

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

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE

« ARBAOUI Abdellah »

Département Génie de l'Eau

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Spécialité : CONCEPTION DES OUVRAGES HYDROTECHNIQUES

THEME :

**ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLE D'UN
EVACUATEUR DE CRUES DU BARRAGE DE
KEF-EDDIR SUR OUED DAMOUS
(W. TIPAZA)**

Présenté par :
M^f. GHELLAB ABDELKARIM

Promoteur :
M^f. BACHIR CHERIF

Devant le Jury composé de :

Président: M.HASSANE

Examineurs: A.ADDOU
A. HADJ SADOK
M.BOUZIANE
M. LATROUS

Octobre 2010

DEDICACES

À travers ce modeste travail, je rends un grand hommage, en signe de respect et de reconnaissance à :

- ✓ Mes très chers parents, qui ont cru en moi et pour tous les sacrifices et le soutien moral qu'ils m'ont apporté durant mes études, que Dieu les protège ;
- ✓ Mes très chers sœurs et frère qui ont toujours été là pour m'encourager et m'aider ;
- ✓ Mes meilleurs amis , *Sidahmed , Imad, Ouafik, , Aicha, Lamia* Sacher que je ne vous oublierai jamais;
- ✓ Sans oublier tous mes amis : *Ali , sidali, Hamded, mehamed, Mestafa ...* et la liste est longue ;
- ✓ À tous mes camarades de classe, promotion 2009/2010 ;
- ✓ En un mot, à toute ma famille et mes amis qui ont contribué de près ou de loin à ma réussite.
- ✓ A toute personne utilisant ce document pour un bon usage.

Abdelkarim GHELLAB

Remerciements

Je tiens en premier lieu à remercier mon promoteur Dr. Bachir Cherif pour le soutien, l'aide et l'orientation qu'il m'a apporté ;

Je m'astreins à un devoir de reconnaissance à l'égard de tous les enseignants de l'E.N.S.H et particulièrement ceux et celles qui ont contribué à ma formation ;

Je suis très reconnaissant à Madame B. TOUAIBIA ; enseignante à l'E.N.S.H., pour son aide ;

Je remercie les membres du jury qui me feront l'honneur d'examiner mon travail ;

J'adresse mes sincères remerciements à Monsieur Abdallah BOUABDALLAH, chef de projet du barrage de Kef Eddir, pour son aide et ses orientations ;

Je suis très reconnaissant à Monsieur Hakim BOUANOUNE, ingénieur à l'Agence Nationale des Barrages et des Transferts (l'ANBT);

Je suis très reconnaissant à Madame B. TOUAIBIA ; enseignante à l'E.N.S.H., pour son aide ;

Je remercie tout le personnel du site du barrage de Kef Eddir à Damous, qui m'ont bien accueilli ;

J'exprime toute ma gratitude à Monsieur Kamel HATALI , chef de l'unité des travaux à Mouzaïa (Blida) de l'Office National de l'Irrigation et du Drainage (O.N.I.D) , pour son orientation ;

J'associe à mes remerciements, Madame ZENAI ; chef de l'unité D.H.W de Bousmail à Tipasa ;

Je remercie particulièrement Madame BOUTELLA, chef de l'unité de DHW de Bousmail ;

Je tiens à remercier vivement les membres de la bibliothèque de l'E.N.S.H., pour leur aide précieuse ;

Et en fin, je remercie tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce travail.

ملخص:

الهدف من بناء سد كاف ادير على واد الداموس بولاية تيبازة هو سقي الأراضي الفلاحية المجاورة، و مد المنطقة بالمياه الصالحة للشرب. هو عبارة عن سد من تراب ذو نواة من الطين، مزود بجهاز لإلغاء الفيضانات موضوع في الجانب الأيسر من السد بكمية استيعاب تقدر بحوالي 1344م³ في الثانية يبلغ ارتفاع السد 65.4 م حيث تبلغ قدرة التخزين لهذا السد ب 95 مليون م³.

هذا العمل يتضمن الدراسة المدققة لما قبل إنجاز جهاز إلغاء الفيضانات لسد كاف ادير، حيث أن دراسة الجدوى من المشروع قدمت من طرف مكتب دراسات كندي .

Résumé :

Le barrage de kef-eddir sur Oued damous dans la willaya de Tipaza est destiné à l'irrigation des terres agricoles avoisinantes et les besoins en eau potable. C'est un barrage en terre avec un noyau central en argile et un évacuateur de crues latéral à entonnement latéral permettant d'évacuer un débit de crues de 1344m³/s. Le barrage a une hauteur de 65,4 m et un volume utile de 95 Mm³.

Notre travail consiste à réaliser l'étude d'APD de l'évacuateur de crues de ce barrage dont l'étude de faisabilité a été faite par le bureau d'étude canadien TECSULT INTERNATIONAL LIMITÉE (TECSULT).

Abstract:

The dam of kef-eddir on Oued damous in willaya of Tipaza is intended for the irrigation of the agricultural land adjacent and the needs in drinking water. It is an earthen dam with a central nucleus of clay, and a spale wase of raw lateral allow evacuating a sale of raw equal to 1344 m³/s. The dam has a height of 65,4m and a volume useful equal of 95 Mm³.

Our work involves the study of the preliminary detailed draft of the evacuator of raw of this dam, whose feasibility study has been made by the consulting firm of Canadian TECSULT INTERNATIONAL LIMITÉE.

LISTE DES TABLEAUX

- Tableau N°1.01 : Représentation des volumes minimums des matériaux disponibles .
- Tableau N°1.02 : Localisation des sondages IN SITU .
- Tableau N°1.03 : Propriétés physiques des matériaux de la fondation alluvionnaire.
- Tableau N°1.04 : Résultats des essais pressiométriques réalisés dans le sondage FP2.2 .
- Tableau N°1.05 : Résultats des essais pressiométriques réalisés dans le sondage FP2.3.
- Tableau N°1.06 : Récapitulatif des résultats des essais de pénétration standard réalisés dans le dépôt alluvionnaire.
- Tableau N°1.07 : Propriétés physiques des sols de fondation colluvionnaire et éluvionnaire du barrage.
- Tableau N°1.08 : Les résultats des essais de pénétration standard réalisés dans le dépôt colluvionnaire et éluvionnaire.
- Tableau N°1.09 : Stations pluviométriques régionales et années d'observation .
- Tableau N°1.10 : Précipitations moyennes annuelles calculées aux stations considérées.
- Tableau N°1.11 : Averses journalières à différentes périodes de retour
- Tableau N°1.12 : Les paramètres technico-économiques des trois variantes.
-
- Tableau N°2.01 : Les paramètres hydrologiques tirés à partir de l'étude de faisabilité.
- Tableau N°2.02 : Répartition des surfaces en fonction des cotes.
- Tableau N°2.03 : Détermination de la pente Roche Ip.
- Tableau N°2.04 : Classification O.R.S.T.O.M (type de relief).
- Tableau N°2.05 : Evaluation de la pente moyenne.
- Tableau N°2.06 : Evaluation du profil en long.
- Tableau N°2.07 : Récapitulatif du temps de concentration.
- Tableau N°2.08 : Tableau récapitulatif des caractéristiques hydro-morpho-métriques du bassin versant.
- Tableau N°2.09 : Répartition mensuelle de la température de l'année 2008.
- Tableau N°2.10 : Données disponibles des stations situées à proximité de la zone d'étude.
- Tableau N°2.11 : Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations.
- Tableau N°2.12 : Les caractéristiques pluviographiques de la région.
- Tableau N°2.13 : Ajustement à la loi de GUMBEL.
- Tableau N°2.14: Ajustement à la loi normale.
- Tableau N°2.15 : Ajustement à la loi log normal.
- Tableau N°2.16 : Pluies de courtes durées et leur intensité.
- Tableau N°2.17 : Répartition mensuelle de l'apport moyen.
- Tableau N°2.18 : Apports fréquents.
- Tableau N°2.19 : Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%.
- Tableau N°2.20 : Les résultats de calcul du débit maximum de la crue.
- Tableau N°2.21 : Les débits maximums trouvés par la méthode de TURAZZA.
- Tableau N°2.22 : Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour.
- Tableau N°2.23 : Caractéristiques topographiques de la retenue.
- Tableau N°2.24 : Répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation et l'AEP.
- Tableau N°2.25 : Tableau de Radkovitch $r = f$ (module spécifique).
-
- Tableau N°3.01 : Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE.
- Tableau N°3.02 : Détermination de H_0 et Q en fonction de b .
- Tableau N°3.03 : Débits déversants en fonction de h et b et le volume de crue.
- Tableau N°3.04 : La revanche.
- Tableau N°3.05 : Calcul de la largeur en crête.
- Tableau N°3.06 : Calcul d'optimisation.
- Tableau N°3.07 : Tableau récapitulatif.

Tableau N°3.08 : Volumes et débit déversant.

Tableau N°3.09 : Laminage.

Tableau N°4.01 : Calcul itératif de la hauteur normale pour le chenal d'écoulement.

Tableau N°4.02: Différents paramètres initiales de calcul de la ligne d'eau.

Tableau N°4.03 : Calcul de la ligne d'eau dans le coursier.

Tableau N°4.04 : Origines O, rayons de courbure R et domaines.

Tableau N°4.05 : Calcul des coordonnées de profil de quadrant aval.

Tableau N°4.06 : Différentes valeurs du rayon de raccordement en fonction de la hauteur de pelle et la charge H.

Tableau N°4.08 : Calcul de la profondeur critique.

Tableau N°4.09 : Paramètres géométrique et hydraulique du canal de restitution.

Tableau N°4.10 : Présentation des résultats de calcul hydraulique.

Tableau N°5.01 : Le ferrailage utilisé pour l'évacuateur de crue.

Tableau N°6.01 : Capacité du godet en fonction de V terrassement.

Tableau N°6.02 : Capacité du camion.

Tableau N°6.03 : Acier pour béton armé.

Tableau N°6.04 : Le ferrailage utilisé pour l'évacuateur de crue.

LISTE DES FIGURES

- Figure N°I.01 : Principaux paramètres relatifs à la détermination du temps de base de l'hydrogramme.
- Figure N°II.01: Le bassin versant d'Oued Damous en courbe de niveau
- Figure N°II.02 : Répartitions et courbe hypsométrique .
- Figure N°II.03 : Rectangle équivalent .
- Figure N°II.04 : Réseau hydrographique .
- Figure N°II.05 : Profil en long du cours d'eau principal.
- Figure N°II.06 : Ajustement à la loi de GUMBEL
- Figure N°II.07 : Ajustement à la loi Normale (Maximum de vraisemblance).
- Figure N°II.08 : Ajustement à la loi Log-Normale (Maximum de vraisemblance).
- Figure N°II.10 : Courbes des pluies à courtes durées.
- Figure N°II.11 : Courbes des intensités fréquentielles.
- Figure N°II.12 : Répartition mensuelle des apports.
- Figure N°II.13: Hydrogrammes de crue pour les différentes périodes de retour.
- Figure N°II.14 : La courbe capacité –hauteur.
- Figure N°II.15 : La courbe surface –hauteur.
- Figure N°II.16 : Variation de l'apport $A_{80\%}$ et la consommation $U_{80\%}$ au cours de l'année .
- Figure N°III.01 : Schémas de calcul par la méthode de Kotchérine.
- Figure N°III.02 : La courbe $H=f(q, Q)$
- Figure N°III.03 : La courbe $V=f(q, Q)$
- Figure N°III.04 : Courbes de calcul d'optimisation .
- Figure N°III.05 : Courbe des débits deversasse pour $b = 90$ m
- Figure N°III.06 : Laminage des crues par la méthode de Hildenblat $b = 90$ m.
- Figure N°IV.01 : Profil en long du barrage.
- Figure N°IV.02 : Profil en long de l'évacuateur de crues.
- Figure N°IV.03: Formes du seuil en plan.
- Figure N°IV.04: La géométrie de déversoir labyrinthe.
- Figure N°IV.05 : Schéma d'un convergent.
- Figure N°IV.06 : Schéma de calcul de la ligne d'eau dans le coursier.
- Figure N°IV.07 : La ligne d'eau dans le coursier.
- Figure N°IV.08 : Notation pour l'écoulement sur l'auge d'un saut de ski .
- Figure N°IV.09 : Rayon minimal relatif R_{min}/H_1 en fonction de F_1 .
- Figure N°IV.10 : Dent du dissipateur à auge.
- Figure N°IV.11 : Schéma explicatif des longueurs de trajectoire.
- Figure N°IV.12 : Schéma de calcul d'un évacuateur de crues.
- Figure N°IV.13 : Définition du système des coordonnées.
- Figure N°IV.14 : Détail du quadrant amont (toutes les dimensions par rapport à $H=1$ m) .
- Figure N°IV.15 : Déversoir standard à parement surplombant.
- Figure N°IV.16 : Profil de quadrant aval .
- Figure N°IV.17 : Représentation des tranchées.
- Figure N°V.01 : Les charges exercées sur l'évacuateur de crues.
- Figure N°V.01 : Présentation des forces qui agissent sur le déversoir.
- Figure N°V.03 : Schéma de calcul .
- Figure N°V.04 : Diagramme des contraintes sur la semelle.
- Figure N°V.05 : Diagramme de contrainte de la partie CA.
- Figure N°V.06 : Diagramme de contrainte de la partie BC.
- Figure N°V.07 : Diagramme des contraintes sur la semelle de déversoir.

LISTE DES ANNEXES

- Annexe N°I.01 : Localisation du site de l'aménagement .
Annexe N°I.02 : Localisation de l'axe du barrage et limite du réservoir.
Annexe N°I.02' : Géologie régionale de site de barrage .
Annexe N°I.03 : Carte zonage sismique du territoire national-RPA99.
Annexe N°I.04 : Zones d'emprunt et carrières .
Annexe N°I.05 : Courbes granulométriques des matériaux alluvionnaires .
Annexe N°I.06 : Localisation des station pluviométriques .
Annexe N°I.07 : Courbes intensité-Durée-Période du retour .
Annexe N°I.08 : Courbes Hydrogramme de crue .
- Annexe N°II.01 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes .
Annexe N°II.02 : Régularisation saisonnière en tenir compte des pertes 1^{ère} itération.
Annexe N°II.03 : Régularisation saisonnière en tenir compte des pertes 2^{ème} itération.
- Annexe N°IV.01 : Dimensionnement du déversoir labyrinthe.
Annexe N°IV.02 : Quelques valeurs de n coefficient de Manning.
Annexe N°IV.03 : Abaque pour le calcul du tirant d'eau dans le coursier.
Annexe N°IV.04 : Un bassin de plongée selon USBR .
Annexe N°IV.05 : Abaque de calcul d'un évacuateur latéral (/ = 0.25).
Annexe N°IV.06 : Abaque de calcul d'un évacuateur latéral (/ = 0.50).
- Annexe N°V.01 : Les contraintes dans les aciers .
- Annexe N°VI.01 : Les unitaires des matériaux .
- Annexe N°VII.01 : Les appareils des essais de contrôle de la qualité du béton.
Annexe N°VII.02 : Les engins à utiliser pour les travaux de terrassement, bétonnage, etc.

LISTE DES PLANCHES

- Planche N°01 : Vue en plan de l'aménagement de l'évacuateur latéral à entonnement frontal.
Planche N°02 : Vue en plan de l'aménagement de l'évacuateur latéral à entonnement latéral.
Planche N°03 : Profil en long de l'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal.
Planche N°04 : Profil en long de l'évacuateur de crue latéral à entonnement latéral.
Planche N°05 : coupe en travers de l'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal.
Planche N°06 : coupe en travers de l'évacuateur de crue latéral à entonnement latéral.
Planche N°07 : Représentation des aciers.
Planche N° A : Coupe géologique.

TABLES DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE.....	10
----------------------------	----

CHAPITRE I: MEMOIRE DE SYNTHESE DE L'ETUDE DE FAISABILITE

1. Introduction	14
1.1. Généralité	14
1.2. L'objectif du barrage	14
1.3. Localisation de l'ouvrage	14
1.4. Composition de la variante retenue dans l'étude de faisabilité	15
2. Synthèse des études préliminaires	15
2.1. Généralités	15
2.2. Etudes topographiques	16
2.3. Etude géologique et géotechnique	16
2.3.1. Géologie régionale	16
2.3.2. Caractéristiques hydrogéologiques	18
2.3.3. Sismicité.....	19
2.3.4. Matériaux de construction	20
2.3.5. Reconnaissance in situ	21
2.3.6. Propriétés physiques et mécaniques.....	22
2.4. L'étude hydrologique	28
2.4.1. Généralités	28
2.4.2. Caractéristiques météorologiques et climatiques de la zone d'étude	28
2.4.3. Etude des crues	30
3. Synthèse de l'analyse des variantes.....	31
Conclusion	32

CHAPITRE II: ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction	33
1. Les paramètres hydrologiques tirés à partir de l'étude de faisabilité.....	33
2. Caractéristiques morphologiques du bassin versant.....	33
3. Paramètres de forme	33
3.1. Indice de compacité de Gravelius "Kc"	33
3.2. Coefficient d'allongement	34
3.3. Rectangle équivalent	34
3.4. Paramètres du relief	35
3.4.1. Courbe hypsométrique	35
3.4.2. Indice de pente globale.....	38
3.4.3. Indice de pente ROCHE Ip.....	38
3.4.4. Pente moyenne du bassin versant	40
4. Caractéristiques hydrographiques du bassin versant	41
4.1. Le réseau hydrographique	41
4.2. Profil en long de l'Oued	43
4.3. Pente moyenne du cours d'eau principal Ic.....	43
4.4. Densité de drainage	43
4.5. Le coefficient de torrencialité Ct	43
4.6. Temps de concentration	45
4.7. Vitesse de ruissellement	45
4.8. Coefficient de sinuosité.....	45
5. Caractéristiques climatiques	47

5.1. La température	47
5.2. Vitesse du vent	47
5.3. La pluviométrie	47
5.3.1. Stations et données disponibles.....	48
5.3.2. Pluie moyenne annuelle	48
5.3.3. Pluies maximales journalières	49
5.3.4. Ajustement des pluies maximales journalières.....	49
5.3.5. Pluies de courte durée I.D.F (courbes : Intensité-Durée-Fréquence)	54
6. Evaluation des apports liquides.....	60
6.1. Apports moyens interannuels.....	60
6.2. Répartition mensuelle de l'apport moyen	62
6.2.1. Calcul du coefficient de variation	64
6.2.2. Les apports fréquentiels	65
6.3. Les apports solides	67
6.4. Etude des crues	68
6.4.1. Détermination des débits maximum de la crue :	68
6.4.2. Hydrogramme de crue	70
6.4.3. Choix de la crue de projet	73
7. Régularisation de l'écoulement.....	74
7.1. Courbes caractéristiques de la retenue	75
7.2. Répartition mensuelle des besoins en eau.....	77
7.3. Calcul du volume utile	77
Conclusio	81

CHAPITRE III: LAMINAGE DES CRUES

1. Généralités	82
2. Méthode de Kotchérine	82
2.1. Données initiales	83
2.2. Calcul du débit déversant pour différents valeurs de h_d et b	83
3. Etude d'optimisation	89
3.1. Le tassement	90
3.2. Largeur en crête.....	90
3.3. Calcul des coûts.....	91
4. Laminage pour un déversoir de largeur $b=90m$	94

CHAPITRE IV: CHOIX ET DIMENSIONNEMENT DE L'EVACUATEUR DE CRUE

1. Généralités	99
2. Choix du type de l'évacuateur de crues	100
3. Choix de la rive favorable.....	101
4. Evacuateur latéral à entonnement frontal	101
4.1. Dimensionnement et calcul hydraulique	101
4.2. Calcul de la hauteur des murs bajoyers	119
4.3. Vérification de l'apparition des phénomènes hydraulique dans le coursier	120
5. Evacuateur latéral à entonnement latéral.....	121
5.1. Dimensionnement et calcul hydraulique	121
5.2. Calcul de la hauteur des murs bajoyers	136
5.3. Vérification de l'apparition des phénomènes hydraulique dans le coursier	137
6. Choix de la variante la plus favorable.....	138
Conclusion.....	140

CHAPITRE V: CALCUL DE GENIE CIVIL

Introduction.....	141
1. Principes du calcul génie civil.....	142
1.1. Calcul de stabilité	147
1.2. Etude du ferrailage	147
1.2.1. Ferrailage du rideau	147
1.2.2. Ferrailage de la semelle	148
1.2.3. Ferrailage du déversoir	154
Conclusion	157

CHAPITRE VI: Organisation de chantier

Introduction	159
5.2. L'excavation du déblais	159
5.3. Bétonnage.....	160
5.4. Délai d'exécution.....	160
5.5. calcul du devis estimatif	160
6. Codes et normes.....	162
5.5.5. Devis quantitatif et estimatif	163
CONCLUSION GENERALE.....	164
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	165

1 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 Kef-Eddir, 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 canadien TECSULT INTERNATIONAL LIMITÉE (TECSULT) 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 résumé le 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.

Le futur barrage de Kef-Eddir sera réalisé sur l'oued Damous, qui traverse une région humide où les précipitations annuelles sont de l'ordre de 650 mm. Actuellement, la grande partie des eaux de crues de cet oued se jettent directement à la mer. Une faible partie permet la recharge de la nappe alluviale qui occupe la vallée de l'oued. Les eaux de cette nappe sont utilisées pour l'alimentation en eau potable de l'agglomération de Damous et pour l'irrigation des cultures maraîchères intensives qui se pratiquent à même le lit de l'oued et sur les pentes de ses rives.

Malgré cette bonne pluviométrie, la région côtière située entre Damous à l'est et Ténès à l'ouest et Chlef au sud, à l'instar de plusieurs autres régions du territoire algérien, souffre d'un déficit en matière de satisfaction de la demande en eau pour l'alimentation des villes et pour l'irrigation. En

effet, la géologie régionale est caractérisée par la prédominance de roches marneuses peu propices à la présence d'aquifères d'importance en mesure de satisfaire cette demande. Les seules nappes souterraines qui présentent de l'intérêt sont des nappes alluviales situées dans les lits des oueds. En raison de la grande perméabilité des alluvions, de la faible profondeur de la nappe, des activités agricoles intensives qui se pratiquent dans les lits des oueds et du lien direct qui existe entre les aquifères et la mer, ces nappes sont très vulnérables à la pollution agricole et à l'envahissement par l'eau de mer en cas de surexploitation. Ces conditions régionales particulières, justifient à elles seules la réalisation de cet ouvrage.

Par ailleurs, la majeure partie du territoire algérien étant située dans des zones arides à semi-arides, le faible taux de mobilisation des eaux de surface dans les zones qui se caractérisent par une bonne pluviométrie et l'observation de périodes cycliques de sécheresse, font que l'eau en Algérie est une ressource rare. Cette rareté impose la mobilisation du maximum possible des ressources de surface afin qu'une fois les besoins locaux satisfaits, les excédents soient transférés vers des régions déficitaires.

CHAPITRE I : MEMOIRE DE SYNTHESE DE L'ETUDE DE FAISABILITE

1. Introduction :

1.1. Généralité :

Le barrage de Kef-Eddir se situe sur l'Oued damous ; wilaya de Tipaza est parmi les ouvrages qui sont en étude, dont l'étude d'avant projet sommaire (APS) a été faite par un bureau portugais appelé Tecsuit et l'étude de faisabilité a été faite par un bureau d'étude canadien.

Le but de notre travail sera l'étude d'avant projet détaillé (APD) du barrage Kef-Eddir en complétant des études de faisabilité.

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

1.2. L'objectif du barrage :

Les besoins en eau potable et en eau destinée à l'irrigation des surfaces agricoles du littoral de l'Algérie démontrent au fil des années un accroissement important. C'est le cas de la région de Tipaza. La satisfaction de ces besoins ,en eau ,en progression constante sera possible par la mobilisation de nouvelles ressources ,à savoir ,la construction des nouveaux barrages, tel que le barrage de Boukourdane et Meurad.

L'Oued damous, l'un des cours d'eau de la wilaya de TIPAZA est identifié comme une ressource potentielle sur lequel sera crée, par la construction d'un barrage ,une retenue qui servira à la mobilisation des potentialités hydrologiques de ce cours d'eau.

Les eaux du barrage de Kef-Eddir sont destinées vers l'irrigation des terres agricole et Les besoins en eau potable de la région. La majorité des terres agricoles à l'aval du site du barrage sont cultivables, parmi les cultures agricoles pratiquées les céréales (blé, orge, avoine), les cultures maraichères, vignes et les arbres fruitiers.

1.3. Localisation de l'ouvrage :

La localisation du site de l'aménagement est montrée à l'annexe N° I.1 (voir ANNEXE) L'axe du barrage de Kef-Eddir est situé sur l'oued Damous dans la wilaya de Tipasa. La ville la plus proche est Damous, située à environ 8,3 km au nord du site du barrage.

Les coordonnées U.T.M du site sont : X= 379800 km

Y= 4037800 km

Z= 50.0 m

L'accès au site se fait à partir de la ville de Damous, par le chemin de wilaya CW-4 sur 8,4 km et par une petite piste qui passe par le village de Lazib. De la CW-4 au site, la piste fait moins de 1 km .

1.4. Composition de la variante retenue dans l'étude de faisabilité :

a)- La digue : Le barrage est réalisé par une digue en terre avec un noyau central en argile qui aura une hauteur de 65.4 m environ au-dessus du niveau actuel de l'oued et d'environ 95 m au-dessus de la fondation du noyau central. Au niveau de la retenue normale fixée à 111,3 m, la cuvette retiendra 125 millions de mètres cube environ. La réserve morte est estimée à 30 Hm³ et la capacité utile est donc de 95 Hm³. Le barrage peut régulariser 55,4 Hm³ sur une base annuelle.

b)- L'évacuateur de crue : La sauvegarde du barrage vis à vis des crues est assurée par un évacuateur de crues à seuil libre dont la cote de déversement est à 111,3 m. Cet ouvrage localisé en rive droite, est composé d'un coursier, d'un saut de ski et d'une fosse de dissipation. L'évacuateur est dimensionné qui pourra débiter jusqu'à 1 344 m³/s au niveau maximum d'exploitation qui est de 114,2 m

c)- La dérivation : Pendant la construction, la dérivation de l'oued sera faite au moyen de deux batardeaux et d'une galerie implantée au pied de la rive droite. Cette galerie de 7 m de diamètre intérieur, sera par la suite transformée en ouvrage permanent qui devra abriter dans sa partie inférieure, la vidange de fond et dans sa partie supérieure, la conduite d'adduction et l'accès à la tour de prise.

e)- La vidange de fond : Après l'achèvement de la construction du barrage, la galerie de dérivation va se transformer en une galerie de vidange de fond. C'est une réduction de la section transversale de la galerie aux dimensions 2,5 x 4,0 m dans la zone de la chambre des vannes. La chambre des vannes de la vidange de fond sera située à environ 20 m à l'amont de la crête du barrage.

f)- La prise d'eau : Le soutirage de l'eau à partir de réservoir se fait au moyen de trois pertuis de prises d'eau installée dans une tour cylindrique. Le bas de la tour abrite les vannes de vidange de fond alors qu'en tête, une chambre de manœuvre équipée d'un pont roulant est prévue. Le pont roulant servira lors du montage des équipements de la tour de prise et par la suite pour les besoins de la maintenance des équipements.

La conduite d'adduction de 1 000 mm de diamètre est équipée d'une vanne de survitesse, d'une vanne papillon et d'un débitmètre. Elle peut fournir un débit de pointe de 3,6 m³/s .

2. Synthèse des études préliminaires :

2.1. Généralités :

Dans ce chapitre, nous exposons le résumé des études préliminaires élaborées lors de l'étude de faisabilité : l'étude topographique, géologique, géotechnique et hydrologique.

Dans l'étude topographique, nous trouvons trois points : la topographie du bassin versant, de la vallée de la rivière, du site du barrage et de la retenue. Pour l'étude géologique et géotechnique, un programme de reconnaissance géologique complémentaire doit être lancé dans cette étude. Enfin, pour l'étude hydrologique, nous montrons les caractéristiques physiques du bassin versant, les apports et les crues.

2.2. Etudes topographiques :

Des cartes topographiques de la région au 1/25 000 sont disponibles chez l'INC * (Gouraya et Aïn-Défla). Des cartes à des échelles plus petites sont également disponibles. Dans le cadre de l'étude d'APD, un levé topographique au 1 : 1000 avec des courbes de niveaux aux 1 m a été réalisé dans la zone des ouvrages. La topographie au 1/5000 du réservoir avec des courbes de niveau au 5 m, a quant à elle, été obtenue par photo restitution après l'implantation de points de contrôle sur le terrain. La topographie du réservoir et de ses abords est donnée sur le dessin annexe N° I.2 .

Le site du barrage se trouve dans une vallée ayant une plaine alluvionnaire d'environ 150 m de largeur et dont les niveaux varient entre 50 et 52 m.

L'appui gauche du barrage présente des pentes de 35° dans sa partie inférieure, de 55° dans sa partie médiane (entre les niveaux 67 m et 90 m) et de 40° dans sa partie supérieure. La pente moyenne de l'appui gauche est de 43°

L'appui droit du barrage présente des inclinaisons plus douces que celles de l'appui gauche avec une pente moyenne de 23°. Les pentes de l'appui sont de 30° dans sa partie inférieure, de 15° dans sa partie médiane (entre les niveaux 58 m et 73 m) et de 28° dans sa partie supérieure.

2.3. Etude géologique et géotechnique :

Le but de cette étude est d'identifier la géologie du site, de la cuvette et de l'axe de barrage et de savoir les principales caractéristiques géologiques telles que la perméabilité, le degré de consolidation, le tassement et l'histoire géologique le long de l'axe du barrage pour déterminer par la suite le régime de traitement de fondation à suivre. D'un autre coté, l'étude géologique et géotechnique nous a permis de localiser la zone d'emprunt des matériaux de construction.

2.3.1. Géologie régionale:

Un extrait de la carte géologique de la région est montré à la annexe N° 1.2' . L'examen de cette carte montre que l'âge des formations géologiques affleurant dans la région d'étude s'étend principalement du crétacé inférieur à l'actuel. Dans le bassin versant de l'oued Damous, les formations correspondantes sont presque exclusivement représentées d'un matériau marno-calcaire appartenant aux nappes telliennes glissant par l'effet gravitaire vers le sud.

Dans la zone côtière, les flysch sont présents sur les deux rives de l'oued Damous. Ils sont représentés par des dépôts hétérogènes comprenant notamment des argilites, des marnes, des grès et des conglomérats.

Les dépôts récents sont représentés par d'une part les alluvions anciennes, les colluvions et éluvions qui recouvrent les hautes terrasses du bassin versant et d'autre part, par les alluvions récentes qui occupent le lit de l'oued.

a)- Lithologie dans le réservoir et l'endroit des ouvrages :

La lithologie dominante de la région est de la marne argileuse gris foncé avec localement des lits calcareux donnant un aspect plus massif au rocher en affleurement. Généralement, les marnes sont très fracturées dû à un tectonisme régional intense, altérées et désagrégées en surface.

Dans le pourtour du réservoir, les marnes affleurent le long des berges, surtout dans les zones d'érosion, et dans la partie amont du réservoir, de minces lits gréseux apparaissent dans la masse rocheuse.

La plaine de l'oued, d'une largeur d'une centaine de mètres à plus de un kilomètre, est constituée d'alluvions récentes et de terrasses alluvionnaires.

Les alluvions récentes se retrouvent essentiellement dans le lit actif de l'oued, c'est-à-dire la zone active de transport et recouvert par l'eau durant les crues annuelles. Les matériaux constituant ces alluvions sont particulièrement grossiers dû au régime torrentiel de l'oued et consistent en du sable et gravier avec trace de silt et argile avec cailloux et blocs en quantité variable jusqu'à 50 %. Généralement, ce dépôt est stratifié avec des horizons de granulométries plus fines. Dû à la forte turbidité de l'eau durant les crues, les alluvions récentes montrent des traces de silt et argile et quelquefois en minces lits d'ordre centimétrique.

B)-stratigraphie au site du barrage :

Les coupes stratigraphiques dans l'axe du barrage et en rive droite, au voisinage de l'axe de l'évacuateur de crues, ont été établies sur la base de l'interprétation des informations recueillies dans le cadre de la campagne de reconnaissance de l'étude d'APD. Le dessin1 montre la localisation des sondages alors que les coupes stratigraphiques sont montrées sur le Planche A

Rive gauche

Sur l'appui gauche du barrage, la couverture végétale est constituée d'arbustes clairsemés dont une bonne partie a été incendiée.

Une couche mince d'éluvions de très faible épaisseur recouvre par endroit la surface. La roche est souvent affleurant. Elle est représentée dans la zone de l'axe par des marnes altérées. Au pied de l'appui, se trouve une couche de colluvion d'environ 3,6 m d'épaisseur.

Rive droite

La couverture végétale consiste en des arbustes et buissons clairsemés en rive droite. Entre les niveaux 50 m et 74 m, un dépôt colluvionnaire de 1,0 m à 6,5 m d'épaisseur a été rencontré sur la rive droite. Les colluvions sont composées en général d'une argile limoneuse à une argile sableuse avec un peu de gravier à graveleuse.

Des alluvions anciennes ont aussi été rencontrées localement (sondages PU-18 et F2.4) et consistent en du gravier, cailloux et blocs arrondis dans une matrice sableuse et argileuse.

Dans la partie supérieure de la rive droite, un dépôt éluvionnaire de 1,5 m à 11,5 m a été intercepté sous le dépôt colluvionnaire. Les éluvions consistent en une argile limoneuse à un limon argileux avec un peu de sable à sableux et des traces de gravier à graveleux.

Sous les dépôts éluvionnaire et colluvionnaire, la roche marneuse a été rencontrée dans forages F2.4, F2.5 et F2.13, exécutés à proximité de l'axe du barrage en rive droite. L'appui droit est traversé par un thalweg escarpé dont la profondeur augmente en allant vers l'oued. La roche est affleurant tout au long du thalweg.

2.3.2. Caractéristiques hydrogéologiques :

Niveaux de l'eau souterraine

Les niveaux d'eau relevés entre Juillet et Novembre 2001 ainsi qu'entre Mars et Mai 2002 dans le lit de l'oued (tubes ouverts installés dans les forages F2.2, F2.3, F2.7, F2.8 F2.9, F2.11 et F2.12) varient entre 0,88 m et 6,86 m de profondeur (élevations 48,13 m et 43,68 m).

En rive gauche, un tube ouvert a été installé dans le forage F2.6. Les niveaux d'eau mesurés varient entre 2,7 m et 36,0 m de profondeur. Cette variation est jugée excessive et doit faire l'objet d'un suivi des mesures ultérieures des niveaux d'eau.

En rive droite, un tube ouvert a été installé dans le forage F2.4. L'eau n'a pas été interceptée même à de grandes profondeurs (75 m, élévation 30,28 m), les tubes étaient à sec.

À la lumière de ces résultats, le niveau de l'eau souterraine dans le lit de l'oued peut être intercepté en surface alors que celui de la rive droite est profond.

Essais de perméabilité

Deux (2) types d'essai de perméabilité ont été effectués dans le cadre de la campagne d'exploration : l'essai d'eau Lugeon dans la formation rocheuse, et l'essai d'eau Lefranc dans le dépôt alluvionnaire.

a) Perméabilité du dépôt alluvionnaire

Au total, trente-six (36) essais de perméabilité Lefranc ont été réalisés dans cette formation. La perméabilité des matériaux alluvionnaires granulaires, varie entre $7,4 \times 10^{-3}$ cm/s et $7,1 \times 10^{-1}$ cm/s avec une moyenne de l'ordre de $2,0 \times 10^{-1}$ cm/s. Cette perméabilité est jugée importante et montre le caractère très perméable de la fondation.

b) Perméabilité de la roche marneuse

Cent (100) essais de perméabilité Lugeon ont été exécutés dans la roche marneuse dans tous les forages à l'exception des forages F2.7, F2.15, F.16 et F.2.17. Les valeurs obtenues de la perméabilité varient entre $8,2 \times 10^{-5}$ cm/s et $3,0 \times 10^{-4}$ cm/s avec une moyenne de l'ordre de $1,5 \times 10^{-4}$ cm/s. La perméabilité de la marne ne varie pas beaucoup, mettant en évidence l'homogénéité relative de cette roche, la marne est une roche relativement peu perméable (10^{-4} cm/s) et ne nécessiterait pas de grands travaux d'injection pour descendre sa perméabilité à 10^{-5} cm/s qui est le critère retenu pour l'imperméabilité de la fondation du barrage.

c) Perméabilité du réservoir

La carte de la géologie de surface montre que la roche présente dans le réservoir est de la marne. Les hautes terrasses et les versants de faible pente sont quant à eux recouverts de colluvions

et d'éluvions de nature argileuse alors que le lit de l'oued est occupé par les alluvions récentes qui sont très perméables. La marne est de faible perméabilité.

2.3.3. Sismicité :

A partir de la Carte d'intensité des séismes maximums survenus en Algérie de 1716 à 1989 selon CRAAG 1994, Le site du barrage est situé dans une région qui figure parmi les zones les plus sismiques de l'Algérie (classé en zone III selon le RPA), où de nombreux séismes de forte intensité ont été observés par le passé, La région d'étude se trouve dans une région tectonique active qui a signifié la grande vulnérabilité vis-à-vis de l'aléa sismique.

Sur la carte annexe N° I.3 il est défini 4 zones sismiques classées comme suite :

- 1)- Zone 0 : sismicité négligeable ;
- 2)- Zone 1 : sismicité faible ;
- 3)- Zone 2 : sismicité moyenne ;
- 4)- Zone 3 : sismicité élevée.

2.3.4. Matériaux de construction:

- Zone 1 : Noyaux argileux

Les sites présentant le plus de potentiel pour la production des matériaux argileux se trouvent juste en amont de l'axe du barrage, en rive gauche et en rive droite, tel que montré à la annexe N°1.4.

Les blocs de plus de 300 mm de diamètre doivent être enlevés des bancs d'emprunt argileux lors de l'exploitation dans le dépôt même. Dans le cas où le pourcentage des blocs hors grosseur n'excède pas trois (3) % en volume, ils peuvent être enlevés sur le remblai.

Par ailleurs, les surfaces décapées du banc d'emprunt doivent être inclinées pour faciliter le drainage selon une pente compatible avec les contours naturels du terrain de sorte que les eaux de ruissellement ne forment pas de flaques et se drainent facilement à l'aide de fossés hors du dépôt, sans s'infiltrer dans le matériau d'emprunt sous-jacent.

- Zone 2 A : Sable pour le filtre

Des zones potentielles pour la production du sable ont été rencontrées en amont et en aval de l'axe du barrage, tel que montré à la annexe N° I.4 . Ces zones respectent les critères de filtre.

- Zone 2B : Transition

Les granulats de transition peuvent être produits par traitement du TVO. La dimension maximale des granulats de transition est 100 mm.

Un matériel de concassage, de séparation, de tamisage et d'homogénéisation de matériaux granulaires peut être utilisé pour obtenir les caractéristiques granulométriques requises.

- Zone 3A : Recharge

Les recharges du barrage seront réalisées à partir des matériaux alluvionnaires bruts du lit de l'oued. Les quantités disponibles sont très importantes et couvrent largement les besoins du projet. Il faut toutefois prévoir que les matériaux alluvionnaires seront excavés en amont du barrage avant la construction du batardeau amont.

Les matériaux doivent être excavés sur des fronts d'attaque aussi escarpés que possible dans le but de bien mélanger les différentes couches de matériau dans chaque zone d'exploitation. Cependant, la hauteur des fronts doit tenir compte de la concentration possible de matériaux grossiers par éboulis au pied des fronts d'attaque.

- Zones 3C et 4 : Coussin de perré et perré

L'enrochement de protection du barrage zone 4 peut être récupéré, soit de la zone d'emprunt d'argile situé en rive gauche dans la cuvette, soit de la zone de glissement situé au voisinage de l'axe 1.

Le poids maximal et minimal du perré est respectivement de 575 kg et 20 kg.

Lors de l'exploitation de la carrière d'enrochement, les blocs non requis pour les travaux doivent être mis à l'intérieur d'une aire de stockage pour une utilisation ultérieure. Ils pourront aussi être utilisés tel quel ou concassé pour obtenir les calibres de pierre requis pour la construction des remblais

Les volumes minimums des matériaux disponibles pour la construction, retenus pour le barrage de Kef-Eddir, sont donnés au tableau N° 1.1.

Tableau N°1.1 : Représentie les volumes minimums des matériaux disponibles .

Matériaux	Volume (m³)
Noyau : matériaux colluvionnaires	800 000
Filtre et sable à béton	280 000
Transition : TVO traité	285 000
Recharge : TVO tout-venant	5 820 000
Perré et coussin de perré : enrochement	250 000
Agrégats à béton (carrière ou TVO)	130 000

2.3.5. Reconnaissance in situ :

Dans la zone du site du barrage on a rialise des sondages de reconnaissance verticaux carottés de profondeurs de 10 à 75 m chacune ont été exécutés comme indique le tableau suivent :

Tableau N° 1.2 :Localisation des sondage IN SITU .

Localisation	°Sondage N	Profondeur (m)
Axe du barrage	PU 6	3.8
	PU 14	3.85
	PU 7	3.2
	PU 12	1.8
	PU 11	3
	PU 9	2.75
	PU 10	4.9
	F 2-4	75
	F 2-8	54.4
	F 2-1	45
	F 2-2	45
	F 2-13	24
	F 2-3	54
F 2-6	45	
Axe de galures de dérivation	PU 31	1.9
	PU 23	4.10
	F 2-7	26
	F 2-1	45
	F 2-10	30
Axe de L'évacuateur de crues	PU 5	3.75
	PU 14	3.85
	PU 15	3.7
	PU 23	4.14
	PU 17	7.84
	PU 22	5.2
	F 2-14	19
	F 2-13	24
	F 2-4	75
	F 2-15	24
	F 2-16	24
	F 2-17	10

2.3.6. Propriétés physiques et mécaniques des matériaux des fondations:

1) Propriétés physiques :

Sept (7) analyses granulométriques par tamisage et lavage au tamis 80 μm ont été réalisées sur des échantillons représentatifs prélevés dans les puits d'explorations PU-7, PU-8, PU-9, PU-10 et PU-28. Ils ont été exécutés dans la fondation alluvionnaire du barrage à l'exception du puits PU-28, réalisé plus en aval. Les sondages ont atteint des profondeurs variant entre 2,75 m et 4,90 m. La classification est faite selon le système (USCS) .Les résultats des analyses granulométriques sont représentés dans la annexe N°I.5 .

Les propriétés physiques sont données dans le tableau 1.3.

Tableau 1.3 : Propriétés physiques des matériaux de la fondation alluvionnaire.

Composantes	Pourcentage
Gravier (5 à 80mm)	40 – 89%
Sable (80 μm à 5mm)	6 – 48%
Limon (particules < 80 μm)	0- 10%

Selon l'USCS, les matériaux sont classés GW et GP-GM.

Une seule teneur en eau naturelle W_n de 11, 2 % a été mesurée dans le puits d'exploration PU-10, entre 2,3 et 3,4 m de profondeur.

b) Propriétés mécaniques :

Pression limite P_i et module pressiométrique E_M :

Pression limite P_i , et le module pressiométrique E_M ont été mesurés dans les sondages pressiométriques FP2.2 et FP2.3, localisés dans le lit de l'oued.

Les résultats des essais pressiométriques réalisés dans les sondages FP2.2 et FP2.3 représenter dans les tableaux ci après.

Tableau N° 1.4 : résultats des essais pressiométriques réalisés dans le sondage FP2.2 .

Profondeur (m)	Type de sol ou de roc	Pression limite P_i (Kg/cm ²)	Module pressiometrique E_M (Kg/cm ²)	E_M / P_i
1.5	Alluvion			
3	Alluvion			
4.5	Alluvion			
6	Alluvion			
15	Alluvion	19.55	82.72	4.23
17	Alluvion	15.40	60.60	3.94
21.5	Marne	11.00	199.71	18.16
25	Marne	13.11	202.50	15.45
29	Marne	14.14	131.55	9.30
33	Marne	13.00	234.34	18.03
35	Marne	15.13	123.87	8.19

Tableau N°1.5: résultats des essais pressiométriques réalisés dans le sondage FP2.3

Profondeur (m)	Type de sol ou de roc	Pression limite P_i (Kg/cm ²)	Module <u>pressiometrique</u> E_M (Kg/cm ²)	E_M / P_i
1.5	Alluvion	6.56	177.23	27.02
3.0	Alluvion	6.44	220.27	34.20
4.5	Alluvion	8.76	181.20	20.68
6.0	Alluvion	10.51	748.72	71.24
7.5	Alluvion	10.83	323.33	29.86
9.0	Alluvion	16.92	41.79	2.47
10.5	Alluvion	5.05	7.81	1.55
16.0	Marne			
18.0	Marne			
23.0	Marne	23.83	150.13	6.58
25.0	Marne	19.72	126.28	6.40
31.0	Marne			
34.0	Marne			

Remarque :

Les valeurs de P_1 mesurées varient entre 11 et 41 kg/cm² alors que les modules E_M varient en général entre 120 et 640 kg/cm². Ces valeurs indiquent une roche de très faible à faible résistance.

D'autre part, la disparité des valeurs du rapport E_M/P_1 montre le caractère fissuré de la roche marneuse même en grande profondeur.

Indice de la qualité du roc (RQD) :

- *Rive gauche*

Le forage F2.6 situé pratiquement sur l'axe, met en évidence la présence de marnes au voisinage de la surface. Les valeurs mesurées du RQD sont très variables (de 0 à 70 %) indiquant une roche de qualité très mauvaise à moyenne. Par ailleurs, le RQD n'augmente pas avec la profondeur et les valeurs mesurées ne semblent avoir aucune tendance.

Il est donc fort probable que les procédures requises pour les mesures des RQD n'ont pas été respectées tel que mentionné dans la section relative au *Lit de l'oued*.

- *Rive droite*

Sous les dépôts colluvionnaire et éluvionnaire, la roche marneuse a été rencontrée dans les forages F2.4, F2.5 et F2.13, exécutés à proximité de l'axe du barrage en rive droite.

Les valeurs mesurées du RQD sont très variables (de 0 à 80 %) indiquant une roche de qualité très mauvaise à bonne.

De la même manière que celles de la rive gauche, les valeurs du RQD n'augmentent pas avec la profondeur et les valeurs mesurées ne semblent montrer aucune tendance.

Remarque :

Il est important de mentionner que les valeurs mesurées du RQD ne sont pas représentatives de la qualité réelle du roc et sont probablement sous-estimées.

En effet, les méthodes de forage utilisées par la firme HYDRO-TECHNIQUE et l'état détérioré des foreuses, des tubages et des couronnes diamantées ont contribué à broyer le roc lors des travaux de forages.

Le broyage des carottes de roc peut être facilement observé dans les caisses à carottes. D'autre part, la façon de faire ainsi que les normes de forage dans le roc requièrent que toutes les mesures des RQD et des pourcentages de récupération soient réalisées immédiatement après l'extraction des carottes avant que le roc ne s'effrite. Malheureusement, ces exigences n'ont pas été respectées, ce qui explique le peu de valeurs du RQD qui apparaissent dans les rapports de forage.

Compacité :

L'indice de pénétration standard N a été mesuré dans les forages F2.2, F2.3, F2.8, F2.11 et F2.1 les résultats des essais de pénétration standard réalisée dans le dépôt alluvionnaire sont représentées dans le tableau.1.6.

Tableau N°1.6 : récapitulatif des résultats des essais de pénétration standard réalisés dans le dépôt alluvionnaire.

Localisation	sondage	Profondeur(m)m	Type de sol	Indice de pénétration (N)
		1.5-2	Alluvion	3
		3-3.5	Alluvion	10
	F ₂₋₂	4.5-5	Alluvion	15
		6-6.5	Alluvion	12
		7.5-8	Alluvion	> 50
		1.5-2	Alluvion	38
		3-3.5	Alluvion	19
		4.5-5	Alluvion	19
Lit de l'oued		6-6.5	Alluvion	50>
		7.5-8	Alluvion	50>
	F ₂₋₈	9-9.5	Alluvion	50>
		10.5-11	Alluvion	50>
		12-12.5	Alluvion	50>
		13.5-14	Alluvion	50>
		15-15.5	Alluvion	50>
		16.5-17	Alluvion	50>
		18-18.5	Alluvion	50>
		1.5-2	Alluvion	19
		3-3.5	Alluvion	36
		4.5-5	Alluvion	34
		6-6.5	Alluvion	18
	F ₂₋₁₁	7.5-8	Alluvion	35
		9-9.5	Alluvion	38
		10.5-11	Alluvion	24
		12-12.5	Alluvion	16
		13.5-14	Alluvion	17
		15.2-15.7	Alluvion	42
		1.5-2	Alluvion	15
		3-3.5	Alluvion	15
		4.5-5	Alluvion	36
		6-6.5	Alluvion	27
	F ₂₋₁₂	7.5-8	Alluvion	34
		9-9.5	Alluvion	21
		10.5-11	Alluvion	31
		12-12.5	Alluvion	59
		13.5-14	Alluvion	27
	F ₂₋₃	12-12.45	Alluvion	22

Remarque :

À certaines élévations, des valeurs de N supérieures à 50 ont aussi été mesurées. Ceci peut s'expliquer par la présence en grande proportion de cailloux, de blocs et de galets dans le dépôt alluvionnaire. Notons aussi la présence de strates de matériaux limoneux qui peut expliquer la faiblesse de certaines valeurs de l'indice N.

D'une manière générale, la compacité des matériaux alluvionnaires peut être qualifiée de moyenne à très dense. Par ailleurs, la compacité n'a pas tendance à augmenter avec la profondeur.

- **Dépôts colluvionnaire et éluvionnaire**

a) Propriétés physiques : Les paramètres physiques des matériaux colluvionnaires et éluvionnaires sont représentés dans le tableau N°1.7.

Tableau N°1.7 : Propriétés physiques des sols de fondation colluvionnaire et éluvionnaire du barrage.

Propriétés	Colluvions		Éluvions	
	Écart	Moy	Écart	Moy
Particules < 80 μm (%)	42 – 74	59	53 – 90	73
Teneur en eau naturelle W_n (%)	9 – 19	14	11 – 21	15
Limite de liquidité W_L (%)	48 – 64	55	34 – 64	52
Limite de plasticité W_p (%)	21 – 27	26	18 – 31	27
Indice de plasticité I_p (%)	23 – 37	29	16 – 23	25
(Classification selon USCS)	18 % SC		46 % CH	
	28 % CH		46 % CL	
	36 % CL		8 % CL-	
	18 % GC		ML	

b) Consistance :

L'indice de pénétration standard N a été mesuré dans les forages F2.4, F2.5, F2.10, F2.13, F2.14 et F2.15. Les résultats des essais de pénétration standard réalisée dans le dépôt colluvionnaire et éluvionnaire sont représentés dans le tableau N°1.8.

Remarque :

La résistance au cohésion non drainé C_u des matériaux colluvionnaires et éluvionnaires a été estimée à partir des valeurs mesurées de l'indice N selon la relation empirique de Terzaghi et Peck:

$$C_u \cong 6 N \text{ (kPa)}$$

Avec :

N : L'indice de pénétration standard .

Ainsi, la résistance au cisaillement non drainé varie entre 100 kPa et 200 kPa, indiquant une consistance raide à très raide des matériaux colluvionnaires et éluvionnaires.

Tableau N°1.8 : Les résultats des essais de pénétration standard réalisés dans le dépôt colluvionnaire et éluvionnaire.

Localisation	Sondages	Profondeur (m):	Type de sol	Indice de pénétration N	
	F _{2.4}	1.5-2.0	Colluvion	30	
		3.0-3.5	Colluvion	50	
		9.0-10.50	Colluvion	>50	
	F _{2.5}	1.5-2.0	Colluvion	41	
		3.0-3.5	Colluvion	23	
		4.5-5.0	Colluvion	25	
	F _{2.10}	6.0-6.5	Colluvion	Refus	
		1.5-2.0	Colluvion	20	
		3.0-3.5	Alluvion	21	
	Rive droite	F _{2.13}	4.5-5.0	Eluvion	Refus
			1.5-2.0	Colluvion	46
			3.0-3.5	Colluvion	54
			4.5-5.0	Colluvion	62
			6.0-6.5	Eluvion	57
			7.5-8.0	Eluvion	76
9.0-9.5			Eluvion	96	
10.5-11.0			Eluvion	68	
12.0-12.5			Eluvion	59	
13.5-14.0			Eluvion	49	
15.0-15.5	Eluvion	40			
16.5-16.8	Eluvion	refus			
F _{2.14}	1.5-2.0	Colluvion	Refus		
	3.0-3.5	Colluvion	Refus		
	4.5-5.0	Colluvion	Refus		
	6.0-6.5	Colluvion	65		
	7.5-8.0	Colluvion	17		
	9.0-9.5	Colluvion	66		
10.5-11.0	Colluvion	34			
F _{2.15}	1.5-2.0	Colluvion	33		
	3.0-3.5	Colluvion	21		
	4.0-4.5	Colluvion	23		
	6.0-6.5	Eluvion	23		
	7.5-8.0	Eluvion	31		
	9.4-9.9	Eluvion	50		
	10.5-10.9	Eluvion	78		
	12.0-12.5	Eluvion	55		
13.5-14.0	Eluvion	48			

2.4. L'étude hydrologique:

2.4.1. Généralités:

Dans ce présent chapitre, on fait le résumé de l'étude hydrologique de site du barrage de Kef-Eddir lors de l'étude de faisabilité.

Par la suite on présente les caractéristiques du bassin versant de l'Oued Damous au site du barrage. On fait l'estimation des apports mensuels, on détermine les débits des crues de l'Oued Damous pour chaque période de retour.

2.4.2. Caractéristiques météorologiques et climatiques de la zone d'étude :

a) Pluviométrie :

La localisation des stations pluviométriques voisines du bassin de l'oued Damous est montrée de la annexe N° 1.6. La période d'observations et l'importance des données disponibles aux stations pluviométriques considérées lors des études sont présentées au tableau N°1.9 .

Tableau N°1.9 : Stations pluviométriques régionales et années d'observation

Nom	Code	Années d'observations	Nombre d'années disponibles
<u>Abou El Hassen</u>	020201	1953-1996	27
<u>Benaria</u>	012205	1950-1991	15
Ténès	020205	1937-1995	45
<u>Damous</u>	020203	1953-1993	27
<u>Beni Haoua</u>	020202	1932-1977	31

Les précipitations moyennes annuelles calculées aux différentes stations pluviométriques citées sont récapitulées au tableau N° 1.10.

Tableau N° 1.10 : Précipitations moyennes annuelles calculées aux stations considérées.

