac{P}{\sqrt{0.9 + \frac{P^2}{L^2}}} \dots\dots\dots (I-37)$$

Avec:

$$L = 300 + 25T_0 + 0.05 (T_0)^3 \dots\dots\dots (I-38)$$

T_0 : température moyenne dans la zone d'étude.

$$A = L_e . S$$

g). Formule de l' ANRH:

L'apport moyen interannuel est donnée par:

$$A_0 = 0.915 . \bar{P}^{2.684} . S^{0.842} \dots\dots\dots (I-39)$$

P : précipitation moyenne (m).

S : superficie (en Km^2).

Les résultats sont portés sur le tableau suivant:

Tableau(1- 29) : Apports moyens interannuels

Formule de SAMIE	49.5
Formule de DERI	60.7
Formule de MEDINGER	41.95
Formule de CHAUMONT	59.5
Formule de COUTAGNE	59.78
Formule de TURC	12
Formule ANRH	60.69

D'après ces résultats on adopte finalement la valeur de **SAMIE** qui est la plus proche de la moyenne des autres valeurs, c'est-à-dire:

$$A = 49.5 \text{ hm}^3$$

1-3-2 Répartition mensuelle de l'apport moyen:

La distribution des apports mensuels en pourcentage de l'apport interannuelle a été établit sur la base de la répartition mensuelle de la pluviométrie en question étant génératrice des apports de l'oued.

Cette technique d'adoption de la répartition mensuelle de la pluie a été considérée en raison de l'absence d'informations hydrométriques au niveau de l'oued concerné.

Le calcul se fait par la formule suivante:

$$Q_m = P_m . C_e . S \dots\dots\dots (I-39)$$

C_e : coefficient d'écoulement.

P_m : pluie mensuelle.

L_e : lame écoulée.

P :pluie moyenne annuelle.

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

Q_m : apport liquide mensuel (hm^3).

La répartition est donnée par le tableau suivant et la Fig. I-16

Partie N°II

Tableau(1- 30):Répartition mensuelle de l'apport moyen.

Mois	A %	A (80%)h m3
Jan	25,77	12,76
Fév	22,37	11,07
Mar	15	7,43
Avr	8,54	4,23
Mai	4,18	2,07
Juin	0,95	0,47
Juillet	0,23	0,11
Aout	0,17	0,08
Septe	0,55	0,27
Oct	1,75	0,87
Nov	6,22	3,08
Déc	14,77	7,31
Total	100	49,50

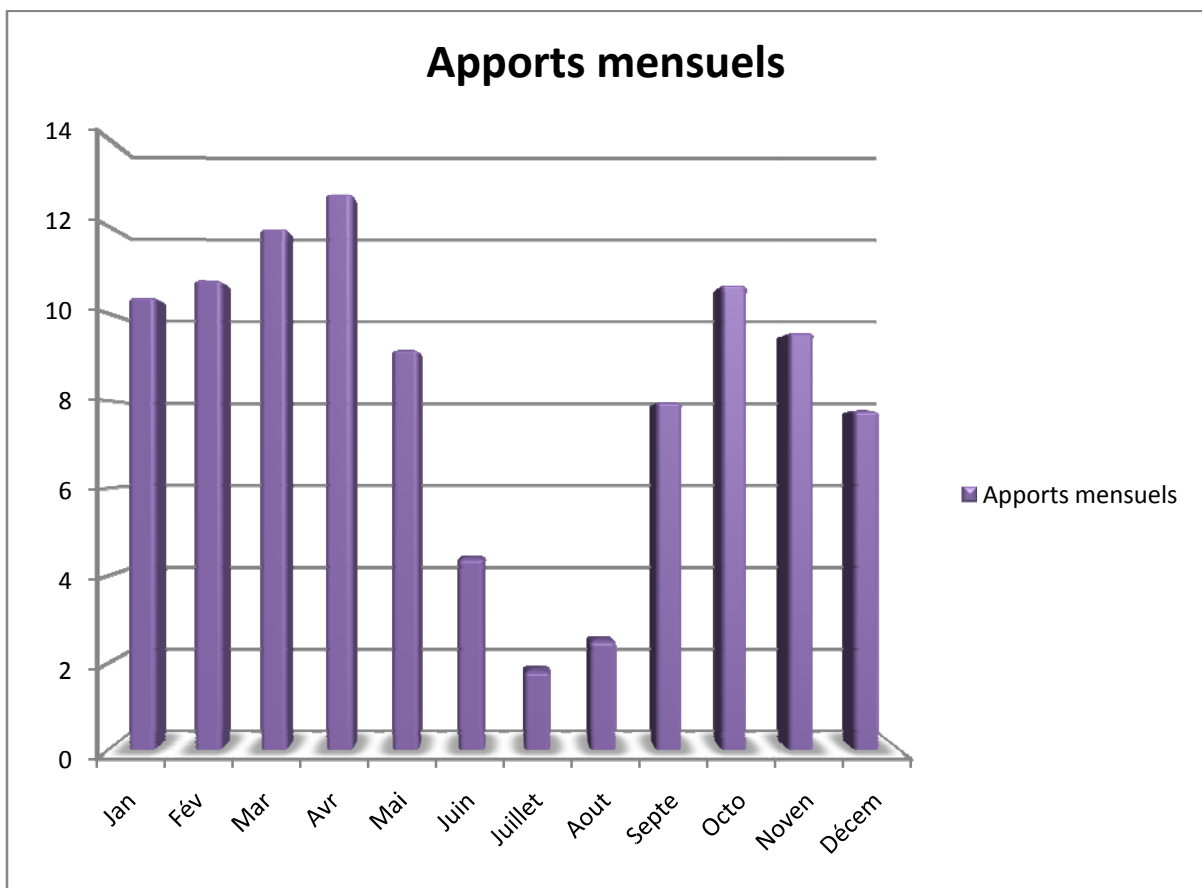


Fig. I-16: Répartition mensuelle de l'apport moyen

1-3-3 Calcul du coefficient de variation:

La variabilité de l'apport annuel est caractérisée par le coefficient de variation C_v , estimé dans notre cas, à défaut d'information hydrométriques, par des formules empiriques:

Formule de PADOUN:

$$C_v = K \cdot \frac{0.93}{M_0^{0.23}} \quad \text{Avec: } 0.25 < K < 1, \text{ on prend } K=0.7.$$

M_0 : débit ou module spécifique (l/s/Km²).

Formule de Sokolovsky - Chevelev:

$$C_v = 0.78 - 0.291 \log(M_0) - 0.063 \log(S + 1) \dots\dots\dots (I-40)$$

S: superficie du bassin versant.

M_0 : débit ou module spécifique (en l/s/Km²).

Formule d'Ugiprovodkhoz :

$$C_v = \frac{0.7}{M_0^{0.125}} \dots\dots\dots (I-41)$$

M_0 : débit ou module spécifique (en l/s/Km²).

Formule d'Antonov:

$$C_v = \frac{0.78}{(S + 1000)^{0.097}} \dots\dots\dots (I-42)$$

Les différentes valeurs de C_v sont données par le tableau suivant:

Formules	C_v
PADOUN	0,36
SOKOLOVSKY-CHEVELEV	0,38
UGIPROVODKHOZ	0,55
ANTONOV	0,38
Moyenne	0.42

La valeur de $C_v = 0.38$ obtenue par la formule de SOKOLOVSKY est finalement adoptée.

1-3-4 Les apports fréquentiels:

Donc la distribution des apports fréquentiels sera régie par l'équation:

$$A_{(\%) = \frac{A}{(C_v^2 + 1)^{1/2}} \cdot e^{U(\log(C_v + 1))^{1/2}} \dots\dots\dots (I-43)$$

$A_{\%}$: apport de fréquence donnée.

U:variable réduite de Gauss.

Les calculs des apports fréquentiels a conduit au tableau suivant:

Tableau I-29: Apports fréquentiels.

T, ans	F, %	V Gauss, u	Apport,A% hm3	Hydraulicite, A%/A°	Le, mm
5	80	0,8428	63,04	1,28	197,69
10	90	1,285	74,18	1,49	232,55
25	96	1,753	88,088	1,8	276,16
50	98	2,0571	98,5	1,999	208,79
100	99	2,328	108,81	2,19	341,1
1000	99,9	3,1	144,48	2,91	452,91

Tableau(1- 31): Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%.

Mois	A %	A (80%)m3
Jan	10,4	6,56
Fév	10,8	6,81
Mar	12	7,57
Avr	12,8	8,07
Mai	9,2	5,80
Juin	4,4	2,77
Juillet	1,8	1,14
Aout	2,5	1,58
Septe	8	5,04
Oct	10,7	6,75
Nov	9,6	6,05
Déc	7,8	4,92
Total	100	63,06

1-4 Les apports solides:

Dans la zone de future retenue de Zardezas il existe un certain nombre de barrages pour lesquels on dispose d'informations sur les taux d'envasement (les transports solides ont été relevés dans des retenues de l'Est algérien tels que le barrage de Cheffia et surtout le barrage de Zardezas, pour lesquels des études spécifiques ont été menées par M. Kassoul (cf. « caractérisation de la sédimentation des barrages en Algérie » - Revue des Sciences en Eau – 1997).

De l'article « Prédétermination de la durée de vie de barrages en Algérie » par M. Kassoul, il résulte que dans la zone de Jijel-Skikda, le taux d'abrasion serait compris dans une plage de 1800 à 2500 m3/km2/an. Pour le BV de la future retenue de Ramdane Djamel de 319 km2, il résulte un volume compris entre 585.000 m3/an et 812.500 m3/an.

L'envasement annuel moyen, mesuré dans la cuvette de la retenue de Zardezas, entre les années 1937 – 1967 est de 0,25 hm3/an, ce qui correspond à un taux de 0,47% du débit liquide.

Partie N°II

Comme le barrage de Ramdane Djamel sera situé immédiatement en amont de la retenue de Zardezas, on considère que les alluvions qui entraient dans ce lac auront les mêmes valeurs avec celles qui colmateront la retenue qui sera réalisé en amont.

Tableau(1- 32): Programme d'envasement de la retenue de Ramdane Djamel

T (années)	Volume de la vase (hm ³)
10	2,5
20	5,0
30	7,5
40	10,0
50	12,5

En partant des observations faites dans la période de l'exploitation de la retenue de Zardezas, très proche et implanté sur le même oued, il a résulté que les dépôts sont en matériau fin. La densité moyenne des alluvions est de 1,6 t/m³ (1,55 t/m³ dans la zone de la proximité du barrage et 1,66 à l'extrémité du lac de la retenue).

L'évaluation de l'envasement est indispensable dans de tels cas pour que le dimensionnement des barrages soit plus fiable vis-à-vis sa durée de vie.

Pour cela on doit calculer les apports solides durant une année de service du barrage et par défaut des débits solides sur Saf saf nous opterons pour un calcul empirique en utilisant les formules suivantes :

1-5 Etude des crues:

L'étude des crues a pour but l'estimation des débits de pointe fréquentiels et la définition de la forme de l'hydro gramme.

a). Formule de Giandotti:

$$Q_{\max \%} = \frac{170.S.(H_{\text{moy}} - H_{\text{min}})^{1/2}}{4(S)^{1/2} + 1.5L} . P_{tc} \dots\dots\dots(I-43)$$

$Q_{\max (\%)}$: débit maximum de crue en m³/s de même fréquence que celle de la pluie de courte durée.

S :superficie du bassin versant.

L :longueur du talweg principal.

$H_{\text{moy}}, H_{\text{min}}$:altitudes moyennes et minimales (en m).

P_{tc} :pluies de courte durée.

b). Formule de Sokolovsky:

$$Q_{\max \%} = \frac{0.28.S.\alpha.P_{ct}}{T_c} . f \dots\dots\dots(I-44)$$

S : superficie du bassin versant.

P_{tc} : pluies de courte durée.

T_c : temps de concentration.

α : coefficient de ruissellement du bassin versant ($0.6 < \alpha < 0.8$)

f : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue $f= 1.2$.

c). Formule de Mallet-Gauthier:

$$Q_{\max \%} = 2k \log(1 + AP) \cdot \frac{S}{\sqrt{L_p}} \cdot \sqrt{1 + 4 \log T - \log S} \dots\dots\dots (I-45)$$

S : superficie du bassin versant (Km²).

L_p : longueur du talweg principal (Km).

A : coefficient régional pris égal à 20.

k : constante qui dépend des caractéristiques du bassin versant pris égal à 2.

P : précipitation moyenne interannuelle.

T : période de retour en années.

d). Formule de Turazza:

$$Q_{\max \%} = \frac{C \cdot S \cdot I_t}{3.6 \cdot T_c} \dots\dots\dots (I-46)$$

S : superficie du bassin versant (Km²).

T_c : temps de concentration.

I_t : intensité des pluies fréquentielles (en mm/h).

C : coefficient de ruissellement de la crue considérée ;

$C=0.6$ pour $P= 10\%$

$C=0.7$ pour $P= 1 \%$

$C=0.8$ pour $P= 0.1 \%$

e). Formule d'Alexeev:

$$Q_{\max \%} = 0.34 P_{tc}^{4/3} \dots\dots\dots (III-47)$$

P_{tc} : pluies de courte durée.

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau(1- 33): pluies de courte durée.

Giandotti	Sokolovsky	Mallet Gautie	Possenti	Turazza	T, ans
3301,09403	2801,191886	372,1746	1978,43	3020,609	1000
2486,13331	2109,644977	292,7929	1490,003	2274,893	100
1934,57855	1641,61508	220,9788	1159,442	1770,203	20
1694,98793	1438,306932	181,4977	1015,85	1550,969	10

Sur la base de ces résultats, les valeurs adoptées sont celle de Turazza: car elle est la plus proche de la moyenne

Tableau(1- 34): débits maximaux de crue

Per de ret T	Frequences	Qmax,m ³ /s	Vmax,m ³
2	50	967,4902	31684204
10	10	1550,969	50792483
20	5	1770,203	57972123
100	1	2274,893	74500168
1000	0,1	3020,609	98921509

Les données proposées par l'ANBT sont.

Fréquence P%	Q_{\max} m^3/s
10	500
5	700
1	1300
0,5	1800
0,1	3000

1-6 Hydrogramme de crue:

La forme des crues (temps de montée et de décrue) est déterminée à l'aide de la méthode de Sokolovsky qui assimile l'hydrogramme de crue à deux équations paraboliques l'une pour le temps de montée et définie par:

$$Q_t = Q_{\max \%} \left(\frac{t}{t_m} \right)^n \dots\dots\dots (I-48)$$

Et l'autre pour la décrue exprimée par:

$$Q_t = Q_{\max \%} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^m \dots\dots\dots (I-49)$$

$Q_{\max (\%)}$: débit maximum de fréquence donnée.

Q_t : débit instantané au moment (t).

t_m, t_d : temps de montée et de décrue.

m, n : puissances des paraboles pour les bassins de petites gabarits $m=3$ et $n=2$.

Temps de base:

$$t_b = t_m + t_d$$

On considère généralement que: $t_d = 3X t_m$, et $t_m = t_c$ (pour des petits bassins).

On a donc:

$$t_m = t_c = 8.89 h$$

$$t_d = 3 t_m = 26.67h$$

$$t_b = t_m + t_d = 35.56 h$$

pour construire l'hydrogramme des crues de oued Chouiret ,on a utilisé les valeurs des débits de crues de fréquence 10% , ,1% ,0.1%,les résultats obtenue sont exposes dans l'Annexe B

: Hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour

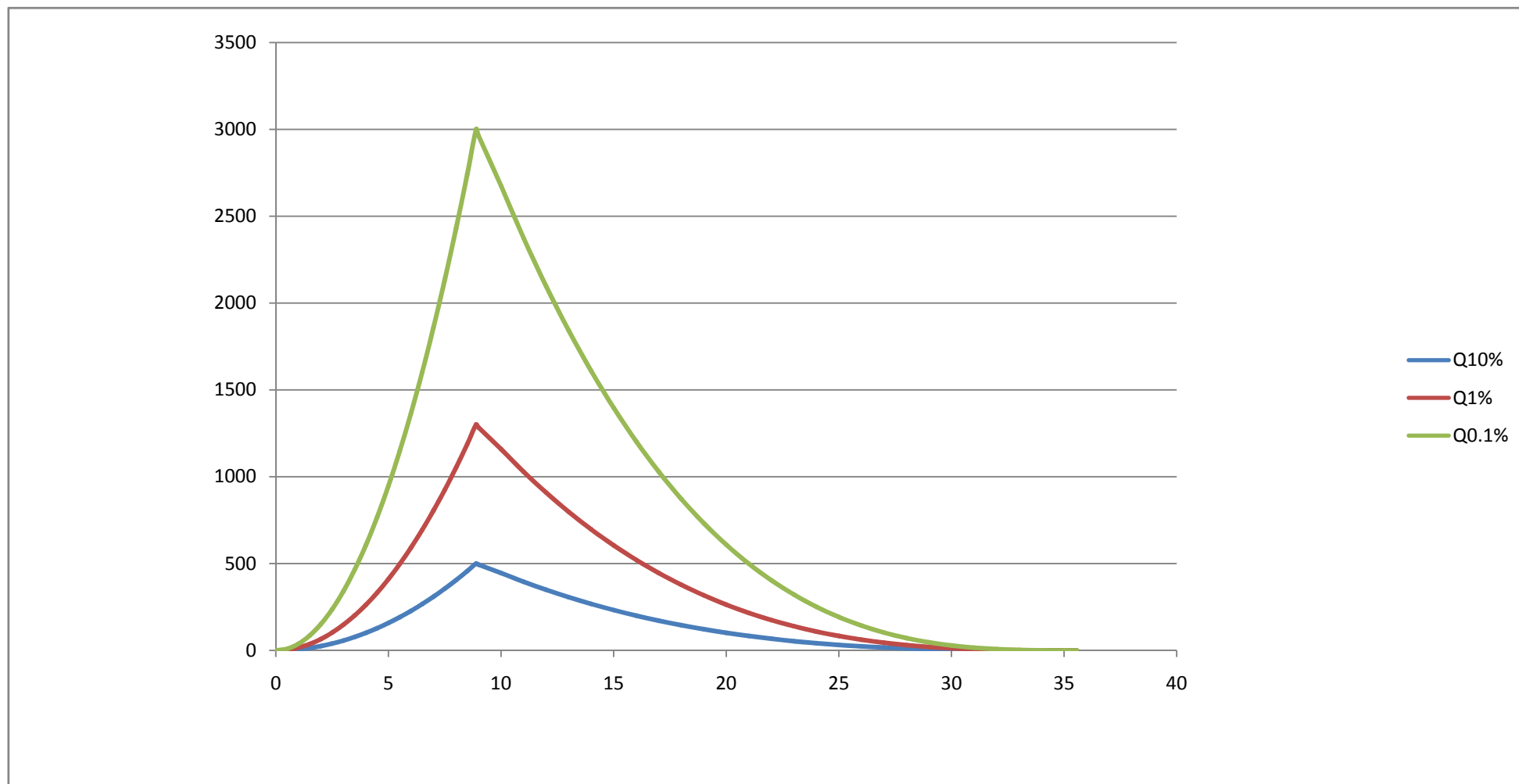


Fig. I-17: Hdrogrammes des crues pour différentes periodes de rtour

1-7 Choix de la crue de projet:

La crue de projet est définie comme étant la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer sans dommages graves à l'aval.

Pour cela il faut déterminer cette crue en prenant en compte l'effet de laminage par la retenue, elle est calculée sur la base d'un débit de pointe évalué à partir de l'étude du régime des crues.

Dans ce contexte on est amené à faire un choix car il est évident qu'on ne pourra jamais protéger un ouvrage contre toutes les crues pouvant survenir, on choisit donc une période de retour de crue, ce qui revient à accepter un certain risque qui devra être en rapport avec l'intérêt économique de l'ouvrage et les impératifs de sécurité.

Dans notre cas on va opter pour la crue millénaire voyant le risque potentiel et les dommages que causera la rupture du barrage qui ne sont pas très importants selon la classification du comité national australien des grands barrages (CNAGB), (pas de pertes humaines en cas de rupture du barrage), et vu l'importance du présent ouvrage, ainsi que la crue millénaire est la plus recommandée dans de tels cas.

L'hydrogramme de la crue de projet pris pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues sera fait par la méthode de l'hydrogramme synthétique disant qu'elle représente plus la réalité et qu'elle prend en considération et avec plus de détail les surfaces débitantes dans le bassin versant et le temps de l'averse.

1-8 Régularisation:

L'étude de régularisation du barrage sur Oued Saf-Saf a pour objectif la détermination des dimensions du remblai et des ressources en eaux mobilisables pour l'irrigation (volume utile) et ce en déterminant:

- les paramètres de la retenue.
- le niveau normal de la retenue.

La méthode utilisée est celle du bilan hydraulique, cette méthode nécessite les données suivantes:

- l'étude hydrologique (l'évaporation, les apports et leurs répartitions, les infiltrations).
- le traitement des levées topographiques (courbes caractéristiques du bassin versant).
- les besoins en eau pour l'irrigation et AEP.

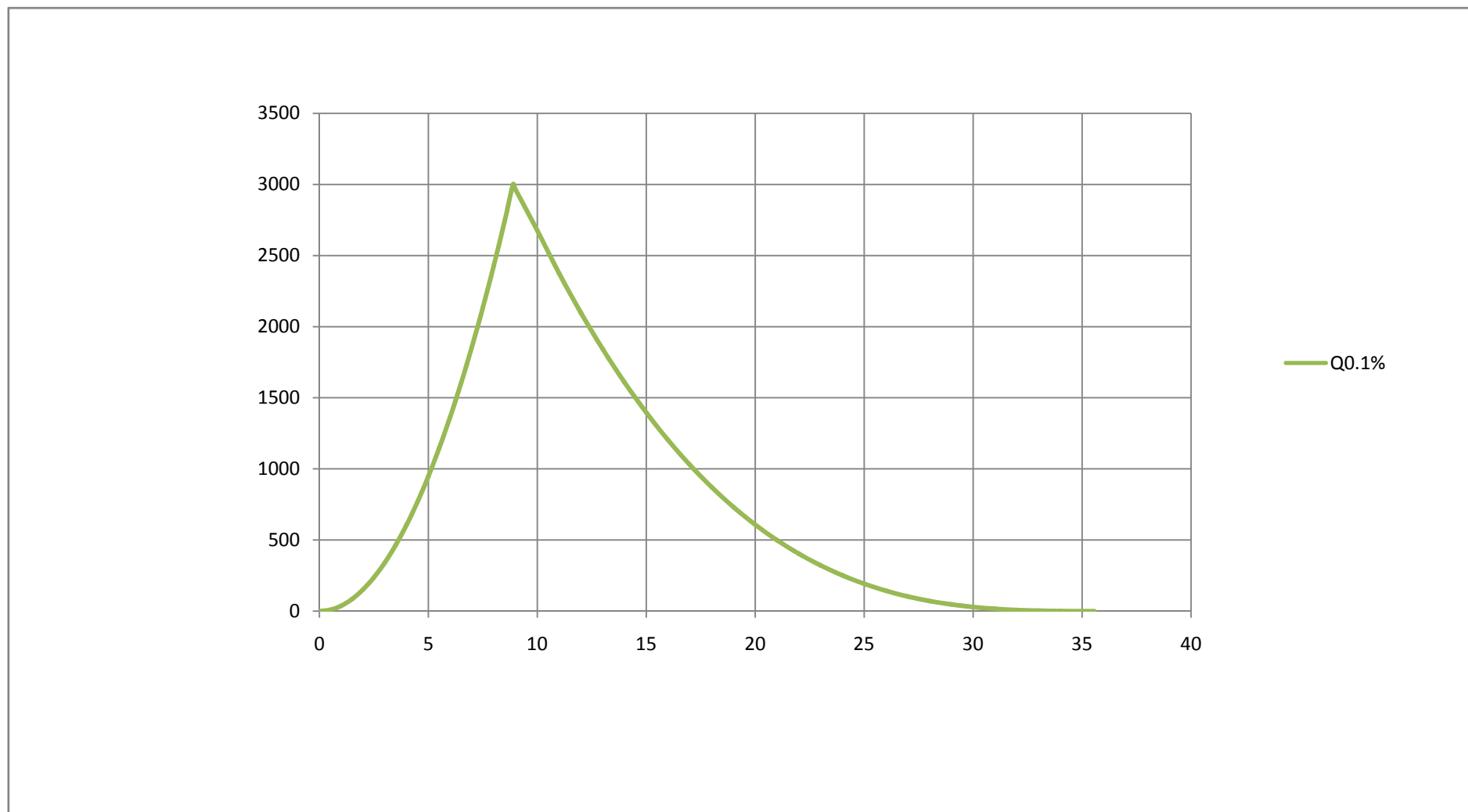


Fig. I-17 Hdrogrammes synthétiques de la crue milléniales

1-8-1 Répartition annuelle de l'apport 80%:

Le calcul se fait par la formule suivante:

$$Q_m = P_m \cdot C_e \cdot S \dots\dots\dots (I-50)$$

Q_m :apport liquide mensuel en hm3.

