

وزارة الجامعات
Ministère aux Universitaires

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT

HYDRAULIQUE

الدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

**ETUDE DE L'ECOULEMENT DE L'OUED
ZOUINE AFIN DE REDUIRE L'EFFET
DE DEPOT ET D'EROSION .
9 PLANCHES**

Proposé par :

Etudié par :

Dirigé par :

S.ET.HY.AL

Melle S.LAGGOUNE

Melle S.BENMAMAR

PROMOTION

JUIN 1991

وزارة الجامعات
Ministère aux Universitaires

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT

HYDRAULIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE DE L'ECOULEMENT DE L'OUED
ZOUINE AFIN DE REDUIRE L'EFFET
DE DEPOT ET D'EROSION .

Proposé par :

Etudié par :

Dirigé par :

S.ET.HY.AL

Melle S.LAGGOUNE

Melle S.BENMAMAR

PROMOTION

JUIN 1991

DEDICACES

المدسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

À mes parents .

À mes frères .

À tous mes amis (es) de la promotion 91 .

À tous ceux qui me sont chers .



REMERCIEMENT

Je remercie tous ceux qui ont contribué
de près ou de loin dans l'élaboration de ce
projet et tout particulièrement

. Madame S. Benmamar et tous les enseignants
de notre département

. Tous les membres de notre promo d'Hydraulique

. Tous les professeurs qui ont contribué à notre
formation.

Mais surtout, mes parents
qui m'ont soutenu moralement
et financièrement et mon frère
Samir qui m'a été d'un grand
secours tout le long de ma
formation.



Sommaire

Introduction page 1

Chapitre I Etude Hydrologique

1. Caractéristiques du bassin versant de O. Zouine	5
2. Climat et précipitations	9
3. Etude hydrologique du régime de O. Zouine	16
4. Formes extrêmes de l'écoulement	20
5. Interprétation des résultats et choix de débits de crue et d'étiage	29
6. Sériation des débits de pointe	30

Chapitre II Etude Géologique et Géotechnique

1. Conditions Géologiques	34
2. Hydrogéologie	37
3. Chimie des eaux	38
4. Caractéristiques Géotechniques	39

Chapitre III Tracé et niveau du lit de l'oued

1. Axe de l'oued rectifié	42
2. Profil en long	42
3. Composantes de l'oued rectifié	47

Chapitre IV

Calculs Hydrauliques

1. Rappels sur les écoulements à surface libre. ----- 49
2. Choix du profil adopté' ----- 59
3. Dimensionnement des canaux ----- 61
4. Calcul de la stabilité des canaux ----- 81

Chapitre V

Ouvrages de Dissipation d'énergie

1. Rappels sur les écoulements brusquement variés. ----- 89
2. Utilisation du ressaut comme dissipateur d'énergie ----- 95
3. Dimensionnement de La chute 100

Chapitre VI

Profil en long de la surface libre

1. Hypothèses fondamentales du régime permanent. ----- 115
2. Equation différentielle du mouvement graduellement varié. ----- 122
3. Calcul des axes hydrauliques ----- 123
4. Tracé de courbes de remous et conclusion. ----- 139

Chapitre VII

Ouvrages Divers

1. Seuils correcteurs ----- 144
2. Courbes ----- 145
3. Confluent O. Gerro avec O. Baba-Ali ----- 147

Chapitre VIII Prescriptions Spéciales de Travaux

1. Description de travaux 149
2. Qualité et préparation de 150
matériaux.

Conclusion 151

INTRODUCTION

Introduction

Malgré le progrès spectaculaire de la technique, les innovations restent encore, dans le monde entier, la cause principale des dommages aux biens et aux personnes provoqués par les catastrophes naturelles.

La prévention contre les dommages repose sur différents types d'actions:

- aménagement des bassins versants et ouvrages de protection locale.
- Réglementation de l'occupation des sols
- Dispositifs d'alerte et d'information des autorités et des personnes concernées.

Le débordement d'une rivière est un phénomène que l'on peut gérer d'une manière objective. prévision - lorsque le cours d'eau présente des bords bien marqués. A partir de ce moment, on peut dire qu'il y a inondation ou début d'inondation lorsque les largeurs se mettent à augmenter très vite pour de faibles variations de la hauteur d'eau.

L'érosion et le mauvais entretien des ouvrages à limite la section d'écoulement et la pente du cours d'eau,

le débit les traversant s'en trouve altéré et devient par conséquent insuffisant pour évacuer la crue. Il en résulte comme il est très souvent le cas en Algérie des inondations fréquentes et prolongées.

Pour régulariser l'écoulement et accroître le débit écoulé sans débordement :

- On augmente la vitesse d'écoulement en augmentant la pente du lit.

- On augmente la section d'écoulement.

Pratiquement, il y a lieu de combiner au mieux ces deux possibilités pour obtenir les solutions optimales c'est à dire de bons résultats pour un coût le plus bas possible.

L'objet de notre étude inhérent au premier volet - des actions préventives contre les dommages causés par les inondations - vise à élaborer des mesures techniques efficaces pour prévenir le processus d'érosion, stabiliser les rives dans les zones d'affouillement et élargir le lit ou les tronçons étudiés. C'est dans ce but de réduire l'effet de dépôt et d'érosion qui amène le plus souvent aux inondations que l'étude de l'écoulement de l'oued Terro - Baba-Ali nous a été proposée.

Sa zone à modifier est indiquée sur les planches N°1 et 2

jointes en annexe.

Elle est située au voisinage du village Jaba-Ali et approximativement à 150m en aval du pont sur la route Jaba-Ali - Chebli. La présente étude est consacrée à rectifier un tronçon de 3km de l'oved Jaba-Ali à partir du confluent avec l'oved El. Harraeh.

Le lit et les rives de l'oved sont couverts de végétations denses et d'arbres. Les unités industrielles sont situées à gauche tout le long de l'oved Zouine (Terro + Jaba-Ali), dont les clôtures sont presque sur les berges - même. Selon la topographie et les conditions actuelles de la zone, deux alternatives sont dégagées:

1. Rectification de l'oved tout le long de son cours naturel

2. Joignant l'oved Zouine et l'oved El. Harraeh directement par une coupure la plus courte et avec une chute à la confluence.

La deuxième alternative est beaucoup plus avantageuse que la première car:

- la longueur de l'oved à rectifier est diminuée approximativement de 50%.

- Une superficie de la zone de l'oved sur une distance de 1500m

sera récupérée pour l'agriculture.

Pour mener au mieux notre étude, on a estimé qu'il était nécessaire de décomposer notre projet selon le canevas ci-dessous :

Chapitre I. Etude Hydrologique Sommaire

ayant pour but la détermination du débit de projet, chose qui a été faite avec beaucoup de peine à cause de la non disponibilité des données hydrométéorologiques.

Chapitre II. Etude Géologique et Géotechnique

comportant les informations ayant pour but de procurer une connaissance des propriétés des terrains et des formations géologiques où s'exécuteront les travaux projetés.

Etude hydrotechnique

Chapitre III. Bracé et Niveau du lit de l'oved

Chapitre IV. Calculs hydrauliques

ce chapitre englobe, des rappels sur les écoulements à surface libre, dimensionnement de canaux et vérification de leur stabilité.

Chapitre V. Ouvrage de dissipation d'énergie

Chapitre VI. Profil en long de la surface libre

Chapitre VII. Ouvrages Divers

Chapitre VIII. Prescriptions spéciales de travaux

Et pour clore l'étude une conclusion générale.

CHAPITRE I

**ETUDE
HYDROLOGIQUE**

Pour mettre au point le projet d'aménagement, il est toujours nécessaire de disposer de données suffisantes sur le régime hydraulique du cours d'eau en cause, de connaître la morphologie des terrains traversés et le mécanisme d'évolution du lit existant, notamment d'estimer le volume de dépôt solide et de définir le débit pour lequel se fera l'aménagement.

Il s'agit le but de cette étude hydrologique qui sera réalisée sur le bassin versant de l'oued Zouine jusqu'au débouché de l'oued El-Flarouch. Cependant, il est indispensable de souligner la non-disponibilité des données d'observations hydrométéorologiques. Ce qui nous amène à utiliser des méthodes analytiques et empiriques pour déterminer les apports liquides, les débits solides et les débits de crue surtout qu'il y a eu modification du tracé du cours d'eau et les méthodes statistiques ne sont plus applicables. [1]

1. Caractéristiques Du Bassin Versant De L'oued Zouine

1.1 Définition : Sélimitation Du bassin versant

Le bassin versant dans une section droite d'un cours d'eau est défini comme étant la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents à l'amont de la dite section.

1.2 Caractéristiques pincipales

Les caractéristiques physiques, géomorphologiques et orographiques ont été déterminés sur la base d'une carte topographique à l'échelle 1/50 000. [17]

1.2.1 Indice de forme du bassin

Pour une même superficie et une même avers, l'hydrogramme à l'exutoire d'un bassin diffère selon que le bassin est de forme allongée ou ramassé. Ce qui nous amène à considérer l'indice de Compacité de Gravelius.

$$K = \frac{\text{Périmètre du bassin : } P}{\text{Périmètre du cercle de surface équivalente}} \quad (1.1)$$

$$K = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}} \quad (1.2)$$

où
S : surface du bassin versant en Km^2

1- 2.2 Courbe Caractéristique De la topo- -graphie du Bassin

La plus part des facteurs météorologiques et hydrologiques étant fonction de l'altitude, il est toujours intéressant de calculer la répartition du bassin versant (en km² et en % de superficie totale) par tranches d'altitude:
Courbe hypsométrique du bassin.

a. Altitude moyenne

C'est l'ordonnée moyenne de la courbe hypsométrique et donnée par :

$$H_0 = \frac{\sum h_i S_i}{S} \quad (1.3)$$

h_i = altitude moyenne entre deux courbes de niveau (m)

S_i = superficie comprise entre ces deux courbes (km²)

S = superficie totale du B.V (km²)

Voir tableau N° 1 page 11

1- 2.3 Densité De Drainage :

La densité de drainage D_d d'un bassin versant est calculée pour l'étude des crues et définie comme la longueur moyenne du réseau hydrographique par (km²) de l'aire du bassin

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \quad (1.4)$$

1-2.2 Courbe Caractéristique De la topo- -graphie du Bassin

La plupart des facteurs météorologiques et hydrologiques étant fonction de l'altitude, il est toujours intéressant de calculer la répartition du bassin versant (en km² et en % de superficie totale) par tranches d'altitude.
Courbe hypsométrique du bassin.

2- Altitude moyenne

C'est l'ordonnée moyenne de la courbe hypsométrique et donnée par :

$$H_0 = \frac{\sum h_i S_i}{S} \quad (1.3)$$

h_i = altitude moyenne entre deux courbes de niveau (m)

S_i = superficie comprise entre ces deux courbes (km²)

S = superficie totale du B.V (km²)

Voir tableau N° 1 page 11

1-2.3 Densité de Drainage :

La densité de drainage D_d d'un bassin versant est calculée pour l'étude des crues et définie comme la longueur moyenne du réseau hydrographique par (km²) de l'aire du bassin

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \quad (1.4)$$

ΣL_i : longueur totale de tous les thalwegs de la surface du B.V [km]

S : superficie du B.V [km²]

Dd : densité de drainage [km⁻¹]

1-2.4 Temps de Concentration

On appelle le temps de concentration "T_c" d'un bassin, la durée nécessaire pour que la pluie tombée au le point hydrologiquement le plus éloigné de l'exutoire atteigne celui-ci. Pour le déterminer on peut en outre en obtenir un ordre de grandeur, on utilise la formule de GIANDOTTI :

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L}{0.8\sqrt{\Delta H}} \quad (1.5)$$

Comment estimer le T_c sur la base de la courbe hypométrique.

T_c : temps de concentration (heure)

S : superficie du bassin (km²)

L : longueur du thalweg principal (km)

ΔH : différence de niveau en (m) entre la cote moyenne H₀ du B.V et son point de sortie.

Les résultats sont regroupés dans le tableau N° 1 page 11

Designations	Oued Terro	Oued Louine
1. superficie du bassin versant, S en km ²	140.0	175.0
2. Altitudes, H en m		
- moyenne	145.8	125.9
- maximale	1120.0	1120.0
- minimale	23.0	23.0
3. Longueur du thalweg principal, L en Km	29.5	31.5
4. Temps de concentration, T _c en heures	10.3	13.0

Tableau N^o 1

Caractéristiques du bassin versant de l'oued Terro - Baba - Ali

1.3 Caractéristiques physico-géographiques

La région étudiée est située dans la partie Nord de l'Algérie, à la plaine de Eltidja, dans le bassin El-Hamach. Le bassin versant est d'une forme allongée. Ses oueds prennent leurs sources à des altitudes fort différentes (Terro. 1120 m, Baba-Ali 105m)

et suivent la pente naturelle du relief jusqu'à l'embouchure de l'oued El. Harraeh. Le relief est relativement plat. La superficie du bassin est en grande partie destinée à l'agriculture. Le bassin est fortement drainé. Il est évident que les caractéristiques du bassin versant influent sur la genèse des crues mais il reste que le paramètre le plus influençant est la pluie. D'où la nécessité de déterminer les précipitations.

2. Climat Et Précipitations

Le climat de la région est caractérisé par un été sec et un hiver relativement humide. La température moyenne annuelle varie; dans la plaine de la tbitidja, entre 17°C et 18°C . L'humidité relative de l'air dans la tbitidja et le Sahel varie entre 77% et 80%.

2-1 Pluies Moyennes Annuelles

Pour estimer la pluie moyenne annuelle trois méthodes ont principalement été utilisées; à savoir

- La méthode de isohyètes
- La méthode de Thiessen

- La carte de Chaumont.

L'application des deux premières méthodes nécessite une forte densité de stations pluviométriques et hydrométriques, condition non vérifiée pour le bassin versant de l'oued Douine qui se trouve être un sous bassin du bassin versant d'El. Harach. C'est pourquoi, nous nous sommes vus obligés d'utiliser la carte de Chaumont qui a été élaborée sur la base de cinquante ans d'observations. Après consultation de la carte et détermination des limites du bassin versant, on a pu déterminer les précipitations pluriannuelles moyennes et qui sont d'environ 780 mm.

En Algérie, en raison du manque de pluie durant l'été (Juin, Juillet, Août), l'année pluviométrique, et donc, l'année hydrologique est considérée à partir du mois de Septembre. Dans la région, la répartition est typiquement de climat méditerranéen, tel que les précipitations commencent au mois de Septembre, augmentent brusquement en Octobre et Novembre et atteignent leur maximum en Décembre. La pluie moyenne annuelle a été donc calculée pour l'ensemble du bassin versant d'après la carte de Chaumont.

$$P_0 = 780 \text{ mm par an}$$

2.2 Pluies maximales journalières

La densité actuelle du réseau de stations pluviométriques étant insuffisante pour déterminer l'ordre de grandeur et la répartition régionale de la pluie journalière maximale. Une corrélation entre les P_j et P_0 de 40 stations qui se trouvent dans les sous-bassins des côtières algérois a permis de déceler une relation convenablement serrée du type linéaire.

Coefficient de corrélation $r = 0.93$

$$\bar{P}_j = 0.116 P_0 - 19.06 \quad (2.1)$$

La variabilité de la pluviosité a été déterminée sur la base des stations pluviométriques possédant une longue durée d'observation.

(Voir tableau ci-dessous)

P_0 pluviométrie moyenne (mm/an)	\bar{P}_{jmax} en mm	Coefficient de variation C_v
780	65	0.49

Tableau N° 2

La détermination des pluies journalières maximales se fait

par ajustement à une loi statistique

2-2.1 Ajustement à une loi de distribution

Ayant la moyenne \bar{P}_j et le coefficient de variation C_v , on peut déterminer les quantités de pluie maximales journalières pour différentes fréquences.

L'ajustement consiste à trouver une loi statistique qui s'ajuste le mieux possible à l'échantillon expérimental. Pour les pluies maximales journalières, plusieurs lois peuvent s'y prétendre dont voici les plus connues :

Les lois de Gumbel, Galton, Frechet, Pearson ... etc. Ceci étant, la loi de Gumbel reste la plus utilisée dans cette région.

$$P_j\% = \frac{\bar{P}_j}{\sqrt{C_v^2 + 1}} e^{u \sqrt{\ln(C_v^2 + 1)}} \quad (2.2)$$

$P_j\%$ = pluie maximale journalière de fréquence $P_j\%$ en (mm)

\bar{P}_j = pluie maximale journalière moyenne en (mm)

C_v = coefficient de variation (1)

u = variable de Gauss (1)

$$P_j\% = 58.4 e^{(0.464)}$$

Ses résultats sont regroupés dans le tableau N° 3 page 14

Variable de Gauss	0	0.841	1.282	1.645	2.057	2.327
"Pr" probabilité de non dépassement (%)	50	80	90	95	98	99
"1-Pr" probabilité de dépassement (%)	50	20	10	05	02	01
$T = \frac{1}{1-P}$ Période de retour (année)	02	05	10	20	50	100
P_j pluie fréquente (mm)	58.4	86.3	105.9	125.3	151.7	185.6

Tableau N°3

2-3 Pluie de courte durée

Il est d'usage et assez courant en Algérie, pour obtenir la représentation de la pluie dans le temps, d'utiliser la formule suivante

$$P_t = P_j \cdot \left(\frac{t}{24}\right)^b \quad (2.3)$$

où

b = exposant climatique (pris égal à 0.44)

P_t = pluie de durée t en (mm)

t = temps en (heures)

$P_j\%$ = pluie de fréquence $P\%$ en (mm)

Ses résultats du calcul sont présentés dans le tableau N° 4 ci-dessous.

Pluie de courte durée (Chronologie dans le temps)

Temps, en heures	pluie maxima journalière de $P=50\%$ (mm)	pluie maxima journalière de $P=20\%$ (mm)	pluie maxima journalière de $P=10\%$ (mm)	pluie journalière maximale de $P=5\%$ (mm)	pluie maxima journalière de $P=2\%$ (mm)	pluie maxima journalière de $P=1\%$ (mm)
1	14.4	21.3	26.1	30.9	36.4	44.5
2	19.6	28.9	35.4	41.9	49.4	60.4
3	25.4	35.5	42.3	50.1	59.0	72.2
4	26.5	39.2	48.0	56.8	67.0	81.9
5	29.2	43.2	53.0	62.8	73.9	90.3
6	31.7	46.8	57.4	68.0	80.0	97.9
7	33.9	50.1	61.4	72.7	85.7	104.8
8	36.0	53.2	65.2	77.1	90.9	111.1
9	37.9	56.0	68.6	81.2	95.7	117.0
10	39.7	58.7	71.9	85.1	100.2	122.6
11	41.3	61.2	75.0	88.8	104.5	127.8
12	43.0	63.5	77.9	92.2	108.6	132.8
13	44.5	65.8	80.7	95.5	112.5	137.6

3 - Etude Hydrologique Du Régime De L'oued Zouine

3.1 Apports annuels

Le bilan hydrologique permet de quantifier les transports d'eau issus des précipitations. Il comporte trois principaux termes : les entrées, les sorties et les stocks. Sans les hypothèses d'un cycle complet où les variations de stock sont nulles et les pertes par infiltration profonde sont supposées négligeables, l'équation du bilan d'un bassin versant peut s'écrire.

$$P_0 = Y_0 + D \quad (3.1)$$

P_0 : lame d'eau annuelle moyenne précipitée (mm)

Y_0 : lame d'eau annuelle moyenne écoulée (mm)

D : déficit hydrologique (mm)

Cependant, l'insuffisance des données d'observation nous a obligé à utiliser les modèles et formules empiriques pour déterminer l'apport moyen annuel

qui est par définition le volume d'eau écoulé en une année sur un bassin versant.

3-1.1 Formule de Chaumont

$$\left\{ \begin{array}{l} Y_0 = 600 P_0 (1 - 10^x) \quad (3.2) \\ x = -0.36 P_0^2 \quad (3.3) \end{array} \right.$$

3-1.2 Formule de Coulagne

$$1. \quad Y_0 = P_0 - a P_0^2 \quad (3.4)$$

$$a = \frac{1}{0.8 + 0.14 T_0} \quad (3.5)$$

\bar{n}

T_0 = température moyenne annuelle (°C)

$$T_0 = 18^\circ\text{C}$$

P_0 = pluie moyenne annuelle (m)

$$2. \quad Y_0 = 1.024 (P_0 - 0.26)^2 \quad (3.6)$$

Y_0 = lame d'eau moyenne annuelle écoulée (m)

3-1.3 Formule de Sery:

$$Y_0 = 915 \frac{P_0^{2.684} \cdot S^{0.842}}{S} \quad (3.7)$$

S = superficie du bassin versant (km^2)

P_0 = pluie moyenne annuelle (m)

γ_0 = lame d'eau moyenne annuelle écoulée (m)

3.1.4 Formule de Turc

$$\gamma_0 = P_0 \cdot \frac{P_0}{\sqrt{0.9 + \left(\frac{P_0}{L}\right)^2}} \quad (3.8)$$

$$L = 300 + 25 T_0 + 0.05 T_0^2 \quad (3.9)$$

T_0 = temperature moyenne annuelle ($^{\circ}\text{C}$)

P_0 = pluie moyenne annuelle (mm)

γ_0 = lame d'eau moyenne annuelle écoulée (mm)

Les calculs et résultats sont représentés dans le tableau N° 5 page 19

3.1.5 Les équations de transfert

$$A_0 = S \gamma_0 \quad (3.10)$$

A_0 = Apport moyen annuel (km^3)

S = superficie du bassin (km^2)

γ_0 = hauteur de la lame d'eau écoulée (m)

$$M_0 = 31.7098 \gamma_0 \quad (3.11)$$

M_0 : débit unitaire en ($l/s/km^2$)

γ_0 : hauteur de la lame d'eau écoulée en (m)

$$Q_0 = 31.7098 A_0 \quad (3.11)$$

Q_0 : débit moyen en (m^3/s)

A_0 : Apport moyen annuel en (km^3)

Modèle	Modèle γ_0 (mm)	Apport moyen A_0 ($10^6 m^3$)	Débit unitaire M_0 ($l/s/km^2$)	Débit moyen Q_0 (m^3/s)
Chaumont	185.37	32.44	5.88	1.028
Coutagne I	596.75	104.43	18.52	3.311
Coutagne II	276.89	48.45	8.75	1.536
Sery	207.68	36.34	6.58	1.152
Ture	219.46	38.40	6.96	1.217
Moisyens	297.23	52.02	9.42	1.649

Tableau N° 5

Ayant déterminé les apports moyens annuels, il nous reste à évaluer de la façon la plus précise possible les débits extrêmes des phénomènes de crues et d'étiage.

4 - Formes Extrêmes De L'écoulement : Crues Et Etiages

Les débits extrêmes que sont les phénomènes de crues et d'étiages ne peuvent être cernés que dans la succession chronologique, allant de quelques heures à quelques jours.

L'étude des crues permet de mettre en lumière la réaction du bassin versant, pendant un pas de temps réduit, à une averse ou séquence pluvieuse donnée. Cette réponse du bassin, fonction de caractères propres des précipitations, est déterminée par la combinaison complexe des divers éléments caractérisant l'organisme fluvial : état de saturation des sols, importance des pentes, densité de drainage, taux de couverture végétale, forme du bassin etc...

Quant aux étiages, phénomènes moins brutaux dans leur apparition, leur étude permet de mettre en valeur la forte décroissance des débits en phase de tarissement et surtout de préciser la restitution des nappes aquifères à l'écoulement fluvial.

4-1 Prédetermination Des Crues

4-1.1 Définition

Les crues sont des accroissements notables du débit et donc généralement du niveau des cours d'eau, qui peuvent entraîner des submersions ou inondations plus ou moins dommageables.

A intensité égale, les pluies qui occasionnent le débit maximal en un point du système hydraulique, sont celles dont la durée est au moins égale au temps qui est nécessaire à l'eau pour s'écouler depuis le point le plus éloigné du bassin versant jusqu'au point considéré du réseau hydrographique : cette durée étant le temps de concentration. L'évolution d'une crue en une section déterminée d'un cours d'eau est caractérisée par la courbe de variation du débit en fonction du temps, appelée hydrogramme de crue.

La prédetermination des débits des crues les plus élevés susceptibles d'être observés dans un cours d'eau est faite sur la base de modèles rationnels et empiriques.

4 - 1.2 Modèle rationnel : méthode synthétique

Cette méthode tient compte séparément des paramètres qui s'exercent sur les crues pour lesquels on utilise des données mesurées ou corrélés, on trouve donc souvent de bons résultats qui tombent sur de intervalles de confiance très étroits. Ceci étant, cette méthode est sujette à de nombreuses restrictions. Elle est basée sur les hypothèses de base fondamentales.

- La pluie est généralisée et considérée uniforme sur le bassin.
- Le coefficient de ruissellement est aussi uniforme sur le bassin versant durant l'averse génératrice.
- La vitesse de transfert (propagation) de l'eau est constante de l'amont vers l'aval.

La méthode synthétique comprend donc trois paramètres

- intensité ainsi que durée de la pluie.
- caractéristiques du sol et de la végétation.
- caractéristiques topographiques.

$$Q_{\max} = \frac{1}{3.6} I_{\text{eff}} \cdot S \quad (4.1)$$

$$I_{\text{eff}} = c_r \cdot I_t \quad (4.2)$$

$$c_r = \frac{P_{\text{eff}}}{P_{tc}} \quad (4.3)$$

$$P_{eff} = P_{tc} - D \quad (4.4)$$

où

I_{eff} = intensité efficace en (mm/h)

I_{tc} = intensité de la pluie (mm/h)

S = superficie du bassin versant participant au transport d'eau durant l'intervalle de temps considéré (km²)

C_r = coefficient de ruissellement (1)

P_{eff} = pluie efficace (mm)

D = Deficit global (mm)

P_{tc} = pluie maximale journalière (mm) de durée égale au temps de concentration.

Remarque : Selon les études et les estimations en Algérie, le deficit d'écoulement est de 13 mm environ pour la première heure, ainsi qu'avec une augmentation de 0.5 mm/heure au cours des heures suivantes.

Le resultat est présenté dans le tableau N° 6

page 27

4-1.3 Modèles Empiriques

a. Formule de Bisnodotti

$$Q_{\max} = \frac{a \cdot s \cdot h \sqrt{H_0 - H_{\min}}}{4\sqrt{S} + 1.5L} \quad (4.5)$$

a = coefficient topographique (1)

$$a = 166$$

s = superficie du bassin versant (km²)

$$s = 175 \text{ km}^2$$

h = hauteur de la pluie de durée égale au temps de concentration (m)

H₀ = altitude moyenne du bassin (m)

H_{min} = altitude minimale du bassin (m)

L = longueur du thalweg principal (km)

(Résultat voir tableau N°6 page 27)

b. Formule de Mollet - Gautier

$$Q_{\max} = 2K \log(1 + AP_0) \frac{s}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T \cdot \log s} \quad (4.6)$$

K et A - coefficients dépendants des caractéristiques du bassin versant.

$$K = 2 \div 3 \quad (\text{-adopté } 2.0)$$

$A = 20 \div 30$ (-adopté 25)

$P_0 =$ pluie moyenne annuelle (m)

$S =$ superficie du bassin versant (km^2)

$L =$ longueur du thalweg (km)

$T =$ période de retour en (ans)

c. Formule Rationnelle

$$Q_{j, \text{ moy}} = \frac{P_j \cdot C_r \cdot S}{T_j} \cdot 10^3 \quad (4.7)$$

$$\frac{Q_{j, \text{ moy}}}{Q_{j, \text{ max}}} = \frac{P_j}{P_{Tc}} \cdot \frac{T_c}{24} \quad (4.8)$$

$Q_{j, \text{ moy}} =$ débit moyen journalier fréquentiel (m^3/s)

$P_j =$ pluie maximale journalière (mm)

$S =$ superficie du bassin versant (km^2)

$T_j =$ durée du jour (s)

$C_r =$ coefficient de ruissellement (mesuré ou estimé).

Cette estimation du déficit a été effectuée de la même façon que pour la méthode synthétique. La valeur de C_r est calculée à partir de cette estimation.

Tous les calculs et résultats sont rassemblés dans le tableau N° 6 page 27

4.2 Transport Solide

En fait du phénomène de l'érosion, les cours d'eau transportent des matières solides en quantités plus ou moins importantes et quelque fois considérables. En raison du manque de données pour le transport solide, on utilisera les méthodes empiriques ci-dessous.

4.2.1 Formule de Exerson

$$T_o = 350 \gamma_o^{0.15} \quad (4.9)$$

γ_o = lame d'eau écoulée (mm)

T_o = apport solide spécifique (t/Km²/an)

4.2.2 Formule de Fournier

$$T_o = 91.78 \frac{P^2}{P_o} - 737.62 \quad (4.10)$$

P = pluie moyenne du mois le plus pluvieux (mm)

T_o = apport solide spécifique

Ses résultats sont rassemblés dans le tableau N°7
page 27

Méthode	Fréquence (%) = $1 - P_r$				
	20	10	5	2	1
	Période de retour (ans)				
	5	10	20	50	100
	Débits max. fréquents (m^3/s)				
Synthétique	140	184	229	280	355
GIANDOTTI	182.8	227	268.5	316.4	387
Mallet - Gautier	126.0	246.0	270.0	355.5	425.0
Rationnelle	140	184.6	228.9	279.7	354.8
Moyen	166.45	210.4	249.1	307.9	380.45

Débits des crues fréquentielles

Tableau N° 6

$\gamma = 1.5 t/m^3$	$T_0 (t/km^2/an)$	$T (10^4 m^3/an)$
TIXERON	835.3	10.69
FOURNIER	1227.6	15.70
Moyens	1031.5	13.2

Transport Solide

Tableau N° 7.

Après que nous ayons déterminé les débits maximums pour différentes fréquences pour le phénomène de crue et les apports liquides et solides en dépit du manque de données rencontrés. Il nous faut étudier le phénomène d'étiage dans la mesure du possible en signalant toujours la non-disponibilité des données hydro-météorologiques.

4-3 Phénomène d'étiage

Les étiages représentent un problème délicat à analyser en raison des perturbations du régime naturel des cours d'eau (prélèvements, rejets) très conséquentes en été et des difficultés de mesures inhérentes au phénomène lui-même. Leur étude est indispensable car ils constituent une contrainte capitale dans l'économie de l'eau et favorisent souvent les phénomènes de pollution.

La genèse des étiages est liée à un déficit d'alimentation des cours d'eau dû aux conditions climatiques. L'intérêt porté à la détermination du débit d'étiage pour le dimensionnement consiste à dimensionner la lunette au fond du canal.

ce débit n'est autre que le débit de base évalué à
 $Q = 0.5 \text{ m}^3/\text{s}$ [17]

$$Q_{\text{étiage}} = 0.50 \text{ m}^3/\text{s}$$

5 - Interprétation Des Résultats Et Choix Des Crues De Projet

Dans l'ensemble la dispersion entre les valeurs calculées à l'aide de méthodes analytiques et formules empiriques est notable. Ceci pourrait aisément s'expliquer par le fait que les formules empiriques sont purement estimatives. Il y va de soi, que rien ne vaut une bonne explication physique du phénomène de crue, tout en gardant son allure générale identique, sera un peu différent dans son amplitude aux différents moments de la crue.

L'influence du drainage sur le régime d'écoulement peut se concrétiser

- d'une part, le débit maximum peut être légèrement accru.

