

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire

22/86

1EX

وزارة التعليم والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

«O»
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

«O»
DEPARTEMENT GENIE HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état

—SUJET—

**Etude de Faisabilité de
la Retenue Collinaire
sur Châabet El Azéra
(W. Sétif)**

Proposé par :

LA SETHYCO

Etudié par :

TAIBI Nacerdine

MEGHRAOUI Mohamed

dirigé par :

Mr B. BAHIDJ

PROMOTION JANVIER 1986

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

«O»

وزارة التعليم والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

«O»

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

«O»

DEPARTEMENT GENIE HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état

SUJET

**Etude de Faisabilité de
la Retenue Collinaire
sur Châabet El Azéra
(W. Sétif)**

Proposé par :

LA SETHYCO

Etudié par :

**TAIBI Nacerdine
MEGHRAOUI Mohamed**

dirigé par :

Mr B. BAHIDJ

PROMOTION JANVIER 1986

Département: ... HYDRAULIQUE
Promoteur: ... MONSIEUR B. BAHIDJ
Elève Ingénieur: ... TAJBI. NAÏFERDINE
MEGHRAOUI MOHAMED

مصلحة : السري
موجه : السيد بيهيج
تلميذ : مهندس طيب بن نصر الدين
مغراوي محمد

الموضوع : دراسة تسمية لإنشاء حوض مائي في شعبة العزيرة (ولاية سطيف)
الملخص : تدخل هذه الدراسة في إطار أطروحة نهاية الدراسة حيث تضمن إنشاء سد
حسب الظروف المناخية والطوبوغرافية والجيولوجية للمنطقة ، وهناك منشآت ثانوية
تؤمن عمل اعتيادي وضمان لسلامة السد ، الهدف من المشروع هو لري الأراضي الزراعية الواقعة
قرب منطقة السد ،
حواض السد : الطول : 220 متر ، الارتفاع 18 متر : طول حوض الخزن : 0,5 كم
التصريف الذي يسببه التبخان كل 1000 عام = 124 م³ / ثاء ،
نوع المصرف للتبخان : مسيل للتبخان جانبي من نوع كرينر ،

Sujet: ..Etude de faisabilité de la retenue collinaire sur CHAÛBET-EL-AZRA..W..SEPTIF..

Résumé: Cette étude n'est qu'un travail qui rentre dans le cadre d'un projet de fin d'études, elle aura à examiner la possibilité d'édifier une digue en fonction des conditions climatiques, topographiques, géologiques existantes. Outre, le choix du type d'ouvrage et de son dimensionnement. Des ouvrages annexes assureront un fonctionnement normal et une bonne sécurité au barrage. La retenue collinaire a pour but l'irrigation des terres se trouvant en aval de la digue. Ayant comme caractéristiques:
Digue H_e = 18m L=220 m en crête Capacité= 0,675 km³
Longueur du Fetch=0,5 Km Débit de crue millénaire= 124m³/s Type de l'évacuateur de crue = Lateral type CREAAGER.

Subject: The design study of a small dam at CHAÛBET-EL-AZRA.....

Abstract: This project contains the construction a small dam according to the topographical geological and climatic conditions. Beside the determination of the type and dimensions of the structure, there is the determinations of the secondary structures which maintain normal work for the dam. The dam's height is 18 m, the length is 220m storage capacity = 0,675 km³
The flood discharge every 1000 years 124 m³ / sec
The reservoir length is 0,5 km The flood control structure is a side spillway
Type CREAAGER

-- D E D I C A C E S --

Je dédie ce mémoire à:

- Mes parents pour leur sacrifice
- Mes frères et sœurs pour leur soutien moral
- Mes belles-sœurs et beaux-frères
- Mes nièces et neveux
- Ma famille et tous mes amis

T A I B I Nacordine

-----0000-----

-- D E D I C A C E S --

Je dédie ce mémoire à :

- Ma mère
- Mon oncle
- Mon beau-frère
- Mes deux sœurs
- Mon neveu
- Mon ami Ghouti
- Ma famille et tous les amis

MEGHRAOUI Mohamed

-----000-----

-- R E M E R C I E M E N T S --

A l'apogée de nos études, nous tenons à exprimer particulièrement notre gratitude et reconnaissance à notre promoteur M^{er} B.BAHIDJ qui n'a cessé de nous prodiguer ses conseils critiques tout le long de ce travail.

Nous tenons à remercier également:

-M^{er} KETTAB , Chef de Département Hydraulique;

-M^{er} BEDNARCZYK.S. Professeur à l'E.N.P;

-Tous les Professeurs et Assistants ainsi que ceux qui ont contribué à notre formation

Nous adressons aussi nos plus vifs remerciements au personnel de la D.H.F.W de SETIF ,en particulier M^{er}F.BOUAOUD Ingénieur à la ci-dite pour leur sincères collaboration.

-----ooo-----

INTRODUCTION

- 1- Historique du problème
- 2- But de l'étude

CHAPITRE I- SITUATION GEOGRAPHIQUE ET TOPOGRAPHIQUE

- I.1- Situation géographique
- I.2- Accès
- I.3- Topographie
- I.4- Choix du site
- I.5- choix de l'axe de la digue

CHAPITRE II- ETUDE GEOLOGIQUE

- II.1- Objet de l'étude
- II.2- Situation du site
- II.3- Travaux de reconnaissance
- II.4- Geologie générale du site
 - II.4.1- bassin versant
 - II.4.2- site de la retenue
- II.5- Zones d'emprunt
 - II.5.1- zones d'emprunt des matériaux argileux
 - II.5.2- zones d'emprunt des matériaux graveleux
 - II.5.3- zones d'emprunt des roches, agrégats pierreux,....

CONCLUSION

CHAPITRE III- ETUDE HYDROLOGIQUE

- III.1- Introduction
- III.2- Hydrographie
 - III.2.1- caractéristiques physiques et morphométriques
 - III.2.2- données climatologiques
- III.3- Analyse de la pluviométrie annuelle
- III.4- Evaluation des apports liquides
 - III.4.1- estimation de l'apport moyen annuel selon les formules empiriques
 - III.4.2- référence des mesures réelles, évaluation de la répartition mensuelle des apports .../...

- III.4.3- variabilité de l'apport annuel
- III.5- Estimation des crues
 - III.5.1- pluies maximales journalières
 - III.5.2- pluies de courte durée
 - III.5.3- débit journalier maximum
 - III.5.4- débits instantannés (de pointe)
 - III.5.5- fixation des débits maxima des crues
 - III.5.6- construction de l'hydrogramme de crue et détermination du volume de crue (de pointe)
 - III.5.6.1- construction des hydrogrammes de crues
 - III.5.6.2- volume de crues fréquentielles
- III.6- Estimation du transport solide
- III.7- Bilan hydrologique
 - III.7.1- besoins à satisfaire
 - III.7.2- pluies directes et évaporation sur la surface de la retenue
 - III.7.3- évaluation d'une série chronologique des apports liquides annuels
 - III.7.4- régularisation
 - III.7.5- laminage de crue

CHAPITRE IV- ETUDE HYDROTECHNIQUE DE LA DIGUE

- IV.1- Choix du type du barrage
- IV.2- Dimensionnement de la digue
 - IV.2.1- niveau normal de la retenue (N.N.R)
 - IV.2.2- niveau des plus hautes eaux (N.P.H.E)
 - IV.2.3- calcul de la revanche
 - IV.2.4- largeur en crête
 - IV.2.5- longueur en crête de la digue
 - IV.2.6- bermes
 - IV.2.7- talus
- IV.3- Forme et dimensionnement des dispositifs d'étanchéité
 - IV.3.1- étanchéité du corps de la digue
 - IV.3.2- protection des talus
 - IV.3.3- protection contre l'infiltration et le danger de renard
 - IV.3.3.1- protection contre l'infiltration à travers le massif de la digue
 - IV.3.3.2- protection contre l'infiltration dans la fondation

IV.3.3.3- protection contre l'infiltration dans les berges

IV.3.4- Tracé de la ligne de saturation

IV.3.4.1- tracé

IV.3.4.2- estimation du débit de fuite

CHAPITRE V- ETUDE DE STABILITE DE LA DIGUE

V.1- Généralités

V.2- Méthode de calcul et choix du cercle de glissement

V.3- Sollicitations dues au séisme

V.4- Cas à envisager dans le calcul et tableaux.

CHAPITRE VI- OUVRAGES ANNEXES

VI.1- Dérivation provisoire

VI.1.1- généralités

VI.1.2- détermination de la hauteur du batardeau

VI.2- Evacuateur de crue

VI.2.1- choix du type d'évacuateur de crue

VI.2.1.1- évacuateur en puits

VI.2.1.2- évacuateur de surface

VI.2.1.2.1- évacuateur de surface sur la rive droite

VI.2.1.2.2- évacuateur de surface sur la rive gauche

a) profil et type du déversoir

b) stabilité de l'évacuateur de crue

1) stabilité contre le glissement

2) stabilité contre le renversement

3) stabilité contre le soulèvement

c) bassin d'amortissement et calcul

d) canal de fuite et calcul du remous

VI.3- Vidange de fond et prise d'eau

VI.3.1- vidange de fond

VI.3.2- prise d'eau

VI.3.2.1- détermination du débit de prise

CHAPITRE VII- COUT DU PROJET

CONCLUSION

ANNEXES

BIBLIOGRAPHIE .

I N T R O D U C T I O N

1-HISTORIQUE DU PROBLEME:

Le secteur de l'hydraulique, vu ses répercussions socio-économiques a de tout temps retenu l'attention de la direction politique et est prioritaire dans l'actuel plan de développement du pays.

Ses grandes orientations ont été définies dans le cadre de la charte nationale, enrichies et développées notamment dans les résolutions des premier et cinquième congrès du parti du F.L.N. et lors des sessions du comité central.

La direction politique du pays s'est proposée de réduire la dépendance vis-à-vis du secteur des hydrocarbures. Les priorités iront désormais vers le développement de l'agriculture et le renforcement des capacités hydrauliques nationales qui, se verront accorder une place prépondérante dans le 2^{ème} plan quinquennal.

En effet, l'eau étant un élément vital et nécessaire pour le citoyen, elle constitue dès lors un facteur non négligeable pour le développement du pays ainsi que sa croissance.

Il est certain que des efforts importants ont été déployés par l'état ces dernières années pour la mobilisation des ressources en eau afin de mieux répondre à la satisfaction des besoins de la population, de l'industrie et de l'agriculture.

De nouvelles décisions ont été prises au niveau de la direction politique du pays. Celles-ci concernent l'élaboration d'un nouveau programme de réalisation pour résoudre les déficits actuels, les transferts par adduction d'importants volumes et sur de grandes distances, l'implantation de stations de traitement et enfin les aménagements hydro-agricoles (irrigation et drainage).

Par conséquent, le secteur a déjà mis en œuvre une action continue d'adoption des structures et des profils de formations aux

.../...

exigences de qualification. Cette action se résume en deux points:

- Consolider, rénover et mieux gérer les infrastructures existantes qui manquent d'entretien et de maintenance.
- Elargir les capacités d'étude, de réalisation et de formation du secteur. L'objectif visé étant de réaliser les programmes établis dans les délais prescrits et de réduire les coûts de réalisation.

Cependant, notre pays accorde une très grande priorité à la petite et moyenne hydraulique. Cette année, 1985, a vu le lancement d'un programme de 400 retenues collinaires et petits barages. Ces petits ouvrages sont faciles à réaliser, peu coûteux et ne nécessitent que des moyens locaux disponibles au niveau des Wilayate.

Il est intéressant de remarquer que cette tâche de grande envergure est non seulement l'œuvre de l'état, mais aussi de chaque citoyen et que la stratégie employée ne devra aucunement nous écarter de la sauvegarde de notre patrimoine et la protection de nos ressources. Toutes les réalisations devraient avoir un rôle écologique en plus du développement socio-économique du pays.

2-BUT DE L'ETUDE:

Cette étude de faisabilité de la retenue collinaire sur Chaâbet-El-Azera, proposée par la SE.THY.CO n'est qu'un travail qui rentre dans le cadre d'un projet de fin d'études. Elle aura à examiner la possibilité technique d'édifier une digue en fonction des conditions climatiques, topographiques, géologiques et géotéchniques existantes. Outre le choix du type d'ouvrage et de son dimensionnement, des ouvrages annexes assureront un fonctionnement normal et une bonne sécurité au barrage.

La retenue collinaire a pour but l'irrigation des terres se trouvant en aval de la digue.

CHAPITRE I

SITUATION GEOGRAPHIQUE ET TOPOGRAPHIQUE

I.1-SITUATION GEOGRAPHIQUE:

Géographiquement, Chaâbet-El-Azera se situe à la périphérie des hautes plaines sétifiennes vers la petite Kabylie au pied de Djebel Medjounès qui se trouve à 15 Km environ de la route nationale N° 5 entre Sétif et El-Eulma direction Nord. La commune la plus proche est Béni-Fouda (ex:Sillègue) qui est située à l'Est du bassin versant.(voir carte de situation)

I.2-ACCES:

L'accès au site du barrage se fait par une piste à partir de Béni-Fouda.

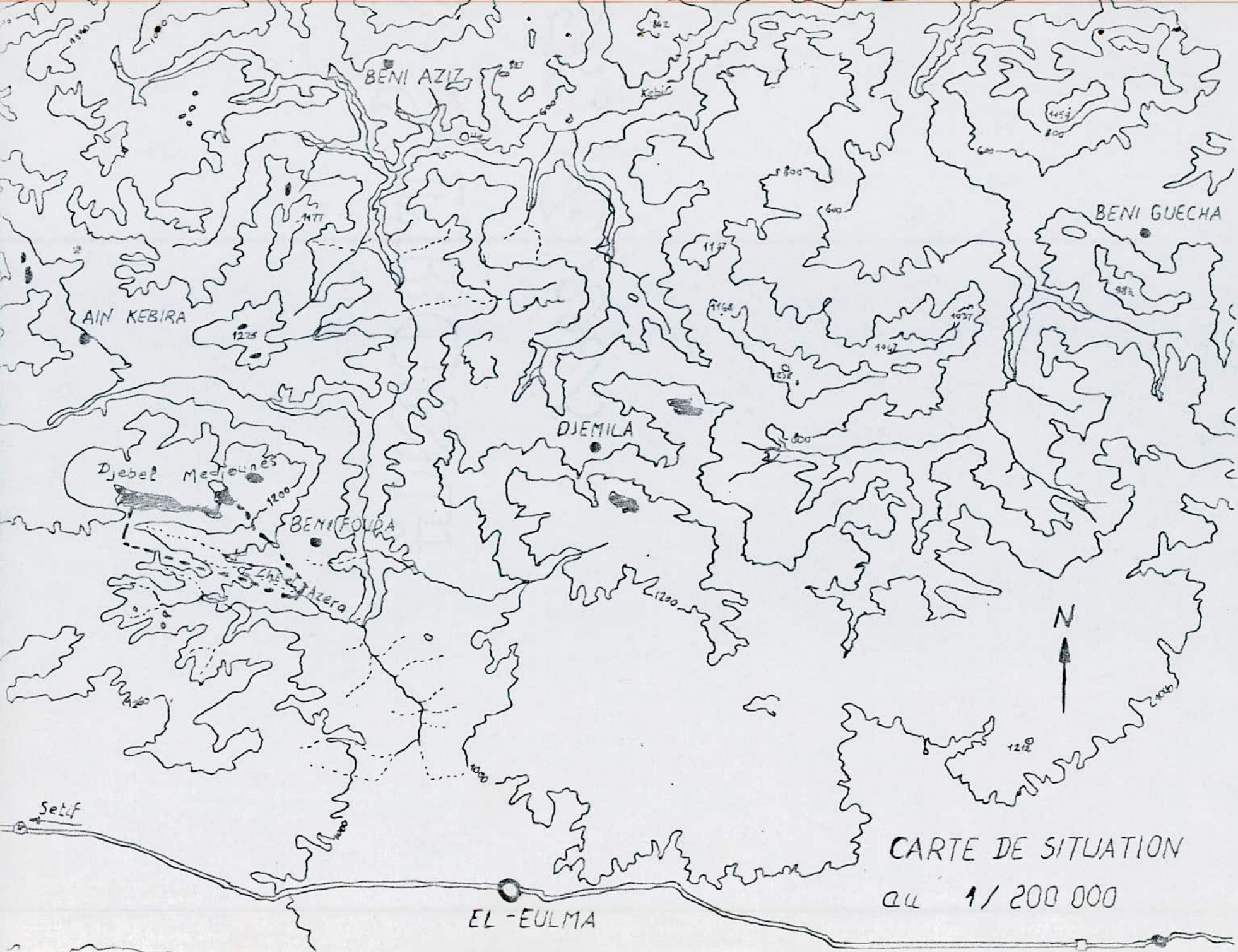
I.3-TOPOGRAPHIE:

La digue sera implantée dans une gorge de la vallée à 1 Km en amont de l'embouchure de Chaâbet-El-Azéra et Oued Deheb. C'est la seule possibilité favorable le long de ce tronçon de la vallée de Chaâbet-El-Azéra.

La gorge au droit du site est de 90-100 m de large au fond de la vallée. La rive droite est plus douce, la rive gauche est abrupte. Le niveau du lit de l'oued est de 853.40 m N.G.A.

La courbe des surfaces inondées, fonction des hauteurs, a été obtenue par planimétrage.

La courbe de la capacité de la retenue, fonction des hauteurs, a été déterminée à partir d'un calcul analytique en se basant sur la première courbe.(voir Fig 1.a et 1.b)



BENI AZIZ

AIN KEBIRA

DJEMILA

BENI FOUA

BENI GUECHA

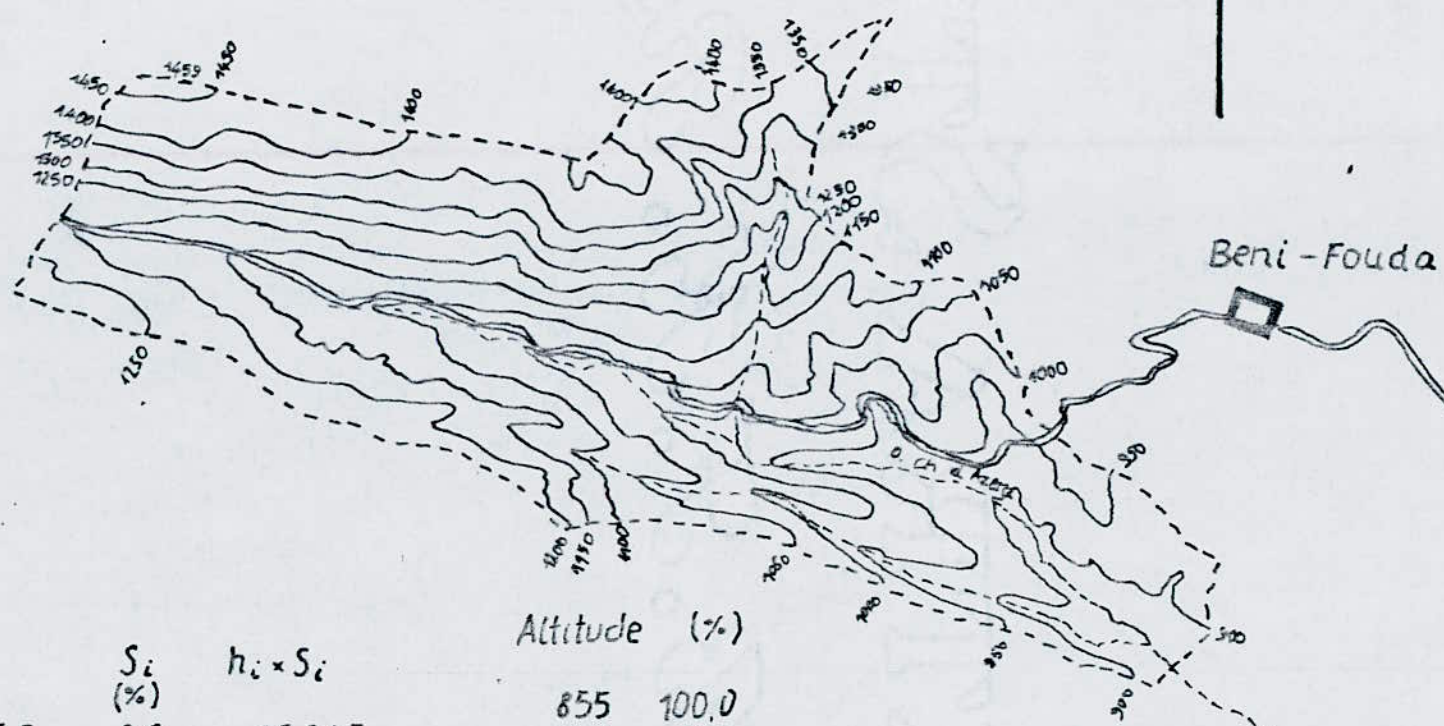
Djebel Medounes

Setif

EL-EULMA



CARTE DE SITUATION
au 1/200 000



| Altitudes m NGA | h_i | S_i (%) | $h_i \times S_i$ | Altitude (%) |
|--------------------|--------|--------------|--------------------------|--------------|
| 855-900 | 927,5 | 3,8 | 35,245 | 855 100,0 |
| 900-950 | 925 | 8,8 | 81,40 | 900 96,2 |
| 950-1000 | 975 | 9,2 | 89,70 | 950 87,4 |
| 1000-1050 | 1025 | 7,5 | 76,875 | 1000 78,2 |
| 1050-1100 | 1075 | 10,4 | 111,80 | 1050 70,7 |
| 1100-1150 | 1125 | 11,3 | 127,125 | 1100 60,3 |
| 1150-1200 | 1175 | 12,1 | 142,175 | 1150 49,0 |
| 1200-1250 | 1225 | 10,4 | 127,40 | 1200 36,9 |
| 1250-1300 | 1275 | 7,1 | 90,525 | 1250 26,5 |
| 1300-1350 | 1325 | 7,1 | 94,075 | 1300 19,4 |
| 1350-1400 | 1375 | 7,3 | 100,375 | 1350 12,3 |
| 1400-1450 | 1425 | 4,2 | 59,85 | 1400 5,0 |
| 1450-1459 | 1454,5 | 0,8 | 11,636 | 1450 0,8 |
| | | 100,0% | 1148,181 | 1459 0,0 |
| | | | $\approx 1150 \text{ m}$ | |

RELIEF DU BASSIN VERSANT
AU 1/50 000

Figure N°1 a

Niveau de la retenue

(m N.G.A.)

R.C. Chabet el AZERA

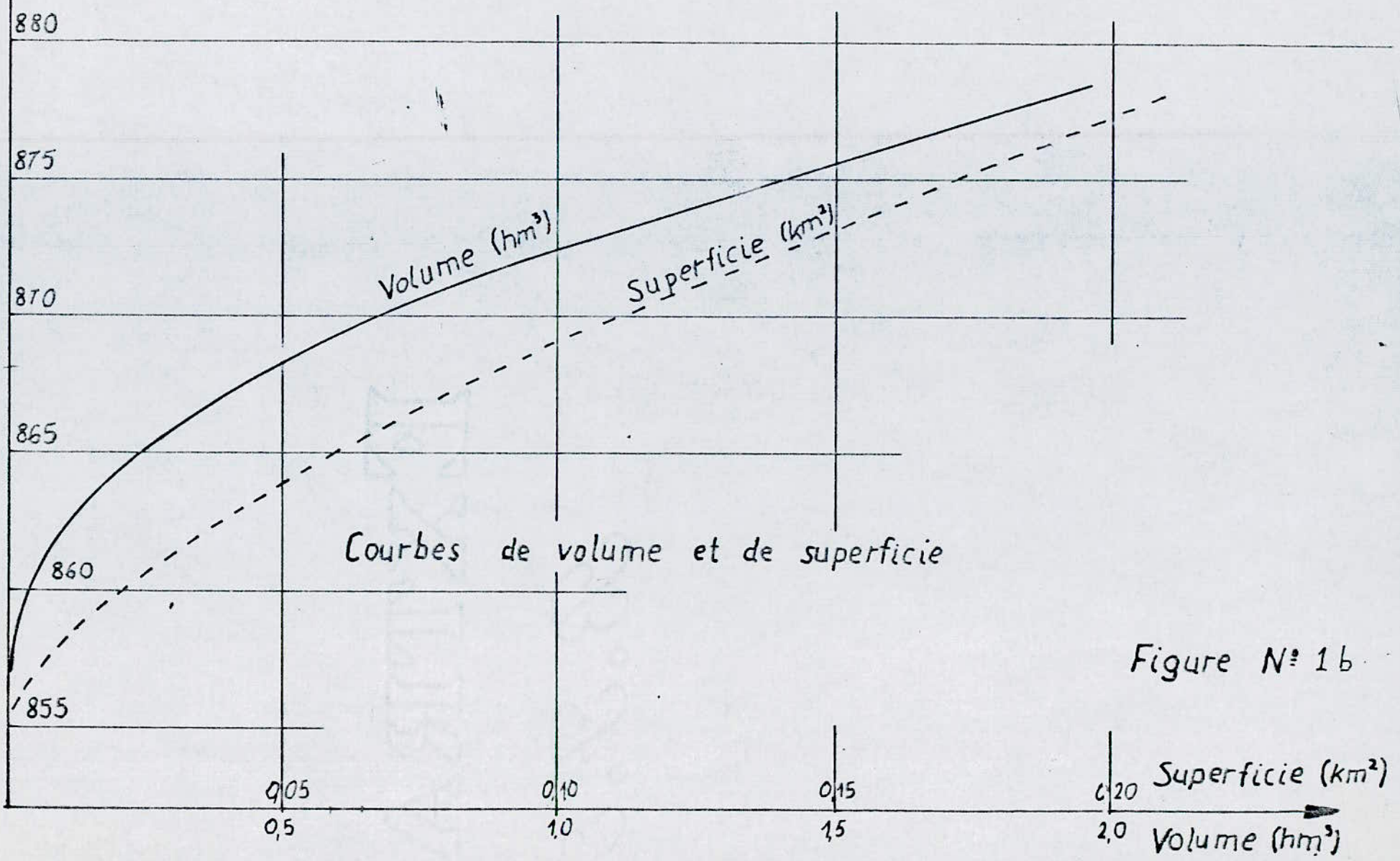


Figure N° 1b

I.4-CHOIX DU SITE:

La SE.T.HY.CO en collaboration avec les responsables de la D.G.I.H et de la D.H.E.F de la Wilaya de Sétif ont examiné deux (02) sites sur le tronçon aval de l'oued.

Le premier, situé juste à l'amont de l'embouchure de Chaâbet-El-Azéra et oued Deheb; le second à 1 Km environ plus en amont .

Du point de vue topographie, le premier site est moins convenable parce que la vallée est plus large.

Sur le côté droit de la vallée, on peut voir partout des glissements, ces derniers peuvent être très dangereux après le remplissage de la retenue (surtout pendant les vidanges).

A l'embouchure, dans une falaise, on peut voir des couches de graviers d'où le risque d'infiltration vers la vallée de oued Deheb.

En dépit de ces inconvénients cités ci-dessus, le premier site a été rejeté.

Le deuxième site, situé à 1 Km plus en amont de l'embouchure, est du point de vue géologique plus convenable.

I.5-CHOIX DE L'AXE DE LA DIGUE:

Le choix de l'axe de la digue a été fait par la SE.T.HY.CO en tenant compte des critères hydrologique, topographique, géotéchnique et géologique.

II H A P I T R E II

ETUDE GEOLOGIQUE

II.1-OBJET DE L'ETUDE:

L'étude géologique de la retenue collinaire sur Chaâbet-El-Azera (daira d'EL EULMA) porte sur l'examen des conditions géologiques du site du barrage et de ses environs ainsi que celle des matériaux de constructions des ouvrages projetés.

II.2-SITUATION DU SITE:

Le site du barrage sur Chaâbet-El-Azera est situé à la périphérie des hautes plaines SETIFIENNES vers la petite KABYLIE, aux pieds de Djebel Medjounès.

Chaâbet-El-Azera prend sa source dans les montagnes de djebel Medjounès, il passe vers le Sud-Est et il se jette dans l'oued DEHEB. Les coordonnées du site au barrage sont:

X=760.810m Y=333.500m Z=855.000m N.G.A

II.3-TRAVAUX DE RECONNAISSANCE:

Pour la reconnaissance des formations géologiques du site, on a exécuté 28 puits de 109ml, (longueur totale entre 02 sondages est de 40m).