Station pluviométrique	Précipitation moyenne annuelle (mm)	Courbe Isohyète annuelle (mm)
<u>Abou El Hassen</u>	488	450-500
<u>Benaria</u>	501	500
Ténès	585	500-600
<u>Damous</u>	583	600
<u>Beni Haoua</u>	616	500-600

b)- Analyse des pluies maximales journalières:

La station de Damous a été retenue pour l'établissement des averses journalières au site du barrage de Kef-Eddir, car elle dispose d'une série de données disponibles assez longue (27 ans) en plus d'être située près du site. La donnée de cette station a été traitée avec la loi Log-Normale car elle offre les meilleurs ajustements statistiques des séries de précipitations maximales journalières. Les averses journalières considérées pour le barrage de Kef-Eddir sont récapitulées au tableau N° 1.11 .

Tableau N°1.11 : Averses journalières à différentes périodes de retour

<i>Période de retour (année)</i>	<i>T</i>	<i>Averses journalière (mm)</i>
5		80,7
10		99,6
20		119
100		171
1 000		253
10 000		361

c)- Analyse des pluies maximales de durée inférieure à 24^h :

Les pluies de durée inférieure à 24^h sont importants dans le calcul des crues. L'analyse de ces pluies est basé sur la réalisation des courbes Intensité-Durée-Période de retour à partir de l'équation suivante :

$$\frac{P_t(T)}{P_{jmax}(T)} = 0.1946 \times T^{0.75} \dots\dots\dots(I.01)$$

Avec :

- P_t(T) : pluies de durée t (< 24^h) (mm/t)
- P_{jmax}(T) : pluies journalières maximales (mm/24h)
- T : période de retour (an)

Ces courbes sont tracées pour les périodes de retour caractéristiques 10, 20, 50, 100, 1000 et 10 000 ans.voir annexe N° 1.07.

2.4.3. Etude des crues :

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

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

Et l'autre pour la décrue exprimée par:

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

La annexe N°1.8 donne des principales grandeurs utilisées pour la détermination du temps de base de l'hydrogramme.

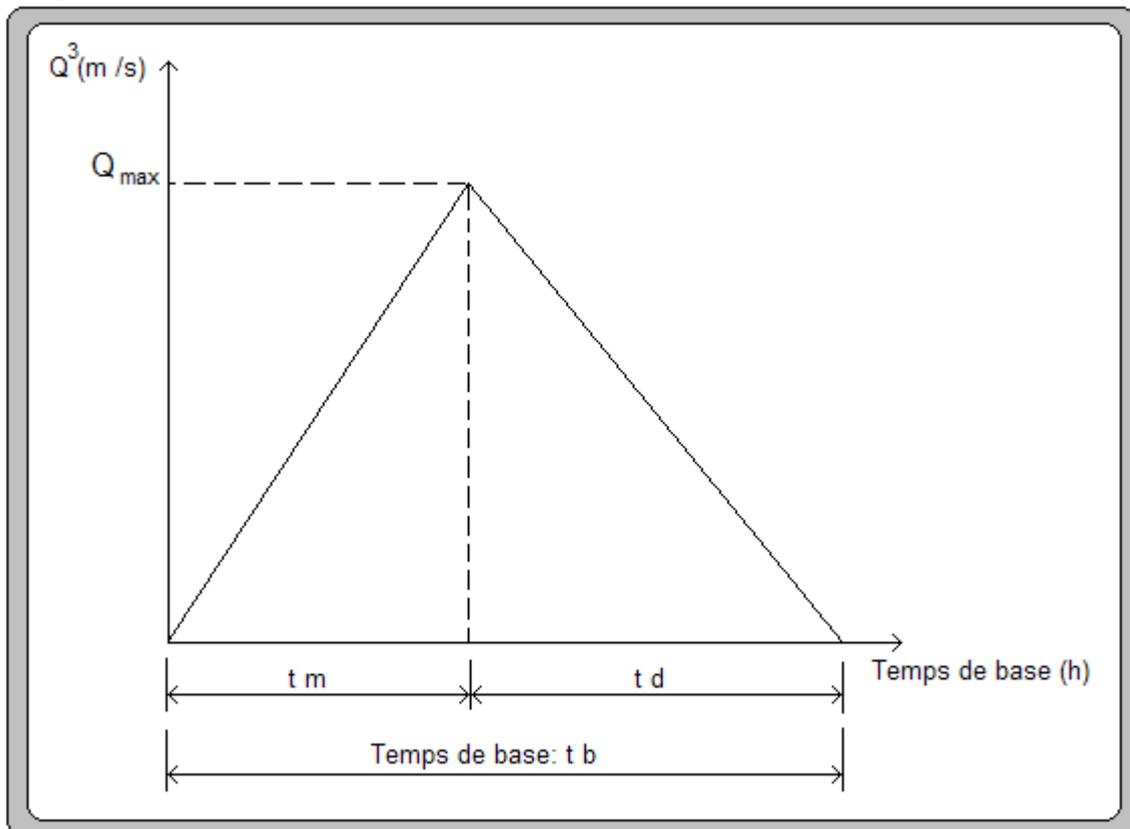


Figure N°1.01 : Principaux paramètres relatifs à la détermination du temps de base de l'hydrogramme.

Les temps caractéristiques représentés dans cette figure peuvent être en relation avec la géométrie d'un bassin versant.

3. Synthèse de l'analyse des variantes :

Les trois types de barrages ont été étudiés pour le site du barrage et la cote normale de retenue choisis: Il s'agit des types de barrage mentionnés ci-après :

- barrage en terre homogène;
- barrage en terre hétérogènes ou zoné.;
- Barrage en terre à masque.

Principaux indices technico-économique des trois variantes du barrage de Kef-Eddir sont représentées dans le tableau suivant.

Tableau N°1.12: Les paramètres technico-économiques des trois variantes.

Paramètres	Variante I	Variante II	Variante III
	barrage en terre homogène	barrage en terre hétérogènes ou zoné	Barrage en terre à masque
crête de l'ouvrage (m)	119	119	119
revanche (m)	3	3	3
Volume de la retenue (hm ³)	125	125	125
Volume utile de la retenue (hm ³)	95	95	95
Coûts d'investissement (Da)	2 971 211 328,32	4 775 193 041,06	11 716 065 978,89
Planning de construction	3 années	2 années	2 années

Source : Etude de faisabilité année 2007.

Conclusion:

Le mémoire de synthèse est un document très important dans l'étude d'avant projet détaillé d'un barrage (APD). Il résume les études préliminaires faites pendant l'avant projet sommaire (APS) tel que l'étude topographique, géologique, géotechnique et hydrologique.

L'étude hydrologique a été faite à partir d'estimation des paramètres hydrologiques significatifs. Les débits moyens mensuels et annuels ont été calculés sur la base des données appropriées et des expériences acquises sur le bassin versant de l'Oued damous, alors que les crues ont été évaluées par la méthode de l'hydrogramme unitaire synthétique.

La série des pluies utilisée dans le calcul hydrologique pour l'étude de faisabilité est courte et ancienne (1935/1990) tel que les résultats trouvées ne représente pas la réalité. Dans notre travail, les calculs de l'étude hydrologique sont complétés en utilisant une nouvelle série de précipitation (1990/1995).

Pour le choix de la variante du barrage, trois types de variante ont été proposée : un barrage en terre avec un noyau central en argile, une autre variante d'un barrage en terre zoné et la troisième variante est un barrage a masque . Après l'étude technico-économique la variante choisie est : un barrage en terre avec un noyau central en argile .

Pour l'évacuateur des crues, une seule variante a été étudiée : un ouvrage latéral à seule de forme cuillère de capacité d'évacuation d'un débit de $1728 \text{ m}^3/\text{s}$.

L'étude d'une seule variante pour l'ouvrage d'évacuation des crues est insuffisante parce qu'on risque de dimensionner un ouvrage très coûteux, par ailleurs dans le cas où on rencontre une difficulté de calcul hydraulique ou de calcul de la stabilité des radiers; les conséquences seront néfastes pour l'étude, c'est la raison pour laquelle nous proposons d'étudier d'autres variantes.

La topographie et la géologie de la rive droite il permet de construire un évacuateur latéral et l'étude technico-économique de choix de la variante de l'évacuateur de crue pour l'avant projet détaillé sera faite entre deux variantes : un évacuateur latéral à entonnement frontal et un autre à entonnement latéral.

CHAPITRE II : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

2 Introduction :

L'étude hydrologique faite dans la faisabilité se compose des points suivant :

- Les caractéristiques météorologiques et climatiques de la zone d'étude.
- Le bilan d'eau
- L'étude des crues
- Les caractéristiques hydrologiques du bassin versant.

Dans le présent chapitre, nous allons refaire les calculs hydrologiques en se basant sur une nouvelle série pluviométrique plus longue que celle utilisée dans l'étude de faisabilité.

Plusieurs paramètres seront utilisés directement à partir des résultats de l'étude de faisabilité telle que les caractéristiques morphométriques du bassin versant ... etc.

1. Les paramètres hydrologiques tirés à partir de l'étude de faisabilité :

Tableau N°2.01 : Les paramètres hydrologiques tirés à partir de l'étude de faisabilité.

Paramètres	Valeurs
Superficie du bassin versant	482 Km ²
Périmètres du bassin versant	122 Km
Longueur du talweg principal	43 Km

2. Caractéristiques morphologiques du bassin versant:

L'utilisation des différents types de paramètres morphométriques a pour but la qualification des facteurs caractéristiques de 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.

3. Paramètres de forme :

3.1. Indice de compacité de Gravelius "Kc" :

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

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

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

$$Kc = \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots(II.01)$$

On a: $A = \pi \times R \Rightarrow R = \frac{A}{\pi}$

Avec:

S= la surface du bassin versant en (Km²).

R= rayon (km).

On a aussi: $P' = 2\pi R \Rightarrow P' = 2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}} = 2\sqrt{\pi \times S}$

$Kc = \frac{P'}{S} = \frac{2\sqrt{\pi \times S}}{S} \Rightarrow Kc = 0.28 \frac{1}{\sqrt{S}}$

Application numérique:

$Kc = 1,56$

$Kc > 1.12$ alors notre bassin est allongé.

3.2. Coefficient d'allongement :

Ce coefficient est obtenu par la relation : $Ca = \dots\dots\dots$ (II.02)

Avec :

L : la longueur du talweg principal. $L = 43 \text{ Km}$

S : la superficie du bassin versant. $S = 482 \text{ Km}^2$

Application numérique :

$Ca = 3,84$

3.3. Rectangle équivalent :

C'est une notion introduite il y a quelques années pour pouvoir comparer les bassins versants entre eux du point de vue d'influence de la forme sur l'écoulement. Nous supposons que l'écoulement sur un bassin donné est le même que sur un rectangle de même superficie, ayant le même indice de GRAVELIUS, la même répartition hypsométrique et la même distribution des sols, de la végétation, de même densité de drainage, etc. ...

C'est une transformation purement géométrique, le bassin versant devient un rectangle du même périmètre, les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petits cotés du rectangle et l'exutoire est l'un de ces petits cotés du rectangle.

La longueur (L) :

$L = \frac{\sqrt{S}}{1 - Kc} \left(1 + \frac{Kc}{2} \right) \dots\dots\dots$ (II.03)

La largeur (I) :

$I = \frac{\sqrt{S}}{1 - Kc} \left(1 - \frac{Kc}{2} \right) \dots\dots\dots$ (II.04)

Avec:

L : Longueur du rectangle équivalent (Km).

I : Largeur du rectangle équivalent (Km).

S : Surface du bassin versant (Km²).

Kc : Indice de compacité de GRAVILIUS.

Application numérique :

$$L = 51,87 \text{ Km}$$

$$l = 9,29 \text{ Km}$$

3.4. Paramètres du relief :

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.

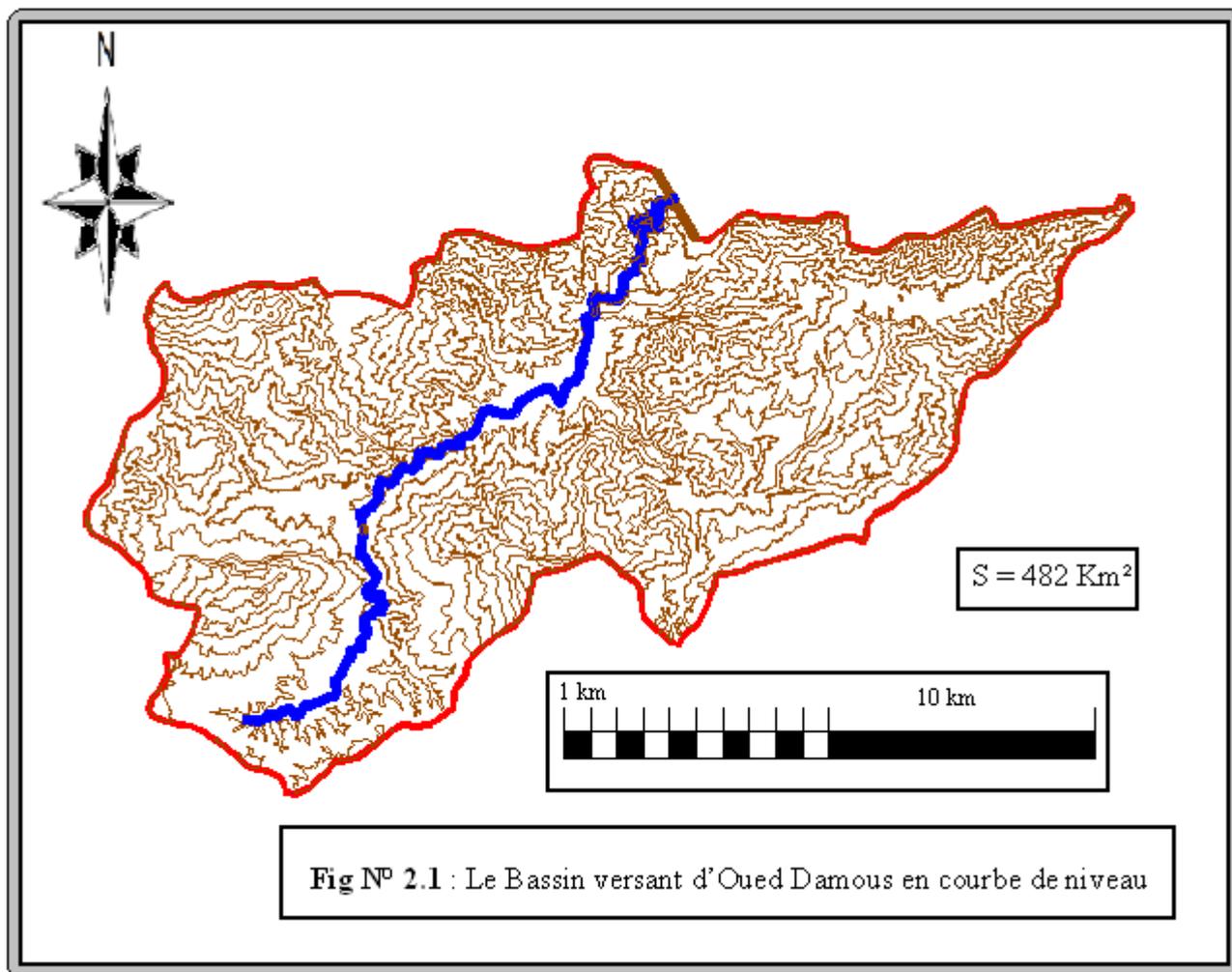
Une pente plus forte provoque un écoulement rapide, donc un temps de concentration plus court et une montée plus rapide des crues.

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

3.4.1. Courbe hypsométrique :

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

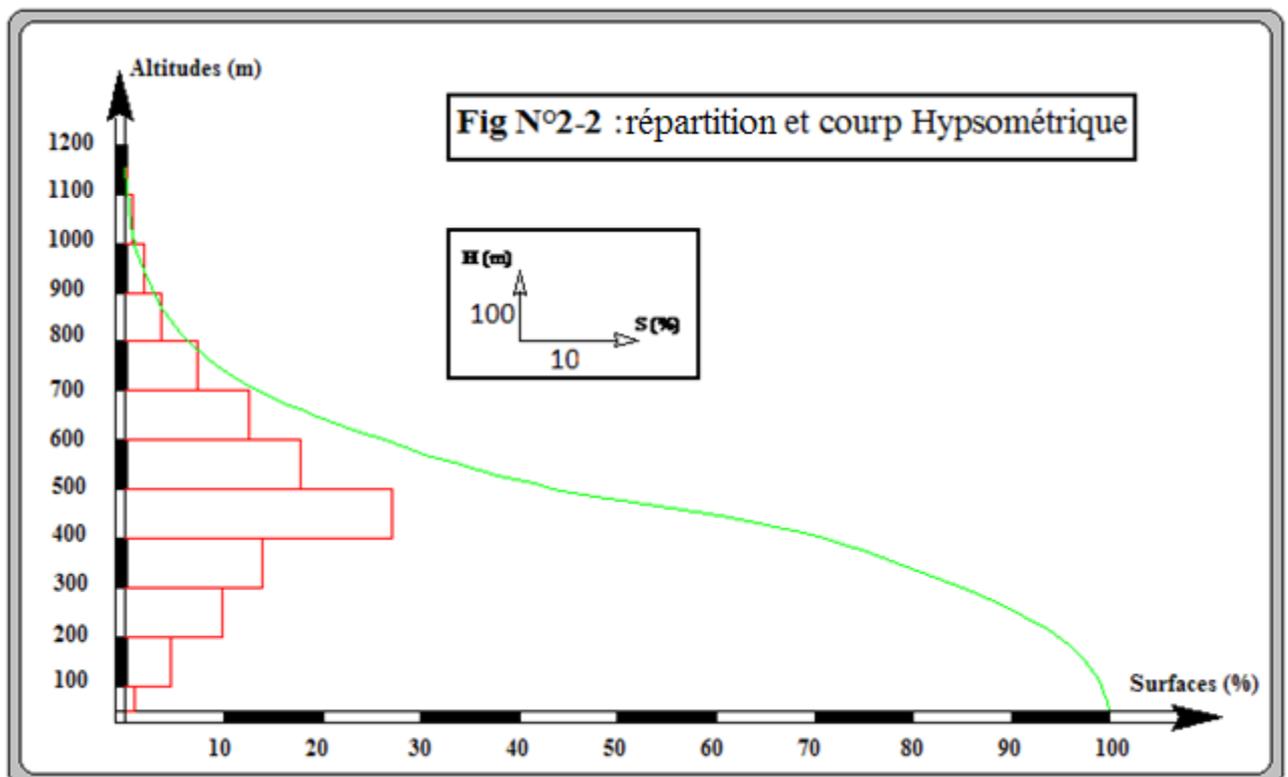
Le bassin de l'Oued Damous en courbes de niveau est donné dans la figure N°2.1.

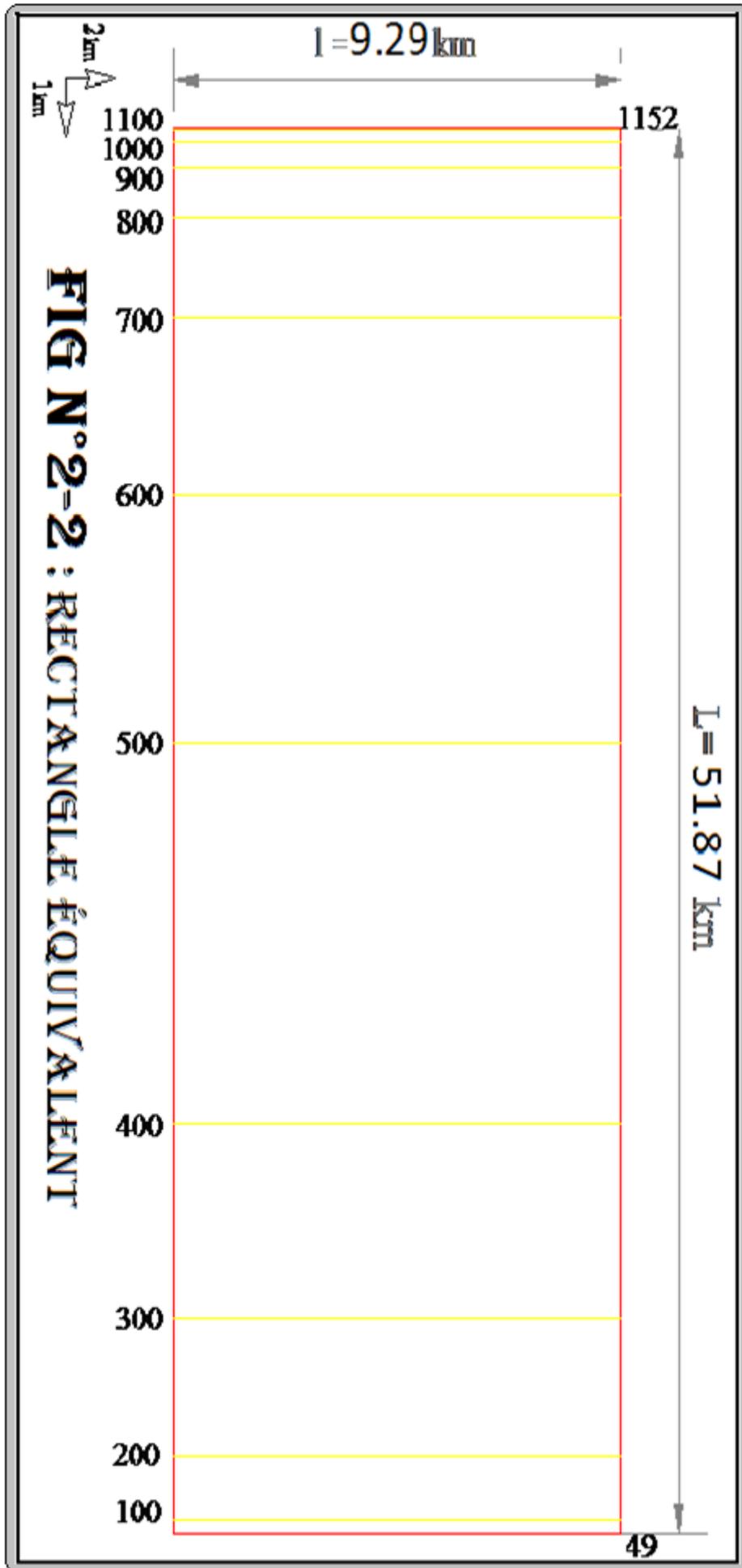


Le tableau suivant donne la répartition hypsométrique du bassin.

Tableau N°2.02: répartition des surfaces en fonction des cotes.

Altitude (m)	S _i (km ²)	H _i (m)	S _i (%)	S _i cum (%)
1100- 1152	0,580039	52	0,12036429	0,12036429
1000- 1100	3,697634	100	0,76729859	0,88766288
900- 1000	9,17397	100	1,90369686	2,79135974
800- 900	17,14679	100	3,55814225	6,349502
700- 800	34,65349	100	7,19096968	13,5404717
600- 700	60,52452	100	12,559485	26,0999567
500- 600	85,42891	100	17,7274122	43,8273689
400- 500	130,6179	100	27,1046108	70,9319797
300- 400	66,96763	100	13,8964992	84,8284789
200- 300	47,42465	100	9,84112193	94,6696009
100- 200	21,75951	100	4,51533097	99,1849318
49- 100	3,927837	51	0,81506817	100





3.4.2. Indice de pente globale:

Cet indice est déterminé par la formule suivante:

$$D = H_{5\%} - H_{95\%} \quad \text{(III-6)}$$

Avec:

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

$$H_{5\%} = 781.073 \text{ m}$$

$$H_{95\%} = 146.03 \text{ m}$$

$$D = 635.043 \text{ m}$$

L: la longueur du rectangle équivalent

$$I_g = 1,22 \%$$

Indice de pente moyenne Ipm :

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

$$I_{pm} = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L} \quad \text{..... (III-7)}$$

$$I_{pm} = 2,13 \%$$

3.4.3. Indice de pente ROCHE Ip :

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

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i D_i} \quad \text{..... (III-8)}$$

L : longueur de rectangle équivalent (m)

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

Tableau N°2.03: détermination de la pente Roche Ip.

Altitude	Di=Hi-Hi-1	Si	Ai=Si/S	$\sqrt{D_i \cdot A_i}$
m	M	km2	%	
1100- 1152	52	0,58	0,12036429	2,50178798
1000- 1100	100	3,6976	0,76729859	8,75955815
900- 1000	100	9,174	1,90369686	13,7974522
800- 900	100	17,1468	3,55814225	18,8630386
700- 800	100	34,6535	7,19096968	26,8159834
600- 700	100	60,5245	12,559485	35,4393637
500- 600	100	85,4289	17,7274122	42,1039335
400- 500	100	130,6179	27,1046108	52,0620887
300- 400	100	66,9676	13,8964992	37,2780085
200- 300	100	47,4247	9,84112193	31,3705625
100- 200	100	21,7595	4,51533097	21,2493082
920-904	51	3,9278	0,81506817	6,44736199
Somme		481,9029	100	296,688447

$I_p = 1,3.$

Dénivelée spécifique :

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

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

Tableau N°2.04: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief).

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

$$D_s = 35,4 \text{ m.}$$

Dans notre cas le relief est assez faible.

3.4.4. Pente moyenne du bassin versant :

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

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).

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

Tableau N°2.05 :Evaluation de la pente moyenne.

°N	courbe	HΔ	Longueur (km)
1	1100	100	3,059
2	1000		10,449
3	900		38,853
4	800		81,113
5	700		168,784
6	600		267,069
7	500		330,851
8	400		355,959
9	300		211,037
10	200		113,59
11	100		26,092

Application numérique :

la pente moyenne de bassin est :

$$I_{moy} = 330,349 \text{ m/km}$$

4. Caractéristiques hydrographiques du bassin versant :

4.1. Le réseau hydrographique :

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 celle de Schum. Nous avons deux types de réseau : subdentritic et dentritic.

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

Dans notre bassin versant de l'Oued Damous, le cours d'eau principal est de l'ordre 5. Le réseau hydrographique est représenté dans la figure N°2-4.

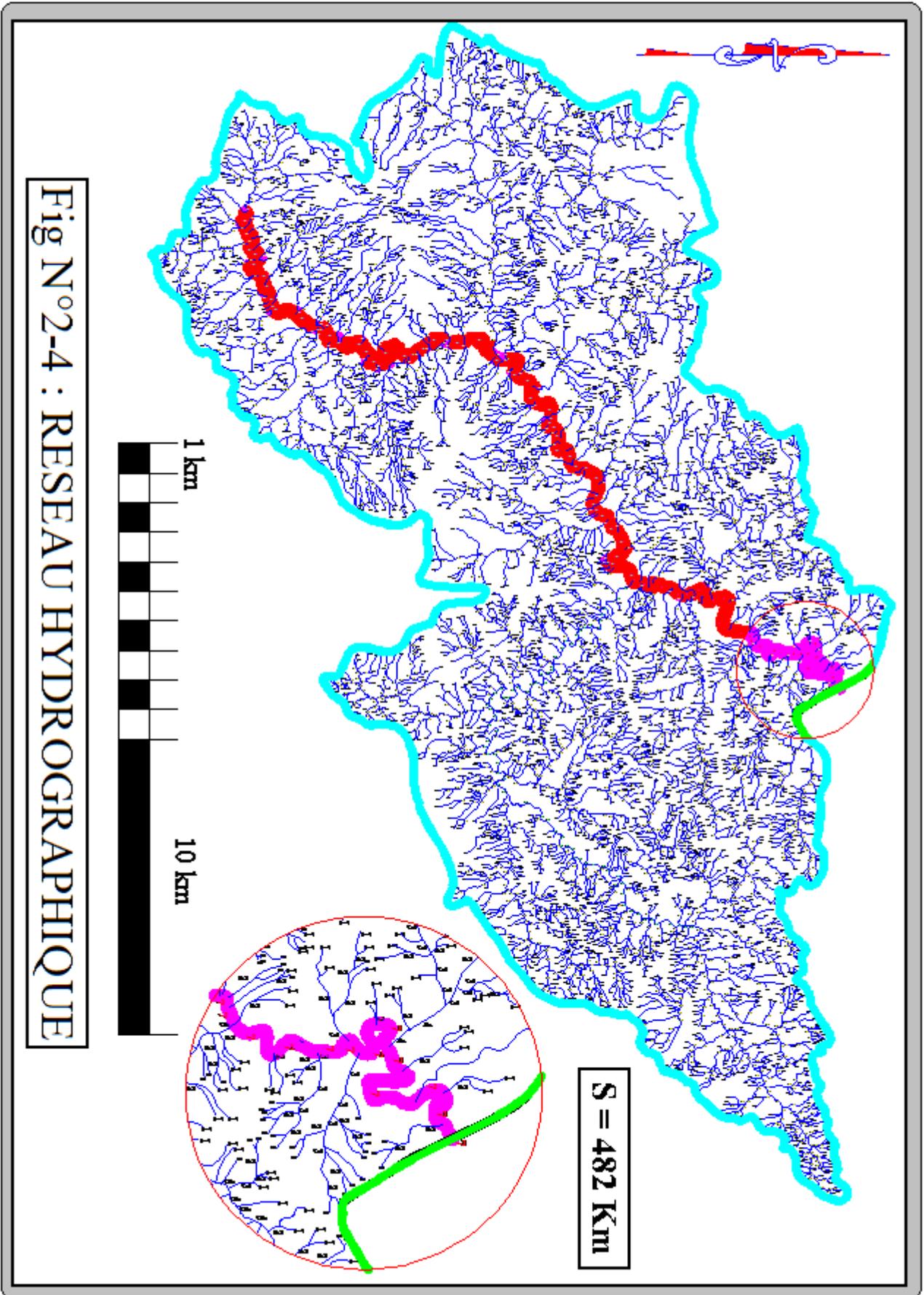


Fig N°2-4 : RESEAU HYDROGRAPHIQUE

4.2. Profil en long de l'Oued :

Le profil en long du cours d'eau principal a été tracé en utilisant les données de base du tableau (N°2.06).

Tableau N°2.06 : Evaluation du profil en long.

°N	courbe de niveau	distance partielle	distance cumulée
1	405-300	8 771,83	8771,83
2	300-200	6632,1077	403,94 15
3	200-100	16 848,1927	480,30 23
4	100-49	9667,8788	516,07 26

le profil est représenté dans la Fig N°2-5.

4.3. Pente moyenne du cours d'eau principal Ic :

Elle exprime le rapport entre la dénivelée et la longueur comprise entre deux points suffisamment éloignés du cours d'eau principal. Elle est donnée par la formule suivante :

$$I = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots\dots\dots(\text{II.10})$$

Avec :

ΔH : dénivelée entre deux points suffisamment distants (m).

ΔL : distance entre ces deux points (km).

Application numérique:

$I_c = 1.34 \%$

4.4. Densité de drainage :

Elle est définie pour un bassin versant donné 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.

$$D = \frac{\sum L}{S} \dots\dots\dots(\text{II.11})$$

Avec :

$\sum L$: Somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i (km)

S : surface du bassin versant (Km²).

$\sum L = 1050.76 \text{ Km}$.

Application numérique :

$D_d = 2,18 \text{ km/km}^2$

4.5. Le coefficient de torrentialité Ct :

$$C_t = F \times D \dots\dots\dots(\text{II.12})$$

Avec :

$$F_1 = N_1/S$$

D_d : la densité de drainage.

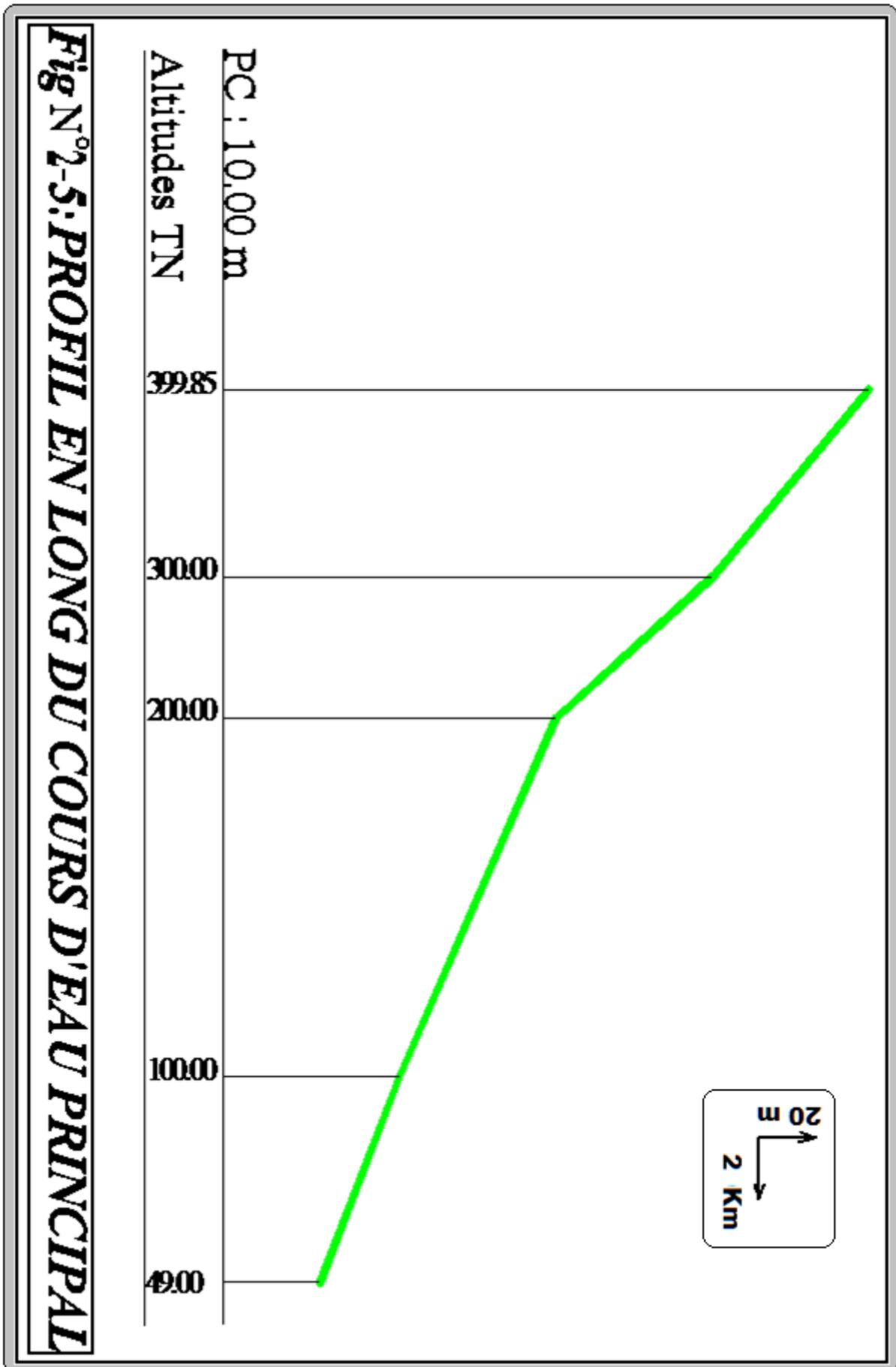
N : Nombre des talwegs d'ordre 1. N=6477.

S : Surface du bassin versant.

F₁ : densité de talwegs élémentaires.

Application numérique :

C_t = 29.3.



4.6. Temps de concentration :

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

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

- La formule de GIANDOTTI (sud Italie 1937) :

$$T = \frac{\sqrt{L_p}}{0.475} \dots\dots\dots(\text{II.13})$$

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).

- La formule de KIRPICH :

$$T = 0.6615(L)^{0.7} \times I^{-0.5} \dots\dots\dots(\text{II.15})$$

- Formule CALIFORNIA :

$$T_c = \left(\frac{0.87L^3}{H_{\text{max}} - H_{\text{min}}} \right)^{0.386} \dots\dots\dots(\text{II.16})$$

Tableau N°2.07 : Récapitulatif du temps de concentration.

Formules	Tc
Formule de <i>GIANDOTTI</i>	9,03
Formule de <i>KIRPICH</i>	9,91
Formule de <i>CALIFORNIA</i>	6,04

Commentaire :

Sur la base de ces résultats, et la considération du talweg principal, nous nous proposons d'adopter la valeur **Tc= 9,03 heures**, GRIANDOTTI qui est d'emploi fréquent en Algérie parce que la formule de GRIANDOTTI tient compte tous les paramètres géométriques du bassin.

4.7. Vitesse de ruissellement :

La vitesse de propagation moyenne dans le bassin versant est :

$$V = \frac{L_p}{T_c} \dots\dots\dots(\text{II.17})$$

Avec :

- L_p : Longueur du cours d'eau principal (Km)
- T_c : Temps de concentration (h).

Application numérique :

$$V_r = 4,76 \text{ Km/h}$$

4.8. Coefficient de sinuosité :

Ce coefficient est donné par la formule suivante :

$$C_s = \frac{L_d}{L_p} \dots\dots\dots(III-20)$$

L_d : distance rectiligne mesuré à la règle de la source jusqu'à l'exutoire.=52,55 km.

L_p : longueur du talweg principale.

$C_s = 1,22.$

Tableau N°2.08: Tableau récapitulatif des caractéristiques hydro-morpho-métriques du bassin versant.

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km ²	482
Périmètre		P	km	122
Longueur du thalweg principal		L _p	km	43
Pente du thalweg principal		I	%	3,4
Indice de compacité		K _c	-	1,56
Coefficient d'allongement		Ca	-	3,84
Rectangle	longueur	L _r	km	51,87
Equivalent	largeur	l _r	Km	9,29
Altitudes	maximale	H _{max}	m	1152
	moyenne	H _{moy}	m	493,2
	médiane	H _{med}	m	477,3
	minimale	H _{min}	m	49
Pente moyenne de B.V		I _{moy}	m/km	330,349
Indice de pente globale		I _g	%	1,24
Indice de pente moyenne		I _{pm}	%	2,15
Indice de pente de M Roche		I _p	%	1,3
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	2,18
Coefficient de torrencialité		C _t	-	29,3
Temps de concentration		T _c	h	9,03
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	4,76
Coefficient de sinuosité		C _s	-	1,22

5. Caractéristiques climatiques :

Les caractéristiques climatologiques de la région du barrage sont estimées par les données disponibles des stations climatologiques avoisinantes. La localisation des stations considérées par rapport au bassin versant de l'oued Damous est montrée à la annexe N°I.6

5.1. La température :

Les caractéristiques climatiques de la région du bassin versant ne sont enregistrées qu'aux stations de Cherchell et de Ténès. Les répartitions mensuelles des températures enregistrées à ces deux stations sont présente dans le tableau N° 2-9 :

Tableau N°2.09 : répartition mensuelle de la température de l'année 2008.

Station		.Jan	.Fév	Mar	Avri	Mai	Juin	Juil	Aoû	.Sep	.Oct	.Nov	.Déc
Cherchell	Max (C°)	20,6	21	26,1	28,7	27,1	30,8	34,1	33,8	31,8	28,5	24,5	22,7
	Moy (C°)	12,6	13	15,6	17,7	18,7	22,4	25,6	25,9	23,6	19,8	17,1	13,8
	Min (C°)	4,6	5	5	6,6	10,3	14	17	18	15,3	11,1	9,6	4,8
Ténès	Max (C°)	19,5	21,6	25,4	28,3	30,9	31,8	37,8	36,9	34,1	31,4	26,7	21,6
	Mmoy (C°)	11,8	12,7	15,1	17,3	20,4	22,6	27,1	27,3	24,1	21	17,1	12,9
	Min (C°)	4	3,8	4,8	6,2	9,9	13,4	16,4	17,6	14	10,6	7,4	4,1
Site du barrage	Mmoy (C°)	12,2	12,9	15,3	17,5	19,6	22,5	26,3	26,6	23,8	20,4	17,1	13,3

Source : A.N.R.H.

5.2. Vitesse du vent :

Le vent observé à la station de chelif se caractérise par une vitesse moyenne variant de 1 m/s à 4,5 m/s. Les vents les plus forts prédominent de mai à juin. Les directions générales observées sont ouest et est avec une fréquence respective de 28,2 % et de 17,5 %.

5.3. La pluviométrie :

La pluviométrie qui prévaut au bassin versant de l'oued Damous est établie en utilisant l'information disponible de la région à l'étude.

5.3.1. Stations et données disponibles:

Aucun poste pluviométrique n'est situé à l'intérieur du bassin versant du site Oued Damous. La période d'observations et l'importance des données disponibles des stations situées à proximité de la zone d'étude sont présentées ci-dessous.

Tableau N°2.10 : Données disponibles des stations situées à proximité de la zone d'étude

Nom	Code	Années d'observations	Nombre d'années disponibles
Abou El Hassen	20201	1953-1996	27
Benaria	12205	1950-1991	15
Ténès	20205	1937-1995	45
Damous	20203	1953-1993	37
Beni Haoua	20202	1932-1977	31

5.3.2. Pluie moyenne annuelle :

La répartition mensuelle des pluies est donnée dans le Tableau N° 2.11.

Tableau N°2.11 : Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations.

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	Total
P (mm)	67	69,6	77,4	82,5	59,3	28,3	11,6	16,1	51,6	69	61,2	50,3	645
P (%)	10,4	10,8	12	12,8	9,2	4,4	1,8	2,5	8	10,7	9,6	7,8	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°2.12 : Les caractéristiques pluviographiques de la région.

Pluie moyenne Annuelle (mm)	Pluie moyenne max. journalière (mm)	Exposant climatique (b)
645	62.991	0.39

Source : A.N.R.H.

5.3.3. Pluies maximales journalières :

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

Les paramètres statistiques de l'échantillon:

Nombre d'observations	33
Moyenne	62.99
Ecart-type	27.23
Médiane	55.500
Coefficient de variation	0.43
Coefficient d'assymétrie	1.18

5.3.4. Ajustement des pluies maximales journalières :

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

Test de stationnarité

- Hypothèses

H_0 : il n'y a aucune tendance dans les observations.

H_1 : il y a une tendance dans les observations.

- Résultats :

Valeur de la statistique $|K| = 2.1227$

p-valeur $p = 0.033797$

- Conclusion :

Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5 %.

Test d'homogénéité:

- Hypothèses :

H_0 : les moyennes des deux sous échantillons sont égales.

H_1 : les moyennes des deux sous échantillons sont différentes.

- Résultats :

Valeur de la statistique $|W| = 1.5727$.

p-valeur $p = 0.11577$.

- Conclusion :

Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5 %.

a)- Ajustement a la loi de GUMBEL:

L'équation de la droite de GUMBEL:

$$P_{\max j} = \frac{1}{\alpha} y + x_0 \dots\dots\dots(III-24)$$

y:variable de la droite de GUMBEL:

$$y = -[\ln (-\ln (F(x)))] \dots\dots\dots(III-25)$$

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{N} \dots\dots\dots(III-26)$$

Ou :

m: l'ordre de classement;

n: taille de l'échantillon;

$\frac{1}{\alpha}, x_0$: sont déterminé par la méthode des moindres carrées.

La droite de GUMBEL est données par la figure N°II.6 .Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont présentées dans le tableau suivant:

Tableau N° 2.13 : Ajustement a la loi de GUMBEL.

Période de retour	q	précipitation	Intervalle de confiances
		$P_{\max j}$ (mm)	
T (ans)			95%
10000	0.9999	246.34	317.45 - 175.24
2000	0.9995	212.16	271.12 - 153.20
1000	0.9990	197.43	251.17 - 143.69
200	0.9950	163.21	204.86 - 121.55
100	0.9900	148.43	184.91 - 111.95
50	0.9800	133.60	164.91 - 102.29
20	0.9500	113.81	138.33 - 89.297
10	0.9000	98.526	117.93 - 79.118
5	0.8000	82.588	96.957 - 68.219

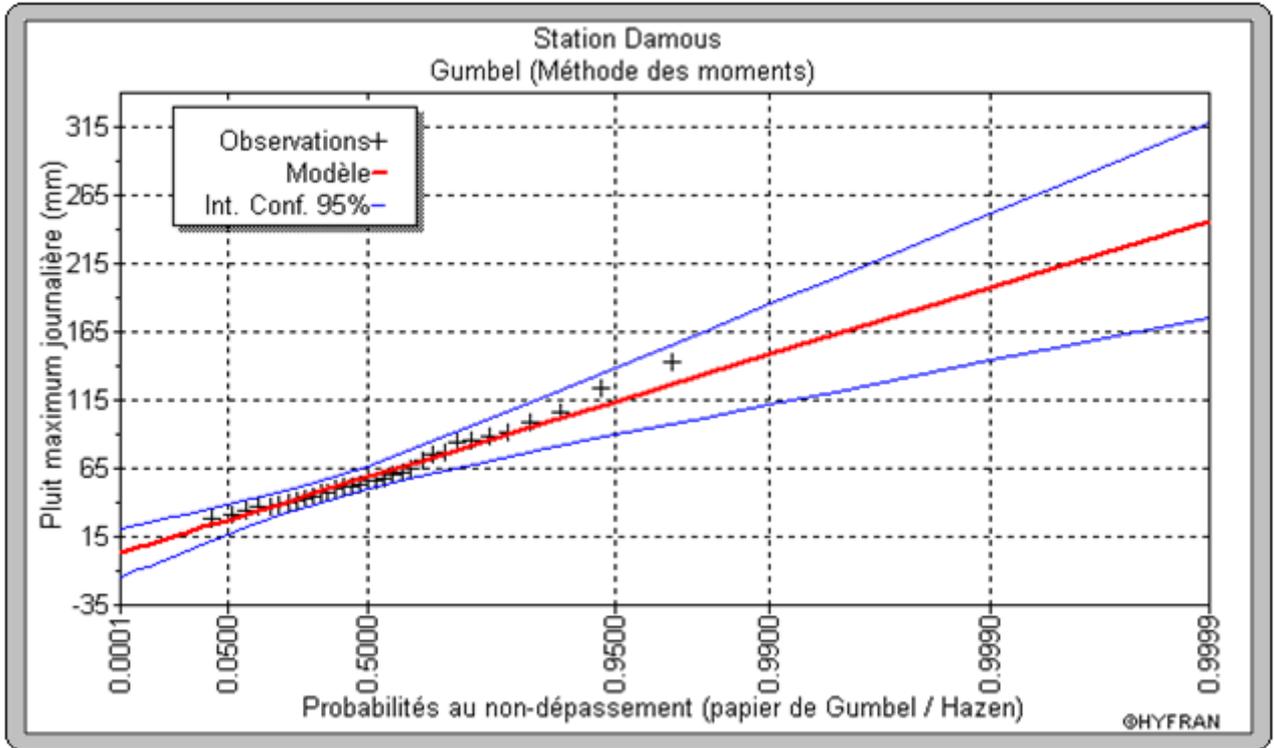


Fig N° II.6 : Ajustement a la loi de GUMBEL

b)- Ajustement a la loi normale:

Calcul des fréquences expérimentales (au non dépassement):

$$T = \frac{1}{1-q} \quad \text{et :} \quad q = F(x_i) = \frac{m-0.5}{N} \dots\dots\dots(III-27)$$

M: numéro d'ordre de la valeur.

N : taille de l'échantillon.

Paramètres d'ajustement a la loi normale:

$$X_{p\%} = X_{moy} + \delta u_{p\%} \dots\dots\dots(III-28)$$

X_{moy} : hauteur de pluie moyenne.

δ : écart-type.

$u_{p\%}$: variable réduite de GAUSS.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant ainsi le graphique est données par la figure N° II-7 .

Tableau N°2.14 : Ajustement a la loi normale.

Période de retour T (ans)	q	Précipitation	Intervalle de confiance 95%
		P _{max j} (mm)	
10000	0.9999	164.30	190.80 - 137.79
2000	0.9995	152.63	176.48 - 128.78
1000	0.9990	147.17	169.80 - 124.55
200	0.9950	133.17	152.71 - 113.62
100	0.9900	126.37	144.47 - 108.27
50	0.9800	118.95	135.51 - 102.38
20	0.9500	107.80	122.19 - 93.417
10	0.9000	97.904	110.54 - 85.271
5	0.8000	85.911	96.772 - 75.051

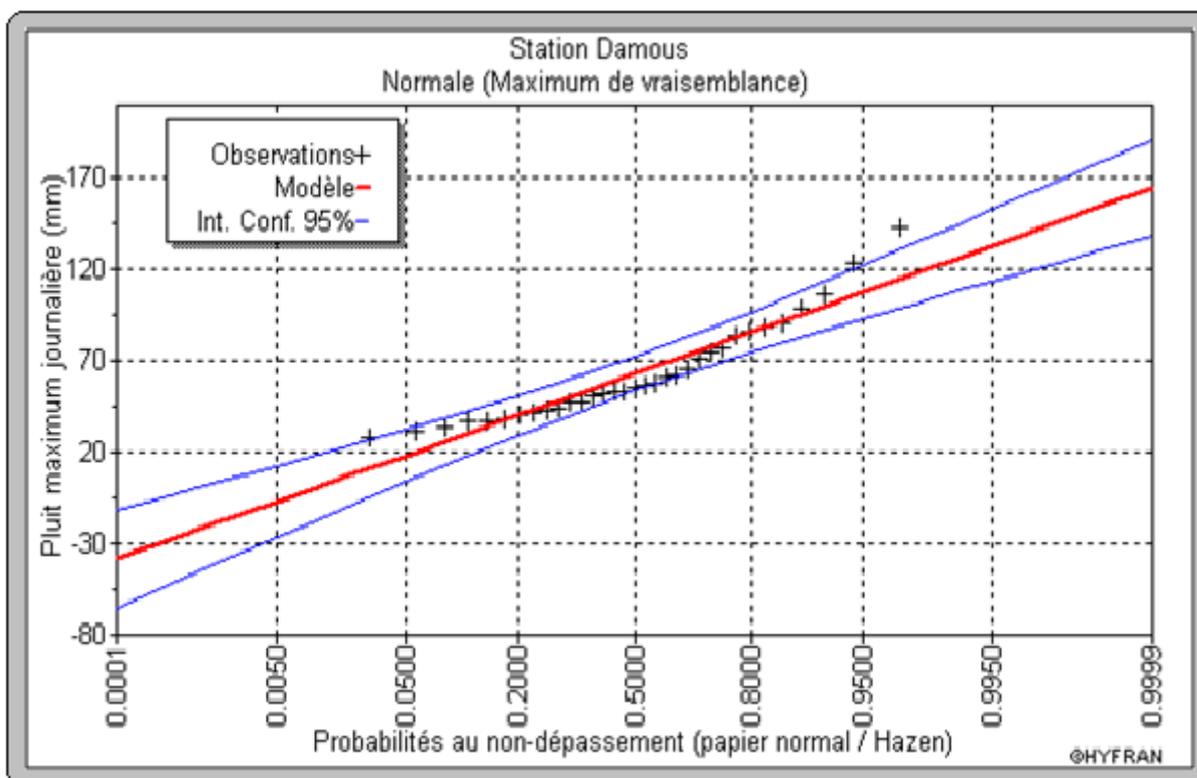


Fig N° II-7 : Ajustement a la loi normale

c)- Ajustement a la loi log normale:

Paramètres d'ajustement à la loi Log–normale :

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

$$\text{Log}P_{j\max} = \overline{\log P_{j\max}} + \sigma_{\log} U_{P\%}$$

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

Tableau N°2.15 : Ajustement à la loi log normal

Période de retour	q	précipitation	Intervalle de confiances
T (ans)		Pmax j (mm)	90%
10000	0.9999	361.81	605.34 - 120.28
2000	0.9995	288.70	456.27 - 121.13
1000	0.9990	256.04	393.61 - 118.48
200	0.9950	193.62	275.01 - 112.23
100	0.9900	172.91	235.39 - 110.42
50	0.9800	149.01	195.50 - 102.52
20	0.9500	119.95	149.50 - 90.391
10	0.9000	99.640	119.44 - 79.841
5	0.8000	80.458	93.085 - 67.830

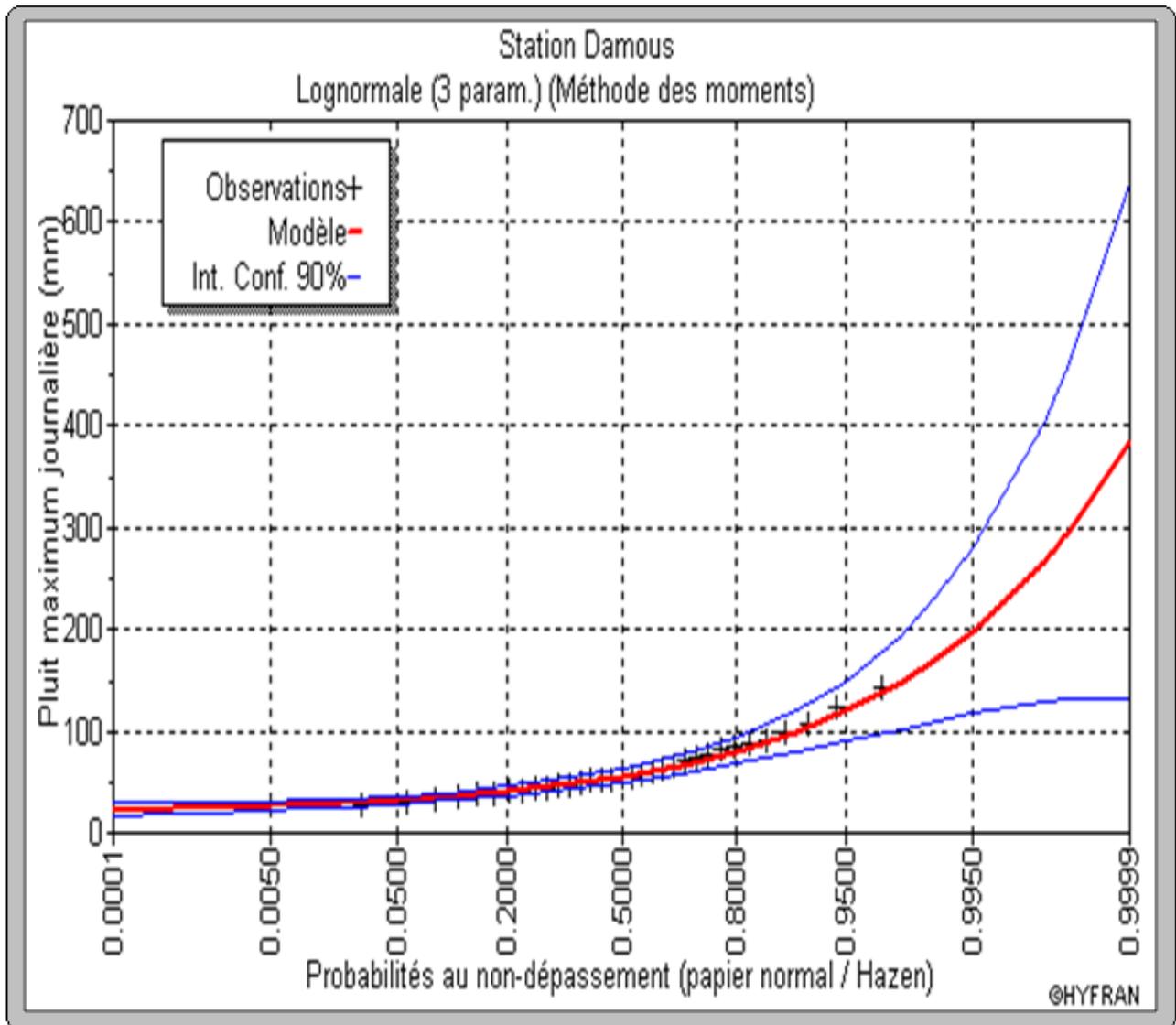


Fig N° II-8 : Ajustement a la loi log norma .

