

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
«ARBAOUI Abdellah »

DEPARTEMENT 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 D'AVANT PROJET DETAILLE DE
L'EVACUATEUR DE CRUES DU BARRAGE
DE ZAOUIA (W.TIZI OUZOU)**

Présenté par :
M^r ELGUIZI Taha Amine

Promoteur :
M^r M.BAKHTA

Devant le jury composé de :

Président : M^r M.HASSANE

Examineurs : M^{me} A.ADDOU
M^r M.BACHIR CHERIF
M^{elle} N.TARGUI
M^r A.HEBBOUCHE
M^{me} L.TAFAT

Octobre 2009

❧ DÉDICACE ❧

À chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie, on fait une pose pour regarder en arrière et se rappeler toutes ces personnes qui ont partagé avec nous tous les bons moments de notre existence, mais surtout les mauvais. Ces personnes qui nous ont aidés sans le leur dire, soutenus sans réserve, aimés sans compter, ces personnes à qui notre bonheur devient directement le leur, à qui un malheur en nous, en eux se transforme en pleur.

Je dédie ce modeste mémoire qui est l'accomplissement de longues années d'études, en premier lieu à :

À mon défunt père *EL GUIZI AHMED* que dieu l'accueille dans son vaste paradis .

À ma très chère mère *FATNA* à qui je dois beaucoup pour ces sacrifices, son amour, son aide et son soutien.

À ma très chère sœur *BADRA* .

À mes frères *HICHAM* et *AMJED*.

À ma très chère *ZAKIA* .

À tous (tes) mes oncles et mes tantes sans exception, ainsi leurs épouses et époux.

À tous (tes) mes cousins et cousines.

À toutes les deux familles : *EL GUIZI* et *DAJFALLAH*.

Le long de ma vie, J'ai été entouré de personnes qui m'ont donné le meilleur d'eux même, je crois qu'aujourd'hui il est le temps de dédiés du fond du cœur ce modeste travail a : *WAHIDO* , *NABIL* , *HAMZMEZ*, *MUSTAFA*, *MOH*, *YAHIA*
La liste est assez longue, je vous remercie pour tous les sentiments d'amitié que vous avez envers moi et dont je suis fier.

A tous et à toutes, je dédie ce travail

TAHA AMINE 2009 ❧

❧ REMERCIEMENTS ❧

Avant tout, nous remercions le bon Dieu qui a illuminé notre chemin et qui nous a armés de force et de sagesse, ainsi que la bonne volonté pour achever ce modeste travail.

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

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

Un grand remerciement à celui qui nous a permis de réaliser cette expérience avec l'ANBT Mr M. HASSANE.

Je remercie tous les personnels de l'ANBT/DET pour leurs conseils et orientation et spécialement Mlle *BENMEHRESSE*, Mr *NEHITI*, Mlle *ADOUI*.

Mon derniers remerciements, mais non les moindres s'adressent à tous mes amis de la promotion 2009, pour avoir beaucoup de sollicitudes et de chaleur humaine dont nous avons tant besoin, à savoir : *T.BACHBIR* , *H.KHALED* , *A.ISHAK* , *B.RAFIK* , *B.NABIL* , et les autres ...

Grands mercis à vous tous.

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 وامتداداتها.

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

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

INTRODUCTION GÉNÉRALE	1
CHAPITRE I : SITUATION GEOGRAPHIQUE, TOPOGRAPHIE	2
I .1. Introduction	2
I.2. Fond topographique existant	2
I .3. situation géographique du site	3
I.4. accès	4
I.5. Choix du site du barrage	4
I.6.caractéristiques morphologiques	5
CHAPITRE II : ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE	7
II .1. Introduction	7
II .2. Géologie générale	7
II.2.1. Les schistes de la série du Djebel Aïssa Mimoun	7
II.2.2. Olistostromes (ou argiles a blocs)	9
II.2.3. La formation numidienne	10
II.2.4. Le Neogene « post-nappes »	10
II .3. Géologie du site du barrage	11
II.3.1. Couverture quaternaire	11
II.3.2. Substratum antequaternaire	14
II .4. Géologie de cuvette	16
II.4.1. Substratum antequaternaire	16
II.4.2. Couverture quaternaire et phénomènes superficiels	17
II .5. Travaux de reconnaissance	17
II.5.1. Phase 1	17
II.5.2. Phase 2	18
II.5.3. Travaux effectue au niveau de l' l'évacuateur de crue	19
II .6. Géologie de l'axe de l'évacuateur de crue	19

CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE	20
III.1. Introduction	20
III.2. Caractéristiques morphologiques du bassin versant	20
III.2.1. Paramètres géométriques	21
III.2.2. Paramètres de forme	21
III.2.3. Paramètres du relief	25
III.3. Caractéristiques hydrographiques du bassin versant	25
III.3.1. Le chevelu hydrographique	25
III.3.2. Le profil en long de l'oued	31
III.3.3. Pente moyenne du cours d'eau principal Ic	31
III.3.4. La densité de drainage	33
III.3.5. Le coefficient de torrentialité Ct	33
III.3.6. Temps de concentration	33
III.3.7. Vitesse de ruissellement	36
III.4. Caractéristiques climatiques	37
III.4.1. La température	37
III.4.2. Vitesse du vent	38
III.4.3. Le Sirocco	39
III.4.4. La pluviométrie	40
III.5. Pluies de courtes durées	49
III.6. Etudes des apports	53
III.6.1. Apports liquides	53
III.6.2. Transport solide	58
III.7. Etude des crues	60
III.7.1. Détermination des débits maximaux fréquents par les formules empiriques	60
III.7.2. Détermination des hydrogramme de crues probables par la méthodes de Sokolovsky	60
III.7.3. Choix de fréquence de la crue du projet	67
III.8. Régularisation de l'écoulement	70
III.8.1. Courbes caractéristiques de la retenue	70
III.8.2. Détermination des besoins	73
III.8.3. Calcul du volume utile	73

CHAPITRE IV : LAMINAGE	81
IV.1. Introduction	81
IV.2. description et principe de l'effet de laminage	81
IV.2.1 Méthode de KOTCHERINE	82
IV.2.2. méthode grapho-analytique de Hildenblat	84
CONCLUSION	87
CHAPITRE V : ETUDE DE VARIANTE	88
V .1. Description du site de barrage	88
V .2. choix du type de barrage	88
V .3. dimensionnement de la digue	89
V .3.1. dimensionnement de la digue principal	89
V.4. Conception de la variante de l'évacuateur de crues	94
V.4.1. Emplacement de l'évacuateur de crues	94
V.4.2. Choix de l'évacuateur de crues	94
V.4.3. Choix du tracé de l'axe	94
Conclusion pour le choix de l'évacuateur de crues	96
CHAPITRE VI : ETUDE DE LA 1^{ER} VARIANTE	97
VI.1. Introduction	97
VI.2. Etude d'optimisation	97
VI.2.1. Calcul du cout de la digue	97
VI.2.2. Optimisation concernant l'évacuateur de crues	98
VI.2.3. Coût total de la digue plus l'évacuateur de crues	99
VI.3. Dimensionnement et calcul hydraulique de l'évacuateur de crues	102
VI.3.1 Canal d'amenée	102
VI.3.2. Calcul du déversoir	102
VI.3.3. calcul hydraulique du coursier	110
VI.3.4. Dissipateur d'énergie	112
VI.4. Phénomène hydraulique	118
VI.4.1. Localisation du point de départ de l'aération	118
VI.4.2. Aérateurs d'évacuateurs de crues	120
VI.5. vérification de l'apparition de phénomènes hydrauliques nuisibles	121

CHAPITRE VII : ETUDE DE 2^{EME} VARIANTE	122
VII.1. Introduction	122
VII.2. Etude d'optimisation	122
VII.2.1. Optimisation concernant l'évacuateur de crues	122
VII.2.2. Coût total de la digue plus l'évacuateur de crues	123
VII.3. Dimensionnement et calcul hydraulique de l'évacuateur de crues	125
VII.3.1 Dimensionnement du déversoir labyrinthe	125
VII.3.2. calcul hydraulique du coursier	127
VII.3.3. Dissipateur d'énergie	130
VII.4. Phénomène hydraulique	135
VII.4.1. aération du déversoir	135
VII.4.2. Localisation du point de départ de l'aération	136
VII.4.3. Aérateurs d'évacuateurs de crues	137
VII.5. vérification de l'apparition de phénomènes hydrauliques nuisibles	138
VII.6. Conclusion pour le choix de la variante	139
CHAPITRE VIII : ETUDE GENIE CIVIL	140
VIII.1. Généralités	140
VIII.2. Etude de stabilité	140
VIII.2.1. Stabilité du déversoir	140
VIII.2.2. Stabilité des murs bajoyers	144
VIII.3. Etude du ferrailage	147
VIII.3.1. Ferrailage du rideau	147
VIII.3.2. Ferrailage de la semelle	148
VIII.3.3. Ferrailage du déversoir	154
VIII.3.4 Ferrailage de la semelle de déversoir	155
VIII.4. Revêtement du fond du coursier	158
VIII.5. Joint	158
CHAPITRE IX : ORGANISATION DE CHANTIER	160
IX.1. Introduction	160
IX.2. L'excavation du déblais	161
IX.3. Bétonnage	162
IX.4. Délai d'exécution	162
IX.5. calcul du devis estimatif	162

IX.5.1. ferrailage	162
IX.5.2. Coffrage	163
IX.5.3. Coût du béton	164
IX.5.4. Coût de l'excavation	164
CHAPITRE X : PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL	165
X.1. Introduction	165
X.2. Conditions dangereuses dans le chantier	165
X.3. Actions dangereuses	166
X.4. Mesures préventives	166
X.5. Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation	166
CONCLUSION	168
CONCLUSION GÉNÉRALE	169

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU II.1 : Les sondages réalisés dans l'axe du barrage	13
TABLEAU III.1 : Surfaces par tranche d'altitudes.	26
TABLEAU III.2 : La pente moyenne du bassin versant	28
TABLEAU III.3 : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau	29
TABLEAU III.4 : Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)	30
TABLEAU III.5 : Evaluation du profil en long	31
TABLEAU III.6 : Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du b.v	37
TABLEAU III.7 : Relevés des températures en ° C	38
TABLEAU III.8 : Moyenne mensuelle de la vitesse des vents	38
TABLEAU III.9 : Nombre de jours de sirocco	39
TABLEAU III.10 : Coordonnées et code de la station MAKOUDA	40
TABLEAU III.11 : Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations	41
TABLEAU III.12 : Les caractéristiques pluviographiques de la région	41
TABLEAU III.13 : Pluies mensuelles et moyennes annuelles	42
TABLEAU III.14 : Pluies maximales journalières	43
TABLEAU III.15 : Les paramètres statiques de l'échantillon	46
TABLEAU III.16 : Ajustement a la loi de GUMBEL	47
TABLEAU III.17 : les précipitations des différent fréquence	49
TABLEAU III.18 : les précipitations des différent fréquence	50
TABLEAU III.19 : récapitulatif des apports	54
TABLEAU III.20 : récapitulatif des résultats des coefficients des variantes	57
TABLEAU III.21 : Les apports de différentes fréquences	57
TABLEAU III.22 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de 80%	58
TABLEAU III.23 : Débits maxima des crues de différentes périodes Ke retour	60

TABLEAU III.24 : Débits maxima des crues de différentes périodes de retour	61
TABLEAU III.25 : Débits maxima des crues de différentes périodes de retour	61
TABLEAU III.26 : Débits maxima des crues de différentes périodes de retour	62
TABLEAU III.27 : Débits maxima des crues de différentes périodes de retour	63
TABLEAU III.28 : Récapitulatif des débits maxima de crue	63
TABLEAU III.29 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue	64
TABLEAU III.30 : Les hydrogramme de crues	65
TABLEAU III.31 : Crues de projet recommandé	71
TABLEAU III.32 : Caractéristiques topographiques de la retenue	71
TABLEAU III.33 : Les besoins mensuels pour l'irrigation	73
TABLEAU III.34 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	76
TABLEAU III.35 : Calcul du volume utile en tenant compte des pertes	77
TABLEAU III.36 : Calcul du volume utile en tenant compte des pertes	78
TABLEAU III.37 : Régularisation interannuel	80
TABLEAU IV.1 : caractéristique de largeur de déversoir	84
TABLEAU V .1 : Récapitulatif du calcul de la NPHE	89
TABLEAU V .2 : Récapitulatif du calcul de la revanche	90
TABLEAU V .3 : Récapitulatif du calcul de Ncr	90
TABLEAU V .4 : Récapitulatif du calcul de Hb	91
TABLEAU V .5 : Récapitulatif du calcul de bcr	91
TABLEAU VI .1 : Coût du remblai	98
TABLEAU VI .2 : calcul le coût de béton de déversoir	100
TABLEAU VI .3 : calcul le volume de béton pour le coursier	100
TABLEAU VI .4 : le coût total de l'évacuateur	100
TABLEAU VI .5 : le coût total (l'évacuateur + la digue)	100
TABLEAU VI .6 : détail du quadrant amont	104
TABLEAU VI .7 : Calcul du quadran aval	105

TABLEAU VI .8 : différentes valeurs du rayon de raccordement	106
TABLEAU VI .9 : hauteurs d'eau et pertes de charge	109
TABLEAU VI .10 : cotes du plan d'eau et du fond de la tranchée	109
TABLEAU VI .11 : Différents paramètres de calcul de la ligne d'eau	110
TABLEAU VI .12 : Calcul du point de départ de l'aération	119
TABLEAU VII .1 : calcul le coût de béton de déversoir	123
TABLEAU VII .2 : calcul le volume de béton pour le coursier	123
TABLEAU VII .3 : le coût total de l'évacuateur	123
TABLEAU VII .4 : le coût total (l'évacuateur + la digue)	124
TABLEAU VII .5 : Différents paramètres de calcul de la ligne d'eau.	128
TABLEAU VII .6 : Calcul du point de départ de l'aération	137
TABLEAU IX .1 : Capacité du godet en fonction de V terrassement	161
TABLEAU IX .2 : capacité du camion	162
TABLEAU IX .3 : acier pour béton armé	163
TABLEAU IX .4: le ferrailage utilisé pour l'évacuateur de crue	164
TABLEAU X .1: Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation	167

LISTE DES FIGURES

FIGURE I.1 : Situation du projet du barrage zaouïa	3
FIGURE I.2 : Vue aérienne de la région du barrage	4
FIGURE I.3 : Site du barrage zaouïa. localisation des axes étudiés	6
FIGURE III.1 : le réseau hydrographique du bassin versant	22
FIGURE III.2 : Plan altimétrique du bassin versant	23
FIGURE III.3 : Répartition et courbe hypsométrique	27
FIGURE III.4 : Profil en long du talweg principal	32
FIGURE III.5A : Répartition mensuelle de la température	38
FIGURE III.5B : Répartition moyenne mensuelle de la vitesse des vents	39
FIGURE III.5C : Répartition nombre de jours de sirocco	40
FIGURE III.5D : Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations	41
FIGURE III.6 : Ajustement comparatif avec HYFRAN	44
FIGURE III.7 : Ajustement à une loi de GUMBEL	49
FIGURE III.8 : Pluies de courte durée	51
FIGURE III.9 : Intensité durée fréquence	52
FIGURE III.10 : Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen	58
FIGURE III.11 : Hydrogramme de crues	66
FIGURE III.12 : Courbes capacité surface hauteur	72
FIGURE V.1 : coupe type de barrage	93
FIGURE VI .1 : Courbes d'optimisation	101
FIGURE VI .2 : définition du système des coordonnées	103
FIGURE VI .3 : détail du quadrant amont (tous les chiffres par rapport à H=1m)	103
FIGURE VI .4 : Déversoir standard à parement amont surplombant	104
FIGURE VI .5 : Profile de quadrant aval	105

FIGURE VI .6 : Calcul hydraulique du déversoir	106
FIGURE VI .7 : calcul de la largeur aux sites	108
FIGURE VI .8 : graphique de la ligne d'eau	111
FIGURE VI .9 : notation pour l'écoulement sur l'auge d'un saut de ski	113
FIGURE VI .10 : rayon minimal relatif R_{min}/H_1 en fonction de F_1	114
FIGURE VI .11 : dent du dissipateur à auge	114
FIGURE VII .1 : Courbes d'optimisation	125
FIGURE VII .2 : la géométrie de déversoir labyrinthe	127
FIGURE VII .3 : graphique de la ligne d'eau	130
FIGURE VII .4 : notation pour l'écoulement sur l'auge d'un saut de ski	132
FIGURE VII .5 : rayon minimal relatif R_{min}/H_1 en fonction de F_1	133
FIGURE VII .6 : dent du dissipateur à auge	133
FIGURE VIII .1 : présentation des forces qui agissent sur le déversoir	141
FIGURE VIII .2 : schéma de calcul	146
FIGURE VIII .3 : Diagramme des contrainte sur la semelle	150
FIGURE VIII .4 : Diagramme des contrainte de la partie CA	151
FIGURE VIII .5 : Diagramme des contrainte de la partie BD	153
FIGURE VIII .6 : Diagramme des contrainte sur la semelle de déversoir	156
FIGURE VIII .7 : Diagramme résultant des contrainte sur la semelle de déversoir	156

INTRODUCTION GÉNÉRALE

INTRODUCTION GENERALE

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

Ce mémoire de fin d'étude, comprendra l'étude de deux variantes de l'évacuateur de crues du barrage de ZAOUIA, le premier est latérale à entonnement latérale, et le second latérale à déversoir sous forme de labyrinthe. Avant cela nous avons fait une étude hydrologique, qui nous a permis de dimensionner ces ouvrages.

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

Nous allons consacrer une partie de notre rapport de synthèse établi par ce bureau d'étude. Et nous parlerons de la géologie et la géotechnique, et nous toucherons brièvement l'étude des variantes de digues.

Nous consacrerons la plus grande partie de notre travail à revoir l'étude hydrologique avec des données mises à jour obtenues chez l'ANRH, et on appliquera ces résultats à l'étude du dimensionnement des variantes des deux types d'évacuateurs de crues situés précédemment dans le cadre de l'avant-projet détaillé. Et cela afin de trancher définitivement sur la variante à prendre après une étude d'optimisation.

CHAPITRE I :
SITUATION
GÉOGRAPHIQUE,
TOPOGRAPHIE

CHAPITRE I : SITUATION GEOGRAPHIQUE, TOPOGRAPHIE

I.1. Introduction:

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

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

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

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

I.2. Fond topographique existant :

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

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

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

 1/25000, La carte topographique de Tizi-Ouzou .

 1 :5.000, de la cuvette de la future retenue ZAOUIA

 1 :1.000, du site de barrage ZAOUIA

Les coordonnées Lambert du site sont :

X = 662,200Km

Y = 384,700Km

Z = 65,00m

I.3. situation géographique du site :

La région concernant le projet du barrage de Zaouïa appartient à la zone Nord-Ouest de la Grande Kabylie. Elle est localisée sur L'OUED STITA, affluent de la rive droite du SEBAOU à environ 1Km en amont de son confluent avec ce dernier et environ 5Km au NE de TIZI OUZOU. dans la commune de MAKOUDA précisément, qui est limitée par : la Daïra de TIGZIRT au nord, la Commune D'AIT AISSA Mimoun au sud, la Commune de BOUDJIMAA a l'est, les Communes de Attouche et Sidi NAAMAN a l'ouest. voire la figure I-1 , on a pu avoir une Vue aérienne de la région du barrage voire la figure I-2.

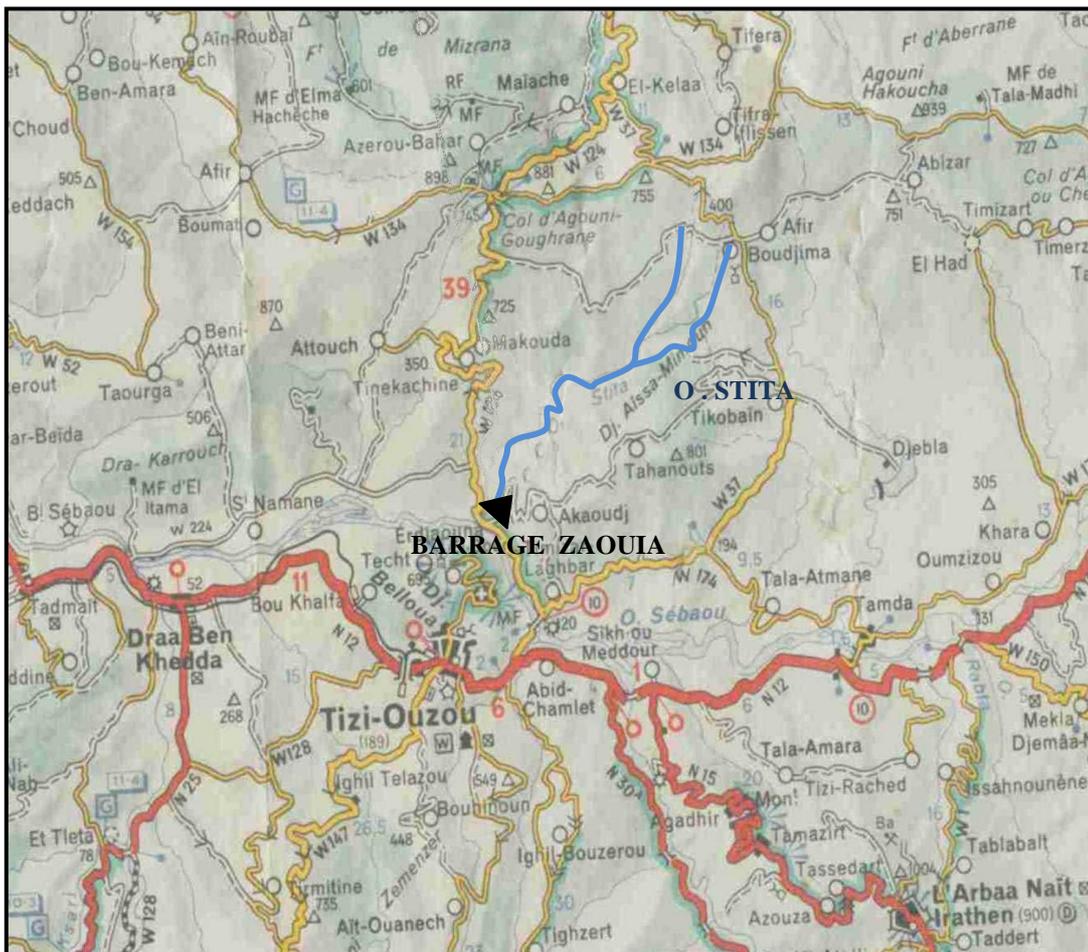


FIG I-1 : SITUATION DU PROJET DU BARRAGE ZAOUÏA.

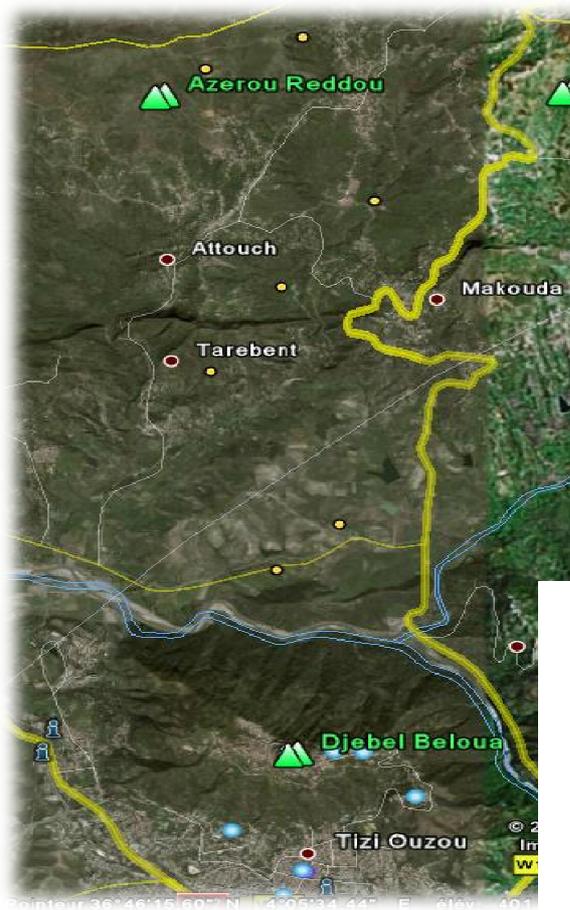


FIG I-2: VUE AERIEN

I.4. accès :

L'accès dans la zone du projet est de 2 Km, puis prendre la RN 72 vers l'E sur 2 Km, puis prendre la RN 72 vers l'E longeant la rive droite de l'Oued SEBAOU à DRAA BEN KHEDDA

I.5. Choix du site du barrage :

Le choix d'un site apte pour la réalisation du barrage doit tenir compte des conditions techniques et économiques, ainsi que des conditions topographiques, géologiques et hydrologiques.

Parmi les critères déterminants de la sélection du site suivants :

- ✓ Garantir la quantité d'eau

ERROR: ioerror
OFFENDING COMMAND: image

STACK:

CHAPITRE II :
ETUDE GÉOLOGIQUE
ET GÉOTECHNIQUE

CHAPITRE II : ETUDE GÉOLOGIQUE ET GÉOTECHNIQUE

II .1. Introduction :

L'étude géologique est un stade très important dans la conception de la retenue collinaire, basée essentiellement sur les données Recueillies in situ grâce à des observation faites sur le site, après plusieurs compagnes de reconnaissances faites sous formes de prospections par sondages et puits en différents endroits de la retenue (zone d'emprunt et zone d'emprise de la digue et de son évacuateur de crues) et aussi avec l'analyse descriptive (lithologie) des formations géologiques constituant le relief.

La recherche, la collecte puis l'exploitation de la documentation qui existe sur la zone étudiée telle que cartes géologiques (annexe 1), topographiques et divers documents...etc.

II .2. Géologie générale :

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

II.2.1. Les schistes de la série du Djebel Aïssa Mimoun

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

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

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

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

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

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

La série du Djebel Aïssa Mimoun est affectée des plis hectométriques soulignés par des niveaux de tufs rhyolitiques. Ils sont d'axe sensiblement E-W et déversés vers le S, d'âge post Lanvirn (phase hercynienne).

Les fractures qui affectent le massif Aïssa Mimoun sont d'orientation N 70⁰, N 140⁰ et N-S. Le plus remarquable est le décrochement sénestre, orienté N-S, décalant vers le Nord la partie orientale du Djebel Aïssa Mimoun.

II.2.2. Olistostromes (ou argiles a blocs)

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

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

Les olistostromes de cette partie du bassin versant sont considérés de D. Raymond en position II, contenant des olistolites de toutes les unités, ceux de faciès tellien étant localisés le plus fréquemment à sa base. Ils reposent généralement sur le Crétacé supérieur, beaucoup plus rarement sur l'Eocène de l'unité tellienne de Dellys. Il convient de souligner qu'il ne s'agit jamais d'une limite franche entre l'unité de Dellys et l'olistostrome II. On observe fréquemment une désorganisation progressive du substratum manifestée par une stratification confuse, rupture et tronçonnement des niveaux durs. Du point de vue cartographique, lorsque les datations de la matrice font défaut, la limite inférieure de l'olistostrome a été fixée au sein même de cette zone de dissociation. La limite supérieure de l'olistostrome en position II pose des problèmes liés de rapports avec la formation numidienne et avec le Miocène post-nappes. Si l'on trouve fréquemment des olistolites à faciès numidien dans l'olistostrome II par contre, il est rare d'observer de contacts entre ce dernier et les massifs numidiens d'échelle kilométrique.

Concernant les rapports avec le Miocène post-nappes on constate que ce dernier recouvre fréquemment l'olistostrome II. Les termes de base du Miocène post-nappes livrent Globigerinoides sicanus, alors que l'olistostrome recèle Globigerinoides trilobus et même des formes intermédiaires. Il n'y a donc pas de coupure stratigraphique décelable entre les deux formations. La période d'émersion et d'évolution morphologique

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

II.2.3. La formation numidienne

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

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

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

II.2.4. Le Neogene « post-nappes »

Le Neogene « post-nappes » est représenté dans la zone du bassin versant par des dépôts miocènes appartenant au Burdigalien terminal (conglomérats et grés) et au Langhien-Serravallien (marnes).

II.2.4.1. Le Burdigalien terminal

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

La série y débute par des conglomérats qui semblent reposer directement sur l'olistostrome (le contact de base est masqué par des éboulis récents). Les galets des

conglomérats, peu rous, d'un volume variant du dm^3 au m^3 , sont tous des roches provenant du socle kabyle : gneiss, granites, micaschistes, marbres, quartz filonien. Mais il n'est pas exclu qu'une partie des galets soit empruntée aux conglomérats de l'Oligo-Miocène kabyle, également discordant sur le massif ancien.

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

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

II.2.4.2. Le Langhien-Serravallien

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

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

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

II .3. Géologie du site du barrage :

La structure géologique du site du barrage a été établie sur la base des informations bibliographiques concernant l'encadrement dans l'architecture de la région du bassin versant et par l'interprétation des résultats des travaux de reconnaissance réalisés.

II.3.1. Couverture quaternaire :

La couverture quaternaire est représentée par les alluvions récentes et actuelles de la vallée de l'Oued Stita et par les colluvions des versants.

A. Alluvions

Les alluvions actuelles et récentes de l'Oued Stita, dans la zone du site du barrage ont été traversées par les sondages réalisés sur des profondeurs allant de 12,4 m (Z.S1) à 21 m (Z.S7).

Ces profondeurs enregistrées sont à discuter, du fait que dans le remplissage alluvionnaire de la vallée, nous avons englobé les grés se trouvant à la limite avec des schistes métamorphiques.

L'origine de ces grés devra faire l'objet d'une analyse plus détaillée, qui dépasse le cadre d'une étude de faisabilité, sauf l'hypothèse que sont des blocs de grés de la base du dépôt alluvial, l'hypothèse qu'ils appartiennent à la série du Djebel Aissa Mimoun sera à discuter. L'hypothèse que ces grés appartiennent à la formation molassique du

Burdigalien terminal devra être éliminée du au fait que les deux versants sont entièrement taillés dans des schistes métamorphiques, modelés par érosion après la sédimentation du Miocène post-nappes. L'hypothèse que ces grés sont des tufs rhyolitiques serait probable, ces derniers étant cités parmi les composants de la série du Djebel Aissa Mimoun.

La zone de « grés », située à la base du dépôt alluvial, a été intercepté à des profondeurs de 11,20 m à 12,40 m (Z.S1), de 13 m à 14 m (Z.S2) et de 16 m à 21 m (Z.S7).

Les alluvions du fond du lit de l'oued se composent de graviers et de galets subanguleux, constitués principalement de schistes et de grés, qui sont mélangés au sable. Ce matériau granuleux pourrait former une couche de 1 à 2 m d'épaisseur au dessus de dépôts plus imperméables, ce qui favorise la stagnation d'eau au fond du chenal. Le dépôt plus imperméable se trouvant sous le matériau granuleux du lit de l'oued est représenté par des limons sableux argileux, légèrement graveleux.

Le sondage Z.S2, implanté dans le lit de l'oued, a traversé une couche de graviers et galets sableux de 1 m d'épaisseur et la couche plus imperméable (limons sableux argileux) de 4,5 m épaisseur Jusqu'à la zone de « grés », située à la base du dépôt alluvial, le sondage a intercepté une couche de galets, graviers et sables de 7,5 m épaisseur.

Généralement, les éléments des alluvions granuleuses sont subanguleux de taille moyenne, rarement dépassant 10 cm de diamètre.

B. Colluvions

Dans l'emprise du barrage, les appuis rocheux sont généralement couverts d'une couche de colluvions, de 2 à 3 m épaisseur en moyenne, formée de blocs de schistes argileux dans une matrice silteuse, brune. Localement, la couverture de colluvions peut atteindre des épaisseurs importantes, dans des zones d'accumulation sur des ravines, ou par glissement.

Les sondages réalisés dans l'axe du barrage choisi (A – B) ont traversé la couverture de colluvions (y compris, par endroits, une partie de la roche décomposée) sur les épaisseurs suivantes :

Tableau II.1 : les sondage réalisés

Sondage	Appui	Cote (m NGA)	Epaisseur des colluvion (m)	Observations
Z.S3	RG	109,37	18	éboulis
Z.S4	RG	77,35	5	
Z.S5	RD	79,26	3	
Z.S6 bis	RD	94,51	3	
Z.S6	RD	98,80	3	

A.N.B.T

Les colluvions contiennent des proportions variables de matériel rocheux de calibres très divers provenant des roches-mères et plus rarement de galets et graviers, coulés probablement dans une terrasse d'alluvions ancienne. Les plus grands éléments rocheux, dans l'ensemble des colluvions, en provenance du substratum schisteux, sont représentés par des blocs de quartz et parfois par des fragments de schistes non « digérés » par altération Les couleurs des colluvions oscillent du jaune ocre au brun.

C. Glissements et éboulis

Les zones d'accumulation de colluvions, dont l'épaisseur est importante, peuvent être le siège ou la conséquence de glissement et d'éboulement. Ainsi, en rive gauche, dans la zone du sondage Z.S3, épaisseur de la masse colluviale interceptée nous oblige à penser qu'il s'agit d'un éboulis en provenance d'en haut du versant.

Toutefois, en aval de l'emprise du barrage, dans la rive gauche, le sol qui suit une pente de 10° en moyenne semble être formée de limon argileux brun-orange à brun-rouge contenant des fragments anguleux de roche faisant jusqu'à 50 cm. Ce matériau qui semble faire au moins 8 à 10 m d'épaisseur, a été raviné en surface par plusieurs petits cours d'eau. Il pourrait s'agir d'un glissement de terrain affectant la couverture colluviale et partiellement la zone de la roche fortement altérée ou décomposée.

II.3.2. Substratum antequatenaire

A. Lithologie

Dans le site du barrage, le substratum rocheux antequatenaire est représenté par des schistes métamorphiques appartenant à la série du Djebel Aissa Mimoun, qui recouvre tectoniquement la série de schistes satinés.

Selon G. Bossiere et D. Raymond (1972), la série du Djebel Aissa Mimoun est représentée par des schistes brun verdâtre, friables, d'aspect silteux ou argileux, à schistosité de fracture souvent très importante, oblique sur la stratification, avec des intercalations de tufs rhyolitiques et albitophyres.

Dans les schistes du Djebel Aissa Mimoun, A. Lambert (1948) a découvert des gisements fossilifères qui ont permis aux H. et G. Termier (1950) d'affirmer l'âge Llavirn de ces associations.

Si la série satinée est épimétamorphique, la série du Djebel Aissa Mimoun est située à la limite de l'épizone et de l'anchizone, dû au fait que les minéraux détritiques et les structures sédimentaires sont aisément reconnaissables.

Dans la plupart du site du barrage, le substratum de schistes paléozoïques est masqué par la couverture alluvio-colluviale. La zone d'affleurement plus importante se trouve dans la rive droite, au long de la RN 72. Il s'agit en règle générale de schistes à schistosité grossière, de teinte gris verdâtre à brun verdâtre, fréquemment colorés en surface par des enduits ferrugineux rouges et jaunes. Ces schistes se débitent en plaquettes à surface irrégulière et présentent une alternance de straticules à tendance arénacée et de straticules plus phylliteux.

La plupart du temps, la masse de schistes est injectée d'une multitude de filonets de quartz centimétriques, dont les plus épais atteignent une vingtaine de centimètres

B. Géométrie des couches, failles et fractures

Le substratum schisteux est intensément plissé et fracturé, aucune direction préférentielle des plans de stratification ou de foliation n'a pu être mise en évidence par les mesures faites sur les affleurements., ou les orientations des plans de foliation ont été figurées sur les affleurements situés au long de la RN 72.

Sur le sommet de la rive droite, la foliation s'enfonce à $210^{\circ}/25^{\circ}$. Par contre, sur la rive gauche en amont de l'axe on peut observer dans un petit affleurement que la foliation plonge à $80^{\circ}/30^{\circ}$.

Généralement, les plans de foliation ont des pendages allant de 5° à 40° , dont la plupart se situent dans l'intervalle de 20° à 26° .

Malgré cette dispersion des orientations des plans de foliation, quelques plis d'axe E-W ou NW-SE ont été mis en évidence. Ce sont des plis secondaires en concordance avec le style tectonique de la série du Djebel Aissa Mimoun qui est affectée de plis hectométriques d'axe sensiblement E-W, soulignés par des niveaux de tufs rhyolitiques.

Les schistes sont intensément diaclases et fracturés. Les mesures de diaclases et de fractures faites sur les affleurements montrent une très grande dispersion des orientations. Généralement, ces sont fortement inclinées de 55° à 85° .

Les différentes études ont mis en évidence par ailleurs trois systèmes de failles principales : $N70^{\circ}$, $N140^{\circ}$ et N-S.

Au moins deux failles appartenant au premier système affectent le site. La faille la plus au sud passe sous l'emprise du barrage, traversant l'axe à la base de l'appui rive gauche. Cet accident a été déduit par la corrélation d'une zone broyée à l'aspect béchique, de 3 m d'épaisseur, se trouvant dans l'affleurement de la rive droite, avec la faille détectée par prospection géophysique.

Une autre fracture majeure, de même orientation, a été supposée à l'amont de l'emprise, à partir d'une zone broyée de 1,5 m d'épaisseur, détectée dans l'affleurement de la rive droite.

Même la création de la zone de gorge de l'Oued Stita peut être liée à un accident d'orientation N-S.

II .4. Géologie de cuvette

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

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

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

II.4.1. Substratum antequaternaire :

La retenue du barrage de Zaouia est située, presque entièrement, dans des terrains néogènes « post – nappes », représentés par les dépôts appartenant au Langhien – Serravalien, discordants sur la série d'Aissa Mimoun .

A. Les schistes de la série du Djebel Aissa – Mimoun

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

La série métamorphique du Djebel Aissa Mimoun est représentée principalement par des schistes brun – verdâtre friables, d'aspect silteux ou argileux. Dans la masse de schistes on trouve des tufs rhyolitiques remaniant des débris de roches métamorphiques. Par endroits, des passées de schistes fossilifères (d'âge Llanvirn probable) et des intercalations d'albitophyres ont été mises en évidence.

La série du Djebel Aissa Mimoun est affectée par des plis hectométriques d'axe sensiblement E – W et déversés vers le S.

Les fractures qui affectent le massif Aissa Mimoun sont d'orientation N70°, N140° et N – S.

B. Le Néogène « post – nappes »

Le Néogène « post – nappes » est représenté dans la cuvette de la retenue du barrage de Zaouia par le cycle supérieur marneux du Miocène, appartenant au Langhien – Serravallien.

Cette série occupe la plupart du synclinal de l'oued Stita-Tadmait . Si dans le flanc N du synclinal cette série couvre les termes du Burdigalien terminal, par contre dans le flanc S, les marnes à Orbulines de cette série sont directement transgressives sur les schistes du versant nord du Djebel Aissa Mimoun.

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

Les marnes du cycle supérieur sont définies comme « argilites calcaires du Miocène, grises et de faible résistance».

II.4.2. Couverture quaternaire et phénomènes superficiels

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

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

II .5. Travaux de reconnaissance effectués :

l'étude du site (Axes du barrage proposé) a compris deux phases comme il suit:

II.5.1 Phase 1

- ✓ Levé géologique de surface, échelle 1 :1000

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

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

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

Pour le choix de l'axe : Suite à analyse des données disponibles à la fin de la première phase de la campagne de reconnaissance, l'axe I (A-B) aval a été considéré plus compétitif par rapport de l'axe II (C-D), situé en amont
Du au fait que les conditions géologiques sont semblables, les conditions morphologiques ont été déterminantes

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

Phase 2

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

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

II.5.3 Travaux effectués au niveau de l'axe de l'évacuateur de crue

Dans la campagne géologique de l'étude de faisabilité du barrage de ZAOUIA, on a effectué deux sondages au niveau de l'axe de l'évacuateur de crues. Qui ont permis de tracer la coupe géologique de celui-ci. (Référence annexe 2).

II .6. Géologie de l'axe de l'évacuateur de crue

L'analyse de la coupe géologique faite le long de l'axe de l'évacuateur de crue a montré que le sous-bassement de l'axe de l'évacuateur de crue comparent comme on l'a situé précédemment ante quaternaire et une quaternaire. L'ante quaternaire est constitué de deux formes de schistes (des schistes sains et fissurés) qui remontent pratiquement dans les versants. Et la quaternaire comprend des couches de limons et d'alluvions notamment dans la région qui se trouve dans le lit de l'oued.

Le versant rive droite s'avère être plus favorable pour l'implantation d'un évacuateur de crues .

La fondation du déversoir sera réalisée, à la cote 85 m environ, dans des schistes tectonisés, moyennement altérés.

Le coursier sera fondé dans la zone de schistes tectonisés, intensément altérés et fragmentés, développés sous la couverture colluviale, par endroits dépassant 10 m de profondeur (annexe 2).

Le bassin d'amortissement sera fondé dans des schistes moyennement tectonisés et altérés et partiellement dans la zone d'intense altération.

En fin, la risberme, sera fondée dans les alluvions grossières de la base du dépôt, juste en face de la zone de glissement située en rive gauche de la vallée

Rappelons que la réalisation du bassin d'amortissement de la risberme de l'évacuateur de crues impose l'enlèvement partiel de la masse du glissement et des mesures de protection de l'ouvrage.

CHAPITRE III :

ETUDE HYDROLOGIQUE

CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE

III.1. Introduction :

Le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont liés à une évaluation correcte de l'importance de la crue. Dans ce cadre nous procédons dans une étude hydrologique du bassin versant de l'Oued Stita pour déterminer certains paramètres de base pour la réalisation du barrage, comme le volume mort, le volume utile, le débit régularisé, le débit de crues, le débit solide, le laminage des crues....etc.

III.2. Caractéristiques morphologiques du bassin versant :

L'utilisation des différents types de paramètres morphométriques a pour but la qualification des facteurs caractéristiques du milieu physique d'un bassin versant. Les principaux paramètres morphométriques qui agissent sur la variation du régime hydraulique sont :

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

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

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

Le plan altimétrique du bassin est donnée sur la **Figure N°III.02**

La couverture végétale sous forme de forêt d'oliviers et de forêt domaniales occupent un pourcentage non négligeable de la superficie totale du bassin. Ainsi que

d'autres cultures céréalières saisonnières ce qui est un avantage pour la stabilité des versant du bassin ainsi que la diminution du charriage des matériaux dans la cuvette de la future retenue.

III.2.1. Paramètres géométriques :

III.2.1.1 Superficie du bassin versant :

Après avoir délimiter le contour du bassin versant, sur les cartes topographique de :

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

III.2.1.2 Périmètre du bassin versant :

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

III.2.2. Paramètres de forme :

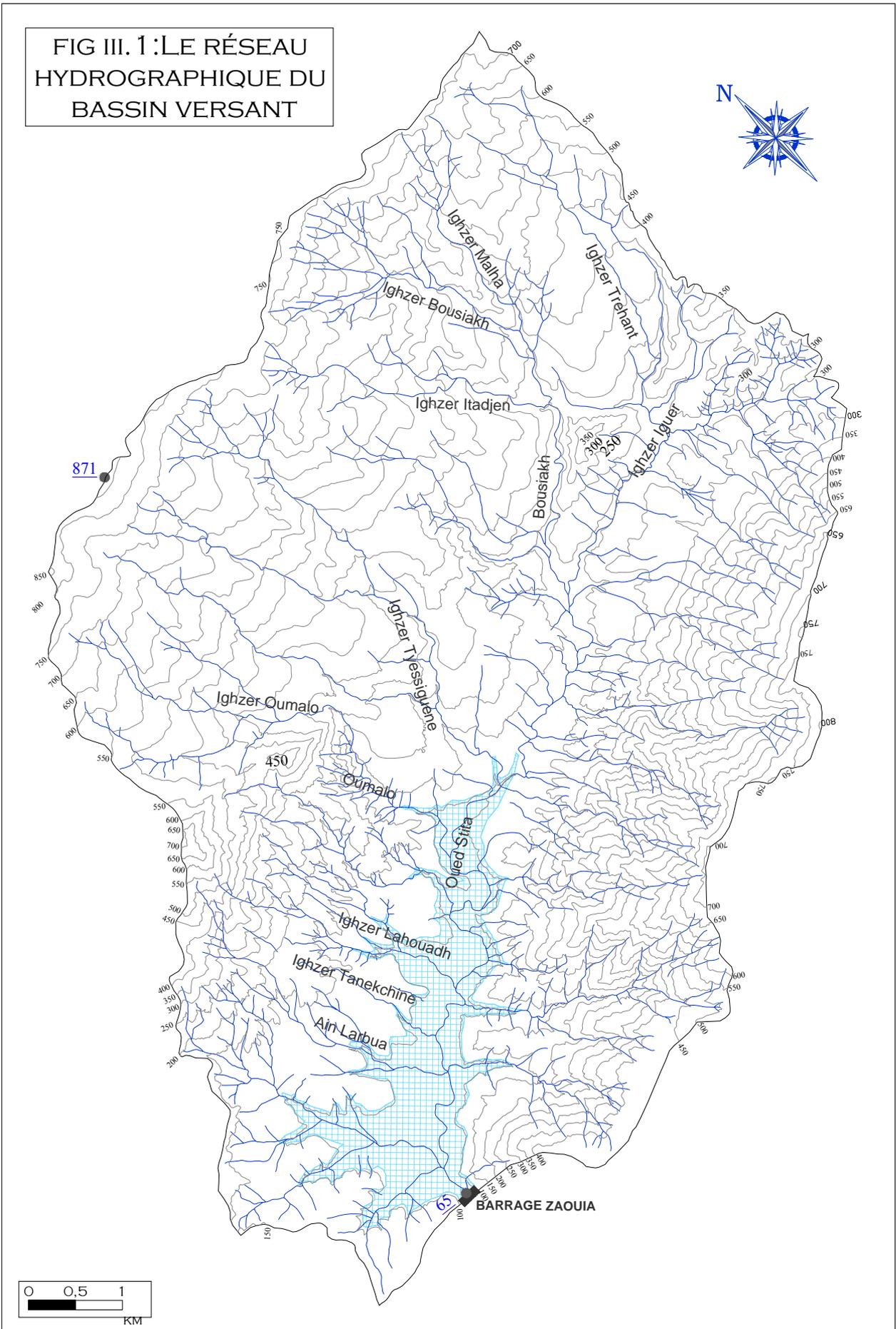
III.2.2.1. Indice de compacité de Gravellius K_c :

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 :

FIG III. 1 : LE RÉSEAU
HYDROGRAPHIQUE DU
BASSIN VERSANT



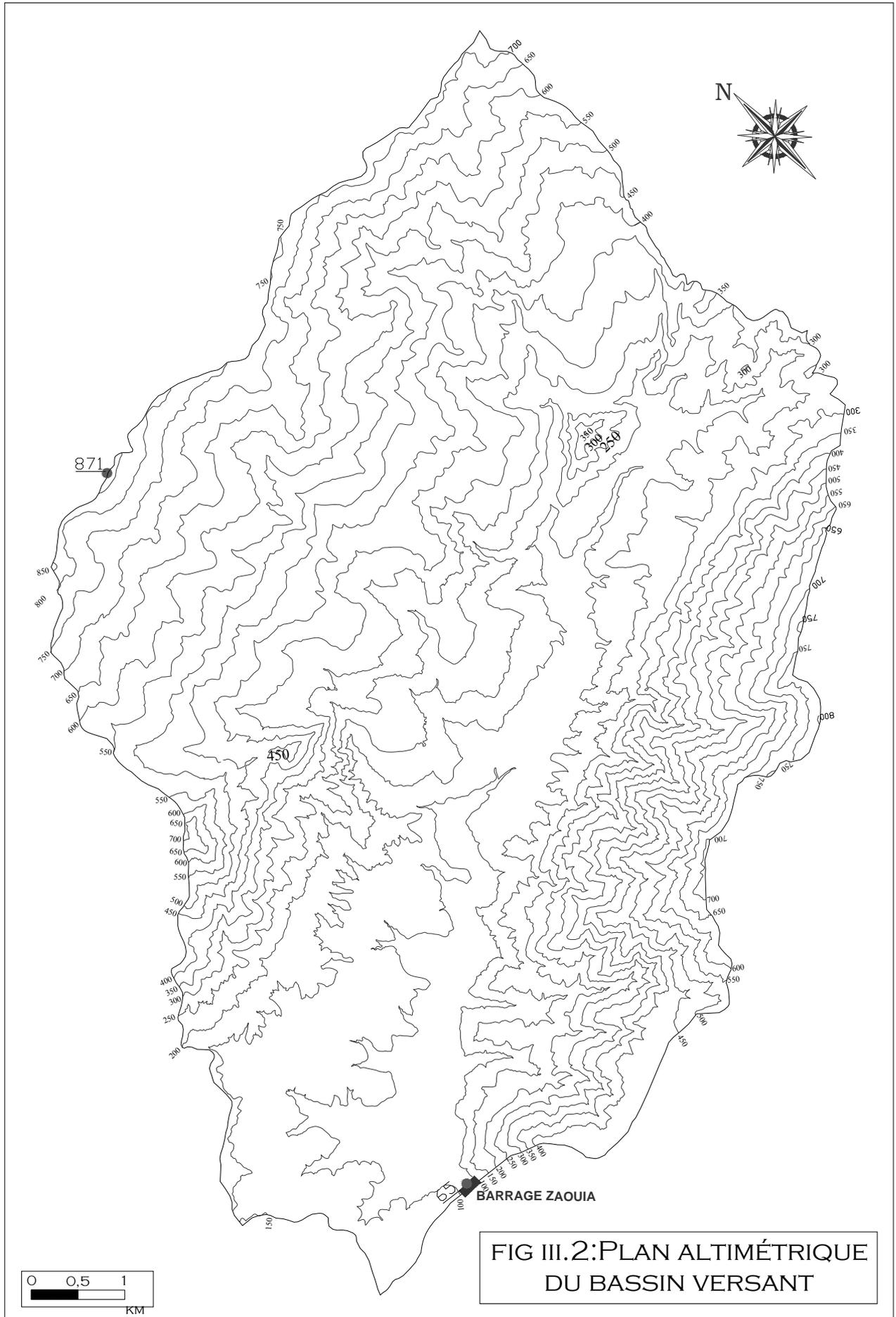


FIG III.2: PLAN ALTIMÉTRIQUE
DU BASSIN VERSANT

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

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

$$\Rightarrow K_C = \frac{P}{P_C} = \frac{P}{2\pi R} ; R = \sqrt{\frac{S}{\pi}} \quad P_C = 2\pi R = 2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}$$

$$K_C = \frac{P}{2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} ; \text{(III.2)}$$

Avec : P : périmètre du bassin versant (Km)

S : surface du bassin versant (Km²)

K_C : indice de Gravelouse

Cet indice se détermine à partir d'une carte topographique en mesurant le périmètre du bassin versant et sa surface. Il est proche de 1 pour un bassin versant de forme quasiment circulaire et supérieur à 1 lorsque le bassin est de forme allongée.