Les puits sont effectués par l'A.P.C de BENI-FOUDA et les sondages par L.T.P.E de SETIF.

II.4-GEOLOGIE GENERALE DU SITE:

II.4.1-Bassin versant:

Les couches du bassin versant sont formées d'argiles, limons, conglomérats, psammitiques et marnes sableuses avec galets,

.../...

débris bruns, gris et rougeâtres du continental.

L'épaisseur de cette couche varie de 250-350m au milieu du bassin. Ces couches représentent environ 30% du bassin versant .

Les formations les plus âgées (TRIAS) des montagnes (vers le N-NW de la retenue) sont des argiles, bariolées, gypses et glaçons calcaires. L'affleurement des calcaires bien réglé en bancs métriques et plus étendu; ces calcaires constituent la masse du Djebel Medjounès sur le côté gauche du bassin versant.

Le bassin versant est constitué de 40% de ces couches au dessus duquel on trouve des marnes noires indifférenciées parfois à boules jaunes du crétacé. Ces marnes sont stratifiées, facilement érodables. La vallée principale de direction NE-SW a été formée dans ces marnes.

Des calcaires bitumineux blancs à cassure noire et à silex noirs racés avec des intercalations glauconieuses de l'éocène se trouvent sur de grandes étendues du côté droit du bassin versant. Ces calcaires sont situés au dessus des marnes et constituent le plateau de SETIF. Ils occupent environ 10% du bassin versant. Les couvertures des collines sont constituées par des argiles brunes, de limons parfois à débris et graviers du pléistocène. Au fond de la vallée, il y a des alluvions d'oued (cailloux roulés, graviers, sables, argiles, du halocène).

II.4.2-Site de la retenue:

Le terrain de fond du site de la retenue est constitué partout par des sédiments continentaux du mio-pliocène. La partie de fond est constituée par des argiles, argiles marneuses, marnes argileuses, grises-blans de miocène.

Ce terrain de fond cohérent a été observé dans l'axe de la digue au fond de la vallée à une profondeur de 13.5m et sur le côté gauche à 19.0m de profondeur ; on l'a rencontré sur le côté gauche à un niveau plus élevé à une profondeur de 2.5m.

L'argile du miocène se trouve dans la cuvette à une profondeur de 2.20-3.0m.

L'autre côté du terrain de fond est l'ancien cône de déjection du pliocène (blocs, galets, cailloux, débris, limons, brèches, et conglomérats) Ce cône de déjection à 19m d'épaisseur a été observé au sommet de
.../...

la colline gauche.

Une couche de limon, cailloux roulés et graviers se trouve sur le côté gauche de la digue et au fond de la vallée.

Le terrain de fond est couvert par des argiles brunes du pléistocène avec passage de graviers et débris sur la rive gauche.

Au fond de la vallée, il y a des alluvions d'oued du halocène de 1-2m d'épaisseur. Ces alluvions sont constituées de cailloux roulés, de graviers, sables et sont couverts par une couche argileuse limoneuse gris-foncée de 0.5-1.0m d'épaisseur.

II.5-ZONES D'EMPRUNT:

II.5.1-Zones d'emprunt des matériaux argileux:

Les argiles nécessaires à la construction de la digue seront aisément exploitées de la zone d'emprunt sédimentaire qui se trouve à 500m de la digue.

II.5.2-Zones d'emprunt des matériaux graveleux(alluvions d'oued):

Graviers, graviers sableux pour les filtres et pour les transitions peuvent être exploités du lit de Oued Deheb à environ 1.5Km à l'aval de la digue.

II.5.3-Zones d'emprunt des roches, agrégats pierreux, drain, transition rip-rap(carrière):

Les matériaux rocheux nécessaires à la construction de transition, de la protection en enrochements seront exploités de la carrière se trouvant sur le côté droit de la route Béni Fouada-Ain El Kebira à environ 9 Km du barrage.

CONCLUSION:

Jusqu'à présent les résultats de l'étude géologique montre que le site est géologiquement et morphologiquement convenable pour la construction d'une retenue collinaire.

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

III.1-INTRODUCTION:

La région de Sétif-El-Eulma est caractérisée par l'inégalité marquante des écoulements superficiels au cours de l'année. Afin de maîtriser ces eaux sauvages et de les valoriser pour l'irrigation. Il a été envisagé la création des retenues collinaires sur les sites convenables.

Cette présente étude a pour objet de définir les paramètres hydrologiques nécessaires à la réalisation d'une retenue collinaire sur Chaâbet-El-Azera, à savoir:

- les apports liquides,
- débits solides,
- les caractéristiques des crues,
- les possibilités de régularisation de l'oued en vue de satisfaire les besoins agricoles en eau pour l'irrigation.

III.2-HYDROGRAPHIE:

Chaâbet-El-Azera appartient au grand bassin Kébir-RHUMEL (code 10).

La hiérarchie du réseau hydrographique est:

Oued EL Kébir-Oued Enndja; OUED EL Kébir-Oued Dehamcha; Oued Deheb-Chaâbet EL Azera.

La principale particularité de la région est l'abondance des sources karstiques, dont les débits dépassent les besoins communaux actuellement, ils sont utilisés pour des buts agricoles aussi. Mais ce n'est pas le cas pour Chaâbet-El-Azera, ce bassin est dépourvu de ces sources abondantes et les apports liquides dépendent

.../...

prèsque entièrement des ruissellements superficiels et le fond de l'oued est pratiquement sec en dehors de la saison humide.

La pluviométrie moyenne annuelle sur l'ensemble du bassin versant est relativement faible à l'égard de son altitude, ce qui s'explique par son caractère protégé vis-à-vis des vents pluvieux (l'effet de Foch à l'abri du djebel Medjounès).

III.2.1-Caractéristiques physiques et morphométriques:

Selon les observations faites sur place par la S.ET.HY.CO et les cartes topographiques au 1/50 000

Couverture végétale: terrain complètement déboisé.

Rochers nus à 40%, pâturage à 20%, cultures (essentiellement céréales) à 40%.

Morphométrie:

-Coordonnées du site au barrage (Lambert):

X=760.810 Y=333.500 Z=855.000m N.G.A

-Superficie du bassin versant.....(S)=15 km²

-Périmètre du bassin versant.....(P)=21.3 Km

-Indice de compacité.....(K)=1.54

-Rectangle équivalent Longueur.....(L)=8.98 Km

 Largeur.....(l)=1.67 Km

-Altitude (m N.G.A) Max.....(H)=1459 m

 Min.....(h°)= 855m

 Moy.....(h)=1150 m

-Dénivelée spécifique.....(Ds)=495 m

-Indice de pente global.....(Ig)=0.055

-Longueur talweg principal.....(Lp)=8.7 Km

-Longueur de tous les talweg.....(Lx)=45 Km

-Densité de drainage.....(Dd)=3 Km/Km²

-Coéfficient de torrentialité.....(Ct)=35

-Temps de concentration.....(t_d)=2.1 heures

III.2.2-Données climatologiques:

Reproduction des données de l'ouvrage de P.SELTER qui concernent la période 1913-1938.

Les températures de l'air moyennes mensuelles (en °C) sont représentées dans le tableau suivant,

Tableau 1.

| Station | Sep | Oct | Nov | Déc | Jan | Fév | Mar | Avr | Mai | Juin | Juil | Août | Année |
|----------|------|------|-----|-----|-----|-----|-----|------|------|------|------|------|-------|
| SETIF | 20.4 | 14.5 | 9.2 | 5.7 | 4.8 | 6.0 | 8.6 | 11.8 | 15.8 | 20.6 | 24.7 | 24.3 | 13.9 |
| El-EULMA | 20.2 | 14.6 | 8.9 | 5.6 | 5.2 | 5.2 | 8.4 | 11.5 | 14.4 | 20.5 | 24.1 | 23.8 | 13.5 |

Précipitation:

- 1^{ère} ligne: hauteur des précipitations en (mm)
 2^{ème} ligne: nombre de jours de pluie en (jours)

Tableau 2.

| STATION | Sèp | Oct | Nov | Déc | Jan | Fév | Mars | AVr | Mai | Juin | Juil | Août | Année |
|----------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------|-----|-----|------|------|------|--------|
| SETIF | 37 | 39 | 53 | 52 | 60 | 45 | 43 | 36 | 51 | 28 | 11 | 14 | 469 mm |
| | 7 | 8 | 11 | 12 | 12 | 10 | 10 | 9 | 8 | 6 | 3 | 4 | 100 j |
| El-Eulma | 27 | 32 | 40 | 43 | 53 | 39 | 39 | 29 | 44 | 25 | 3 | 12 | 386 mm |
| | 4 | 5 | 7 | 6 | 8 | 7 | 7 | 5 | 5 | 3 | 2 | 3 | 62 j |

Les moyennes et écart-types mensuels de la température et de l'évaporation pour la période 1932-1972 sont données par la station météorologique de SETIF.

Tableau 3.

| Mois | Sep | Oct | Nov | Déc | Jan | Fév | Mars | Avr | Mai | Juin | Juil | Août | Année |
|------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------|-----|-----|------|------|------|----------|
| t(c°) | 21 | 14 | 9 | 5 | 4 | 5 | 8 | 11 | 15 | 21 | 25 | 24 | 13.5(c°) |
| G | 1 | 1 | 1 | 1 | 2 | 3 | 1 | 2 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| Evapo- ration | 174 | 93 | 63 | 38 | 21 | 39 | 74 | 96 | 140 | 213 | 282 | 269 | 1502 mm |
| Bac estimé | 8 | 11 | 8 | 4 | 3 | 9 | 8 | 10 | 11 | 13 | 9 | 11 | 50 |

III.3- ANALYSE DE LA PLUVIOMETRIE ANNUELLE:

Données disponibles:

-cartes des isohyètes de la pluie moyenne annuelle 1913-...
 ...

d'après M. CHAUMONT. (voir Fig 2)

-série de mesures des stations pluviométriques (pluies mensuelles et annuelles) pour les stations suivantes.

Tableau 4.

| Nom de la station | Code | Coordonnées | | Altitudes (m N.G.A) | N ^{bre} des observat | |
|-------------------|----------|-------------|---------|---------------------|-------------------------------|------|
| | | X | Y | | Ans | Mois |
| DJEMILA* | 10.01.03 | 772.580 | 339.350 | 950 | 15 | 156 |
| BENI AZIZ | 10.01.04 | 764.200 | 355.650 | 750 | 21 | 208 |
| AIN KEBIRA | 10.01.05 | 751.650 | 343.550 | 1000 | 42 | 421 |
| BENI FOU DA* | 10.01.06 | 761.350 | 335.400 | 890 | 16 | 133 |
| BENI GUECHA | 10.01.02 | 795.950 | 347.980 | 500 | 78 | 880 |

Pour déterminer la pluviométrie moyenne annuelle nous avons affronté plusieurs contradictions et difficultés:

-la carte CHAUMONT donne des valeurs fortement suréstimées pour les stations les plus proches*, où les mesures montrent une pluviométrie modérée.

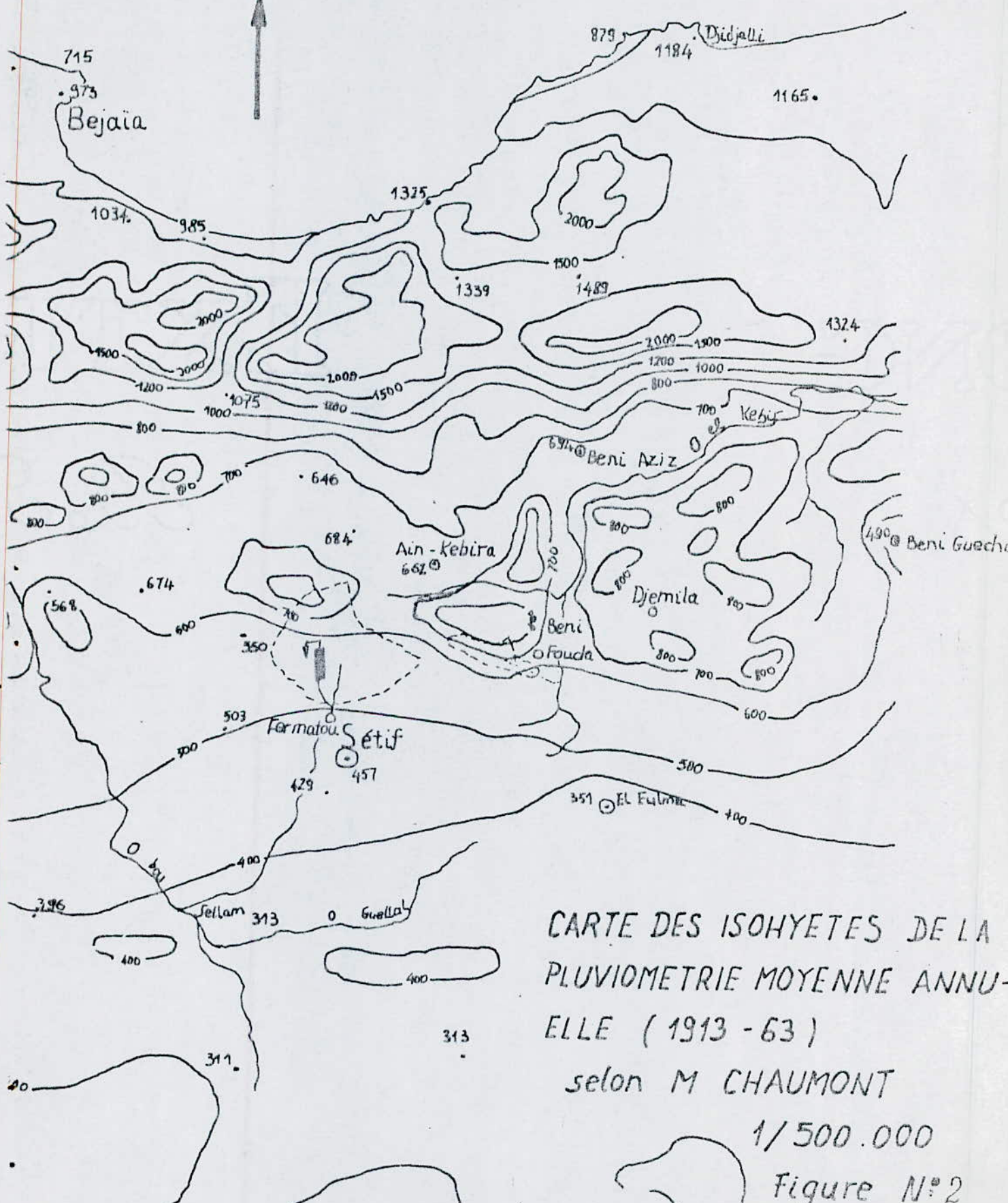
Tableau 5.

| Stations | \bar{p} selon la carte CHAUMONT | \bar{p} réelle selon les mesures |
|--------------|-----------------------------------|------------------------------------|
| DJEMILA* | entre 700 et 800 mm | 400-440 mm |
| BENI FOU DA* | entre 650 et 700 mm | 440-480 mm |
| AIN KEBIRA | 662 mm | 680 mm |
| BENI AZIZ | 694 mm | 630 mm |
| BENI GUECHA | 494 mm | 500 mm |

Les stations pluviométriques les plus proches (Béni Fou da et Djemila) recouvrent une période d'observation relativement courte, et les lacunes empêchent une analyse précise.

Vu que l'altitude moyenne du bassin est élevée, mais aussi

.../...



CARTE DES ISOHYETES DE LA
PLUVIOMETRIE MOYENNE ANNU-
ELLE (1913 - 63)

selon M CHAUMONT

1/500.000

Figure N°2

son caractère abrité, on peut admettre pour l'ensemble du bassin versant la pluviométrie moyenne est de l'ordre de 500mm/an.

La répartition mensuelle des pluies pour Béni Fouada est la suivante:

Tableau 6.

| Mois | Sep | Oct | Nov | Déc | Jan | Fév | Mars | Avr | Mai | Juin | Juil | Août | Année |
|-------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|-------|
| n(mm) | 29.1 | 40.4 | 58.1 | 62.4 | 78.5 | 52.5 | 53.4 | 34.8 | 26.6 | 20.5 | 9.8 | 12.4 | 480.5 |
| (mm) | 18.8 | 36.2 | 72.1 | 38.7 | 49.7 | 33.1 | 39.4 | 22.6 | 20.4 | 21.3 | 11.1 | 10.4 | 106.6 |
| % | 6.1 | 8.4 | 12.1 | 13 | 16.3 | 10.9 | 11.1 | 7.7 | 5.5 | 4.3 | 2.0 | 2.6 | 100 |

III.4- EVALUATION DES APPORTS LIQUIDES:

III.4.1- Estimation de l'apport moyen annuel selon les formules empiriques:

1) Formule de M.SAMIE:

$$H = \bar{p} (293 - 2.2 \sqrt{S})$$

où: H- hauteur de la lame d'eau écoulée en (mm),
 \bar{p} - pluviométrie moyenne annuelle en (m),
 S- surface du bassin versant en (Km²)

2) Formule dite Algérienne (relation apport-pluviométrie):

$$H = \bar{p} (1 - 10^{-K\bar{p}^2})$$

où: H- hauteur de la lame d'eau écoulée en (m),
 \bar{p} - pluviométrie moyenne annuelle en (m)
 $K = 0.18 - 0.01 \log(S)$
 S- surface du bassin versant en (Km²)

3) Formule de MALLET-GAUTIER (oueds du Nord d'Algérie et de Tunisie):

$$H = 0.6 \bar{p} (1 - 10^{-0.36\bar{p}^2})$$

où: H- hauteur de la lame d'eau écoulée en (m)
 \bar{p} - pluviométrie moyenne annuelle en (m) .

4) Formule de l'I.N.R.H:

$$\Lambda = 0.513 \bar{p}^{2.683} Dd^{0.5} S^{0.842}$$

où: Λ -apport moyen annuel en (hm^3/an)

\bar{p} -pluviométrie moyenne annuelle en () (m)

Dd- densité de drainage en (Km/Km^2)

S- superficie du bassin versant en (Km^2).

5) Formule de M.TURC:

$$D = \frac{\bar{p}}{(0.9 + \bar{p}^2 / L^2)^{0.5}}$$

où: $L = 300 + 25 \bar{T} + 0.05 \bar{T}^3$

T- température moyenne annuelle en ($^{\circ}c$)

D- déficit d'écoulement en (mm)

\bar{p} - pluviométrie moyenne annuelle en (mm).

6) Formule de M.CAUTAGNE:

$$D = \bar{p} - \lambda \bar{p}^2$$

où: $\lambda = \frac{1}{(0.8 + 0.14 \bar{T})}$

limite d'utilisation:

$$1/8 \lambda < \bar{p} < 1/2 \lambda$$

\bar{T} -température moyenne annuelle en ($^{\circ}c$)

\bar{p} -pluviométrie moyenne annuelle en (m)

D-déficit d'écoulement en (m)

Les équations de transfert sont:

$$H = \bar{p} - D$$

$$q = 31.7098 H \quad H \text{ en (mm)}$$

$$q = 31.7098 \Lambda / S$$

Les données de base sont:

$$S = 15 \text{ Km}^2$$

$$\bar{p} = 500 \text{ mm/An}$$

$$Dd = 3 \text{ Km/Km}^2$$

$$\bar{T} = 13^{\circ}c$$

.../...

Tableau 7.

| Formules | Lame d'eau écoulée H en (mm) | Module spécifique q en (l/s/Km ²) | Apport moyen annuel en (hm ³ /an) |
|----------|---------------------------------|--|---|
| (1) | 71.22 | 2.255 | 1.067 |
| (2) | 46.15 | 1.463 | 0.692 |
| (3) | 56.15 | 1.781 | 0.842 |
| (4) | 90.20 | 2.860 | 1.353 |
| (5) | 95.42 | 3.026 | 1.431 |

III.4.2-Référence des mesures réelles, évaluation de la répartition mensuelle des apports:

La seule station hydrométrique aux alentours de notre bassin est la station de Fermatou (au Nord de Sétif à 5 Km) code: 15.06.01.

Ses caractéristiques morphométriques sont les suivantes:

Bassin versant: $S=105\text{Km}^2$, $P=40\text{Km}$, $K=1.09$

Réctangle équivalent: $L=12.25\text{Km}$, $l=8.57\text{Km}$

Longueur du talweg principal= 18Km

Densité de drainage: $Dd=2.94\text{Km}/\text{Km}^2$

Altitude (N.G.A): Max= 1737m , Min= 1025m , Moy= 1205m .

Les observations concernant la période à partir de Décembre 1969 jusqu'à Aout 1979, abstraction faite des trois lacunes mensuelles (Sep, Oct et Nov de l'année 1969), nous avons 9 années d'observation complètes caractérisant les écoulements superficiels de la région.

Les apports annuels observés sont:

Tableau 8.

| Année agricole | Apport annuel (hm ³ /an) | Année agricole | Apport annuel |
|----------------|-------------------------------------|----------------|---------------|
| 1967/70 | 27.36 (Déc - Aout) | 1975 | 4.58 |
| 1971 | 5.54 | 1976 | 11.76 |
| 1972 | 13.27 | 1977 | 8.32 |
| 1973 | 25.68 | 1978 | 3.75 |
| 1974 | 15.59 | | |

$$\bar{q} = 3.881/\text{s}/\text{Km}^2, \bar{A}_9 = 12.97\text{hm}^3/\text{an}, \bar{A}_8 = 11.061\text{HM}^3/\text{an}$$

$$= 8.23\text{hm}^3/\text{an}, C_v = 0.639$$

Selon la carte CHAUMONT, la pluviométrie moyenne annuelle pour ce bassin varie entre 300 et 500mm, la moyenne étant de l'ordre de 600 à 650mm, ce qui peut être justifié aussi par la station pluviométrique de Aïn El Kébira (où $\bar{p} = 679.60\text{mm}$ sur 33 ans observés).

Pour choisir et justifier l'application de certaines formules empiriques algériennes pour cette région, le meilleur moyen est de les essayer pour ce bassin de référence dont les résultats sont représentés dans le tableau suivant:

Tableau 9.

| Formule | q-module spécifique en ($1/\text{s}/\text{Km}^2$) dans le cas où la pluviométrie annuelle est: | |
|---------|--|--------------------------|
| | $\bar{p} = 600\text{mm}$ | $\bar{p} = 650\text{mm}$ |
| (1) | 3.2 | 3.8 |
| (2) | 2.3 | 3.0 |
| (3) | 2.9 | 3.6 |
| (4) | 3.5 | 4.21 |

Le module spécifique observé est $3.881/\text{s}/\text{Km}^2$, alors on peut dire que les formules les mieux adaptées sont (1) et (4); celles de M. SAMIE et de l'I.N.R.H.

Ainsi, il est possible de préciser la valeur de l'apport moyen annuel pour notre propre bassin où ces mêmes formules donnent respectivement 1.067 et $1.353\text{hm}^3/\text{an}$.

Pour Châabet El-Azira on adopte:

$$\bar{A} = 1.23 \text{ hm}^3/\text{an}$$

Pour évaluer la répartition mensuelle des apports liquides nous avons représenté la répartition expérimentale des apports mensuels en pourcentage (%) de l'apport annuel pour les années sèches et aussi pour la moyenne de la série 1971 - 1978 (8ans) concernant la station de Fermatou (voir Fig 3).

Tableau 10.

| Mois | Sep | Oct | Nov | Déc | Jan | Fév | Mar | Avr | Mai | Jun | Jul | Aou | Année | A en (hm ³) |
|-------------|-----|-----|-----|-----|-----|------|------|------|-----|-----|-----|-----|-------|-------------------------|
| Moy de 8ans | 1.6 | 1.3 | 1.5 | 3.5 | 11 | 19.9 | 29.2 | 18.3 | 7.5 | 3.0 | 2.1 | 1.1 | 100% | 11.061 |
| 70/71 | 2.5 | 2.3 | 1.8 | 2.6 | 2.0 | 7.4 | 33.1 | 28.9 | 6.5 | 2.6 | 1.6 | 1.7 | 100% | 5.54 |
| 74/75 | 3.2 | 5.2 | 3.2 | 3.1 | 3.2 | 26.6 | 30.9 | 9.3 | 6.4 | 3.3 | 2.7 | 2.9 | 100% | 4.58 |
| 76 '77 | 2.1 | 2.0 | 6.2 | 2.8 | 3.6 | 11.1 | 6.2 | 4.2 | 2.7 | 1.9 | 1.5 | 1.3 | 100% | 8.32 |
| 77/78 | 2.8 | 2.7 | 2.6 | 2.7 | 2.6 | 13.2 | 9.0 | 48.8 | 7.0 | 3.5 | 2.8 | 2.3 | 100% | 3.75 |

Pour Châabet-El-Azéra nous n'avons aucun motif de supposer que la répartition mensuelle des apports liquides soit différente de celle de la station de Farmatou. C'est pourquoi nous l'avons adoptée.

Tableau récapitulatif.

| Pluie moyenne annuelle en (mm) | Module M ₀ (m) | Apport moyen annuel en (hm ³ /an) | Débit spécifique q en (l/s/Km ²) |
|--------------------------------|---------------------------|--|--|
| 500 | | 1.23 | 2.60 |

III.4.3-Variabilité de l'apport annuel:

La variabilité de l'apport est caractérisée par le coefficient de variation de l'apport annuel.

$$Cv = \sqrt{\frac{(Mi/M_0 - 1)^2}{n}}$$

Cv: coefficient de variation

Mi: débit unitaire correspondant à la i^{ème} année.

M₀: débit unitaire moyen annuel.

n : nombre d'années d'observation.

Vu le manque des données d'observation pour la détermination de Cv, on a utilisé les formules ci-dessous:

Formule de UKRIVIPROVODKHOZ:

Elle est basée sur les données de plusieurs petits oueds de l'Algérie du Nord.

$$Cv = \frac{0.70}{M_0^{0.25}}$$

M_0 : Débit spécifique annuel (l/s/Km²)

Formule de PRADOUN:

Elle est établie à partir des données d'observation de 42 oueds de l'Algérie du Nord.

$$Cv = \frac{0.93}{M_0^{0.23}} K \quad 0.25 \leq K \leq 1$$

K: Coefficient de réduction variant de 0.25 à 1 en fonction de l'apport du bassin.

Dans notre cas: K = 0.84

Formule de SKOLOVSKI-CHEVELEV:

Pour les régions arides et semi-arides;

$$Cv = 0.78 - 0.29 \text{ Log } M_0$$

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant:

Tableau 11.

| Formule | Cv |
|--------------------|------|
| UKRIOVIPROVODKHOZ | 0.62 |
| PRADOUN | 0.63 |
| SKOLOVSKI-CHEVELEF | 0.67 |

On adopte Cv = 0.64 moyennant les trois formules.

III.5--ESTIMATION DES CRUES

III.5.1--Pluies maximales journalières:

En supposant une répartition de Galton, les valeurs des précipitations maximales tombées pendant l'unité de temps pour les fréquences voulues ont été déterminées par la formule suivante:

$$p\% = \frac{\bar{p}}{\sqrt{Cv^2 + 1}} e^u \sqrt{\ln(Cv^2 + 1)}$$

p%: précipitation maximale de fréquence voulue.

\bar{p} : moyenne des précipitations maximales pendant l'unité de temps.

$Cv = \frac{G}{\bar{p}}$: coefficient de variation (G : écart type)

u : variation réduite correspondant à la probabilité p .

Après les analyses régionales effectuées à l'I.N.R.H, la pluie moyenne journalière maximale $p_{j_{max}} = 60$ mm et le coefficient de variation de ces pluies, Cv est de l'ordre de 0.64 pour cette région.