Conclusion:

D'après les trois schémas on conclut que les pluies maximales journalière suit la loi log normal car tous les pions sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance. Ainsi que $P(x-x_0)$ est la plus grande pour cette dernière méthode.

5.3.5. Pluies de courte durée I.D.F (courbes : Intensité-Durée-Fréquence) :

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

$$P_{(t)}\% = P\%(-) \dots\dots\dots(\text{II.22})$$

Avec :

$P_{(t)}$: Pluie d'une durée (t) pour une fréquence voulue (mm).

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

t : Durée de la pluie (heures).

b : Exposant climatique (donnée)

Cet exposant dépend de la position géographique, déterminé à partir de la carte des iso-lignes de l'exposant climatique établi par K.Body en Mai 1981.

On prend pour notre site : $b = 0.39$

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

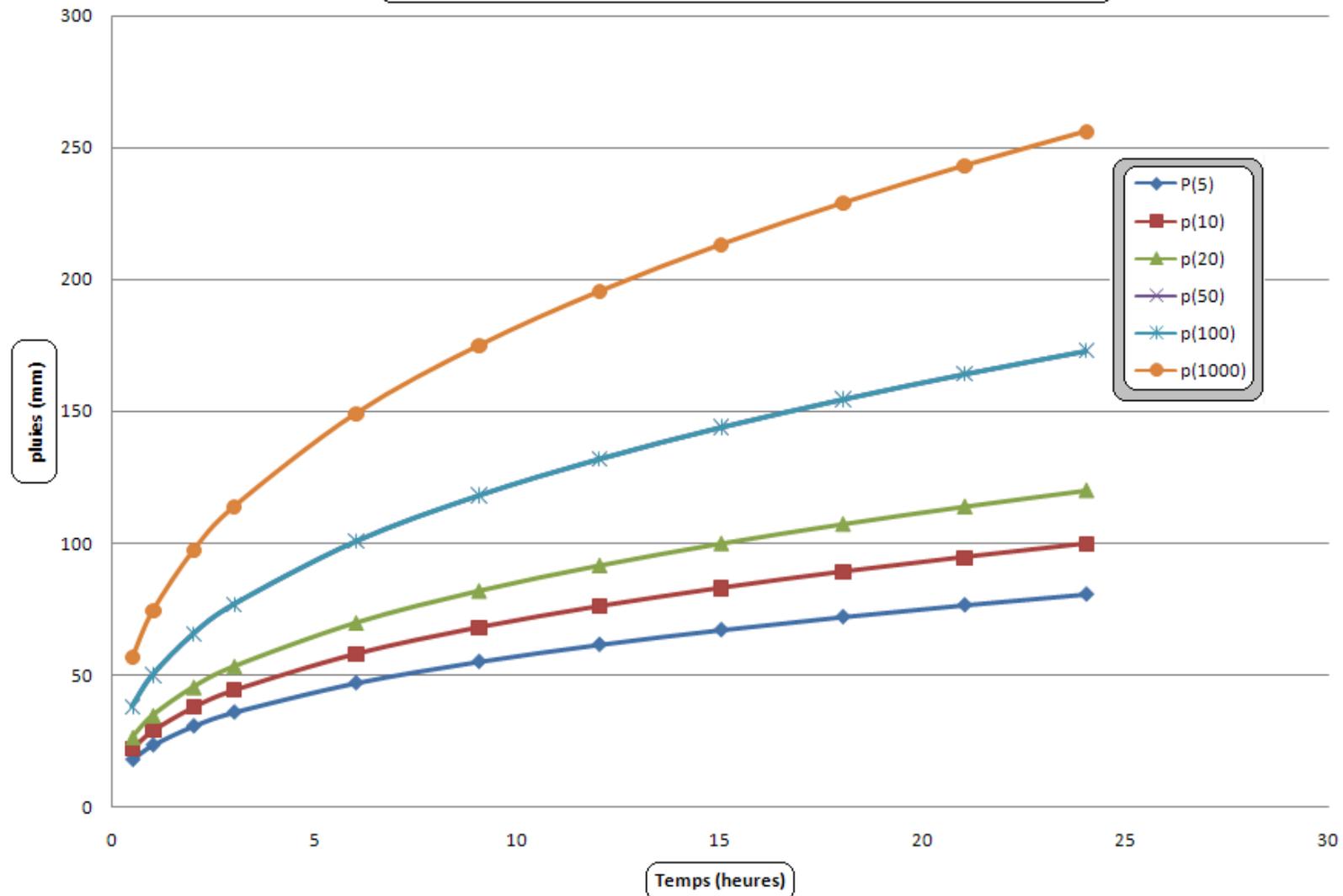
$$I = - \dots\dots\dots (\text{II.24})$$

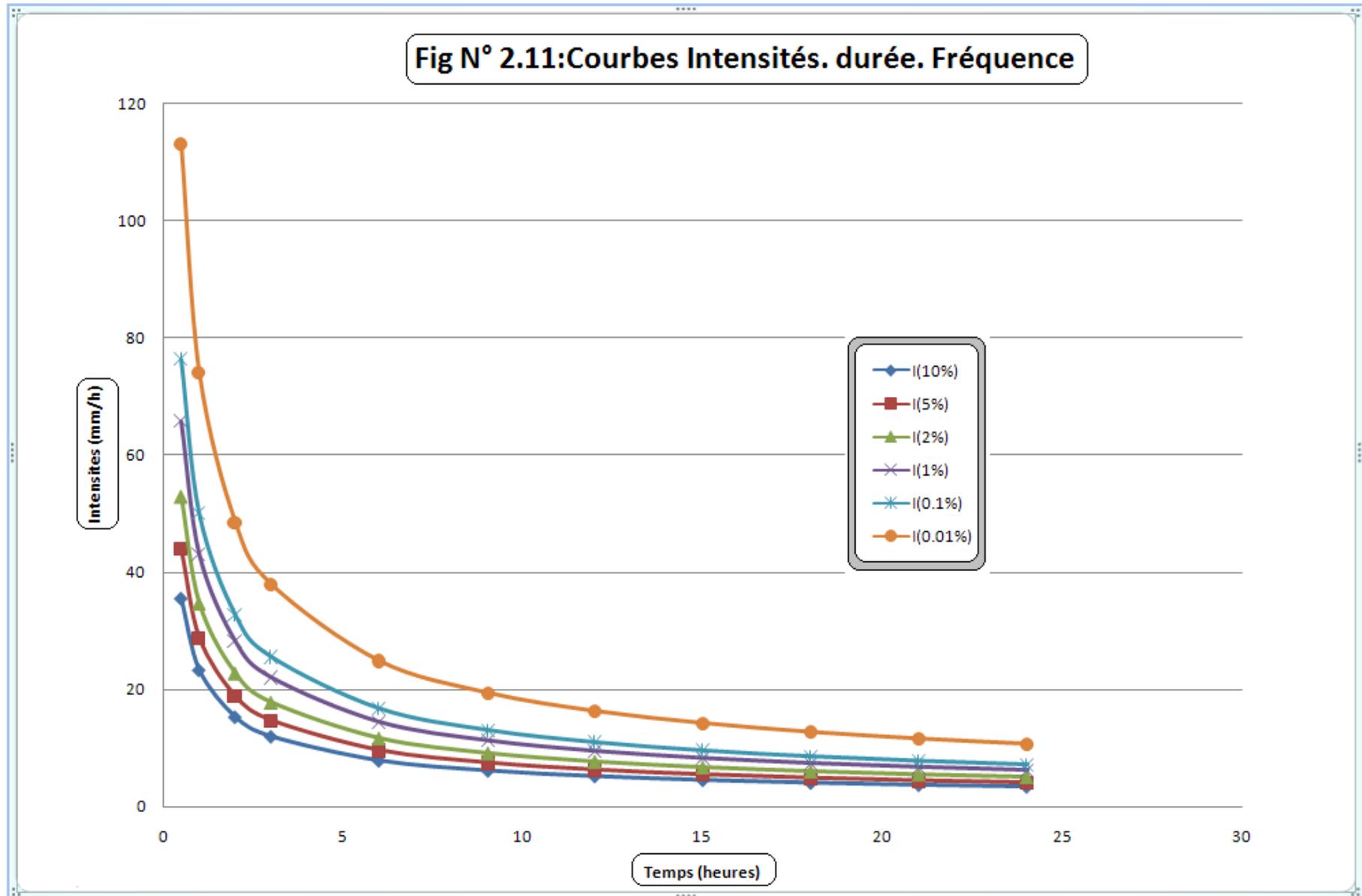
La pluie et l'intensité de pluie d'un pas de temps voulu pour une fréquence voulue sont données dans le tableau N° 2.16.

Tableau N°2-16: Pluies de courtes durées et leur intensité.

fréquence (%)	5		10		20		50		100		1000	
	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It
0,5	17,78	35,56	22,02	44,03	26,5	53,01	32,93	65,85	38,21	76,41	56,57	113,15
1	23,3	23,3	28,85	28,85	34,73	34,73	43,15	43,15	50,07	50,07	74,14	74,14
2	30,53	15,26	37,81	18,9	45,51	22,76	56,54	28,27	65,61	32,8	97,15	48,57
3	35,76	11,92	44,28	14,76	53,31	17,77	66,22	22,07	76,84	25,61	113,79	37,93
6	46,86	7,81	58,03	9,67	69,85	11,64	86,78	14,46	100,7	16,78	149,11	24,85
9,03	54,95	6,09	68,06	7,54	81,93	9,07	101,78	11,27	118,1	13,08	174,88	19,37
12	61,4	5,12	76,04	6,34	91,54	7,63	113,71	9,48	131,95	11	195,39	16,28
15	66,98	4,47	82,95	5,53	99,86	6,66	124,05	8,27	143,95	9,6	213,16	14,21
18	71,92	4	89,07	4,95	107,22	5,96	133,2	7,4	154,56	8,59	228,87	12,71
21	76,38	3,64	94,58	4,5	113,86	5,42	141,45	6,74	164,14	7,82	243,05	11,57
24	80,46	3,35	99,64	4,15	119,95	5	149,01	6,21	172,91	7,2	256,04	10,67

Fig N°2.10 : Courbes des pluies de courte durée





6. Evaluation des apports liquides:

L'oued Damous étant dépourvu de station hydrométrique, de plus, l'analyse du réseau d'observation de la région d'étude et ses environs nous ne pas permis de mettre en évidence une station hydrométrique analogue dont le bassin versant serait géomorphologiquement similaire au bassin versant d l'oued, l'analogie proprement dite ne peut donc être effectuée.

Pour cela, l'estimation des paramètres hydrologiques nécessaires au dimensionnement des ouvrages s'est faite suivant l'approche par les formules empiriques.

6.1. Apports moyens interannuels:

6.1.1 Formule de SAMIE:

$$A = L_e \cdot S \dots\dots\dots (II.25)$$

$$L_e = P^2 (293 - 2.2\sqrt{S}) \dots\dots\dots (II.26)$$

Avec :

- L_e : lame d'eau écoulée (mm).
- P : précipitation moyenne (m).
- S : la superficie en Km^2 du bassin versant.

6.1.2 Formule de DERY II:

$$A = 0.513 \cdot P^{2.683} \cdot Dd \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots (II.27)$$

Avec :

- A :apport moyen interannuel (en hm^3).
- P : précipitation moyenne (m).
- S : superficie (en Km^2).

6.1.3 Formule de MEDINGER:

$$L_e = 1.024 (P - 0.26)^2 \dots\dots\dots (II.28)$$

- P : précipitation moyenne (m).
- L_e : lame d'eau écoulée (mm).

$$A = L_e \cdot S$$

6.1.4 Formule de COUTAGNE :

Elle donne le déficit découlent D tel que:

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

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

T_0 : température moyenne dans la zone d'étude. $T_0 = 16.3^\circ c$

La lame d'eau écoulée est alors:

$$L_e = P - D$$

$$A = L_e \cdot S$$

6.1.5 Formule de CHAUMONT:

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

$$C_e = 0.6 (1 - 10^{-0.36P^2}) \dots\dots\dots (II.29)$$

P : précipitation moyenne (m).

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

$$L_e = P \cdot C_e$$

$$A = L_e \cdot S$$

6.1.6. Formule de TURC:

$$L_e = P - \frac{P}{\sqrt{0.9 + \frac{P^2}{L^2}}} \dots\dots\dots (II.30)$$

Avec:

$$L = 300 + 25T_0 + 0.05 (T_0)^3 \dots\dots\dots (II.31)$$

T_0 : température moyenne dans la zone d'étude.

$$A = L_e \cdot S$$

6.1.7. Formule de l'ANRH:

L'apport moyen interannuel est donnée par:

$$A_0 = 0.915 \cdot \bar{P}^{-2.684} \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots (II.32)$$

P : précipitation moyenne (m).

S : superficie (en Km²).

6.1.8. Relation de l'A.N.B./C.R.S.T.A.:

$$A_{an} = 0,1042 (P_{moy}) + 0,0235 (S) - 16,93 \dots\dots\dots (III-40)$$

Pour : $P_{moy} = 645$ mm et $S = 482$ km²

Les résultats sont portés sur le tableau suivant:

Formule	Apport moyen A (Mm ³)
<i>SAMIE</i>	49,01
<i>DERY II</i>	70,1
<i>MEDINGER</i>	73,16
<i>CHAUMONT</i>	54,41
<i>COUTAGNE</i>	58,1
<i>TURC</i>	59,3
<i>ANRH</i>	51,22
<i>.A.N.B./C.R.S.T.A</i>	61,6

D'après ces résultats on adopte finalement la valeur de *A.N.B./C.R.S.T.A* qui est la plus proche de la moyenne des autres valeurs, c'est-à-dire:

$$A = 61,6 \text{ Mm}^3$$

6.2. Répartition mensuelle de l'apport moyen:

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

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

Le calcul se fait par la formule suivante:

$$Q_m = P_m \cdot C_e \cdot S \dots\dots\dots (II.33)$$

Avec :

C_e : coefficient d'écoulement.

P_m : pluie mensuelle.

L_e : lame écoulée.

P : pluie moyenne annuelle.

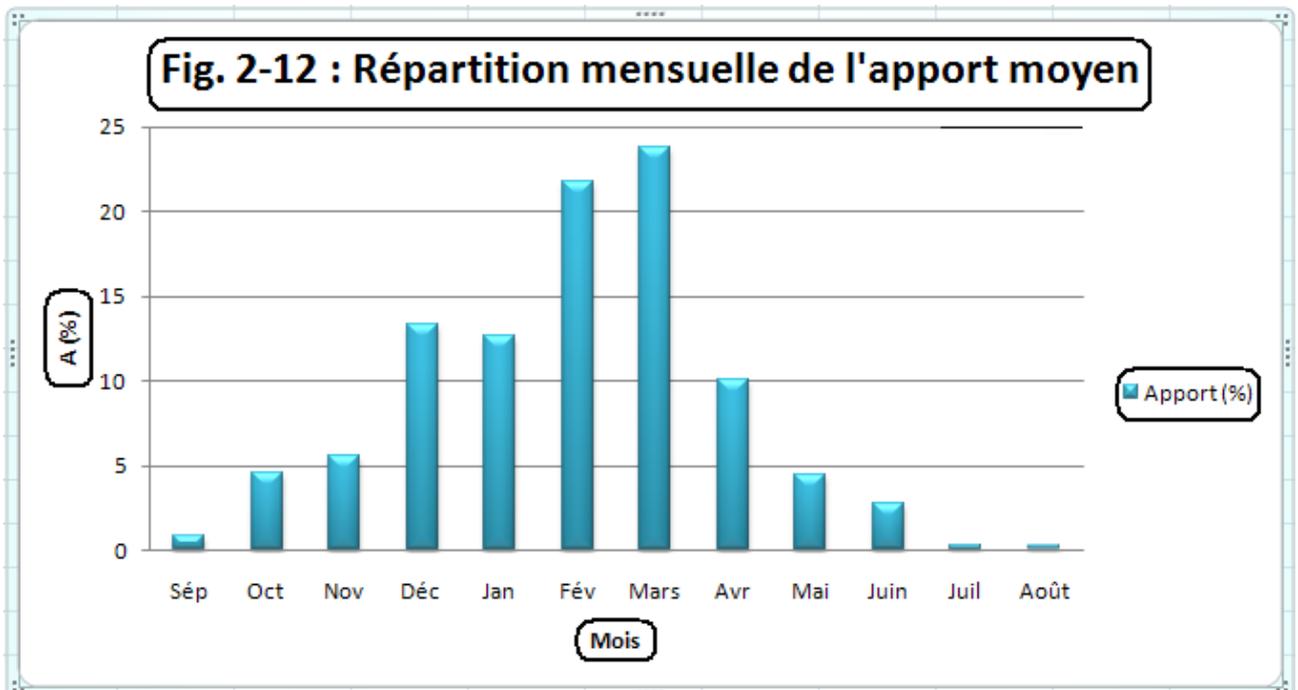
S : surface du bassin versant (Km²).

Q_m : apport liquide mensuel (hm³).

La répartition est donnée par le tableau suivant et la figure N°II.12.

Tableau N°2.17 : Répartition mensuelle de l'apport moyen.

Mois	Q mens	A	A
	(m3/s)	(Mm3/s)	(%)
Sép	0,23	0,6	0,85
Oct	1,21	3,24	4,6
Nov	1,5	3,89	5,52
Déc	3,49	9,35	13,27
Jan	3,32	8,89	12,62
Fév	6,32	15,29	21,7
Mars	6,25	16,74	23,75
Avr	2,72	7,05	10
Mai	1,17	3,13	4,44
Juin	0,74	1,92	2,72
Juil	0,08	0,21	0,3
Août	0,06	0,16	0,23
Total	2,26	70,47	100



6.2.1. Calcul du coefficient de variation:

a). Caractéristiques de l'écoulement :

• **Module de l'écoulement :**

Il est donné par la relation suivante :

$$M_e = A_{\text{moy}} / T \dots\dots\dots (II.34)$$

Avec :

$$A_{\text{moy}} : \text{Apport moyen annuel} = 61,6 \text{ hm}^3$$

$$T : \text{Temps d'une année en secondes } T = 31,536 \text{ s}$$

Application numérique :

$$M_e = 1,95 \text{ m}^3/\text{s}$$

• **Module de l'écoulement relatif (spécifique) :**

$$\text{On a : } M_0 = M_e / S \dots\dots\dots (II.35)$$

Avec :

M_e : Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km^2).

Application numérique :

$$M_0 = 4,05 \text{ l / s / Km}^2$$

• **Lame d'eau écoulée :**

$$L_e = A_{\text{moy}} / S_{\text{BV}} \dots\dots\dots (II.36)$$

Application numérique :

$$L_e = 128 \text{ mm}$$

• **Coefficient de variation**

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

- **Formule de Padoun:**

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

M_0 : débit ou module spécifique (l/s/Km^2).

- **Formule de Sokolovski-Chevelev:**

$$C_v = 0.78 - 0.291 \text{Log}(M_0) - 0.063 \text{Log}(S + 1) \dots\dots\dots (II.37)$$

Avec :

S : superficie du bassin versant.

M_0 : débit ou module spécifique en (l/s/Km^2).

- **Formule d'Ugiprovdkhoz:**

$$C_v = \frac{0.7}{M_0^{0.125}} \dots\dots\dots (II.38)$$

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

- **Formule d'Antonov:**

$$C_v = \frac{0.78}{(S + 1000)^{0.097}} \dots\dots\dots (II.39)$$

Les différentes valeurs de C_v sont données par le tableau

Formules	C_v
PADOUN	0.47
SOKOLOVSKY-CHEVELEV	0.42
UGIPROVODKHOZ	0.58
ANTONOV	0.38
Moyenne	0.46

La valeur de $C_v = 0.47$ obtenue par la formule de PADOUN est finalement adoptée.

6.2.2. Les apports fréquentiels:

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

$$A_{(\%)} = \frac{A}{(C_v^2 + 1)^{1/2}} \cdot e^{U(\log(C_v+1))^{1/2}} \dots\dots\dots (II.40)$$

Avec :

$A_{\%}$: apport de fréquence donnée.

U:variable réduite de Gauss.

Les calculs des apports fréquentiels a conduit au tableau suivant:

Tableau N° 2.18 : Apports fréquentiels.

Période de retour (ans)	Fréquence (%)	Variable de Gauss	Apport (hm3)
1.25	80	-0.8428	45,18
10	90	1,285	107,88
25	96	1,753	130,64
50	98	2,0571	147,94
100	99	2,328	165,28
1000	99,9	3,1	226,66
2000	99,95	3,29	244,97
10000	99,99	3,72	292,08

- **Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%**

Tableau N°2.19 : Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%.

Mois	A 80% (%)	A 80% (m3)
Janvier	0,85	0,38
Février	4,6	2,08
Mars	5,52	2,49
Avril	13,27	5,99
Mai	12,62	5,7
Juin	21,7	9,8
Juillet	23,75	10,73
Août	10	4,52
Septembre	4,44	2,01
Octobre	2,72	1,23
Novembre	0,3	0,13
Décembre	0,23	0,1
Total	100	45.18

6.3. Les apports solides:

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

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

• **Formule de Tixeront:**

Cette formule donne l'apport solide moyen annuel en suspension en (t/Km²/An), elle est exprimée par:

$$E_s = \alpha \cdot L_e^{0.15} \dots\dots\dots (II.41)$$

Ou: E_s : apport solide moyen annuel en suspension (t/Km²/An).

L_e : lame d'eau écoulee. ($L_e = 142$ mm)

α : paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant ($\alpha = 875$).

Pour une lame d'eau écoulee égal à un mm, on obtient une valeur d'un t/Km²/An pour les transports solides en suspension.

$$A_s = E_s \cdot S \dots\dots\dots (II.42)$$

Avec :

S : superficie du bassin versant en Km².

$E_s = 1840.14$ (t/Km²/An).

D'où : $A_s = 886948,38$ t/An.

Le volume des solides est égal à:

$$V_s = A_s / \gamma_s \dots\dots\dots (II.43)$$

On a : $\gamma_s = 1.5$ t/m³.

Application numérique :

$$V_s = 591298.32 \text{ m}^3/\text{An}$$

• **Formule de Sogreah:**

$$E_s = \alpha \cdot P^{0.15}$$

Avec :

α : paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant : ($\alpha = 350$).

P : pluie moyenne annuelle en (mm).

Application numérique:

$E_s = 2309.10$ t/Km²/An.

$A_s = 1112984.33$ t/An.

D'où : $V_s = 741989.55 \text{ m}^3/\text{An}$

Formule	Apport solide (Mm ³ /an)
<i>Tixeront:</i>	0,59
<i>Sogreah:</i>	0,74

Les valeurs finalement adoptées sont celle obtenue par la formule de Tixeront.
 AN : $V_s = 0,59 \text{ Mm}^3/\text{an}$ on a T : Délai de service ; T = 50 ans.
 D'où : $V_m = 29,5 \text{ Mm}^3$.

Donc le volume est estimé de 30 Mm^3 pour une durée de vie de 50 ans

6.4. Etude des crues:

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

A cause de l'inexistence de station hydrométrique dans le bassin versant de l'oued El Mroudj, des formulations empiriques ont été utilisées pour la prédétermination des débits de crues maximales.

6.4.1. Détermination des débits maximum de la crue :

a). Formule de Giandotti:

$$Q_{\max \%} = \frac{170.S.(H_{\text{moy}} - H_{\text{min}})^{1/2}}{4(S)^{1/2} + 1.5L} \cdot P_{tc} \dots\dots\dots (\text{II.44})$$

$Q_{\max (\%)}$: débit maximum de crue en m^3/s de même fréquence que celle de la pluie de courte durée.

S: superficie du bassin versant en Km^2 .

L: longueur du talweg principal = 43 Km

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

$$\begin{cases} H_{\text{moy}} = 493.2 \text{ m.} \\ H_{\text{min}} = 49 \text{ m.} \end{cases}$$

P_{tc} : pluies de courte durée.

b). Formule de Sokolovsky:

$$Q_{\max \%} = \frac{0.28.S.\alpha.P_{tc}}{T_c} \cdot f \dots\dots\dots (\text{II.45})$$

S: superficie du bassin versant en Km^2 .

P_{tc} : pluies de courte durée en mm.

T_c : temps de concentration en heures.

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

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

c). Formule de Mallet-Gauthier:

$$Q_{\max \%} = 2k \text{Log}(1 + AP) \cdot \frac{S}{\sqrt{L_p}} \cdot \sqrt{1 + 4 \text{Log} T - \text{Log} S} \dots\dots\dots (\text{II.46})$$

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

L_p : longueur du talweg principal (Km).

A: coefficient régional pris égal à 20.

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

P : précipitation moyenne interannuelle.

T : période de retour en années.

d). Formule de Turazza:

$$Q_{\max\%} = \frac{C.S.I_t}{3.6.T_c} \dots\dots\dots (II.47)$$

S : superficie du bassin versant (Km²).

T_c : temps de concentration.

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

C : coefficient de ruissellement de la crue considérée ;

- C=0.6 pour P= 10%
- C=0.7 pour P= 1 %
- C=0.8 pour P= 0.1 %

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau N° 2.20 :

Tableau N°2.20 : Les résultats de calcul du débit maximum de la crue.

Période de retour	5	10	20	50	100	1000
<i>Giandotti</i>	623	772	929	1154	1339	1677
<i>Sokolovsky</i>	408	563	736	993	1212	2007
<i>Mallet-Gautier</i>	355	512	631	760	845	1079
<i>Turazza</i>	386	519	665	882	1065	1728

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

Tableau N°2.21 : Les débits maximum trouvés par la méthode de TURAZZA.

Période de retour	5	10	20	50	100	1000
Fréquence (%)	20	10	5	2	1	0,1
$Q_{\max} \text{ m}^3/\text{s}$	386	519	665	882	1065	1728

6.4.2. Hydrogramme de crue:

La forme des crues (temps de montée et de décrue) assimile l'Hydrogramme de crue a deux équations paraboliques l'une pour le temps de montée et définie par:

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

Et l'autre pour la décrue exprimée par:

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

Avec :

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

Q_t : débit instantané au moment (t).

t_m, t_d : temps de montée et de décrue.

m, n: puissances des paraboles pour les bassins de petites gabarits

$$\begin{cases} m=3. \\ n=2. \end{cases}$$

Temps de base:

$$t_b = t_m + t_d$$

On considère généralement que: $t_d = 2 t_m$, et $t_m = t_c$ (pour des petits bassins).

On a donc:

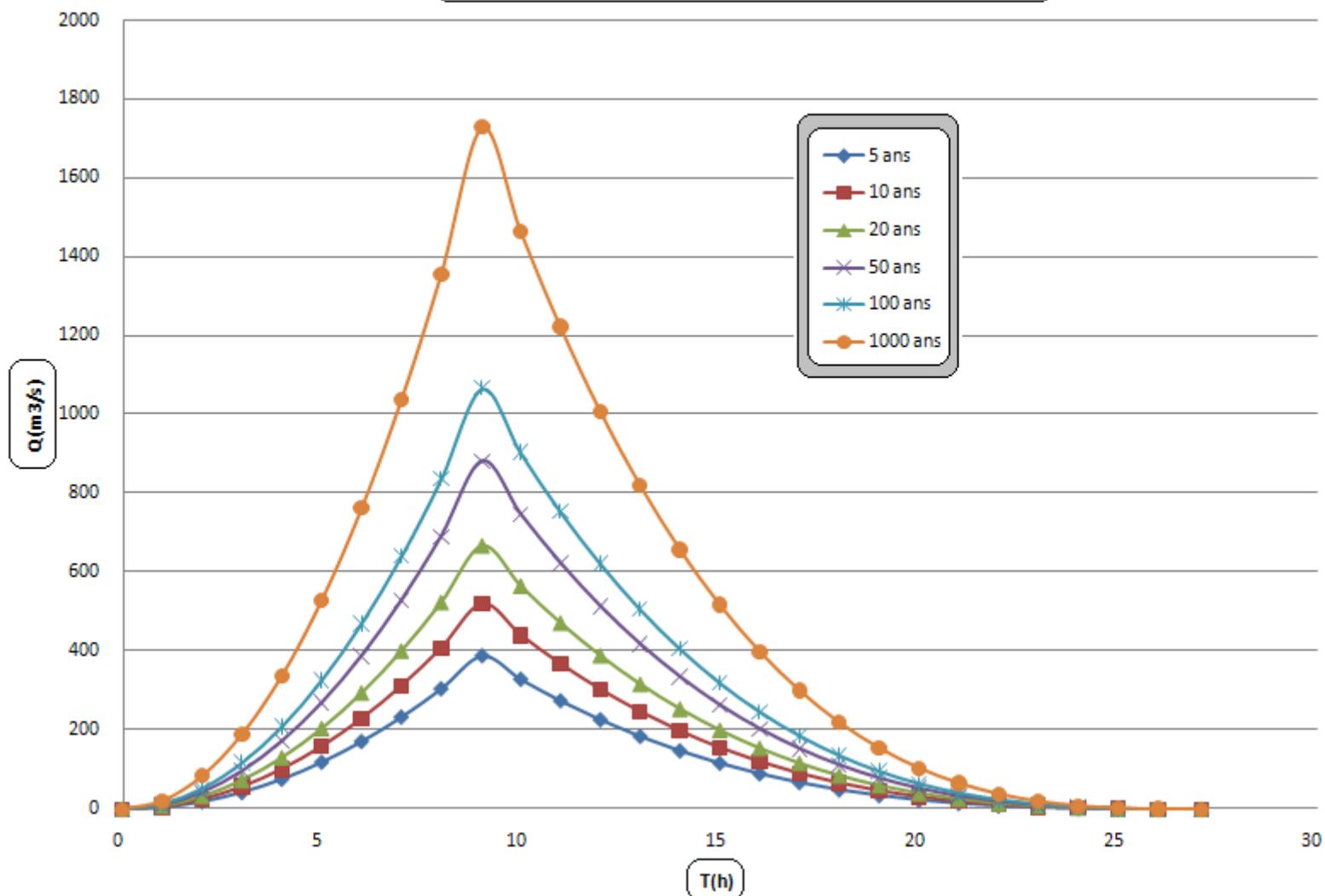
$$\begin{cases} t_m = t_c = 9,03 \text{ h} \\ t_d = 2 t_m = 18,06 \text{ h} \\ t_b = t_m + t_d = 27,09 \text{ h} \end{cases}$$

Pour construire l'hydrogramme des crues de l'Oued Rabta, nous avons utilisé les valeurs des débits de crues de fréquence 10%, 5% , 2% , 1% , 0.1%, les résultats obtenus ainsi que l'hydrogramme de crues sont exposées dans le tableau N° 2.22.

Tableau N°2.22 : Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour.

Temps (h)	Débits de crues des périodes de retour					
	Q (5 ans (m ³ /s)	Q (10 ans (m ³ /s)	Q 20 ans (m ³ /s)	Q 50 ans (m ³ /s)	Q (100 ans (m ³ /s)	Q (1000 ans (m ³ /s)
0	0	0	0	0	0	0
1	5	6	8	11	13	21
2	19	25	33	43	52	85
3	43	57	73	97	118	191
4	76	102	131	173	209	339
5	118	159	204	270	327	530
6	171	229	294	389	470	763
7	232	312	400	530	640	1039
8	303	407	522	692	836	1357
9,03	386	519	665	882	1065	1728
10	327	440	564	747	903	1465
11	273	367	470	624	753	1222
12	225	303	388	515	621	1008
13	183	246	316	419	506	821
14	147	198	253	336	406	658
15	116	156	200	265	320	519
16	89	120	154	204	247	400
17	67	91	116	154	186	301
18	49	66	85	112	136	220
19	35	47	60	79	96	155
20	23	31	40	53	64	105
21	15	20	26	34	41	66
22	9	12	15	20	24	39
23	4	6	8	10	12	20
24	2	3	3	4	5	9
25	1	1	1	1	2	3
26	0,1	0,1	0,2	0,2	0,2	0,4
27,09	0	0	0	0	0	0

Fig N° 2.13 : Les hydropgrammes de crues



6.4.3. Choix de la crue de 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.

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.

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

1. Le comité national Australien des grands barrages (CNAGB).
2. Le C.T.G.R.E.F.

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

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

Le comité Australien des grands barrages donne les recommandations suivantes:

Catégories des dommages		Crue de projet recommandée
Elevés	-Perte de vie -Dommages considérables	1/10 0001/10 0000
Importants	-Pas de perte de vie -Dommages importants	1/10001/10 000
Faibles	- Pas de perte de vie - Dommages faibles	1/1001/1000

Donc la crue du projet recommandée selon le comité Australien des grands barrages est de 10 00 ans.

$$Q_{crue} = 1728m^3/s$$

7. Régularisation de l'écoulement :

L'étude de régularisation d'un barrage sur Oued Damous a pour objectif la détermination du volume de la réserve utile ainsi le niveau correspondant.

Différents types de régularisation sont utilisés :

1. La régularisation saisonnière.
2. La régularisation interannuelle.

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

-La régularisation interannuelle sera effectuée lorsque les apports sont inférieurs à la consommation, on stocke donc les eaux des saisons humides pour les restituer au cours des saisons sèches.

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

- L'apport ($A_{80\%}$ en $M m^3$).
- La consommation totale ($M m^3$).
- Les infiltrations et l'évaporation .
- Les courbes caractéristiques de la retenue.

7.1. Courbes caractéristiques de la retenue :

C'est un paramètre très important dans l'étude d'un barrage car elle permet par une simple lecture de la courbe de connaître la valeur du volume d'eau en fonction de l'altitude et la surface inondée aussi.

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

$$\Delta V = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \times \Delta H \dots\dots\dots (II.50)$$

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)

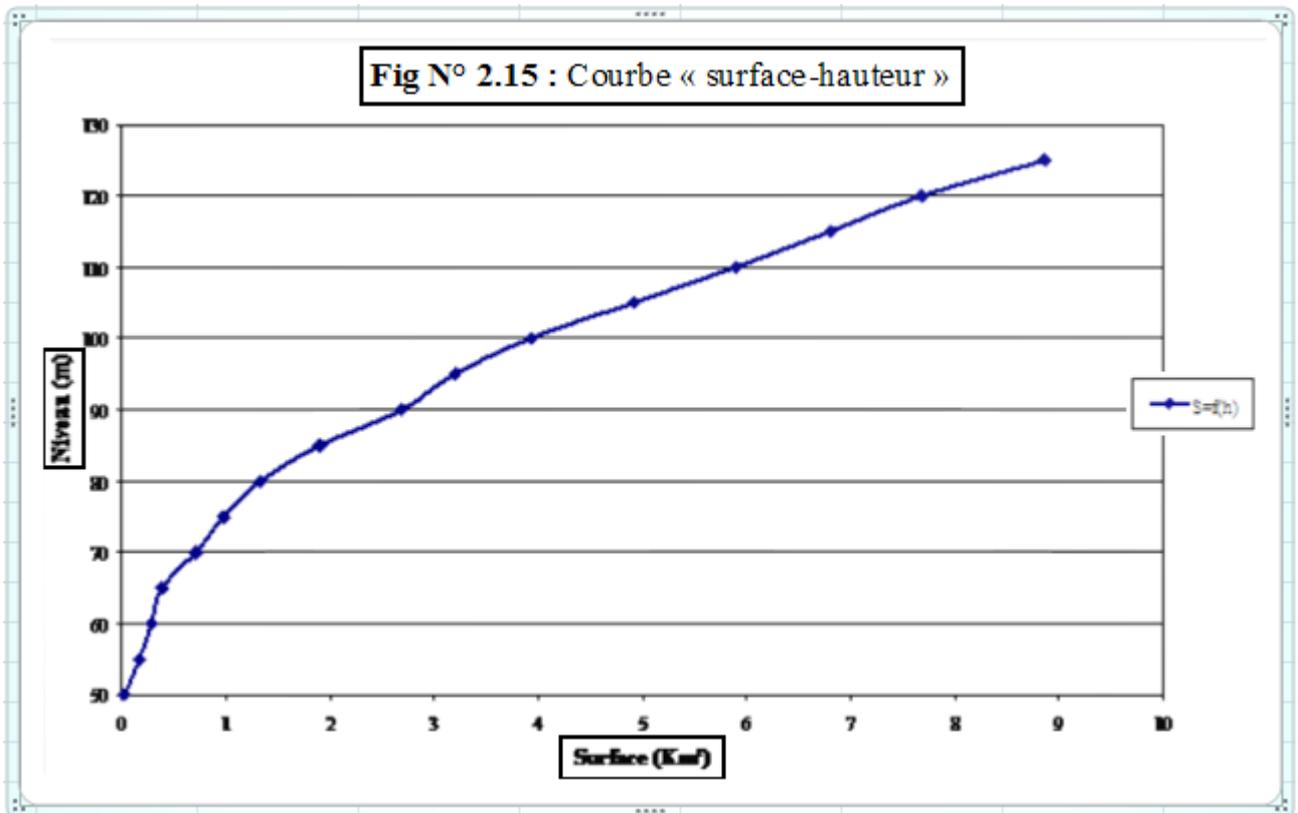
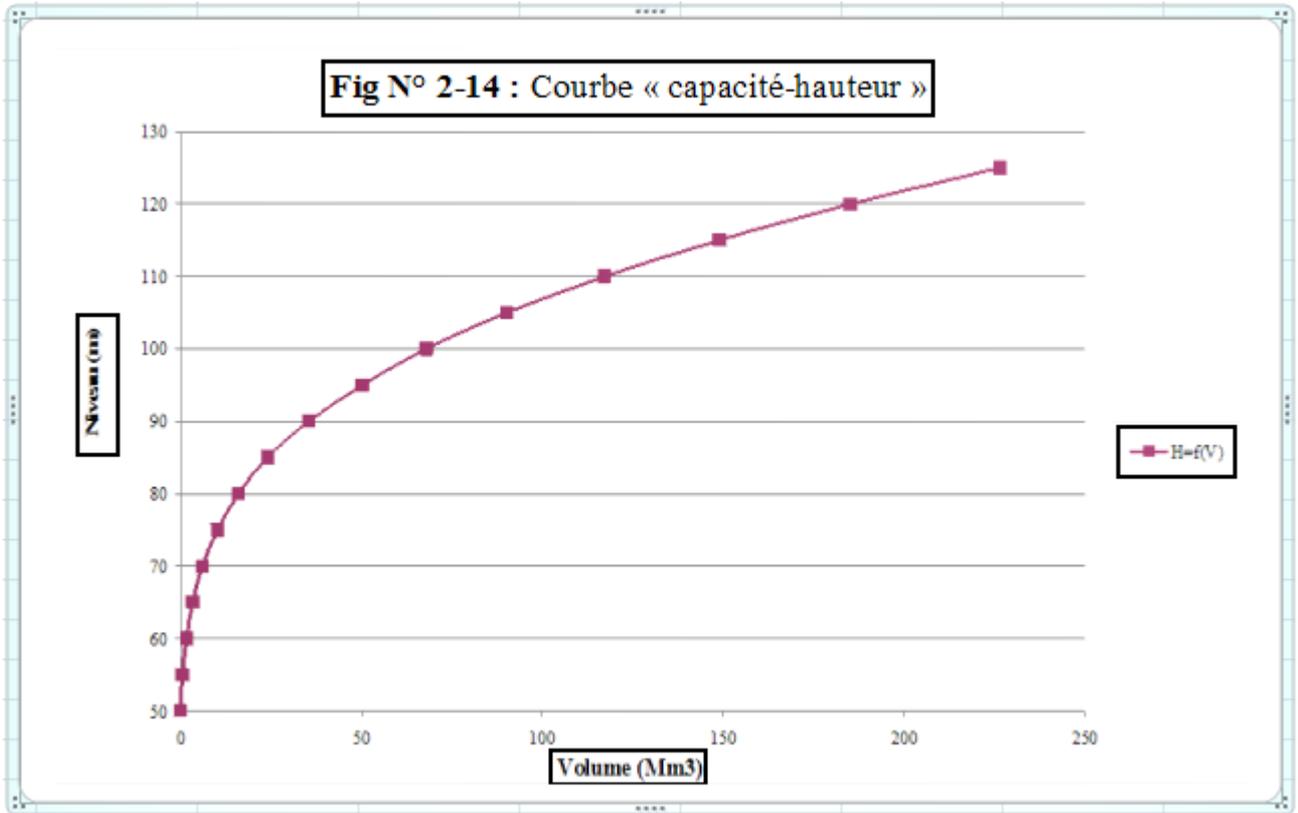
Le Tableau N° 2.23 donne les caractéristiques topographiques de la retenue.

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

Tableau N° 2.23: Caractéristiques topographiques de la retenue.

Cote (m)	H (m)	S (Km ²)	S _{moy} (Km ²)	ΔH (m)	ΔV (Hm ³)	V (Hm ³)	h _m (m)
						0,000	0,000
45	0	0,000	0,012	5	0,077	0,077	3,333
50	5	0,023	0,095	5	0,473	0,549	3,308
55	10	0,166	0,223	5	1,115	1,664	5,943
60	15	0,28	0,330	5	1,650	3,314	8,721
65	20	0,38	0,545	5	2,723	6,037	8,514
70	25	0,709	0,843	5	4,213	10,249	10,501
75	30	0,976	1,152	5	5,760	16,009	12,055
80	35	1,328	1,614	5	8,068	24,077	12,679
85	40	1,899	2,292	5	11,458	35,534	13,239
90	45	2,684	2,942	5	14,710	50,244	15,701
95	50	3,2	3,564	5	17,820	68,064	17,328
100	55	3,928	4,424	5	22,118	90,182	18,333
105	60	4,919	5,409	5	27,043	117,224	19,875
110	65	5,898	6,350	5	31,748	148,972	21,904
115	70	6,801	7,244	5	36,218	185,189	24,094
120	75	7,686	8,275	5	41,375	226,564	25,560
125	80	8,864					

La courbe capacité-hauteur est représentée dans la figure suivante.



7.2. Répartition mensuelle des besoins en eau :

Le dit barrage ayant comme vocation la fourniture d'eau potable, une répartition uniforme des besoins en eau est présumée pour les douze mois de l'année c'est-à-dire pour une demande totale annuelle de 60Mm³, la demande mensuelle est de 60/12, soit 5Mm³, Vu que la consommation en eau dépasse l'apport de 80%, une régularisation interannuelle est recommandée.

Il existe plusieurs méthodes de calcul du volume utile dans le cas d'une régularisation interannuelle. Ces méthodes peuvent être basées sur :

- Existence de données hydrométrique (séries longues n > 30).
- Non existence de données ou existence de séries courtes.

Dans le présent cas, la méthode de Pléchkov-Svanidzé est choisie selon les données disponibles.

7.3. Calcul du volume utile :

Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

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

L'apport annuel A80%.

La consommation totale.

Le volume mort de la retenue.

La répartition mensuelle des besoins pour AEP et l'irrigation (AEI) est présentée dans le Tableau suivant :

Tableau N° 2 .24 : Répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation et l'AEP.

MOI	AEP	AEI	U
Nov	1	0	1
Déc	1	0	1
Jan	1	0	1
Fév	1	0	1
Mars	1,2	1,3	2,5
Avr	1,7	1,75	3,45
Mai	1,7	2,5	4,2
Juin	1,9	4	5,9
Juil	2	4,2	6,2
Août	2	4,2	6,2
Sép	2	4,3	6,3
Oct	1,7	1,1	2,8
Totale	18,2	23,35	41,55

Le graphique ci-dessous donne la variation de l'apport A80% et la consommation U80% au cours de l'année

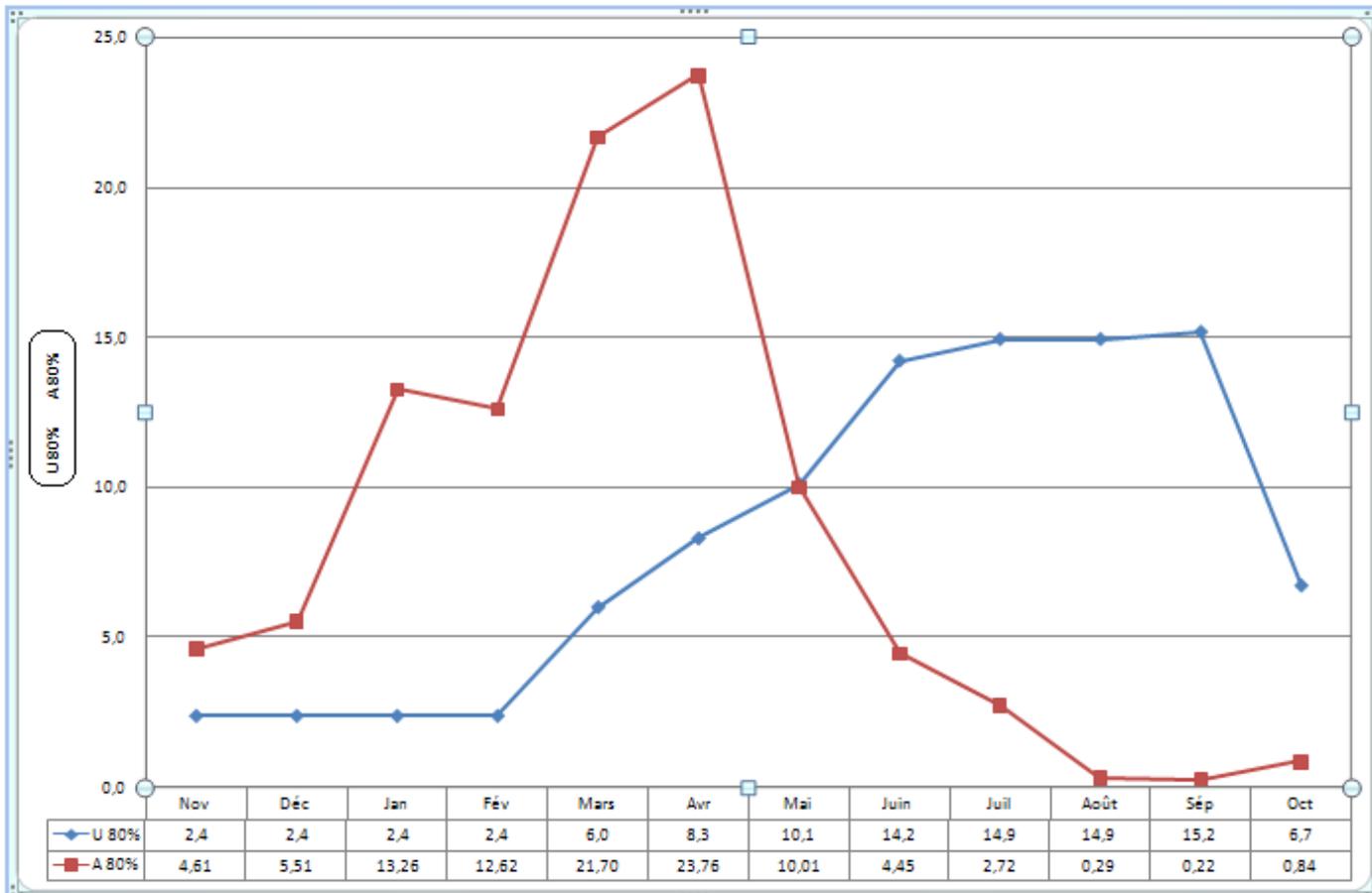


Figure N°II.16 : Variation de l'apport $A_{80\%}$ et la consommation $U_{80\%}$ au cours de l'année .

D'après la régularisation nous constatons que la retenue fonctionne à un seul temps et la période de bonne hydraulicité est de mois de novembre jusque a mois de mars.

Le volume utile est donc: $V_U = V_d = 23.23 \text{ h m}^3$.

Le volume au niveau normale de la retenue est: $V_{NNR} = V_M + V_U = 30 + 23.23 = 53.23 \text{ h m}^3$

Calcul du volume utile en tenant compte des pertes:

- Perte par infiltrations:

Le volume mensuel des pertes par infiltrations est:

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

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

$$V_{moy} = \frac{V_{ri} + V_{ri+1}}{2}$$

- Pertes par évaporation:

Le volume mensuel des pertes par évaporation est:

$$V_{evp} = E_s \cdot S_{moy}$$

Es: évaporation mensuelle.

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

a) La première approximation:

$$V_s = 25.417 \text{ h m}^3. \text{ (Volume excédentaire)}$$

$$V_d = 25.369 \text{ h m}^3. \text{ (Volume déficitaire)}$$

$$V'_U = V_d = 25.369 \text{ h m}^3.$$

$$V_{NNR} = 55.369 \text{ h m}^3.$$

b) La deuxième approximation:

$$V_s = 25.385 \text{ h m}^3.$$

$$V_d = 25.378 \text{ h m}^3.$$

$$V''_U = V_d = 25.378 \text{ h m}^3.$$

$$V_{NNR} = 55.378 \text{ h m}^3.$$

Evaluation de l'erreur:

$$\varepsilon = \frac{V_{ui+1} - V_{ui}}{V_{ui}} \cdot 100$$

Si $\varepsilon < 2\%$ la condition est vérifiée Donc $E = 0.04\% \ll 2\%$ (après deux itérations)

La représentation des deux consignes d'exploitations est représentée en annexe N° II.02 et N°II.03 .

Les résultats de calculs:

-Le volume utile: $V_U = 25 \text{ Hm}^3$.

-Le volume au niveau normal de la retenue: $V_{NNR} = 55 \text{ Hm}^3$.

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

$$= (\quad + \quad) \dots\dots\dots\text{(III-55)}$$

- W_o : Apport moyen interannuel.

- β_s : Composante saisonnière du volume utile.

- β_{pa} : Composante pluri-annuelle du volume utile.

la composante annuelle β_s est égale :

$$= (\quad \acute{e} - \quad \acute{e}) \dots\dots\dots\text{(III-56)}$$

- $T_{\acute{e}t} = N_{\acute{e}t}/12$: Durée relative de l'été au cours de l'année.

- $N_{\acute{e}t}$: Nombre de mois pour le quel il y a été.

$$W_{\acute{e}t} = \frac{\sum_{i=1}^{n_{\acute{e}t}} W_m}{\sum_{i=1}^n W_{pm}} : \text{Volume relatif de l'écoulement au cours de l'année.}$$

$$W_{\acute{e}t} = \frac{13,15}{70,74} = 0,19$$

- W_m : Apport pendant la période d'été.

-W_{pm} : Apport total pendant les 12 mois de l'année.

$$a = \frac{q}{Q_0} : \text{Coefficient de régularisation} \quad a = \frac{60}{70,74} = 0,85$$

$$\text{D'où : } \beta_s = 0,33$$

La composante pluri-annuelle peut être déterminée à partir des graphiques de Pléchkov, connaissant m et a.

-m : Fraction relative de l'écoulement pendant l'étiage égal Wét/Wo.

la composante interannuelle β_{pa} déterminée en utilisant les monogrammes de Pléchkov-Svanidzé. Cette composante. β_{pa} = f (P%, a, Cv, Cs et r)

- P% : probabilité de garantie.

- a : Coefficient de régularisation.

- Cv : Coefficient de variation.

- Cs : Coefficient d'assymétrie.

- r : Coefficient de corrélation entre les écoulements des années voisines.

Ce coefficient est donnée par le tableau de Radkovitch.

Tableau N°2.25 : Tableau de Radkovitch r = f (module spécifique).

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

Dans le cas où Cs = 2 Cv et r = 0,3 ; on peut utiliser les graphiques de Gougli donnant β_{pa} = f (Cv, P% et a) .

$$\beta_{pa} = 1,026$$

$$V_{upa} = (1,026 + 0,33)70,47 = 95,546 \text{ Mm}^3$$

Les pertes par évaporation moyenne interannuelle sont de l'ordre de 0,46 Mm³

Les pertes par infiltration sont estimées de 0,05 Mm³

En tenant compte des pertes par évaporation et aussi par infiltration, on prend :

V_{upa} = 95 Mm³
--

3. Conclusion :

Dans ce chapitre, on a déterminé les différents paramètres hydrologiques : La cote du niveau normal de la retenue, la cote du niveau du volume mort, le volume utile, le volume mort et le volume normale de la retenue.

Ces résultats sont représentées dans le tableau suivant :

NVM (m)	87.10 m
NNR (m)	111.3 m
Volume mort	30 Mm ³
Volume utile	95 Mm ³
Volume normal de la retenue	125 Mm ³

Ces résultats nous aident pour la détermination de la hauteur du barrage en ajoutant la hauteur réservée pour le volume forcé et une revanche de sécurité. Ils permettent aussi de calculer la ligne d'eau dans l'évacuateur de crues connaissant la cote normale de la retenue, la largeur du seuil et la charge déversant déterminée par le calcul du laminage des crues. Le calcul de laminage de crues se fait après le choix de la crue de projet.

CHAPITRE III : LAMINAGE DES CRUES

1. Généralités :

L'étude de laminage consiste à déterminer la cote maximale atteinte par le plan d'eau pendant la crue (le niveau du volume forcé), la hauteur d'eau maximale déversant par l'évacuateur de crue et sa variation dans le temps tout au long du passage de la crue.

L'étude doit être effectuée pour des crues de forme et de durées diverses afin de déterminer la cote maximale du plan d'eau et le débit maximal correspondant de l'évacuateur de crue dans les conditions les plus défavorables de laminage.

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

$$Q \times dt = q \times dt + S \times dh \dots \dots \dots (III.01)$$

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 :

$$Q - q = S \times \text{---} \dots \dots \dots (III.02)$$

Avec:

- : La vitesse de remplissage ou de montée de la retenue.

Il existe plusieurs procédés de laminage des crues entre autres : Hildenblat, Sorensen, Blackmore, Kotcherine, step by step,...Nous traitons dans ce travail les méthodes de Hildenblat, Kotchérine, Blackmore et step by step.