Soit :

K_C = 1.31

Si K_C = 1 ⇒ bassin ramassé

Si K_C > 1 ⇒ bassin allongé

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

III.2.2.3. Rectangle équivalent:

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

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P = 2*(L+l) \quad \text{et} \quad S = L*l \rightarrow (1) ; \text{(III.3)}$$

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

$$K_C = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \rightarrow (2) ; \text{(III.4)}$$

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

$$L_r = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,12} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right) ; \text{(III.5)}$$

$$l_r = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,12} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right) ; \text{(III.6)}$$

Avec L_r : longueur du rectangle équivalent en (Km)

l_r : largeur du rectangle équivalent en (Km)

On obtient : $L_r = 14.86 \text{ km}$ et $l_r = 4.71 \text{ km}$

III.2.3. Paramètres du relief :

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

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

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

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

III.2.3.1 Courbe hypsométrique :

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

La courbe hypsométrique est donnée dans la **Figure N°III.03**

Le **Tableau N°III.01** donne la répartition des surfaces en fonction des cotes

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

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

III.2.3.2 Altitude moyenne du bassin versant :

Celle-ci est donnée par deux procédés :

 Graphiquement :

C'est l'ordonnée de la courbe hypsométrique correspondante à la surface 50%. C'est l'altitude médiane. $H_{50\%} = 344,59 \text{ m.}$

 Analytiquement :

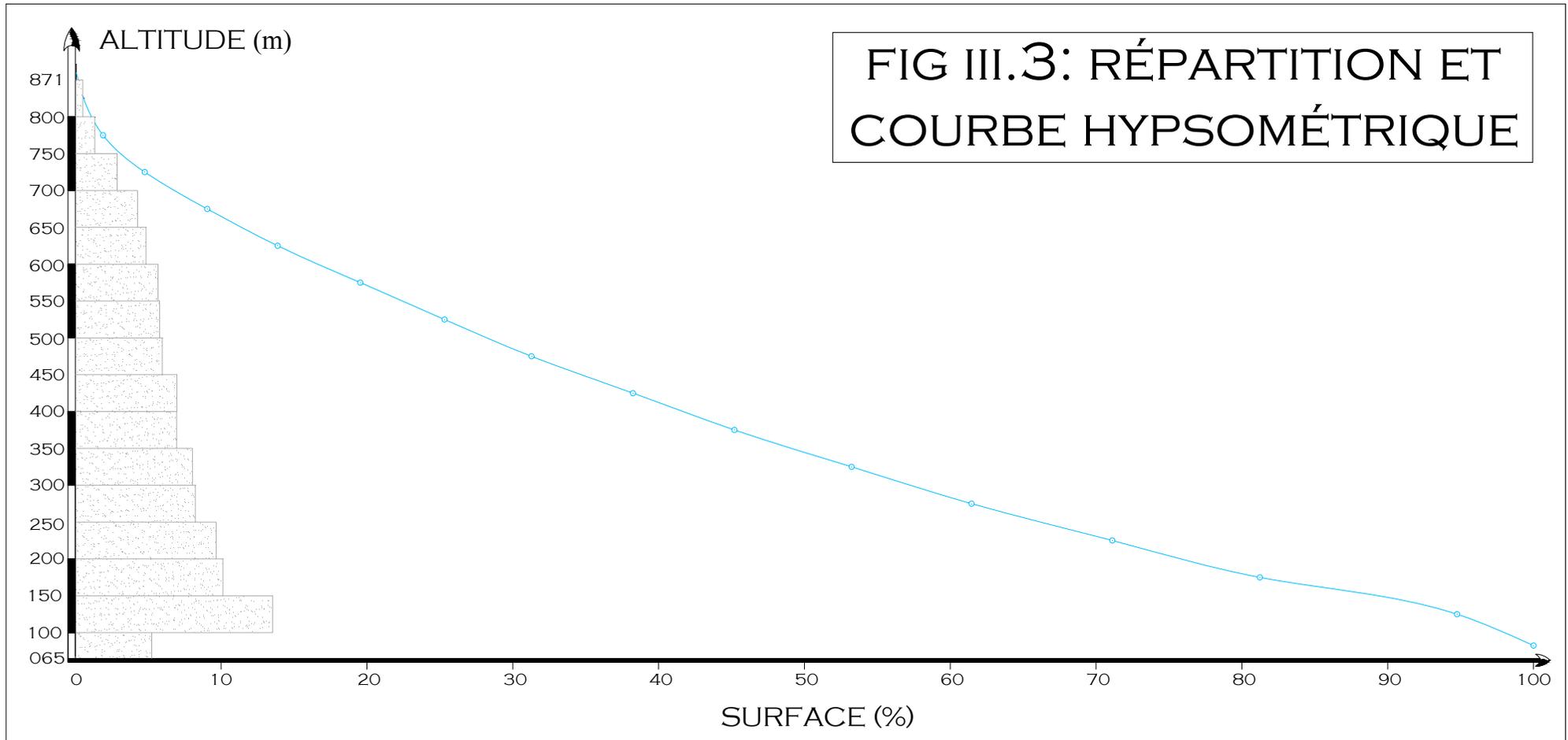
$$H_{\text{moy}} = \sum \frac{S_i \cdot H_i}{S} ; (\text{III.7})$$

Avec : S_i : surface partielle entre deux courbes de niveau (Km²)

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

S : Superficie du bassin versant (Km²)

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



III.2.3.3. Pente moyenne du bassin versant :

$$I_m = \frac{\Delta H.(0,5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0,5l_n)}{S} \quad ;(III.8)$$

Avec : ΔH : dénivelés entre deux courbes de niveaux successives

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

S: superficie du bassin versant (Km²).

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

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

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

III.2.3.4 Indices de pente :

 **Indice de pente globale I_g :**

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

$$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \quad ;(III.9)$$

Avec : L : longueur du rectangle équivalent = 14.86 km

On a : $\left. \begin{array}{l} H_{5\%} = 721,82 \text{ m} \\ H_{95\%} = 123,36 \text{ m} \end{array} \right\} \quad I_g = 4,03 \%$

 **Indice de pente moyenne I_{pm} :**

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

$$I_{pm} = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L} \quad ;(III.10)$$

Avec : L : longueur du rectangle équivalent

On a : $\left. \begin{array}{l} H_{\max} = 871 \text{ m (Icheraouene)} \\ H_{\min} = 65 \text{ m (L'exutoire)} \end{array} \right\} I_{pm} = 5,42 \%$

🚧 Indice de pente M.ROCHE I_p :

I_p 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 H_i est H_{i-1} .

il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{S_i (H_i - H_{i-1})} \quad ;(III.11)$$

Avec : L : longueur de rectangle équivalent (m)

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

Tableau N°III.03 : les surface partielle

Altitudes [m]	Hi - Hi-1 [m]	S [Km ²]	S[%]	S(Hi - Hi-1)
871-850	21	0,041	0,06	1,237
850-800	50	0,359	0,51	25,630
800-750	50	0,928	1,33	66,358
750-700	50	2,005	2,87	143,309
700-650	50	2,989	4,27	213,687
650-600	50	3,383	4,84	241,799
600-550	50	3,966	5,67	283,485
550-500	50	4,043	5,78	289,023
500-450	50	4,169	5,96	298,009
450-400	50	4,865	6,96	347,772
400-350	50	4,865	6,95	347,743
350-300	50	5,620	8,03	401,710
300-250	50	5,758	8,23	411,557
250-200	50	6,750	9,65	482,503
200-150	50	7,079	10,12	505,976
150-100	50	9,458	13,52	676,066
100-065	35	3,669	5,24	183,575
Somme		69,95	100.00	

A.N : $I_p = 1.81\%$

III.2.3.5. Dénivelée spécifique :

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

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

A.N : $D_s=376,36 \text{ m}$

Tableau N°III.04 :Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)

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

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

III.3. Caractéristiques hydrographiques du bassin versant :

III.3.1. Le chevelu hydrographique :

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

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

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

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

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

III.3.2. Le profil en long de l'oued :

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

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

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

Tableau N°III.05 : Evaluation du profil en long.

N°	courbe de niveau	distance partielle (m)	distance cumulée (m)
1	675-650	0,116	0,116
2	650-600	0,353	0,469
3	600-550	0,412	0,881
4	550-500	0,351	1,232
5	500-450	0,35	1,582
6	450-400	0,496	2,078
7	400-350	0,775	2,853
8	350-300	0,511	3,364
9	300-250	0,598	3,962
10	250-200	0,121	4,083
11	200-150	1,784	5,867
12	150-100	4,424	10,291
13	100-065	6,69	16,981

III.3.3. Pente moyenne du cours d'eau principal I_c :

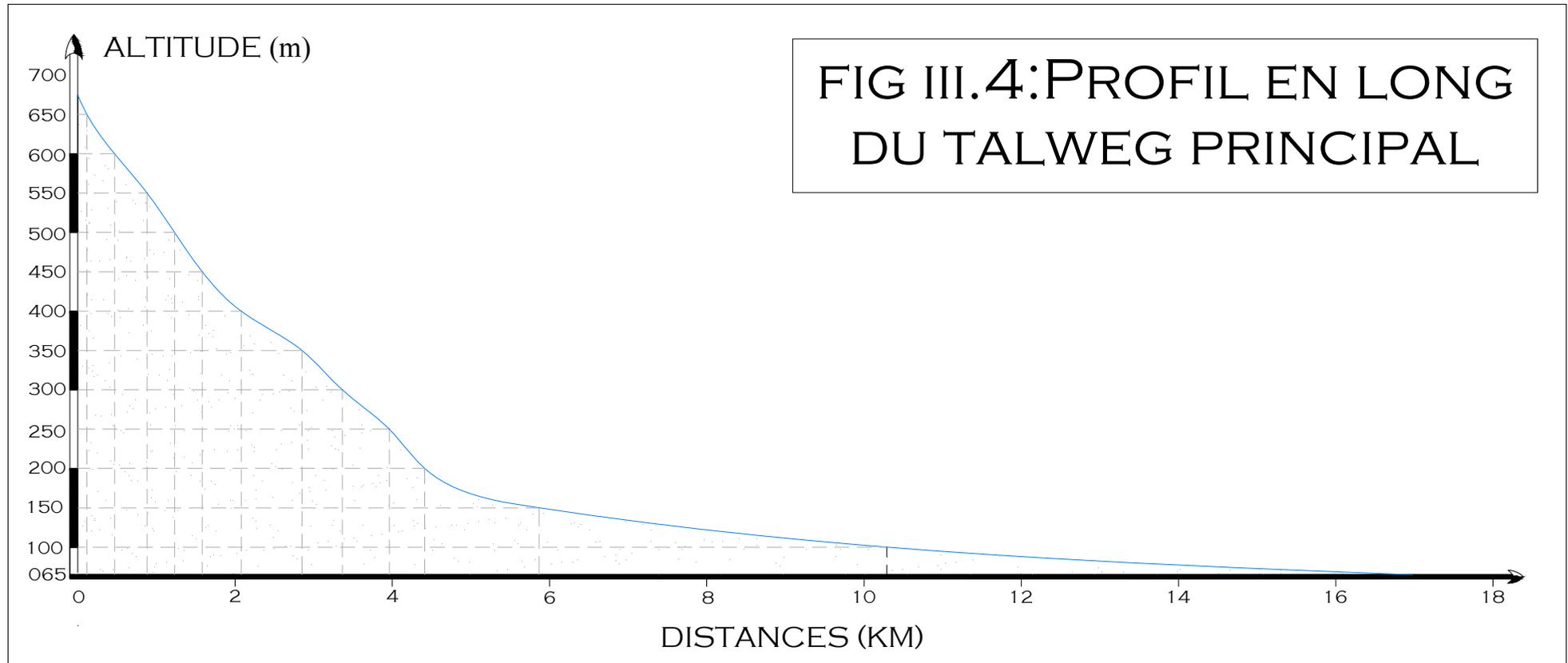
La pente moyenne du bassin d'Oued Chouiret est calculée selon la relation suivante :

$$I_c = \frac{\Delta H}{\Delta L} ; \text{(III.13)}$$

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

ΔL : La distance entre ces deux points.

AN : $I_c = 4,02\%$



III.3.4. La densité de drainage :

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

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} ; \text{(III.14)}$$

Avec : $\sum_{i=1}^n L_i$: somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i = 317,012 Km.

S : surface du bassin versant = 69,95 Km²

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

III.3.5. Le coefficient de torrentialité Ct :

$$C_t = D_d \cdot F_d \cdot N/S ; \text{(III.15)}$$

Avec: Dd : la densité de drainage.

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

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

S : Surface du bassin versant.

AN : **$C_t = 40,48$**

III.3.6. Temps de concentration :

Le temps de concentration t_c des eaux sur un bassin versant se définit comme le maximum de durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre un point du bassin et l'exutoire de ce dernier, Il est composé de trois termes différents :

t_h : Temps d'humectation c'est le temps nécessaire à l'imbibition du sol par l'eau qui tombe avant qu'elle ne ruisselle.

t_r : Temps de ruissellement ou d'écoulement c'est le temps qui correspond à la durée d'écoulement de l'eau à la surface ou dans les premiers horizons de sol jusqu'à un système de collecte (cours d'eau naturel, collecteur).

t_a : Temps d'acheminement c'est le temps mis par l'eau pour se déplacer dans le système de collecte jusqu'à l'exutoire.

Le temps de concentration t_c est donc égal au maximum de la somme de ces trois termes, soit :

$$T_c = \max(\sum(T_h + T_r + T_a))$$

Théoriquement on estime que t_c est la durée comprise entre la fin de la pluie nette et la fin du ruissellement. Pratiquement le temps de concentration peut être déduit de mesures sur le terrain ou s'estimer à l'aide de formules le plus souvent empiriques.

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

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_p}{0.8\sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}} \quad ;(\text{III.16})$$

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

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

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

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

AN : $T_c = 4,35$ Heures

✚ **Formule de CALIFORNIA:**

$$T_c = \left(\frac{0.87 \cdot L_p^3}{H_{\text{max}} - H_{\text{min}}} \right)^{0.386} \quad ;(\text{III.17})$$

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

H_{max} : Altitude maximale du bassin versant (m NGA)

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

AN : $T_c = 1,9$ Heure

✚ **Formule de KIRPICH :**

$$T_c = 0,6615 \cdot L_p^{0,77} \cdot i_g^{0,385} \quad ;(\text{III.18})$$

Avec : L_p : Longueur du cours d'eau principal (km) ;

I_g : indice de pente globale.

AN : $T_c = 1,77$ Heure

✚ Formule de VENTURA :

$$T_c = 1,1272 \sqrt{\frac{S}{i_g}} \quad ;(\text{III.19})$$

Avec : S : La superficie du bassin versant (Km²)

I_g : indice de pente globale.

AN : **Tc = 5,02 Heure**

✚ Formule de Befani A. N.

$$t_c = \frac{L}{V_c} \quad ;(\text{III.20})$$

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

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

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

Avec : S : la superficie du bassin versant, en Km².

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

AN : **V_c = 6 Km/h**

AN : **Tc = 2,83 Heure**

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

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

$$t_c = 3 \left(\frac{S L_{c.e}}{(10.i)^{3/2}} \right)^{1/4} \quad ;(\text{III.21})$$

Avec : t_c : Temps de concentration, en h,

S : Superficie du bassin versant, en Km²,

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

I_c pente du talweg principal, en %.

AN : **Tc = 4,41 Heures.**

Tableau N°III.05.A :

Formules	Temps de concentration [heure]
Formule de GIANDOTTI	4,35
Formule de CALIFORNIA	1,90
Formule de KIRPICH	1,77
Formule de VENTURA	5,02
Formule de BEFANI A. N	2,83
Formule de L'A.N.R.H	4,41

Commentaire :

Sur la base de ces résultats, et la considération du talweg principal, nous nous proposons d'adopter la valeur **Tc = 4,35 heures**, GIANDOTTI qui est d'emploi fréquent en Algérie parce que la formule de GIANDOTTI vérifient sur des petits bassins versants algériens donnant des résultats satisfaisants.

III.3.7. Vitesse de ruissellement :

La vitesse de propagation moyenne dans le bassin versant est :

$$V_r = \frac{L_p}{T_c} \text{ (Km/h)} \quad ;(\text{III.22})$$

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

T_c : Temps de concentration (h).

AN : **$V_r = 3,9 \text{ Km/h}$** .

Tableau N°III.06 : Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	Km ²	69,95
Périmètre		P	Km	39,26
Longueur du thalweg principal		L	Km	16,98
Pente du thalweg principal		I	%	4,02
Indice de compacité		K _C	-	1,31
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	3,9
Rectangle équivalent	longueur	L _r	Km	13,33
	largeur	l _r	Km	6,09
Altitudes	Maximale	H _{max}	m	871
	Moyenne	H _{moy}	m	351,17
	Médiane	H _{med}	m	344,59
	Minimale	H _{min}	m	65
Pente moyenne de B.V		I _m	m/Km	290,41
Indice de pente globale		I _g	%	4,49
Indice de pente moyenne		I _{pm}	%	6,05
Indice de pente de M Roche		I _p	%	2,22
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	4,53
Coefficient de torrentialité		C _t	-	40,48
Temps de concentration		T _c	h	4,35

III.4. Caractéristiques climatiques :

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

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

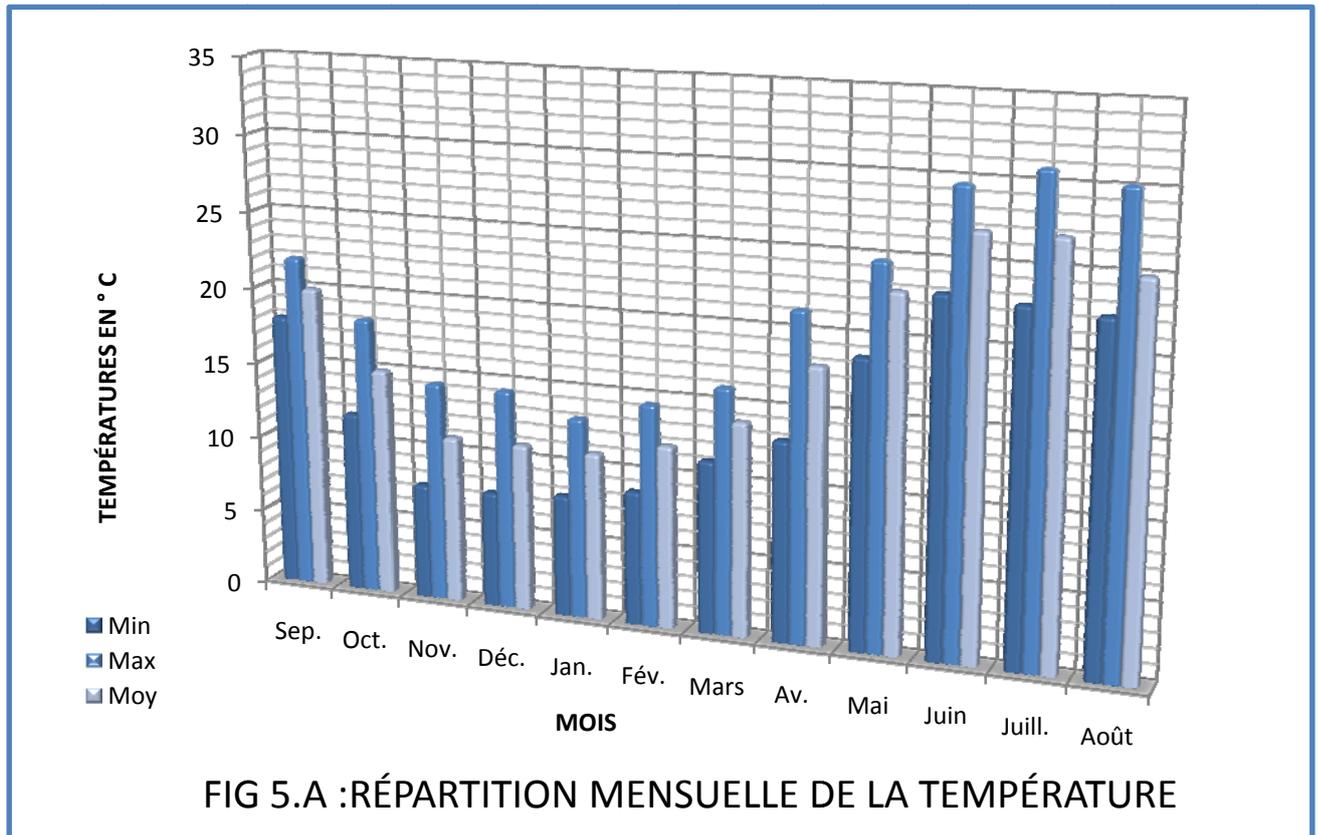
III.4.1. La température :

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

Tableau N°III.07 : Relevés des températures en ° C :

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

Source: O.N.M



III.4.2. Vitesse du vent :

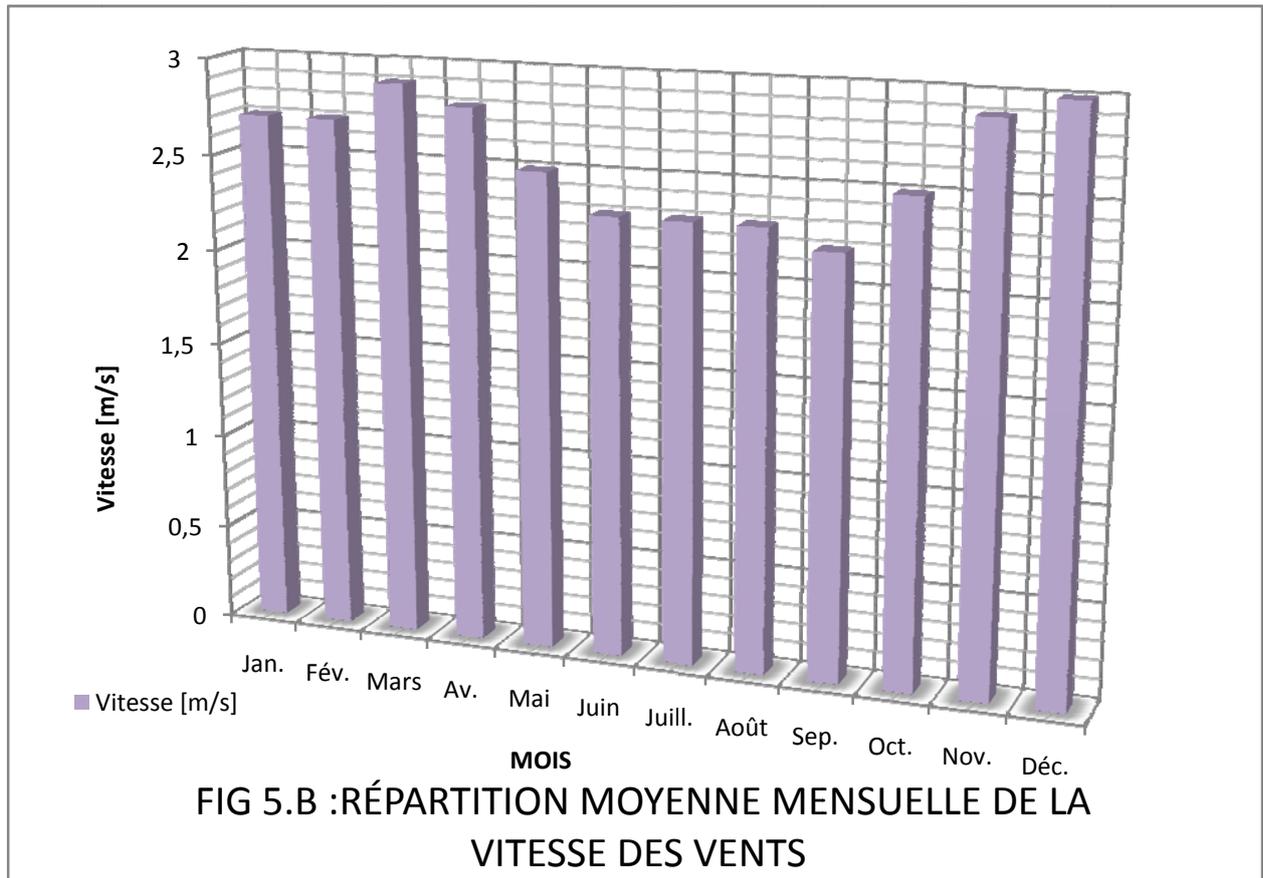
La vitesse moyenne des vents est considérée comme (modérée) .

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

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

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

Source: ONM



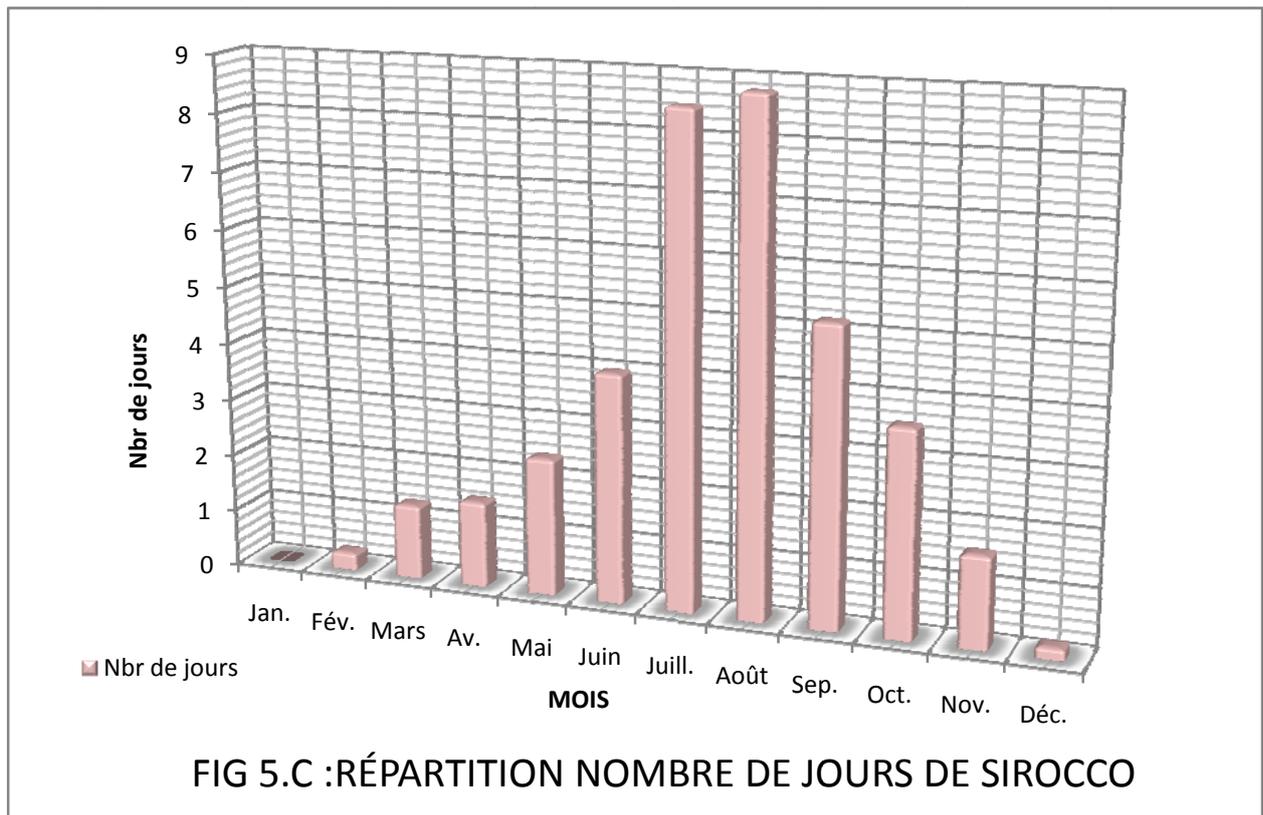
III.4.3. Le Sirocco :

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

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

Tableau N°III.09: Nombre de jours de sirocco :

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



III.4.4. La pluviométrie :

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

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

Tableau N°III.10: Coordonnées et code de la station MAKOUDA :

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

Source : A.N.R.H

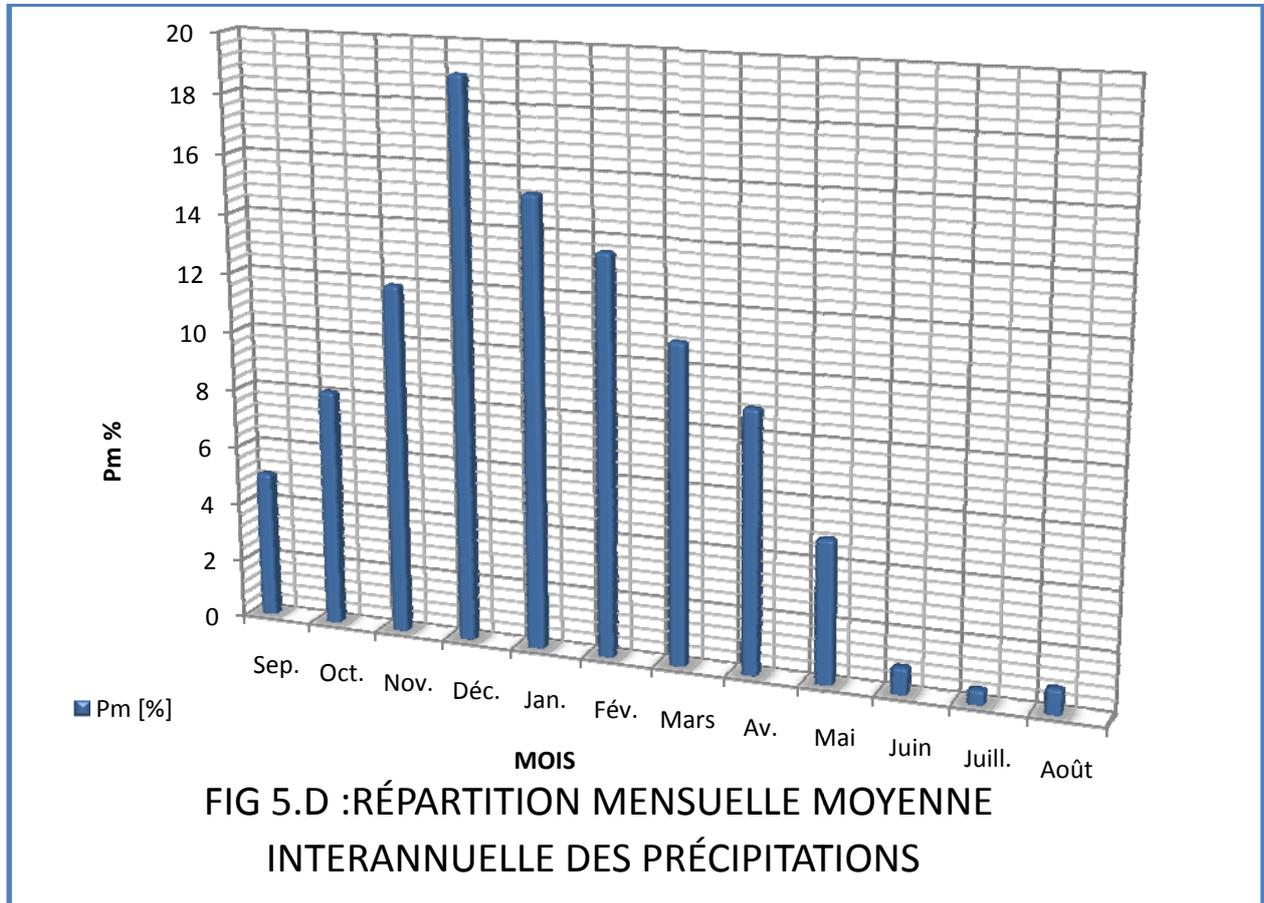
III.4.4.1. Pluie moyenne annuelle :

La répartition mensuelle des pluies est donnée dans le **Tableau N°III.11:**

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

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

Source : A.N.R.H



Les caractéristiques des pluies de courte durée qui sont nécessaires pour l'estimation des caractéristiques pluviométriques pour différentes durées et différentes fréquences sont tirées de l'étude généralisée des données de L'ANRH.

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

Pluie moyenne annuelle	Pluie moyenne max. journalière (mm)	Exposant climatique b
807 mm	72,0	0,59

Source : A.N.R.H

Tableau N°III.13: Pluies mensuelles et moyennes annuelles

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

Source : A.N.R.H

Tableau N°III.14: Pluies maximales journalières.

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

Source : A.N.R.H

III.4.4.2. Pluies maximales journalières :

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

Ajustement des pluies maximales journalières :

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide de deux logiciels "Hydrolab" et "Hyfran" .

A). Ajustement comparatif avec "Hyfran" :

On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières à la loi de Gumbel (doublement exponentielle) ,Galton (log normale), Gauss (normale) et Pearson III a l'aide de logiciel Hyfran, avec une comparaison des graphes des droites de régression obtenues par les ajustements.

✚ la loi de Gumbel (doublement exponentielle)

T	q	XT
10000	0.9999	264
1000	0.999	213
100	0.99	161
50	0.98	146
20	0.95	125
10	0.9	109

✚ la loi de Galton (log normale)

T	q	XT
10000	0.9999	274
1000	0.999	215
100	0.99	161
50	0.98	145
20	0.95	124
10	0.9	108

✚ la loi de Gauss (normale)

T	q	XT
10000	0.9999	164
1000	0.999	149
100	0.99	129
50	0.98	123
20	0.95	112
10	0.9	103

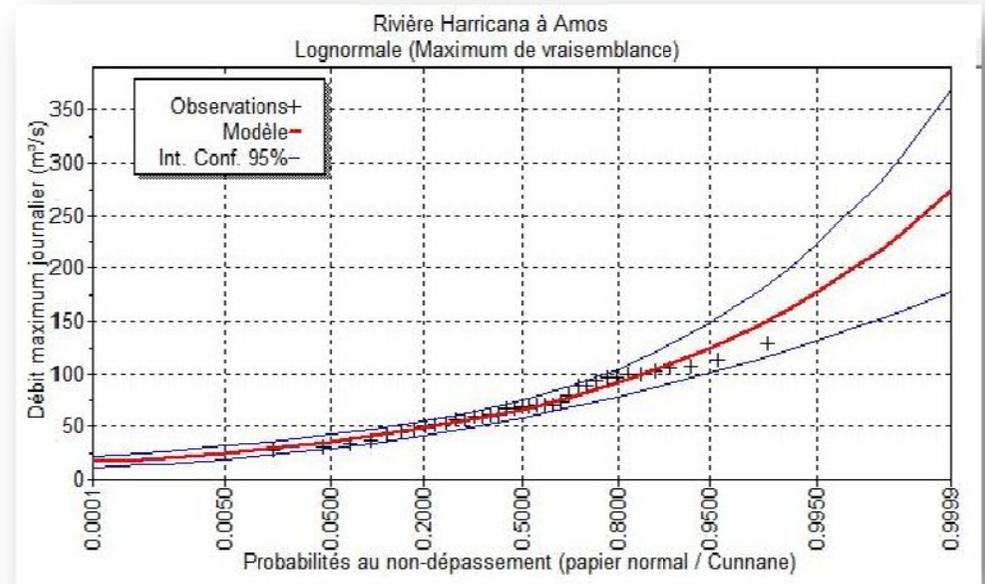
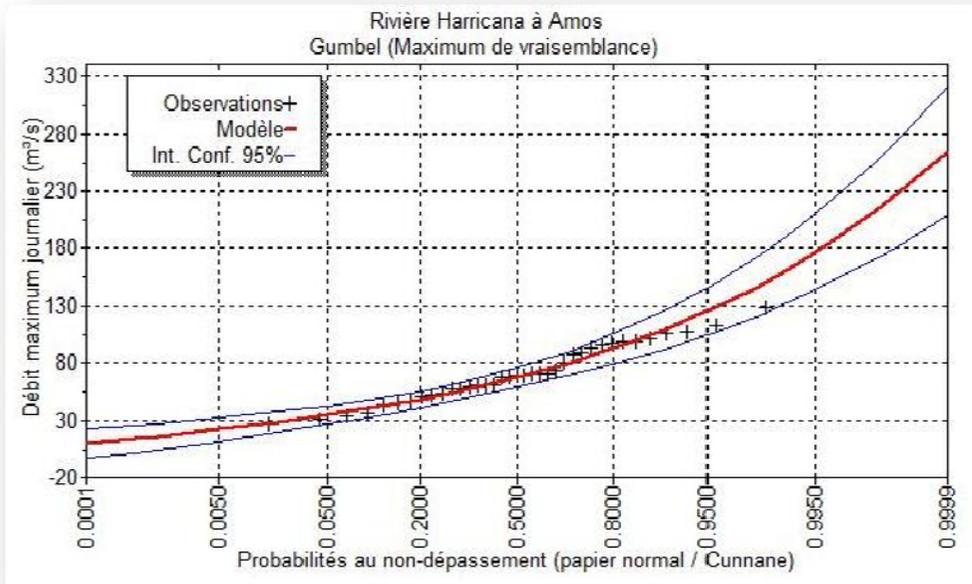
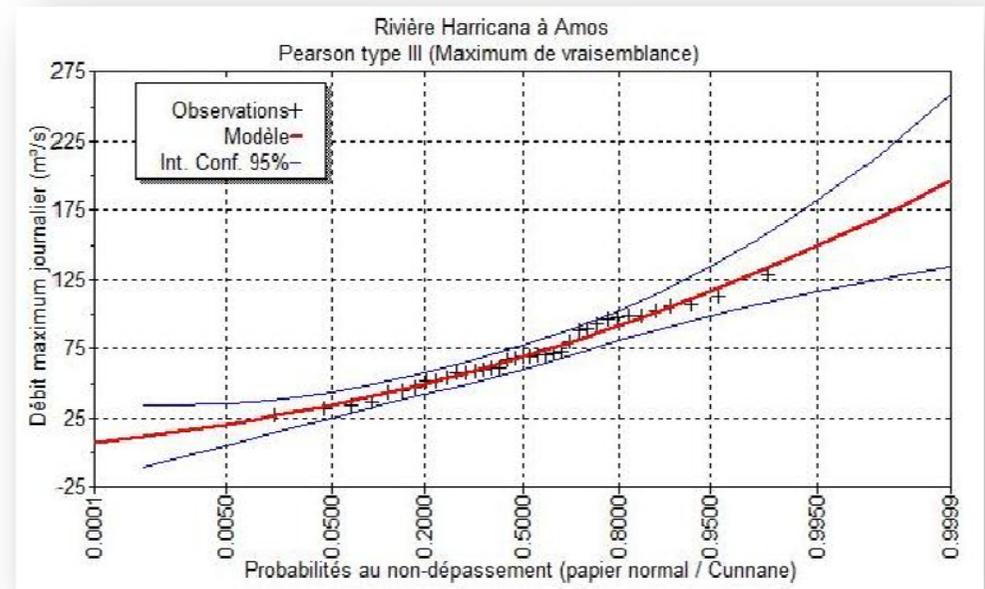
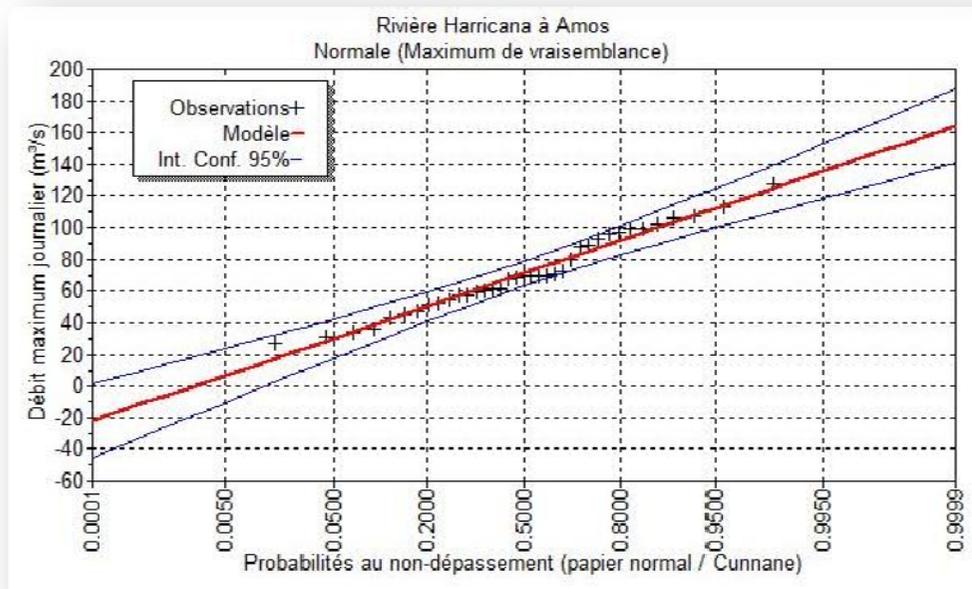


FIGURE III.6



✚ la loi de Pearson III

T	q	XT
10000	0.9999	196
1000	0.999	169
100	0.99	140
50	0.98	130
20	0.95	116
10	0.9	104

D'après les graphes d'ajustement **Figure III.6**, on a remarqué que les deux graphes de Gumbel et Pearson III et très proche mais la série s'ajuste mieux à la loi de Gumbel.

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

La série est homogène, et la loi de Gumbel donne un ajustement satisfaisant, cela est tiré d'après le test d'adéquation et on à :

$P(x_2) > 5\%$ donc l'ajustement est satisfaisant

B). Ajustement à la loi de Gumbel avec "Hydrolab" :

C'est la loi à double exponentielle, elle est la plus utilisée pour les ajustements des pluies maximales journalières.

La répartition de la loi de Gumbel s'écrit :

$$F(x_i) = e^{-e^{-\frac{(x-x_0)}{\alpha}}}; \text{(III.23)}$$

Les paramètres statistiques de l'échantillon sont :

Tableau N°III.15: Les paramètres statistiques de l'échantillon

Paramètre	Quantité
Moyenne [mm]	71,51
Ecart type [mm]	25,14
Coefficient de variation	0,35
Coefficient d'asymétrie	0

L'équation de la droite de Gumbel s'écrit donc :

$$Y = -\log [-\log (F(x))] \quad \text{D'ou} \quad P_{\max,j} = 19,61 * y + 60,20$$

Avec : Y : Variable réduite de Gumbel;

$F(x)$: Fréquence au non dépassement.

Les résultats des ajustements des pluies sont présentés dans le **Tableau N°III.16**.

Tableau N°III.16: Ajustement a la loi de Gumbel.

m	P_i (mm)	P_i classé &	F(x)	Y	P_{max;j} (mm)
1	47,5	27,5	0,014	-1,460	31,573
2	54,3	31,9	0,041	-1,165	37,353
3	89,7	34,1	0,068	-0,991	40,757
4	93,8	36,8	0,095	-0,858	43,373
5	88,4	43,7	0,122	-0,745	45,583
6	57	45,3	0,149	-0,645	47,546
7	61,4	47,5	0,176	-0,553	49,345
8	27,5	51,8	0,203	-0,468	51,029
9	70,3	52,4	0,230	-0,386	52,631
10	99,6	54,3	0,257	-0,307	54,173
11	106,9	57	0,284	-0,231	55,672
12	59	57	0,311	-0,156	57,142
13	67,1	59	0,338	-0,082	58,594
14	71,5	60,1	0,365	-0,008	60,037
15	69,8	61	0,392	0,065	61,479
16	128,6	61,4	0,419	0,139	62,927
17	99,5	67,1	0,446	0,214	64,389
18	34,1	68,4	0,473	0,289	65,873
19	57	69,6	0,500	0,367	67,386
20	45,3	69,8	0,527	0,446	68,935
21	61	70,3	0,554	0,527	70,529
22	73,4	70,3	0,581	0,611	72,178
23	113	71,5	0,608	0,698	73,893
24	52,4	73,4	0,635	0,790	75,688
25	68,4	80,8	0,662	0,886	77,576
26	107,9	88,4	0,689	0,988	79,578
27	31,9	89,7	0,716	1,097	81,717
28	97,7	93,8	0,743	1,215	84,024
29	36,8	96,1	0,770	1,343	86,540
30	70,3	97,7	0,797	1,485	89,319
31	80,8	99,5	0,824	1,644	92,441
32	43,7	99,6	0,851	1,827	96,024
33	102,8	102,8	0,878	2,043	100,258
34	69,6	106,9	0,905	2,309	105,478
35	51,8	107,9	0,932	2,660	112,362
36	60,1	113	0,959	3,185	122,657
37	96,1	128,6	0,986	4,297	144,474

FIG III.7: AJUSTEMENT À UNE LOI DE GUMBEL

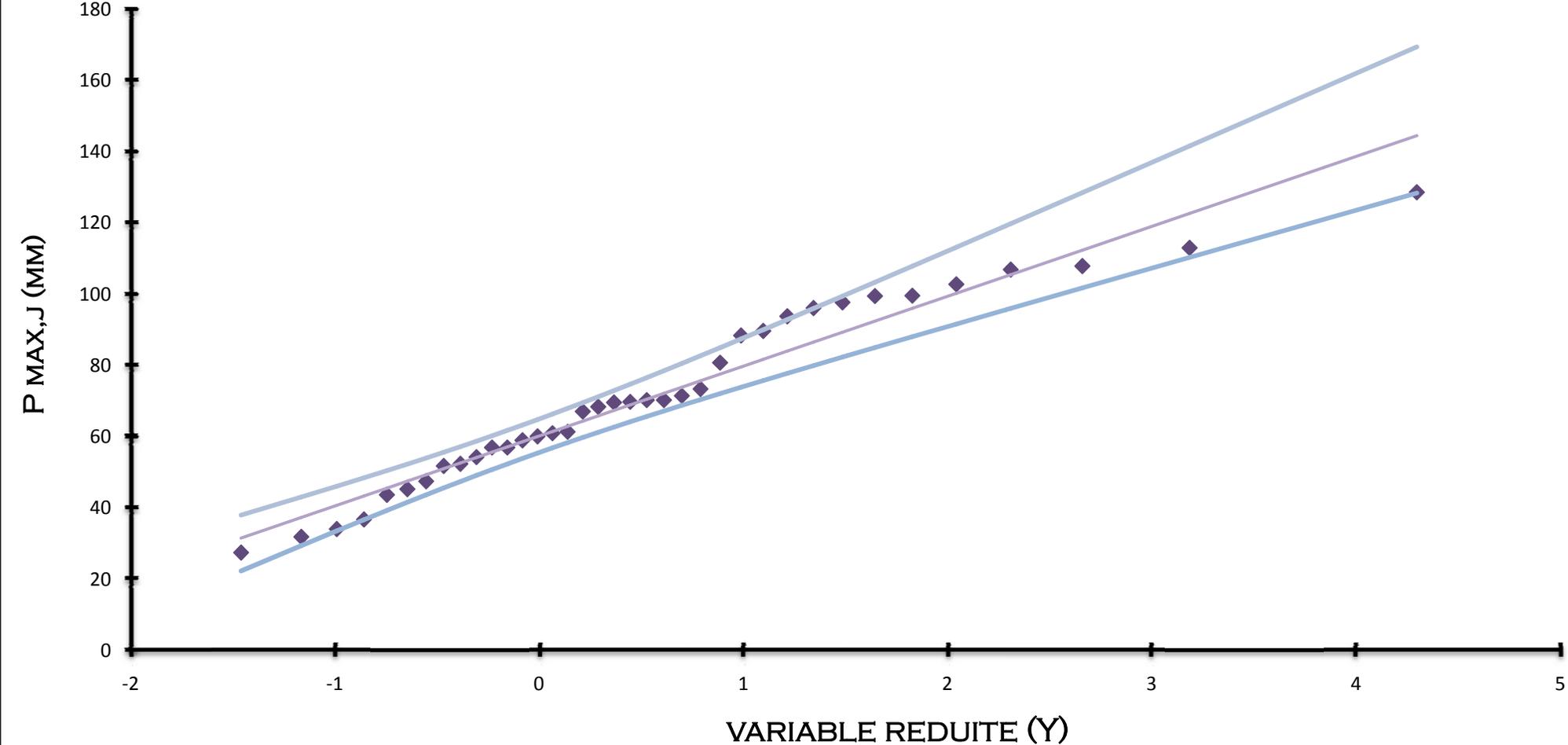


Tableau N°III.17: les précipitations des différent fréquence.

Période de Retour (an)	1000	100	50	20	10
Fréquence	0.999	0.99	0.98	0.95	0.90
P_{max j} (mm)	195,66	150,41	136,72	118,45	104,33

III.5. Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités :

Pour une période donnée (24 h) et une fréquence donnée, on peut estimer les pluies de courtes durées par la formule de Montanami.

$$P_{\max,t,p\%} = P_{\max,j} \left(\frac{t}{24} \right)^b ; \text{(III.19)}$$

Avec : $P_{\max,t,p\%}$: Pluie de courte durée de même fréquence que $P_{\max,j,p\%}$ [mm].

$P_{\max,j,p\%}$: Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée [mm].

t : Temps [heure].

b : Exposant climatique (d'après al station de MAKOUA $b = 0,59$).

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

Les résultats de calcul de $P_{\max,t,p\%}$ et I_0 sont donnés dans les **Tableau N°III.18** et **Tableau N°III.19**

Tableau N°III.18A: les précipitations des différent fréquence.(mm)

Fréquence	Période de Retour (an)	temps (h)												
		1	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24
0,9	10	15,999	24,082	36,249	46,046	54,564	62,242	69,311	75,910	82,133	88,043	93,690	99,109	104,330
0,95	20	18,164	27,341	41,155	52,278	61,949	70,666	78,691	86,184	93,248	99,959	106,370	112,523	118,450
0,98	50	20,966	31,558	47,503	60,342	71,504	81,566	90,829	99,477	107,631	115,377	122,776	129,878	136,720
0,99	100	23,065	34,718	52,260	66,384	78,664	89,733	99,924	109,438	118,408	126,930	135,070	142,883	150,410
0,999	1000	30,004	45,163	67,982	86,355	102,329	116,729	129,985	142,362	154,031	165,116	175,705	185,869	195,660

Tableau N°III.18B: les Intensité des pluies It (mm/h)

Fréquence	Période de Retour (an)	temps (h)												
		1	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24
0,9	10	15,999	12,041	9,062	7,674	6,821	6,224	5,776	5,422	5,133	4,891	4,684	4,505	4,347
0,95	20	18,164	13,671	10,289	8,713	7,744	7,067	6,558	6,156	5,828	5,553	5,318	5,115	4,935
0,98	50	20,966	15,779	11,876	10,057	8,938	8,157	7,569	7,106	6,727	6,410	6,139	5,904	5,697
0,99	100	23,065	17,359	13,065	11,064	9,833	8,973	8,327	7,817	7,401	7,052	6,754	6,495	6,267
0,999	1000	30,004	22,582	16,995	14,392	12,791	11,673	10,832	10,169	9,627	9,173	8,785	8,449	8,153

FIG III.8:PLUIES DE COURTE DURÉE

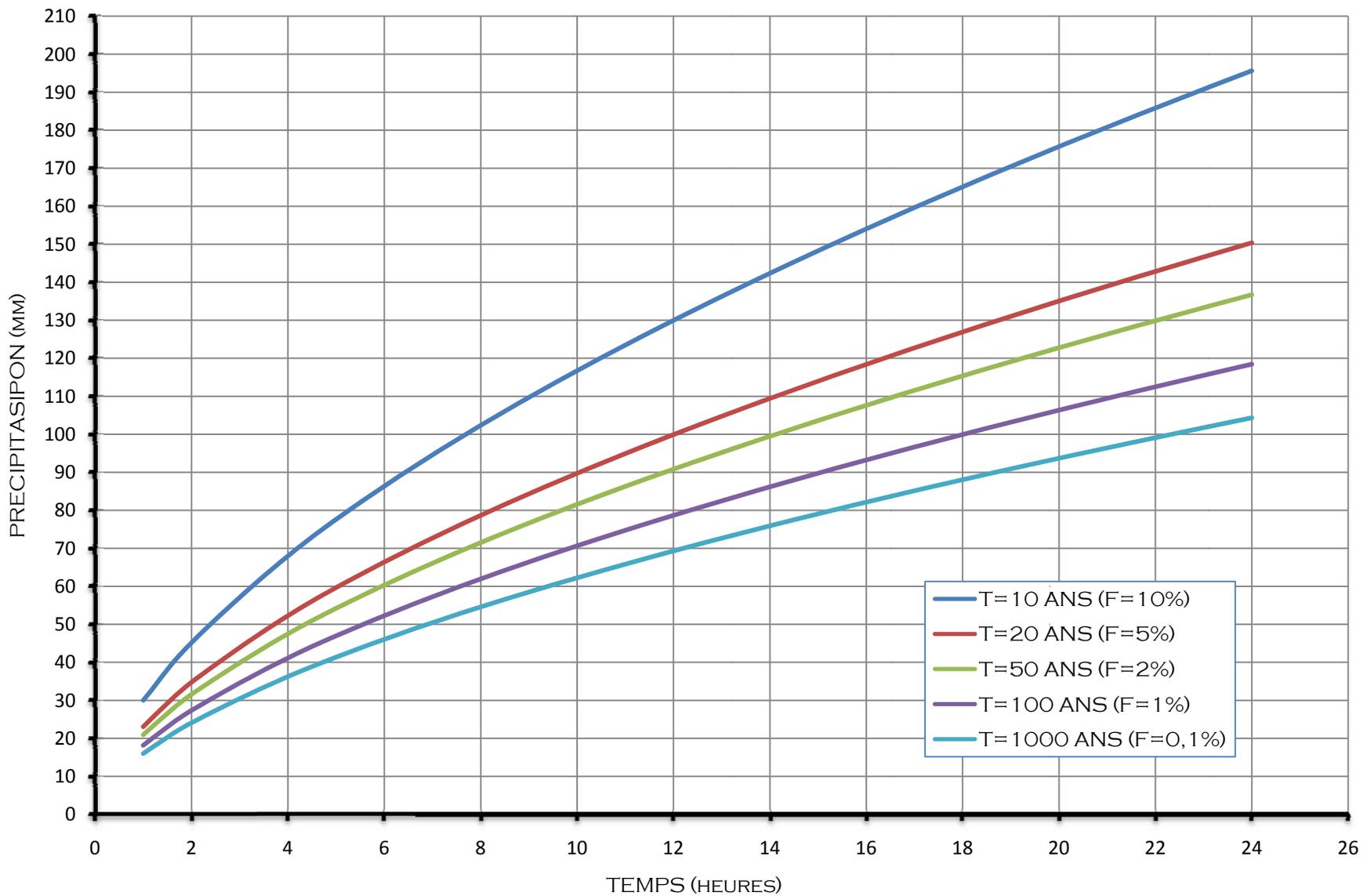
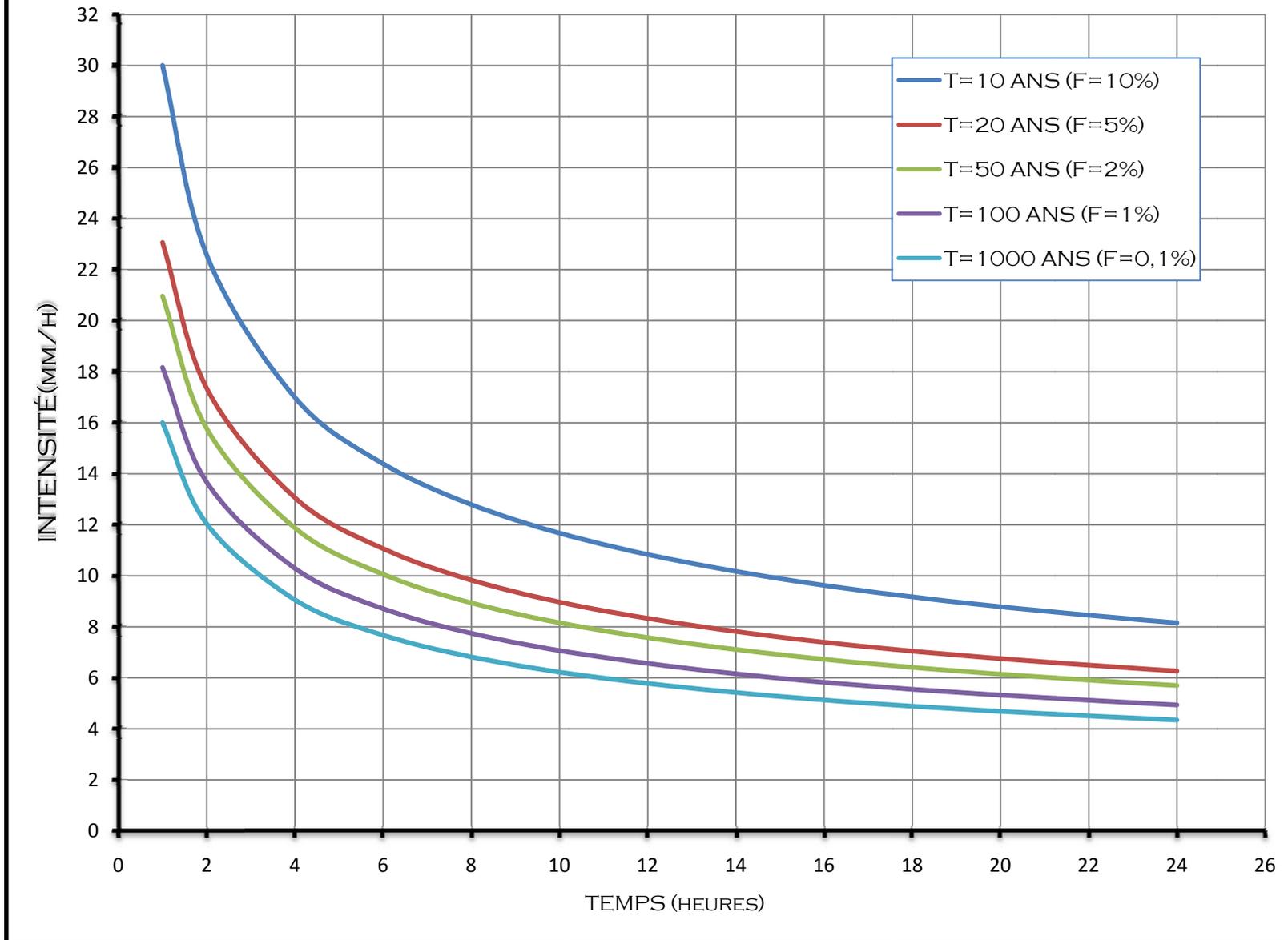


FIG III.9:INTENSITÉ DURÉE FREQUENCE



III.6. Etudes des apports :

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

III.6.1. Apports liquides :

III.6.1.1. Apport moyen interannuel (A_0) :

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

✚ Formule de l'ANRH :

$$A_0 = 0.915 \cdot P^{2.684} \cdot S^{0.842} \quad ;(III.20)$$

Avec : P : Pluie moyenne annuelle (m).