P_m :pluie mensuelle (mm).

S :surface du bassin versant (Km²).

C_e :coefficient d'écoulement.

$$C_e = \frac{L_e}{p} \dots\dots\dots (I-51)$$

Et:

L_e :lame écoulée.

P :pluie moyenne annuelle.

Les résultats de calculs sont donnée par le tableau suivant:

Tableau(1- 35): Répartition annuelle de l'apport 80%.

Mois	A %	A (80%) m ³
Jan	10,4	6,56
Fév	10,8	6,81
Mar	12	7,57
Avr	12,8	8,07
Mai	9,2	5,80
Juin	4,4	2,77
Juillet	1,8	1,14
Aout	2,5	1,58
Septe	8	5,04
Octo	10,7	6,75
Noven	9,6	6,05
Décem	7,8	4,92
Total	100	63,06

1-8-2Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces»:

La cote minimale relevée sur l'axe du barrage est 904.00m et la cote maximale est 921.00m, soit une hauteur de 17.00m.

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i - S_{i+1}}{2} \Delta H \dots\dots\dots (I-52)$$

S_i : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i en m².

S_{i+1} : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{i+1} en m².

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

ΔV : volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives en m³.

Le tableau suivant donne les coordonnées des courbes Hauteur-Capacité-Surface.

Tableau I-34 Courbes topographiques et volumétriques.

cote (m)	H m	surfaceKm2	s moy	ΔH m	ΔV m3	Vh	h moy
200	0	0	0,0966	5	0,483	0	0
205	5	0,145		5	1,2175	0,483	3,331
210	10	0,342	0,4865	5	2,4325	1,704	4,982
215	15	0,631		5	3,9975	4,134	6,552
220	20	0,968	1,1525	5	5,7625	8,133	8,402
225	25	1,337		5	7,7825	13,869	10,373
230	30	1,776	1,998	5	9,99	21,678	12,206
235	35	2,22		5	12,2375	31,668	14,265
240	40	2,675	2,913	5	14,565	43,906	16,413
245	45	3,151		5	17,1975	58,471	18,556
250	50	3,728	4,077	5	20,385	75,668	20,297
255	55	4,426		5	23,5025	96,053	21,702
260	60	4,975	5,049	5	25,245	119,556	24,031
265	65	5,123				144,801	28,265

Les courbes sont représentées dans l'annexe « B »

1-8-3 Volume mort:

Les valeurs finalement adoptée pour le débit solide déposé au niveau de l'exutoire est de 777.05 (T/Km²/An) soit un taux d'envasement égal à 247878.95 (t/An) et un envasement annuel égal à 25.10⁴ m³/An le volume mort est déterminé pour une durée de 50 Ans par:

$$V_m = 50.V_s$$

V_s : l'envasement annuel en m³/An

$$V_m = 12.5 \text{ hm}^3$$

1-8-4 Calcul du volume utile sans tenir compte des pertes:

Les valeurs des besoins en eau destinée à l'irrigation pour des cultures maraîchères et AEP sous forme de normes d'irrigation ont été ramenées de l'INA (Institut National d'Agronomie)

Demande pour AEP

Au niveau de l'année 1966, avant de la surélévation du barrage de Zardezas, la population desservie de celui-ci était de 102.900 habitants (données reprises de "Monographie des grands barrages – Barrage des Zardezas" – 1969).

Dans l'Etude de faisabilité pour le Transfert de Beni Haroun, il est montré que l'évolution de la population dans la période 1987-1998 est croissante, avec un taux annuel compris entre 1,8 et 3,2 %, la limite supérieure étant atteinte dans les petites villes et dans l'environnement rural.

La présente étude considère que pour la région de Skikda, le gradient annuel de croissance de la population est de **3 %**.

Ainsi, au niveau de l'année 2010 (considéré comme délai faisable pour la mise en eau de la future retenue de Ramdane Djamel), la population de la région de Skikda sera **238 000 habitants**.

Pour un taux de consommation de 150 l/jour/habitant, il résulte **une consommation annuelle** au niveau de l'année 2010 de **13 hm³/an**.

Pour la durée de vie de barrage normative de 50 ans, on a estimé la demande en AEP au niveau de l'année **2060**.

En considérant le même gradient de croissance de la population de 3%, au niveau de l'année 2060, le nombre des habitants, sera environ 385.000, en résultant **une besoin moyen annuel pour AEP d'environ 21 hm³/an**.

Demande pour AEI

Au niveau de l'année 1966, avant la surélévation du barrage de Zardezas, **la surface agricole** desservie de celui-ci étaient de **1800 ha** (données reprises de "Monographie des grands barrages – Barrage des Zardezas" – 1969).

Les surfaces irrigables seront d'après autres sources de **5500 ha**. Cette surface a été prise en considération pour les calculs.

La demande moyenne considérée est de **5000 m³/ha/an**.

Partie N°II

On obtient ainsi les volumes nécessaires annuels pour irrigations :

- 9 hm³/an pour une surface de 1800 ha;
- 27,5 hm³/an pour une surface de 5500 ha.

La répartition mensuelle des besoins pour AEP et agriculture (AEI) est présentée dans le Tableau

:Tableau(1- 36)Répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation Et AEP.

Mois	AEP	AEI
Septembre	9,5 %	15 %
Octobre	8,3 %	4 %
Novembre	8,0 %	0 %
Décembre	8,0 %	0 %
Janvier	7,4 %	0 %
Février	7,4 %	0 %
Mars	7,4 %	5 %
Avril	8,0 %	10 %
Mai	8,0 %	15 %
Juin	9,0 %	17 %
Juillet	9,5 %	17 %
Août	9,5 %	17 %
Total	100%	100%

Les données de base sont:

- L'apport (W) en m³.
- La consommation (U) en m³.
- Le volume mort.

D'après la régularisation nous constatons que la retenue fonctionne à un seul temps:

$$V_S = 44.61 \text{ h m}^3, V_d = 29.74 \text{ h m}^3.$$

Le volume utile est donc: $V_U = V_d = 29.74 \text{ h m}^3$.

Le volume au niveau normale de la retenue est: $V_{NNR} = V_M + V_U = 42.24 \text{ h m}^3$.

1-8-5 Calcul du volume utile en tenant compte des pertes:

1-8-5-1 Calcul des pertes:

- *Perte par infiltrations:*

Le volume mensuel des pertes par infiltrations est:

$$V_{\text{inf}} = \frac{\delta \cdot V_{\text{moy}}}{100} \dots\dots\dots (I-53)$$

δ : coefficient dépendant des conditions hydrologiques de la cuvette $\delta = (0.5 \div 1.5)$.

$$V_{\text{moy}} = \frac{V_{ri} + V_{ri+1}}{2} \dots\dots\dots (I-54)$$

- *Pertes par évaporation:*

Le volume mensuel des pertes par évaporation est:

$$V_{\text{evp}} = E_s \cdot S_{\text{moy}} \dots\dots\dots (I-55)$$

E_s : évaporation mensuelle.

S_{moy} : surface du plan d'eau correspondant au volume moyen.

1-8-5-2 La première approximation:

$$V_s = 44,611 \text{ h m}^3.$$

$$V_d = 29.875 \text{ h m}^3.$$

$$V'_U = V_d = 29.875 \text{ h m}^3.$$

$$V_{\text{NNR}} = 42,375 \text{ h m}^3.$$

Evaluation de l'erreur:

$$E = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \cdot 100 \dots\dots\dots (I-56)$$

$E = 0.45 \% < 2\%$ la condition est vérifiée

La représentation des deux consignes d'exploitations est représentée dans le tableau de l'annexe (IV.3).

Les résultats de calculs:

-Le volume utile: $V_U = 29.875 \text{ h m}^3$.

-Le volume au niveau normal de la retenue: $V_{\text{NNR}} = 42,375 \text{ h m}^3$.

1-9 la régularisation interannuelle :

On fait une régularisation interannuelle quand la consommation U dépasse l'apport W on accumule l'eau pendant les années humides et on la restitue pendant les années sèches ce cycle de remplissage et de restitution peut durer plusieurs années.

1-9-1 Calcul du volume utile interannuel par la méthode analytique de KRISTLY-MENKEL :

Pour une valeur de α (coeff de régularisation) nous avons [$\alpha=0,8$]

$$V_u (\text{inter}) = (\beta_s + \beta_{\text{plur}}) W_o = \beta_s W_o + \beta_{\text{plur}} W_o \quad \text{avec :}$$

- $\beta_s W_o$: volume utile saisonnier
- $\beta_{\text{plur}} W_o$: volume utile interannuel
- β_s : composante saisonnière
- β_{plur} : composante interannuel
- W_o : l'apport moyen interannuel [100 Mm^3]

On a trouvé le volume utile saisonnier en tenant compte des pertes)

$V_u = 29.24 \text{ Mm}^3 = \beta_s W_o$, pour la composante interannuelle $\beta_{\text{plur}} = \beta_{\text{plur}}(\text{max})$ tiré du tableau [Vu-inter-anal], la détermination de β_{plur} est basée sur la formule

$$\beta_{\text{plur}} = (\alpha - (F_p \frac{C_v}{\sqrt{n}} + 1)) \dots\dots\dots (I-57)$$

Tel que :

- α : Coefficient de régularisation ;
- F_p : Coef tirer de la table de REBKINE – FOSTER suivant

$$C_s = \frac{C_v}{\sqrt{n}} \dots\dots\dots (I-58)$$

- avec une probabilité = 80 % ;
- n : Année de régularisation ;
- C_v : Coefficient de variation de la série des débits annuels.

D'où $\beta_{\text{plur}}(\text{max}) = 0,1170$

Donc $V_u(\text{inter}) = 28.96 \text{ Mm}^3$

Le volume utile interannuel est :

$V_u(\text{inter}) = 28.96 \text{ Mm}^3$.

D'où la capacité du barrage au niveau normal de la retenue dans le cas d'une régularisation interannuelle

$V_{\text{nnr}}(\text{inter}) = V_u(\text{inter}) + V_m = 29.24 + 28.96 = 58.20 \text{ Mm}^3$

VAucune entrée de table d'illustration n'a été trouvée.

$\text{nnr}(\text{inter}) = 58.20 \text{ Mm}^3$

La régularisation interannuelle se fait chaque deux ans car $\beta_{\text{plur}}(\text{max})$ correspond à $n = 2$ ans (voir tableau [Vu-inter-anal

Conclusion

Dans notre cas, nous nous sommes que notre barrage a une hauteur 61,5m ,et un risque potentiel plu ou moins élevées 4(perte économique en ce qui concerne les périmètre d'irrigation et les routecte) . on opte pour une crue de projet milléniale

$$Q_{0,01\%} = 3000m^3/s$$

CHAPITRE N° II

LAMINAGE DE CRUE

Partie II

2-1 Laminage des crues:

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

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \dots\dots\dots(2-1)$$

Ou:

Q :le débit entrant de la crue.

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

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

Le débit cumulée à l' instant t est:

$$Q - q = S \cdot (dh / dt) \dots\dots\dots (2-2)$$

Ou:

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

Il existe plusieurs procédés de laminage, nous opterons pour les méthodes de Katherine, et celle de Hildenblate qui sont des méthodes grapho-analytique.

Généralement la méthode de HILDENBLAT et la méthode step by step sont utilisées dans les grands barrages c'est pour cela qu'on opter pour la méthode de KOTCHERINE qui est détailler par la suite

2-1-1 La méthode de KOCHERINE :

La méthode se base sur les principes suivants:

1-l'hydrogramme de crue est considérée comme un triangle ou un trapèze.

2-les débits transitant par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire.

3-le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau NNR;

4-les pertes par infiltration et évaporation sont concéderait comme nulles au moment de la crue.

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

$$Q = mb\sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots(2-3)m:$$

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

b : largeur du déversoir (en m).

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

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} \dots\dots\dots(2-4)$$

H_0 :charge globale.

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

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

Avec: $S = b \cdot H$.

Tous les résultats sont rassemblés dans le tableau ci après:

Données de départ: ($m=0.49$) ; ($p=1$).

On fait le calcul en variant la largeur b de 8m à 18m selon la formule:

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

Les résultats sont donnés par les tableaux suivants:

Tableau (2- 1) : Calcul du débit déversant pour déferlantes largeurs b et la charge déversant Hd

<i>Calcul du débit déversant pour différentes valeurs de Hd (Méthode de KOTCHERINE)</i>											
Hd (m)	PHE (m)	VPHE (Mm3)	Vf (Mm3)	qmax,p% = Qmax,p% (1-Vf/Vcr)	qmax,p% = m.b(2g) ^{0,5} . Hd ^(3/2) (m3/s)						
					b (m)						
					20	80	40	50	60	70	90
0.0	249	71.030	0.000	3000.000	0	0	0	0	0	0	0
0.5	249.5	73.830	2.800	2956.255	15	61	31	38	46	54	69
1.0	250.0	75.700	4.670	2927.040	43	174	87	109	130	152	195
1.5	250.5	77.430	6.400	2900.012	80	319	159	199	239	279	359
2.0	251.0	79.300	8.270	2870.797	123	491	246	307	368	430	553
2.5	251.5	81.200	10.170	2841.114	172	686	343	429	515	601	772
3.0	252.0	83.270	12.240	2808.774	226	902	451	564	677	789	1015
3.5	252.5	85.260	14.230	2777.684	284	1137	568	711	853	995	1279
4.0	253.0	87.180	16.150	2747.688	347	1389	695	868	1042	1215	1563
4.5	253.5	89.420	18.390	2712.692	414	1658	829	1036	1243	1450	1865
5.0	254.0	91.580	20.550	2678.946	485	1941	971	1213	1456	1699	2184
5.5	254.5	93.790	22.760	2644.419	560	2240	1120	1400	1680	1960	2520
6.0	255.0	96.050	25.020	2609.111	638	2552	1276	1595	1914	2233	2871
6.5	255.5	98.360	27.330	2573.022	719	2877	1439	1798	2158	2518	3237
7.0	256.0	100.690	29.660	2536.620	804	3216	1608	2010	2412	2814	3618
7.5	256.5	102.830	31.800	2503.187	892	3566	1783	2229	2675	3121	4012
8.0	257.0	105.300	34.270	2464.598	982	3929	1964	2456	2947	3438	4420
8.5	257.5	107.660	36.630	2427.728	1076	4303	2151	2689	3227	3765	4841
9.0	258.0	112.410	41.380	2353.518	1172	4688	2344	2930	3516	4102	5274

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:

$$Q_{lam} = Q_{\%} \left(1 - \frac{V_{ch}}{V_{cr}}\right) \dots \dots \dots (2-5)$$

Q%:débit maximum de crue considérée en m³/s.

Partie II

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

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

$$V_{cr} = \frac{1}{2} q_{\%} T_b \dots \dots \dots (2-6)$$

T_b : temps global de la crue.

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

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

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

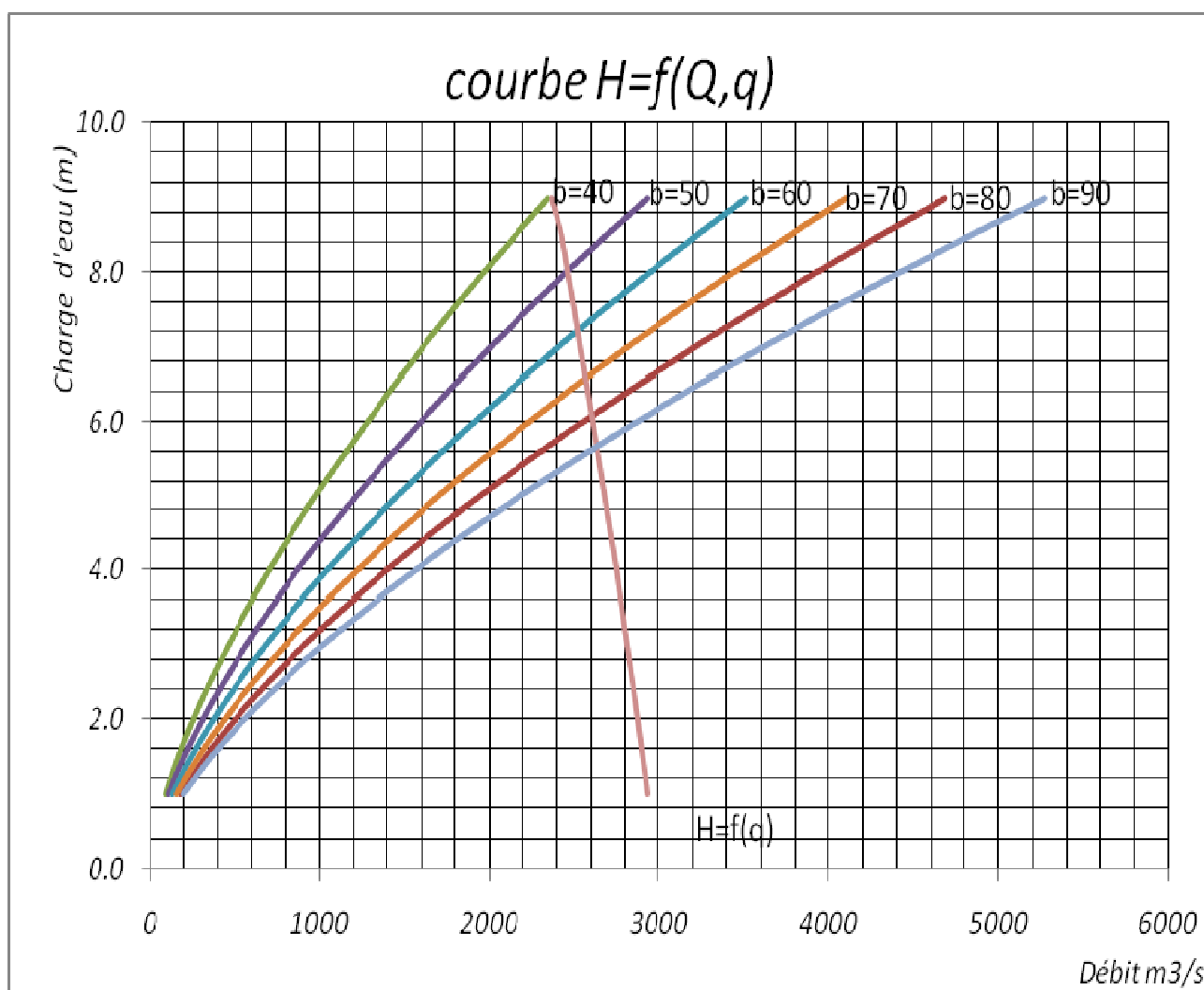


Fig (2- 1) : Courbes $q=f(H)$

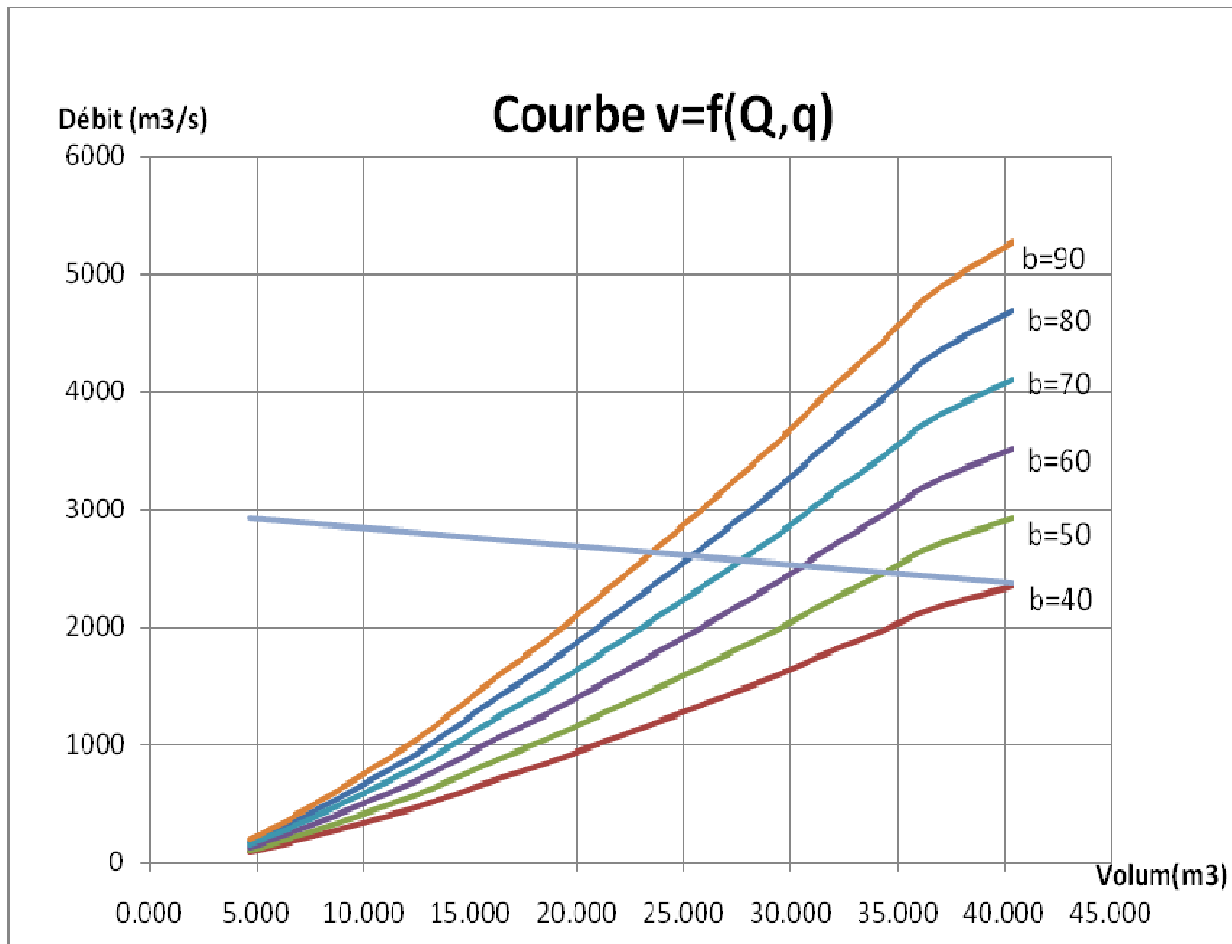


Fig (2- 2) : Courbes $q=f(V_{\text{forcée}})$

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

Tableau (2- 2) : récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.

b -m-	H -m-	NPHE -m-	q - m^3/s -	$V_{\text{forcé}}$ - Mm^3 -
40	9	258	2340	40.380
50	8	257	2464.6	34.27
60	7.2	256.2	2530	32
70	6.5	255.5	2533	27.33
80	6	255	2600	25
90	5.6	254.6	2644	22.8

2-1-2- Méthode STEP BY STEP :

- Doneness de base:
 - Niveau normal de la retenue (∇ NNR).
 - Hydrogramme de crue.
 - Crue de projet.
 - Courbe hauteur- capacité.
- Principe de la méthode :

Le temps de base est divisé en une série de pas de temps Δt à chaque instant t , on détermine les paramètres suivant :

- Débit de crue à partir de l'hydrogramme de crue;
- Volume d'eau entrant pendant le temps Δt :

$$V_{\text{ent}} = \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2} \Delta t \dots\dots\dots(2-7)$$

- La cote du plan d'eau;
- La charge sur le déversoir c'est la différence des côtes du plan d'eau à l'instant t et le niveau normale de la retenue (NNR).