- d'autre part, sans que le temps de concentration global ait sensiblement modifié, l'afflux des eaux de drainage peut amener rapidement un débit très important. C'est pourquoi plus de crédibilité est accordée aux méthodes analytiques de prédétermination.

$Q_{max}(m^3/s)$	P = 20% T = 5 ans	P = 10% T = 10 ans	P = 1% T = 100 ans
Gued Louine	140 ± 10%	210 ± 10%	450 ± 10%

6 - Dérivation Des Débits De Pointe

Le but de cette partie de l'étude est de pouvoir déterminer les débits maxima de crues de différentes fréquences et ce dans le but de contrôler « la capacité de débitance » de la section actuelle de l'oved Terro au niveau de l'usine de Papier, c'est à dire que l'on prendra comme point de sortie de confluence avec l'oved Gaba. Ali.

En rapportant le débit instantané $Q (m^3/s)$ (qui

✱

s'écoule au point de sortie de l'oved Louine) à la surface du bassin versant S , on obtient le débit spécifique.

$$q = \frac{Q}{S} \quad (6.1)$$

q = débit spécifique ($m^3/s / km^2$)

Puisque pour le calcul des débits de pointe de l'oved Louine on a émis les hypothèses d'uniformité et de constance des caractéristiques de la pluie et du ruissellement, en interpolant les résultats on aura les débits de pointe à la sortie de l'oved Cerro. Bien entendu cette méthode est un peu moins précise, mais s'avère suffisante pour le but de contrôler la section d'écoulement de l'oved.

Les débits spécifiques pour différentes fréquences :

$$q_{20\%} = \frac{Q_{20}}{175} = \frac{140}{175} = 0.8 \text{ m}^3/s / \text{km}^2$$

$$q_{10\%} = \frac{Q_{10}}{175} = \frac{210}{175} = 1.2 \text{ m}^3/s / \text{km}^2$$

$$q_{1\%} = \frac{Q_{1\%}}{175} = \frac{450}{175} = 2.57 \text{ m}^3/s / \text{km}^2$$

Soit les débits de crue à la sortie de l'oved

1. oved Cerro ($S = 140 \text{ km}^2$)

$$Q'_{20} = q_{20} \times S' = 0.8 \times 140 = 112 \text{ m}^3/s$$

$$Q'_{10} = q_{10} \times S' = 1.2 \times 140 = 168 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q'_1 = q_1 \times S' = 2.57 \times 140 = 360 \text{ m}^3/\text{s}$$

2. l'oved Baba - Ali ($S'' = 35 \text{ Km}^2$)

$$Q''_{20} = q_{20} \times S'' = 0.8 \times 35 = 28 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q''_{10} = q_{10} \times S'' = 1.2 \times 35 = 42 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q''_1 = q_1 \times S'' = 2.57 \times 35 = 88 \text{ m}^3/\text{s}$$

Conclusion

Nombre de faits ont contribué à ce que cette étude hydrologique ne soit pas aussi précise, ni aussi complète qu'on l'aurait voulu, vu la non existence de stations hydrométriques et le manque de stations pluviométriques dans le bassin versant.

Cependant et moyennant des modèles empiriques et rationnels, on a pu mener notre étude à bout et extraire les conclusions suivantes qui sont regroupées dans le tableau N° 8 page 33

pluviométrie moyenne annuelle (mm)	Oued Baba- Ali		Oued Louine	
	Debits de cruce (m ³ /s)	Debit d' étiage (m ³ /s)	Debits de cruce (m ³ /s)	Debit d' étiage (m ³ /s)
780	Q(5) = 30 Q(10) = 50	0.5	Q(5) = 140 Q(10) = 210	0.5

Tableau Récapitulatif N° 8

CHAPITRE II

ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

L'étude géologique a pour but principal d'étudier la géologie de l'axe de l'oved Terro - paba - Ali et de définir les caractéristiques géologiques, géochimique, hydrogéologiques ainsi que la recherche des zones d'emprunt.

1. Conditions Géologiques

1.1 Géologie Générale

Dans cette partie de la ebbitidja où se situe notre étude, on distingue quatre régions naturelles.

a. Au Nord-Ouest, apparaît le flanc sud de l'anticlinal du Sahel d'Alger formant dans l'ensemble un plan incliné, découpé par de très courts ovés se bouchant dans El-Harrach. La surface structurale est formée de terrain d'âge pliocène supérieure qui a été en grande partie épargné par l'érosion.

b. Dans la partie médiane du Nord-Est au Sud-Est cette riche plaine de la ebbitidja, est due au renversement d'un vaste synclinal post-astreïn.

c. Au sud-Est, le djebel Zerouala et le massif montagneux situé à l'est de l'Arbaa correspond au flanc nord du grand anticlinal atlasique ou au flanc sud du synclinal tbitidjien. Ici l'érosion a profondément coupé la surface structurale, en mettant à nu sous le pliocène et le miocène, les terrains éocènes, secondaires et primaires.

d. A l'Est, le village de Ouled elboussa est établi au milieu de petites collines, cette région est comparable au Sahel. Elle représente comme le massif de l'Arbaa, le flanc sud synclinal tbitidjien, mais ici la couverture pliocène est quaternaire peu déformée.

1.2 Stratigraphie

Les principales formations géologiques sont :

1. Alluvions Actuelles

cailloutis et graviers avec sable limoneux du lit majeur du cours d'eau.

Eboulis de quartzites et du flysch sont particulièrement fréquentes sur les pentes abruptes.

2. Alluvions Récentes

Limons de la tbitidja dans la partie la plus basse de cette plaine et alluvions de vallées jusqu'à 5m au dessus du lit des rivières.

3. Alluvions Anciennes

- Niveau inférieur : Terrasse (cailloutis et limons) de 15 à 20m au dessus du lit des vallées actuelles et cône de déjection-ancien.

- Niveau moyen : Dépôt caillouteux à limons souvent rougeâtres avec 25 et 45m au dessus de vallées actuelles.

- Niveau élevé : Dépôt sablonneux et limoneux plus ou moins mêlés de cailloux roulés, ils forment la couverture du plateau d'Ouled elhassa à Fondouaou et dominent 50 à 60m la vallée de l'oued fondouaou.

4. Mbarne (pliocène récent et quaternaire ancien)

Mbarne argileuse, jaune en surface, gris en profondeur, elle renferme des intercalations importantes mais régulières pondingue bien visible au Gué de Constantine.

5. Villa Franchien

Pondingue, grès et sable d'origine fluviale dans la bordure de Djebel Zerouala.

6. Calcaire, grès et poulingue de l'oued Guhaïa

Ces formations représentent la phase marine régressive de la fin du pliocène inférieur. Elles sont surmontées en concordance absolue par les dépôts continentaux.

7. Sable et argile bleue du Sahel

Formation de plus de 200 m dans le Sahel d'Alger et plus de 90 m dans la région de Ouled Aboussa.

2. Hydrogéologie

Ses ressources aquifères existant dans les formations géologiques deviennent en général de plus en plus importantes à mesure que l'on s'élève dans la série géologique et que l'on descend de la montagne vers la plaine.

La *ebbitidja* correspond à un synclinal, elle offre donc des nappes artésiennes dans le pliocène et le quaternaire, à savoir dans la région de Baraki et du Gué de Constantine.

Le réservoir quaternaire est essentiellement constitué par la superposition des alluvions du quaternaire moyen et par

la base des alluvions récentes dans laquelle les sédiments perméables atteignent une épaisseur de 80 à 100 m. Les alluvions sont alimentées par l'infiltration des précipitations et l'infiltration des cours d'eau.

En ce qui concerne la piézométrie, le niveau se situe à une profondeur de 10 m environ sur toute la longueur de rectification prévue.

Cette profondeur est déterminée à partir des courbes de piézométrie du bassin d'El Harrach (d'après le S.E.S de 1967) portant sur l'étude hydrologique de la Oubidja et s'appuyant sur la carte hydrogéologique de la région d'ALGER.

L'influence de la nappe n'est pas à craindre pour les différents ouvrages à projeter.

3. Chimie Des Eaux

Les eaux souterraines de la région d'Alger présentent une bonne potabilité chimique, à l'exception de la bordure nord du Sahel et l'extrémité ouest de la plaine du Chelif où elles sont très chargées. Sans le Sahel, de légères intrusions marines sont responsables de cette minéralisation.

L'eau souterraine et celle des cours d'eau non aucun effet de corrosion sur le béton mais on signale une pollution du cours d'eau dans le lit à partir des agglomérations.

4. Caractéristiques Géotechniques

Ses propriétés de la géologie générale adoptées par l'étude de travaux sont les suivantes :

- Densité sèche du sol (γ_d) $\gamma_d = 1.55 \text{ g/cm}^3$
- Densité humide du sol (γ_H) $\gamma_H = 1.80 \text{ g/cm}^3$
- Densité saturée du sol (γ_{sat}) $\gamma_{sat} = 1.95 \text{ g/cm}^3$
- Poids spécifique des grains solides (γ_s) $\gamma_s = 2.65 \text{ g/cm}^3$
- Cohésion (c) $c = 0.27 \text{ kg/cm}^2$
- Angle de frottement (ϕ) $\phi = 20^\circ$

Conclusion

Le territoire étudié est une plaine plate qui a une légère pente vers le sud-ouest.

Ses travaux d'aménagement seront réalisés sur un tronçon de 3 km jusqu'au débouché de l'oued El. Harraçh et

le territoire en question est représenté par des dépôts alluviaux, et des dépôts de sable et de galets d'âge quaternaire. Tous ces dépôts gisent presque horizontalement.

- Ayant opté pour des canaux en terre (Chapitre IV), les matériaux constituant le lit, sont des matériaux cohérents compactés avec un indice de vides compris entre 0.3 et 0.6. D'où la force tractrice admissible

$$T_{adm} = 1.6 \text{ Kg/m}^2 \quad [13]$$

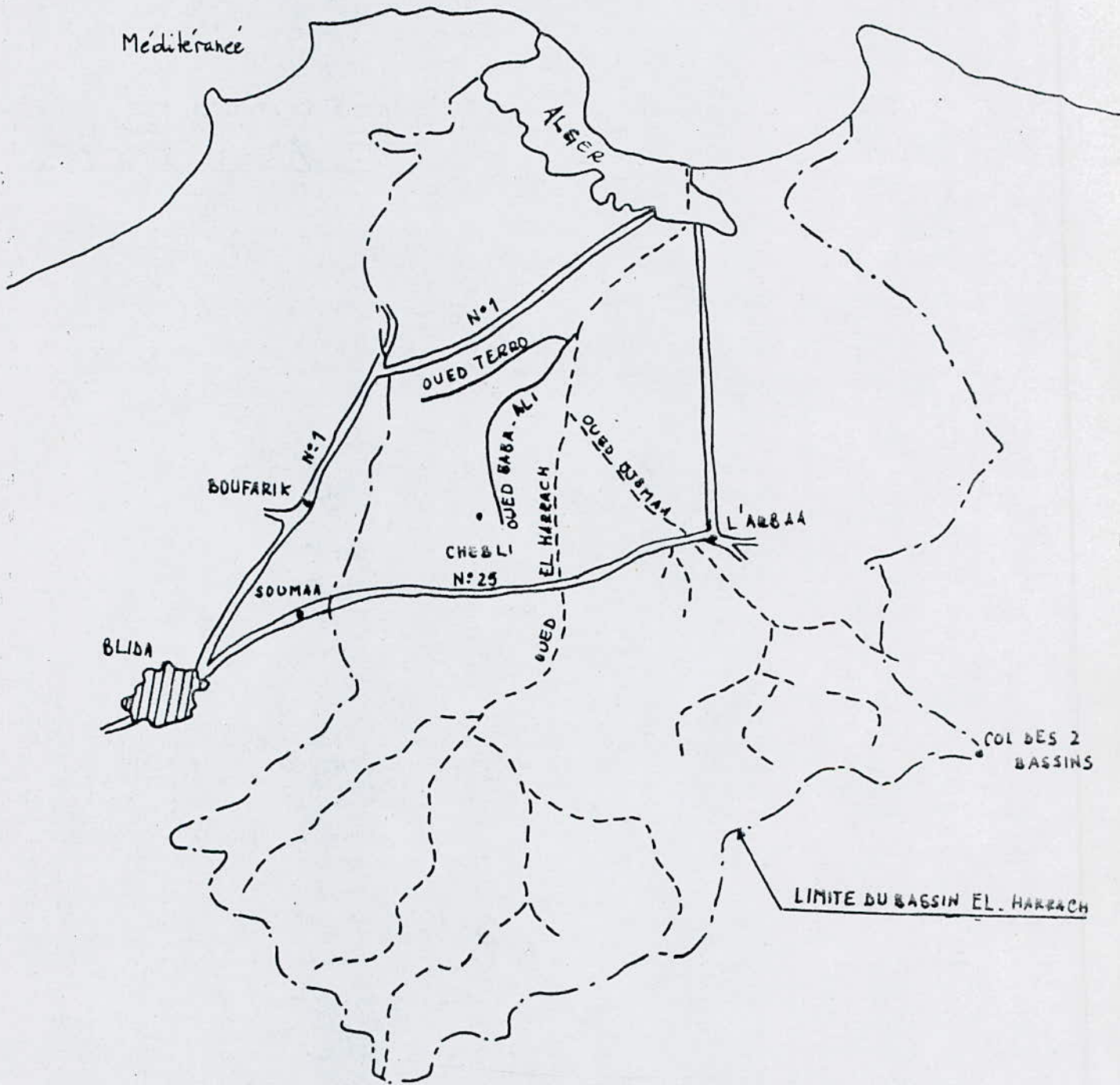
- Et même pour la pente des berges et selon la même référence

$$m = 2.00 \quad [13]$$

- Et par défaut des essais granulométriques sur les matériaux constituant l'oved, on prendra pour la rugosité de l'oved.

$$\eta = 0.03 \quad [2]$$

Plan De Situation



Echelle 1/300 000

CHAPITRE III

TRACE ET NIVEAU DE L'OUED ZOUINE

1. Axe De L'oued Rectifié

L'axe a été fixé selon les considérations suivantes :

- que l'oued ne traverse pas les habitations ou autres établissements importants en tant que possible.
- qu'il ait des le minimum de courbes possibles.
- que l'oued rectifié se décharge tangentièllement dans l'oued El. Hassach.

L'axe de l'oued rectifié est montré sur les planches N° 1 et 2.

2. Profil En Long

Le profil en long d'une rivière est obtenu en portant sur un graphique, en abscisse la distance à l'exutoire, en ordonnée l'altitude du point considéré. Le profil en long est établi à partir d'une carte si possible à grande échelle d'après les points cotés situés sur les berges de la rivière et les courbes de niveau. Les distances sont mesurées au curvimètre à partir

de l'exutoire, en suivant le mieux possible les méandres de la rivière.

Des profils en long partiels et précis sont établis - à partir de nivellements spéciaux pour tout aménagement de rivière.

En général on procède alors non pas sur les berges ou le fond du lit, mais par établissement des lignes d'eau pour différents débits.

Selon le profil en long de l'oued existant dans le tronçon à étudier, la pente générale du lit de l'oued est égale à 0.0022. Donc on a fixé la pente du lit de l'oued rectifié à 0.002.

La cote du lit au début a été prise égale - à celle du radier de la conduite de ponceau 19.61 m.

La cote du lit de l'oued Douine à la location du confluent avec l'oued El. Harrah se trouve égale à 15.0 m. Le profil en long de l'oued est montré sur la planche N° 3.

Le tableau N° 1 donne la valeur des côtes en fonction distances cumulées.

TRACE ET NIVEAU DU LIT DE L'OUED

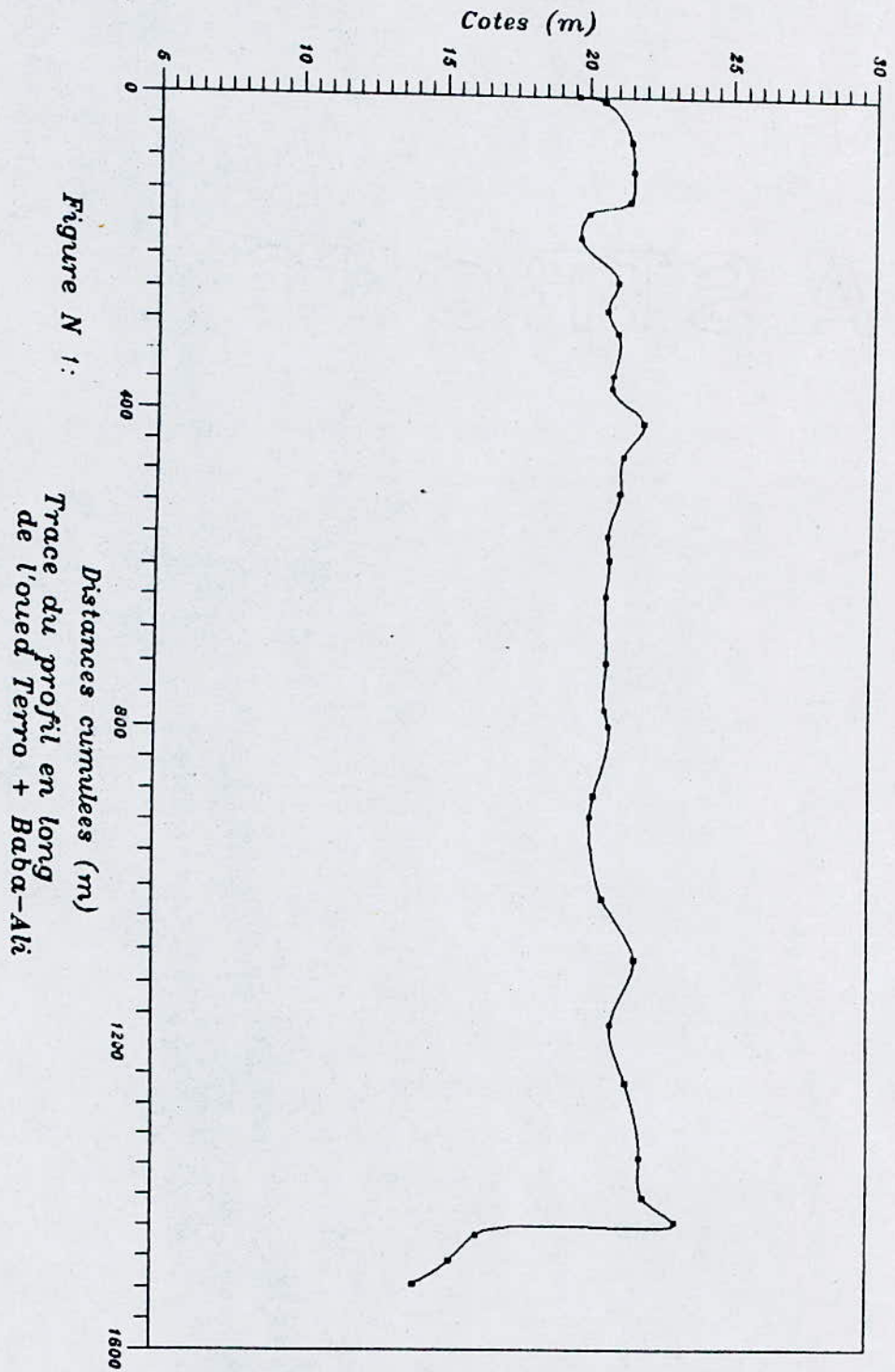
points kilométriques	cotes (m)	Distances cumulées (m)
PK1	10.61	0.00
PK2	20.51	6.00
PK3	21.46	57.00
PK4	21.54	94.00
PK5	21.43	130.00
PK7	20.00	144.16
PK9	19.71	175.83
PK10	21.05	229.83
PK11	20.68	266.48
PK12	21.05	294.00
PK13	20.90	351.50
PK14	20.86	368.50
PK15	22.00	413.88
PK16	21.30	459.26
PK17	21.22	506.76
PK18	20.81	561.26
PK19	20.88	637.76
PK20	20.78	719.76
PK21	20.82	778.29

points kilo- métriques	côtes (m)	distances cumulées (m)
PK 22	20.79	799.26
PK 23	20.94	
PK 24	20.44	887.76
PK 25	20.32	915.76
PK 26	20.77	1015.76
PK 27	21.89	1091.76
PK 28	21.07	1173.78
PK 29	21.60	1251.76
PK 30	22.10	1351.76
PK 31	22.23	1403.26
PK 32	23.34	1435.26
PK 33	16.40	1452.26
PK 34	15.45	1486.26
PK 35	14.20	1515.26

Tableau représentant les côtes du Niveau
du terrain naturel en fonction des
distances cumulées

Tableau N°1

TRACE ET NIVEAU DU LIT DE L'OUED



3 - Composantes De L'oued

A Rectifier

3.1 L'oued Baba. Ali jusqu'au -Confluent avec l'oued Terro

Sans cette zone, le lit a une section uniforme de 10m de largeur et d'une pente de talus de 2.0. Des seuils correcteurs ont été constitués à un intervalle de 100m. La conception hydraulique est donnée dans le chapitre VII : Ouvrages Divers

3.2 Confluent l'oued Baba. Ali et l'oued Terro

La section rectifiée de l'oued Louine est plus grande que la section rectifiée de l'oued Baba. Ali et que la section existante de l'oued Terro.

La conception du confluent est donnée au chapitre VII : Ouvrages Divers.

3-3 L'oued Louine jusqu'au confluent de l'oued El. Harrach

Dans cette zone, le lit a une section uniforme de largeur 35 m et d'une pente de talus égale à 2.0. Ses seuils correcteurs ont été disposés à intervalle de 100 m. La conception hydraulique est donnée dans le chapitre VII : Ouvrages divers.

3-4 La Chute au confluent de l'oued El. Harrach

A cause de la différence de niveau entre les lits des deux oueds, il a été indispensable d'envisager une chute, qui fonctionnera comme un ouvrage de contrôle. La conception de la chute est donnée au chapitre V : calcul hydraulique des ouvrages de dissipation d'énergie.

CHAPITRE I V

**CALCULS
HYDRAULIQUES**

1. Rappels Sur Les Écoulements A Surface Libre

Les écoulements à surface libre constituent un des problèmes les plus importants et les plus complexes de l'hydraulique. Ce problème est d'autant plus complexe que celui de l'écoulement en charge dans les conduites. Car les conditions aux limites ne sont connues qu'en partie : la surface libre est une des inconnues du problème. Souvent, dans la pratique la recherche de la géométrie de la surface de l'eau est aussi importante, sinon plus importante que la détermination du débit. C'est le tirant d'eau maximum qui conditionne le dimensionnement des ouvrages d'art et c'est son éventuel dépassement qui constitue le risque le plus sérieux pour l'ouvrage lui-même, et pour son environnement surtout.

1-1 Formules usuelles de l'écoulement uniforme

Dans un canal de pente constante et dont la section transversale ne varie pas, l'écoulement est dit uniforme si :

- La profondeur, la section mouillée, la vitesse, le débit restent constants en toute section du canal.

- La ligne de charge, la surface libre et le fond du canal sont parallèles.

Au sens strict, l'écoulement uniforme est rarement réalisé.

1-1.1 Formule de Chezy et Coefficient de Bazin

Deux hypothèses sont à la base de la formule de Chezy. La première est que la force résistante à l'écoulement dans un canal, par unité de surface de la paroi est proportionnelle au carré de la vitesse moyenne de l'écoulement.

La deuxième hypothèse est que cette force résistante est équilibrée par la composante longitudinale de la force de gravité.

D'où la formule de Chezy :

$$V = c \sqrt{Ri} = c \sqrt{Rj} \quad (1.1)$$

c = Coefficient de Chezy, depend des parametres géométriques et hydrauliques de l'écoulement notamment de la forme de la section et de la nature des parois du canal. Il a pour dimension $L^{1/2} T^{-1}$, c'est la racine carrée d'une accélération.

i = pente du fond.

j = pente de la ligne de charge.

La formule la plus utilisée pour le calcul du coefficient de Chezy est celle de Bazin qui présente C comme une fonction de la rugosité et du rayon hydraulique R .

$$C = \frac{87}{1 + \frac{m}{\sqrt{R}}} \quad (1.2)$$

m dépend de la nature de la paroi

1-1-2 Formule de Channing

La formule de Channing lie l'influence de la rugosité et les dimensions de la section (rayon hydraulique) d'une façon plus simple que la formule de Bazin (1.2)

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} \quad (1.3)$$

L'utilisation de cette formule est très répandue à cause de sa simplicité et les valeurs de n (coefficient qui dépend de la nature des parois) sont présentées dans des tableaux extrêmement complets et détaillés.

1- 1.3 Formule de Strickler

La formule est celle de Manning avec d'autres notations.

$$C = k \cdot R^{1/6} \quad (1.4)$$

où k remplace $\frac{1}{n}$ de la formule de Manning. Strickler a proposé une formule permettant de calculer k , en fonction de la granulométrie du matériau constituant les berges et le fond, du moins dans le cas où les parois sont en matériaux non cohérents, sans revêtement.

$$k = \frac{1}{n} = \frac{26}{d_{65}^{1/6}} \quad [m^{1/3} \cdot sec^{-1}] \quad (1.5)$$

ou encore en utilisant le coefficient de Chezy

$$C = 26 \left(\frac{R}{d_{65}} \right)^{1/6} \quad [m^{1/2} \cdot sec^{-1}] \quad (1.6)$$

où d_{65} est le diamètre (en mètre) correspond à 65% de passait (en poids) (65% en poids de diamètres plus petits et 35% de diamètre plus grands).

Ces formules sont d'usage fréquent pour les rivières naturelles.

1 - 1.4 Formule de Pavlovski

C'est une autre variante de la formule de Chézy mais qui diffère par le calcul de la puissance du rayon hydraulique et qui est dans ce cas une variable, fonction de la rugosité et du rayon hydraulique.

$$C = \frac{1}{n} R^{\gamma} \quad (1.7)$$

où

$$\gamma = 2.5\sqrt{n} - 0.13 - 0.75\sqrt{R} (\sqrt{n} - 0.1) \quad (1.8)$$

D'autres formules existent, moins utilisées, ou limitées à des cas particuliers. Aucune n'est parfaite. Même dans les canaux artificiels, la rugosité n'est ni aussi définie, ni surtout aussi constante, que ces formules pourraient le laisser croire. [18]

1-1.5. Choix des formules utilisées

Notre choix s'est porté sur deux formules :

- formule de Manning pour sa simplicité et la disponibilité de valeurs du coefficient n tenant compte de la rugosité.
- formule de Pavlovski, dans un but d'homogénéisation, car ayant programmé la méthode de Pavlovski pour le calcul des courbes de remous, on a vu qu'il était plus approprié d'utiliser cette formule dans le calcul du coefficient de Chezy.

1-2 Profil en travers des canaux

1-2.1 Forme Générale

La forme générale du profil en travers diffère selon que le canal soit ouvert ou fermé.

Les canaux découverts artificiels ont le plus souvent

- une section trapézoïdale : cas le plus fréquent.
- une section rectangulaire : quai d'amarrage ou canaux en zone urbaine.

- une section semi-circulaire : canaux d'irrigation
- une section parabolique : " "

1-2.2 Forme optimale du puit de ou économique et hydraulique

En considérant la formule de Manning pour le calcul du coefficient de Chezy C :

$$Q = A.V = A \cdot \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2} \quad (1.9)$$

Il apparaît clairement que pour une pente i , une rugosité n et une aire A données, le débit sera maximal pour un rayon hydraulique R maximal. Celui-ci est maximal pour un périmètre mouillé minimal. Cette situation correspond à l'optimum hydraulique (Débit Q_{maximum}) et économique (et donc un coût de revêtement minimum pour une aire A donnée et donc un coût de déblai donné). [18]

a. Section Semi. Circulaire

De toutes les formes possibles à section évasée vers le haut, c'est celle qui réalise le périmètre mouillé minimal pour une aire donnée (figure.1)

Le rayon hydraulique vaut :

$$R = \frac{A}{P} = \frac{\pi r^2}{2\pi r} = \frac{r}{2} = \frac{h}{2} \quad (1.10)$$

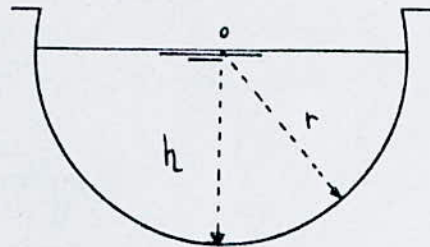
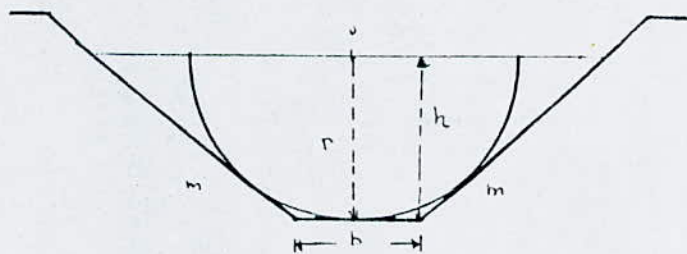


figure N° 1

Cette forme n'est réalisable que pour des canaux artificiels en béton. Les grands canaux sont de section trapézoïdale ou rectangulaire.

b. Section trapézoïdale

Elle est définie par trois éléments : la largeur au plafond b , la hauteur h et la pente de talus m .



(figure N° 2)

La pente du talus est imposée par la nature du sol ou du revêtement et n'est donc pas un élément de choix économique.

C'est à partir des paramètres b et h que la section optimale sera définie.

On peut calculer l'aire et le périmètre mouillés

$$A = h (b + mh) \quad (1.11)$$

$$P = b + 2h \sqrt{1+m^2} \quad (1.12)$$

Pour minimiser $R = A/P$ pour une aire donnée, on peut poser

- $dA = 0$ puisque A est une constante.

- $dP = 0$ puisque P est minimal.

Ce qui se traduit par les deux équations en b et h

$$dA = h db + (b + 2mh) dh = 0 \quad (1.13)$$

$$dP = db + 2\sqrt{1+m^2} dh = 0 \quad (1.14)$$

Ce qui donne la relation entre b et h

$$b = 2h \left[\sqrt{1+m^2} - m \right] \quad (1.15)$$

Le profil trapézoïdal optimal est circonscrit à la demi-circonférence de rayon égal à la profondeur h et dont le centre est sur l'axe de la surface libre (figure. 2 page 56). En introduisant la valeur de b tirée de (1.15) dans (1.11) et (1.12), on trouve

2. Choix Du Profil

A A adopter

Le profil et les dimensions d'un tronçon de canal sont déterminés à partir des données suivantes :

- Le débit Q provenant des calculs antérieurs.
- La nature des matériaux du fond et des bords.
- Les contraintes de tracé, le niveau du sol et les points de passage obligés.

Ayant opté pour des canaux en terre, la forme généralement adoptée pour la section de ces canaux est la forme trapézoïdale et c'est celle qu'on a choisie : c'est la plus économique après balance entre coût de remblai et de déblai.