S : Superficie du bassin versant (Km²).

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

✚ Formule de MEDINGUER :

$$Le = 1024 (P_{\text{moy}} - 0.26)^2 \quad ;(III.21)$$

Avec : Le : Lame d'eau écoulée (mm).

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

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

On a encore :

$$A_0 = Le * S$$

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

✚ Formule de TURC :

$$A_0 = Le * S \text{ et } Le = P_{\text{moy}} - D$$

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

D : Déficit de l'écoulement (mm).

$$D = \left[\frac{P_{\text{moy}}}{0.9 + \left(\frac{P_{\text{moy}}}{L} \right)^2} \right] (\text{mm}) \quad ;(III.22)$$

$$L = 300 + 25 T_{\text{moy}} + 0.05 (T_{\text{moy}})^3 \quad ;(\text{III.23})$$

Avec : L : Variable théorique

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

AN : $L = 1041,60$, $D = 537,90 \text{ mm.}$, $L_e = 269,10 \text{ mm}$: $A_0 = 18,82 \text{ Mm}^3$.

✚ Formule de SAMIE :

$$L_e = P_{\text{moy}}^2 (293 - 2,2\sqrt{S}) \quad ;(\text{III.24})$$

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

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

L_e : Lame d'eau écoulée en [mm].

A.N : $L_e = 178,83 \text{ mm}$: $A_0 = 12,51 \text{ Mm}^3$

✚ Formule de CHAUMONT:

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

$$C_e = 0.6 (1 - 10^{-0.36P^2}) \quad ;(\text{III.25})$$

Avec : P : précipitation moyenne (m).

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

$$L_e = P \cdot C_e \quad \text{et} \quad A = L_e \cdot S$$

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

Tableau N°III.19: récapitulatif des apports:

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

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

III.6.1.2. Caractéristiques de l'écoulement :a) Module de l'écoulement (M_e) :

Il est donné par :
$$M_e = \frac{A_0}{T} \quad ;(\text{III.26})$$

Avec : A_0 : Apport moyen annuel [litres].

T : Temps d'une année en [secondes] " $T = 31,536.10^6$ secondes".

AN : $M_e = 583.461/s$

b) Module de l'écoulement relatif ou spécifique (M_{er}):

On a :
$$M_{er} = \frac{M_0}{S} \quad ;(\text{III.23})$$

Avec : M_0 : Module de l'écoulement ([l/s].

S : Superficie du bassin [Km^2].

AN : $M_{er} = 8.341/s/km^2$

c) Lamme d'eau écoulée:

On a :
$$L_e = \frac{A_0}{S} \quad ;(\text{III.24})$$

Avec : S : Superficie du bassin.

AN : $L_e = 0,263m = 263.06mm$

d) Coefficient de l'écoulement:

Il est donné par :
$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \quad ;(\text{III.25})$$

Avec : P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en [mm] ;

L_e : Lamme d'eau écoulée en [mm].

AN : $C_e = 0,33$

e) Coefficient de variation :

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

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

$$A_{\%} = \frac{A_0}{\sqrt{C_v^2 + 1}} e^{\mu \sqrt{\ln(C_v^2 + 1)}}$$

Avec : $A_{\%}$: Apport de fréquence donnée.

μ : Variable réduite de Gauss.

A_0 : Apport moyen annuel (Hm^3).

C_v : Coefficient de variation.

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

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

✚ Formule Algérienne de N.N PADOUM :

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

$$C_v = 0.93 K / M_0^{0.23}$$

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

M_0 : module spécifique du bassin versant en (l/s/km^2).

AN : $C_v = 0.37$

✚ Formule de SOKOLOVSKY:

$$C_v = a - 0,063 \log_{10} (S + 1) \quad ;(\text{III.26})$$

Avec : $a = 0,78 - 0,29 \log_{10} (M_0)$

M_0 : Module de l'écoulement relatif [l/s/km^2].

A.N : $a = 0,51 \quad \Rightarrow \quad C_v = 0,51 - (0,063 \log_{10} (42,72 + 1)) = 0,39$

✚ Formule de L'ANTONOV:

$$C_v = \frac{0.7}{(S + 1000)^{0.097}} \quad ;(\text{III.27})$$

Avec : S : Superficie du bassin en [km²].

AN : $C_v = 0,36$

✚ **Formule de KRISTEKLY MENKEL:**

$$C_v = \frac{0,83}{(S^{0,06} \cdot M_0^{0,27})} ; (III.28)$$

Avec : M_0 : module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

S : Superficie du bassin en [km²].

AN : $C_v = 0,36$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le **Tableau N°III.20**.

Tableau N°III.20: récapitulatif des résultats des coefficients des variantes.

Formule	Le coefficient de variation C_v
Algérienne de N.N. PADOUM	0,37
SOKOLOVSKI	0,39
KRISTEKLY MENKEL	0,36
ANTONOV	0,36

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

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

Les résultats de calcul pour les différentes fréquences sont donnés dans le **Tableau N°III.21**.

Tableau N°III.21: Les apports de différentes fréquences.

Période de retour	5	10	20	50	100	1000
Fréquence P (%)	80	10	5	2	1	0,1
variable de Gauss	-0,84145	1,28229	1,64308	2,05046	2,32723	3,15954
Apport (Mm³)	12,75	27,39	31,18	36,11	39,89	53,83

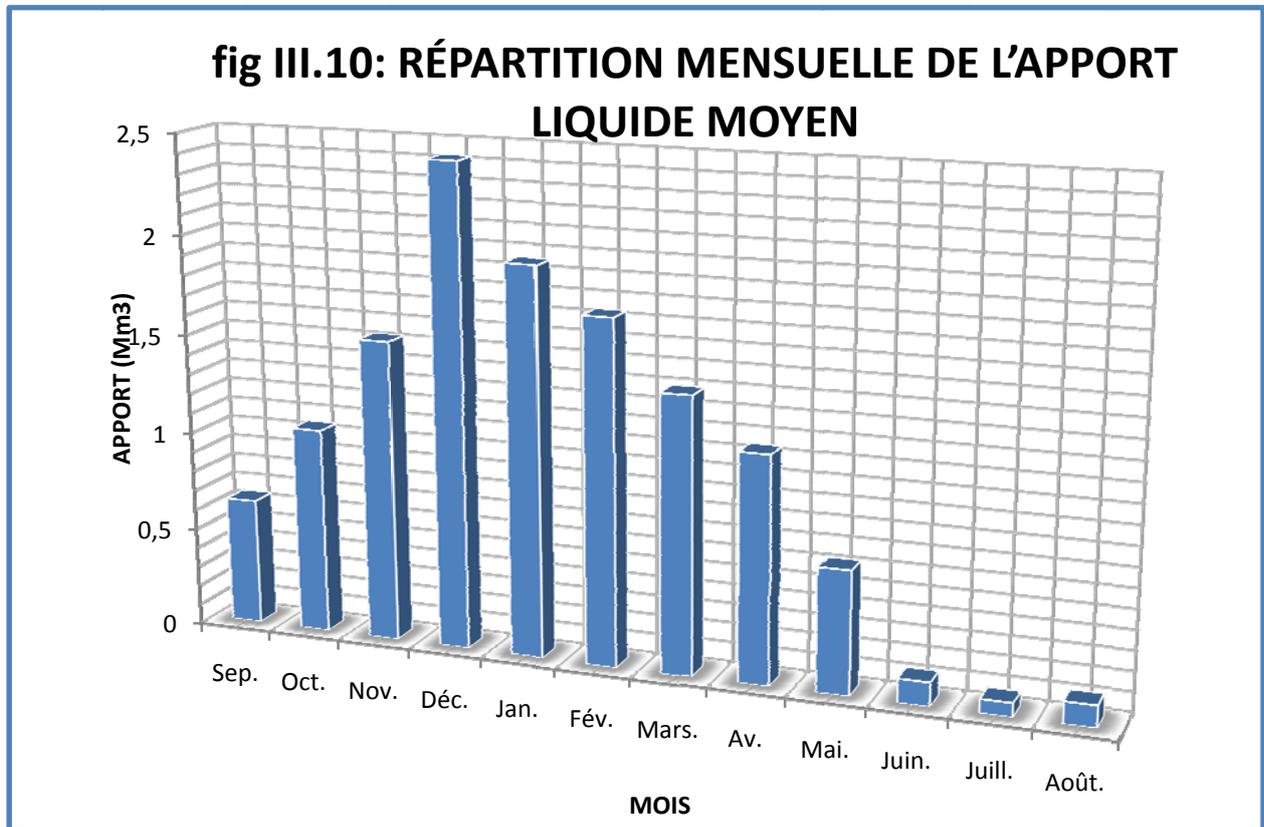
III.6.1.3. Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%.

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

Remplissage garanti de 8 années sur 10.

Tableau N°III.22 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.

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



III.6.2. Transport solide :

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

Détermination du volume mort :

Généralement, le volume mort est destiné à maintenir un niveau de saturation aux environs de la digue, de maintenir l'équilibre écologique et de servir de réservoir pour stocker les sédiments. La quantité des sédiments qui se dépose dans la cuvette du barrage est une partie de l'écoulement solide du cours d'eau. Les dépôts durant les premières

années d'exploitation présentent un grand pourcentage de cet écoulement mais au fur et à mesure que l'envasement se poursuit ce taux devient minime.

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

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

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

Cette formule a été établie à partir de 32 B.V algériens et 9 B.V tunisien répartition du B.V en fonction de perméabilité.

✚ Formule de TIXERONT:

Elle tient compte de la répartition du bassin Versant en fonction de sa perméabilité et s'écrit.

$$T_s = \alpha \cdot L_0^{0.15} \quad ;(III.29)$$

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

L_0 : la lame écoulée en (mm).

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant,

$\alpha = 350$ (faible à moyenne).

Soit : $T_s = 807,38$ (t/Km²/an).

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1.05 - 1.10) \frac{Q_s T}{\delta_s} \quad (m^3) \quad ;(III.30)$$

Avec : Q_s : Le débit solide (t/an) $Q_s = T_s \cdot S$.

δ_s : Poids spécifique de la vase humide ($\delta_s = 1.2$ t/m³).

S : Superficie du bassin versant.

AN : $Q_s = 56476,23$ t/an on a T : Délai de service ; $T = 50$ ans.

D'où : $V_m = 2,58$ Mm³

III.7. Etude des crues :

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

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

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

Les paramètres définissant une crue est :

Le débit maximum de la crue (débit de pointe).

Le volume de la crue.

La forme de la crue (Hydrogramme de crues).

Le temps de base.

III.7.1. Détermination des débits maximaux fréquents par les formules empiriques :

✚ Formule de MALLET-GAUTHIER :

$$Q_{\max, p\%} = 2 \cdot K \cdot \log(1 + 20P_0) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log S} \quad ;(III.31)$$

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

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

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

L : Longueur du talweg principal (Km).

K : Constante dépendant des caractéristiques géographiques et climatiques du bassin : $1 < K < 3$ On prend $K = 3$.

T : Période de retour (an).

Tableau N°III.23 Débits maxima des crues de différentes périodes Ke retour :

Période de retour[An]	10	20	50	100	1000	10000
$Q_{\max P\%} [m^3/s]$	223,25	262,42	306,61	336,20	419,78	489,29

✚ Formule de POSSENTI :

$$Q_p\% = \frac{\mu P_{\max j\%} S}{L_p} ;(III.32)$$

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

S : Superficie du bassin versant (Km²).

μ : Coefficient compris entre 700 – 800 ; On prend $\mu = 760$.

L_p : Longueur du cours d'eau principal (Km).²

Tableau N°III.24 Débits maxima des crues de différentes périodes de retour :

Période de retour [An]	10	20	50	100	1000	10000
P_{MAX J%}	104,33	118,45	136,72	150,41	195,66	240,83
Q_{maxP%} [m³/s]	326,64	370,85	428,05	470,91	612,58	754

✚ Formule de TURRAZA :

$$Q_{\max p\%} = \frac{C \cdot I_{tc}}{3.6} S ;(III.33)$$

Avec : S : Superficie du bassin versant (Km²).

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

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

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

Tableau N°III.25 Débits maxima des crues de différentes périodes de retour :

Fréquence (%)	10	5	2	1	0,1	0,01
C	0,5	0,55	0,60	0,70	0,80	0,9
I_{tc}	8,756	9,940	11,474	12,623	16,421	20,211
Q_{maxP%} [m³/s]	85,07	106,23	133,76	171,69	255,25	353,45

Formule de SOKOLOVSKY :

$$Q_{\max\%} = \frac{0.28 * (P_{tc} - H_0) * \alpha * F * S}{T_m} ;(III.34)$$

Avec : P_{tc} : Précipitation de probabilité P% correspondant à un temps t_c

$T_m = T_c$: temps de concentration.

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

Pour $S < 50 \text{ Km}^2$.	$\gamma = 2$
Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable	$2 \leq \gamma \leq 2.5$
Pour un bassin boisé	$3 \leq \gamma \leq 4$

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

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

S : Superficie du bassin (Km^2).

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

Tableau N°III.26 Débits maxima des crues de différentes périodes de retour

Période de retour [an]	10	20	50	100	1000	10000
Pct [mm]	38,09	43,24	49,91	54,91	71,43	87,92
α	0.5	0,55	0,6	0,7	0,8	0,9
$Q_{\max\%} [\text{m}^3/\text{s}]$	70,51	92,87	122,95	162,36	256,99	369,34

Formule de GIANDOTTI :

$$Q_{\max\%} = \frac{C.S H_{tc\%} \sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}}{4\sqrt{S} + 1,5 L} ;(III.35)$$

Avec : S : Surface du bassin versant en Km^2 ;

L : longueur du talweg principal en Km ;

H_{moy} : Altitude moyenne en m ;

H_{min} : Altitude minimale en m ;

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

C : Coefficient topographique variant entre 66 et 166. On prend $C = 116$.

Tableau N°III.27 Débits maximums des crues de différentes périodes de retour :

Période de retour [An]	10	20	50	100	1000	10000
$Q_{\max P\%}$ [m^3/s]	88,75	100,75	116,29	127,94	166,43	204,85

Tableau N°III.28 : Récapitulatif des débits maxima de crue:

Méthodes	Période de retour (ans)					
	10	20	50	100	1000	10000
Formule de MALLET-GAUTHIER	223,25	262,42	306,61	336,20	419,78	489,29
Formule de POSSENTI	326,64	370,85	428,05	470,91	612,58	754
Formule de TURRAZA	85,07	106,23	133,76	171,69	255,25	353,45
Formule de SOKOLOVSKY	65,08	86,89	116,41	154,738	248,24	359,45
Formule de GIANDOTTI	88,75	100,75	116,29	127,94	166,43	204,85

Commentaire :

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

III.7.2. Détermination des hydrogrammes de crues probables par la méthodes de Sokolovsky

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

$$\text{Pour la montée de la crue} \quad Q_m = Q_{\max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^x \quad ;(\text{III.36})$$

$$\text{Pour la décrue de la crue} \quad Q_d = Q_{\max} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^y \quad ;(\text{III.37})$$

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

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

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

t_d : temps de la décrue en heures ;

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

x, y : Puissance des courbes : $x=2$ pour la montée de la crue.

$Y=3$ pour la décrue.

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

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

$t_d = \delta t_m$ avec : δ : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue

($\delta=3$; voir le **Tableau N°III.29**) ;

$t_d = 3 \cdot 4,35 = 13,05$ heures ;

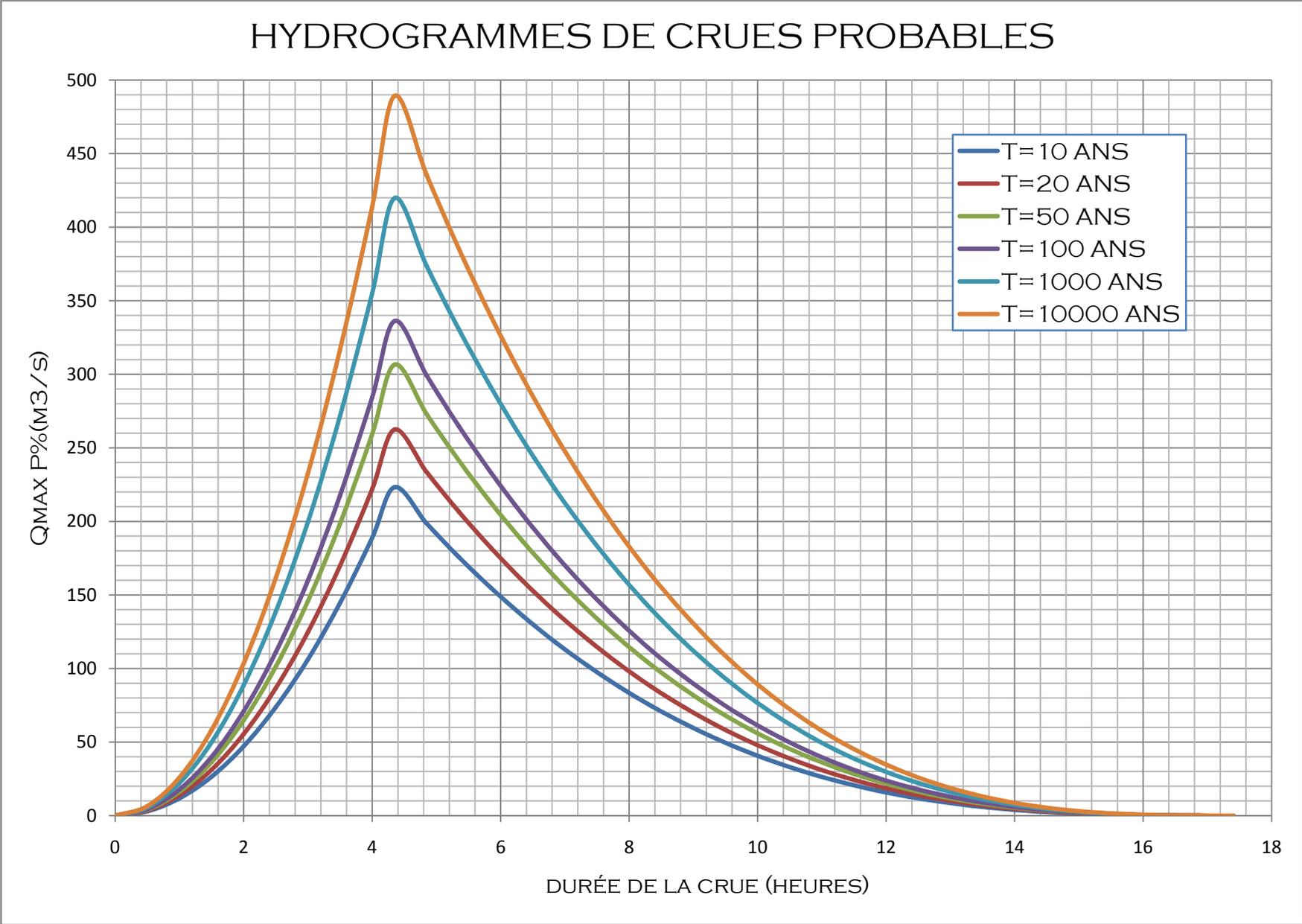
Tableau N°III.29 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ

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

Les hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour sont données par le **Tableau N°III.30** et la Figure VI.11.

Tableau N°III.30 : Les hydrogrammes de crues.

Temps (h)	Période de retour (ans)					
	10	20	50	100	1000	10000
0	0	0	0	0	0	0
0,5	2,95	3,47	4,05	4,44	5,55	6,46
1	11,80	13,87	16,20	17,77	22,18	25,86
1,5	26,55	31,20	36,46	39,98	49,91	58,18
2	47,19	55,47	64,81	71,07	88,74	103,43
2,5	73,74	86,68	101,27	111,05	138,65	161,61
3	106,18	124,81	145,83	159,90	199,66	232,72
3,5	144,53	169,88	198,49	217,65	271,76	316,76
4	188,77	221,89	259,26	284,28	354,95	413,72
4,35	223,25	262,42	306,61	336,2	419,78	489,29
4,85	198,56	233,40	272,70	299,02	373,35	435,18
5,35	175,76	206,60	241,39	264,68	330,48	385,21
5,85	154,78	181,93	212,57	233,08	291,03	339,22
6,35	135,53	159,31	186,14	204,10	254,85	297,04
6,85	117,96	138,65	162,00	177,63	221,79	258,52
7,35	101,97	119,86	140,04	153,56	191,73	223,48
7,85	87,49	102,84	120,16	131,76	164,51	191,75
8,35	74,46	87,52	102,26	112,13	140,00	163,19
8,85	62,79	73,80	86,23	94,55	118,06	137,60
9,35	52,40	61,60	71,97	78,91	98,53	114,85
9,85	43,23	50,82	59,37	65,10	81,29	94,75
10,35	35,20	41,37	48,34	53,01	66,18	77,14
10,85	28,23	33,18	38,77	42,51	53,08	61,87
11,35	22,24	26,15	30,55	33,50	41,83	48,75
11,85	17,17	20,19	23,58	25,86	32,29	37,64
12,35	12,94	15,21	17,77	19,48	24,33	28,35
12,85	9,46	11,12	13,00	14,25	17,79	20,74
13,35	6,67	7,84	9,16	10,05	12,55	14,63
13,85	4,49	5,28	6,17	6,77	8,45	9,85
14,35	2,85	3,35	3,91	4,29	5,36	6,25
14,85	1,67	1,96	2,29	2,51	3,13	3,65
15,35	0,87	1,02	1,19	1,30	1,63	1,90
15,85	0,37	0,44	0,51	0,56	0,70	0,82
16,35	0,12	0,14	0,16	0,18	0,22	0,25
16,85	0,02	0,02	0,02	0,03	0,03	0,04
17,4	0	0	0	0	0	0



III.7.3.) Choix de fréquence de la crue du projet :

La crue de projet est la crue de plus faible fréquence entrant dans la retenue. Elle est prise en compte pour déterminer le niveau des plus hautes eaux. Donc la hauteur du barrage, et pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues, en intégrant les possibilités du laminage.

Souvent la crue de projet considérée est la crue du débit de pointe maximal, mais il n'est pas toujours certain que cette crue soit la plus défavorable pour le calcul de l'évacuateur de crues ; une crue moins pointue, mais plus étalée pourrait être plus défavorable. La période de retour minimale préconisée pour cette crue est comprise entre (100 et 1000 ans).

Le choix de la période de retour dépend du risque induit par la rupture du barrage. Cependant le risque global est lié aussi à la vulnérabilité de la vallée en aval (occupation de la zone susceptible d'être inondée en cas de rupture). Lorsque le barrage intéresse la sécurité publique la période de retour ne devra en aucun cas être inférieure à 1000 ans.

L'estimation de la crue de projet résulte non seulement de l'influence des facteurs hydrologiques sur le projet lui-même et du coût de l'ouvrage, mais également du risque potentiel de rupture du barrage sur la vie des personnes et sur les pertes économiques résultant de cette rupture.

Autrement dit, il s'agit de chercher un compromis optimum entre l'aspect économique de la construction et les risques en cours à l'aval. On se reporte alors, aux recommandations du comité national Australien des grands barrages.

Plusieurs comités et écoles ont données des recommandations pour le choix de la crue de projet, on site :

 Le comité national Australien des grands barrages (CNAGB).

 Le C.T.G.R.E.F.

Il existe plusieurs méthodes pour la détermination de la crue de projet tel que :

- Méthode du GRADEX (gradient exponentiel).
- Méthode PMP-PMF(pluie maximum probable-débits maximum probable).

Le comité Australien des grands barrages donne les recommandations suivantes :

Tableau N°III.30 : Catégories des dommages résultant des crues.

Dommages élevés	Dommages importants	Dommages faibles
Pertes de vie envisagées en raison de la fréquence de la population ou d'autre centre d'activité à l'aval.	Pas de pertes de vies envisagées mais la possibilité existe toute fois . Pas de développement urbain et nombre limité d'édifices à l'aval.	Pas de pertes de vies envisagées.
Pertes économiques considérables (dommages à des entreprises industrielles, commerciales ou agricoles, des édifices publics et des centres d'habitation, dommage au barrage lui même et à d'autres réservoirs à l'aval).	Pertes économiques appréciables. Dommages à des édifices publics importants, au barrage lui-même et à d'autres réservoirs à l'aval.	Pertes économiques minimales. Bâtiments agricoles, terres et chemin vicinaux.
Le barrage est essentiel à l'activité économique et les réparations ne sont pas possibles.	Réparation possible du barrage. Disponibilité des sources de secours pour la fourniture en eau ou en électricité.	Réparation du barrage possible, pertes indirectes faibles.

Tableau N°III.31 : Crues de projet recommandé.

Catégorie des dommages	Crue de projet recommandé
Elevés : - perte de vie - dommages considérables	1/100000 à 1/10000
Importants : - pas de pertes de vies - dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faibles : - pas de perte de vies - dommages légers	1/1000 à 1/100

Pour la détermination de la crue de projet on doit tenir compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations superficielle-perméabilité...etc.)

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

$$I_g = I_a * I_d * I_r .$$

avec : **I_a** : représente la somme des indices mineurs (intensité des crues et les

difficultés topographiques).

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

I_r : représente les risques.

Si le risque est faible (degré 01), on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.

Si le risque est moyen ou modérée (degré 02), on dimensionne pour la crue centennale avec vérification avec la crue cinq centennale et parfois millénaire.

Si le risque est élevé (degré 03), la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire.

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

Alors nous optons pour une crue de projet de probabilité de 0,1% (T = 1000 Ans)

D'où $Q_{0,1\%} = 419,78 \text{ m}^3/\text{s}$

en vérifiant le comportement de l'ouvrage pour la période de retour de 0,01% (T = 1000 Ans).

D'où $Q_{0,01\%} = 489,29 \text{ m}^3/\text{s}$

III.8. Régularisation de l'écoulement :

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

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

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

- les répartitions mensuelles des apports, d'évaporation sur la retenue et les pertes par infiltration.

- la courbe (Hauteur-Capacité-Surface) du plan d'eau provenant de dépouillement de la carte topographique de la cuvette.

- les besoins en eau des utilisateurs.

III.8.1. Courbes caractéristiques de la retenue :

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

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \quad ;(III.38)$$

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

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

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

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

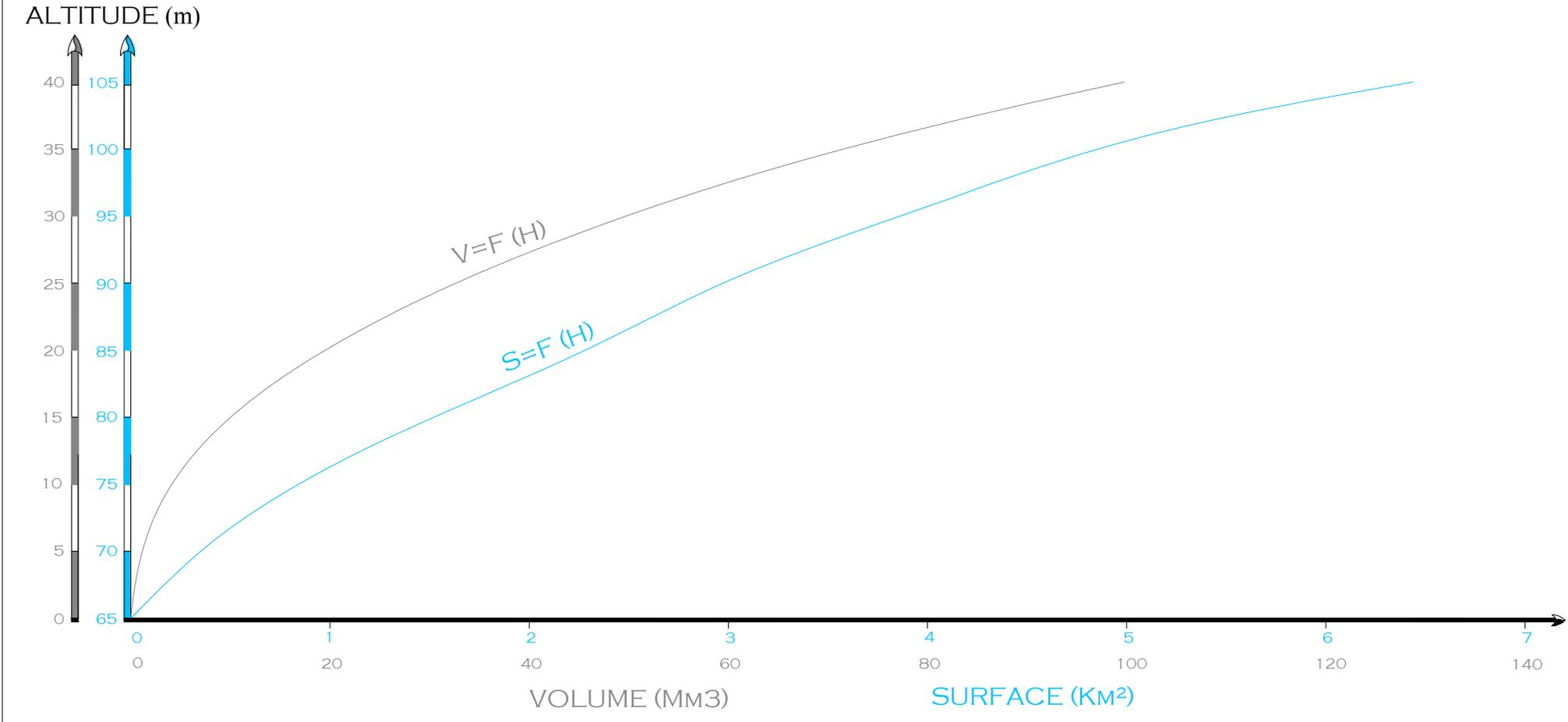
Tableau N°III.34 donne les caractéristiques topographiques de la retenue.

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

Tableau N°III.32 : Caractéristiques topographiques de la retenue.

cote (m)	H (m)	S (Km2)	Smoy (Km2)	ΔH (m)	ΔV (Mm3)	V (Mm3)	Hmoy (m)
65	0	0				0	0
70	5	0,35	0,233	5	1,167	1,167	3,333
75	10	0,842	0,596	5	2,980	4,147	4,925
80	15	1,52	1,181	5	5,905	10,052	6,613
85	20	2,281	1,901	5	9,503	19,554	8,573
90	25	2,973	2,627	5	13,135	32,689	10,995
95	30	3,862	3,418	5	17,088	49,777	12,889
100	35	4,857	4,360	5	21,798	71,574	14,736
105	40	6,439	5,648	5	28,240	99,814	15,502

FIG III. 12 : COURBES
CAPACITÉ-SURFACE-HAUTEUR



III.8.2. Détermination des besoins :

La restitution est la quantité d'eau qu'on doit garantir pour satisfaire les besoins en eau d'un secteur utilisateur donné. Dans notre cas, il s'agit des besoins en eau pour l'irrigation. La question posée consiste de déterminer la quantité d'eau mise à la disposition de l'irriguant. Cette quantité doit suffire pour couvrir en même temps les besoins des plantes et aussi pour couvrir les quantités perdues dans la retenue. Connaissant la durée de la saison végétative, la répartition de cette quantité est proportionnelle à l'évapotranspiration, soit aux déficits des écoulements mensuels des mois : avril, mai, juin, juillet, août et septembre, durant lesquels on prend les quantités nécessaires de la retenue collinaire pour l'irrigation. Les restitutions mensuelles exprimées en m³ pour une surface irriguée de 900 ha, figurent dans le **Tableau N°III.33** .

Tableau N°III.33 : Les besoins mensuels pour l'irrigation :

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

Source : D.H.W TIZI OUZOU

III.8.3. Calcul du volume utile :

III.8.3.1 Régularisation saisonnière

III.8.3.1.1 Calcul du volume utile sans tenir compte des pertes: (Tableau N°III.34)

Suivant le bilan apport consommation de l'année, on optera pour une régularisation saisonnière puisque l'apport est supérieur à la demande.

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:

$$V_s = 10,40 \text{ Mm}^3 \text{ m}^3, V_d = 9,826 \text{ Mm}^3.$$

Le volume utile est donc: $V_U = V_d = 9,826 \text{ Mm}^3.$

Le volume au niveau normale de la retenue est:

$$V_{\text{NNR}} = V_{\text{M}} + V_{\text{U}} = 12,406 \text{ Mm}^3.$$

III.8.3.1.2 Calcul du volume utile en tenant compte des pertes:

✚ Calcul des pertes:

✓ Perte par infiltrations:

Le volume mensuel des pertes par infiltrations est:

$$V_{\text{inf}} = \frac{\delta \cdot V_{\text{moy}}}{100} \quad ;(\text{III.39})$$

Avec : δ : coefficient dépendant des conditions hydrologiques de la cuvette

$$\delta = (0.5 \div 1.5). \text{on prend } \delta = 0.75$$

$$V_{\text{moy}} = \frac{V_{\text{ri}} + V_{\text{ri}+1}}{2} \quad ;(\text{III.40})$$

✓ Pertes par évaporation:

Le volume mensuel des pertes par évaporation est:

$$V_{\text{evp}} = E_s \cdot S_{\text{moy}} \quad ;(\text{III.41})$$

Avec : E_s : évaporation mensuelle.

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

✚ La première approximation: (Tableau N°III.35)

$$V_s = 11.377 \text{ Mm}^3.$$

$$V_d = 8.623 \text{ Mm}^3.$$

$$V'_U = V_d = 8.623 \text{ Mm}^3.$$

$$V_{\text{NNR}} = 11.203 \text{ Mm}^3.$$

Evaluation de l'erreur:

$$E = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \cdot 100 \quad ;(\text{III.42})$$

$E = 12.25 \% > 2\%$ on passe à la deuxième approximation.

✚ Deuxième approximation: (Tableau N°III.36)

$$V_S = 11.309 \text{ Mm}^3.$$

$$V_d = 8.678 \text{ Mm}^3.$$

$$V''_U = V_d = 8.678 \text{ Mm}^3.$$

$$V_{\text{NNR}} = 11.258 \text{ Mm}^3$$

Evaluation de l'erreur:

$$E = \frac{V''_u - V'_u}{V'_u} \cdot 100$$

$$E = 0.644 \% < 2\%.$$

✚ Les résultats de calculs:

✓ Le volume utile: $V_U = 8.678 \text{ Mm}^3$.

✓ Le volume au niveau normal de la retenue: $V_{\text{NNR}} = 11.258 \text{ Mm}^3$

Tableau N°III.34 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes									
Mois	W (Mm3)	U (Mm3)	W-U (Mm3)	1ere consigne			2eme consigne		
				Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)	Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)
					2,58		2,58	2,58	
Octobre	1,04	0	1,04	3,62	3,62		2,006	2,58	0,574
Novembre	1,52	0	1,52	5,14	5,14		3,046	3,046	
Décembre	2,42	0	2,42	7,56	7,56		4,566	4,566	
Janvier	1,95	0	1,95	9,51	9,51		6,986	6,986	
Février	1,73	0	1,73	11,24	11,24		8,936	8,936	
Mars	1,39	0,12	1,27	12,51	12,406	0,104	10,666	10,666	
Avril	1,14	0,67	0,47	12,876	12,406	0,47	11,936	11,936	
Mai	0,62	1,24	-0,62	11,786	11,786		12,406	12,406	
Juin	0,12	2,46	-2,34	9,446	9,446		11,786	11,786	
Juillet	0,07	2,97	-2,9	6,546	6,546		9,446	9,446	
Août	0,11	2,22	-2,11	4,436	4,436		6,546	6,546	
Septembre	0,064	1,92	-1,856	2,58	2,58		4,436	4,436	
Total	12,174	11,6	0,574			0,574	2,58	2,58	0,574

Tableau N°III.35

Pertes par évaporation et infiltration (1ère approximation)						
Mois	V moy (Mm3)	S moy (Mm2)	E vp (mm)	V evp (Mm3)	V inf (Mm3)	∏ (Mm3)
Octobre	3,100	0,686	0,074	0,051	0,023	0,074
Novembre	4,380	0,866	0,042	0,036	0,033	0,069
Décembre	6,350	1,118	0,030	0,034	0,048	0,081
Janvier	8,535	1,367	0,031	0,042	0,064	0,106
Février	10,375	1,557	0,046	0,072	0,078	0,149
Mars	11,875	1,700	0,080	0,136	0,089	0,225
Avril	12,641	1,769	0,100	0,177	0,095	0,272
Mai	12,096	1,720	0,129	0,222	0,091	0,313
Juin	10,616	1,581	0,144	0,228	0,080	0,307
Juillet	7,996	1,312	0,162	0,213	0,060	0,272
Août	5,491	1,012	0,158	0,160	0,041	0,201
Septembre	3,508	0,745	0,112	0,083	0,026	0,110
Total	96,963	15,434	1,108	1,453	0,727	2,180

Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes (1ère approximation)									
Mois	W (Mm3)	U-∏ (Mm3)	W-U+∏ (Mm3)	1ere consigne Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	2eme consigne S (m3)	Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)
					2,58		2,58	2,58	
Octobre	1,040	-0,074	1,114	3,694	3,694		1,466	2,580	1,114
Novembre	1,520	-0,069	1,589	5,283	5,283		0,991	2,580	1,589
Décembre	2,420	-0,081	2,501	7,784	7,784		2,529	2,580	0,051
Janvier	1,950	-0,106	2,056	9,841	9,841		5,030	5,030	
Février	1,730	-0,149	1,879	11,720	11,203	0,517	7,087	7,087	
Mars	1,390	-0,105	1,495	12,698	11,203	1,495	8,966	8,966	
Avril	1,140	0,398	0,742	11,945	11,203	0,742	10,461	10,461	
Mai	0,620	0,927	-0,307	10,896	10,896		11,203	11,203	
Juin	0,120	2,153	-2,033	8,863	8,863		10,895	10,895	
Juillet	0,070	2,698	-2,628	6,235	6,235		8,863	8,863	
Août	0,110	2,019	-1,909	4,326	4,326		6,235	6,235	
Septembre	0,064	1,810	-1,746	2,580	2,580		4,326	4,326	
Total	12,174	9,420	2,754			2,754	2,580	2,580	2,754

Tableau N°III.36

Pertes par évaporation et infiltration (2eme approximation)						
Mois	V moy (Mm3)	S moy (Mm2)	E vp (mm)	V evp (Mm3)	V inf (Mm3)	Π (Mm3)
Octobre	3,137	1,707	0,074	0,126	0,024	0,150
Novembre	4,489	1,672	0,042	0,070	0,034	0,104
Décembre	6,534	1,597	0,030	0,048	0,049	0,097
Janvier	8,813	1,397	0,031	0,043	0,066	0,109
Février	10,781	1,140	0,046	0,052	0,081	0,133
Mars	11,951	0,881	0,080	0,070	0,090	0,160
Avril	11,574	0,691	0,100	0,069	0,087	0,156
Mai	11,049	1,623	0,129	0,209	0,083	0,292
Juin	9,879	1,508	0,144	0,217	0,074	0,291
Juillet	7,549	1,259	0,162	0,204	0,057	0,261
Août	5,281	0,985	0,158	0,156	0,040	0,195
Septembre	3,453	0,738	0,112	0,083	0,026	0,109
Total	94,489	15,196	1,108	1,348	0,709	2,057

Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes (2eme approximation)									
Mois	W (Mm3)	U-Π (Mm3)	W-U+Π (Mm3)	1ere consigne		2eme consigne			
				Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (m3)	Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)
					2,58		2,58	2,58	
Octobre	1,040	-0,150	1,190	3,770	3,770		1,390	2,580	1,190
Novembre	1,520	-0,104	1,624	5,394	5,394		0,956	2,580	1,624
Décembre	2,420	-0,097	2,517	7,911	7,911		2,763	2,580	-0,183
Janvier	1,950	-0,109	2,059	9,970	9,970		5,280	5,280	
Février	1,730	-0,133	1,863	11,833	11,258	0,575	7,339	7,339	
Mars	1,390	-0,040	1,430	12,688	11,258	1,430	9,202	9,202	
Avril	1,140	0,514	0,626	11,884	11,258	0,626	10,632	10,632	
Mai	0,620	0,948	-0,328	10,930	10,930		11,258	11,258	
Juin	0,120	2,169	-2,049	8,881	8,881		10,931	10,931	
Juillet	0,070	2,709	-2,639	6,242	6,242		8,882	8,882	
Août	0,110	2,025	-1,915	4,327	4,327		6,242	6,242	
Septembre	0,064	1,811	-1,747	2,580	2,580		4,327	4,327	
Total	12,174	9,543	2,631			2,631	2,580	2,580	2,631

III.8.3.2 Régularisation interannuel :

On fait une régularisation interannuelle quand la consommation dépasse l'apport, on accumule les eaux durant les années humides et on la restitue pendant les années sèches, le cycle de remplissage et de la restitution peut durer plusieurs années.

Ce type de régularisation nécessite des retenues importantes pour satisfaire le consommateur aussi bien annuellement que sur plusieurs années, il existe plusieurs méthodes de calcul du volume utile dans le cas d'une régularisation interannuelle.

Pour le calcul de la régularisation interannuelle, on opte pour la méthode de KRISTEKLY MENKEL.

Méthode de KRISTEKLY M pour le calcul du volume utile:

Le volume utile dans le cas d'une régularisation interannuelle est égal :

$$V_{upa} = (\beta_s + \beta_{int}) \times W_0 \quad ;(III.43)$$

Avec : β_s : Composante saisonnière du volume utile.

β_{pa} : Composante pluriannuelle du volume utile.

W_0 : Apport moyen interannuel.

On a : $\beta_s \cdot W_0 = \text{volume utile saisonnière} = 8.678 \text{ Mm}^3$

$$\beta_{int} = (\alpha - Kp^n)n = \max [\alpha - (FpCv + 1)]n$$

Avec : K_p^n : coefficient de débit pour n années de régularisation.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau N°III.34

D'après le tableau N°III.34 ; $\beta_{int} = 0,24$

Donc la capacité dans le cas d'une régularisation interannuelle est :

$$V_{int} = (\beta_s + \beta_{int}) \times W_0 = 24,28 \text{ Mm}^3$$

D'où le volume correspondant au niveau normal de la retenue est :

$$V_{NNR} = 26,862 \text{ Mm}^3$$

tableau N°III.34 : résultats de calcul de la coefficient de débit

n	n ^{0.5}	CV	cs	F80%	KP=CV.FP+1	z _p =(α-k _p)n	
						0,7	0,9
1,000	1,000	0,370	0,740	-0,850	0,686	0,015	0,215
2,000	1,414	0,262	0,523	-0,850	0,778	-0,155	0,245
3,000	1,732	0,214	0,427	-0,850	0,818	-0,355	0,245
4,000	2,000	0,185	0,370	-0,850	0,843	-0,571	0,229
5,000	2,236	0,165	0,331	-0,850	0,859	-0,797	0,203
6,000	2,449	0,151	0,302	-0,850	0,872	-1,030	0,170
7,000	2,646	0,140	0,280	-0,850	0,881	-1,268	0,132

CHAPITRE IV :

LAMINAGE

CHAPITRE IV : LAMINAGE

IV.1. Introduction :

Pour dimensionner un évacuateur, on doit procéder à deux opérations : déterminer la crue dont on veut protéger l'ouvrage et évaluer l'effet de laminage provoqué par la réserve de cette crue, en effet, calculer un ouvrage évacuateur de telle manière qu'il puisse laisser passer le débit de pointe de la crue correspond à un surdimensionnement, notable la plupart du temps.

L'objectif du laminage est de réduire de manière significative la longueur de l'évacuateur de crue, ce qui, bien évidemment, se traduira par un abaissement de leur prix, généralement très élevé dans un projet de barrage.

IV.2. description et principe de l'effet de laminage :

La surface de la retenue étant relativement importante, une crue fait monter le plan d'eau depuis le NNR, au maximum jusqu'au PHE, constituant ainsi un volume tampon. On dit alors que la retenue lamine la crue. Le laminage sera d'autant plus important que la retenue sera étendue.

Autrement dit, pendant la crue de débit Q_c , si l'évacuateur permet l'écoulement d'un débit $Q_e < Q_c$, la différence $Q_c - Q_e$ sert à élever le niveau du plan d'eau, la baisse de ce plan s'effectuant après le passage de la crue. Ainsi un déversoir de capacité plus faible que le débit de pointe de la crue peut suffire à protéger le barrage de la surverse.

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

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \quad ;(IV.1)$$

Avec : Q : le débit entrant de la crue.

q : le débit déverse par l'évacuateur de crue (débit laminé).

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

Le débit cumulé à l'instant t est :

$$Q-q = S \cdot dh/dt \quad ;(IV.2)$$

Avec : Dh/dt : La vitesse de remplissage ou de montée de la retenue.

IL existe plusieurs procédés de calcul comme Hildenblat, Sorensen, Blackmore, Kotcherine, patapove, pas à pas et d'autres méthodes nous retenons 2 méthodes qui sont plus simple, maniable et donnent des résultats précis :

1. Méthode de Kotcherine.
2. Méthode de Hidenblat.

IV.2.1 Méthode de KOTCHERINE :

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

- ✓ l'hydrogramme de crue est considéré comme un triangle ou un trapèze,
- ✓ les débits transitent par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire,
- ✓ le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau normale de la retenue (NNR).
- ✓ les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

IV.2.1 1- Estimation du débit de crue laminée :

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivante :

$$V_F = V_C \cdot \left(1 - \frac{q_{lam}}{Q_{\%}} \right) \quad ;(IV.3)$$

V_F : le volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur.

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

$Q_{\%}$: le débit de la crue en m^3/s

q_{lam} : le débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée

$$q_{lam} = Q_{\%} \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C} \right) \quad ;(IV.4)$$

Cette relation montre une réduction du débit de pointe de la crue au fur et à mesure que le niveau d'eau augmente dans la cuvette.

IV.2.1 2- Estimation de la charge au dessus du déversoir :

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

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \quad ;(IV.5)$$

Avec : m : coefficient de débit, dépendant notamment de l'épaisseur du déversoir par rapport à la charge **H**, et de la forme de la crête du déversoir, pour notre cas il est constant et égal à 0,49;

g : l'accélération de pesanteur = 9,81m²/s .

L : la largeur de déversoir,

H : la charge sur le déversoir (on fait varier de 0,5 à 3 m),

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

$$q = S \cdot V_{\text{moy}} \quad \text{Et} \quad S = L \cdot (H + P)$$

Il est possible d'extraire la vitesse moyenne (V_{moy}) comme suit :

$$V_{\text{moy}} = \frac{q}{L \cdot (H + P)} \quad ;(IV.6)$$

Enfin on calcule les débits en faisant varier cette fois la largeur déversant par la même formule qui a dessus et L compris entre 10 et 40 mètres.

$$H_o = H + \frac{\alpha \cdot V_{\text{moy}}^2}{2g}$$

Avec : H_o : la charge globale.

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

P : la hauteur de pelle.

Cette itération donne des courbes qui peuvent s'entrecroiser avec la relation de q_{lam} . Ce sont des points de croisement qui permettent de définir le débit de crue laminée en correspondance à la largeur optimale.

Le débit laminée est calculé pour différentes charges "**H**" et différentes largeurs de l'évacuateur de crues "**b**",(tableau IV.2)

Les graphiques de la figure sont accordés à la table de calculs, en faisant varier les variables **H** et **L**, Les relations s'ajustent automatiquement.

Données initiales	
g	9,81 m ² /s
α	1
Q_{0,1%}	463,06 m ³ /s
V_{crue 0,1%}	7,97 Mm ³
m	0,49

La détermination de la largeur de déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après la réalisation du graphe $q=f(h)$ et $q=f(v)$ comme montre la ANNEXE 4 et ANNEXE 5 (**Tableau ANNEXE 3**)

Tableau IV.1 caractéristique de largeur de déversoir

Largeur de seuil b(m)	Hauteur d'eau H(m)	Débit laminé q (m³/s)	Cote PHE (m)
25	2,99	280	90.95
30	2,72	296	90.68
35	2,52	304	90.48
40	2,35	312	90.31
45	2,21	319	90.17
50	2,08	325	90.04
55	1,96	331	89.92

Conclusion

Pour déterminer la largeur de seuil (b) il faut faire l'étude d'optimisation concernant le coût de l'ouvrage qui donne le choix le plus économique .

IV.2.2 méthode grapho-analytique de Hildenblat

IV.2.2.1. calcul de volume forcé :

Le calcul du volume forcé de la retenue permet de connaître la cote du niveau du volume force (NVF) donc la hauteur d'eau déversante maximale par l'évacuateur de surface.

Ce volume est déterminé par différentes méthodes, l'une des plus importantes méthodes est celle du calcul du laminage des crues qui permet non seulement de connaître le débit déversant maximum, mais aussi la charge maximale sur le déversoir et sa variation dans le temps au long du passage de la crue.

Ce laminage de crues permet d'étaler dans le temps l'hydro gramme de crue grâce au rôle très important joué par l'évacuateur de crue de surface

Pour cela, on part de l'équation du bilan d'eau dans la retenue,

$$Q dt = q dt + S dH \quad \text{ou} \quad Q\Delta t = q\Delta t + \Delta V$$

$$\text{Donc :} \quad (Q-q)dt = S dh \quad \text{ou} \quad Q-q = S \frac{dH}{dt}$$

IV.2.2 .2. laminage des crues : méthode grapho-analytique de Hildenblat

Dans cette méthode l'équation du bilan d'eau est utilisée

2.1.Equation du bilan d'eau

$$\mathbf{Q dt = q dt + S dH}$$

$$\text{Soit } Q_{\text{moy}}\Delta t = q_{\text{moy}}\Delta t + \Delta V \quad \text{avec} \quad \Delta V = S \Delta H$$

$$\text{Donc : } Q_{\text{moy}} = \frac{Q_1 + Q_2}{2} \quad \text{ET} \quad q_{\text{moy}} = \frac{q_1 + q_2}{2}$$

$$\Delta V = V_2 - V_1 \Rightarrow \frac{Q_1 + Q_2}{2} \Delta t + \frac{q_1 + q_2}{2} \Delta t + V_2 - V_1$$

Donc on trouve :

$$Q_{\text{moy}} \Delta t = \frac{1}{2} q_1 \Delta t + \frac{1}{2} q_2 \Delta t + V_2 - V_1$$

$$\text{On a : } -(V_2 + \frac{1}{2} q_2 \Delta t) = -Q_{\text{moy}} \Delta t + \frac{1}{2} q_1 \Delta t + V_2 - V_1$$

$$V_2 + \frac{1}{2} q_2 \Delta t = Q_{\text{moy}} \Delta t - \frac{1}{2} q_1 \Delta t + V_1 \quad (1)$$

$$\frac{1}{2} q_1 \Delta t = -q_1 \Delta t - \frac{1}{2} q_1 \Delta t = \frac{2q_1 \Delta t - q_1 \Delta t}{2} \quad (2)$$

$$\begin{aligned} \text{On pose : } V_2 + \frac{1}{2} q_2 \Delta t &= Q_{\text{moy}} \Delta t + V_1 - q_1 \Delta t + \frac{1}{2} q_1 \Delta t \\ &= Q_{\text{moy}} \Delta t + V_1 + \frac{1}{2} q_1 \Delta t - q_1 \Delta t \end{aligned}$$

Mais V_2 , q_2 sont des inconnues

2.2 procédé de calcul de laminage :

Pour faire laminage des crues, il faut disposer de :

- ✓ Hydro grammes de crues fréquences $Q_{0,1\%} = f(t)$
- ✓ Courbe des volumes d'eau dans la retenue $V=f(H)$
- ✓ Courbe des variations d'eau dans la retenue ou courbe des débits déversants

L'hydro gramme de crue est une donnée hydrologique résultant d'une étude hydrologique dans la quelle les crues sont étudiées.