- **Le débit sortant :** $Q_{\text{sortie}} = m \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2}$

Où : m : Coefficient de débit;

b : Largeur de déversoir;

h : Hauteur d'eau sur le déversoir.

- **Le volume sortant :** $V_{\text{sort}} = Q_{\text{sort}} \cdot \Delta t$

Où : Δt : le pas de temps.

- **Le volume dans la retenue :**

$$(V_{\text{Retenue}})_i = (V_{\text{Retenue}})_{i-1} + (V_{\text{ent}})_i - (V_{\text{sort}})_{i-1} \dots\dots\dots(2-8)$$

Les résultats des débits évacuer maximum pour déférentes largeurs dans l'annexe « C »
Les caractéristiques de chaque largeur du déversoir proposé comme le débit évacué, le volume forcé et la lame déversée sont représentés dans le tableau.

Tableau (2- 3) : récapitulatif des résultats de la méthode STEP BY STEP .

b (m)	H (m)	NPHE (m)	q (m ³ /s)
40	5.74	254.74	2573.25
50	4.89	253.89	2535.86
60	4.53	253.53	2713.25
70	4.07	253.07	2695.75
80	3.77	252.77	2746.58
90	3.46	252.46	2716.74

Remarque :

On remarque après l'utilisation des différentes méthodes que les résultats obtenus sont proche entre eux sauf une petite différence de la méthode Graphique qui nécessite l'utilisation des abaques , pour l'étude d'optimisation on prendre les valeurs de la méthode KOTCHERINE

2-2 Etude d'optimisation

Le but de cette étude est la détermination de la largeur optimale du déversoir
Le calcul consiste à évaluer le coût approximatif du projet (l'évacuateur de crue + la digue à partir des différentes largeurs du déversoir)

Le coût de la digue pour différentes cotes de crête est conditionné par la largeur du déversoir. Le coût de l'évacuateur est en fonction directe avec la longueur du seuil déversant.

2-2-1 La revanche :

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

La revanche minimale est donnée par la relation suivante

$$R = H + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (I-65)$$

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

- *Formule de Stevenson*

$$H = 0.75 + 0.34 F^{0.5} - 0.26 F^{0.25} \dots\dots\dots (I-66)$$

F : le fetch F = 0.61 Km.....(III-64)

- *Formule de Molitor*

$$H = 0.75 + 0.032 (U.F)^{0.5} - 0.27 F^{0.25} \dots\dots\dots (I-67)$$

U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ; U=100 Km/h.

- *Formule de Mallet-paquant*

$$H = 0.5 + 0.33 (F)^{0.5} \dots\dots\dots (I-68)$$

- *Formule de simplifiée :*

$$H=1+0.3\sqrt{F} H \dots\dots\dots (I-69)$$

Partie II

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau (2- 4) : hauteurs des vagues.

Formule	H (m)
<i>Stevenson</i>	0.962
<i>Molitor</i>	0.575
<i>Mallet-paquant</i>	0.840
<i>Formule de simplifiée</i>	1.31

On adopte donc la valeur de $H=0.962$ m car c'est la valeur la plus proche de la moyenne.

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

$$V = 1.5 + 2H \dots \dots \dots (I-70)$$

H : hauteur des vagues (en m).

$$V = 3.424 \text{ m/s}$$

Donc la revanche minimale sera :

$$R = 2.16 \text{ m}$$

$R=1.30$ m est la valeur qui est considéré dans le dimensionnement du barrage

2 -2-2 Dimensionnement préalable de la digue

• Largeur en crête :

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

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

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

- Formule T.KNAPPEN $b = 1.65 H_b^{0.5} \dots \dots \dots (2-14)$
- Formule E.F.PREECE $b = 1.1 H^{0.5} + 1 \dots \dots \dots (2-15)$
- Formule PRATIQUE $b = (5/3) \cdot H^{0.5} \dots \dots \dots (2-16)$
- Formule SIMPLIFIEE $b = 3.6 \cdot H^{1/3} - 3 \dots \dots \dots (2-17)$

H_b est la hauteur du barrage prise de $H_b = \cot PHE - \cot Fond + R$

$$H_b = 255.65 - 195.40 + 1.21 = 61.5 \text{ m}$$

$$H_b = 61.5 \text{ m}$$

Partie II

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

Tableau (2- 5) calcul de la largeur en crête:

Formules	b (m)	Valeur adaptée
T.KNAPPEN	12 ,9	12(m)
E.F.PREECE	9,55	
PRATIQUE	13.07	
SIMPLIFIEE	12	

Les pentes des talus amont et aval sont respectivement 2

- Pentes des talus:**

Amont: $m_1 = 2 : 3$

Aval: $m_2 = 2 ,5 : 3$

- Calcul du coût de la digue :**

Le coût de la digue est déterminé de la manière suivante :

- le volume du barrage est déterminé en effectuant le calcul suivant:

On trace le profil longitudinal du barrage; on choisit des sections en travers du barrage et sur chaque coupe; on détermine la hauteur de la digue à L'aide de la formule suivante:

$$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi}$$

Ou' :

b_{cr} : largeur en crête du barrage.

B_{pi} : largeur du pied du barrage au droit de la section « i »

$$B_{pi} = b_{cr} + (m_1 + m_2) * H_{bi}$$

Ou : m_1, m_2 : fruit du talus amont et avale.

Le volume total du barrage s'obtient par la somme des volumes partiels de ses sections.

N_{cr} : cote de la crête du barrage $N_{cr} = NNR + H + R$

NNR : le niveau normal de la retenue

H : la charge déversant

R : la revanche

N_{pi} : cote du pied de barrage dans la section i. L'aire de la section transversale du barrage pour la coupe « i » est déterminée ainsi :

$$S_i = (b_{cr} + B_{pi}) * H_{bi} / 2$$

Avec : $V_b = V_i$

$$V_i = (S_i + S_{i+1}) * d / 2$$

d : distance horizontale séparant deux sections S_i et S_{i+1}

Partie II

En fixant le prix du m³ de remblai à 350 DA, le coût de la digue pour

Différentes largeurs du déversoir sont présentées dans le tableau IV-2

Tableau (2- 6) : le coût de la digue pour différentes largeurs du déversoir

Longueurs Déversantes (m)	Charge H (m)	Hauteur du Barrage (m)	Largeur B _{cr} (m)	Longueurs en crête
50	8	62	12,00	465
60	7.2	61.2	12,00	465
70	6.5	60.5	12,00	465
90	3,6	57.5	12,00	465

❖ **Calcul du volume de la digue :**

Tableau (2- 7) : volume de la digue

Longueurs Déversantes (m)	Charge H (m)	Valeur du remblai V _r (10 ⁶ m ³)	Coût de remblai (10 ⁶ DA)
40	9	4.6533	1628.655
50	8	4.6667	1633.345
60	7.2	5.0567	1769.845
70	6.5	5.201	1820.35
90	3.6	5.4667	1913.345

2-3- Calcul du coût de l'évacuateur de crue :

2-3-1 Coût de l'excavation:

Le volume d'excavation est déterminé en utilisant le profil en long de l'évacuateur de crue, le prix du m³ d'excavation est 275 DA.

2-3-2 Coût du déversoir :

Nous avons choisi un profil normal (profil Greaguer), la variation de la charge sur le déversoir, entraîne le changement de son profil, ainsi pour chaque charge sur le déversoir, correspond une section.

Pour le calcul du coût de déversoir, on estime que le prix du m³ de béton est de 15.000 DA. Les résultats de calcul des coûts des excavations et du déversoir pour différentes largeurs déversant sont récapitulés dans le tableau suivant :

Partie II

Tableau (2- 8) : coût de l'évacuateur de crue

Largeur déversantes (m)	Charge H (m)	Volume D'excavation V (10 ⁶ m ³)	Coût D'excavation 10 ⁶ DA	Section du déversoir S (m ²)	Volume du déversoir V10 ³ (m ³)	Coût du déversoir 10 ⁶ DA	Coût total (ex+dev) 10 ⁶ DA
40	9	0.352	429	45.36	22.68	50,1375	479.13
50	8	0.354	432	46,26	23.13	52,0425	484.04
60	7.2	0.357	436.25	57,07	28.53	54,084	490.33
70	6.5	0.36	440	58.22	29.11	56,0363	496.036
90	3,6	0.3633	445	59.20	29.6	58,023	503.023

2-3-3 Coût du coursier:

Les caractéristiques du coursier sont les suivantes:

- La longueur du coursier est $L = 500\text{m}$
- La hauteur du mur $H = h_{cr} + R$, $h_{cr} = \text{m}$, $R = 0,8\text{m}$ $Q = 3000 \text{ m}^3$
- la largeur du coursier est : $b = Q^{0,4} = 24.6\text{m}$
- L'épaisseur est $e = 0,5\text{m}$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant

Tableau (2- 9) : Coût du coursier

Longueurs déversantes L(m)	Débit Déversés (m ³ /s)	Section S (m ²)	Volume du béton V (10 ³ m ³)	Coût du Coursier 10 ⁶ DA
40	1215,44	30.5	14	210
50	1253,73	31	15	225
60	1286,21	32	15.76	236.4
70	1313,01	32.99	16	240
90	1334,26	33.2	17	255

Tableau N°III-06**Tableau (2- 10) : Coût total de la digue plus l'évacuateur de crue**

Largeur de déversoir	cout excavation		devrsor exc+ddev		coursier	E V C	Digue	total
m	10 ⁶ DA	V 10 ³ m ³	10 ⁶ DA	10 ⁶ DA	10 ⁶ DA	10 ⁶ DA	10 ⁶ DA	10 ⁶ DA
40	5290	22,66	339,9	5629,9	210	479.13	1628.655	2317,785
50	5320	23,13	346,95	5666,95	225	484.04	1633.345	2342,385
60	5362,5	28,53	427,95	5790,45	236.4	490.33	1769.845	2496,675
70	5000	29,11	436,65	5436,65	240	496.036	1820.35	2556,881
90	5450	29,6	444	5894	255	503.023	1913.345	2671,368

Partie II

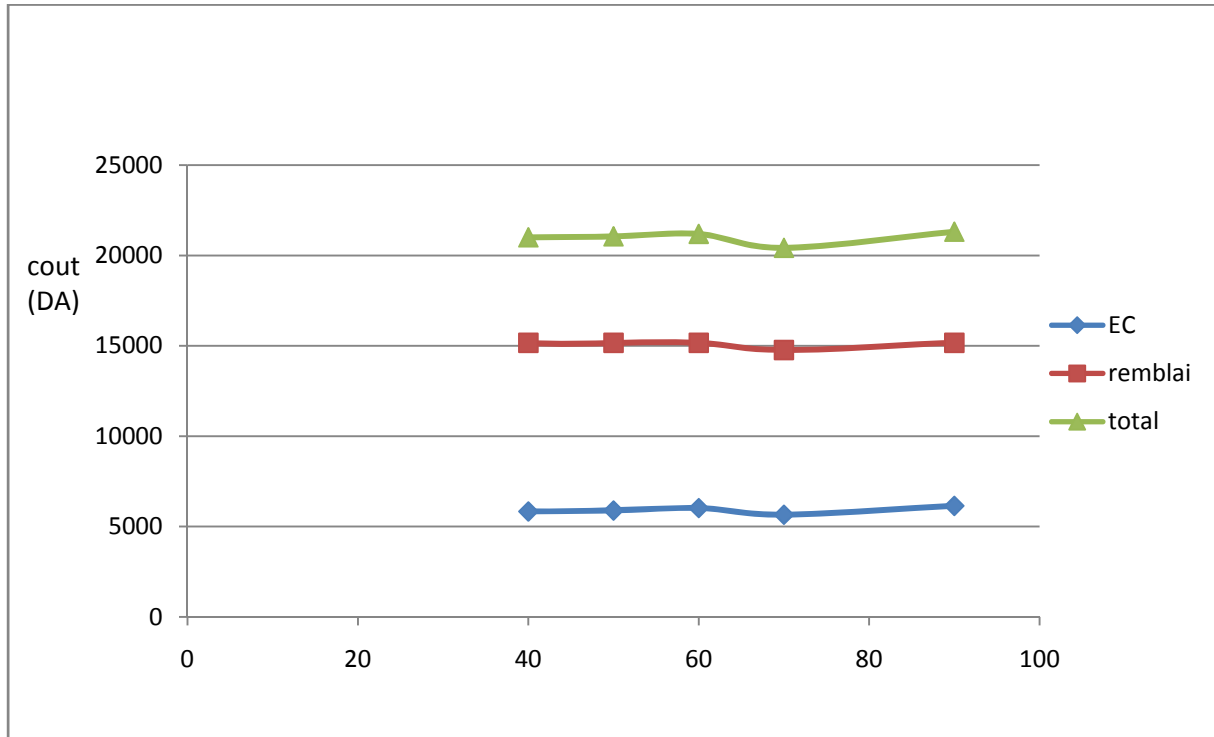


Fig (2- 3) : Courbes d'optimisations

D'après la courbe d'optimisation représentée par la figure2-3, la largeur déversant

Donnant le coût minimum est 70mètre.

Donc la hauteur du barrage est :

$H_b = 61,5$ mètre.

Et le niveau de crête est :

$\nabla_{Crête} = 257$ mètre

CHAPITRE N° III

SYNTHESE
DES
VARIANTES

Partie II

3. Ouvrage d'évacuateur de crues :

Les évacuateurs de crues ont pour rôle d'assurer l'évacuation des crues exceptionnelles survenant à retenue normale pleine sans risque de déversement sur la digue et sans créer d'érosion en aval risquant d'être dommageable pour la digue.

3.1. Critères de choix de l'évacuateur de crue :

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

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

Les évacuateurs de crues se divisent en deux catégories selon les principes type :

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

3.2. Différents types des évacuateurs de crues.

01/ Evacuateur de crues en puit (tulipe) :

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

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

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).

Partie II

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:

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

1) Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.

2) Facilité de réalisation.

Ces inconvénients sont :

1) Le coût peut élevé.

2) 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 :

1) Aucune exigence topographique.

2) Calcul usuel.

Ces inconvénients sont :

1) Amorçage et le désamorçage.

2) Entretien indispensable.

3) Débit faible à évacuer.

4) Dispositif sur le corps de la digue.

Emplacement de l'évacuateur de crue :

L'emplacement de l'évacuateur des crues dépend essentiellement de la topographie , de la géologie et de la géotechnique du site .

Partie II

L'évacuateur de surface peut être projeté selon les cas suivantes, sur l'une des rives (évacuateur latéral) ou au centre du barrage (évacuateur central).

La variante centrale est intéressante dans le cas des vallées à versants en forte pente, Mais elle est déconseillée vue risque de tassement et la déstabilisation du talus aval. En plus cette variante est couteuse et du point de vue technique les liaisons entre les parties du barrage en terre et le déversoir en béton sont très délicates à réaliser.

La variante plus économique qu'on peut envisager est un évacuateur à surface libre

3.3 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 arbre 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 faite que les excavations seront réduites

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 si pour les crues dépassant celle de projet et la facilité de réalisation rend cette variante la plus adéquate du côté technique et économique.

Conclusion

Selon la topographie et la géologie de notre site, le choix est arrêté pour un évacuateur de crue à surface libre, soit à entonnement frontal ou latéral sur la rive droite.

Ces ouvrages présentent beaucoup d'avantage à savoir :

- Entretien facile,
- Pas risque de saturation,
- Ouvrages très sur,
- Une bonne sécurité,
- Un bon rendement.

Choix de tracé de l'axe :

Pour un tracé judicieux, l'axe de l'évacuateur de crue doit être :

Partie II

- Le plus court possible
- Suffisamment éloigné du pied aval du barrage,
- Rectiligne (si possible)

Nous allons donc étudier deux variantes de l'évacuateur de crue

1ère variante : Evacuateur de crue latéral à entonnement latéral

2ème variante : Evacuateur latéral à entonnement frontal

Les évacuateurs de crues à surface libre se composent, d'amont aval des ouvrages suivants :

- Canal d'approche.
- Seuil déversant
- Coursier
- Dissipation d'énergie
- Canal de fuite pour l'évacuation des eaux vers l'oued

CHAPITRE N° IV

EVACUATEUR DE
CRUES LATERAL
A ENTONNMENT
LATERAL

Partie II

Evacuateur de crue latéral entonnement latéral

L'évacuateur de crues de surface à entonnement latéral se constitue en général d'un déversoir latéral, un coursier et un bassin de dissipation.

4-1) Dimensionnement de l'évacuateur de crue:

L'évacuateur de crues est constitué des éléments suivants :

- Un déversoir.
- Un auge de réception
- Un coursier.
- Un bassin de dissipation.
- Un canal de restitution.

4-1-1. Le déversoir :

Le seuil normal est un déversoir dont la crête et la partie aval sont profilées de manière à épouser la forme de la lame déversant. Les indications de la figure suivante permettent de déterminer le profil normal d'un déversoir à parement amont vertical.

Il existe plusieurs profil du seuil déversant tel que WES et CREAGER, nous prendrons le premier type, 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.

On présente ci-dessous le dessin d'un déversoir de profil de type WES (pratique) avec parement supérieur incliné (3:2) qui va garantir un coefficient de débit $m_0 = 0.49$.

Calcul de la hauteur du déversoir:

$$P = 0.50H_0 \text{-----} (4.2)$$

où

H_0 est la charge au dessus du déversoir (m).

$$H_0 = \left(\frac{Q_d}{m_0 B_d \sqrt{2g}} \right)^{\frac{2}{3}} \text{-----} (4.3)$$

**Calcul de la section de déversement (déversoir).**

On choisit un profil exponentiel de type **WES**

a. Calcul des paramètres et des coordonnées des points **A** et **B**.

$$K = 0.51 \text{-----} (4.4) \quad X_c = 0.220 H_0 \text{-----} (4.10)$$

$$N = 1.83 \text{-----} (4.5) \quad Y_c = 0.780 H_0 \text{-----} (4.11)$$

$$X_a = -0.124 H_0 \text{-----} (4.6) \quad R_1 = 0.460 H_0 \text{-----} (4.12)$$

$$Y_a = 0.017 H_0 \text{-----} (4.7) \quad R_2 = 0.199 H_0 \text{-----} (4.13)$$

$$X_b = -0.07 H_0 \text{-----} (4.8)$$

$$Y_b = 0.209 H_0 \text{-----} (4.9)$$

K et N: coefficients sans dimensions pour le calcul du profil du déversoir dépendant du coefficient de débit m_0 .

b. Tracé du quart du cercle situé en aval de la crête.

$$Y = 0.5H_0 \left(\frac{x}{H_0} \right)^{1.83} \text{-----} (4.14)$$

Partie II

Où :

x = Distance horizontale en m.

Y = Distance verticale en m. ($Y \geq P^*$)

P^* = Hauteur du parement inférieur.

c. Calcul du rayon de raccordement du déversoir avec le bassin de dissipation.

Pour $\frac{P^*}{H_0} \leq 19$ on utilise la formule (14).

$$R_{ac} = H_0 \left[1 + 0.25 \frac{P^*}{H_0} - 0.0004 \left(\frac{P^*}{H_0} \right)^{2.5} \right] \text{-----} (4.15)$$

Pour $\frac{P^*}{H_0} > 19$ on utilise la formule (15)

$$R_{ac} = H_0 \left[2.9 \left(\frac{P^*}{H_0} \right)^{0.128} \right] \text{-----} (4.16)$$

d. Calcul de la hauteur du parement en aval. P^*

$$P^* = \left(Y_1 + \frac{Q_d^2}{18.46 B_d^2 Y_1^2} \right) - H_0 \text{-----} (4.17)$$

$$Y_1 = \sqrt[3]{\frac{Q_d^2}{88.29 B_d^2}} \text{-----} (4.18)$$

Où :

Y_1 = Profondeur de l'eau au pied du déversoir (m).

Q_d = Débit du projet (m^3/s).

B_d = Longueur de la lame déversante (m).

H_0 = Charge d'eau sur le déversoir (m).

Y_c = la houteur qui calculer par laformule (4-14)

Dans le plan A -7 apparaît la section transversale du déversoir

e. Méthodologie pour dessiner le profil du seuil du déversoir.

- On suppose que l'axe des ordonnées "Y" est l'axe de la digue et que l'axe des abscisses "X" se trouve à la hauteur "P" du fond de l'évacuateur de crues.
- On place les points A, B, et C, dont les ordonnées ont été précédemment calculées (X_A, Y_A); (X_B, Y_B); (X_C, Y_C).
- On trace deux arcs, en donnant pour centre le point B, depuis C jusqu'à A et un autre en donnant pour centre le point B qui est l'intersection de la ligne qui passe par A et B avec l'axe "Y", depuis A jusqu'à 0.
- On détermine ensuite le profil aval du déversoir par la formule (VII.14) jusqu'à ce que la valeur de " P^* " coïncide avec l'ordonnée "Y". Le parement " P^* " est déterminé par la formule (VII.17).
- On trace dans l'intersection du profil de la dalle du fond du déversoir un arc de raccordement calculé par les formules (VII.15) et (VII.16). On doit chercher le point E avec un compas par itération.
- On trace le pente du parement supérieur depuis le point C jusqu'au fond avec la pente (3 :2).

Partie II

Ensuite, apparaissent trois tableaux pour la détermination des coordonnées des points **A**, **B** et **C**; le rayon de raccordement **Rrac** et les ordonnées **Xi** et **Yi** du profil du déversoir.

● **Calcul d'une section de déversement (déversoir) frontal de type WES (Creager modifié).**

Données initiales: $Q_d = 2400 \text{ m}^3/\text{s}$

$$H_0 = 6.5 \text{ m}$$

$$B_d = 70,00 \text{ m}$$

Il est nécessaire de garantir un coefficient de débit $m_0 = 0.49$.

a) Calcul de la hauteur du parement amont "**P**".

$$P = 0.50H_0 = 3.25 \text{ m, pour la sécurité, on prend } P \text{ } 3,5\text{m}$$

b) Calcul du profil du déversoir Type **WES**.

b- 1 Calcul des paramètres et des coordonnées des points en appliquant les formules (15 et 12).