Les précipitations journalières des différentes fréquences déterminées par la formule précédente sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau 12.

| Fréquence en % | 0.1 | 0.5 | 1 | 2 | 5 | 10 | 50 |
|-------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|------|------|
| période retour | 1000 | 200 | 100 | 50 | 20 | 10 | 2 |
| $p_{j_{max}}$ (mm/jour) | 183.2 | 150.5 | 136.1 | 122.7 | 104.8 | 91.2 | 55.7 |

III.5.2-Pluies de courte durée:

D'après la méthode de MONTANARI, la relation entre la durée de la précipitation (t_i), et la hauteur de la pluie peut être écrite sous la formule suivante:

$$p_t(p) = p_j(p) \cdot \left(\frac{t_c}{24}\right)^b$$

$p_t(p)$: hauteur de pluie de durée t_c et de fréquence p (mm)

$p_j(p)$: hauteur de pluie de 24 heures et de fréquence p (mm)

b : exposant climatique évalué à 0.35 (I.N.R.H).

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant:

Tableau 13.

| Fréquences en % | 0.1 | 0.5 | 1 | 2 | 5 | 10 |
|-----------------|------|------|------|-------|------|------|
| $p_t(p)$ en mm | 78.1 | 64.2 | 58.1 | 52.31 | 44.7 | 38.9 |

III.5.3-Débit journalier maximum:

Pour évaluer le débit journalier maximum correspondant à une fréquence voulue, la formule de M.SAMIE a été appliquée.

$$Q_{jmax} = \frac{p_j \% \cdot r / 100 \cdot S \cdot 10^3 \cdot K_a}{86400} ; \quad (m^3/s)$$

K_a : coefficient d'amortissement de la crue ($K_a=0.8$)

S : surface drainée ($15Km^2$)

r : coefficient de ruissellement global pour la crue (compte tenu des pluies antécédantes éventuellement).

Tous les résultats sont représentés dans le tableau suivant:

Tableau 14.

| Fréquence en % | r% | p_j %(mm) | Q_{jmax} (m^3/s) |
|----------------|----|-------------|------------------------|
| 0.1 | 90 | 183.2 | 22.90 |
| 0.5 | 85 | 150.5 | 17.77 |
| 1 | 80 | 136.2 | 15.13 |
| 5 | 75 | 104.8 | 10.92 |
| 10 | 70 | 91.2 | 8.87 |

III.5.4-Débits instantanés (pointes).

En l'absence de données d'observation, les formules suivantes ont été appliquées:

Formule de GIANDOTTI:

$$K = \frac{Q_{pointe}}{Q_{jmax}} = \frac{P_{tc} \cdot 24}{p_j \% \cdot t_c}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant:

Tableau 15.

| Fréquence en % | P_{tc} (mm) | p_j %(mm) | K | Q_{jmax} (m^3/s) | Q_{pointe} |
|----------------|---------------|-------------|-------|------------------------|--------------|
| 0.1 | 78.1 | 183.2 | 4.872 | 22.90 | 111.60 |
| 1 | 58.1 | 136.2 | 4.875 | 15.13 | 73.80 |
| 10 | 38.9 | 91.2 | 4.875 | 8.87 | 43.20 |

Formule de TURAZZA (Méthode rationnelle):

$Q_{\text{pointe}} = 1/3.6 \cdot C_e \cdot I \cdot S = 1/3.6 \cdot C_e \cdot P_{tc}/t_c \cdot S$
 I: intensité moyenne maximale de précipitation déterminée sur un intervalle de référence égal au t_c du bassin.
 C_e : coefficient de ruissellement instantané; en général, il oscille entre 0.6 et 0.8.

Tableau 16.

| Fréquence % | C_e | P_{tc} | Q_{pointe} en (m^3/s) |
|-------------|-------|----------|------------------------------------|
| 0.1 | 0.80 | 78.1 | 123.96 |
| 1 | 0.70 | 58.1 | 80.70 |
| 10 | 0.60 | 38.9 | 46.30 |

III.5.5-Fixation des débits maxima des crues:

Les débits de crues (pointe) sont évalués par la comparaison des formules de GIONDOTTI et celle de TURAZZA.

Tableau 17.

| Fréquence % | $Q_{j\text{max}}$ (m^3/s) | Débits de pointe en (m^3/s) | | |
|-------------|-------------------------------|---------------------------------|---------|-----------------|
| | | GIONDOTTI | TURAZZA | Crues de projet |
| 0.1 | 22.90 | 111.60 | 123.90 | 124 |
| 1 | 15.13 | 73.80 | 80.70 | 81 |
| 10 | 8.87 | 43.80 | 46.30 | 46 |

III.5.6-Construction de l'hydrogramme de crue et détermination du volume de crue(pointe):

III.5.6.1-Construction des hydrogrammes de crues:

En l'absence d'hydrogrammes de crues réellement observés sur notre cours d'eau; des méthodes plus ou moins empiriques ont été proposées pour la construction des hydrogrammes de crues. Une méthode d'application simple et qui peut donner des résultats satisfaisants est celle de la schématisation géométrique des hydrogrammes proposée par SOKOLOVSKII.

En se basant sur l'analyse de nombreux cours d'eau en U.R.S.S., cet auteur donne à l'hydrogramme de crue la forme d'une courbe formée de deux paraboles jointes au sommet de l'hydrogramme. On peut, dans ce cas, présenter l'hydrogramme d'une crue sous la forme de deux équations.

La courbe de concentration de montée peut être exprimée par l'expression:

$$Q(t) = Q_{\max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^m$$

$Q(t)$: débit à l'instant t (en heures) après le début de la crue;

Q_{\max} : débit maximal de la crue (crue fréquentielle);

t_m : temps de montée de la crue (en heures); c'est l'intervalle de temps situé entre le début de la crue et la pointe de l'hydrogramme. Ceci déterminé sur le terrain, d'après les plus importantes crues réellement observées. En l'absence de données d'observation, on peut considérer avec une certaine approximation que le temps de montée est égal au temps de concentration du bassin.

$$t_m = t_c = 2.1 \text{ heures.}$$

m : exposant de la parabole (généralement $m = 2$).

La courbe de décrue a pour expression:

$$Q(t') = Q_{\max} \left(\frac{t_d - t'}{t_d} \right)^n$$

$Q(t')$: débit à l'instant t' (en heures) après la pointe de la crue.

t_d : durée de la décrue; que l'on détermine à partir des plus importantes crues réellement observées, ou en prenant un certain multiple de temps de montée, $K = \frac{t_d}{t_m}$ que l'on déterminera à partir d'observations réalisées des cours d'eau voisins dont les caractéristiques générales des bassins se rapprochent le plus possible du bassin versant étudié.

Selon SOKOLOVSKII, la valeur de K la plus fréquente est 3 où $t_d = 3t_m = 3 \cdot 2.1 = 6.3$ heures.

n : exposant de la parabole de décrue ($n = 3$).

Coordonnées des hydrogrammes: (voir graphes)

| Durée t (h) | Q(t) en (m ³ /s) crue de projet | Q(t') en (m ³ /s) crue chantier | Durée t(h) | Q(t) en (m ³ /s) crue projet | Q(t') en (m ³ /s) crue chantier |
|----------------|---|---|---------------|--|---|
| 0.0 | 0.00 | 0.00 | 4.5 | 29.42 | 10.91 |
| 0.3 | 2.53 | 0.94 | 4.8 | 23.14 | 08.58 |
| 0.6 | 10.12 | 03.76 | 5.1 | 17.82 | 06.61 |
| 0.9 | 22.78 | 08.45 | 5.4 | 13.39 | 04.97 |
| 1.2 | 40.50 | 15.02 | 5.7 | 09.76 | 03.62 |
| 1.5 | 63.27 | 23.47 | 6.0 | 06.86 | 02.54 |
| 1.8 | 91.10 | 33.80 | 6.3 | 04.59 | 01.70 |
| 2.1 | 124.00 | 46.00 | 6.6 | 02.89 | 01.07 |
| 2.4 | 107.12 | 39.74 | 6.9 | 01.67 | 00.62 |
| 2.7 | 91.84 | 34.07 | 7.2 | 00.86 | 00.32 |
| 3.0 | 78.09 | 28.97 | 7.5 | 00.36 | 00 13 |
| 3.3 | 65.78 | 24.40 | 7.8 | 00.107 | 00.04 |
| 3.6 | 54.84 | 20.35 | 8.1 | 00.013 | 00.005 |
| 3.9 | 45.19 | 16.76 | 8.4 | 00.000 | 00.000 |
| 4.2 | 36.71 | 13.63 | | | |

III.5.6.2-Volume de crues fréquentielles:

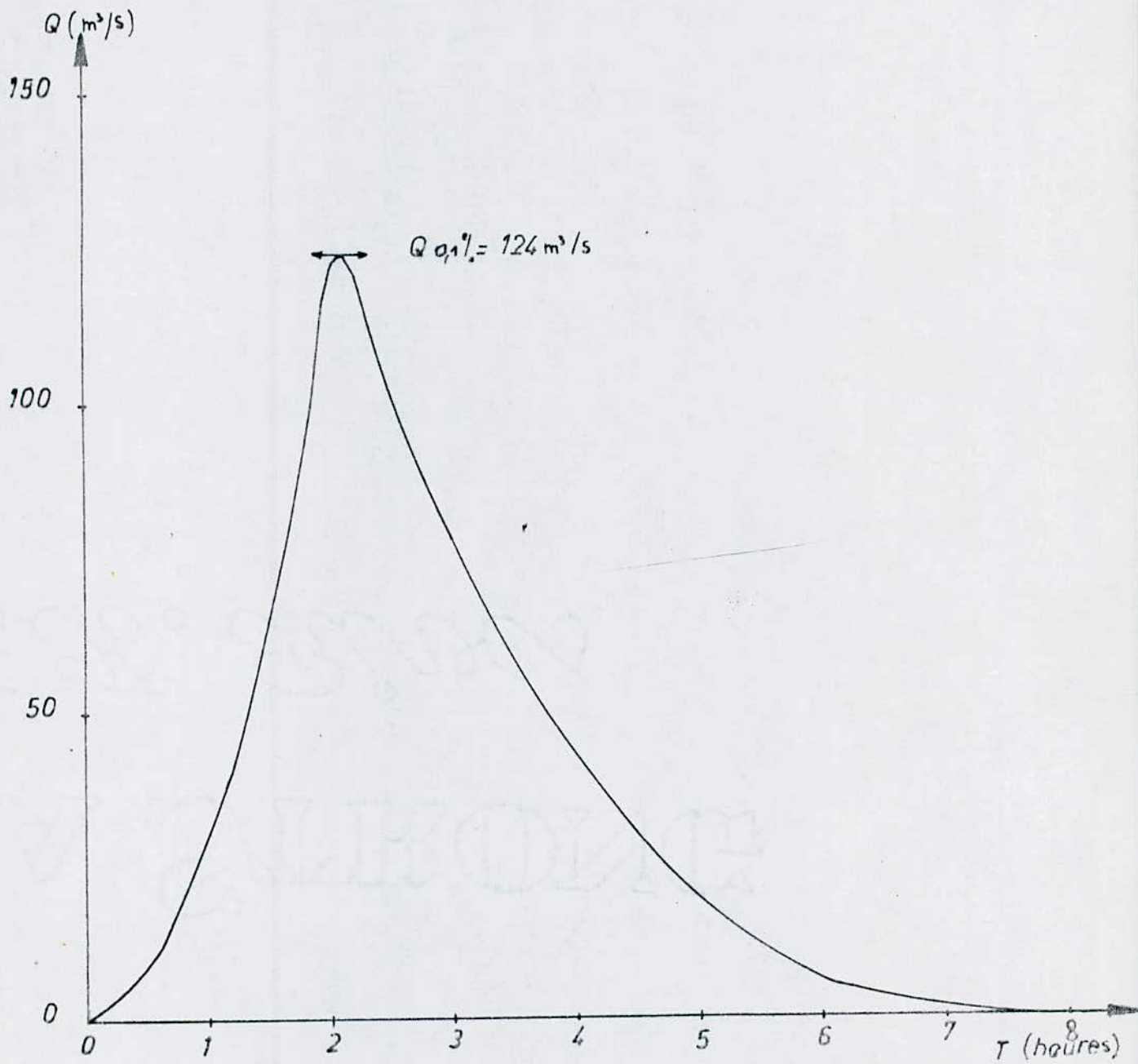
Une fois les hydrogrammes tracés, on peut calculer directement les volumes d'écoulement fréquents;

$$V_{10\%} = 0.347 \text{ hm}^3$$

$$V_{0.1\%} = 0.94 \text{ hm}^3$$

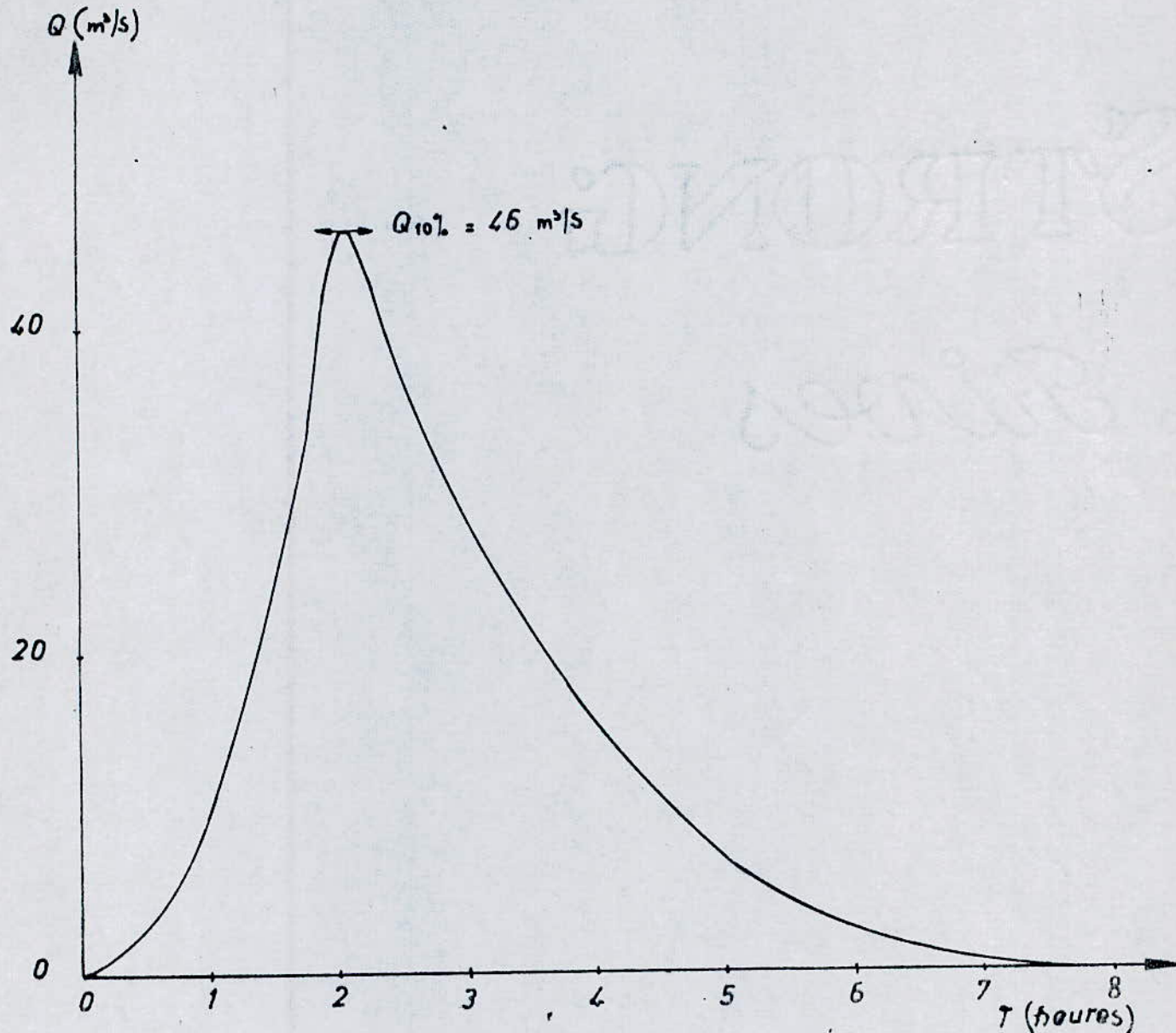
On peut aussi calculer les volumes des crues d'après les précipitations journalières maximales correspondant au temps de concentration t_c .

HYDROGRAMME DE CRUE MILLENAIRE



ECHELLE : DE TEMPS 1cm → 05 heure
DE DEBITS 1cm → 10 m³/s

HYDROGRAMME DE CRUE DECENNAL



ECHELLE:

DE TEMPS 1cm \rightarrow 0.5 heure

DE DEBITS 1cm \rightarrow 4 m^3/s

| Fréquence % | p_{jmax} en (mm) | volume . $10^6 m^3$ |
|-------------|--------------------|-----------------------------------|
| 10 | 38.9 | $38.9 \cdot 15 \cdot 0.6 = 0.35$ |
| 0.1 | 78.1 | $78.1 \cdot 15 \cdot 0.8 = 0.937$ |

Nous présentons les volumes de crues par les différentes méthodes dans le tableau suivant:

Tableau 18.

| Fréquence % | | 10 | 0.1 |
|----------------------|-----------------------------|-------|-------|
| volume $10^6 m^3$ | selon p_{jmax} | 0.35 | 0.937 |
| | selon l'hydrogramme de crue | 0.347 | 0.94 |

III,6-ESTIMATION DU TRANSPORT SOLIDE.

La topographie du bassin, les pentes abruptes des versants, le creusement des ravins témoignent le caractère torrentiel du bassin. L'observation des lits des oueds a montrée que le transport des éléments fins ainsi que le charriage de graviers est relativement élevé. Dans ces conditions un taux d'abrasion de $700 t/Km^2/an$ nous semble une valeur acceptable étant donnée que cette valeur est élevée à l'Est algérien. Elle est estimée sur la base de la formule empirique de TIXERONT:

$$Ta = a \cdot R^{0.15}$$

où Ta : taux d'abrasion en tonnes/ Km^2/an .

R : lame d'eau ruissellée (80 mm).

a : coefficient empirique qui varie en fonction de la perméabilité du terrain; $a = 350$ pour une perméabilité moyenne.

Tout calcul fait, on trouve :

$$Ta = 700 t/Km^2/an,$$

Cela correspond à un transport solide de $10500 t/an$.

Le poids volumique des alluvions dans la retenue est de $1.6 t/m^3$ en densité sèche.

La garde d'envasement pour une période d'exploitation de 30 ans sera:

.../...

$$G_{30} = \frac{Ta \cdot S \cdot 30}{\gamma_{eau}} = \frac{700 \cdot 15 \cdot 30}{1.60} = 0.20 \text{ hm}^3$$

Ce qui correspond à une cote de 864.40m (N.G.A), d'après la courbe capacité-hauteur.

III.7- Bilan hydrologique:

Il consiste à évaluer les possibilités de remplissage de la retenue et comparaison apports-besoins

Son but est de déterminer la capacité de la retenue et les débits régularisables en fonction de la capacité.

Le calcul de régularisation est effectué sur la base des données suivantes:

- La question des demandes est considérée comme devant satisfaire aux besoins, le maximum possible à la limite des solutions économiques.
- Le but d'utilisation de la retenue est de satisfaire les besoins agricoles qui suivent une modulation mensuelle.
- Les pertes de la retenue consistent en des déversements (lorsque la retenue est remplie).
- Les effets de l'évaporation et des pluies directes sur la surface du lac sont en relation avec les courbes volume-surface suivant l'évolution du remplissage en fonction de leurs valeurs mensuelles.

III.7.1- Besoins à satisfaire:

Le but d'utilisation de la retenue est de satisfaire les besoins agricoles. En ce cas, la répartition mensuelle des besoins étant supposée suivre une loi agricole simplifiée utilisée souvent au Nord d'Algérie.

Tableau 19.

| Mois | S | O | N | D | J | F | M | A | M | J | J | A | |
|--------------------------------|----|---|---|---|---|---|---|---|----|----|----|----|-----|
| Pourcentage de la consommation | 15 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 5 | 15 | 20 | 25 | 20 | 100 |

III.7.2-Pluies directes et évaporation sur la surface de la retenue:

Pour les pluies directes nous avons adopté les moyennes mensuelles de la station BENI-FOUDA qui se trouve pratiquement à la même altitude que la retenue.

Pour l'évaporation nous nous sommes référés aux données de SETIF en utilisant un "coefficient du bac", toujours inférieur à l'unité par lequel il faut multiplier l'évaporation mesurée sur le bac pour obtenir celle correspondant à une surface d'eau étendue aux mêmes conditions atmosphériques.

Dans notre cas cette valeur est de 0,8.

Tableau 20.

| Mois | S | O | N | D | J | F | M | A | M | J | J | A | Année |
|------------------------------|-------|------|------|------|------|------|------|------|-------|--------|--------|--------|------------------|
| Pluies(+) | 29.1 | 40.4 | 58.1 | 62.4 | 78.5 | 52.5 | 53.4 | 36.8 | 26.6 | 20. | 59.8 | 12.4 | 480.5 mm (+) |
| Evaporation s/ retenue(-) | 139.2 | 74.4 | 50.4 | 30.4 | 16.8 | 31.2 | 59.2 | 76.8 | 112 | 170.4 | 225 | 215.2 | 1201.6 mm (-) |
| Différence | -100 | -34 | 7.7 | 32 | 61.7 | 21.3 | -5.8 | -40 | -85.4 | -149.9 | -215.2 | -202.8 | -721 mm |

III.7.3-Evaluation d'une série chronologique des apports liquides annuels:

Pour les calculs de régularisation, il est indispensable d'évaluer la modulation interannuelle des apports liquides afin d'estimer les apports annuels des différentes probabilités qui est la base de la régularisation saisonnière.

La période d'observation de la station hydrométrique de FERMATOU est très courte pour de tels calculs. C'est pourquoi nous nous sommes référés à une station pluviométrique de longue période d'observation qui représentative de la région.

La station pluviométrique de BENI-GUECHA (code:10 02 03) se trouve à quelques 30 à 40 Km de notre site (Est-Nord-Est). Malgré cette distance, elle peut représenter fidèlement les caprices de la pluviométrie de notre bassin puisque sa pluviométrie moyenne est pratiquement la même et en plus elle se situe parmi des conditions topographiques semblables (tous les deux se trouvent à l'abri des montagnes du Nord).

.../...

Heureusement nous avons pu établir une série continue à partir de l'année agricole 1889/80 jusqu'au 1961/62. La moyenne de cette série est 498.8 mm .

l'évaluation de la série chronologique se base sur le transfert pluviométrie-écoulement. Le principe de cette méthode est très simple ; plus la pluviométrie annuelle de la station de référence est grande plus les écoulements de notre bassin augmentent et l'inverse ; plus la pluviométrie est faible, plus les apports diminuent.

pour la relation pluviométrie-apports liquides; nous avons utilisé l'une des formules empiriques dont l'utilisation est acceptable pour le bassin versant en question.

Les paramètres statistiques de cette série synthétique seront contrôlés à la fin des calculs pour justifier l'application du transfert.

Pour déterminer les écoulements annuels nous avons pris la formule de M.SAMIE: $H=p(293-2.2 S)$

où: p-pluviométrie annuelle de la station de référence en(m). Pour avoir l'apport annuel, il multiplie la lame d'eau écoulée par la surface du bassin versant.

La série synthétique est la suivante : (voir tableau suivant)

Tableau 21.

| Année agricole | Pluviométrie (mm) | Apport (hm ³) | année agricole | Pluviométrie (mm) | Apport (hm ³) |
|----------------|-------------------|---------------------------|----------------|-------------------|---------------------------|
| 1899/1900 | 1535.40 | 10.06 | 1930/31 | 470.40 | 0.94 |
| 1900/01 | 411.10 | 0.72 | 32 | 366.70 | 0.57 |
| 02 | 448.90 | 0.86 | 33 | 530 | 1.20 |
| 03 | 449.80 | 1.07 | 34 | 634.50 | 1.72 |
| 04 | 452 | 0.87 | 35 | 586.10 | 1.47 |
| 05 | 908.40 | 3.52 | 36 | 503.50 | 1.08 |
| 06 | 1087.60 | 5.85 | 37 | 413.50 | 0.73 |
| 07 | 695.30 | 2.06 | 38 | 328.20 | 0.46 |
| 08 | 481.50 | 0.99 | 39 | 648.20 | 1.79 |
| 09 | 425.80 | 0.74 | 40 | 240 | 0.29 |
| 10 | 115.60 | 0.06 | 1940/41 | 491.90 | 1.03 |
| 1910/11 | 423.60 | 0.77 | 42 | 579.40 | 1.43 |
| 12 | 385 | 0.67 | 43 | 392.10 | 0.61 |
| 13 | 420 | 0.75 | 44 | 289.80 | 0.36 |
| 14 | 374.20 | 0.60 | 45 | 361.60 | 0.56 |
| 15 | 335.30 | 0.48 | 46 | 25 | 0.73 |
| 16 | 316.50 | 0.45 | 47 | 423.80 | 0.77 |
| 17 | 255.10 | 0.28 | 48 | 489.80 | 1.02 |
| 18 | 322.80 | 0.44 | 49 | 595 | 1.51 |
| 19 | 613.90 | 1.67 | 50 | 380.50 | 0.62 |
| 20 | 426.00 | 0.77 | 1950/51 | 315 | 0.42 |
| 1920/21 | 559.90 | 1.34 | 52 | 630 | 1.69 |
| 22 | 141.30 | 0.73 | 53 | 516.50 | 1.35 |
| 23 | 527.10 | 1.73 | 54 | 503.50 | 1.08 |
| 24 | 319.20 | 0.83 | 55 | 87.50 | 0.01 |
| 25 | 425.40 | 0.77 | 56 | 38.30 | 1.74 |
| 26 | 498.50 | 1.06 | 57 | 444.70 | 0.84 |
| 27 | 583.50 | 1.45 | 58 | 593.00 | 1.50 |
| 28 | 685.40 | 2.00 | 59 | 586.80 | 1.23 |
| 29 | 716.20 | 2.19 | 60 | 555.10 | 1.31 |
| 30 | 387.70 | 0.64 | 1960/61 | 418.70 | 0.75 |
| | | | 62 | 618.20 | 0.85 |

$\bar{p} = 498.78 \text{ mm}$

$\bar{A} = 1.23 \text{ hm}^3$

.../...