La courbe des volumes d'eau dans la retenue $V=F(H)$ est une donnée topographique.

La courbe des débits déversant est à déterminer après avoir calculé la largeur de l'évacuateur de crue de surface.

Le débit maximum peut être donné par la formule de KOTCHERINE améliorée par Sokolovski pour les hydro grammes à une pointe ou triangulaire.

$$q_{\max\%} = 0,85Q_{p\%} \left(1 - \frac{V_f}{V_{cp\%}}\right)$$

avec : $V_{cp\%}$: volume de la crue de probabilité $P\%$

V_f : volume déversant de sécurité (volume régularisable) ou forcé

D'après KOTCHERINE, $V_f = (0,05-0,2) V_{cp\%}$

C'est la topographie du terrain qui nous permet de fixer approximativement la largeur et le type de déversoir à retenir comme évacuateur de crue.

Pour un évacuateur frontal ou latéral ayant une section rectangulaire, il suffit de déterminer «b», largeur de déversoir.

Cette largeur est donnée par la formule générale du déversoir :

$$q = m b H_d^{\frac{3}{2}} \sqrt{2g}$$

Avec : m : coefficient de débit dépendant du type du déversoir

b : largeur de déversoir.

H_d : charge sur le déversoir.

q : débit déversant .

D'où :

$$b = \frac{q_{\max\%}}{m \cdot H_d^{\frac{3}{2}} \sqrt{2g}}$$

On fait varier la largeur, on calcule et on trace la courbe des débits déversants en fonction de la variation du volume d'eau au dessus du déversoir. (**annexe 6;10**)

CONCLUSION

Pour choisir la largeur du déversoir la plus économique on doit faire une étude d'optimisation ou ce qu'on appelle une étude technico-économique qui nécessite la détermination des volumes de travaux (le remblai et le béton) pour chaque largeur du déversoir, pour l'étude d'optimisation on prendre les valeurs obtenues par la méthode de KOTCHERIN

CHAPITRE V :

ETUDE DE VARIANTE

CHAPITRE V : ETUDE DES VARIANTES

V .1. Description du site de barrage :

Le site du barrage de zaouïa se caractérise par une vallée large autorise le remplissage de la retenue en fonction des apports du bassin versant et vérifie la possibilité d'implantation du barrage et de ses ouvrages annexes, la fondation composée d'une série de schistes satinés. Ces schistes sont recouverts par la série du Djebel Aissa Mimoun. Ils sont des schistes métamorphiques. C'est la roche qui assurera l'encrage du système d'étanchéité de la fondation du barrage, ainsi que la fondation des éléments étanches du corps de barrage .

V .2. Choix du type de barrage :

l'étude des variantes arrêté sur 4 type du barrage :

- Variante 1 - Barrage en remblai avec noyau central en argile
- Variante 2 - Barrage en remblai avec masque en béton armé
- Variante 3 - Barrage poids en béton compacte au rouleau (BCR)
- Variante 4 - barrage en terre zone

Un barrage en BCR n'est pas convenable à cause de la difficulté d'exploitation des agrégats pour les bétons, pour la 2^{ème} variante on a une quantité insuffisante a la quantité des alluvions de remblais ainsi que la distance trop éloignée de site,

On a la 1^{ère} variante un barrage en remblai avec noyau central en argile la recharge des alluvions propre en amont et recharge des alluvions tout venant en aval, cette variante est faisable avec des incertitudes concernant les quantités des alluvions propre .

Le choix est arrêté sur un barrage en terre zone car on a une quantité suffisante de la recharge de remblais (alluvions en aval , alluvions fines en amont)

V .3. dimensionnement de la digue :

V .3.1. dimensionnement de la digue principale :

V .3.1.1.calcul de la hauteur du barrage :

La hauteur totale du barrage sera égale à la hauteur normale de la retenue des eaux majorée de la charge maximale au dessus du seuil du déversoir de crues et de la revanche.

✚ Niveau normale de la retenue NNR :

La hauteur normale de la retenue est calculée compte tenu de la capacité utile à stocker, de tranche morte éventuellement prévue en fond de la retenue pour emmagasiner les dépôts, et de la tranche correspondant au pertes par évaporation et par infiltration.

$$\mathbf{NNR = 88\ m}$$

✚ Niveau de plus hautes eaux PHE :

La charge maximale au dessus du déversoir de crues dépend des caractéristique de l'évacuateur de crues définies en fonction de l'hydrologie du B.V de la retenue et du laminage des crues par la retenue. On appelle le niveau des plus hautes eaux le niveau normale de la retenu majoré de la charge sur la déversoir de crue.

$$\mathbf{NPHE=NNR + H} \quad \text{avec H : la charge de déversoir}$$

Les résultats de calcul du PHE sont récapitulés dans le tableau V.1

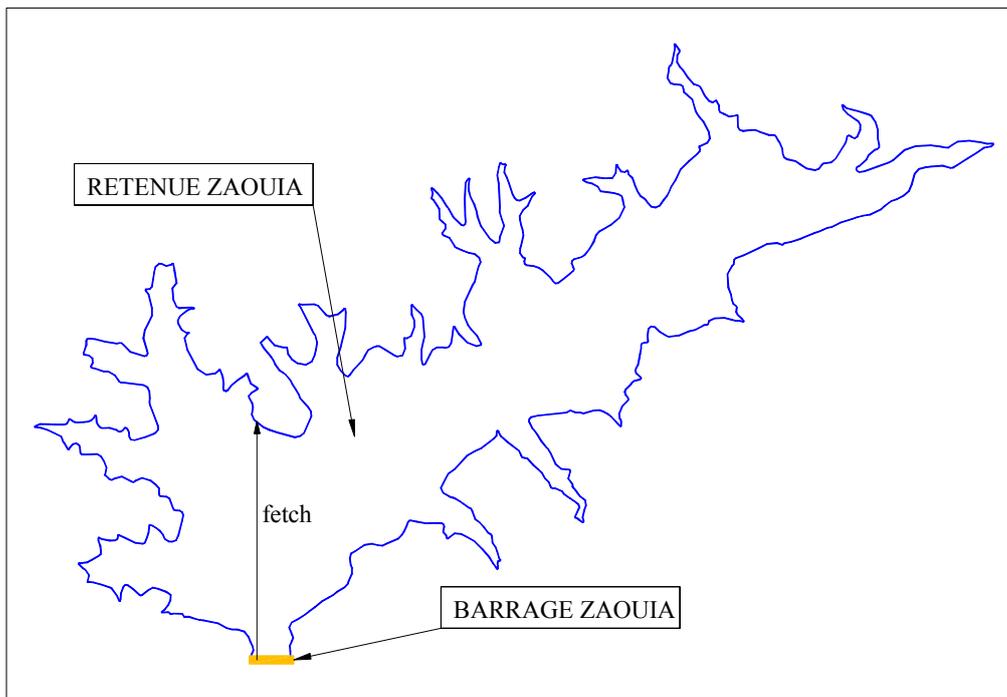
tableau V.1 Récapitulatif du calcul de la

Largeur déversant (m)	Charge d'eau sur déversoir (m)	NPHE (m)
25	2,99	90,99
30	2,72	90,72
35	2,52	90,52
40	2,35	90,35
45	2,21	90,21
50	2,08	90,08

✚ Détermination de la revanche

Connaissant la longueur du Fetch qui est la largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment en direction du barrage

$$\mathbf{F=2,013\ Km.}$$



La revanche est déterminée en utilisant des formules empiriques

Tableau V.2 : Récapitulatif du calcul de la revanche

Méthode	FORMULES	R (m)
Stevenson gaillard	$R = 0,75H + \frac{V^2}{2g}$	1,26
	$H = 0,75 + 0,34\sqrt{F} - 0,26\sqrt[4]{F} = 0,923$	
	$V = 1,5 + 2H = 3,345$	
Mallet et paquant	$R = H + \frac{V^2}{2g}$	1,57
	$H = 0,5 + 0,33\sqrt{F} = 0,968$	
	$V = 1,5 + 2H = 3,436$	
formule simplifier	$R = 1 + 0,3\sqrt{F}$	1,43

On prend la valeur la plus grande pour plus de sécurité : **R= 1,57m**

✚ Côte de la crête du barrage

$$N_{cr} = NPHE + R$$

Où : NPHE : Niveau de plus hautes eaux PHE

R : la revanche

Tableau V.3 : Récapitulatif du calcul de Ncr

NPHE (m)	Revanche (m)	Ncr (m)
90,99	1,57	92,56
90,72	1,57	92,29
90,52	1,57	92,09
90,35	1,57	91,92
90,21	1,57	91,78
90,08	1,57	91,65

✚ Hauteur du barrage :

$$\mathbf{Hb = Ncr - CTN + Hexc}$$

Où : Ncr : niveau de la crête du barrage

CTN : cote terrain naturel ; CTN = 65 m

Hexc : tranche à excaver pour atteindre la roche saine ; Hexc = 12 m

Tableau V.4 : Récapitulatif du calcul de Hb

Ncr (m)	CTN (m)	Hexc (m)	Hb (m)
92,56	65	12	39,56
92,29	65	12	39,29
92,09	65	12	39,09
91,92	65	12	38,92
91,78	65	12	38,78
91,65	65	12	38,65

V.3.1.2 La largeur en crête :

On doit prendre une largeur supérieur a 8m afin de permettre le passage des engins et le bon déroulement des travaux de terrassement, elle est en générale égale au 1/3 de la hauteur du barrage, Les différentes formules suivantes nous aide a déterminé la largeur b_{cr} :

$$\text{Formule de CNAPPEN : } b_{cr} = 1.65 \sqrt{Hb}$$

$$\text{Formule de PRECCE : } b_{cr} = 1.1 \sqrt{Hb} + 1$$

$$\text{Formule SIMPLIFEE : } b_{cr} = 3.6 \sqrt[3]{Hb} - 3$$

Tableau V.5 : Récapitulatif du calcul de b_{cr}

Hb (m)	Formule		
	CNAPPEN	PRECCE	SIMPLIFEE
39,560	10,378	7,919	9,267
39,290	10,342	7,895	9,239
39,090	10,316	7,877	9,218
38,920	10,294	7,862	9,200
38,780	10,275	7,850	9,185
38,650	10,258	7,839	9,172

Conclusion :

Pour chaque hauteur de barrage on prendre la moyenne des largeurs .

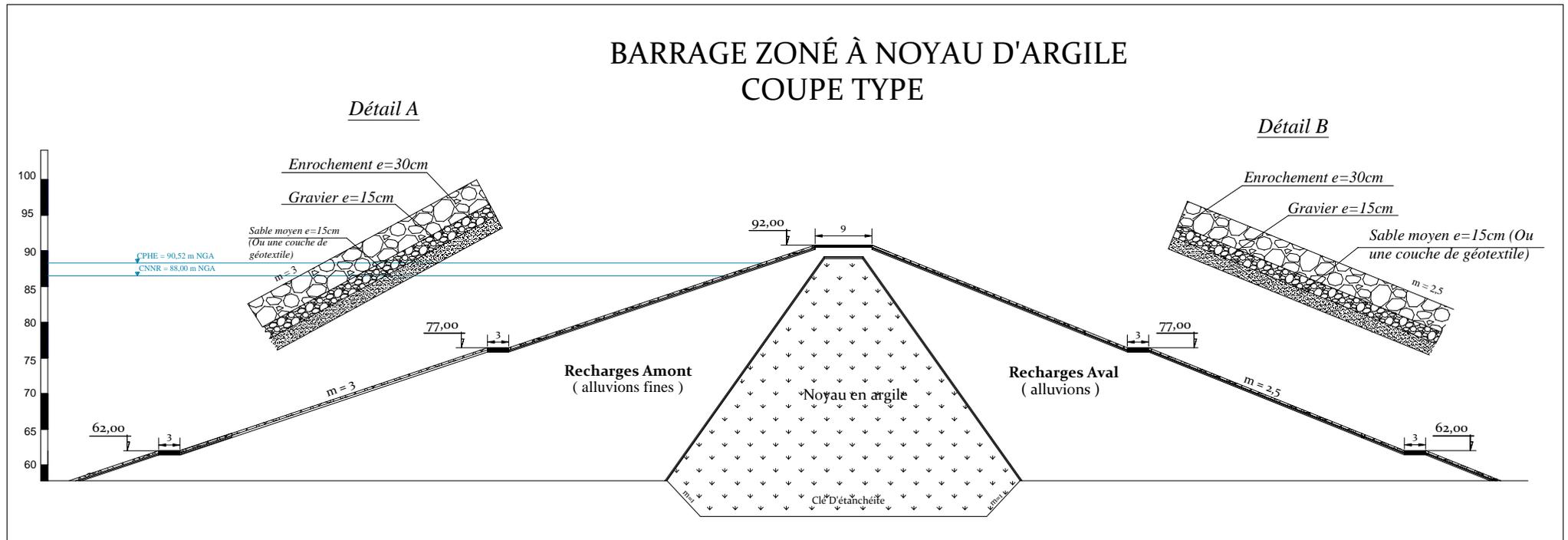
V .3.1.3 Pente des talus

Les pentes des talus amont et aval sont en fonction des matériaux de construction utilisés et leur caractéristiques mécaniques (cohésion C et l'angle de frottement φ) et de la hauteur .

Amont : $m1 = 3$.

Aval : $m2 = 2,5$

Et seront vérifiées par le calcul de stabilité au glissement des talus .



V.4. Conception de la variante de l'évacuateur de crues :

V.4.1. Choix de l'évacuateur de crues :

Les facteurs décisifs à considérer pour le choix du type de l'évacuateur de crues le plus approprié dans un aménagement hydraulique sont :

- ✓ Les conditions topographiques et géologiques .
- ✓ Le type de barrage.
- ✓ Le débit à évacuer en fonction des éventuels d'excavation des rives.

Compte tenu de ces facteurs, les préférences doivent pour des raisons de sécurité, aller à des évacuateurs à seuil libre, sans organe de contrôle. Le blocage des vannes en position fermée, à la suite d'une panne n'est pas négligeable, ce qui rendrait impossible l'évacuation d'une crue immédiatement subséquente.

Ces considérations éliminent la réalisation d'un évacuateur de crues à seuil commandé (seuil avec des organe de contrôle) .

V.4.2. Choix du tracé de l'axe de l'évacuateur de crues :

Le choix du tracé dépend des critères suivants :

- ✓ Le plus court possible.
- ✓ Suffisamment éloigné du pied aval du barrage.
- ✓ Rectiligne si possible.

V.4.3. Emplacement de l'évacuateur de crues :

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

Trois variantes de l'emplacement de l'évacuateur de crues ont été étudiées :

a) Un évacuateur de crues à surface libre en rive droite :

Morphologiquement, le versant de la rive droite s'avère être plus favorable pour l'implantation d'un évacuateur de crues en surface libre. Au droit de l'axe du barrage le versant droite a une pente (amont-aval) moyenne de 30°.

La fondation du déversoir sera réalisée, à la cote 83 m environ, dans des schistes tectonisés, moyennement altérés. (pour la côte de terrain naturel voir le tableau II-1) .

Le coursier sera fondé dans la zone de schistes tectonisés, intensément altérés et fragmentés, développés sous la couverture colluviale, de 2 à 3 m épaisseur en moyenne, par endroits la couverture peut atteindre des épaisseurs importantes.

Le bassin d'amortissement sera fondé dans de schistes moyennement tectonisés et altérés et partiellement dans la zone d'intense altération.

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

b) Un évacuateur de crues à surface libre en rive gauche :

Morphologiquement, au droit de l'axe du barrage le versant de la rive gauche a une pente (amont-aval) moyenne de 25° et s'avère être pris en considération pour l'implantation d'un évacuateur de crues, en surface avec déversoir latéral.

La fondation du déversoir sera réalisée, à la cote 83 m environ, dans des schistes tectonisés, moyennement altérés. (pour la côte de terrain naturel voir le tableau II-1)

Le coursier sera fondé dans la zone de schistes tectonisés, intensément altérés et fragmentés, développés sous la couverture colluviale, de 2 à 3 m épaisseur en moyenne, par endroits la couverture peut atteindre des épaisseurs importantes

Les zones d'accumulation de colluvions, en aval de l'emprise du barrage, dans rive gauche, dont épaisseur est importante, peuvent être le siège ou la conséquence de glissement et d'éboulement. Concernant la zone de glissement,

Le bassin d'amortissement sera fondé dans de schistes moyennement tectonisés et altérés et partiellement dans la zone d'intense altération.

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

c) Un évacuateur de crues en tulipe par le lit de l'oued

L'ordre de grandeur du débit maximum du projet a amené à considérer aussi comme variante, la possibilité d'utiliser pour l'évacuation de crues, un évacuateur en tulipe qui

déchargerait au travers d'une galerie semi-enterrée, restituant les eaux dans l'oued, passant préalablement dans un bassin d'amortissement spécialement conçu pour cette opération.

Les alluvions du fond du lit de l'oued se composent de graviers et de galets subanguleux, constitués principalement de schistes et de grés, qui sont mélangés au sable. Ce matériau granuleux pourrait former une couche de 1 à 2 m d'épaisseur au-dessus de dépôts plus imperméables, ce qui favorise la stagnation d'eau au fond du chenal.

Conclusion :

De point de vue technique et économique, entre la 1^{ère} et la 2^{ème} variante, évacuateur de crues en surface en rive droite est plus favorable.

L'évacuateur de crue en tulipe est le plus favorable du point de vue économique en comparaison avec les autres variantes (évacuateur de crues en surface en rive droit et évacuateur de crues en surface en rive gauche) Toutefois, prenant en considération les difficultés techniques d'exécution et d'opération pendant l'exploitation du barrage pour un évacuateur en tulipe, on recommande pour l'évacuateur de crues, la variante 1^{ère}, c'est à dire, **évacuateur de crues à surface libre en rive droit.**

Conclusion pour le choix de l'évacuateur de crues :

Sur la base des caractéristique topographie et la géologie de notre site, le choix est arrêté pour un évacuateur de crues à surface libre, soit à entonnement latéral ou à entonnement frontal sur la rive droite, mais l'excavation de remblai de la 2^{ème} variante est très importante donc pour réduire les excavation on diminué la largeur de déversoir de forme labyrinthe.

Ces ouvrage présentent beaucoup d'avantages à savoir :

- ✓ Entretien facil.
- ✓ Pas de risque de saturation.
- ✓ Ouvrage très sûr .
- ✓ Un bon rendement.

CHAPITRE VI :
ETUDE DE LA 1^{ER}
VARIANTE

CHAPITRE VI : ETUDE DE LA 1^{er} VARIANTE

EVACUATEUR DE CRUES A SURFACE LIBRE LATERAL

VI.1. Introduction :

Souvent lorsque les conditions géologiques et topographiques ne permettent pas de dimensionnée un évacuateur de crues latérale a entonnement frontale, on prévoie une variante d'évacuateur a entonnement latérale, qui s'étant généralement en longueur et pas en largeur ni en profondeur, limitant ainsi les travaux de terrassement. Et cela notamment dans les terrain difficile a travaillé. Dans ce chapitre nous allons essayé de dimensionnée un évacuateur de crues de ce type pour le barrage de ZAOUIA W.TIZI OUZOU.

VI.2. Etude d'optimisation :

On partant du coût des différentes variantes de l'évacuateur de crues pour différentes capacités et le coût de la digue pour différentes hauteurs, on peut obtenir le cout total de l'ensemble évacuateur digue.

VI.2.1 Calcul du coût de la digue :

Le coût de la digue est déterminé comme suit:

le volume de remblai est déterminé en effectuant le calcul suivant :

On trace le profil longitudinal du barrage, on choisit des sections à travers le barrage l'aire de la section transversale du barrage pour la coupe "i" est déterminée ainsi directement grâce à l'utilisation de l'outil informatique à l'occurrence l'AUTOCAD 2009 :

Le volume total du barrage s'obtient en sommant les volumes partiels des différentes sections en coupe.

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i \quad \text{et} \quad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot d \quad ;(VI.1)$$

Avec : d : Distance horizontale séparant deux sections successives S_i et S_{i+1}

En fixant le prix d'1m³ de remblai à 530 DA (annexe 14) , le coût de la digue pour différentes largeurs du déversoir est présenté dans le **Tableau VI.1**

Tableau VI.1 : Coût du remblai

b (m)	Charge h (m)	volume des remblais (m ³)	Coût du remblai (DA)
25	2,99	275131,894	145819903,62
30	2,72	267207,892	141620182,53
35	2,52	241076,953	127770785,04
40	2,35	259691,493	137636491,50
45	2,21	256187,912	135779593,52
50	2,08	252789,561	133978467,41

Conclusion :

Le coût minimal du remblai correspondant a la largeur déversant : b = 35 m, mais cette valeur n'est pas définitive, donc il faut calculer le coût total de l'ouvrage (remblai + évacuateur de crues) .

VI.2.2. Optimisation de l'évacuateur de crues

L'évacuateur de crues est choisi selon les conditions topographiques et géologiques, son type est un évacuateur de crues à surface libre, il est constitué des éléments suivantes (déversoir latéral type USCE [United States Army, Corps of Engineers]), canal a adduction latéral, coursier, bassin dissipation, ouvrage de restitution)

VI.2.2.1 Coût du déversoir

Pour le calcul du coût de déversoir, on a estimé que le prix d'un mètre cube du béton armé est de 15000 DA (annexe 14).

Les résultats de calcul des coûts de béton du déversoir pour différentes largeurs déversant sont récapitulés dans le tableau VI.2

VI.2.2.2 Coût du coursier

Les caractéristiques du coursier sont les suivantes :

- ✓ La longueur du coursier est $L = 205$ m
- ✓ La hauteur du mur $H = h_{cr} + R$ avec $h_{cr} = \sqrt{\frac{Q^2}{b^2 \cdot g}}$,
- ✓ on prend pour tout sécurité $R = 0,8$ m
- ✓ La largeur du coursier est : $b = Q^{0.4}$
- ✓ L'épaisseur du mur est prise égale à 0,5m et celle du radier 0,8m

Les résultats sont représentés dans le tableau VI.3

Donc on présente le coût total de l'évacuateur dans le tableau VI.4

VI.2.3. Coût total de la digue plus l'évacuateur de crues

Pour déterminer le coût total et en sommant les deux coût pour détermine la largeur de déversoir optimal les résultats se représente dans le tableau VI.5

Tableau VI.2: calcul le coût de béton de déversoir

b (m)	Charge h (m)	Si (m2)	V (m3)	Coût de béton (DA)
25	2,99	6,201	155,025	2325375
30	2,72	7,358	220,740	3311100
35	2,52	8,163	285,705	4285575
40	2,35	8,914	356,560	5348400
45	2,21	9,856	443,520	6652800
50	2,08	10,754	537,700	8065500

Tableau VI.3: calcul le volume de béton pour le coursier

b(m)	Charge h (m)	S (m2)	V (m3)	Coût de béton (DA)
25	2,99	30,230	6197,150	92,957
30	2,72	33,894	6948,270	104,224
35	2,52	37,591	7706,155	115,592
40	2,35	41,353	8477,365	127,160
45	2,21	45,165	9258,825	138,882
50	2,08	48,978	10040,490	150,607

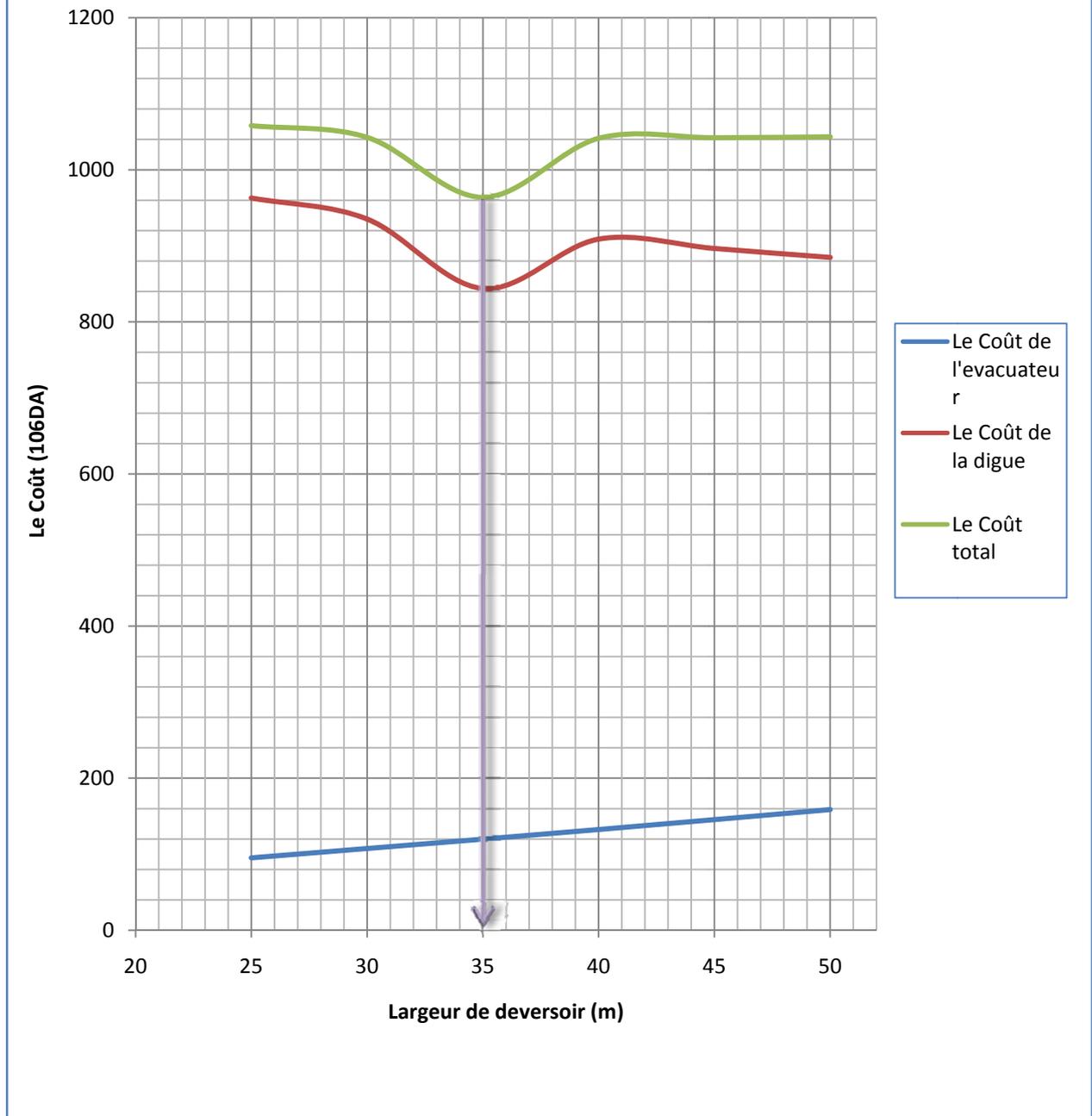
Tableau VI.4: le coût total de l'évacuateur

b (m)	Débit laminé (m3/s)	Coût de l'évacuateur de crues(DA)
25	280	95282625
30	296	107535150
35	304	119877900
40	312	132508875
45	319	145535175
50	325	158672850

Tableau VI.5: le coût total (l'évacuateur + la digue)

b (m)	Débit laminé (m3/s)	Coût de l'évacuateur de crues (DA)	Coût du la digue (DA)	Coût total (M de DA)
25	280	95282625	145819903,62	241,103
30	296	107535150	141620182,53	249,155
35	304	119877900	127770785,04	247,649
40	312	132508875	137636491,50	270,145
45	319	145535175	135779593,52	281,315
50	325	158672850	133978467,41	292,651

FIG VI.1 : COURBE D'OPTIMISATION



Conclusion

A travers la courbe d'optimisation, on tire la largeur du déversoir optimale qui est $b = 35$ m

Cette longueur correspond à $H = 2,52$ m avec $Q_{\text{dev}} = 304$ m³/

VI.3. Dimensionnement et calcul hydraulique de l'évacuateur de crues :

Données de départ :

- ✓ Longueur déversant : $L = 35 \text{ m}$
- ✓ Débit évacué : $Q_{\text{dév}} = 304 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓ Charge hydraulique : $H = 2,52 \text{ m}$
- ✓ Côte de la retenue normale : $\text{NNR} = 88 \text{ m}$

VI.3.1 Canal d'amenée

La vitesse d'approche est donnée par la formule :

$$V = \frac{Q}{S} \quad ;(\text{VI.2})$$

Avec :

Q : Débit à évacuer (m^3/s).

S : Section du canal (m^2) = $h \times b$

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

P : Hauteur de pelle (3,5 m).

H : Lane déversant (2,52 m).

$$\Rightarrow V = \frac{304}{(2,52 + 4) \times 35} \qquad V = 1.16 \text{ m/s}$$

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

VI.3.2. Calcul de déversoir :

Pour les ouvrage qui doivent contrôler des débit importants , la géométrie du déversoir ne dépend pas seulement de considération hydraulique ; en effet, la stabilité de l'ouvrage ,les caractéristiques du sous-sol, le type du barrage choisi et la topographie doivent être également prise en compte .

VI.3.2.1 Calcul de la géométrie du déversoir : [4]

La proposition du **USCE** (United States Army, Corps of Engineers) pour le parement amont vertical une courbe de trois arcs circulaire au quadrant amont ($x < 0$) (fig VI.2), et de la fonction de puissance (VI .3) pour le quadrant aval :

$$-Z = \frac{1}{2} X^{1.85} \quad ;(\text{VI.3})$$

Les origines des arcs circulaires et les rayons correspondant sont indiqués au tableau (tableau VI.6)

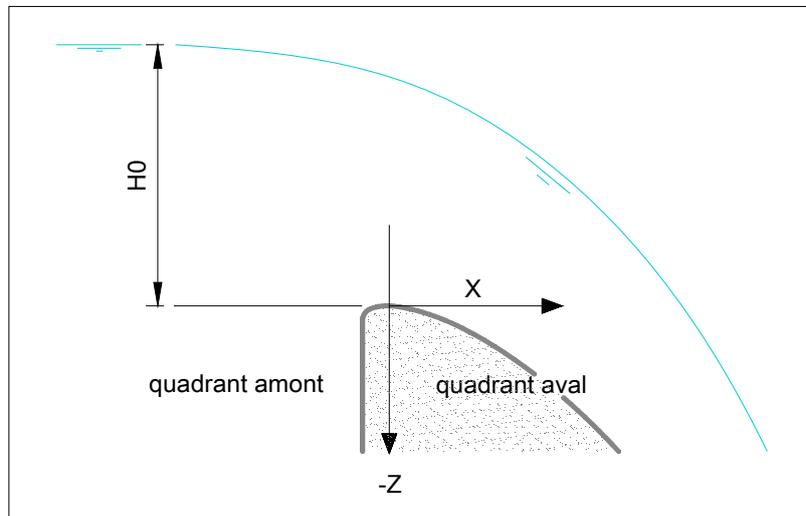


Fig VI.2: définition du système des coordonnées

A/ Calcul du quadrant amont :

Les dimensions de profil type USCE (quadrant amont) est représenté dans la figureVI.3 :

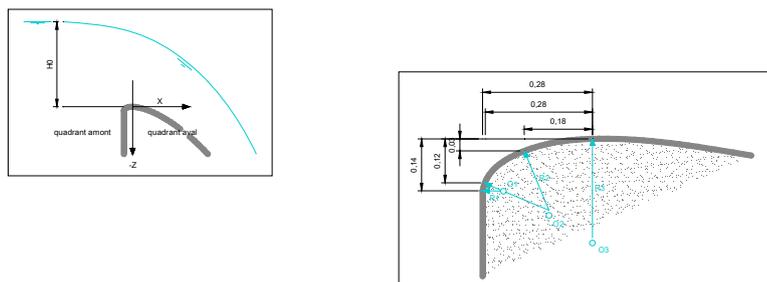


Fig VI.3: détail du quadrant amont (tous les c

tableau VI.6 : origines O, rayons de
de validité relatifs à H₀ du déversoir standard (quadrant amont)

I	O _i /H ₀	R _i /H ₀
1	(-0,2418/-0,1360)	0,04
2	(-0,1050/-0,2190)	0,2
3	(0/-0,5000)	0,5

on a H₀ =2,52m donc :

I	O _i	R _i
1	(-0,0866/-0,0487)	0,0143
2	(-0,0376/-0,0785V)	0,0717
3	(0/-0,1791)	0,1791

Pour rendre la construction d'un déversoir standard plus économique , le parement amont peut être modifié en ménageant une saillie . Ainsi, une masse importante de béton peut être éliminée si elle n'est pas requise pour la stabilité de l'ensemble de la structure .

Selon l'USCE , l'effet de N/H₀ >0 sur l'écoulement n'est pas significatif sauf pour de très petites valeurs de M/H₀ . il est recommandé de choisir le rapport M/N plus grand que 1/2 et M/H₀ >0,6 pour encore pouvoir utiliser la géométrie de la crête donnée dans la (fig VI.4)

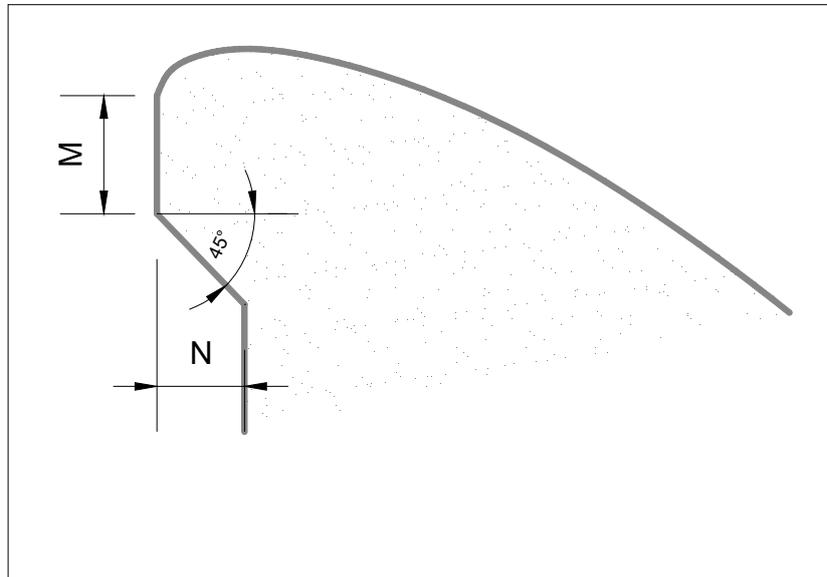


fig VI.4 : déversoir standard à parement surplombant

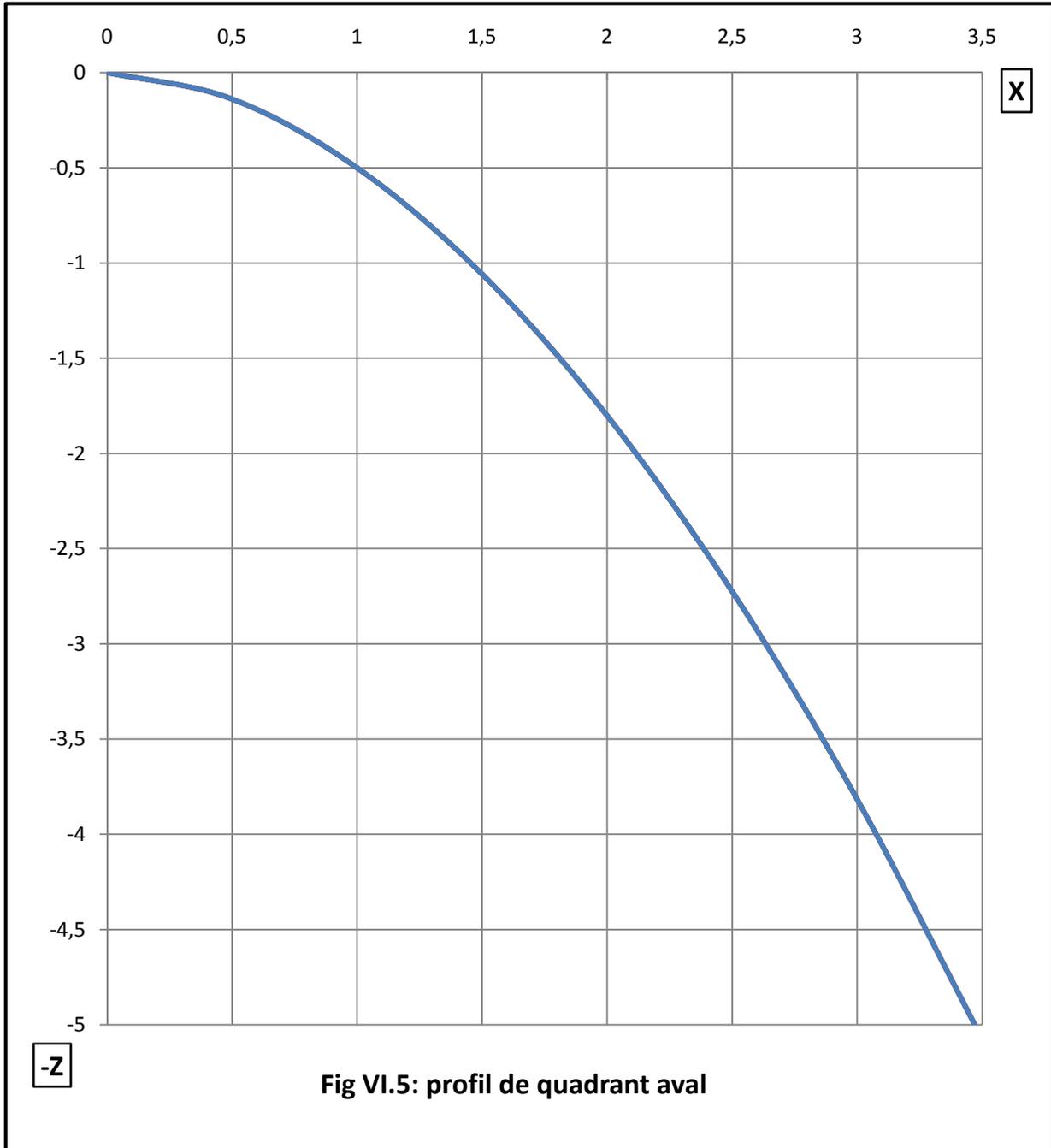
$$\text{On a } \left. \begin{array}{l} N/H_0 > 0 \\ M/N > 1/2 \\ M/H_0 > 0,6 \end{array} \right\} \Rightarrow M=0.5\text{m} , N=1\text{m}$$

B/ Calcul du quadrant aval :

Les résultats dans le **tableau VI.7** sont obtenus en appliquant la formule **VI .3**

tableau VI.7 : calcul des coordonnées de profil de quadrant aval

X (m)	0,000	0,500	1,000	1,500	2,000	2,500	3,000	3,500
Z (m)	0,000	-0,139	-0,500	-1,059	-1,803	-2,724	-3,816	-5,076



C/ Calcul du rayon de raccordement du déversoir : [5]

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

tableau VI.8: différentes valeurs du rayon de raccordement en fonction de la hauteur de pelle et la charge H

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

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

on à : $P = 3,5 \text{ m} < 10 \text{ m}$

d'où : $R = 0.5 * 3,5$; ce qui donne : **$R = 1,75 \text{ m}$**

VI.3.2.2. Calcul hydraulique de déversoir :

le calcul hydraulique de déversoir ce fait par plusieurs étape :

a/ On divise la largeur déversant en 7 tronçons et on établit les distances au bout de la tranchée jusqu'à chaque site xi.

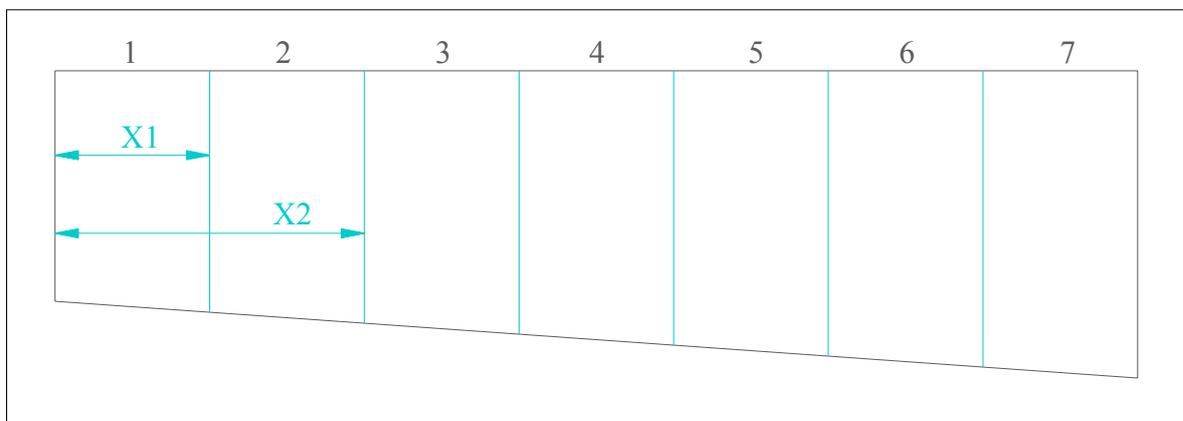


Fig VI.6 : représentation des tranchées

Le débit spécifique est donnée par :

$$q = Q/L \quad ;(VI.4)$$

Donc : $q = 8,69 \text{ m}^2/\text{s}$

Ayant le débit spécifique, on détermine le débit aux sites :

On a : $Q_i = q \cdot x_i \quad ;(VI.5)$

b/ En fixant la vitesse d'eau moyenne (V_{in}) au bout de la tranché ($l = 5\text{m}$) et celle de la fin, puis on détermine les vitesses moyennes aux sites par :

$$V_i = V_{in} + a (x_i - 1) \quad ;(VI.6)$$

Ou

$$a = (V_f - V_{in}) / (L - 1) \quad ;(VI.7)$$

avec : a : coefficient de proportionnalité

$$V_{in} = (3 \div 5) \text{ m/s}$$

$$V_f = (8 \div 10) \text{ m/s}$$

Nous prenons : $V_{in} = 4 \text{ m/s}$; $V_f = 9 \text{ m/s}$

D'où : $a = 0,147$

c/ Calcul des sections mouillées aux sites :

cette section donnée par :

$$W_i = Q_i / V_i \quad (\text{m}^2) \quad ;(VI.8)$$

d/ calcul de la largeur aux sites :

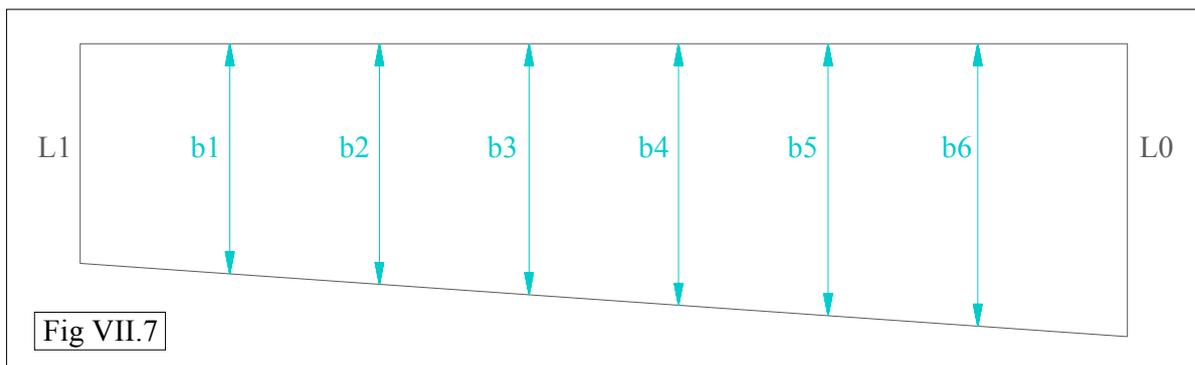
cette largeur est donnée par :

$$b_i = L_1 + \frac{x_i \cdot (L_0 - L_1)}{L} \quad ;(VI.9)$$

On calcul les différent largeur : [6]

$$L_c = Q_{dev}^{0.4}$$

Donc : $L_c = 10\text{m}$.



On a : selon la topographe on prendre les rapport suivant : $\frac{L_0}{L_C} = 1$ et $\frac{L_1}{L_0} = 0.75$

Donc : $L_0 = 10\text{m}$ et $L_1 = 7,5\text{m}$

e/ calcul de la profondeur d'eau aux sites :

cette profondeur est donnée par :

$$h_i = (-b_i + \sqrt{b_i^2 + 4m W_i}) / 2m \quad ;(\text{VI.10})$$

avec : m : pente du profile du versoir assimilé à un plan : $m = 1/3$

f/ calcule de la pente de fond pour chaque sites :

cette pente est donnée par :

$$I_i = V_i^2 / C_i^2 \cdot R_i \quad ;(\text{VI.11})$$

Avec : V_i : vitesse moyenne aux sites (m/s).

R_i : rayon hydraulique (m).

C_i : coefficient de charge seront donnée par :

$$\Delta h_i = I_i \cdot \Delta x_i \quad (\text{m})$$

$$\Delta X_i = X_i - X_{i-1}$$

Une fois que nous avons déterminé les hauteur d'eau h_i et les perte de charge dans chaque tronçon, on détermine les cotes de la surface liber et les cotes du fond de la tronchée.

Tous les résultats sont récapitulés dans les tableau **VI.9** et **VI.10**

tableau VI.9: hauteurs d'eau et pertes de charge :

N	Xi (m)	Qi (m3/s)	Vi (m2)	Wi (m)	bi (m)	hi (m)	Ri	Ci	Ii	Δh
1	5	43,429	4,735	9,171	7,857	1,115	0,458	38,431	0,007	0,035
2	10	86,857	5,471	15,877	8,214	1,801	0,664	41,293	0,012	0,058
3	15	130,286	6,206	20,994	8,571	2,252	0,781	42,541	0,017	0,083
4	20	173,714	6,941	25,027	8,929	2,559	0,858	43,263	0,022	0,110
5	25	217,143	7,676	28,287	9,286	2,771	0,913	43,747	0,028	0,141
6	30	260,571	8,412	30,977	9,643	2,918	0,956	44,099	0,035	0,174
7	35	304,000	9,147	33,235	10,000	3,020	0,990	44,370	0,042	0,210

tableau VI.10: cotes du plan d'eau et du fond de la tranchée

N	Δh	Hi (m)	cote P.E	cote Fond
0	0	0	88	88
1	0,035	1,115	87,965	86,885
2	0,058	1,801	87,942	86,199
3	0,083	2,252	87,917	85,748
4	0,110	2,559	87,890	85,441
5	0,141	2,771	87,859	85,229
6	0,174	2,918	87,826	85,082
7	0,210	3,020	87,790	84,980

VI.3.3. calcul hydraulique du coursier :

Le calcul été effectué à l'aide d'un logiciel CANAL21 les résultats de calcul sont résumés dans le tableau **VI.11**

Et le graphique de la ligne d'eau représente dans la **fig VI.8**

tableau VI.11 : Différents paramètres de calcul de la ligne d'eau.

Descriptif de la ligne d'eau												
no	x	Zf	Y	V	J	H	Hs	F	reg.	I	Yc	HsC
	m	m	m	m/s	m/m	m	m			m/m	m	m
1	0.00	85.000	2.810	10.819	0.0106	93.775	8.775	2.061	tor	0.105	4.550	6.825
2	33.20	81.501	2.223	13.673	0.0209	93.252	11.751	2.928	tor	0.105	4.550	6.825
3	66.40	78.001	1.945	15.626	0.0309	92.392	14.390	3.577	tor	0.105	4.550	6.825
4	99.60	74.502	1.776	17.113	0.0405	91.205	16.702	4.099	tor	0.105	4.550	6.825
5	132.80	71.003	1.662	18.287	0.0494	89.710	18.707	4.528	tor	0.105	4.550	6.825
6	140.00	70.244	1.642	18.509	0.0512	89.348	19.104	4.611	tor	0.105	4.550	6.825
7	160.00	68.136	1.594	19.075	0.0561	88.275	20.139	4.824	tor	0.105	4.550	6.825
8	165.93	65.511	1.581	19.229	0.0574	85.938	20.427	4.883	tor	0.105	4.550	6.825

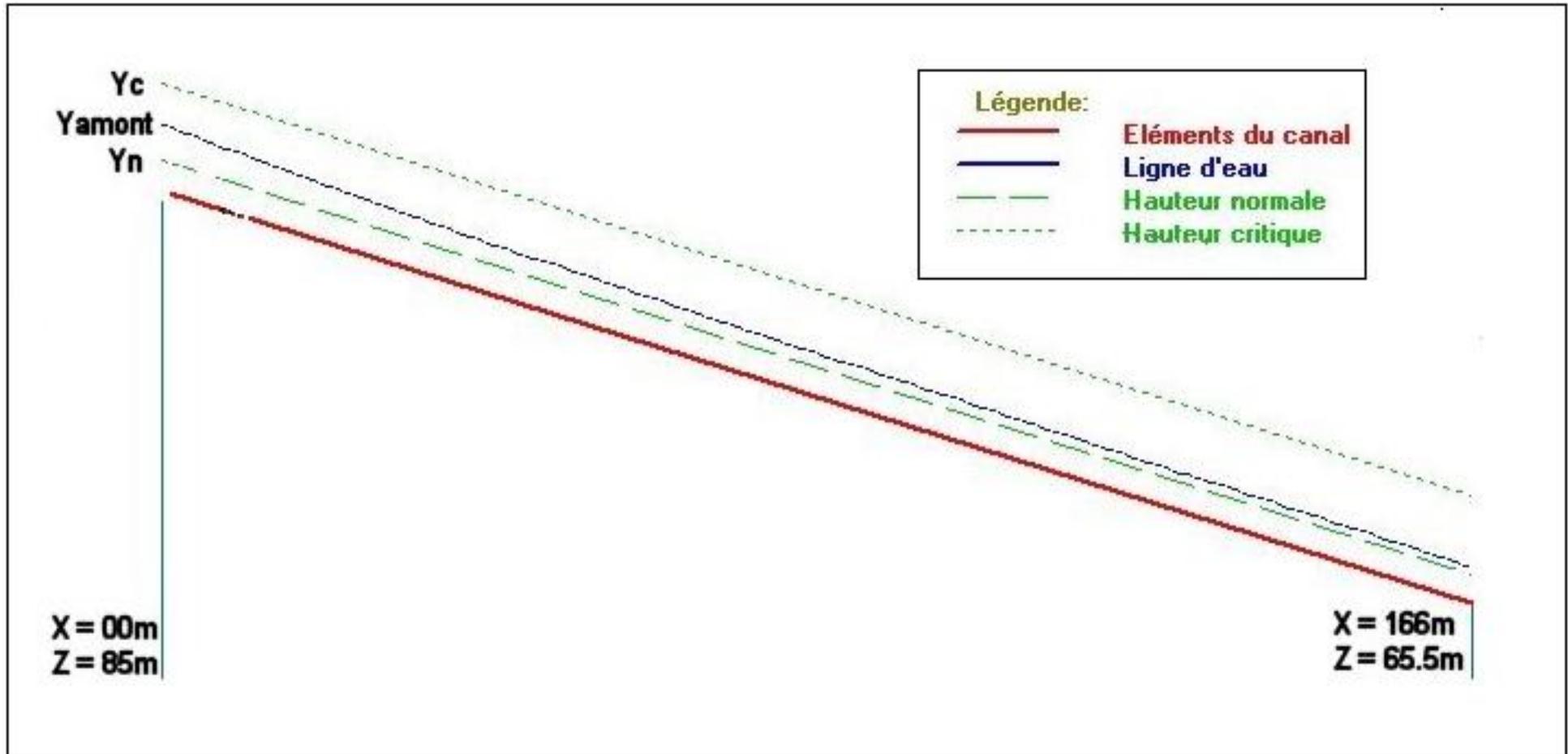


fig VI.8 : graphique de la ligne d'eau

VI.3.4. Dissipateur d'énergie :VI.3.4.1. choix de l'ouvrage de restitution :

Il existe plusieurs types d'ouvrage de restitution et dont le choix d'utilisation est fonction des critères technique et économique. Pour notre cas, un saut de ski s'avère intéressant vue la structure géologique de la rive droite (voir la coupe géologique), et le gain de béton éventuel pour un bassin d'amortissement.

Le principe consiste à installer, en bas du déversoir, un bec relançant l'eau vers le haut suivant un angle θ .

Le jet se désintègre et retombe dans une cuvette de dissipation à une distance :

$$X = 2.K(Y + \frac{V^2}{2.g})\text{Sin}2\theta \quad ;(\text{VI.12})$$

Avec : K : coefficient d'aération $K=0,9$.

Y : tirant d'eau $Y=1,581\text{m}$.

V : vitesse au départ du saut de ski $V=19,23\text{m/s}$.

θ : angle de sortie d'eau $\theta=20^\circ$.

On aura : **X= 23,64m**

VI.3.4.2. Type de l'écoulement :

Le saut de Ski est composé d'une partie courbe dans la coupe longitudinale et d'une zone d'impact a l'aval.

On distingue deux cas d'écoulement, le premier cas apparait pour des débits relativement faibles et se manifeste par un ressaut hydraulique et un déversement a son extrémité avale, le deuxième cas est celui du jet qui s'élance vraiment dans l'air et dont la zone d'impact se trouve loin à l'aval.