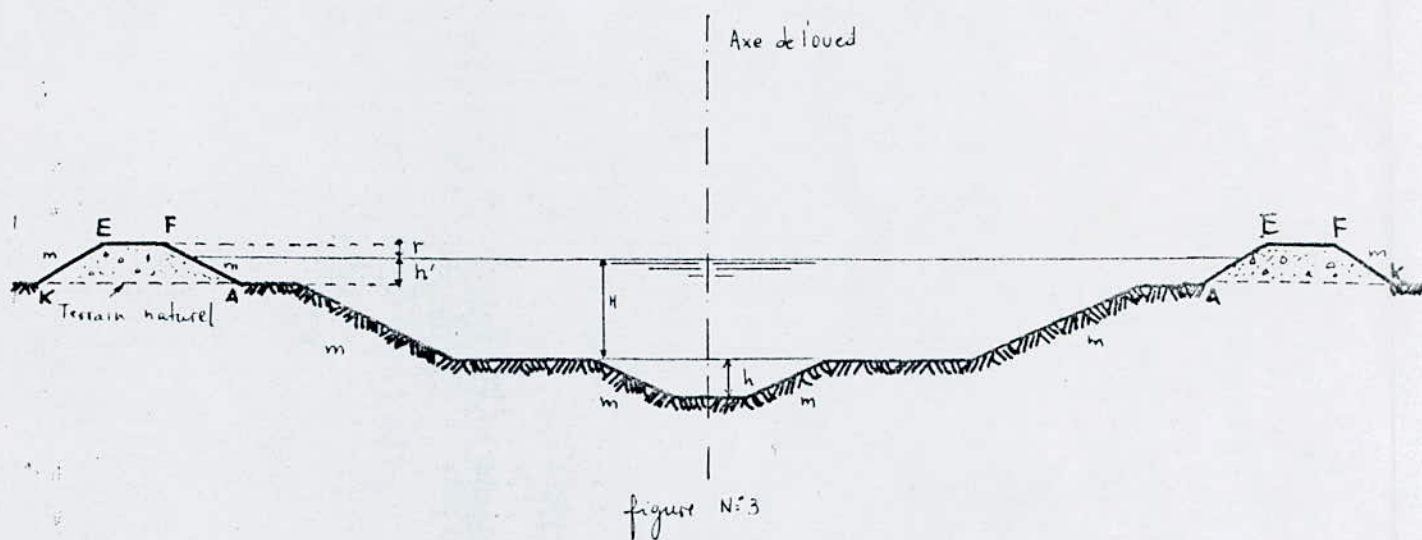
Cependant, le profil que l'on a choisi n'est pas trapézoïdal simple.

- On a projeté une banquette au fond du canal pour véhiculer les eaux en période d'étiage et éviter le phénomène de pollution.

- Et on a opté pour un profil mixte avec banquette. Il est constitué par : les déblais

provenant de la fouille et qui sont disposés en cavaliers le long du canal, ce qui donne la possibilité de surélever le plan d'eau au dessus du terrain naturel. Les banquettes projetées latéralement sont destinées à retenir les terres provenant d'éboulements éventuels et elles facilitent en outre la circulation du personnel et l'entretien du canal.

On a ménagé une revanche r entre le niveau de la surface libre et le couronnement des berges, afin de parer aux fluctuations accidentelles de la surface libre (figure 3. page 60)



- La revanche : $r = 0.2 \text{ à } 1.0 \text{ m}$
- La largeur de base des cavaliers doit avoir une valeur suffisante pour éviter le phénomène de Renard

du fait des infiltrations. On admet généralement :

$$KA = 0.50 + k h' \quad [m] \quad (1.10)$$

où

k : coefficient fonction du remblai, il varie de 4 pour le gravier à 10 pour une argile [1]

h' : charge sur le pied A du remblai [m]

La largeur en tête des cavalière EF est au moins égale à 0.8 m.

3. Dimensionnement Des Canaux

Le dimensionnement des émissaires à ciel ouvert, consiste à déterminer le profil longitudinal et la section en se tenant le plus près possible du niveau du sol de manière à éviter les ouvrages profonds, et en tenant compte des contraintes du projet.

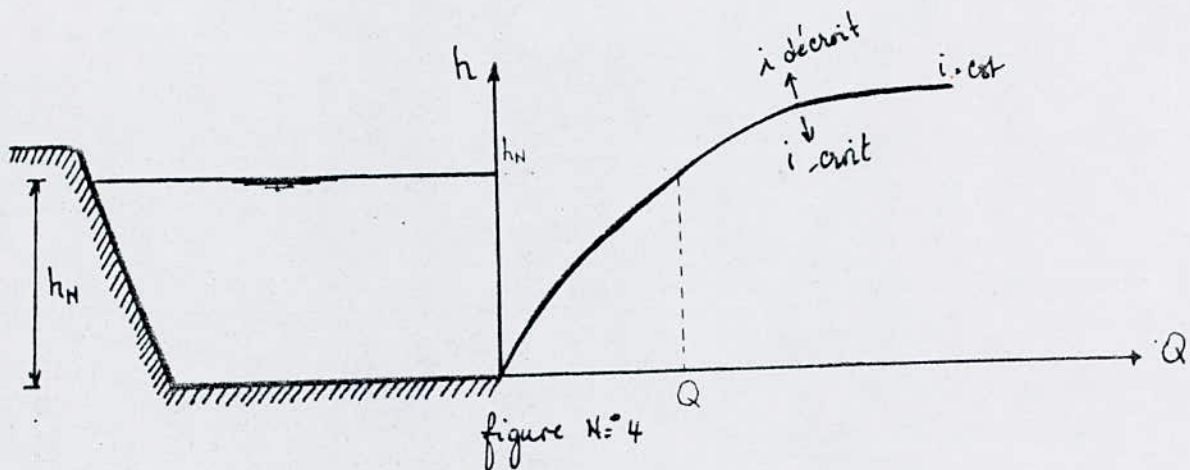
3.1 Calcul de la hauteur uniforme

Le calcul de la profondeur uniforme ou normale h_n est le calcul le plus fréquent dans un

canal ou une cours d'eau existant déjà; un certain débit se présente dans le canal, et on cherche le tirant d'eau qui sera nécessaire pour évacuer ce débit en régime uniforme, donc h_u . Ce calcul est d'autant plus compliqué car l'équation de Chezy est irrationnelle et doit être résolue graphiquement ou par itérations.

Pour un débit Q donné il n'existe qu'une seule hauteur h_u assurant le mouvement uniforme dans un canal donné car le débit est une fonction monotone croissante de h . Ceci est dû au fait qu'en général les sections ouvertes vers le haut présentent une croissance plus rapide de leur aire A que du périmètre mouillé P quand le tirant d'eau augmente.

Une première méthode pour calculer h_u consiste à tracer la courbe $Q(h)$.



Cette méthode graphique est plus pratique dans le cas de sections de rivières naturelles où A et P section et périmètre mouillés ne peuvent s'écrire de manière analytique et où il est nécessaire de dessiner la section pour planimétrer son contour.

Dans le cas de section analytiquement définies, il est plus intéressant de procéder par itérations ou par méthode qui elle autre méthode numérique s'appliquant aux équations irrationnelles.

3-2 Dimensionnement de la Cunette

Les données hydrauliques sont :

- la largeur de fond $b = 1.0 \text{ m}$
- la pente des talus $m = 2.0$
- Coefficient de rugosité $n = 0.03$
- pente du canal $i = 0.002$
- débit d'étiage $Q = 0.5 \text{ m}^3/\text{s}$
- débit calculé $Q = \frac{1}{n} \frac{A^{5/3}}{P^{2/3}} i^{1/2} \quad [\text{m}^3/\text{s}]$
- section mouillée $A = hb + mh^2 \quad [\text{m}^2]$
- périmètre mouillé $P = b + 2h\sqrt{1+m^2} \quad [\text{m}]$

h (m)	A (m ²)	P (m)	Q (m ³ /s)
0.1	0.12	1.45	0.055
0.2	0.28	1.89	0.167
0.3	0.48	2.34	0.248
0.4	0.72	2.79	0.435
0.45	0.86	3.01	0.550
0.5	1	3.23	0.682
0.6	1.32	3.68	0.993
0.7	1.68	4.13	1.375

Tableau N°1 Etalonnage du lit mineur

La hauteur normale h_n déterminée graphiquement (figure N°5, page 68) est :

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

En utilisant le processus itératif, on a

$$Q = \frac{1}{n} \frac{[h(b + mh)]^{5/3}}{[b + 2h\sqrt{1+m^2}]^{2/3}} i^{1/2}$$

$$h^{5/3} = \frac{Q \cdot n}{i^{1/2}} \cdot \frac{(b + 2h\sqrt{1+m^2})^{2/3}}{(b + mh)^{5/3}}$$

$$h_N = \left(\frac{Q \cdot n}{i^{1/2}} \right)^{3/5} \frac{(b + 2h\sqrt{1+m^2})^{2/5}}{(b + mh)}$$

Pour déterminer h_N en se basant sur l'algorithme, on a établi un programme traduisant l'organigramme joint page

Les résultats donnés par le programme pour :

$$Q = 0.50 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

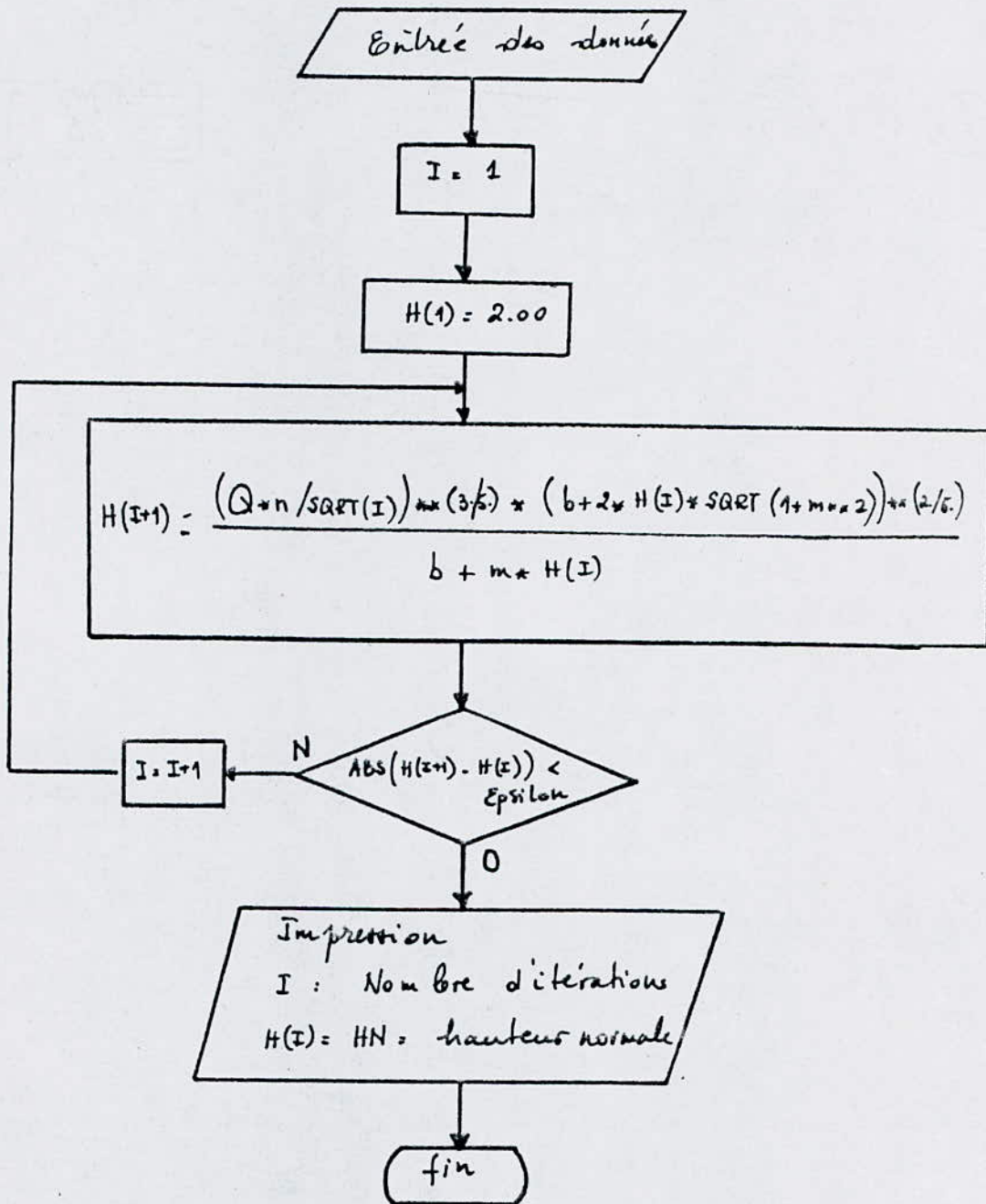
$$m = 2.0$$

$$i = 0.002$$

sont regroupés dans le tableau N° 2 ci-dessous :

	$h_{initiale}$	$h_{nouvelle}$
1	2.00	0.260
2	0.260	0.465
3	0.465	0.422
4	0.422	0.430
5	0.430	0.429
6	0.429	0.429

Organigramme : Calcul de la hauteur normale



$$H_N = 0.429 \text{ m}$$

Donc, on prendra une hauteur $h = 0.45 \text{ m}$
pour la cuvette tout au long des
trouçons de l'oved rectifié.

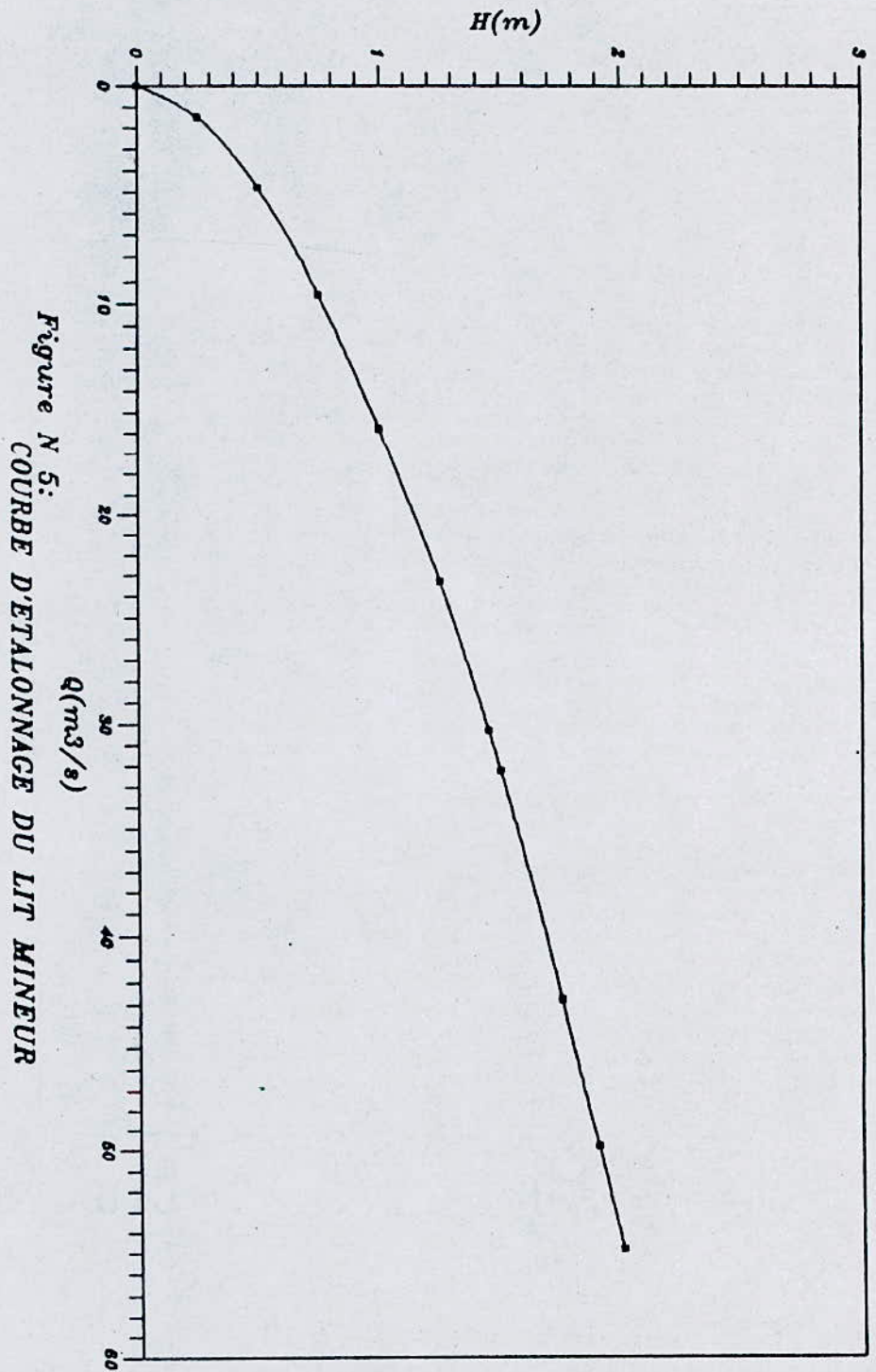


Figure N 5:
COURBE DETALONNAGE DU LIT MINEUR

3-3 Dimensionnement du lit moyen et du lit majeur

a. choix des débits pour l'aménagement du lit moyen.

- Bronson oued Baba - Ali : Le débit choisi est le débit de période de retour égale à cinq ans.

$$Q = 30 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Bronson oued Louine (oued Terro + Baba - Ali) le débit choisi est toujours celui d'une période de retour de cinq ans.

$$Q = 140 \text{ m}^3/\text{s}$$

b. choix des débits pour l'aménagement du lit majeur.

- Bronson oued Baba - Ali : Le débit d'aménagement est le débit décennaire.

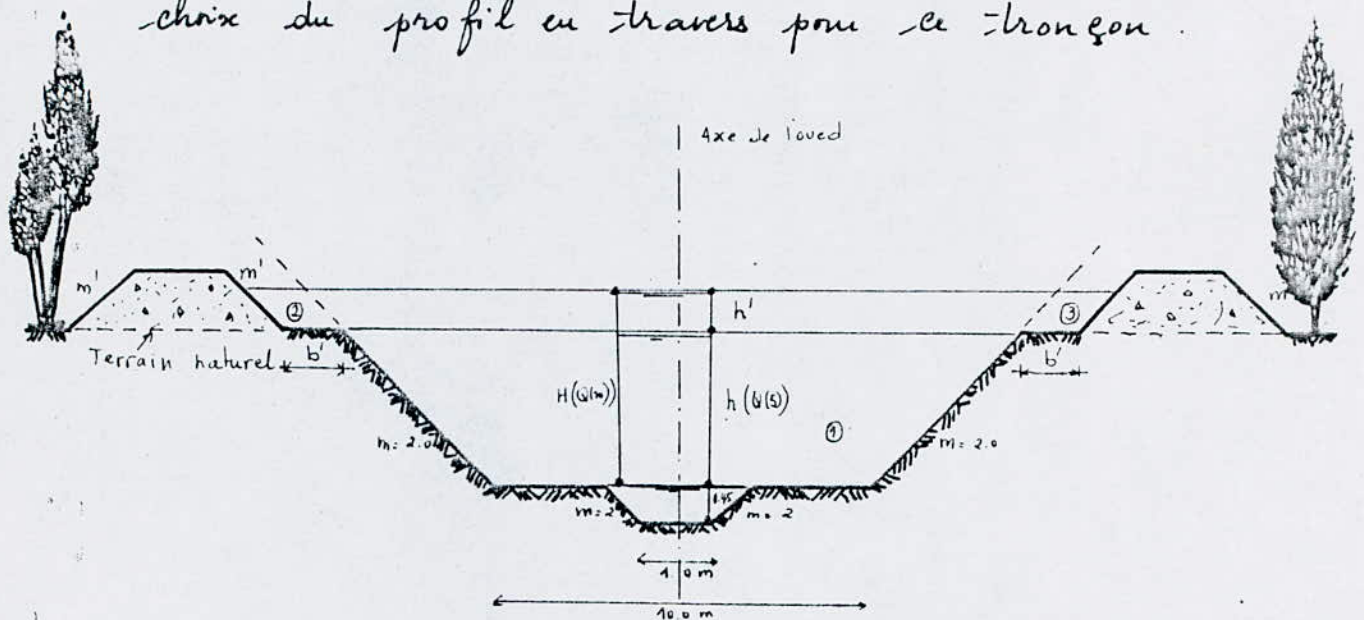
$$Q = 50 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Bronson oued Louine : Le débit d'aménagement est le débit décennaire.

$$Q = 210 \text{ m}^3/\text{s}$$

3.3.1 Dimensionnement Du Canal : Tronçon oued Baba - Ali

La figure N° 6, ci-dessous, traduit le choix du profil en travers pour ce tronçon.



- calcul de la hauteur normale par approximations successives : 1. Sit moyen

- Débit $Q(s) = 30 \text{ m}^3/\text{s}$
- Largeur de fond $b = 10 \text{ m}$
- pente du talus $m = 2.0$
- pente du Canal $i = 0.002$

Ses résultats sont regroupés dans le tableau N° 3 page 71

	h_{initiale}	h_{Nouvelle}
1	2.00	1.403
2	1.403	1.444
3	1.444	1.441
4	1.441	1.441

Tableau N°3

$H_N = 1.441 \text{ m}$

2. Sit majeur

- Débit $Q(10) = 50 \text{ m}^3/\text{s}$
- largeur de fond $b = 10 \text{ m}$
- pente de talus $m = 2.0$
- pente du canal $i = 0.002$

	h_{INITIALE}	h_{NOUVELLE}
1	2.00	1.906
2	1.906	1.915
3	1.915	1.914

Tableau N°4

Paramètres Géométriques de la figure N° 6

- section 1

- aire mouillée : $A_1 = h(b + mh)$

- périmètre mouillé : $P_1 = b + 2h\sqrt{1+m^2}$

- section 2

- aire mouillée : $A_2 = \frac{h'^2}{2} [m' - m] + bh'$

- périmètre mouillé : $P_2 = b' + h'\sqrt{1+m'^2}$

- section 3

- aire mouillée : $A_3 = \frac{h'^2}{2} [m' - m] + b'h'$

- périmètre mouillé : $P_3 = b' + h'\sqrt{1+m'^2}$

n° $m = m' = 2.00$

$b' = 1 \text{ m}$

Les résultats sont regroupés dans le
tableau N° 5. page 73

$h_L(m)$	0.50	0.75	1.00	1.25	1.45	1.50	1.75	1.90	2.00
$A_1(m^2)$	5.50	8.63	12.00	15.63	18.71	19.50	23.63	26.22	28.00
$P_1(m)$	12.24	13.54	14.47	15.59	16.48	16.70	17.82	18.49	18.94
$R_1(m)$	0.45	0.65	0.83	1.00	1.14	1.17	1.33	1.42	1.48
$V_1(m/s)$	0.87	1.12	1.31	1.49	1.62	1.65	1.80	1.88	1.94
$Q_1(m^3/s)$	4.81	9.61	15.79	23.33	30.34	32.22	42.49	49.32	54.16
$h^1(m)$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.05	0.30	0.45	0.55
$A_2(m^2)$ $A_3(m^2)$						0.05	0.3	0.45	0.55
$P_2(m)$ $P_3(m)$						1.11	1.67	2.01	2.23
$R_2(m)$ $R_3(m)$						0.045	0.179	0.224	0.246
$V_2(m/s)$ $V_3(m/s)$						0.189	0.474	0.650	0.580
$Q_2(m^3/s)$ $Q_3(m^3/s)$						0.009	0.142	0.247	0.322
$\Sigma Q =$ $Q_1 +$ $Q_2 + Q_3$	4.81	9.61	15.79	23.33	30.34	32.24	42.77	49.82	54.81

Tableau N° 5: Etalonnage du Canal :
Broussin oued Zaba - Ali

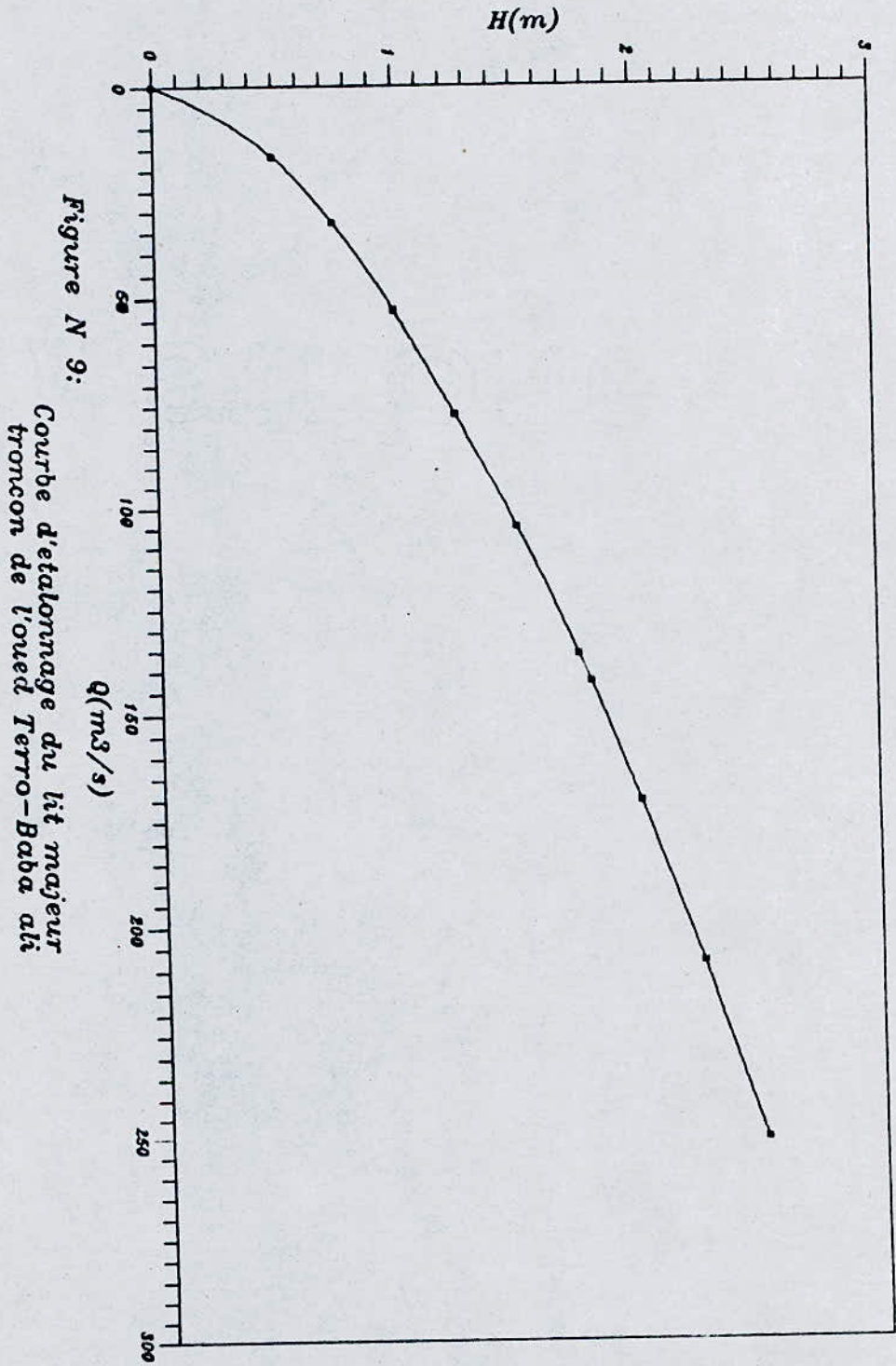
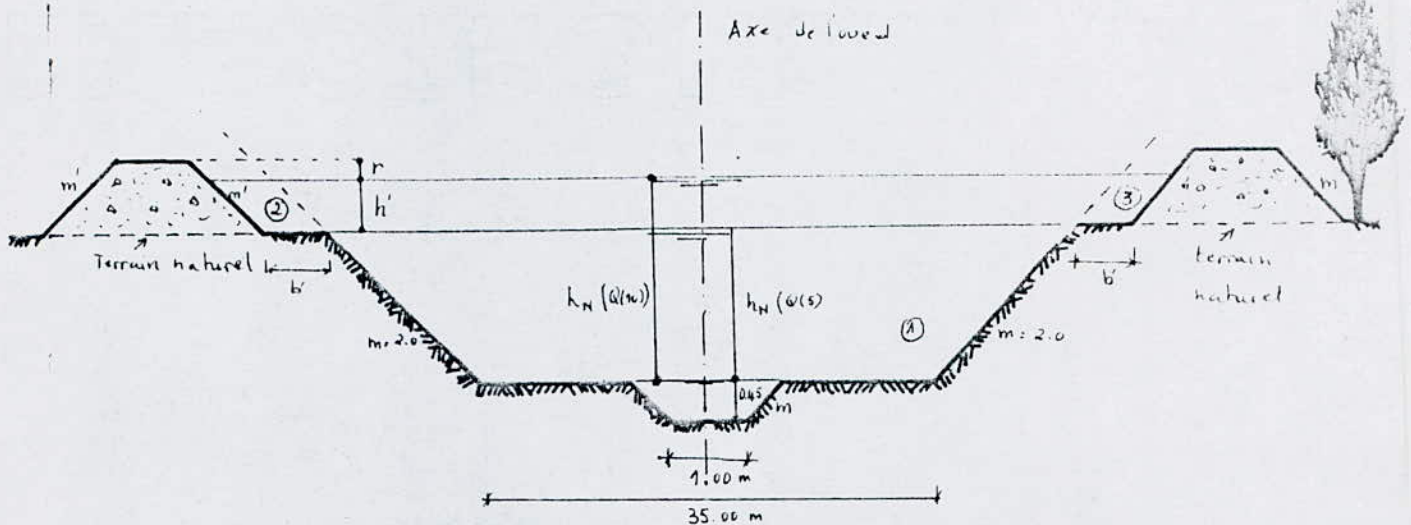


Figure N 9:
 Courbe d'etalonnage du lit majeur
 troncon de l'oued Terro-Baba ali

3-3.2 Dimensionnement du Canal :

Tronçon oued Terro + Baba Ali

La figure N° 8, ci-dessous, représente le profil en travers du canal pour le tronçon oued Douine.



Calcul de la hauteur uniforme par approximations successives : 1- Lit moyen

- Débit $Q(s) = 140 \text{ m}^3/\text{s}$
- Largeur de fond $b = 1 \text{ m}$
- pente des talus $m = 2.0$
- pente du canal $i = 0.002$

Tableau N° 6 : Calcul de la hauteur normale dans le lit moyen.

	$h_{initiale}$	$h_{nouvelle}$
1	2.00	1.777
2	1.777	1.781
3	1.781	1.781

Tableau N°6

$H_N = 1.781 \text{ m}$

2. Lit majeur

- Débit $Q(10) = 210 \text{ m}^3/\text{s}$
- largeur de fond $b = 35 \text{ m}$
- pente du canal $i = 0.002$
- pente de talus $m = 2.0$

Ses résultats sont regroupés dans le tableau N°7.

