

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

30/88

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

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE

SUJET

ETUDE DE PROTECTION DE LA
VILLE D'EL EULMA CONTRE
LES CRUES

(W. DE SETIF)

4 PLANCHES

Proposé par :

La S.ET.HY.AL

Etudié par :

Mr SALMI Adlane

Dirigé par :

Mr K.GUENATRI

Melle S.BENMAMAR

PROMOTION

JUIN 1988

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة - BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE

SUJET

ETUDE DE PROTECTION DE LA
VILLE D'EL EULMA CONTRE
LES CRUES
(W. DE SETIF)

Proposé par :

La S.ET.HY.AL

Etudié par :

Mr SALMI Adlane

Dirigé par :

Mr K.GUENATRI

Melle S.BENMAMAR

PROMOTION

JUIN 1988



الله الرحمن الرحيم

" C'est lui qui fait descendre du ciel l'eau qui vous sert de boisson et qui fait croître les plantes dont vous nourrissez vos troupeaux. Grâce à elle, il fait pousser pour vous les céréales, les oliviers, les palmiers, les vignes et toutes sortes de fruits. Il y a vraiment là un signe pour un peuple qui réfléchit " (Coran Sourate XVI, 10, 11).

-----*

" Dieu est celui qui déchaîne les vents. Ceux-ci soulèvent un nuage ; il l'étend dans le ciel, comme il veut, et il le met en morceaux ; tu vois alors l'ondée sortir de ses profondeurs. Quand il la fait tomber sur qui il veut parmi ses serviteurs, les voici dans l'allégresse " (Coran Sourate XXX, 48).

-----*

" C'est dieu qui a fait confluer les deux mers : l'une est douce, agréable au goût ; l'autre salée, amère. Il a placé entre les deux une barrière, une limite infranchissable " (Coran Sourate XXV, 53).

صَدَقَ اللهُ الْعَظِيمَ

DEDICACES

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Je dédie ce mémoire en signe de respect et de reconnaissance à :

- . Ma mère et mon père pour leur sacrifice.
- . Mes beaux parents.
- . Mes frères , mes soeurs et ma fiancée pour leur soutien moral.
- . Aux familles SALMI , AISSIOU , AMRI et GUELLAB.
- . Tous mes cousins et cousines.
- . Mon cousin Karim.
- . Tous mes amis.
- . La gloire de nos martyrs.
- . Ceux que j'aime.

Adlane.

REMERCIEMENTS



Je remercie le chef de département Barrages et Aménagements fluviaux de la S.ET.HY.AL pour m'avoir ouvert les portes de son département.

Je tiens à exprimer ma profonde reconnaissance et mes vifs remerciements à mes promoteurs Monsieur K.GUENATRI et Mademoiselle S.BENMAMAR pour leurs conseils judicieux.

Mes sincères gratitudes à Monsieur KACEMI chef de département Archives pour son aide appréciable.

Mes plus vifs remerciements au personnel du service Hydrologique de l'A.N.R.H.

Je tiens à remercier également :

- . Mr ABDELRAHIM ,chef de département Hydraulique.
- . Tous les professeurs et assistants de l'E.N.P et l'USTHB ainsi que ceux qui ont contribué à ma formation, de l'école primaire à l'université.

Enfin que tous ceux qui, de près ou de loin ont contribué à l'élaboration de ce travail trouvent ici l'expression de ma profonde reconnaissance.

TABLE DES MATIERES

	Page
INTRODUCTION	1
CHAPITRE I PRESENTATION	3
1. Caractéristiques géographiques	
2. Climat	
3. Précipitation	
CHAPITRE II ETUDE HYDROLOGIQUE	4
1. Caractéristiques du bassin versant de SABKHET - BAZER.	
2. Climat et précipitation	
3. Evaluation des apports liquides	
4. Transports solides	
5. Prédétermination des crues	
CHAPITRE III ETUDE GEOLOGIQUE	25
1. Géologie de l'axe	
2. Hydrogéologie	
3. Sismicité de la région	
4. Conclusion	
CHAPITRE IV ETUDE HYDROTECHNIQUE	27
1. Travaux de correction du bassin de réception	
2. Calcul hydraulique de recalibrage	
2.1 Choix des débits de crue et d'étiage	
2.2 Dimensionnements des canaux	
2.3 Etude du mur de soutènement	
2.4 Dimensionnement des chutes	
2.5 Ouvrages divers	

CONCLUSION 80
BIBLIOGRAPHIE 81
ANNEXES 82

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

INTRODUCTION

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

Les inondations et les phénomènes d'érosion provoquent des dégâts humains et matériels importants dans certaines villes d'Algérie.

La ville d'EL EULMA fait partie des villes touchées par les effets devastateurs des inondations causées par les lits naturels des oueds Djehadi et Sarek qui ne peuvent pas véhiculer toutes les eaux de crue dans le lac collecteur SABKHET-BAZER, les faubourgs de la ville d'EL EULMA avec ses zones d'habitations, la RN5, le tronçon urbain de la voie ferrée, les terrains agricoles et d'autres secteurs de la ville, y compris la zone industrielle sont à présent submergés lors des crues aux débits fréquentiels provoquant des dégâts matériels et humains très importants.