Tableau (4- 1) coordonnées des points pour la charge déversant $h_d=6,5\text{m}$

Parametres	K	N	Xa	Ya	Xb	Yb	Xc	Yc	R ₁	R ₂
Valeur	0.51	1.83	-0.806	0.1105	-0.455	1.3585	1.43	5.07	2.99	1.294

Tableau (4- 2) Calcul du profil en aval du déversoir.

X(m)	0	1,5	3	4,5	6	7,5	9	10,5	12	13,5	15	16,5	17	17,5
Y(m)	0	0,03	0,12	0,26	0,43	0,65	0,91	1,20	1,54	1,90	2,31	2,75	2,90	3,06
p*	-	54541,97	4311,00	974,23	337,24	146,72	73,27	39,90	22,88	13,42	7,80	4,29	3,42	2,66

Ces résultats sont obtenus en appliquant la formule (13), on prend les valeurs de "**X**" pour obtenir les valeurs de "**Y**" jusqu'à ce que la valeur de "**Y**" obtenue soit égale ou supérieure à la hauteur du parement aval **P*** calculé.

d) Calcul de **P***; ce paramètre est déterminé par les formules (16) et (17).

$$Y_1 = 2.37 \text{ m, } Y = 3.06 \text{ (voir le tableau).}$$

$$P^* = 2.66 \text{ m.}$$

Si $P^* = 2.66 < Y = 3.06$ alors le calcul est bon

a) Calcul du rayon de raccordement

$$P^*/H_0 = 0.31 < 19 \quad \text{donc on utilise la formule 15} \quad R_{ac} = 7.16 \text{ m.}$$

Il est important de noter que la conception du déversoir a été faite avec un coefficient de débit $m = 0.49$ et que pour un autre type de profil de déversoir le coefficient de débit sera différent.

4-1-2 L'auge de réception

L'auge de réception 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 fluviale. Il est en général de section trapézoïdale, sa longueur est la longueur de déversoir

Partie II

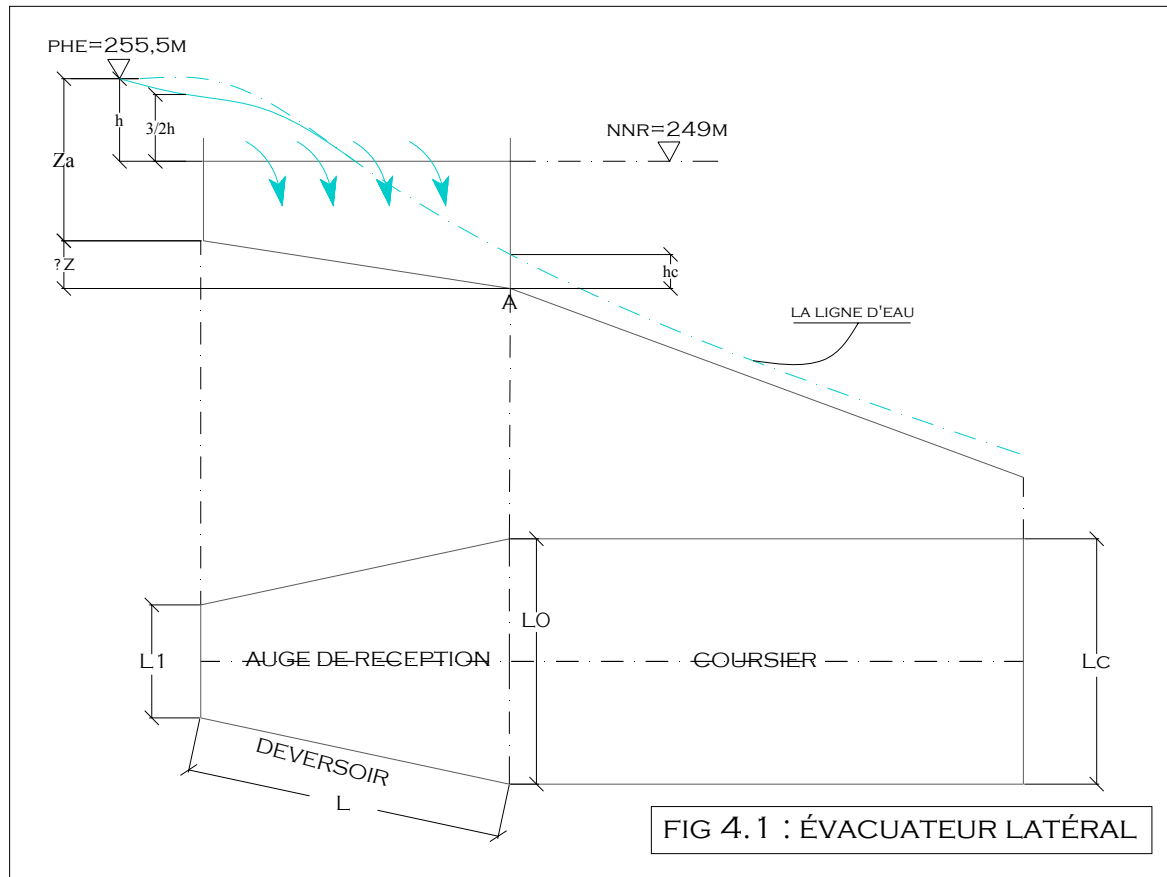


Fig (4_1) schéma explicative de fonctionnement d'un déversoir latéral

Tell que :

L : largeur de déversoir

$L0=Lc$ largeur de coursier

D'après l'abaque on a

$$\frac{L0}{Lc} = 1 \Rightarrow \frac{L1}{L0} = 0.75$$

$Lc=L0=23m \Rightarrow L1=17.25m$ en prend $L1=17.5m$

On détermine la profondeur critique y_c pour un canal de forme trapézoïdale :

$$Yc = K \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{B} \right)^2} \dots\dots\dots(4-18)$$

Avec:

Q: débit à évacuer ($Q=2400m^3/s$).

b: largeur du canal ($b=L1=17.5m$).

g : l'accélération de pesanteur ($g=9.81m^2/s$).

$K = 1 - \frac{\delta}{3} + 0.105\delta^2$ avec $\delta = m * hc(rec)/b$

$hc_{(rec)}=12.42m$

$\delta = \frac{0.66*12.42}{17.5} = 0.46$

$K=0.86$

$Yc_{(trap)}=0.86*12.42 \Rightarrow Yc_{(trap)}=10.80m$

Partie II

La pente critique se détermine par la formule de Manning pour ($h=h_{cr}$).

$$Q = K.S.R^{2/3}.I^{1/2} \dots\dots\dots (4-19)$$

Avec:

R: rayon hydraulique (en m) $R_h=6.17m$.

I: la pente en (m/m).

S: section mouillée $S=267m^2$.

K: coefficient de Manning-Strickler ($K=73$).

$$I=0.8\text{‰}.$$

Pour une section rectangulaire:

$$I_{cr} = \left(\frac{Q}{K.S.R^{2/3}}\right)^2 \dots\dots\dots (4-20)$$

$$I_{cr}=13\text{‰}.$$

($0.8\text{‰} \ll 13\text{‰} \Rightarrow I < I_{cr}$), donc le régime devient fluvial, et donc pas de formation de ressaut hydraulique.

- **Calcul de mur de chenal:**

A la section de contrôle la hauteur d'eau est égale à la hauteur critique.

$$y_1 = y_c = K \sqrt[3]{\frac{\alpha.Q^2}{g b'^2}} \dots\dots\dots (4-21)$$

Avec:

b' : la largeur du coursier ($b'=23m$).

α : le coefficient de Coriolis ($\alpha=1$).

$$y_1=9.42m.$$

La vitesse au niveau de la section de contrôle est :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{b'.y_1} \dots\dots\dots (4-22)$$

D'où: $V=11.07m/s$.

La revanche est calculée par l'expression suivante:

$$R = 0.6 + 0.05.V.(y_1)^{1/3} \dots\dots\dots (4-23)$$

$$R=1.77m.$$

D'où la hauteur du mure H du chenal est égal a:

$$H = H_c + R$$

$$H=11.18m.$$

On prend $H=11.2m$ en raison de sécurité.

4-2-3 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: $I=119\text{‰} > 0.52\text{‰} \Rightarrow$ 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 $y_1= 9.42 m$

Partie II

- Le long du coursier il devient inférieur à y_c et il atteint en fin de coursier une valeur que nous déterminons à partir de la méthode globale (intégration de l'équation de Bernoulli).
- La pente est égale à $I = 19\%$.
- Le module de débit est $K = \frac{Q}{\sqrt{I}} = 5 \cdot 5.10^3$
- 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 était uniforme.

Elle se déduit de l'équation de CHEZY :

$$Q_0 = S_0 C_0 \sqrt{R_0 I} \dots\dots\dots(4-24)$$

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 ($C_0 = (1/n) R_0^{1/6}$).....(4-25)

Avec:

n : coefficient de rugosité du béton ($n = 0.014$).

K_0 : le module de débit ($K_0 = \frac{Q}{\sqrt{I}} = S_0 C_0 \sqrt{R_0}$).....(4-26)

Le calcul se fait par itérations successives. On donne des valeurs pour h_0 , et on calcul K_0 jusqu'à attendre une valeur qui s'approche de $K = 5 \cdot 5.10^3$

Tous les résultats sont illustrés dans le tableau suivant:

Tableau (4- 3) Détermination de la hauteur normale

H_0 (m)	S_0 (m ²)	P_0 (m)	R_0 (m)	$R_0^{1/2}$	C_0	K_0
0.2	4.6	23.4	0.197	0.443	54.47	111.08
0.4	9.2	23.8	0.387	0.622	60.96	348.71
0.6	13.8	24.2	0.570	0.755	65.04	677.83
0.8	18.4	24.6	0.748	0.865	68.05	1082.95
1	23	25	0.920	0.959	70.44	1554.01
1.2	27.6	25.4	1.087	1.042	72.42	2083.66
1.4	32.2	25.8	1.248	1.117	74.12	2666.13
1.6	36.8	26.2	1.405	1.185	75.59	3296.71
1.8	41.4	26.6	1.556	1.248	76.89	3971.44
2	46	27	1.704	1.305	78.06	4686.94
2.2	50.6	27.4	1.847	1.359	79.12	5440.25
2.24	51.52	27.48	1.875	1.369	79.32	5595.22

Donc la hauteur normale est $h_0 = 2.65\text{m}$.

Les caractéristiques de cette profondeur sont:

Partie II

H_0 (m)	S_0 (m ²)	P_0 (m)	R_0 (m)	$R_0^{1/2}$	C_0	K_0
2.24	51.52	27.48	1.875	1.369	79.32	5595.22

Pour $y_1=y_c=9.42$ m, les caractéristiques sont:

H_c (m)	S_c (m ²)	P_c (m)	R_c (m)	$R_c^{1/2}$	C_c	K_c
9.42	216.66	41.84	5.17	2.27	93.92	55791.43

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:

$$H_{s1} = y_1 + \frac{V_1^2}{2g} \dots\dots\dots(4-27)$$

$$H_{s2} = y_2 + \frac{V_2^2}{2g} \dots\dots\dots(4-28)$$

On applique Bernoulli:

$$Z_1 + H_{s1} = Z_2 + H_{s2} + \sum j \Rightarrow \Delta Z + H_{s1} + \sum j = H_{s2} \dots\dots\dots(4-29)$$

On a: $L > 5\Delta H \Rightarrow \eta = 0.2 \Rightarrow \sum j = \eta \cdot \Delta H = 0.9$ m.

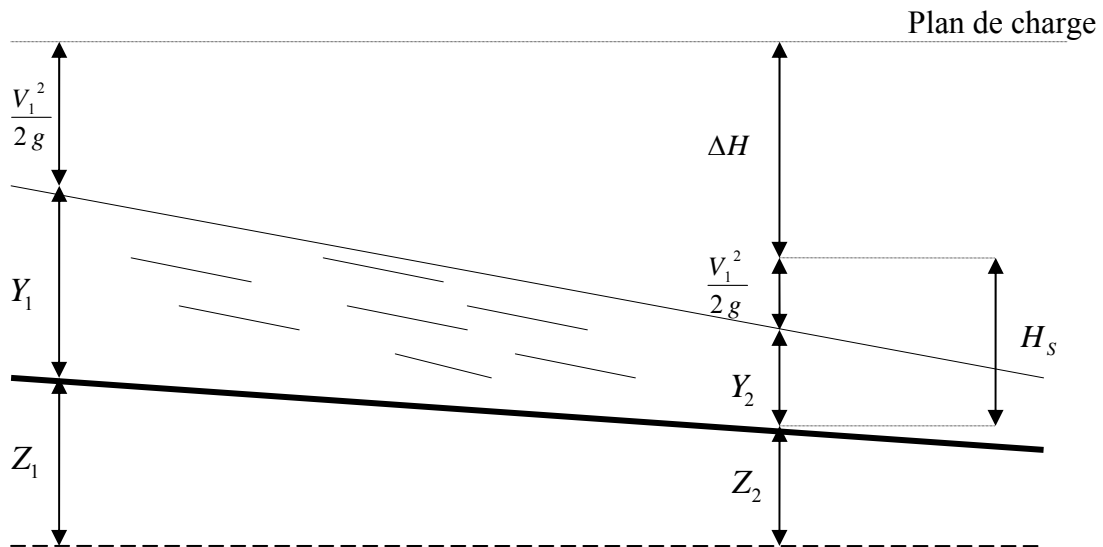


Fig (4_ 2) schéma explicative de la ligne d'eau

Le calcul ce fait à l'aide de logiciel canal 21:

Les données de départ sont:

- Largeur du canal $b=23$ m.
- Débit à évacuer: $Q=2400$ m³/s.
- La pente du coursier: $I=0.19$.
- La longueur du coursier: $L=311.55$ m.
- Coefficient de Strickler (73).

Partie II

Q (m ³ /s)	Strickler	I (m/m)	Y _n (m)	Y _c (m)	L bief (m)
2400	73	0.19	2.24	9.42	311.55

Les résultats de calculs sont illustrés dans le tableau VI-3:

Tableau (4- 4) Ligne d'eau à pas d'espace de 40m.

Section	Abscisse (m)	Pas (m)	Y (m)	Fr	Hs (m)	J (mm/m)
Amont	0	40	10.35	1.00055	15.531	1.990
1	40	40	5.68	2.46108	22.88	10.67
2	80	40	4.69	3.28012	29.92	18.67
3	120	40	4.14	3.95502	36.51	27.021
4	160	40	3.77	4.55131	42.81	35.758
5	200	40	3.5	5.08800	48.803	44.738
6	240	40	3.29	5.55748	54.516	53.955
7	280	40	3.13	6.01634	59.777	62.792
Aval	311	40	3.026	6.29790	63.865	70.636

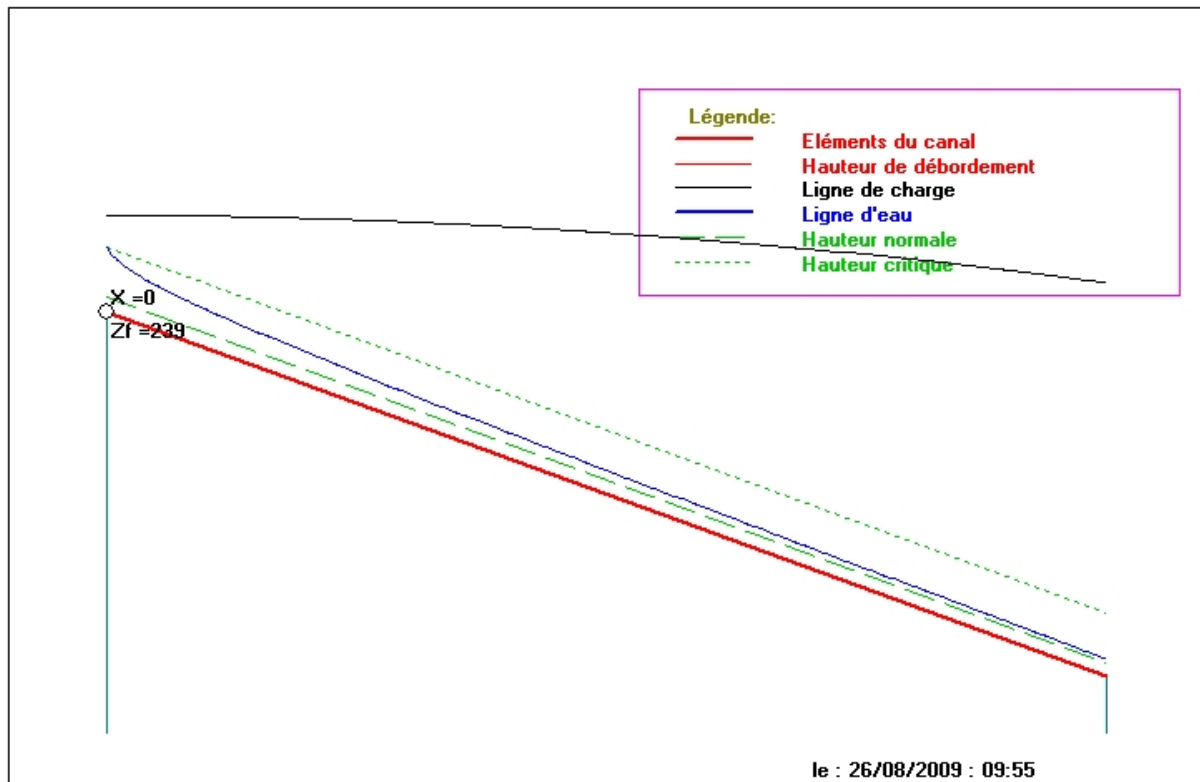


Fig (4_ 3) Linge d'eau dans le coursier.

D'après le tableau la valeur qu'on doit adopter est : $y_2=3.025\text{m}$.

La vitesse au fin coursier est:

Partie II

$$V = \frac{Q}{b \cdot y_2} = 32.10 \text{ m/s}$$

- **Les murs bajoyers:**

La hauteur des murs bajoyers se détermine comme suite:

$$H = y_2 + R$$

$$R = 0.6 + 0.05 \cdot V \cdot (y_2)^{1/3} = 2.9 \text{ m} \dots \dots \dots (4-30)$$

$$H = 5.94 \text{ m}$$

On adopte une valeur de $H = 6 \text{ m}$.

4-2-4 Aération de l'écoulement :

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 $v > v_{cr}$

V_{cr} est donnée par la formule de VOINITCH SYANOGENSKY.

$$\overline{V_{cr}} = 6,63 \cdot \sqrt{g \cdot R \cdot \cos \theta} \cdot \sqrt{1 + \frac{0,0011}{R^2}} \cdot \left(1 + \frac{8,71n}{R^{1/6}}\right)^{-1} \dots \dots \dots (4-31)$$

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

Partie II

Tableau (4- 5) Vitesse critique d'aération à pas de 40m.

Section	Abscisse	Y	V	R	V _{cr}	observation
Amont	0	10.35	10.082	5.447	44.192	non
1	40	5.68	15.371	3.802	36.731	non
2	80	4.69	29.249	3.331	34.315	non
3	120	4.14	22.205	3.044	32.758	non
4	160	3.77	25.678	2.839	31.603	non
5	200	3.5	27.814	2.683	30.696	non
6	240	3.29	28.717	2.558	29.950	non
7	280	4	30.087	2.968	32.332	non
Aval	311	3.026	31.484	2.396	31.954	non

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.

2-4-5 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 $F_r^2 = \frac{V^2}{g.h}$,
h : profondeur d'eau minimale dans le coursier

$$b/h = 7.60, \quad \text{et} \quad Fr_2 = 39$$

Les conditions suscitées sont 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 affouillements à l'aval ainsi que les déferlements de vagues sur les murs bajoyers.

4-2-6 Dissipateur d'énergie :

L'énergie obtenue à la fin du coursier et qui est due à la grande vitesse de l'écoulement doit être dissipée en aval afin de protéger les berges et même le corps du barrage contre l'érosion régressive qui peut apparaître.

Le principe de la dissipation d'énergie du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement et donc par un changement du régime d'écoulement du torrentiel au fluvial. Pour la dissipation de l'énergie on a opté pour un bassin de dissipation à ressaut, dont la forme et le type dépendent de l'énergie de l'écoulement torrentiel.

Partie II

Les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Réclamation » montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude et on a :

1 $\leq FR \leq 1.7$ Ressaut ondulé.

1.7 $\leq FR \leq 2.5$ Ressaut faible de petites apparitions en surface.

2.5 $\leq FR \leq 4.5$ Ressaut oscillant.

4.5 $\leq FR \leq 9$ Ressaut stable (Stationnaire).

$FR \geq 9$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Pour notre cas :

4.5 $\leq FR \leq 9$ et la vitesse à la sortie de coursier est supérieure de 15m/s

Donc on doit projeter un bassin de dissipation « type III ».]

Dimensionnement du bassin :

De l'abaque de l'annexe [I] On a :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2}(\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1) = 8.5$$

$$Y_2 = Y_1 * 8.5 = 3.026 * 8.5 = 25.72m \Rightarrow Y_2 = 25.72m$$

Longueur du bassin :

De l'abaque de l'Annexe [I] on a :

$$\frac{L}{Y_2} = 2.5 \text{ Donc : } L_{\text{bas}} = 25.72 \times 2.5 = 64.4 \text{ m.}$$

On prend $L_{\text{Bassin}} = 64.4m$

Dimensionnement des blocs d'amortissement :

D'après l'abaque

$$\frac{h_3}{h_1} = 1.7 \Rightarrow h_3 = 5.14m$$

$$\frac{h_4}{h_1} = 1.3 \Rightarrow h_4 = 4.0m$$

La hauteur des blocs de chicane : $h_3 = 5.14m$.

La largeur des blocs de chicane : $b_3 = 0.75 h_3 = 3.85m$.

Espacement entre deux blocs de chicane : $e_3 = 0.75 h_3 = 3.85m$.

La hauteur de seuil terminal : $h_4 = 4m$.

L'épaisseurs des blocs de chicane $e_3 = 0.2 h_3 = 1m$

Dimensionnement des blocs Chute :

La hauteur des blocs de chutes : $h_1 = Y_1 = 3.026m$.

La largeur des blocs de chutes : $b_1 = Y_1 = 3.026m$.

Espacement entre deux blocs de chutes : $e_1 = y_1 = 3.026m$.

4-2-7 Canal de fuite :

Le canal de fuite fait suite au bassin de dissipation, il sert essentiellement à conduire l'eau vers l'oued.

Le canal de fuite projeté est de section trapézoïdale de largeur $b=23m$, d'une longueur $L = 23m$ et de pente $I_{cf} = 0,1\%$.

La profondeur critique :

Partie II

Le calcul de la profondeur critique dans le canale est effectué à l'aide d'un logiciel appelé « CANAL 21 ».

$$h_{cr} = 10.3\text{m}$$

➤ Profondeur normale dans le canal :

Le calcul de la profondeur critique dans le canale est effectué à l'aide d'un logiciel appelé « CANALP ».

$$h_n = 13.5\text{m}$$

➤ La vitesse dans le canal :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m.h_n^2 + b.h_n} \quad \text{D'où :} \quad V = 4.97\text{m/s}$$

Donc la vitesse de canal est supérieure $V_{ade} = (1.8\text{à}2.2)\text{m/s}$

CHAPITRE N° V

EVACUATEUR DE
CRUES LATERAL
A ENTONNMENT
FRONTAL

Evacuateur de crue latéral entonnement frontale

La submersion d'un barrage en terre au passage d'une forte crue est toujours un phénomène particulièrement dangereux.

Un barrage s'il retient l'écoulement, doit aussi conserver la faculté d'évacuer les crues exceptionnels, mais il faut que cette évacuation ait lieu sans que la lame d'eau ne le submerge.