	$h_{initiale}$	$h_{nouvelle}$
1	2.00	2.267
2	2.267	2.260
3	2.260	2.260

Tableau N°7

$$h_H = 2.260 \text{ m}$$

Pour avoir la valeur de la hauteur normale graphiquement, on dresse le tableau N°8 et on trace la courbe d'étalonnage du canal : figure N°8

Paramètres géométriques de la figure N°7

section 1

- aire mouillée : $A_1 = h(b + mh)$
- périmètre mouillé : $P_1 = b + 2h\sqrt{1+m^2}$

section 2

- aire mouillée : $A_2 = \frac{h'^2}{2} [m' - m] + b'h'$
- périmètre mouillé : $P_2 = b' + h'\sqrt{1+m'^2}$

section 3

- aire mouillée : $A_3 = \frac{h'^2}{2} [m' - m] + b'h'$
- périmètre mouillé : $P_3 = b' + h'\sqrt{1+m'^2}$

où

$$m = m' = 2.00$$

$$b' = 1 \text{ m}$$

h (m)	0.50	0.75	1.00	1.25	1.50	1.80	2.00	2.25	2.50
A_1 (m ²)	18.00	27.38	37.00	46.88	57.00	69.48	78.00	88.88	100.00
P_1 (m)	37.24	38.36	39.49	40.59	41.71	43.05	43.95	45.06	46.18
R_1 (m)	0.48	0.71	0.94	1.16	1.37	1.62	1.78	1.97	2.17
V_1 (m/s)	0.92	1.19	1.43	1.64	1.84	2.05	2.19	2.35	2.50
Q_1 (m ³ /s)	16.53	32.59	52.83	76.92	104.64	142.51	170.46	208.86	249.62
h' (m)							0.2	0.45	0.7
A_2 (m ²) A_3 (m ²)							0.2	0.45	0.7
P_2 (m) P_3 (m)							1.45	2.00	2.57
R_2 (m) R_3 (m)							0.14	0.23	0.27
V_2 (m/s) V_3 (m/s)							0.40	0.65	0.63
Q_2 (m ³ /s) Q_3 (m ³ /s)							0.08	0.25	0.44
$\Sigma Q =$ $Q_1 +$ $Q_2 + Q_3$	16.53	32.59	52.83	76.92	104.64	142.51	170.62	208.86	249.62

Tableau N° 8

Etalonnage du canal : Bronson vers Louine

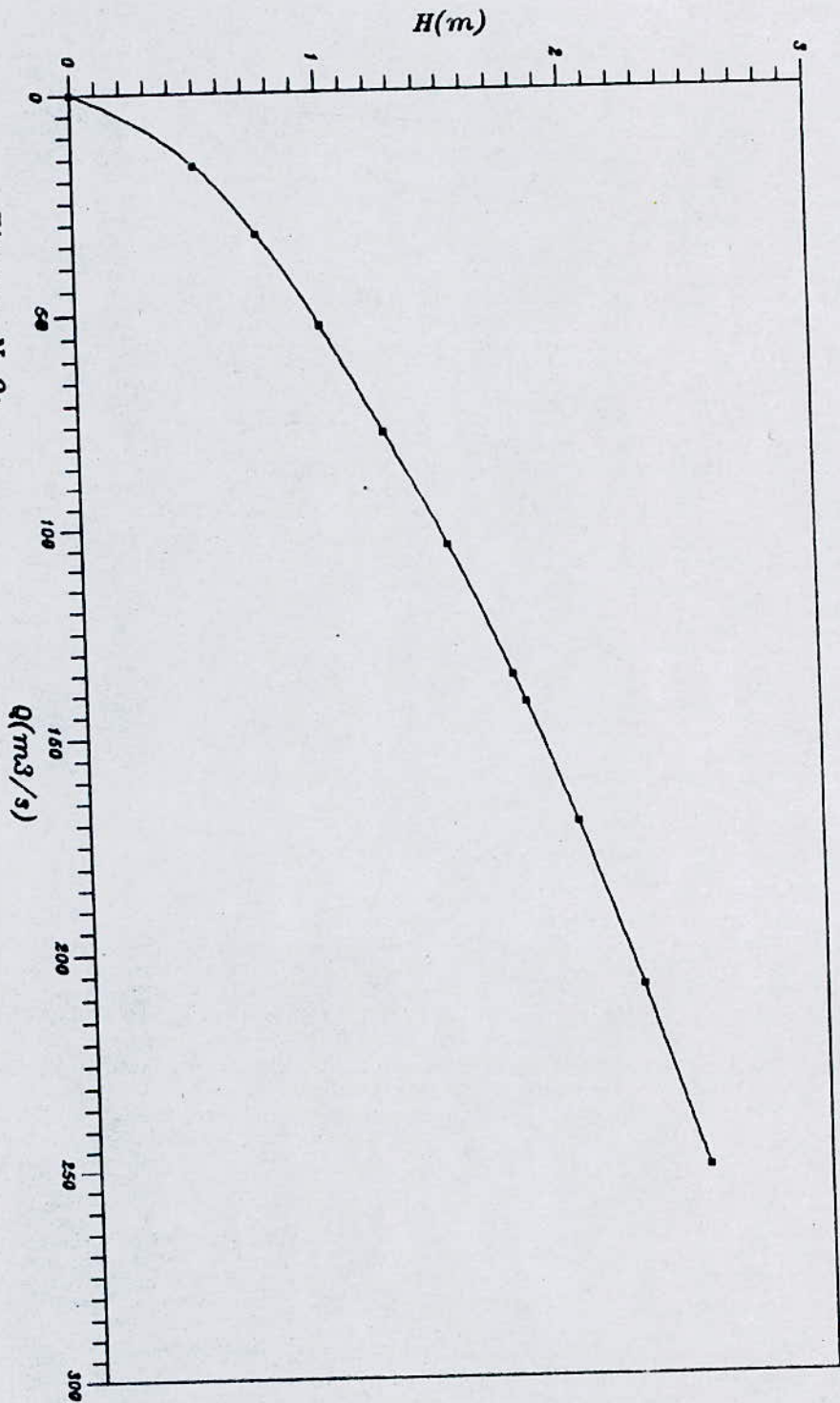


Figure N 9:
 Courbe d'étalonnage du lit majeur
 tronçon de l'oued Terro-Baba ali

En définitif, notre canal comprendra un lit moyen que la rivière recouvre habituellement, un lit majeur qu'elle recouvre en temps de crue et pour un débit décennal et un lit mineur qu'elle continue de recouvrir à l'étiage.

Ses profils en travers sont représentés sur la planche N° 4 et 5 jointes en annexe.

Notre choix s'est porté sur ce profil à trois lits pour deux raisons :

1. Se peut, d'adopter un débit trop important et réaliser donc un lit trop vaste et il serait difficile de maintenir un cours de basses eaux stable : il se forme des bancs de sable qui diminuent la section.
2. Se peut, d'adopter un débit trop petit et réaliser un lit de trop faible section et qui serait insuffisant au moment où se produisent les forts transports solides.

4. Calcul De La Stabilité Des Canaux En Terre

L'écoulement de l'eau dans un canal non revêtu, s'accompagne le plus d'une forte érosion et afin d'éviter au maximum ce phénomène, on doit vérifier la stabilité des canaux. Chose qui pendant longtemps fut étudiée sous l'angle étroit de la notion de vitesse limite qui est en rapport avec la nature des matériaux constituant le lit de l'oved. Toutefois, maintenant on s'oriente de plus en plus vers l'emploi du concept de la force tractrice ou tension tangentielle τ donnée par l'expression :

$$\tau = \bar{\omega} h i \quad [\text{kg/m}^2] \quad (1.4)$$

dans un canal infiniment large en régime uniforme.

i = pente du canal [°]

h = hauteur de l'eau [m]

$\bar{\omega}$: poids spécifique de l'eau [kg/m^3]

4-1 Détermination de la force traçtrice

Dans un canal trapézoïdal, la force traçtrice maximum se produit au milieu de la section pour le fond, désignée par T_M , et au voisinage du fond pour les berges, désignée par T'_M .

$$T_M = K_M \cdot \bar{\omega} \cdot h_N \cdot i \quad [\text{Kg/m}^2] \quad (4.2)$$

$$T'_M = K'_M \cdot \bar{\omega} \cdot h_N \cdot i \quad [\text{Kg/m}^2] \quad (4.3)$$

avec

$\bar{\omega}$ = poids volumique de l'eau chargée.

$$\bar{\omega} = 1.1 \text{ t/m}^3.$$

K_M = coefficient de correction tiré de la table [13].

K'_M = coefficient de correction tiré de la table [13].

h_N = hauteur d'eau pour mouvement uniforme et pour un débit de crue donné [m].

i = pente du canal [°].

La force traçtrice admissible notée T_{adm} est la limite

à partir de laquelle les matériaux commencent à se déplacer.
 Pour que les matériaux du canal restent stables, il est nécessaire de vérifier les deux conditions suivantes

$$\tau_M < \tau_{adm} \quad \text{et}$$

$$\tau'_M < \tau_{adm}$$

Ses résultats sont regroupés dans le tableau N° 9

4.2 Détermination de la vitesse d'entraînement

La vitesse d'écoulement est déterminée par la loi de continuité.

$$V = \frac{Q}{A} \quad (4.3)$$

Q : débit de projet [m^3/s]

A : section mouillée [m^2]

V : vitesse d'écoulement [m/s]

Dans un canal, les vitesses au voisinage des berges et du fond ne doivent pas dépasser la vitesse d'entraînement admissible V_{adm} à partir de laquelle les matériaux de fond commencent à se déplacer.

V_{adm} est donné par

$$V_{adm} = K U_{adm} \text{ [m/s]} \quad (4.4)$$

U_{adm} : vitesse d'entraînement admissible pour une profondeur $h = 1 \text{ m}$ [m/s].

V_{adm} : vitesse d'entraînement pour des profondeurs $h > 1 \text{ m}$.

K : facteur de correction pour des profondeurs d'eau $h = 1 \text{ m}$.

Pour que les matériaux restent stables, il est nécessaire que la vitesse d'écoulement soit inférieure à la vitesse d'entraînement admissible.

En conclusion, la stabilité des canaux en terre est vérifiée si et seulement si.

$$\begin{cases} \tau_M < \tau_{adm} \\ \tau'_M < \tau_{adm} \\ v < V_{adm} \end{cases} \quad \text{tous les calculs de stabilité sont regroupés dans le tableau N°9.}$$

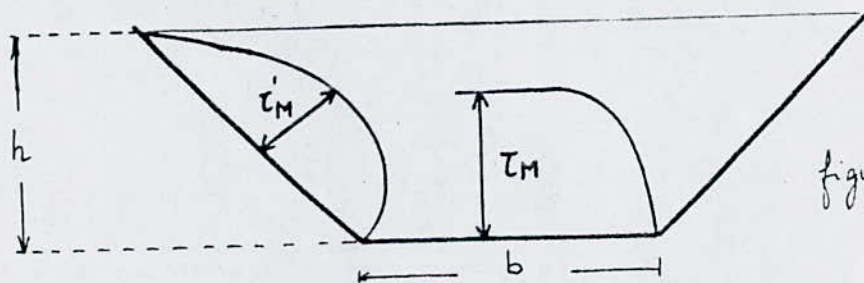


figure N°10

tronçon	Oued Baba - Ali	Oued Zouine
Debit d'étiage (m^3/s)	0.5	0.5
Debit de crue (m^3/s)	30	140
-Coefficient de rugosité n (?)	0.03	0.03
peute du canal i (?)	0.002	0.002
hauteur normale pour debit d'étiage (m)	0.45	0.45
largeur de fond de la cuvette (m)	1.00	1.00
largeur de fond du lit moyen (m)	10.0	35.0
hauteur normale pour debit $Q(5)$ (m)	1.45	1.78
hauteur normale pour debit $Q(10)$ m	1.91	2.26
rebaiement r (m)	0.59	0.74
hauteur totale H (m)	2.50	3.00
-aire mouillée A (m^2)	26.396	89.315

bronçon	Oued Baba - Ali	Oued Zouire
vitesse d'écoulement V	1.8	2.35
vitesse admissible (m/s)	1.43	1.56
b/h	5.2	15.48
K _M	0.975	1.00
K' _M	0.770	1.00
T _M [Kg/m ²]	4.09	4.9
T' _M [Kg/m ²]	3.23	4.9
pour matériaux cohérents T _{adm} [Kg/m ²]	1.6	1.6
pour matériaux non adhérents T _{adm} [Kg/m ²]	4.4	4.4
nombre de Froude $f = v / \sqrt{gA/dA/dh}$	0.50	0.53

Tableau N° 9
Calcul de stabilité

La logique du calcul des canaux dont la section est constituée de matériaux naturels, pour notre cas un lit compacté avec un indice de vide compris entre 0.6 et 0.3 à base d'argile sableuse, d'où la valeur de $T_{adm} = 1.6 \text{ kg/m}^2$, est basée sur la notion de force tractrice critique.

Il apparaît clairement d'après les calculs effectués dans le tableau N° 9 que la stabilité de notre canal n'est pas vérifiée et qu'il faut prévoir des mesures contre l'érosion. Ceci pourrait s'expliquer d'une part à cause de l'importance de la pente du canal et d'autre à cause de la dernière condition prise lors des calculs car effectivement on a considéré le débit de crue et la hauteur qui lui correspond.

Pour pallier à ce problème, deux alternatives sont envisageables.

1. 1^{ère} alternative :

On maintient les dimensions adoptées antérieurement et la nature des matériaux constituant le lit. On placera des épis correcteurs tout le long du canal pour diminuer la vitesse du courant.

Les détails concernant les seuils sont donnés dans le chapitre VII.

2. 2^{ème} alternative :

On maintient les dimensions adoptés ultérieurement et on change la nature des matériaux constituant le lit, car le canal présente un écoulement rapide et donc nécessite que la section soit constituée de matériaux résistants tels que cailloux et galets ce qui fait relever la valeur de la contrainte admissible à la traction à

$$\tau = 4.4 \text{ Kg/m}^2$$

Cependant, la première solution est plus avantageuse hydrauliquement et économiquement, et c'est pour laquelle on optera pour la suite de notre étude.

CHAPITRE V

OUVRAGE DE DISSIPATION D'ENERGIE

1. Rappel Sur Les Ecoulements Brusquement Variés

Lorsque les trajectoires des différents filets liquides s'écoulant dans un canal ne sont plus parallèles entre elles, on est en présence d'un mouvement varié. Ce mouvement est dit brusquement varié, s'il est caractérisé par une variation rapide et parfois discontinue des phénomènes (ressaut) [2].

1.1 Ressaut hydraulique Stationnaire

1.1.1 Importance du ressaut

Ce phénomène qui est bien connu des hydrauliciens et notamment employé pour :

- dissiper l'énergie dans les écoulements d'eau après les barrages, deversoirs ou autres constructions.
- aérer l'eau pour l'alimentation des villes en eau.
- mélanger des produits chimiques liquides.

On remarque aisément par les quelques exemples que

l'intérêt du ressaut provient surtout de la structure de son écoulement interne [7].

1-1.2 Définition du ressaut hydraulique

On peut adopter, entre autres, la définition donnée par Elevatorski, à savoir : « Le ressaut hydraulique est le passage brutal et turbulent d'un écoulement de liquide à partir d'un bas niveau situé au-dessous de la « hauteur critique » à un haut niveau situé au-dessus de « la hauteur critique » et pendant lequel la vitesse d'écoulement passe d'un état super-critique à un état subcritique. Ce passage est caractérisé par une brusque discontinuité de la surface libre et la formation d'un "rouleau" qui a pour résultat la création de fortes intensités de turbulence, l'entraînement d'air et la dissipation d'énergie cinétique [7]. Cette définition nécessite quelques explications supplémentaires. L'effet de la pesanteur sur l'état de l'écoulement est représenté par le rapport des forces d'inertie aux forces de pesanteur. Ce rapport est le nombre de Froude, défini par :

$$F^2 = \frac{Q^2}{gA^3} \frac{\partial A}{\partial h} \quad (5.1)$$

Q : débit en m^3/s .

g : accélération de la pesanteur en m/s^2 .

A : $A(s, h)$ section mouillée en m^2 .

s : coordonnée longitudinale en m.

h : hauteur d'eau en m.

En introduisant la vitesse d'écoulement moyenne $V = Q/A$, le nombre de Froude s'exprime également par :

$$F = \frac{V}{\sqrt{gA / (\partial A / \partial h)}} \quad (5.2)$$

Quand le nombre de Froude est égal à l'unité, l'écoulement est dans un état critique.

Si $F < 1$ ou $V < \sqrt{gA / (\partial A / \partial h)}$ l'écoulement est dit subcritique ou fluvial.

si $F > 1$ ou $V > \sqrt{gA / (\partial A / \partial h)}$ l'écoulement est dit supercritique ou torrentiel.

1.1.3 Hauteurs Conjuguées

Considérons (figure 1. ci-dessous) un tronçon de canal compris entre les deux sections A_1 et A_2 telles qu'elles soient suffisamment éloignées de la zone perturbée. Appliquons le théorème d'Euler à ce volume de contrôle.

$$\frac{\bar{\omega}}{g} Q \beta_2 \vec{V}_2 - \frac{\bar{\omega}}{g} Q \beta_1 \vec{V}_1 = \Sigma \vec{F}_{ext} \quad (5.3)$$

β_1, β_2 : Coefficient pour tenir compte de l'inégalité de la répartition des vitesses dans chacune des sections. On peut faire l'approximation $\beta_1, \beta_2 = 1$.

ΣF_{ext} : représentent les forces de pressions totales P_1 et P_2 au les deux sections.

V_1, V_2 : vitesses moyennes dans (A_1) et (A_2) .

$$\frac{\bar{\omega}}{g} Q (V_2 - V_1) = P_1 - P_2 \quad (5.4)$$

Cette relation est obtenue pour un canal de forme quelconque.

Le théorème de quantité de mouvement pour un écoulement sur fond horizontal pour le profil trapézoïdal prismatique, donne la relation suivante :

$$\frac{b d_1^2}{2} + \frac{m d_1^3}{3} + \frac{Q^2}{g A_1} = \frac{b d_2^2}{2} + \frac{m d_2^3}{3} + \frac{Q^2}{g A_2} \quad (5.5)$$

Dans laquelle, la force de pression relative ;

$$P_i = \rho g \left(\frac{b d_i^2}{2} + \frac{m d_i^3}{3} \right) \quad (5.6)$$

m = pente des parois latérales

$A_i = b d_i + m d_i^2$ = section mouillée (m^2)

d_1, d_2 profondeurs engagées du ressaut (m)

Soit le nombre de Froude :

$$F^2 = \frac{Q^2 (b + 2m d_i)}{g (b d_i + m d_i^2)^3} \quad (5.7)$$

Avec les paramètres adimensionnels,

$$Y = \frac{d_2}{d_1} \quad M = \frac{m d_1}{b}$$

L'équation (5.5) peut également s'exprimer comme suit :

$$F_1^2 \left[1 - \frac{1+M}{Y(1+MY)} \right] = \frac{1+2M}{2(1+M)^2} \left[Y^2 \left(1 + \frac{2MY}{3} \right) - \left(1 + \frac{2M}{3} \right) \right]$$

Les deux cas limites, $M=0$ et $M=\infty$ correspondent respectivement aux profils rectangulaire et triangulaire.

1 - 1.4 Pertes de charge dues au ressaut

L'intérêt technique du ressaut hydraulique est, comme il a été déjà cité, la dissipation d'énergie mé-

canique. En se basant sur la figure.1, l'équation de Bernoulli impose :

$$H_1 = d_1 + \frac{Q^2}{2gA_1^2} = d_2 + \frac{Q^2}{2gA_2^2} + \Delta H = H_2 + \Delta H \quad (5.9)$$

L'efficacité η d'un ressaut est définie par

$$\eta = \frac{\Delta H}{H_1} \quad (5.10)$$

Elle varie entre les limites $0 < \eta < 1$. En tenant compte des paramètres γ , M et F_1 . Elle peut être représentée par :

$$\eta = \frac{\gamma + \frac{F_1^2}{2\gamma^2} \left[\frac{(1+M)^3}{(1+2M)(1+M\gamma)^2} \right]}{1 + \frac{F_1^2}{2} \left[\frac{1+M}{1+2M} \right]} \quad (5.11)$$

En éliminant γ à l'aide de l'équation (5.8), on obtient $\eta = \eta(M, F_1)$

1.1.5 Longueur du ressaut

et mise à part les hauteurs conjuguées d'un ressaut hydraulique, la longueur sur laquelle il se manifeste est importante. Jusqu'à présent, il n'existe que quelques modèles semi-empiriques qui permettent de la quantifier.

- pour un canal trapézoïdal, les essais sur modèles réduits indiquent

$$L_j = 7(1 + 10\sigma M)(d_2 - d_1) \quad (5.12)$$

ni

$$0 < M \leq 0.5 .$$

G est un nombre correctif , $1 \leq G < 2$.

L_j : longueur du ressaut hydraulique (m)

- Pour un canal de section rectangulaire .

Formule de Smetana

$$L_j = G(d_2 - d_1) \quad (5.13)$$

d_2, d_1 = hauteurs conjuguées du ressaut (m)

L_j . longueur du ressaut (m) .

2 - Utilisation Du Ressaut Comme Dissipateur D'energie

La seule manière de contrôler l'écoulement à haute vitesse est de dissiper une partie de l'énergie mécanique et d'obtenir par des moyens appropriés un écoulement à vitesse convenable dans le lit de la rivière . L'illustration de ces moyens se fait par la construction d'ouvrages appelés ; bassins

amortisseurs ou dissipateurs d'énergie.

La dissipation se faisant par la transition de l'écoulement torrentiel à l'écoulement fluvial par un changement local - de la géométrie du radier.

- de la largeur du canal
- du débit
- de la rugosité du canal

Les dissipateurs ont des avantages essentiels qui sont principalement la stabilité de l'apparition du ressaut hydraulique, l'efficacité de la dissipation et la compacité de la structure. Les bassins amortisseurs doivent forcer l'apparition (la formation) du ressaut hydraulique en un endroit bien défini. [5]

2-1 Types De Dissipateurs

2-1.1 Dissipateurs à marches positives ou négatives

Les marches positives ou négatives constituent le moyen le plus simple de réaliser la transition de l'écoulement torrentiel à l'écoulement fluvial par

par un changement local du radius.

La stabilité d'un bassin amortisseur est la capacité de l'ouvrage de maintenir la position du ressaut pour des hauteurs d'eau aval h_2 variable, en fixant la hauteur amont h_1 et le nombre de Froude amont F_1 correspondant.

La capacité d'un bassin amortisseur correspond à son extension longitudinale à condition que le ressaut se trouve entièrement dans le dissipateur.

2.1.2 Dissipateur à seuil transversal

Alors que la marche correspond à un changement abrupt du fond du canal, le seuil est posé sur un fond horizontal, représentant ainsi une irrégularité locale.

2.1.3 Blocs dissipateurs

Les marches et les seuils sont situés dans la zone aval du dissipateur, avec pour but principal de stabiliser le ressaut hydraulique.

Si ces chicanes sont placés trop à l'amont du bassin amortisseur, elles risquent d'être inefficaces. Pour raccourcir un bassin amortisseur, on peut augmenter la rugosité des parois du canal. Les blocs dissipateurs ont prévu à cet effet et peuvent être considérés comme une augmentation locale de la rugosité.

2-1.4 Combinaison d'éléments de dissipateurs : Bassins types USBL

Un dissipateur réel présente une combinaison des divers éléments discutés ultérieurement. Une distinction doit être faite entre les éléments qui augmentent l'efficacité - améliorent la stabilité - augmentent la capacité.

L'augmentation de l'efficacité (par rapport à la dissipation d'énergie mécanique) d'un ressaut hydraulique est souvent atteinte par des seuils noyés ou par l'élargissement latéral du bassin. L'amélioration de la stabilité se fait normalement par des seuils situés à l'extrémité aval du bassin amor-

aisseur. Le volume minimal du dissipateur est obtenu en posant des blocs dissipateurs ou des seuils transversaux. Le « United States Bureau of Reclamations » a proposé divers types de bassins amortisseurs qui ont été examinés sur prototypes et en laboratoires. Quatre types de bassins de I à IV ont été choisis en fonction du nombre de Froude.

3 - Dimensionnement De La Chute

La pente du lit de l'oued rectifié est 0.002. La cote du lit au début a été prise égale à celle du radier de la conduite de ponceau de 19.61 m. L'oued Louine (Terrot + Faba - Ali) rectifié se joint à l'oued El. Harrah, approximativement à 45° avec la cote du lit de l'oued El. Harrah à la location de confluence est de 15.00 m. Ceci a rendu obligatoire l'aménagement d'une chute. Cette dernière a été localisée avec sa crête à une distance de 1425 m à partir du point de

départ du projet (Voir planche N° 1 et N° 2)

3.1 Débit de projet et Niveau d'eau avant la chute.

La chute a été dimensionnée pour écouler un débit de $210 \text{ m}^3/\text{s}$ qui correspond à une fréquence de 10%.

- Les constituants de la chute
 1. Canal d'approche de section rectangulaire
 2. Deversoir
 3. bassin de dissipation rectangulaire.

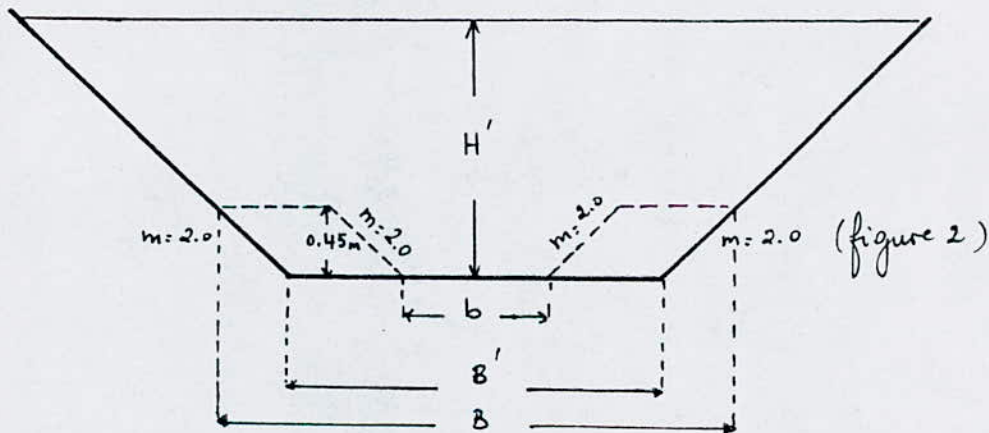
- Les caractéristiques hydrauliques de l'ouvrage rectifié avant le canal d'approche.
 - 1 - section trapézoïdale à 3 lits
 - 2 - débit de crue (10%) $Q = 210 \text{ m}^3/\text{s}$
 - 3 - hauteur normale $h = 2.26 \text{ m}$
 - 4 - vitesse d'écoulement $V = 2.35 \text{ m/s}$.

3.2 Détermination des dimensions nouvelles de l'oved canalisé, avant le canal d'approche

Le dimensionnement des canaux a été longuement détaillé dans le chapitre IV. Il en est ressorti que notre canal est composé d'un lit majeur, d'un lit moyen et d'un lit mineur.

Afin d'éviter toute perturbation au niveau de la chute et pour assurer une meilleure dissipation de l'énergie, on inclinera le lit moyen d'une pente $\alpha = 1/2$ pour qu'il rejoigne le mineur juste avant le canal d'approche.

3.2.1 Déterminateur de la largeur B'



b : largeur du lit mineur (m)

B : largeur du lit moyen (m)

b' : largeur du canal juste avant le canal d'approche (m)

H' : hauteur correspondante à B' (m)

$$B' = B - 2m(0.45) \quad (5.13)$$

$$B = 35 \text{ m}$$

$$m = 2.0$$

$$B' = 34.1 \text{ m}$$

3-2.2 Determination de H'

Pour déterminer H' , on utilisera la formule de Manning-Strickler

$$Q = \frac{1}{n} R^{2/3} A' i^{1/2}$$

$$Q = \frac{1}{n} \frac{(B'H' + mH'^2)^{5/3}}{(B' + 2H'\sqrt{1+m^2})} i^{1/2}$$

R : rayon hydraulique (m)

A' : section mouillée (m²)

B' : largeur du canal (m)

H' : profondeur d'eau correspondant à la largeur B'

Le calcul se fera par itérations, connaissant Q , n , i et B' . L'organigramme traduisant l'algorithme a été donné au Chapitre IV; lors de la détermination de la hauteur normale.

$$H' = 2.297 \text{ m}$$

3.3 Dimensionnement du canal d'approche

3.3.1 Détermination de la profondeur \bar{e} à l'entrée du canal d'approche H_1'' :

Le canal d'approche a une section rectangulaire.

$$A = B' \times H_1'' \quad : \text{aire mouillée (m}^2\text{)}$$

$$P = B' + 2H_1'' \quad : \text{périmètre mouillé (m)}$$

$$Q = \frac{1}{n} R^{2/3} A i^{1/2}$$

$$Q = \frac{1}{n} \frac{(B' H_1'')^{5/3}}{(B' + 2H_1'')^{2/3}} i^{1/2}$$

La valeur de H_1'' est déterminée par calcul itératif

$$H_1'' = 2.472 \text{ m}$$

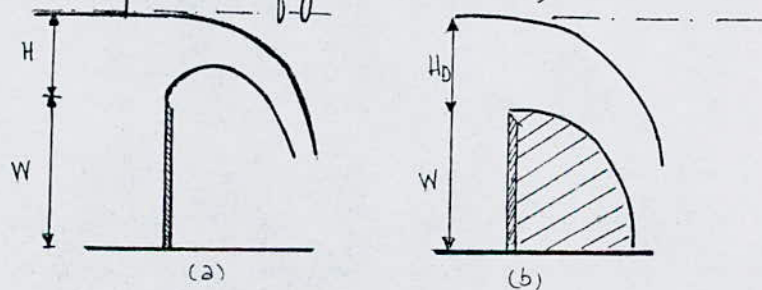
3-4 Dimensionnement Du Déversoir

Les déversoirs sont les ouvrages d'évacuation les plus utilisés. Ils permettent une dérivation efficace des eaux excédentaires, utilisés pour les mesures de débits et servent souvent d'ouvrages de contrôle.

3-4-1 Détermination De la lame déversante :

En utilisant l'équation du déversoir

On opte pour un déversoir à crête fixe qui présente la géométrie de la nappe inférieure d'un déversoir en mince paroi (figure ci-dessus)



- (a) Deversoir en mince paroi standard.
 (b) Deversoir standard correspondant.

Pour rendre la construction du deversoir standard plus économique. Une masse importante de béton est éliminée si elle n'est pas requise pour la stabilité de l'ensemble de la structure.

La relation entre la charge H et le débit Q d'un deversoir est :

$$Q = C_d B' (2g H^3)^{1/2} \text{ [m}^3/\text{s]} \quad (5.14)$$

C_d : coefficient de débit, ne dépend que de la charge relative $\chi = H/H_D$. Selon Hager et Bremen, on peut l'exprimer par :

$$C_d = \frac{2}{3\sqrt{3}} \left(1 + \frac{4\chi}{9+5\chi} \right) \quad (5.15)$$

$\chi \leq 2.5$ = charge relative.

Pour le cas particulier $\chi = 1$, on obtient la valeur $C_{dD} = 0.495$. Le débit correspondant $Q(\chi = 1) = Q_D$ devient donc

$$Q_D = C_{dD} B' (2g H_D^3)^{1/2} \text{ [m}^3/\text{s]}$$

avec

H_D = lame d'éversante correspond au débit de projet. (m)

B' = largeur du déversoir. (m).