Pour parer à ces phénomènes désastreux, on peut envisager deux solutions :

- La construction d'une digue.
- Le recalibrage des oueds d'EL EULMA.

La deuxième solution a été retenue car le relief du terrain ne permet pas la construction d'une digue. Ainsi l'étude de recalibrage des oueds d'EL EULMA comporte :

- Une étude hydrologique de tout le bassin versant, afin de déterminer les caractéristiques hydrologiques des bassins des oueds Djehadi, Sarek et Medjez, pour dimensionner les canaux.

- Une étude géologique pour connaître la géologie de l'axe de l'oued et de définir les caractéristiques hydrogéologiques et sismiques de la région d'EL EULMA (qui serviront au calcul de la stabilité des ouvrages projetés).

- Une étude hydrotechnique afin que les eaux de crues soient véhiculées sans érosions, ni inondations jusqu'à la SABKHET, située à 8 Km environ d'EL EULMA (le lit de l'oued dans la ville d'EL EULMA et dans la zone industrielle sera réalisé en béton armé par contre, à l'amont de la ville et à l'aval de la zone industrielle le lit sera réalisé en terre avec aménagement des chutes).

Le tracé de l'oued n'a pas été changé à l'amont de la route EL EULMA - BATNA, à l'aval de la route, l'oued traverse des routes goudronnées, des canaux en béton longeant les routes goudronnées et aura à traverser des entreprises dont leurs réalisations sont prévues par le plan de la zone industrielle (SONACOME, PCA, ANP). (Voir Planche N°1)

En fonction de cela, on a procédé à une déviation de l'oued à travers un canal existant en béton de 2415 m de longueur le long de la route EL EULMA - BATNA, qu'il faut aménager pour qu'il puisse véhiculer le débit de crue, sa capacité de transite est de 59 m³/s.

D'après la reconnaissance in situ le confluent de oued Sarek était le lit principal.
L'urbanisation intensive de la ville d'EL EULMA a effacé l'ancien lit de oued Sarek, à l'heure actuelle ce lit n'existe pas, il n'est donc plus question de procéder à son recalibrage.

Nous devons refectionner ou démolir tout ouvrage d'art susceptible de faire obstacle à l'écoulement des eaux (article 77 code des eaux).

Etant donné que, tout au long de l'oued des affluents rejoignent ce dernier en période de crue, nous prévoyons des ouvrages en zone de confluence et plus particulièrement pour l'affluent D-1 (voir Planches N°1 et 4).

Toutes ces parties font l'objet d'une étude plus détaillée dans la suite du projet.

Remarque :

Aménager un cours d'eau est un problème très délicat parce que les tracés, les largeurs et les profondeurs de l'oued évoluent suivant des lois bien définies, quoique encore mal connues. Dans cette étude de recalibrage des précautions vont être prises pour éviter de contrer la nature.

CHAPITRE I

PRESENTATION

1. CARACTERISTIQUES GEOGRAPHIQUES :

Le bassin versant de SABKHET-BAZER est situé au Nord Est de l'Algérie à 30 Km de SETIF et à 100 Km de CONSTANTINE. Les cotes maximum et minimum sont respectivement de 1350 m et 920 m , la superficie du bassin versant est de 84,078 Km².

La route nationale N5 et le chemin de fer reliant SETIF à CONSTANTINE traversent la ville d'EL EULMA.

La longueur totale de oued Djehadi à recalibrer est de 12,475 Km , son confluent D-1 qui le reçoit au niveau de la route RN5 (voir Planche N°1) est de longueur égale à 3,135 Km.

2. CLIMAT :

Le climat de la région est sub-aride , caractérisé par un hiver dur (-10°C) et un été chaud et sec (+40°C), les influences continentales dues à l'altitude se traduisent par des gelées l'hiver et au début du printemps. Le sirocco, que rien n'arrête au environ d'EL EULMA est un danger permanent pour la végétation et les cultures.

La température moyenne annuelle est de 13,6 °C.

3. PRECIPITATION :

La pluviométrie moyenne annuelle varie entre 400 et 500 mm, les précipitations décroissent régulièrement du Nord vers le Sud. Vu le manque de pluie durant l'été, l'année pluviométrique est considérée à partir du mois de septembre.

Des crues de faibles importances sont courantes dans la région d'EL EULMA.

L'eau de l'oued est plus ou moins polluée par l'action de facteurs d'ordre physique, biologique, chimique, agricole et industriel parce qu'il coule dans une région urbanisée.

Les principaux éléments de base permettant d'envisager la conception et l'étude du projet de recalibrage et de déviation de oued Djehadi ainsi qu'un éventuel recalibrage de oued Medjez et oued Sarek sont les suivants :

- Caractéristiques du bassin versant.
- Pluies moyennes annuelles sur tout le bassin versant.
- Apports liquides.
- Prédetermination des crues fréquentielles.
- Taux d'abrasion.