VI.3.4.3. Dimensionnement du dissipateur : [4]

Le dimensionnement du dissipateur doit répondre aux questions suivantes :

- ✓ Quelles sont les hauteurs avales extrêmes qui permettent un dimensionnement satisfaisant du dissipateur ?
- ✓ Quel est le rayon de courbure R (rayon minimum nécessaire).

Le R_{\min} dépend de la charge H_1 et de nombre de Froude . **(fig VI.9)**

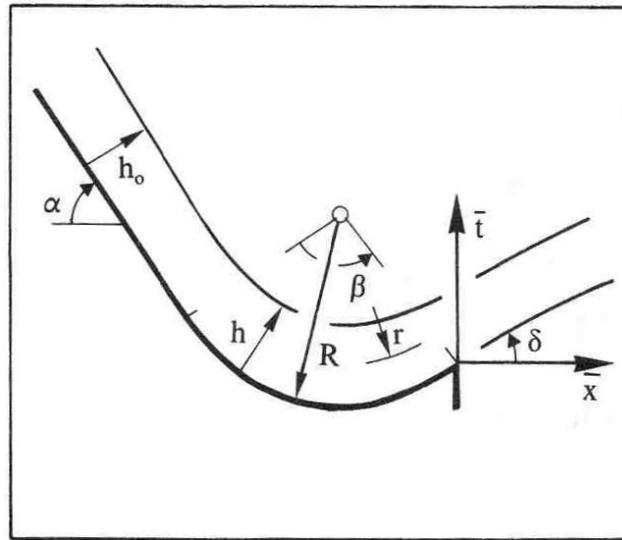


fig VI.9 : notation pour l'écoulement sur l'auge d'un saut de ski

Au préalable, il est nécessaire de déterminer les caractéristiques de l'écoulement à l'amont (au niveau de l'auge).

le débit unitaire : $q_1 = 30,4 \text{ m}^2/\text{s}$.

la hauteur d'eau à l'amont : $h_1 = 1,581 \text{ m}$.

le nombre de Froude : $F_1 = \frac{q_1}{(g \cdot h_1^3)^{0,5}}$ $F_1 = 4,88$;

la charge d'eau $H_1 = h_1 + \frac{q_1^2}{2 \cdot g \cdot h_1^2}$ $H_1 = 20,43 \text{ m}$.

VI.3.4.4. Caractéristique de l'écoulement :

La hauteur d'eau h_1 se calcule d'après une courbe de remous égale a $h_1 = 1,581 \text{ m}$.

On a : $V_1 = q / h_1$; $V_1 = 19,23 \text{ m}$

La répartition des vitesses $V = V(r)$ a travers l'auge à angle d'ouverture β suit la loi

$$V \cdot r = \text{constante}$$

Avec : r : rayon de courbure de la ligne d'eau.

La vitesse à la surface libre V_s :

$$V_s = \sqrt{2g(H_1 - h_1)} \quad ; \quad V_s = 23,15 \text{ m/s.}$$

La pression au fond du canal est donnée par la relation suivante :

$$\frac{\Delta p_f}{\rho g h_1} = \frac{F^2 h_1}{R} ; (VI.13)$$

Avec : R : Rayon de courbure de l'auge qui dépend du nombre de Froude

F = 4,88 , d'après le graphe (fig VI.10) :

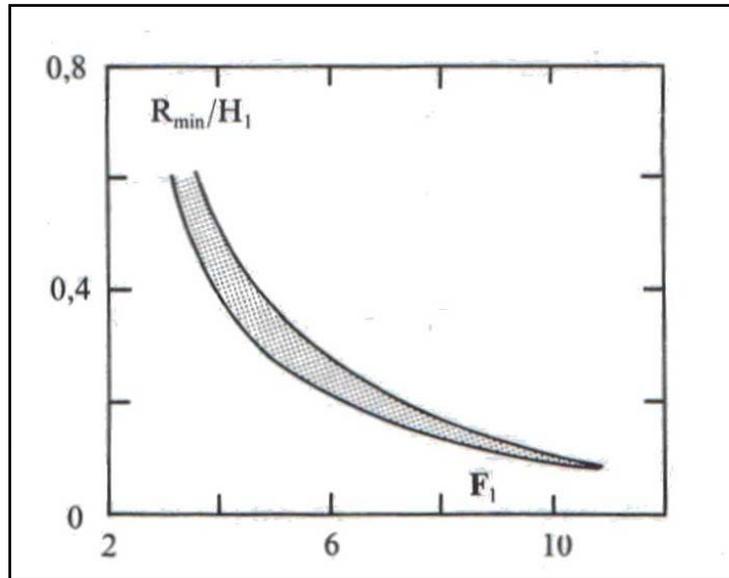


fig VI.10 : rayon minimal relatif R_{\min}/H_1 en fonction de F_1

on a : $\frac{R_{\min}}{H_1} = 0,3$

d'où : $R = 0,3 \cdot 20,43 = 6,13 \text{ m}$, on opte pour la valeur : $R = 6 \text{ m}$.

d'où : $\Delta p_f = \frac{F^2 \rho g h_1^2}{R}$; $\Delta p_f = 97,32 \text{ KN/m}^2$

L'auge de dissipateur du saut de ski sera muni de dents (fig VI.11), cette variante se distingue de la variante sans dents, car elle est plus favorable du point de vue dissipation.

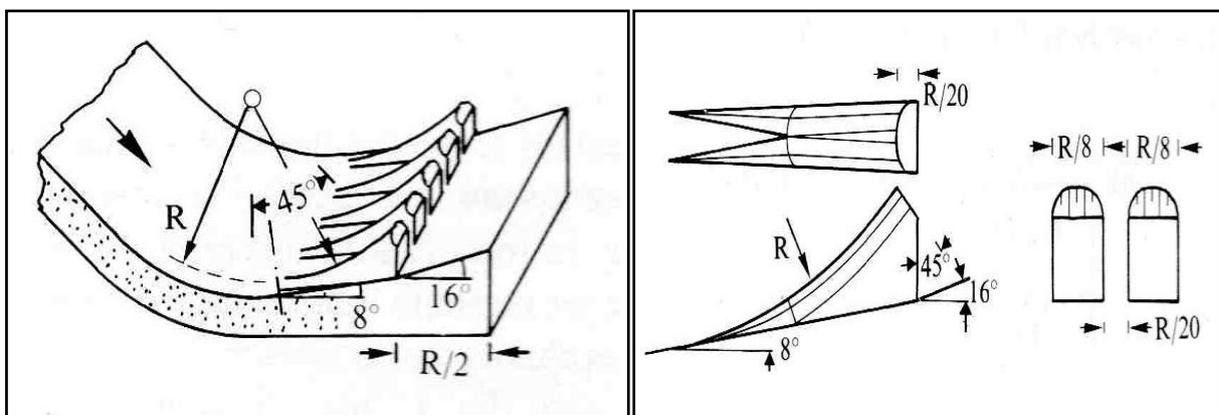


fig VI.11 : dent du dissipateur à auge

La largeur d'une dent est : $R / 8 = 0,75 \text{ m}$

L'espace libre entre les dents est : $R / 20 = 0,3 \text{ m}$

Le point le plus bas de l'auge se trouve à 0,3 m ou dessous du radier une partie de longueur $R / 2 = 3 \text{ m}$ à l'aval des dents sert à faire jaillir le jet et uniformiser l'écoulements à la sorte de la structure.(voir le détail sur la planche n°4)

VI.3.4.5. Détermination des longueurs de trajectoire de jet :

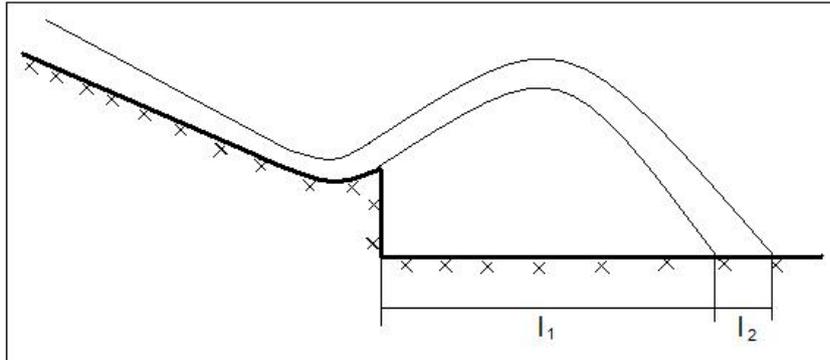


fig VI.12 : Schéma explicatif des longueurs de trajectoire

on a :

$$l_1 = \frac{v_1^2}{2g} \cos \alpha \left(\sin \alpha + \sqrt{\frac{2g(p+h/2)}{v_1^2} + \sin \alpha} \right) \quad ;(\text{VI.14})$$

On prend : $p = 1 \text{ m}$;

$\alpha = 16^\circ$ (voir fig VI.11)

$l_2 = L \cos \Theta$

avec :

$$L = 1,4 q \log \frac{v_1}{v_a a} \quad ;(\text{VI.15})$$

et :

$$\tan \Theta = \sqrt{\tan^2 \alpha + \frac{2g(p+h/2)}{v_1^2 \cos \alpha}} \quad ;(\text{VI.16})$$

Avec : V_1 : Composante de la répartition de la Vitesse du jet.

q : Débit spécifique.

a : Coefficient empirique de Vitesse = 0,75

$$V_1 = \sqrt{V_x^2 + V_y^2}$$

Avec : $V_x = V \cdot \Psi$

Ou : Ψ : coefficient de vitesse : $\Psi = 0,95$

$$V = Q / S = 304 / (10 \cdot 1,581) = 19,23 \text{ m}^2/\text{s}$$

Ce qui donne : $V_x = 18,27 \text{ m}^2/\text{s}$

$$\text{Et : } V_y = \sqrt{2g(p + h/2)} = 5,67 \text{ m/s}$$

$$\text{D'où : } V_1 = 19,13 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$\text{Tag } \Theta = 0,425 \quad ; \quad \Theta = 23,03^\circ$$

Donc :

$$L = 6,27 \text{ m}$$

$$l_1 = 16,02 \text{ m}$$

$$l_2 = 5,77 \text{ m}$$

$$\text{d'où : } \mathbf{l = 21,79 \text{ m}}$$

VI.3.4.6. dimensionnement de bassin de type plongée :

La chute d'une nappe déversant dans un bassin contenant une épaisseur d'eau suffisante est un excellent moyen d'absorber l'énergie.

Pour notre cas nous utilisons un bassin de plongée selon USBR (voir annexe 13)

détermination de la hauteur d'affouillement : [6]

Pour la détermination de la hauteur d'affouillement , nous utilisons Les formules suivante :

La profondeur de la fosse est alors calculée par les formules :

$$\mathbf{H = 0,9\sin^2\theta.H_t + a \quad ;(VI.17)}$$

$$\mathbf{H_{aff} = 1,9.H^{0,225}q^{0,54} \quad ;(VI.18)}$$

$$\text{On a : } H_t = \text{NPHE} - C_{f_{\text{coursier}}} - Y_{f_{\text{coursier}}}$$

$$\text{d'où : } H_t = 23,44\text{m}$$

$$\text{et : } a = 1\text{m.}$$

$$\text{On aura : } H = 4,23 \text{ m, } H_{\text{aff}} = 10,61 \text{ m}$$

$$\text{On prend : } \mathbf{H_{\text{aff}} = 11 \text{ m}}$$

VI.3.4.8. Hauteurs des murs bajoyers :a/ Canal a addiction latérale :

Sur le long du canal les hauteurs des murs bajoyers vont atteindre le niveau de la crête de la digue $Ncr = 92 \text{ m}$.

b/ le coursier :

Pour des raisons d'ordre économiques et compte tenu de la ligne d'eau présentée, on partage le coursier en deux tronçons dont les hauteurs des murs bajoyers différent.

le 1er tronçon à l'amont.

le 2eme tronçon à l'aval

➤ Hauteur de 1er tronçon :

Les murs bajoyers de la 1er tronçon vont atteindre le niveau de la crête de la digue $Ncr = 92 \text{ m}$.

➤ Hauteur au début de 2eme tronçon :

$$\mathbf{Hm = he + r}$$

Avec : hm : hauteur du mur bajoyer ;

he : hauteur d'eau $he = 2,614 \text{ m}$;

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

V : la vitesse du niveau début de 2eme tronçon : $V=12,72\text{m/s}$;

Ce qui donne : $r=1,2 \text{ m}$, $\mathbf{Hm = 3,8 \text{ m}}$

➤ Hauteur à la fin de 2eme tronçon :

$he = 1,581 \text{ m}$ on aura $V = 19,229 \text{ m/s}$, $r = 0,93 \text{ m}$, $\mathbf{Hm = 3 \text{ m}}$

Pour des raisons constructives et de sécurité on prend la hauteur suivante :

$$\mathbf{Hm = 4 \text{ m}}$$

c/ le bassin de dissipation :

$$Hm = 0,2*H = 2,2 \text{ m}$$

Pour des raisons constructives et de sécurité on prend la hauteur suivante :

$$\mathbf{Hm = 2,5 \text{ m}}$$

VI.4. Phénomène hydraulique :

L'entrainement d'air dans l'écoulement conduit à un mélange air - eau et le gonflement de l'écoulement aéré nécessite des murs latéraux plus hauts que dans le cas d'un écoulement non aéré.

L'inconvénient du gonflement est compensé par une suppression des dégâts par cavitation. Le processus d'entrainement d'air est lié aux caractéristiques de turbulence. L'entrainement d'air à la surface sur les coursiers peut s'expliquer en se reportant à la **fig VII.12**.

Sur la crête de l'évacuateur de crues l'écoulement s'accélère. Lorsque le niveau, de turbulence à la surface libre est suffisamment élevé, de l'air commence à être entraîné.

Dans la zone d'accélération l'écoulement est désigné sous le nom d'écoulement non uniforme. Si la géométrie et la rugosité du canal ne varie pas à l'aval, un écoulement aéré uniforme peut s'établir.

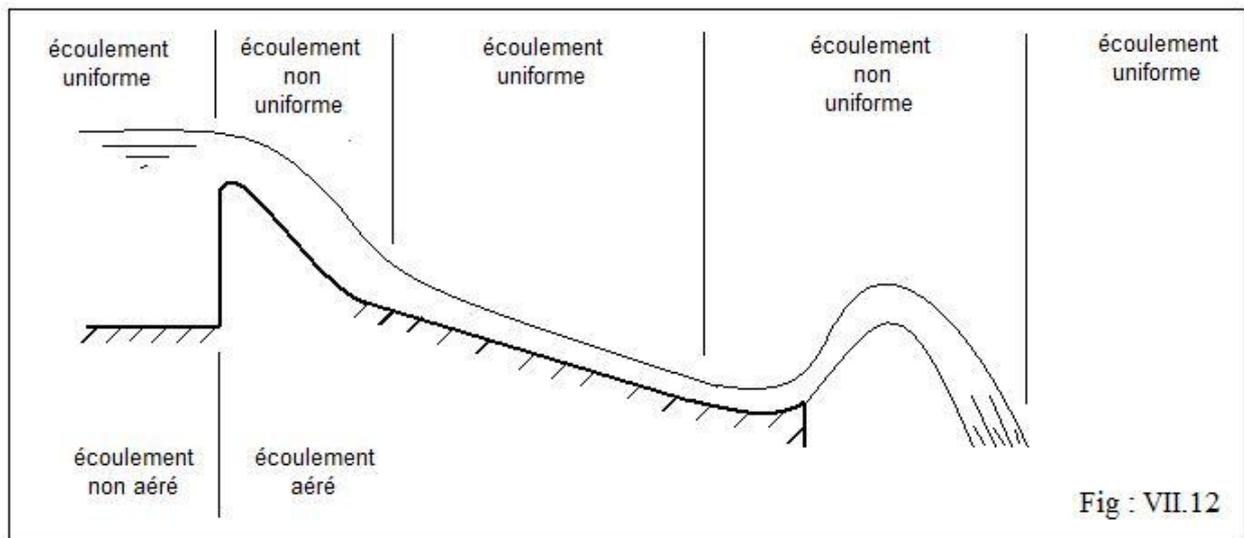


Fig : VII.12

VI.4.1 Localisation du point de départ de l'aération :

Pour que l'entrainement d'air se produise, deux conditions doivent être satisfaites :

- L'énergie cinétique des remous en surface doit être plus grande que l'énergie de tension en surface.

- L'écoulement doit avoir atteint un état entièrement turbulent.

A l'aval du rétrécissement, prolonge par un coursier, l'épaisseur de la lame d'eau diminue suivant la courbe de remous. La couche limite turbulente s'accroît fortement pour attendre la surface libre a une certaine distance x de la fin du rétrécissement. Le point de départ de l'aération survient lorsque l'épaisseur de la couche limite est égale a la profondeur d'eau.

Pour calculé la localisation du point de départ de l'aération nous utilisons la formule de KELLER ET RASTOGI (1977) suivante : [7]

$$\frac{\delta}{X} = 0,0212 \left(\frac{XL}{HL} \right)^{0,11} \left(\frac{X}{n} \right)^{-0,1} ; (VI.19)$$

Avec : δ : Epaisseur de la couche limite (m).

n : Rugosité n = 0,014. (voir annexe 15)

HL = H-Z-h

H : Charge sur la crête (m)

$$H = \frac{3}{2} \left(\frac{q}{\sqrt{g}} \right)^{\frac{2}{3}} ; \text{ d'où : } H = 6,83 \text{ m}$$

Z : Cote du radier du coursier au dessous de la crête.

h : Tirant d'eau (m).

X : Distance a partir du rétrécissement an point de départ de l'aération. (m).

XL = HL * sin α avec sin α = 0,11 (la pente du coursier)

A partir d'un calcul de la ligne de remous, le profil de la surface libre peut être déterminé comme indique dans le tableau suivant :

tableau VI.12 : Calcul du point de départ de l'aération.

Xi (m)	0,000	33,200	66,400	99,600	132,800	140,000	160,000	166,000
h (m)	2,180	2,223	1,945	1,776	1,662	1,642	1,594	1,581
Z (m)	0,000	-3,500	-7,000	-10,500	-14,000	-14,756	-16,864	-19,489
HL (m)	4,650	8,107	11,885	15,554	19,168	19,944	22,100	24,738
XL (m)	39,585	69,013	101,175	132,408	163,174	169,780	188,133	210,590
δ (m)	0,000	0,410	0,764	1,101	1,426	1,495	1,601	1,743

On constate que le point de départ de l'entraînement d'air est situé a $X_i = 160$ m ou :
 $h_i = \delta_i = 1,6$ m

VI.4.2. Aérateurs d'évacuateurs de crues :

VI.4.2.1 Introduction

Tous les évacuateurs de crues présentent des défaut de construction, le plus souvent de faible importance, tels que irrégularités aux joints de béton, ou décrochements dus a des tassements locaux.

De telles irrégularités peuvent provoquer une séparation de l'écoulement, associée a une réductions de pression locale derrière l'irrégularité.

Le phénomène de vaporisation résultant d'une baisse de pression est appelé cavitation. Lorsque la pression augmente de nouveau au dessus de la pression de vapeur, les bulles d'air deviennent instables et éclatent, produisant ainsi des micro-jets de Vitesse élevée avec des pointes de pression très fortes et de très courtes durées. Ces pointes de pressions, peuvent alors endommager la surface par les phénomènes de fatigue et d'impact

Les dégâts par cavitation dans des écoulements a grande Vitesse sur les coursiers peuvent être empêchés en ajoutant de l'air à l'écoulement, si l'entraînement d'air naturel ne suffit pas, par des dispositifs d'entraînement d'air appelés " aérateurs " .

VI.4.2.2 Aération en radier

Pour empêcher les dégâts par cavitation dans des écoulements a grandes vitesses, un aérateur supplémentaire est nécessaire lorsque la concentration de l'air au fond descend au-dessous de 7,5% d'après WOOD (1985) [7] .

La concentration d'air donnée par la formule VI.20 :

$$C_0 = 0,75 (\sin \alpha)^{0,75} ;(VI.20)$$

Avec : α : Angle d'inclinaison du radier : $\alpha = 6,75^\circ$

Donc : $C_0 = 15 \%$

On remarque que la concentration d'air est supérieure à 7,5 % donc elle n'est pas besoin de placé un aérateur .

VI.5. vérification de l'apparition de phénomènes hydrauliques

nuisibles (vagues roulantes) :

Sent des phénomènes qui apparaissent lors d'un débit inférieur au débit du projet . les vagues peuvent provoquer des affouillements c'est a dire chassées lieu d'être noyées et afin d'éviter ce phénomène plusieurs solutions sont possibles :

- Diminuer la largeur du coursier.
- Opter pour profil para vague .
- Opter pour un coursier filet .
- Utiliser une rugosité artificielle .

La condition d'absence de vagues roulantes :

$$\mathbf{b / h < (10 \div 12) \quad \text{et} \quad \mathbf{Fr^2 < 40.}$$

Avec : b : largeur du coursier,

$$\text{Fr : Nombre de Froude } Fr^2 = \frac{V^2}{g.h}.$$

h : profondeur d'eau minimale dans le coursier =1,581 m

$$\text{On a : } \mathbf{b / h = 6,325 \quad \text{et} \quad \mathbf{Fr^2 = 23,84}$$

Donc les deuxième condition est vérifiée

Conclusion

Donc pour cette variante pas de risque d'aération sur le coursier, même les condition des vagues roulantes est vérifiée

CHAPITRE VII :
ETUDE DE 2^{EME}
VARIANTE

CHAPITRE VII : ETUDE DE 2^{eme} VARIANTE

EVACUATEUR DE CRUES A SURFACE LIBRE AVEC UN DEVERSOIR LABYRINTHE

VII.1. Introduction :

pour évacuer le débit sans danger, estime a 304 m³/s autour du barrage, un déversoir en chenal a ciel ouvert devra être creuse sur la rive droit.

L'installation serait un déversoir labyrinthe afin d'augmenter la longueur de la crête déversant normalement rectiligne ,elle a une forme polygonale en plan.

Le chenal du coursier sera revêtu de béton sur toutes la longueur , des drains sont prévus eu dessous du revêtement du radies les dalles de revêtements seront encrées a la fondation.

Les parois latérales avec une revanche au dessus de la ligne d'eau calculée, à la fin du coursier, l'eau sera projetée vers le haut par un saut de ski qui tombera dans un bassin de plonge.

VII.2. Etude d'optimisation :

Cette étude à pour but de déterminer la longueur optimale du déversoir, en faisant une comparaison entre les différente coute de la digue et de l'évacuateur de crues.

VII.2.1. Optimisation de l'évacuateur de crues

L'évacuateur de crues est choisi selon les conditions topographiques et géologiques, son type est un évacuateur de crues à surface libre, il est constitué des élément suivantes (déversoir labyrinthe , coursier, bassin dissipation, ouvrage de restitution)

VII.2.1.1 Coût du déversoir :

Tableau VII.1: calcul le coût de béton de déversoir

b (m)	Charge h (m)	Si (m²)	V (m³)	Coût de béton (M DA)
25	2,99	5,723	143,075	2,146
30	2,72	5,723	171,690	2,575
35	2,52	5,723	200,305	3,005
40	2,35	5,723	228,920	3,434
45	2,21	5,723	257,535	3,863
50	2,08	5,723	286,150	4,292

VII.2.2.2 Coût du coursier**Tableau VII.2:** calcul le volume de béton pour le coursier

b(m)	Charge h (m)	S (m2)	V (m3)	Coût de béton (M DA)
25	2,99	30,230	5139,100	77,087
30	2,72	33,894	5761,980	86,430
35	2,52	37,591	6390,470	95,857
40	2,35	41,353	7030,010	105,450
45	2,21	45,165	7678,050	115,171
50	2,08	48,978	8326,260	124,894

Donc on présente le coût total de l'évacuateur dans le tableau VII.4 :

Tableau VII.3: le coût total de l'évacuateur

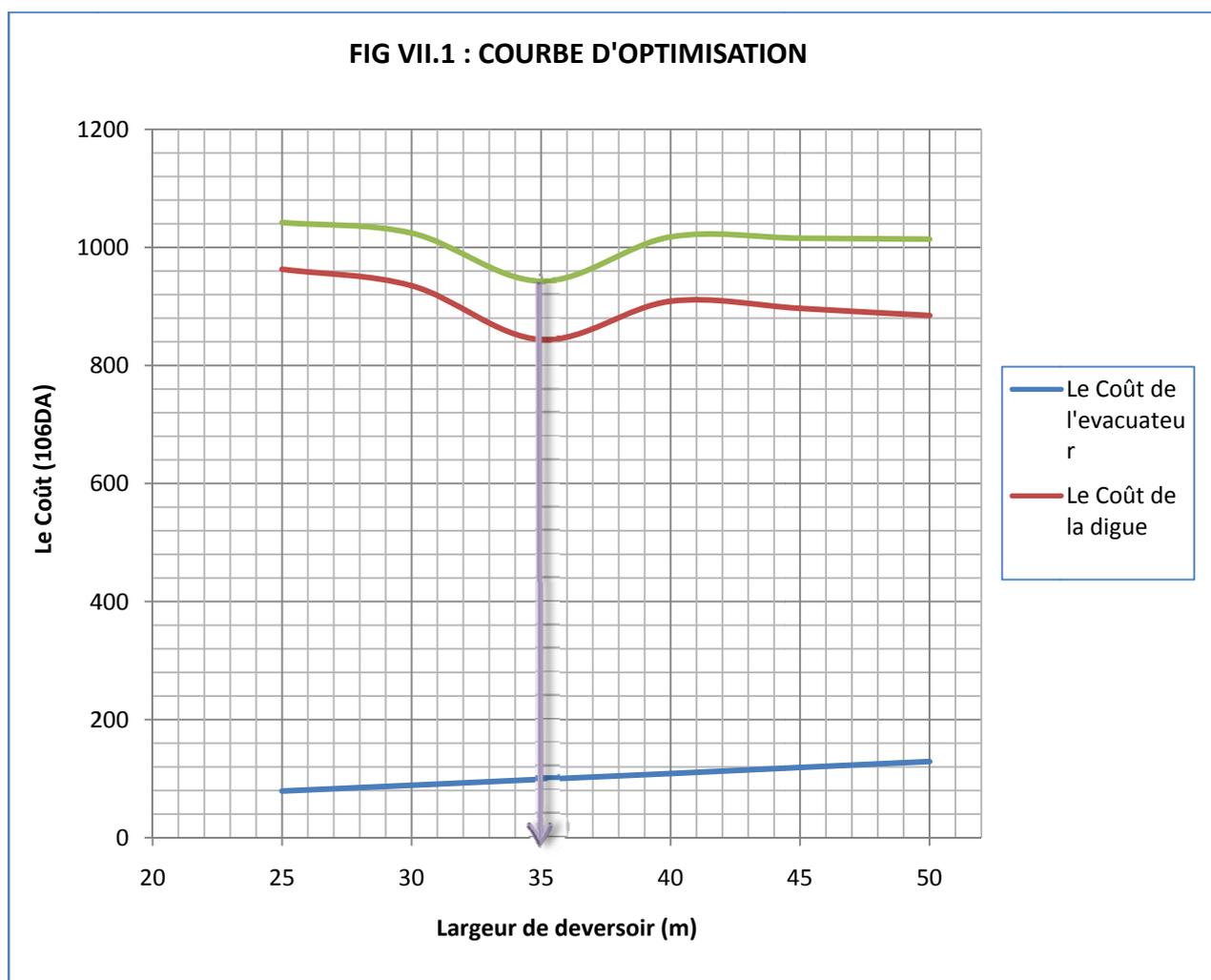
b (m)	Débit laminé (m3/s)	Coût de l'évacuateur de crues(M DA)
25	280	79,233
30	296	89,005
35	304	98,862
40	312	108,884
45	319	119,034
50	325	129,186

VII.2.2. Coût total de la digue plus l'évacuateur de crues

Le coût total et déterminer à partir de sommet les deux coût pour détermine la largeur de déversoir optimal, les résultats se représente dans le tableau VII.5 :

Tableau VII.4: le coût total (l'évacuateur + la digue)

b (m)	Débit laminé (m ³ /s)	Coût de l'évacuateur de crues (M DA)	Coût du la digue (DA)	Coût total (M de DA)
25	280	79,233	145819903,62	225052904
30	296	89,005	141620182,53	230625183
35	304	98,862	127770785,04	226632785
40	312	108,884	137636491,50	246520492
45	319	119,034	135779593,52	254813594
50	325	129,186	133978467,41	263164467



Conclusion

A travers la courbe d'optimisation, on tire la largeur du déversoir optimale qui est $b = 35$ m

Cette longueur correspond à $H = 2,52$ m avec $Q_{\text{dev}} = 304$ m³/s

VII.3. Dimensionnement et calcul hydraulique de l'évacuateur de crues :VII.3.1 Dimensionnement du déversoir labyrinthe :

L'étude d'optimisation a abouti a choisir une longueur déversant qui est de 35 mètre ceci n'est valable que pour un déversoir rectiligne . Mais notre variante "Seuil en labyrinthe" a été choisi de façon a avoir un évacuateur plus économique déployé sur un espace de 20 m.

Pour un évacuateur différent d'un déversoir rectilignes le régime d'évacuation varie , pour cela nous allons maintenir le débit et la charge et chercher la longueur déversent sous forme de labyrinthe.

Données de départ :

- ✓ W : largeur représentée sur le **fig VII.2** W = 20 m
- ✓ Q_L : Débit évacué détermine par laminage : $Q_L = 304 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓ H : Charge hydraulique : H = 2,52 m
- ✓ P : hauteur de la pelle : P = 5 m

VII.3.1.1 Calcule de débit normal :

On a la formule de débit normal suivante :

$$Q_n = \mu \cdot W \cdot \sqrt{2gH}^{3/2} \quad ;(\text{VII.1})$$

Avec μ : coefficient de débit donné par la formule suivant :

$$\mu = 0,4023 \left(1 + \frac{0,135.H}{P}\right) \cdot \left(1 + \frac{0,0011}{H}\right)^{3/2} \quad ;(\text{VII.2})$$

AN : $\mu = 0,437$.

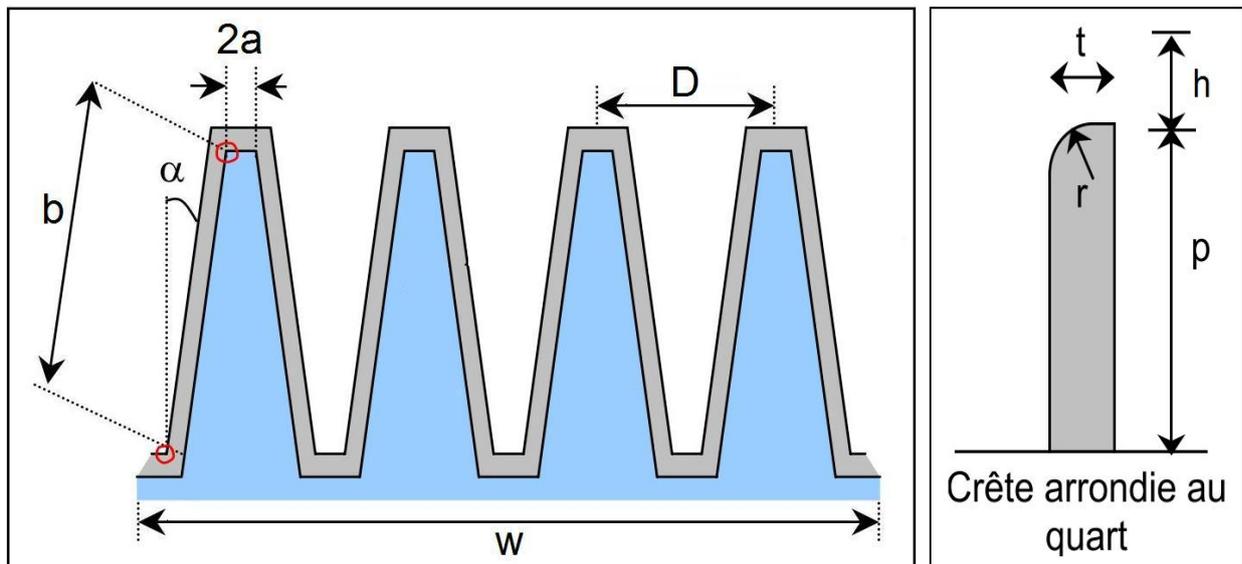
Donc : $Q_n = 154,79 \text{ m}^3/\text{s}$

VII.3.1.2 Calcule de géométrie de déversoir :

On considère un élément de base de largeur D d'un déversoir labyrinthe et de longueur déversant : $L = 4a + 2b$ (**fig VII.2**)

La géométrie de déversoir est complètement définie par le rapport caractérisant l'augmentation de la largeur L/D , l'angle α , le nombre d'élément de base n , et la hauteur relative du déversoir D/P , la performance q^* du déversoir défini comme le rapport Q_L/Q_n

fig VII.2 : la géométrie de déversoir labyrinthe



Donc : $q^* = 304 / 154,79 = 1,96$; $q^* = 1,96$

Et : $H/P = 2,52 / 5 = 0,5$; $H/P = 0,5$

Avec : $q^* = 1,96$ et $H/P = 0,5$ L'annexe 14 (dimensionnement de déversoir labyrinthe trapézoïdale en plan $D/p > 2$) déterminer l'augmentation de la largeur L/D :

$L/D = 1,95$

On a : $\alpha = \arcsin (D/L)$

$\alpha = \arcsin (1/1,95) = 30,85^\circ$; $\alpha = 30,85^\circ$

on proposé une largeur d'un élément de base $D = 10 \text{ m}$ donc $L = 19,5 \text{ m}$, $n = 2$ et on calculé le détail de déversoir :

- $L = 4a + 2b = 19,5$ donc : $a = 1,25 \text{ m}$ et $b = 7,5 \text{ m}$
- $t = P / 6$; $t \approx 1 \text{ m}$.
- $r = P / 12$; $r \approx 0,5 \text{ m}$.

VII.3.1.3. Calcul hydraulique du déversoir :

Notre déversoir labyrinthe est formé par deux becs de canard , il très difficile de déterminé la hauteur d'eau à l'intérieur de chaque bec car il y a l'influence de deux cote pour cela nous allons considérer une hauteur égale a Y_{amont} du coursier parce que ce tronçon est formé d'une faible pente de 0,0028 et d'une court distances de 7 m .

Remarque :

Cette approximation est sous réserve, pour connaitre sa valeur réelle il faut passé par le modèle réduit .

VII.3.2 calcul hydraulique du coursier :

Le calcul été effectué à l'aide d'un logiciel CANAL21 les résultats de calcul sont résumés dans le **tableau VII.6** et le graphique de la ligne d'eau représente dans la **fig VII.3** .

tableau VII.5 : Différents paramètres de calcul de la ligne d'eau.

Descriptif de la ligne d'eau												
no	x	Zf	Y	V	J	H	Hs	F	reg.	I	Yc	HsC
	m	m	m	m/s	m/m	m	m			m/m	m	m
1	0.00	83.000	0.623	24.384	0.2271	113.929	30.929	9.861	tor	0.119	2.866	4.300
2	18.22	80.832	0.643	23.655	0.2058	109.993	29.161	9.421	tor	0.119	2.866	4.300
3	36.44	78.663	0.659	23.050	0.1891	106.401	27.738	9.062	tor	0.119	2.866	4.300
4	54.67	76.495	0.674	22.547	0.1760	103.079	26.584	8.767	tor	0.119	2.866	4.300
5	72.89	74.326	0.687	22.128	0.1656	99.969	25.643	8.524	tor	0.119	2.866	4.300
6	91.11	72.158	0.698	21.778	0.1573	97.030	24.872	8.323	tor	0.119	2.866	4.300
7	109.33	69.989	0.707	21.486	0.1506	94.227	24.238	8.156	tor	0.119	2.866	4.300
8	127.56	67.821	0.716	21.242	0.1451	91.535	23.715	8.018	tor	0.119	2.866	4.300
9	145.78	65.652	0.722	21.038	0.1406	88.934	23.281	7.902	tor	0.119	2.866	4.300
10	164.00	63.484	0.728	20.867	0.1369	86.406	22.922	7.806	tor	0.119	2.866	4.300

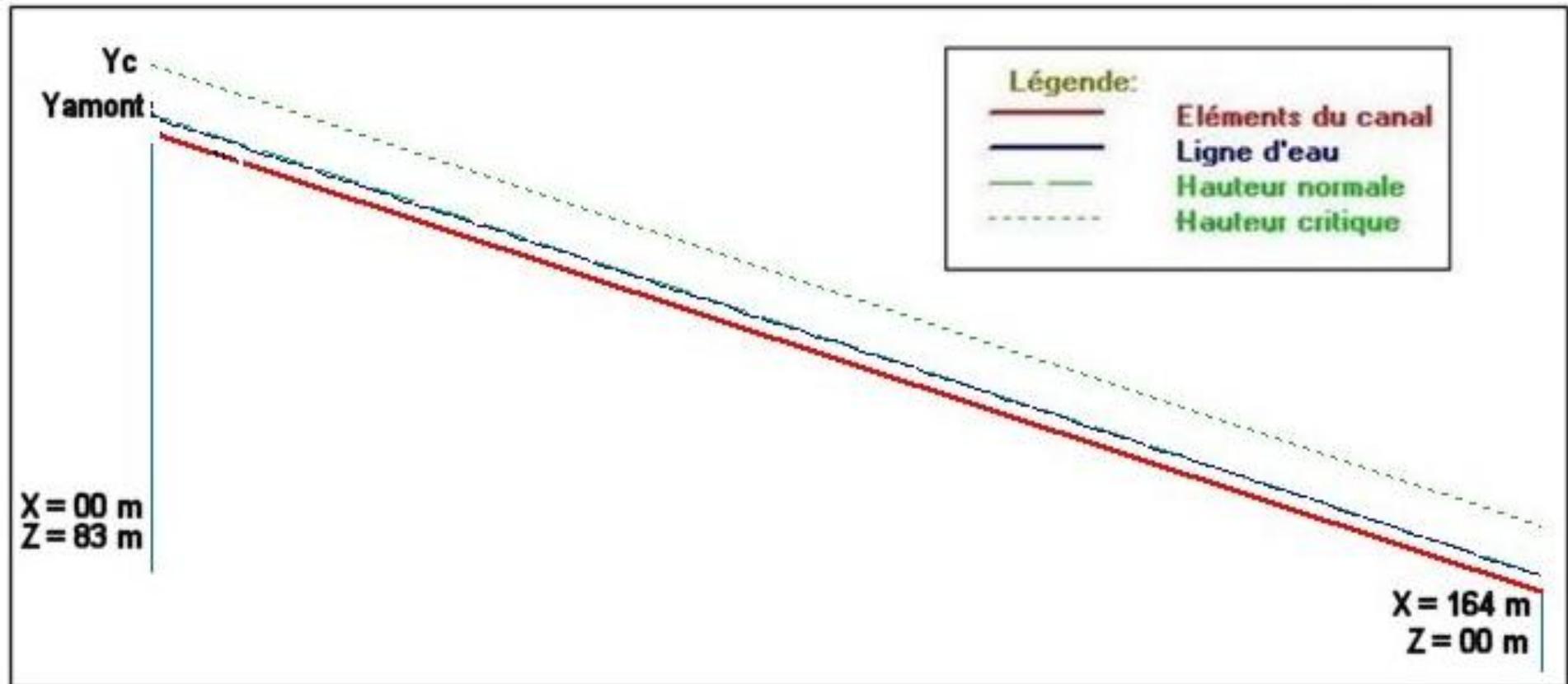


fig VII.3 : graphique de la ligne d'eau

VII.3.3. Dissipateur d'énergie :VII.3.3.1. choix de l'ouvrage de restitution :

Il existe plusieurs types d'ouvrage de restitution et dont le choix d'utilisation est fonction des critères technique et économique. Pour notre cas, un saut de ski s'avère intéressant vue la structure géologique de la rive droite, et le gain de béton éventuel pour un bassin d'amortissement.

Le principe consiste à installer, en bas du déversoir, un bec relançant l'eau vers le haut suivant un angle θ .

Le jet se désintègre et retombe dans une cuvette de dissipation à une distance :

$$X = 2.K(Y + \frac{V^2}{2.g})\text{Sin}2\theta \quad ;(\text{VII.3})$$

Avec : K : coefficient d'aération $K=0,9$.

Y : tirant d'eau $Y=0,728$.

V : vitesse au départ du saut de ski $V=20,88\text{m/s}$.

θ : angle de sortie d'eau $\theta=20^\circ$.

On aura : **X = 26,55 m**

VII.3.3.2. Type de l'écoulement :

Le saut de Ski est composé d'une partie courbe dans la coupe longitudinale et d'une zone d'impact a l'aval.

On distingue deux cas d'écoulement, le premier cas apparait pour des débits relativement faibles et se manifeste par un ressaut hydraulique et un déversement a son extrémité avale, le deuxième cas est celui du jet qui s'élance vraiment dans l'air et dont la zone d'impact se trouve loin à l'aval.

VII.3.3.3. Dimensionnement du dissipateur :

Le dimensionnement du dissipateur doit répondre aux questions suivantes :

- ✓ Quelles sont les hauteurs avales extrêmes qui permettent un dimensionnement satisfaisant du dissipateur ?
- ✓ Quel est le rayon de courbure R (rayon minimum nécessaire).

Rmin dépend de la charge H_1 et de nombre de Froude . (fig VI.9)

Au préalable, il est nécessaire de déterminer les caractéristiques de l'écoulement à l'amont (au niveau de l'auge).

le débit unitaire : $q_1 = 30,4 \text{ m}^2/\text{s}$.

la hauteur d'eau à l'amont : $h_1 = 0,728 \text{ m}$.

le nombre de Froude : $F_1 = \frac{q_1}{(g.h_1^3)^{0,5}}$ $F_1 = 7,806$;

la charge d'eau $H_1 = h_1 + \frac{q_1^2}{2.g.h_1^2}$ $H_1 = 89,6\text{m}$.

VII.3.3.4. Caractéristique de l'écoulement :

La hauteur d'eau h_0 se calcule d'après une courbe de remous égale a $h_1 = 0,728\text{m}$.

On a : $V_1 = q / h_1$; $V_1 = 20,88 \text{ m}$

Le nombre de Froude :

$$F = V_1 / \sqrt{g h_1} \quad ; \quad F = 7,813$$

La répartition des vitesses $V = V(r)$ a travers l'auge à angle d'ouverture β suit la loi V .

$$r = \text{constante}$$

Avec : r : rayon de courbure de la ligne d'eau.

La vitesse à la surface libre V_s :

$$V_s = \sqrt{2g(H_1 - h_1)} \quad ; \quad V_s = 41,76\text{m/s}.$$

La pression au fond du canal est donnée par la relation suivante :

$$\frac{\Delta p_f}{\rho g h_1} = \frac{F^2 h_1}{R} \quad ; (\text{VII.4})$$

A R :Rayon de courbure de l'auge qui dépend du nombre de Froude

$F = 7,806$, d'après le graphe (fig VI.10) .

on a : $\frac{R_{\min}}{H_1} = 0,16$

d'où : $R = 0,16. 89,6 = 14,34 \text{ m}$, on opte pour la valeur : $R = 14,5 \text{ m}$.

d'où : $\Delta p_f = \frac{F^2 \rho g h_1^2}{R}$; $\Delta p_f = 21,85 \text{ KN/m}^2$

L'auge de dissipateur (sera muni) du saut de ski sera muni de dents (**fig VI.11**), cette variante se distingue de la variante sans dents, car elle est plus favorable du point de vue dissipation.

La largeur d'une dent est : $R / 8 = 1,81$ m

L'espace libre entre les dents est : $R / 20 = 0,73$ m

Le point le plus bas de l'auge se trouve à 1,8 m ou dessous du radier une partie de longueur $R / 2 = 7,25$ m à l'aval des dents sert à faire jaillir le jet et uniformiser l'écoulements à la sorte de la structure.

VII.3.3.5. Détermination de a la longueur des trajectoires du jet :

D'après le schéma explicatif des longueurs de trajectoire du jet (**fig VI.12**) :

Avec

$$l_1 = \frac{v_1^2}{2g} \cos \alpha \left(\sin \alpha + \sqrt{\frac{2g(p+h/2)}{v_1^2} + \sin \alpha} \right) ;(\text{VII.5})$$

On prend : $p = 1$ m ;

$$\alpha = (10 \div 20) = 16^\circ$$

$$l_2 = L \cos \Theta$$

ou :

$$L = 1,4 q \log \frac{v_1}{v_a a} ;(\text{VII.6})$$

$$\tan \Theta = \sqrt{\tan^2 \alpha + \frac{2g(p+h/2)}{v_1^2 \cos \alpha}} ;(\text{VII.7})$$

Avec : V_1 : Composante de la répartition de la Vitesse du jet.

q : Débit spécifique.

a : Coefficient empirique de Vitesse = 0,75

$$V_1 = \sqrt{V_x^2 + V_y^2}$$

Avec : $V_x = V \cdot \Psi$

Ou : Ψ : coefficient de vitesse : $\Psi = 0,95$

$$V = Q / S = 304 / (20 \cdot 0,728) = 20,88 \text{ m}^2/\text{s}$$

Ce qui donne : $V_x = 19,84 \text{ m}^2/\text{s}$

$$\text{Et : } V_y = \sqrt{2g(p + h/2)} = 5,17 \text{ m/s}$$

D'où : $V_1 = 20,5 \text{ m}^2/\text{s}$

$$\text{Tag } \Theta = 0,287 \quad ; \quad \Theta = 16,01^\circ$$

Donc :

$$L = 6,26 \text{ m}$$

$$l_1 = 18,29 \text{ m}$$

$$l_2 = 6,02 \text{ m}$$

d'où : $l = 24,31 \text{ m}$

VII.3.3.6. dimensionnement de bassin de type plongée :

La chute d'une nappe déversant dans un bassin contenant une épaisseur d'eau suffisante est un excellent moyen d'absorber l'énergie.

Pour notre cas nous utilisons un bassin de plongée selon USBR (voir annexe 13)

détermination de la hauteur d'affouillement :

Pour la détermination de la hauteur d'affouillement , nous utilisons Les formules suivante :

La profondeur de la fosse est alors calculée par les formules :

$$H = 0,9 \sin^2 \theta \cdot H_t + a \quad ; (\text{VII.8})$$

$$H_{\text{aff}} = 1,9 \cdot H^{0,225} q^{0,54} \quad ; (\text{VII.9})$$

On a : $H_t = \text{NPHE} - C_{f_{\text{coursier}}} - Y_{f_{\text{coursier}}}$

d'où : $H_t = 24,29 \text{ m}$

et : $a = 1 \text{ m}$.

On aura : $H = 2,66 \text{ m}$, $H_{\text{aff}} = 10,37 \text{ m}$

On prend : $H_{\text{aff}} = 10,5 \text{ m}$

VII.3.3.7. Hauteurs des murs bajoyers :a/ déversoir :

Sur le long du canal les hauteurs des murs bajoyers vont atteindre le niveau de la crête de la digue $Ncr = 92 \text{ m}$.

b/ le coursier :

Pour des raisons d'ordre économiques et compte tenu de la ligne d'eau présentée, on partage le coursier en deux tronçons dont les hauteurs des murs bajoyers différent.

le 1er tronçon à l'amont.

le 2eme tronçon à l'aval

➤ Hauteur de 1er tronçon :

Les murs bajoyers de la 1er tronçon vont atteindre le niveau de la crête de la digue $Ncr = 92 \text{ m}$.

➤ Hauteur au début de 2eme tronçon :

$$Hm = h_e + r$$

Avec : h_m : hauteur du mur bajoyer ;

h_e : hauteur d'eau $h_e = 0,659 \text{ m}$;

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

V : la vitesse du niveau début de 2eme tronçon : $V = 23,07 \text{ m/s}$;

Ce qui donne : $r = 1,7 \text{ m}$, **$Hm = 2,4 \text{ m}$**

➤ Hauteur à la fin de 2eme tronçon :

$h_e = 0,728 \text{ m}$ on aura $V = 20,88 \text{ m/s}$, $r = 1,6 \text{ m}$, **$Hm = 2,3 \text{ m}$**

Pour des raisons constructives et de sécurité on prend la hauteur suivante :

$$Hm = 2,5 \text{ m}$$

c/ le bassine de dissipation :

$$Hm = 0,2 * H = 2,1 \text{ m}$$

Pour des raisons constructives et de sécurité on prend la hauteur suivante :

$$Hm = 2,5 \text{ m}$$

VII.4. Phénomène hydraulique :

L'entrainement d'air dans l'écoulement conduit à un mélange air - eau et le gonflement de l'écoulement aéré nécessite des murs latéraux plus hauts que dans le cas d'un écoulement non aéré.

L'inconvénient du gonflement est compensé par une suppression des dégâts par cavitation. Le processus d'entraînement d'air est lié aux caractéristiques de turbulence. L'entraînement d'air à la surface sur les coursiers peut s'expliquer en se reportant à la **fig VII.12**.

Sur la crête de l'évacuateur de crues l'écoulement s'accélère. Lorsque le niveau, de turbulence à la surface libre est suffisamment élevé, de l'air commence à être entraîné.

Dans la zone d'accélération l'écoulement est désigné sous le nom d'écoulement non uniforme. Si la géométrie et la rugosité du canal ne varient pas à l'aval, un écoulement aéré uniforme peut s'établir.

VII.4.1. aération du déversoir

L'aération du déversoir à seuil épais consiste à veiller ce que l'espace entre lame déversant et la structure soit suffisamment aéré, si c'est le cas contraire, la lame devient instable et transmet des vibrations à la structure

Le débit d'air est donné par la formule :

$$Q_a = 0,1 \frac{Q}{\left(\frac{h_p}{h_0}\right)^{3/2}} \quad ;(\text{VII.10})$$

Avec : h_p : la hauteur d'eau à l'aval : $h_p = 0,728$ m

h_0 : la hauteur d'eau à l'amont : $h_0 = 2,52$ m

donc : $Q_a = 3,74 \text{ m}^3/\text{s}$

Ce débit est surestimé, pour connaître sa valeur réelle il faut passer par le modèle réduit.

VII.4.2 Localisation du point de départ de l'aération :

Pour que l'entraînement d'air se produit, deux (02) conditions doivent être satisfaites :

- Energie cinétique des remous en surface doit être plus grande que l'énergie de tension en surface.

- L'écoulement doit avoir atteint un état entièrement turbulent.

A l'aval du rétrécissement, prolonge par un coursier, l'épaisseur de la lame d'eau diminue suivant la courbe de remous. La couche limite turbulente s'accroît fortement pour attendre la surface libre a une certaine distance x de la fin du rétrécissement. Le point de départ de l'aération survient lorsque l'épaisseur de la couche limite est égale a la profondeur d'eau.

Pour calculé la localisation du point de départ de l'aération nous utilisons la formule de KELLER ET RASTOGI (1977) suivante :

$$\frac{\delta}{x} = 0,0212 \left(\frac{XL}{HL}\right)^{0,11} \left(\frac{x}{N}\right)^{-0,1} ; \text{(VII.11)}$$

Avec : δ : Epaisseur de la couche limite (m).

n : Rugosité n = 0,014.

HL : H-Z-h

H : Charge sur la crête (m)

$$H = \frac{3}{2} \left(\frac{q}{\sqrt{g}}\right)^{\frac{2}{3}} ; \text{ d'où : } H = 4,3 \text{ m}$$

Z : Cote du radier du coursier au dessous de la crête.

h : Tirant d'eau (m).

X : Distance a partir du rétrécissement an point de départ de l'aération. (m).

XL = HL * sin α avec sin α = 0,117

A partir d'un calcul de la ligne de remous, le profil de la surface libre peut être déterminé comme indique dans le tableau suivant:

tableau VII.6 : Calcul du point de départ de l'aération.

Xi (m)	0,00	18,22	36,44	54,67	72,89	91,11	109,33	127,56	145,78	164,00
h (m)	0,62	0,64	0,66	0,67	0,69	0,70	0,71	0,72	0,72	0,73
Z (m)	0,00	-2,17	-4,34	-6,50	-8,67	-10,84	-13,00	-15,18	-17,35	-19,52
HL (m)	3,68	5,83	7,98	10,13	12,28	14,44	16,59	18,76	20,93	23,09
XL (m)	34,46	54,61	74,79	94,90	115,11	135,34	155,50	175,85	196,13	216,41
δ (m)	0,00	0,24	0,45	0,68	0,84	1,03	1,21	1,39	1,57	1,74

On constate que le point de départ de l'entraînement d'air est situé a **Xi = 54,67 m** ou :
hi = δi = 0,68 m

VII.4.3. Aérateurs d'évacuateurs de crues :

VII.4.3.1 Introduction

Tous les évacuateurs de crues présentent des défaut de construction, le plus souvent de faible importance, tels que irrégularités aux joints de béton, ou décrochements dus a des tassements locaux.

De telles irrégularités peuvent provoquer une séparation de l'écoulement, associée a une réductions de pression locale derrière l'irrégularité.

Le phénomène de vaporisation résultant d'une baisse de pression est appelé cavitation. Lorsque la pression augmente de nouveau au dessus de la pression de vapeur, les bulles d'air deviennent instables et éclatent, produisant ainsi des micro-jets de Vitesse élevée avec des pointes de pression très fortes et de très courtes durées. Ces pointes de pressions, peuvent alors endommager la surface par les phénomènes de fatigue et d'impact

Les dégâts par cavitation dans des écoulements a grande Vitesse sur les coursiers peuvent être empêchés en ajoutant de l'air à l'écoulement, si l'entraînement d'air naturel ne suffit pas, par des dispositifs d'entraînement d'air appelés " aérateurs ".

VII.4.3.2 Aération en radier

Pour empêcher les dégâts par cavitation dans des écoulements a grandes vitesses, un aérateur supplémentaire est nécessaire lorsque la concentration de l'air au fond descend au-dessous de 7,5% d'après WOOD (1985) .