2. Méthode de Kotchérine :

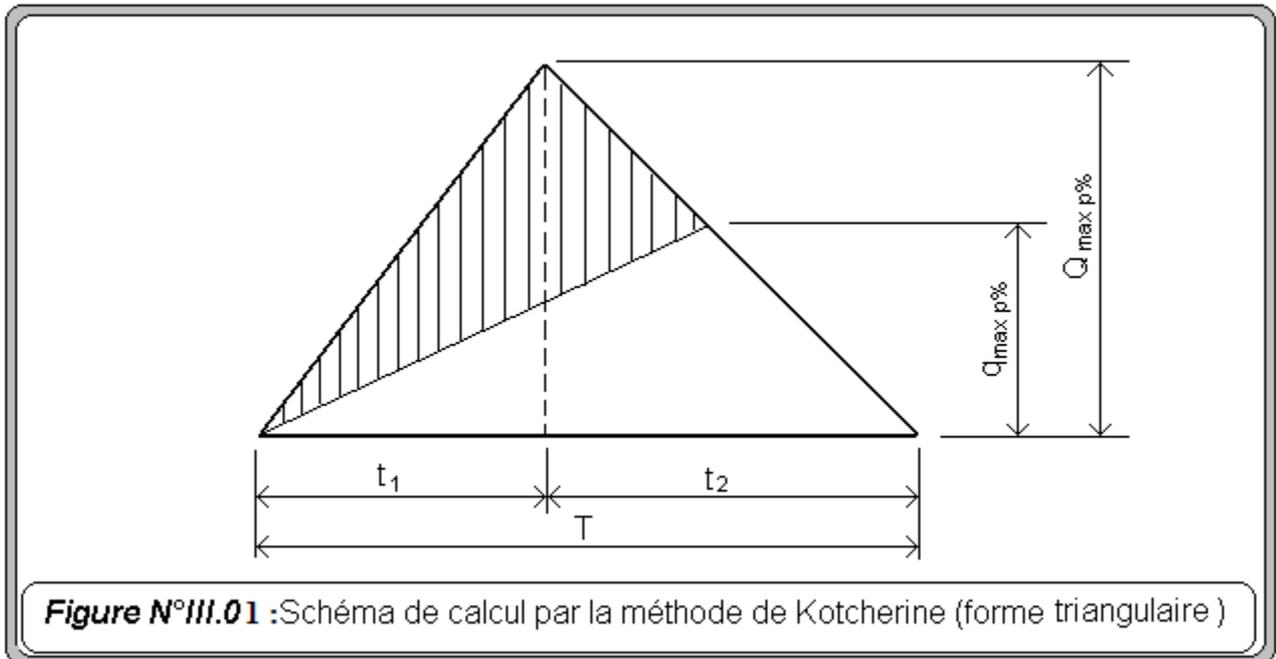
La méthode de Kotchirine est un procédé grapho-analytique qui se base sur les principes suivants :

- L'hydrogramme de crue est considère 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.

2.1. Données initiales :

g (m ² /s)	9.81
$Q_{0.1\%}$ (m ³ /s)	1728,4
V_{cr} (m ³)	84260736
m	0.49

Le schéma de calcul de la méthode de Kotcherine est représenté dans la figure suivante :



2.2. Calcul du débit déversant pour différents valeurs de h_d et b :

Le procédé de calcul consiste à :

- Donner des différentes valeurs des lames d'eau h_d ,
- Définir la cote PHE pour chaque lame,
- A l'aide de la courbe capacité-hauteur ; on détermine le volume V_{PHE} relatif à chaque PHE,
- Définir le volume en charge pour chaque lame,
- Déterminer le volume de la crue pour l'hydrogramme ayant une forme triangulaire :

$$V_f = 0.5 \times Q_{\max p\%} \times T \dots\dots\dots(III.08)$$

- A l'aide de la formule $\% = \% \times (1 - \text{---}) \dots\dots\dots(III.09)$

Déterminer le débit de crues à évacuer correspondant à chaque lame h_d .

Les calculs sont présentés dans le tableau qui suit.

Données de départ: ($m=0.49$) ; ($\alpha=1$) ;($g=9,81$ m²/s) ;($Q=1728$ m³/s) ;

$$(W_{0.1\%}=1728 \times 27,09 \times 3600 / 2 = 84260736 \text{ m}^3).$$

Tableau N° 3.01 : Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE.

h	b=80m			b=90m			b=100m		
	surface	débit	vitesse	surface	débit	vitesse	surface	débit	vitesse
(m)	(m ²)	(m ³ /S)	(m/S)	(m ²)	(m ³ /S)	(m/S)	(m ²)	(m ³ /S)	(m/S)
0	0	0,0	0	0	0,0	0	0	0,0	0
0,5	40	61,4	1,5	45	69,1	1,5	50	76,7	1,5
1	80	173,6	2,2	90	195,3	2,2	100	217,0	2,2
1,5	120	319,0	2,7	135	358,9	2,7	150	398,7	2,7
2	160	491,1	3,1	180	552,5	3,1	200	613,9	3,1
2,5	200	686,3	3,4	225	772,1	3,4	250	857,9	3,4
3	240	902,2	3,8	270	1015,0	3,8	300	1127,8	3,8
3,5	280	1136,9	4,1	315	1279,1	4,1	350	1421,2	4,1
4	320	1389,1	4,3	360	1562,7	4,3	400	1736,3	4,3
4,5	360	1657,5	4,6	405	1864,7	4,6	450	2071,9	4,6
5	400	1941,3	4,9	450	2184,0	4,9	500	2426,6	4,9
5,5	440	2239,6	5,1	495	2519,6	5,1	550	2799,6	5,1
6	480	2551,9	5,3	540	2870,9	5,3	600	3189,9	5,3

h	b=50m			b=60m			b=70m		
	surface	débit	vitesse	surface	débit	vitesse	surface	débit	vitesse
(m)	(m ²)	(m ³ /S)	(m/S)	(m ²)	(m ³ /S)	(m/S)	(m ²)	(m ³ /S)	(m/S)
0	0	0	0	0	0,0	0	0	0,0	0
0,5	25	38,4	1,5	30	46,0	1,5	35	53,7	1,5
1	50	108,5	2,2	60	130,2	2,2	70	151,9	2,2
1,5	75	199,4	2,7	90	239,2	2,7	105	279,1	2,7
2	100	306,9	3,1	120	368,3	3,1	140	429,7	3,1
2,5	125	429,0	3,4	150	514,8	3,4	175	600,6	3,4
3	150	563,9	3,8	180	676,7	3,8	210	789,5	3,8
3,5	175	710,6	4,1	210	852,7	4,1	245	994,8	4,1
4	200	868,2	4,3	240	1041,8	4,3	280	1215,4	4,3
4,5	225	1035,9	4,6	270	1243,1	4,6	315	1450,3	4,6
5	250	1213,3	4,9	300	1456,0	4,9	350	1698,6	4,9
5,5	275	1399,8	5,1	330	1679,7	5,1	385	1959,7	5,1
6	300	1594,9	5,3	360	1913,9	5,3	420	2232,9	5,3

On fait le calcul en variant la largeur b de 50m à 100m selon la formule: $Q = mb\sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}}$
 Les résultats sont donnés par les tableaux suivants:

Tableau N° 3.02 : Détermination de H_0 et Q en fonction de b.

hauteur	vitesse	hauteur tot	b=50m	b=60m	b=70m	b=80m	b=90m	b=100m
m	m/s	m	débit (m3/s)					
0	0	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,5	1,5	0,62	53,0	63,6	74,2	84,8	95,4	106,0
1	2,2	1,24	149,9	179,8	209,8	239,8	269,8	299,7
1,5	2,7	1,86	275,3	330,4	385,4	440,5	495,6	550,6
2	3,1	2,48	423,9	508,7	593,4	678,2	763,0	847,8
2,5	3,4	3,10	592,4	710,9	829,4	947,8	1066,3	1184,8
3	3,8	3,72	778,7	934,5	1090,2	1246,0	1401,7	1557,4
3,5	4,1	4,34	981,3	1177,6	1373,8	1570,1	1766,3	1962,6
4	4,3	4,96	1198,9	1438,7	1678,5	1918,3	2158,1	2397,8
4,5	4,6	5,58	1430,6	1716,7	2002,8	2289,0	2575,1	2861,2
5	4,9	6,20	1675,5	2010,7	2345,8	2680,9	3016,0	3351,1
5,5	5,1	6,82	1933,1	2319,7	2706,3	3092,9	3479,5	3866,1
6	5,3	7,44	2202,6	2643,1	3083,6	3524,1	3964,6	4405,1

Tableau N° 3.03 : Débits déversants en fonction de h et b et le volume de crue.

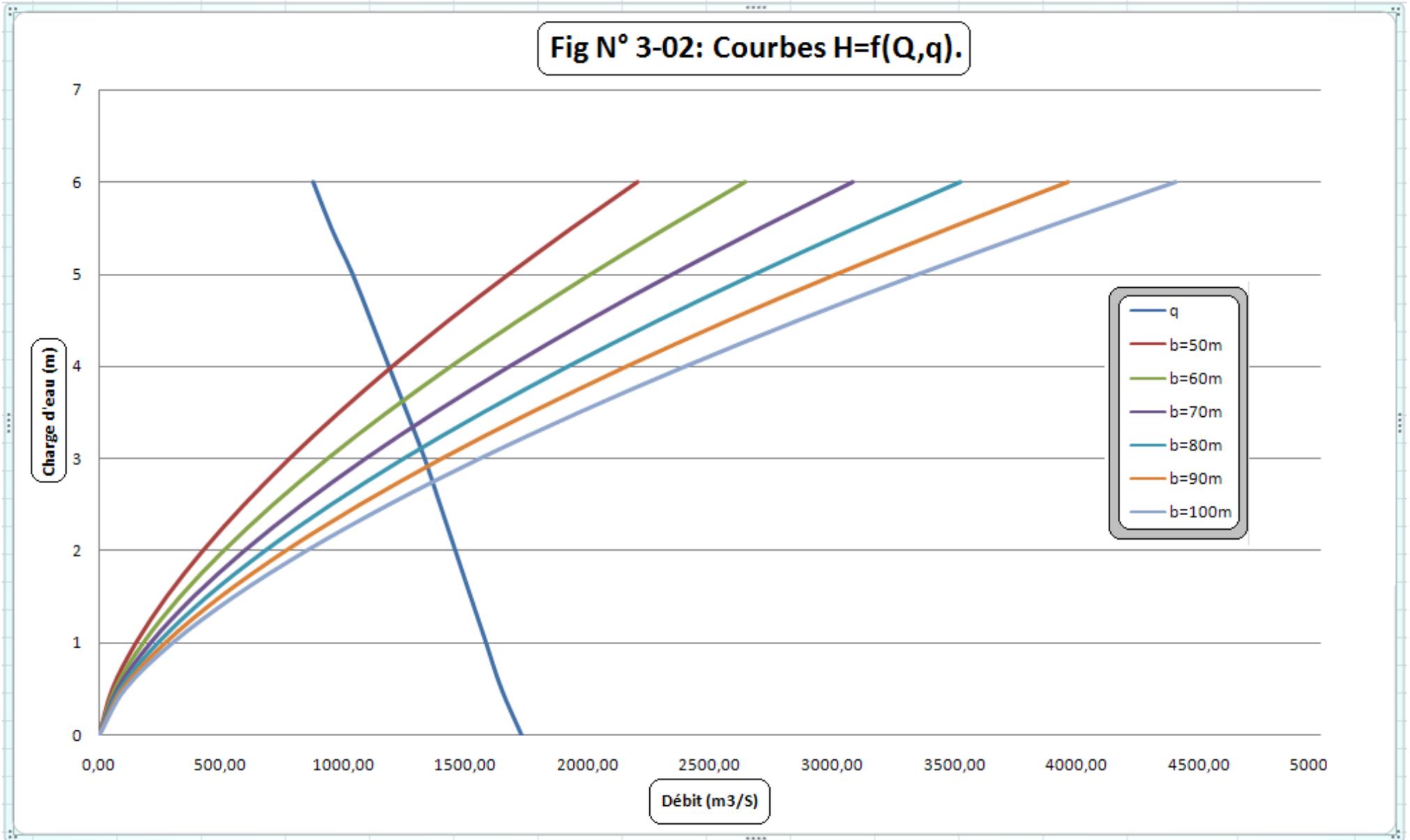
h	Vch	q	b=50m	b=60m	b=70m	b=80m	b=90m	b=100m
0	0	1728,00	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,5	4,01	1645,76	53,0	63,6	74,2	84,8	95,4	106,0
1	7,06	1583,22	149,9	179,8	209,8	239,8	269,8	299,7
1,5	10,12	1520,46	275,3	330,4	385,4	440,5	495,6	550,6
2	13,16	1458,12	423,9	508,7	593,4	678,2	763,0	847,8
2,5	16,21	1395,57	592,4	710,9	829,4	947,8	1066,3	1184,8
3	19,26	1333,02	778,7	934,5	1090,2	1246,0	1401,7	1557,4
3,5	22,78	1260,83	981,3	1177,6	1373,8	1570,1	1766,3	1962,6
4	26,37	1187,21	1198,9	1438,7	1678,5	1918,3	2158,1	2397,8
4,5	29,96	1113,59	1430,6	1716,7	2002,8	2289,0	2575,1	2861,2
5	33,56	1039,76	1675,5	2010,7	2345,8	2680,9	3016,0	3351,1
5,5	37,8	952,81	1933,1	2319,7	2706,3	3092,9	3479,5	3866,1
6	41,41	878,77	2202,6	2643,1	3083,6	3524,1	3964,6	4405,1

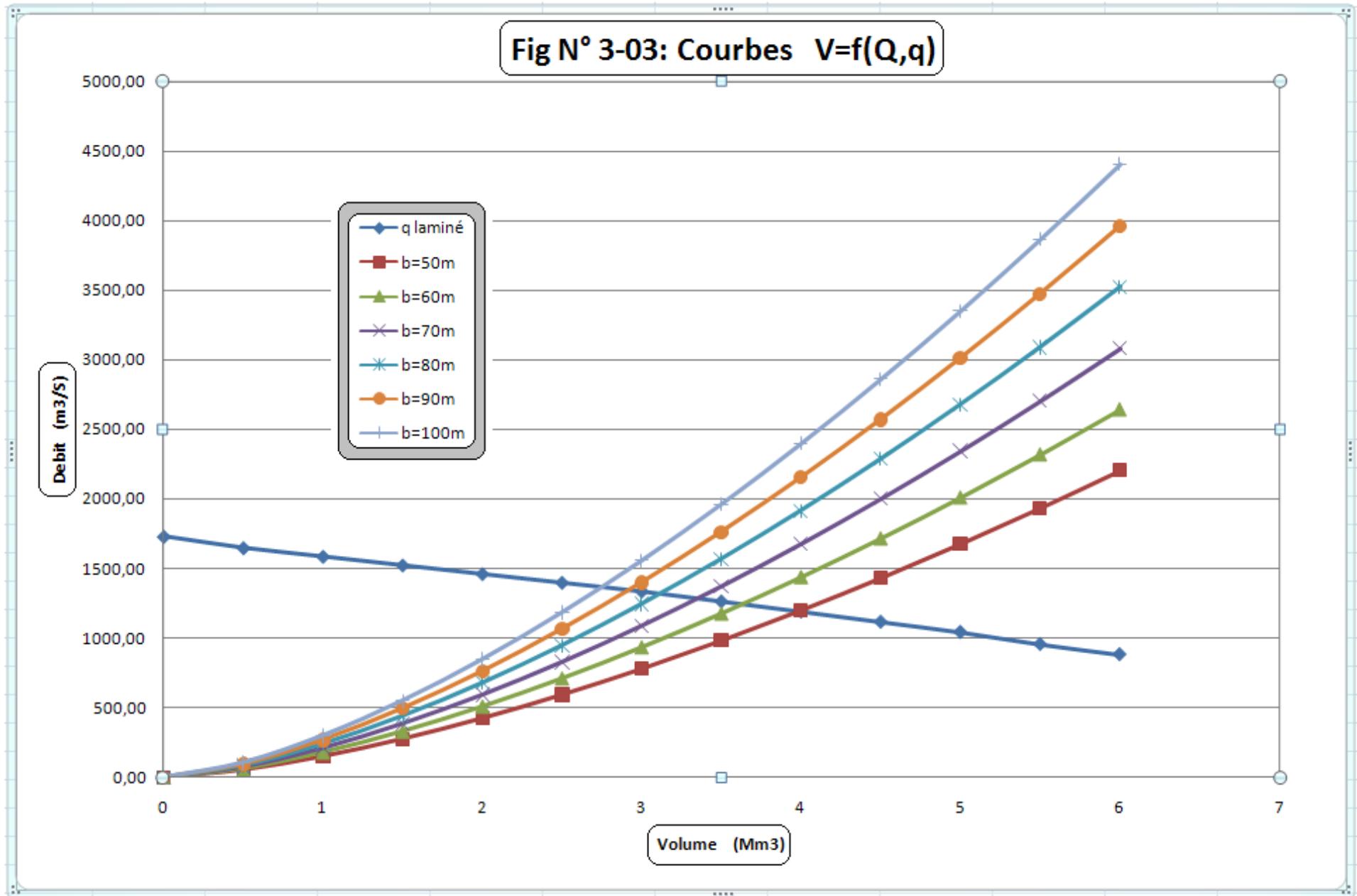
D'après le tableau, on trace des courbes croissantes représentées dans la **Fig N°III -02** la courbe $H=f(q, Q)$ nous permet de définir la largeur du déversoir optimal ainsi que le débit correspondant.

A travers le tableau, on trace les courbes de variation des volumes déversés pour chaque largeur du déversoir puisque la courbe $V=f(q, Q)$ qui nous permet de faire le choix de la largeur du déversoir économique (Voir **Fig N° III-03**).

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

Fig N° 3-02: Courbes $H=f(Q,q)$.





3. Etude d'optimisation :

La revanche :

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

La revanche minimale est donnée par la relation suivante :

$$R = H + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots(III-63).$$

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

Formule de Stevenson :

$$H = 0.75 + 0.34 F^{0.5} - 0.26 F^{0.25} \dots\dots\dots(III-64).$$

F: le fetch (F = 8.14 Km).....(III-65)

Formule de Molitor :

$$H = 0.75 + 0.032 (U.F)^{0.5} - 0.27 F^{0.25} \dots\dots\dots(III-66) .$$

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

Formule de Mallet-paquant :

$$H = 0.5 + 0.33 (F)^{0.5} \dots\dots\dots(III-67) .$$

Méthode de American Society of Civil engineers :

Fetch	Vitesse du vent	Hauteur de lavague	Fetch	Vitesse du vent	Hauteur de lavague
Km	Km/h	m	Km	Km/h	m
1,6	80	0,82	8	80	1,12
1,6	120	0,9	8	120	1,31
4	80	0,97	8	160	1,46
4	120	1,1	16	80	1,37
4	160	1,2	16	120	1,64
8	80	1,12	16	160	1,85

Tableau N° 3.04 : La revanche.

Formule	H (m)	R (m)
<i>Stevenson</i>	1,28	2,12
<i>Molitor</i>	1,21	1,98
<i>Mallet-paquant</i>	1,44	2,39
<i>Méthde ASCE</i>	1.20	1.96

La vitesse de propagation des vagues est donnée par la relation de Gaillard :
 $V = 1.5 + 2H$(III-67).
 H : hauteur des vagues (en m).

R=2.0m est la valeur qui est considéré dans le dimensionnement du barrage

3.1. Le tassement :

On calcule le tassement d' après la formule:

$T = 0.015 H_b$.

où

$T = 0.001 H_b^{3/2}$.

T=Tassement de la crête du barrage.

H_b=Hauteur du barrage.

Les tassements dus aux effets du séisme sont estimés de 1m.

3.2. Largeur en crête :

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

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

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

Formule T.KNAPPEN $b = 1.65H_b^{0.5}$(III-68).

Formule E.F.PREECE $b = 1.1H_b^{0.5} + 1$(III-69).

Formule SIMPLIFIEE $b = 3.6.H_b^{1/3} - 3$(III-71).

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

Tableau N°3.05: calcul de la largeur en crête.

<i>m(Largeur en crête du barrage</i>					
<i>Largeurs déversantes (m)</i>	<i>Lames déversante)m(</i>	<i>Hauteur du barrage (m)</i>	<i>Formules utilisées</i>		
			<i>KNAPEN</i>	<i>PREECE</i>	<i>SIMPLIFIEE</i>
50	1190,2	66,3	13,44	9,96	11,57
60	1241,7	65,9	13,39	9,93	11,54
70	1266,6	65,8	13,38	9,92	11,53
80	1317,1	65,4	13,34	9,9	11,50
90	1344,3	65,2	13,32	9,88	11,49
100	1364,3	65,1	13,31	9,88	11,48

Les pentes des talus amont et aval sont respectivement 3 et 2.5.

3.3. Calcul des coûts :

Le calcul des coûts de travaux est effectué après détermination des volumes de remblais et du béton armé les résultats sont représentés dans le tableau N° 3.06.

avec : on prend en considération que le prix de m³ du béton est 18000 DA et le prix de m³ du remblais est de 350 DA .

Tableau N°3.06 : Calcul d'optimisation.

<i>Etude d'optimisation</i>							
b (m)	50	60	70	80	90	100	
q max (m ³ /s)	1190,2	1241,7	1266,6	1317,1	1344,3	1364,3	
h (m)	4,00	3,60	3,50	3,10	2,90	2,80	
H barrage (m)	66,3	65,9	65,8	65,4	65,2	65,1	
cote de crete (m)	118,3	117,9	117,8	117,4	117,2	117,1	
les terres	1 er surface (m ²)	1583,2132	1590,9701	1597,6745	1597,8366	1590,8407	1730,12
	2 em surface (m ²)	4870,2685	4859,2035	4836,1545	4793,2307	4700,507	4730,9308
	3 em surface (m ²)	9975,0155	9872,6745	9846,4363	9720,704	9600,2125	9680,7166
	4 em surface (m ²)	11856,2953	11820,2686	11687,9222	11529,5975	11000,6836	11333,7917
	1er distance (m)	51,7135	21,4051	21,1551	20,9511	20,5409	19,98
	2em distance (m)	138,3621	137,3719	136,8208	136,2088	135,7633	135,35
	3em distance (m)	35,6251	35,6251	35,6251	35,6251	35,6251	35,6251
	4em distance (m)	22,984	22,984	22,984	22,984	22,984	22,984
	5em distance (m)	32,6632	32,6632	32,6632	32,6632	32,6632	32,6632
	6em distance (m)	61,7176	61,7176	61,7176	61,7176	61,7176	61,7176
	7em distance (m)	131,8038	131,8038	131,8038	131,8038	131,8038	131,8038
	8em distance (m)	22,2611	22,2611	22,2611	22,2611	22,2611	22,2611
	volume (m ³)	2721855,724	2681587,935	2666459,224	2634726,443	2570486,827	2622598,421
	cout (DA)	952649503,5	938555777,2	933260728,6	922154255,1	899670389,4	917909447,5
	béton	section du coursier (m ²)	30	34	37,6	41,4	45
volume du coursier (m ³)		4560	5168	5715,2	6292,8	6840	7448
section du dév (m ²)		21,7871	20,8022	20,525	19,4033	18,8252	18,3601
volume du dév (m ³)		1089,355	1248,132	1436,75	1552,264	1694,268	1836,01
volume (m ³)		5649,355	6416,132	7151,95	7845,064	8534,268	9284,01
cout (DA)		101688390	115490376	128735100	141211152	153616824	167112180
total	cout total (DA)	1054337894	1054046153	1061995829	1063365407	1053287213	1085021627

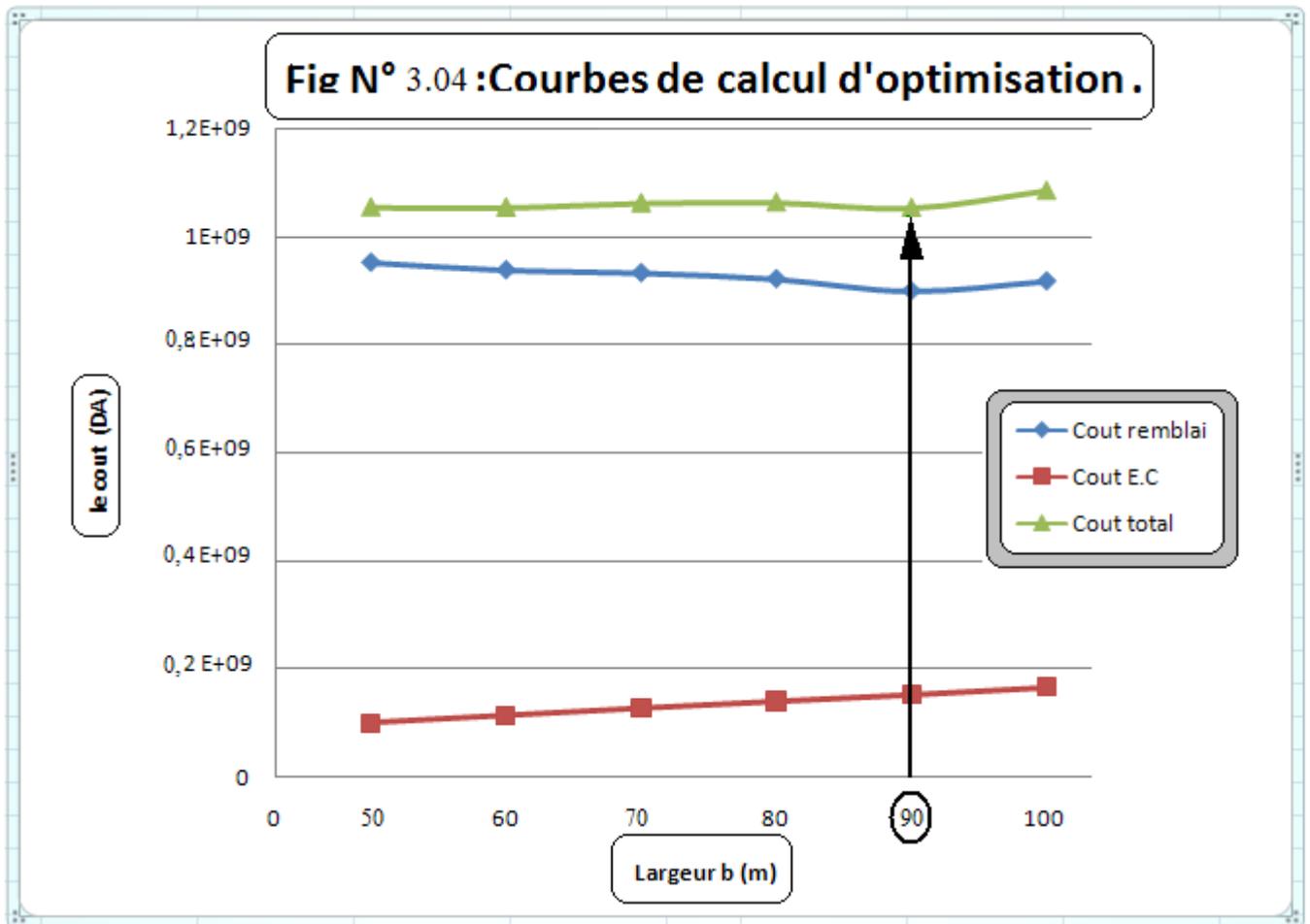


Tableau récapitulatif:

Tableau N°3.07 : Tableau récapitulatif.

Valeurs	Unités	Dénomination
88,3	m	Cote NVM
111,3	m	Cote NNR
114,20	m	Cote NPHE
49	m	Cote du fond
125	Mm ³	Volume au NNR
95	Mm ³	Volume utile
30	Mm ³	Volume mort

4. Laminage pour un déversoir de largeur $b=90$ m :

Une fois la largeur du déversoir déterminée, la courbe des débits déversasse en fonction de la variation du volume d'eau au dessus du déversoir sera calculée et tracée par la méthode de Hildenblat le Résultats du Laminage de crue est représenté dans le tableau N° 3.08 .

Tableau N° 3.08 : Volumes et débit déversant.

Courbe des débits déversants pour $b = 90$ m					
1	2	3	4	5	6
Cotes (m)	Hd (m)	q (m ³ /s)	1/2 qΔt (m ³)	V(Mm ³)	V+1/2qΔt (Mm ³)
111,30	0,00	0,0	0	125,0	125,0
111,50	0,20	24,1	86760	126,2	126,3
111,70	0,40	68,2	245520	127,5	127,7
111,90	0,60	125,4	451440	128,7	129,2
112,10	0,80	193,0	694800	130,0	130,7
112,30	1,00	269,8	971280	131,2	132,2
112,50	1,20	354,6	1276560	132,5	133,8
112,70	1,40	446,9	1608840	133,8	135,4
112,90	1,60	546,0	1965600	135,1	137,0
113,10	1,80	651,5	2345400	136,4	138,7
113,30	2,00	763,0	2746800	137,6	140,4
113,50	2,20	880,3	3169080	138,9	142,1
113,70	2,40	1003,0	3610800	140,3	143,9
113,90	2,60	1130,9	4071240	141,6	145,6
114,10	2,80	1263,9	4550040	142,9	147,5
114,22	2,92	1344,3	4839480	143,6	148,4

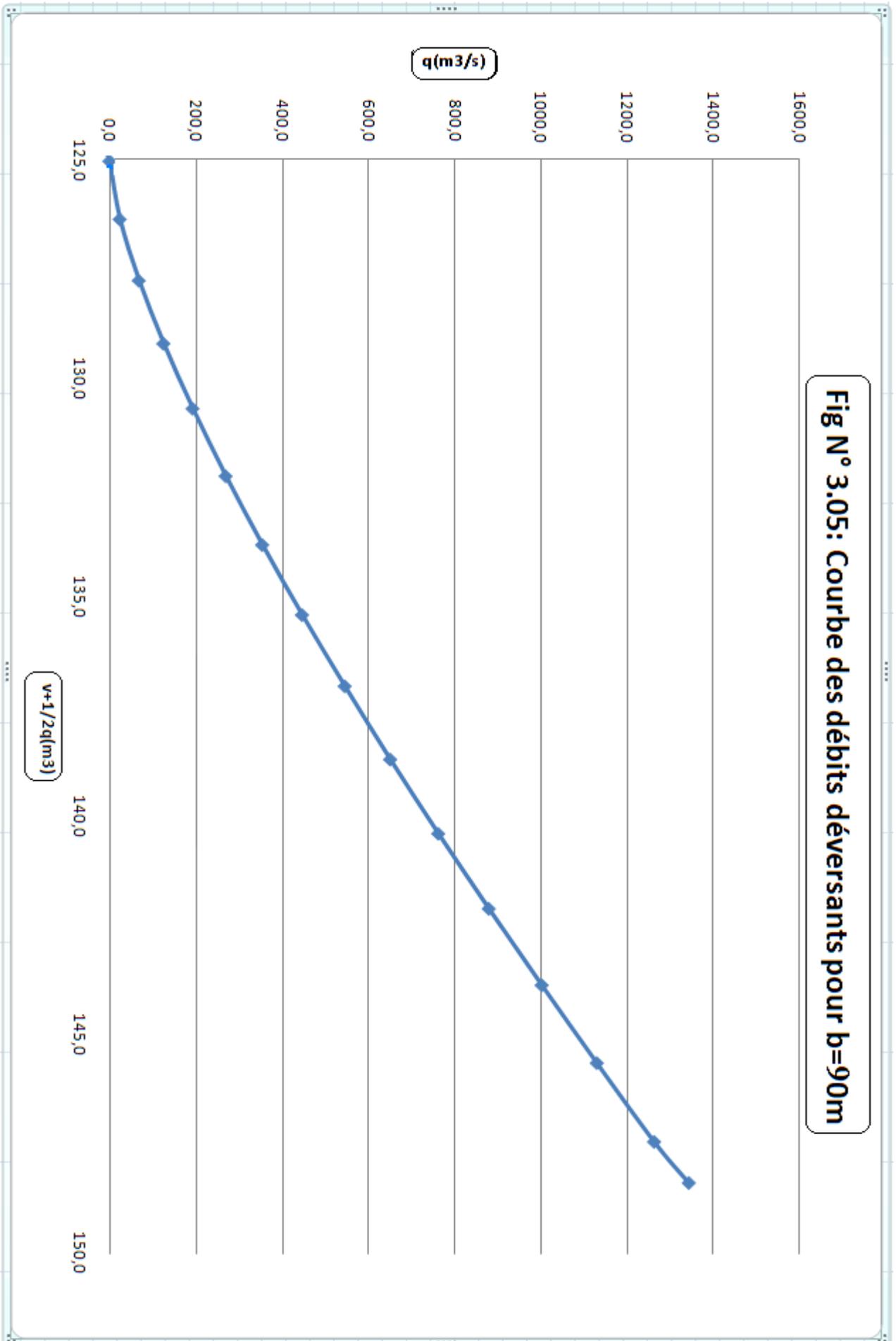


Fig N° 3.05: Courbe des débits déversants pour $b=90m$

Tableau N° 3.09 : Laminage.

<i>Méthode grapho-analytique de Hildenblat (b=90 m)</i>						
1	2	3	4	5	6	7
Temps	Q	Q moy	Qmoy - q	(Qmoy-q)*dt	V+1/2.q.dt	q (b=50 m)
0	0,00	10,60	10,60	76320,00	125000000,00	0,0
1	21,20	53,00	51,62	371628,00	125076320,00	1,4
2	84,79	137,78	129,66	933552,00	125447948,00	8,1
3	190,77	264,96	239,24	1722528,00	126381500,00	25,7
4	339,15	174,08	91,19	656532,00	128104028,00	82,9
5	9,00	386,05	277,14	1995372,00	128760560,00	108,9
6	763,09	900,87	703,36	5064192,00	130755932,00	197,5
7	1038,65	1197,63	724,51	5216436,00	135820124,00	473,1
8	1356,60	1542,51	735,84	5298012,00	141036560,00	806,7
9,03	1728,41	1596,51	414,98	1942083,00	146334572,00	1181,5
10	1464,60	1343,43	9,10	65484,00	148276655,00	1334,3
11	1222,25	1115,24	-229,06	-1649232,00	148342139,00	1344,3
12	1008,23	914,51	-293,48	-2113020,00	146692907,00	1208,0
13	820,78	739,46	-314,80	-2266524,00	144579887,00	1054,3
14	658,13	588,33	-305,82	-2201904,00	142313363,00	894,2
15	518,53	459,37	-284,93	-2051496,00	140111459,00	744,3
16	400,21	350,82	-260,56	-1875996,00	138059963,00	611,4
17	301,42	260,91	-234,31	-1686996,00	136183967,00	495,2
18	220,39	187,88	-207,68	-1495260,00	134496971,00	395,6
19	155,36	129,97	-182,40	-1313280,00	133001711,00	312,4
20	104,58	85,43	-158,41	-1140516,00	131688431,00	243,8
21	66,27	52,48	-135,19	-973368,00	130547915,00	187,7
22	38,69	29,39	-114,09	-821412,00	129574547,00	143,5
23	20,08	14,37	-94,25	-678600,00	128753135,00	108,6
24	8,66	5,67	-76,06	-547632,00	128074535,00	81,7
25	2,68	1,53	-60,19	-433368,00	127526903,00	61,7
26	0,38	0,19	-47,91	-344952,00	127093535,00	48,1
27,09	0,00	0,00	-37,25	-268200,00	126748583,00	37,3
28	0,00	0,00	-28,82	-207504,00	126480383,00	28,8
29	0,00	0,00	-23,06	-166032,00	126272879,00	23,1
30	0,00	0,00	-20,06	-144399,57	126106847,00	20,1
31	0,00	0,00	-17,44	-125561,16	125962447,43	17,4
32	0,00	0,00	-15,16	-109180,42	125836886,27	15,2
33	0,00	0,00	-13,19	-94936,71	125727705,85	13,2
34	0,00	0,00	-11,47	-82551,24	125632769,14	11,5

CHAPITRE III : LAMINAGE DES CRUES

1	2	3	4	5	6	7
35	0,00	0,00	-9,97	-71781,58	125550217,90	10,0
36	0,00	0,00	-8,67	-62416,94	125478436,32	8,7
37	0,00	0,00	-7,54	-54274,01	125416019,39	7,5
38	0,00	0,00	-6,55	-47193,40	125361745,38	6,6
39	0,00	0,00	-5,70	-41036,54	125314551,98	5,7
40	0,00	0,00	-4,96	-35682,90	125273515,44	5,0
41	0,00	0,00	-4,31	-31027,70	125237832,54	4,3
42	0,00	0,00	-3,75	-26979,82	125206804,84	3,7
43	0,00	0,00	-3,26	-23460,02	125179825,02	3,3
44	0,00	0,00	-2,83	-20399,42	125156365,00	2,8
45	0,00	0,00	-2,46	-17738,01	125135965,58	2,5
46	0,00	0,00	-2,14	-15423,90	125118227,57	2,1
47	0,00	0,00	-1,86	-13411,80	125102803,67	1,9
48	0,00	0,00	-1,62	-11662,09	125089391,87	1,6
49	0,00	0,00	-1,41	-10140,65	125077729,79	1,4
50	0,00	0,00	-1,22	-8817,70	125067589,14	1,2
51	0,00	0,00	-1,06	-7667,34	125058771,44	1,1
52	0,00	0,00	-0,93	-6667,06	125051104,10	0,9
53	0,00	0,00	-0,81	-5797,27	125044437,04	0,8
54	0,00	0,00	-0,70	-5040,96	125038639,78	0,7
55	0,00	0,00	-0,61	-4383,31	125033598,82	0,6
56	0,00	0,00	-0,53	-3811,46	125029215,51	0,5
57	0,00	0,00	-0,46	-3314,22	125025404,04	0,5
58	0,00	0,00	-0,40	-2881,84	125022089,83	0,4
59	0,00	0,00	-0,35	-2505,88	125019207,98	0,3
60	0,00	0,00	-0,30	-2178,96	125016702,10	0,3
61	0,00	0,00	-0,26	-1894,69	125014523,14	0,3
62	0,00	0,00	-0,23	-1647,51	125012628,45	0,2
63	0,00	0,00	-0,20	-1432,58	125010980,94	0,2
64	0,00	0,00	-0,17	-1245,68	125009548,36	0,2
65	0,00	0,00	-0,15	-1083,17	125008302,68	0,2
66	0,00	0,00	-0,13	-941,86	125007219,51	0,1
67	0,00	0,00	0,00	0,00	125006277,65	0,0

D'après ses résultats on prend une largeur du déversoir de 90m correspondant à un débit laminé de $1344,3\text{m}^3/\text{s}$ et une charge de 2,92m.

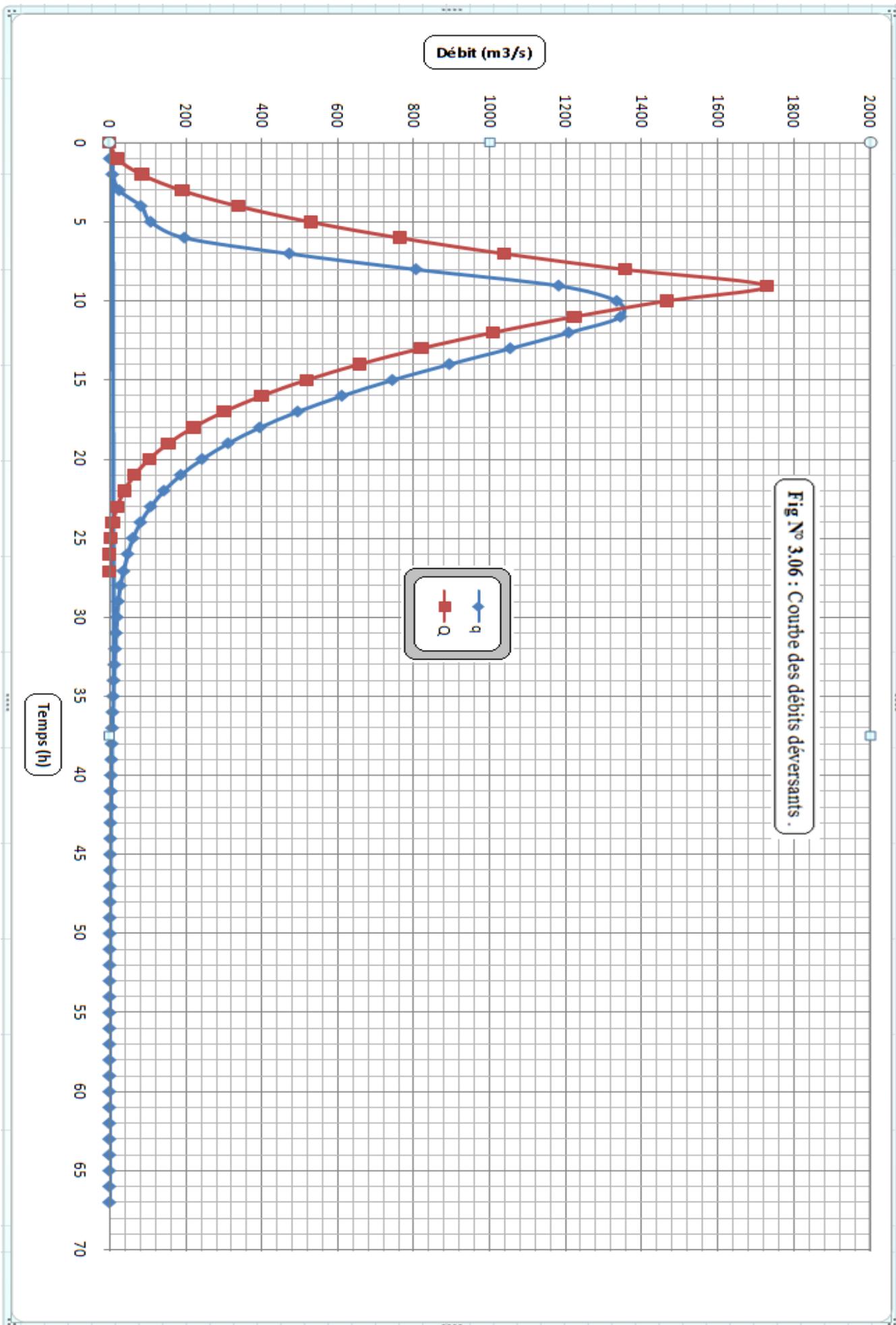


Fig N° 3.06 : Courbe des débits déversants .

CHAPITRE IV : CHOIX ET DIMENSIONNEMENT DE L'EVACUATEUR DE CRUE

1. Généralités :

L'évacuateur de crue est un ouvrage vital pour la sécurité du barrage notamment en remblai, le but à atteindre par un évacuateur de crue est de conduire le débit de crue dans le lit de la rivière à la fois le plus économiquement et le plus sûrement possible.

La classification des évacuateurs de crues est faite suivant différents critères :

1. Le type de fonctionnement hydraulique :
 - Evacuateur de surface.
 - Evacuateur en charge.
 - a. Evacuateur de crues en puits.
 - b. Evacuateur siphon sommaire pour petit barrage.
 - c. Evacuateur siphon à faible charge et fort débit.
2. L'emplacement par rapport à la digue :
 - Evacuateur central.
 - Evacuateur latéral.
 - a. Evacuateur latéral à entonnement frontal.
 - b. Evacuateur latéral à entonnement latéral.

Le choix du type de l'évacuateur de crues dépend essentiellement des conditions topographiques, géologiques et économiques.

L'évacuateur de surface est placé selon les cas sur l'une des rives (évacuateur latéral) ou au centre du barrage (évacuateur central). Il est constitué en général d'un seuil déversant ou un déversoir latéral ou frontal suivi d'un coursier aboutissant à un bassin dissipateur d'énergie, puis au lit du cours d'eau. Cette solution présente un avantage considérable : en cas de forte crue dépassant le débit de la crue de projet, les aboutissements et affouillements éventuels n'atteindront pas le barrage et seront en général limités.

Dans l'évacuateur en charge l'eau transitée vers l'aval du barrage par une galerie ou par une conduite de gros diamètre disposée sous le barrage ou latéralement en rive. Cette conduite est alimentée par l'intermédiaire d'un puits ou d'une tour, ou par un déversoir de surface à crête ronde souvent circulaire appelé tulipe.

Le présent chapitre est pour choisir la variante de l'évacuateur la plus répondus aux conditions topographiques et géologiques de l'axe de l'évacuateur, puis nous allons procéder au calcul de la

ligne d'eau passante par les différentes composantes de l'ouvrage en se basant sur les résultats du calcul de laminage de crues .

Le débit maximal à évacuer pour une période de retour égal à 1000 ans :

- $q_{\max 0.1\%} = 1344,3 \text{ m}^3/\text{s}$.
- La charge maximale déversant : $h_d=2,91 \text{ m}$
- La largeur du déversoir : $b=90 \text{ m}$.
- Côte de la retenue normale : $\text{NNR} = 111,3 \text{ m}$

2. Choix du type de l'évacuateur de crues :

Le débit maximum à évacuer est très important ($q_{\max, 0.1\%}=1344,3 \text{ m}^3/\text{s}$) alors que la variante évacuateur en puits et dalot sous digue est déconseillée à cause du :

- Risque de saturation ;
- Capacité de débit limitée pour cette variante ;
- Réajustement impossible ;
- La rive doit être rocheuse et ce n'est pas le cas de notre barrage ;
- L'assurance de la liaison digue-conduite est difficile.

On ne peut pas avoir un évacuateur de crues sur digue à cause de :

- L'ouvrage sur digue est instable nécessite un système de drainage, mais il reste toujours un risque de glissement des différents plots du coursier;
- Un ouvrage couteux par les précautions à prendre au niveau du coursier, bassin de dissipation et au pied du barrage ;
- Déformation et déplacement dues aux tassements.
- L'évacuateur sur un remblai d'une hauteur de 65,4 m est un ouvrage instable (risque de déplacement).

On peut installer un petit barrage déversoir en béton dont la partie aval est parfaitement profilée (profil Creager) et muni à son pied d'un dispositif dissipateur du type bec déviateur ou bassin. Cette solution est couteuse et de point de vue technique les liaisons entre les parties du barrage en terre et le déversoir en béton sont délicates à réaliser.

La variante de l'évacuateur latérale sur un des deux rives est la plus répondue aux différents critères de choix du type de l'évacuateur :

- Un dispositif sûr et efficace,
- Facile à calculer et à réaliser en coté de digue,
- Moins couteux qu'un barrage déversoir en béton
- Capable d'évacuer un débit supérieur au débit de dimensionnement,

Remarque :

Les deux types d'entonnement (latéral et frontal) sont possibles de point de vue géologique et technique mais l'excavation de remblai de la 2eme variante est très importante donc pour réduire les excavations on diminue la largeur de déversoir de forme labyrinthe.

Ces ouvrages présentent beaucoup d'avantages à savoir :

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

3. Choix de la rive favorable :

Il se trouve que la rive droite est mieux favorable que la rive gauche parce que la pente du versant est douce ce qui diminue le volume du terrassement et diminue les dimensions du coursier et l'ouvrage de dissipation (la largeur et la longueur).

La rive gauche a un versant à forte pente, d'où un évacuateur latéral sur cette rive conduit à :

- Un volume de déblai important ;
- Un coursier à forte pente favorise l'érosion et la vibration des murs bajoyers.

Conformément aux clarifications illustrées ci-dessus, le choix est arrêté pour l'étude d'un évacuateur de crue latéral sur la rive droite.

4. Evacuateur latéral à entonnement frontal :

4.1. Dimensionnement et calcul hydraulique :

L'évacuateur de crue de surface à entonnement frontal est constitué en général des éléments suivants :

- Canal d'approche ;
- Déversoir ;
- Chenal d'écoulement ;
- Convergent ;
- Coursier ;
- Bassin de dissipation.

Pour le calcul hydraulique de l'évacuateur de crues, on a besoin des données suivantes :

- Le débit maximum à évacuer : $Q_{\max 0.01\%} = 1344,3 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Profil en long du barrage : Le barrage de Kef-Eddir est en terre. Le profil en long est représenté dans la figure N°IV.01.
- Profil en long de l'évacuateur de crues représenté dans la figure N°IV.02.

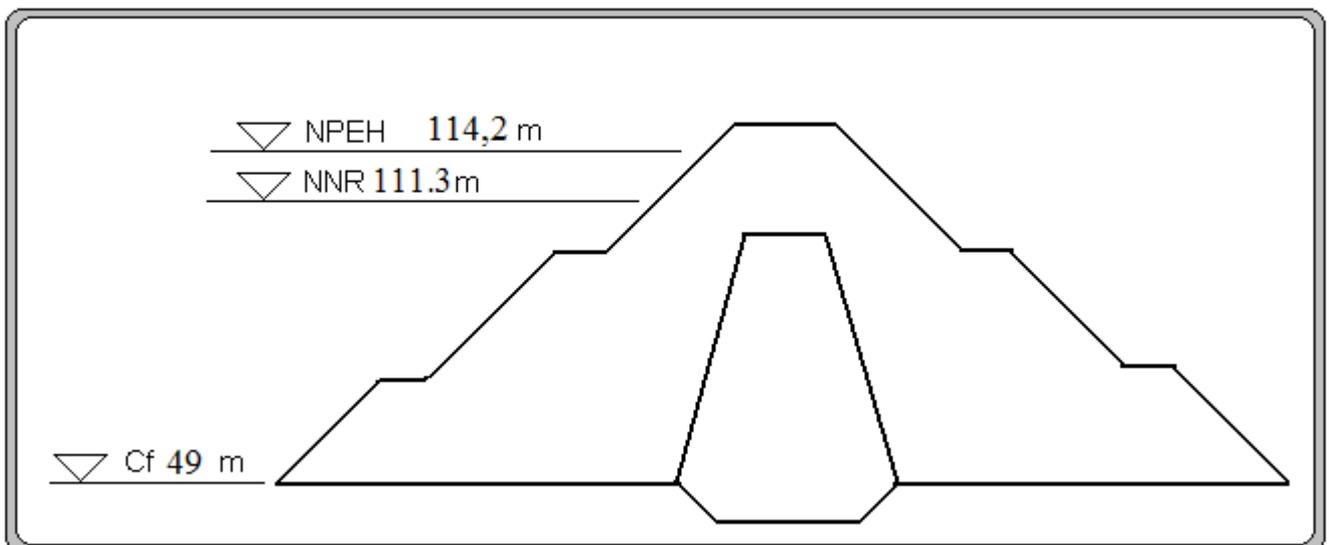


Figure N°IV.01 : Profil en long du barrage.

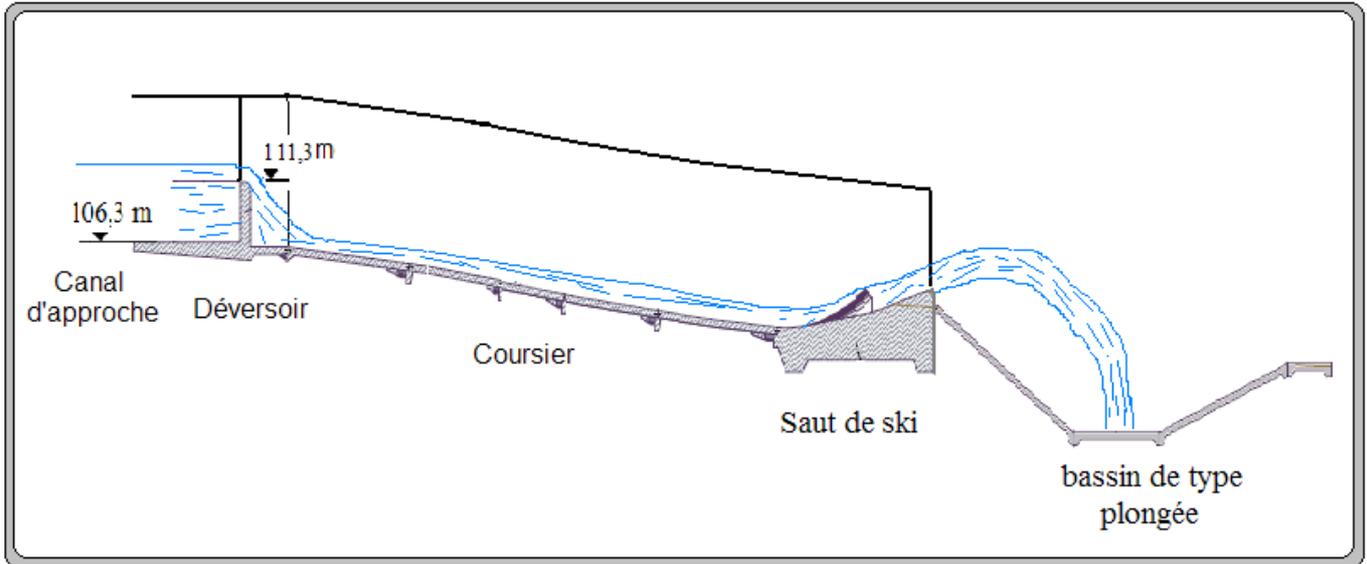


Figure N°IV.02 : Profil en long de l'évacuateur de crues.

➤ **Canal d'approche :**

Le canal d'approche est un dispositif permet de guider l'écoulement calmement vers le seuil du déversoir.

La vitesse d'approche (V_a) doit être calculée pour vérifier l'influence de l'écoulement sur le canal d'approche. V_a est le rapport entre le débit à évacuer et la section du canal :

$$V = \frac{q_{\max}}{S_c} \quad \text{.....(IV.01)}$$

Avec :

V_a : La vitesse d'approche en m/s ;

$q_{\max 0.1\%}$: Le débit maximal à évacué = 1344,3 m³/s ;

S_c : La section du canal (une section rectangulaire) = $b \times h$;

b : Largeur du déversoir en m ;

$$h = P + H = 2,91 + 5 = 7,91 \quad (\text{P est la hauteur de pelle et H est la charge}).$$

Application numérique :

$$V = \frac{1344,3}{7,91 \times 10} = 1,9 \text{ m/s}$$

< Avec La vitesse admissible pour le tronçon non revêtu est (4,4 ÷ 10) m/s .D'où, pas de risque d'affouillement et d'érosion.

➤ **Le déversoir :**

L'installation d'un évacuateur de crues à entonnement frontal sur la rive gauche avec un déversoir rectiligne de longueur de 90 m va créer un volume de terrassement important et un talus instable de coté rive. Nous pouvons éviter ce problème en installant un déversoir avec une forme non rectiligne pour obtenir un chenal dont la largeur est acceptable, en gardant la même longueur du seuil déversant.

Le comportement de l'ouvrage doit être vérifié par un modèle réduit, parce que on aura un changement des caractéristiques de l'écoulement dans le chenal.

Il existe plusieurs formes spéciales du seuil déversant en plan, la figure suivante nous montre quelques types.