Vu l'inexistence de station hydrométrique, le manque de données pluviométriques dues au nombre très limité de station pluviométrique sur le bassin versant, nous utiliserons les méthodes analytiques et empiriques pour déterminer les apports liquides, les débits solides et les débits de crues (qui ont une grande utilité et importance pour cette étude).

1. CARACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT DE SABKHET-BAZER.

Vu l'importance du réseau hydrographique constituant le bassin versant et afin d'éviter une surestimation des débits de projets, nous avons choisi de travailler avec les sous-bassins. Ainsi le bassin versant de SABKHET-BAZER de superficie égale à 84,078 Km² est divisé en trois bassins versants (Planche N°2) :

- Bassin versant de oued Djehadi lui même divisé en cinq sous-bassins I, II, III, IV et V.
- Bassin versant de oued Medjez.
- Bassin versant de oued Sarek lui même divisé en deux sous-bassins I et II, le confluent du sous-bassin (II) de oued Sarek est le prolongement de oued Medjez.

On détermine pour chaque sous-bassin l'altitude maximale, minimale, moyenne, le temps de concentration et la densité de drainage qui sont d'une grande utilité pour la détermination des apports liquides, des débits solides et des débits de crues.

La superficie des sous-bassins a été évaluée à l'aide d'une carte topographique d'EL EULMA à l'échelle 1/50.000.

Remarque :

D'après la reconnaissance in situ le confluent de oued Sarek du sous-bassin (I) était le lit principal. L'urbanisation intensive de la ville d'EL EULMA a effacé l'ancien lit de oued Sarek, à l'heure actuelle ce lit n'existe pas, il n'est donc plus question de procéder à son recalibrage.

1.1 L'altitude moyenne : Elle est donnée par la formule

$$H_o = \frac{\sum h_i S_i}{S} \quad (1)$$

avec $S = 84,078 \text{ Km}^2$
ou

- h_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau en (m)
(voir tableaux 1,3 et 5)
- S_i : Superficie d'un sous-bassin en (Km²)
(voir tableaux 1,3 et 5)
- S : superficie totale en (Km²)

Les résultats obtenus sont représentés dans les tableaux N° 1,3 et 5.

1.2 Temps de concentration :

On appelle le temps de concentration "Tc" d'un bassin, la durée nécessaire pour que la pluie tombée sur le point hydrologiquement le plus éloigné de l'exutoire atteigne celui-ci. Pour le déterminer, on utilise la formule de GIANDOTTI :

$$T_c = \frac{4 \sqrt{S_i} + 1,5 L}{0,8 \cdot \sqrt{\Delta H}} \quad (2)$$

- ou
- T_c : temps de concentration en (heure)
 - S_i : Superficie d'un sous bassin (Km²)
(voir tableaux 1,3 et 5)
 - L : Longueur principale du thalweg (Km)
(voir tableaux 2,4 et 6)
 - $\Delta H = H_o - H_{min}$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux (2,4 et 6).

Densité de drainage:

La densité de drainage exprime la longueur moyenne du réseau hydrographique par kilomètre carré du bassin versant.

$$D_d = \frac{L'}{S_i} \quad (3)$$

Où

L' : longueur totale de tous les thalwegs de la surface du sous-bassin en (Km) (voir tableaux 2,4 et 6)
 Si : Superficie du sous-bassin en (Km2) (voir tableaux 1,3 et 5)

1.4 Hypsometrie d'un bassin :

Le relief est un facteur essentiel, il détermine l'aptitude au ruissellement des terrains, l'infiltration et l'évaporation. C'est un élément capital dans le comportement hydrologique d'un bassin.

L'hypsométrie consiste à déterminer la hauteur moyenne et le pourcentage des aires partielles entre les différentes courbes de niveau.

TABLEAU N°1 : HYPOMETRIE DU BASSIN VERSANT DE OUED DJEHADI.

: N° des :s/bassins:	Cote(Zi) (m)	Si (Km2)	Si/S %	hi (m)	hiSi (10 ⁻³ Km3)	Altitudes (m)
I	1140-1120	1,937	12,43	1130	2188,810	Hmax=1140
	1120-1400	1,500	9,62	1110	1665,000	
	1100-1080	1,125	7,21	1090	1226,250	Hmin= 980
S=15,594 (Km2)	1080-1050	2,469	15,83	1065	2629,485	
	1050-1020	2,788	17,88	1035	2885,580	Ho =1050
	1020-1000	3,050	19,56	1010	3080,500	
	1000- 980	2,725	17,47	990	2697,750	
II	1005-1000	0,375	14,55	1002,5	375,937	Hmax=1005
	1000- 990	0,250	9,70	995,0	248,750	Hmin= 970
S= 2,578 (Km2)	990- 980	0,890	34,52	985,0	876,650	Ho = 985
	980- 970	1,063	41,23	975,0	1036,425	
III	1010-1000	1,406	32,15	1005	1413,030	Hmax=1010
	1000- 990	0,469	10,72	995	466,655	Hmin= 950
	990- 980	0,937	21,42	985	922,945	
S= 4,374 (Km2)	980- 970	0,656	15,00	975	639,600	Ho = 986
	970- 960	0,594	13,58	965	573,210	
	960- 950	0,312	7,13	955	297,960	
IV	970- 960	0,437	17,480	965	421,705	Hmax= 970
S= 2,5 (Km2)	960- 950	1,188	47,520	955	1134,540	Hmin= 940
	950- 940	0,875	35,000	945	826,875	Ho = 954
V	990- 980	0,281	5,48	985	276,785	Hmax= 990
	980- 950	0,812	15,84	965	783,580	
S= 5,125 (Km2)	950- 940	0,969	18,91	945	915,705	Hmin= 920
	940- 930	2,281	44,51	935	2132,735	Ho = 943
	930- 920	0,782	15,26	925	723,350	

TABLEAU N°2 : TEMPS DE CONCENTRATION ET DENSITE DE DRAINAGE DE OUED DJEHADI.