La concentration d'air donnée par la formule VII.20 :

$$C_0 = 0,75 (\sin \alpha)^{0,75} ;(\text{VII.12})$$

Avec : α : Angle d'inclinaison du radier : $\alpha = 6,13^\circ$

Donc : $C_0 = 14 \%$

On remarque que la concentration d'air est supérieure à 7,5 % donc elle n'est pas besoin de placé un aérateur .

VII.5. vérification de l'apparition de phénomènes hydrauliques nuisibles

vagues roulantes : Sent des phénomènes qui apparaissent lors d'un débit inférieur au débit du projet . les vagues peuvent provoquer des affouillements c'est a dire chassées lieu d'être noyées et afin d'éviter ce phénomène plusieurs solutions sont possibles :

- Diminuer la largeur du coursier.
- Opter pour profil para vague .
- Opter pour un coursier filet .
- Utiliser une rugosité artificielle .

La condition d'absence de vagues roulantes :

$$b / h < (10 \div 12) \text{ et } Fr^2 < 40.$$

Avec : b : largeur du coursier,

$$Fr : \text{Nombre de Froude } Fr^2 = \frac{V^2}{g.h}.$$

h : profondeur d'eau minimale dans le coursier =1,581 m

$$\text{On a : } b / h = 32,10 \quad \text{et} \quad Fr^2 = 71,33$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, le risque d'apparitions de vagues roulantes n'est pas à écarter. Il y'a lieu alors de prendre les précautions constructives nécessaires pour

éviter les affouillement à l'aval ainsi que les déferlements de vagues sur les murs bajoyers, il est nécessaire d'augmenter la rugosité artificielle .

VII.6. Conclusion pour le choix de la variante

Suite a l'étude comparative faite entre les deux variantes, nous pouvons dire que ces dernières sont réalisable Néanmoins , la deuxième variante présente un volume d'excavation très important.

Cette étude montre aussi que l'évacuateur de crues à entonnement latéral est plus souvent économique, car elle présente un cout minimum du point de vue béton et excavation.

Par conséquent, on opte pour la variante de l'évacuateur de crues a entonnement latéral.

CHAPITRE VIII :

ETUDE GÉNIE CIVIL

CHAPITRE VIII : ETUDE GENIE CIVIL

ETUDE DE STABILITE ET FERRAILLAGE

VIII.1. Généralités :

Les distances entre les armatures et les parois d'une part et entre les armatures elles mêmes d'autre part, doivent être suffisantes pour assurer une bonne adhérence entre l'acier et le béton, ainsi qu'une protection efficace contre l'oxydation et pour permettre une mise en place conventionnel du béton.

VIII.2. Etude de stabilité :

Cette étude a pour but de vérifier la stabilité de l'ouvrage au renversement, au glissement et a la résistance aux contraintes se développant a l'intérieur de la masse

Le calcul est fait pour une tranche de longueur : **Is = 1 m**

VIII.2.1. Stabilité du déversoir :

L'étude de stabilité consiste a déterminer les forces qui surgissent autour du déversoir.

VIII.2.1.1 étude d'infiltration

Nous allons faire une étude d'infiltration qui nous aides a dimensionner le contour souterrain et de déterminé les sous pressions qui agissent sous le radier

méthode de BLIGH : Cette méthode consiste a déployer le contour souterrain en un contour linéaire .

Dimensionnement : (H = 3,5 m)

avant radier : longueur = (0 ÷ 2) H ; L = 5 m

épaisseur : tar1 = 0,5 m

tar2 = 0,5 + 0,05.H = 0,75 m

radier : longueur = (1,25 ÷ 2,5) H = 7 m

$$\text{épaisseur : } tr1 = (0,25 \div 0,3) H = 1 \text{ m}$$

$$tr2 = (0,13 \div 0,15) H = 0,5 \text{ m}$$

Pour ne pas avoir des déformations d'infiltration on doit vérifier l' inégalité de BLIGH : $L_R > L_{CD}$

Avec : L_R : longueur réel du radier = 13,6 m

L_{CD} : Longueur du contour déployer = $C \cdot H$

C : proportionnalité dépend du type du sol = 3

Donc : $L_R = 13,6 \text{ m} > L_{CD} = 10,5 \text{ m}$

la souspression $h_x = H \cdot (l_x / L_R) = 3,5 \cdot (l_x / 13,6)$;(VIII.1)

VIII.2.1.2 détermination des forces qui surgissent autour du déversoir

Sur le déversoir agissent les forces suivantes :

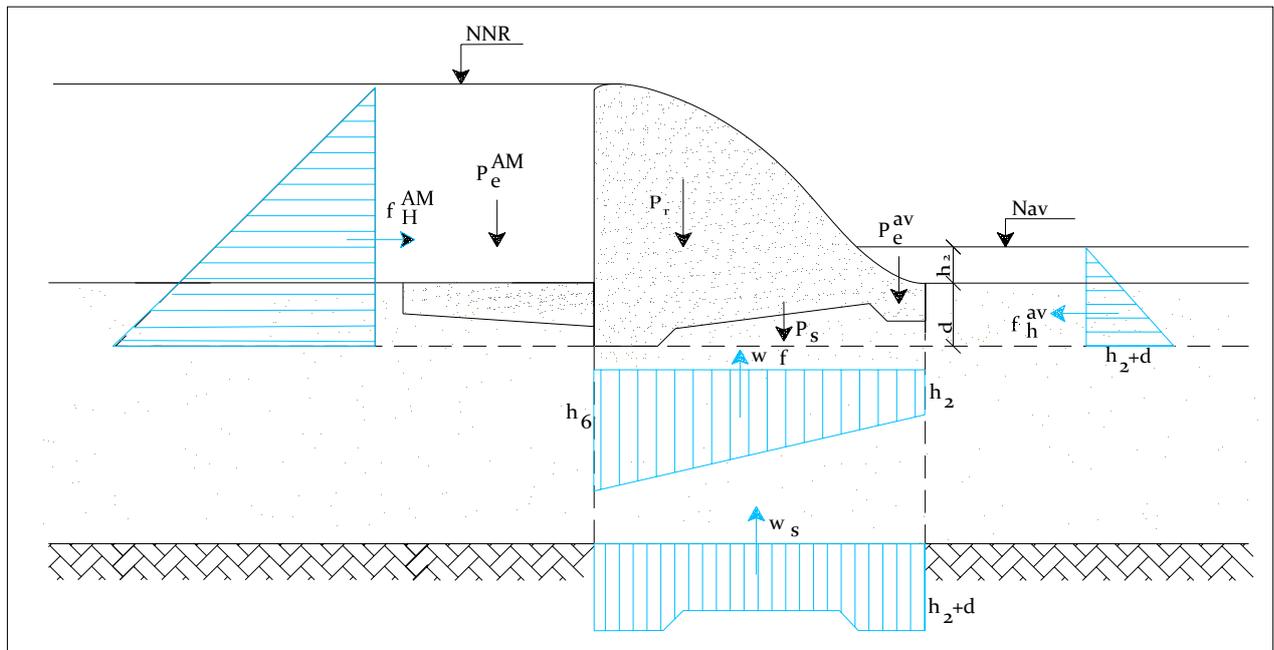


fig VIII .1 : présentation des forces qui agissent sur le déversoir

a / Poids du rideau

$$P_r = \gamma_b \cdot S_r \cdot l_s \quad ;(\text{VIII.2})$$

Avec : γ_b : Poids volumique du béton : $\gamma_b = 2,4 \text{ T/m}^3$

S_r : Section du rideau $S_r = 11,72 \text{ m}^2$

$l_s = 1\text{m}$.

Donc : $P_r = 28,13 \text{ Tf}$.

b / Poids la semelle

$$P_s = \gamma_b \cdot S_s \cdot I_s \quad ;(\text{VIII. 3})$$

Avec : γ_b : Poids volumique du béton : $\gamma_b = 2,4 \text{ T/m}^3$

S_s : Section de la semelle $S_s = 3,76 \text{ m}^2$

$I_s = 1\text{m}$.

Donc : $P_r = 9,024 \text{ Tf}$.

c / poids de l'eau aval

$$P_e^{av} = \gamma_w \cdot S_e^{av} \cdot I_s \quad ;(\text{VIII.4})$$

Avec : γ_w : Poids volumique du l'eau : $\gamma_w = 1 \text{ T/m}^3$

S_e : Section de la colonne d'eau aval : $S_e^{am} = 13,68 \text{ m}^2$

$I_s = 1 \text{ m}$.

Donc : $P_e^{av} = 13,68 \text{ Tf}$.

d / Force hydrostatique amont

$$F_h^{am} = 1/2 \gamma_w \cdot h_{am}^2 \cdot I_s \quad ;(\text{VIII.5})$$

Avec : h_{am} : hauteur d'eau à l'amont : $h_{am} = 6,02 \text{ m}$

$I_s = 1 \text{ m}$.

Donc : $F_h^{am} = 18,12 \text{ Tf}$.

e / Force hydrostatique aval

$$F_h^{av} = 1/2 \gamma_w \cdot h_{av}^2 \cdot I_s \quad ;(\text{VIII.6})$$

Avec : h_{av} : hauteur d'eau à l'aval : $h_{av} = 2,8 \text{ m}$

$I_s = 1 \text{ m}$.

Donc : $F_h^{av} = 3,92 \text{ Tf}$.

f / Force des sous pressions

$$W_T = W_s + W_F \quad ;(\text{VIII.7})$$

Avec : W_s = Sous pression statique (Tf).

$$W_s = \gamma_w \cdot S_{ss} \cdot l_s \quad ;(\text{VIII.8})$$

$$\text{Avec : } S_{ss} = (d + h_{av}) I_{rad} - 0,5 \cdot 6$$

d : Ancrage du déversoir ; $d = 1$ m.

h_{av} : Hauteur d'eau a l'aval du déversoir , $h_{av} = 2,8$ m.

L_{rad} : Longueur du radier ; $I_{rad} = 7$ m.

$$\text{AN : } W_s = 20,6 \text{ Tf.}$$

W_F = Sous pression dynamique (d'infiltration) Tf

$$W_F = \gamma_w \cdot S_F \cdot l_s \quad ;(\text{VIII.9})$$

$$\text{Avec : } S_F = I_{rad} \cdot (h_2 + h_6) / 2$$

$$h_2 = 3,5 \cdot (l_2 / 13,6) = 3,5 \cdot (2,8 / 13,6) = 0,75 \text{ m}$$

$$h_6 = 3,5 \cdot (l_6 / 13,6) = 3,5 \cdot (8,5 / 13,6) = 2,19 \text{ m}$$

$$\text{AN : } W_F = 10,29 \text{ Tf.}$$

La force des sous pression est donc :

$$W_T = 30,89 \text{ Tf}$$

VIII.2.1.2. stabilité au renversement

Pour qu'il ait stabilité au renversement da mur de soutènement, il faut que la relation suivante soit vérifiée:

$$\sum M_s / \sum M_r \geq 1,5 \quad ;(\text{VIII.10})$$

Avec : M_s = les Moments des forces stabilisatrices par rapport au point A

$$= P_r \cdot A + P_s \cdot B + P_e^{av} \cdot C + F_h^{av} \cdot D$$

$$M_s = 28,13 \cdot 6 + 9,024 \cdot 4,31 + 13,68 \cdot 2,49 + 3,92 \cdot 0,933$$

$$M_s = 245,39 \text{ Tf.m}$$

M_r = les Moments des forces dis stabilisatrices par rapport au point A

$$M_r = F_h^{am} \cdot E + W_s \cdot F + W_F \cdot G$$

$$M_r = 18,12 \cdot 2,01 + 20,6 \cdot 3,61 + 10,29 \cdot 3,3$$

$$M_r = 144,5 \text{ Tf.m}$$

$$\Sigma M_s / \Sigma M_r = 1,7 \geq 1,5$$

La condition déstabilisé du déversoir est vérifiée

VIII.2.1.3. Stabilité au glissement :

Pour qui il y ait pas de glissement, il faut que :

$$\Sigma F_h / \Sigma F_v \leq f \text{ avec } f = 0,8 \quad ;(\text{VIII.11})$$

$$\text{Avec : } F_h = F_h^{am} - F_h^{av} = 18,12 - 3,92 = 14,2 \text{ Tf}$$

$$F_h = 14,2 \text{ Tf}$$

$$F_v = P_r + P_s + P_e^{av} - W_t = 28,13 + 9,02 + 13,68 - 30,89 = 19,94 \text{ Tf}$$

$$F_v = 19,94 \text{ Tf}$$

$$\Sigma F_h / \Sigma F_v = 0,71 < 0,8$$

Donc du point de vue glissement le déversoir est stable.

VIII.2.2. Stabilité des murs bajoyers :

Les murs bajoyers travaillent comme des murs de soutènement, ils s'opposant à la poussée des terres et le pression interstitielles.

a) Les forces verticales

- Poids du rideau : $P_r = \gamma_b \cdot V_r$;
avec : V_r : Volume du rideau pour 1 m
- Poids de la semelle : $P_s = \gamma_b \cdot V_s$;
avec : V_s : volume de la semelle pour 1 m
- Poids des surcharges : $P_{sr} = \gamma_s \cdot S_r \cdot l_s$;
avec : S_r : surcharge ; $S_r = 1 \text{ t/m}^2$
 γ_s : Poids volumique du sol $\gamma_s = 1,25 \text{ T/m}^3$
- Poids des terres sur la semelle: $P_t = \gamma_s \cdot V_t$

avec : V_t : Volume des terres sur la semelle pour 1m

b) Les forces horizontales

- Poussée des terres : $F_t = A_p \cdot \gamma_s \cdot H^2/2 \cdot l_s$
avec : $A_p = \text{tg}^2 (\pi/4 - \phi/2)$; $\phi = 40^\circ$

H : hauteur des terres .

- Poussée des surcharges: $F_{sr} = A_p \cdot S_r \cdot H$
avec : $S_r = 1 \text{ t/m}^2$

VIII.2.2.1 Stabilité au renversement :

Nous allons vérifier la stabilité du mur au niveau de la Section la plus haute (zone défavorable) ou la poussée des terres est maximale. Au rideau de notre coursier, il y a des sections ou le niveau des terres atteindra la hauteur du mur après le remblaiement, on prendra la section la plus haute et si cette dernière est stable au renversement, toutes les autres le sont car le niveau des terres devient inférieur à celle des murs le long du coursier.

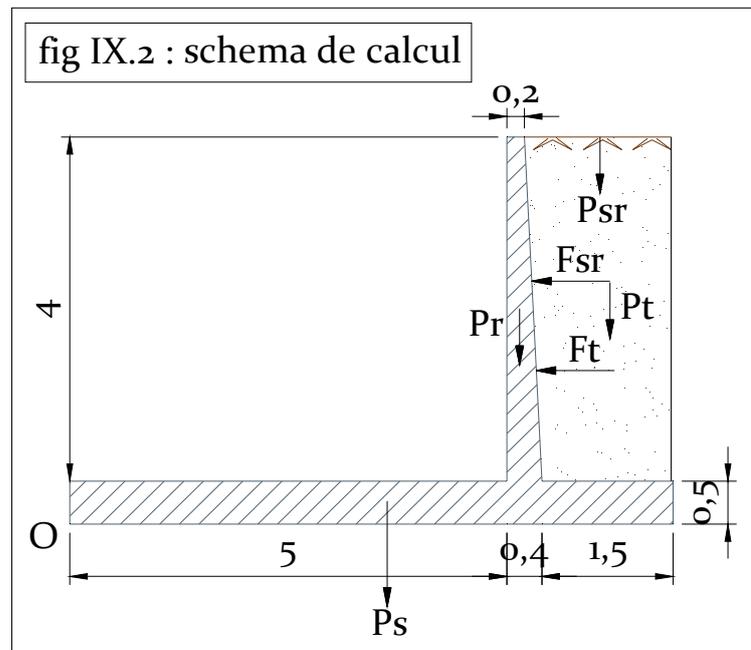
Nous allons faire le calcul pour le cas le plus défavorable, c'est à dire canal vide.

Pour que le mur soit stable au renversement, il faut que la condition suivante soit vérifiée.

$$\mathbf{M_s/M_r > 2}$$

Avec : M_s : moment des force stabilisatrices par rapport au point O

M_r : Moment des forces déstabilisatrices par rapport au point O



Donc : $P_r = 2.88 \text{ t}$; $P_s = 8.28 \text{ t}$; $P_{sr} = 1.25 \text{ t}$; $P_t = 8 \text{ t}$; $F_t = 2.2 \text{ t}$; $F_{sr} = 0.88 \text{ t}$

$$M_s = P_r \cdot A + P_s \cdot B + P_{sr} \cdot C + P_t \cdot D$$

$$M_s = P_r \cdot 5.15 + P_s \cdot 3.45 + P_{sr} \cdot 0.8 + P_t \cdot 0.8$$

$$\mathbf{M_s = 50.8 \text{ t.m}}$$

$$M_r = F_t \cdot D + F_{sr} \cdot E = F_t \cdot 1.83 + F_{sr} \cdot 2.5$$

$$\mathbf{M_r = 8.15 \text{ t.m}}$$

$$\mathbf{M_s / M_r = 7.13} \quad \text{donc le mur est stable au renversement .}$$

VIII.2.2.2 Stabilité au glissement :

Pour que le mur soit stable au glissement, il faut que la condition

$$\mathbf{F_H / F_V < f = 0.8}$$

Avec : F_H : Force favorisant le glissement

F_V : Force empêchant le glissement

Dans notre cas , on a :

$$F_H = F_t + F_{sr} = 2.2 + 0.88 = 3.08 \text{ t}$$

$$\mathbf{F_H = 3.08 \text{ t}}$$

$$F_V = P_r + P_s + P_{sr} + P_t = 2.88 + 8.28 + 1.25 + 8$$

$$F_V = 20,41 \text{ t}$$

$$F_H / F_V = 0,15 < f = 0,8 \text{ donc le mur est stable au glissement}$$

VIII.3. Etude du ferrailage

VIII.3.1 Ferrailage du rideau :

Le rideau est calculé comme une console encastrée dans la semelle, sur lequel s'exercent deux poussées, celles des terres et celles des surcharges.

VIII.3.1.1 Le moment d'encastrement à la base du rideau :

$$M_{eh} = 1,35 M_{eh}^{Ft} + 1,5 M_{eh}^{Fst} \quad ;(\text{VIII.12})$$

Avec : M_e^{Ft} : Moment par rapport au point de renversement de la force des poussées des terres.

$$M_{eh}^{Ft} = F_{th} \cdot 1,83 = 4,03 \text{ t.m}$$

M_{eh}^{Fst} : Moment de la surcharge par rapport au point de renversement.

$$M_{eh}^{Fst} = F_{srh} \cdot 2,5 = 2,2 \text{ t.m}$$

$$M_{eh} = 10,67 \text{ t.m}$$

VIII.3.1.2 Le moment d'encastrement à h/2 du rideau :

$$M_{eh/2} = 1,35 M_{eh/2}^{Ft} + 1,5 M_{eh/2}^{Fst}$$

$$M_{eh/2}^{Ft} = F_{th/2} \cdot 0,66 = 0,55 \cdot 0,66 = 0,36 \text{ t.m}$$

$$M_{eh/2}^{Fst} = F_{srh/2} \cdot 1,125 = 0,44 \cdot 1,125 = 0,495 \text{ t.m}$$

$$M_{eh/2} = 1,15 \text{ t.m}$$

On Remarque que : $M_{eh/2} \ll M_{eh}$

VIII.3.1.3 calcul des aciers :

$$\text{on a : } \mu = M_e / (\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2) \quad ;(\text{VIII.13})$$

avec : σ_{bc} : Contrainte admissible de a compression du béton.

b : Longueur de la tranche

d : Largeur du mur diminue de l'enrobage

c : l'enrobage = 3 cm

$$d = 37 \text{ cm}$$

$$\sigma_{bc} = 0,85 F_{cj} / \gamma_s$$

avec : F_{cj} : La résistance du béton a la rupture par la compression. Elle varie avec le dosage en ciment, l'âge du béton, la quantité d'eau de gâchage et la granulométrie.

En pratique, on prend $F_{cj} = F_{c28}$: la résistance a la compression en 28 jours.

γ_s : Coefficient de sécurité pour le béton. $\gamma_s = 1,15$ (cas permanent)

Pour un dosage en ciment de 375 Kg/Cm^3 ou a $F_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \mathbf{14,2 \text{ MPa}}$$

$$\text{Ce qui donne : } \mu = \mathbf{0,055}$$

On remarque que $\mu < 0,186$: selon l'annexe 15 on a dans le domaine N°1

dans le domaine N°1 on a :

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} ; \alpha = \mathbf{0,071} < 0,259$$

$$\beta = 1 - 0,4 \cdot \alpha ; \beta = \mathbf{0,972}$$

$$\sigma_s = \text{la limite d'élasticité garantie } f_{su} = f_e / \gamma_s$$

avec : f_e : contrainte de rupture ou limite élastique des aciers tores = 4000 bar

$$\sigma_s = 4000 / 1,15 ; \sigma_s = \mathbf{3478,26 \text{ bar}}$$

la section d'acier :

$$A = M_e / (\sigma_s \cdot \beta \cdot d) ; A = \mathbf{8,53 \text{ cm}^2}$$

On prendra 5 barres de diamètre 16 mm : **5T16_{e=20cm}**

VIII.3.2 Ferrailage de la semelle :

La semelle est soumise, dans le cas le plus défavorable aux charges dues au poids du rideau, des réactions des sols, poids de la semelle et poids des terres et des surcharges. fig VIII.2

VIII.3.2.1 Contraintes σ dues aux forces verticales (sans P_s)

$$\sigma = \frac{1,35 (Pt+Pr) + 1,5 (Psr)}{100 B'} = \frac{1,35 (8+2,88) + 1,5 (1,25)}{100 \cdot 1,9}$$

$$\sigma = 0,8717 \text{ kg/cm}^2$$

VIII.3.2.2 Contraintes σ_s dues aux poids de la semelle :

$$\sigma_s = \frac{1,35 (Ps)}{100 B} = \frac{1,35 (8,28)}{100 \cdot 6,9}$$

$$\sigma_s = 0,162 \text{ kg/cm}^2$$

VIII.3.2.3 Contraintes de réaction du sol :

$$\sigma_{1,2} = \frac{1,35 (Pt+Pr+Ps) + 1,5 (Psr)}{100 B} \pm \frac{6 M'_G}{100 B^2}$$

Avec : M'_G : moment /G' des forces verticales + moment /G' des forces horizontales
(avec l'application de coefficient de sécurité)

$$\text{Donc : } M'_G = 1,35 (8.2,7 + 2,88.1,79 - 2,2.1,25 - 0,88.2) + 1,5 (1,25.2,7)$$

$$M'_G = 35,09 \text{ t.m}$$

Les diagrammes des contraintes est représenté dans la fig VIII.3

$$\text{Ce qui donne : } \sigma_{1,2} = 0,402 \pm 0,442$$

$$\sigma_1 = 0,844 \text{ b} \quad \text{et} \quad \sigma_2 = - 0,04 \text{ b}$$

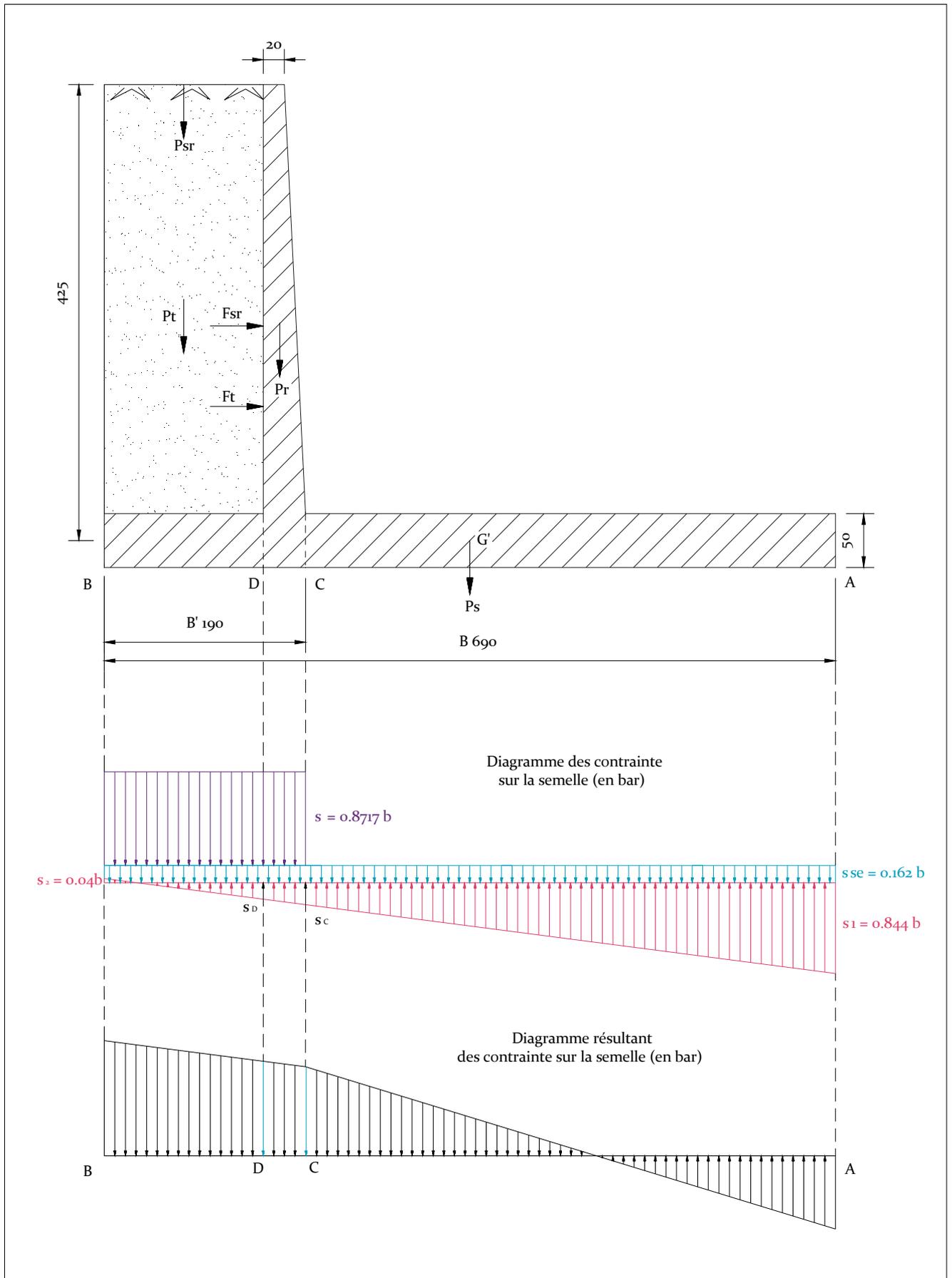


Fig VIII.3 : Diagramme des contraintes sur la semelle

VIII.3.2.4 Détermination des réactions du sol σ_c e σ_d

Les réaction du sole sont déterminé graphiquement :

$$\sigma_c = 0,2034 b \quad \text{et} \quad \sigma_d = 0,1522 b$$

VIII.3.2.5 étude de la partie CA :

Cette partie est considérée comme une console encastrée au point C. Le moment d'encastrement :

$$M_c = F_b \cdot (500 - b/3) - F_a \cdot a/3$$

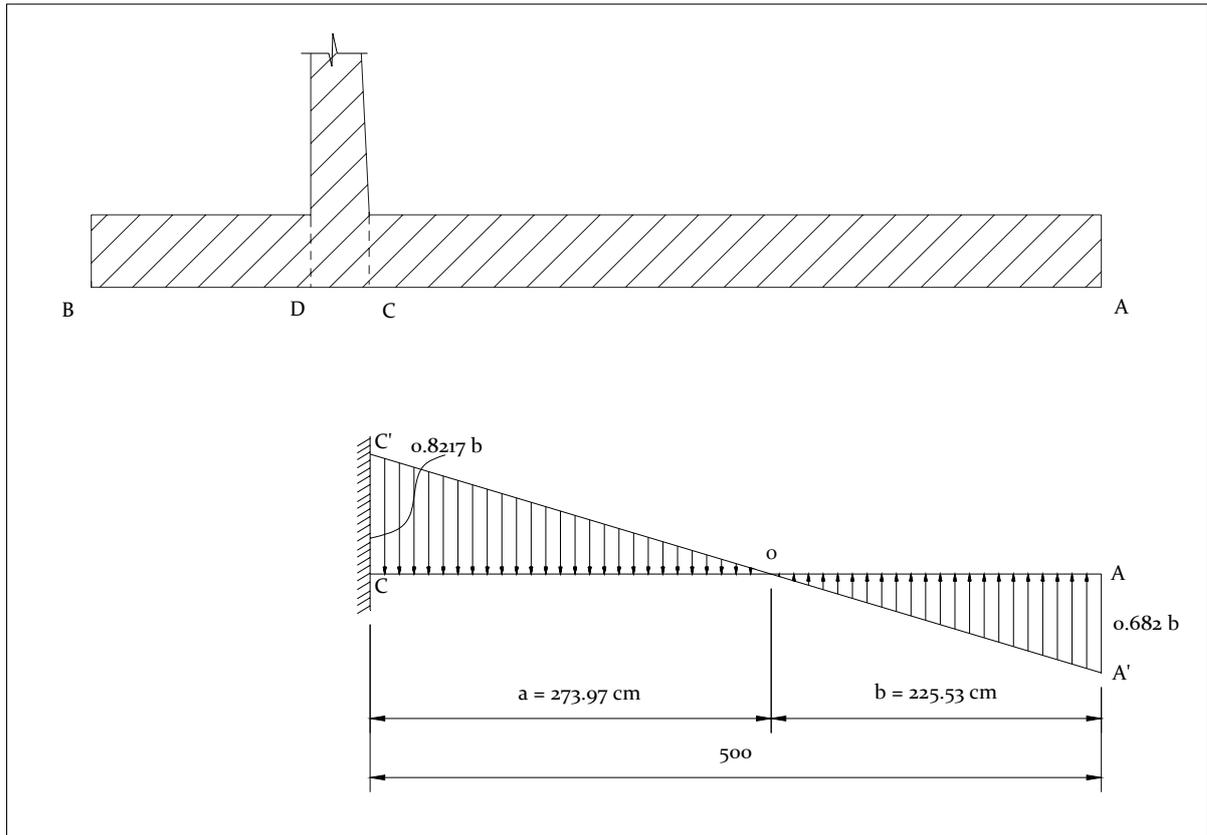


Fig VIII.4 : diagramme de contrainte de la partie CA

Calcul de a et b :

$$a = 273,97 \text{ cm} \quad \text{et} \quad b = 225,35 \text{ cm} \quad (\text{graphiquement})$$

Dans la partie OC :

$$\text{La force résultante est : } F_a = \text{aire du triangle OCC}' = 11256,06 \text{ kg}$$

Dans la partie OA:

$$\text{La force résultante est : } F_b = \text{aire du triangle OAA}' = 7690,57 \text{ kg}$$

Donc Le moment d'encastrement égale a :

$$M_c = F_b \cdot (500 - b/3) - F_a \cdot a/3 = 2239654,1 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_c = 22,397 \text{ t.m}$$

on a $M_c > 0$ donc le moment de la console est celui de F_b

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 = 47 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 :

$$A = \max (A_{\min} , A_{\text{cal}})$$

$$A_{\min} = 0,5 \cdot b \cdot d / 100 ; A_{\min} = 23,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{cal}} = M_e / (\sigma_s \cdot \beta \cdot d) ; A_{\text{cal}} = 14,23 \text{ cm}^2$$

$$A = 23,5 \text{ cm}^2$$

On prendra 8 barres de diamètre 20 mm : **8T20_{e=12,5cm}**

VIII.3.2.5 étude de la partie CA :

Cette partie est considérée comme une console encastrée au point C. Le moment d'encastrement (**Fig VIII.5**):

$$M_D = F_R \cdot g$$

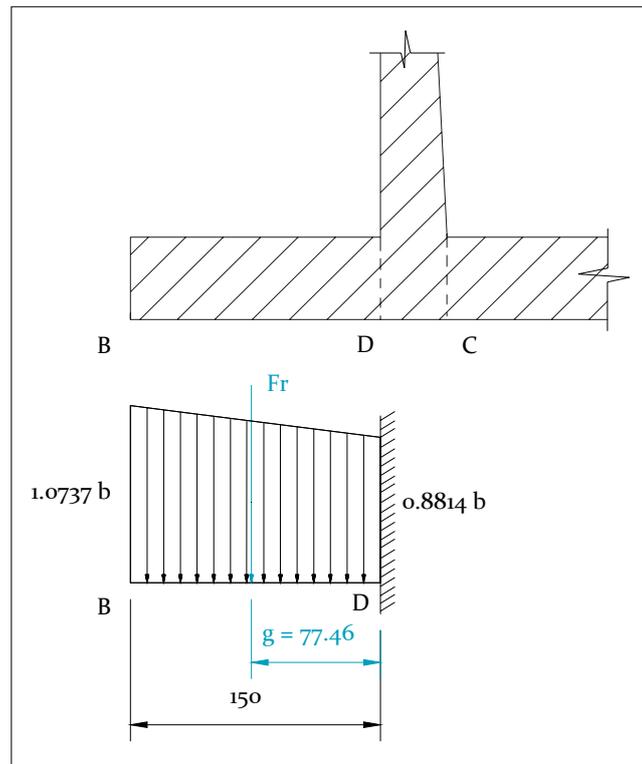


Fig VIII.5 : diagramme de contrainte de la partie BD

Avec : F_R : aire du diagramme des pressions = 14663,25 kg

$$g = 77,46 \text{ cm}$$

Donc : $M_D = 11,358 \text{ t.m}$

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 = 1 m

d : Largeur du mur diminue de l'enrobage = 47 cm

c : l'enrobage = 3 cm

Ce qui donne : $\mu = 0,0362 < 0,186$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} ; \alpha = \mathbf{0,0461} < 0,259$$

$$\beta = 1 - 0,4 \cdot \alpha ; \beta = \mathbf{0,982}$$

la section d'acier :

$$A = \max (A_{\min} , A_{\text{cal}})$$

$$A_{\min} = 0,5 \cdot b \cdot d / 100 ; A_{\min} = \mathbf{23,5 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\text{cal}} = Me / (\sigma_s \cdot \beta \cdot d) ; A_{\text{cal}} = \mathbf{7,08 \text{ cm}^2}$$

$$A = \mathbf{23,5 \text{ cm}^2}$$

On prendra 8 barres de diamètre 20 mm : **8T20_{e=12,5cm}**

VIII.3.3 Ferrailage du déversoir

Ce Ferrailage est calculé sur la base du moment d'encastrement exercé à la base , on considère le cas le plus défavorable (pas d'écoulement a l'aval de déversoir)

Donc le moment d'encastrement :

$$Me = Fh \cdot h/3$$

$$Fh = 18,12 \text{ t}$$

$$h = 3,5 \text{ m}$$

$$\mathbf{Me = 21,14 \text{ t.m}}$$

calcul des aciers :

$$\mu = Me / (\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2)$$

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 = 396 cm

c : l'enrobage = 4 cm

Ce qui donne : $\mu = \mathbf{0,00095} < 0,186$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} ; \alpha = \mathbf{0,00119} < 0,259$$

$$\beta = 1 - 0,4 \cdot \alpha ; \beta = \mathbf{0,9995}$$

la section d'acier :

$$A = M_e / (\sigma_s \cdot \beta \cdot d) ; A = \mathbf{1,54 \text{ cm}^2}$$

On prendra 6 barres de diamètre 6 mm : **6T6_{e=16,5cm}**

VIII.3.4 Ferrailage de la semelle de déversoir :

On considère le cas le plus défavorable (toutes les forces)

Déterminons les contraintes agissantes sur la semelle :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{L \cdot B} \pm \frac{6 M_G}{L B^2}$$

$$\text{Avec : } N = P_r + P_s + P_e^{av} + P_e^{am} - Wt = 28,13 + 9,02 + 13,68 + 0 - 30,89$$

$$N = \mathbf{19,94 \text{ t}}$$

M_G : moment par rapport a la centre de gravité de la semelle

$$\begin{aligned} M_G &= P_r \cdot A + P_e^{av} \cdot C + F_h^{av} \cdot D + F_h^{am} \cdot E + W_s \cdot F + W_F \cdot B \\ &= 28,13 \cdot 1,67 - 13,68 \cdot 1,82 + 3,92 \cdot 1,24 - 18,12 \cdot 1,48 \\ &\quad + 20,6 \cdot 0,61 + 10,29 \cdot 1 \end{aligned}$$

$$M_G = \mathbf{22,979 \text{ t.m}}$$

$$\text{Donc : } \sigma_1 = \mathbf{2,254 \text{ b}} \quad \text{et} \quad \sigma_2 = \mathbf{1,685 \text{ b}}$$

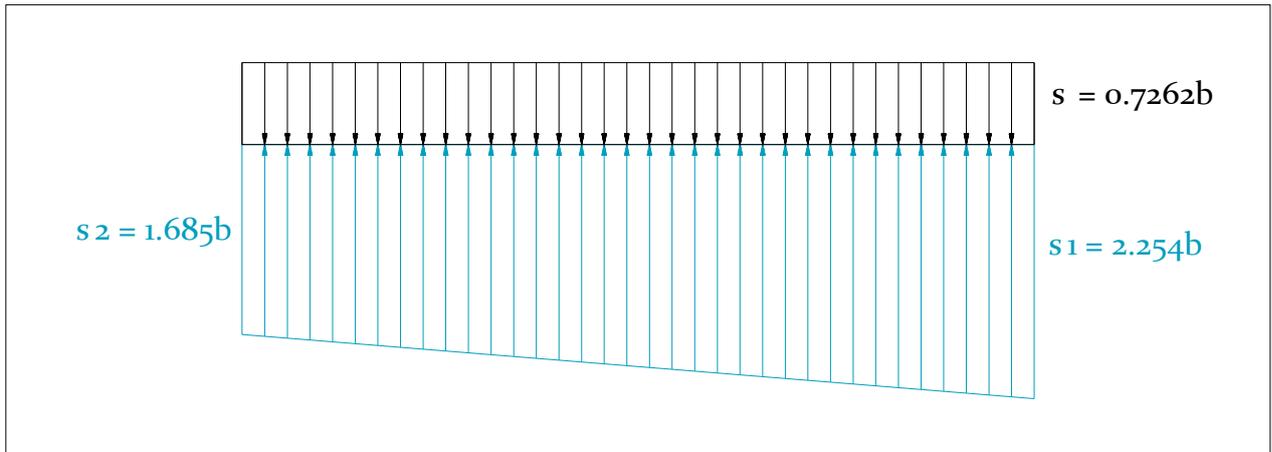
Le radier est considéré comme étant encastré dans le massif supérieur. La charge due au poids de l

Contraintes dues aux forces verticales

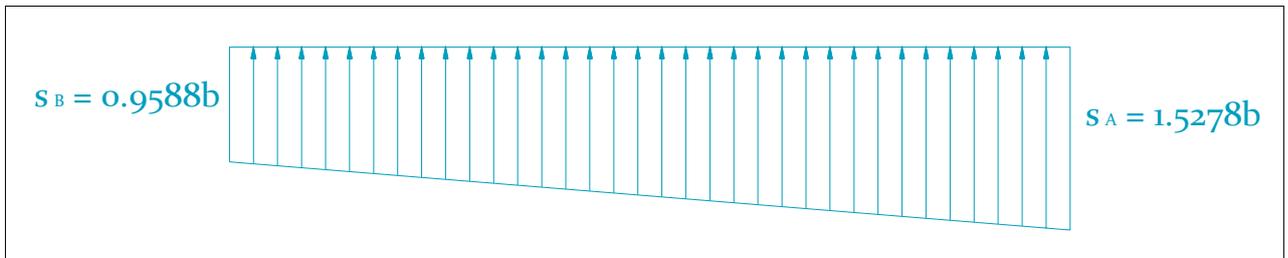
$$\sigma = \frac{(P_e^{av} + P_r + P_s)}{L \cdot B}$$

$$\sigma = \mathbf{0,7262 \text{ b}}$$

d'où le diagramme dans la fig VIII.6 suivant :



Le diagramme résultant fig VIII.7 suivant :



le moment d'encastrement est :

$$M = F \cdot AG$$

$$F = 87,031 \text{ t}$$

$$AG = 3,23 \text{ m}$$

$$\mathbf{M = 28,11 \text{ t.m}}$$

calcul des aciers :

$$\mu = Me / (\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2)$$

avec : σ_{bc} : Contrainte admissible de a compression du béton. = 142 b

b : Longueur de la tranche = 1m

d : Largeur du mur 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}**

Remarque :

La réalisation de coursier se fait par bloc de 14,2 m pour les murs bajoyers le radier lies entre eux par des joints .

CONCLUSION

on peut résumer le ferrailage utilisé pour l'évacuateur de crues dans le tableau suivant :

	Diamètre (mm)	nombre	Longueur (m)	Poids (Kg)
Rideau	16	1900	5,1	15300,51
	08	40	190	3002
semelle	20	1520	12,7	47603,664
	16	62	190	18600,62
	20	3040	3,2	23989,248
	16	28	190	8400,28
déversoir	6	210	3,44	160,3728
	5	18	34,94	96,85368
semelle de déversoir	16	36	38,4	2182,8096
	8	190	4,6	345,23

VIII.4. Revêtement du fond du coursier :

Le fond des organes d'évacuation est soumis à la pression hydrostatique de l'eau, aux forces d'entraînement dues au mouvement de l'eau (réaction à la perte de charge), aux forces dynamiques du courant, aux sous pressions dues à l'eau infiltrée dans la fondation et éventuellement aux forces de soutènement dues aux dépressions pouvant occasionnellement se créer par suite d'un mauvais dessin hydraulique.

En réalité il n'est pas facile de calculer avec exactitude l'effet de toutes les forces, aussi la plupart du temps, les épaisseurs de béton sont elles les résultats de règles empiriques.

Dans le cas de fondation rocheuses comme la notre, le minimum d'épaisseur, donnée pour avoir une résistance raisonnable à la fois aux efforts extérieurs et l'usure par abrasion est de l'ordre de 20 cm.

On prévoit des barres d'ancrage Scé lées dans des trous forés dans chaque élément de canal est ainsi fixé à la fondation et ne peut se déplacer sous l'effet des expansions et des contractions .

De ce fait , ce nombreuses petites fissures se développent, il est donc nécessaire d'armer le béton pour lier l'ensemble , mieux répartir la fissuration et d'éviter leur ouverture trop profond.

La profondeur et l'espacement de l'ancrage dépendent de la nature du rocher et de sa qualité, il est nécessaire pour éviter l'apparition des sous pressions.

VIII.5. Joint :

Sur terrain rocheux, il suffit de placer un joint transversal. Sa dilatation et son retrait tous les 14,2 m. Certains concepteurs n'en prévoit pas, comptant sur la figuration généralisée, elle même limitée par l'armature pour absorber les variations dimensionnelles.

Au niveau de chaque joint, il faut toujours faire en sorte que le niveau de l'extrémité de la dalle amont soit légèrement surélève par rapport à celui de la dalle aval pour qu'il ne se crée par de pression dynamique tendant à injecter de l'eau dans le joint.

CHAPITRE IX : ORGANISATION DE CHANTIER

CHAPITRE IX : ORGANISATION DE CHANTIER

IX.1 Introduction :

La réalisation du barrage nécessite des moyens matériels qui seront consacrés à l'exécution de l'ouvrage et à connaître les engins mécaniques modernes et rentables destinés à excaver, transporter et bétonner. Le délai de construction de l'aménagement hydraulique peut être respecté en fonction des moyens de l'entreprise.

- Travaux de préparation:

- installation du chantier
- mise en place des pistes et accès au site

- Réalisation de l'évacuateur de crue :

- on réalise l'évacuateur de crue avant le barrage

- Etape de réalisations

- excavation de la fouille de l'évacuateur le long du tracé à l'aide d'une pelle.
- aménagement du fond du canal
- aménagement des filtres et des drains
- ferraillement, coffrage, bétonnage
- excavation de la fosse d'affouillement.
- protection en enrochement à la sortie de l'ouvrage.

IX.2 L'excavation du déblais :

- Les déblais exécutés lors de la fouille de l'évacuateur de crue :

Le choix du procédé d'exécution dépend de la nature du sol qui est formé généralement par les grès dans ce type de sol en recours à l'engin de terrassement c'est à dire pelle-retro.

- Le procédé d'exécution:

Il ya deux procédés d'exécution de travaux de terrassement frontale et latérale ,vue la largeur du coursier ,de 10 m donc on choisit la deuxième précéder qui est latéral Puisque la hauteur du creusage importante on choisira la pelle d'une hauteur de 9,5 m

- choix du godet

Tableau IX.1: Capacité du godet en fonction de $V_{\text{terrassement}}$

Volume de terrassement	10000	15000	20000	25000
Capacité du godet (m ³)	0,25 – 0,35	0,5 – 0,65	1– 1,25	1,25

Puisque le volume d'excavation est de 13670 m³ donc on choisit une pelle de capacité égale a 0,5 m³.

Choix de la capacité du camion benne utilisé pour le transport de matériels ,le choix est opte selon le tableau suivant :

Tableau IX.2: capacité du camion

Distance de parcours (km)	Capacité du godet m ³						
	0.4	0.65	1	1.25	1.6	2.5	4.6
0.5	4.5	4.5	7	7	10	10	10
1	7	7	10	10	10	16	27
2	7	10	10	12	18	18	27
4	10	10	12	18	28	27	40

Puisque la distance est courte ; la capacité du camion et de 4,5 tonnes.

IX.3 Bétonnage :

contrôle de bétonnage :le contrôle du béton des ouvrages a pour but de garantir la bonne qualité du béton ; le contrôle portera sur les points suivants :

- contrôle, des dosages des constituants afin d'éviter la perte de résistance de béton.
- contrôle de temps de prise des conditions de transport et mise en place du béton et sa vibration.

IX.4 Délai d'exécution :

Pour connaitre le délai d'exécution ,il faut connaitre le volume du béton, le volume du béton de cet ouvrage (déversoir, coursier) et de 4419,3 m³ ; d'ou le délai d'exécution avec une cadence de 1000 m³/mois

$$T = 4419,3 / 1000 = 4,4193 \text{ mois}$$

$$T = 106 \text{ jours}$$

IX.5 calcul du devis estimatif

Le devis estimatif est déterminé en fonction de la quantité des travaux et, des matériaux utilisés pour la réalisation du projet ,notre, étude concernant L'établissement du devis se basera essentiellement sur les prix actualisés adopter pour différentes quantité de ferrailage ,de coffrage, de bétonnage.

IX.5.1 ferrailage

Pour connaitre le cout de ferrailage il faut connaitre son poids

Tableau IX.3: acier pour béton armé

D (mm)	4	5	6	8	10	12	14	16	20	40
P (kg)	0.029	0.154	0.222	0.395	0.499	0.888	1.208	1,579	2.466	9.864

Source (livre calcul d'ouvrage en béton armé)

Ces tableau va présenté tous le ferrailage utilisé pour notre évacuateur de crue .

Tableau IX.4: le ferrailage utilisé pour l'évacuateur de crue

	Diamètre (mm)	nombre	Longueur (m)	Poids (Kg)
Rideau	16	1900	5,1	15300,51
	08	40	190	3002
semelle	20	1520	12,7	47603,664
	16	62	190	18600,62
	20	3040	3,2	23989,248
	16	28	190	8400,28
déversoir	6	210	3,44	160,3728
	5	18	34,94	96,85368
semelle de déversoir	16	36	38,4	2182,8096
	8	190	4,6	345,23

D'où le poids total : $P = 119681,588 \text{ Kg}$

Donc le cout : $C = P_{\text{total}} \cdot \text{prix unitaire}$

$$C = 119681,588 \cdot 60 = 700895,28 \text{ DA}$$

IX.5.2. Coffrage :

comme c'est un ouvrage annexe il faut au maximum préserver la sécurité c'est pour cela que le coffrage est deux types,

1^{er} coffrage utilisé dans la surface ou l'écoulement passé est du type C1, avec finition excellente.

2^{eme} coffrage utilisé sur les surfaces normales il est du type C2, finition normale.

• Le coffrage pour type C1 : 1 m^3 est de 400 DA

• Le coffrage pour type C2 : 1 m^3 est de 700 DA

Le cout = $S1 \cdot \text{cout1} + S2 \cdot \text{cout2}$

$$= 3420 \cdot 400 + 1710 \cdot 700 = 2565000 \text{ DA}$$

IX.5.3. Cout du béton :

Pour le cas d'un évacuateur, il faut assurer au maximum la sécurité c'est pour cela qu'il faut un bon dosage pour le cas de l' évacuateur il est de 400 Kg/m³.

- Le volume de béton est de 3779,35 m³.

- Le Poids du sec du ciment est de 50 kg

Pour 1 m³ de béton de 400 Kg/m³ le prix est de 5000 DA/ m³ (annexe 16)

Le prix total :

$$P_{total} = V_{béton} \cdot P_u$$

$$= 3779,35 \cdot 5000$$

$$P_{total} = 18896750 \text{ DA}$$

IX.5.4. cout de l'excavation :

Selon les donnes géologiques , la fondation de l'évacuateur est essentiellement composée d'argilite et du grés d'ou le prix pour 1 m³ de matériaux a excavé est de 250 DA

Le prix total est de :

$$P_{total} = V_{excavé} \cdot P_u$$

$$= 13670 \cdot 250$$

$$P_{total} = 3417500 \text{ DA}$$

		prix unitaire	prix total
ferraillage	poids total : 119681,588 Kg	60	700895,28
Coffrage	finition excellente : 3420 m ³	400	1368000
	finition normale : 1710 m ³	700	1197000
Bétonnage	volume de béton : 3779,35 m ³	5000	18896750
excavation	V _{excavé} : 13670 m ³	250	3417500
prix total	25580145.28 DA		

CHAPITRE X :
PROTECTION ET
SÉCURITÉ DE TRAVAIL

CHAPITRE X : PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL

X-1 Introduction :

Les statistiques ont révélé que le monde a connu une augmentation catastrophique des accidents de travail; c'est pour cela qu'il est tant de lui consacrer une grande importance pour garantir un rendement meilleur de nos entreprises mais aussi d'économiser les frais d'assurance et des endommagements des victimes.

Les différents organismes intéressés par la sécurité lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements qui doivent s'appliquer aux chantiers.

Ces règlements contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et les dégâts humains et matériels dus à ces accidents. En ce qui concerne la sécurité pendant la période de construction et d'exploitation du barrage, la prévention contre les accidents de travail est indispensable.

X-2 Conditions dangereuses dans le chantier:

- ✓ Installation non protégée ou mal protégée.
- ✓ Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- ✓ Matière défectueuse.
- ✓ Protection individuelle inexistante.
- ✓ Défauts dans la construction.
- ✓ Mauvaise disposition des lieux.
- ✓ Stockage irrationnel.
- ✓ Eclairage défectueux.
- ✓ Facteur d'ambiance impropre.
- ✓ Conditions climatiques défavorables.

X-3 Actions dangereuses :

- ✓ Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- ✓ Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- ✓ Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- ✓ Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- ✓ Imprudence durant le travail.
- ✓ Mauvaise utilisation d'un outillage ou d'un engin.
- ✓ Suivre un rythme de travail inadapté.
- ✓ Plaisanter ou se quereller.
- ✓ Adopter une position peu sûre.

X-4 Mesures préventives :

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

- Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
- Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixées.
- Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.
- Les abris doivent être aérés et climatisés.

X-5 Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation :

Puisque les travaux de terrassement sont les travaux qui prennent la plupart du temps dans la réalisation du barrage on a proposé un plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux, de soutènement et de fondation profondes. On a résumé ce plan dans le tableau suivant.

Tableau (XI -1) :

Objectifs visés	Mesures A PRENDRE
<p>✚ Prévenir les risques d'accidents par chutes, chutes et engins de terrassement.</p>	<p>Disposition concernant :</p> <ul style="list-style-type: none"> -La réalisation du chantier de jour comme nuit. -Les zones interdites au public. - Les précautions particulières à prendre en cas de brouillard. -Réglementation de la circulation, signalisation interne aux chantiers, dépôts (panneaux, repérages, etc.....).
<p>✚ Limiter les risques d'incidents lors de l'approvisionnement du chantier. Assurer la stabilité, la consolidation et la reprise des éléments stockés.</p>	<p>Repérage des lignes électriques.</p>
<p>✚ Prévenir les accidents lors de l'utilisation du matériel :</p> <ul style="list-style-type: none"> De renversement des engins ; De l'éboulement des terrains ; 	<p>Disposition à prendre pour le guidage des camions et des engins notamment lors des manœuvres en marche arrière.</p>
<p>✚ Eviter les heurtes entre les engins et renversement des engins.</p>	<p>Interdiction de dépassement et de stationnement.</p>
<p>✚ Assurer la stabilité à la conservation et la reprise aisée des éléments stockés.</p>	<ul style="list-style-type: none"> -Définition des lieux de stockage des divers matériaux. -Moyens de calage de chargement et de déchargement.
<p>✚ Eliminer les surcharges en bordure des fouilles.</p>	<p>Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement.</p>
<p>✚ Prévenir les chutes des objets.</p>	<p>Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières.</p>

 Prévenir des ruptures des organes de levage.	Disposition et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules.
 Heurtes des personnes par les outils.	Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans leurs activités doivent être tenus à une distance suffisante les uns des autres.

Conclusion :

La prévention et la sécurité de travail doivent être prises très au sérieux, l'esprit de sécurité et protection doit être dans chaque employé, dans chaque ouvrier, dans chaque responsablepour que la perte de vie humaine inutilement cesse, et ne se préoccuper uniquement que du rendement du travail.