On prévoit alors un organe d'évacuation à fonctionnement automatique appelé évacuateur de crue.

Dimensionnement de l'évacuateur de crue:

L'évacuateur de crues est constitué des éléments suivants :

- Un canal d'approche.
- Un déversoir.
- Un chenal.
- Un convergent.
- Un coursier.
- Un bassin de dissipation.
- Un canal de restitution.

5- 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 ($P=0.5 \cdot H=3\text{m}$).

H: la charge d'eau sur le déversoir $h=6.5\text{m}$.

$$H + P = 9.5\text{m}$$

Vitesse d'approche:

La vitesse est donnée par la relation suivante:

$$V = \frac{Q}{(P + H)b}$$

b: largeur du déversoir ($b=70\text{m}$).

Q: débit évacué ($Q=2400 \text{ m}^3/\text{s}$).

On trouve: $V=3.6\text{m/s}$.

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.

- **Hauteur du mur du canal d'approche:**

La revanche du canal est calculée d'après la formule suivante:

$$R_e = 0.6 + 0.05V(H)^{1/3} \dots\dots\dots(VI-1)$$

$$R_e = 1,00\text{m.}$$

D'où la hauteur de mur est:

$$H_m = H + P + R_e \dots\dots\dots(VI-2)$$

$$H_m = 10,5\text{m.}$$

- **Longueur du canal d'approche:**

La longueur du canal d'approche est déterminée d'après la topographie, elle est égale à 21m

5-2 Le déversoir :

Le seuil normal est un déversoir dont la crête et la partie aval sont profilées de manière à épouser la forme de la lame déversante. Les indications de la figure suivante permettent de déterminer le profil normal d'un déversoir à parement amont vertical.

Il existe plusieurs profil du seuil déversant tel que WES et CREAGER, nous prendrons le premier type, 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.

On présente ci-dessous le dessin d'un déversoir de profil de type WES (pratique) avec parement supérieur incliné (3:2) qui va garantir un coefficient de débit $m_0 = 0.49$.

Calcul de la hauteur du déversoir:

$$P = 0.50H_0 \text{-----} (VII.2)$$

où

H_0 est la charge au dessus du déversoir (m).

$$H_0 = \left(\frac{Q_d}{m_0 B_d \sqrt{2g}} \right)^{\frac{2}{3}} \text{-----} (VII.3)$$

- **Calcul de la section de déversement (déversoir).**

Partie II

On choisit un profil exponentiel de type **WES**

a. Calcul des paramètres et des coordonnées des points **A** et **B**.

$$K = 0.51 \text{-----}(\text{VII.4})$$

$$X_c = 0.220 H_0 \text{-----}(\text{VII.10})$$

$$N = 1.83 \text{-----}(\text{VII.5})$$

$$Y_c = 0.780 H_0 \text{-----}(\text{VII.11})$$

$$X_a = -0.124 H_0 \text{-----}(\text{VII.6})$$

$$R_1 = 0.460 H_0 \text{-----}(\text{VII.12})$$

$$Y_a = 0.017 H_0 \text{-----}(\text{VII.7})$$

$$R_2 = 0.199 H_0 \text{-----}(\text{VII.13})$$

$$X_b = -0.07 H_0 \text{-----}(\text{VII.8})$$

$$Y_b = 0.209 H_0 \text{-----}(\text{VII.9})$$

K et N: coefficients sans dimensions pour le calcul du profil du déversoir dépendant du coefficient de débit m_0 .

b. Tracé du quart du cercle situé en aval de la crête.

$$Y = 0.5 H_0 \left(\frac{x}{H_0} \right)^{1.83} \text{-----} (\text{VII.14})$$

Où :

x = Distance horizontale en m.

Y = Distance verticale en m. ($Y \geq P^*$)

P^* = Hauteur du parement inférieur.

c. Calcul du rayon de raccordement du déversoir avec le bassin de dissipation.

Pour $\frac{P^*}{H_0} \leq 19$ on utilise la formule (14).

$$R_{ac} = H_0 \left[1 + 0.25 \frac{P^*}{H_0} - 0.0004 \left(\frac{P^*}{H_0} \right)^{2.5} \right] \text{-----} (\text{VII.15})$$

Pour $\frac{P^*}{H_0} > 19$ on utilise la formule (15)

$$R_{ac} = H_0 \left[2.9 \left(\frac{P^*}{H_0} \right)^{0.128} \right] \text{-----} (\text{VII.16})$$

d. Calcul de la hauteur du parement en aval. P^*

$$P^* = \left(Y_1 + \frac{Q_d^2}{18.46 B_d^2 Y_c^2} \right) - H_0 \text{-----} (\text{VII.17})$$

$$Y_1 = \sqrt[3]{\frac{Q_d^2}{88.29B_d^2}} \text{-----} \quad \text{(VII.18)}$$

Où : Y_1 = Profondeur de l'eau au pied du déversoir (m).

Q_d = Débit du projet (m³/s).

B_d = Longueur de la lame déversante (m).

H_0 = Charge d'eau sur le déversoir (m).

Y_c = la hauteur qui calculer par la formule 14

Dans le plan A -7 apparaît la section transversale du déversoir

e. Méthodologie pour dessiner le profil du seuil du déversoir.

- On suppose que l'axe des ordonnées "Y" est l'axe de la digue et que l'axe des abscisses "X" se trouve à la hauteur "P" du fond de l'évacuateur de crues.
- On place les points **A**, **B**, et **C**, dont les ordonnées ont été précédemment calculées (X_A, Y_A) ; (X_B, Y_B) ; (X_C, Y_C) .
- On trace deux arcs, en donnant pour centre le point **B**, depuis **C** jusqu'à **A** et un autre en donnant pour centre le point **B** qui est l'intersection de la ligne qui passe par **A** et **B** avec l'axe "Y", depuis **A** jusqu'à **0**.
- On détermine ensuite le profil aval du déversoir par la formule (VII.14) jusqu'à ce que la valeur de "P*" coïncide avec l'ordonnée "Y". Le parement "P*" est déterminé par la formule (VII.17).
- On trace dans l'intersection du profil de la dalle du fond du déversoir un arc de raccordement calculé par les formules (VII.15) et (VII.16). On doit chercher le point **E** avec un compas par itération.
- On trace le pente du parement supérieur depuis le point **C** jusqu'au fond avec la pente (3 :2).

Ensuite, apparaissent trois tableaux pour la détermination des coordonnées des points **A**, **B** et **C**; le rayon de raccordement **Rrac** et les ordonnées **Xi** et **Yi** du profil du déversoir.

Partie II

● **Calcul d'une section de déversement (déversoir) frontal de type WES (Creager modifié).**

Données initiales: $Q_d = 2400 \text{ m}^3/\text{s}$

$$H_0 = 6.5 \text{ m}$$

$$B_d = 70,00 \text{ m}$$

Il est nécessaire de garantir un coefficient de débit $m_0 = 0.49$.

a) Calcul de la hauteur du parement amont "**P**".

$$P = 0.50H_0 = 3.25 \text{ m, pour la sécurité, on prend } P \text{ } 3,5\text{m}$$

b) Calcul du profil du déversoir Type **WES**.

b- 1 Calcul des paramètres et des coordonnées des points en appliquant les formules (15 et 12).

Parametres	K	N	Xa	Ya	Xb	Yb	Xc	Yc	R ₁	R ₂
Valeur	0.51	1.83	-0.806	0.1105	-0.455	1.3585	1.43	5.07	2.99	1.294

Tableau (5- 1) Calcul du profil en aval du déversoir.

X(m)	0	1,5	3	4,5	6	7,5	9	10,5	12	13,5	15	16,5	17	17,5
Y(m)	0	0,03	0,12	0,26	0,43	0,65	0,91	1,20	1,54	1,90	2,31	2,75	2,90	3,06
p*	-	54541,97	4311,00	974,23	337,24	146,72	73,27	39,90	22,88	13,42	7,80	4,29	3,42	2,66

Ces résultats sont obtenus en appliquant la formule (13), on prend les valeurs de "**X**" pour obtenir les valeurs de "**Y**" jusqu'à ce que la valeur de "**Y**" obtenue soit égale ou supérieure à la hauteur du parement aval **P*** calculé.

d) Calcul de **P***; ce paramètre est déterminé par les formules (16) et (17).

$$Y_1 = 2.37 \text{ m, } Y = 3.06 \text{ (voir le tableau).}$$

$$P^* = 2.66 \text{ m.}$$

Si $P^* = 2.66 < Y = 3.06$ alors le calcul est bon

a) Calcul du rayon de raccordement

$$P^*/H_0 = 0.31 < 19 \text{ donc on utilise la formule 15}$$

$$\text{Rac} = 7.16 \text{ m.}$$

Il est important de noter que la conception du déversoir a été faite avec un coefficient de débit $m = 0.49$ et que pour un autre type de profil de déversoir le coefficient de débit sera différent.

Partie II

5-3 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 rarement importante car il sert uniquement à contourner le sommet du barrage avant d'aboutir au coursier.

La longueur du chenal est déterminée en fonction de la topographie ici elle n'est pas importante elle est égale à 10m. On détermine la profondeur critique y_c pour un canal de forme rectangulaire:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{b} \right)^2} \dots\dots\dots (VI-4)$$

Avec:

Q: débit à évacuer ($Q=2400\text{m}^3/\text{s}$).

b: largeur du canal ($b=70\text{m}$).

g: l'accélération de pesanteur ($g=9.81\text{m}^2/\text{s}$).

$$y_c = 5.0\text{m}.$$

La profondeur d'eau dans le chenal est $H_c = 1.5y_c = 7.5\text{m}$.

La pente critique se détermine par la formule de Manning pour ($h=h_{cr}$).

$$Q = K.S.R^{2/3}.I^{1/2} \dots\dots\dots (VI-5)$$

Avec:

R: rayon hydraulique (en m) $R_h = 6.17\text{m}$.

I: la pente en (m/m).

S: section mouillée $S=525\text{m}^2$.

K: coefficient de Manning-Strickler ($K=73$).

$$I = 0.8\text{‰}.$$

Pour une section rectangulaire:

$$I_{cr} = \left[\frac{Q.(b + y_c)^{2/3}}{K.(b.y_c)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots (VI-6)$$

$$I_{cr} = 0.11\text{‰}.$$

($0.8\text{‰} < 0.11\text{‰} \Rightarrow I < I_{cr}$), donc le régime devient fluvial, et donc pas de formation de ressaut hydraulique.

- Calcul de mur de chenal:**

À la section de contrôle la hauteur d'eau est égale à la hauteur critique.

Partie II

$$y_1 = y_c = \sqrt[3]{\frac{\alpha \cdot Q^2}{g b'^2}} \dots\dots\dots (VI-7)$$

Avec:

b': la largeur du coursier (b'=20m).

α : le coefficient de Coriolis ($\alpha = 1$).

$$y_1 = 11.5 \text{ m.}$$

La vitesse au niveau de la section de contrôle est :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{b' \cdot y_1} \dots\dots\dots (VI-8)$$

D'où: $V = 10.43 \text{ m/s}$.

La revanche est calculée par l'expression suivante:

$$R = 0.6 + 0.05 \cdot V \cdot (y_1)^{1/3} \dots\dots\dots (VI-9)$$

$$R = 1.77 \text{ m.}$$

D'où la hauteur du mure H du chenal est égal a:

$$H = H_c + R$$

$$H = 13.27 \text{ m.}$$

On prend $H = 13.3 \text{ m}$ en raison de sécurité.

5-4 Le convergent:

A l'extrémité du chenal la ou s'amorce le coursier on projette un convergent pour marquer le passage en régime torrentiel.

La longueur du convergent est déterminée par la formule suivante :

$$L = 2,5 \cdot (L_1 - L_2) \dots\dots\dots (VI-10)$$

Où:

L_1 : est la largeur au plafond du bief amont $L_1 = b_1 = 70 \text{ m}$.

L_2 : est la largeur au plafond de la section de contrôle $L_2 = b_2 = 23 \text{ m}$.

$$L = 125 \text{ m}$$

5-5 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: $I = 15\% > 0.52\% \Rightarrow$ 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 $y_1 = 11.5 \text{ m}$

Partie II

- Le long du coursier il devient inférieur à y_c et il atteint en fin de coursier une valeur que nous déterminons à partir de la méthode globale (intégration de l'équation de Bernoulli).
- La pente est égale à $I = 0.15$.
- Le module de débit est $K = \frac{Q}{\sqrt{I}} = 6,19.10^3$
- 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 était uniforme.

Elle se déduit de l'équation de CHEZY :

$$Q_0 = S_0 C_0 \sqrt{R_0 I} \dots\dots\dots (VI-11)$$

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 ($C_0 = (1/n) R_0^{1/6}$).....(VI-12)

Avec:

n : coefficient de rugosité du béton ($n = 0.014$).

K_0 : le module de débit ($K_0 = \frac{Q}{\sqrt{I}} = S_0 C_0 \sqrt{R_0}$).....(VI-13)

Le calcul se fait par itérations successives. On donne des valeurs pour h_0 , et on calcule K_0 jusqu'à attendre une valeur qui s'approche de $K = 6,19.10^3$

Tous les résultats sont illustrés dans le tableau suivant:

Tableau (5- 2) Détermination de la hauteur normale

H_0 (m)	S_0 (m ²)	P_0 (m)	R_0 (m)	$R_0^{1/2}$	C_0	K_0
0.2	4	20.4	0.20	0.44	54.44	96.43

Partie II

0.4	8	20.8	0.38	0.62	60.91	302.21
0.6	12	21.2	0.57	0.75	64.97	586.52
0.8	16	21.6	0.74	0.86	67.94	935.63
1	20	22	0.91	0.95	70.30	1 340.62
1.2	24	22.4	1.07	1.04	72.25	1 794.98
1.4	28	22.8	1.23	1.11	73.92	2 293.57
1.6	32	23.2	1.38	1.17	75.36	2 832.24
1.8	36	23.6	1.53	1.24	76.64	3 407.49
2	40	24	1.67	1.29	77.78	4 016.35
2.2	44	24.4	1.80	1.34	78.80	4 656.22
2.4	48	24.8	1.94	1.39	79.74	5 324.84
2.6	52	25.2	2.06	1.44	80.59	6 020.19
2.65	53	25.3	2.09	1.45	80.80	6 198.00

Donc la hauteur normale est $h_0=2.65\text{m}$.

Les caractéristiques de cette profondeur sont:

H_0 (m)	S_0 (m ²)	P_0 (m)	R_0 (m)	$R_0^{1/2}$	C_0	K_0
2.65	53	25.3	2.09	1.45	80.80	6198.00

Pour $y_1=y_c=1.035\text{m}$, les caractéristiques sont:

H_c (m)	S_c (m ²)	P_c (m)	R_c (m)	$R_c^{1/2}$	C_c	K_c
10.354	238	43.708	5.44	2.33	94.72	52526.00

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:

$$H_{s1} = y_1 + \frac{V_1^2}{2g} \dots\dots\dots(\text{VI-14})$$

$$H_{s2} = y_2 + \frac{V_2^2}{2g} \dots\dots\dots(\text{VI-15})$$

On applique Bernoulli:

$$Z_1 + H_{s1} = Z_2 + H_{s2} + \sum j \Rightarrow \Delta Z + H_{s1} + \sum j = H_{s2} \dots\dots\dots(\text{VI-16})$$

$$\text{On a: } L > 5\Delta H \Rightarrow \eta = 0.2 \Rightarrow \sum j = \eta \cdot \Delta H = 0.9\text{m}.$$

Partie II

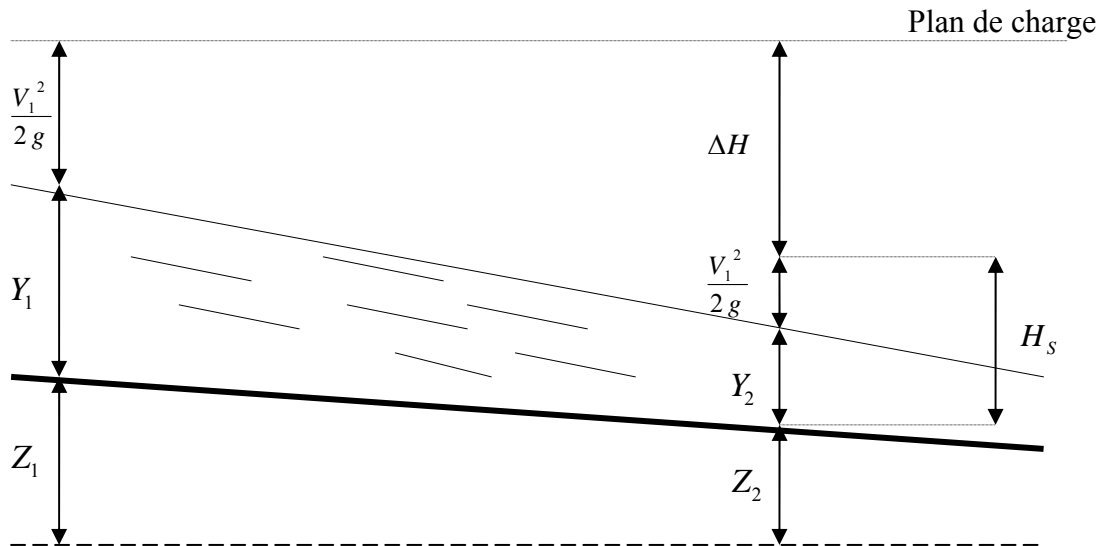


Fig (5- 1) schéma explicative du linge d'eau.

Le calcul ce fait à l'aide de logiciel canal 21:

Les données de départ sont:

- Largeur du canal $b=23\text{m}$.
- Débit à évacuer: $Q=2400\text{m}^3/\text{s}$.
- La pente du coursier: $I=0.119$.
- La longueur du coursier: $L=185\text{m}$.
- Coefficient de Strickler (73).

Q (m3/s)	Strickler	I (m/m)	$Y_n(\text{m})$	$Y_c(\text{m})$	L bief (m)
2400	73	0.119	2.65	10.354	185

Les résultats de calculs sont illustrés dans le tableau (5-3):

Tableau (5- 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	20	10.35	1.00055	14.531	1.990
1	20	20	7.23	1.71373	17.847	5.358

Partie II

2	40	20	6.36	2.07713	20.000	7.710
3	60	20	5.80	2.38510	22.297	10.047
4	80	20	5.40	2.65496	24.432	12.357
5	100	20	5.08	2.90973	26.585	14.767
6	120	20	4.83	3.13854	28.619	17.122
7	140	20	4.62	3.35495	30.621	19.517
8	160	20	4.40	3.56102	32.592	21.950
9	180	20	4.28	3.96256	34.576	24.475
Aval	185	5	4.25	4.55930	35.110	25.168

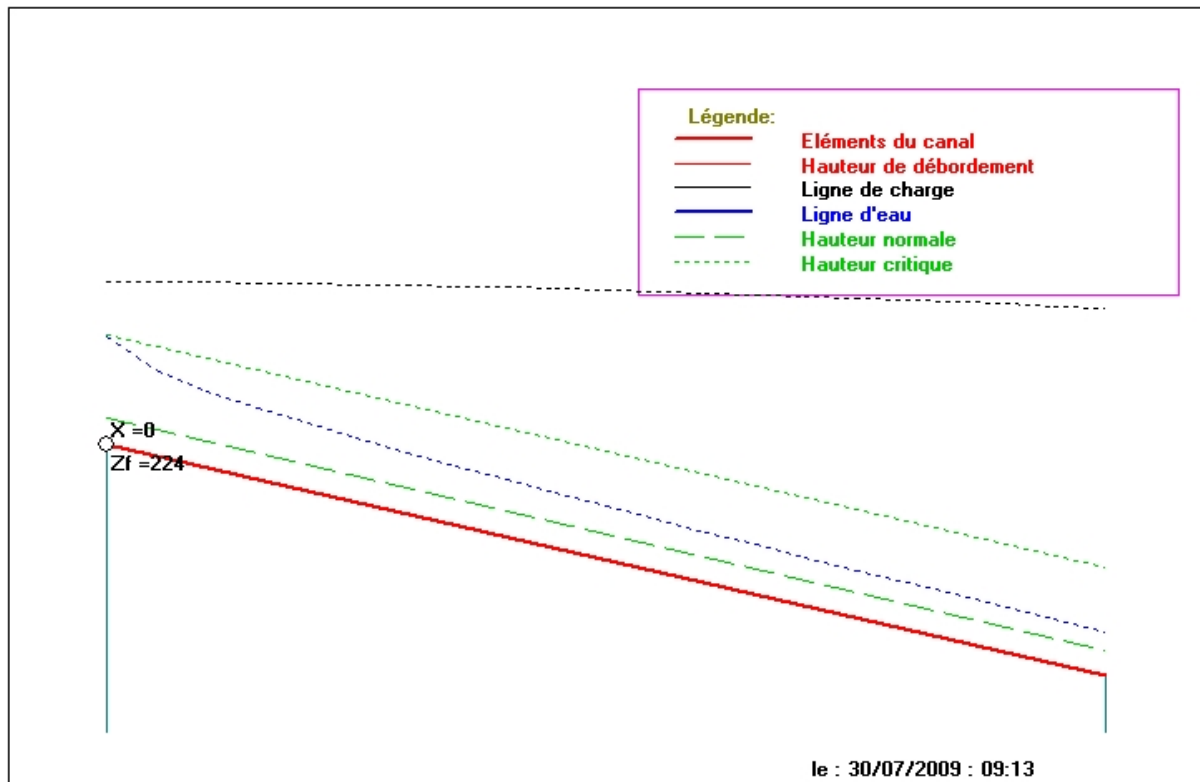


Fig (5- 2) Linge d'eau dans le coursier.

D'après le tableau la valeur qu'on doit adopter est : $y_2=4.25\text{m}$.

La vitesse au fin coursier est:

$$V = \frac{Q}{b \cdot y_2} = 24.55 \text{ m/s}$$

- Les murs bajoyers:

Partie II

La hauteur des murs bajoyers se détermine comme suite:

$$H=y_2+R$$

$$R = 0.6 + 0.05.V.(y_2)^{1/3}=2.6m.....(VI-18)$$

$$H=6.85m.$$

On adopte une valeur de $H=7m$.

5-5-1 Aération de l'écoulement :

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 $v > v_{cr}$

V_{cr} est donnée par la formule de VOINITCH SYANOGENSKY.

$$\overline{V}_{cr} = 6,63 \cdot \sqrt{g \cdot R \cdot \cos \theta} \cdot \sqrt{1 + \frac{0,0011}{R^2}} \cdot \left(1 + \frac{8,71n}{R^{1/6}}\right)^{-1}(VI19)$$

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 (5- 4) Vitesse critique d'aération à pas de 20m.

Section	Abscisse(m)	Y(m)	V(m/s)	R(m)	$V_{cr}(m/s)$	observation
Amont	0	10.35	10.082	5.447	44.192	non
1	20	7.23	14.433	4.439	39.778	non
2	40	6.36	16.407	4.095	38.161	non
3	60	5.8	17.991	3.855	36.995	non

Partie II						
4	80	5.4	19.324	3.675	36.091	non
5	100	5.08	20.541	3.524	35.320	non
6	120	4.83	21.604	3.401	34.684	non
7	140	4.62	22.586	3.296	34.126	non
8	160	4.4	23.715	3.182	33.516	non
9	180	4.28	24.380	3.119	33.171	non
Aval	185	4.25	24.552	3.103	33.083	non

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.