- Longueur en crête

La longueur de chute, ou largeur du déversoir a été fixée égale à la largeur du canal qui se situe en amont de la chute.

$$B' = 34.1 \text{ m}$$

- Charge de dimensionnement

$$H_D^{3/2} = \frac{Q_D}{C_{dD} B' (2g)^{1/2}}$$

$$H_D = \left(\frac{Q_D}{C_{dD} B' (2g)^{1/2}} \right)^{2/3}$$

$$H_D = \left(\frac{210}{0.495 \times 34.1 (2 \times 9.81)^{1/2}} \right)^{2/3}$$

$$H_D = 1.99 \text{ m}$$

- Niveau d'énergie totale à l'amont

$$\begin{aligned} H_1 &= z_1 + H_1'' + \frac{V_1^2}{2g} \\ &= 16.05 + 2.472 + \frac{(2.49)^2}{2 \times 9.81} \end{aligned}$$

$$H_1 = 18.84 \text{ m}$$

3.4.2 Hauteur de la crête

W. hauteur de la crête

W = Niveau d'énergie totale à l'amont - Lane déversant
- La crête.

$$W = 18.84 - 1.99 - 16.05$$

$$W = 0.8 \text{ m}$$

4 - Dimensionnement Du Bassin De Dissipation

4.1 Détermination des profondeurs conjuguées du ressaut

a. profondeur amont d_1 du ressaut

OUVRAGE DE DISSIPATION DE L'ENERGIE

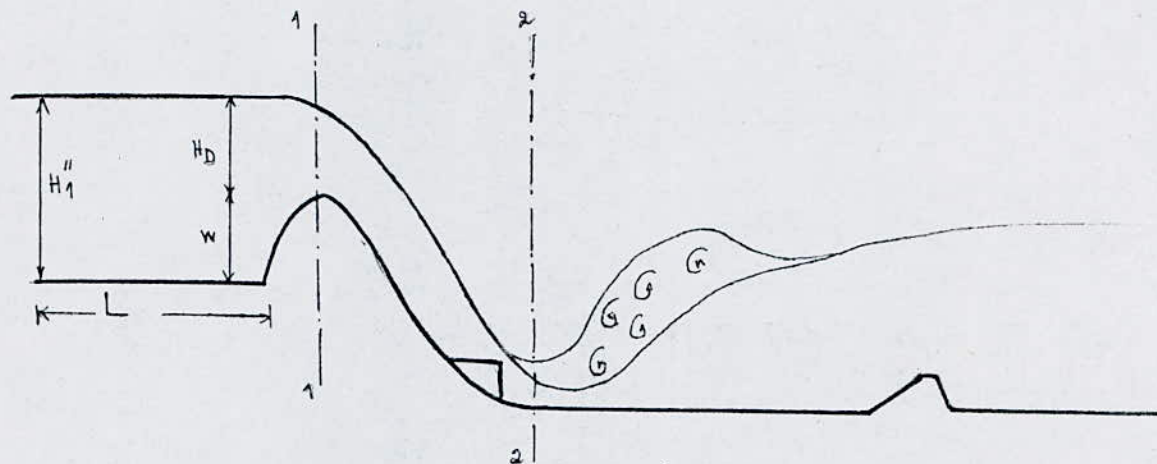


figure N°3

Equation de Bernoulli entre les sections (1.1) et (2.2)

$$z_1 + H_D + W + \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + d_1 + \frac{V_{d1}^2}{2g} + \Delta H_{1,2} \quad (5.16)$$

Comme il n'y a pas manifestation des effets de frottement le long du radier, les pertes de charge $\Delta H_{1,2}$ peuvent être négligées.

$$(z_1 - z_2) + H_D + W + \frac{Q^2}{2g(H_D B')^2} = d_1 + \frac{Q^2}{2g(B'd_1)^2} \quad (5.17)$$

où

$z_1 = 16.05 \text{ m}$: cote de la chute.

$z_2 = 15.0 \text{ m}$: cote du lit de l'oved El. Harrach.

$H_D = 1.99 \text{ m}$: lame de vanne.

$W = 0.9 \text{ m}$: hauteur de la crête.

$Q = 210 \text{ m}^3/\text{s}$: débit de projet.

$B' = 34.1 \text{ m}$: largeur du canal d'approche.

D'où l'équation devient :

$$4.328 d_1^2 - d_1^3 - 1.933 = 0 \quad (5.18)$$

La valeur de d_1 trouvée est

$$d_1 = 0.733 \text{ m}$$

b. Nombre de Froude amont

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g d_1}}$$

où

$$V_1 = \frac{Q}{B' d_1} = \frac{210}{34.1 \times 0.733} = 8.40 \text{ m/s}$$

$$F_1 = 3.13$$

Nombre de Froude amont compris entre 2.5 et 4.5, On optera donc pour un bassin USBR de type 1 (Voir annexe)

c. Détermination de la profondeur aval du ressaut d_2 :

$$F_1^2 \left[1 - \frac{1+M}{\gamma(1+M\gamma)} \right] = \frac{1+2M}{2(1+M)^2} \left[\gamma^2 \left(1 + \frac{2M\gamma}{3} \right) - \frac{1+2M}{3} \right] \quad (5.8)$$

- avec $M=0$ (profil rectangulaire) et en excluant la solution triviale $\gamma=1$, l'équation (5.8) donne.

$$Y = \frac{1}{2} \left[\sqrt{1 + 8 F_1^2} - 1 \right] \quad (5.19)$$

$$\frac{d_2}{d_1} = \frac{1}{2} \left[\sqrt{1 + 8(3.13)} - 1 \right]$$

$$\frac{d_2}{d_1} = 3.95 \rightarrow d_2 = 3.95 \times d_1$$

$$d_2 = 2.9 \text{ m}$$

4.2 Determination de la hauteur critique

h_{cr} étant la profondeur correspondant au débit maximal pour une énergie spécifique donnée.

$$h_{cr} = \left(\frac{Q^2}{g b'^2} \right)^{1/3} \quad (5.20) \text{ pour un profil rectangulaire}$$

$$h_{cr} = 1.57 \text{ m}$$

$$d_1 = 0.733 \text{ m} < h_{cr} = 1.57 \text{ m} < d_2 = 2.9 \text{ m}$$

En comparant les valeurs de hauteurs conjuguées du ressant à la valeur de la hauteur critique, il ressort que notre ressant est dénoyé.

4.3 Détermination de la longueur du ressaut

a. Formule de Smetana

$$L_j = 6 (d_2 - d_1) \\ = 6 (2.9 - 0.733) = 13.00 \text{ m}$$

$$L_j = 13.00 \text{ m}$$

b. En utilisant l'abaque de L'USBR tiré du « Design of small dams »

$$\frac{L}{d_2} = 5.35 \text{ pour } F_1 = 3.13$$

$$L = d_2 \times 5.35 = 2.9 \times 5.35 = 15.6 \text{ m}$$

$$L = 15.6 \text{ m}$$

c'est la longueur du bassin

De la comparaison de deux longueurs, il est évident que le ressaut est entièrement constitué à l'intérieur du bassin.

4.5 Détermination de l'efficacité du ressaut

Ainsi que cela a été démontré par Hager et Sinniger une approximation de l'efficacité η dans le cas du profil rectangulaire peut s'exprimer par

$$\eta(M=0) = \left[1 - \frac{\sqrt{2}}{F_1^2} \right]^2 \quad F_1 > 2.5$$

$$\eta = 0.73$$

4.6 Détermination de la revanche dans le bassin

L'expression empirique suivante donne des résultats satisfaisants pour éviter les débordements dans le bassin de dissipation d'énergie (d'après USBR « Design of small dams »).

$$\text{revanche} = 0.1 \left(d_2 + \frac{V_1}{2g} \right) \text{ en m} \quad (5.21)$$

V_1 = vitesse d'arrivée de l'eau au bas du seuil

d_2 = tirant d'eau après ressaut.

où

$$V_1 = 8.40 \text{ m/s}$$

$$d_2 = 2.9 \text{ m}$$

$$\text{revauche} = 0.35 \text{ m}$$

Conclusion

Nous avons montré que le ressaut entraînait une perte de charge appréciable, une efficacité de 73% a été réalisée.

On a opté pour un séviroir à crête fixe combe présentant la géométrie de la nappe libre inférieure et le selon le nombre de Froude calculé; un bassin USBL type I.

CHAPITRE VI

PROFIL EN LONG DE LA SURFACE LIBRE

1. Hypothèses Fondamentales Du Régime Permanent Graduellement Varié

1. Se tirant d'eau, la vitesse, la section mouillée varient d'une section à une autre dans le canal graduellement.

2. La ligne de charge, la surface de l'eau et le fond du canal ne sont plus parallèles.

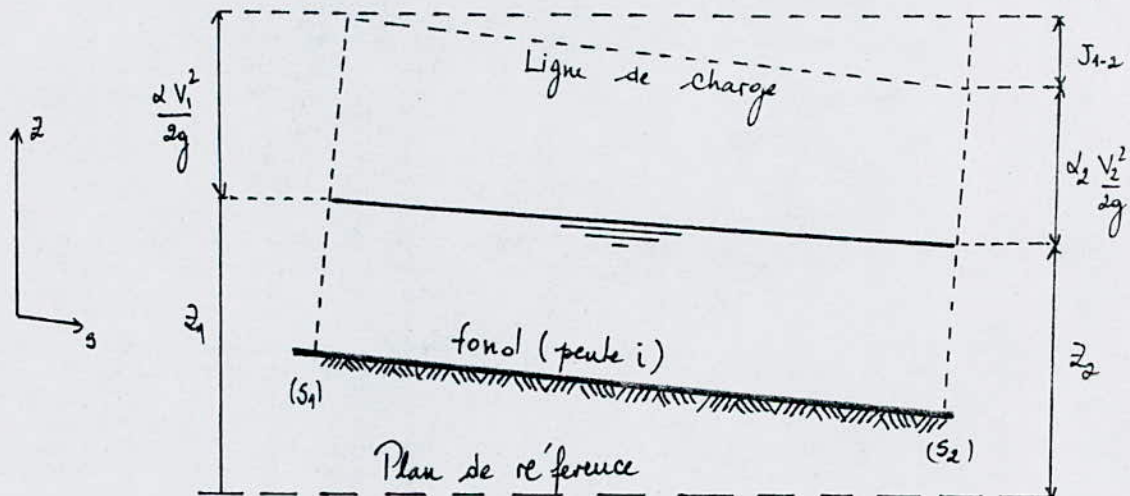


figure 1

L'équation de Bernoulli entre la section 1 et la section 2 s'écrit (figure 1 ci-dessus)

$$z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} + J_{1-2} \quad (6.1)$$

- z_1 et z_2 sont les cotes de la surface libre dans les sections 1 et 2 par rapport au plan de référence en (m).
- v_1 et v_2 : vitesses moyennes dans ces sections (m/s).
- α_1 et α_2 sont les coefficients de distribution des vitesses, le plus souvent pris égaux à 1.
- $J_{12} = \int_{s_1}^{s_2} j ds$ = perte de charge entre les deux sections (m).

L'équation de Bernoulli est le plus souvent utilisée sous sa forme différentielle.

$$dz + d \left[\frac{\alpha v^2}{2g} \right] + j ds = 0 \quad (6.2)$$

$$J_{1-2} = - \Delta H = \left(z_1 + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} \right) - \left(z_2 + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} \right) \quad (6.3)$$

1. Energie Spécifique

L'énergie spécifique est la charge moyenne d'une section par rapport à un plan de référence privilégié, c'est la distance verticale de la ligne d'énergie au point le plus bas de la section.

$$E = h + \frac{\alpha Q^2}{2g A^2} = \text{Energie spécifique} \quad (6.4)$$

$$H = E + z_f = \text{Energie totale} \quad (6.5)$$

h : profondeur maximale de la section mouillée

Z_f : cote au point le plus bas de la section.

1.2 Régime Critique

Le régime critique est celui qui correspond aux conditions suivantes.

- Dans un canal donné, pour une section fixée, il correspond au débit maximum pour une énergie spécifique donnée.

$$\frac{\alpha Q^2 B}{g A^3} = 1 \quad (6.6)$$

Q [m^3/s] : débit

A [m^2] : aire mouillée

B [m] : largeur de la surface libre.

- Dans un canal donné, pour une section fixée, il correspond à l'énergie minimum pour un débit donné.

$$\frac{\alpha Q^2 B}{g A^3} = 1 \quad (6.6)$$

Le seul calcul pratique qui se présente est le calcul de la hauteur critique.

1.2.1 Calcul de la hauteur critique: h_c

Ce calcul est basé sur l'équation (6.6) dans laquelle, B , largeur de la surface libre et A , section mouillée dépendent de h_c .

Pour une section trapézoïdale

$$B = b + 2mh \quad (6.9)$$

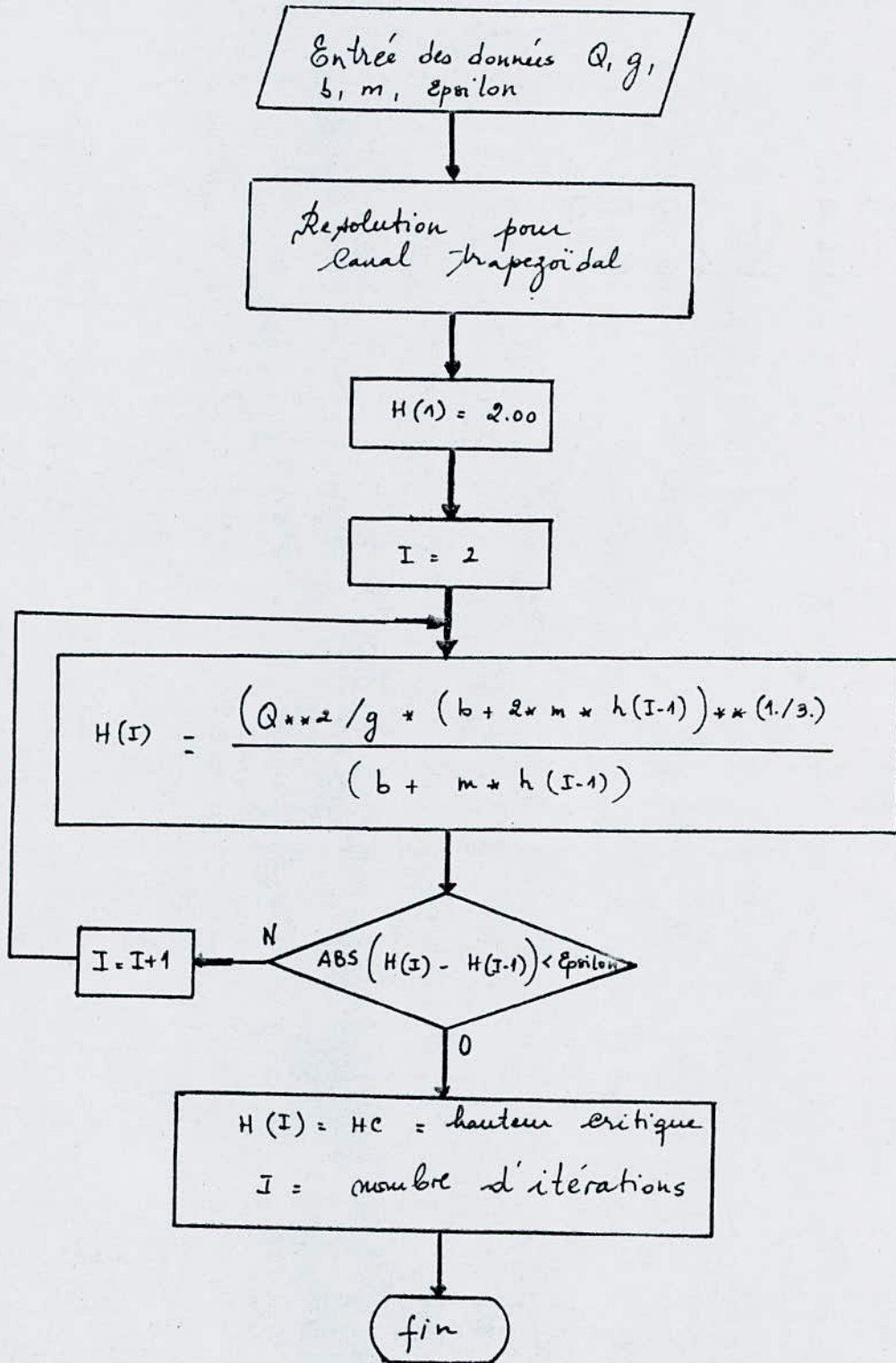
$$A = h(b + mh) \quad (6.10)$$

L'équation (6.6) devient ($h = h_c$)

$$h_c^3 = \frac{\alpha Q^2}{g} \frac{(b + 2mh_c)}{(b + mh_c)^3} \quad (6.11)$$

qui se résout très facilement par itérations. L'organigramme traduisant l'algorithme de calcul est donnée dans la page N.° 119

Organigramme du calcul de la hauteur critique



1.3 Regime à la fois uniforme et critique : Pente critique

La pente critique est un paramètre de référence non négligeable dans l'étude des courants graduellement variés, et c'est la pente pour laquelle la profondeur critique et la profondeur normale se confondent.

Ainsi pour un débit donné, il existe trois possibilités.

1. le canal présente une "faible pente" $\left\{ \begin{array}{l} i < i_c \\ h_N > h_c \end{array} \right.$

2. le canal présente une "forte pente" $\left\{ \begin{array}{l} i > i_c \\ h_N < h_c \end{array} \right.$

3. le canal présente une "pente critique" $\left\{ \begin{array}{l} i = i_c \\ h_N = h_c \end{array} \right.$

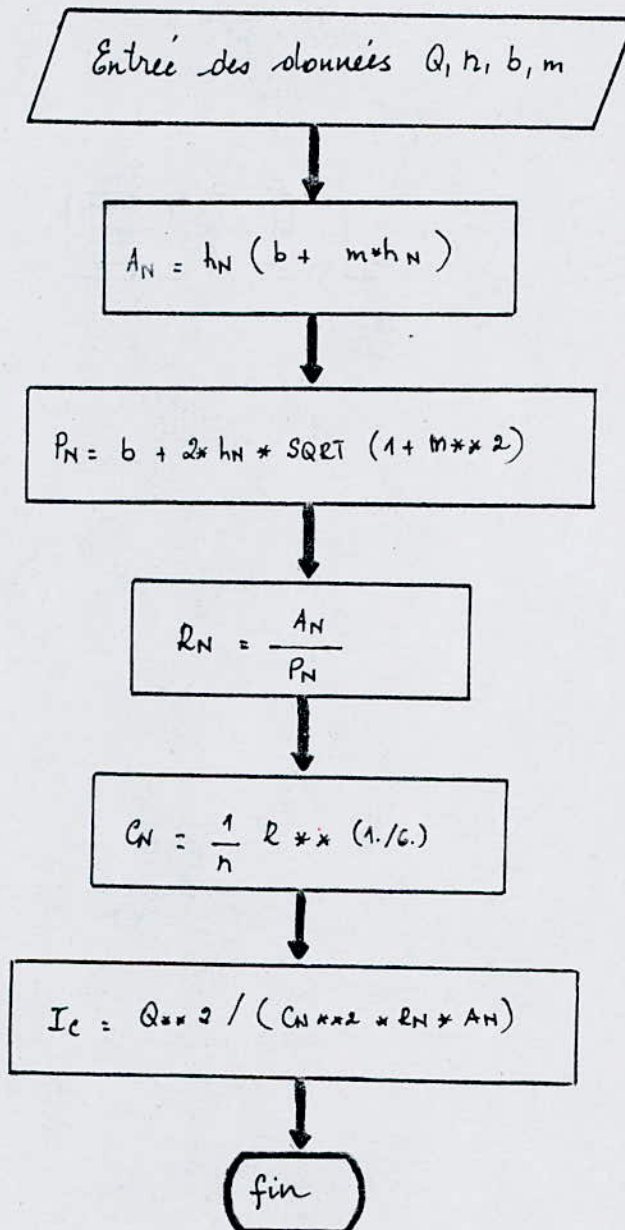
Comme h_c est une constante en fonction de la pente i , on calcule h_c , on en déduit le coefficient de Chezy C , l'aire mouillée A et le rayon hydraulique R . On suppose $h_N = h_c$ et on calcule i_c par la formule

$$i_c = \frac{Q^2}{C_N^2 R_N A_N} = \frac{Q^2}{C_c^2 R_c A_c} \quad (6.12)$$

C_N, R_N, A_N correspondent à h_N .

C_c, R_c, A_c correspondent à h_c .

Organigramme de calcul de la pente critique i_c



2. Equation Différentielle Du Mouvement Graduellement Varié

En reprenant l'équation de Bernoulli sous sa forme différentielle (6.2)

$$dz + d\left[\frac{\alpha V^2}{2g}\right] + j ds = 0 \quad (6.2)$$

$$dz = dh - i ds \quad (6.13)$$

$$d\left[\frac{\alpha V^2}{2g}\right] = d\left[\frac{\alpha Q^2}{2gA^3}\right] = -\frac{\alpha Q^2}{gA^3} dA \quad (6.14)$$

Et $A = f(h, s)$

$$dA = \frac{\partial A}{\partial h} dh + \frac{\partial A}{\partial s} ds = B dh + \frac{\partial A}{\partial s} ds \quad (6.15)$$

où $\frac{\partial A}{\partial h}$ est donné par l'équation (6.9). Quant à $\frac{\partial A}{\partial s}$ = variation de l'aire de la section due au changement de forme ou de largeur. En introduisant (6.13), (6.14) et (6.15) dans (6.2), on obtient:

$$dh - i ds - \frac{\alpha Q^2}{gA^3} \left(B dh + \frac{\partial A}{\partial s} ds \right) + j ds = 0 \quad (6.16)$$

$$\frac{dh}{ds} = \frac{i - j + \frac{\alpha Q^2}{gA^3} \cdot \frac{\partial A}{\partial s}}{1 - \frac{\alpha Q^2}{gA^3} B} \quad (6.17)$$

Sans le cas très fréquent où le canal est prismatique $\frac{\partial A}{\partial s} = 0$

$$\frac{dh}{ds} = \frac{i - j}{1 - \frac{\alpha Q^2 B}{g A^3}} \quad (6.18)$$

3 - Calcul Des Axes Hydrauliques

3.1 - Calcul des axes hydrauliques en cours d'eau naturels

Les méthodes de calcul exposées dans ce chapitre sont utilisées quand l'uniformité du canal n'est plus vérifiée. Ce sont des procédés d'approximations successives.

3.1.1 - Procédé de la méthode Générale

Cette méthode est la plus longue à mettre en œuvre mais aussi la plus précise, elle tient compte de la variation de l'énergie cinétique d'une section à l'autre. L'équation de Bernoulli entre les 2 extrémités

d'un tronçon quelconque, la section d'indice 1 étant à l'amont, la section d'indice 0 à l'aval.

$$\frac{V_1^2}{2g} + z_1 = \frac{V_0^2}{2g} + z_0 + \varphi_{1-0} \quad (6.19)$$

z_1 et z_0 = cotes de la surface en libre en (1-1) et (0-0) respectivement.

$$\Delta z = z_1 - z_0 = \frac{V_0^2 - V_1^2}{2g} + \varphi_{1-0} \quad (6.20)$$

Cette formule (6.20) montre que l'abaissement de la surface libre est la somme algébrique de deux termes, le premier correspond à la variation de vitesse, le second aux pertes d'énergie dans le tronçon.

À défaut de formules précises permettant dans ce cas le calcul direct de φ_{1-0} , on peut considérer la perte de charge globale comme étant la somme de deux termes :

- un premier terme de la forme jQS des pertes de charge en régime uniforme.
- un second relatif à la perte de charge singulière provoquée par le changement de section.

$$\Delta Z = K \frac{V_1^2 - V_0^2}{2g} + j \Delta S \quad (6.21)$$

$$\Delta Z = \Delta Z' + \Delta Z'' \quad (6.22)$$

avec $K=1$ si $V_0 > V_1$ (régime accéléré).

$0 < K < 1$ si $V_0 < V_1$ (régime retardé).

Il faut connaître en plus du débit et du point de départ, les caractéristiques de chacune des sections transversales utilisées dans le calcul. La cote z_0 du point connu étant adoptée, on détermine d'abord, comme précédemment.

1. Dans la section d'indice (0), on calcule S_0, R_0, V_0, J_0 .
2. On se donne un ΔZ d'où $z_1 = z_0 + \Delta Z$. La suite des calculs montrera si cette valeur de ΔZ est correcte ou non.
3. Dans la section (1), on calcule successivement S_1, R_1, V_1, J_1 .
4. On évalue $\Delta Z' = K \frac{V_0^2 - V_1^2}{2g}$ après un choix convenable de K .
5. On détermine $J = \frac{1}{2}(J_0 + J_1)$ d'où $\Delta Z'' = J \Delta S$.
6. On calcule $\Delta Z = \Delta Z' + \Delta Z''$ que l'on compare au ΔZ adopté plus haut. Si ces deux valeurs concordent,

La cote Z_1 déjà déterminée est retenue. Sinon, le calcul est repris avec la nouvelle valeur de ΔZ .

3.2 En canaux prismatiques

L'étude générale qualitative précédente a permis de préciser l'allure générale des courbes de remous. Pour la construction exacte, on doit intégrer l'équation différentielle régissant le mouvement, soit

$$\frac{dh}{ds} = \frac{i - j}{1 - \frac{\alpha Q^2 B}{gA^3}}$$

$\frac{dh}{ds} = f(i, n, Q, h)$. Les données du problème à résoudre sont.

- le débit Q
- la rugosité du canal n
- la pente du lit i
- la forme géométrique

Et inconnue : La cote de la surface libre h .

L'équation différentielle régissant les écoulements graduellement variés est fortement non linéaire et ne peut s'intégrer analytiquement que moyennant des hypothèses simplificatrices.

3.2.1 Intégration analytique de l'équation différentielle : méthode de Pavlovski

En partant toujours de l'équation différentielle (6.18)

2. Cas où la pente est positive

$$\text{En posant } K_0 = Q/\sqrt{g} \quad (6.23)$$

$$K = AC\sqrt{R} \quad (6.24)$$

Si l'équation (6.18) devient :

$$\frac{dh}{ds} = i \frac{1 - (K_0/K)^2}{1 - j(K_0/K)^2} \quad (6.25)$$

$$\text{avec } j = \frac{\alpha i C^2}{g} \frac{B}{A} \quad (6.26)$$

$$z = K_0/K \quad (6.27)$$

Si on :

$$\frac{dh}{ds} = i \frac{1 - (1/z)^2}{1 - j(1/z)^2} = i \frac{z^2 - 1}{z^2 - j} \quad (6.28)$$

On considère h , comme une fonction de s et de z .

$h = f(z, s)$. On dérivant par rapport à s .

$$\frac{dh}{ds} = \frac{dh}{dz} \cdot \frac{dz}{ds} = \frac{dz}{ds} \cdot \frac{1}{a} \quad (6.29)$$

On remplace (dz/dh) par une constante (a) égale à la valeur moyenne dans les limites entre deux sections

(1-1) et (2-2) . Autrement dit $\frac{dz}{dh} = \frac{z_2 - z_1}{h_2 - h_1} = a$. (6.30)

$$\frac{dh}{ds} = \frac{dz}{ds} \cdot \frac{1}{a} = i \frac{z^2 - 1}{z^2 - j} \quad (6.31)$$

$$-a ds = \frac{z^2 - j}{z^2 - 1} dz \quad (6.32)$$

On remplace j par : $J_{\text{moy}} = \frac{J_1 + J_2}{2}$ (6.33)

En intégrant l'équation (6.32) entre deux sections (1-1) et (2-2). On obtient :

$$S = \frac{1}{a i} \left[(z_2 - z_1) - \frac{1 - j m o y}{2} \cdot \text{Ln} \left(\frac{(1+z_2)(1-z_1)}{(1-z_2)(1+z_1)} \right) \right] \quad (6.34)$$

En posant $\phi(z) = \frac{1}{2} \text{Ln} \frac{1+z}{1-z}$

$$S = \frac{1}{a i} \left[(z_2 - z_1) - (1 - j m o y) (\phi(z_2) - \phi(z_1)) \right] \quad (6.35)$$

L'organigramme traduisant l'algorithme de cette méthode est présente dans les pages N:° 129, 130 et 131.

Organigramme : Calcul de l'axe hydraulique

Calcul des courbes de remous

Méthode de Parlovski

Entrée des données : $Q, J, N, B, g, \epsilon, NH, m, h_0$

Calcul de H_c, i_c

Calcul de H_N

$I = 1$

Decision: $H_c < h_0$

- Yes (O): Proceeds to the left-hand side of the flowchart.
- No (N): Proceeds to the right-hand side of the flowchart.

Decision: $h_0 > h_N$

- Yes (O): Proceeds to $h(1) = h_0$.
- No (N): Proceeds to $h(1) = h_0 = h_c$.

$H(1) = H_0$

$h(I+1) = H(I) - \epsilon$

$h(1) = h_0 = h_c$

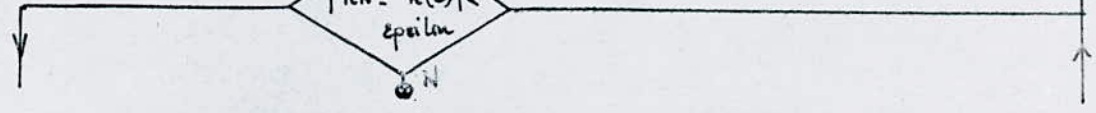
$H(I+1) = H(I) + \epsilon$

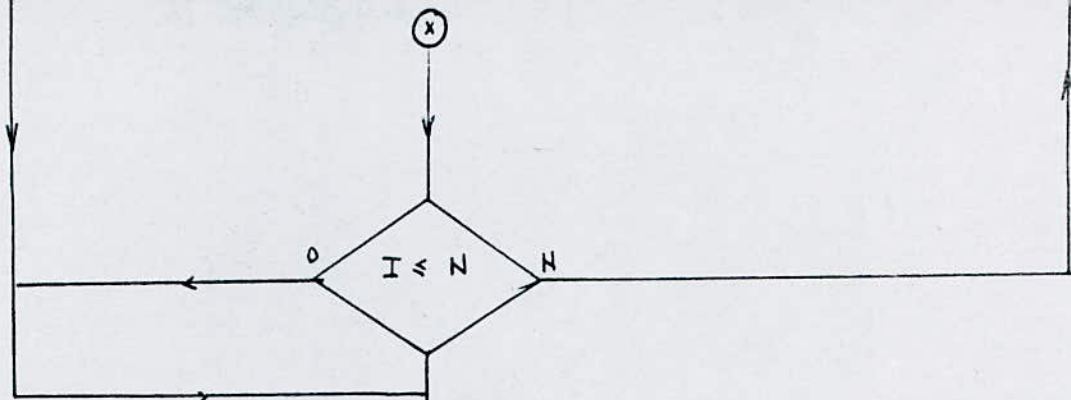
$h(I+1) = H(I) + \epsilon$

$I = I + 1$

Decision: $|h_N - h(I)| < \epsilon$

- Yes (O): Exit the loop.
- No (N): Loop back to the $H_c < h_0$ decision.