N° des sous-bassins	L(Km)	L'(Km)	Si(Km2)	Tc(h)	Dd(Km/km2)
I	7,10	38,05	15,594	3,95	2,44
II	2,75	7,70	2,578	3,40	2,99
III	4,85	9,80	4,374	3,21	2,24
IV	1,50	2,20	2,500	2,86	0,88
V	4,00	5,50	5,125	3,92	1,07

La densité de drainage pour tout le bassin de Oued Djehadi.

$$Dd = \frac{\sum L'}{\sum S_i} = \frac{63,25}{30,171} = 2,096 \text{ Km/Km}^2$$

TABLEAU N°3 : HYPSONOMETRIE DU BASSIN VERSANT DE OUED SAREK.

N° des S/bassins	Cote(Si) (m)	Si (Km2)	Si/s %	hi (m)	hiSi / 10 ³ Km3	Altitudes (m)
I S = 7,531 (Km2)	1000-950	0,250	3,32	995	248,750	Hmax=1000 Hmin= 930 Ho = 960
	990-980	0,375	4,98	985	369,375	
	980-970	0,625	8,30	975	609,375	
	970-960	2,906	38,59	965	2864,290	
	960-950	1,250	16,60	955	1193,750	
II S = 4,689 (Km2)	950-940	1,280	16,99	945	1209,600	Hmax= 990 Hmin= 940 Ho = 965
	940-930	0,845	11,22	935	790,075	
	990-980	0,219	4,67	985	215,715	
	980-970	1,563	33,33	975	1523,925	
	970-960	1,313	28,00	965	1267,045	
	960-950	1,250	26,66	955	1193,750	
	950-940	0,344	7,34	945	325,080	

TABLEAU N°4 : TEMPS DE CONCENTRATION ET DENSITE DE DRAINAGE DE OUED SAREK.

N° des sous-bassins	L (Km)	L' (Km)	Si (Km2)	Tc (h)	Dd (Km/Km2)
I	4,65	9,90	7,531	4,096	1,31
II	4,75	4,75	4,689	3,947	1,01

TABLEAU N°5 : HYPOMETRIE DU BASSIN VERSANT DE OUED MEDJEZ.

Cote (Zi) (m)	Si (Km2)	Si/S (%)	hi (m)	hiSi (10 ⁻³ Km3)	Altitudes (m)
1350-1300	2,125	5,10	1325	2815,625	
1300-1250	3,187	7,64	1275	4063,425	
1250-1200	3,187	7,64	1225	3904,075	Hmax=1350
1200-1150	5,093	12,22	1175	5984,275	
1150-1100	12,697	30,46	1125	14284,125	Hmin= 980
1100-1050	4,663	11,18	1075	5012,725	
1050-1000	7,937	19,04	1025	8135,425	Ho =1127
1000- 990	1,313	3,15	995	1306,435	
990- 980	1,485	3,57	985	1462,725	

TABLEAU N°6 : TEMPS DE CONCENTRATION ET DENSITE DE DRAINAGE DE OUED MEDJEZ.

L(Km)	L'(Km)	S(Km2)	Tc(h)	Dd(Km/Km2)
16,35	94,15	41,687	5,19	2,26

En ayant toutes les caractéristiques du bassin versant et les données pluviométriques existantes, on peut estimer les pluies journalières maximales et les pluies de courte durée.

2. CLIMAT ET PRECIPITATION:

2.1. Pluies moyennes annuelles:

Pour estimer la pluie moyenne annuelle, on utilise les deux méthodes principales suivantes :

- a- La méthode des isohyetes
- b- La méthode de Thiessen

a- La méthode des isohyetes:

C'est un procédé qui consiste à tracer les isohyetes d'un bassin à partir des données pluviométriques des stations se trouvant dans la région. Pour l'ensemble du bassin versant on mesure la surface entre deux isohyetes à l'aide d'un planimètre. Chaque surface circonscrite entre deux isohyetes P_{i-1} et P_{i+1} a une pluviométrie moyenne équivalente à la moyenne arithmétique de P_i et P_{i+1} (voir Planche 1).