5-5-2 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

$$F_r^2 = \frac{V^2}{g \cdot h}$$

h : profondeur d'eau minimale dans le coursier

$$b/h = 7.66, \quad \text{et} \quad Fr_2 = 20.70$$

Les conditions suscitées sont 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 affouillements à l'aval ainsi que les déferlements de vagues sur les murs bajoyers.

5-6 Dissipateur d'énergie :

L'énergie obtenue à la fin du coursier et qui est due à la grande vitesse de l'écoulement doit être dissipée en aval afin de protéger les berges et même le corps du barrage contre l'érosion régressive qui peut apparaître.

Le principe de la dissipation d'énergie du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement et donc par un changement du régime d'écoulement du torrentiel au fluvial. Pour la dissipation de l'énergie on a opté pour un bassin de dissipation à ressaut, dont la forme et le type dépendent de l'énergie de l'écoulement torrentiel.

Les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Réclamation » montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude et on a :

Partie II

1 $\leq FR \leq 1.7$ Ressaut ondulé.

1.7 $\leq FR \leq 2.5$ Ressaut faible de petites apparitions en surface.

2.5 $\leq FR \leq 4.5$ Ressaut oscillant.

4.5 $\leq FR \leq 9$ Ressaut stable (Stationnaire).

$FR \geq 9$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Pour notre cas :

4.5 $\leq FR = 4.55 \leq 9$ et la vitesse a la sortie de coursier est supérieure de 15m/s

Donc on doit projeter un bassin de dissipation « type III ».]

Dimensionnement du bassin :

De l'abaque de l'annexe [I] On a :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2}(\sqrt{1 + 8FR^2} - 1) \quad \frac{Y_2}{Y_1} = 5.5$$

$$Y_2 = Y_1 * 5.5 = 4.254 * 5.5 = 23.37m \Rightarrow Y_2 = 23.37 m$$

Longueur du bassin :

De l'abaque de l'Annexe [I] on a :

$$\frac{L}{Y_2} = 2.2 \quad \text{Donc : } L_{\text{bas}} = 23.37 \times 2.2 = 51.41m.$$

On prend $L_{\text{Bassin}} = 52m$

Dimensionnement des blocs d'amortissement :

D'après l'abaque

$$\frac{h_3}{h_1} = 1.35 \Rightarrow h_3 = 4.05m$$

$$\frac{h_4}{h_1} = 1.25 \Rightarrow h_4 = 3.75m$$

La hauteur des blocs de chicane : $h_3 = 4.05m$.

La largeur des blocs de chicane : $l_3 = 0.75 h_3 = 3.0375m$.

Espacement entre deux blocs de chicane : $e_3 = 0.75 h_3 = 3.0375m$.

La hauteur de seuil terminal : $h_4 = 3.75m$.

L'épaisseurs des plocs de chicane $e_3 = 0.2 h_3 = 0.81m$

Dimensionnement des blocs Chute :

La hauteur des blocs de chutes : $h_1 = Y_1 = 3.00m$.

La largeur des blocs de chutes : $l_1 = Y_1 = 3.00m$.

Espacement entre deux blocs de chutes : $e_1 = y_1 = 3.00m$.

5-7 Canal de fuite :

Le canal de fuite fait suite au bassin de dissipation, il sert essentiellement à conduire l'eau vers l'oued.

Le canal de fuite projeté est de section trapézoïdale de largeur $b=23\text{m}$, d'une longueur $L = 23\text{m}$ et de pente $I_{cf} = 0,1\%$.

La profondeur critique :

Le calcul de la profondeur critique dans le canale est effectué à l'aide d'un logiciel appelé « CANAL 21 ».

$$h_{cr} = 10.3\text{m}$$

➤ Profondeur normale dans le canal :

Le calcul de la profondeur critique dans le canale est effectué à l'aide d'un logiciel appelé « CANALP ».

$$h_n = 13.5\text{m}$$

➤ La vitesse dans le canal :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m.h_n^2 + b.h_n} \quad \text{D'où :} \quad V = 4.97\text{m/s}$$

Donc la vitesse de canal est supérieure $V_{ade} = (1.8\text{à}2.2)\text{m/s}$

CHOITRE N° VI

ETUDE DE STABILITE
ET GENE CIVIL

Partie II

Introduction :

L'étude de stabilité est fondamentalement essentielle dans la mesure où elle doit aboutir, pour l'essentiel à la définition de la géométrie des ouvrages. Cette étude peut définir la stabilité au glissement et au renversement, ces derniers se produisent de manière très variées, ils affectent tous les ouvrages, a ils peuvent se produire à tous les moments.

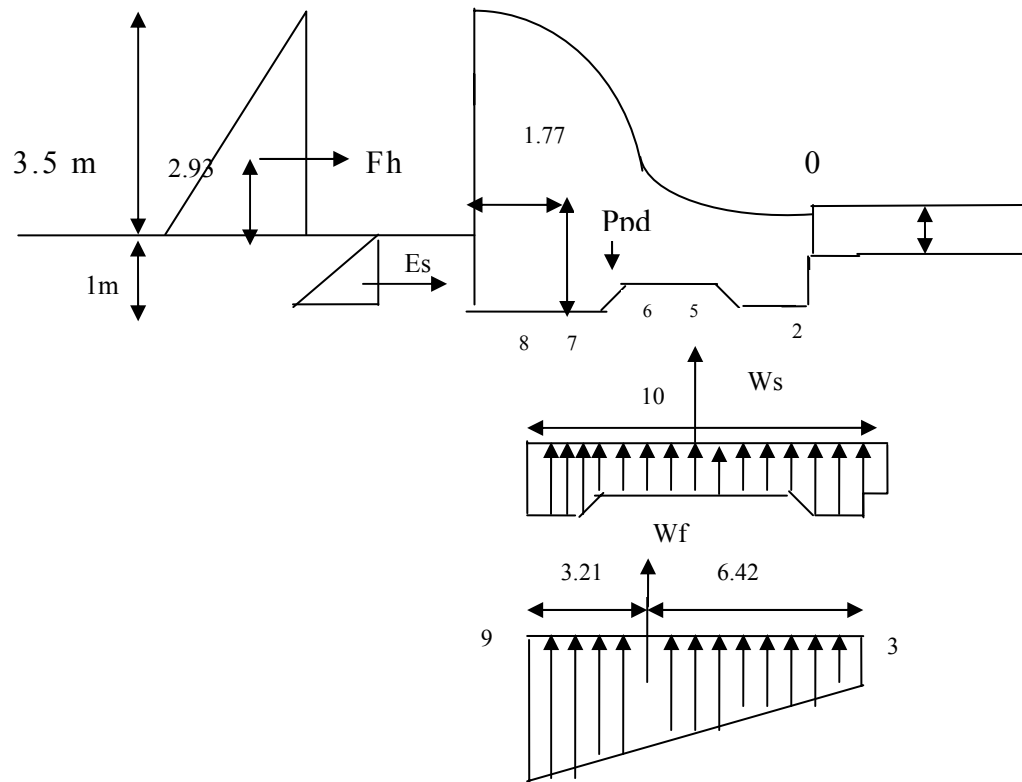


Fig (6- 1) force agissant sur déversoir

6-1 Les forces agissant sur déversoir:**6-1-1 Poids propre de déversoir :**

$$P_{pd} = \delta_b \cdot S_b \cdot \ell_s$$

Où :

δ_b : poids volumique du béton $\delta_b = 2,4 \text{ T/m}^3$.

S_b : section du déversoir $S_b = 48.75 \text{ m}^2$.

$$P_{pd} = 117 \text{ TF.}$$

6-1-2 Force de poussée hydrostatique amont Fh :

$$F_h = \delta_w \cdot h_c \cdot w = \frac{1}{2} \delta_w h^2 = \frac{1}{2} \delta_w p^2$$

P : hauteur de la pelle

δ_w : Poids volumique d'eau 1 T/m^3

$$F_h = 6,125 \text{ TF.}$$

Partie II

6-1-3 Force de poussé du sol amont E_s :

$$E_s = \delta_{ss} \cdot \frac{hs^2}{2} \cdot \tan\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \cdot \ell_s$$

δ_{ss} : poids volumique du sol saturé $\delta_{ss} = 2,04 \text{ T/m}^3$.

h_s : hauteur du sol exerçant la poussé $h_s = 3\text{m}$.

φ : angle de frottement interne du sol $\varphi = 30^\circ$.

$E_s = 5.3 \text{ TF}$

6-1-4 Force de sous pression W_T :

$$W_T = W_s + W_F$$

Où :

W_F : sous pression hydrodynamique.

W_s : sous pression hydrostatique.

Pour calculer les sous pressions on trace d'abord les épures des sous pressions. Pour ce faire on utilise la méthode de Bligh qui considère que la charge d'eau à l'amont est répartie uniformément sur le long du contour souterrain.

Afin d'éviter les déformations d'infiltration on doit vérifier l'inégalité de Bligh : $\ell_R > L_{cd}$.

Où :

L_R : Longueur réelle du contour souterrain $L_R = 15 \text{ m}$.

L_{CD} : longueur déployée $L_{CD} = C \cdot H$.

C : Coefficient de proportionnalité qui dépend du type de sol $C = 2,5$

D'où :

$L_{Cd} = 8.75$ la condition de Bligh est vérifiée.

Les sous pressions en chaque point du contour est déterminée par la formule suivante :

$$h_x = \frac{H}{L_R} \cdot \ell_x$$

$$h_x = 0,345 \cdot \ell_x.$$

Avec :

ℓ_x : La longueur hydraulique du point considéré, à Compte de l'origine « O ».

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 6-1 force de sous prission

N° des points	0	1	2	3	4	5	6	7
ℓ_x (m)	0	1	3	3.5	9.5	10	12	15
h_x (m)	0	0,23	0,7	0,81	2,21	2,33	2,8	3,5

On représente les épures des sous pressions sur la annexe « d »

Partie II

*/ Calcul de W_s :

$$W_s = s_s \cdot \ell_x$$

S_s : surface définie sur l'épure des sous pressions hydrostatiques

$$S_s = \delta_\omega \cdot (d + h_{av}) \cdot \ell_r - A$$

A : surface définie sur l'épure des sous pressions hydrostatiques.

$$A = \delta_\omega \cdot 0,5 \left(\frac{5+6}{2} \right)$$

$$A = 2,75 \text{ m}^2.$$

ℓ_r : Longueur du radier de déversoir $\ell_r = 10 \text{ m}$.

d : ancrage aval du déversoir $d = 1 \text{ m}$.

$$h_{av} = 1,4 \text{ m}$$

$$W_s = 21,25 \text{ T}_F$$

*/ Calcul de W_F :

$$W_F = S_F \cdot \ell_s$$

S_F : surface de l'épure des sous pressions hydrodynamiques

$$S_F = \delta_\omega \cdot \left(\frac{h_1 + h_6}{2} \right) \ell_r$$

H_1 et h_6 : hauteur des sous pressions respectivement aux point (1) et (6) voir schémas de calcul

$$h_3 = 0,23 \text{ m}, \quad h_8 = 2,8 \text{ m}$$

$$W_F = 14,23 \text{ T}_F.$$

Donc :

$$W_T = 35,48 \text{ T}_F$$

6-2 Stabilité du déversoir aux renversement :

Pour assurer la stabilité au renversement il faut vérifier la relation suivante :

$$\frac{\sum MT}{\sum Mm} \geq 1,5$$

Où :

$\sum MT$: Sommes des moments résistants.

$\sum Mm$: Sommes des moments moteurs.

Le calcul de la stabilité se fait autour du point d'arrêt aval (0) qui est le point pessimiste dans le cas où la cote du plan d'eau égale à la hauteur du seuil régulateur.

D'où :

$$\sum MT_{/0} = P_{pd} \cdot 7.5 + E_s \cdot (0.66)$$

$$\sum Mm_{/0} = F_h (1 + 1.16) + W_F (12 - 4.8)$$

D'où :

$$\sum MT_{/0} = 881 \text{ TF. m}$$

$$\sum Mm_{/0} = 115.7 \text{ TF. m}$$

$$\frac{\sum MT}{\sum Mm} = 7.56$$

La stabilité du déversoir au renversement est alors vérifiée

6-2 Stabilité du déversoir au glissement :

La stabilité au glissement est assurée si :

$$\frac{\sum (F_v) \cdot \tan \varphi + C_s}{\sum (F_H)} \geq 1$$

$\sum F_v$: Sommes des forces verticales.

$$\sum F_v = P_{pd} - W_T = 81.77 \text{ TF.}$$

$\sum F_H$: Sommes des forces horizontales.

$$\sum F_H = F_h + E_s = 11.425 \text{ TF.}$$

C : Cohesion , généralement $C_s = 0$.

φ : Angle de frottement interne

On a :

$$\varphi = 30^\circ \text{ on prend } \tan \varphi = 0.60$$

$$\frac{\sum F_v \cdot \tan \varphi}{\sum F_H} = 4.29 > 1.$$

La stabilité du déversoir au glissement est alors vérifiée

6-3- Stabilité des murs Bajoyers :

Les murs latéraux et bajoyers, travaillent essentiellement comme des murs de soutènement, ils ont supportent la poussée du terrain, et celle des surcharges.

Partie II

Préalablement, on établit le redimensionnement de mur Bajoyer de hauteur $H = 7\text{m}$, Pour se faire on utilise le tableau V.1 qui donne toutes les dimensions de mur, ceci pour un sol saturé de

poids volumique $\delta = 2,04\text{T/m}^3$ et d'un angle de frottement interne égale à $\varphi = 30^\circ$.

Figure V.2.

0

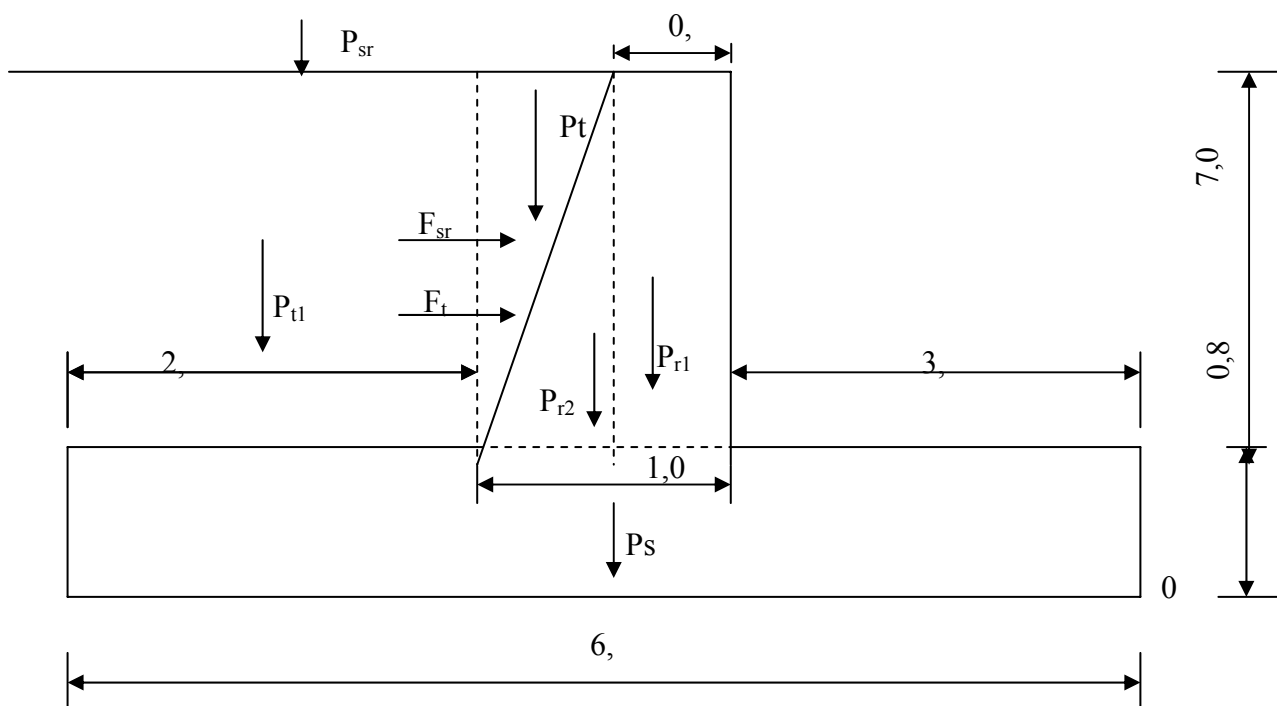


Fig (6- 2) force agissant sur mur de soutènement .

Les forces agissant sur une longueur unitaire $\ell_s = 1\text{m}$ sont

Les forces verticales :

□ Les forces verticales :

1. Poids de rideau :

$$P_r = \gamma_b \cdot L_s \left(\frac{1 + 0,5}{2} \right) \cdot 7 = 12,6Tf$$

2. Poids de la semelle :

Partie II

$$P_s = \gamma_b \cdot L_s \cdot (0,8.6) = 11,52Tf.$$

3. Poids des surcharges :

$$P_{sr} = S_r \cdot L_s \cdot (2.50) = 2,50Tf.$$

Où S_r : Surcharges $S_r = 1Tf/m^2$.

4. Poids des terres sur la semelle :

$$P_r = \gamma_{ss} \cdot L_s \left(\frac{2 + 2,5}{2} \right) \cdot 7 = 35,44Tf$$

Où γ_{ss} : poids volumique du sol saturé. $\gamma_{ss} = 2.25Tf / m^3$.

Les forces horizontales :

1. La poussées des terres :

$$F_t = A \sigma_{ss} \cdot \frac{H^2}{2} L_s \quad \text{Où :}$$

H : hauteur du mur (H=7m).

$$A = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\varphi = 30^\circ$$

D'où $F_t = 18,37Tf$.

2. La poussées des surcharges :

$$F_{sr} = A \cdot S_r \cdot H \cdot L_s = 2,3Tf.$$

6-3-1 Stabilité au renversement :

On étudie la stabilité au renversement du mur en considérant le cas plus défavorable de sollicitation, qui se présente lorsque le canal est vide pour que le mur soit stable au renversement il faut que la condition suivante soit vérifiée :

$$\frac{M_s}{M_r} > K_r^{adm} = 2$$

Où :

M_s : moments des forces stabilisatrices par rapport au pt O.

$$M_s = P_{r1} \cdot 3,25 + P_{r2} \cdot 3,66 + P_s \cdot 3 + P_{sr} \cdot 4,75 + P_{t1} \cdot 5 + P_{t2} \cdot 3,83$$

M_m : moments des forces déstabilisatrices par rapport au pt O.

Partie II

$$M_m = F_t \cdot 3,33 + F_{sr} \cdot 4,5 = 71.52 \text{ Tf.m} :$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 3.78 > K_r^{adm} = 2$$

Donc le mur est stable au renversement.

6-3-2 Stabilité au glissement :

Le mur est stable au glissement si la condition suivante soit vérifiée :

$$\frac{F_h}{F_v} < F$$

Où :

F : Coefficient de frottement béton sur terre F= 0,6.

F_h : Somme de forces horizontales.

F_v : Somme des forces verticales.

$$F_h = 20.67 \text{ Tf.}$$

$$F_v = 62.06 \text{ Tf.}$$

$$\frac{F_h}{F_v} = 0,33 < F = 0,6$$

le mur est susceptible glisser suivant l'axe de l'évacuateur de crue sous l'effet de L pente :

La pente du coursier I₁ = 0.06.

Donc : α₁ = arctg 0.06 = 3.43°.

$$\frac{F_h}{F_v} = \frac{P_r \cdot \sin \alpha_1 + P_s \sin \alpha_1}{P_r \cos \alpha_1 + P_s \cos \alpha_1} =$$

Et on a :

La pente du coursier I₂ = 0.40.

Donc : α₂ = arctg 0.06 = 21,80°.

$$\frac{F_h}{F_v} = \frac{P_r \cdot \sin \alpha_2 + P_s \sin \alpha_2}{P_r \cos \alpha_2 + P_s \cos \alpha_2} =$$

donc on peut dire que le mur est stable au glissement suivant l'axe de l'évacuateur de crue sous l'effet de la pente

6-4 Etude du ferrailage :

Le rideau est calculé comme une console encastrée dans la semelle, sur lequel s'exercent deux poussées, celles des terres et celles des surcharge

Etat limité ultime

Partie II

Le moment d'encastrement est :

$$M_e = 1,35M_e^{ft} + 1,5m_e^{fst}$$

M_e^{ft} : moment par rapport au point du renversement de la force des poussées des terres

$$M_e^{ft} = 1,25Ft = 1,25.18,37 = 22,96t.m$$

M_e^{fst} moment de la surcharge par rapport au point de renversement

$$M_e^{fst} = 1,75.F_{sr} = 1,75.2,3 = 4,025$$

$$M_e = 37,03t.m$$

On a $\mu = \frac{M_e}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2}$

σ_{bc} : Contrainte admissible de compression du béton .

b : longueur vde la tranche

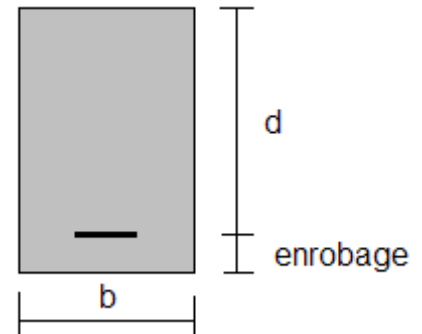
d : largeur du mur diminuée de l'enrobage « e »

$$e = 3cm$$

$$d = 27cm$$

$$\sigma_{bc} = 142bar$$

Ce qui donne : $\mu = 0,35$



- Vérification de l'existence des aciers comprimés :

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} \quad \text{et} \quad E_s = 2.1 \times 10^6 \dots\dots\dots (V.16) \\ \alpha_l = \frac{3.5}{1000\varepsilon_l + 3.5} \dots\dots\dots (V.17) \\ \mu_l = 0.8\alpha_l - 0.32\alpha_l^2 \dots\dots\dots (V.18) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_l = 1,739.10^{-3} \\ \alpha_l = 0,668 \\ \mu_l = 0,391 \end{array} \right.$$

On remarque que $\mu < \mu_l \Rightarrow$ la section ne comportera donc que des armatures tendues

En calculant la section d'acier

$$A = \frac{M}{\beta d \sigma_s} ; \text{ en } cm^2$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}$$

Partie II

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} ; \text{ en bars.}$$

Pour $\mu = 0,35$ on calculera les paramètres au ce-dusse

$$\alpha = 0,56 \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 4000 \text{ bar}$$

$$\beta = 0,776$$

$$A = 44,2 \text{ cm}^2$$

On prendra 14 barres de diamètre 20mm espacées de 7cm

Etat limite de service

$$M_e = M_e^{\text{ft}} + M_e^{\text{fsr}}$$

$$M_e = 26,98 \text{ T.m}$$

$$\text{On a } \mu = \frac{M_e}{\sigma_{bc} \cdot d^2 \cdot b}$$

$$\mu = 0,26$$

On remarque que $\mu < 0,39$. La section ne comportera donc que des armatures tendues

Pour $\mu = 0,26$ on a

$$\alpha = 0,38$$

$$\beta = 0,84$$

$$A = 35,91 \text{ cm}^2$$

On prendra 11 barres de diamètre 20mm espacées de 9,1cm

6-5 Ferrailage du semelle :

La semelle est soumise, dans le cas défavorable aux charges dues au poids du rideau ? poids de l'eau, des réactions des sols, poids de la semelle et poids des terres et des surcharges.