En plus de la série chronologique, nous avons établi aussi le classement de la pluviométrie annuelle; en vue de déterminer les pluies de fréquences données et les apports correspondants (voir Fig 5). Selon l'ajustement graphique de la répartition expérimentale de la pluviométrie annuelle, les résultats sont représentés dans le tableau suivant:

Tableau 22.

| Pluviométrie fréquentielle $\bar{p}\%$ | Apport moyen $\bar{A} = 1.23(\text{hm}^3/\text{an})$ |
|---|--|
| $\bar{p}_{80\%} = 366 \text{ mm}$ | $\bar{A}_{80\%} = 0.57 \text{ hm}^3/\text{an}$ |
| $\bar{p}_{90\%} = 328 \text{ mm}$ | $\bar{A}_{90\%} = 0.46 \text{ hm}^3/\text{an}$ |
| $\bar{p}_{95\%} = 276 \text{ mm}$ | $\bar{A}_{95\%} = 0.32 \text{ hm}^3/\text{an}$ |

Le contrôle de ces résultats consiste à la comparaison avec les lois théoriques /

En Adoptant: $\bar{A} = 1.23 \text{ hm}^3/\text{an}$ $Cv = 0.64$

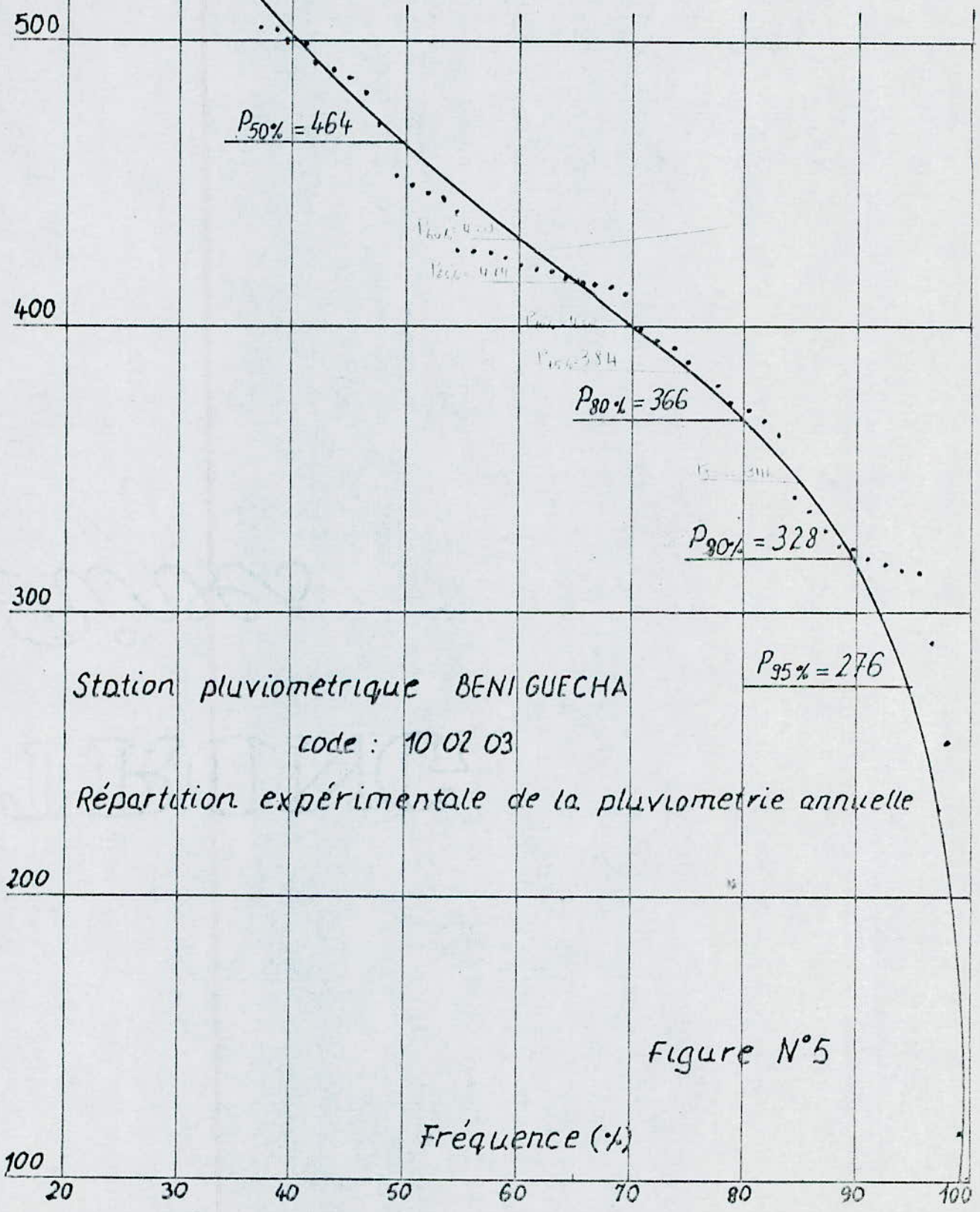
Nous représentons les résultats obtenus par les lois théoriques dans le tableau suivant:

Tableau 23.

| Répartition PEARSON III | Répartition GAMMA |
|---|---|
| $Cs = 1.7 Cv$ | $Cs = 2 Cv$ |
| $A_{80\%} = 0.569 \text{ hm}^3/\text{an}$ | $A_{80\%} = 0.57 \text{ hm}^3/\text{an}$ |
| $A_{90\%} = 0.461 \text{ hm}^3/\text{an}$ | $A_{90\%} = 0.46 \text{ hm}^3/\text{an}$ |
| $A_{95\%} = 0.32 \text{ hm}^3/\text{an}$ | $A_{95\%} = 0.319 \text{ hm}^3/\text{an}$ |

On remarque que les paramètres statistiques sont fidèlement justifiés par les lois théoriques, par conséquent le transfert pluviométrie-écoulement est applicable pour le bassin de Chaâbet-El-Azera .

Pluviométrie
annuelle
(mm)



Station pluviométrique BENIGUECHA
code : 10 02 03

Répartition expérimentale de la pluviométrie annuelle

Figure N°5

Fréquence (%)

III.7.4- Régularisation:

La retenue sur Chaâbet-El-Azera est destinée à l'irrigation. En ce cas la retenue est dimensionnée pour l'apport annuel de fréquence 80%, c.à.d; l'apport est supérieur à cette valeur 8 années sur 10 et le surplus est généralement perdu par le déversement. La retenue se vide à la fin des utilisations. L'apport est $0.57 \text{ hm}^3/\text{an}$.

Pour la simulation du fonctionnement, nous avons représenté les écarts entre l'apport de 80% et les consommations D% (voir Fig 4) et nous avons calculé l'évaluation du remplissage et les pertes par évaporation (les pertes par infiltration ne seront pas considérées; car elles sont négligeables devant les pertes par évaporation).

Afin de déterminer le volume utile de la retenue; nous présentons dans le tableau suivant les résultats de la régularisation.

Tableau 24 .

| Mois | Oct | Nov | Déc | Jan | Fév | Mars | Avr | Mai | Jui | Juil | Août | |
|---------------------------|-------|------|------|------|------|-------|-------|-------|--------|--------|--------|---------|
| Bilan mensuel | -34 | 7.7 | -32 | 61.7 | 21.3 | -5.8 | -40 | 85.4 | -149.9 | -215.8 | -202.2 | -110.10 |
| Dmoyenne % | 1 | 3 | 6 | 13.5 | 28.5 | 52.5 | 74 | 77 | 64.5 | 44.5 | 23.5 | 7 |
| Vréel (hm^3) | 0.21 | 0.22 | 0.23 | 0.28 | 0.36 | 0.50 | 0.62 | 0.64 | 0.57 | 0.45 | 0.33 | 0.24 |
| S. (10^3 m^2) | 57 | 58 | 59 | 66 | 75 | 94 | 106 | 109 | 100 | 87 | 73 | 61 |
| $P_E (10^3 \text{ m}^3)$ | -1.94 | 0.45 | 1.80 | 4.07 | 1.60 | -0.55 | -4.22 | -9.33 | -14.99 | -18.77 | -14.8 | -6.72 |

Avec: $\sum P_E (\text{Mars-Oct}) = 71.32 \cdot 10^3 \text{ m}^3$
 $V_{\text{total}} = V_{\text{mort}} + D_{\text{max}} \cdot A_{80\%} = 0.197 + 0.77 \cdot 0.57 = 0.66 \text{ hm}^3$
 Volume utilisable = $A_{80\%} - P_E = 0.57 - 0.07 = 0.50 \text{ hm}^3$
 Bilan : différence entre les pluies et les pertes par évaporation (p - E) en mm .

$V_{\text{réel}} (\text{hm}^3) = \text{volume mort} + D\% \cdot A_{80\%}$
 $S (10^3 \cdot \text{m}^2)$: surface de la retenue correspondant au volume évaporé; déterminée à l'aide de la (Fig 1.b) .

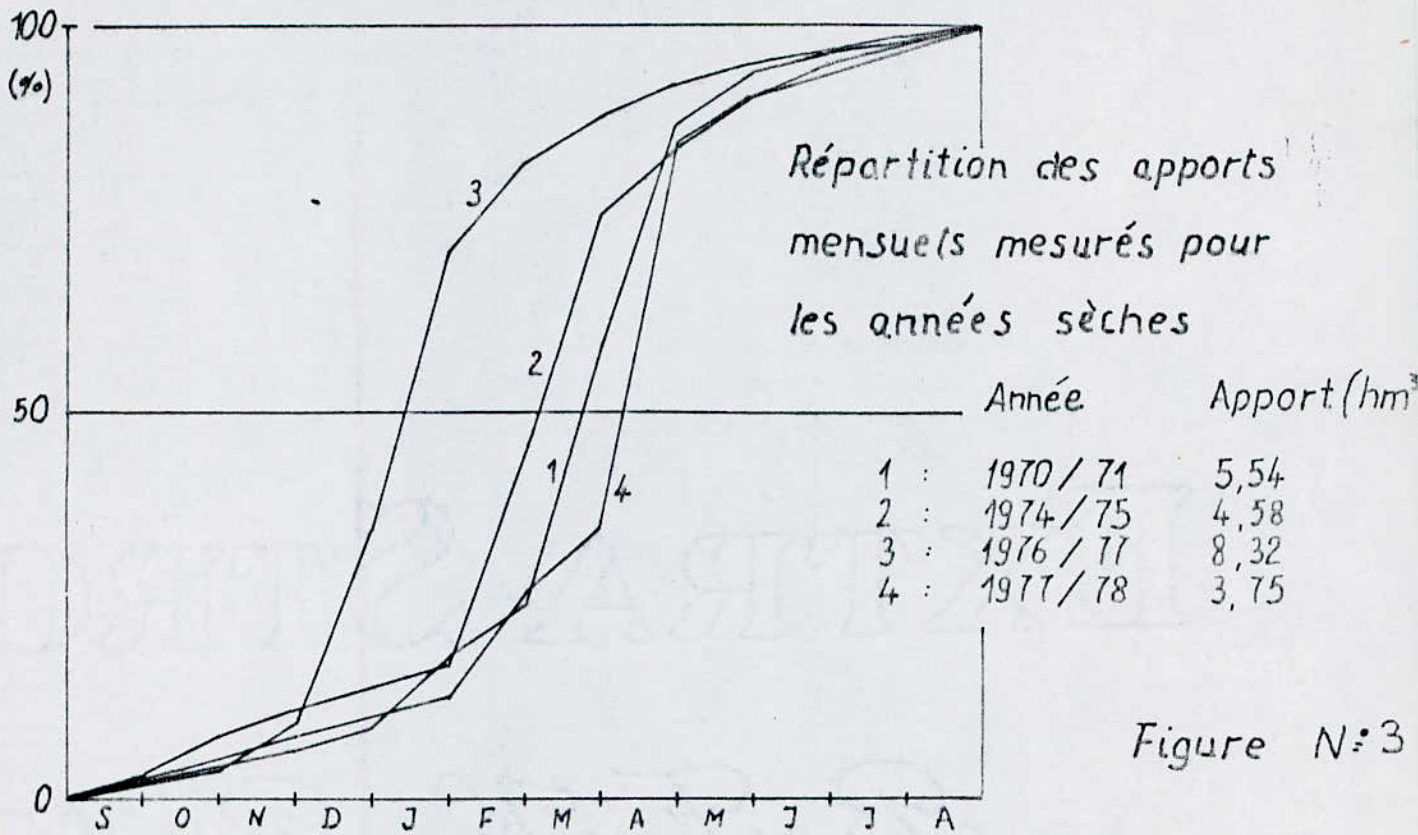


Figure N°3

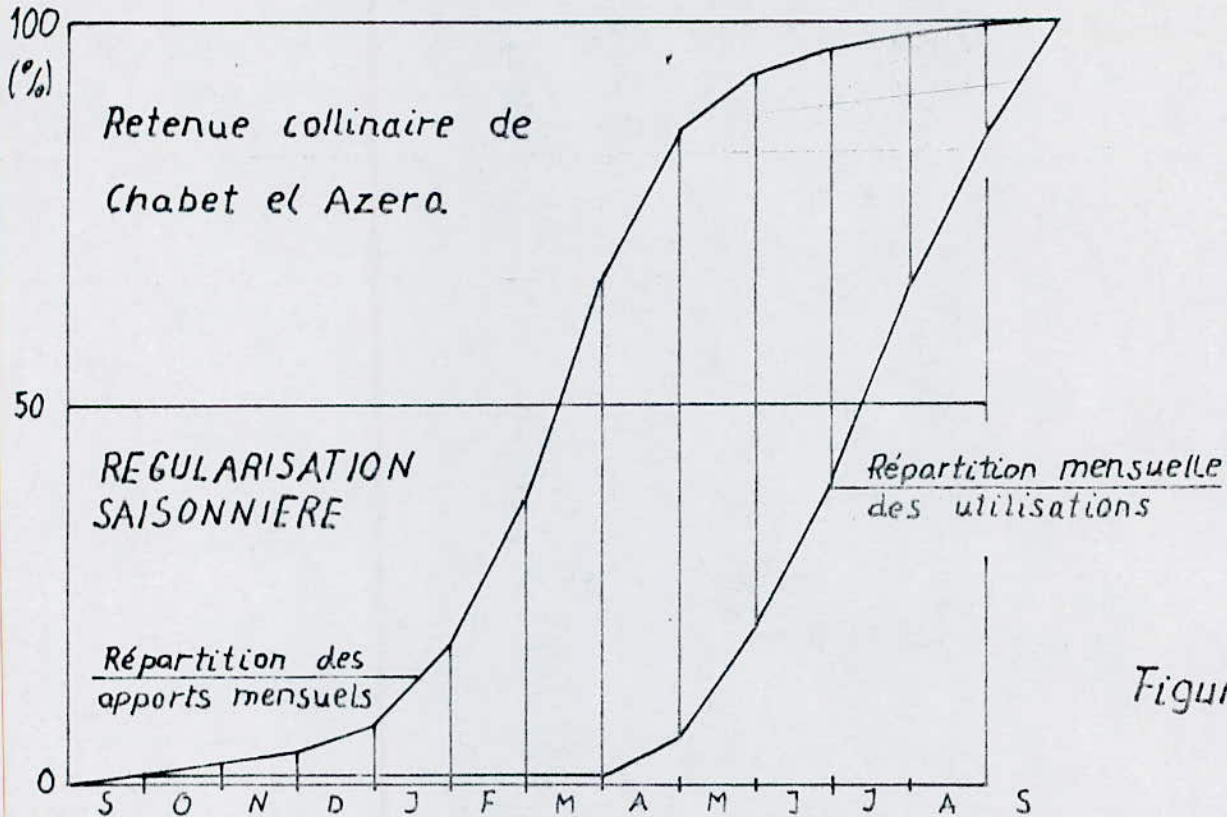


Figure N°4

III.7.5- Laminage de crue:

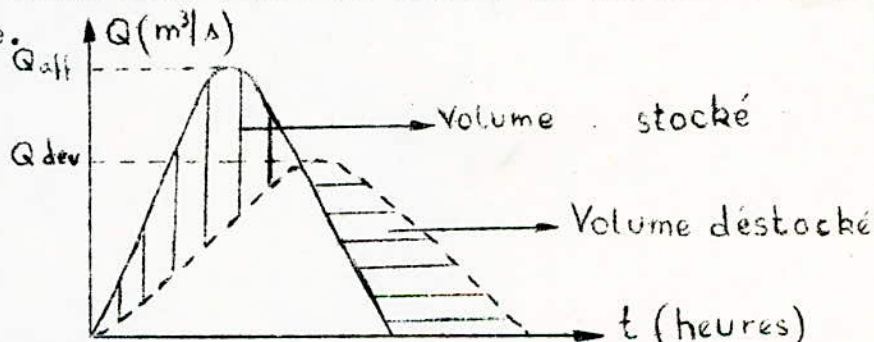
But: Le laminage de crue joue un rôle primordial tout en permettant de déterminer éventuellement :

- les dimensions de l'évacuateur de crue afin d'éviter son surdimensionnement qui peut entraîner un coût excessivement cher.
- la cote maximale du plan d'eau .

L'étude du dimensionnement de la digue et de l'évacuateur de crue obéit à deux impératifs à savoir: économie et sécurité; en général, les difficultés proviennent du fait que les débits de pointe sont d'une évaluation délicate.

Une crue de pointe contribuera à l'élévation du plan d'eau d'une hauteur Z ; qu'il est indispensable de la déterminer tel est le but du laminage de crue .

Nous présentons ci-dessous une schématisation de l'hydrogramme de crue qui traduit sous forme de courbe la variation du plan d'eau dans la retenue.



L'équation différentielle ci-dessous traduit rigoureusement le mécanisme du laminage.

$$Q_{\text{aff}}(t).dt = Q_{\text{dév}}(t).dt + A(Z)dZ$$

où:

Q_{aff} : débit de crue entrant dans la retenue.

$Q_{\text{dév}}$: débit de crue sortant de la retenue par l'évacuateur de crue .

Z : hauteur maximale du plan d'eau .

dt : intervalle de temps considéré .

$A(Z)$: surface du plan d'eau à la hauteur Z .

$Q_{\text{aff}}(t).dt$: volume entrant à l'instant t .

$Q_{\text{dév}}(t).dt$: volume sortant à l'instant t .

Méthode utilisée: (voir Planche n° 2)

La méthode utilisée pour le laminage de crue est la méthode de CREAGER (méthode graphique). Elle consiste à faire le bilan des volumes entrants et les volumes évacués de la retenue pendant la durée de crue .

Ce bilan se fera de 0.30 heures à 0.30h; afin de connaître la variation du plan d'eau.

soit: $-Q_i$: le débit entrant à l'instant t_i .

$-Q_{i+1}$: le débit entrant à l'instant t_{i+1} ;

Le débit entrant moyen entre t_i et t_{i+1} est égal à la moyenne arithmétique des deux débits correspondants .

$$Q_{i,i+1} = \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2}$$

L'apport en volume de la crue entre l'instant t_i et t'_{i+1} sera donc:

$$V_c = \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2} \cdot \Delta t$$

Sachant que: $\Delta t = t_{i+1} - t_i$

Le volume affluent entre l'instant t_i et l'instant t_{i+1} n'est pas évacué systématiquement; d'où une partie déversée et le reste contribue à surélever le plan d'eau dans la retenue .

$$V_{aff} = \Delta V + \frac{Q_{i \text{ dév}} + Q_{i+1 \text{ dév}}}{2} \cdot \Delta t$$

A partir de cette relation on peut déterminer la hauteur maximale du plan d'eau et le débit laminé maximum .

Principe de la méthode graphique:

-On trace la courbe $V=f(H)$ à partir de la côte de la retenue normale.

-On trace la courbe $V - \frac{\Delta V_{\text{dév}}}{2}$

-On trace la courbe $V + \frac{\Delta V_{\text{dév}}}{2}$

Et chaque volume partiel déversé (V) on fait correspondre par intersection avec la courbe $V + \frac{\Delta V_{\text{dév}}}{2}$ une hauteur et un débit déversé laminé .

En application de cette méthode on obtient:

-côte maximale 871.43m correspondant à la ^{Lame} d'eau déversante

$$Z = H_{\text{dév}} = 1.43m$$

-débit maximum déversé ($Q_{\text{max dév}}$) = 109 m³/s .../...

Le débit vacuó par le déversoir est donné par l'équation:

$$Q = CLH^{3/2} \quad (m^3/s)$$

où: $C = \mu \sqrt{2g}$ avec: $\mu = 0.47$ coefficient du débit

L: longueur du déversoir en(m) L = 30m

H: charge d'eau sur le déversoir en(m)

Tableau 25

| t(h) | Qaff (m ³ /s) | Δt (h) | ΔV . 10 ⁶ (m ³) | Z (m) | Qdév (m ³ /s) |
|------|--------------------------|---------|--|-------|--------------------------|
| 0 | 0 | 0 | . | | |
| 0.3 | 2.53 | 0-0.3 | 0.0014 | 0.015 | 0.5 |
| 0.6 | 10.12 | 0.3-0.6 | 0.006831 | 0.059 | 1.6 |
| 0.9 | 22.78 | 0.6-0.9 | 0.017766 | 0.18 | 5.0 |
| 1.2 | 40.50 | 0.9-1.2 | 0.034171 | 0.38 | 14.5 |
| 1.5 | 63.27 | 1.2-1.5 | 0.056036 | 0.66 | 33.5 |
| 1.8 | 91.10 | 1.5-1.8 | 0.083361 | 0.94 | 57.0 |
| 2.1 | 124.00 | 1.8-2.1 | 0.116154 | 1.27 | 88.2 |
| 2.4 | 107.12 | 2.1-2.4 | 0.124805 | 1.43 | 109.0 |
| 2.7 | 91.84 | 2.4-2.7 | 0.107438 | 1.39 | 103.0 |
| 3.0 | 78.09 | 2.7-3.0 | 0.091762 | 1.24 | 91.5 |
| 3.3 | 65.78 | 3.0-3.3 | 0.077699 | 1.16 | 78.8 |
| 3.6 | 54.84 | 3.3-3.6 | 0.065135 | 1.04 | 67.0 |
| 3.9 | 45.19 | 3.6-3.9 | 0.054016 | 0.96 | 60.0 |
| 4.2 | 36.71 | 3.9-4.2 | 0.044226 | 0.85 | 50.0 |
| 4.5 | 29.42 | 4.2-4.5 | 0.035710 | 0.75 | 41.0 |
| 4.8 | 23.14 | 4.5-4.8 | 0.028382 | 0.66 | 33.5 |
| 5.1 | 17.82 | 4.8-5.1 | 0.022118 | 0.58 | 27.0 |
| 5.4 | 13.39 | 5.1-5.4 | 0.016853 | 0.49 | 21.0 |
| 5.7 | 09.76 | 5.4-5.7 | 0.012501 | 0.41 | 16.5 |
| 6.0 | 06.86 | 5.7-6.0 | 0.008975 | 0.39 | 15.0 |
| 6.3 | 04.59 | 6.0-6.3 | 0.006183 | 0.36 | 13.0 |
| 6.6 | 02.89 | 6.3-6.6 | 0.004039 | 0.26 | 08.0 |
| 6.9 | 01.67 | 6.6-6.9 | 0.002462 | 0.18 | 05.0 |
| 7.2 | 00.86 | 6.9-7.2 | 0.001366 | 0.14 | 03.0 |
| 7.5 | 00.36 | 7.2-7.5 | 0.000659 | 0.09 | 01.8 |
| 7.8 | 00.107 | 7.5-7.8 | 0.000252 | 0.06 | 01.65 |
| 8.1 | 00.013 | 7.8-8.1 | 0.000065 | 0.04 | 00.05 |
| 8.4 | 00.000 | 8.1-8.4 | 0.000007 | 0.02 | 00.03 |

CHAPITRE IV

ETUDE HYDROTECHNIQUE DE LA DIGUE

IV .1- CHOIX DU TYPE DU BARRAGE:

Le choix du type de barrage dépend des études de détails telles que: géologiques, topographiques, géotechniques et les reconnaissances de détails: puits, sondages,...

Au cours de l'analyse des variantes possibles du point de vue technique et économique, la construction de la digue en matériaux disponibles aux environs proches du site de la retenue est un objectif de première importance.

En égard aux matériaux de construction disponibles près du site, la digue sera réalisée en terre homogène qui est l'argile.

IV .2- DIMENSIONNEMENT DE LA DIGUE:

IV .2.1- Niveau normal de la retenue (N.N.R):

Le volume régularisé étant 0.675 hm^3 correspondant à un niveau normal N.N.R = 870m (N.G.A) d'après courbe capacités-hauteurs (Fig 1b).

IV .2.2- Niveau des plus hautes eaux (N.P.H.E):

Le seuil du déversoir étant calé à la cote 870m (N.NR); Après laminage de crue, nous avons obtenu une charge maximale au dessus de cette cote de 1.43m.

Mais, en raison de sécurité nous adoptons une charge de 1.50m, d'où, la cote des plus hautes eaux sera égale à:

$$\text{N.P.H.E} = \text{N.N.R} + Z = 870 + 1.50 = 871.5 \text{ m N.G.A}$$

IV.2.3- Calcul de la revanche:

La revanche est la tranche comprise entre la cote des plus hautes eaux et la crête de la digue. L'un des dangers pertinents qui menacent les barrages en terre est la submersion des eaux;

.../...

d'où la nécessité de ménager une revanche, pouvant d'une part assurer la sécurité de l'ouvrage contre le déferlement des vagues que le vent peut provoquer; et d'autre part sert à compenser le tassement de la digue après sa réalisation.

Elle peut être calculée d'après plusieurs formules:

a) formule de STEVENSEN

$$R_{\min} = 0.75 h + \frac{W^2}{2.g} \quad \text{en (m)}$$

$$R_{\max} = 1.5 R_{\min} \quad \text{en (m)}$$

où: $h = 0.34 \sqrt{F}$ hauteur des vagues en (m)

F - longueur du plan d'eau (Fetch en Km)

W = 1.5 + 2h vitesse de propagation des vagues en(m/s)

b) formule de M'LLET et PAQUANT

$$R = h + \frac{W^2}{2g} + a$$

où: $h = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} \sqrt{F}$ hauteur des vagues en (m)

F- longueur du plan d'eau en (Km) F = 0.5 Km

a- coefficient de sécurité, nous prenons a=0.5m

pour des vagues comprises entre 0.5 et 2.0m; la vitesse de propagation est donnée par:

$$W = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} h \quad \text{en m/s}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant:

Tableau 26.

| formules | MALLET et PAQUANT | STEVENSEN |
|-------------|-------------------|-----------|
| revanche(m) | 1;45 | 0.59 |

Valeur retenue dans notre étude: R = 1.50 m

IV.2.4- Largeur en crête:

Nous utilisons les formules empiriques suivantes :

a) formule de E.F.PREECE

$$b_c = 1 + 1.10 \sqrt{H} \quad (1)$$

b) formules de KNAPPEN

$$b_c = 1.65 \sqrt{H} \quad (2)$$

$$b_c = 3.6^3 \sqrt{H} \quad (3)$$

.../...

où: H - hauteur de la digue en (m) H = 18.0 m
Les résultats obtenus à l'aide des formules ci-dessus sont:
Tableau 27.

| formule | largeur en crête en (m) |
|---------|-------------------------|
| (1) | 5.67 |
| (2) | 7 |
| (3) | 9.43 |

Largeur en crête admise: $b_c = 6.00m$

IV.2.5- Longueur en crête de la digue:

Cette valeur est mesurée directement sur la vue en plan de l'ouvrage à la côte 873.00m(N.G.A) avec $L = 222.00m$

IV.2.6- Bermes:

Nous envisageons deux(02) bermes qui seront disposés à la côte 863.00m (N.G.A), l'une sur le talus amont et l'autre sur le talus aval; Ces dernières peuvent, à la fois augmenter la stabilité des talus et servir de pistes d'accès à différents niveaux pour d'éventuels travaux de maintenance et protection des talus. Nous préconisons, une largeur pour chaque bermes $l_b = 4.0 m$.

IV.2.7- Talus:

Pour les calculs préliminaires, nous adoptons les valeurs suivantes; valeurs que nous retiendrons si toutefois la stabilité est assurée :

- talus amont 1:3.5
- talus aval 1:3

Les talus de la digue doivent nécessairement être protégés contre toute action pouvant contribuer à leur altération; ceci fera l'objet une étude dans le sous chapitre suivant.

IV.3- FORME ET DIMENSIONNEMENT DES DISPOSITIFS D'ETANCHEITE :

Pour assurer une bonne étanchéité, nous avons étudié plusieurs solutions susceptibles d'être envisagées pour le choix d'un moyen d'étanchéité qui s'adapte le mieux aux conditions de notre retenue.

.../...

IV.3.1- Etanchéité du corps de la digue:

Le matériau constituant le massif étant de l'argile relativement imperméable, celui-ci peut jouer, à la fois le rôle d'organe statique de la retenue et d'organe d'étanchéité.

IV.3.2- Protection des talus:

a) la protection du talus amont sera assurée par des enrochements (RIP-RAP) d'épaisseur de 50 cm, de diamètre allant de 100 à 300 mm, ceux-ci reposent sur une couche de transition constituée par des alluvions se trouvant dans la Chaâbet-El-Azéra ou par des matériaux rocheux, cette couche aura une épaisseur de 30cm et le diamètre des alluvions recommandé sera de 0.1-10mm;

b) La protection du talus aval sera assurée par le gazonnement qui serait réalisé juste après l'achèvement des travaux.

c) Nous prévoyons des butées qui supporteront les couches protectrices du talus amont réalisées en béton.

IV.3.3- Protection contre l'infiltration et le danger de RENARD:

La sécurité d'un barrage est compromise d'une part par les infiltrations dans le massif qui, en résurgant au voisinage de la face aval, peuvent provoquer des épaufrures du talus, d'autre part par les infiltrations dans la fondation donnant naissance à des sous pression élevées au voisinage du pied aval et à des amorces de renard par entraînement de matériaux.

Il est indispensable donc d'y remédier au phénomène de l'infiltration par des moyens et dispositifs de protection bien connus que nous exposerons ci-dessous.

IV.3.3.1- Protection contre l'infiltration à travers le massif de la digue:

Pour empêcher la saturation et par suite le glissement du talus aval; ainsi d'éviter le risque de renard des dispositifs spéciaux de drainage tels que: drains de pieds, tapis filtrant, puits filtrants..... sont à envisager.