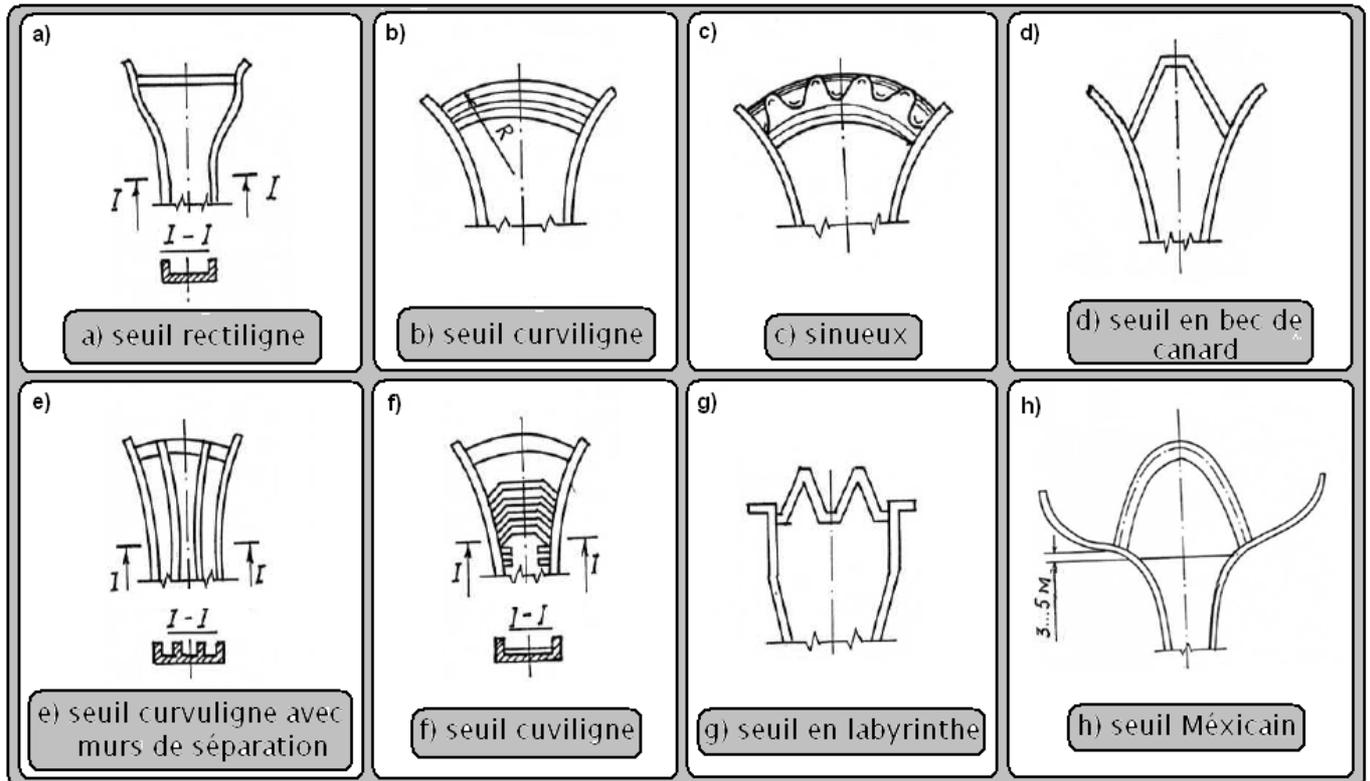


Figure N° IV.03 : Formes du seuil en plan (1)

➤ **Dimensionnement du déversoir labyrinthe :**

L'étude d'optimisation a abouti à choisir une longueur déversant qui est de 90 mètre ceci n'est valable que pour un déversoir rectiligne . Mais notre variante "Seuil en labyrinthe" a été choisi de façon à avoir un évacuateur plus économique déployé sur un espace de 50m.

- W : largeur représentée sur le **fig IV.04** W = 50 m
- QL : Débit évacué déterminé par laminage : QL = 1344, m³/s
- H : Charge hydraulique : h = 2,91 m
- P : hauteur de la pelle : P = 5 m

➤ **Calcul de débit normal :**

On a la formule de débit normal suivant :

$$Q_n = \mu \cdot W \cdot \sqrt{2gH}^{3/2}$$

Avec : μ : coefficient de débit donné par la formule suivant :

$$\mu = 0,4023 \left(1 + \frac{0,135.H}{P}\right) \cdot \left(1 + \frac{0,0011}{H}\right)^{3/2}$$

(1) Constructions Hydrotechniques (III), 1991. Par : Med Hireche.

$$= + \frac{2}{-}$$

AN :

$$= 2,91 + 1 \frac{3,7}{2 \times 9,81} = 3,61$$

$$= 0,4023 \times \left(1 + \frac{0,135 \times 3,61}{5} \right) \times \left(1 + \frac{0,0011}{3,61} \right)^{1/3} = 0,487$$

Pour notre cas, on prend un coefficient de débit : $\mu = 0,49$.

D'où :

$$= 0,49 \times 50 \times \sqrt{2 \times 9,81} \times 3,61^{1/3} = 745 \text{ }^3/\text{s.}$$

➤ **Calcul de géométrie de déversoir :**

On considère un élément de base de largeur D d'un déversoir labyrinthe et de longueur déversant :

$$L = 4a + 2b \text{ (fig 4.04).}$$

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 est définie comme le rapport Q_L / Q_n .

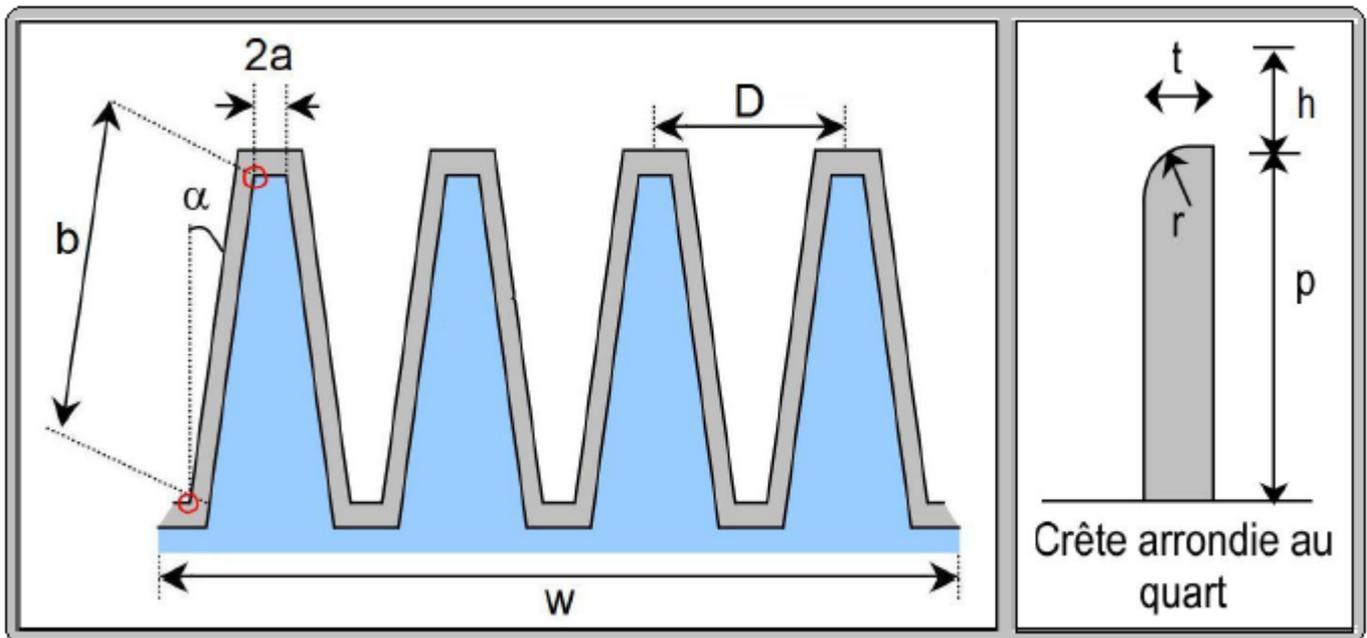


Fig N°VI.04 : la géométrie de déversoir labyrinthe.

Donc : $q^* = 1344 / 747 = 1,8$; **$q^* = 1,8$**

Et : $H/P = 2,91 / 5 = 0,58$; **$H/P = 0,6$**

Avec : $q^* = 1,8$ et $H/P = 0,6$ L'annexe N°IV.01 (dimensionnement de déversoir

labyrinthe trapézoïdale en plan $D/p > 2$) déterminer l'augmentation de la largeur L/D : **$L/D = 1,85$**

On a : **$\alpha = \arcsin (D/L)$**

$$\alpha = \arcsin(1/1,85) = 22,72^\circ \quad ; \quad \alpha = 22,72^\circ$$

on propose une largeur d'un élément de base **D = 12,5 m** donc **L = 23,13 m**, **n = 4** et on calculé le détail de déversoir :

- $L = 4a + 2b = 23,13$ donc : **a = 1,5m** et **b = 8,6 m**
- $t = P / 6$; **t ≈ 1 m** .
- $r = P / 12$; **r ≈ 0,5 m**.

➤ **Calcul hydraulique du déversoir :**

Notre déversoir labyrinthe est formé par quatre becs de canard, il est très difficile de déterminer 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 chenal d'écoulement parce que ce tronçon est formé d'une faible pente de 0,003% et d'une court distances de 10 m.

Remarque :

Cette approximation est sous réserve, pour connaitre sa valeur réelle il faut passer par le modèle réduit.

➤ **Chenal d'écoulement :**

La trace du chenal doit être aussi rectiligne que possible avec une faible pente (inférieur à la pente critique) pour que le régime y soit fluvial. Il est en général de section rectangulaire. Dans notre cas, le chenal a une largeur de 50 m, une pente de 0.003% et une longueur déterminée topographiquement de 10 m.

- La profondeur critique :

$$h = \sqrt[3]{\frac{Q}{b}} \times (-) \dots\dots\dots (IV.05)$$

Avec :

- Q : Le débit maximum à évacuer en m³/s ;
- b : La largeur du déversoir en m.

Application numérique :

$$h = \sqrt[3]{\frac{Q}{b}} \times (-) = 4,19 \quad . \quad \boxed{h = 4,19 \text{ m}}$$

- La pente critique :

La pente critique se détermine par la formule de Manning suivante :

$$Q = 1/n \times S \times R \times I \dots\dots\dots (IV.06)$$

Avec :

- R_H : rayon hydraulique en m ;
- I : pente en m/m ;
- S : section mouillée en m² ;

n : coefficient de Manning : ce coefficient dépend de la nature des parois.

n = 0,05 à 0,025 Pour des canaux rocheux en mauvais état.

= 0,0125 à 0,01 Pour le béton lisse et fonte revêtue. (2)

On prend : n = 0,0125 / /

Pour une section rectangulaire :

$$I = \frac{\times(\times)}{/ \times(\times)} \dots\dots\dots(IV.07)$$

Application numérique :

$$= \frac{\times(\times ,)}{\times(\times ,)} = 0,00117 \text{ m/m} \quad \boxed{= 0,00117 \text{ m/m}}$$

(0,003% < 0,117% ⇒ I < I_{cr}), donc le régime devient fluvial, et donc pas de formation de ressaut hydraulique.

- La profondeur normale (h) :

La profondeur normale h est la profondeur qui apparaît pour le débit Q et la pente I du chenal si l'écoulement était uniforme. Cette profondeur se déduit de la formule de Chézy :

$$= \times \times \sqrt{\times} \dots\dots\dots(IV.08)$$

Avec :

S : Section du chenal d'écoulement en m².

C : Coefficient de Chézy (caractérise le frottement) en —

$$= \text{—} \dots\dots\dots(IV.09)$$

n : Coefficient de rugosité de Manning en —.

Le tableau représenté en annexe N° IV.02 donne quelques valeurs de n en fonction du type du canal. On prend : n = 0.013 / (béton).

R : Rayon hydraulique en m.

$$= - = \frac{\times}{\dots\dots\dots} \dots\dots\dots(IV.10)$$

P : Le périmètre mouillé en m.

b : La largeur du chenal d'écoulement en m.

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante :

$$= - \times (\times h) (2h +) \dots\dots\dots(IV.11)$$

(2) Hydrologie de surface (Eléments d'hydraulique générale), 2003. Par : J.P.Laborde. Page : 30.

La résolution de cette équation se fait par la méthode des itérations. Les résultats des calculs sont présentés dans le tableau suivant.

Tableau N°4.01: Calcul itératif de la hauteur normale pour le chenal d'écoulement.

$Q \text{ (m}^3/\text{s)}$	$h_n \text{ (m)}$
731,9	3
935,2	3,5
1154,8	4
1246,9	4,2
1293,9	4,3
1344,2	4,406

D'où : $h_n = 4,4m$

$h = 4,4 > h = 4,19 \Rightarrow$ La condition pour la hauteur normale dans le chenal d'écoulement est vérifiée et l'écoulement est fluvial.

➤ **Calcul du convergent :**

Le convergent est l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier, sa largeur au début est égale à celle du chenal d'écoulement et égale à sa fin à celle du coursier.

Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier.

Le convergent doit être dimensionné de telle sorte que la condition suivante est vérifiée :

$$(\alpha) < \dots\dots\dots (IV.12)$$

a. La longueur du convergent:

La longueur du convergent est estimée par la formule ⁽³⁾ suivante :

$$= 1.6(-) \dots\dots\dots (IV.13)$$

Avec :

: La largeur au plafond du bief amont en m.

: La largeur au plafond de la section de contrôle en m, c'est la largeur du coursier au même temps.

⁽³⁾ Manuel de conception des évacuateurs de crues, par Agustín A.G, 2004.page33.

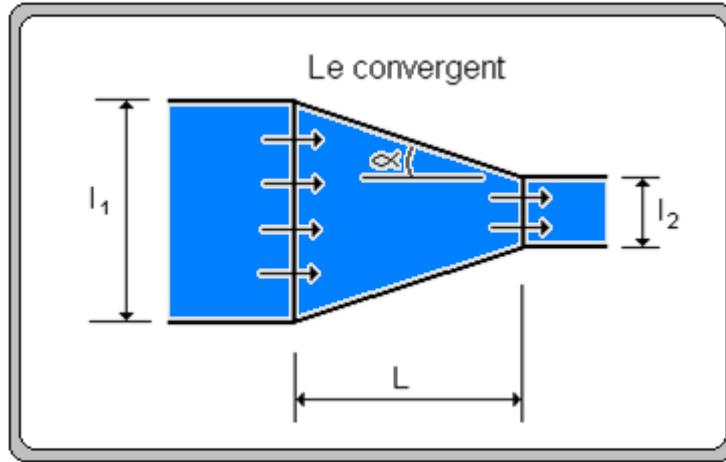


Figure N°IV.05 : Schéma d'un convergent.

La largeur finale du convergent se calcul par la formule ⁽⁴⁾ suivante :

$$= 0.7 \frac{P}{g} \dots \dots \dots (IV.14)$$

$$= h + \frac{V^2}{2g} - \dots \dots \dots (IV.15)$$

Avec :

P : Hauteur des parements des eaux en aval (m)

g : Accélération de la gravité (/).

Application numérique :

$$= 4,4 + \frac{2}{, \times 2 \times , 2} - 5,36 = 1,06$$

$$= 0,07 \frac{2}{, \times ,} = 27,5 \approx 30$$

$$= 1,6 \times (50 - 30) = 32$$

$L = 32 \text{ m}$

On revient à la condition (formule IV.12) :

$$(\alpha) = \frac{(\quad)}{(\quad)} = \frac{(\quad)}{(\quad)} = 0,31$$

Le nombre de Froude est donné par la relation suivante :

$$= \frac{V}{\sqrt{gh}} \dots \dots \dots (IV.15)$$

Avec :

V : vitesse d'écoulement en m/s.

g : l'accélération de la pesanteur = 9.81 / .

h : Le tirant d'eau en m.

Application numérique :

⁽⁴⁾ Manuel de conception des évacuateurs de crues, par Agustín A.G, 2004.page33.

$$= \frac{1}{x} = \frac{1}{x} = 6,11 / .$$

$$= \frac{1}{\sqrt{x}} = 0,93 .$$

$$- = \frac{1}{x} = 0,36$$

D'où : $(\alpha) = 0,31 < - = 0,36 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

b. La profondeur à la fin du convergent :

La section d'écoulement intermédiaire entre le convergent et le coursier est une section de contrôle. Le tirant d'eau dans cette section égale à la profondeur critique. C'est un changement du type d'écoulement du fluvial à l'écoulement torrentiel.

Par une application numérique dans la formule de la profondeur critique (Figure N° 4.06) ; on aura :

$$h = h_c = \frac{1}{3} \times (1,5)^2 = 5,8$$

$$Y_c = 5,8 \text{ m.}$$

c. La vitesse à la sortie du convergent :

$$= \frac{1}{x} = \frac{1}{x} = 7,72 / .$$

$$V = 7,72 \text{ m/s}$$

➤ **Coursier :**

Le coursier fait suite au chenal d'écoulement et conduit l'eau du convergent au bassin de dissipation. Il est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire ce qui assure un écoulement régulier.

- Calcul de la ligne d'eau dans le coursier :

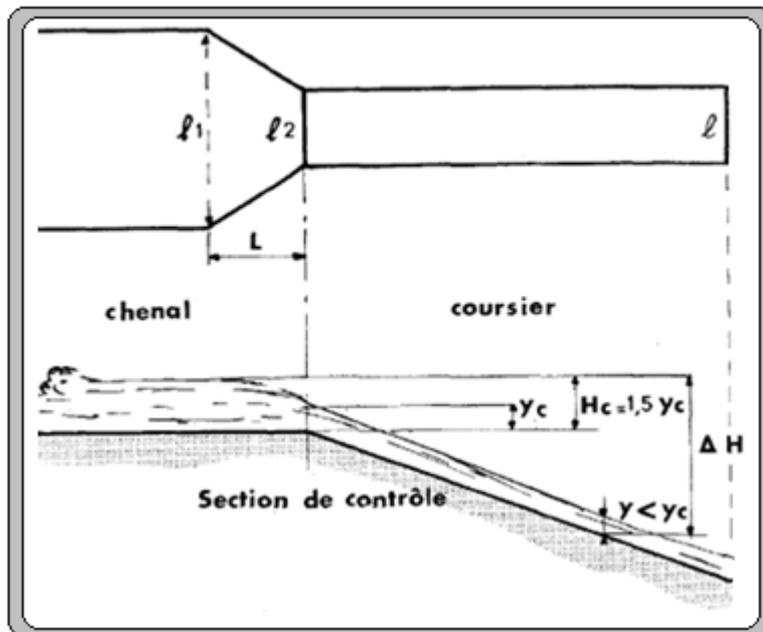


Figure N° 4.06 : Schéma de calcul de la ligne d'eau dans le coursier ⁽⁵⁾.

⁽⁵⁾ Technique des barrages en aménagement rural, 1974. Page : 181.

A : est la section de contrôle (la section entre le convergent et le coursier), le tirant d'eau est égal à la hauteur critique (h_c).

Le long du coursier, il devient inférieur à h_c . Il s'estime à partir de l'abaque donné en annexe N°IV.03. C'est un graphe qui donne $\frac{Q^2}{g L^3}$ rapport du tirant d'eau à l'énergie spécifique en fonction de l'expression :

$$\frac{Q^2}{g L^3} \dots\dots\dots(IV.19)$$

Avec :

- : Le débit à évacuer en m³/s.
- : La largeur du coursier en m.
- : L'énergie spécifique en m.

Les données initiales pour le calcul de la ligne d'eau sont présentées dans le tableau suivant.

Tableau N°4.02 : Différents paramètres initiales de calcul de la ligne d'eau.

Q (m ³ /s)	Strickler	I (m/m)	h_n (m)	h_c (m)	L (m)
1344	80	0.3188	5.8	5.8	152

Le procédé de calcul de la ligne d'eau consiste à :

- a) Choisir un pas de distance Δx ;
- b) Calculer Δz la dénivelée du fond par rapport à h_c considéré comme niveau de référence.

$$\Delta z = I \Delta x \dots\dots\dots(IV.20)$$

Avec :

- : La pente ;
- Δx : Pas de distance ;

- c) Calculer E_s ; l'énergie spécifique pour chaque section de calcul ;

$$E_s = \Delta z + \dots\dots\dots(IV.21)$$

Avec : Δz est la perte de charge.

La perte de charge peut être estimée de la façon suivante :

- Si la longueur du coursier est inférieure à 5 fois Δx , prendre $\Delta z = 0.1 \Delta z$.
- Si non (ce qui le cas le plus courant), prendre $\Delta z = 0.2 \Delta z$ constitue une bonne approximation. ⁽⁶⁾

- d) Calculer le coefficient C donné par la formule suivante :

$$C = \frac{K}{\dots\dots\dots(IV.22)}$$

Dans notre cas ce coefficient est nul car la section du coursier est rectangulaire ($m = 0$)

- e) Calculer le paramètre : $\frac{Q^2}{g L^3}$;

- f) Connaissant ce paramètre et le coefficient $C = 0$, tirer à partir de l'abaque donné en annexe (N° IV.03) le rapport $\frac{h}{h_c}$.

- g) Refaire le même procédé jusqu'on arrive à la dernière section intermédiaire entre le coursier et le bassin de dissipation.

Les résultats des calculs de la ligne d'eau dans le coursier sont présentés dans le tableau suivant et la représentation graphique est sur la figure N° 4.07.

⁽⁶⁾ Technique des barrages en aménagement rural, 1974. Page : 181.

Tableau N°4.03 : Calcul de la ligne d'eau dans le coursier.

L (m)	Δx (m)	ΔH (m)	$5 \times \Delta H$ (m)	Test	j (m)	H_s (m)	A	h/H_s	h (m)
0	-	5,8	-	Si $L < 5 \times \Delta H \Rightarrow j = 0,1.\Delta H$ $L > 5 \times \Delta H \Rightarrow j = 0,2.\Delta H$	-	-	-	-	5,8
10	10	8,988	44,94		0,8988	8,0892	0,440	0,65	5,26
20	10	12,176	60,88		1,2176	10,9584	0,279	0,35	3,84
30	10	15,364	76,82		1,5364	13,8276	0,197	0,23	3,18
40	10	18,552	92,76		1,8552	16,6968	0,148	0,163	2,72
50	10	21,74	108,7		2,174	19,566	0,117	0,125	2,45
60	10	24,928	124,64		2,4928	22,4352	0,095	0,103	2,31
70	10	28,116	140,58		2,8116	25,3044	0,079	0,085	2,15
80	10	31,304	156,52		3,1304	28,1736	0,068	0,073	2,06
90	10	34,492	172,46		3,4492	31,0428	0,058	0,06	1,86
100	10	37,68	188,4		3,768	33,912	0,051	0,054	1,83
110	10	40,868	204,34		4,0868	36,7812	0,045	0,0465	1,71
120	10	44,056	220,28		4,4056	39,6504	0,041	0,042	1,67
130	10	47,244	236,22		4,7244	42,5196	0,036	0,0375	1,59
140	10	50,432	252,16		5,0432	45,3888	0,033	0,0343	1,56
150	10	53,62	268,1		5,362	48,258	0,030	0,031	1,50
152	2	54,2576	271,288	5,42576	48,83184	0,0296	0,03	1,46	

Avec : $\frac{1}{x \times x} /$;

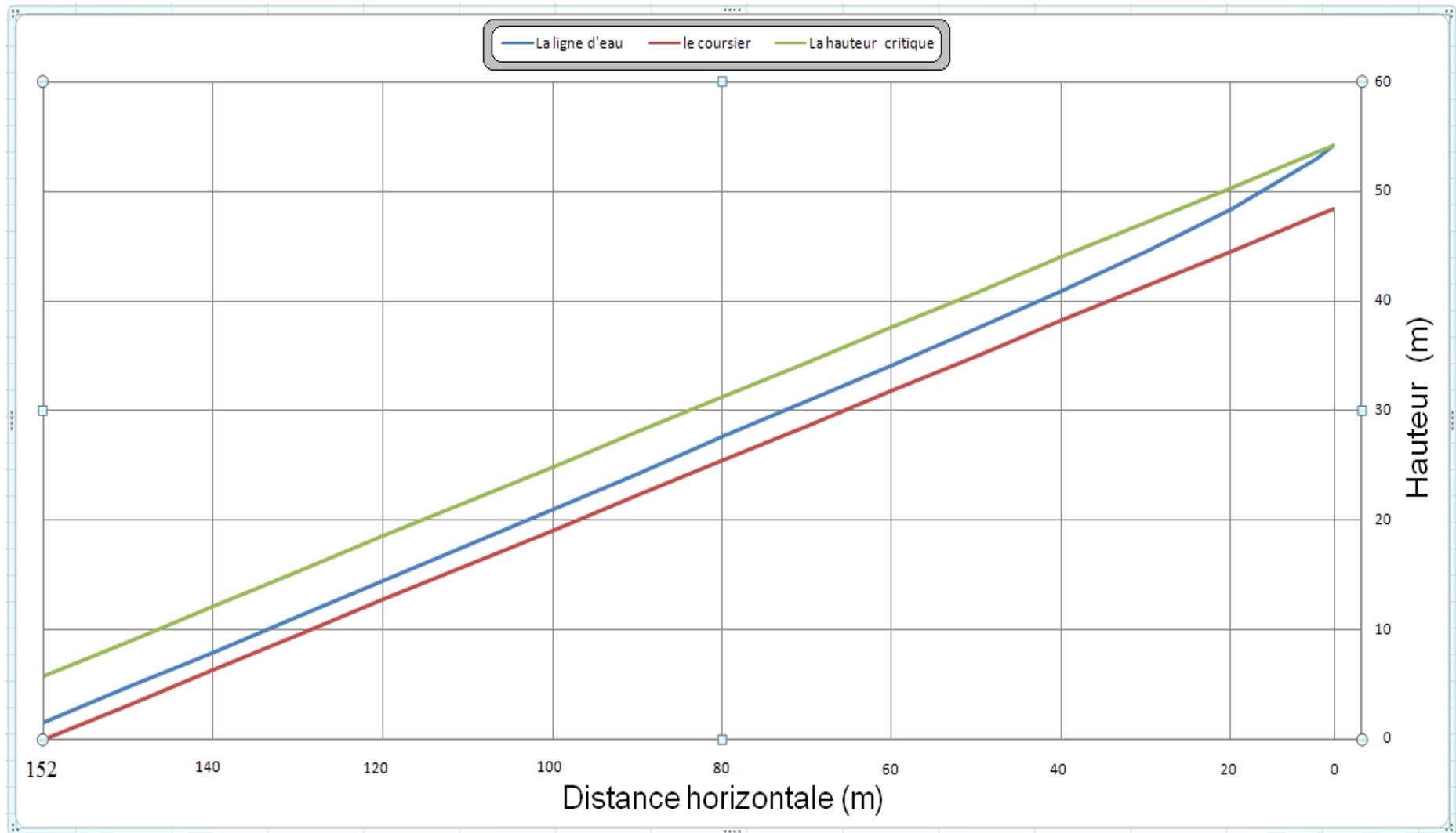


Fig N°IV.07 : la ligne dans le coursier .

- Calcul de la vitesse et le nombre de Froude à la sortie du coursier :

$$\left\{ \begin{array}{l} V = \frac{Q}{S} = \frac{1,46}{0,047} = 30,68 \text{ m/s} \\ Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot H}} = \frac{30,68}{\sqrt{9,81 \cdot 1,46}} = 8,11 \end{array} \right.$$

➤ **Dissipateur d'énergie :**

a)- **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 :

$$X = 2 \cdot K \cdot \left(Y + \frac{V^2}{2 \cdot g} \right) \cdot \sin 2\theta$$

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

Y : tirant d'eau Y=1,46m.

V : vitesse au départ du saut de ski V=30,68m/s.

θ : angle de sortie d'eau $\theta=20^\circ$.

On aura : $X = 2 \times 0,9 \times \left(1,46 + \frac{30,68^2}{2 \times 9,81} \right) \times \sin(2 \times 20) = 57,2 \text{ m}$

X= 57,2m.

b)- **Type de l'écoulement :**

Le saut de Ski est composé d'une partie courbe dans la coupe longitudinale et d'une zone d'impact à 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.

C)- Dimensionnement du dissipateur :

Le dimensionnement du dissipateur doit répondre aux questions suivantes :

- Quelles sont les hauteurs avales extrêmes qui permettent un dimensionnement satisfaisant du dissipateur ?
- Quel est le rayon de courbure R (rayon minimum nécessaire).

Le R min dépend de la charge H1 et de nombre de Froude . **(fig N°IV.08)**

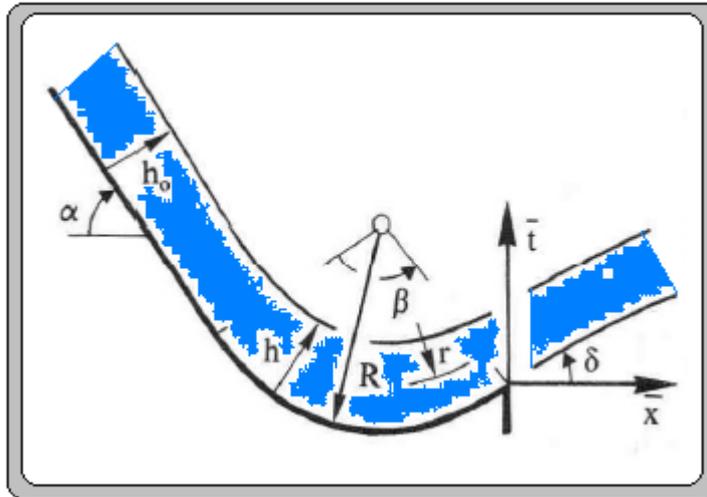


Fig N° IV.08 : Notation pour l'écoulement sur l'auge d'un saut de ski .

Au préalable, il est nécessaire de déterminer les caractéristiques de l'écoulement à l'amont (au niveau de l'auge).

- le débit unitaire : $q_1 = 44,8 \text{ m}^3/\text{s}$ $q_1 = 44,8 \text{ m}^3/\text{s}$.
- la hauteur d'eau à l'amont : $h_1 = 1,46 \text{ m}$.
- le nombre de Froude : $F_1 = \frac{q_1}{(g \cdot h_1^3)^{0,5}} = 8,11$ $F_1 = 8,11$.
- la charge d'eau : $H_1 = h_1 + \frac{q_1^2}{2 \cdot g \cdot h_1^2} = 1,46 + \frac{44,8^2}{2 \cdot 9,81 \cdot 1,46^2} = 49,45$ $H_1 = 49,45 \text{ m}$.

d)- Caractéristique de l'écoulement :

La hauteur d'eau h1 se calcule d'après une courbe de remous égale a h1 = 1,46m.

On a : $V_1 = q / h_1 = 44,8 / 1,46 = 30,68 \text{ m/s}$; $V_1 = 30,68 \text{ m/s}$.

La répartition des vitesses V = V(r) à travers l'auge à angle d'ouverture β suit la loi (V . r = constante)

Avec : r : rayon de courbure de la ligne d'eau.
Vs :La vitesse à la surface libre

$V_s = \sqrt{2g(H_1 - h_1)} = \sqrt{2 \times 9,81(49,45 - 1,46)} = 30,68 \text{ m/s}$; $V_s = 30,68 \text{ m/s}$.

La pression au fond du canal est donnée par la relation suivante :

$$\frac{\Delta p_f}{\rho g h_1} = \frac{F^2 h_1}{R}$$

Avec : R :Rayon de courbure de l'auge qui dépend du nombre de Froude F = 8,11 ,
d'après le graphe (fig N° 4.08) :

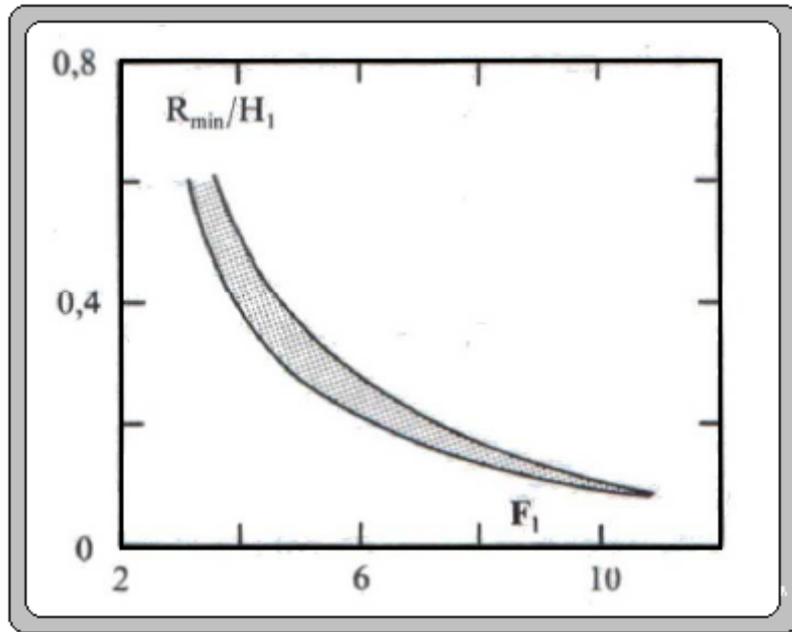


fig N°IV.09 : rayon minimal relatif Rmin/H1 en fonction de F1 .

on a : $\frac{R_{min}}{H_1} = 0,15$

d'où : $R = 0,15 \times 49,45 = 7,42 \text{ m}$, on opte pour la valeur :

R = 7,5 m.

d'où : $\Delta p_f = \frac{F^2 \rho g h_1^2}{R} = \dots = 183,381 \text{ KN/m}^2$; $\Delta p_f = 183,381 \text{ KN/m}^2$.

L'auge de dissipateur du saut de ski sera muni de dents (fig N°IV.09), cette variante se distingue de la variante sans dents, car elle est plus favorable du point de vue dissipation.

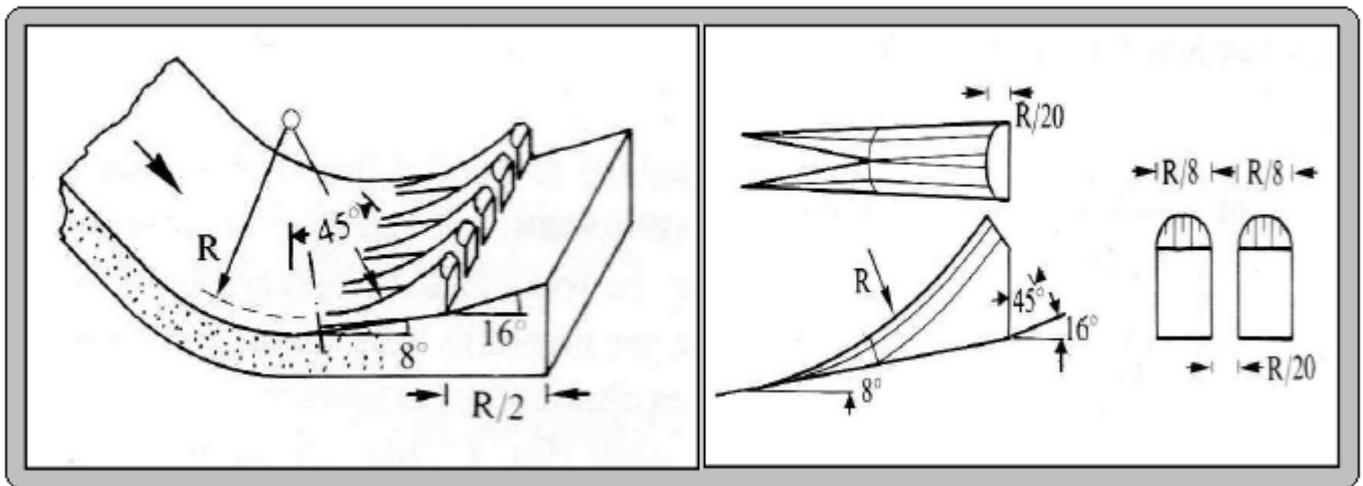


Fig N°IV.10 : Dent du dissipateur à auge.

- La largeur d'une dent est : $R / 8 = 7,5/8 = 0,94 \text{ m}$.
- L'espace libre entre les dents est : $R / 20 = 7,5/20 = 0,38 \text{ m}$.
- Le point le plus bas de l'auge se trouve à 0,3 m ou dessous du radier une partie de longueur

$R / 2 = 3,75$ 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°3)

e)- Détermination des longueurs de trajectoire de jet :

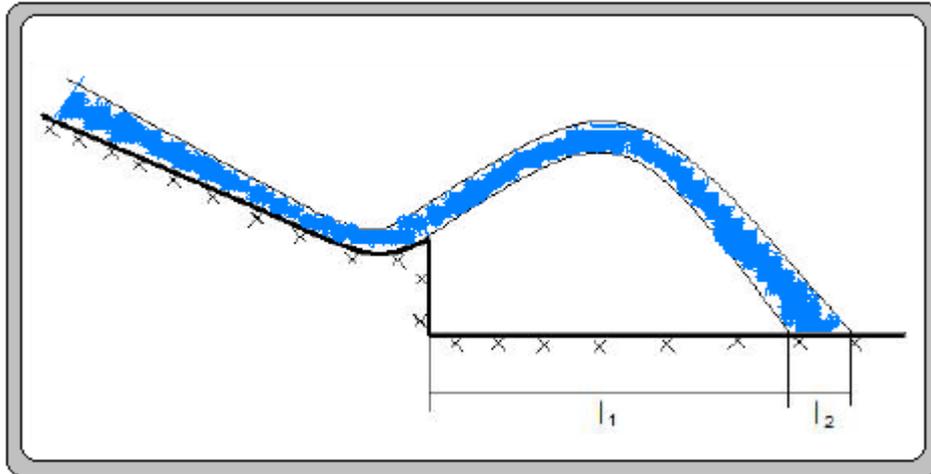


Fig N° IV.11 : Schéma explicatif des longueurs de trajectoire.

On a :

$$l_1 = \frac{v_1^2}{2g} \cos \alpha \left(\sin \alpha + \sqrt{\frac{2g(p+h/2)}{v_1^2} + \sin \alpha} \right)$$

On prend : $p = 1$ m ;
 $\alpha = 16^\circ$ (voir fig VI.11).

$$l_2 = L \cos \Theta$$

Avec : $L = 1,4 q \log \frac{v_1}{v_a a}$

Et : $\tan \Theta = \sqrt{\tan^2 \alpha + \frac{2g(p+h/2)}{v_1^2 \cos \alpha}}$

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 : $\Psi = 0,95$

$$V = Q / S = 1344 / (30 \cdot 1,46) = 30,68 \text{ m}^2/\text{s}$$

Ce qui donne : $V_X = 30,68 \times 0,95 = 29,15 \text{ m}^2/\text{s}$.

Et : $V_y = \sqrt{2g(p + h/2)} = 2 \times 9,81 \times (1 + \dots) = 5,83 \text{ / ; } V_y = 5,83 \text{ m/s .}$

D'où : $V_1 = \dots = \dots \text{ m}^2/\text{s}.$ **$V_1 = 29,73 \text{ m}^2/\text{s}.$**

$\text{Tag } \Theta = \tan^2 16^\circ + \frac{\dots}{\dots} = 0,35; \quad \Theta = 19,27^\circ.$

Donc :

$L = 1,4 \times 44,8 \times \log \frac{\dots}{\dots} = 8,37 \quad L = 8,37 \text{ m .}$

$l_1 = 45 \times \sin 16 + \dots + \sin 16 = 37,66 \quad l_1 = 37,66 \text{ m .}$

$l_2 = 8,37 \times \cos 19,27^\circ = 7,90 \text{ m} \quad l_2 = 7,9 \text{ m .}$

D'où : $l = 37,66 + 7,90 = 45,56 \text{ m} \quad l = 45,56 \text{ m .}$

f)- Dimensionnement de bassin de type plongé :

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 type plongé selon USBR (voir annexe N° IV.04) .

• Détermination de la hauteur d'affouillement :

Pour la détermination de la hauteur d'affouillement, nous utilisons les formules suivantes :

La profondeur de la fosse est alors calculée par les formules :

$$H = 0,9 \sin^2 \theta . H_t + a$$

$$H_{\text{aff}} = 1,9 . H^{0,225} q^{0,54}$$

On a : $H_t = NPHE - C_{f,\text{coursier}} - Y_{f,\text{coursier}}$

D'où : $H_t = 114,2 - 57,84 - 1,46 = 54,9 \text{ m}$

Et : $a = 1 \text{ m .}$

On aura : $H = 0,9 \times \sin^2 19,72 \times 54,9 + 1 = 6,63 \quad H = 6,63 \text{ m .}$

$H_{\text{aff}} = 1,9 \times 6,63 \cdot 44,8 \cdot \dots = 22,66 \quad H_{\text{aff}} = 23 \text{ m .}$

g)- Canal de restitution :

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec un talus 1/1, a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

- La hauteur critique :

$$h = 1 - \frac{1}{2} + 0.015 \times \dots \times \dots \dots \dots (IV.23)$$

Avec :

$$\left\{ \begin{aligned} &= \frac{\dots}{\dots} \dots \dots \dots (IV.24) \\ &= \frac{\dots}{\dots} \dots \dots \dots (IV.25) \end{aligned} \right.$$

Application numérique :

$$\left\{ \begin{aligned} &= \frac{\dots^2}{\dots} = 3,35 \\ &= \frac{\dots}{\dots} = 0,048 \end{aligned} \right.$$

D'où :

$$h = 1 - \frac{1}{2} + 0,015 \times 0,048 \times 3,35 = 3,3$$

$h_{cr} = 3,3 \text{ m}$

- Pente critique :

$$= \frac{\dots}{\dots} \dots \dots \dots (IV.24)$$

Avec :

$$\begin{aligned} &= \dots \times h + \dots \times h \\ &= \dots + h \times 2 \times \sqrt{1 + \dots} \\ &= \dots \\ &= \dots \times \dots \end{aligned}$$

Application numérique :

$$\begin{aligned} &= 1 \times 3,3^2 + 70 \times 3,3 = 241,89 \text{ }^2 \\ &= 70 + 3,3 \times 2 \times \sqrt{1 + 1^2} = 79,33 \\ &= \frac{\dots}{\dots} = 3,05 \\ &= \dots \times 3,05 = 52,36 \end{aligned}$$

$$D'où : = \frac{\dots^2}{\dots \times \dots} = 0,0037 \text{ /}$$

$I_{cr} = 0,0037 \text{ m/m}$

- La profondeur normale :

La profondeur normale du canal est tirée directement des calculs par le CANALP, on a trouvé :

$h_n = 3,4 \text{ m}$

- Vitesse dans le canal :

$$= \dots = \frac{\dots}{\dots} = \frac{\dots}{\dots} = 5,39 \text{ /}$$

$V = 5,39 \text{ m/s}$

Remarque :

Le sol du canal est constitué par des blocs d'alluvions grossiers.

La vitesse admissible correspondante à ce type de sol est : $v = (1.80 \div 2.20) / s$.

Pour réduire la vitesse, on augmente la section d'écoulement ou on crée une perte de charge par des roches de dimensions entre 800 et 1000 mm.

4.2. Calcul de la hauteur des murs bajoyers :

Les murs bajoyers assurent l'acheminement régulier des eaux sans débordement, vers l'aval et même servent à maintenir les terres tout autour du coursier et du déversoir.

➤ **Chenal d'écoulement :**

La hauteur du mur bajoyer pour le chenal d'écoulement atteint la crête du barrage. D'après le calcul hydrologique, on a les valeurs suivantes :

Le niveau normale de la retenue : $.NNR=111,3 m$

Le niveau des plus hautes eaux : $NPHE=114,2m$

Si on prend pour la revanche une valeur de $R = 3$ on aura :

$$H = NPHE - NNR + R = 114,2 - 111,3 + 3 = 5,9 m.$$

$H = 5.9 m .$

➤ **Le coursier :**

- Hauteur du mur au début du coursier h :

$$h = h +$$

Avec :

h : Le tirant d'eau

: La revanche donnée par la formule suivante :

$$= 0.61 + 0.14 \sqrt{v} \dots\dots\dots(IV.25)$$

: est la vitesse d'écoulement au début du coursier.

Application numérique :

$$= - = \frac{\dots}{\dots} = 8,6 / s$$

$$= 0,61 + 0,14 \times 8,52 = 0,9$$

$$h = 5,2 + 0,9 = 6,1 m .$$

$h_m = 6,1 m .$

- Hauteur du mur à la fin du coursier :

$$= - = \frac{\dots}{\dots} = 30,68 / s$$

$$= 0,61 + 0,14 \times 30,68 = 1$$

$$h = 1,46 + 1 = 2,46 m$$

$h_m = 2,5 m .$

➤ **Le bassin de dissipation :**

$$H_m = 0,2 \times H = 0,2 \times 23 = 4,6 m$$

$H_m = 5 m .$

4.3. Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier :

➤ Vérification de l'apparition des vagues roulantes :

Les vagues roulantes peuvent avoir lieu aussi bien dans les écoulements aérés que dans les écoulements non aérés. Elles apparaissent généralement lors d'un débit inférieur au débit de projet, suite à un écoulement déstabilisé. Les conditions d'absence de vagues roulantes sont :

$$\begin{cases} - < (10 \div 12) \\ < 40 \end{cases}$$

Avec :

: Largeur du coursier,

h : Profondeur d'eau minimale dans le coursier

: Nombre de Froude.

$$\begin{cases} \frac{b}{h} = 20,55 > 10 \\ F^2 = 8,1^2 = 64 > 40 \end{cases}$$

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 affouillements à l'aval ainsi que les déferlements de vagues sur les murs bajoyers, il est nécessaire d'augmenter la rugosité artificielle.

➤ Le phénomène d'entraînement de l'air naturel :

L'entraînement d'air dans l'écoulement conduit à un mélange air-eau et le gonflement de l'écoulement non aéré. Staub et Anderson ont démontré que l'aération de l'écoulement, commençait dans une zone, ou la couche limite atteignait la surface de l'eau, à partir d'une distance (D) de l'amont. Des essais ainsi que des calculs, montrent que (D), croit avec le débit spécifique (q) pour une rugosité et une pente du radier du coursier i données. La position de D peut être exprimée par :

$$D = \frac{q^2}{g \cdot i} \dots \dots \dots (IV.26)$$

Application numérique :

On a : $\frac{q^2}{g \cdot i} = 44,8 \text{ m}^2$. et $n = 0.028$.

D'où : $\frac{q^2}{g \cdot i} = 91586$.

On a : $\frac{q^2}{g \cdot i} = 0,3188$ / , on tire à partir de l'abaque (voir l'annexe N°IV.11) ; le rapport

$\frac{q^2}{g \cdot i} = 17500$ ce qui donne une distance $D = 17500 \times 0.028 = 490$.

Sachant que la longueur du coursier dans notre cas est de 152 m ce que veut dire il n'aura pas un entraînement de l'air naturel dans l'eau pendant le fonctionnement du coursier.

5. Evacuateur latéral à entonnement latéral :

5.1. Dimensionnement et calcul hydraulique :

L'évacuateur de crues de surface à entonnement latéral se constitue en général d'un déversoir latéral, un coursier et un bassin de dissipation. Pour le calcul hydraulique, on a besoin des données représentées sur la figure suivante.

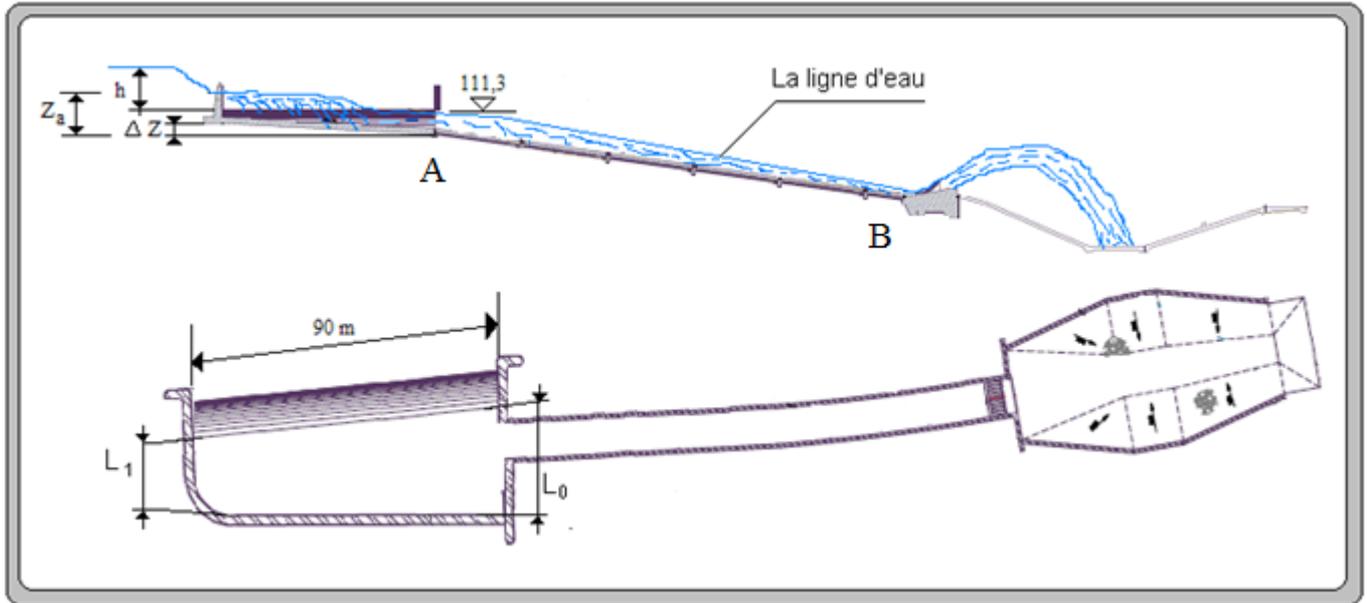


Figure N° IV.12 : Schéma de calcul d'un évacuateur de crues.

h_c : est la profondeur critique, c'est la ou on a un changement de pente. (Ou point A)

Données de départ :

- Longueur déversant : $L = 90$ m.
- Débit évacué : $Q_{\text{dév}} = 1344$ m³/s.
- Charge hydraulique : $H = 2,91$ m.
- Côte de la retenue normale : $NNR = 111,3$ m

➤ Canal d'amenée :

La vitesse d'approche est donnée par la formule :

$$V = \frac{Q}{S} = \dots \dots \dots (\dots)$$

- Avec :
- Q : Débit à évacuer (m³/s).
 - S : Section du canal (m²) = h x b
 - H : Charge d'eau (m) = H + P
 - P : Hauteur de pelle (4 m).
 - H : Lamé déversant (2,91 m).

$$V = \frac{1344}{(4,5) \times 2,91} = 2,16 \text{ / s}$$

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

➤ **Calcul de déversoir :**

Pour les ouvrages qui doivent contrôler des débits 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 prises en compte .

➤ **Calcul de la géométrie du déversoir :**

La proposition du **USCE** (United States Army, Corps of Engineers) pour le parement amont vertical une courbe de trois arcs circulaires au quadrant amont ($x < 0$) (fig VI.13), et de la fonction de puissance (VI.2) pour le quadrant aval :

$$-Z = \frac{1}{2} X^{1.85} \dots\dots\dots(VI.2)$$

Les origines des arcs circulaires et les rayons correspondant sont indiqués au tableau (VI .13).

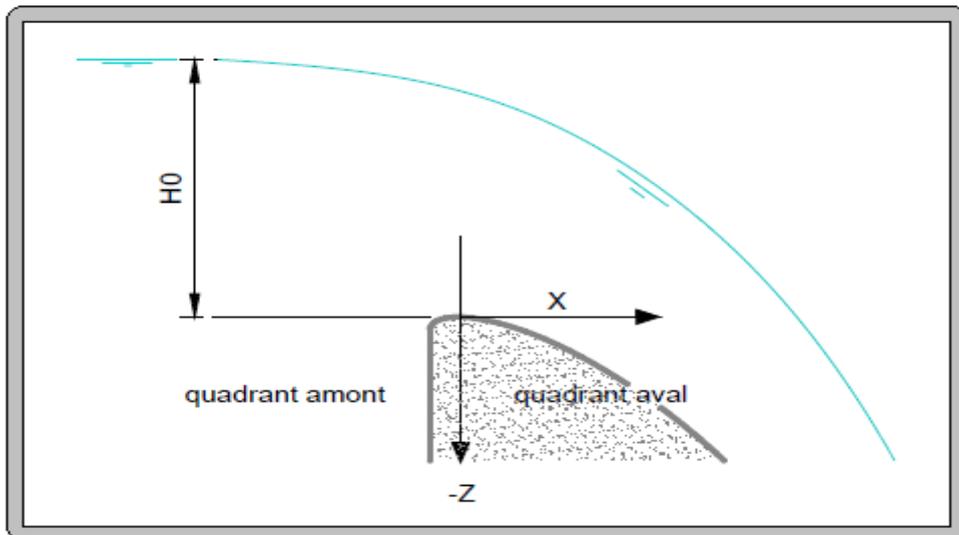


Fig N° IV.13: Définition du système des coordonnées.

A/ Calcul du quadrant amont :

Les dimensions de profil type USCE (quadrant amont) est représenté dans la figure N° IV.04 :

Tableau N° 4.04 : Origines O, rayons de courbure R et domaines. 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

↓

i	O _i (x / z) (m)	R _i (m)
1	(-0,7/-0,4)	0,116
2	(-0,3/-0,6)	0,58
3	(0/-1,46)	1,46

on a
H₀= 2,91 m
donc :

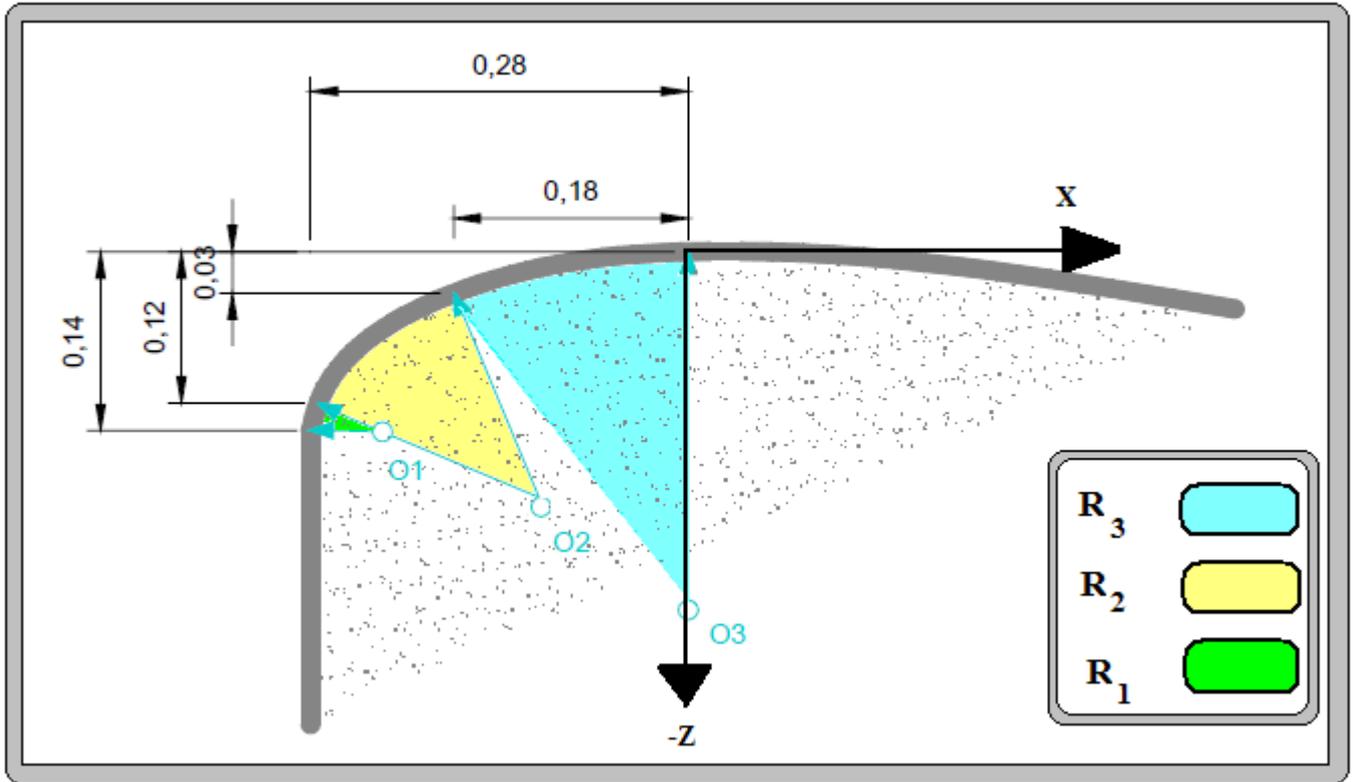


Fig N°IV.15: Détail du quadrant amont (tous les dimensions par rapport à H=1m) .