La pluie moyenne d'un bassin versant est égale à

$$P_m = \frac{\sum P_i S_i}{S} \quad (4)$$

ou

- P_i : pluviométrie moyenne équivalente à la moyenne arithmétique de deux isohyetes en (mm)
- S_i : superficie équivalente (zone d'influence) en (km²) (voir tableau N°7)
- S : superficie totale du bassin versant en (Km²) (voir tableau N°7)

Dans notre cas, nous ne disposons pas d'assez de stations pour tracer les isohyetes, nous utiliserons donc la carte de pluviométrie de l'Algérie (1913-1963) établie par CHAUMONT.

b- La méthode de Thiessen:

C'est une méthode arithmétique qui consiste à diviser la surface du bassin versant en polygones (voir Planche 1). Si P_1, P_2, \dots, P_n sont les pluies moyennes tombées sur des polygones de surface S_1, S_2, \dots, S_n la pluie moyenne tombée sur l'ensemble du bassin versant sera égale à :

$$\bar{P}_m = \frac{P_1 S_1 + P_2 S_2 + \dots + P_n S_n}{S} \quad (5)$$

ou

- \bar{P}_m : pluie moyenne annuelle en (mm)
- S_i : superficie de chaque polygone en (Km²) (voir tableau N°8)
- S : superficie totale du bassin versant en (Km²) (voir tableau N°8)

Les résultats obtenus après l'application des deux méthodes sont représentés dans les tableaux N° 7 et 8.

**TABLEAU N°7 : ESTIMATION DE LA PLUIE MOYENNE
ANNUELLE PAR LA METHODE DES ISOHYETES**

```

=====
: isohyetes : hauteur de la: zone d'influ-: PiSi :
: des hauteurs: pluie moyenne: -ence(Si)en : P= ---- : Bassin versant :
: : : : S :
: en (mm) : Pi en (mm) : (Km2) : en (mm):
-----
: 300-400 : 350 : 14,515 : 168,38 : le bassin de oued :
: 400-500 : 450 : 8,093 : 120,71 : Djehadi :
: 500-600 : 550 : 7,563 : 137,87 : S = 30,171 Km2 :
: : : : : :ΣP = 426,96 mm :
-----
: 300-400 : 350 : 11,845 : 339,26 : le bassin de oued :
: 400-500 : 450 : 0,375 : 13,81 : Sarek I et II :
: : : : : S = 12,22 Km2 :
: : : : : :ΣP = 353,07 mm :
-----
: 400-500 : 450 : 3,031 : 18,700 : le bassin de oued :
: 500-600 : 550 : 26,875 : 354,576 : Medjez :
: 600-700 : 650 : 9,219 : 82,159 : S = 41,687 Km2 :
: 700-800 : 750 : 2,562 : 26,345 : P = 481,78 mm :
=====
: superficie totale du bassin :
: S = 84,078 Km2 :
: pluviométrie moyenne annuelle:
: Pm = 444 mm :
=====

```

**TABLEAU N°8 : ESTIMATION DE LA PLUVIOMETRIE MOYENNE
PAR LA METHODE DE THIESSEN**

```

=====
: N° : station : Pluie : surface des : Si/S : Si :
: des : et : annuelle: polygones : coefficientde: Pi*(----):
: polygones : code : Pi en mm: Si en (Km2) : pondération : S :
: : : : : : en (mm) :
-----
: I : EL EULMA : : : : : :
: : :07.01.Q4 : 386,0 : 56,641 : 0,674 : 260,164 :
-----
: II : BELAA : : : : : :
: : :10.03.02 : 608,7 : 4,062 : 0,048 : 29,217 :
-----
: III : DJEMILA : : : : : :
: : :10.01.03 : 501,2 : 23,375 : 0,278 : 139,334 :
=====
: Superficie totale du bassin :
: S = 84,078 Km2 :
: Pluviométrie moyenne annuelle:
: Pm = 429 mm :
=====

```

Conclusion :

Compte tenu des résultats des deux méthodes , on adopte pour l'ensemble du bassin versant une pluviométrie moyenne annuelle de 440 mm / an.

Remarques :

- En utilisant la carte de CHAUMONT pour tracer les isohyètes au niveau de la région d'EL EULMA , on a procédé à une conversion d'échelle (de 1 / 500.000 à 1 / 50.000) d'où le risque d'erreur, de plus la vraie moyenne tombée sur le bassin est surestimée. Cette méthode tient compte de la réalité géographique et climatique , contrairement à la deuxième méthode.

- La méthode de Thiessen a l'avantage d'un emploi rapide par la construction des polygones dont les surfaces ne se modifieront que si le site de la station change , mais le manque de stations pluviométriques ne permet pas un bon encadrement du bassin versant.

2.2. Pluies journalières fréquentielles :

Les caractéristiques de la pluviométrie du bassin versant de SABKHET-BAZER sont représentées dans le tableau N°9.

TABLEAU N° 9 :

=====			
: Po pluviométrie: \bar{P}_j max :	coefficient de :	b exposant :	
: moyenne (mm/an): en (mm):	variation CV :	climatique :	

: 440	: 42	: 0,48	: 0,31

Le \bar{P}_j max et l'exposant climatique ont été déterminés à l'aide de l'abaque établie par K. BODY en 1981 (Voir Annexe N°1). Après les analyses effectuées à l'I.N.R.H le coefficient de variation de ces pluies est de l'ordre de 0,48 pour la région d'EL EULMA.