Ces dispositifs ayant pour but de maintenir la ligne de saturation à l'intérieur du massif, d'abaisser la valeur des sous pressions et drainer le sol de fondation.

Puisque notre sol de fondation est homogène, de perméabilité homogène et l'absence d'eau au bief aval ainsi que la facilité-
.../...

que présente celui-ci pendant l'exécution; nous proposons un tapis filtrant inversé qui sera disposé sur le tiers aval du sol de fondation, les éléments les plus fins constituant la première couche horizontale de ce filtre, cependant la granulométrie des couches disposées augmente progressivement .

Il est notoire qu'à cet effet la granulométrie des matériaux constituant les différentes couches du filtre inversé doit être particulièrement bien étudiée, afin que ce dernier joue efficacement son rôle.

Les matériaux des filtres étant disponibles près du site, le tapis filtrant inversé sera constitué de six (06) couches de différentes granulométries.

Les relations entre la granulométrie des couches successives ont été déterminées sur la base des recommandations de BERTRAM qui sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau 28.

| Ordre de la couche | Epaisseur (cm) | Granulométrie (mm) |
|--------------------|----------------|--------------------|
| première couche | 25 | 0.1 - 0.5 |
| deuxième couche | 20 | 0.5 - 4 |
| troisième couche | 15 | 4.0 - 6 |
| quatrième couche | 35 | 6.0 - 15 |
| cinquième couche | 20 | 25.0 - 16 |
| sixième couche | 10 | 6.0 - 15 |

Le détail du filtre inversé est représenté sur la Planche N° 4. Les eaux recueillies par le tapis filtrant seront acheminées par des tuyaux capsulaires en béton armé de diamètre 200 mm tous les 20 m vers l'extrémité aval de la digue.

IV.3.3.2- Protection contre l'infiltration dans la fondation:

Vu, la présence d'un cône de déjection récent (graviers, galets, sables, débris avec limons et argiles) au fond de l'oued qui sont moyennement perméables ($K=1.2 \cdot 10^{-5}$ m/s) à une profondeur de 13.50 m. Ceci aurait des effets néfastes sur le massif et sa stabilité, en donnant naissance à des sous pressions élevées sous le massif et du phénomène de renard.

Il s'avère nécessaire de protéger la digue contre l'infi-

liltration dans la fondation .

A cet effet;des dispositifs ont été envisagés dont le but est de réduire les pertes par infiltration dans le terrain d'assise.

1- un parafouille constitué par un rideau de palplanches qui sera enfoncé jusqu'à une profondeur de 14m(encré dans la couche imperméable) du point de vue, sous pression le rideau de palplanches sera disposé à proximité du talus amont.

Ce type de parafouille présente des avantages tels que:

- son adaptation à n'importe quel système d'étanchéité du massif.
- la mise en place est plus rapide que l'exécution d'une tranchée en argile.
- Il peut être enfoncé à des profondeurs plus de 10m .
- il est plus économique par rapport à une tranchée d'argil

Notons;qu'il est indispensable d'assurer sa parfaite liaison avec la couche de protection du talus amont ,cette liaison peut être réalisée par l'intermédiaire d'un massif de béton peu armé,coiffant les palplanches et sur lequel vient s'encrer la couche protectrice du talus amont. (voir détail Planche n°4)

2- parafouille réalisé d'une tranchée d'argile descendra jusqu'à la couche de 13.50m, qui aura une largeur de 4m au fond et une des talus de 1:2.5

Ce parafouille devrait être disposé à proximité du talus amont.

Du point de vue économique,nous adoptons un parafouille réalisé d'un rideau de palplanches.

Pour plus de sécurité de protection contre l'infiltration dans le terrain d'assise;nous préconisons un parafouille par injection sur un tronçon de 100m,de profondeur 5-15m,en utilisant une suspension Bentonite + eau +ciment avec une pression de 5 bars .

IV.3.3.3- Protection contre l'infiltration dans les berges:

L'étude géologique à permis d'observer sur la rive gauche de la vallée un cône de déjection ancien (blocs,galets,caillous,débriş,limons, brèches et conglomérats) qui sont perméables ($K = 1.16 \cdot 10^{-4}$ m/ε).Sa fermeture est aussi indispensable sur un

.../...

tronçon de 70-80m ,de profondeur de 5 -13m par un voile d'injection à partir d'une suspension Bentonite +eau +ciment avec une pression de 5 bars .

IV.3.4-Tracé de la ligne de saturation:

Etant donné, que notre massif s'appuie sur un terrain d'assise peu perméable ($K = 1 \text{ m/j}$).

Le calcul du tracé de la ligne de saturation se fait à la base des hypothèses de MM.MALLET&PACQUANT qui sont:

- la perméabilité de terrain de l'assise est de valeur égale à celle du massif .

- la digue formée de matériaux homogènes ,s'appuie sur le bedrock sous jacent ou sur la couche imperméable profonde .

Apartir des hypothèses décrites ci-dessus, la ligne de saturation se calcule, comme dans le cas ,d'une digue homogène sur fondation imperméable possédant un tapis filtrant .

IV.3.4.1- Tracé:

La ligne phréatique sera tracée à partir de la parabole théorique de KOZENY et de l'hypothèse de CASAGRANDE .

La parabole de KOZENY est donnée par :

$$X = \frac{y^2 - e^2}{2e}$$

avec: $d = 47.33 \text{ m}$

$m = 55.50 \text{ m}$

$0.3 \text{ m} = 16.62 \text{ m}$

d et m sont déterminées graphiquement (voir Planche n°3)

et $R = \sqrt{H^2 + d^2} = 50.08 \text{ m}$

avec: $H = 15 \text{ m}$ hauteur d'eau au bief amont .

d'où: $e = \sqrt{H^2 - d^2} - d = 2.32 \text{ m}$

IV.3.4.2- Estimation du débit de fuite :

Le débit de fuite est estimé à partir de la formule suivante (cas d'une digue imperméable sur fondation perméable):

$$q = \frac{K.H}{\pi} \operatorname{arc} \operatorname{sh} \left(\frac{2.b}{a} \right) = \frac{K.H}{\pi} \ln \left[\frac{2.b}{a} + \sqrt{\left(\frac{2.b}{a} \right)^2 + 1} \right]$$

.../...

avec:

q - débit de fuite en (m^2/s) ;

K - coefficient de perméabilité du terrain d'assise;

$$K = 1.16 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$$

b - l'épaisseur de la couche perméable;

$$b = 13.50 \text{ m}$$

a - largeur du massif sur le terrain d'assise;

$$a = 128 \text{ m}$$

H - hauteur d'eau au bief amont;

$$H = 15 \text{ m}$$

Tout calcul fait, nous trouvons :

$$q = 1.12 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$$

ou: $q = 353.20 \text{ m}^2/\text{an}$.

V H A P I T R E V

ETUDE DE STABILITE DE LA DIGUE

V.1- GENERALITES:

La retenue collinaire en remblai est un massif assez étendu qu'il n'y a pas de raison de vérifier sa stabilité contre le déplacement, ni contre le renversement; cependant il est indispensable de vérifier la stabilité au glissement des talus amont et aval.

V.2- METHODE DE CALCUL: (voir Planche n° 3)

La stabilité de notre retenue sur sa fondation dépend de celle de ses talus amont et aval..

La méthode de calcul repose sur l'hypothèse selon laquelle la rupture se fait suivant une surface supposée circulaire qui est prise ainsi, pour des raisons de commodité dans les calculs. En réalité et comme l'avait relevé M. COLLIN sur plusieurs ruptures, elles affectaient la forme de cycloïdes.

La méthode dite de FELLENIUS suppose également une rupture instantanée et simultanée le long de la surface de glissement appelée aussi cercle de glissement, c'est cette méthode que nous utilisons dans la présente étude.

Pour cela; Il nous faut envisager plusieurs cas, afin d'obtenir le cercle donnant un coefficient de stabilité minimum.

Considérons la tranche d'ordre n qui est soumise:

-à la force de la pesanteur G_n ayant comme composantes normale et tangentielle N_n et T_n .

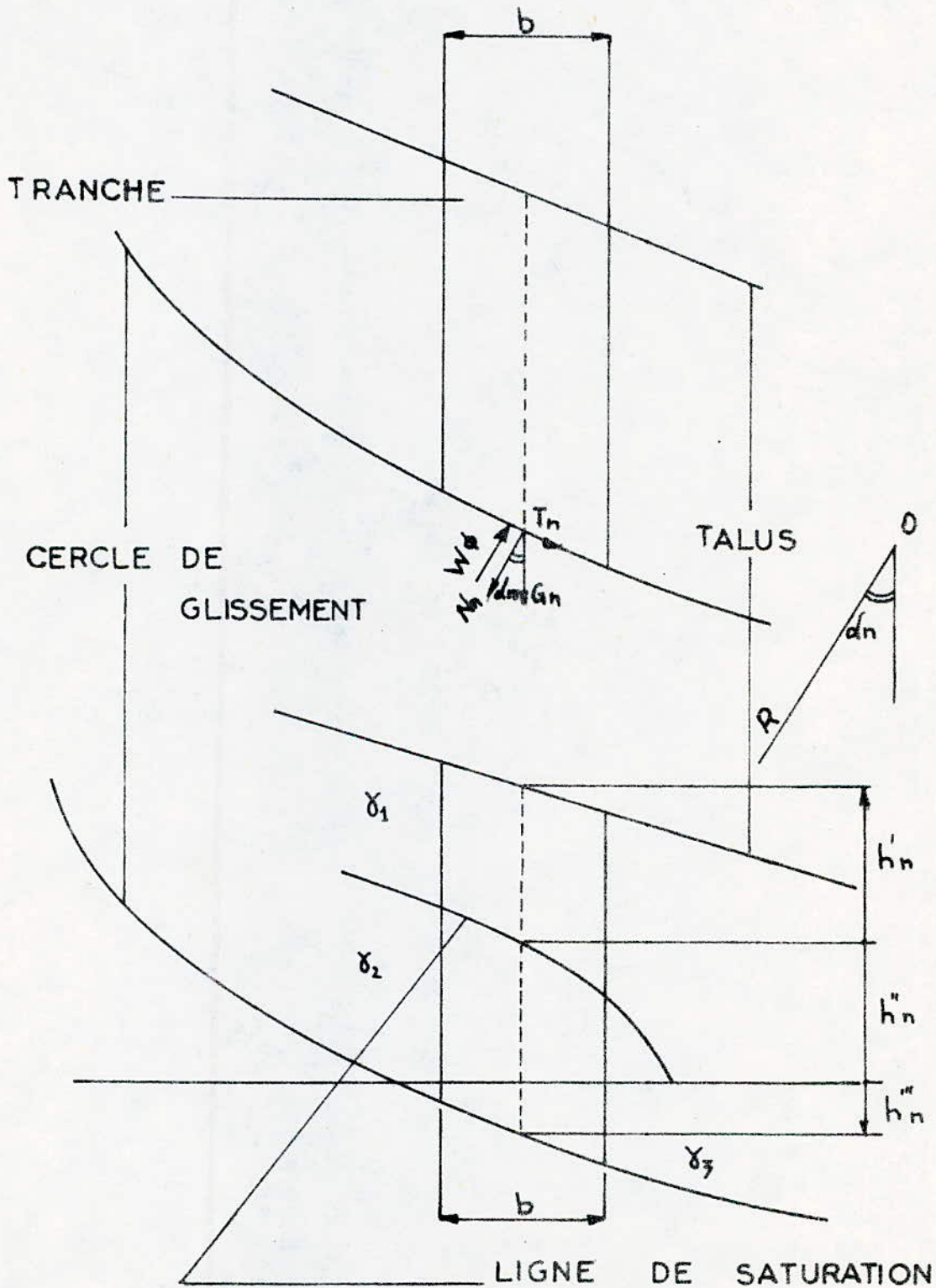
-à la force de pression hydrodynamique $W\phi_n$.

La force tangentielle T_n est motrice^{et} a tendance à entraîner le glissement.

Les forces stabilisatrices s'opposant au glissement sont:

-La force de frottements, S_n :

SCHEMA DE CALCUL DE LA STABILITE
PAR LA METHODE DE FELLENIUS



$$S_n = (N_n - W \phi_n) \operatorname{tg} \varrho$$

où: ϱ - angle de frottement interne du sol

- la force de cohésion: $C = c l_n$

avec: c - cohésion du sol en (KN/m^2)

l_n - longueur de l'arc de glissement dans les limites de la tranche "n" considérée .

Le coefficient de sécurité s'exprime par le rapport de la somme des moments des forces stabilisatrices par la somme des moments des forces motrices par rapport au centre du cercle de glissement.

$$K_s = \frac{\sum S_n \cdot R + \sum C_n \cdot R}{\sum T_n \cdot R}$$

où: R - rayon du cercle de glissement

$$K_s = \frac{\sum S_n + \sum C_n}{\sum T_n}$$

La largeur des tranches est: $b = \frac{R}{m}$

où: $m = 10, 20, 30, \dots$ (souvent $m=10$)

Dans notre étude, nous prenons $m=10$

Procédons au numérotage des tranches, la verticale issue du centre O du cercle de glissement coupe la tranche d'ordre 0 (zéro) en son milieu. Les tranches situées à gauche de la centrale sont numérotées négativement et celles de droite positivement, pour le talus aval et inversement pour le talus amont.

Le poids G_n de la tranche d'ordre "n" est :

$$G_n = (\gamma_1 h_n' + \gamma_2 h_n'' + \gamma_3 h_n''') b \text{ en (KN)}$$

γ_1 : poids volumique du massif à l'état naturel en (KN/m^3)

γ_2 : poids volumique du massif à l'état saturé en (KN/m^3)

γ_3 : poids volumique du sol de fondation en (KN/m^3)

h_n' : hauteur moyenne de la partie sèche de la $n^{\text{ième}}$ tranche (m)

h_n'' : hauteur moyenne de la partie saturée de $n^{\text{ième}}$ tranche (m)

h_n''' : hauteur moyenne de la partie d'assise de $n^{\text{ième}}$ tranche (m)

La composante normale N_n est:

$$N_n = G_n \cos \alpha_n$$

La composante tangentielle T_n est:

$$T_n = G_n \sin \alpha_n$$

avec: $\sin \alpha_n = \frac{n}{m}$ d'où: $\cos \alpha_n = \sqrt{1 - \left(\frac{n}{m}\right)^2}$

n - numéro d'ordre

.../...

La force de pression hydrodynamique est:

$$W \phi_n = \gamma_e h_p l_n \text{ en (KN/m)}$$

où: γ_e - poids volumique de l'eau ($\gamma_{eau} = 10 \text{KN/m}^3$)

h_p - hauteur piézométrique de la tranche considérée prise approximativement égale à la hauteur de l'eau d'infiltration sur la courbe de glissement $h_p = h_n''$ en (m).

$$l_n = \frac{b}{\cos \alpha_n} \text{ en (m)}$$

La formule donnant K_s s'écrit alors:

$$K_s = \frac{\sum \left(G_n \cos \alpha_n - \gamma_e h_n'' \frac{b}{\cos \alpha_n} \right) \text{tg } \epsilon_i + \sum C_i \frac{b}{\cos \alpha_n}}{\sum G_n \sin \alpha_n}$$

C_i et ϵ_i sont fonction de l'état de la zone de la tranche .

V.2-CHOIX DU CERCLE DE GLISSEMENT:

La retenue reposant sur une base non rocheuse celle-ci susceptible de glisser avec le massif.

La zone du cercle de glissement est déterminé en divisant le talus en deux(02) parties et en menant une droite de 80° à 90° Alors la droite verticale limitée par les deux(02) rayons R_1 et R_2 qui sont pris à partir d'un tableau en fonction de la hauteur de la digue, pour notre cas: ($R_1 = h_b$, $R_2 = 2.3 h_b$).

V.3-SOLLICITATIONS DUES AU SEISME:

Le site de la retenue sur Chaâbet-El-Azéra, se situe dans la zone II, il nous faut , alors tenir compte des effets séismiques dans l'étude de la stabilité des talus . Nous appliquons au centre de gravité de chaque tranche une force due à l'accélération

$$\gamma = a \cdot g$$

où: a - coefficient d'intensité sismique de la zone ($a = 0.12$)
 g -accélération de la pesanteur ($g = 9.81 \text{m/s}^2$).

L'expression du coefficient de sécurité devient:

$$K_s = \frac{\sum \left(G_n \cos \alpha_n - h_n'' \frac{b}{\cos \alpha_n} \right) \text{tg } \epsilon_i + \sum C_i \frac{b}{\cos \alpha_n}}{\sum G_n \sin \alpha_n + \frac{1}{R} \sum T_{tn} d_n}$$

avec: $T_{tn} = a \cdot G_n$ force due au séisme en (KN/m)

d_n - bras de levier en (m)

V.4- CAS A ENVISAGER DANS LE CACUL :

Il faut s'assurer de la stabilité des talus amont et aval, dans les cas les plus défavorables, correspondant aux hypothèses suivantes:

1) Le réservoir est plein (fonctionnement normal)

C'est le talus aval qui est en danger sous l'effet des forces d'infiltration, car il y a un écoulement continu à travers la digue;

$$K_s = 1.37 \quad \text{sans séisme}$$

$$K'_s = 1.01 \quad \text{avec séisme}$$

2) Le réservoir est vide (fin de construction)

Les eaux de pluies s'infiltrent dans le massif et réapparaissent vers les parties basses des talus amont et aval;

$$\text{Amont:} \quad K_s = 2.21 \quad \text{sans séisme}$$

$$K'_s = 1.58 \quad \text{avec séisme}$$

$$\text{Aval:} \quad K_s = 1.89 \quad \text{sans séisme}$$

$$K'_s = 1.38 \quad \text{avec séisme}$$

3) Le réservoir étant plein, il est vidangé rapidement.

C'est le talus amont qui est en danger;

Nota: dans ce cas le cercle de glissement passe par le N.N.R

$$K_s = 1.45 \quad \text{sans séisme}$$

$$K'_s = 1.03 \quad \text{avec séisme}$$

Données géotechniques:

$$\gamma_1 = 16 \text{ KN/m}^3$$

$$\gamma_2 = 19 \text{ KN/m}^3$$

$$\gamma_3 = 16 \text{ KN/m}^3$$

$$c = 15 \text{ KN/m}^2 \quad \text{assise}$$

$$c = 20 \text{ KN/m}^2 \quad \text{remblai}$$

$$\varphi = 20^\circ$$

Les calculs de la stabilité de la digue, sont représentés dans les tableaux suivants (voir page suivante)

CONCLUSION: d'après les résultats obtenus du coefficient de stabilité, nous remarquons que notre ouvrage est stable, par conséquent nous gardons les pentes prises au préalable.

FIN DE CONSTRUCTION

TALUS AMONT R = 39.40 m

| N ^o de tranchée | θ (°) | h_n (m) | h_n' (m) | γ_1 (KN/m ³) | γ_2 (KN/m ³) | G_n (KN/m) | $\sin \alpha_n$ | $\cos \alpha_n$ | $G_n \sin \alpha_n$ (KN/m) | $G_n \cos \alpha_n$ (KN/m) | P_n (m) | $G_n \cos \alpha_n$ (KN/m) | C_{lm} (KN/m) | $T_{n \text{ dn}}$ (KN/m) | d_n (m) | $T_{n \text{ dn}}$ (KN) |
|----------------------------|--------------|-----------|------------|---------------------------------|---------------------------------|--------------|-----------------|-----------------|----------------------------|----------------------------|-----------|----------------------------|-----------------|---------------------------|-----------|-------------------------|
| +9 | 7,94 | 6,8 | / | 16 | 16 | 428,67 | 0,9 | 0,435 | 385,80 | 186,47 | 9,06 | 67,87 | 181,2 | 51,44 | 17,7 | 684,15 |
| +8 | " | 12,6 | / | " | " | 794,7 | 0,8 | 0,6 | 635,44 | 476,58 | 6,57 | 173,46 | 131,4 | 95,32 | 17,2 | 1679,50 |
| +7 | " | 15,5 | 0,3 | " | " | 896,03 | 0,7 | 0,714 | 627,22 | 711,17 | 5,52 | 258,84 | 110,4 | 119,52 | 20,2 | 2414,30 |
| +6 | " | 14,4 | 4 | " | " | 115,94 | 0,6 | 0,8 | 695,97 | 927,95 | 4,92 | 327,75 | 98,4 | 179,19 | 22,5 | 3171,78 |
| +5 | " | 13,2 | 6,5 | " | " | 1241,89 | 0,5 | 0,87 | 620,94 | 1080,44 | 4,57 | 393,25 | 90,6 | 149,03 | 25,4 | 3785,76 |
| +4 | " | 12,2 | 8,4 | " | " | 1298,62 | 0,4 | 0,92 | 519,45 | 1194,73 | 4,28 | 434,85 | 85,6 | 155,87 | 26 | 4051,58 |
| +3 | " | 11 | 10 | " | " | 1727,84 | 0,3 | 0,95 | 397,15 | 1257,65 | 4,15 | 457,75 | 83 | 158,86 | 27,7 | 4736,88 |
| +2 | " | 9,9 | 11 | " | " | 1317,54 | 0,2 | 0,98 | 213,51 | 1291,18 | 4,02 | 469,95 | 60,7 | 158,10 | 28,2 | 4458,42 |
| +1 | " | 8,8 | 11,6 | " | " | 1286,01 | 0,1 | 0,995 | 128,60 | 1279,58 | 3,96 | 465,73 | 59,4 | 154,32 | 29 | 4475,28 |
| 0 | " | 7,6 | 11,7 | " | " | 1216,67 | 0 | 1 | 0 | 1216,67 | 3,94 | 442,83 | 59,1 | 146,00 | 29,8 | 4350,80 |
| -1 | " | 6,4 | 11,5 | " | " | 1128,42 | -0,1 | 0,995 | -112,84 | 1122,77 | 3,96 | 408,65 | 59,4 | 135,41 | 30,1 | 4075,84 |
| -2 | " | 5,2 | 10,9 | " | " | 1014,34 | -0,2 | 0,98 | -202,99 | 894,64 | 4,02 | 362,02 | 60,7 | 121,79 | 30,5 | 3714,60 |
| -3 | " | 4,1 | 9,9 | " | " | 884,6 | -0,3 | 0,95 | -265,44 | 840,56 | 4,15 | 305,94 | 62,25 | 106,18 | 30,7 | 3259,73 |
| -4 | " | 3 | 8,4 | " | " | 718,66 | -0,4 | 0,92 | -227,46 | 661,16 | 4,28 | 240,64 | 64,2 | 86,24 | 30,7 | 2613,07 |
| -5 | " | 1,8 | 6,4 | " | " | 516,93 | -0,5 | 0,87 | -298,46 | 449,73 | 4,53 | 163,69 | 67,95 | 62,07 | 30 | 1860,9 |
| -6 | " | 0,8 | 4 | " | " | 302,59 | -0,6 | 0,8 | -181,55 | 242,07 | 4,92 | 88,11 | 73,8 | 36,31 | 29,7 | 1067,88 |

$\Sigma = 2906,74$

$\Sigma = 5071,73$

$\Sigma = 49916,42$

$K_s = 2,21$

$K'_s = 1,58$

$\Sigma = 1347,7$

-43-

FIN DE CONSTRUCTION

TALUS AVAL

R = 39.20 m

| No. de tranchées | b (m) | h _n (m) | h' _n (m) | γ ₁ (KN/m ³) | γ ₂ (KN/m ³) | G _n (KN/m) | Sin α _n | cos α _n | G _n Sin α _n (KN/m) | G _n cos α _n (KN/m) | l _n (m) | G _n cos α _n l _n (KN/m) | G _n l _n (KN/m) | T _{tn} (KN/m) | d _n (m) | T _{tn} d _n (KN) |
|---------------------|----------|-----------------------|------------------------|--|--|--------------------------|--------------------|--------------------|---|---|-----------------------|--|---|---------------------------|-----------------------|--|
| +9 | 3,00 | 2,4 | / | 16 | 16 | 115,2 | 0,9 | 0,4375 | 107,68 | 50,21 | 6,9 | 18,27 | 138 | 13,82 | 14,9 | 205,92 |
| +8 | 3,9 | 8,9 | / | " | " | 537,12 | 0,8 | 0,6 | 426,9 | 319,87 | 6,57 | 116,42 | 130,6 | 18,7 | 18,7 | 1196,24 |
| +7 | " | 11,7 | / | " | " | 737,82 | 0,7 | 0,714 | 513,62 | 521,01 | 5,52 | 189,63 | 110,4 | 88,06 | 21,8 | 1919,67 |
| +6 | " | 13,8 | / | " | " | 865,53 | 0,6 | 0,8 | 519,32 | 692,43 | 4,90 | 252,02 | 98 | 107,86 | 24 | 2492,73 |
| +5 | " | 13,4 | 2 | " | " | 965,89 | 0,5 | 0,87 | 482,94 | 840,72 | 4,51 | 305,85 | 90,2 | 114,91 | 26 | 3013,58 |
| +4 | " | 12 | 4 | " | " | 1007,92 | 0,4 | 0,92 | 401,41 | 927,24 | 4,26 | 336,03 | 85,2 | 120,42 | 27,8 | 3247,68 |
| +3 | " | 10,6 | 5,6 | " | " | 1016,06 | 0,3 | 0,95 | 304,82 | 965,82 | 4,13 | 351,53 | 82,6 | 121,93 | 28,6 | 3487,20 |
| +2 | " | 9,4 | 6,9 | " | " | 997,25 | 0,2 | 0,98 | 199,45 | 977,7 | 4,00 | 355,71 | 80 | 119,67 | 30,3 | 3626 |
| +1 | " | 8 | 7,1 | " | " | 947,07 | 0,1 | 0,997 | 94,71 | 942,33 | 3,94 | 342,98 | 78,8 | 113,65 | 30,7 | 3489,06 |
| 0 | " | 6,6 | 7,4 | " | " | 878,08 | 0 | 1 | 0 | 878,08 | 3,92 | 319,59 | 58,8 | 105,37 | 32 | 3371,84 |
| -1 | " | 5,4 | 7,2 | " | " | 790,27 | -0,1 | 0,995 | -79,07 | 786,72 | 3,94 | 286,20 | 59,1 | 94,83 | 32,5 | 3081,98 |
| -2 | " | 4 | 6,6 | " | " | 644,83 | -0,2 | 0,98 | -132,97 | 691,53 | 4,00 | 237,14 | 60 | 79,78 | 32,8 | 2616,78 |
| -3 | " | 2,8 | 5,6 | " | " | 526,89 | -0,3 | 0,95 | -158,05 | 580,50 | 4,13 | 182,17 | 61,95 | 63,22 | 33 | 2086,26 |
| -4 | " | 1,9 | 3,8 | " | " | 332,42 | -0,4 | 0,92 | -132,97 | 305,82 | 4,26 | 111,31 | 63,9 | 39,89 | 33,1 | 1320,36 |
| -5 | " | 0,2 | 2 | " | " | 137,98 | -0,5 | 0,87 | -68,99 | 120,05 | 4,51 | 43,69 | 67,65 | 16,56 | 32,60 | 539,86 |