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 $N/H_0 > 0$ sur l'écoulement n'est pas significatif sauf pour de très petites valeurs de M/H_0 . il est recommandé de choisir le rapport M/N plus grand que $\frac{1}{2}$ Et $M/H_0 > 0,6$ pour encore pouvoir utiliser la géométrie de la crête donnée dans la (Fig N°IV.15)

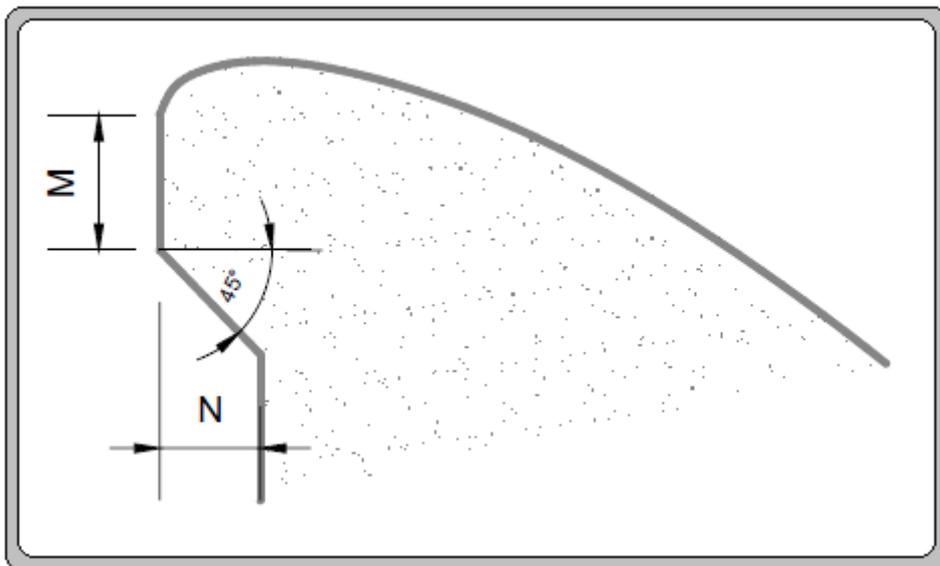


Fig N°IV.15 : Déversoir standard à parement surplombant.

On a :

$$\left. \begin{array}{l} N/H_0 > 0 \\ M/N > 1/2 \\ M/H_0 > 0,6 \end{array} \right\} \Rightarrow \quad = 0,5 \quad , \quad = 1$$

B/ Calcul du quadrant aval :

Les résultats dans le **tableau N°4.05** sont obtenus en appliquant la formule **VI .2**

Tableau N°4.05 : Calcul des coordonnées de profil de quadrant aval.

X	0	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,06
Z	0,0	-0,1	-0,5	-1,1	-1,8	-2,7	-3,8	-4,0

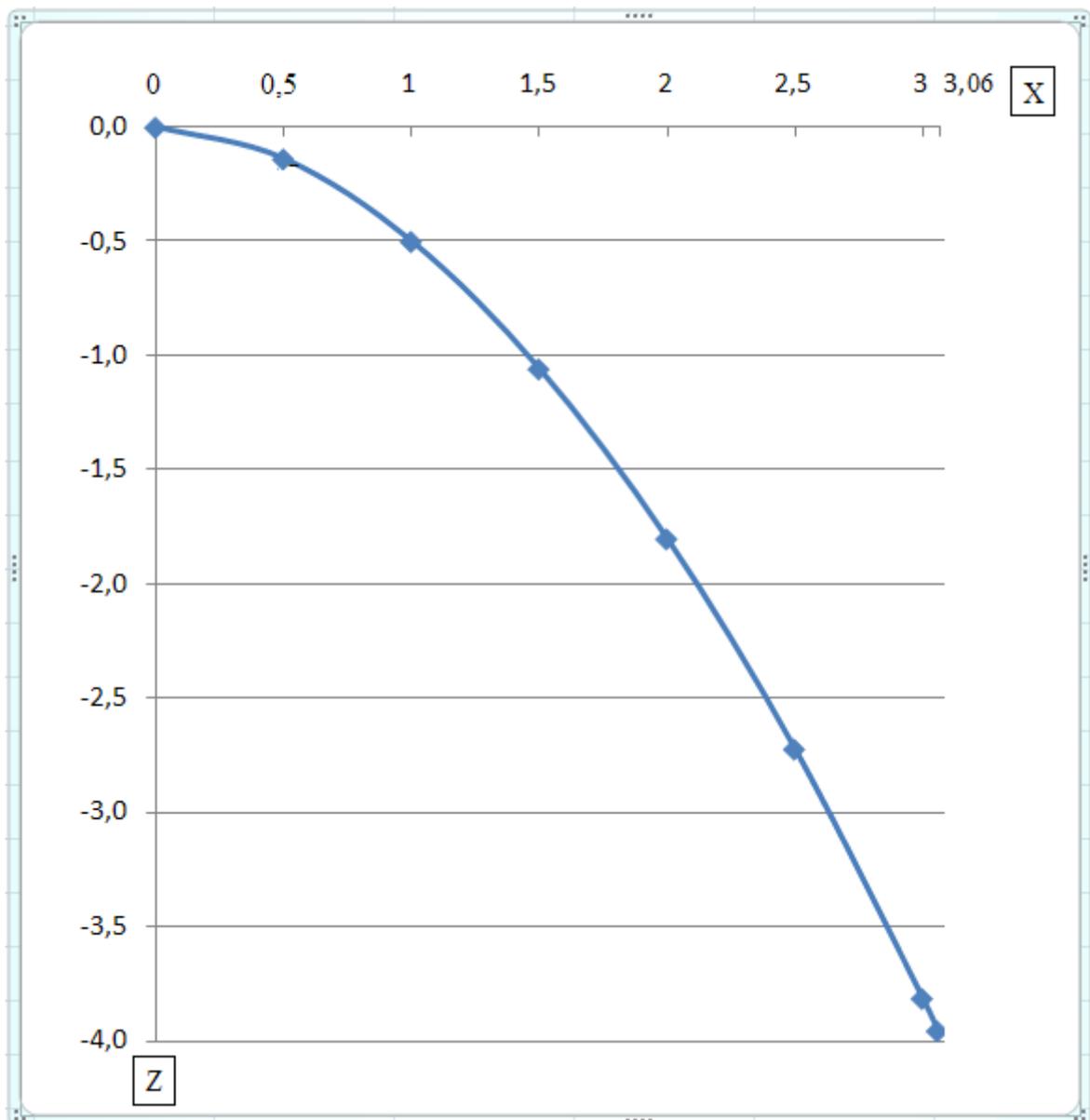


Fig N° IV.16: Profil de quadrant aval .

C/ Calcul du rayon de raccordement du déversoir :

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 N°4 .06

Tableau N° 4.06: différentes valeurs du rayon de raccordement en fonction de la hauteur de pelle et la charge H.

P(m)	Charge H= ΔPHE - ΔNNR								
	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 : $P = 4$ m < 10 m D'où : $R = 0.5 \times 4 = 2$ m. Ce qui donne : **R = 2 m .**

➤ **Calcul hydraulique du déversoir :**

• **1^{ere} Méthode :**

Le calcul hydraulique du déversoir ce fait par plusieurs étapes :

a/ On divise la largeur déversant en 9 tronçons et on établit les distances au bout de la tranchée jusqu'à chaque site x_i .

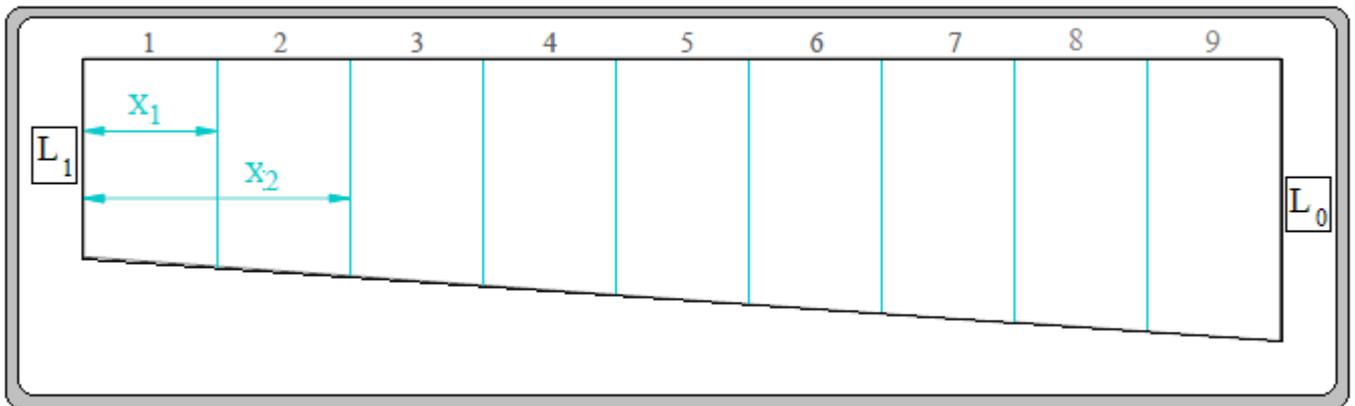


Fig N°IV.17 : Représentation des tranchées.

Le débit spécifique est donné par :

$$q = Q/L \text{ ;(VI.4)}$$

Donc : $q = 14,93 \text{ m}^3/\text{s}$

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

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

b/ En fixant la vitesse d'eau moyenne (V_{in}) au bout de la tranché ($l = 10\text{m}$) et celle de la fin, puis on détermine les vitesses moyennes aux sites par :

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

Ou

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

Avec : a : coefficient de proportionnalité ; Nous prenons :
 $V_{in} = (3 \div 5) \text{ m/s}$; $V_{in} = 4 \text{ m/s}$.
 $V_f = (8 \div 10) \text{ m/s}$; $V_f = 9 \text{ m/s}$.

D'où : $a = 1,5 \text{ m/s}$

c/ Calcul des sections mouillées aux sites :

Cette section donnée par :

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

d/ Calcul de la largeur aux sites :

Cette largeur est donnée par :

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

On calcul les différent largeur :

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

Donc : $L_c = 1344^{0.4} = 17,84 \text{ m}$.

On prend directement en fonction de la topographie les paramètres suivants :

$$\begin{cases} L_0 = 50\text{m} \\ L_1 = 25\text{m} \\ L_c = 50\text{m} \end{cases}$$

Et on calcul les rapports : $\frac{L_0}{L_c} = 1$ et $\frac{L_1}{L_0} = 0,5$

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

Cette profondeur est donnée par :

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

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

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

Cette pente est donnée par :

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

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

R_i : rayon hydraulique (m).

C_i : coefficient de charge seront donnée par : $C_i = 1/n \times \sqrt{4R_i}$.

n : Coefficient de rugosité de Manning en $\text{m}^{-1/3}$.

Le tableau représenté en annexe N°IV.02 donne quelques valeurs de n en fonction du type du canal.

On prend : $n = 0.013$ / $\text{m}^{-1/3}$ (béton).

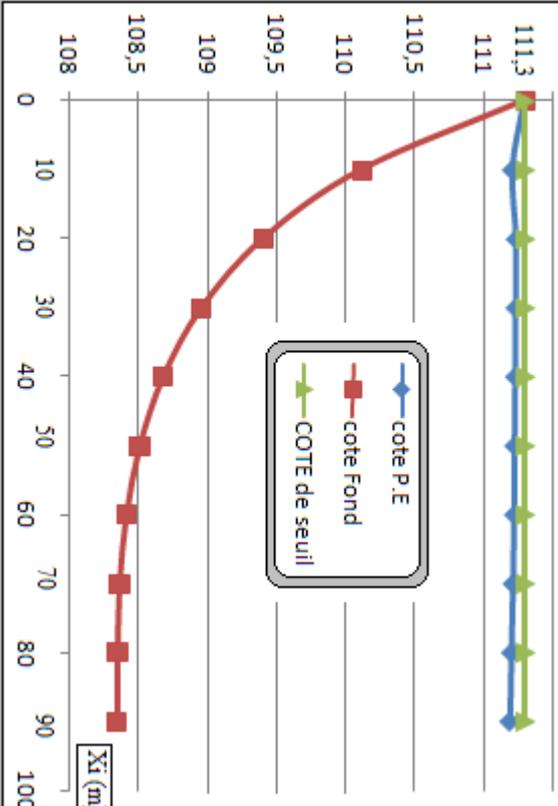
$$\Delta h_i = I_i \cdot \Delta x_i \quad (\text{m})$$

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

Une fois que nous avons déterminé les hauteurs d'eau h_i et les pertes de charge dans chaque tronçon, on détermine les cotes de la surface libre et les cotes du fond de la tranchée.

Tous les résultats sont récapitulés dans les Tableaux joints en annexe N° 4.07 et 4.10.

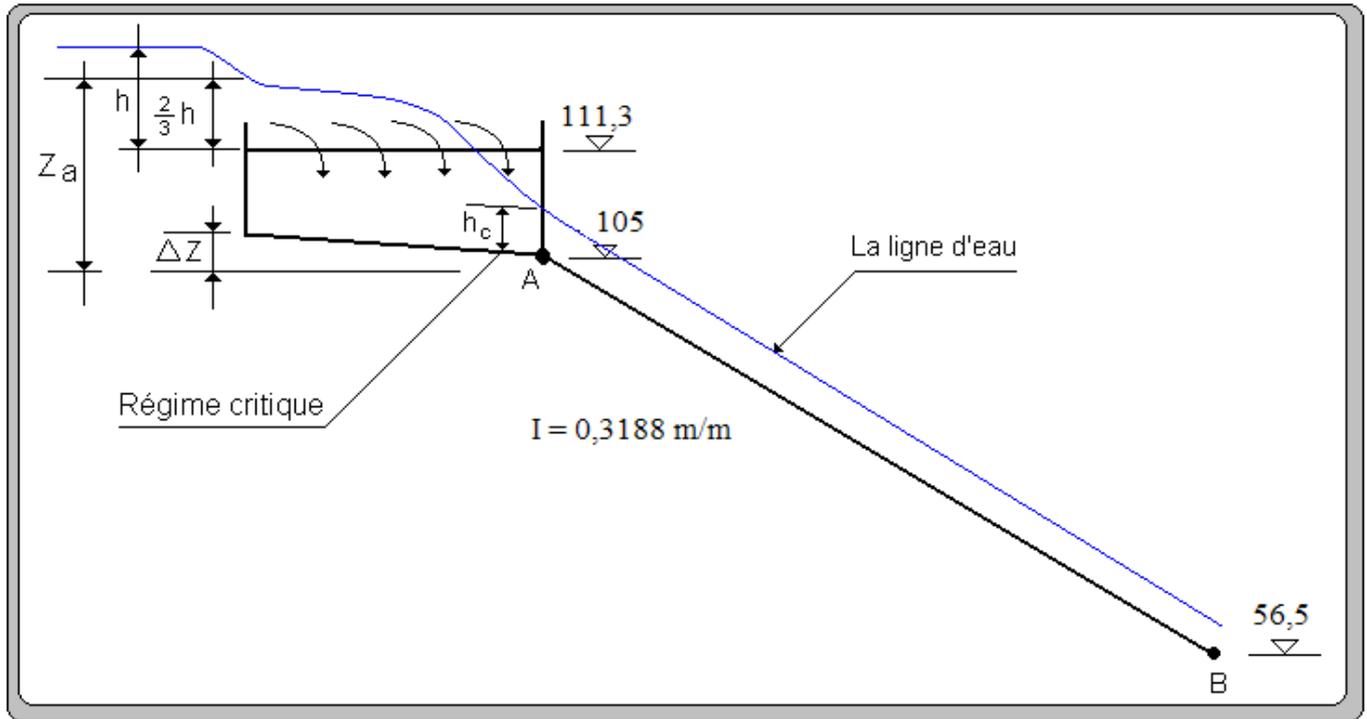
N	X_i (m)	Q_i (m ³ /s)	V_i (m ² /s)	W_i (m)	b_i (m)	h_i (m)	R_i	C_i	i_i	Δh
1	10	149,33	4,5	33,2	27,8	1,18	1,1	44,2	0,009	0,095
2	20	298,66	5,1	59,0	30,6	1,89	1,7	47,6	0,007	0,066
3	30	447,99	5,6	79,7	33,3	2,34	2,1	47,1	0,007	0,068
4	40	597,32	6,2	96,6	36,1	2,61	2,3	48,0	0,007	0,071
5	50	746,65	6,7	110,7	38,9	2,78	2,5	48,5	0,008	0,078
6	60	895,98	7,3	122,7	41,7	2,88	2,6	50,9	0,008	0,080
7	70	1045,31	7,9	132,9	44,4	2,93	2,6	51,1	0,009	0,090
8	80	1194,64	8,4	141,8	47,2	2,94	2,7	51,2	0,010	0,102
9	90	1344,00	9,0	150,2	50,0	2,95	2,7	51,2	0,011	0,114
N	X_i (m)	Δh (m)	H_i	cote P.E	cote Fond	h_i (m)	R_i	C_i	i_i	Δh
0	0	0	0	111,3	111,3	111,3				
1	10	0,095	1,18	111,205	110,12	110,5				
2	20	0,066	1,89	111,234	109,41	110				
3	30	0,068	2,34	111,232	108,96	109,5				
4	40	0,071	2,61	111,229	108,69	109				
5	50	0,078	2,78	111,222	108,52	108,5				
6	60	0,080	2,88	111,220	108,42	108,5				
7	70	0,090	2,93	111,210	108,37	108,5				
8	80	0,102	2,94	111,198	108,36	108,5				
9	90	0,114	2,95	111,186	108,35	108,5				



• 2^{eme} Méthode :

➤ Calcul (le tirant d'eau au point A) :

On propose que =



On a la formule du nombre de Froude pour le régime critique :

$$= \frac{x}{x} = 1 \dots\dots\dots (IV.27)$$

La section d'écoulement est rectangulaire.

Pour une section rectangulaire, on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} = \dots\dots\dots (IV.28) \\ = + 2 \dots\dots\dots (IV.29) \end{array} \right.$$

En remplaçant ces deux paramètres dans la formule (IV.27), on aura :

$$\frac{(\quad)}{(\quad)} = 1 \dots\dots\dots (IV.30)$$

Application numérique :

$\frac{(\quad \times \quad) \times}{\quad \times (\quad \times \quad)} = 1 \Rightarrow$ La résolution de cette équation se fait par itération, les résultats trouvés sont représentés dans le tableau suivant.

Tableau N°4.08 : Calcul de la profondeur critique.

y_c	$\frac{(50 + 2 \times y_c) \times 1344^2}{9,81 \times (50 \times y_c)^3} =$
3	3,055
3,5	1,958
4	1,335
4,5	0,954
4,4	1,017
4,3	1,086
4,2	1,161

D'où : = 4,4 m .

Calcul de la charge spécifique au point A :

$$H_{s,c} = y_c + \frac{V^2}{2g y_c} \dots \dots \dots (IV.31)$$

$$H_{s,c} = y_c + \frac{V^2}{2g y_c} = y_c + \frac{Q^2}{2g y_c^3}$$

Application numérique :

$$H_{s,c} = 4,4 + \frac{1344^2}{2 \times 9,81 \times (4,4)^3} = 6,27 \text{ m}$$

$H_{s,c} = 6,27 \text{ m}$

- Calcul des paramètres U :

$$U = -\frac{V}{y_c} = -\frac{1344}{4,4} = -305,45 \text{ m/s}$$

$$U^2 = \frac{V^2}{y_c^2} = \frac{1344^2}{4,4^2} = 93280,91 \text{ m}^2/\text{s}^2$$

- Calcul de U :

$$U = \frac{V}{y_c} = \frac{1344}{4,4} = 305,45 \text{ m/s} \text{ (Section rectangulaire)}$$

- Calcul de Z_a :

On impose de façon que la condition $Z_a < H_{s,c}$ soit vérifiée.

Avec :

$H_{s,c}$: La cote du plan d'eau.

Z_a : La cote du point A.

$$Z_a = H_{s,c} - h = 111,3 + -2,91 - 105 = 8,24$$

On prend : $Z_a = 8$ (raison de sécurité).

$Z_a = 8 \text{ m}$

- Calcul de Δ :

$$\left. \begin{aligned} \frac{1}{\Delta} &= \frac{1}{0,418} = 1,91 \\ &= 0. \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{À partir de l'abaque (annexe N° IV.06) on tire le rapport: } \frac{\Delta}{1} = 0,86$$

$$\Rightarrow \Delta = 0,86 \times 4,18 = 3,6$$

$\Delta Z = 3,6 \text{ m}$

➤ **Calcul du tirant d'eau au point B :**

La perte de charge est estimée égale à 20% de la charge totale : $= 0.2 \Delta$

Donc, la charge spécifique au point B s'exprime par :

$$H_B = 0.8 [H_{105} + H_{6,27} - H_{56,5}] \dots \dots \dots (IV.32)$$

Application numérique :

$$H_B = 0,8 \times (6,27 + 105 - 56,5) = 43,82 \text{ m}$$

$$H_B = 43,82 \text{ m} \quad \left(\frac{43,82}{50} \right) = 0,88$$

$= 0,88 \text{ m}$

Connaissant le débit, la largeur du coursier et le tirant d'eau, on peut calculer la vitesse d'écoulement à la sortie du coursier et le nombre de Froude :

$$\left\{ \begin{aligned} V &= \frac{Q}{L \times H} = \frac{100}{10 \times 0,88} = 11,36 \text{ m/s} \\ Fr &= \frac{V}{\sqrt{g \times H}} = \frac{11,36}{\sqrt{9,81 \times 0,88}} = 10,4 \end{aligned} \right.$$

➤ **Dissipateur d'énergie :**

a)- 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 :

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

- Avec : K : coefficient d'aération K=0,9.
- Y : tirant d'eau Y=0,88m.
- V : vitesse au départ du saut de ski V=30,55m/s.
- θ : angle de sortie d'eau $\theta=20^\circ$.

$$\text{On aura : } X = 2 \times 0,9 \times (0,88 + \frac{30,55^2}{2 \times 9,81}) \times \sin(2 \times 20) = 56,06 \text{ m}$$

$X = 56,06 \text{ m}$

b)- Type de l'écoulement :

Le saut de Ski est composé d'une partie courbe dans la coupe longitudinale et d'une zone d'impact à l'aval.

On distingue deux cas d'écoulement, le premier cas apparaît pour des débits relativement faibles et se manifeste par un ressaut hydraulique et un déversement à son extrémité 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.

C)- Dimensionnement du dissipateur :

Le dimensionnement du dissipateur doit répondre aux questions suivantes :

- Quelles sont les hauteurs avales extrêmes qui permettent un dimensionnement satisfaisant du dissipateur ?
- Quel est le rayon de courbure R (rayon minimum nécessaire).

Le R min dépend de la charge H₁ et de nombre de Froude . (fig N°4.08)

Au préalable, il est nécessaire de déterminer les caractéristiques de l'écoulement à l'amont (au niveau de l'auge).

- le débit unitaire : $q_1 = 26,88 \text{ m}^3/\text{s}$ **q₁ = 26,88 m³/s .**
- la hauteur d'eau à l'amont : **h₁ = 0,88m .**
- le nombre de Froude : $F_1 = \frac{q_1}{(g \cdot h_1^3)^{0,5}} = 10,4$ **F₁ = 10,4 .**
- la charge d'eau : $H_1 = h_1 + \frac{q_1^2}{2 \cdot g \cdot h_1^2} = 48,43$ **H₁ = 48,43m.**

d)- Caractéristique de l'écoulement :

La hauteur d'eau h₁ se calcule d'après une courbe de remous égale a h₁ = 0,88m.

On a : $V_1 = q / h_1 = 30,55 \text{ m/s}$

La répartition des vitesses V = V(r) à travers l'auge à angle d'ouverture β suit la loi (V . r = constante)

Avec : r : rayon de courbure de la ligne d'eau.

V_s : La vitesse à la surface libre

$V_s = \sqrt{2g(H_1 - h_1)} = 30,5 \text{ m/s}$; **V_s = 30,5m/s.**

La pression au fond du canal est donnée par la relation suivante :

$$\frac{\Delta p_f}{\rho g h_1} = \frac{F^2 h_1}{R}$$

Avec : R : Rayon de courbure de l'auge qui dépend du nombre de Froude F = 8,11 , d'après le graphe (fig N° 4.08) .

on a : $\frac{R_{min}}{H_1} = 0,1$

d'où : $R = 0,1 \times 48,43 = 4,84 \text{ m}$, on opte pour la valeur :

R = 5 m.

d'où : $\Delta p_f = \frac{F^2 \rho g h_1^2}{R} = \frac{1,2 \times 10^6 \times 1000 \times 10 \times 10^2}{5} = 164,335 \text{ KN /m}^2$ $\Delta p_f = 164,335 \text{ KN /m}^2$

L'auge de dissipateur du saut de ski sera munie de dents (**fig N°4.09**), 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 : $R / 8 = 5/8 = 0,65 \text{ m}$.
- L'espace libre entre les dents est : $R / 20 = 5/20 = 0,25 \text{ m}$.
- Le point le plus bas de l'auge se trouve à 0,3 m ou dessous du radier une partie de longueur $R / 2 = 2,5 \text{ m}$ à l'aval des dents sert à faire jaillir le jet et uniformiser l'écoulement à la sorte de la structure.(voir le détail sur la planche n°4).

e)- Détermination des longueurs de trajectoire de jet :

On a : $l_1 = \frac{V_1^2}{2g} \cos \alpha \left(\sin \alpha + \sqrt{\frac{2g(p+h/2)}{V_1^2} + \sin \alpha} \right)$

On prend : $p = 1 \text{ m}$;
 $\alpha = 16^\circ$ (voir fig VI.11).

$l_2 = L \cos \Theta$

Avec : $L = 1,4 q \log \frac{V_1}{V_a a}$

Et : $\tan \Theta = \sqrt{\tan^2 \alpha + \frac{2g(p+h/2)}{V_1^2 \cos \alpha}}$

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 : $\Psi = 0,95$

$V = Q / S = 1344 / (50 \cdot 0,88) = 30,55 \text{ m}^2/\text{s}$

Ce qui donne : $V_X = 30,55 \times 0,95 = 29,02 \text{ m}^2/\text{s}$.

Et : $V_y = \sqrt{2g(p + h/2)} = \sqrt{2 \times 9,81 \times (1 + 2,5)} = 5,32 \text{ / } ; \quad V_y = 5,32 \text{ m/s} .$

D'où : $V_1 = \sqrt{v_1^2 + v_2^2} = \dots, \text{ m}^2/\text{s}.$

$V_1 = 29,5 \text{ m}^2/\text{s}.$

$\text{Tag } \Theta = \tan^{-1} 16^\circ + \frac{v_1 \times (v_2)}{v_1^2} = 0,34$

$\Theta = 18,81^\circ.$

Donc :

$L = 1,4 \times 26,88 \times \log \frac{v_1}{v_2} = 4,97$

$L = 5 \text{ m}.$

$l_1 = 44,36 \times \sin 16^\circ + \frac{v_1}{v_2} + \sin 16^\circ = 36,85$

$l_1 = 36,85 \text{ m}.$

$l_2 = 5 \times \cos 18,81^\circ = 4,73 \text{ m}$

$l_2 = 4,73 \text{ m}.$

D'où : **$l = 36,85 + 4,73 = 41,58 \text{ m}$**

$l = 41,6 \text{ m}.$

f)- 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 N° IV.04).

-Détermination de la hauteur d'affouillement :

Pour la détermination de la hauteur d'affouillement, nous utilisons Les formules suivantes :

La profondeur de la fosse est alors calculée par les formules :

$$H = 0,9 \sin^2 \theta . H_t + a$$

$$H_{\text{aff}} = 1,9 . H^{0,225} q^{0,54}$$

On a : $H_t = NPHE - C_{f,\text{coursier}} - Y_{f,\text{coursier}}$

D'où : $H_t = 114,2 - 56,5 - 0,88 = 56,82 \text{ m}$

Et : $a = 1 \text{ m}.$

On aura : $H = 0,9 \times \sin^2 18,81 \times 56,82 + 1 = 6,32$

$H = 6,32 \text{ m}.$

$H_{\text{aff}} = 1,9 \times 6,32^{0,225} \times 26,88^{0,54} = 17,01$

$H_{\text{aff}} = 17 \text{ m}.$

g)- Canal de restitution :

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec un talus 1/1, a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

- La hauteur critique :

$$h = 1 - \frac{1}{x} + 0.015 \times \dots \times \dots \dots \dots (IV.23)$$

Avec :

$$\left\{ \begin{aligned} &= \frac{\dots}{x} \dots \dots \dots (IV.24) \\ &= \frac{x}{\dots} \dots \dots \dots (IV.25) \end{aligned} \right.$$

Application numérique :

$$\left\{ \begin{aligned} &= \frac{\dots^2}{x} = 3,35 \\ &= \frac{x}{\dots} = 0,048 \end{aligned} \right.$$

D'où :

$$h = 1 - \frac{1}{x} + 0,015 \times 0,048 \times 3,35 = 3,3$$

$h_{cr} = 3,3 \text{ m}$

- Pente critique :

$$= \frac{\dots}{x \times x} \dots \dots \dots (IV.24)$$

Avec :

$$\begin{aligned} &= x h + x h \\ &= h \times 2 \times \sqrt{1 + \dots} \\ &= \dots \\ &= -x \end{aligned}$$

Application numérique :

$$\begin{aligned} &= 1 \times 3,3^2 + 70 \times 3,3 = 241,89 \text{ }^2 \\ &= 70 + 3,3 \times 2 \times \sqrt{1 + 1^2} = 79,33 \\ &= \frac{\dots}{\dots} = 3,05 \\ &= \frac{\dots}{\dots} \times 3,05 = 52,36 \end{aligned}$$

$$D'où : = \frac{\dots^2}{\dots \times \dots} = 0,0037 /$$

$I_{cr} = 0,0037 \text{ m/m}$

- La profondeur normale :

La profondeur normale du canal est tirée directement des calculs par le CANALP, on a trouvé :

- Vitesse dans le canal :

$h_n = 3,4 \text{ m}$

$$= \dots = \frac{\dots}{x^2 \times x} = \frac{\dots}{x^2 \times x} = 5,39 /$$

$V = 5,39 \text{ m/s}$

Remarque :

Le sol du canal est constitué par des blocs d'alluvions grossiers.

La vitesse admissible correspondante à ce type de sol est : $v = (1.80 \div 2.20) / \dots$

Pour réduire la vitesse, on augmente la section d'écoulement ou on crée une perte de charge par des roches de dimensions entre 800 et 1000 mm.

Tableau N°4.09 : Paramètres géométrique et hydraulique du canal de restitution.

La hauteur critique	4,4 m
La Pente critique	0,0032 m/m
La profondeur normale	4,2 m
Vitesse dans le canal	5,9 m/s

5.2. Calcul de la hauteur des murs bajoyers :

Les murs bajoyers assurent l'acheminement régulier des eaux sans débordement, vers l'aval et même servent à maintenir les terres tout autour du coursier et du déversoir.

➤ **Chenal d'écoulement :**

La hauteur du mur bajoyer pour le chenal d'écoulement atteint la crête du barrage. D'après le calcul hydrologique, on a les valeurs suivantes :

Le niveau normale de la retenue : $.NNR=111,3 \text{ m}$

Le niveau de la plus hautes eaux : $NPHE=114,2$

Si on prend pour la revanche une valeur de $R = 3$ on aura :

$$H = NPHE - NNR + R = 114,2 - 111,3 + 3 = 5,9 \text{ m.}$$

$H = 6 \text{ m} \cdot$

➤ **Le coursier :**

- Hauteur du mur au début du coursier h :

$$h = h +$$

Avec :

h : Le tirant d'eau

: La revanche donnée par la formule suivante :

$$= 0.61 + 0.14 / \dots \dots \dots (IV.25)$$

: est la vitesse d'écoulement au début du coursier.

Application numérique :

$$= - = \frac{\quad}{\times ,} = 6,11 \quad / \quad .$$

$$= 0,61 + 0,14 \times 6,11 = 0,87$$

$$h = 4,4 + 0,87 = 5,27 \text{ m} .$$

$$h_m = 5,5 \text{ m} .$$

- Hauteur du mur à la fin du coursier :

$$= - = \frac{\quad}{\times ,} = 30,55 \quad /$$

$$= 0,61 + 0,14 \times 30,55 = 1$$

$$h = 0,88 + 1 = 1,88 \text{ m}$$

$$h_m = 2 \text{ m} .$$

- **Le bassin de dissipation :**

$$H_m = 0,2 \times H = 0,2 \times 17 = 3,4 \text{ m}$$

$$H_m = 4 \text{ m} .$$

5.3. Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier :

- **Vérification de l'apparition des vagues roulantes :**

Les vagues roulantes peuvent avoir lieu aussi bien dans les écoulements aérés que dans les écoulements non aérés. Elles apparaissent généralement lors d'un débit inférieur au débit de projet, suite à un écoulement déstabilisé. Les conditions d'absence de vagues roulantes sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} - < (10 \div 12) \\ < 40 \end{array} \right.$$

Avec :

: Largeur du coursier,

h : Profondeur d'eau minimale dans le coursier

: Nombre de Froude.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\quad}{\quad} = 56,82 > 10 \\ \quad^2 = 10,4^2 = 108,16 > 40 \end{array} \right.$$

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.

- **Le phénomène d'entraînement de l'air naturel :**

L'entraînement d'air dans l'écoulement conduit à un mélange air-eau et le gonflement de l'écoulement non aéré. Staub et Anderson ont démontré que l'aération de l'écoulement, commençait dans une zone, ou la couche limite atteignait la surface de l'eau, à partir d'une distance () de l'amont. Des essais ainsi que des calculs, montrent que (), croit avec le débit spécifique () pour une rugosité et une pente du radier du coursier i données. La position de peut être exprimée par :

$$- = \frac{\quad}{\times} , \dots\dots\dots (IV.26)$$

Application numérique :

On a : $\quad = \quad = 26,88 \text{ }^2/ \text{ .}$ et $\quad = 0.028 \text{ .}$

D'où : $\frac{\quad}{\quad \times \quad} = 15325,22 \text{ .}$

On a : $\quad = 0,3188 \text{ } / \text{ ,}$ on tire à partir de l'abaque (voir l'annexe N°IV.11) ; le rapport $\quad = 17500$ ce qui donne une distance $\quad = 17500 \times 0.028 = 490 \text{ .}$

Sachant que la longueur du coursier dans notre cas est de 190 m ce que veut dire il n'aura pas un entrainement de l'air naturel dans l'eau pendant le fonctionnement du coursier.

6. Choix de la variante la plus favorable :

Le choix de la variante la plus favorable est basée sur plusieurs critères : le rendement de l'ouvrage, la stabilité, la difficulté et les exigences de réalisation et d'entretien, le coût et la durée de réalisation.

Les deux variantes calculées sont installées sur la rive droite, c'est-à-dire qu'ont les mêmes conditions topographique et géologique.

L'évacuateur latéral à entonnement latéral est facile à réaliser, peu volumineux, il donne un bon rendement mais il y a un risque de saturation si le débit évacué dépasse un peu le débit de dimensionnement.

Par contre, l'évacuateur latéral à entonnement frontal est un ouvrage très sûr, facile à réaliser sur un barrage en béton, et facile à l'entretien mais il est difficile à réaliser sur un barrage en terre et difficile aussi à modifier.

Le tableau suivant représente une présentation des résultats trouvés par le calcul hydraulique

Tableau N°4.10 : Présentation des résultats de calcul hydraulique.

Les différentes dimensions	L'évacuateur latéral à entonnement frontal	L'évacuateur latéral à entonnement latéral
Déversoir		
Largeur du seuil déversant	90 m → 50 m	90 m
Charge déversant	2,91 m → 4,00m	2,91 m
Chenal d'écoulement		
Largeur	50 m	Varie de 25 à 50 m
Longueur	10 m	90 m
Longueur du convergent	32 m	-
Coursier		
Largeur	30 m	50 m
Longueur	152 m	152 m
Bassin de dissipation		
Type du bassin	bassin de type plongée	bassin de type plongée
Longueur	104 m	100 m
Largeur	76m	84 m
Murs bajoyers		
Chenal d'écoulement	6 m	6 m
Convergent	Varie de 6 à 6,1 m	-
Coursier	6,1 m pour (0 → 76) m	5,5m pour (0 → 76) m
	2,5 m pour (76 → 152) m	2 m pour (76 → 152) m
Bassin de dissipation	5 m	7 m

D'où, la variante choisi un évacuateur de crues latéral à entonnement latéral parce que est le plus favorable pour un barrage en terre, donne un bon rendement, moins coûteux que le frontal de point de vue volume du béton et volume du terrassement.

CONCLUSION :

Le barrage de Kef-Eddir est en terre. Les barrages en terre sont protégés en général par un évacuateur de crues latéral.

Dans ce chapitre, nous avons calculé deux types d'évacuateurs de crues possibles sur la rive gauche : un évacuateur de crue latéral à entonnement frontal et un autre à entonnement latéral.

- Le premier se compose d'un canal d'approche, un déversoir de seuil en LABYRINTHE d'une longueur de 50 m et une charge déversant de 3 m. La longueur du chenal d'écoulement est déterminée topographiquement. Elle est de 10 m. le tirant d'eau au niveau du chenal est de 4.4 m.

Un convergent est installé à la fin du chenal pour guider l'eau au coursier en diminuant la largeur jusqu'à 30 m à l'entrée du coursier. Le convergent a une longueur de 32 m. L'eau est dirigée vers le coursier avec une vitesse de 5.31 m/s et une hauteur d'eau de 5.8 m.

A la sortie du coursier, l'eau arrive avec une vitesse de 30.68 m/s et un tirant d'eau de 1.46 m. Le nombre de Froude calculé égal à 8,1. Le bassin de dissipation de type plongé une longueur de 104 m et une largeur 76 m.

- La deuxième variante est l'évacuateur à entonnement latéral, le déversoir est rectiligne avec une longueur de 90 m. L'eau déversée est dirigée vers le coursier par un canal d'une section varie linéairement dont la largeur à la tête de l'évacuateur est de 25 m et égale à 50 m à l'entrée du coursier. L'écoulement dans le coursier commence avec un tirant d'eau de 4.4 m et de 0.88 à la fin. Le mur bajoyer au niveau du coursier est de 6 m pour les 76 m premier et de 2m pour le reste du coursier.

L'eau arrive avec une vitesse de 30.55 m/s et un nombre de Froude de 10,4. Le bassin de dissipation de type plongée une longueur de 80 m et une largeur 84 m.

Le choix de la variante est basé sur les dimensions trouvées. A l'aide de la comparaison faite entre les deux variantes ; représentée sur le tableau N°IV.08, nous constatons que la variante évacuateur latéral à entonnement latéral est la plus favorable.

Après le choix de la variante de l'évacuateur de crues, le calcul hydraulique et le dimensionnement de la variante choisi, il nous reste les calculs du génie civil : calcul de stabilité, le ferrailage, le coffrage et les quantités des matériaux nécessaires pour la construction (ciment, les armatures, les granulats, l'eau, les adjuvants, ...etc.).

CHAPITRE V : CALCUL DE GENIE CIVIL

Introduction :

Dans le présent chapitre, nous allons calculer les armatures nécessaires pour l'évacuateur de crues afin qu'il résiste aux différentes charges exercées : la poussée des terres, la poussée hydrodynamique de l'eau, le poids propre de la structure,...etc. L'évacuateur de crues sera construit en béton armé. Le béton armé est constitué de béton et aciers.

Le béton est un matériau peu cher, qui résiste bien à la compression mais mal à la traction. L'acier est un matériau qui résiste aussi bien à la compression qu'à la traction mais plus cher que le béton. ⁽⁷⁾

Le béton se compose de : l'eau, les granulats (sable et gravier), ciment et adjuvants qui sont des produits chimiques qui peuvent jouer différents rôles : ça pourra être des fluidifiant (il rend le fluide liquide), retardataire de prise (il retard le durcissement du béton) et accélérateurs de prise (il accélère le durcissement du béton). Il existe aussi des adjuvants appelés hydrofuges qui permettant au béton d'être imperméable.

Nous sommes besoin dans notre calcul, les dimensions de différentes composantes de l'évacuateur calculées dans le chapitre IV (Choix et dimensionnement de l'évacuateur de crues). On a besoin aussi du bilan des charges exercées sur la structure.

➤ étude d'infiltration :

Nous allons faire une étude d'infiltration qui nous aide à dimensionner le contour souterrain et de déterminer les sous pressions qui agissent sous le radier

Méthode de BLIGH : Cette méthode consiste à déployer le contour souterrain en un contour linéaire.

Dimensionnement : (H = 4 m)

avant radier : longueur = (0 ÷ 2) H ; L = 6 m

Épaisseur : tar1 = 0,5 m

tar2 = 0,5 + 0,05.H = 0,75 m

radier : longueur = (1,25 ÷ 2,5) H = 5 m

épaisseur : tr1 = (0,25 ÷ 0,3) H = 1,2 m

tr2 = (0,13 ÷ 0,15) H = 0,6 m

Pour ne pas avoir des déformations d'infiltration on doit vérifier l' inégalité de BLIGH :

$$\mathbf{LR > LCD}$$

Avec : LR : longueur réel du radier = 12,6 m

LCD : Longueur du contour déployer = C . H

C : proportionnalité dépend du type du sol = 3

Donc : LR = 12,6 m > LCD = 12 m

La sous pression $h_x = H . (l_x / LR) = 4 . (l_x / 12,6)$

⁽⁷⁾ http://fr.wikipedia.org/wiki/Béton_armé.

1. Principes du calcul de génie civil :

Le calcul de génie civil doit passer par le procédé suivant :

1.1. Calcul de stabilité :

Avant de faire les calculs béton armé, il faudra vérifier la stabilité de l'ouvrage.

Il faudrait que ces trois stabilités soient vérifiées:

- Stabilité au renversement
- Stabilité au poinçonnement
- Stabilité au glissement

➤ Stabilité au renversement :

1^{ère} cas : Le déversoir remblaie d'eau .

Le principe est de vérifier que l'ouvrage ne tourne pas autour de l'arête A (voir la figure N° 5.01) ; sous l'effet des forces horizontales.

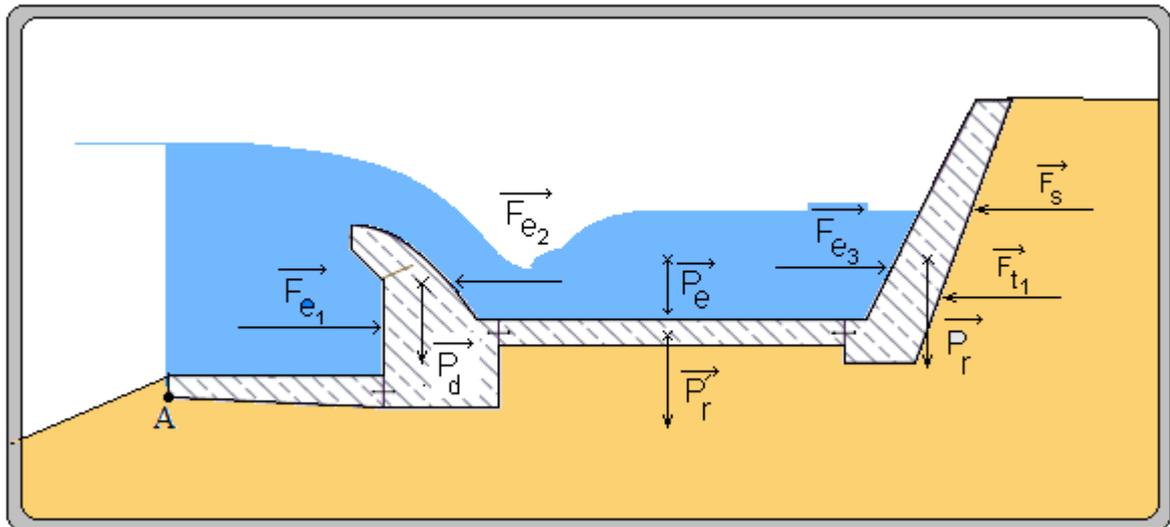


Figure N°V.01 : Les charges exercées sur l'évacuateur de crues.

1. Les forces verticales :

- : Poids de l'eau sur le radier.
- : Poids propre du seuil déversant.
- : Poids propre du rideau.
- : Poids propre du radier.

2. Les forces horizontales :

Le Poussée de l'eau qui se trouve derrière le rideau crée une force horizontale qui a tendance à renverser l'ouvrage. Si l'ouvrage est en service (cas d'évacuation des eaux) ; des forces d'hydrodynamique s'exerce sur le rideau et le seuil déversant (dans les deux cotées) ont une résultante dirigées vers le sens inverse de celle de la poussée des terres, c'est-à-dire que la poussée de l'eau est une force stabilisatrice. D'où l'ouvrage subit d'un risque de renversement s'il n'y a pas de l'eau.

Les forces horizontales sont :

: Poussée de l'eau sur le seuil déversant des deux cotées.

: Poussée de l'eau sur le rideau.

: Force résultante due à la poussée des terres égale à l'air du diagramme des pressions.

Le centre d'application de cette force est le centre de gravité du triangle de pression.

: Force due à la sur charge.

Le principe de la vérification de la stabilité au renversement est de vérifier que :

$$\frac{M_{stabilisateur}}{M_{renversant}} \geq 1,5 \quad (V.01)$$

Avec :

1,5 : coefficient de sécurité donnée par le règlement B.A.E.L. (béton armé états limites).

: Moment stabilisateur.

: Moment renversant ; somme des moments des forces horizontales par rapport à A.

➤ **Détermination des forces qui surgissent autour du déversoir :**

Sur le déversoir agissent les forces suivantes :

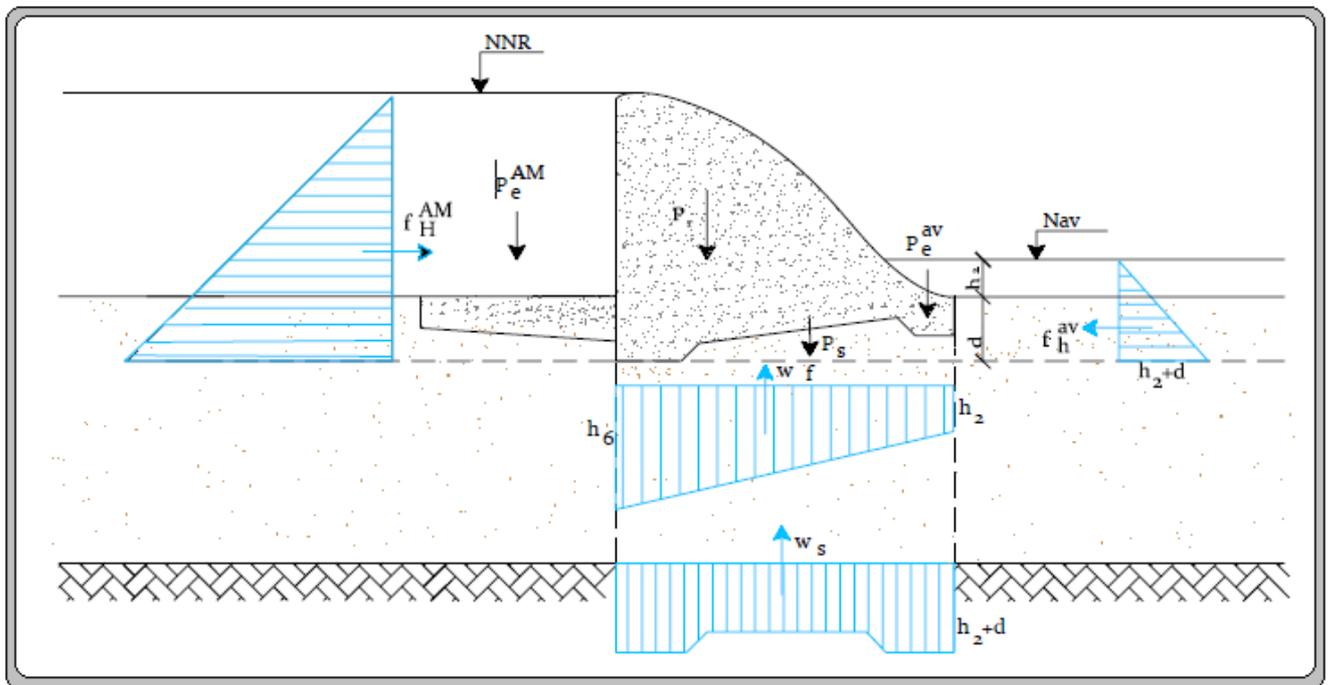


Fig N°V.02 : Présentation des forces qui agissent sur le déversoir

a / Poids du rideau

$$P_r = \gamma_b \cdot S_r \cdot l_s \quad ;(V.2)$$

Avec : γ_b : Poids volumique du béton : $\gamma_b = 2,4 \text{ T/m}^3$

S_r : Section du rideau $S_r = 9,27 \text{ m}^2$

$l_s = 1 \text{ m}$.

Donc : $P_r = 2,4 \times 9,27 \times 1 = 22,25$.

$P_r = 22,25$

b / Poids la semelle

$$P_s = \gamma_b \cdot S_s \cdot l_s \quad ;(V.3)$$

Avec : γ_b : Poids volumique du béton : $\gamma_b = 2,4 \text{ T/m}^3$

S_s : Section de la semelle $S_s = 8,25 \text{ m}^2$

$l_s = 1 \text{ m}$.

Donc : $P_s = 2,4 \times 8,25 \times 1 = 19,8 \text{ Tf}$.

$P_s = 19,8 \text{ Tf}$

c / Poids de l'eau aval

$$= \dots \dots ;(V.4)$$

Avec : γ_w : Poids volumique de l'eau : $\gamma_w = 1 \text{ T/m}^3$
 S_s : Section de la colonne d'eau aval : $S_s = 7,55 \text{ m}^2$
 $l_s = 1 \text{ m}$.

Donc : $= 1 \times 7,55 \times 1 = 7,55$.

d / Poids de l'eau amont

$$= \dots \dots$$

Avec : γ_w : Poids volumique de l'eau : $\gamma_w = 1 \text{ T/m}^3$
 S_s : Section de la colonne d'eau amont : $S_s = 41,46 \text{ m}^2$
 $l_s = 1 \text{ m}$.

Donc : $= 1 \times 41,46 \times 1 = 41,46$.

$P_e^{av} = 41,46 \text{ Tf}$

d / Force hydrostatique amont

$$= 1/2 \gamma_w \cdot h^2_{am} \cdot l_s ;(V.5)$$

Avec : h_{am} : hauteur d'eau à l'amont : $h_{am} = 8,11 \text{ m}$
 $l_s = 1 \text{ m}$.

Donc : $= - \times \times , \quad ^2 \times = ,$.

$= 32,82 \text{ Tf}$

e / Force hydrostatique aval

$$= 1/2 \gamma_w \cdot h^2_{av} \cdot l_s ;(V.6)$$

Avec : h_{av} : hauteur d'eau à l'aval : $h_{av} = 4,11 \text{ m}$
 $l_s = 1 \text{ m}$.

Donc : $= 8,45 \text{ Tf}$.

f / Force des sous pressions

$$WT = W_s + W_F ;(V.7)$$

Avec : W_s = Sous pression statique (Tf).

$$W_s = \gamma_w \cdot S_{ss} \cdot l_s ;(V.8)$$

Avec: $S_{ss} = (d + h_{av}) \cdot l_{rad} \cdot 0,5 \cdot 6$

d : Ancrage du déversoir ; $d = 1 \text{ m}$.

h_{av} : Hauteur d'eau a l'aval du déversoir, $h_{av} = 4,11 \text{ m}$.

l_{rad} : Longueur du radier ; $l_{rad} = 5 \text{ m}$

AN : $= 1 \times (1,2 + 2,91) \times 5 - 0,5 \times 6 \times 1 = 17,55$.

$W_s = 17,55 \text{ Tf}$.

W_F = Sous pression dynamique (d'infiltration) Tf

$$W_F = \gamma_w \cdot SF \cdot l_s ;(V.9)$$

Avec : $SF = l_{rad} \cdot (h_2 + h_6) / 2$

$h_2 = 4 \cdot (12 / 12,6) = 4 \cdot (0 / 12,6) = 0 \text{ m}$

$h_6 = 4 \cdot (16 / 12,6) = 4 \cdot (6,91 / 12,6) = 2,19 \text{ m}$

AN : $= 1 \times 5 \times \frac{(\dots)}{\dots} \times 1 = 5,48$

$= 5,48 \text{ Tf}$.

$WT = 26,33$

La force des sous pression est donc : $= 18,55 + 5,48 = 24,03 \text{ Tf}$

➤ **Stabilité au renversement**

Pour qu'il ait stabilité au renversement du mur de soutènement, il faut que la relation suivante soit vérifiée:

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5 \quad ;(V.10)$$

Avec : M_s = les Moments des forces stabilisatrices par rapport au point A

$$M_s = P_r \times A + P_s \times B + P \times C + P \times D + F \times E$$

$$M_s = 22,25 \times 6,96 + 19,8 \times 5,94 + 7,55 \times 9,63 + 41,46 \times 3 + 32,82 \times 2.$$

$$\mathbf{M_s = 535,2 \text{ Tf.m}}$$

M_r = les Moments des forces dis stabilisatrices par rapport au point A

$$M_r = F \times E + W_s \cdot F + W_F \cdot G$$

$$M_r = 8,45 \times 0,65 + 17,55 \times 8,5 + 7,78 \times 7,66$$

$$\mathbf{M_r = 214,26 \text{ Tf.m}}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{535,2}{214,26} = 2,497 > 1,5$$

La condition déstabilisée du déversoir est vérifiée

➤ **Stabilité au glissement :**

Pour qui il y ait pas de glissement, il faut que :

$$\frac{F_v}{F_H} \leq f \quad ;(V.11) \quad \text{avec } f = 0,8$$

Avec : $F_H = F - F = 32,89 - 8,45 = 24,44 \text{ Tf}$

$$\mathbf{F_H = 24,44 \text{ Tf}}$$

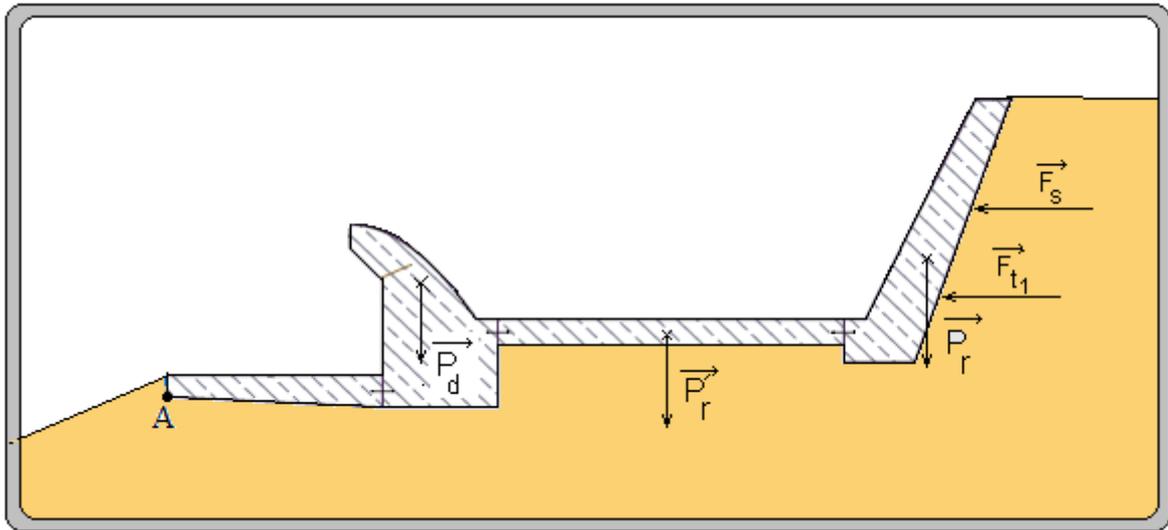
$$F_v = P_r + P_s + P + P - W_t = 22,25 + 19,8 + 41,46 + 32,82 - 24,03$$

$$\mathbf{F_v = 92,55 \text{ Tf}}$$

$$\frac{F_v}{F_H} = \frac{92,55}{24,44} = 3,787 < 0,8$$

Donc du point de vue glissement le déversoir est stable.