CONCLUSION GÉNÉRALE

CONCLUSION GENERALE

L'étude de l'avant projet détaillé de l'évacuateur de crues du barrage de zaouïa a tiré comme variante de cette ouvrage, un évacuateur latérale a entonnement latérale. Cet ouvrage devra évacuer une crue de $304\text{m}^3/\text{s}$, cette débit sera amorti par un dissipateur d'énergie de type saut de sky, l'ouvrage sera reliaer a l'aval de l'oued via un bassin de dissipation. Les dimensions ont été calculé pour ce débit. Une modélisation physique est souvent nécessaire pour prévoir le comportement de l'ouvrages face aux situations extrêmes. Et notamment pour vérifier les phénomènes hydrauliques dans le coursier, qui sont la propagation des vagues roulantes, et l'entraînement d'aire. Car les formules de dimensionnement des murs bajoyer sont des formules empiriques tires a partir d'études expérimentales.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] : A.N.B.T

(Etude géologique et géotechnique de Barrage de zaouïa w. De Tizi Ouzou)

[2] : B. TOUAIBIA

(Cours d'Hydrologie 3ème Année et Régularisation des débits 4ème année).

[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] : CENTRE D'ÉTUDES TECHNIQUES MARITIMES ET FLUVIALES DE
FRANCE

(Notice sur les déversoirs)

[11] : M. BACHIR CHERIF

(Cours béton arme 3ème et 4ème année).

[12] : P. GUILLEMONT

(Ouvrage en béton armé)

[13] : J. PERCHAT

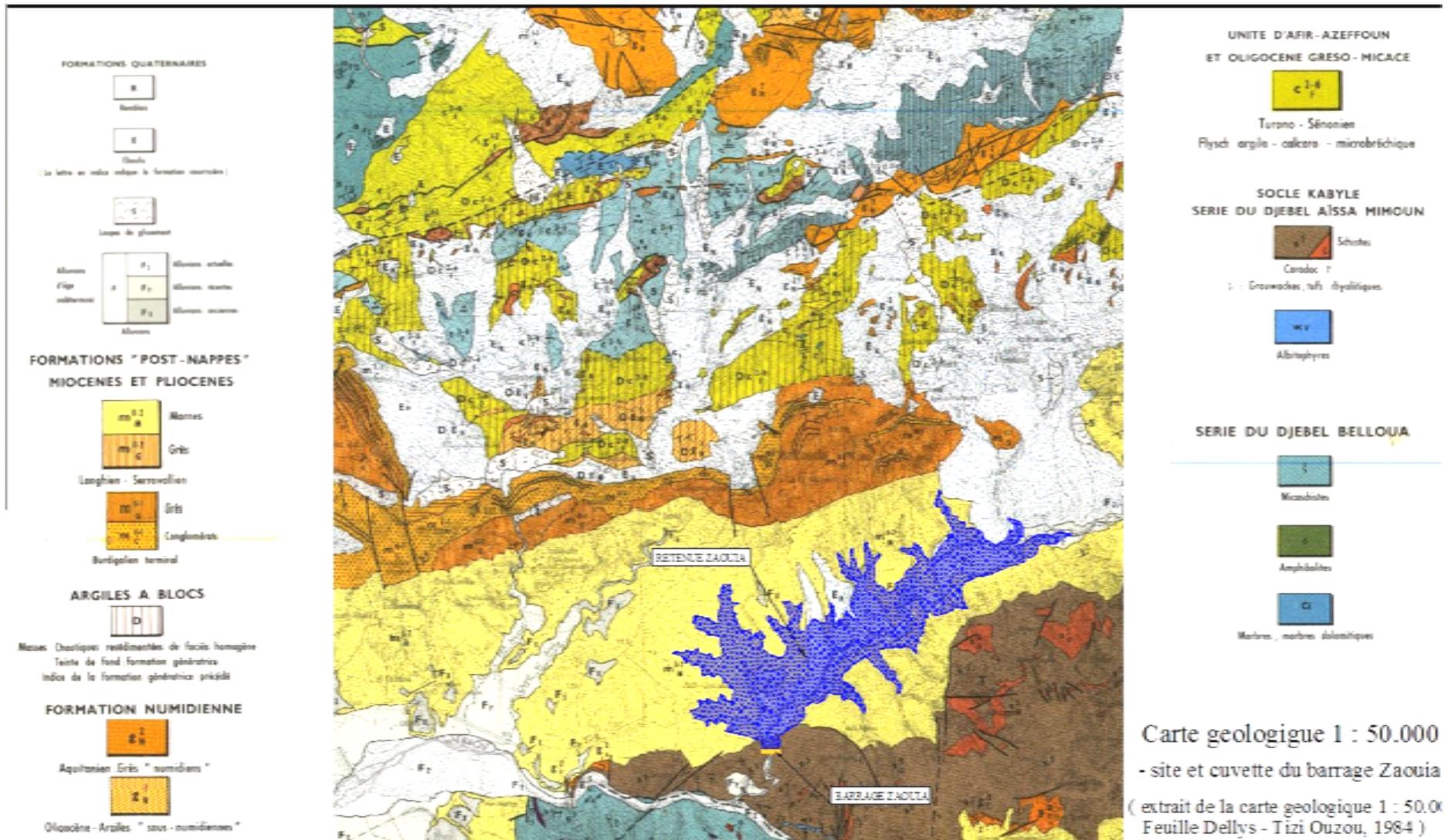
(Béton armé : règles BAEL)

[14] : B. BENLAOUKLI

(Cours d'O.D.C 4eme et 5eme année).

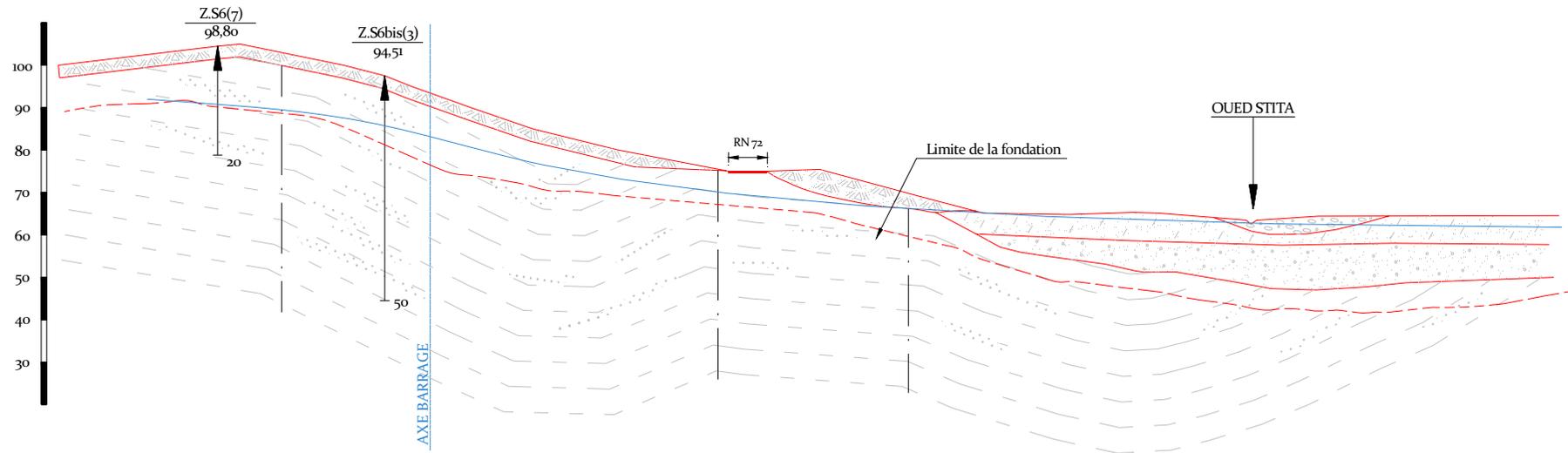
ANNEXES

ANNEXE 1

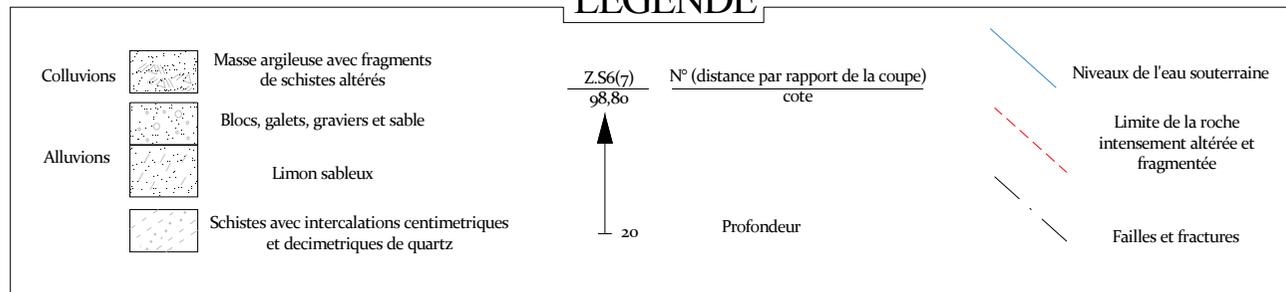


ANNEXE 2

COUPE GÉOLOGIQUE PAR L'AXE DE L'ÉVACUATEUR DES CRUES



LEGENDE



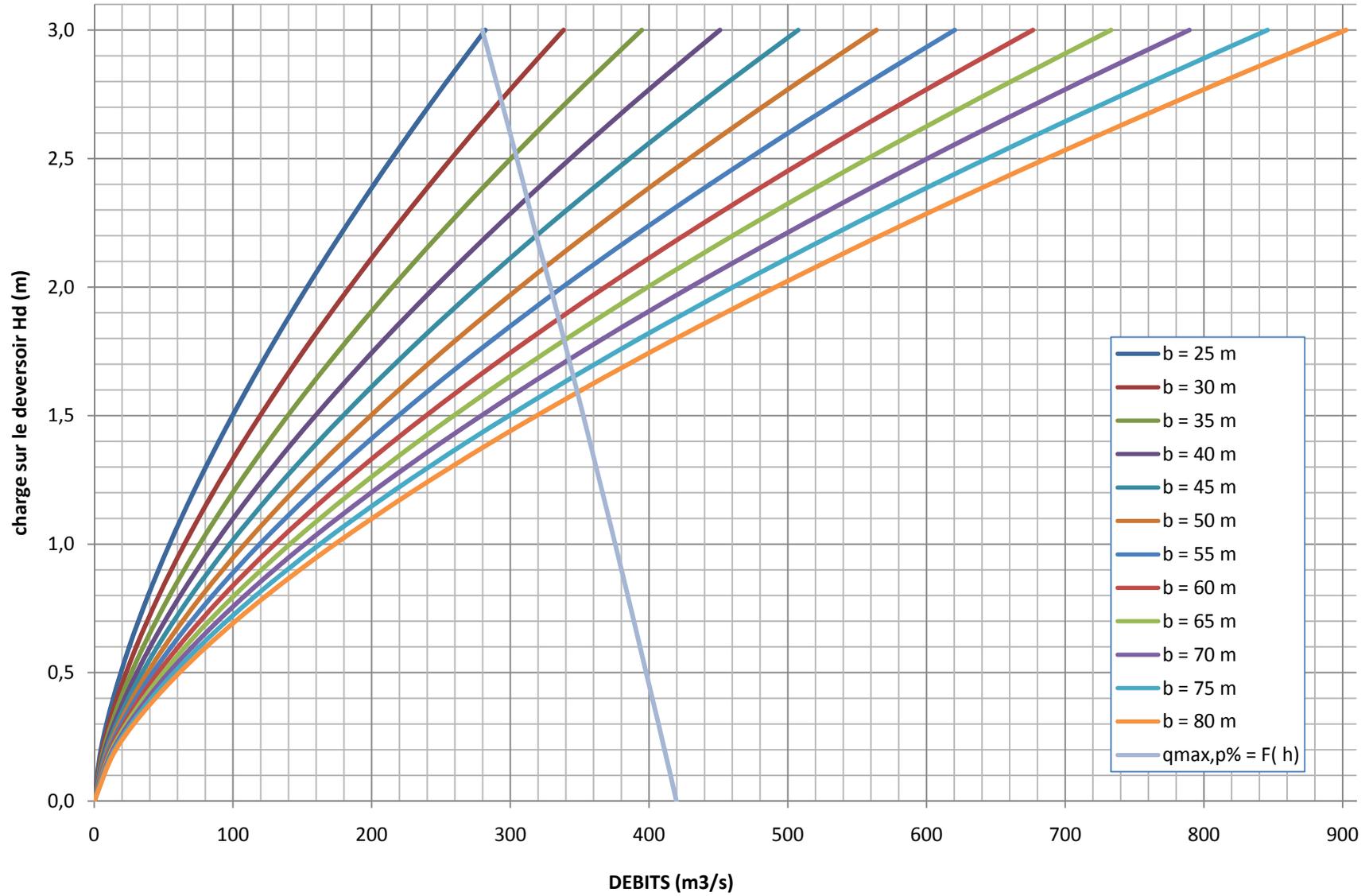
ANNEXE 3

Calcul du débit déversant pour différentes valeurs de Hd (Méthode de KOTCHERINE)

Calcul du débit déversant pour différentes valeurs de Hd (Méthode de KOTCHERINE)																
Hd (m)	PHE (m)	V PHE (Mm3)	Vf (Mm3)	q _{max,p%} = Q _{max,p%} (1-Vf/Vcr)	q_{max,p%} = m.b√2g . Hd Puis(3/2) (m3/s)											
					b (m)											
					25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
0,0	87,964	26,862	0,000	419,780	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,2	88,164	27,402	0,540	411,159	4,853	5,824	6,795	7,765	8,736	9,706	10,677	11,648	12,618	13,589	14,560	15,530
0,4	88,364	27,951	1,089	402,395	13,727	16,472	19,218	21,963	24,709	27,454	30,199	32,945	35,690	38,436	41,181	43,926
0,6	88,564	28,505	1,643	393,551	25,218	30,262	35,305	40,349	45,393	50,436	55,480	60,523	65,567	70,611	75,654	80,698
0,8	88,764	29,064	2,202	384,627	38,826	46,591	54,356	62,121	69,886	77,652	85,417	93,182	100,947	108,712	116,477	124,243
1,0	88,964	29,629	2,767	375,607	54,261	65,113	75,965	86,817	97,669	108,521	119,374	130,226	141,078	151,930	162,782	173,634
1,2	89,164	30,202	3,340	366,459	71,328	85,593	99,859	114,124	128,390	142,655	156,921	171,186	185,452	199,717	213,983	228,248
1,4	89,364	30,780	3,918	357,232	89,883	107,860	125,836	143,813	161,789	179,766	197,743	215,719	233,696	251,672	269,649	287,626
1,6	89,564	31,364	4,502	347,909	109,816	131,779	153,742	175,706	197,669	219,632	241,595	263,558	285,522	307,485	329,448	351,411
1,8	89,764	31,956	5,094	338,458	131,037	157,245	183,452	209,659	235,867	262,074	288,282	314,489	340,697	366,904	393,111	419,319
2,0	89,964	32,552	5,690	328,943	153,473	184,167	214,862	245,556	276,251	306,945	337,640	368,334	399,029	429,723	460,418	491,112
2,2	90,164	33,195	6,333	318,678	177,060	212,472	247,884	283,295	318,707	354,119	389,531	424,943	460,355	495,767	531,179	566,591
2,4	90,364	33,765	6,903	309,579	201,745	242,094	282,443	322,792	363,141	403,490	443,839	484,188	524,537	564,886	605,235	645,584
2,6	90,564	34,381	7,519	299,745	227,481	272,978	318,474	363,970	409,466	454,963	500,459	545,955	591,451	636,948	682,444	727,940
2,8	90,764	35,003	8,141	289,815	254,228	305,073	355,919	406,764	457,610	508,455	559,301	610,146	660,992	711,837	762,683	813,528
3,0	90,964	35,631	8,769	279,789	281,947	338,336	394,726	451,115	507,505	563,894	620,283	676,673	733,062	789,452	845,841	902,230

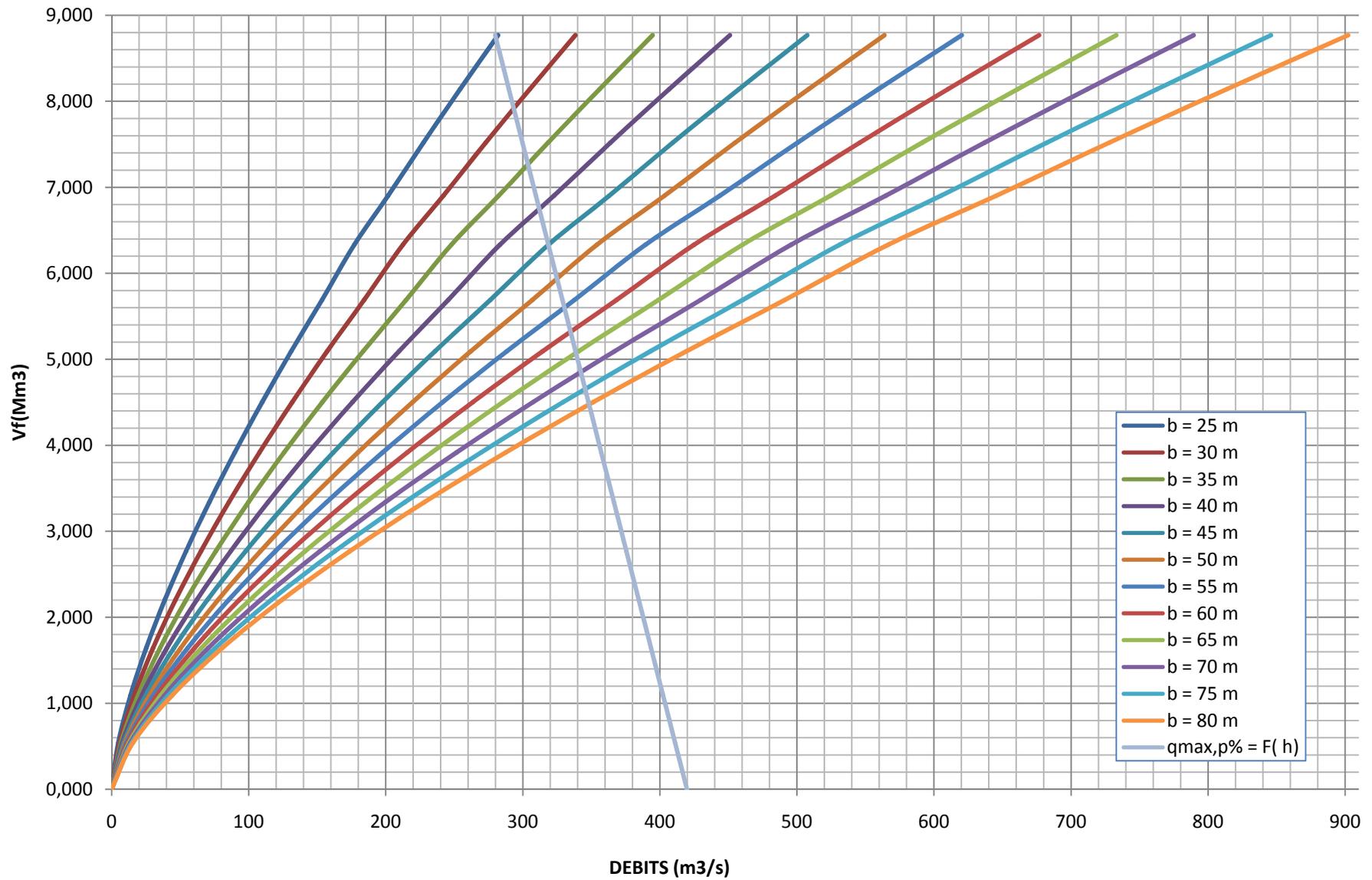
ANNEXE 4

LAMINAGE DES CRUES POUR DIFFERENTES LARGEURS DU DEVERSOIR



ANNEXE 5

LAMINAGE DES CRUES POUR DIFFERENTES LARGEURS DU DEVERSOIR

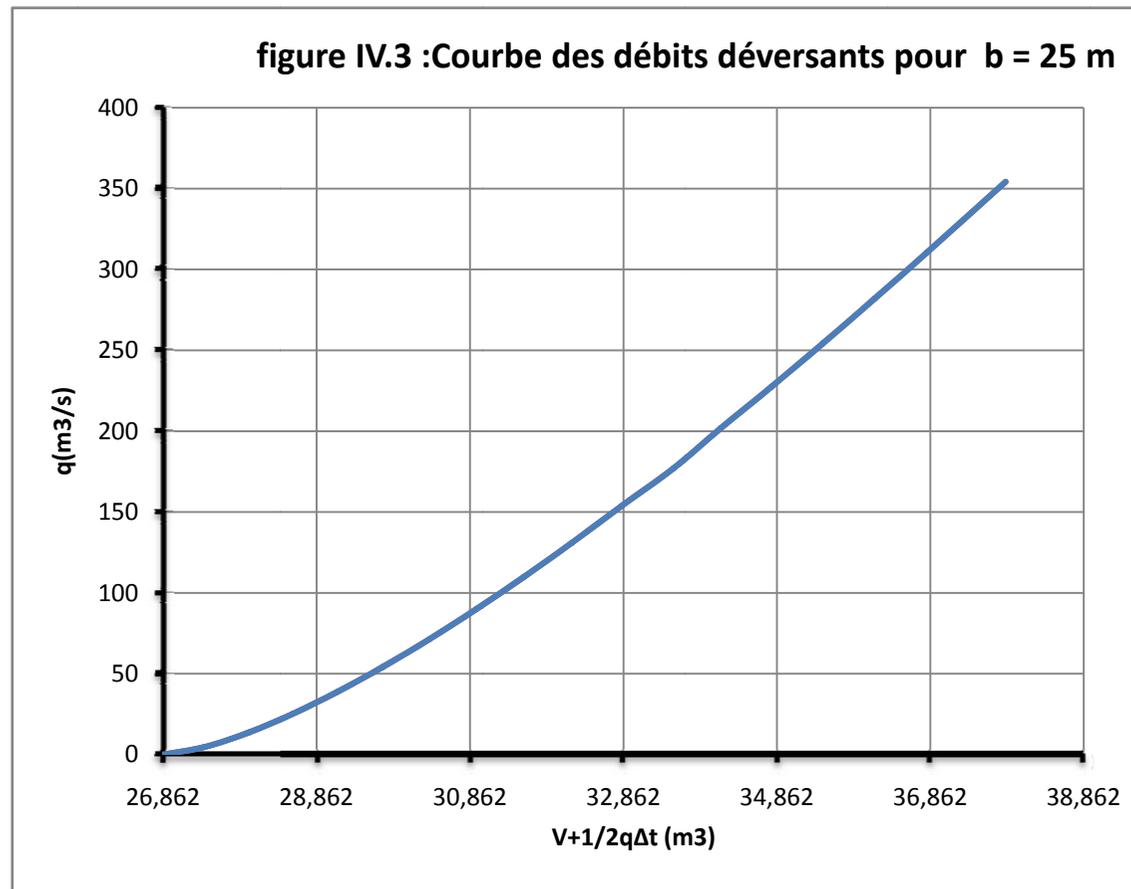


Résultats du laminage de la crue de projet par la méthode de Hildenblat :

ANNEXE 6

tableau IV.3: Courbe des débits déversants pour b = 25 m

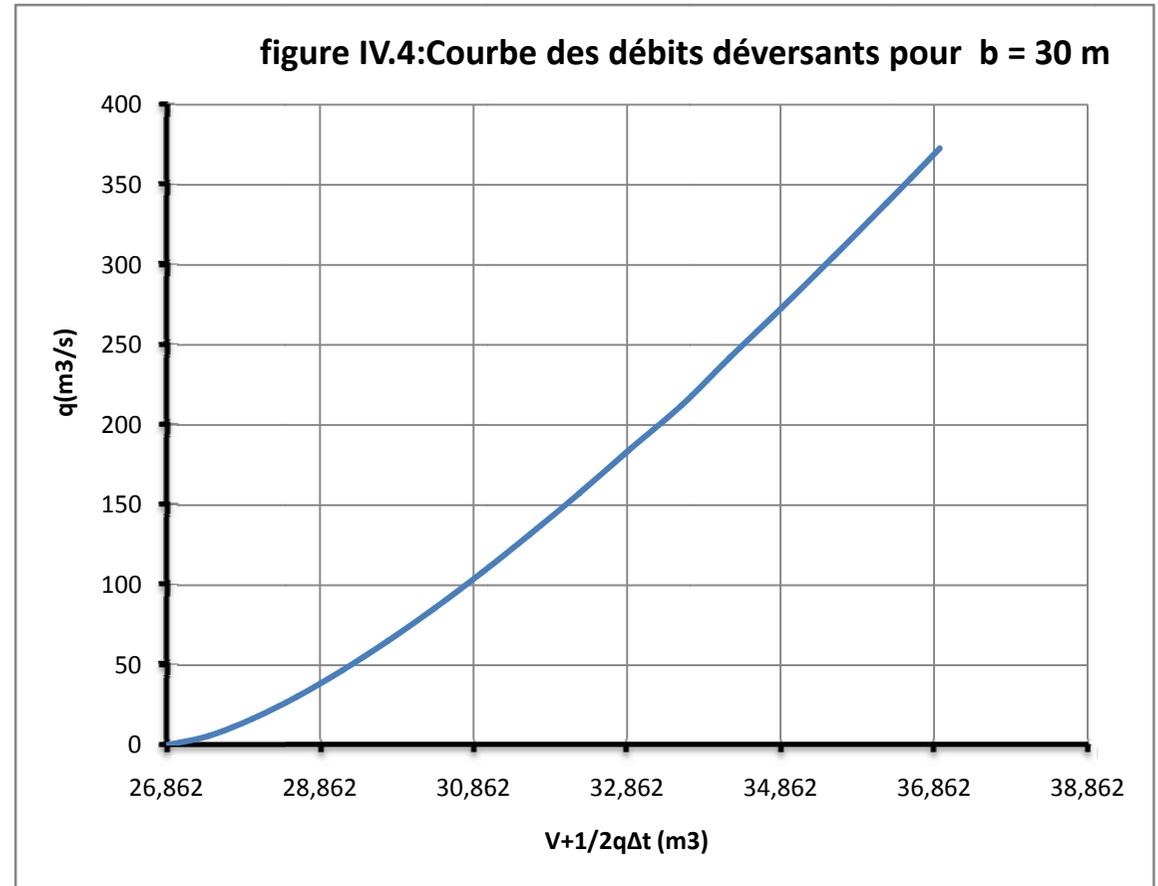
1	2	3	4	5	6
Cotes (m)	Hd (m)	q (m ³ /s)	1/2 qΔt (m ³)	V	V+1/2qΔt
87,964	0,0	0,000	0,000	26,862	26,862
88,164	0,2	4,853	0,009	27,402	27,411
88,364	0,4	13,727	0,025	27,951	27,976
88,564	0,6	25,218	0,045	28,505	28,550
88,764	0,8	38,826	0,070	29,064	29,134
88,964	1,0	54,261	0,098	29,629	29,727
89,164	1,2	71,328	0,128	30,202	30,330
89,364	1,4	89,883	0,162	30,780	30,942
89,564	1,6	109,816	0,198	31,364	31,562
89,764	1,8	131,037	0,236	31,956	32,192
89,964	2,0	153,473	0,276	32,552	32,828
90,164	2,2	177,060	0,319	33,195	33,514
90,364	2,4	201,745	0,363	33,765	34,128
90,564	2,6	227,481	0,409	34,381	34,790
90,764	2,8	254,228	0,458	35,003	35,461
90,964	3,0	281,947	0,508	35,631	36,139
91,164	3,2	310,607	0,559	36,264	36,823
91,457	3,493	354,228	0,638	37,206	37,844



ANNEXE 7

tableau IV.4: Courbe des débits déversants pour $b = 30$ m

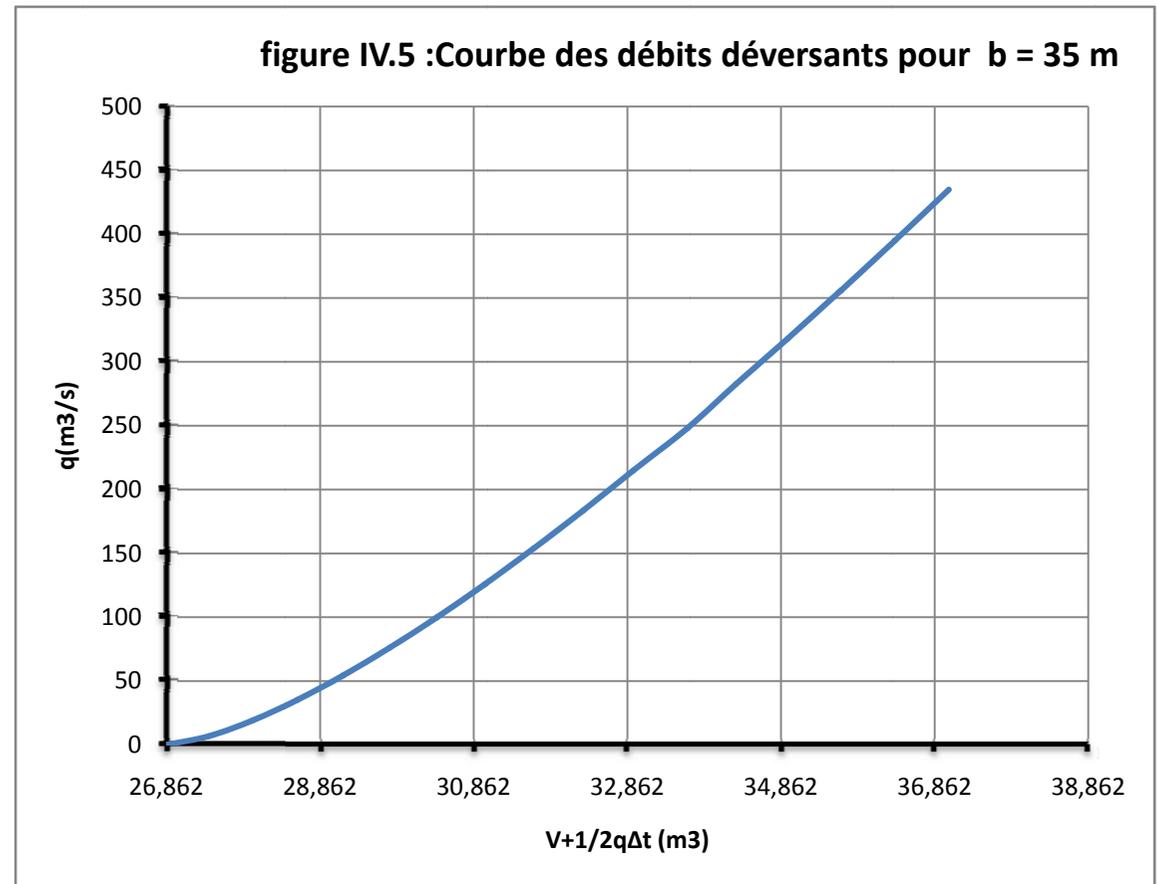
1	2	3	4	5	6
Cotes (m)	Hd (m)	q (m ³ /s)	1/2 qΔt (m ³)	V	V+1/2qΔt
87,964	0,0	0,000	0,000	26,862	26,862
88,164	0,2	5,824	0,010	27,402	27,412
88,364	0,4	16,472	0,030	27,951	27,981
88,564	0,6	30,262	0,054	28,505	28,559
88,764	0,8	46,591	0,084	29,064	29,148
88,964	1,0	65,113	0,117	29,629	29,746
89,164	1,2	85,593	0,154	30,202	30,356
89,364	1,4	107,860	0,194	30,780	30,974
89,564	1,6	131,779	0,237	31,364	31,601
89,764	1,8	157,245	0,283	31,956	32,239
89,964	2,0	184,167	0,332	32,552	32,884
90,164	2,2	212,472	0,382	33,195	33,577
90,364	2,4	242,094	0,436	33,765	34,201
90,564	2,6	272,978	0,491	34,381	34,872
90,764	2,8	305,073	0,549	35,003	35,552
90,964	3,0	338,336	0,609	35,631	36,240
91,058	3,094	354,276	0,638	35,927	36,565
91,164	3,2	372,728	0,671	36,264	36,935



ANNEXE 8

tableau IV.5: Courbe des débits déversants pour $b = 35$ m

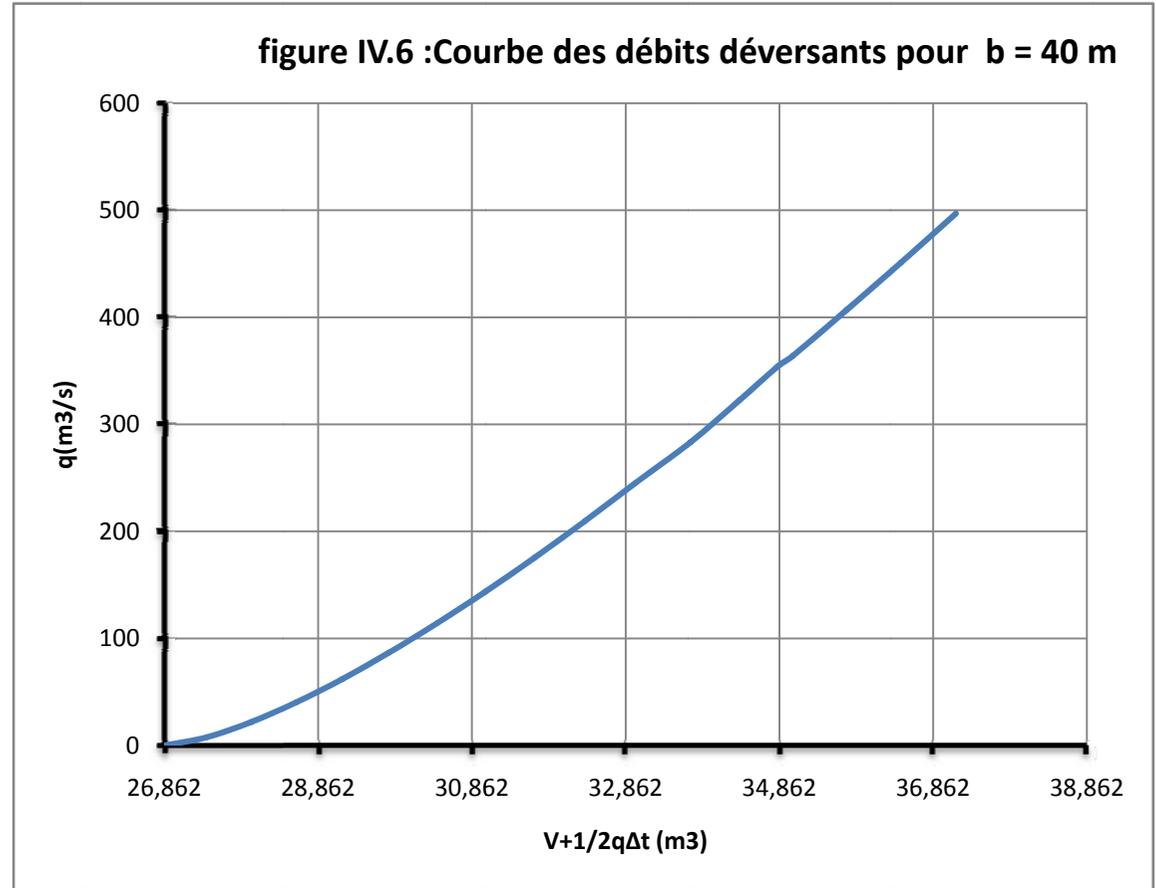
1	2	3	4	5	6
Cotes (m)	Hd (m)	q (m ³ /s)	1/2 qΔt (m ³)	V	V+1/2qΔt
87,964	0,0	0,000	0,000	26,862	26,862
88,164	0,2	6,795	0,012	27,402	27,414
88,364	0,4	19,218	0,035	27,951	27,986
88,564	0,6	35,305	0,064	28,505	28,569
88,764	0,8	54,356	0,098	29,064	29,162
88,964	1,0	75,965	0,137	29,629	29,766
89,164	1,2	99,859	0,180	30,202	30,382
89,364	1,4	125,836	0,227	30,780	31,007
89,564	1,6	153,742	0,277	31,364	31,641
89,764	1,8	183,452	0,330	31,956	32,286
89,964	2,0	214,862	0,387	32,552	32,939
90,164	2,2	247,884	0,446	33,195	33,641
90,364	2,4	282,443	0,508	33,765	34,273
90,564	2,6	318,474	0,573	34,381	34,954
90,755	2,791	354,204	0,638	34,973	35,611
90,764	2,8	355,919	0,641	35,003	35,644
90,964	3,0	394,726	0,711	35,631	36,342
91,164	3,2	434,849	0,783	36,264	37,047



ANNEXE 9

tableau IV.6 : Courbe des débits déversants pour b = 40 m

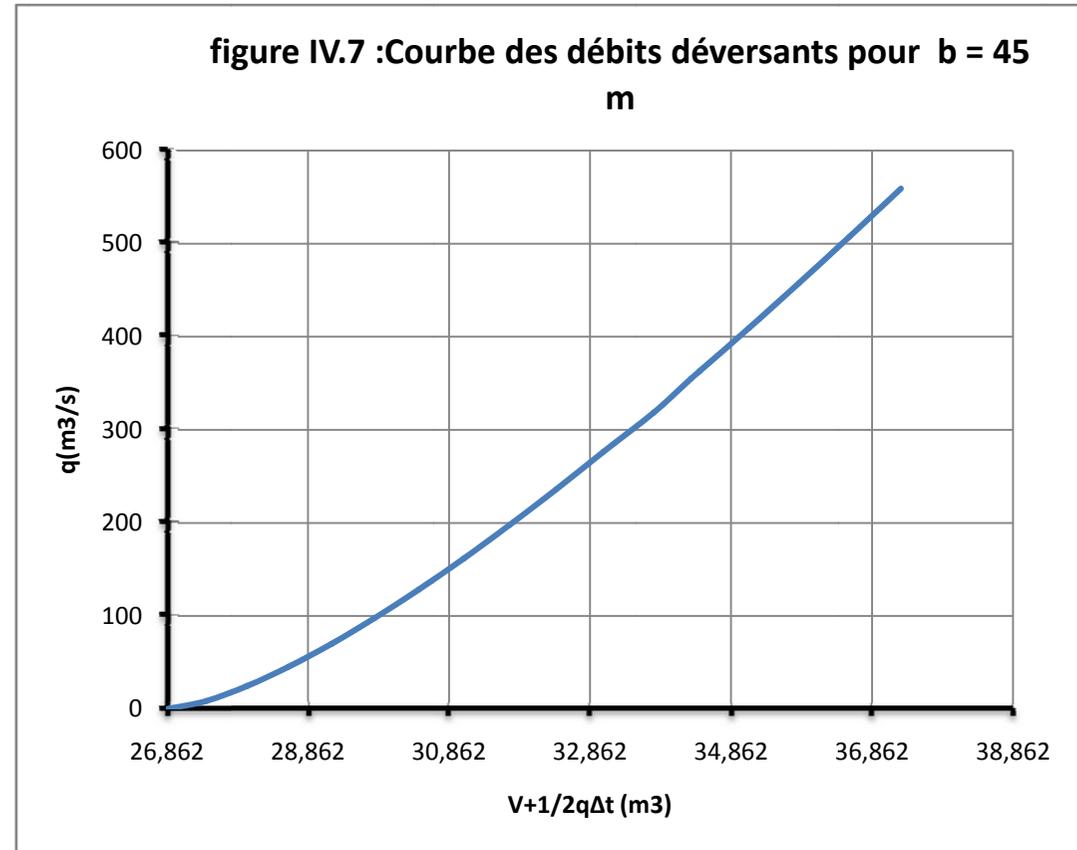
1	2	3	4	5	6
Cotes (m)	Hd (m)	q (m ³ /s)	1/2 qΔt (m ³)	V	V+1/2qΔt
87,964	0,0	0,000	0,000	26,862	26,862
88,164	0,2	7,765	0,014	27,402	27,416
88,364	0,4	21,963	0,040	27,951	27,991
88,564	0,6	40,349	0,073	28,505	28,578
88,764	0,8	62,121	0,112	29,064	29,176
88,964	1,0	86,817	0,156	29,629	29,785
89,164	1,2	114,124	0,205	30,202	30,407
89,364	1,4	143,813	0,259	30,780	31,039
89,564	1,6	175,706	0,316	31,364	31,680
89,764	1,8	209,659	0,377	31,956	32,333
89,964	2,0	245,556	0,442	32,552	32,994
90,164	2,2	283,295	0,510	33,195	33,705
90,364	2,4	322,792	0,581	33,765	34,346
90,517	2,553	354,146	0,637	34,204	34,841
90,564	2,6	363,970	0,655	34,381	35,036
90,764	2,8	406,764	0,732	35,003	35,735
90,964	3,0	451,115	0,812	35,631	36,443
91,164	3,2	496,970	0,895	36,264	37,159



ANNEXE 10

tableau IV.7 : Courbe des débits déversants pour $b = 45$ m

1	2	3	4	5	6
Cotes (m)	Hd (m)	q (m ³ /s)	1/2 qΔt (m ³)	V	V+1/2qΔt
87,964	0,0	0,000	0,000	26,862	26,862
88,164	0,2	8,736	0,016	27,402	27,418
88,364	0,4	24,709	0,044	27,951	27,995
88,564	0,6	45,393	0,082	28,505	28,587
88,764	0,8	69,886	0,126	29,064	29,190
88,964	1,0	97,669	0,176	29,629	29,805
89,164	1,2	128,390	0,231	30,202	30,433
89,364	1,4	161,789	0,291	30,780	31,071
89,564	1,6	197,669	0,356	31,364	31,720
89,764	1,8	235,867	0,425	31,956	32,381
89,964	2,0	276,251	0,497	32,552	33,049
90,164	2,2	318,707	0,574	33,195	33,769
90,329	2,365	355,226	0,639	33,657	34,296
90,364	2,4	363,141	0,654	33,765	34,419
90,564	2,6	409,466	0,737	34,381	35,118
90,764	2,8	457,610	0,824	35,003	35,827
90,964	3,0	507,505	0,914	35,631	36,545
91,164	3,2	559,092	1,006	36,264	37,270



ANNEXE 11

Laminage pour un déversoir de largeur b=35m.

Connaissant cette largeur, la courbe des débits déversant en fonction de la variation du volume d'eau au dessus du déversoir est calculé et tracée

Méthode grapho-analytique de Hildenblat (b=35m)						
1	2	3	4	5	6	7
Temps	Q	Q moy	Qmoy - q	(Qmoy-q)*dt	V+1/2.q.dt	q (b=10m)
0	0,000	11,092	11,092	0,040	26,862	0,000
1	22,184	55,461	54,961	0,198	26,902	0,500
2	88,737	144,194	141,794	0,510	27,100	2,400
3	199,651	277,299	267,099	0,962	27,610	10,200
4	354,947	387,364	351,564	0,443	28,572	35,800
4,35	419,780	389,955	340,955	0,798	29,015	49,000
5	360,130	319,985	242,785	0,874	29,813	77,200
6	279,840	246,155	137,155	0,494	30,687	109,000
7	212,470	184,675	50,675	0,182	31,180	134,000
8	156,880	134,415	-5,585	-0,020	31,363	140,000
9	111,950	94,245	-44,255	-0,159	31,343	138,500
10	76,540	63,025	-69,975	-0,252	31,183	133,000
11	49,510	39,625	-85,375	-0,307	30,931	125,000
12	29,740	22,915	-85,585	-0,308	30,624	108,500
13	16,090	11,755	-84,745	-0,305	30,316	96,500
14	7,420	5,015	-79,185	-0,285	30,011	84,200
15	2,610	1,565	-72,535	-0,261	29,726	74,100
16	0,520	0,265	-64,235	-0,231	29,465	64,500
17	0,010	0,005	-57,295	-0,083	29,234	57,300
17,4	0,000	0,000	-53,900	-0,116	29,151	53,900
18	0,000	0,000	-50,000	-0,180	29,035	50,000
19	0,000	0,000	-44,500	-0,160	28,855	44,500
20	0,000	0,000	-39,100	-0,141	28,694	39,100
21	0,000	0,000	-35,000	-0,126	28,554	35,000
22	0,000	0,000	-31,000	-0,112	28,428	31,000
23	0,000	0,000	-28,000	-0,101	28,316	28,000
24	0,000	0,000	-25,300	-0,091	28,215	25,300
25	0,000	0,000	-22,000	-0,079	28,124	22,000
26	0,000	0,000	-21,000	-0,076	28,045	21,000
27	0,000	0,000	-18,000	-0,065	27,969	18,000
28	0,000	0,000	-17,000	-0,061	27,905	17,000
29	0,000	0,000	-16,000	-0,058	27,843	16,000
30	0,000	0,000	-14,000	-0,050	27,786	14,000
31	0,000	0,000	-13,000	-0,047	27,735	13,000
32	0,000	0,000	-12,000	-0,043	27,689	12,000
33	0,000	0,000	-11,000	-0,040	27,645	11,000
34	0,000	0,000	-10,000	-0,036	27,606	10,000
35	0,000	0,000	-9,500	-0,034	27,570	9,500
36	0,000	0,000	-9,000	-0,032	27,536	9,000
37	0,000	0,000	-8,500	-0,031	27,503	8,500
38	0,000	0,000	-7,500	-0,027	27,473	7,500
39	0,000	0,000	-7,000	-0,025	27,446	7,000
40	0,000	0,000	-6,500	-0,023	27,420	6,500
41	0,000	0,000	-5,800	-0,021	27,397	5,800

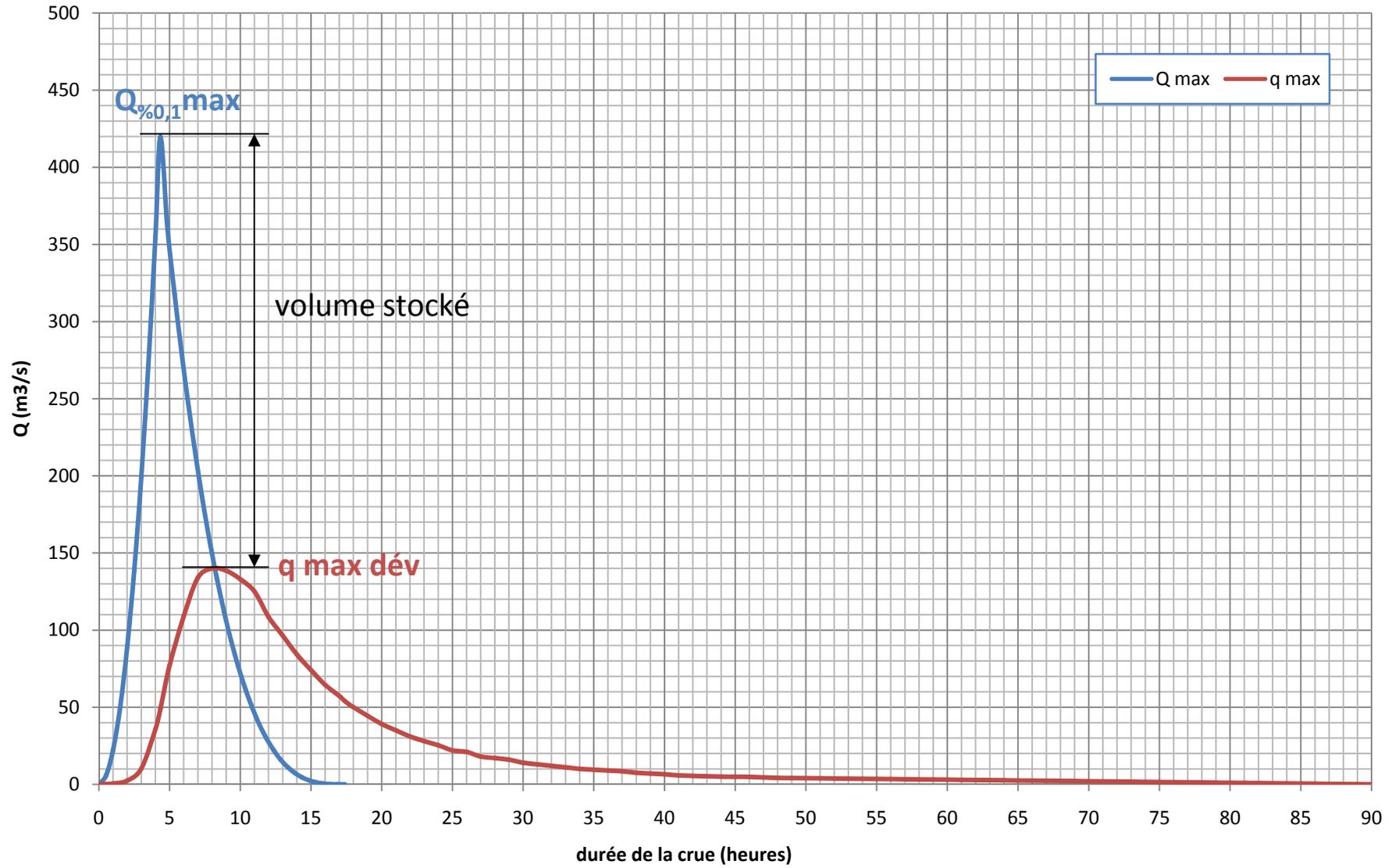
(Suite de tableau)

Méthode grapho-analytique de Hildenblat (b=35m)						
1	2	3	4	5	6	7
Temps	Q	Q moy	Qmoy - q	(Qmoy-q)*dt	V+1/2.q.dt	q (b=10m)

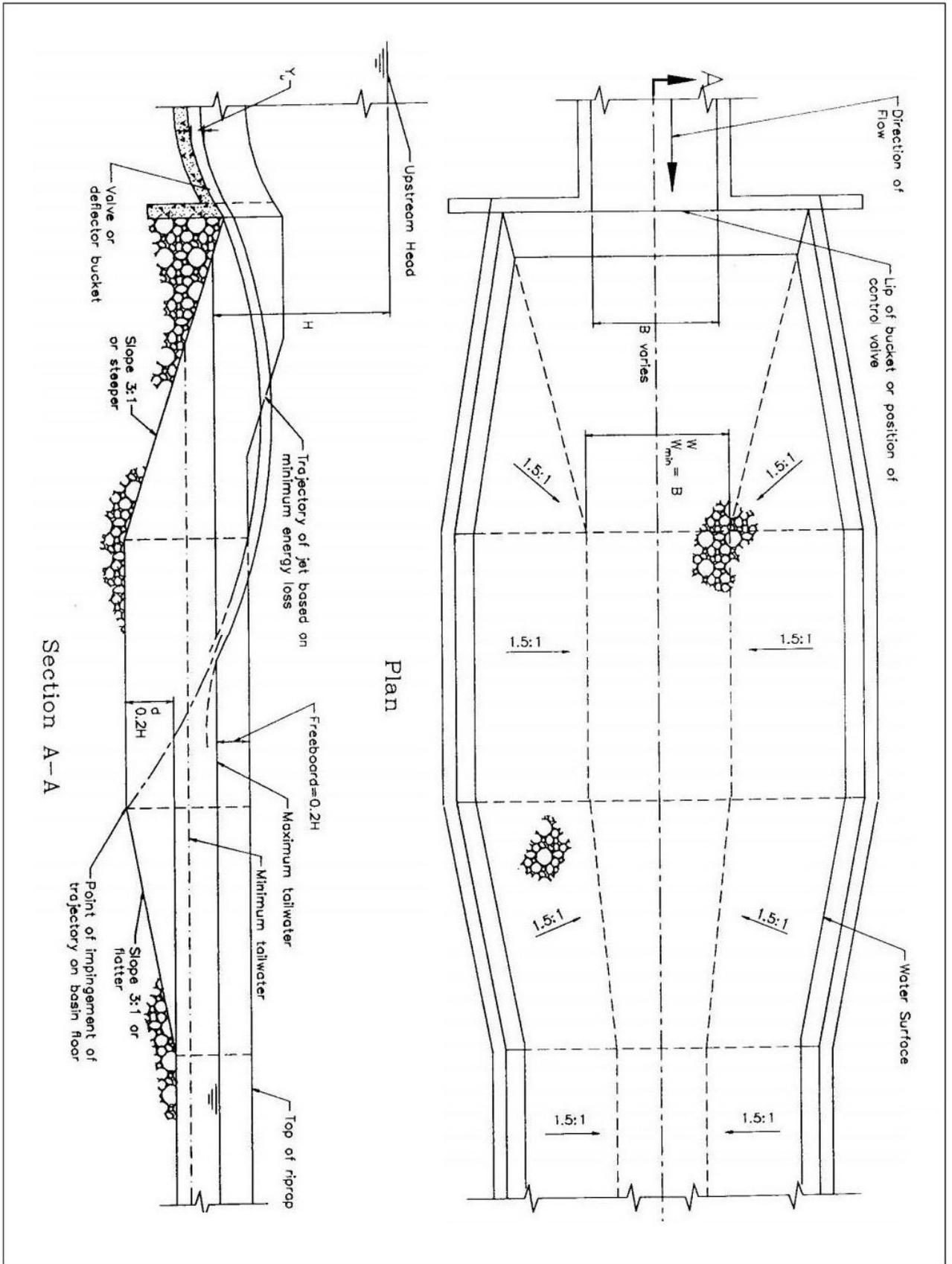
43	0,000	0,000	-5,200	-0,019	27,356	5,200
44	0,000	0,000	-5,000	-0,018	27,338	5,000
45	0,000	0,000	-4,900	-0,018	27,320	4,900
46	0,000	0,000	-4,800	-0,017	27,302	4,800
47	0,000	0,000	-4,500	-0,016	27,285	4,500
48	0,000	0,000	-4,200	-0,015	27,268	4,200
49	0,000	0,000	-4,100	-0,015	27,253	4,100
50	0,000	0,000	-4,000	-0,014	27,239	4,000
51	0,000	0,000	-3,900	-0,014	27,224	3,900
52	0,000	0,000	-3,800	-0,014	27,210	3,800
53	0,000	0,000	-3,700	-0,013	27,196	3,700
54	0,000	0,000	-3,600	-0,013	27,183	3,600
55	0,000	0,000	-3,500	-0,013	27,170	3,500
56	0,000	0,000	-3,400	-0,012	27,158	3,400
57	0,000	0,000	-3,300	-0,012	27,145	3,300
58	0,000	0,000	-3,200	-0,012	27,133	3,200
59	0,000	0,000	-3,100	-0,011	27,122	3,100
60	0,000	0,000	-3,000	-0,011	27,111	3,000
61	0,000	0,000	-2,900	-0,010	27,100	2,900
62	0,000	0,000	-2,800	-0,010	27,090	2,800
63	0,000	0,000	-2,700	-0,010	27,079	2,700
64	0,000	0,000	-2,600	-0,009	27,070	2,600
65	0,000	0,000	-2,500	-0,009	27,060	2,500
66	0,000	0,000	-2,400	-0,009	27,051	2,400
67	0,000	0,000	-2,300	-0,008	27,043	2,300
68	0,000	0,000	-2,200	-0,008	27,034	2,200
69	0,000	0,000	-2,100	-0,008	27,027	2,100
70	0,000	0,000	-2,000	-0,007	27,019	2,000
71	0,000	0,000	-1,900	-0,007	27,012	1,900
72	0,000	0,000	-1,800	-0,006	27,005	1,800
73	0,000	0,000	-1,700	-0,006	26,998	1,700
74	0,000	0,000	-1,600	-0,006	26,992	1,600
75	0,000	0,000	-1,500	-0,005	26,987	1,500
76	0,000	0,000	-1,400	-0,005	26,981	1,400
77	0,000	0,000	-1,300	-0,005	26,976	1,300
78	0,000	0,000	-1,200	-0,004	26,971	1,200
79	0,000	0,000	-1,100	-0,004	26,967	1,100
80	0,000	0,000	-1,000	-0,004	26,963	1,000
81	0,000	0,000	-0,900	-0,003	26,960	0,900
82	0,000	0,000	-0,800	-0,003	26,948	0,800
83	0,000	0,000	-0,700	-0,003	26,936	0,700
84	0,000	0,000	-0,600	-0,002	26,924	0,600
85	0,000	0,000	-0,500	-0,002	26,912	0,500
86	0,000	0,000	-0,400	-0,001	26,900	0,400
87	0,000	0,000	-0,300	-0,001	26,888	0,300
88	0,000	0,000	-0,200	-0,001	26,876	0,200
89	0,000	0,000	-0,100	0,000	26,864	0,100
90	0,000	0,000	0,000	0,000	26,852	0,000