K_s = 1,90
K'_s = 1,39

Σ = 2474,5

Σ = 3448,54

Σ = 1269,2

Σ = 36544,14

-47-

FIN DE CONSTRUCTION

TALUS AVAL

R = 41.00 m

| N: de franches | b (m) | Hn (m) | h'n (m) | γ_1 (KN/m ³) | γ_2 (KN/m ³) | Gn (KN/m) | Sin dn | cos dn | $G_n \sin dn$ (KN/m) | $G_n \cos dn$ (KN/m) | P_n (m) | $G_n \cos dn$ (KN/m) | $G_n \sin dn$ (KN/m) | Tn (KN/m) | dn (m) | $T_n \sin dn$ (KN/m) |
|----------------|-------|--------|---------|---------------------------------|---------------------------------|-----------|--------|--------|----------------------|----------------------|-----------|----------------------|----------------------|-----------|--------|----------------------|
| +8 | 4,10 | 6,2 | / | 16 | 16 | 406,72 | 0,8 | 0,6 | 325,38 | 244,03 | 6,83 | 88,82 | 176,6 | 48,81 | 20,6 | 1009,41 |
| +7 | " | 10,1 | / | " | " | 662,56 | 0,7 | 0,714 | 463,79 | 479,42 | 5,77 | 171,22 | 119,4 | 79,51 | 24 | 1908,17 |
| +6 | " | 12,2 | / | " | " | 800,32 | 0,6 | 0,8 | 480,19 | 640,26 | 5,12 | 233,03 | 102,4 | 96,04 | 26,5 | 2545,02 |
| +5 | " | 13,2 | 0,5 | " | " | 898,72 | 0,5 | 0,87 | 449,36 | 781,89 | 4,71 | 284,58 | 94,2 | 107,85 | 28,5 | 3073,62 |
| +4 | " | 10,7 | 2,5 | " | " | 931,52 | 0,4 | 0,92 | 372,61 | 857,00 | 4,46 | 311,92 | 89,2 | 111,78 | 30,2 | 3375,83 |
| +3 | " | 10,4 | 4 | " | " | 944,64 | 0,3 | 0,95 | 283,39 | 897,41 | 4,32 | 326,63 | 86,4 | 113,36 | 31,7 | 3593,41 |
| +2 | " | 9 | 5,2 | " | " | 971,52 | 0,2 | 0,98 | 186,30 | 912,89 | 4,18 | 332,26 | 83,6 | 119,78 | 32,8 | 3666,46 |
| +1 | " | 7,7 | 6 | " | " | 898,72 | 0,1 | 0,995 | 89,87 | 894,23 | 4,12 | 329,47 | 82,4 | 107,85 | 33,9 | 3655,99 |
| 0 | " | 6,3 | 6 | " | " | 806,88 | 0 | 1 | 0 | 806,88 | 4,10 | 293,68 | 82 | 96,83 | 34,4 | 3330,80 |
| -1 | " | 5 | 6 | " | " | 721,6 | -0,1 | 0,995 | -72,16 | 717,99 | 4,12 | 261,37 | 61,8 | 86,59 | 35,2 | 3048,13 |
| -2 | " | 3,6 | 5,2 | " | " | 577,28 | -0,2 | 0,98 | -119,46 | 565,73 | 4,18 | 209,91 | 62,7 | 69,27 | 35,8 | 2479,99 |
| -3 | " | 2,2 | 4,4 | " | " | 472,96 | -0,3 | 0,95 | -129,89 | 411,31 | 4,32 | 149,70 | 64,8 | 51,95 | 35,8 | 1860 |
| -4 | " | 0,8 | 2,8 | " | " | 236,96 | -0,4 | 0,92 | -94,46 | 217,27 | 4,46 | 79,08 | 66,8 | 28,34 | 35,7 | 1091,71 |
| -5 | 3,1 | / | 0,7 | " | " | 34,72 | -0,5 | 0,87 | -17,36 | 70,21 | 4,71 | 10,99 | 70,65 | 4,17 | 35,00 | 145,82 |

-45-

$K_g = 1,92$
 $K'_g = 1,39$

$\Sigma = 2221,56$

$\Sigma = 3074,66$

$\Sigma = 1199,09$

$\Sigma = 34700,36$

FIN DE CONSTRUCTION

TALUS AVAL

R = 42.00m

| Nive Tranchée | b (m) | h _n (m) | h' _n (m) | γ ₁ (KN/m ³) | γ ₂ (KN/m ³) | G _n (KN/m) | Sin α _n | cos α _n | G _n Sin α _n (KN/m) | G _n cos α _n (KN/m) | h _n (m) | G _n cos α _n γ ₁ (KN/m) | G _n γ ₁ (KN/m) | T _{tn} (KN/m) | dh (m) | T _{tn} dh (KN) |
|------------------|----------|-----------------------|------------------------|--|--|--------------------------|--------------------|--------------------|---|---|-----------------------|--|---|---------------------------|-----------|----------------------------|
| +9 | 1,9 | / | / | 16 | 16 | 0 | 0,9 | 0,435 | 0 | 0 | 4,76 | 0 | 87,16 | 0 | 19,20 | 0 |
| +8 | 4,20 | 7,6 | / | " | " | 476,32 | 0,8 | 0,6 | 301,06 | 229,79 | 7,00 | 82,16 | 140 | 57,16 | 22,6 | 1291,78 |
| +7 | " | 9,1 | / | " | " | 611,52 | 0,7 | 0,714 | 428,06 | 436,63 | 5,88 | 158,89 | 117,65 | 73,38 | 25,6 | 1878,59 |
| +6 | " | 11,3 | / | " | " | 759,36 | 0,6 | 0,8 | 455,62 | 607,49 | 5,29 | 221,06 | 105 | 91,12 | 28 | 2551,45 |
| +5 | " | 12,4 | / | " | " | 833,28 | 0,5 | 0,87 | 416,64 | 724,95 | 4,83 | 267,81 | 95,75 | 99,99 | 30,2 | 3011,81 |
| +4 | " | 12 | 1,4 | " | " | 900,48 | 0,4 | 0,915 | 360,19 | 824,84 | 4,59 | 300,16 | 91,70 | 108,06 | 31,8 | 3436,23 |
| +3 | " | 10,6 | 3,0 | " | " | 913,92 | 0,3 | 0,95 | 274,18 | 868,22 | 4,42 | 315,94 | 88,42 | 109,67 | 33,4 | 3662,99 |
| +2 | " | 9,2 | 4,1 | " | " | 893,76 | 0,2 | 0,98 | 178,75 | 875,89 | 4,28 | 318,74 | 85,71 | 107,25 | 34,5 | 3700,17 |
| +1 | " | 7,8 | 4,8 | " | " | 864,72 | 0,1 | 0,995 | 84,67 | 838,25 | 4,24 | 305,04 | 84,85 | 103,77 | 35,8 | 3714,84 |
| 0 | " | 6,5 | 5,0 | " | " | 772,80 | 0 | 1 | 0 | 772,80 | 4,20 | 289,22 | 67,80 | 92,74 | 37,5 | 3106,66 |
| -1 | " | 5,1 | 4,8 | " | " | 665,28 | -0,1 | 0,995 | -66,53 | 658,63 | 4,24 | 239,68 | 63,60 | 79,83 | 32,9 | 2626,82 |
| -2 | " | 3,6 | 4,2 | " | " | 524,16 | -0,2 | 0,98 | -104,83 | 513,68 | 4,28 | 186,93 | 64,20 | 62,89 | 37,37 | 2350,54 |
| -3 | " | 2,3 | 3,0 | " | " | 356,16 | -0,3 | 0,95 | -106,85 | 338,35 | 4,42 | 123,13 | 66,30 | 42,74 | 37,37 | 1597,16 |
| -4 | " | 1,0 | 1,5 | " | " | 168 | -0,4 | 0,915 | -67,2 | 153,89 | 4,59 | 56,80 | 68,85 | 20,16 | 37,70 | 747,94 |
| -5 | 0,60 | / | / | " | " | 0 | -0,5 | 0,87 | 0 | 0 | 0,69 | 0 | 10,34 | 0 | 37 | 0 |

K_s = 1,89
K'_s = 1,38

Σ = 2153,73

Σ = 2892,76

Σ = 37676,68

Σ = 1232,33

-97-

FONCTIONNEMENT NORMAL

TALUS AVAL

R = 39.20 m

| no de tronçons | b (m) | h _n (m) | h'' _n (m) | h''' _n (m) | δ ₁ (KN/m ²) | δ ₂ (KN/m ²) | δ ₃ (KN/m ²) | G _n (KN/m) | sin α _n | cos α _n | G _n sin α _n (KN/m) | G _n cos α _n (KN/m) | z _n (m) | W _φ (KN/m) | (G _n cos α _n) φ _g (KN/m) | G _n φ _g (KN/m) | T _{1n} (KN/m) | d _n (m) | T _{1n} d _n (KN) |
|----------------|-------|--------------------|----------------------|-----------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-----------------------|--------------------|--------------------|--|--|--------------------|-----------------------|---|--------------------------------------|------------------------|--------------------|-------------------------------------|
| +9 | 3,00 | 2,4 | / | / | 16 | 19 | 16 | 115,2 | 0,9 | 0,435 | 103,68 | 50,21 | 6,90 | 0 | 18,27 | 138 | 13,82 | 14,9 | 205,92 |
| +8 | 3,92 | 3,5 | / | / | " | " | " | 533,12 | 0,8 | 0,6 | 426,50 | 719,87 | 6,57 | 0 | 116,42 | 170,6 | 63,97 | 18,7 | 1196,24 |
| +7 | " | 3,4 | 2,3 | / | " | " | " | 760,87 | 0,7 | 0,714 | 532,61 | 540,22 | 5,52 | 126,96 | 170,41 | 170,4 | 91,70 | 21,8 | 1190,74 |
| +6 | " | 3,8 | 4 | / | " | " | " | 912,98 | 0,6 | 0,8 | 547,54 | 730,06 | 4,90 | 196,00 | 194,38 | 98 | 109,51 | 24 | 2628,24 |
| +5 | " | 11 | 2,4 | 2 | " | " | " | 994,11 | 0,5 | 0,87 | 497,06 | 864,88 | 4,51 | 198,44 | 242,56 | 90,2 | 119,29 | 26 | 3101,54 |
| +4 | " | 12 | / | 4 | " | " | " | 1003,52 | 0,4 | 0,92 | 401,41 | 928,24 | 4,26 | 170,4 | 274,01 | 89,2 | 120,42 | 27,8 | 3347,68 |
| +3 | " | 10,6 | / | 5,6 | " | " | " | 1016,06 | 0,3 | 0,95 | 304,82 | 965,26 | 4,13 | 237,28 | 267,19 | 82,6 | 121,93 | 28,6 | 3487,20 |
| +2 | " | 9,4 | / | 6,5 | " | " | " | 997,25 | 0,2 | 0,98 | 199,45 | 977,30 | 4,00 | 260,00 | 261,08 | 80 | 119,67 | 30,3 | 3626 |
| +1 | " | 8 | / | 7,1 | " | " | " | 947,04 | 0,1 | 0,995 | 94,71 | 942,33 | 3,94 | 279,74 | 241,16 | 78,8 | 117,65 | 30,7 | 3489,06 |
| 0 | " | 6,6 | / | 7,4 | " | " | " | 878,08 | 0 | 1 | 0 | 878,08 | 3,92 | 290,08 | 214,01 | 58,8 | 109,77 | 32 | 3771,84 |
| -1 | " | 5,4 | / | 7,2 | " | " | " | 790,27 | -0,1 | 0,995 | -79,03 | 786,72 | 3,94 | 287,68 | 182,68 | 59,1 | 94,83 | 32,5 | 3081,98 |
| -2 | " | 4 | / | 6,6 | " | " | " | 664,83 | -0,2 | 0,98 | -132,97 | 691,53 | 4,00 | 264,00 | 141,05 | 60 | 79,78 | 32,8 | 2616,78 |
| -3 | " | 2,8 | / | 5,6 | " | " | " | 526,85 | -0,3 | 0,95 | -158,05 | 500,50 | 4,17 | 277,28 | 97,93 | 61,95 | 63,22 | 33 | 2086,26 |
| -4 | " | 1,9 | / | 7,8 | " | " | " | 332,42 | -0,4 | 0,92 | -132,97 | 305,82 | 4,26 | 161,88 | 52,39 | 63,9 | 39,89 | 33,1 | 1720,76 |
| -5 | " | 0,2 | / | 2 | " | " | " | 177,98 | -0,4 | 0,87 | -68,99 | 120,05 | 4,51 | 90,20 | 10,86 | 67,65 | 16,76 | 32,6 | 539,86 |

K_s = 1,47
K'_s = 1,08

Σ = 2935,77

Σ = 2464,69

Σ = 1269,2

Σ 76089,28

-47-

FUNCTIONNEMENT NORMAL

TALUS AVAL

R = 41.00 m

| N° de branches | b (m) | h _n (m) | h' _n (m) | h'' _n (m) | γ ₁ (KN/m ³) | γ ₂ (KN/m ³) | γ ₃ (KN/m ³) | G _n (KN/m) | Sin α _n | cos α _n | G _n Sin α _n (KN/m) | G _n cos α _n (KN/m) | R _n (m) | W φ (KN/m) | (G _n cos α _n - W φ) (KN/m) | C _u (KN/m) | T _{tn} (KN/m) | d _n (m) | T _{tn} d _n (KN) |
|----------------|-------|--------------------|---------------------|----------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-----------------------|--------------------|--------------------|--|--|--------------------|------------|--|-----------------------|------------------------|--------------------|-------------------------------------|
| +8 | 4,1 | 6,2 | / | / | 16 | 19 | 16 | 406,72 | 0,8 | 0,6 | 325,38 | 244,03 | 6,83 | 0 | 88,82 | 136,6 | 48,81 | 20,6 | 1005,41 |
| +7 | " | 9,9 | 0,6 | / | " | " | " | 669,94 | 0,7 | 0,71 | 468,96 | 475,66 | 5,77 | 34,62 | 160,52 | 115,4 | 80,19 | 24 | 1929,43 |
| +6 | " | 9,8 | 2,4 | / | " | " | " | 829,84 | 0,6 | 0,8 | 497,90 | 667,87 | 5,12 | 112,86 | 196,91 | 102,4 | 95,48 | 26,5 | 2638,89 |
| +5 | " | 11,6 | 1,6 | 0,5 | " | " | " | 918,4 | 0,5 | 0,87 | 459,2 | 793,01 | 4,71 | 98,92 | 254,81 | 94,2 | 110,21 | 28,5 | 7140,93 |
| +4 | " | 11,7 | / | 2,5 | " | " | " | 931,52 | 0,4 | 0,92 | 372,61 | 857,00 | 4,46 | 114,5 | 271,34 | 89,2 | 111,78 | 30,2 | 3375,83 |
| +3 | " | 10,4 | / | 4 | " | " | " | 944,64 | 0,3 | 0,95 | 283,39 | 897,41 | 4,32 | 172,6 | 263,81 | 86,4 | 113,36 | 31,7 | 7597,41 |
| +2 | " | 9 | / | 5,2 | " | " | " | 931,52 | 0,2 | 0,98 | 186,30 | 912,89 | 4,18 | 217,36 | 253,15 | 83,6 | 111,78 | 32,8 | 3666,46 |
| +1 | " | 7,7 | / | 6 | " | " | " | 898,72 | 0,1 | 0,995 | 89,87 | 894,23 | 4,12 | 247,2 | 235,70 | 82,4 | 107,85 | 33,9 | 3655,99 |
| 0 | " | 6,3 | / | 6 | " | " | " | 806,88 | 0 | 1 | 0 | 806,88 | 4,1 | 246 | 204,14 | 82 | 96,83 | 34,4 | 3330,8 |
| -1 | " | 5 | / | 6 | " | " | " | 721,6 | -0,1 | 0,995 | -72,16 | 717,99 | 4,12 | 247,2 | 171,35 | 61,8 | 86,59 | 35,2 | 3048,17 |
| -2 | " | 7,6 | / | 5,2 | " | " | " | 577,28 | -0,2 | 0,98 | -115,46 | 565,73 | 4,18 | 217,36 | 126,80 | 62,7 | 69,27 | 35,8 | 2479,99 |
| -3 | " | 2,2 | / | 4,4 | " | " | " | 432,96 | -0,3 | 0,95 | -129,89 | 411,71 | 4,32 | 190,08 | 80,52 | 64,8 | 51,95 | 35,8 | 1860 |
| -4 | " | 0,8 | / | 2,8 | " | " | " | 236,16 | -0,4 | 0,92 | -94,46 | 217,27 | 4,46 | 124,86 | 33,63 | 66,9 | 28,34 | 35,7 | 1011,71 |
| -5 | 3,1 | / | / | 0,7 | " | " | " | 34,72 | -0,5 | 0,87 | -17,36 | 30,21 | 4,71 | 32,97 | -1,00 | 30,69 | 4,17 | 35 | 145,82 |

-48-

K_s = 1,57
K'_s = 1,14

Σ = 2254,26

Σ = 2340,3

Σ = 1199,09

Σ = 74882,6

FUNCTIONNEMENT NORMAL

TALUS AVAL R=42.00

| Alt. (m) | b (m) | h'n (m) | h''n (m) | h'''n (m) | γ_1 (KN/m ³) | γ_2 (KN/m ³) | γ_3 (KN/m ³) | Gn (KN/m) | Sin dn | cos dn | Gn Sin dn (KN/m) | Gn Cos dn (KN/m) | En (m) | W ₀ (KN/m) | Gn Cos dn (KN/m) | C ₁ (KN/m) | T _{1n} (KN/m) | dn (m) | T _{1n} dn (KN) |
|----------|-------|---------|----------|-----------|---------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|-----------|--------|--------|------------------|------------------|--------|-----------------------|------------------|-----------------------|------------------------|--------|-------------------------|
| +9 | 7,00 | 1,6 | / | / | 16 | 19 | 16 | 76,8 | 0,9 | 0,435 | 69,12 | 33,48 | 6,88 | 0 | 12,186 | 177,6 | 9,22 | 17 | 156,74 |
| +8 | 4,20 | 9,4 | 2,2 | / | " | " | " | 807,24 | 0,8 | 0,6 | 645,79 | 484,34 | 7 | 154,0 | 120,25 | 140 | 96,87 | 20,8 | 2014,90 |
| +7 | " | 8 | 3,6 | / | " | " | " | 824,88 | 0,7 | 0,714 | 577,42 | 589,08 | 5,88 | 211,68 | 177,76 | 117,6 | 98,99 | 27,8 | 2755,96 |
| +6 | " | 9,8 | 4 | / | " | " | " | 977,76 | 0,6 | 0,8 | 586,66 | 782,21 | 5,25 | 210 | 208,27 | 105 | 117,73 | 26,4 | 3097,51 |
| +5 | " | 11,4 | 2 | / | " | " | " | 925,68 | 0,5 | 0,87 | 462,84 | 801,66 | 4,87 | 96,6 | 256,62 | 96,6 | 117,08 | 28,6 | 3176,89 |
| +4 | " | 11,8 | / | 4,2 | " | " | " | 1075,20 | 0,4 | 0,916 | 430,08 | 985,44 | 4,58 | 192,96 | 288,65 | 91,6 | 129,02 | 30,4 | 3922,21 |
| +3 | " | 10,6 | / | 4,8 | " | " | " | 1074,88 | 0,3 | 0,95 | 310,46 | 987,2 | 4,42 | 212,16 | 282,04 | 88,4 | 124,19 | 31,84 | 3954,21 |
| +2 | " | 8,2 | / | 6,9 | " | " | " | 1074,72 | 0,2 | 0,98 | 202,94 | 994,22 | 4,29 | 296,01 | 254,08 | 85,8 | 121,77 | 33,05 | 4024,50 |
| +1 | " | 7,8 | / | 7,6 | " | " | " | 1034,88 | 0,1 | 0,995 | 103,49 | 1029,69 | 4,24 | 322,24 | 257,44 | 84,8 | 124,19 | 34,1 | 4234,88 |
| 0 | " | 6,7 | / | 7,8 | " | " | " | 947,52 | 0 | 1 | 0 | 947,52 | 4,20 | 327,6 | 225,59 | 67,0 | 117,70 | 35 | 3979,5 |
| -1 | " | 4,9 | / | 7,6 | " | " | " | 840 | -0,1 | 0,995 | -84 | 831,6 | 4,24 | 322,24 | 185,76 | 67,6 | 100,8 | 35,6 | 3588,48 |
| -2 | " | 7,5 | / | 6,9 | " | " | " | 698,88 | -0,2 | 0,98 | -139,78 | 684,9 | 4,29 | 296,01 | 144,52 | 64,35 | 83,87 | 36 | 3019,32 |
| -3 | " | 1 | / | 7 | " | " | " | 537,6 | -0,3 | 0,95 | -161,28 | 590,72 | 4,42 | 309,4 | 73,26 | 66,7 | 64,51 | 36,2 | 2735,26 |
| -4 | " | 0,8 | / | 4,4 | " | " | " | 336 | -0,4 | 0,92 | -134,4 | 309,12 | 4,58 | 201,52 | 39,16 | 68,7 | 40,32 | 36 | 1451,52 |
| -5 | " | / | / | 2 | " | " | " | 174,4 | -0,5 | 0,87 | -67,2 | 116,93 | 4,87 | 96,6 | 7,40 | 72,45 | 16,13 | 35,2 | 587,78 |

-67-

K_s = 1,77
K'_s = 1,09

Σ = 2802,14

Σ = 2489,11

Σ = 1545,80

Σ = 41879,66

VIDANGE RAPIDE

TALUS AMONT

R = 30.60 m

| N ^o de branches | b (m) | h _n (m) | γ ₂ (KN/m ³) | G _n (KN/m) | sin α _n | cos α _n | G _n sin α _n (KN/m) | G _n cos α _n (KN/m) | L _n (m) | W _φ (KN/m) | (G _n cos α _n - W _φ) (KN/m) | G ₁ L _n (KN/m) | T _{1n} (KN/m) | d _n (m) | T _{1n} d _n (KN) |
|----------------------------|-------|--------------------|-------------------------------------|-----------------------|--------------------|--------------------|--|--|--------------------|-----------------------|--|--------------------------------------|------------------------|--------------------|-------------------------------------|
| +9 | 0,8 | / | 16 | 0 | 0,9 | 0,475 | 0 | 0 | 1,84 | 0 | 0 | 73,12 | 0 | 15,7 | 0 |
| +8 | 3,05 | 2,4 | " | 117,12 | 0,8 | 0,6 | 93,696 | 70,27 | 5,08 | 121,92 | -34,84 | 91,44 | 14,09 | 17,7 | 248,76 |
| +7 | " | 4,8 | " | 234,24 | 0,7 | 0,714 | 163,97 | 167,25 | 4,27 | 204,96 | -29,47 | 76,86 | 28,11 | 19,6 | 550,93 |
| +6 | " | 6,9 | " | 317,20 | 0,6 | 0,8 | 190,32 | 253,76 | 3,89 | 247,65 | 4,12 | 68,98 | 38,06 | 21,3 | 810,76 |
| +5 | " | 7,5 | " | 366 | 0,5 | 0,87 | 183 | 318,42 | 3,51 | 263,25 | 37,21 | 63,18 | 43,92 | 22,7 | 996,98 |
| +4 | " | 8,3 | " | 409,04 | 0,4 | 0,92 | 162,02 | 372,44 | 3,22 | 277,56 | 69,48 | 59,76 | 48,60 | 24,0 | 1166,52 |
| +3 | " | 8,5 | " | 414,80 | 0,3 | 0,95 | 124,24 | 394,06 | 3,21 | 272,85 | 81,76 | 57,78 | 49,78 | 24,7 | 1229,47 |
| +2 | " | 8,4 | " | 409,92 | 0,2 | 0,98 | 81,98 | 401,72 | 3,11 | 269,24 | 94,75 | 55,98 | 49,19 | 25,6 | 1259,27 |
| +1 | " | 8,0 | " | 390,40 | 0,1 | 0,995 | 39,04 | 388,45 | 3,07 | 245,60 | 96,35 | 55,26 | 46,85 | 26,3 | 1232,10 |
| 0 | " | 7,2 | " | 354,36 | 0 | 1 | 0 | 351,36 | 3,05 | 219,60 | 88,87 | 54,90 | 42,16 | 26,9 | 1134,19 |
| -1 | " | 6,2 | " | 302,56 | -0,1 | 0,995 | -30,26 | 301,05 | 3,07 | 190,34 | 74,67 | 55,26 | 36,31 | 27,3 | 991,19 |
| -2 | " | 4,8 | " | 234,24 | -0,2 | 0,98 | -46,85 | 229,56 | 3,11 | 149,28 | 54,15 | 55,98 | 28,11 | 27,5 | 772,99 |
| -3 | " | 3,2 | " | 156,16 | -0,3 | 0,95 | -46,85 | 148,35 | 3,21 | 102,72 | 30,78 | 57,78 | 18,74 | 27,6 | 517,20 |
| -4 | " | 1,2 | " | 58,56 | -0,4 | 0,92 | -23,42 | 53,88 | 3,32 | 39,84 | 9,47 | 59,76 | 7,03 | 27,4 | 192,85 |

Σ = 891,09

Σ = 577,34

Σ = 845,64

Σ = 11102,91

K_s = 1,60

K'_s = 1,13

-50-

| N ^o de franches | b (m) | H ⁿ (m) | δ ₂ (KN/m ³) | G _m (KN/m) | sin α _n | cos α _n | G _m sin α _n (KN/m) | G _m cos α _n (KN/m) | h _n (m) | Wφ (KN/m) | G _m cos α _n - Wφ (KN/m) | C ₁ h _n (KN/m) | T ₁ h _n (KN/m) | d _n (m) | T ₁ d _n (KN) |
|----------------------------|-------|--------------------|-------------------------------------|-----------------------|--------------------|--------------------|--|--|--------------------|-----------|---|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------|------------------------------------|
| +9 | 2,3 | / | 16 | 14,96 | 0,9 | 0,435 | 0 | 6,33 | 5,29 | 0 | 0 | 95,22 | 1,87 | 25 | 46,25 |
| +8 | 3,18 | 2,8 | " | 142,46 | 0,8 | 0,6 | 113,97 | 85,48 | 5,3 | 148,4 | -42,44 | 95,40 | 17,10 | 27 | 461,7 |
| +7 | " | 4,6 | " | 234,05 | 0,7 | 0,714 | 163,83 | 167,11 | 4,45 | 204,7 | -25,35 | 80,10 | 28,09 | 29 | 814,61 |
| +6 | " | 5,6 | " | 284,93 | 0,6 | 0,8 | 170,96 | 227,94 | 3,98 | 222,88 | 7,41 | 71,64 | 34,19 | 30,2 | 1032,59 |
| +5 | " | 6,2 | " | 315,46 | 0,5 | 0,87 | 157,73 | 274,45 | 3,65 | 226,3 | 32,48 | 65,7 | 37,86 | 31,4 | 1188,65 |
| +4 | " | 6,7 | " | 340,90 | 0,4 | 0,92 | 136,36 | 313,62 | 3,46 | 231,82 | 55,17 | 62,28 | 40,91 | 32,8 | 1341,78 |
| +3 | " | 6,8 | " | 345,98 | 0,3 | 0,95 | 103,80 | 328,68 | 3,35 | 227,8 | 68,04 | 60,30 | 41,92 | 33,90 | 1390,84 |
| +2 | " | 6,4 | " | 325,63 | 0,2 | 0,98 | 65,13 | 319,12 | 3,24 | 207,36 | 75,38 | 58,32 | 39,08 | 34,5 | 1348,11 |
| +1 | " | 6,0 | " | 305,28 | 0,1 | 0,995 | 30,53 | 303,35 | 3,20 | 192 | 79,38 | 57,60 | 36,63 | 35,1 | 1285,84 |
| 0 | " | 5,0 | " | 254,4 | 0 | 1 | 0 | 254,4 | 3,18 | 159 | 64,35 | 57,24 | 30,53 | 35,5 | 1083,74 |
| -1 | " | 4,0 | " | 203,52 | -0,1 | 0,995 | -20,35 | 202,90 | 3,20 | 128 | 50,25 | 57,6 | 24,42 | 36 | 879,21 |
| -2 | " | 2,6 | " | 132,29 | -0,2 | 0,98 | -26,46 | 129,64 | 3,24 | 84,24 | 70,62 | 58,32 | 15,87 | 36,2 | 574,67 |
| -3 | " | 1,0 | " | 50,88 | -0,3 | 0,95 | -15,26 | 48,34 | 3,35 | 33,5 | 10,01 | 60,30 | 6,10 | 36,3 | 221,63 |

-51-

K_s = 1,45
K's = 1,03

Σ = 880,24

Σ = 397,3

Σ = 880,02

Σ = 11229,37

VIDANGE RAPIDE

TALUS AMONT

R = 32.70 m

| N ^o de franches | b (m) | h _n (m) | γ ₂ (KN/m ³) | G _n (KN/m) | sin α _n | cos α _n | G _n sin α _n (KN/m) | G _n cos α _n (KN/m) | l _n (m) | Wφ (KN/m) | (G _n cos α _n - Wφ) (KN/m) | C _{l_n} (KN/m) | T _{ln} KN/m | d _n (m) | T _{ln} d _n (KN) |
|----------------------------|-------|--------------------|-------------------------------------|-----------------------|--------------------|--------------------|--|--|--------------------|-----------|---|-----------------------------------|----------------------|--------------------|-------------------------------------|
| +7 | 3,27 | 2 | 16 | 104,64 | 0,7 | 0,714 | 73,25 | 74,72 | 4,58 | 91,2 | -11,79 | 82,44 | 12,56 | 22 | 276,32 |
| +6 | " | 4 | " | 209,28 | 0,6 | 0,8 | 125,57 | 167,42 | 4,09 | 167,6 | 2,98 | 73,62 | 25,11 | 24,1 | 605,15 |
| +5 | " | 5,3 | " | 277,30 | 0,5 | 0,87 | 138,65 | 241,29 | 3,76 | 199,28 | 28,71 | 67,68 | 33,28 | 25,5 | 848,64 |
| +4 | " | 6 | " | 317,92 | 0,4 | 0,92 | 125,57 | 288,81 | 3,55 | 217 | 51,13 | 67,9 | 37,67 | 26,9 | 1013,32 |
| +3 | " | 6,4 | " | 334,85 | 0,3 | 0,95 | 100,45 | 318,11 | 3,44 | 220,16 | 66,07 | 61,92 | 40,18 | 28 | 1125,04 |
| +2 | " | 6,7 | " | 329,62 | 0,2 | 0,98 | 65,92 | 323,02 | 3,34 | 210,42 | 75,95 | 60,12 | 39,95 | 28,9 | 1143,00 |
| +1 | " | 5,9 | " | 308,29 | 0,1 | 0,995 | 30,87 | 307,14 | 3,29 | 194,11 | 76,24 | 59,22 | 37,04 | 29,6 | 1096,38 |
| 0 | " | 5 | " | 261,6 | 0 | 1 | 0 | 261,6 | 3,27 | 167,5 | 66,17 | 58,86 | 31,39 | 30,1 | 944,84 |
| -1 | " | 3,9 | " | 204,05 | -0,1 | 0,995 | -20,40 | 203,03 | 3,29 | 128,31 | 50,40 | 59,22 | 24,36 | 30,5 | 742,98 |
| -2 | " | 2,5 | " | 130,8 | -0,2 | 0,98 | -26,16 | 128,18 | 3,34 | 83,5 | 30,14 | 60,12 | 15,70 | 30,9 | 489,13 |

K_s = 1,76
K'_s = 1,25

Σ = 613,72

Σ = 475,6

Σ = 647,1

Σ = 8280,80

CHAPITRE VI

OUVRAGES ANNEXES

VI.1- DERIVATION PROVISOIRE (voir Planche n° 5 et 7)

VI.1.1- Généralités: l'obligation de maintenir à l'abri des eaux la zone sur laquelle doit s'ériger la digue impose le détournement de la rivière. Il faut donc capter dans la zone amont tous les débits pouvant passer dans le cours d'eau pendant la période de construction du massif afin de les restituer à l'aval.