IX.3.2.1 Contraintes σ dues aux forces verticales (sans P_s)

$$\sigma = \frac{N'}{100 B'}$$

$$N' = 1,35(Pt + Pr + Pse) + 1,5Ps$$

$$N' = 84,15 \text{ Tf}$$

$$\sigma = \frac{84,15 \cdot 1000}{100 \cdot 300}$$

$$\sigma = 2,8 \text{ kg/cm}^2$$

IX.3.2.2 Contraintes σ_{se} dues aux poids de la semelle :

$$\sigma_s = \frac{1,35 (Ps)}{100 B} = \frac{1,35 (11,52)}{100 \cdot 6}$$

$$\sigma_s = 0,262 \text{ kg/cm}^2$$

IX.3.2.3 Contraintes de réaction du sol :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N'}{100 B} \pm \frac{6 M'_G}{100 B^2}$$

Avec : M'_G : moment /G' des forces verticales + moment /G' des forces horizontales
(avec l'application de coefficient de sécurité)

Donc : $M'_G = 1,35 (18,37.2, 33 + 2,3.3, 5 - 35,44.1, 5 - 12,6.0,25) + 1,5 (1,25.2, 7)$

$$M'_G = 17,4 \text{ t.m}$$

Les diagrammes des contraintes est représenté dans la fig IX.3

Ce qui donne : $\sigma_{1,2} = 1,402 \pm 0,29$

$$\sigma_1 = 1,69 \text{ b} \quad \text{et} \quad \sigma_2 = 1,11 \text{ b}$$

IX.3.2.4 Détermination des réactions du sol σ_c e σ_d

Les réaction du sole sont déterminé graphiquement :

$$\sigma_c = 1,38 \text{ b} \quad \text{et} \quad \sigma_d = 1, \text{ b}$$

IX.3.2.5 étude de la partie CA :

Cette partie est considérée comme une console encastree au point C. Le moment d'encastrement :

$$M_c = F_b \cdot (500 - b/3) - F_a \cdot a/3$$

Calcul de a et b :

$$a = 148 \text{ cm} \quad \text{et} \quad b = 152 \text{ cm}$$

Dans la partie OC :

La force résultante est : $F_a = \text{aire du triangle OCC}' = 10360 \text{ kg}$

Dans la partie OA:

La force résultante est : $F_b = \text{aire du triangle OAA}' = 10336 \text{ kg}$

Donc Le moment d'encastrement égale a :

$$M_c = F_b \cdot (300 - b/3) - F_a \cdot a/3 = 2,066.10^6 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_c = 20,66 \text{ t.m}$$

Partie II

on a $M_c > 0$ donc le moment de la console est celui de Fb

calcul des aciers des la partie CA :

$$\mu = M_e / (\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2)$$

avec : σ_{bc} : Contrainte admissible de a compression du béton. = 142 b

b : Longueur de la tranche = 1m

d : Largeur du mur diminue de l'enrobage = 27 cm

c : l'enrobage = 3 cm

Ce qui donne : $\mu = 0,0714 < 0,186$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} ; \alpha = 0,0927 < 0,259$$

$$\beta = 1 - 0,4 \cdot \alpha ; \beta = 0,963$$

la section d'acier :

$$A = \max (A_{\min} , A_{\text{cal}})$$

$$A_{\min} = 0,5 \cdot b \cdot d / 100 ; A_{\min} = 13,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{cal}} = M_e / (\sigma_s \cdot \beta \cdot d) ; A_{\text{cal}} = 19,86 \text{ cm}^2$$

$$A = 19,68 \text{ cm}^2$$

On prendra 10barres de diamètre 16 mm : **10T16_{e=10cm}**

IX.3.2.5 étude de la partie CD :

Cette partie est considérée comme une console encastrée au point C. Le moment d'encastrement

$$M_D = F_R \cdot g$$

Avec : F_R : aire du diagramme des pressions = 14663,25 kg

$$g = 77,46 \text{ cm}$$

Donc : **$M_D = 10,921 \text{ t.m}$**

Partie II

calcul des aciers des la partie BD :

$$\mu = M_e / (\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2)$$

avec : σ_{bc} : Contrainte admissible de a compression du béton. = 142 b

b : Longueur de la tranche = 1m

d : Largeur du mur diminue de l'enrobage = 27 cm

c : l'enrobage = 3 cm

Ce qui donne : $\mu = 0,0362 < 0,186$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} ; \alpha = 0,0461 < 0,259$$

$$\beta = 1 - 0,4 \cdot \alpha ; \beta = 0,982$$

la section d'acier :

$$A = \max (A_{\min} , A_{\text{cal}})$$

$$A_{\min} = 0,5 \cdot b \cdot d / 100 ; A_{\min} = 23,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{cal}} = M_e / (\sigma_s \cdot \beta \cdot d) ; A_{\text{cal}} = 7,08 \text{ cm}^2$$

$$A = 23,5 \text{ cm}^2$$

On prendra 8 barres de diamètre 20 mm : **8T20_{e=12,5cm}**

6-7 Ferrailage de la semelle de déversoir :

On considère le cas le plus défavorable (toutes les forces)

Déterminons les contraintes agissantes sur la semelle :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{L \cdot B} \pm \frac{6 \cdot M_G}{L \cdot B^2}$$

$$\text{Avec : } N = P_r + P_s + P^{av}_e + P^{am}_e - W_t = 117 + 5,3 + 6,125 + 0 - 35,48$$

$$N = 92 \text{ t}$$

MG : moment par rapport a la centre de gravité de la semelle

$$MG = P_r \cdot A + P^{av}_e \cdot C + F^{av}_h \cdot D + F^{am}_h \cdot E + W_s \cdot F + W_F \cdot B$$

$$= 117 \cdot 1,67 - 6,125 \cdot 1,82 + 3,92 \cdot 1,24 - 18,12 \cdot 1,48$$

$$+ 20,6 \cdot 0,61 + 10,29 \cdot 1$$

$$MG = 22,979 \text{ t.m}$$

$$\text{Donc : } \sigma_1 = 2,254 \text{ b} \quad \text{et} \quad \sigma_2 = 1,685 \text{ b}$$

Partie II

Le radier est considéré comme étant encastré dans le massif supérieur. La charge due au poids de l

Contraintes dues aux forces verticales

$$\sigma = \frac{(P_{ave} + P_r + P_s)}{L \cdot B}$$

$$\sigma = 0,7262 \text{ b}$$

le moment d'encastrement est :

$$M = F \cdot AG$$

$$F = 87,031 \text{ t}$$

$$AG = 3,23 \text{ m}$$

$$M = 28,11 \text{ t.m}$$

calcul des aciers :

$$\mu = M_e / (\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2)$$

avec : σ_{bc} : Contrainte admissible de la compression du béton. = 142 b

b : Longueur de la tranche = 1 m

d : Largeur du mur diminuée de l'enrobage = 47 cm

c : l'enrobage = 3 cm

Ce qui donne : $\mu = 0,0896 < 0,186$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} ; \alpha = 0,117 < 0,259$$

$$\beta = 1 - 0,4 \cdot \alpha ; \beta = 0,952$$

la section d'acier :

$$A = M_e / (\sigma_s \cdot \beta \cdot d) ; A = 18,04 \text{ cm}^2$$

On prendra 9 barres de diamètre 16 mm : **9T16_{e=11cm}**

Conclusion général

Les résultats des analyses et des investigations exécutées dans le cadre de l'étude de l'avant projet détaillé du barrage RAMDAN DJAMEL sur l'oued SAF ASF ont permis de tirer les conclusions suivantes :

La construction de l'évacuateur de crues du barrage RAMDAN DJAMEL sur l'oued SAF SAF n'implique aucune difficulté technique particulière.

Le barrage RAMDAN DJAMEL peut assurer la pérennité de l'irrigation et l'alimentation en eau potable

La réalisation de barrage RAMDAN DJAMEL 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.

L'exécution du projet entraînerait sans doutes des effets négatifs tels que : l'impacte sur l'environnement (la faune et la flore, la privation des viverrins de l'alimentation en eau à partir du fil d'eau de l'oued ...etc.) Une étude d'impacte sur l'environnement est cependant nécessaire pour la proposition de mesures compensatoires.

A travers ce travail, nous nous somme aperçu en vertu des critères de choix de l'évacuateur de crues le plus conforme entre deux variantes de l'évacuateur de crues à s'avoir l'évacuateur de crues à surface libre à entonnement latéral et à entonnement frontal sont réalisables.

L'étude comparative entre ces deux variantes à révélé que l'évacuateur latéral est plus économique de farçant, le volume d'excavation, le volume de béton car il y manque des ouvrage qu'il contient dans l'autre variante comme par exemple canal d'amenée, chenal d'écoulement .

Références bibliographiques

- [1] : A.N.B.T
(Etude géologique et géotechnique de Barrage Ramdan Djmel w. De SKIKDA)
- [2] : B. TOUAIBIA
(2004. Manuel pratique d'hydrologie. Blida.).
- [3] : B. TOUAIBIA et B. BENLAOUKLI
(Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida.)
- [4] : R. O. SINNIGER et W H . HAGER
(Construction hydraulique : écoulements stationnaires)
- [5] : M. K. MIHOUBI
(Cours et polycopie d'ouvrage hydrotechnique 4ème Année)
- [6] : M. HASSANE
(Cours Hydraulique générale 4eme et d'ouvrage hydrotechnique 5ème Année)
- [7] : R. M. KHATSURIA
(Hydraulics of spillways and energy dissipaters)
- [8] : U. S. DEPARTMENT OF THE INTERIOR
(Design of small dams)
- [9] : J. SKUTCH
(Hydraulic analysis and design of energy dissipating structures)
- [10] : Armando LENCASTRE

(Hydrauliqu génirale)
- [11] : M. BACHIR CHERIF
(Cours béton arme 3ème et 4ème année).
- [12] : P. GUILLEMONT
(Ouvrage en béton armé)
- [13] : J. PERCHAT
(Béton armé : règles BAEL)

ANNEXE

ANNEXE A

**Tableau récapitulatif – Volumes de matériaux et de travaux
de reconnaissance (in situ et de laboratoire)**

Type matériau	Zone d'emprunt	Surface	Décapage		Matériaux					Travaux de reconnaissance			Essais de laboratoire											
			Epaisseur	Volume	Au dessus de la nappe		Au dessous de la nappe		Total				Analyses granulom.	W _{nat}	W _L	I _p	Proctor Normal	Proctor Modifié	Oedometrie	Perméabilité	Cisail.		Analyses chimiques	
					Epaiss.	Volume	Epaiss.	Volume	Volume	Puits	Echant.	UU									CU	Mat. Org.	CaCO ₃ .	
		Ha	m	10 ³ m ³	m	10 ³ m ³	m	10 ³ m ³	10 ³ m ³	nb	ml	nb	nb	nb	nb	nb	nb	nb	nb	nb	nb	nb	nb	nb
Matériaux argileux	Zone A ₁	4,0	0,3	12	3,0	120	-	-	120	3	10,6	6	6	6	6	6	4		3	4	1	2	2	2
	Zone A ₂	5,0	0,3	15	2,5	125	-	-	125	3	9	6	6	6	6	6	4		3	4	1	2	3	3
	Zone A ₃	2,0	0,3	6	2,5	50	-	-	50	-	-	-	-	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
	Zone A ₄	3,0	0,3	9	2,0	60	-	-	60	-	-	-	-	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
	Total	14		42		355			355	6	19,6	12	12	12	12	12	8		6	8	2	4	5	5
Matériaux alluvionnaires	Zone B ₁	20	0,3	60	2,0	400	2,0	400	800	4	13	4	4	4	-	-		2	-	2	-	-	-	-
	Zone B ₂	20	0,3	60	1,5	300	2,5	500	800	4	8,1	4	2	-	-	-		3	-	3	-	-	-	-
	Zone B ₃	5	0,3	15	1,5	75	2,5	125	200	2	4,2	2						2		2				-
	Zone B ₄	20	0,3	60	1,5	300	1,5	300	600	-	-	-	-	-	-	-			-	--	-	-	-	-
	Zardezas	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2	2	-	2	2	2	-	-	2	-	-		
	Total	65		195		1075		1325	2400	10	17,2	12	8	4	2	2	2	7	-	7	-	-	-	-
Total		79		237		1430		1325	2755	16	36,8	24	20	16	14	14	10	7	6	15	2	4	5	5

ANNEXE A

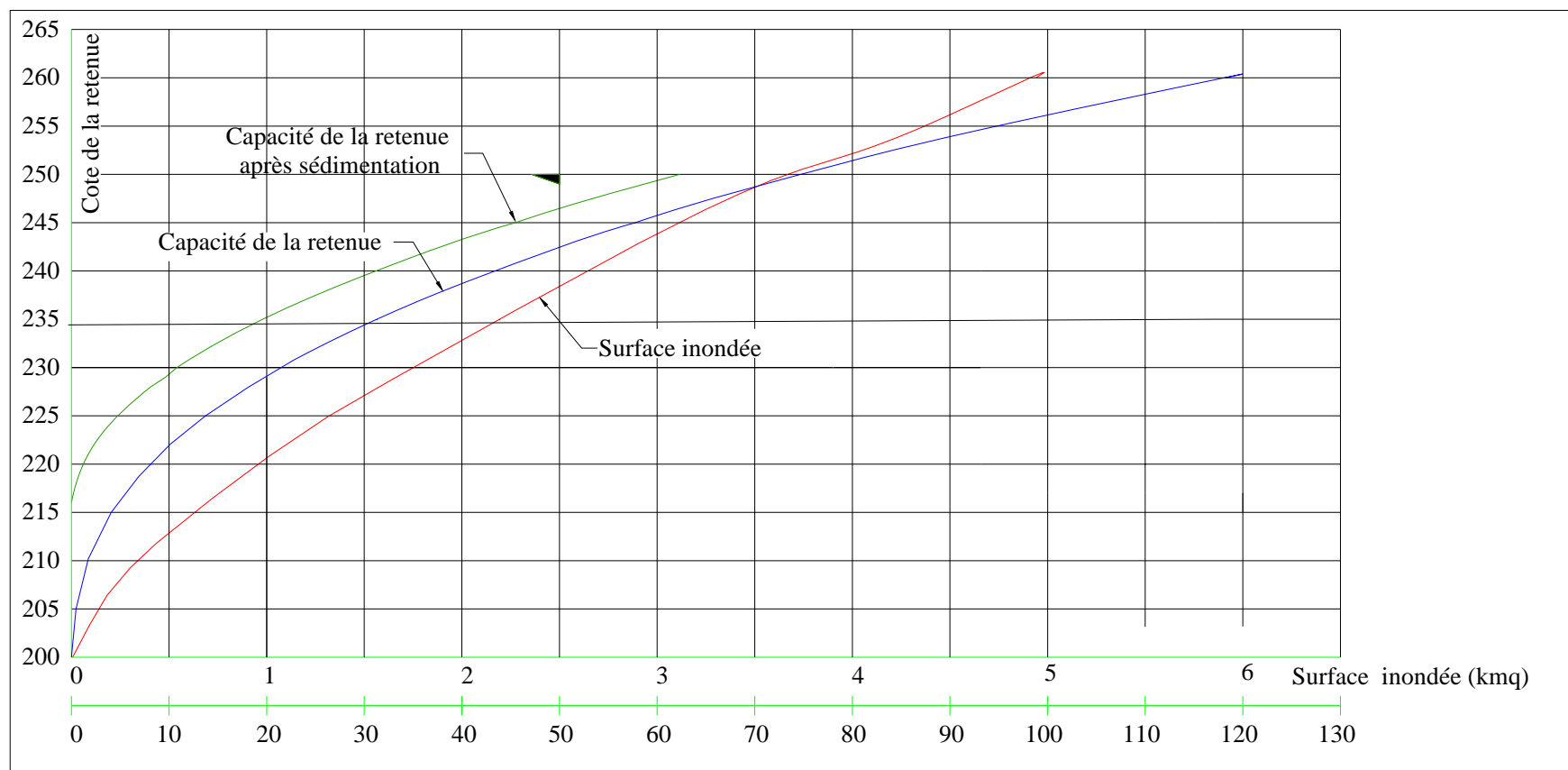
Tableau récapitulatif des résultats des essais de laboratoire

Matériaux	Zone d'emprunt	Puits N°	Profondeur d'échantillon (m)	Teneur en eau naturelle (%)	Limites d'Atterberg			Essai PROCTOR		Essai de cisaillement (CU)		Essai oedométrique			Analyse chimiques		Perméabilité (cm/s)
					W _L (%)	W _p (%)	I _p (%)	Y _{d max} (t/m ³)	W _{OPM} (%)	φ (degrés)	c (bar)	P _c (bar)	C _c (%)	C _g (%)	Mat.org.	CaCO ₃	
Matériaux argileux	A ₁	13	1,00	12,27	70,00	33,29	36,71	1,61	18,3	*8,42	*1,01	3,40	21	4,67			4,02*10 ⁻⁸
		13	3,10	24,46	68,05	32,45	35,60	1,77	14,2						0,63	22,36	4,13*10 ⁻⁸
		14	1,00	20,92	61,00	29,36	31,64	1,77	14,3	19,34	0,3	2,86	12,67	2,83			1,51*10 ⁻⁸
		14	4,00	23,33	79,24	41,25	37,99										
		15	0,80	10,41	64,70	31,13	33,57								0,16	6,02	
		15	3,20	17,86	46,00	22,44	23,56	1,77	16,5	4,53	0,4	3,39	12,67	2,42			5,49*10 ⁻⁸
	A ₂	16	2,50	12,33	49,4	23,9	25,5	1,66	16,4	*24,54	*1,74	4,49	23,34	4,94	1,36	23,22	5,68*10 ⁻⁷
		16	3,10	17,26	29,6	18	11,6										
		17	1,50	10,72	71	32,91	38,09	1,67	16,6	8,81	0,29	4,79	9,67	3,17			7,78*10 ⁻⁸
		17	2,90	14,92	70,40	32,68	37,72	1,69	16,7						0,63	12,04	7,17*10 ⁻⁸
		18	1,50	19,68	61,7	26,75	34,95										
		18	2,90	20,64	46,5	24,43	22,07	1,75	16,9	4,88	1,12	2,13	9,00	1,82	0,42	14,62	1,67*10 ⁻⁹
Matériaux alluvionnaires	B ₁	19	0-3,5	2,3				2,22	6								1,33*10 ⁻⁷
		20	0-2,7	9,99													
		21	1,8-3,1	5,67				2,23	6,1								1,23*10 ⁻⁷
		22	3,2	2,93													
	B ₂	23	2	2,75				2,23	6								1,31*10 ⁻⁷
		24	2	2,77													
		25	1,3					2,16	6,2								2,83*10 ⁻⁶
		26	2,2					2,16	6,2								2,43*10 ⁻⁶
	B ₃	28	1,2					2	10								4,76*10 ⁻⁷
		29	1,4					2,15	6,1								1,20*10 ⁻⁶
	Zardezas	Ez ₁	0-0,30		19,7	15,16	4,54	1,85	14,9								2,43*10 ⁻⁶
		Ez	0,3-0,5		18,9	15,18	3,72	1,86	14,9								3,04*10 ⁻⁶

Annexe b laminage de crue de largeur déversant de 70m

	débits de crues des périodes de retour		
temps T	Q10%	Q1%	Q0,1%
(h)	m3/s	m3/s	m3/s
0	0	0	0
0,5	1,58	4,112	9,490
1	6,33	16,449	37,959
1,5	14,23	37,010	85,408
2	25,31	65,796	151,837
2,5	39,54	102,806	237,245
3	56,94	148,041	341,633
3,5	77,50	201,500	465,001
4	101,22	263,184	607,348
4,5	128,11	333,093	768,675
5	158,16	411,225	948,981
5,5	191,38	497,583	1148,268
6	227,76	592,164	1366,533
6,5	267,30	694,971	1603,779
7	310,00	806,002	1860,004
7,5	355,87	925,257	2135,208
8	404,90	1052,737	2429,393
8,5	457,09	1188,441	2742,557
8,89	500,00	1300,000	3000,000
9	493,84	1283,981	2963,033
10	445,84	1159,183	2675,037
11	395,74	1028,920	2374,432

12	349,54	908,802	2097,234
13	307,08	798,415	1842,497
14	268,21	697,350	1609,270
15	232,77	605,196	1396,605
16	200,59	521,540	1203,553
17	171,53	445,972	1029,165
18	145,42	378,080	872,493
19	122,10	317,454	732,587
20	101,42	263,682	608,498
21	83,21	216,354	499,278
22	67,33	175,057	403,978
23	53,61	139,381	321,649
24	41,89	108,915	251,342
25	32,02	83,247	192,108
26	23,83	61,966	142,999
27	17,18	44,661	103,065
28	11,89	30,921	71,357
29	7,82	20,335	46,928
30	4,80	12,492	28,827
31	2,68	6,980	16,107
32	1,30	3,387	7,817
33	0,50	1,304	3,010
34	0,12	0,319	0,737
35	0,01	0,021	0,048
35,56	0,00	0,000	0,000



Calcul de débit laminé max pour b=40m

Temps -h-	Q -m ³ /s-	Q _{moy} -m ³ /s-	V _{ent} -Mm ³ -	V _{Tot} -Mm ³ -	Cote -m-	H -m-	q -m ³ /s-	V _{déve} -Mm ³ -	V _{rest} -Mm ³ -
0	0	0	0	71,03	249	0	0	0	71,03
2	151,837	75,919	0,547	71,577	249,15	0,15	10,899	0,078	71,498
		379,593	2,733	74,231	249,64	0,64	96,055	0,692	73,540
4	607,348	986,941	7,106	80,646	251,44	2,44	715,049	5,148	75,497
6	1366,533	1897,963	13,665	89,163	253,66	4,66	1887,253	13,588	75,574
8	2429,393	2552,215	18,376	93,950	254,73	5,73	2573,257	18,527	75,423
10	2675,037	2386,037	17,179	92,602	254,42	5,42	2367,283	17,044	75,558
12	2097,037	1853,154	13,343	88,901	253,63	4,63	1869,058	13,457	75,443
14	1609,27	1406,412	10,126	85,570	252,82	3,82	1400,704	10,085	75,484
16	1203,553	1038,023	7,474	82,958	252,09	3,09	1019,035	7,337	75,621
18	872,493	740,496	5,332	80,953	251,53	2,53	754,974	5,436	75,517
20	608,498	506,238	3,645	79,162	250,99	1,99	526,661	3,792	75,370
22	403,978	327,660	2,359	77,729	250,62	1,62	386,833	2,785	74,944
24	251,342	197,171	1,420	76,363	250,42	1,42	317,456	2,286	74,078
26	142,999	107,178	0,772	74,849	249,81	0,81	136,766	0,985	73,865
28	71,357	50,092	0,361	74,225	249,63	0,63	93,813	0,675	73,550
30	28,827	18,322	0,132	73,682	249,48	0,48	62,390	0,449	73,233
32	7,817	4,277	0,031	73,263	249,34	0,34	37,194	0,268	72,996
34	0,737	0,369	0,003	72,998	249,26	0,26	24,872	0,179	72,819
35,56	0								