Après avoir estimé la pluie journalière maxima annuelle, nous déterminerons les pluies journalières fréquentielles maximales correspondantes.

La détermination des pluies journalières maximum de fréquence donnée se fait par un ajustement à une loi statistique.

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 y prétendre dont voici les plus connues:

Les lois de GUMBEL , GALTON , FRECHET , PEARSON ...etc.

L'ajustement peut se faire par des programmes de calcul sur ordinateur, par ajustement graphique ou par ajustement statistique.

Notre échantillon d'observation n'est pas important, pour trouver la loi d'ajustement. On a adopté la loi de GUMBEL qui est la plus utilisée au nord Est d'Algérie.

Par suite, les précipitations maximales annuelles fréquentielles sont données par :

$$P_j \% = \frac{\bar{P}_j \max}{\sqrt{CV^2 + 1}} \cdot e^{-u \sqrt{\ln(CV^2 + 1)}} \quad (6)$$

où

P_j : pluie journalière maximum de fréquence voulue (mm)

$\bar{P}_j \max$: pluie journalière maxima annuelle (mm)
(voir tableau N°9)

CV : coefficient de variation
(voir tableau N°9)

u : variable de GAUSS dans les valeurs sont représentées dans le tableau N°10.

TABLEAU N°10 : LES PRECIPITATIONS JOURNALIERES
DES DIFFERENTES FREQUENCES.

: variable de GAUSS :	0	: 0,841	: 1,282	: 1,645	: 2,057	: 2,327:
:"Pr" probabilité de:	50	: 80	: 90	: 95	: 98	: 99 :
: non dépassement :	:	:	:	:	:	:
:"1-Pr" prob. de :	50	: 20	: 10	: 05	: 02	: 01 :
: dépassement :	:	:	:	:	:	:
: 1 Période :	:	:	:	:	:	:
: T = ---- de retour:	02	: 05	: 10	: 20	: 50	: 100 :
: 1-Pr (années) :	:	:	:	:	:	:
: P_j (mm) pluie :	37,87	: 55,53	: 67,88	: 80,08	: 96,60	: 109,25:
: fréquentielle:	:	:	:	:	:	:

Période de retour :

La période de retour est le temps moyen que les riverains passeront sans avoir les pieds dans l'eau, ou sans que les cultures soient submergées.

2.3. Pluies de courte durée :

La relation existant entre la durée de la précipitation (t_i) et la hauteur de la pluie est donnée par la formule suivante :

$$P_{t_c} = P_j \left[\frac{t_i}{24} \right]^b \quad (7)$$

- où
- Pt_c : pluie de courte durée (ti) de même fréquence (mm)
(voir tableaux 11, 12 et 13)
 - Pj : pluie journalière maximale de fréquence donnée (mm)
(voir tableau N°10)
 - ti : temps considéré (heures)
 - b : exposant climatique (voir tableau N°9)

Dans notre étude on calcule la pluie de courte durée qui correspond au temps de concentration "Tc" (voir tableaux 2, 4 et 6).

d'où :

$$Pt_c = Pj \left[\frac{T_c}{24} \right]^b \quad (8)$$

Les résultats des pluies de courte durée des bassins des oueds Djehadi, Sarek et Madjez sont représentées dans les tableaux N° 11, 12 et 13 respectivement.

TABLEAU N°11 : PLUIES DE COURTE DUREE DU BASSIN DE OUED DJEHADI EN (mm)

		Période de retour (années)						
		2	5	10	20	50	100	
N° des sous-bassins	Tc (h)							
I	3,95	21,65	31,74	38,80	45,77	55,22	62,45	
II	3,40	20,66	30,30	37,04	43,69	52,71	59,61	
III	3,21	20,30	29,76	36,38	42,92	51,78	58,56	
IV	2,86	19,58	28,72	35,10	41,41	49,96	56,50	
V	3,92	21,59	31,66	38,71	45,66	55,08	62,30	

TABLEAU N°12 : PLUIES DE COURTE DUREE DU BASSIN DE OUED SAREK EN (mm)

		Période de retour (années)						
		2	5	10	20	50	100	
N° des sous-bassins	Tc (h)							
I	4,096	21,89	32,10	39,24	46,29	55,84	63,15	
II	3,947	21,64	31,73	38,79	45,76	55,20	62,43	

**TABLEAU N°13 : PLUIES DE COURTE DUREE DU BASSIN
DE OUED MEDJEZ EN (mm)**

		Période de retour (années)					
Tc	2	5	10	20	50	100	
(h)							
	5,19	23,56	34,54	42,23	49,81	60,09	
						67,96	

3. EVALUATION DES APPORTS LIQUIDES :

L'apport moyen annuel est une notion fondamentale en hydrologie, c'est le volume d'eau écoulé en une année sur un bassin versant.

Les apports relatifs au bassin de Sabkhet-Bazer n'ont jamais été étudiés à notre connaissance, on ne peut prétendre dans cette étude de fournir des résultats précis, mais simplement proposer des ordres de grandeur. Vu l'inexistence de stations hydrométriques, nous utiliserons les formules empiriques pour pouvoir déterminer les apports liquides.