Un batardeau amont est nécessaire pour barrer la rivière et entonner les eaux dans la galerie.

Cette galerie passant à l'emplacement et au travers du futur barrage ; elle sera creusée sur le flanc gauche de l'oued, elle servira aussi pour la vidange de fond et également à l'évacuation des crues exceptionnelles.

VI.1.2- Détermination de la hauteur du batardeau:

Ayant opté pour une galerie circulaire de diamètre 2.5m, le calcul hydraulique suivant est fait pour la détermination de la hauteur du batardeau.

Hypothèses de calcul:

- écoulement en charge dans la galerie;
- dans la hauteur du batardeau, est exclue la revanche;
- écoulement permanent.

En application de l'équation de Bernoulli entre les sections (I) et (II) nous avons:

$$H_{\text{bat}} + J.L - H_2 = \frac{V^2}{2.g} \left(\sum \gamma_i + f \cdot \frac{L}{D} \right) \quad (1)$$

Voir schéma sur la page suivante

où: H_{bat} - hauteur du batardeau revanche exclue;
L- longueur de la galerie suivant le tracé choisi;

.../...

D - diametre de la galerie D = 2.5 m

ΣY somme des pertes de charge;

$$Y_{\text{entrée}} = 0.5, Y_{\text{sortie}} = 1$$

J - pente du terrain le long du tracé J = 0.04

H₂ - hauteur d'eau au bief aval H₂ = 0.5 m

f - coefficient de frottement correspondant au régime turbulent rugueux donné par la formule de Nicuradzé

$$f_r = \left(1.14 - 0.86 \ln \frac{\epsilon}{D} \right)^2$$

avec: - rugosité absolue de la paroi $\epsilon = 1.10^{-3}$

Dh - diametre hydraulique Dh = D = 2.5 m section pleine

L'équation (1) peut s'écrire sous la forme:

$$H_{\text{bat}} = H_2 - J.L + \frac{Q^2}{A^2 \cdot 2g} \quad \times \left(f \cdot \frac{L}{D} + \Sigma Y \right)$$

$$\text{car: } V^2 = \frac{Q^2}{A^2}$$

Application numérique:

$$Q_p = 10\% = 46 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D = 2.5 \text{ m}$$

$$\epsilon = 1.10^{-3} \text{ m}$$

$$f_r = 0.0161508$$

$$H_{\text{bat}} = 5.75 \text{ m}$$

Vérification du régime :

$$\frac{\epsilon}{D_h} = \frac{1.10^{-3}}{2.5} = 4.10^{-4}$$

$$R = \frac{V \cdot D}{\nu} = \frac{Q \cdot D}{A \cdot \nu} = 23.43 \cdot 10^6 = 2.34 \cdot 10^7$$

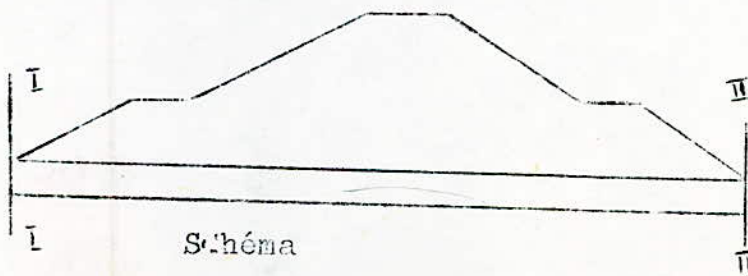
Diagramme de Moody le régime est turbulent rugueux;

$\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ - viscosité cinématique de l'eau

Le régime étant turbulent rugueux, aucune correction n'est à faire.

Nous adoptant une revanche de 1 m, par conséquent la hauteur du batardeau sera : H_{bat} = 7 m

Nous notons que le batardeau sera incorporé dans le corps de la digue.



VI.2 - EVACUATEUR DE CRUE: (voir Planche 5 et 6)

But: du fait de la nature des matériaux du massif de la digue; il est nécessaire d'éviter tout déversement par dessus sa crête.

Pour cela; les évacuateurs de crue s'imposent comme solution devant le danger de submersion des barrages.

Le choix du type d'évacuateur et de son emplacement dépendent des conditions topographiques, géologiques et économiques.

VI.2.1- Choix du type d'évacuateur de crue:

Différentes solutions ont été envisagées, qui seront citées ci-dessous:

VI.2.1.1 - Evacuateur en puits:

C'est un organe de fond, la capacité de débit varie en général comme $h + Z^{1/2}$ où: h représente la profondeur d'eau en dessous de N.N.R et Z la surélévation du plan d'eau au dessus N.N.R. Cependant; nous ne pouvant envisager ce type d'évacuateur vu la présence d'un cône de déjection récent (accumulation détritique) dans la cuvette, ceci pourrait causer de gros problèmes au niveau de sa fondation et sa stabilité.

VI.2.1.2- Evacuateur de surface:

Le plus simple des ouvrages supérieurs d'évacuation de crue est le déversoir à seuil fixe, sa capacité de débit est proportionnelle à $Z^{3/2}$ à la condition de réaliser un écoulement libre à l'aval du seuil déversant.

VI.2.1.2.1- Evacuateur de surface sur la rive droite: est à écarter au départ pour des raisons topographiques, en effet les pentes sont abruptes.

VI.2.1.2.2- Evacuateur de surface sur la rive gauche:

Pour des raisons topographiques nous optons pour un évacuateur de surface sur la rive gauche dans notre étude.

Dans ce cas le seuil du déversoir sera fixé à la côte du N.N.R

(870 m N.G.A), il se fondera sur un massif d'argile.

Cet évacuateur est constitué

- d'un déversoir type CREAGER;
- d'un bassin de dissipation (amortissement) d'énergie;
- d'un canal de fuite.

a) Profil et type du déversoir:

Le déversoir sera à profil pratique type CREAGER qui s'adapte mieux à la lame d'eau de façon à ce que celle-ci ne puisse se décoller.

Le profil du déversoir est obtenu à partir des coordonnées CREAGER-OFFITCHEROV pour $h = 1m$.

En application de la loi de similitude de Rech-Froude, le rapport des dimensions linéaires étant constant:

$$\lambda = \frac{h_1}{h} = \frac{X}{x} \qquad X = h_1 \cdot x$$

$$\lambda = \frac{h_1}{h} = \frac{Y}{y} \qquad Y = h_1 \cdot y$$

En se servant des coordonnées x et y correspondants à la charge $h = 1m$, nous avons pu tracer le profil de notre coursier point par point de coordonnées (X, Y) (voir Fig 6)

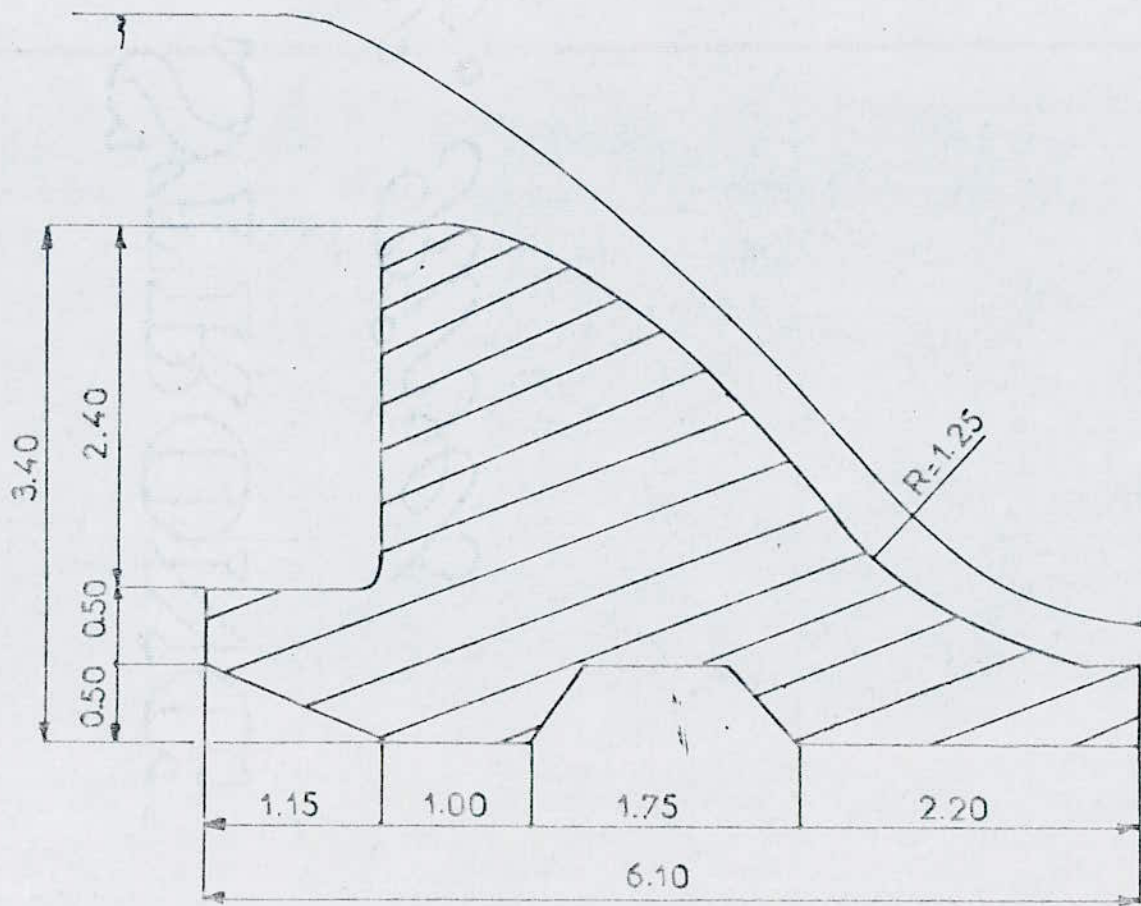
Les coordonnées sont présentées dans le tableau suivant:

Tableau 29

| Profil $h = 1.00 m$ | | Profil $h = 1.43 m$ | |
|---------------------|-------|---------------------|---------|
| x | y | X | Y |
| 0.00 | 0.126 | 0.00 | 0.180 |
| 0.10 | 0.036 | 0.143 | 0.0515 |
| 0.20 | 0.007 | 0.286 | 0.0100 |
| 0.30 | 0.000 | 0.429 | 0.0000 |
| 0.40 | 0.006 | 0.572 | 0.00858 |
| 0.50 | 0.027 | 0.715 | 0.0386 |
| 0.60 | 0.060 | 0.858 | 0.0858 |
| 0.70 | 0.100 | 1.001 | 0.1430 |
| 0.80 | 0.146 | 1.144 | 0.2090 |
| 0.90 | 0.198 | 1.287 | 0.2830 |
| 1.00 | 0.256 | 1.430 | 0.3660 |
| 1.10 | 0.321 | 1.573 | 0.4590 |
| 1.20 | 0.394 | 1.716 | 0.5630 |
| 1.30 | 0.475 | 1.859 | 0.6790 |
| 1.40 | 0.564 | 2.002 | 0.8070 |
| 1.50 | 0.661 | 2.145 | 0.9450 |
| 1.60 | 0.764 | 2.288 | 1.0920 |

.../...

PROFIL DE L'EVACUATEUR
DE CRUE (CRAGER)



ECHELLE: 1/50

Q=CLH
C=2,10
L=30m

Fig 6

Suite : Tableau 29

| | | | |
|------|-------|--------|-------|
| 1.70 | 0.873 | 2.431 | 1.248 |
| 1.80 | 0.987 | 2.5740 | 1.411 |
| 1.90 | 1.108 | 2.7170 | 1.584 |
| 2.00 | 1.235 | 2.8600 | 1.766 |
| 2.10 | 1.369 | 3.0030 | 1.958 |

b) Stabilité de l'évacuateur de crue:

Pendant son exploitation l'ouvrage est soumis à divers sollicitations qui sont variables dans le temps, nous devons prévoir son comportement dans plusieurs cas de charge afin d'apporter solutions et modifications nécessaires à sa sécurité.

Parfois seules les études peuvent fournir des résultats fiables, dans notre présente étude nous vérifierons la stabilité contre:

- le glissement;
- le renversement;
- le soulèvement

1) Stabilité contre le glissement: le coefficient de sécurité au glissement s'écrit sous la forme:

$$K_g = \frac{\sum \text{Forces stabilisatrices}}{\sum \text{Forces d'entraînement}}$$

$$K_g = \frac{f (G - W_e)}{p}$$

où: f - coefficient de frottement;
 G - poids de l'ouvrage ;
 W_e - pression de l'eau d'infiltration;
 p - poussée due à la pression de l'eau

avec: $G = 1/2 \gamma_b \cdot h \cdot b$

où: γ_b - poids spécifique du béton $\gamma_b = 2.4 \text{ t/m}^3$
 h - hauteur d'eau $h = 2.40\text{m}$
 b - largeur à la base du deversoir $b = 6.10\text{m}$

et enfin: $G = 1/2 \cdot (2.40)^2 \cdot 6.10 = 17.57 \text{ t/ml}$

$$p = 1/2 \cdot \gamma \cdot h^2 \quad \gamma = \text{poids de l'eau} \quad \gamma = 1 \text{ t/m}^3$$

$$p = 1/2 \cdot 1 \cdot (2.40)^2 = 2.88 \text{ t/ml}$$

$$W_{\phi} = 1/2 \cdot \gamma \cdot h \cdot b$$

avec: α - coefficient de réduction des sous pressions
 $\alpha = 0.5$ à 1.0 soit: $\alpha = 0.7$

$$W_{\phi} = 1/2 \cdot 0.7 \cdot 1 \cdot 2.40 \cdot 6.10 = 5.12 \text{ t/ml}$$

d'où:

$$K_g = 1.08$$

2) Stabilité contre le renversement: le coefficient de sécurité au renversement s'exprime comme suit:

$$K_r = \frac{\sum \text{Momt/c Retenant}}{\sum \text{Momt/c Renversant}} = \frac{G \cdot n}{p \cdot m + W_{\phi} \cdot e}$$

où: G-poids propre du déversoir et n son bras de levier;
p-poussée de l'eau et m son bras de levier;

W_{ϕ} -force d'infiltration et e son bras de levier

avec: $n = 2/3b = 4.07\text{m}$
 $e = 2/3b = 4.07\text{m}$
 $m = 1/3h = 0.80\text{m}$

et: $K_r = 3.09$

3) Stabilité contre le soulèvement: son coefficient de sécurité au soulèvement s'écrit:

$$K_s = \frac{\sum \text{Forces empêchant le soulèvement}}{\sum \text{Forces provoquant le soulèvement}} = \frac{G + p_1}{W_{\phi}}$$

où: p_1 - poids de l'eau sur la console à la base du deversoir

$$p_1 = b_1 \cdot \gamma \cdot h = 1.15 \cdot 1 \cdot 2.40 = 2.76\text{m}$$

avec: b_1 -largeur de la console de la base $b_1 = 1.15\text{m}$

enfin: $K_s = 3.97$

Conclusion: en tout cas la stabilité de l'ouvrage est assurée par conséquent aucune modification sur ses dimensions n'est à apporter.

c) Bassin d'amortissement:

But: il sert à atténuer l'énergie cinétique de l'eau et les affouillements à l'aval du bassin d'amortissement.

Calcul hydraulique: l'exigence citée ci-dessus reste satisfaisante tant que l'accroissement d'énergie mécanique; occasionné par l'effet de l'ouvrage reste entièrement compensé par la perte de charge due à la présence d'un ressaut, se produisant sur le radier du bassin de dissipation d'énergie disposé à l'aval du déversoir.

Hypothèses:

$Q_{max} = 109 \text{ m}^3/\text{s}$, $b = 30 \text{ m}$; $\dots = 1.10^{-3} \text{ m}$, $a = 0.5 \text{ m}$
le débit spécifique: $q = \frac{Q}{b} = \frac{109}{30} = 3.63 \text{ m}^2/\text{s}$

et la charge critique au dessus du seuil du deversoir est:

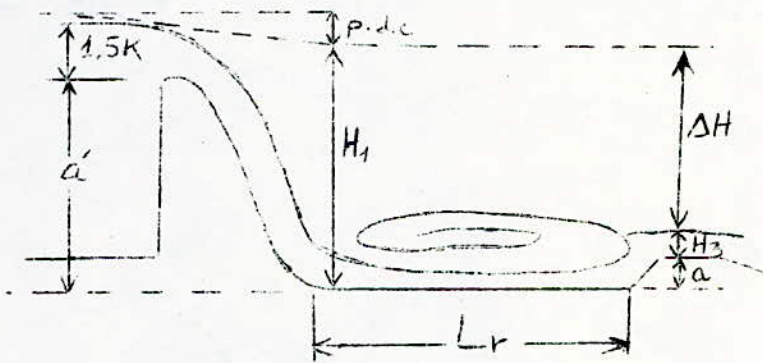
$$K = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{(3.63)^2}{9.81}} = 1.10 \text{ m}$$

avec: g - accélération de la pesanteur $g = 9.81 \text{ m/s}^2$

Méthode de calcul du bassin d'amortissement:

Le calcul se fait à l'aide de la théorie Fluidodynamique de M.G.LAPRAY:

Schéma du calcul:



D'après le schéma ci-dessus nous avons:

$$H_1 = a' + 1.5k - \text{p.d.c} \quad (1)$$

et: $H_1 = a + H_3 + \Delta H \quad (2)$

En négligeant les p.d.c, l'équation (1) devient:

$$H_1 = a' + 1.5K \quad (1')$$

dans le cas limite où: $H_3 = 1.5K$

l'équation (2) devient:

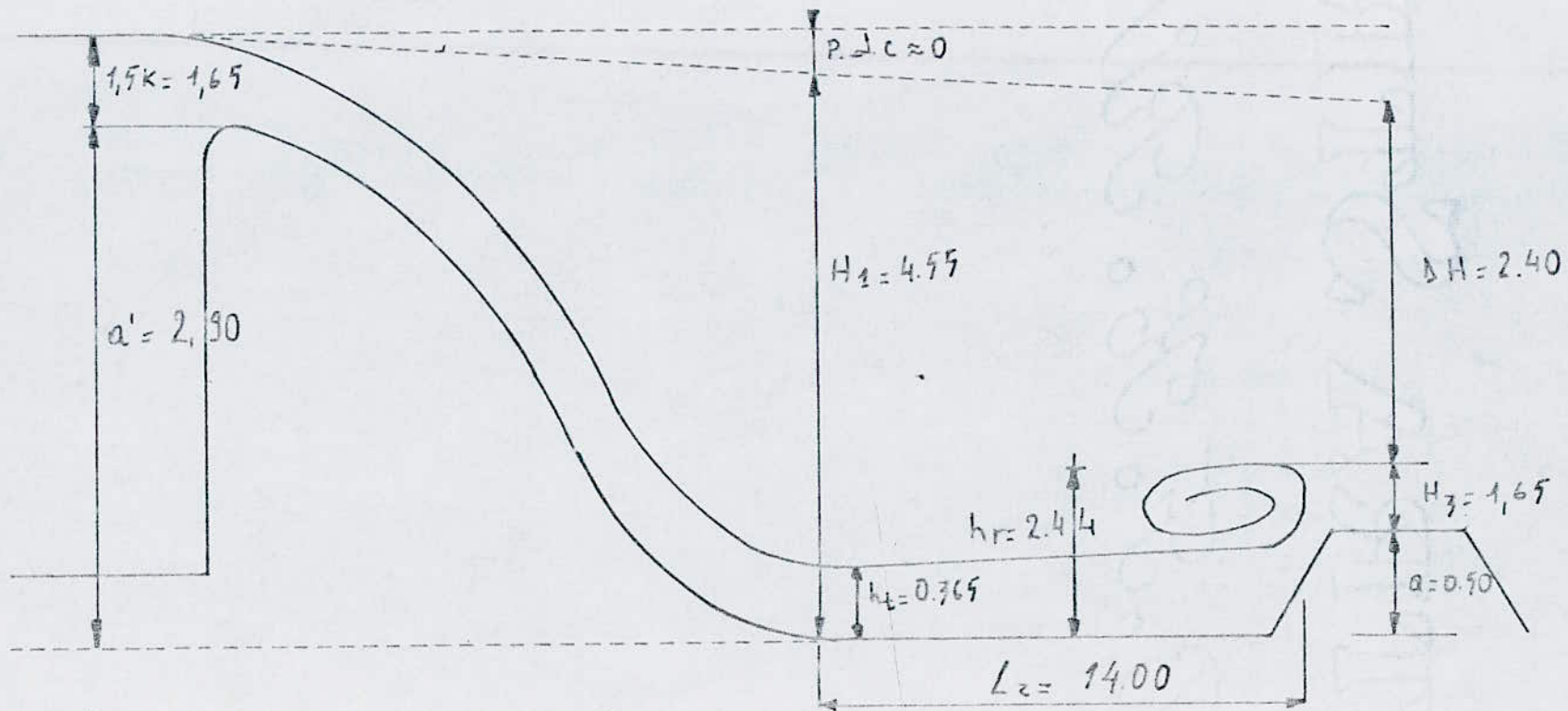
$$H_1 = a + 1.5K + \Delta H \quad (2')$$

En éliminant H_1 entre (1') et (2') nous tirons:

$$\Delta H = a' - a = 2.90 - 0.5 = 2.40 \text{ m}$$

.../...

Schematisation Du Bassin De Dissipation



En introduisant le paramètre adimensionnel nous aurons:

$$H_+ = \frac{\Delta H}{K} = \frac{2.40}{1.10} = 2.1818$$

d'après l'abaque n° 18a nous tirons:

$$h_{t+} = 0.3048 \quad \longrightarrow \quad h_t = h_{t+} \cdot K = 0.335m$$

$$L_{r+} = 2.22 \quad \longrightarrow \quad h_r = h_{r+} \cdot K = 2.442 m$$

$$L_+ = 12.30 \quad \longrightarrow \quad L = L_+ \cdot K = 13.53m$$

Longueur du bassin d'amortissement: $L = 13.50m$

Hauteur du ressaut : $h_r = 2.44m$

Hauteur d'eau à l'aval du deversoir: $h_t = 0.335m$

Notons que le bassin d'amortissement aura une section rectangulaire (14 x 30)m et une hauteur de 3m ,revanche comprise.

Le bassin sera confectionné en béton.

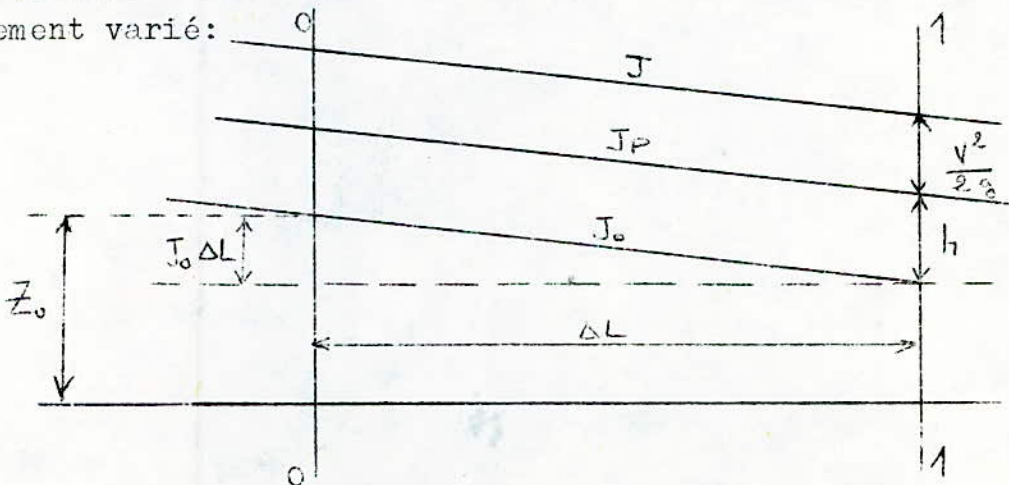
d) Canal de fuite:

Rôle: son rôle est de véhiculer vers l'oued le débit de crue passant par le bassin d'amortissement .

Le canal aura une forme trapézoïdale et linéairement convergent pour atteindre une largeur de 10m.Sa pente géométrique, déterminée par les conditions topographiques est $J = 0.066$.

Etude de l'écoulement dans le canal:

L'écoulement ayant lieu dans le canal est graduellement varié.Dans un tel écoulement les différents paramètres hydrauliques sont variables et son profil en long est dit "courbe de remous". L'équation différentielle ci-dessous traduit le mouvement graduellement varié:



$$dL = \frac{1 - Q^2 e / g A^3}{J_0 - J} dh \quad (1)$$

Avec: dL - distance entre deux sections consécutives (m).

Q - débit véhiculé (m^3/s).

e - largeur du plan d'eau (m).

g - accélération de la pesanteur (m/s^2).

A - section mouillée (m^2).

J_0 - pente géométrique du canal

J - gradient de perte de charge

dh - différence des profondeurs d'eau des deux sections (m).

Profil au long de l'écoulement:

La détermination de la courbe de remous se fait par intégration de l'équation (1).

Mais, dans notre projet le calcul se fait au moyen d'un programme établi par M.G. LAPRAY approprié à la calculatrice T.I.59.

Tout d'abord, nous déterminons la hauteur réelle de la lame d'eau à l'amont du canal.

$$\frac{q}{\sqrt{J}} = \frac{3.63}{\sqrt{0.066}} = 14.13$$

$$= 0.005 \text{ m}$$

abaque 8b $\rightarrow \lambda = 0.60$

$$h_0 = \lambda' = \lambda^{1.606} = (0.6)^{1.606}$$

$$h_0 = 0.44 \text{ m}$$

Ainsi que la hauteur utile h_{u_0} correspondant au mouvement uniforme, le calcul se fait par la méthode classique dont la solution est déterminée par approximations successives.