Tableau 2-4: Calcul de débit laminé max pour b=50m

Temps -h-	Q -m ³ /s-	Q _{moy} -m ³ /s-	V _{ent} -Mm ³ -	V _{Tot} -Mm ³ -	Cote -m-	H -m-	q -m ³ /s-	V _{déve} -Mm ³ -	V _{rest} -Mm ³ -
0	0	0	0	71,03	249	0	0	0	71,03
		75,92	0,55	71,58	249,15	0,15	13,62	0,10	71,48
2	151,837	379,59	2,73	74,21	249,63	0,63	117,27	0,84	73,37
4	607,348	986,94	7,11	80,47	251,39	2,39	866,48	6,24	74,23
6	1366,533	1 897,96	13,67	87,90	253,89	4,89	2 535,86	18,26	69,64
8	2429,393	2 552,22	18,38	88,02	253,4	4,4	2 164,41	15,58	72,43
10	2675,037	2 386,04	17,18	89,61	253,76	4,76	2 435,41	17,53	72,08
12	2097,037	1 853,15	13,34	85,42	252,78	3,78	1 723,45	12,41	73,01
14	1609,27	1 406,41	10,13	83,14	252,14	3,14	1 304,84	9,39	73,74
16	1203,553	1 038,02	7,47	81,22	251,56	2,56	960,55	6,92	74,30
18	872,493	740,50	5,33	79,63	251,16	2,16	744,46	5,36	74,27
20	608,498	506,24	3,64	77,92	250,64	1,64	492,52	3,55	74,37
22	403,978	327,66	2,36	76,73	250,34	1,34	363,76	2,62	74,11
24	251,342	197,17	1,42	75,53	249,73	0,73	146,27	1,05	74,48
26	142,999	107,18	0,77	75,25	249,64	0,64	120,07	0,86	74,39
28	71,357	50,09	0,36	74,75	249,44	0,44	68,44	0,49	74,25
30	28,827	18,32	0,13	74,39	249,3	0,3	38,53	0,28	74,11
32	7,817	4,28	0,03	74,14	249,26	0,26	31,09	0,22	73,91
34	0,737	0,37	0,00	73,92	249,2	0,2	20,98	0,15	73,77

Tableau 2-5: Calcul de débit laminé max pour b=60m

Temps -h-	Q -m ³ /s-	Q _{moy} -m ³ /s-	V _{ent} -Mm ³ -	V _{Tot} -Mm ³ -	Cote -m-	H -m-	q -m ³ /s-	V _{déve} -Mm ³ -	V _{rest} -Mm ³ -
0	0	0	0.000	71.030	249	0	0.000	0.000	71.03
2	151.837	75.9185	0.547	71.577	249.15	0.15	16.349	0.118	71.46
4	607.348	379.5925	2.733	74.192	249.81	0.81	205.149	1.477	72.71
6	1366.533	986.9405	7.106	79.821	251.37	2.37	1026.751	7.393	72.43
8	2429.393	1897.963	13.665	86.094	252.98	3.98	2234.432	16.088	70.01
10	2675.037	2552.215	18.376	88.382	253.53	4.53	2713.250	19.535	68.85
12	2097.037	2386.037	17.179	86.026	252.95	3.95	2209.216	15.906	70.12
14	1609.27	1853.1535	13.343	83.462	252.32	3.32	1702.353	12.257	71.21
16	1203.553	1406.4115	10.126	81.331	251.77	2.77	1297.365	9.341	71.99
18	872.493	1038.023	7.474	79.464	251.28	2.28	968.824	6.976	72.49
20	608.498	740.4955	5.332	77.820	250.84	1.84	702.375	5.057	72.76
22	403.978	506.238	3.645	76.408	250.46	1.46	496.446	3.574	72.83
24	251.342	327.66	2.359	75.193	250.13	1.13	338.034	2.434	72.76
26	142.999	197.1705	1.420	74.178	249.86	0.86	224.435	1.616	72.56
28	71.357	107.178	0.772	73.334	249.63	0.63	140.719	1.013	72.32
30	28.827	50.092	0.361	72.682	249.45	0.45	84.950	0.612	72.07
32	7.817	18.322	0.132	72.202	249.32	0.32	50.941	0.367	71.84
34	0.737	4.277	0.031	71.866	249.23	0.23	31.041	0.223	71.64
35.56	0	0.3685	0.003	71.645	249.17	0.17	19.725	0.142	71.50

Calcul de débit laminé max pour b=70m

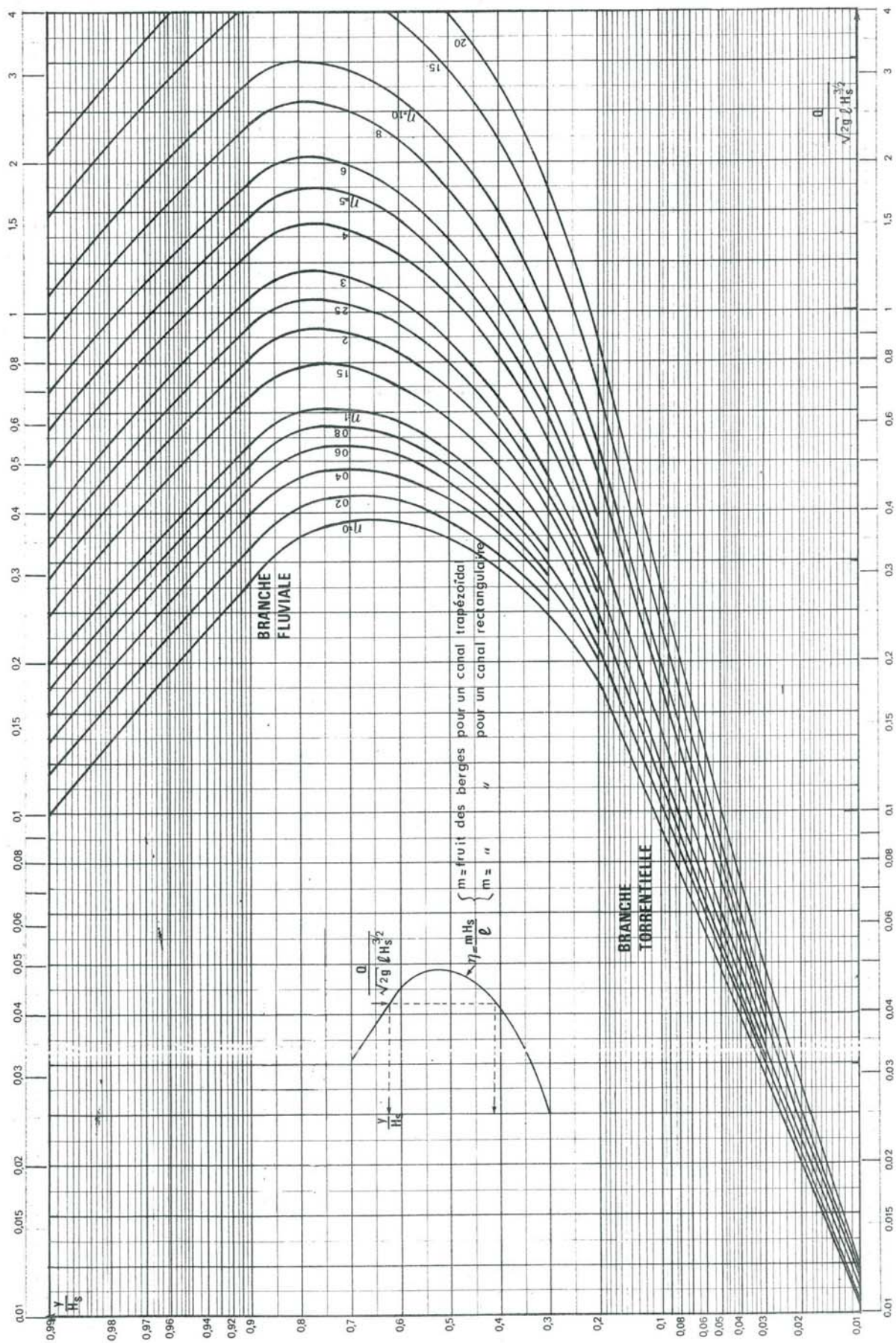
Temps -h-	Q -m ³ /s-	Q _{moy} -m ³ /s-	V _{ent} -Mm ³ -	V _{Tot} -Mm ³ -	Cote -m-	H -m-	q -m ³ /s-	V _{déve} -Mm ³ -	V _{rest} -Mm ³ -
0	0	0	0	71.03	249	0	0	0	71.03
2	151.837	75.919	0.547	71.577	249.15	0.15	19.073	0.137	71.439
		379.593	2.733	74.172	249.85	0.85	257.287	1.852	72.320
4	607.348	986.941	7.106	79.426	251.27	2.27	1122.866	8.085	71.341
6	1366.533	1897.963	13.665	85.007	252.71	3.71	2346.119	16.892	68.114
8	2429.393	2552.215	18.376	86.490	253.07	4.07	2695.758	19.409	67.081
10	2675.037	2386.037	17.179	84.260	252.52	3.52	2168.220	15.611	68.649
12	2097.037	1853.154	13.343	81.992	251.95	2.95	1663.498	11.977	70.015
14	1609.27	1406.412	10.126	80.141	251.43	2.43	1243.651	8.954	71.187
16	1203.553	1038.023	7.474	78.660	251.07	2.07	977.788	7.040	71.620
18	872.493	740.496	5.332	76.952	250.62	1.62	676.958	4.874	72.078
20	608.498	506.238	3.645	75.723	250.24	1.24	453.338	3.264	72.459
22	403.978	327.660	2.359	74.818	250.02	1.02	338.212	2.435	72.383
24	251.342	197.171	1.420	73.802	249.75	0.75	213.246	1.535	72.267
26	142.999	107.178	0.772	73.039	249.55	0.55	133.916	0.964	72.074
28	71.357	50.092	0.361	72.435	249.38	0.38	76.907	0.554	71.881
30	28.827	18.322	0.132	72.013	249.28	0.28	48.644	0.350	71.663
32	7.817	4.277	0.031	71.694	249.14	0.14	17.198	0.124	71.570
34	0.737	0.369	0.003	71.573	249.11	0.11	11.978	0.086	71.486
35.56	0								

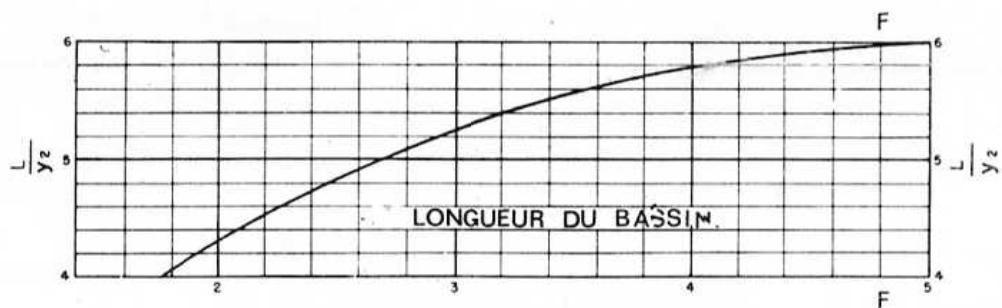
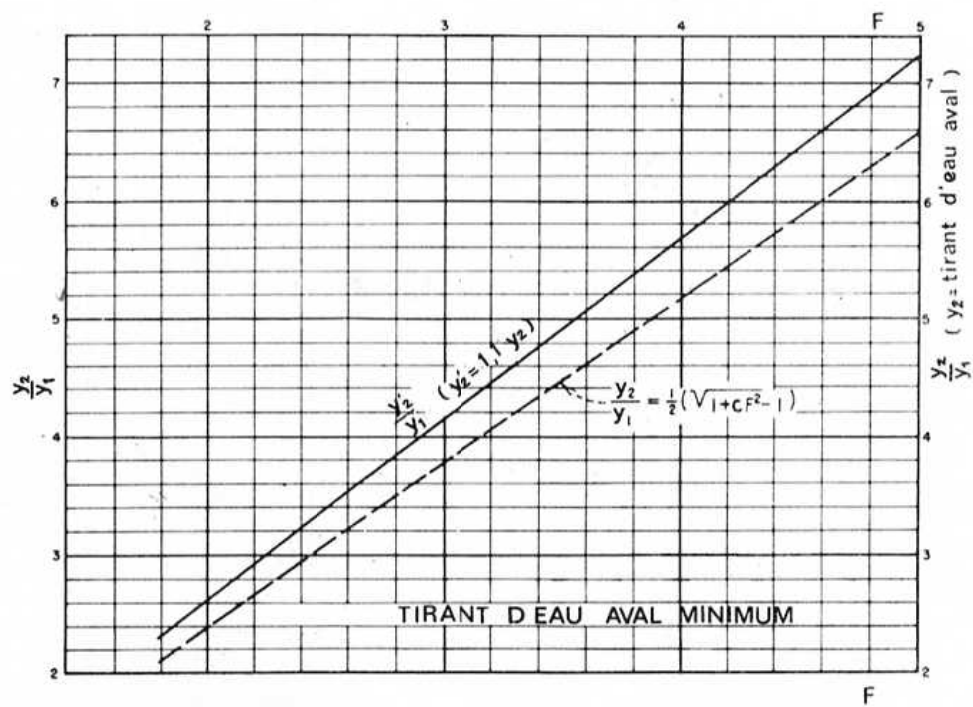
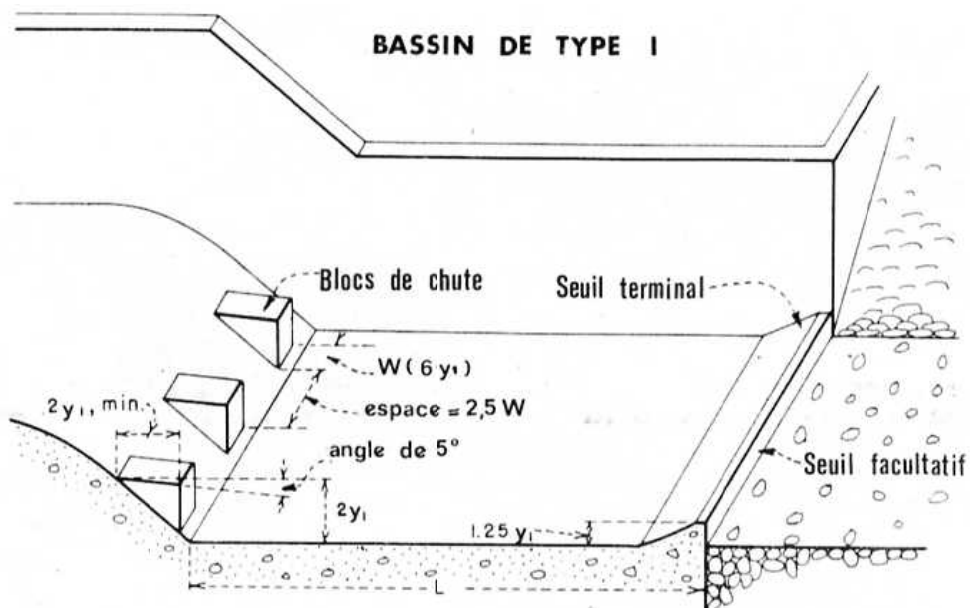
Calcul de débit laminé max pour b=80m

Temps	Q	Q _{mov}	V _{ent}	V _{Tot}	Cote	H	q	V _{déve}	V _{rest}
-h-	-m ³ /s-	-m ³ /s-	-Mm ³ -	-Mm ³ -	-m-	-m-	-m ³ /s-	-Mm ³ -	-Mm ³ -
0	0	0	0	71,03	249	0	0	0	71,03
2	151,837	75,919	0,547	71,577	249,15	0,15	21,798	0,157	71,420
4	607,348	379,593	2,733	74,153	249,82	0,82	278,613	2,006	72,147
6	1366,533	986,941	7,106	79,253	251,22	2,22	1241,111	8,936	70,317
8	2429,393	1897,963	13,665	83,982	252,42	3,42	2373,124	17,086	66,896
10	2675,037	2552,215	18,376	85,271	252,77	3,77	2746,586	19,775	65,496
12	2097,037	2386,037	17,179	82,676	252,12	3,12	2067,822	14,888	67,787
14	1609,27	1853,154	13,343	81,130	251,72	2,72	1683,196	12,119	69,011
16	1203,553	1406,412	10,126	79,137	251,2	2,2	1224,377	8,816	70,322
18	872,493	1038,023	7,474	77,795	250,89	1,89	974,931	7,020	70,776
20	608,498	740,496	5,332	76,107	250,38	1,38	608,275	4,380	71,728
22	403,978	506,238	3,645	75,373	250,18	1,18	480,955	3,463	71,910
24	251,342	327,660	2,359	74,269	249,9	0,9	320,365	2,307	71,962
26	142,999	197,171	1,420	73,382	249,66	0,66	201,186	1,449	71,933
28	71,357	107,178	0,772	72,705	249,45	0,45	113,266	0,816	71,890
30	28,827	50,092	0,361	72,250	249,36	0,36	81,047	0,584	71,667
32	7,817	18,322	0,132	71,799	249,2	0,2	33,560	0,242	71,557
34	0,737	4,277	0,031	71,588	249,17	0,17	26,300	0,189	71,398
35,56	0	0,369	0,003	71,401	249,1	0,1	11,865	0,085	71,316

Calcul de débit laminé max pour b=90m

Temps -h-	Q -m ³ /s-	Q _{moy} -m ³ /s-	V _{ent} -Mm ³ -	V _{Tot} -Mm ³ -	Cote -m-	H -m-	q -m ³ /s-	V _{déve} -Mm ³ -	V _{rest} -Mm ³ -
0	0	0	0	71,03	249	0	0	0	71,03
2	151,837	75,92	0,55	71,58	249,15	0,15	24,52	0,18	71,40
4	607,348	379,59	2,73	74,13	249,84	0,84	324,98	2,34	71,79
6	1366,533	986,94	7,11	78,90	251,13	2,13	1 312,21	9,45	69,45
8	2429,393	1 897,96	13,67	83,12	252,2	3,2	2 416,34	17,40	65,72
10	2675,037	2 552,22	18,38	84,09	252,46	3,46	2 716,74	19,56	64,53
12	2097,037	2 386,04	17,18	81,71	251,87	2,87	2 052,37	14,78	66,94
14	1609,27	1 853,15	13,34	80,28	251,5	2,5	1 668,57	12,01	68,27
16	1203,553	1 406,41	10,13	78,39	251	2	1 193,93	8,60	69,80
18	872,493	1 038,02	7,47	77,27	250,66	1,66	902,81	6,50	70,77
20	608,498	740,50	5,33	76,10	250,38	1,38	684,31	4,93	71,17
22	403,978	506,24	3,64	74,82	250,03	1,03	441,25	3,18	71,64
24	251,342	327,66	2,36	74,00	249,81	0,81	307,72	2,22	71,79
26	142,999	197,17	1,42	73,20	249,59	0,59	191,30	1,38	71,83
28	71,357	107,18	0,77	72,60	249,39	0,39	102,81	0,74	71,86
30	28,827	50,09	0,36	72,22	249,32	0,32	76,41	0,55	71,67
32	7,817	18,32	0,13	71,80	249,21	0,21	40,62	0,29	71,51
34	0,737	4,28	0,03	71,54	249,19	0,19	34,96	0,25	71,29
35,56	0	0,37	0,00	71,29	249,11	0,11	15,40	0,11	71,18





BASSIN DE TYPE III

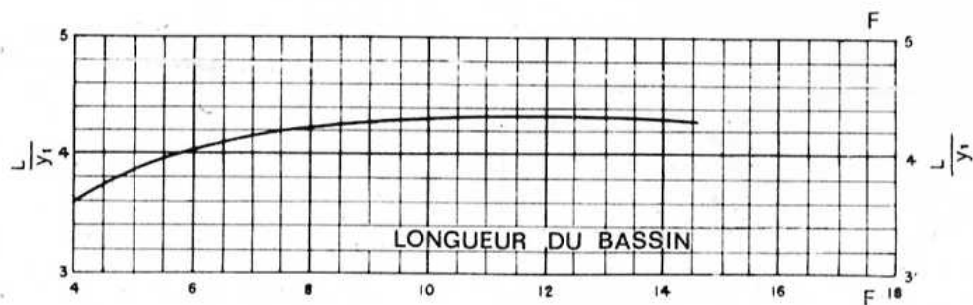
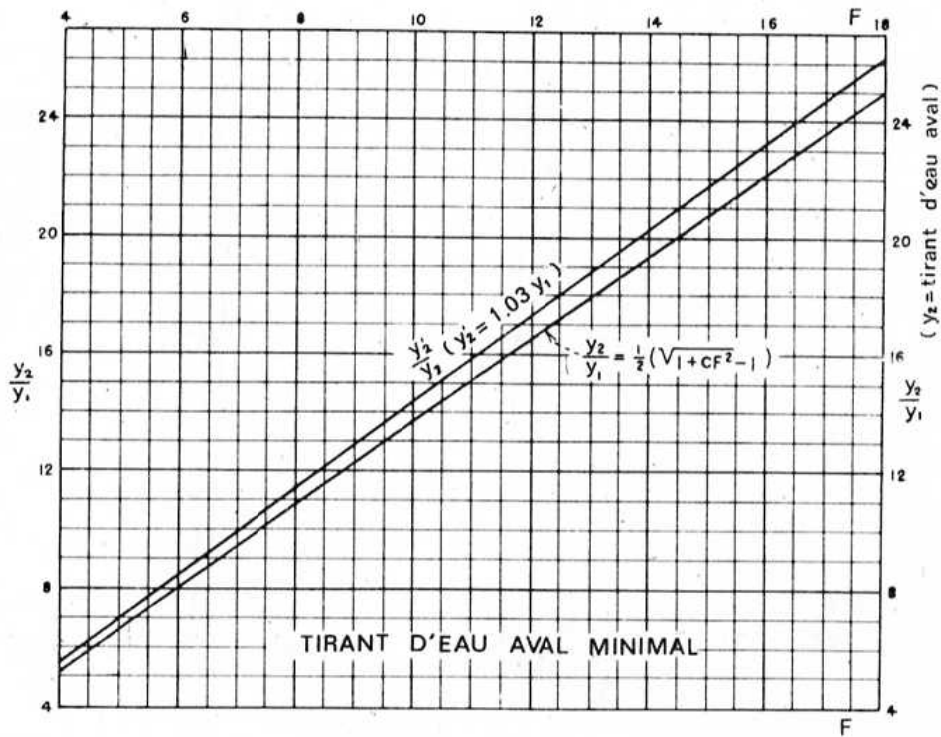
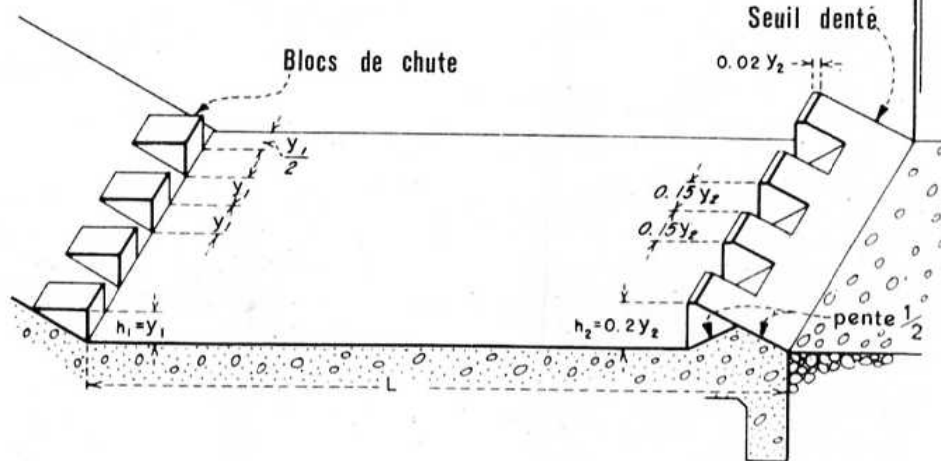


Schéma du profil du seuil déversant