3.1 Formules empiriques :

a/ Formule de CHAUMONT :

$$Y_o = 600 P_o (1 - 10^x) \quad (9)$$

$$x = - 0,36 P_o^2$$

où

P_o : Pluie moyenne annuelle en (m)

Y_o : hauteur de la lame d'eau écoulée en (mm)

b/ Formule de COUTAGNE (II):

$$Y_o = 1,024 (P_o - 0,26)^2 \quad (10)$$

où

P_o : Pluie moyenne annuelle en (m)

Y_o : Hauteur de la lame d'eau écoulée en (m)

c/ Formule de TURC :

$$Y_o = P_o - \frac{P_o}{\sqrt{0,9 + \frac{P_o^2}{L^2}}} \quad (11)$$

avec :

$$L = 300 + 25 T + 0,05 T^3$$

où

Po : Pluie moyenne annuelle en (mm)
Yo : Hauteur de la lame d'eau écoulée en (mm)
L : Variable thermique
T : Température moyenne annuelle en (°C)

d/ Formule de l'I.N.R.H :

$$Ao = 0,513 Po^{2,683} \cdot Dd^{0,5} \cdot S^{0,842} \quad (12)$$

où

Po : Pluie moyenne annuelle en (m)
Ao : Apport moyen annuel en (hm³/an)
(voir tableaux 15,16,17 et 18)
Dd : Densité de drainage en (Km/Km²)
S : Superficie du bassin versant en (Km²)

e/ Formule de MEDINGER :

$$Yo = 0,75 (Po - 400) \quad (13)$$

où

Po : Pluie moyenne annuelle en (mm)
Yo : Hauteur de la lame d'eau écoulée en (mm)

3.2 Les équations de transfert sont :

$$Ao = S \cdot Yo \quad (14)$$

où

Ao : Apport moyen annuel en (hm³)
S : Superficie du bassin considéré en (Km²)
Yo : Hauteur de la lame d'eau écoulée en (m)

$$Mo = 31,7098 Yo \quad (15)$$

où

Mo : Débit unitaire en (l/S/Km²)
(voir tableaux 15,16,17 et 18)
Yo : Hauteur de la lame d'eau écoulée en (m)

$$Qo = 31,7098 Ao \quad (16)$$

où

Qo : Débit moyen en (m³/S)
(voir tableaux 15,16,17 et 18)
Ao : Apport moyen annuel en (hm³)

Les données de base pour nos calculs sont :

$$Po = 440 \text{ mm /an} \quad ; \quad T = 13,6 \text{ °C}$$

TABLEAU N° 14

	B.Oued Djehadi	B.Oued Sarek	B.Oued Madjez
	I	II	
Superficie (Km2)	30,171	7,531	4,689
Densité de drainage	2,10	1,31	1,01
			2,26

Les résultats des apports liquides des bassins des oueds Djehadi, Sarek et Medjez obtenus par les formules empiriques sont représentés dans les tableaux N°15 , 16 , 17 et 18.

TABLEAU N°15 : APPORTS LIQUIDES DU BASSIN DE OUED DJEHADI

Formules	Module Yo en (mm)	Apport moyen Ao en (10 ⁶ m3)	Débit unitaire Mo en (l/S/Km2)	Débit moyen Qo en (m3/S)
(a)	39,14	1,181	1,241	0,037
(b)	33,18	1,001	1,052	0,032
(c)	43,29	1,306	1,373	0,043
(d)	47,96	1,447	1,521	0,046
(e)	33,00	0,995	1,046	0,032
moyennes empiriques	39,31	1,186	1,247	0,038
moyennes adoptées	46,00	1,388	1,459	0,044

TABLEAU N°16 : APPORTS LIQUIDES DU BASSIN DE OUED SAREK I

Formules	Module Yo en (mm)	Apport moyen Ao en (10 ⁶ m3)	Débit unitaire Mo en (l/S/Km2)	Débit moyen Qo en (m3/S)
(a)	39,14	0,295	1,241	0,0094
(b)	33,18	0,250	1,052	0,0079
(c)	43,29	0,326	1,373	0,0103
(d)	47,16	0,355	1,495	0,0113
(e)	33,00	0,248	1,046	0,0078
moyennes empiriques	39,15	0,295	1,241	0,0093
moyennes adoptées	45,50	1,343	1,443	0,0109

TABLEAU N°17 : APPORTS LIQUIDES DU BASSIN
OUED SAREK II

Formules	Module Yo en (mm)	Apport moyen Ao en (10 ⁶ m3)	Débit unitaire Mo en (l/S/Km2)	Débit moyen Qo en (m3/S)
(a)	39,14	0,184	1,241	0,0058
(b)	33,18	0,155	1,052	0,0049
(c)	43,29	0,203	1,373	0,0064
(d)	44,63	0,209	1,415	0,0066
(e)	33,00	0,155	1,046	0,0049
moyennes empiriques	38,65	0,181	1,225	0,0057
moyennes adoptées	44,50	0,209	1,411	0,0066

TABLEAU N°18 : APPORTS LIQUIDES DU BASSIN
OUED MEDJEZ

Formules	Module Yo en (mm)	Apport moyen Ao en (10 ⁶ m3)	Débit unitaire Mo en (l/S/Km2)	Débit moyen Qo en (m3/S)
(a)	39,14	1,632	1,241	0,0517
(b)	33,18	1,383	1,052	0,0438
(c)	43,29	1,805	1,373	0,0572
(d)	47,27	1,971	1,499	0,0625
(e)	33,00	1,376	1,046	0,0436
moyennes empiriques	39,18	1,633	1,242	0,0518
moyennes adoptées	45,50	1,897	1,443	0,0602

La moyenne des apports liquides adoptés est la somme de la moyenne empirique et l'écart-type.