I = 1

W(I) = section mouillée

P(I) = périmètre mouillé

R(I) = rayon hydraulique

B(I) = Grande base du trapèze

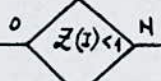
C(I) = coefficient de Chezy

K(I) =

JN(I) =

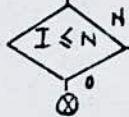
Z(I) = K(I) / K0

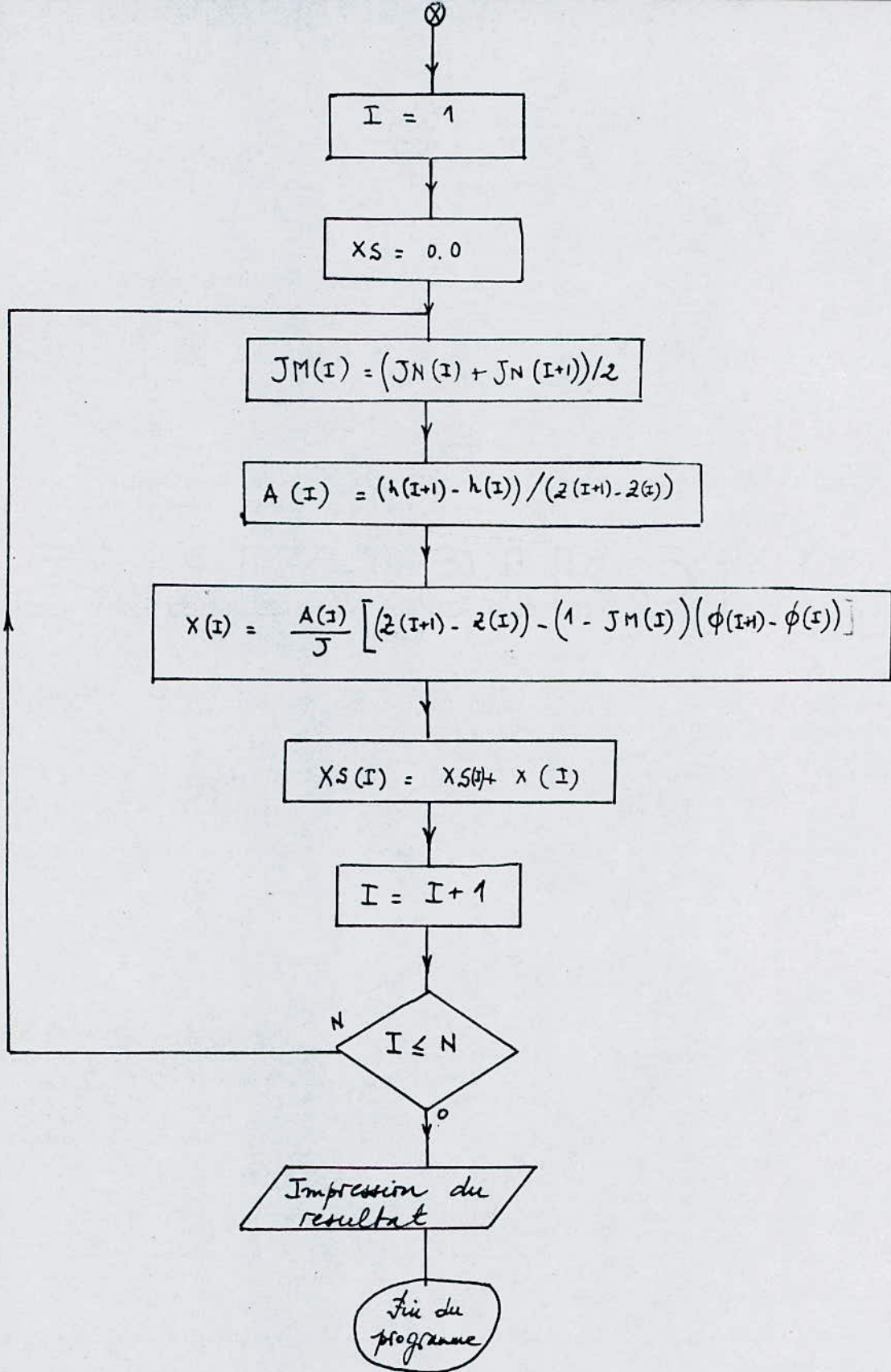
$\phi(z) = 0.5 \log \frac{1+z}{1-z}$



$\phi(z) = 0.5 \log \frac{z+1}{z-1}$

I = I + 1





Souvent néanmoins, on préférera aux méthodes de résolution analytiques, une méthode d'intégration numérique, beaucoup plus générale, qui permet de calculer d'une façon unique, les différents biefs d'un canal ou d'une rivière, même dans le cas de sections non constantes. [18]

3.2.2 Intégration Numérique De L'équation Différentielle.

L'équation différentielle (6.2) peut s'écrire, dans le cas où la géométrie du canal est connue et le débit est fixe :

$$\frac{dh}{ds} = \frac{N}{D} = f(h) \quad (6.36)$$

qui peut se mettre sous la forme suivante en séparant les variables.

$$ds = \frac{D}{N} dh = \frac{dh}{f(h)} \quad (6.37)$$

Équation différentielle du premier ordre intégrable moyennant une constante d'intégration. Cette dernière peut être calculée par les conditions aux limites : une section où l'abscisse s_0 et la profondeur h_0 sont connues suffit pour résoudre le problème.

Connaissant une telle section (s_0, h_0) , on se donne un intervalle de profondeur dh (positif ou négatif selon

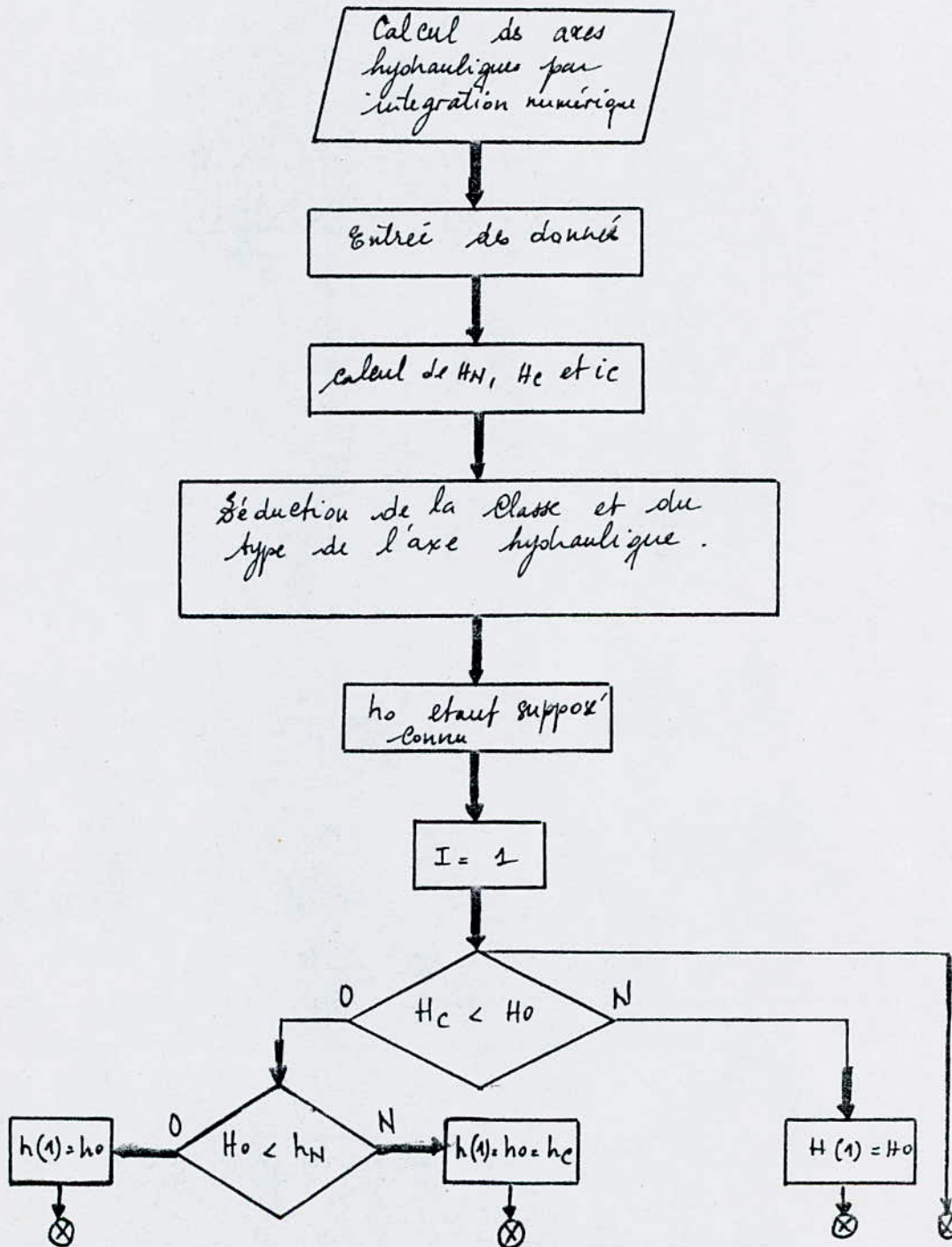
le type d'axe recherché) et on calcule (6.37) en utilisant $h + \frac{dh}{2}$ pour $f(h)$ de façon à trouver la pente moyenne de l'intervalle

L'équation de Base devient

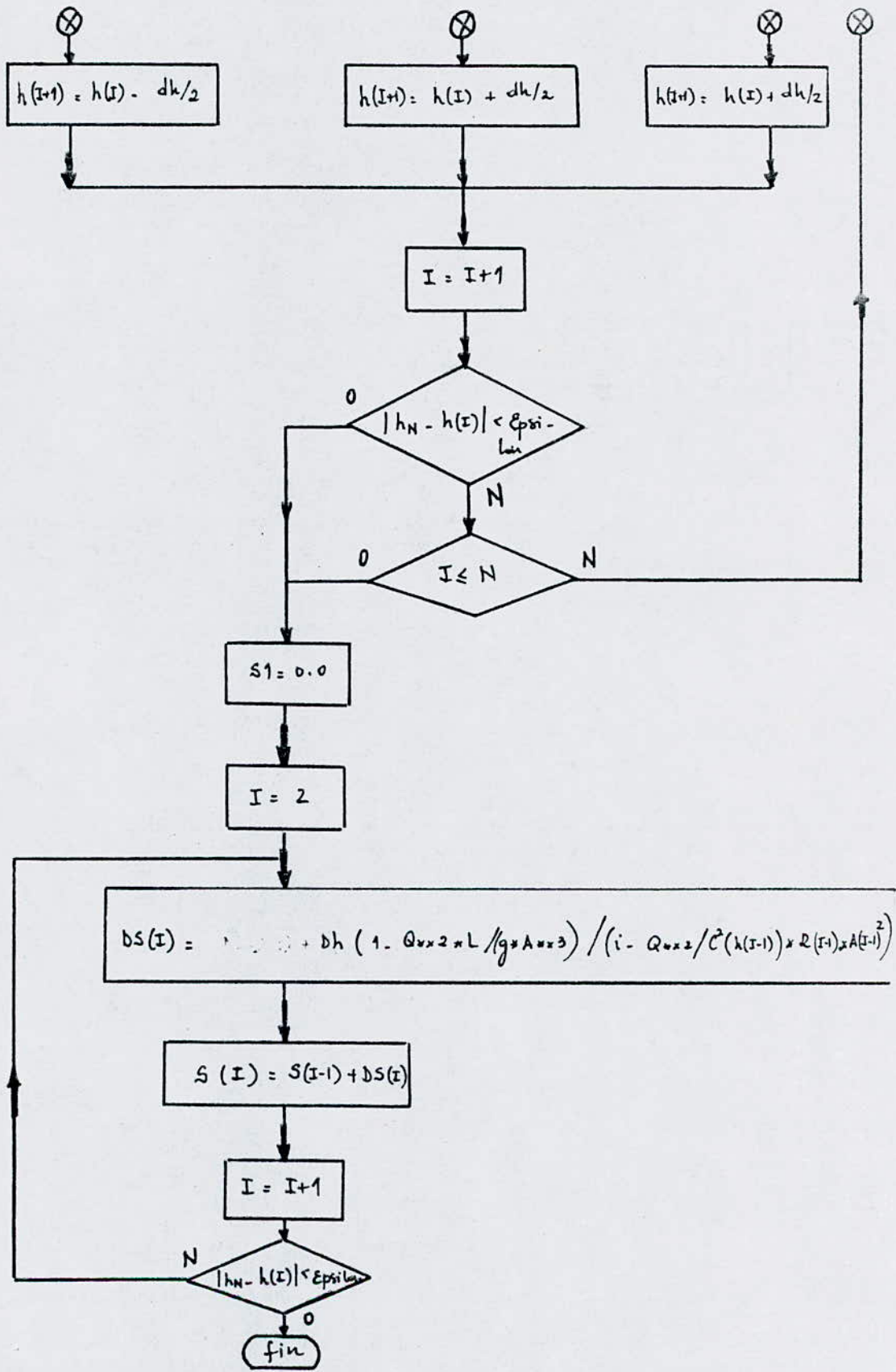
$$ds = \frac{dh}{f(h + \frac{dh}{2})} \quad (6.38)$$

L'organigramme traduisant l'algorithme de cette méthode est donné dans les pages n° 134, 135.

Organigramme pour le cas
d'une section trapézoïdale

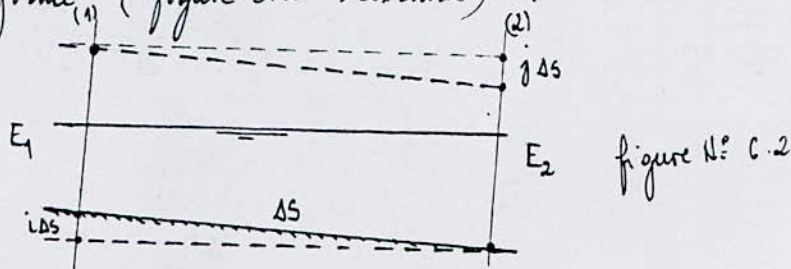


PROFIL EN LONG DE LA SURFACE LIBRE



3. 2. 3 Intégration par différences finies

plutôt qu'une intégration par tangente moyenne, on peut aussi tourner la difficulté de choix des éléments "moyens" en écrivant l'équation sous une autre forme⁽¹⁾ (figure 6.2 ci-dessus)



On peut déduire de la figure

$$E_1 + i \Delta S = E_2 + j \Delta S \quad \text{ou encore que}$$

$$\Delta S = \frac{E_2 - E_1}{i - j} = \frac{\Delta E}{i - j} \quad (6.39)$$

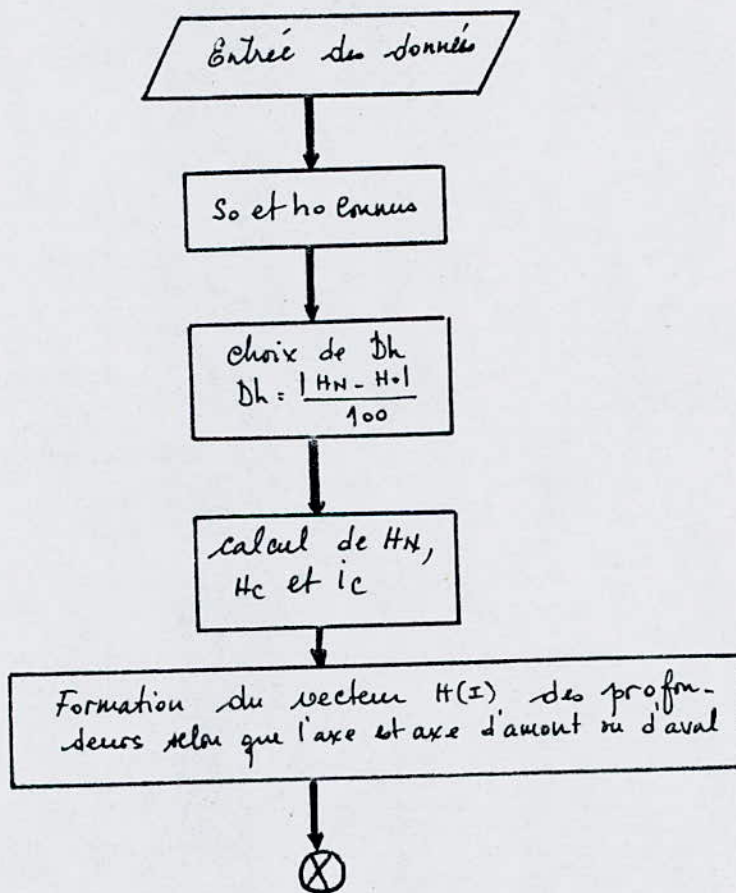
Le seule problème est la détermination de j par la formule de Chezy ou de Manning. Si on connaît l'abscisse et la profondeur de la section 1 (s_1, h_1), on choisit h_2 et $Dh = h_2 - h_1$ et on calcule $Ds = s_2 - s_1$

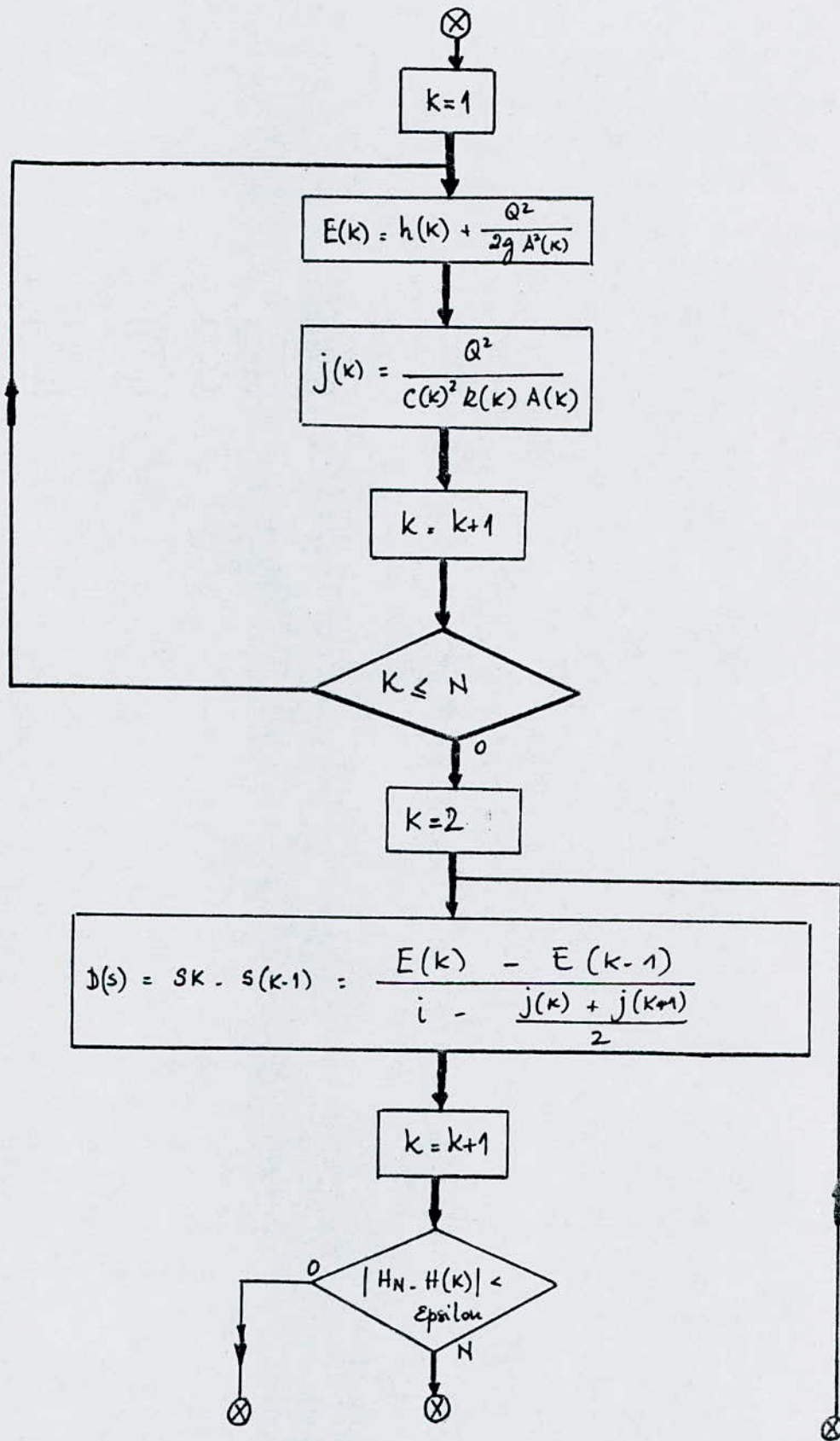
correspondant. Pour la pente de charge on prend la moyenne entre $j(h_1)$ et $j(h_2)$ plutôt que $j\left(\frac{h_1 + h_2}{2}\right)$ puisque ici ce n'est pas la tangente à une courbe calculée. On écrit donc :

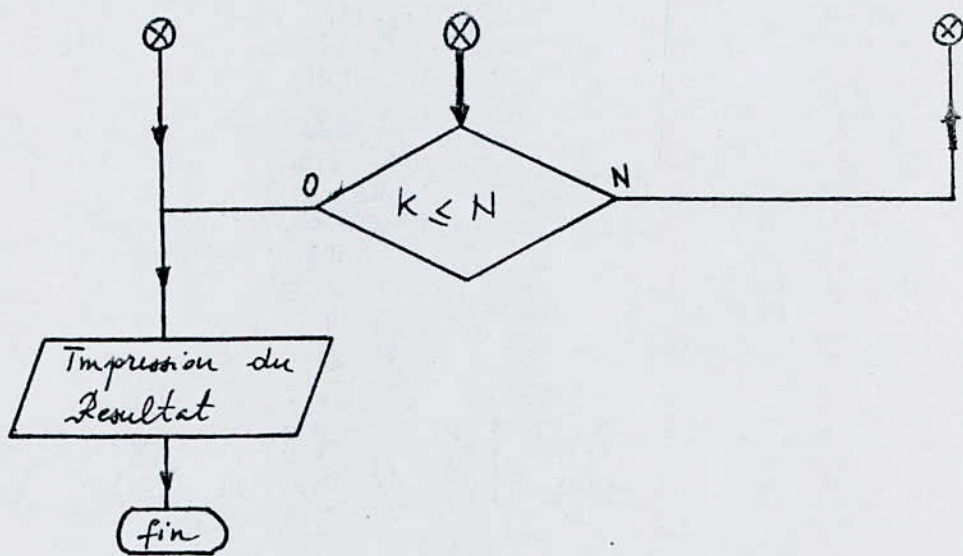
$$S_2 - S_1 = \frac{E_2 - E_1}{1 - \frac{j(h_1) + j(h_2)}{2}}$$

Organigramme :

Calcul de l'axe hydraulique par la
methode des differences finies.





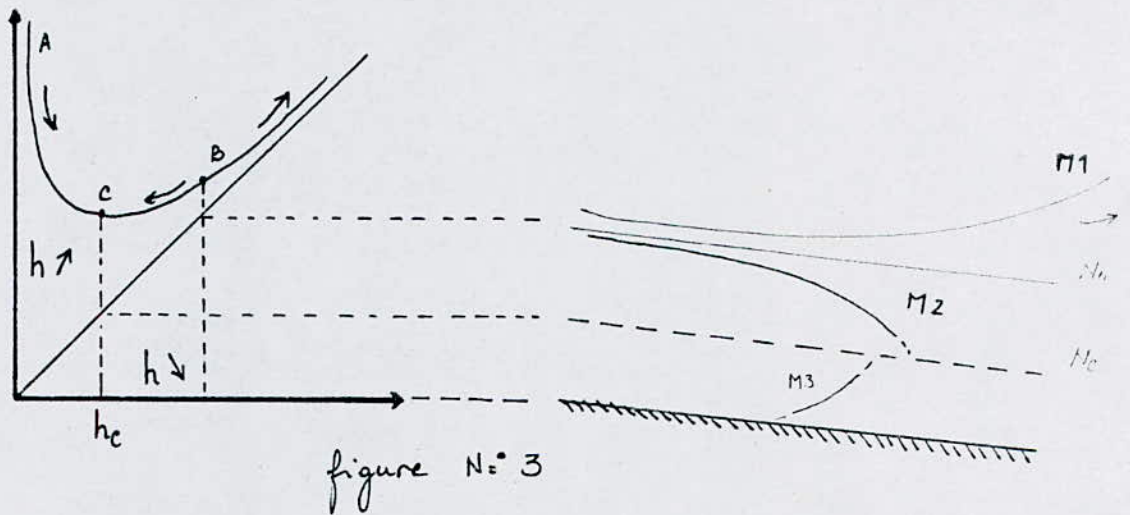


4. Tracé Des Courbes De Remous Et Conclusion

On a opté pour des canaux en terre artificiels. La mise en oeuvre d'une des méthodes citées pour les canaux prismatiques constitue une grande partie de ce chapitre.

Elle comprend la rédaction d'un programme pour l'intégration analytique, l'application de la méthode au troussin jige, présentant les conditions les plus critiques pour différents débits.

Les résultats sont rassemblés dans le tableau N°1 et représentés graphiquement sur la figure N°2 page . Ces résultats montrent que $i = 0.002$, pente du canal, est inférieure à la pente critique $i_c = 7.2 \times 10^{-3}$. Donc le canal est descendant à faible pente de fond. Ce cas est illustré par 3 possibilités d'écoulement, donc trois allures possibles de la surface libre en relation avec la profondeur uniforme et la profondeur critique. C'est l'axe du type M.



- a. $h < h_c$ (point A) : puisque $h_c < h_N \Rightarrow h < h_N$ donc $j > i$ et $\frac{dE}{ds} = I - J < 0$

L'écoulement se dirige vers le régime critique (point c) pour une augmentation de la profondeur h : Axe M3.

b. $h_c < h < h_N$: $\frac{dE}{ds} < 0$ et l'écoulement rejoint le régime critique (point C) par une diminution de la profondeur : Axe M₂.

c. $h = h_N$ (point B) $i = j$ et $\frac{dE}{ds} = 0$, le mouvement reste stable au point B et le régime est uniforme.

d. $h > h_N$: $i > j$ et $\frac{dE}{ds} > 0$, h aussi augmente indéfiniment : Axe M₁.

La ligne d'eau d'un écoulement à surface libre est une succession d'axes de types distincts.

PROFIL EN LONG DE LA SURFACE LIBRE

La hauteur critique $h_c = 1.4978740$

La hauteur normale $h_n = 2.2603440$

La pente critique $i_c = 7.201059E-003$

L'axe hydraulique est de la classe M

L'axe hydraulique est de la classe M
& du type 1
caracterisé par un écoulement fluvial

C'est un axe M1

La longueur du remous est $l = 800.8800$ m

Voici les resultats détaillés :

impression des $x_s(i)$ et $h(i)$:

$x_s (1) = 1425.0000$	$h (1) = 2.8000$
$x_s (2) = 1399.9930$	$h (2) = 2.7500$
$x_s (3) = 1374.9860$	$h (3) = 2.7000$
$x_s (4) = 1349.9790$	$h (4) = 2.6500$
$x_s (5) = 1324.9710$	$h (5) = 2.6000$
$x_s (6) = 1299.9620$	$h (6) = 2.5500$
$x_s (7) = 1274.9530$	$h (7) = 2.5000$
$x_s (8) = 1249.9430$	$h (8) = 2.4500$
$x_s (9) = 1224.9330$	$h (9) = 2.4000$
$x_s (10) = 1199.9220$	$h (10) = 2.3500$
$x_s (11) = 1174.9100$	$h (11) = 2.3000$
$x_s (12) = 1149.8970$	$h (12) = 2.2500$
$x_s (13) = 1124.8840$	$h (13) = 2.2000$
$x_s (14) = 1099.8690$	$h (14) = 2.1500$
$x_s (15) = 1074.8540$	$h (15) = 2.1000$
$x_s (16) = 1049.8370$	$h (16) = 2.0500$
$x_s (17) = 1024.8180$	$h (17) = 2.0000$
$x_s (18) = 999.7985$	$h (18) = 1.9500$
$x_s (19) = 974.7770$	$h (19) = 1.9000$
$x_s (20) = 949.7537$	$h (20) = 1.8500$
$x_s (21) = 924.7283$	$h (21) = 1.8000$
$x_s (22) = 899.7006$	$h (22) = 1.7500$
$x_s (23) = 874.6702$	$h (23) = 1.7000$
$x_s (24) = 849.6370$	$h (24) = 1.6500$
$x_s (25) = 824.6003$	$h (25) = 1.6000$
$x_s (26) = 799.5600$	$h (26) = 1.5500$
$x_s (27) = 774.5153$	$h (27) = 1.5000$
$x_s (28) = 749.4657$	$h (28) = 1.4500$
$x_s (29) = 724.4105$	$h (29) = 1.4000$
$x_s (30) = 699.3487$	$h (30) = 1.3500$
$x_s (31) = 674.2793$	$h (31) = 1.3000$
$x_s (32) = 649.2010$	$h (32) = 1.2500$
$x_s (33) = 624.1124$	$h (33) = 1.2000$

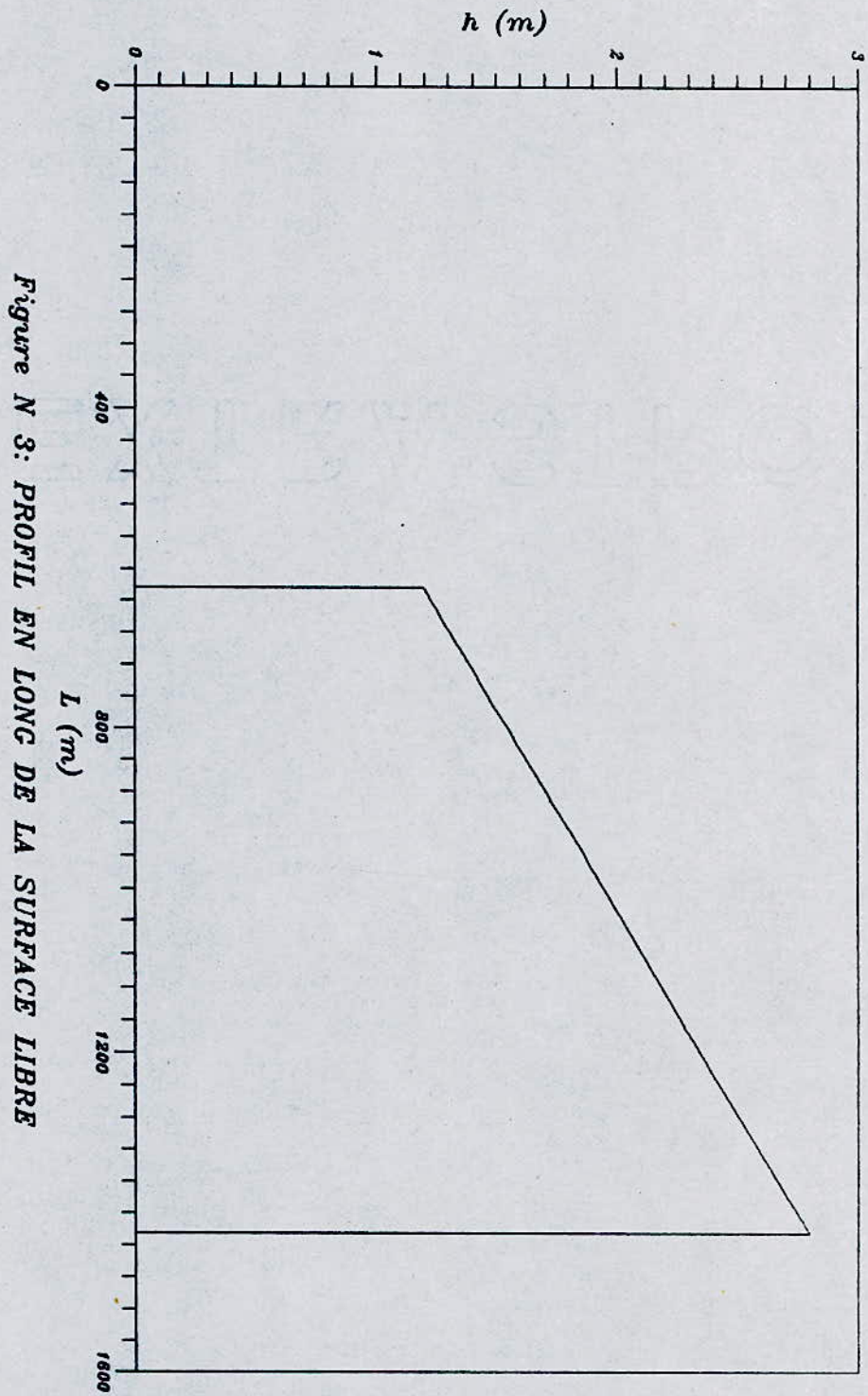


Figure N 3: PROFIL EN LONG DE LA SURFACE LIBRE

CHAPITRE VII

OUVRAGES DIVERS

1. Seuils Correcteurs

La condition géologique de la zone à régulariser explicitée par l'étude géologique montre que la zone considérée est constituée par une terre argileuse ainsi que du sable argileux, limon sableux et argile brune.