ANNEXE 12

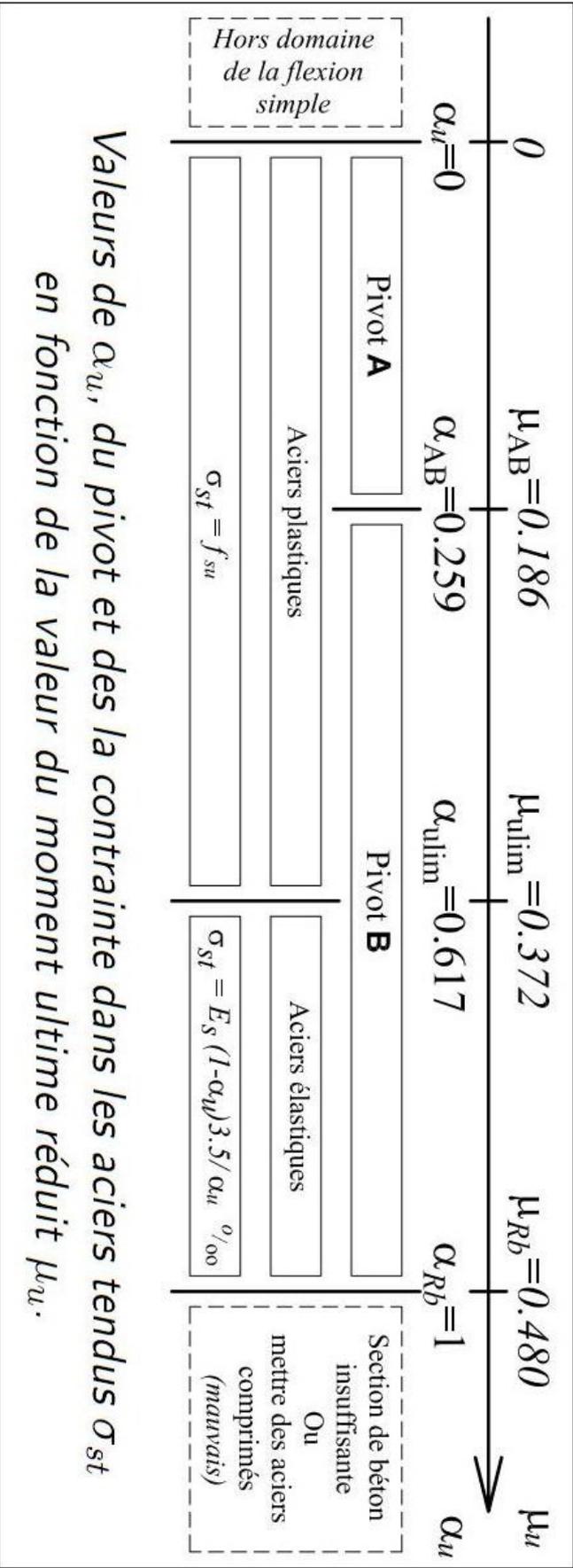
LAMINAGE DE CRUE



ANNEXE 13

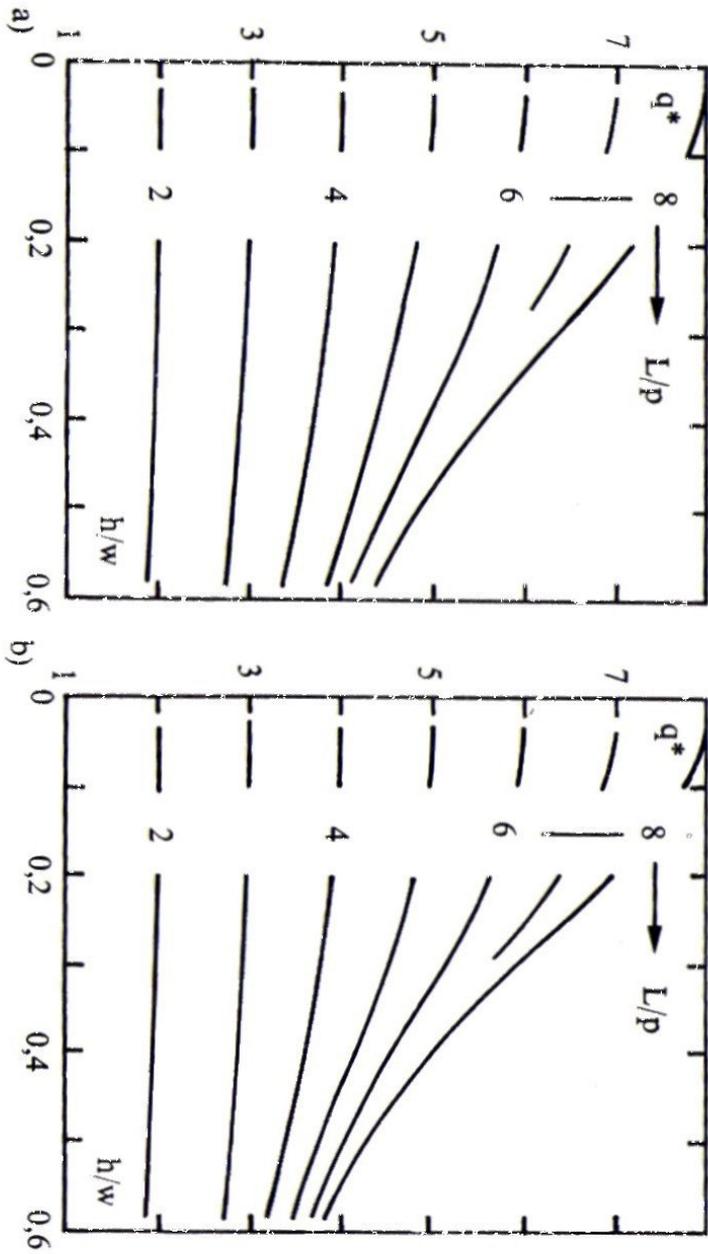


ANNEXE 15



Valeurs de α_u , du pivot et des la contrainte dans les aciers tendus σ_{st} en fonction de la valeur du moment ultime réduit μ_u .

ANNEXE 14



Dimensionnement du déversoir labyrinthique a) triangulaire en plan, $p/w \geq 2,5$; $\zeta = \zeta_{\max}$; b) trapézoïdal en plan, $p/w \geq 2,0$; $\zeta = (3/4)\zeta_{\max}$.

ANNEXE 16

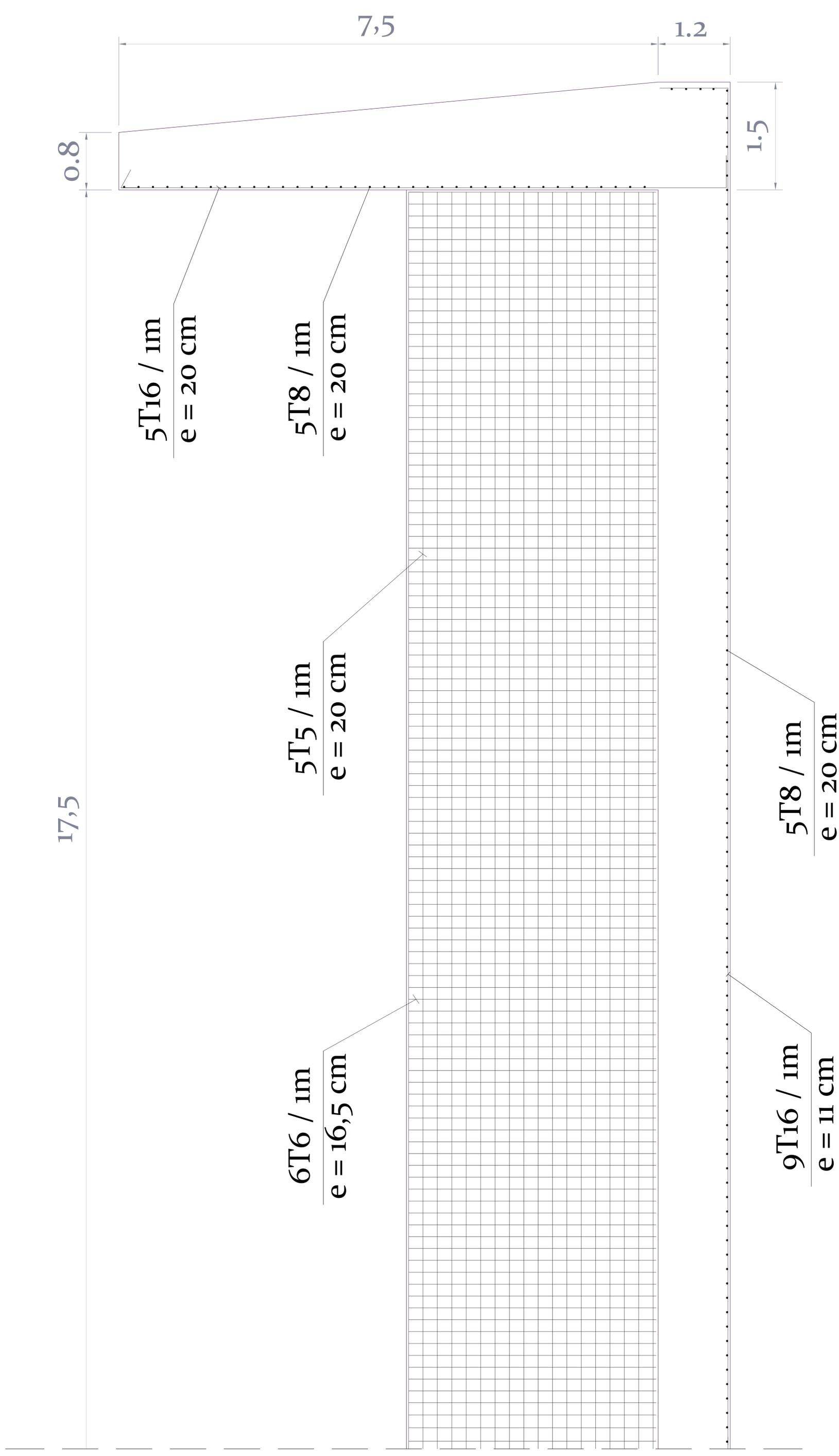
N°	DESIGNATION DES OUVRAGES	U	P.U
	Remblaiement avec des alluvions	m ³	529.55
	Exécution du noyau central d'argile	m ³	756.5
	Réalisation de la couche filtrante et drainante	m ³	1210.4
	<u>DEBLAIS :</u>		
01	Décapage terre végétale sous la digue	m ³	40
	Déblai en grande masse	m ³	140
	Evacuation déblais excédentaire à plus de 1 Km	m ³	70
02	Drainage sous évacuateur en tuyau PVC (06 bars) perforé à 13, sable de carrière de 0.1m, gravier 20/25.	m ³	1 000
03	Béton de propreté dosé à 150Kg/m ³	m ³	3 000
04	Béton cyclopéen dosé à 250 Kg/m ³	m ³	5 000
05	Béton armé dosé à 400 Kg/m ³	m ³	23 000
06	Béton ordinaire dosé à 250 Kg/m ³	m ³	5 000
07	Enduit étanche mise en œuvre sur les parois d'une épaisseur de 2 cm en trois couches	m ²	500
08	Enduit en ciment	m ²	400
09	Couvre joint en bitume	m ²	400
10	Joints type water-stop	ml	1 300
11	Fourniture, pose et mise en œuvre de pierres maçonnées pour radier	m ³	1 800
12	Fourniture, pose et mise en œuvre de pierres maçonnées pour canal d'évacuation	m ³	2 000
13	Forme de pente	m ³	5 000
14	Etanchéité multicouche	m ²	500

ANNEXE 15

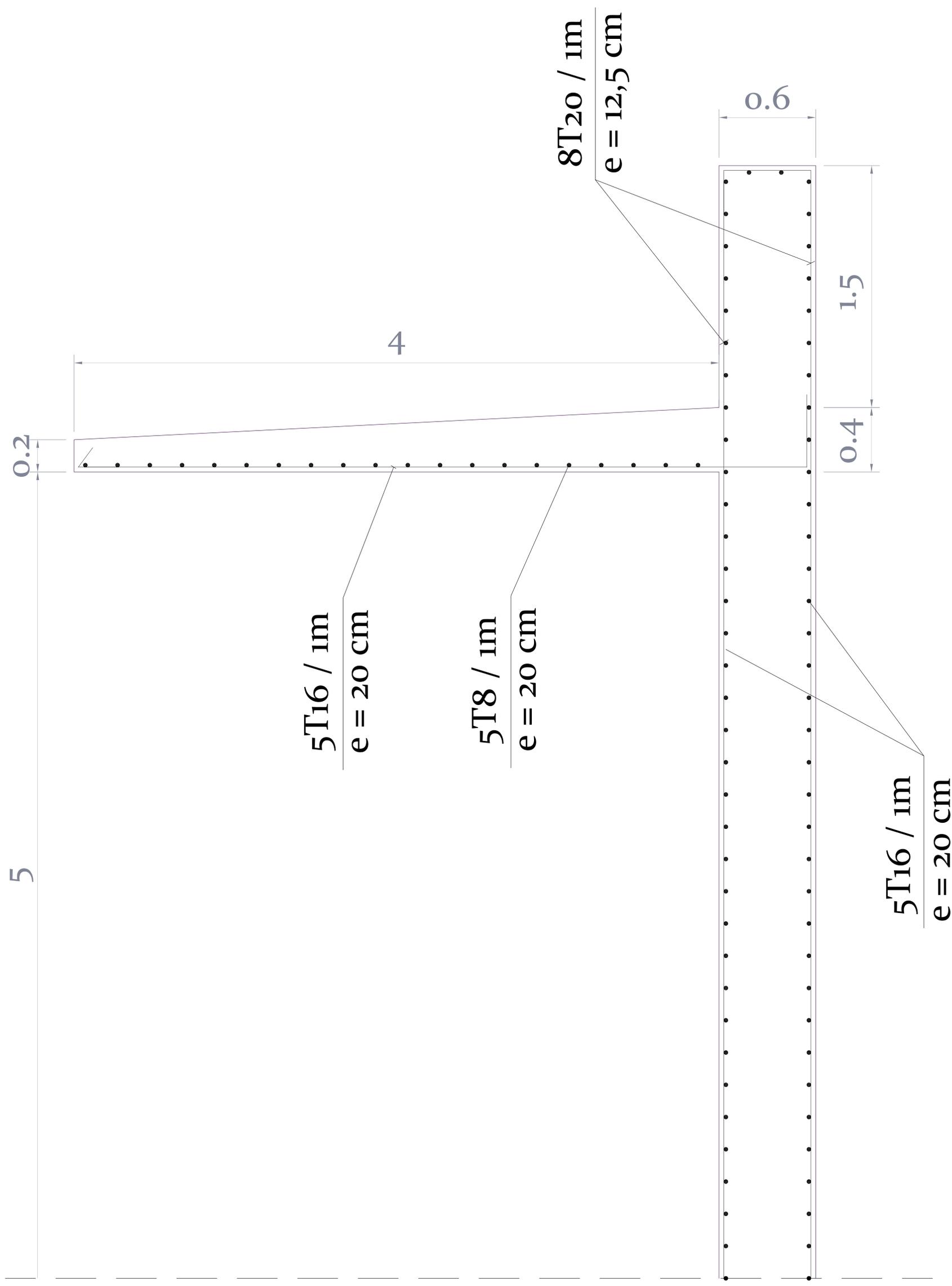
Quelques valeurs de n coefficient de rugosité de Manning.

N°	Type du canal ouvert	n
1	Ciment très lisse, bois bien raboté	0.010
2	Bois raboté, rigoles de bois neuves, fonte revetue	0.012
3	Bon tuyau d'égout vitifié, bonne maçonnerie de brique, tuyau de béton moyen, bois non raboté, caniveaux de métal lisse	0.013
4	Tuyau d'égout de terre moyen et tuyau de fonte moyen, garniture de ciment moyenne.	0.015
5	Canaux à même la terre droits et en bon état	0.023
6	Canaux à même la terre, état moyen	0.027
7	Canaux découpés dans le roc	0.040
8	Rivières en bon état	0.030

ferrailage seuil déversant et déversoir

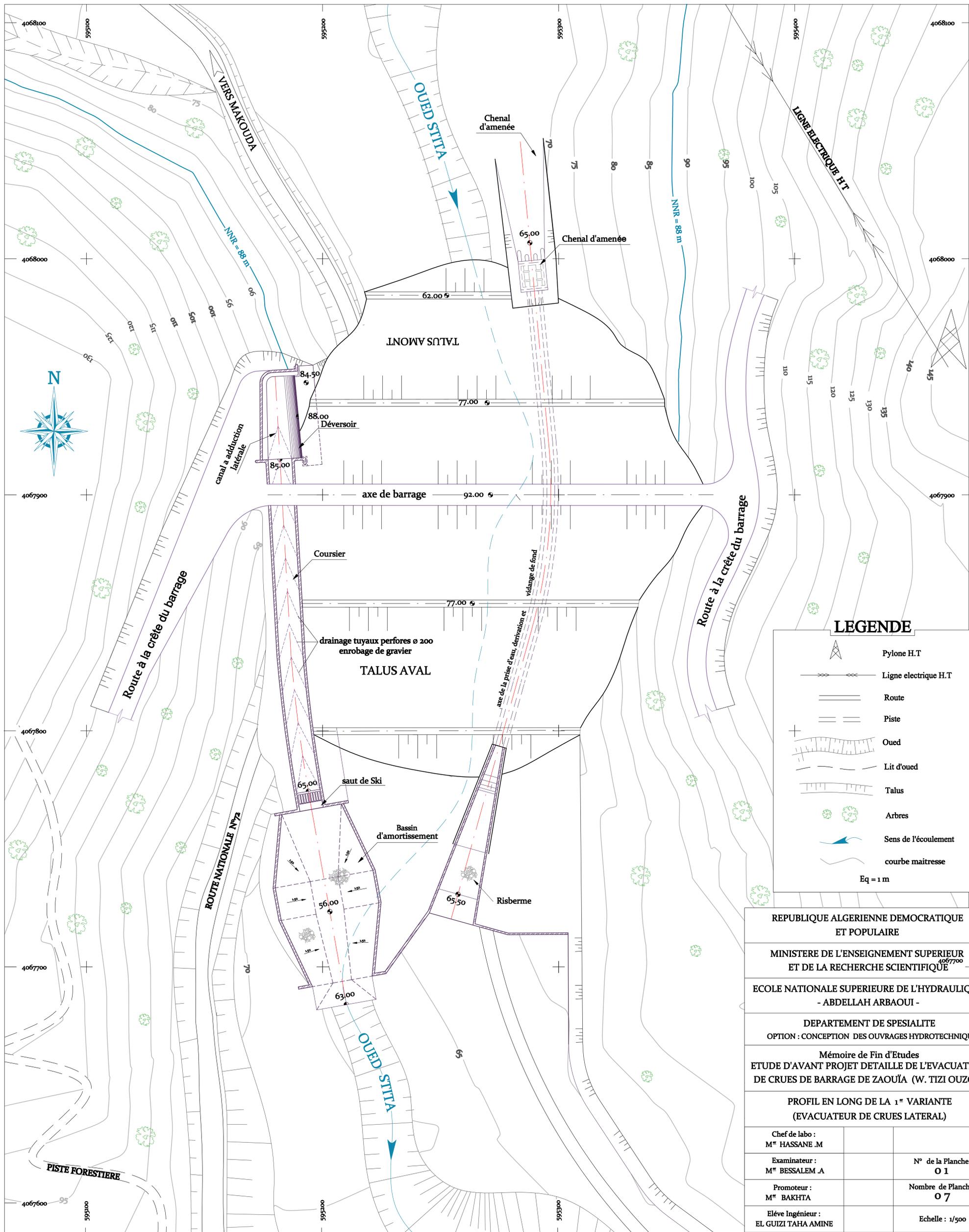


Ferrailage Coursier



LES PLANCHES

PLAN D'AMENAGEMENT DE LA 1^{er} VARIANTE (EVACUATEUR DE CRUES LATERAL DE BARRAGE DE ZAOUÏA (W. TIZI OUZOU))

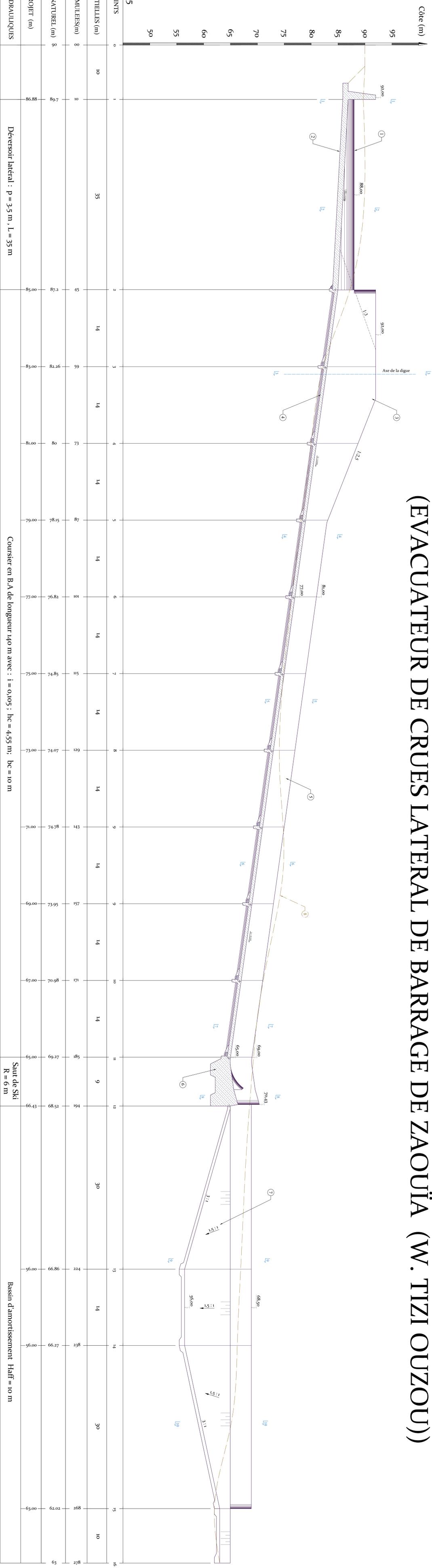


LEGENDE

	Pylone H.T
	Ligne électrique H.T
	Route
	Piste
	Oued
	Lit d'oued
	Talus
	Arbres
	Sens de l'écoulement
	courbe maitresse
Eq = 1 m	

REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE	
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE - ABDELLAH ARBAOUI -	
DEPARTEMENT DE SPESIALITE OPTION : CONCEPTION DES OUVRAGES HYDROTECHNIQUE	
Mémoire de Fin d'Etudes ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLE DE L'EVACUATEUR DE CRUES DE BARRAGE DE ZAOUÏA (W. TIZI OUZOU)	
PROFIL EN LONG DE LA 1 ^{er} VARIANTE (EVACUATEUR DE CRUES LATERAL)	
Chef de labo : M ^{re} HASSANE .M	
Examineur : M ^{re} BESSALEM .A	N° de la Planche : O 1
Promoteur : M ^{re} BAKHTA	Nombre de Planche : O 7
Elève Ingénieur : EL GUIZI TAHA AMINE	Echelle : 1/500
Promotion : 2008 / 2009	Observations :

PROFIL EN LONG DE LA 1^{ER} VARIANTE (EVACUATEUR DE CRUES LATERAL DE BARRAGE DE ZAOUÏA (W. TIZI OUZOU))



- LEGENDE**
- ① : Déversoir
 - ② : Canal à adduction latérale
 - ③ : La digue en terre
 - ④ : Coursier
 - ⑤ : Les murs de l'évacuateur
 - ⑥ : Saut de ski
 - ⑦ : Bassin d'amortissement
 - ⑧ : terrain naturel
 - : Cote de terrain naturel
 - : Camp transversal
 - : Béton Armé

N° DES POINTS	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	9	10	11	12	13	14	14	15	16
DISTANCES PARTIELLES (m)		10	35	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	9	30	14	30	10	
DISTANCES CUMULEES(m)	0	10	45	59	73	87	101	115	129	143	157	171	185	194	224	238	268	278	
COTES TERRAIN NATUREL (m)	8	80.7	87.2	82.26	80	78.15	76.82	74.85	74.07	74.78	73.95	70.7	69.27	68.98	66.27	66.27	62.92	62.92	59
COTES DE PROJET (m)		86.88	85.00	83.00	81.00	79.00	77.00	75.00	73.00	71.00	69.00	67.00	65.00	69.43	56.00	56.00	59.00	59.00	
PARAMETRES HYDRAULIQUES		Déversoir latéral : p = 3.5 m, L = 35 m																	
		Coursier en B.A de longueur 140 m avec : i = 0,105 ; hc = 4,55 m; bc = 10 m																	
		Saut de Ski R = 6 m																	
		Bassin d'amortissement Haff = 10 m																	

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE - ABDELLAH ARBAOUI -

DEPARTEMENT DE SPECIALITE

OPTION : CONCEPTION DES OUVRAGES HYDROTECHNIQUE

Mémoire de Fin d'Etudes

ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLE DE L'EVACUATEUR DE CRUES DE BARRAGE DE ZAOUÏA (W. TIZI OUZOU)

PROFIL EN LONG DE LA 1^{ER} VARIANTE (EVACUATEUR DE CRUES LATERAL)

Chef de labo : M^{re} HASSANE M

Examinateur : M^{re} BISSALEMA

Promoteur : M^{re} BAKHTA

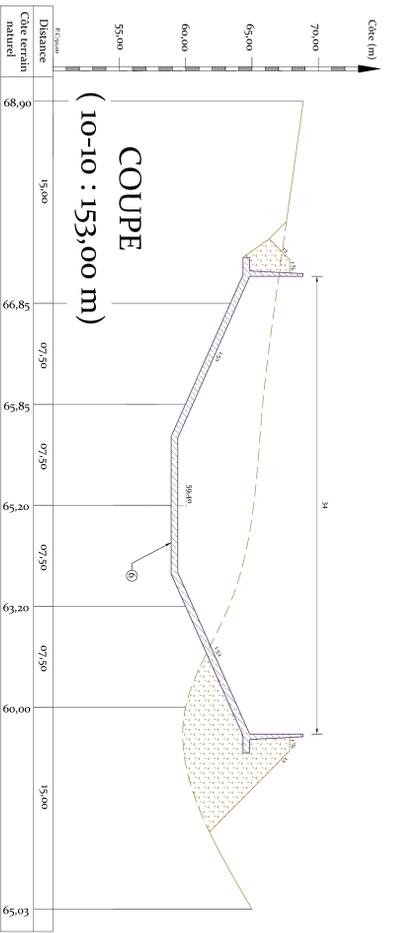
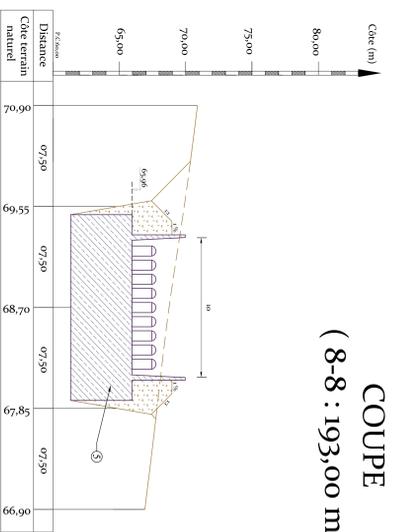
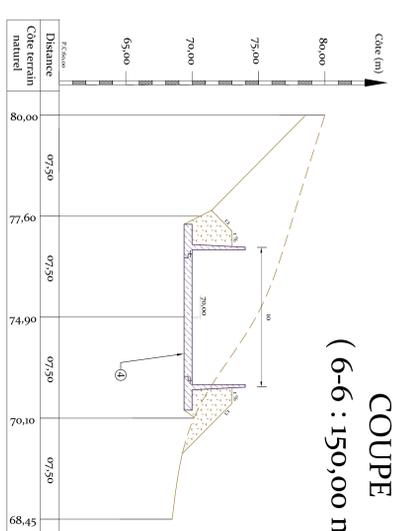
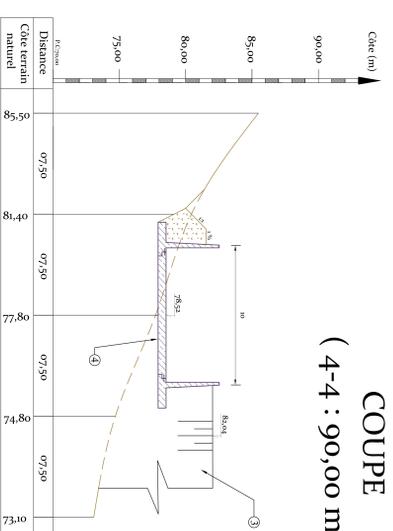
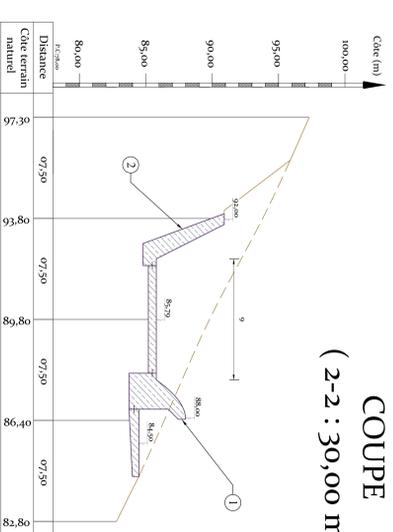
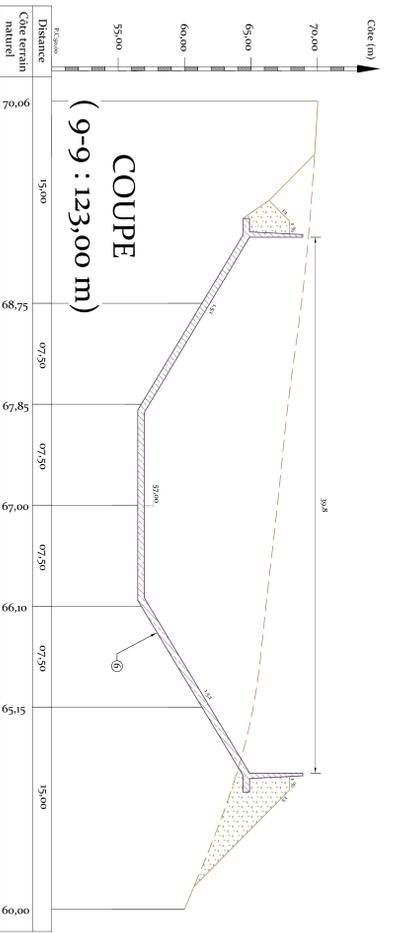
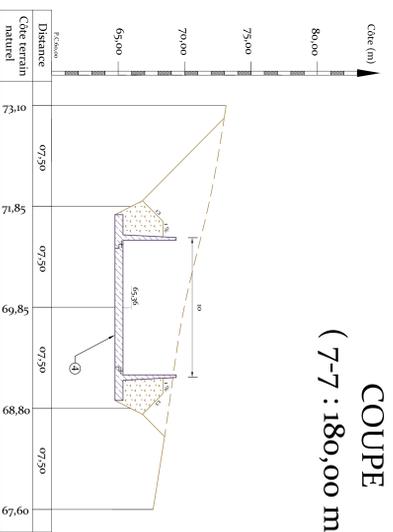
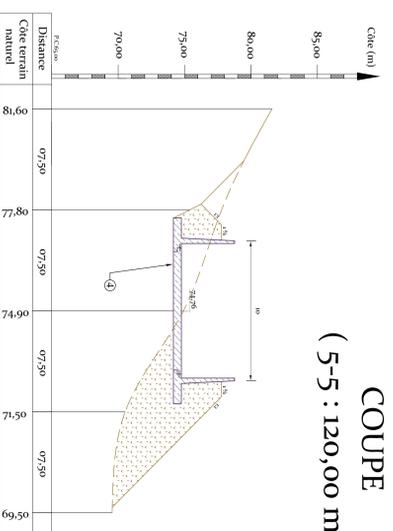
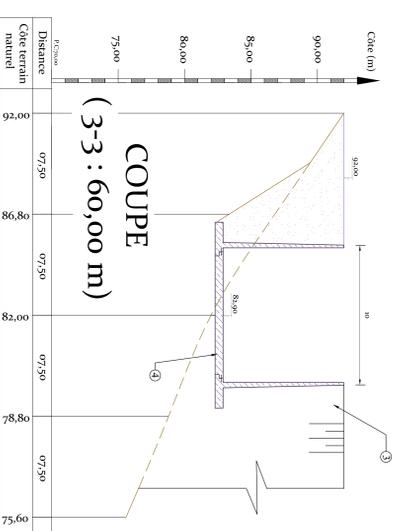
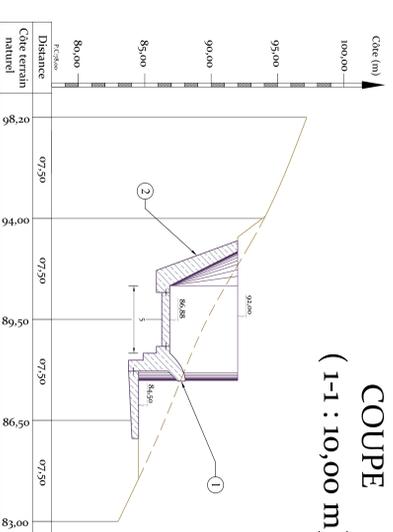
Elève Ingénieur : EL QUDIRI TAHA AMINE

Echelle : H : 1/50
V : 1/50

Promotion : 2008 / 2009

Observations :

COUPES EN TRAVERS DE LA 1^{ER} VARIANTE (EVACUATEUR DE CRUES LATÉRAL DE BARRAGE DE ZAOUÏA (W. TIZI OUZOU))



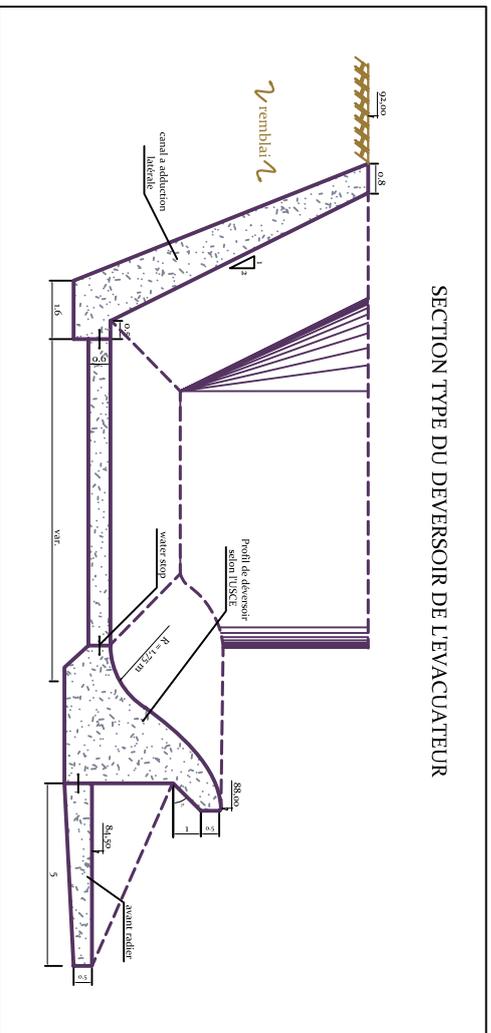
- LEGENDE**
- ① : Déversoir
 - ② : Canal à aduction latérale
 - ③ : La digue en terre
 - ④ : Courtoisier
 - ⑤ : Saut de éski
 - ⑥ : Bassin d'amortissement
 - ▨ : Remblais
 - ▧ / ▩ : Core de terrain naturel
 - ▭ : Béton armé

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE	
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE - ABDELLAH ARBAOUI -	
DEPARTEMENT DE SPECIALITE OPTION : CONCEPTION DES OUVRAGES HYDROTECHNIQUE	
Mémoire de fin d'Etudes ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLE DE L'EVACUATEUR DE CRUES DE BARRAGE DE ZAOUÏA (W. TIZI OUZOU)	
COUPES EN TRAVERS DE LA 1 ^{ER} VARIANTE (EVACUATEUR DE CRUES LATÉRAL)	
Chef de labo : M ^E HASSANE M	
Examinateur : M ^E BRISSEMAMA	N° de la Planché : 03
Promoteur : M ^E BAKHTA	Nombre de Planché : 07
Elève Ingénieur : EL GUZI TITIA AMINE	Echelle : 1/100 V. 1/150
Promotion : 2008 / 2009	Observations :

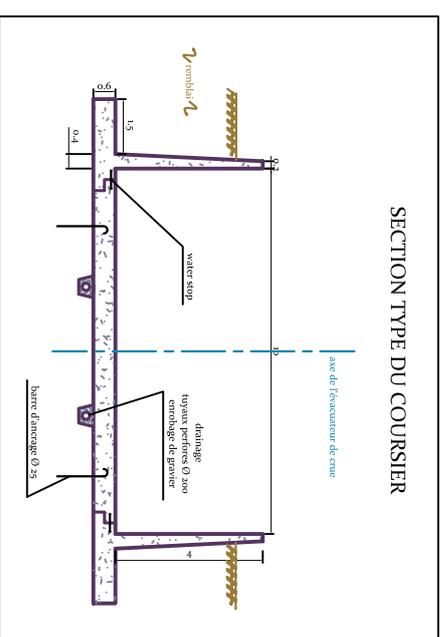
DETAILS DE LA VARIANTE CHOISIE

(EVACUATEUR DE CRUES LATERAL DE BARRAGE DE ZAOUÏA (W. TIZI OUZOU))

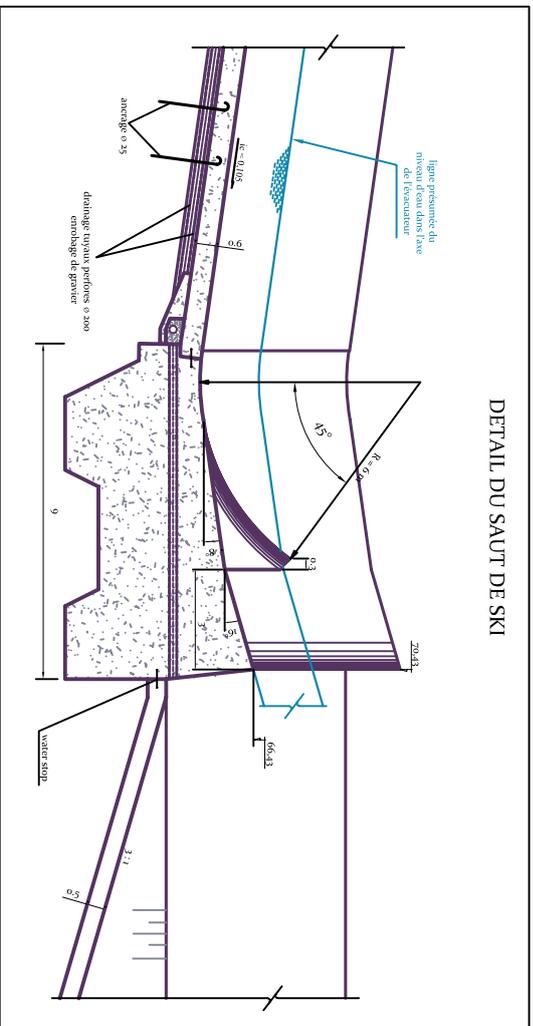
SECTION TYPE DU DEVERSOIR DE L'EVACUATEUR



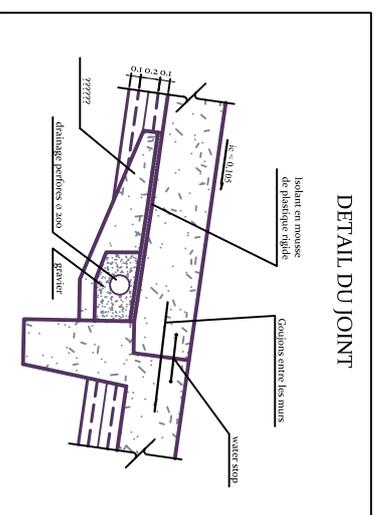
SECTION TYPE DU COURSIER



DETAIL DU SAUT DE SKI

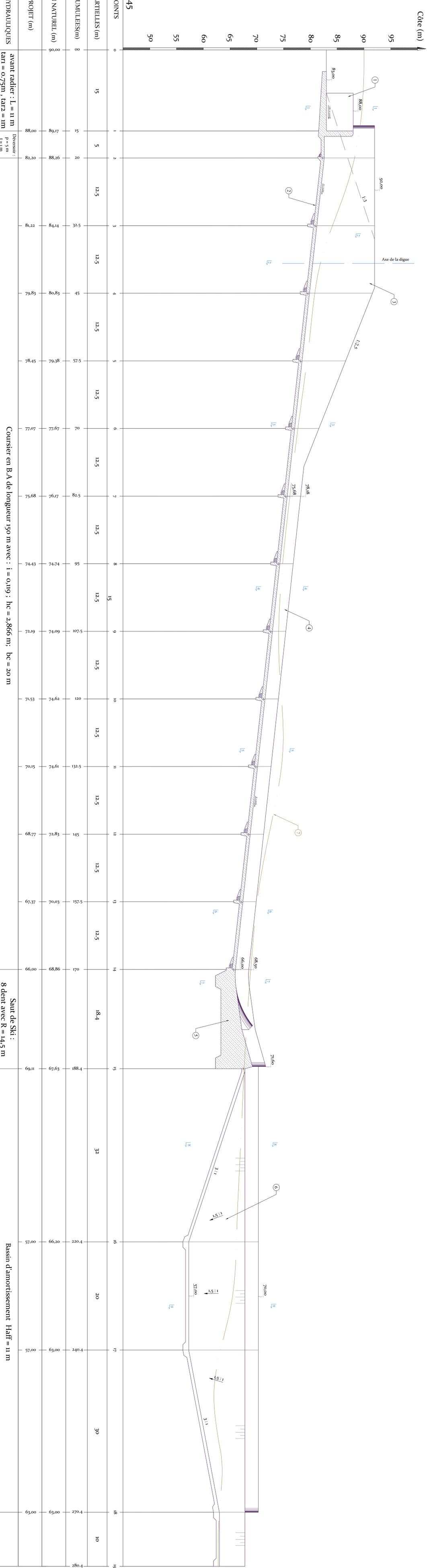


DETAIL DU JOINT



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE	
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE -ABDELLAH ARBAOUI-	
DEPARTEMENT DE SPECIALITE OPTION : CONCEPTION DES OUVRAGES HYDROTECHNIQUE	
Mémoire de fin d'études ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLE DE L'EVACUATEUR DE CRUES DE BARRAGE DE ZAOUÏA (W. TIZI OUZOU)	
DETAILS DE LA VARIANTE CHOISIE (EVACUATEUR DE CRUES LATERAL)	
Chef de labo : M ^{me} HASSANE M	N° de la planche: 04
Examinateur : M ^{me} BESSALEMA	Nombre de planche: 07
Promoteur : M ^{me}	Echelle : 1/100
Elève ingénieur : EL GOUZI YAN, AMINE	
Promoteur : 2008 / 2009	Observation :

PROFIL EN LONG DE LA 2^{ème} VARIANTE (EVACUATEUR DE CRUES LABYRINTHE DE BARRAGE DE ZAOUÏA (W. TIZI OUZOU))



LEGENDE

- ① : Damsur
- ② : Coursier
- ③ : La digue en terre
- ④ : Les murs de l'évacuateur
- ⑤ : Saut de ski
- ⑥ : Bassin d'amortissement
- ⑦ : terrain naturel
- ⑧ : Coup transversal
- ⑨ : Béton Armé

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE
ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
- ABDELLAH ARBAOUI -

DEPARTEMENT DE SPECIALITE
OPTION : CONCEPTION DES OUVRAGES HYDROTECHNIQUE

Mémoire de Fin d'Etudes
ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLE DE L'EVACUATEUR
DE CRUES DE BARRAGE DE ZAOUÏA (W. TIZI OUZOU)

PROFIL EN LONG DE LA 2^{ème} VARIANTE
(EVACUATEUR DE CRUES LABYRINTHE)

Chef de labo :
M^{re} HASSANE M

Examinateur :
M^{re} BESSALEMA

Promoteur :
M^{re} BAKHTA

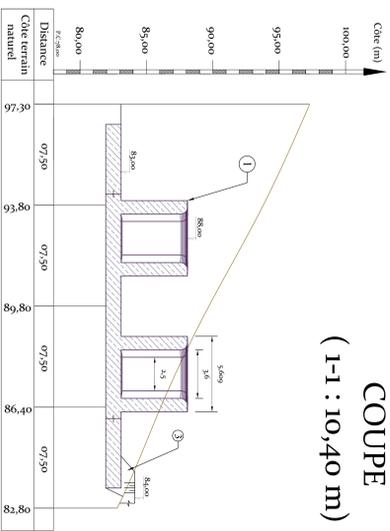
Elève ingénieur :
EL.CUDDI TAHA AMINE

Promotion : 2008 / 2009

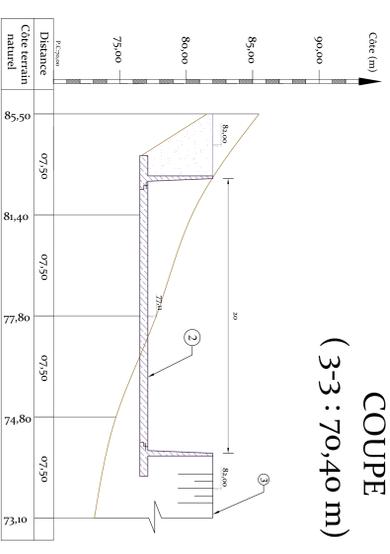
Observations :

COUPES EN TRAVERS DE LA 2^{ème} VARIANTE (EVACUATEUR DE CRUES LABYRINTHE DE BARRAGE DE ZAOUÏA (W. TIZI OUZOU))

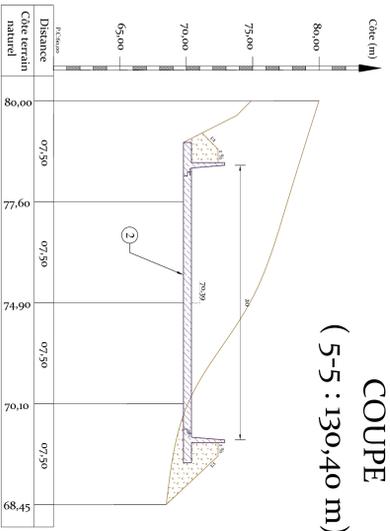
**COUPE
(1-1 : 10,40 m)**



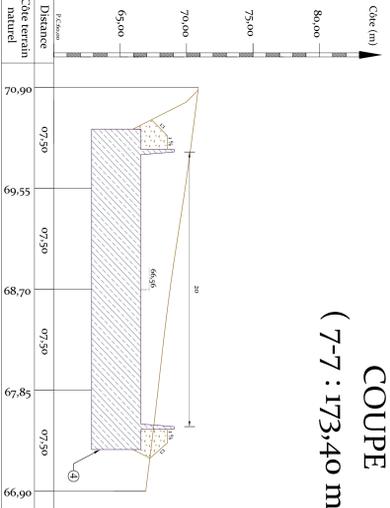
**COUPE
(3-3 : 70,40 m)**



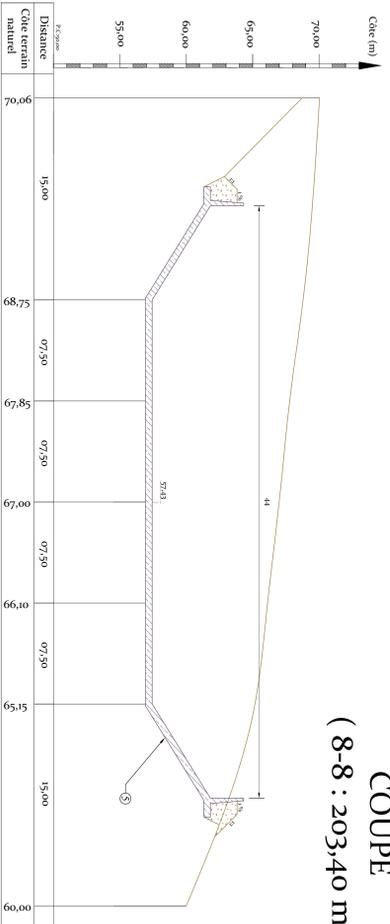
**COUPE
(5-5 : 130,40 m)**



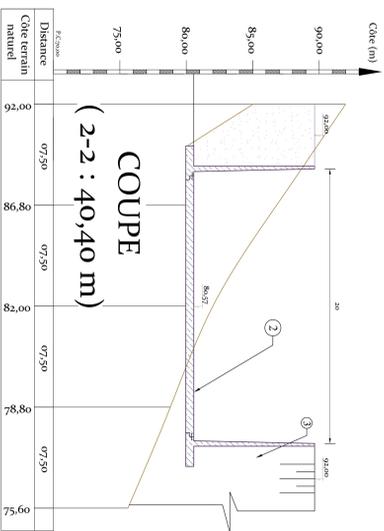
**COUPE
(7-7 : 173,40 m)**



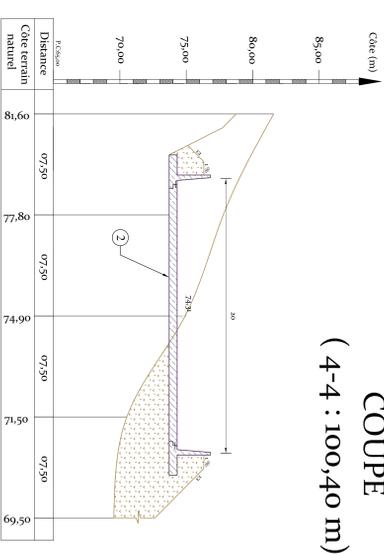
**COUPE
(8-8 : 203,40 m)**



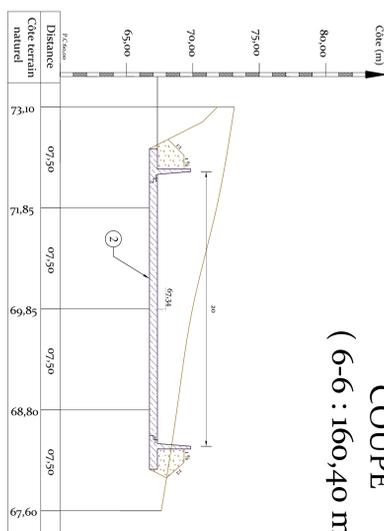
**COUPE
(2-2 : 40,40 m)**



**COUPE
(4-4 : 100,40 m)**



**COUPE
(6-6 : 160,40 m)**



**COUPE
(9-9 : 233,40 m)**