2^{eme} cas : Le déversoir est vide de l'eau .



➤ **Stabilité au renversement**

Pour qu'il ait stabilité au renversement du mur de soutènement, il faut que la relation suivante soit vérifiée:

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5 \quad ;(V.10)$$

Avec : M_s = les Moments des forces stabilisatrices par rapport au point A

$$M_s = P_r \times A + P_s \times B + F_{t1} \times E.$$

$$M_s = 25 \times 6,96 + 19,8 \times 5,94 + 32,82 \times 2.$$

$$M_s = 357,25 \text{ Tf.m}$$

M_r = les Moments des forces dis stabilisatrices par rapport au point A

$$M_r = W_s \times F + W_f \times G + F_{t1} \times C + F_s \times D$$

$$M_r = 17,55 \times 8,5 + 7,78 \times 7,66 + 2,73 \times 2 + 0,97 \times 3$$

$$M_r = 217,14 \text{ Tf.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{357,25}{217,14} = 1,64 > 1,5$$

La condition déstabilisée du déversoir est vérifiée

➤ **Stabilité au glissement :**

Pour qui il y ait pas de glissement, il faut que :

$$\frac{F_v}{F_H} \leq f \quad ;(V.11) \quad \text{avec } f = 0,8$$

$$\text{Avec : } F_H = F_s + F_{t1} = 2,73 + 0,97 = 3,7 \text{ Tf}$$

$$F_H = 24,44 \text{ Tf}$$

$$F_v = P_r + P_s - W_t = 22,25 + 19,8 - 24,03$$

$$F_v = 18,02 \text{ Tf}$$

$$\frac{F_v}{F_H} = \frac{18,02}{24,44} = 0,74 < 0,8$$

Donc du point de vue glissement le déversoir est stable.

➤ **Stabilité des murs bajoyers :**

Les murs bajoyers travaillent comme des murs de soutènement, ils s'opposent à la poussée des terres et les pressions 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 : $S_r = 1 \text{ t/m}^2$

➤ **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 où 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.

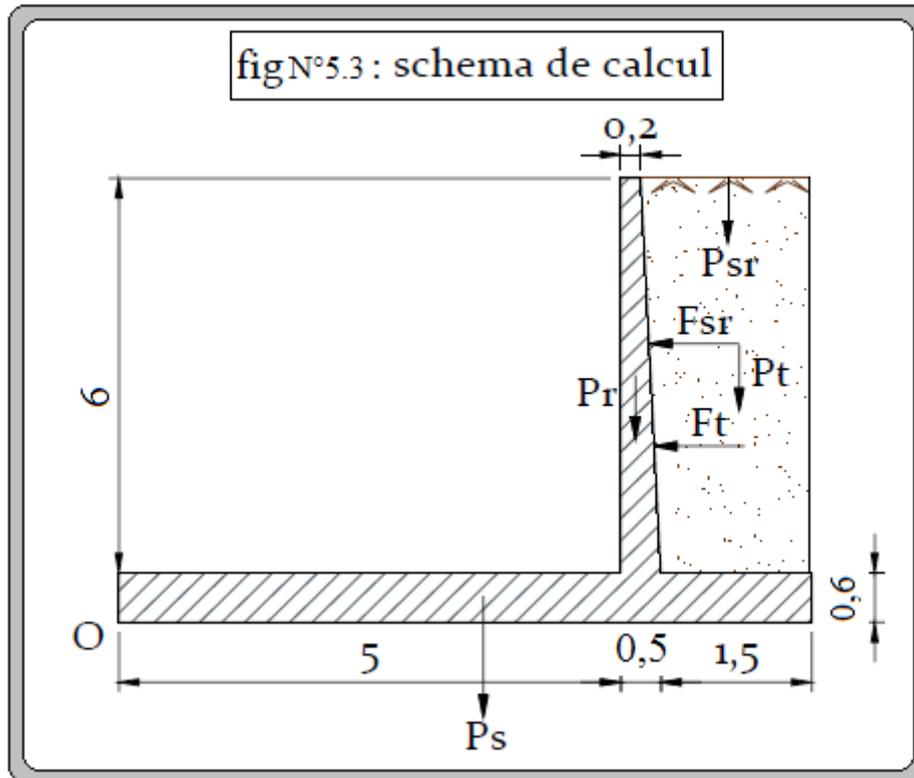
Nous allons faire le calcul pour le cas plus défavorable, c'est à dire canal vide.

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 forces stabilisatrices par rapport au point O

M_r : Moment des forces déstabilisatrices par rapport au point O



Donc : $P_r = 5,04 \text{ t}$; $P_s = 10,08 \text{ t}$; $P_{sr} = 1,25 \text{ t}$; $P_t = 9,9 \text{ t}$; $F_t = 2,73 \text{ t}$; $F_{sr} = 0,97 \text{ t}$

$$M_s = P_r \cdot A + P_s \cdot B + P_{sr} \cdot C + P_t \cdot D$$

$$M_s = P_r \cdot 5,19 + P_s \cdot 3,5 + P_{sr} \cdot 6,1 + P_t \cdot 6,17$$

$$M_s = 130,15 \text{ t.m}$$

$$M_r = F_t \cdot D + F_{sr} \cdot E = F_t \cdot 2,2 + F_{sr} \cdot 3,3$$

$$M_r = 9,21 \text{ t.m}$$

$$M_s / M_r = 14,13$$

donc le mur est stable au renversement.

➤ Stabilité au glissement :

Pour que le mur soit stable au glissement, il faut que la condition

$$F_H / F_V < f = 0,8$$

Avec : F_H : Force favorisant le glissement

F_V : Force empêchant le glissement

Dans notre cas, on a :

$$F_H = F_t + F_{sr} = 2,73 + 0,97 = 3,7 \text{ t}$$

$$F_H = 3,7 \text{ t}$$

$$F_V = P_r + P_s + P_{sr} + P_t = 5,04 + 10,08 + 1,25 + 9,9 = 26,27 \text{ t}$$

$$F_V = 26,27 \text{ t}$$

$$F_H / F_V = 0,14 < f = 0,8$$

donc le mur est stable au glissement

1.2. Etude du ferrailage

1.2.1. 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.

➤ *Le moment d'encastrement à la base du rideau :*

$$= , + , ; \quad (V.12)$$

Avec :

M : Moment par rapport au point du renversement de la force des poussées des terres.

$$M = F_{th} \cdot 2,2 = 6 \text{ t.m}$$

: Moment de la surcharge par rapport au point de renversement.

$$= F_{srh} \cdot 3,3 = 3,2 \text{ t.m}$$

$$h = 1,35 \times 6 + 1,5 \times 3,2 = 12,72 \text{ .}$$

$M_{eh} = 12,72 \text{ t.m}$
--

➤ **Le moment d'encastrement à h/2 du rideau :**

$$/ = , / + , /$$

$$/ = F_{th}/2 \cdot 0,66 = 0,68 \cdot 1,58 = 1,07 \text{ t.m}$$

$$/ = F_{srh}/2 \cdot 1,125 = 0,49 \cdot 1,75 = 0,86 \text{ t.m}$$

$$/ = 1,35 \times 1,07 + 1,5 \times 0,86 = 2,73 \text{ .}$$

$M_{eh/2} = 2,73 \text{ t.m}$

On Remarque que : $M_{eh/2} \ll M_{eh}$

➤ **calcul des aciers :**

On a: $\mu = M_e / (\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2) ; \quad (V.13)$

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

$$d = 47 \text{ cm}$$

$$\sigma_{bc} = 0,85 F_{cj} / \gamma_s.$$

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/m³ ou a $F_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Donc : **$\sigma_{bc} = 0,85 \times 25/1,15 = 14,2 \text{ MPa}$**

Ce qui donne : **$\mu = 0,041$**

On remarque que $\mu < 0,186$: selon l'annexe N° V.01 on a dans le domaine N°1 dans le domaine N°1 on a :

$$= \frac{\mu}{\alpha} ; \alpha = 0,052 < 0,259$$

$$= - , \times ; \beta = 0,979$$

σ_s = 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

$$\sigma_s = 4000 / 1,15 ; \sigma_s = 3478,26 \text{ bar}$$

La section d'acier :

$$A = M_e / (\sigma_s \cdot \beta \cdot d) \quad ; \quad A = 7,95 \text{ cm}^2$$

On prendra 5 barres de diamètre 16 mm : **5T16e=20cm**

1.2.2. 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

1.2.2.1. Contraintes σ dues aux forces verticales (sans P_s)

$$= \frac{1,35 \times (\quad + Pr) + 1,5 \times (Psr)}{100 \times \quad} = \frac{1,35 \times (9,9 + 5,04) + 1,5 \times (1,25)}{100 \times 2}$$

$$\sigma = 1,1 \text{ kg/cm}^2$$

1.2.2.2. Contraintes σ_{se} dues aux poids de la semelle :

$$= \frac{1,35 \times (\quad)}{100 \times \quad} = \frac{1,35 \times (10,08)}{100 \times 7}$$

$$\sigma_s = 0,194 \text{ kg/cm}^2$$

1.2.2.3. Contraintes de réaction du sol :

$$= \frac{1,35 \times (\quad + Pr + P_s) + 1,5 \times (Psr)}{100 \times \quad} \pm \frac{6 \times \quad}{100 \times \quad^2}$$

Avec : \quad : moment /G' des forces verticales + moment /G' des forces horizontales
(avec l'application de coefficient de sécurité)

$$\text{Donc : } \quad = 1,35 (9,9 \times 2,67 + 5,04 \times 1,69 - 2,73 \times 1,9 - 0,97 \times 3) + 1,5 (1,25 \times 2,6)$$

$$\quad = \quad , \quad .$$

Les diagrammes des contraintes sont représentés dans la Fig N°5.03

Ce qui donne :

$$= \frac{1,35 \times (9,9 + 5,04 + 10,08) + 1,5 \times (1,25)}{100 \times 7} \pm \frac{6 \times 41,11}{100 \times 7^2}$$

$$= 0,509 \pm 0,503$$

$$= 1,012 \quad \text{et} \quad = 0,006$$

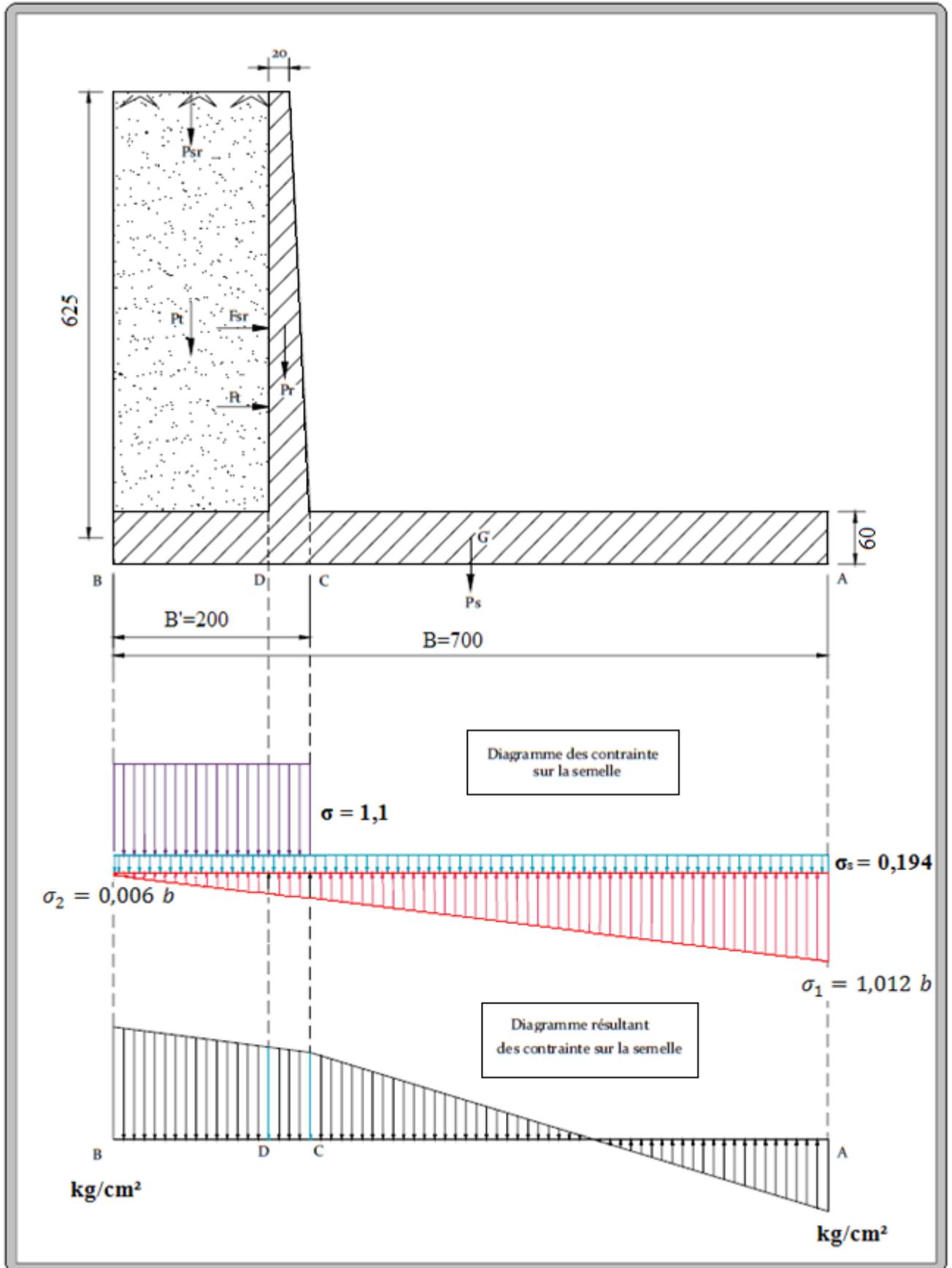


Fig N° V.04 : Diagramme des contraintes sur la semelle.

1.2.2.4. Détermination des réactions du sol σ_c et σ_d :

Les réactions du sol sont déterminées graphiquement :

$$\sigma_c = 1,005 b \quad \text{et} \quad \sigma_d = 1,077 b$$

1.2.2.5. Etude de la partie CA :

Cette partie est considérée comme une console encastrée au point C. Le moment d'encastrement :
 $M_c = F_a \times (500 - a/3) - F_b \times b/3$

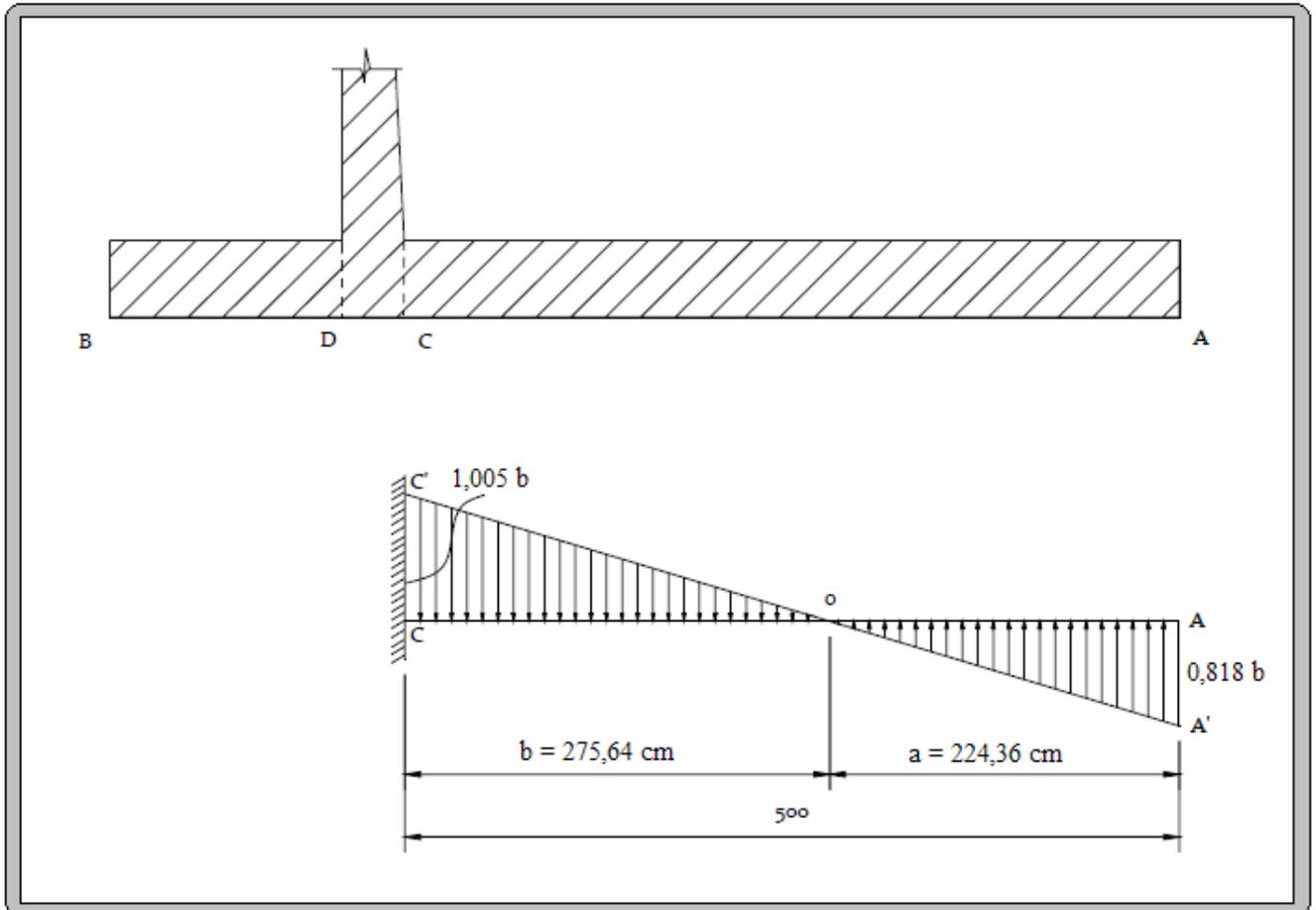


Fig N° V.05 : diagramme de contrainte de la partie CA.

Calcul de a et b :

$$a = 224,36 \text{ cm} \quad \text{et} \quad b = 275,64 \text{ cm} \quad (\text{graphiquement})$$

Dans la partie OC :

La force résultante est : $F_b = \text{aire du triangle OCC}' = 13851 \text{ kg} .$

Dans la partie OA:

La force résultante est : $F_a = \text{aire du triangle OAA}' = 9176 \text{ kg} .$

Donc le moment d'encastrement égal à :

$$M_c = 9176 \times \left(500 - \frac{224,36}{3} \right) - 13851 \times \frac{275,64}{3} = 2629127,667 \text{ Kg} . \text{cm}$$

$$M_c = 26,291 \text{ t.m}$$

On a $M_c > 0$ donc le moment de la console est celui de Fb

Calcul des aciers des la partie CA :

$$\mu = M_e / (\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2)$$

Avec : σ_{bc} : Contrainte admissible de a compression du béton. = 142 b

b : Longueur de la tranche = 1m

d : Largeur du mur diminue de l'enrobage = 57 cm

c : l'enrobage = 3 cm

Ce qui donne : $\mu = 0,057 < 0,186$

$$= \frac{\mu}{\alpha} ; \alpha = 0,0734 < 0,259$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha ; \beta = 0,97$$

La section d'acier :

$$A = \max (A_{min} , A_{cal})$$

$$A_{min} = 0,5 \times b \times d / 100 ; A_{min} = 28,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{cal} = M_e / (\sigma_s \times \beta \times d) ; A_{cal} = 13,67 \text{ cm}^2$$

$$A = 28,5 \text{ cm}^2$$

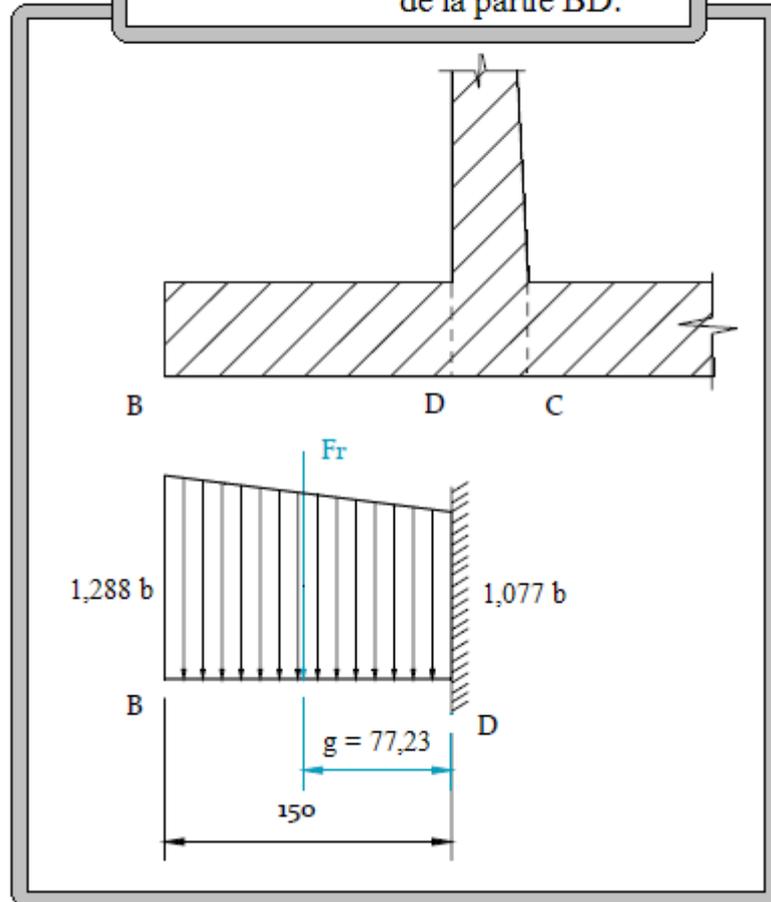
On prendra 10 barres de diamètre 20 mm : **10T20e=10cm**

1.2.2.6. Etude de la partie BD :

Cette partie est considérée comme une console encastree au point C. Le moment d'encastrement (Fig N°5.05):

$$= .$$

Fig N° 5.05 : diagramme de contrainte de la partie BD.



Avec : Fr : aire du diagramme des pressions = 17738kg et $g = 77,23$ cm

Donc : **MD = 13,7 t.m**

Calcul des aciers des la partie BD :

$$\mu = Me / (\sigma_{bc} \times b \times d^2)$$

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 = 57 cm

c : l'enrobage = 3 cm

Ce qui donne : $\mu = 0,0297 < 0,186$

$$= \frac{\mu}{\sigma_{bc}} \times \frac{1}{d} ; \alpha = 0,038 < 0,259$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha ; \beta = 0,98$$

La section d'acier :

$$A = \max (A_{min} , A_{cal})$$

$$A_{min} = 0,5 \times b \times d / 100 ; A_{min} = 28,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{cal} = Me / (\sigma_s \times \beta \times d) ; A_{cal} = 7,05 \text{ cm}^2$$

On prend A = 28,5 cm²

On prendra 10 barres de diamètre 20 mm : **10T20e=10cm**

1.2.3. 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 :

$$Me = Fh \cdot h/3$$

$$Fh = 32,89 \text{ t}$$

$$h = 4 \text{ m}$$

$$Me = 131,56 \text{ t.m}$$

Calcul des aciers :

$$\mu = Me / (\sigma_{bc} \times b \times d^2)$$

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 : $\mu = 0,0059 < 0,186$

$$= \frac{\mu}{\alpha} ; \alpha = 0,0074 < 0,259$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha ; \beta = 0,997$$

La section d'acier :

$$Acal = Me / (\sigma_s \times \beta \times d) ; Acal = 9,6 \text{ cm}^2$$

On prendra 9 barres de diamètre 12 mm : **9T12e=10cm**

1.2.3.1. Ferrailage de la semelle de déversoir :

On considère le cas le plus défavorable (toutes les forces) déterminons les contraintes agissantes sur la semelle :

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} \cdot y$$

$$\text{Avec : } N = Pr + Ps + P_e^{av} + P_e^{am} - Wt$$

$$N = 22,25 + 19,8 + 7,55 + 41,46 - 26,33$$

$$N = 64,73 \text{ t}$$

MG : moment par rapport a la centre de gravité de la semelle

$$MG = Pr \cdot A + P_e^{am} \times B + P_e^{av} \cdot C + F_h^{av} \cdot D + F_h^{am} \cdot E + Ws \cdot F + WF \cdot B$$

$$MG = -22,25 \times 1,02 + 41,46 \times 2,94 - 7,55 \times 3,69 + 8,45 \times 0,57 - 32,89 \times 1,9 + 17,55 \times 2,56 + 5,48 \times 1,72$$

$$MG = 68,017 \text{ t.m}$$

Donc : $\sigma = \dots$, $\sigma = \dots$ et $\sigma = \dots$,

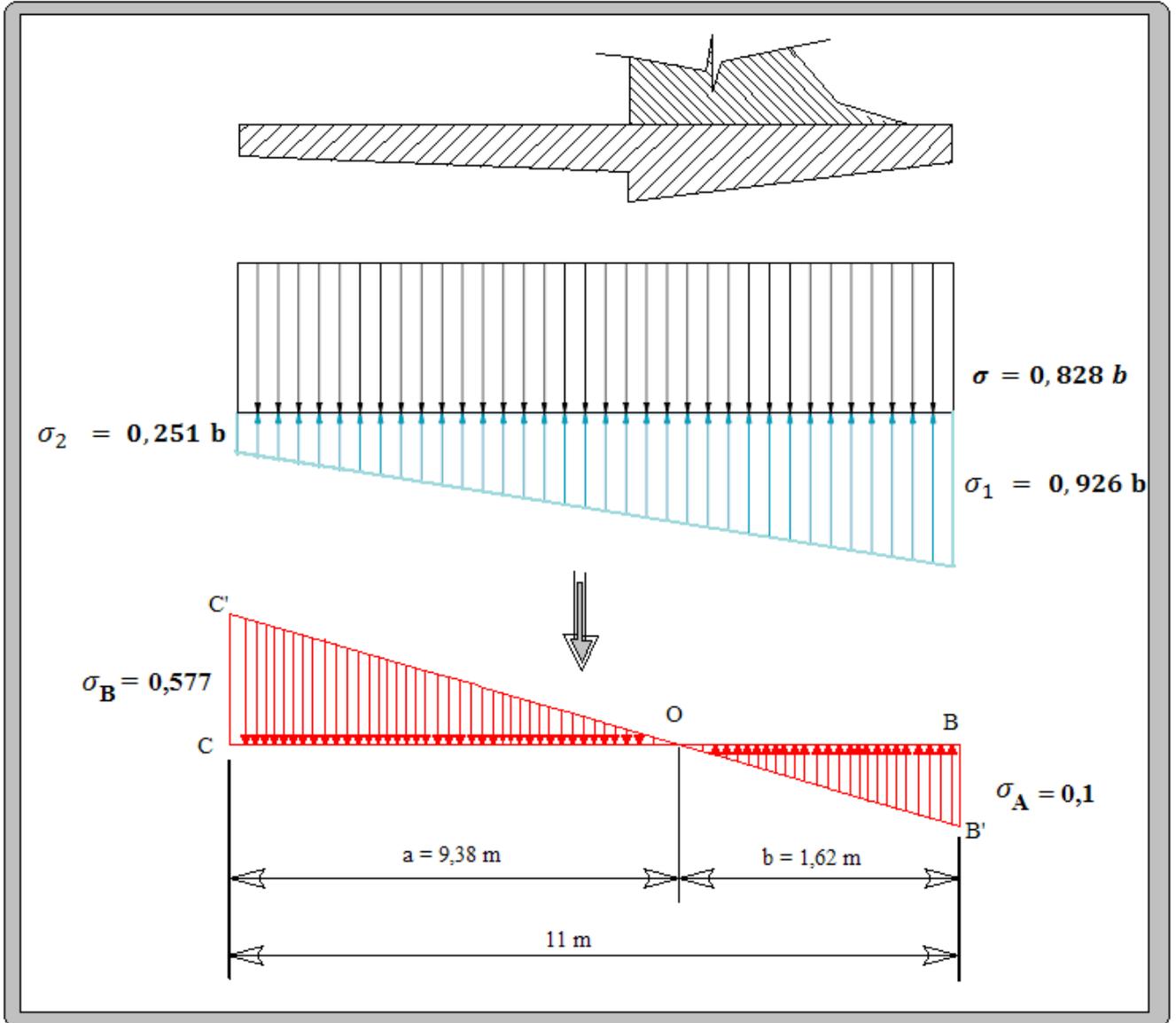
Le radier est considéré comme étant encastéré dans le massif supérieur.

La charge due au poids de l

Contraintes dues aux forces verticales

$$= \frac{(+ + +)}{\times} = ,$$

D'où le diagramme dans la Fig N°V.07 suivant :



Calcul de a et b :

$$a = 938 \text{ cm} \quad \text{et} \quad b = 162 \text{ cm} \quad (\text{graphiquement})$$

Dans la partie OC :

La force résultante est : $F_a = \text{aire du triangle OCC}' = 27047 \text{ kg}$

Dans la partie OB:

La force résultante est : $F_b = \text{aire du triangle OAA}' = 812 \text{ kg}$

Le moment d'encastrement est :

$$M_A = F_a \times AG$$

$$F = 27,05 \text{ t}$$

$$AG = 2,82 \text{ m}$$

$M_A = 76,28 \text{ t.m}$

Calcul des aciers :

$\mu = M_e / (\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2)$

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 = 72 cm

c : l'enrobage = 3 cm

Ce qui donne : $\mu = 0,165 < 0,186$

$\alpha = \frac{\mu}{\sigma_{bc}}$; $\alpha = 0,227 < 0,259$

$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha$; $\beta = 0,909$

La section d'acier :

$A_{cal} = M_e / (\sigma_s \times \beta \times d)$; $A_{cal} = 33,51 \text{ cm}^2$

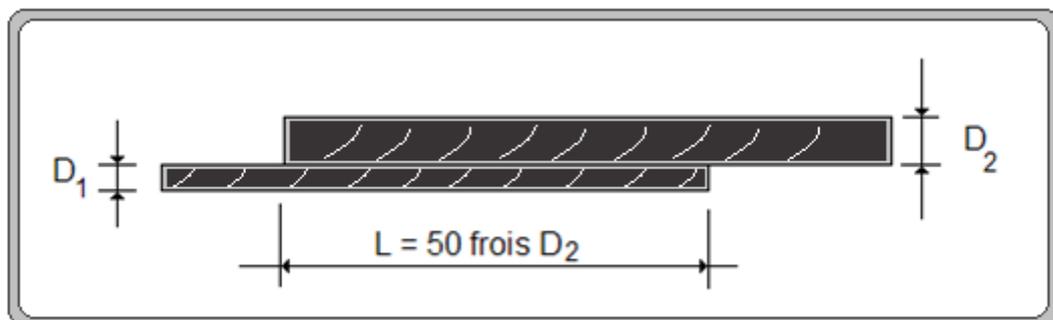
On prendra 2 nappe de 9 barres de diamètre 16 mm : **9T16e=10cm**

Remarque :

Le choix du diamètre des barres se fait d'une manière que l'espacement entre les barres ne sera pas inférieur à 10 cm pour que la pénétration des granulats du béton soit facile.

L'enrobage : la distance entre les armatures et le coffrage est égale à 5 cm pour les constructions qui sont en contact avec l'eau.

Si la longueur de barres utilisées dépasse la longueur normalisée (12 m) ; la continuité sera avec d'un autre barre dont la longueur d'entraînement est égal à 50 fois le diamètre du plus grand des deux diamètres (si les deux barres sont différents).



Tout les armatures utilisées pour le ferrailage de l'évacuateur de crues sont de type acier tors parce qu'il résiste bien à la traction et il a une contrainte de rupture importante (=) par rapport au acier lisse (=).

La réalisation de coursier se fait par bloc de 14,2 m pour les murs bajoyers, le radier liés entre eux par des joints.

CONCLUSION :

On peut résumer le ferrailage utilisé pour l'évacuateur de crues dans le tableau suivant :

Tableau N° 5.01: le ferrailage utilisé pour l'évacuateur de crue.

	Diamètre (mm)	Longueur (m)			L'ecartement	nombre			Poids (Kg)
Rideau	16	6	5,5	2	20	450	760	760	13258,1
	8	90	152	152	12	50	92	84	9332,7
semelle	20	50			10	1520			187427,9
	16	152			20	250			59976,9
	20	3			10	3040			22491,3
	16	394			10	30			18656,0
déversoir	12	4			10	900			3196,1
	8	90			20	20			710,3
semelle de déversoir	16	11			10	1800			31251,1
	8	90			20	55			1953,2

2. 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 fondations 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 section liée 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, ces 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.

3. 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 prévoient 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 VI : Organisation de chantier

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 les délais 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 aux sites

➤ 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 de la trace à l'aide d'une pelle.
- aménagement du fond du canal
- aménagement des filtres et des drains
- ferrailage, coffrage , bétonnage
- excavation de la fosse d'affouillement.
- protection en enrochement à la sortie de l'ouvrage.

5.2. L'excavation du déblai :

➤ 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 forme généralement par les grès dans ce type de sol en recours à l'engin de terrassement c'est a dire pelle-retro.

➤ Le procédé d'exécution:

Utilisation des méthodes de dynamitage périphérique contrôlée pour obtenir des parois stables, avec minimum de sur excavations et minimum de fissuration du roc laissé en place;

Il ya deux procédés d'exécution de travaux de terrassement frontale et latérale, vue la largeur du coursier, de 50 m donc on choisit la deuxième procédé qui est latéral puisque la hauteur du creusage importante on choisira la pelle d'une hauteur de 9,5 m.

➤ choix du godet

Tableau N°6.01 : Capacité du godet en fonction de V terrassement.

Volume de terrassement	10000	15000	20000	25000
Capacité du godet (m3)	0,25 – 0,35	0,5 – 0,65	1 – 1,25	1,25

Puisque le volume d'excavation est de 845635 m³ donc on choisit une pelle de capacité égale à 1,25 m³.

Choix de la capacité du camion benne utilisé pour le transport de matériels, le choix est opte selon le tableau suivant :

Tableau N°6.02: 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.

5.3. 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.

5.4. 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 26539,55 m³ ; d'ou le délai d'exécution avec une cadence de 1000 m³/mois

$$T = 26539,55 / 1000 = 26,54 \text{ mois}$$

T = 796 jours

5.5. 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 adoptés pour différentes quantités de ferrailage ,de coffrage, de bétonnage.

5.5.1. ferrailage :

Pour connaitre le coût de ferrailage il faut connaitre son poids

Tableau N°6.03 : 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

Ce tableau va présenter tous le ferrailage utilisé pour notre évacuateur de crue.

Tableau N°6.04 : Le ferrailage utilisé pour l'évacuateur de crue.

	Diamètre (mm)	Longueur (m)	nombre	Poids (Kg)
Rideau	16	4.5	1970	13258,1
	8	131	176	9332,7
semelle	20	50	1520	187427,9
	16	152	250	59976,9
	20	3	3040	22491,3
	16	394	30	18656,0
déversoir	12	4	900	3196,1
	8	90	20	710,3
semelle de	16	11	1800	31251,1
déversoir	8	90	55	1953,2

D'où le poids total : $P = 348253,6 \text{ Kg}$

Donc le cout : $C = P_{\text{total}} \times \text{prix unitaire}$

$$C = 348253,6 \times 60 = 20895216 \text{ DA}$$

5.5.2. 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^2 est de 400 DA

➤ Le coffrage pour type C2 : 1 m^2 est de 700 DA

$$\text{Le cout} = S \times \text{cout1} + S \times \text{cout2} = 12775 \times 400 + 1702 \times 700 = 6301400 \text{ DA}$$

5.5.3. Coût 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 350 Kg/m³.

➤ Le volume de béton est de 26539,55 m³.

➤ Le Poids du sec du ciment est de 50 kg

Pour 1 m³ de béton de 350 Kg/m³ le prix est de 23000 DA/ m³ (voir annexe N° VI .01).

Le prix total :

$$P = V_{\epsilon} \times P = 26539,55 \times 23000 = 610409650 \text{ DA}$$

$$P_{\text{total}} = 610409650 \text{ DA}$$

5.5.4. Coût de l'excavation :

Selon les donnes géologiques, la fondation de l'évacuateur est essentiellement composée d'argilite et du gré d'ou le prix pour 1 m³ de matériaux a excavé est de 250 DA

Le prix total est de :

$$P = V_{\epsilon} \times P = 645735 \times 250 = 161433750 \text{ DA}$$

$$P = 161433750 \text{ DA}$$

6 Codes et normes :

La conception des ouvrages doit être conforme aux exigences des codes et normes suivants :

- Règles BAEL 91, modifiées 99;
- Règles parasismiques Algériennes RPA 99;
- CSA A23.3 – 94 : calcul des ouvrages en béton dans les bâtiments;
- CSA S6-2000 : Code de calcul du pont;
- ACI, manual of concrete practice, 1999, part 1 to 4;
- Note interne : paramètres sismiques de conception.

6.1. Caractéristiques des matériaux

– Béton : masse volumique	375 kg/m ³
résistance à la compression à 28 jours	25 MPa
– Béton de propreté : résistance à la compression	20 MPa
– Béton poreux : résistance à la compression	10 MPa
– Armature : limite d'élasticité des barres à haute adhérence	Fe E 400
limite d'élasticité des aciers doux	Fe E 235
– Roc : contrainte admissible pour le bassin de dissipation	500 kPa

CHPITRE VI : ORGANISATION DE CHANTIER

– Roc/béton : coefficient de frottement

0,7

Cohésion

250 kPa

5.5.5. Devis quantitatif et estimatif :

°N	DESIGNATION DES OUVRAGES	U	Q	P.U	MONTANT
1	DEBLAIS :				
	Décapage terre végétale,	m ³	8314	40	332580,00
	Déblai en grande masse,	m ³	199900	140	27986000,00
	Evacuation déblais excédentaire.	m ³	645735	70	45201450,00
2	Drainage sous évacuateur en tuyau PVC (06 bars) perforé à 13, sable de carrière de 0.1m, gravier 20/25.	m ³	3500	1 000	3500000,00
3	Béton de propreté pour le chenal d'écoulement et le bassin de	m ³	5000	3 000	15000000,00
4	Béton armé dosé à 350 Kg/m ³	m ³	26539,55	23000	610409650,00
5	Enduit étanche mise en œuvre sur les parois d'une épaisseur de 2	m ²	7090	500	3545000,00
6	Enduit en ciment.	m ²	2400	400	960000,00
7	Couvre joint en bitume.	m ²	2790	400	1116000,00
8	Joints type water-stop.	ml	4920	1300	612 000
9	Fourniture, pose et mise en œuvre de pierres maçonnées pour radier.	m ³	340	1800	612000,00
10	Fourniture, pose et mise en œuvre de pierres maçonnées pour canal d'évacuation.	m ³	100	2 000	200000,00
11	Forme de pente.	m ³	250	500	1250000,00
12	Étanchéité multicouche.	m ²	250	500	125000,00
13	Point de nivellement.	-	2	3500	7000,00
Total HT					710856680,00
%TVA 17					120845635,6
Total TTC					831702315,60

CONCLUSION GENERALE

La willaya de Tipaza est une région agricole et la construction des barrages comme celle de Kef-Eddir sur Oued Damous ; favorise le développement du secteur de l'agriculture, assure l'amélioration de la production et maintient les populations rurales en leurs assurant de réelles possibilités de développement.

Dans le cadre de notre projet intitulé étude d'avant projet détaillé de l'évacuateur de crue du barrage de Kef-Eddir, nous avons fait : une mémoire de synthèse de l'étude de faisabilité (déjà réalisée), une étude hydrologique du bassin versant et de la cuvette, une étude de choix et calcul hydraulique de l'évacuateur de crue de la variante choisie un calcul de génie civil et nous avons terminé par un devis estimatif et quantitatif.

D'après les résultats trouvés, le barrage de Kef-Eddir est barrage en terre contient un noyau central en argile avec excavation totale du dépôt alluvionnaire. La hauteur du barrage est de 65,2 m. Le volume normale de la retenue est de 125 Mm³ et le volume mort est de 30 Mm³.

Nous avons trouvé par une étude de choix de la crue de projet et une étude de laminage de crue :

- Une crue de projet avec une période de retour de 1000 ans.
- Un débit de crue de 1344 m³/s.
- Une largeur du seuil déversant de 90 m.

L'évacuateur de crue choisie est de type latéral à entonnement latérale. Il se compose d'un chenal d'écoulement d'une largeur varie linéairement de 25 à 50 m, un coursier d'une section rectangulaire, une longueur de 152 m et une largeur de 50 m.

Le béton à utiliser pour la construction de l'évacuateur de crue est dosé à 350 Kg/m³ de ciment. Il se compose de 800 Kg/m³ de graviers (8-15), 400 Kg/m³ de sable et 170 à 190 l/m³ de béton.

Les armatures à utiliser ont un diamètre de : 12, 14, 16 et 20 mm de diamètre (voir la représentation des aciers dans la planche N°07). Ce sont des barres de type acier tors ont une limite d'élasticité de 4000 bars.

Le coût de réalisation de l'évacuateur de crue donné par le devis quantitatif et estimatif est de 831 702 315.60 DA.

Le planning des travaux de construction du L'évacuateur de crue de Kef-Eddir a été réalisé en respectant aussi bien les contraintes climatiques que les contraintes géologiques et topographiques du site.

De toute évidence, un entrepreneur spécialisé et expérimenté dans la réalisation de tels projets d'envergure est requis. En plus, l'entrepreneur doit disposer de l'équipement nécessaire pour pouvoir respecter tous les critères spécifiés dans le devis.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] : A.N.B.T
– (Etude géologique et géotechnique de Barrage de Kef-Eddir. De Tipaza).
Février 2003.
– (Le risque sismique en Algérie). C.N.R.A Mai ;1999
- [2] : B. TOUAIBIA
– (Manuel pratique d'hydrologie) .Mais 2004 ;ENSH .
- [3] : B. TOUAIBIA et B. BENLAOUKLI
– (Introduction au dimensionnement des retenues collinaires).
ENSH;Blida ;2004
- [5] : Centre D'études Techniques Maritimes Et Fluviales De France
– (Notice sur les déversoirs). 1993.
- [6] : J. PERCHAT
– (Béton armé : règles BAEL) ; 1993.
- [7] : J. SKUTCH
– (Hydraulic analysis and design of energy dissipating structures) .1995.
- [8] : M. K. MIHOUBI
– (Guide de dimensionnement d'un barrage déversoir ;
(cas d'une fondation non rocheuse)). ENSH ;Blida ;1999
- [9] : M. HASSANE
– (Guide méthodologique de calcul hydraulique de l'évacuateur de Crue à
entonnement frontal) . ENSH ;Blida ; 1995
– (Formulaire de calcul des aménagements) . ENSH ;Blida ; 1998
– (Abaques de calcul hydraulique de l'évacuateur de crue) . ENSH ;Blida ; 2004
- [11] : P. GUILLEMONT
– (Ouvrage en béton armé). Mars 2003.
- [12] : R. M. KHATSURIA
– (Hydraulics of spillways and energy dissipaters); juillet 2003.
- [13] : Rémi POCHAT
– (EVACUATEURS DE CRUES); Oct. 21, 1985.

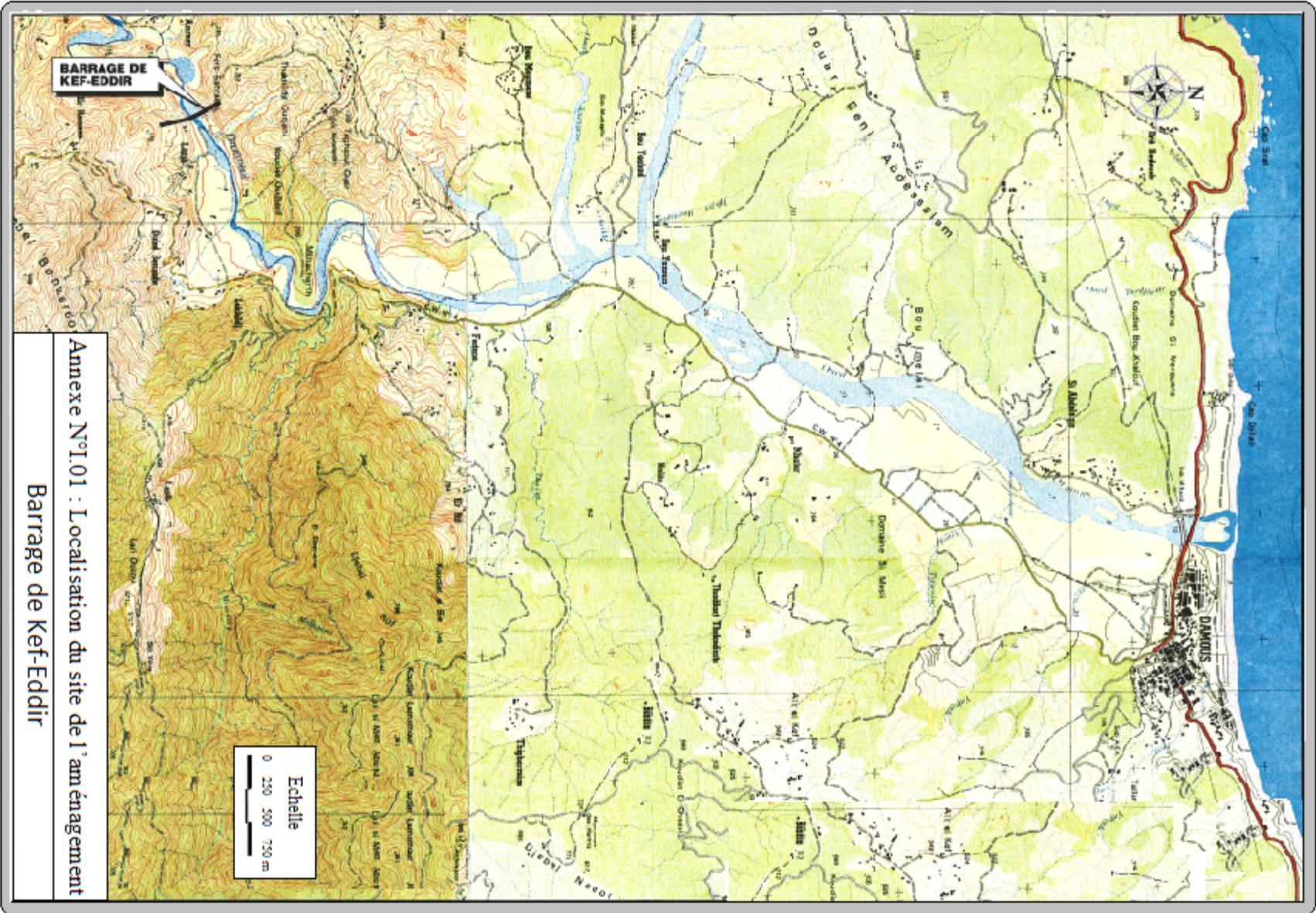
[14] : R. O. SINNIGER et W H . HAGER

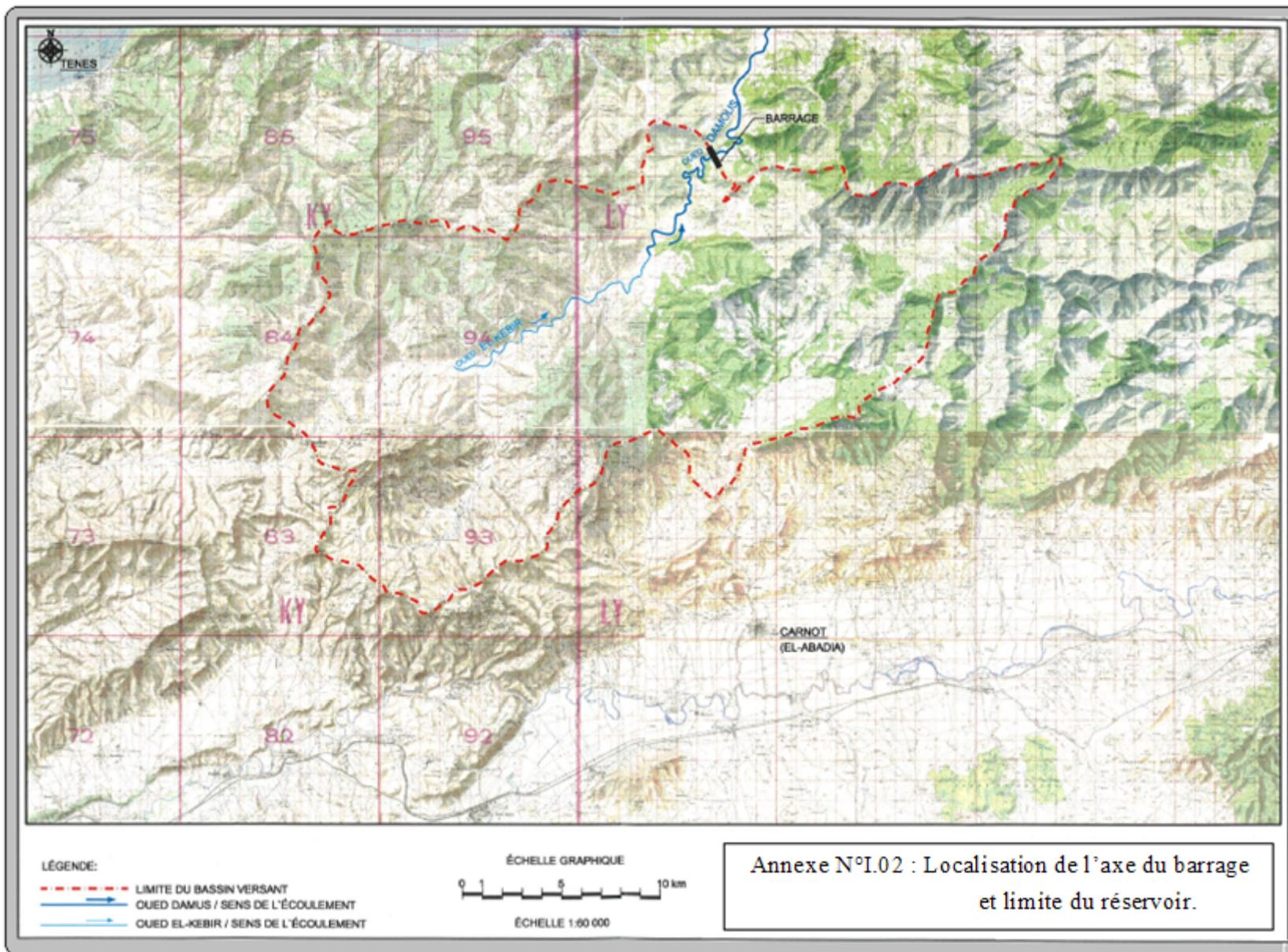
– (Construction hydraulique : écoulements stationnaires). 1989 .

[15] : U. S. DEPARTMENT OF THE INTERIOR

– (Design of small dams); December 1990.