Pour parer au problème des affouillements et la non vérification à la force traçtrice, deux solutions sont possibles:

1. On diminue la pente du lit actuel en vue de diminuer la grandeur de la vitesse moyenne.
2. On place des seuils correcteurs dans le lit, afin d'éviter la dégradation du lit.

Economiquement parlant, la première solution est à rejeter. L'aménagement par le biais des seuils correcteurs entraîne une réduction des sections mouillées, donc un relèvement du niveau des eaux.

Les emplacements des seuils correcteurs sont indiqués sur les planches N° 1 et 2 jointes en annexe.

Etant donné que les dimensions de l'oved Paba - Ali et l'oved Cerro + Paba - Ali sont différentes, deux types de seuils ont prévus:

Les sections typiques des seuils sont mentionnées sur les planches N° 5 et 6

La hauteur et l'épaisseur de ces seuils sont respectivement $h = 2.00 \text{ m}$ et $e = 1.50 \text{ m}$. Les conditions de constructions sont les suivantes :

- a. un gabionnage de 1.00 m de longueur en amont et de 2.00 m en aval de chaque seuil.
- b. Mortier utilisé est de rapport ciment / sable = $1/4$
- c. pente des talus des seuils $m = 2.00$
- d. les talus des seuils seront couverts par des enrochements avec un poids $20 \text{ kg} \leq P \leq 50 \text{ kg}$.

2. Courbures *

L'oued rectifié est pratiquement rectiligne, il ne présente que deux courbures au niveau du premier tronçon : tronçon oued Baba - Ali avant la confluence avec l'oued Cerro.

L'existence d'une courbure dans le canal provoque une surélévation de la surface libre dans la partie extérieure du coude, on doit vérifier que cette surélévation ne dépasse pas la hauteur de la revanche prévue pour chaque tronçon.

La différence de niveau d'un profil en travers d'un

canal entre la rive extérieure et intérieure est donné par :

$$Dh = 4.60 \frac{V^2}{2g} \log_{10} \frac{R_2}{R_1}$$

où

$$R_1 = R - \frac{b}{2}$$

$$R_2 = R + \frac{b}{2}$$

R_1 = rayon intérieur du coude en (m)

R_2 = rayon extérieur du coude en (m)

R = rayon du coude par rapport à l'axe médian (m)

b = largeur du canal en (m)

V = vitesse moyenne d'écoulement en (m/s)

Pour qu'il n'y ait pas de bordement, on doit vérifier que :

$$h_R > \frac{Dh}{2}$$

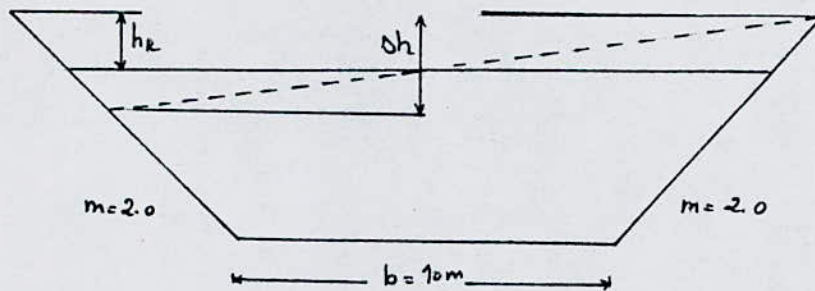


figure 1

Ses résultats et calculs sont donnés dans le tableau N° 1.

Tronçon N° 1	N° du Coude	Points kilomé- trique	R (m)	b (m)	R ₁ (m)	R ₂ (m)	V (m/s)	Dh/2 (m)	h _p (m)
Oued Baba- Ali	01	PK6-PK8	50.00	10.00	45.00	55.00	1.8	0.033	0.59
	02	PK10-PK 11	50.00	10.00	45.00	55.00	1.8	0.033	0.59

Tableau N° 1

La condition étant vérifiée, le débordement des rives n'est pas à craindre.

3 - Aménagement Du Confluent

- Les confluent posent des problèmes délicats.
- Si l'affluent charrie peu, il apparaît sur la rive opposée de la rivière principale une zone d'affouillement d'autant plus importante que le débit est plus grand et que l'angle que forment les deux courants se rapproche d'avantage de l'angle droit.
 - Si l'affluent charrie beaucoup, il se produit dans le lit principal une zone de dépôts qui le divise en deux bras. Ces dépôts dévient le courant qui tend à éroder les berges [8]

L'amélioration d'un confluent doit être cherchée par un des procédés suivants :

. On évite le rejet vers la rive opposée des eaux de crue de l'affluent en réalisant un bec de confluent peu ouvert : 20 à 30° , ce bec étant prolongé par des défenses de rives.

. On évite les dépôts de l'affluent peu avant son débouché dans la rivière principale en calibrant l'affluent et en fixant ses berges.

. On dirige les eaux de la rivière principale vers la plage de dépôts qui tend à se former.

. On fixe le bec de confluent sur la rive concave de l'affluent et sur la rive du cours d'eau principale au moyen de digues ou perrés de rive protégés contre les affouillements.

Pour notre projet, c'est surtout la combinaison des deux premiers procédés qui nous a permis d'aménager le confluent de l'oved Cerro avec l'oved Jaba - Ali. Les détails sont donnés dans la planche N° 7

CHAPITRE VIII

PRESCRIPTIONS SPECIALES DES TRAVAUX

1-Description Des Travaux

Le but de ces travaux consiste principalement à protéger les terres avoisinantes de l'oved Baba. Ali entre les crues. Les divers composants de travaux sont les suivantes.

1-1 Déblai

Le déblai est nécessaire pour la canalisation de l'oved Baba. Ali et Terro, pour la lunette, pour les seuils correcteurs, et pour la chute.

1-2 Remblai

Le remblai est nécessaire pour bloquer le cours ancien de l'oved au passage du nouveau alignement envisagé et derrière le murs de la chute.

1-3 Maçonnerie

La maçonnerie est nécessaire pour la construction des seuils correcteurs qui sont placés

chaque (100 m) tout au long de l'oved rectifié.

1.4 Filtres

Des filtres de sable et de galet sont placés derrière les murs de la chute pour le drainage.

1.5 Pêré

Pour protéger les berges au confluent de l'oved Baba-Ali avec l'oved Terro, on utilise un pêré. Ce dernier est un revêtement en pierres sèches.

1.6 Béton

Le matériau utilisé pour la construction de la chute est le béton.

2. Qualité Et Préparation Des Matériaux

Les matériaux des filtres sont le sable et les galets.

Ces sarniers doivent être durs, durables, propres et être exempts d'argile et éléments fins du sol. Les dimensions des éléments de la première couche du filtre doivent être compris entre 1mm et 5mm et celles de la deuxième couche entre 5mm et 50mm.

2.1 Agrégats Pour le béton Et le Mortier

Ses agrégats doivent être conformes aux normes en vigueur

a. Sable: Il doit être:

dense, stable, propre, exempt de débris; schisteux; gypseux; argileux; micacés ou organiques.

b. Gravier:

La granulométrie du gravier destiné à la confection du béton ordinaire doit être comprise entre 6mm et 40mm. Ces granulats doivent être durs, stables, denses et propres.

2.2 Ciment

Le ciment utilisé est le ciment portland-artificiel 325 (CPA 325).

CONCLUSION

Conclusion

La civilisation moderne a conduit à se servir de plus en plus des eaux de rivières pour l'alimentation de ville, la production d'énergie, l'irrigation des terres ou la protection contre les inondations.

Or, la plupart des hydrologues considèrent comme dangereux d'essayer d'entreprendre des travaux d'aménagement sur les rivières lorsqu'on ne dispose pas d'au moins vingt-cinq années consécutives d'observations journalières ou tracés, des débits et des hauteurs d'eau.

Mais l'enjeu est de taille car les inondations fréquentes et prolongées que subit la région nous ont amenés à prendre des mesures préventives, donc à effectuer des travaux d'aménagement sur l'oved Louve.

Différents critères de décision ont pu intervenir dans le choix des solutions. Parmi les critères certains ne sont pas quantifiables en terme de valeur économique, sans une part excessive de considérations hydrauliques.

Cela nous a conduit à explorer un certain nombre de variantes d'aménagements définies par un jeu de contraintes et de choix imposés, qui correspondent à

différents niveaux de priorité attribués aux critères quantifiés.

Le calcul statistique pour l'estimation des débits du cours d'eau fut mieux adaptés aux prévisions des états futurs à condition qu'il n'y ait pas eu modification de l'occupation des sols ou de trace du cours d'eau. C'est pourquoi on a effectué les calculs à l'aide des méthodes déterministes.

On a opté pour des canaux en terre pour utiliser au mieux les matériaux présents sur le site mais on a été confronté au problème d'instabilité des canaux vis à vis de la force traçante. C'est pourquoi on a du ménage des seuils correcteurs pour pallier à ce problème d'érosion.

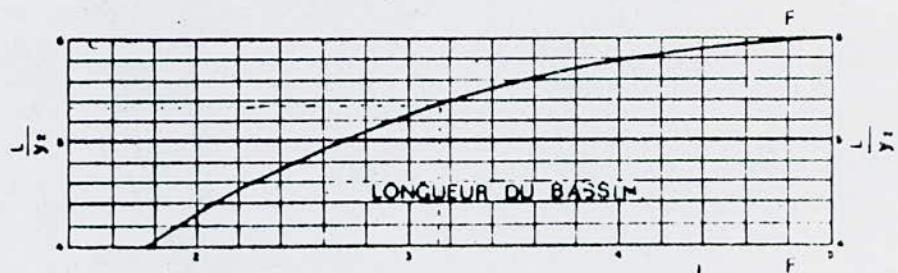
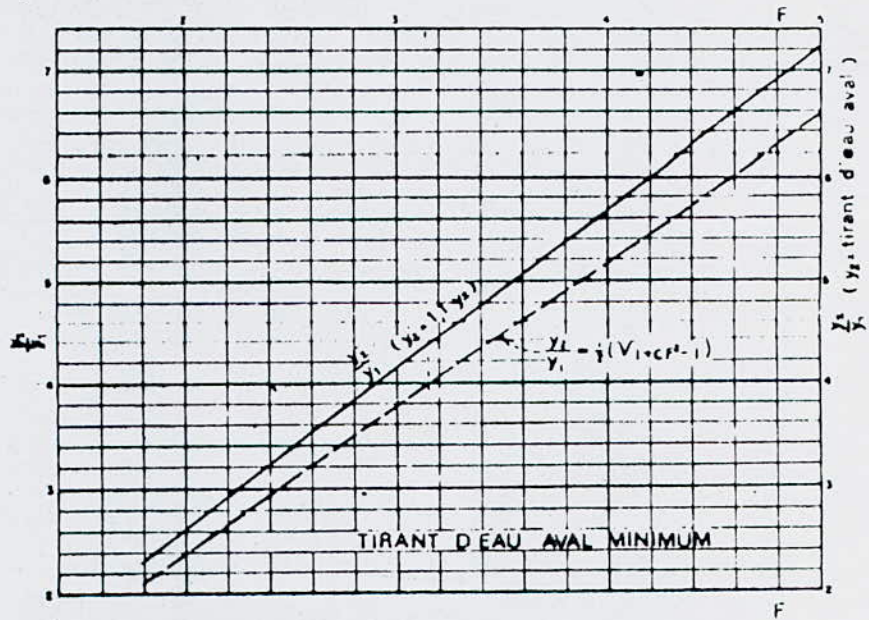
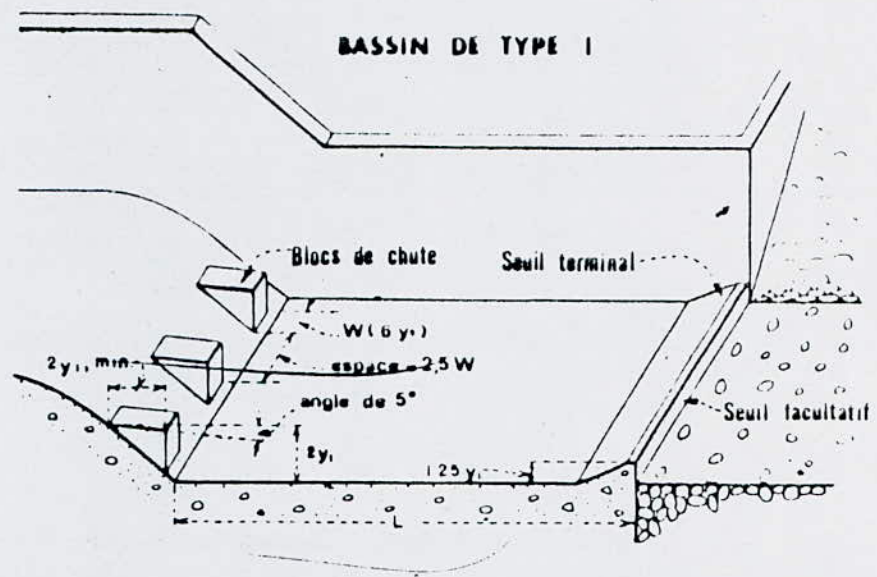
Ceci étant, l'ouvrage de dissipation d'énergie prendra un double rôle.

1. dissiper l'énergie due à la différence d'altitude entre O. Louine et O. El. Harrach.

2. Ouvrage de contrôle et mesure de débit.

Ce qui permettra avec un suivi permanent de constituer des séries de débits qui serviront pour des aménagements futurs.

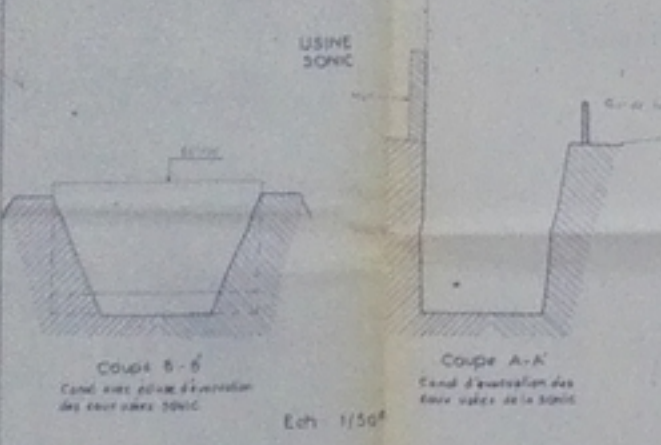
ANNEXE



- Bibliographie -

1. Bourrier " Les réseaux d'assainissement " Technique ET Documentation 1981
2. M. Carlier " Hydraulique Générale et appliquée " Eyrolles 1980
3. E. Crausse " Hydraulique des Canaux dé-
-couverts en régime permanent " Eyrolles 1951
4. GinoCchio " Aménagement hydroélectrique "
5. HAGER " Constructions hydrauliques " Lausanne 1988
6. HAGER " Plane Gate Standard Spillway " Journal Hydraulic
Engineering 1988
7. Houille blanche " Absence de turbulence sans
le ressaut " N° 1 / 1971
8. JAMME " Travaux Fluviaux " Eyrolles 1974
9. JAGER " Hydraulique technique "
10. KREMENETSKI " Hydraulique " Mir. Moscou 1984
11. LARRAS " Fleuves Et Rivières non
Aménagés " Eyrolles 1977
12. LEBRETON " Dynamique Fluviale " Eyrolles 1974
13. LENCASTRE " Manuel d'hydrau-
-lique Générale " Eyrolles 1984
14. Chébaraki " Ressources en eau et Aména-
-gement en Algérie "
15. Lemercier " Hydrologie de l'ingénieur " Eyrolles 1972

16. Roche " Guide de prévision des crues " Tome 1
17. Rapport hydrologique de O. Zouine et Baba - Ali Société des études hydrauliques d'Alger 1980
18. Zech " Cours: Ecoulement à surface libre permanent "



REMARQUES

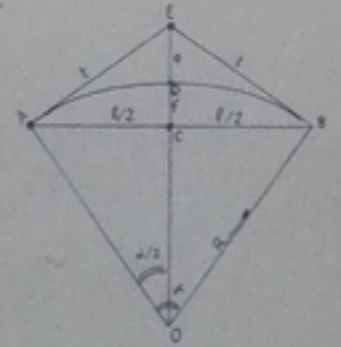
1. Toutes les dimensions de l'ouvrage en mètres.
2. Système de notation: LAMBERT.
3. Échelle: 1/100.
4. Les limites des zones de protection sont indiquées par la ligne pointillée.
5. Plans plus petits: conformément au plan topographique en vigueur au moment de la réalisation. Département Topographique de la SOTMEL.

LEGENDE

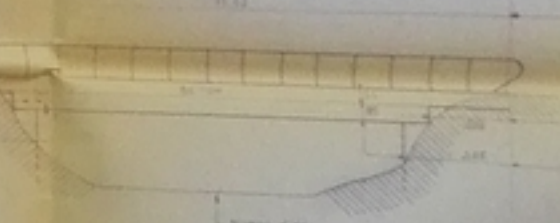
- Axe de l'axe régularisé
- Canal
- Canal existant
- Canal à construire
- Zone de protection
- Zone de servitude
- Zone d'occupation temporaire
- Zone d'habitat
- Zone d'habitat rural
- Zone d'habitat individuel
- Zone d'habitat collectif
- Zone d'habitat dispersé
- Zone d'habitat groupé
- Zone d'habitat isolé
- Zone d'habitat semi-urbain
- Zone d'habitat rural dispersé
- Zone d'habitat rural groupé
- Zone d'habitat rural isolé
- Zone d'habitat rural semi-urbain
- Zone d'habitat rural groupé dispersé
- Zone d'habitat rural groupé isolé
- Zone d'habitat rural groupé semi-urbain
- Zone d'habitat rural groupé dispersé isolé
- Zone d'habitat rural groupé dispersé semi-urbain
- Zone d'habitat rural groupé dispersé isolé semi-urbain

TABLEAU DES CARACTERISTIQUES DES COURBES

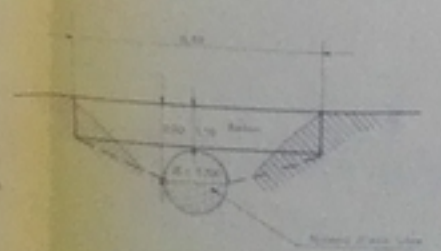
NUMÉRO DE LA COURBE	R		L		S		T		A	
	m	°	m	°	m	°	m	°	m	°
C1	1000	24°00'	1000	24°00'	1000	24°00'	1000	24°00'	1000	24°00'
C2	5000	42°00'	5000	42°00'	5000	42°00'	5000	42°00'	5000	42°00'
C3	10000	62°00'	10000	62°00'	10000	62°00'	10000	62°00'	10000	62°00'



SCHEMA DU TRACE DE LA COURBE



Pont Baba Ali sur Oued Terra Ech 1/100



Pont sur Oued Baba Ali Ech 1/100

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

AXE DE L'OUED

REGULARISE

01

ECHELLE: 1/100

LACCOUNE, S. MIA. FROM 1/100



7/91

1:1000

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE	
AXE DE L'OUED REGULARISE	
ECHELLE : 1/1000	
LAGGOUNE SAMIA	PROM. 9/91

02

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

LEGENDE

- PROFIL EN LONG
- PROFIL EN LONG
- PROFIL EN LONG
- PROFIL EN LONG
- PROFIL EN LONG

3/31

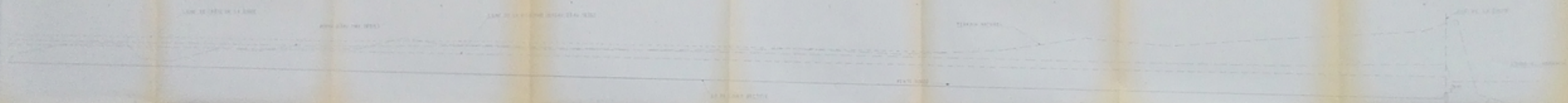
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

PROFIL EN LONG

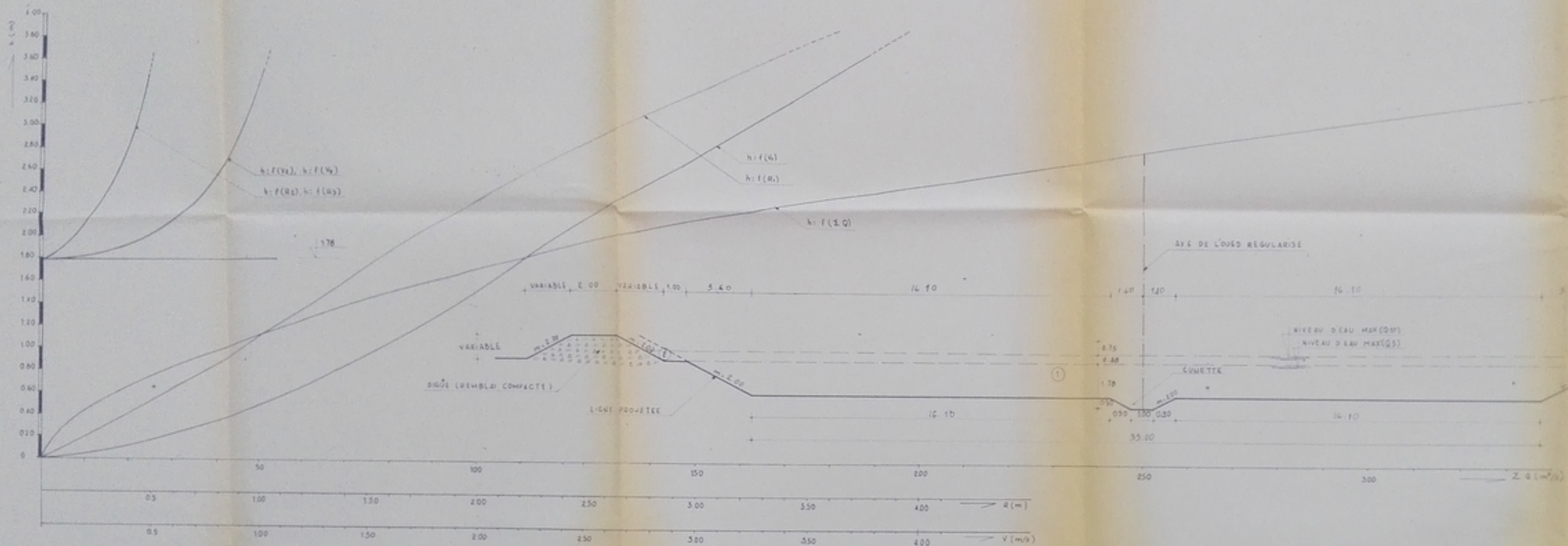
03

ECHELLE: V. V. H. V.
L. CO. UNE. S. M. S. M.



Station	Altitude (m)	Distance (m)	Notes
0+00	100	0	
0+10	105	10	
0+20	110	20	
0+30	115	30	
0+40	120	40	
0+50	125	50	
0+60	130	60	
0+70	135	70	
0+80	140	80	
0+90	145	90	
1+00	150	100	
1+10	155	110	
1+20	160	120	
1+30	165	130	
1+40	170	140	
1+50	175	150	
1+60	180	160	
1+70	185	170	
1+80	190	180	
1+90	195	190	
2+00	200	200	
2+10	205	210	
2+20	210	220	
2+30	215	230	
2+40	220	240	
2+50	225	250	
2+60	230	260	
2+70	235	270	
2+80	240	280	
2+90	245	290	
3+00	250	300	

FIGURE A-A



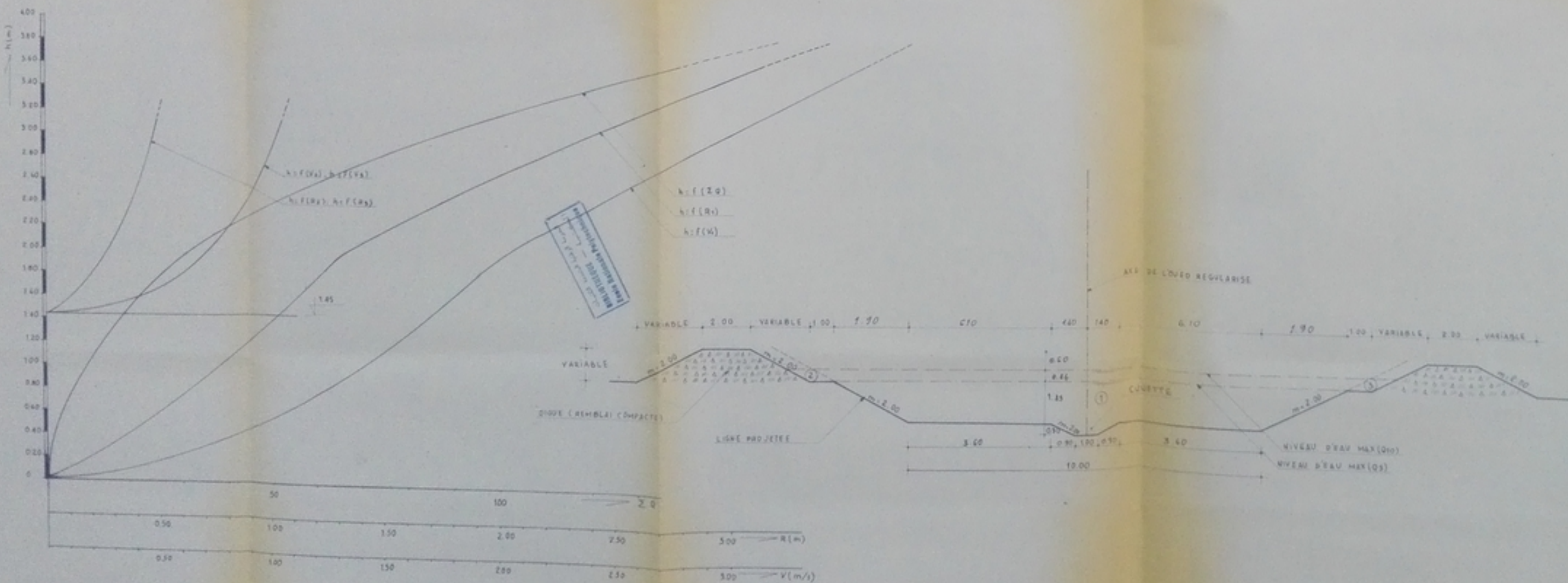
REMARQUES

1. Toutes les dimensions et les cotes sont en mètres.
2. Les caractéristiques hydrauliques de l'oued (Terrain, Béton, etc.) doivent être indiqués dans la figure A-A-B.
3. Le matériau typique à régulariser de l'oued (Terre, Béton, etc.) doit être indiqué dans la figure A-A-B.
4. Les caractéristiques hydrauliques de l'oued (Terrain, Béton, etc.) doivent être indiqués dans la figure B-B.
5. Le matériau typique à régulariser de l'oued (Terre, Béton, etc.) doit être indiqué dans la figure B-B.
6. $h: f(Q)$ la courbe de débit total
 $h: f(R)$ la courbe du rayon hydraulique
 $h: f(W)$ la courbe de la vitesse moyenne

LEGENDE

- Ligne de terrain
- Ligne projetée
- Niveau d'eau max
- Axe de l'oued régularisé
- Terrain naturel
- Digue compacte

FIGURE B-B

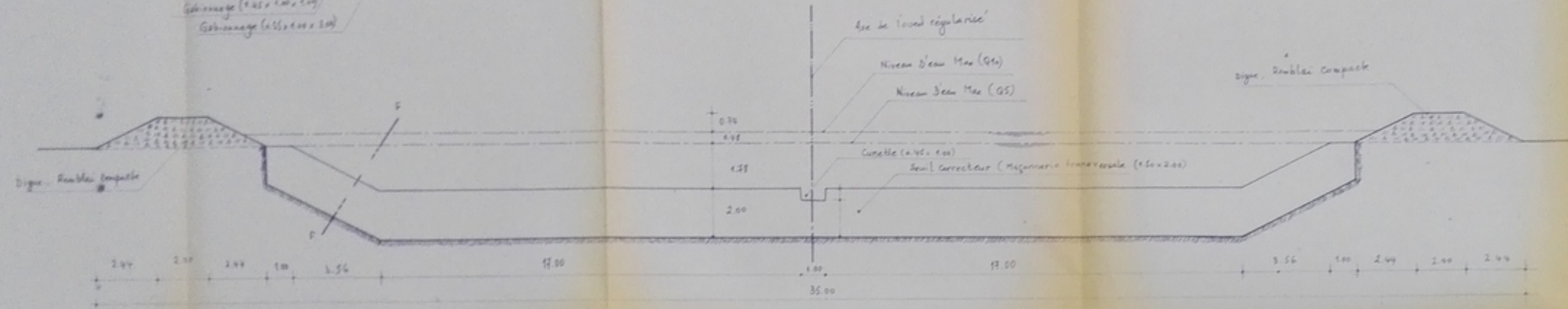
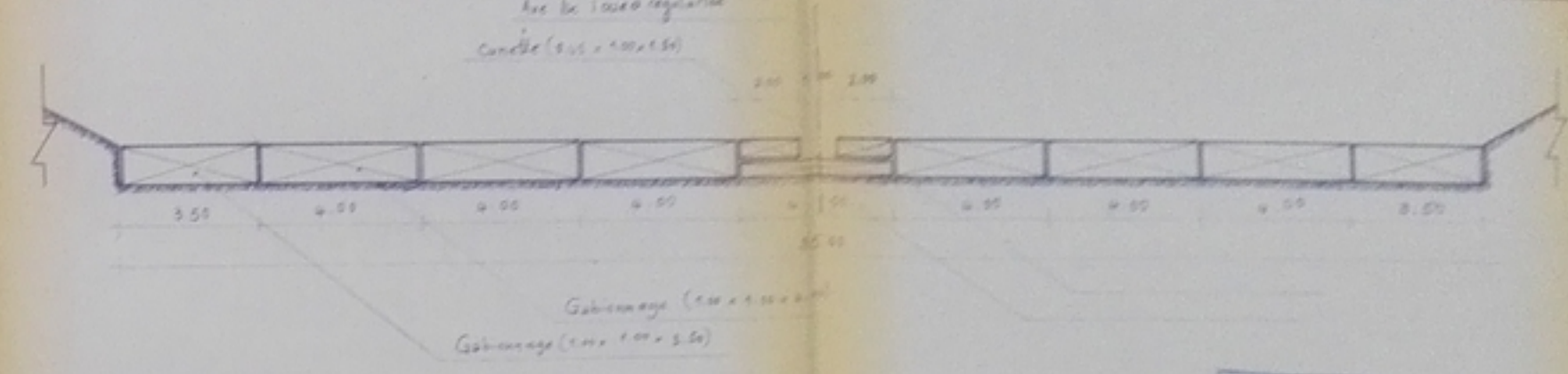
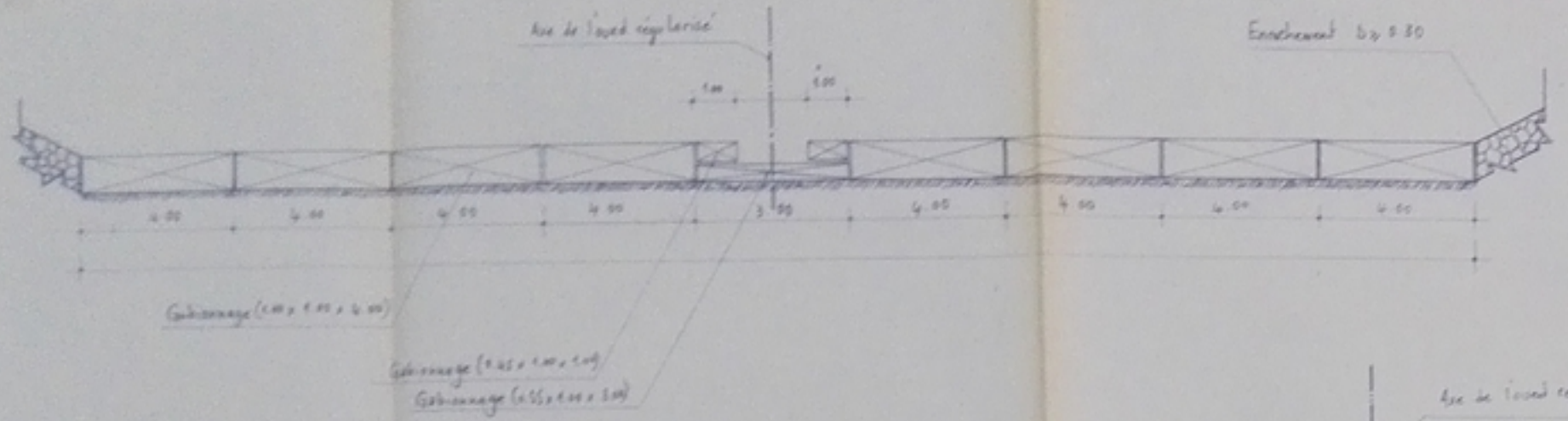


ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

CARACTERISTIQUE HYDRAULIQUE DE L'OUED RECTIFIE 04

ECHELLE : 1/100

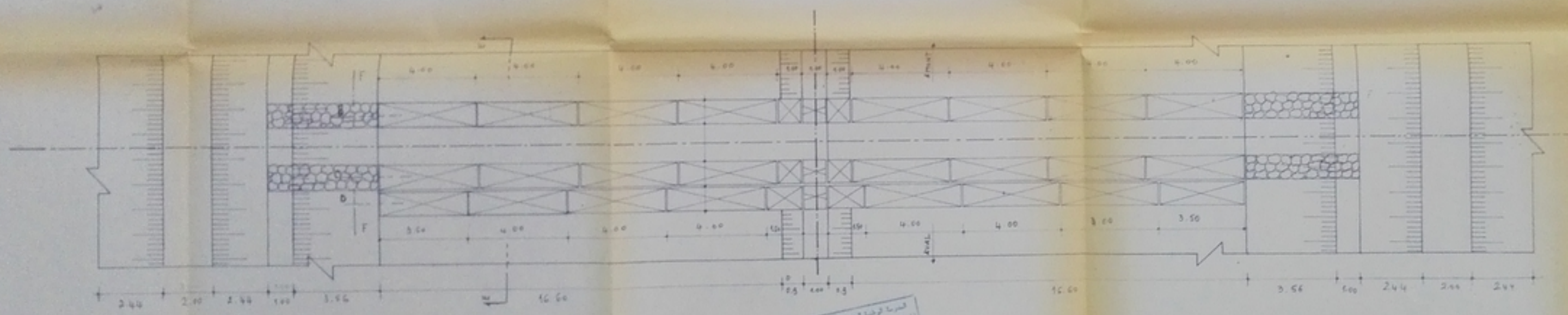
LAGGOUNE SAMIA PROM: 7/91



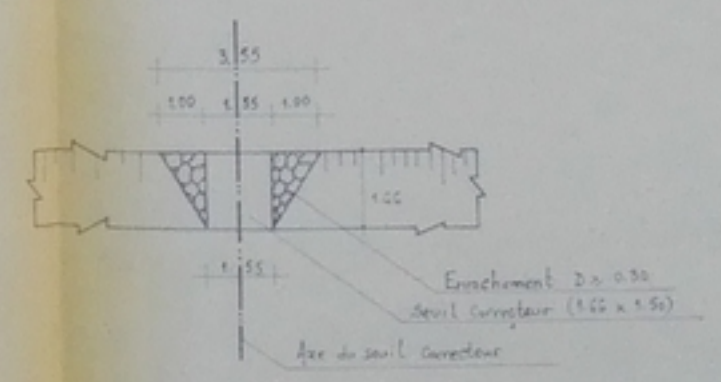
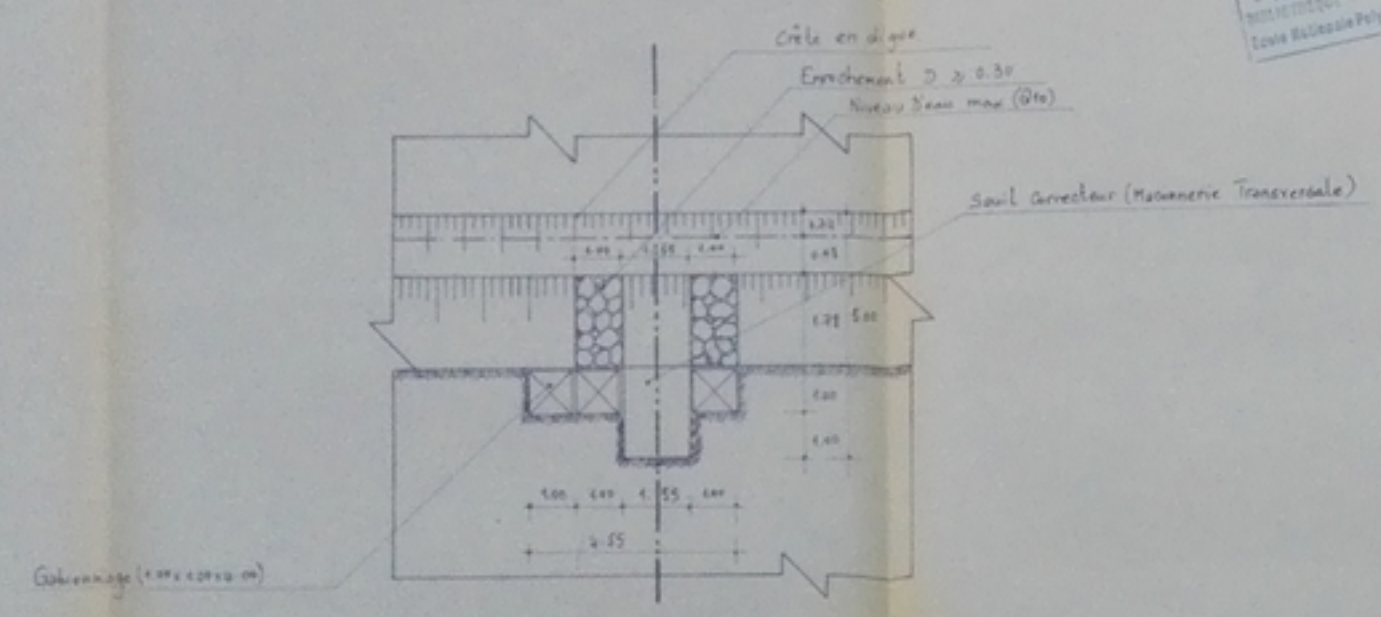
المركز الوطني للتكنولوجيا
BIBLIOTHÈQUE - المكتبة
École Nationale Polytechnique

LEGENDE

- Terrain Naturel
- Axe de l'aval régularisé
- Niveau d'eau Max
- Ligne de fond
- ⊗ Gabions
- ⊗ Mauvaise transversale
- ⊗ Enrochement
- ⊗ Remblai Compact



المركز الوطني للتكنولوجيا
BIBLIOTHÈQUE - المكتبة
École Nationale Polytechnique



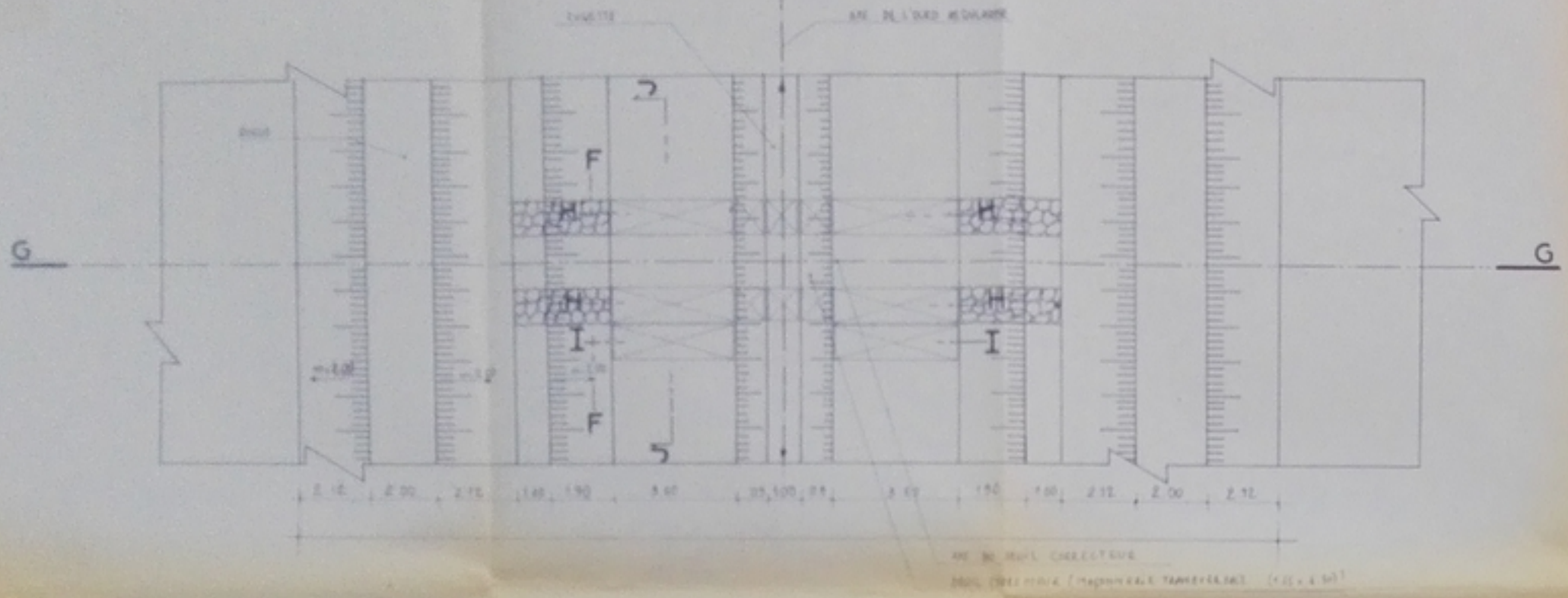
المركز الوطني للتكنولوجيا
BIBLIOTHÈQUE - المكتبة
École Nationale Polytechnique

7/91
-5-

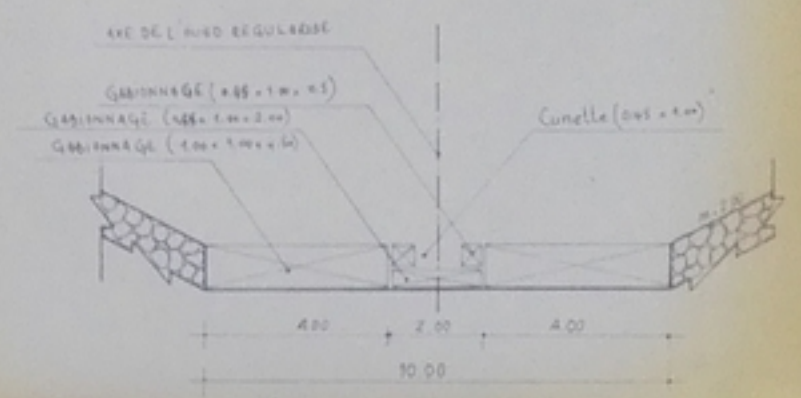
المركز الوطني للتكنولوجيا
BIBLIOTHÈQUE - المكتبة
École Nationale Polytechnique

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE	
SEUIL	
CORRECTEUR	
05	
ÉCHELLE : 1/100	
LAGGOUNE. SAMIA	PROMO: 9/91

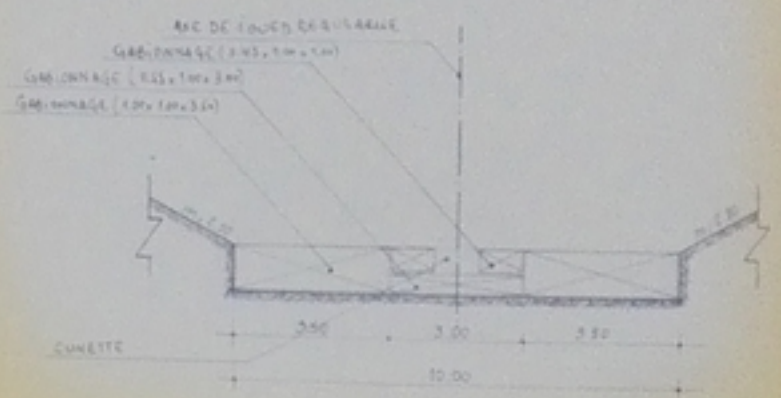
الجمهورية التونسية
 وزارة التعليم العالي
 المعهد الوطني
 العالي للتكنولوجيا



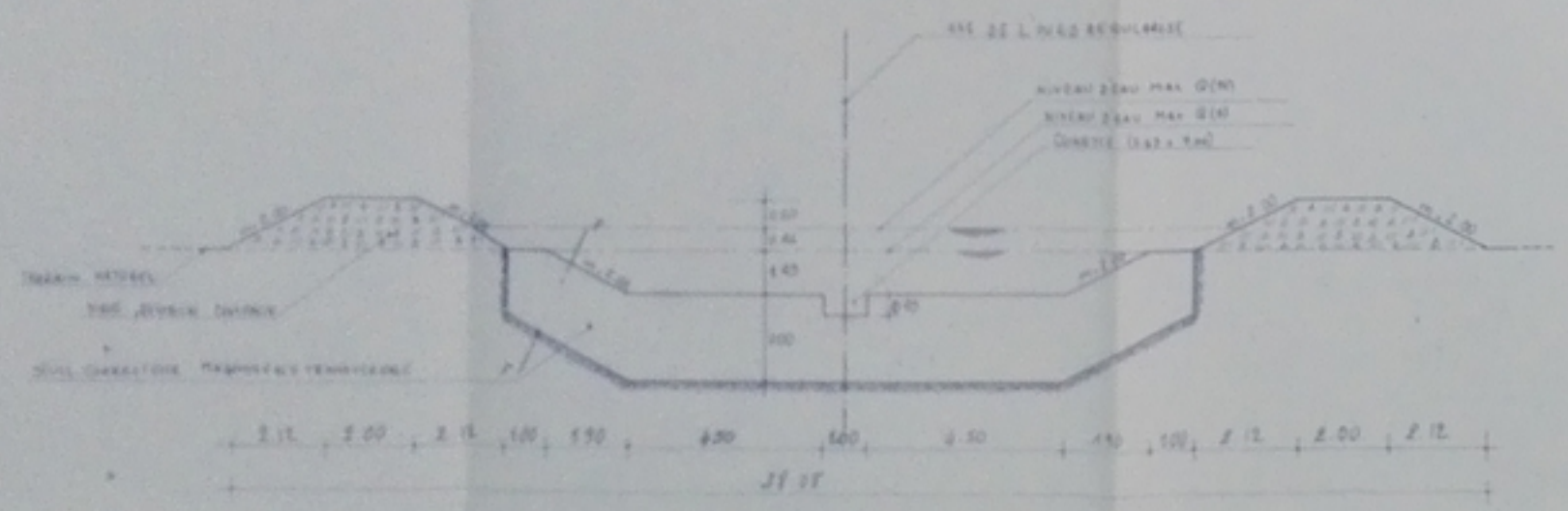
VUE EN PLAN DU SEUIL CORRECTEUR DE L'OUED BABA ALI



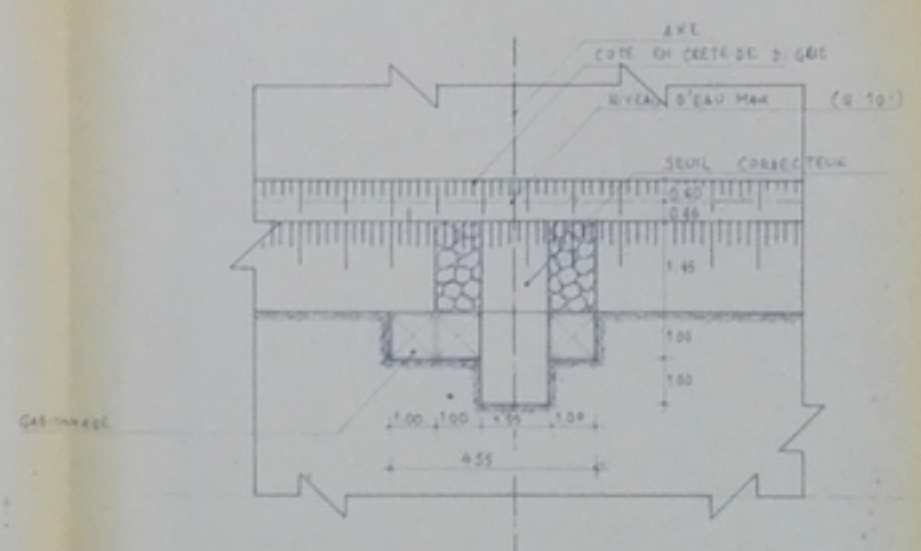
COUPE H-H



COUPE I-I



COUPE G-G



COUPE J-J

7191
 -5-

LEGENDE

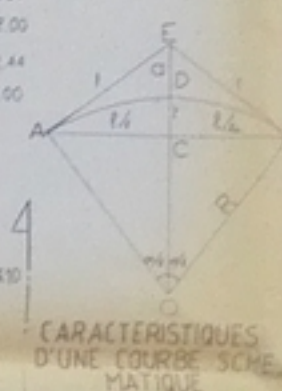
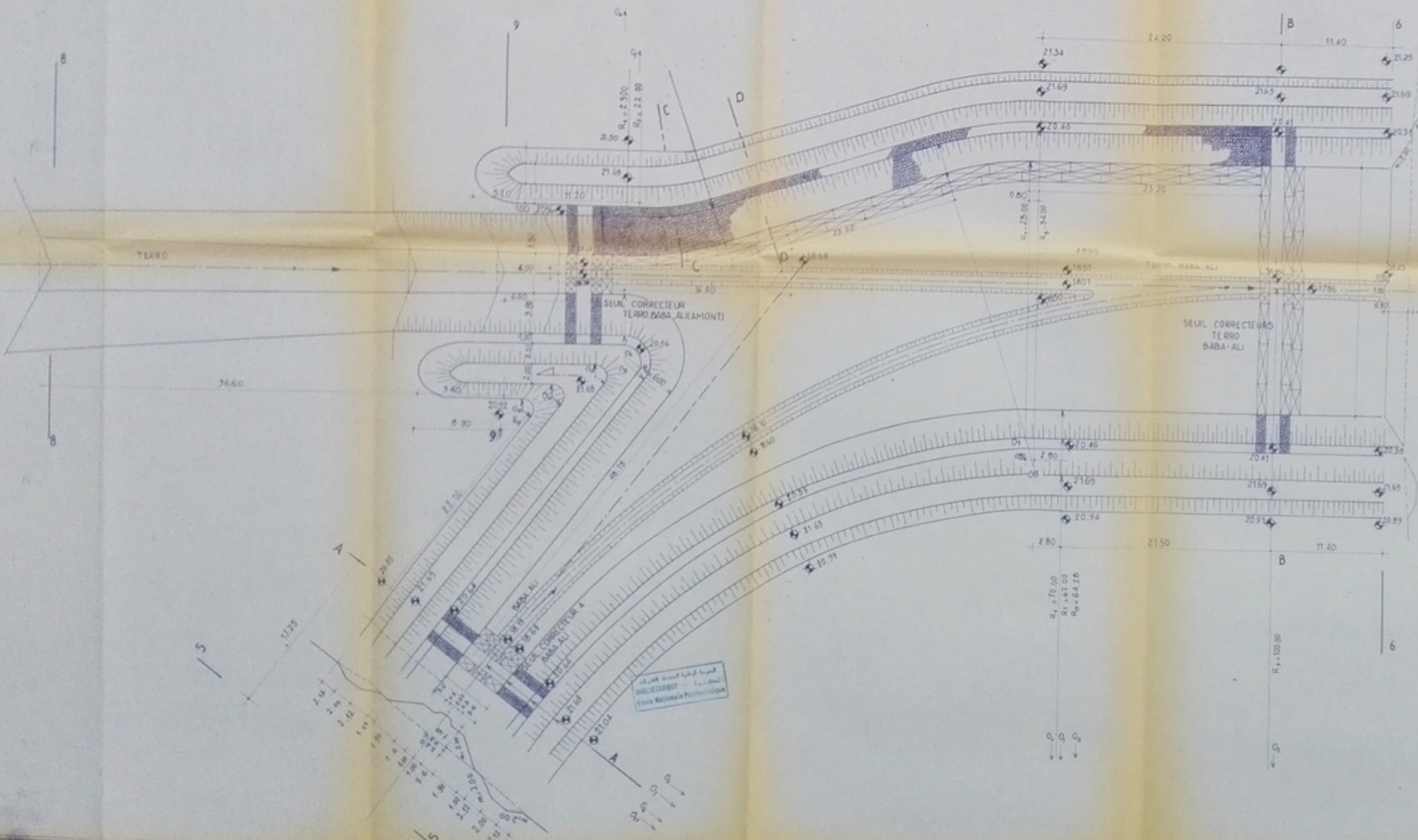
- Terrain naturel
- - - - - Axe de l'oued regularise
- Niveau d'eau Max
- Ligne de fond
- ▣ Gabions
- ▤ Maçonnerie transversale
- ▥ Enrochement
- ▧ Remblai Compact

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

**SEUIL
 CORRECTEUR**

06

ECHELLE : 1/100
 LAGGOUNE SAMIA PROMO: 2011/2012



COURBE	a (m)	α (deg)	$\alpha/2$	r (m)	s (m)	f (m)	t (m)	d (m)
O ₁	9.00	126°00'00"	63°00'00"	12.30	13.40	10.79	5.57	7.69
O ₂	2.50	126°00'00"	63°00'00"	3.10	3.53	4.49	1.40	5.27
O ₃	100.00	126°00'00"	63°00'00"	48.77	50.76	37.67	19.32	11.29
O ₄	29.00	126°00'00"	63°00'00"	5.91	6.52	5.07	2.44	6.17
O ₅	22.00	126°00'00"	63°00'00"	3.88	4.33	3.34	1.53	4.54
O ₆	70.00	126°00'00"	63°00'00"	34.37	37.33	28.37	14.08	7.88
O ₇	87.00	126°00'00"	63°00'00"	42.55	46.81	36.74	18.74	10.42
O ₈	34.00	126°00'00"	63°00'00"	5.39	5.94	4.54	2.22	6.17
O ₉	28.00	126°00'00"	63°00'00"	4.44	4.88	3.76	1.88	5.27
O ₁₀	7.00	126°00'00"	63°00'00"	0.91	1.01	0.77	0.39	1.17
O ₁₁	64.98	126°00'00"	63°00'00"	31.55	34.37	26.37	13.54	7.32

REMARQUES

1. Toutes les dimensions et les côtes sont en cm
2. Altitude NGA
3. Localisation du confluent est indiquée sur le plan général (plan n° 1.1)

7/191

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

CONFLUENT

BABA-ALI - TERRO

07

ECHELLE: 1/200

LAGGOUNE, SAMIA PROM. 191

PLAN D'IMPLANTATION DES FOUILLES
 POUR L'ETUDE DE RECTIFI-
 CATION DE L'OUED
 TERRO - BABA ALI

7191

-8-

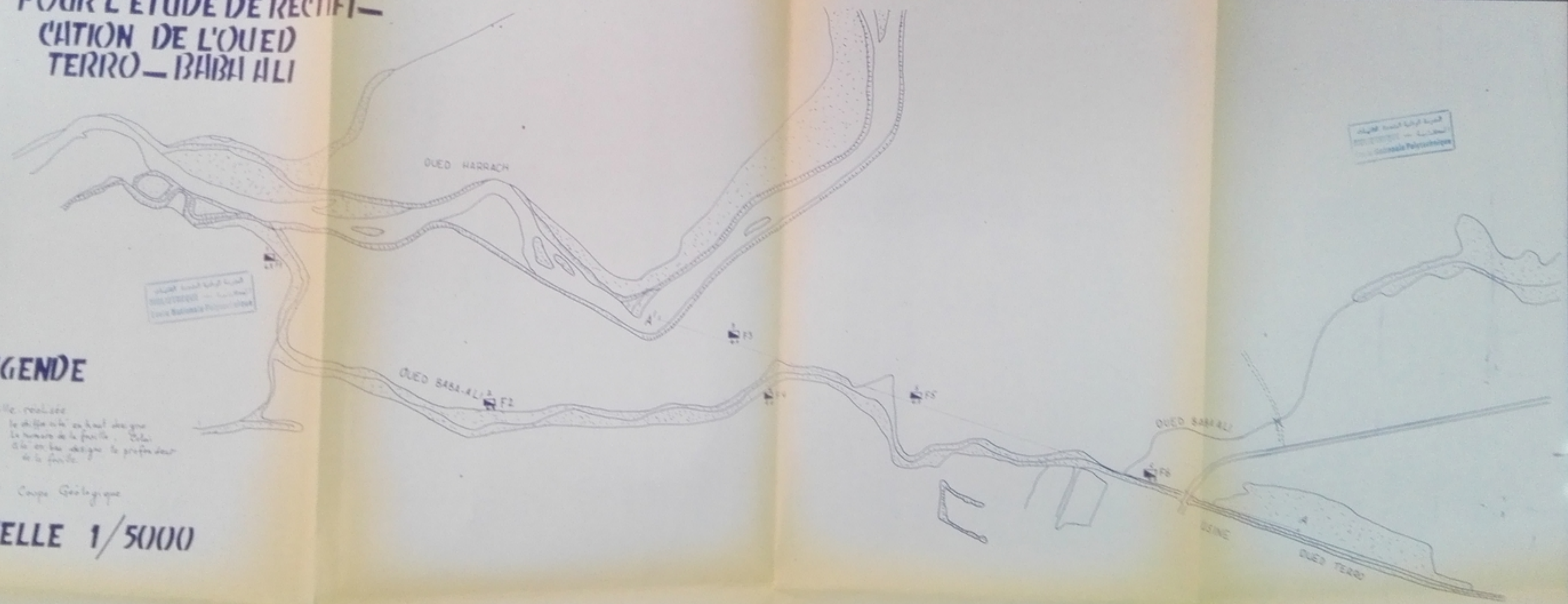
المعهد الوطني للبحوث والدراسات
 الجيولوجية - الجزائر
 Centre National de Recherches
 Géologiques - Algérie

LEGENDE

■ fouille réalisée
 le chiffre en haut désigne
 le numéro de la fouille. Celui
 en bas désigne la profondeur
 de la fouille.

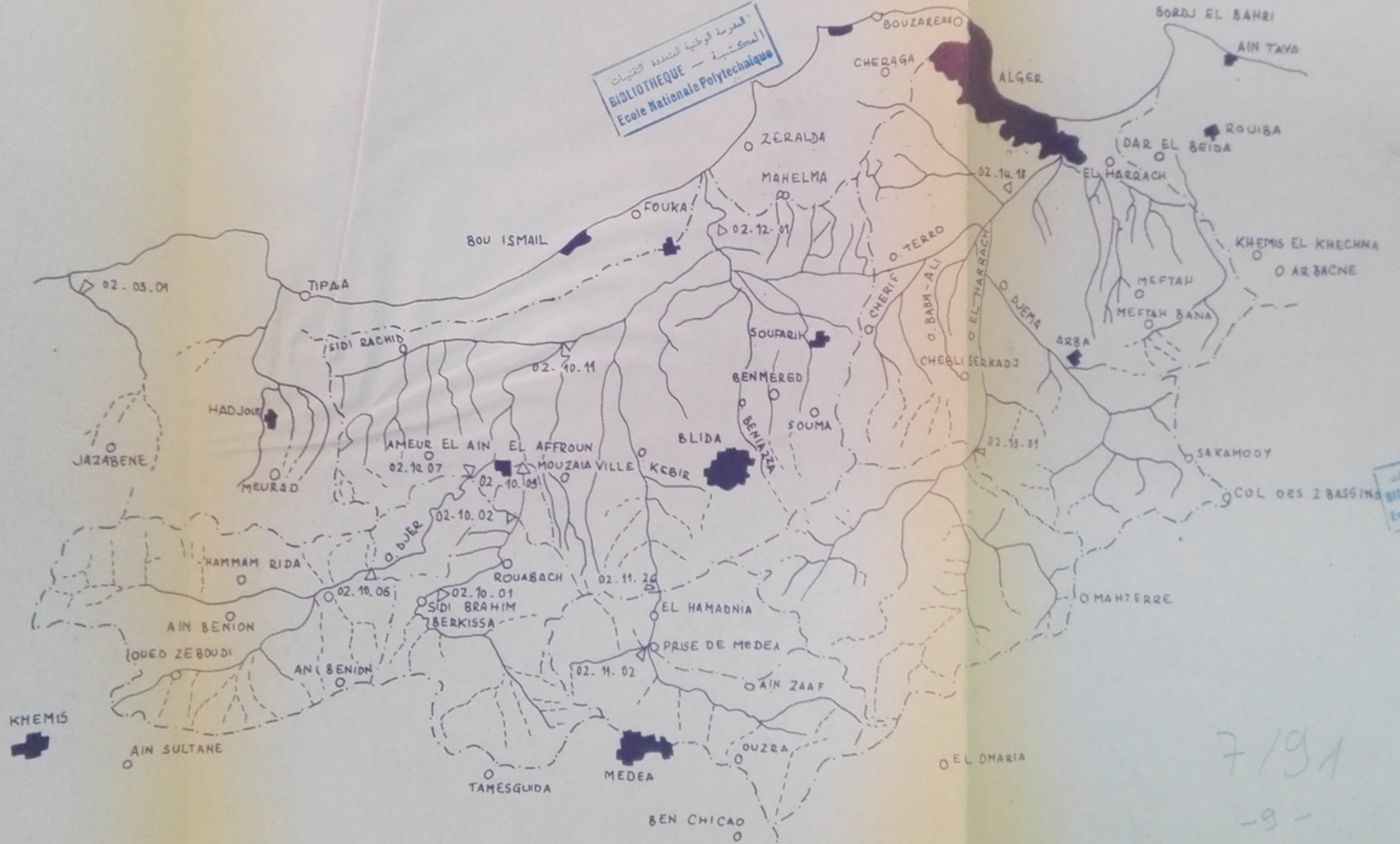
— x — Coupe Géologique

ECHELLE 1/5000



المعهد الوطني للبحوث والدراسات
 الجيولوجية - الجزائر
 Centre National de Recherches
 Géologiques - Algérie

المكتبة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique



المكتبة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

7/91

-9-