La formule utilisée est de forme de CHEZY et qui s'écrit comme suit:

$$Q = W \cdot C \cdot \sqrt{RI}$$

Avec: $C = 1/n \cdot R^{1/6}$ (formule de MANNING)

$R = W/\lambda$ rayon hydraulique

Avec: $W = b \cdot h_{u_0}$ section du plan d'eau

$\lambda = b + 2 \cdot h_{u_0}$ périmètre mouillé

$n = 0.014$ coefficient qui dépend de la nature des parois du canal (donné par MANNING).

Données de base sont: $Q = 109 \text{ m}^3/s$, $b = 30 \text{ m}$, $I = 0.066$

Tous calculs faits, nous trouvons: $h_{u_0} = 0.38 \text{ m}$

Le calcul du remous est représenté dans le tableau suivant:

.../...

PROGRAMME DONNANT LE PROFIL EN LONG DE LA SURFACE LIBRE?

REMOUS EN CANAL TRAPEZOIDAL LINEAIREMENT CONVERGENT SUR T.I 59

Pas $\sqrt{X} \times 2 =$

LRN 2nd LBL A RCL 05 $X^2 + 1 =$ STO 09 RCL 08 + RCL 17 ÷ STO 07 R/S

025 2nd LBL B RCL 15 STO 14 ÷ 2 + RCL 06 = ÷ RCL 20 X (RCL 16
- RCL 18) + RCL 18 = STO 04

054 x RCL 07 + RCL 05 x RCL 07 $X^2 =$ STO 10 x 4 ÷ (RCL 04 +
RCL 09 x RCL 07) = STO 11

083 1/X x RCL 02 = STO 29 ln X x .86 - 1.14 = X^2 1/X STO 12
1 - RCL 01 X^2 x (RCL 04 + 2 x RCL 05

119 x RCL 07) ÷ 9.8 ÷ RCL 10 Y^X 3 = STO 13 ÷ (RCL 03 - RCL 12
x (RCL 01 ÷ RCL 10) X^2 ÷ RCL 11 ÷

155 19.6) x RCL 17 = STO 15 - RCL 14 = 2nd |X| 2nd X >> t B
RCL 15 2nd |X| SUM 06 RCL 17 SUM

181 08 RCL 08 + RCL 17 ÷ 2 = STO 07 RCL 01 ÷ RCL 10 x RCL 11 ÷
RCL 00 = STO 19

206 RCL 06 R/S

Allure de la profondeur critique hypothétique

209 2nd LBL C RCL 04 + $\frac{2 \times RCL 05}{X}$ x RCL 27 = STO 31 RCL 04 + RCL 05
x RCL 27 =

233 x RCL 27 = STO 30 1/X Y^X 3 x RCL 31 x RCL 01 X^2 ÷ 9.8 =
STO 28 Y^X .3

259 x RCL 27 = STO 27 RCL 28 - 1 = 2nd |X| 2nd X >> t C RCL 09
x RCL 27 + RCL 04

281 = STO 26 1/X x RCL 30 x 4 = STO 23 1/X x RCL 02 = STO
21 ln X x .86 -

306 1.14 = X^2 1/X STO 24 ÷ RCL 23 x RCL 01 X^2 ÷ RCL 30 X^2 ÷
19.6 = STO 22

334 ÷ RCL 03 = 1/X STO 25 RCL 27 R/S

Allure de la profondeur normale hypothétique

344 2nd LBL D RCL 04 + RCL 05 x RCL 37 = x RCL 37 = STO 40
RCL 04 + RCL 37 x RCL 09

369 = STO 36 1/X x 4 x RCL 40 = STO 33 ÷ RCL 02 = 1/X STO
39 ln X x .86 - 1.14

398 = X^2 1/X STO 35 ÷ RCL 33 x RCL 01 X^2 ÷ RCL 40 X^2 ÷
19.6 = STO 32 ÷ RCL 03 =

Suite du programme:

```

426      YX .3 x RCL 37 = STO 37 RCL 32 - RCL 03 = 2nd X 2nd
          X  $\Rightarrow$  t P RCL 01  $\div$  RCL 40 =
450      STO 34 x RCL 33  $\div$  RCL 00 = STO 38 RCL 37 R/S

```

Valeurs initiales à introduire:

```

V = .000001  STO 00      Q = 109  STO 01      E = .005  STO 02
Vu = .066   STO 03      I = .000001  STO 05
Lo = 0      STO 06      ho = 0.44   STO 08      bn = 10  STO 16
bc = 30     STO 18      huo = 0.38  STO 37
Lr = 290    STO 20      Ko = 1.10   STO 27      ΔL = 3  STO 15
Δh (varie par tranche)  STO 17      .001 X  $\Leftrightarrow$  t

```

Exécution:

```

Appuyer sur A  $\longrightarrow$   $h_{II} = h_I + \frac{\Delta h}{2}$       RCL 09  $\longrightarrow$   $\chi = 2 \sqrt{1 + I^2} = 2$ 
Appuyer sur B  $\longrightarrow$   $L_{0-1} \frac{b_1^0}{2} - 06$       RCL 08  $\longrightarrow$   $h_1$ 
          RCL 04  $\longrightarrow$   $b_1^0$       RCL 19  $\longrightarrow$  IR  $\Rightarrow$  turbulent rugueux
Appuyer sur C  $\longrightarrow$   $K_1 \longleftrightarrow 27$       RCL 29  $\longrightarrow$   $\epsilon/Dh$ 
Appuyer sur D  $\longrightarrow$   $h_u \longleftrightarrow 37$ 

```

Respecter $\left\{ \begin{array}{l} B \text{ pour les valeurs à rapporter au tableau;} \\ B, C, D \\ \text{tant que } L_i \leq L_n \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} C \text{ faire varier valeur et signe de } \Delta h \text{ à réintroduire} \\ \text{au registre 17 au fur et à mesure de l'avancement} \\ \text{du programme .} \end{array} \right.$

Calcul de REMOUS:

PROFIL EN LONG A PENTE GEOMETRIQUE PRONONCEE ($h_{ui} < k$)

REMOUS ASCENDANT TYPE P₃ ($h_i < h_{ui} < k$)

Turbulent rugueux, Torreniel, Subnormal

Tableau 30

| L_i | h_i | b_i | k_i | h_{ui} |
|---------|---------|---------|--------|----------|
| 0.000 | 0.335 | 30.06 | 1.10 | 0.38 |
| 3.443 | 0.333 | 29.935 | 1.106 | 0.364 |
| 5.027 | 0.332 | 29.82 | 1.109 | 0.365 |
| 6.536 | 0.331 | 29.705 | 1.111 | 0.366 |
| 7.978 | 0.330 | 29.599 | 1.114 | 0.3664 |
| 9.362 | 0.329 | 29.497 | 1.117 | 0.3672 |
| 10.693 | 0.328 | 29.400 | 1.119 | 0.3679 |
| 11.977 | 0.327 | 29.306 | 1.1215 | 0.3697 |
| 13.2175 | 0.326 | 29.2167 | 1.1238 | 0.3694 |
| 14.4180 | 0.325 | 29.1298 | 1.1260 | 0.3701 |
| 15.5800 | 0.324 | 29.0457 | 1.1280 | 0.3708 |
| 15.7000 | 0.32389 | 28.9200 | 1.1300 | 0.3717 |
| 15.9300 | 0.3236 | 28.9100 | 1.1300 | 0.3719 |
| 16.0400 | 0.3230 | 28.9000 | 1.1320 | 0.3719 |
| 16.159 | 0.3230 | 28.8970 | 1.1320 | 0.3720 |
| 16.1720 | 0.3230 | 28.8859 | 1.1325 | 0.3720 |
| 16.1820 | 0.3230 | 28.8800 | 1.1300 | 0.3720 |
| 16.3100 | 0.3236 | 28.879 | 1.1300 | 0.3720 |
| 16.4200 | 0.3237 | 28.870 | 1.1300 | 0.3720 |
| 17.530 | 0.3247 | 28.830 | 1.1340 | 0.3730 |
| 18.670 | 0.3257 | 28.750 | 1.1360 | 0.3730 |
| | | | | .../... |

Suite du tableau 30

| | | | | |
|----------|--------|---------|--------|--------|
| 19.820 | 0.3267 | 29.670 | 1.1380 | 0.3740 |
| 30.884 | 0.3367 | 28.250 | 1.1490 | 0.3770 |
| 43.847 | 0.3467 | 27.423 | 1.1723 | 0.3843 |
| 57.564 | 0.3567 | 26.503 | 1.1992 | 0.3927 |
| 71.822 | 0.3667 | 25.538 | 1.2292 | 0.4021 |
| 86.367 | 0.3767 | 24.545 | 1.2621 | 0.4123 |
| 100.954 | 0.3867 | 23.540 | 1.2978 | 0.4234 |
| 115.373 | 0.3967 | 22.5403 | 1.3359 | 0.4354 |
| 129.469 | 0.4067 | 21.5670 | 1.3762 | 0.4480 |
| 143.134 | 0.4167 | 20.5996 | 1.4185 | 0.4614 |
| 156.309 | 0.4267 | 19.6741 | 1.4626 | 0.4752 |
| 168.963 | 0.4367 | 18.7834 | 1.5085 | 0.4897 |
| 181.089 | 0.4467 | 17.9290 | 1.5561 | 0.5048 |
| 192.692 | 0.4567 | 17.1108 | 1.6053 | 0.5205 |
| 203.788 | 0.4667 | 16.3281 | 1.6562 | 0.5367 |
| 214.397 | 0.4767 | 15.5797 | 1.7088 | 0.5536 |
| 224.542 | 0.4867 | 14.8641 | 1.7632 | 0.5711 |
| 234.246 | 0.4967 | 14.1797 | 1.8195 | 0.5893 |
| 243.534 | 0.5067 | 13.5247 | 1.8770 | 0.6083 |
| 252.429 | 0.5167 | 12.8977 | 1.9380 | 0.6280 |
| 260.953 | 0.5267 | 12.2970 | 2.0007 | 0.6486 |
| 269.1296 | 0.5367 | 11.7212 | 2.0658 | 0.6702 |
| 276.9740 | 0.5467 | 11.1690 | 2.1333 | 0.6928 |
| 284.5070 | 0.5567 | 10.6385 | 2.2036 | 0.7165 |
| 291.7470 | 0.5667 | 10.1290 | 2.2769 | 0.7414 |

Problèmes constructifs:

Le canal de décharge sera réalisé en béton armé; la hauteur de ses talus est de 2 m. (revanche comprise).

Nous remarquons dans la section finale du canal une vitesse qui est

$$\text{de l'ordre: } V = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{h;b} = \frac{109}{0.5667 \cdot 10.129} = 18.989 \text{ m}^3/\text{s}$$

d'où la nécessité d'aménager le lit de l'oued au moyen des enrochements sur un tronçon de 20m au minimum, ceci pour éviter l'affouillement à l'aval du canal de décharge.

VI.3- VIDANGE DE FOND ET PRISE D'EAU: (Voir Planche 5 et 7)

Pour des raisons pratiques et économiques, il a été préférable d'associer l'ouvrage de vidange à celui de prise d'eau.

Le tracé de la vidange de fond empruntera celui de la galerie de dérivation provisoire.

VI.3.1- Vidange de fond:

La vidange de fond est utilisée pour remplir les fonctions suivantes:

a) abaisser le niveau de la retenue pour rendre possible la visite et l'entretien de la digue et des ouvrages annexes;

b) permet d'effectuer des chasses d'eau qui dégravent le fond de la retenue;

c) permettre la réparation ou le remplacement de la prise d'eau existant en cas de défaillance de celle-ci.

d) évacuer une partie du débit pendant les crues exceptionnelles elle joue alors le rôle d'évacuateur de crue auxiliaire.

V. .2- Prise d'eau:

But: Les ouvrages de prise d'eau ont pour but de prélever à chaque instant dans le réservoir le débit nécessaire à l'irrigation, en éliminant les matières solides transportées par le cours d'eau notamment les corps flottants.

L'élimination des matières solides est indispensable car leur présence dans l'eau provoque des obstructions entraînant la

défaillance dans le système de commande des vannes de l'ouvrage. Pour cela une grille est placée à l'entrée de la prise. L'entrée de la prise d'eau sera calée à la côte 865.00m juste au dessus du niveau du volume mort.

VI.3.2.1- Détermination du débit de prise:

D'après les données relatifs à la consommation (besoins d'irrigation) tableau 19 étudié dans le chapitre Hydrologie, nous remarquons que le mois le plus irrigué est le mois de Juillet à raison de 8h par jour.

La valeur qui a été retenue pour le volume de prise est de 25% du volume utile.

$$V_u = V_{N.N.R} - V_M'$$

où: $V_{N.N.R}$ - volume correspondant au niveau normal de la retenue

V_M' - volume correspondant à la côte 865.00m

$$V_u = 0.675 \cdot 10^6 - 0.235 \cdot 10^6 = 0.440 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

$$V_p = 25\% V_u = 0.44 \cdot 25/100 = 0.11 \text{ hm}^3 = 0.11 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

Avec:

$$Q_p = \frac{V_p}{T}$$

où: Q_p - débit de prise

V_p - volume de prise

T - période d'irrigation d'un mois (Juillet)

$$Q_p = \frac{0.11 \cdot 10^6}{31 \cdot 8 \cdot 3600} = 0.49 \text{ m}^3/\text{s}$$

Nous admettons un diamètre de la conduite de prise $\varnothing = 300\text{mm}$ et nous vérifions la vitesse dans cette conduite

$$V = \frac{Q_p}{S} = 1.56 \text{ m/s}$$

avec: $S = \pi \varnothing^2/4$

Nous remarquons que la vitesse d'écoulement dans la prise d'eau est admissible; Pour le réglage de la vanne de prise, nous prévoyons un mécanisme manuel qui se fera à l'aide d'une échelle disposée dans la tour. La conduite sera en acier et une protection s'avère nécessaire du fait de sa fragilité à la corrosion, pour remédier à cela; une application de peinture à l'extérieur de la conduite.

CHAPITRE VII

COÛT DU PROJET - CONCLUSION

COÛT ESTIMATIF DU PROJET:

Les prix unitaires des matériaux de construction varient en fonction des régions en Algérie.

Dans ce sens, les informations sur les prix sont collectés.

Les calculs estimatifs sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau 31 .

| Désignations | Quantités (m ³) | Prix unitaire (DA/m ³) | Montant (10 ⁶ DA) |
|---|---------------------------------|---------------------------------------|----------------------------------|
| Décapage terre végétale | 14220 | 95 | 1.35 |
| Remblai argile | 153718 | 120 | 18.44 |
| Filtre inversé | 4280 | 172 | 0.73 |
| RIP-RAP | 3250 | 160 | 0.52 |
| Transition | 1977 | 200 | 0.40 |
| Fouilles appuis en béton | 340 | 85 | 0.03 |
| Chaussée sur la digue | 324 | 300 | 0.10 |
| Palplanches | 420 | 100 | 0.04 |
| INjection | 404 | 250 | 0.10 |
| Total digue | | | 21.71 |
| Galerie de vidange | | | |
| Bassin d'amortissement | 1753 | 2000 | 3.50 |
| Tour - Canaux amont et aval | | | |
| Remblai canal aval | 300 | 120 | 0.03 |
| Total galerie - canaux- tour-Bassin amont | | | 3.53 |
| Evacuateur de crue | 453 | 2000 | 0.87 |
| Bassin d'amortissement | 90 | 2000 | 0.18 |
| Canal de décharge | 1160 | 2000 | 2.32 |
| Total évacuateur de crue | | | 3.37 |

Coût total : 28.610.000 DA

.../...

-- C O N C L U S I O N --

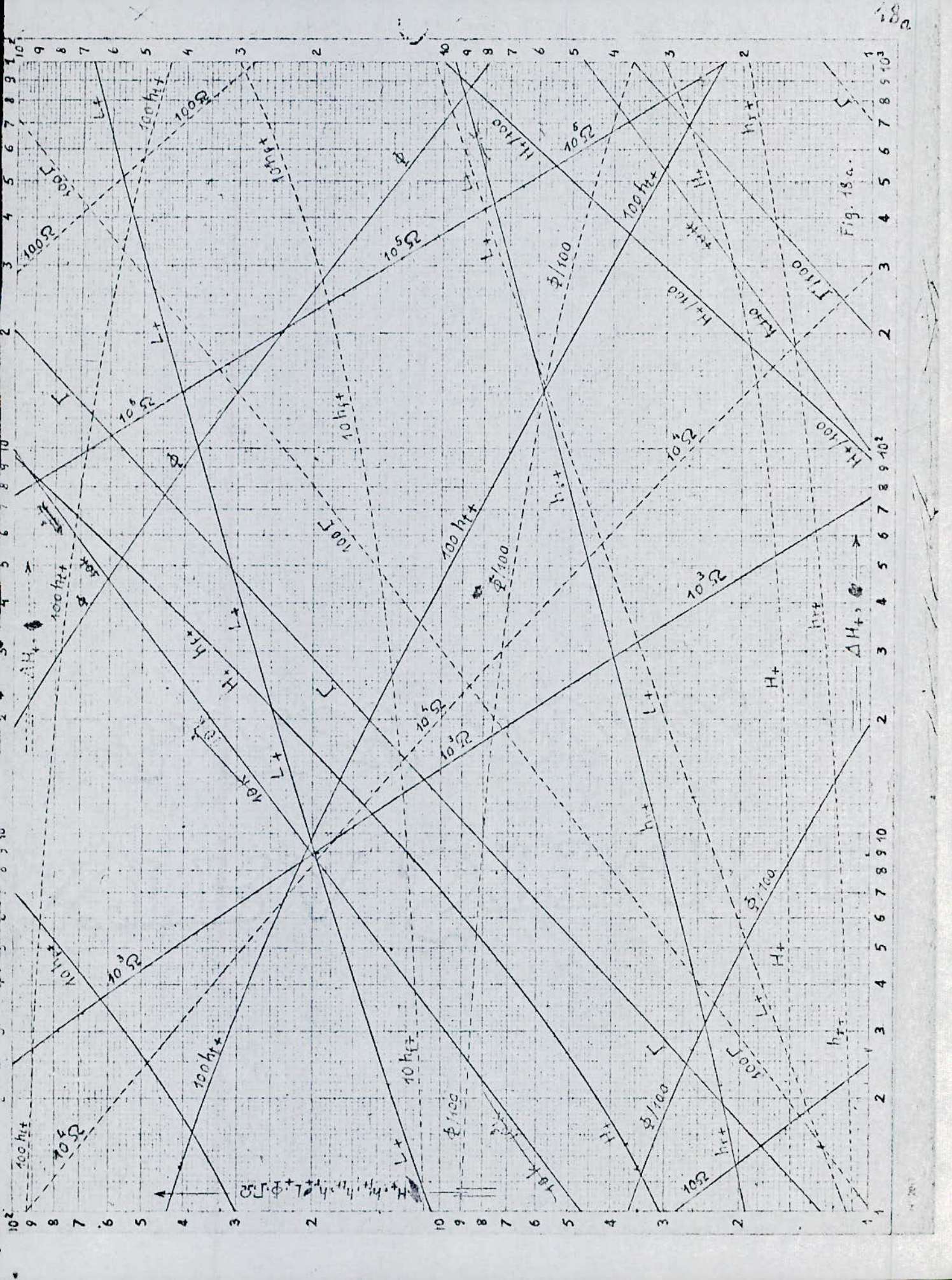
Dans le cadre de l'élaboration de ce projet de fin d'études, nous avons traité les principaux axes nécessaires à la faisabilité de la retenue sur Chaâbet El Azéra dont la réalisation servira à l'irrigation des terres avoisinantes.

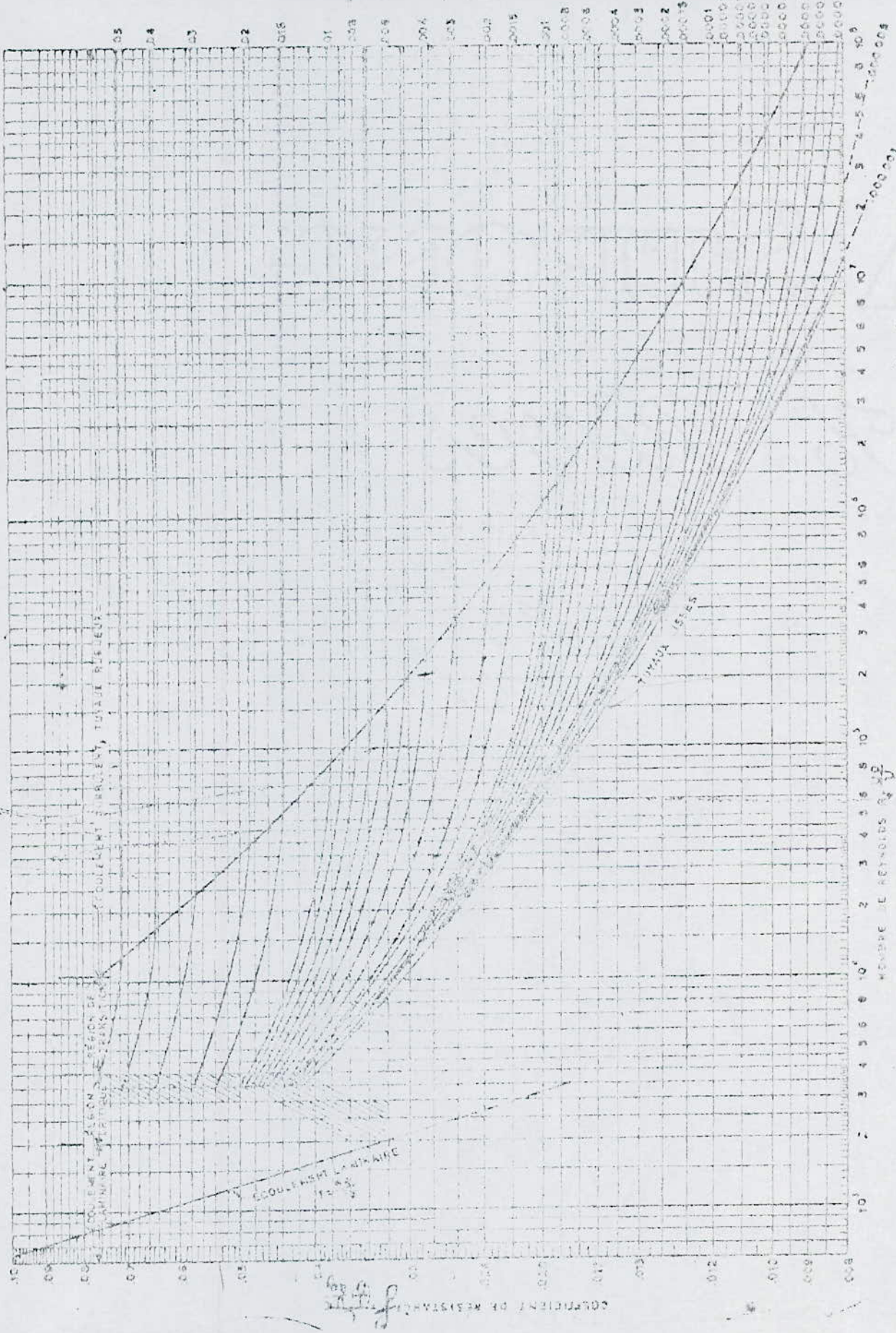
Pour mener cette étude nous nous sommes servis des données fournies par la SETHYCO et d'autres empruntées à différents auteurs. L'étude comporte des hypothèses simplificatrices afin de résoudre les quelques difficultés auxquelles on était assujéti, néanmoins ces hypothèses n'ont généralement pas influé sur les résultats obtenus.

Nous estimons que notre retenue est techniquement faisable du fait de la disponibilité des matériaux nécessaires à sa réalisation et que le site convient bien à la construction de la digue.

-0-0-0-0-0-0-0-0-0-

A N N E X E S





Vous déterminer le coeff de f.

Exemple: $Re = 5 \times 10^5$, $\frac{e}{D} = 0.002$, $\lambda = 0.0164$

INDEX DES TABLEAUX
-0-0-0-0-0-0-0-0-0-0-

| | |
|------------|--|
| Tableau 1 | Températures de l'air moyennes mensuelles |
| Tableau 2 | Observation précipitations |
| Tableau 3 | Moyennes et écart-types mensuelles de températures et de l'évaporation |
| Tableau 4 | Caractéristiques géographiques des stations de référence |
| Tableau 5 | Comparaison de la pluviométrie moyenne annuelle selon la carte CHAUMONT et les stations pluviométriques |
| Tableau 6 | Répartition mensuelle des pluies pour Béni Fouda |
| Tableau 7 | Apport moyen annuel selon les formules empiriques |
| Tableau 8 | Observation des apports annuels selon la station FERMATOU |
| Tableau 9 | Determination du module spécifique à l'aide des formules empiriques |
| Tableau 10 | Répartition expérimentale des apports mensuels de l'apport annuel pour les années sèches de la station de FERMATOU |
| Tableau 11 | Coéfficients de variabilité Cv d'après les formules empir |
| Tableau 12 | Précipitations journalières maximales fréquentielles |
| Tableau 13 | Pluies de courte durée |
| Tableau 14 | Débits journaliers maximums fréquentiels |
| Tableau 15 | Débits de pointe fréquentiels(formule de GIANDOTTI) |
| Tableau 16 | " " " " (formule de TURAZZA) |
| Tableau 17 | Fixation des débits maxima des crues |
| Tableau 18 | Volumes des crues par différentes méthodes |
| Tableau 19 | Répartition mensuelle des besoins |
| Tableau 20 | Répartition des pluies directes et évaporation |
| Tableau 21 | Evaluation de la série chronologique des apports liquides |
| Tableau 22 | Répartition de la pluviométrie annuelle et pluies fréquentielles selon la série synthétique |
| Tableau 23 | Justification des paramètres statistiques par les lois théoriques |
| Tableau 24 | Bilan de régularisation |
| Tableau 25 | Laminage de crues |
| Tableau 26 | Calcul de la revanche selon les formules empiriques |
| Tableau 27 | Largeur en crête de la digue |
| Tableau 28 | Epaisseur et granulométrie des couches du filtre inversé |

.../...

Suite:Index des tableaux

Tableau 29 Coordonnées du profil du déversoir

Tableau 30 Calcul du remous

Tableau 31 Coût estimatif du projet.

N O M E N C L A T U R E

D E S P L A N C H E S

Planche 1: PROFIL EN LONG DE LA DIGUE ; COUPE GEOLOGIQUE

Planche 2: LAMINAGE DE CRUE DU PROJET

Planche 3: STABILITE DES TALUS , TRACE DE LA LIGNE DE SATURATION

Planche 4: PROFIL TYPE DE LA DIGUE

Planche 5: VUE EN PLAN DE LA DIGUE ET DES OUVRAGES ANNEXES

Planche 6: PROFIL LONGITUDINAL D'EVACUATEUR DE CRUE

Planche 7: PLAN GENERAL DE L'OUVRAGE.

B I B L I O G R A P H I E
-0-0-0-0-0-0-0-0-0-0-0-

- G. REMENIERAS Hydrologie de l'ingénieur (EYROLLES)
- G. SCHNEEBILI Hydraulique souterraine (EYROLLES)
- M. CARLIER Hydraulique générale (EYROLLES)
- MALLET&PAQUANT Barrage en terre (EYROLLES)
- G. LAPRAY Théorie de la longueur fluidodynamique
(E.N.P.A)
- BELOKONEV .E Barrages en matériaux locaux
(polycopiés I.H.B)
- A. CAUVIN & H. GUERREE Eléments d'hydraulique (EYROLLES)
- J. COSTET & G. SANGLERAT Calcul des ouvrages tome II (DUNOD)
- R. GINOCCHIO l'Energie hydraulique (EYROLLES)
- G. SERRA BERTRAL Cours d'hydrologie de surface 2^{ème} partie
1976 (I.N.A)
- Thèses de fin d'études (E.N.P.A)

W. W. W. W.

EXLBY 2130