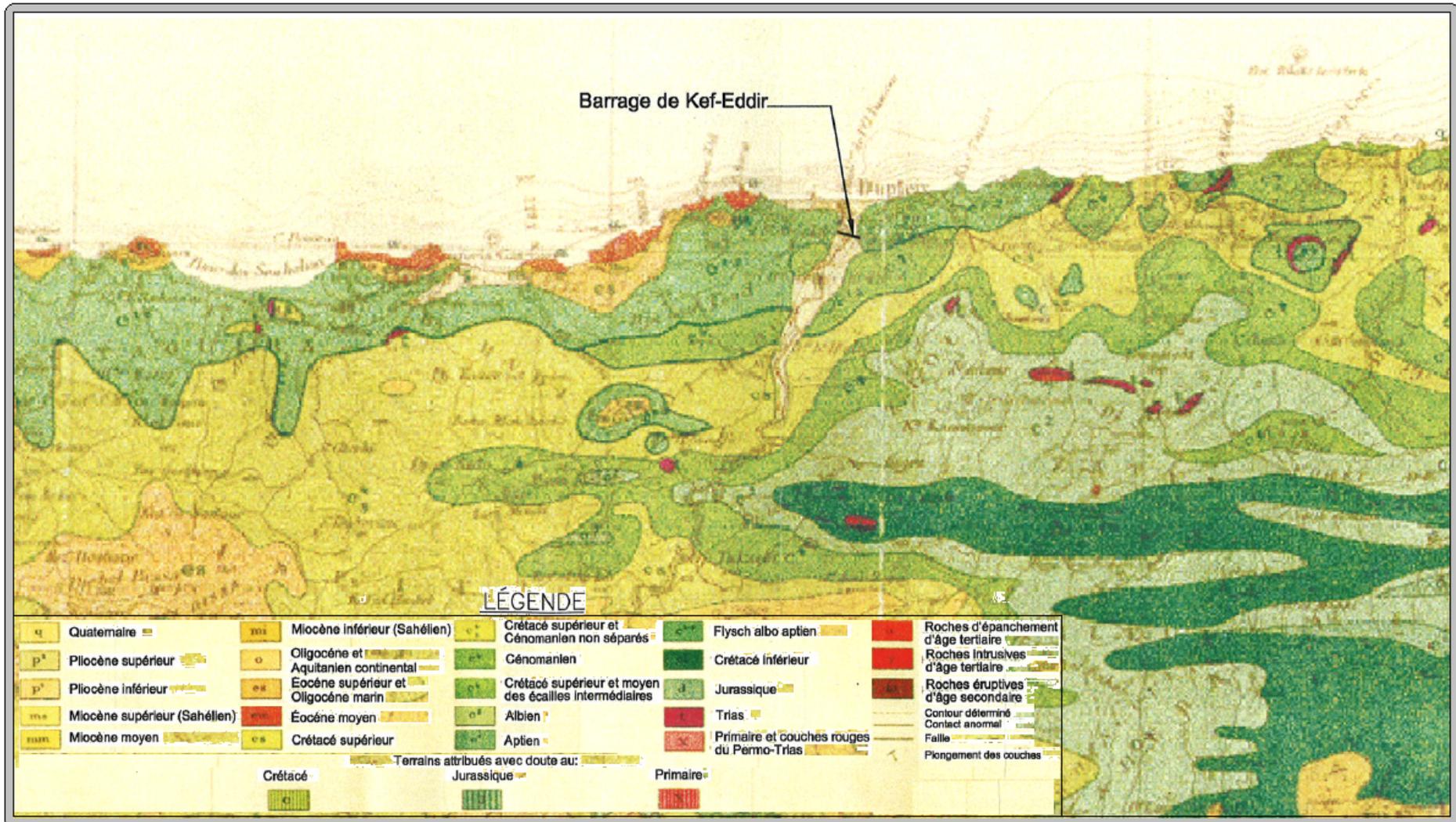
ANNEXES

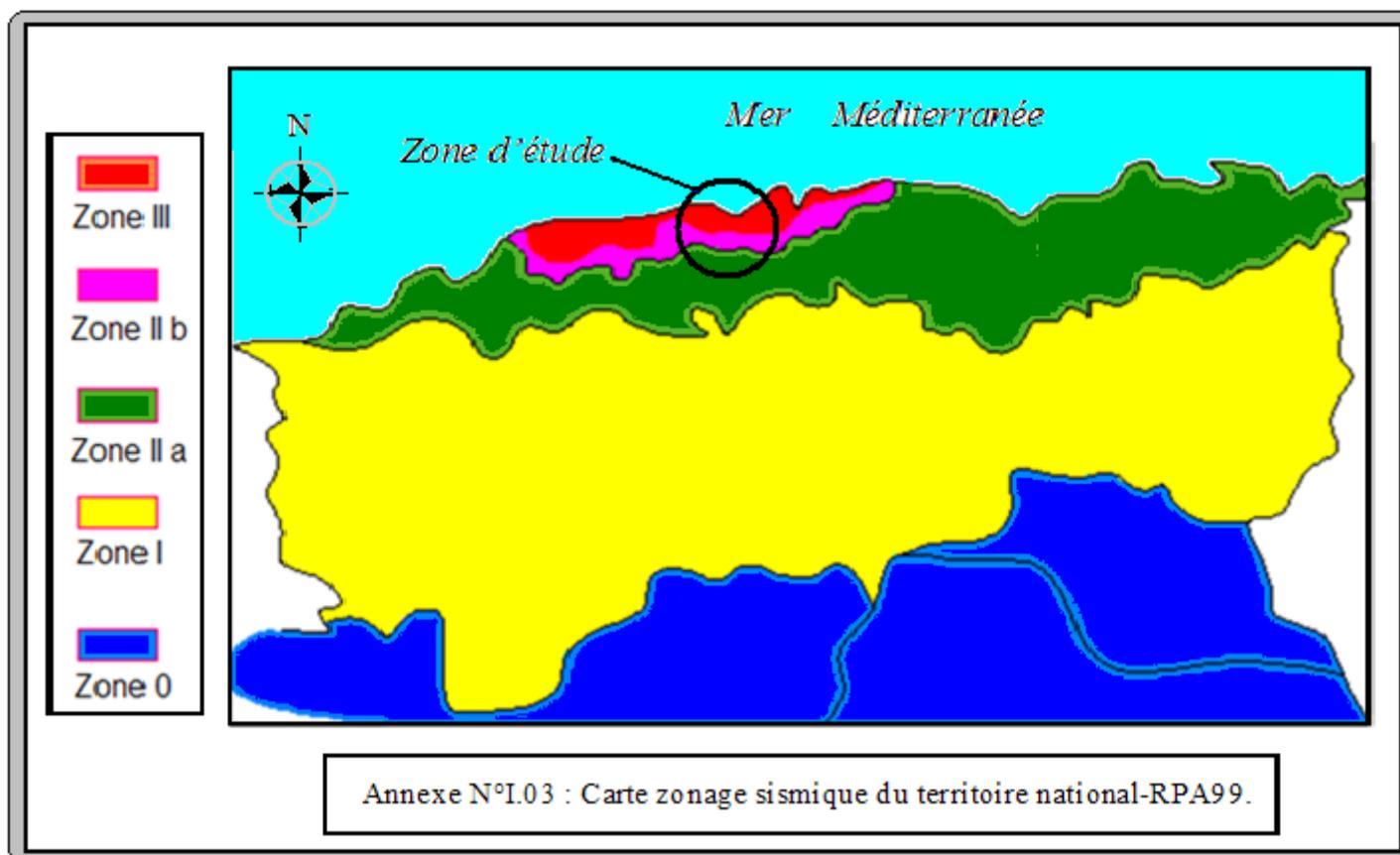


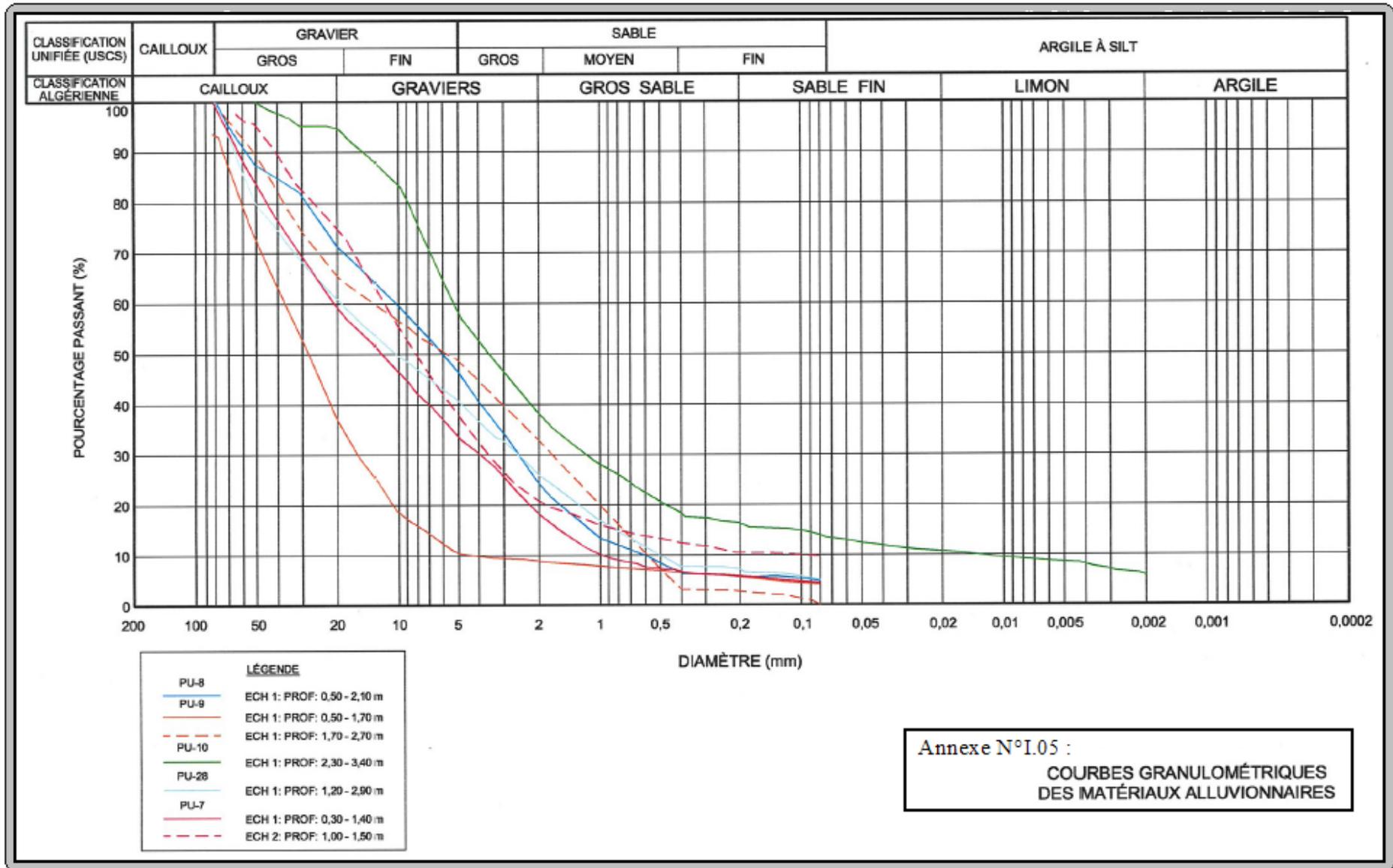


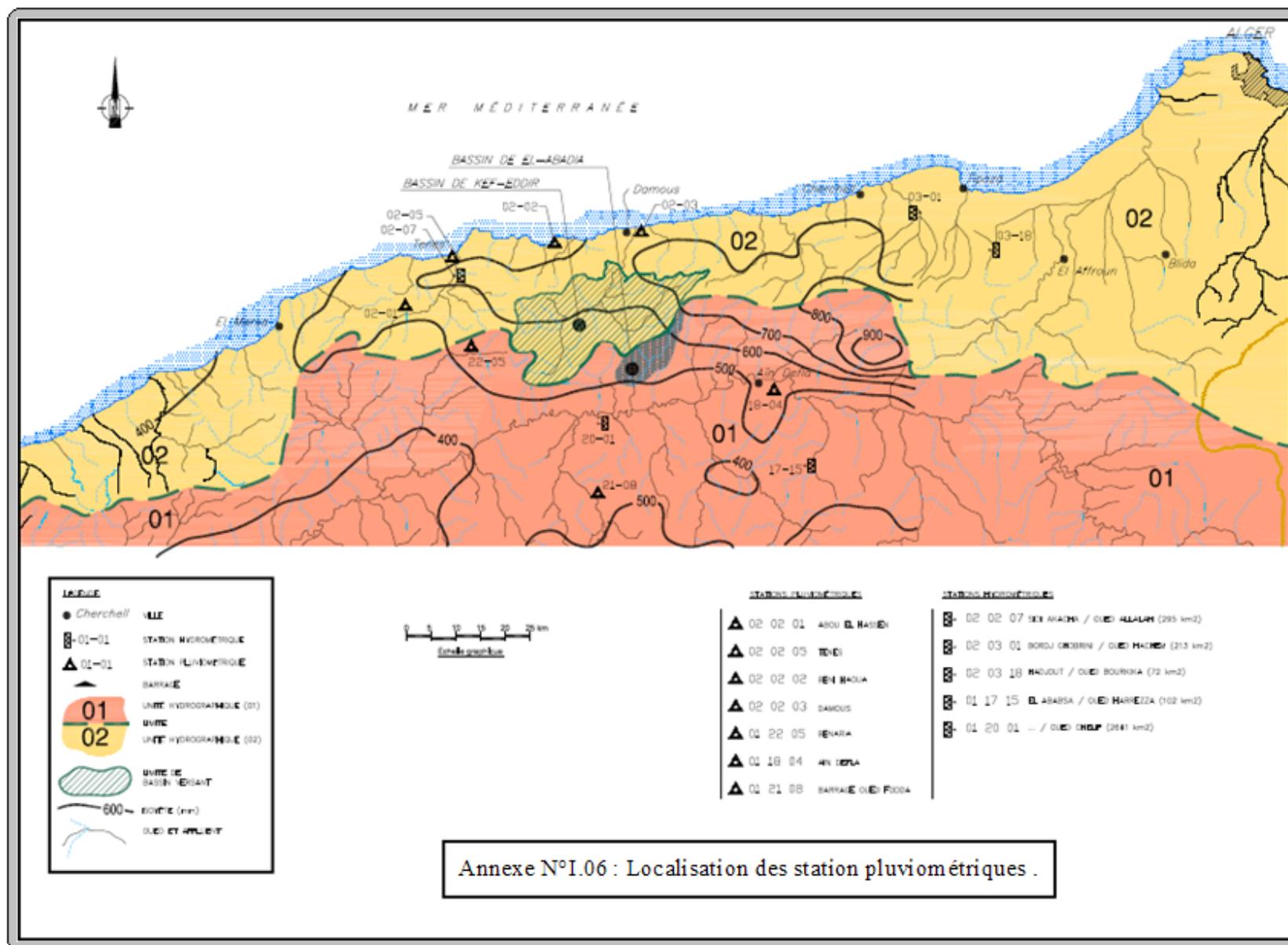
Annexe N°I.02 : Localisation de l'axe du barrage et limite du réservoir.

Annexe N°I.02' : Géologie régionale de site de barrage .









LEGENDE

● Cherchell	VILLE
☐ 01-01	STATION HYDROMETRIQUE
▲ 01-01	STATION PLUVIOMETRIQUE
▲	BARRAGE
01	UNITE HYDROGRAPHIQUE (01)
02	UNITE HYDROGRAPHIQUE (02)
▨	UNITE DE BASSIN VERSANT
— 600 —	ISOPLETHE (mm)
—	OUED ET AFFLUENT



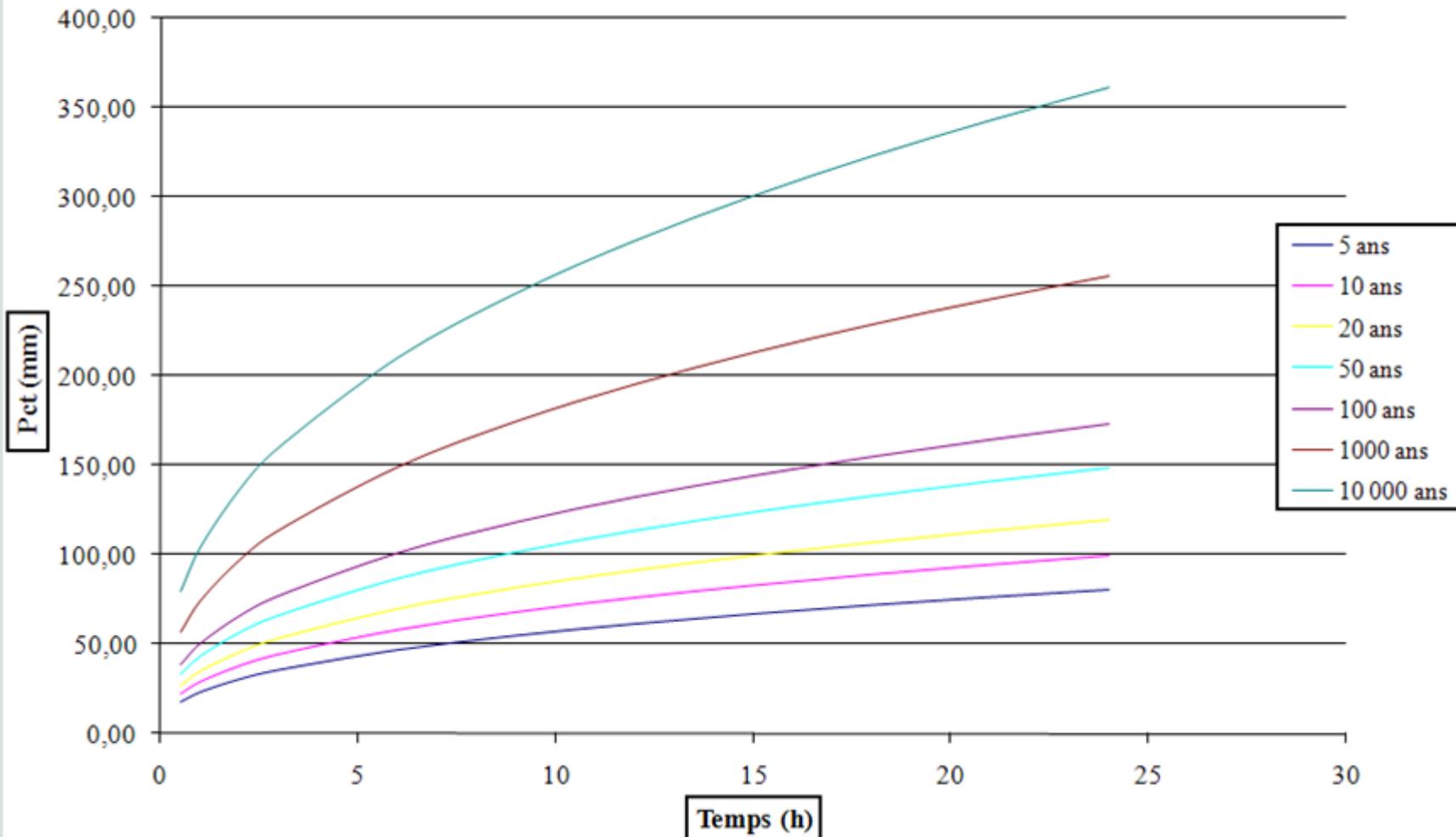
STATIONS PLUVIOMETRIQUES

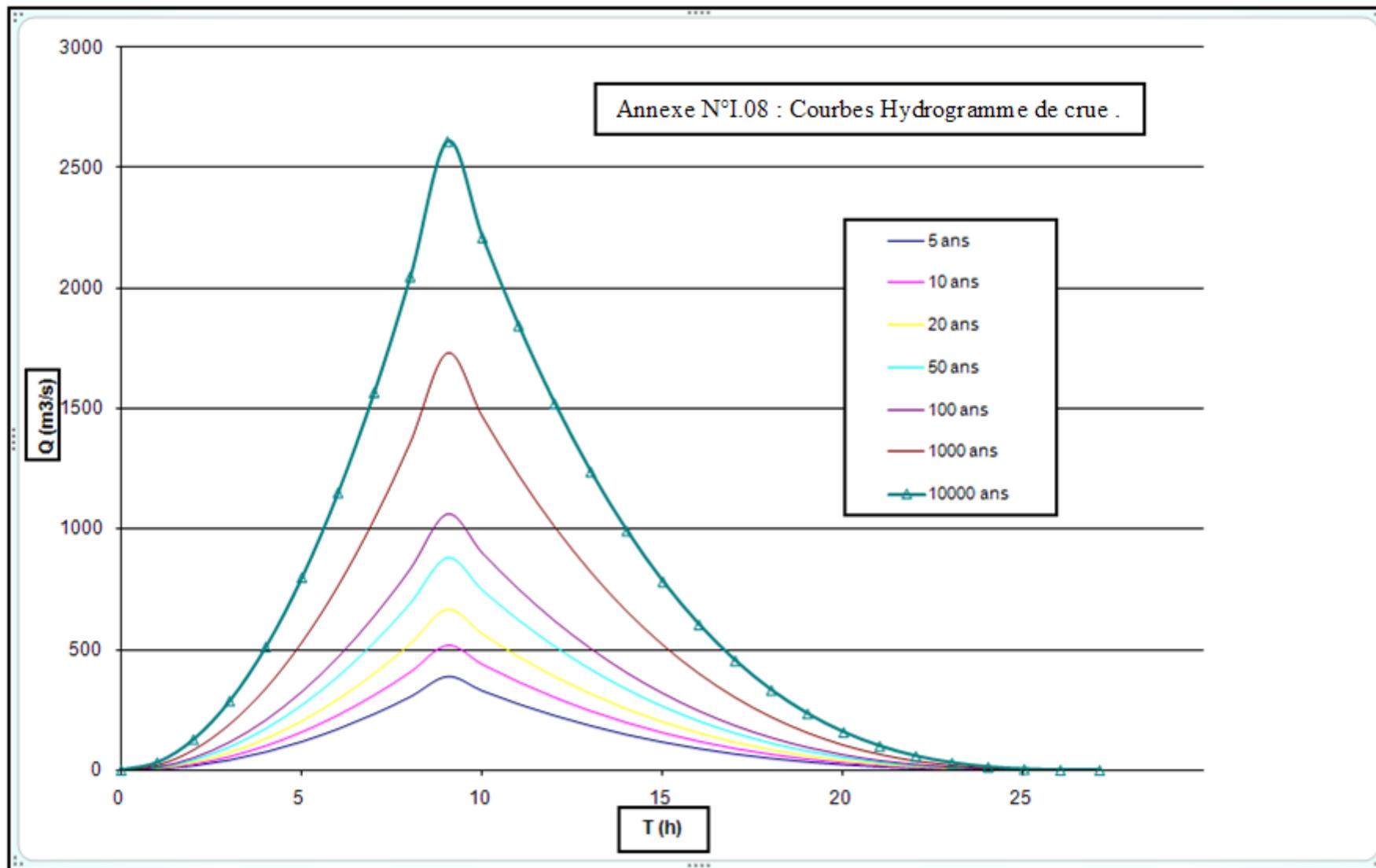
▲ 02 02 01	ABOU EL HASSIEN
▲ 02 02 05	TENI
▲ 02 02 02	ENI MAGUA
▲ 02 02 03	DAMOUS
▲ 01 22 05	TENARA
▲ 01 18 04	ENI DEVA
▲ 01 21 08	BARRAGE OUED FIDDA

STATIONS HYDROMETRIQUES

☐ 02 02 07	SEI ANACH / OUED ALALAH (285 km ²)
☐ 02 03 01	BORDJ OUBIRI / OUED HAKREY (213 km ²)
☐ 02 03 18	MAGOUT / OUED BOURKHA (72 km ²)
☐ 01 17 15	EL ABASSA / OUED HARREZZA (102 km ²)
☐ 01 20 01	... / OUED OUEP (2841 km ²)

Annexe N°I.07 : Courbes intensité-Durée-Période du retour .





Annexe N°II.01 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes .

Mois	$W_{80\%}$	$U_{80\%}$ (Mm ³)	W-U (Mm ³)	1 ^{er} consigne			2 ^{ème} consigne		
	(Mm ³)			V_{ref}	V_{ri}	S (m ³)	V_{ref}	V_{ri}	S (m ³)
				(Mm ³)	(Mm ³)		(Mm ³)	(Mm ³)	
Novembre	2,08	1	1,08	30	30	0	30	28,92	1,08
Décembre	2,49	1	1,49	31,08	31,08	0	30	28,51	1,49
Janvier	5,99	1	4,99	32,57	32,57	0	30	28,64	1,36
Février	5,7	1	4,7	37,56	37,56	0	33,63	33,63	0
Mars	9,8	2,5	7,3	42,26	42,26	0	38,33	38,33	0
Avril	10,73	3,45	7,28	49,56	49,56	0	45,63	45,63	0
Mai	4,52	4,2	0,32	53,23	56,84	3,61	52,91	52,91	0
Juin	2,01	5,9	-3,89	53,23	53,55	0,32	53,23	53,55	-0,32
Juillet	1,23	6,2	-4,97	49,34	49,34	0	49,66	49,66	0
Août	0,13	6,2	-6,07	44,37	44,37	0	44,69	44,69	0
Septembre	0,1	6,3	-6,2	38,3	38,3	0	38,62	38,62	0
Octobre	0,38	2,8	-2,42	32,1	32,1	0	32,42	32,42	0
Total	45,16	41,55		30	29,68	-0,32	30	30	0
						3,61			3,61

V_s	26,84 Hm ³	V_d	-23,23 Hm ³	V_u	53,23 Hm ³
-------	-----------------------	-------	------------------------	-------	-----------------------

Annexe N°II.02 : Régularisation saisonnière en tenir compte des pertes 1^{ere} itération.

Mois	W _{80%} (Mm ³)	U _{80%} (Mm ³)	P (Mm ³)	W-(U+P) (Mm ³)	1 ^{er} consigne			2 ^{ème} consigne		
					V _{ref} (Mm ³)	V _{ri} (Mm ³)	S (m ³)	V _{ref} (Mm ³)	V _{ri} (Mm ³)	S (m ³)
Novembre	2,08	1	0,13	0,95	30	30	0	30	29,952	0,048
Décembre	2,49	1	0,154	1,336	30,95	30,95	0	30,902	30,902	0
Janvier	5,99	1	0,211	4,779	32,286	32,286	0	32,238	32,238	0
Février	5,7	1	0,286	4,414	37,065	37,065	0	37,017	37,017	0
Mars	9,8	2,5	0,296	7,004	41,479	41,479	0	41,431	41,431	0
Avril	10,73	3,45	0,346	6,934	48,483	48,483	0	48,435	48,435	0
Mai	4,52	4,2	0,408	-0,088	55,369	55,417	0,048	55,369	55,369	0
Juin	2,01	5,9	0,441	-4,331	55,281	55,281	0	55,281	55,281	0
Juillet	1,23	6,2	0,465	-5,435	50,95	50,95	0	50,95	50,95	0
Août	0,13	6,2	0,409	-6,479	45,515	45,515	0	45,515	45,515	0
Septembre	0,1	6,3	0,254	-6,454	39,036	39,036	0	39,036	39,036	0
Octobre	0,38	2,8	0,162	-2,582	32,582	32,582	0	32,582	32,582	0
Total	45,16	41,55	3,562		30	30	0	30	30	0,048

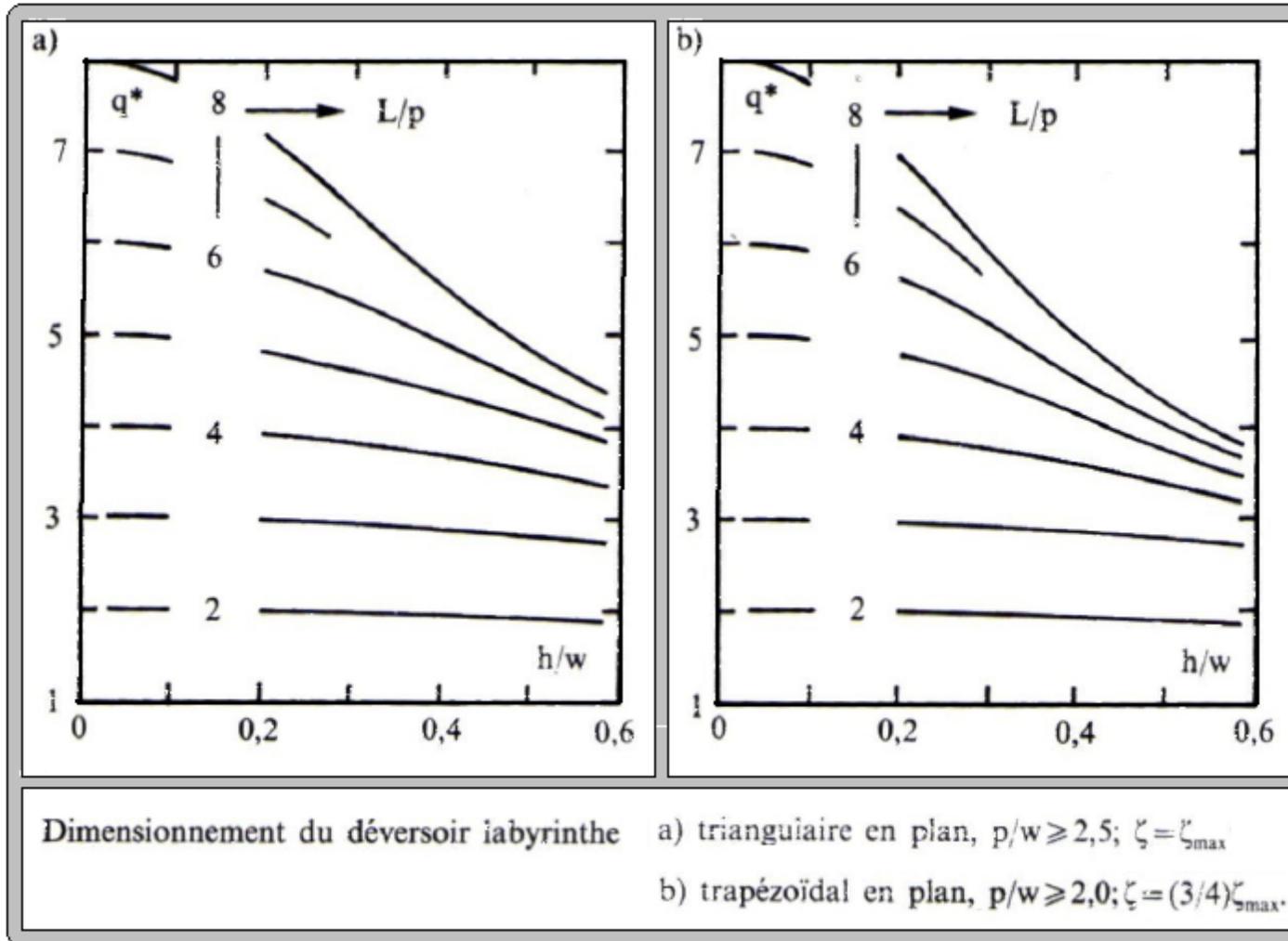
V_s	25,417 Hm.³	V_d	-25,369 Hm.³	V_u	55,369 Hm.³
----------------------	-------------------------------	----------------------	--------------------------------	----------------------	-------------------------------

Annexe N°II.03 : Régularisation saisonnière en tenir compte des pertes 2^{eme} itération.

Mois	W _{80%} (Mm ³)	U _{80%} (Mm ³)	P (Mm ³)	W-(U+P) (Mm ³)	1 ^{er} consigne			2 ^{ème} consigne		
					V _{ref} (Mm ³)	V _{ri} (Mm ³)	S (m ³)	V _{ref} (Mm ³)	V _{ri} (Mm ³)	S (m ³)
Novembre	2,08	1	0,132	0,948	30	30	0	30	29,993	0,007
Décembre	2,49	1	0,177	1,313	30,948	30,948	0	30,941	30,941	0
Janvier	5,99	1	0,215	4,775	32,261	32,261	0	32,254	32,254	0
Février	5,7	1	0,295	4,405	37,036	37,036	0	37,029	37,029	0
Mars	9,8	2,5	0,296	7,004	41,441	41,441	0	41,434	41,434	0
Avril	10,73	3,45	0,34	6,94	48,445	48,445	0	48,438	48,438	0
Mai	4,52	4,2	0,354	-0,034	55,378	55,385	0,007	55,378	55,378	0
Juin	2,01	5,9	0,418	-4,308	55,344	55,344	0	55,344	55,344	0
Juillet	1,23	6,2	0,44	-5,41	51,036	51,036	0	51,036	51,036	0
Août	0,13	6,2	0,41	-6,48	45,626	45,626	0	45,626	45,626	0
Septembre	0,1	6,3	0,266	-6,466	39,146	39,146	0	39,146	39,146	0
Octobre	0,38	2,8	0,26	-2,68	32,68	32,68	0	32,68	32,68	0
Total	45,16	41,55	3,603		30	30	0,007	30	30	0,007

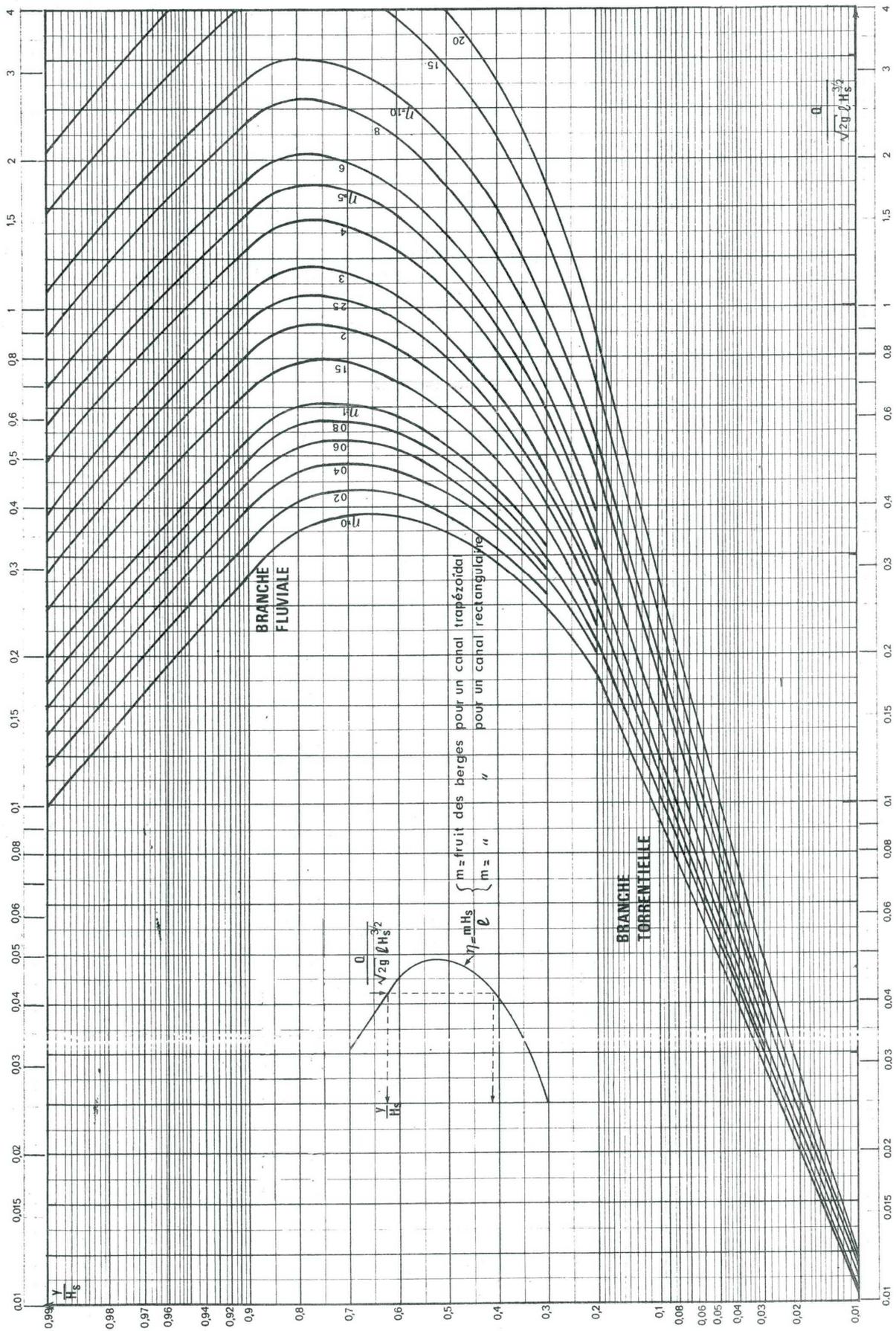
V _s	25,385	Hm. ³	V _d	-25,378	Hm. ³	V _u	55,378	Hm. ³
----------------	--------	------------------	----------------	---------	------------------	----------------	--------	------------------

Annexe N°IV.01: Dimensionnement du déversoir labyrinthe.



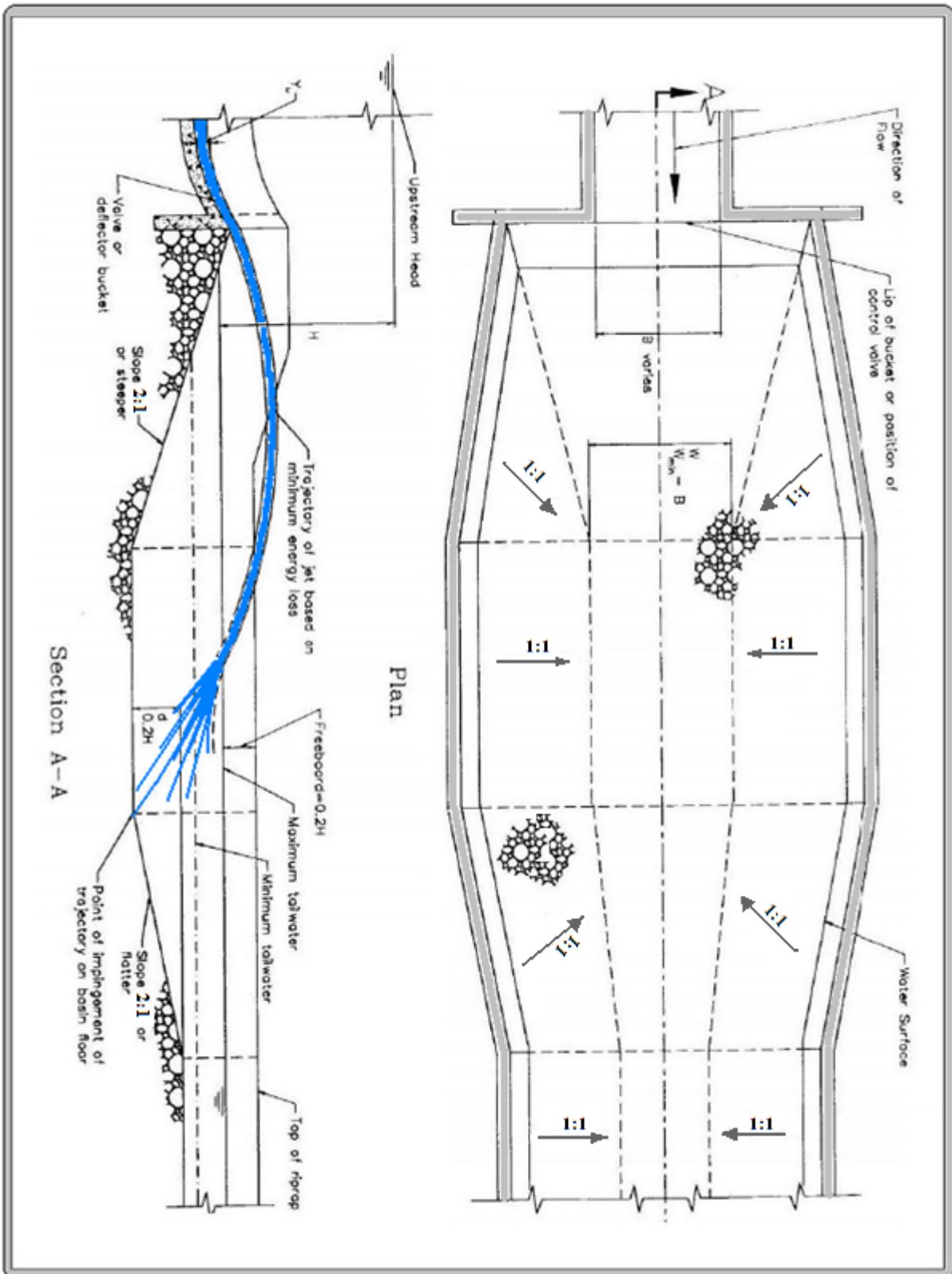
Annexe N°IV.02 : Quelques valeurs de n coefficient de rugosité de Manning.

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, canivaux 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



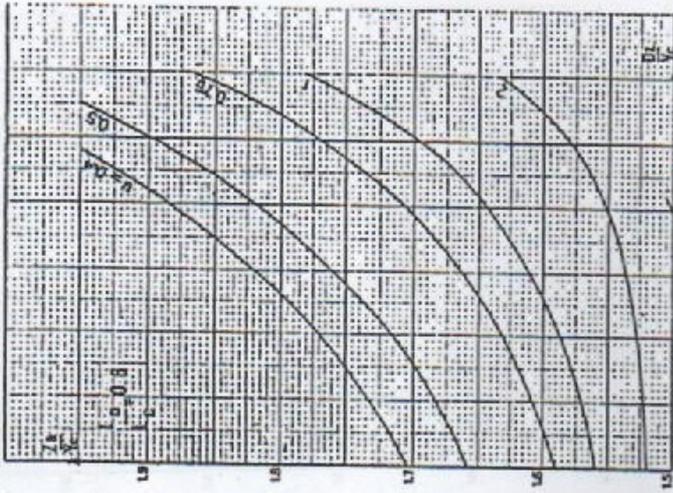
Annexe N° IV.03 : Abaque pour le calcul du tirant d'eau dans le coursier.

Annexe N°IV.04 : Un bassin de plongée selon USBR .



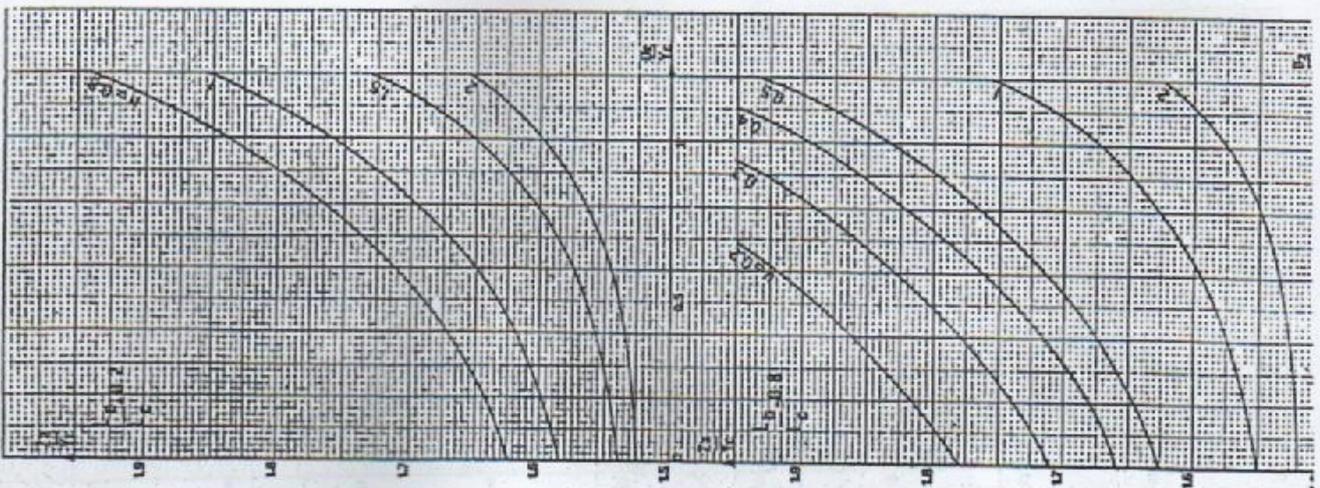
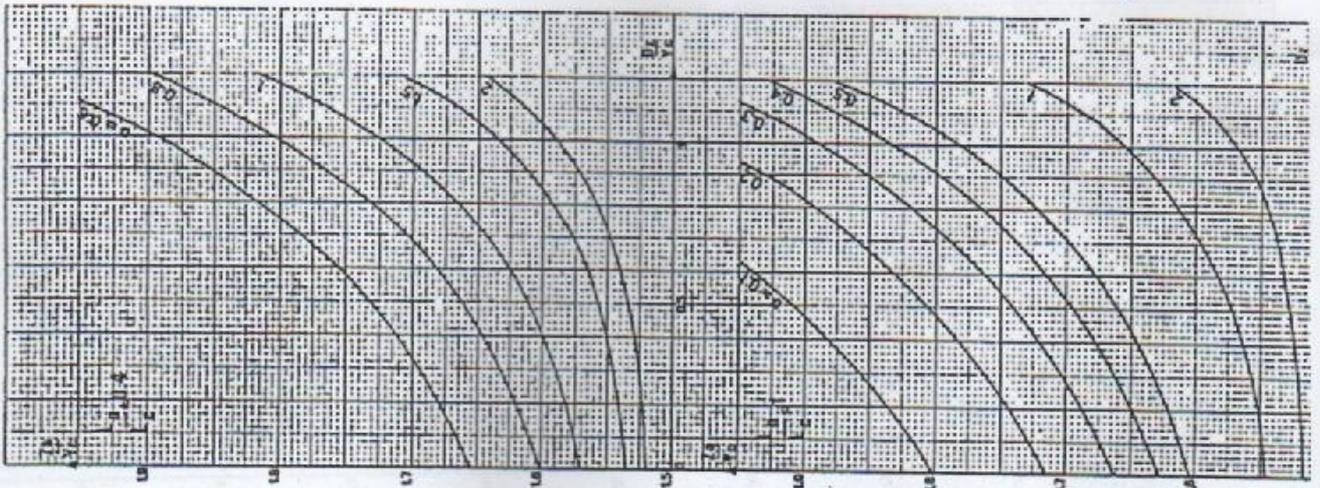
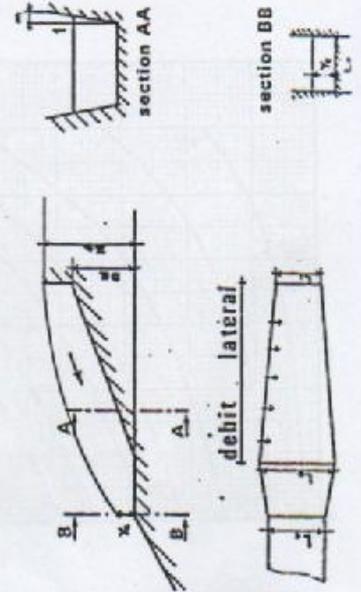
Annexe N°IV.05: Abaque de calcul hydraulique d'un évacuateur latéral
 ($\beta = 0.25$).

EVACUATEUR LATERAL $L_1/L_0 = 0.25$



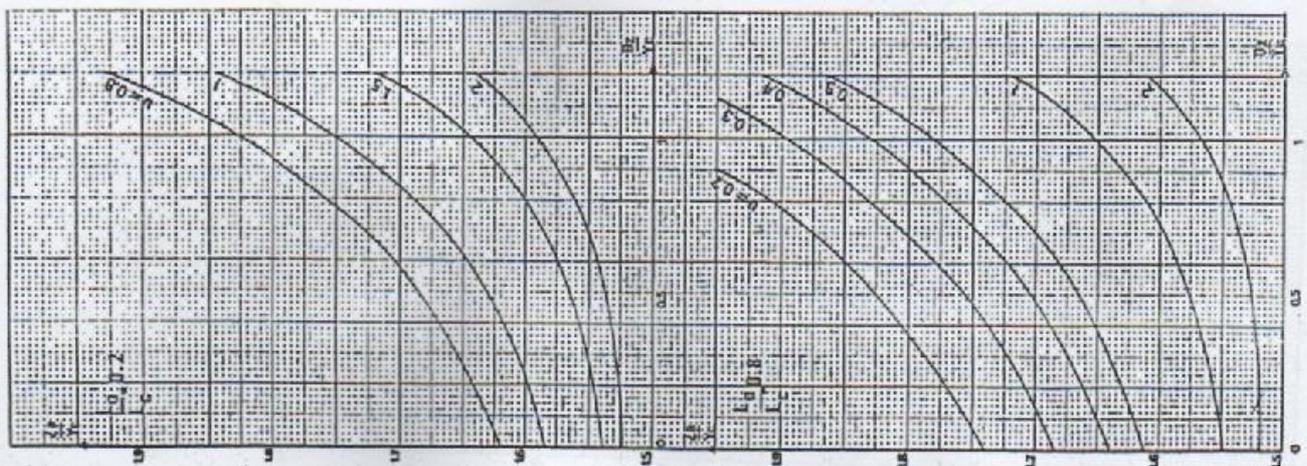
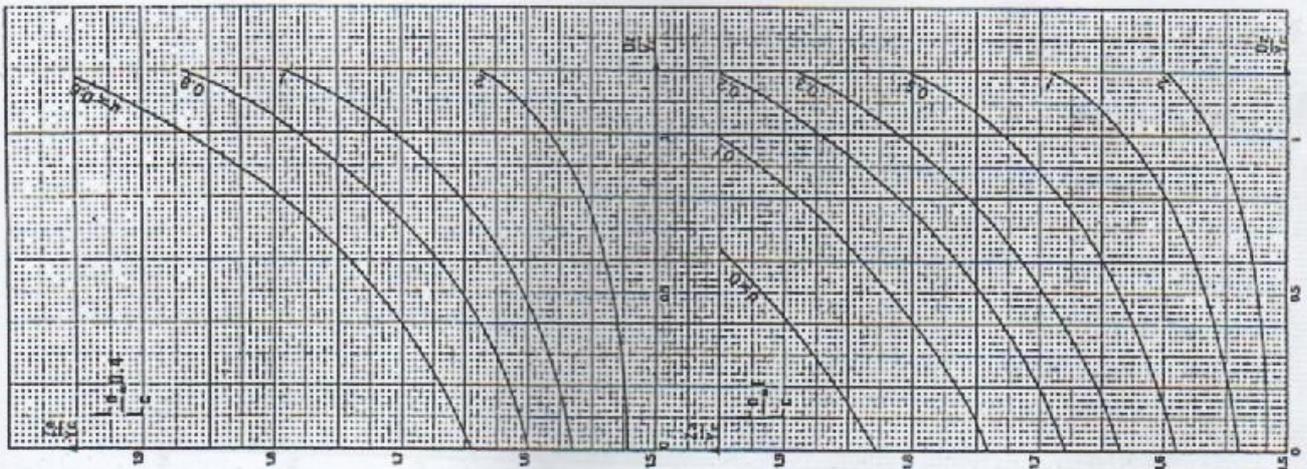
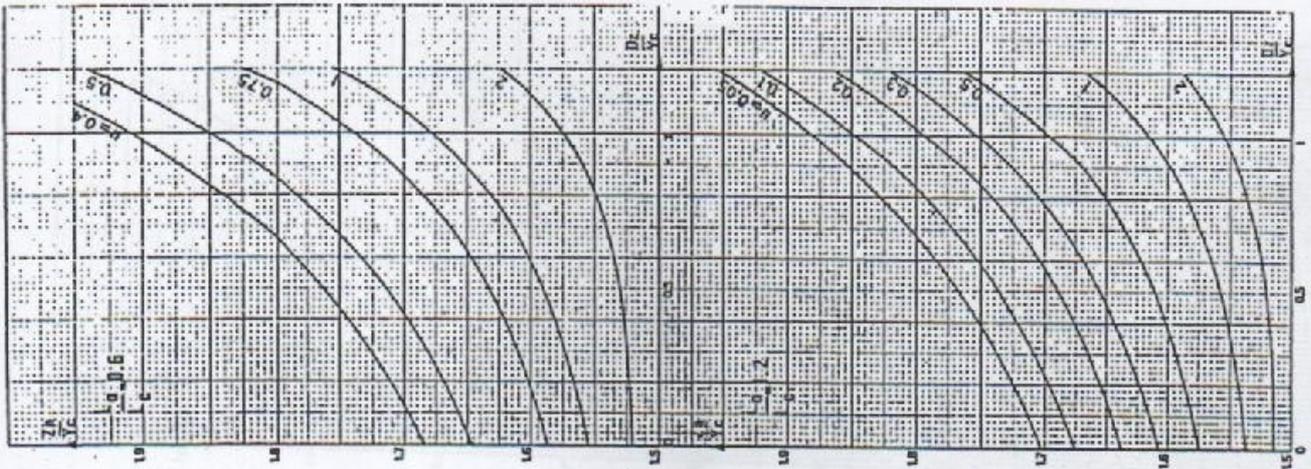
pour une section trapézoïdale

prendre l'énergie critique réelle H_{sc}
 puis $Y_c = \frac{2}{3} H_{sc}$ et $L_c = \frac{0.50 Q}{H_{sc}^{3/2}}$
 $u \geq 1 - \frac{L_1}{L_0}$

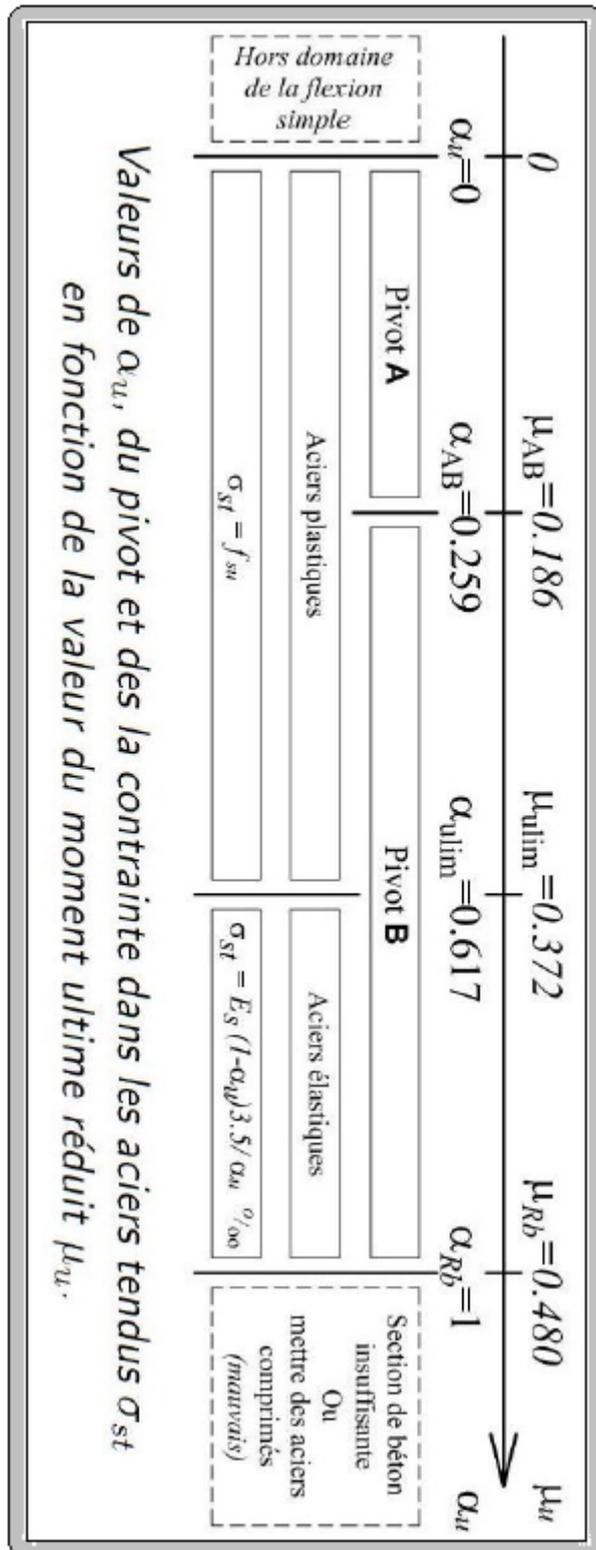


Annexe N°IV.06: Abaque de calcul hydraulique d'un évacuateur latéral.
 ($\beta / \alpha = 0.5$).

EVACUATEUR LATERAL $L_1/L_0 = 0.5$



Annexe N°V.01 : Les contraintes dans les aciers .



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 N°VI.01 : Les unitaires des matériaux .

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	Joint 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 N°VII.01 : Les appareils des essais de contrôle de qualité de béton.

Essai d'écrasement.



Essai Los Angeles.



Essai d'affaissement (cône d'Abrams)



Essai de perméabilité.



Ecrasement du ciment.



Temps de prise du ciment (appareil Vicat).



Equivalent de sable.



Granulométrie par tamisage



Thermomètre (la température du béton).



Annexe N°VII.02 : Les engins à utiliser pour les travaux d'excavation, bétonnage, etc.

Pelle hydraulique sur chenilles.



Bulldozer.



Niveleuse.



Centrale à béton.



La grue.



Malaxeur.



Camions pour le transport du déblai.



Pompe à béton (Girafe).