Nous utiliserons ces apports liquides pour déterminer les débits solides.

4. TRANSPORTS SOLIDES :

L'étude du transport solide du bassin de Sabkhet-Bazer se heurte à l'insuffisance de données. Dans ce bassin caractérisé par l'irrégularité de la pluviométrie, et des averses torrentielles, l'érosion est très active, essentiellement sur les pentes fortes et les berges des oueds.

Le transport solide traduit l'importance des crues qui sont la conséquence d'un ruissellement intensif des précipitations.

Le débit solide global d'un cours d'eau est divisé en trois parties :

- . Les matériaux roulés sur le fond du lit (charriage).
- . Les matériaux en suspension dans l'eau.
- . Les matériaux en dissolution dans l'eau.

Le transport solide en suspension, (argiles et limons) sont en relation avec la formation et l'évolution des sols, ils représentent la part la plus importante du débit solide global.

Le taux d'abrasion est estimé sur la base de la formule de TIXERON.

$$T_s = C Y_o^{0,15} \quad (17)$$

ou

- Ts : Taux d'abrasion en (t/Km²/an)
- Yo : Hauteur de la lame d'eau en (mm)
- C = 350 coefficient empirique dépendant de la perméabilité
- Ta : Taux d'abrasion d'un sous-bassin en (t/an)

Dans le tableau N°19 sont récapitulés tous les résultats.

TABLEAU N°19

Bassins	Superficie (Km ²)	Yo (mm)	Ts (t/Km ² /an)	Ta (t/an)	Volume total (m ³ /an)
Djehadi	30,171	46,00	621,558	18753	11721
Sarek I	7,531	45,50	620,540	4674	2922
Sarek II	4,689	44,50	618,475	2900	1813
Medjez	41,687	45,50	620,540	25869	15217

5. PREDETERMINATION DES CRUES:

Pour le calcul hydraulique de recalibrage, on aura besoin des débits de projet, déterminés à partir des débits de crues fréquentielles.

5.1 La genèse des crues:

Les crues représentent un des traits fondamentaux du régime d'un cours d'eau. L'évolution de la crue obéit principalement à la puissance et à l'intensité de l'averse. La vitesse de la crue dépend du couvert végétal, de la lithologie, de l'indice de compacité, de la densité de drainage, de la pente des thalwegs, de la forme du lit, de la largeur de la vallée et des ouvrages d'arts. Les averses généralisées provoquent de grandes crues, la plus importante qu'a connue la région est celle du 01 septembre 1981.

5.2 Reconstitution de la crue du 01 septembre 1981:

En septembre 1981, on a pu assister à une crue au débit $Q = 203 \text{ m}^3/\text{s}$, ce qui correspond au débit de fréquence 0.1%. D'après le document hydrologique fourni par l'antenne de l'I.N.R.H de Annaba, la quantité de la pluie était de 40mm à EL EULMA et de 45mm pour la partie d'altitude la plus élevée du bassin versant.

La crue de oued Djehadi a inondé la partie Est de la ville d'EL EULMA sous une hauteur d'eau de plus d'un mètre, particulièrement la cité sinistrée GOUTALIEZ où la hauteur d'eau a atteint le niveau des toits des maisons.

Concernant l'oued Sarek tout le débit de crue a été véhiculé par le nouveau lit principal qui prend naissance dans la zone de l'agglomération "AIN BEY" et qui passe loin de la ville, pendant la crue, la majeure partie du débit de l'oued était dirigée vers la rive droite et a inondé par conséquence des fermes, des dépôts agricoles et des habitations, ..., etc.

5.3 Etude fréquentielle des crues maximales annuelles:

Nous utiliserons les méthodes rationnelles et empiriques pour déterminer les débits de crues fréquentielles dans chaque sous-bassin.

A - Méthode synthétique :

Les hypothèses suivantes seront projetées pour l'application de la méthode :

. La pluie est généralisée et uniforme sur le bassin versant.
 . Le coefficient de ruissellement est uniforme sur chaque sous-bassin.

$$Q_{\max} = \frac{1}{3.6} I_{\text{eff}} \cdot S \quad (18)$$

$$\text{Avec } I_{\text{eff}} = \frac{P_{\text{eff}}}{T_c} = \frac{P_{tc} - D}{T_c} \quad (19)$$

Où :

S : Superficie du sous-bassin considéré en (Km²).
 (voir tableaux 1,3 et 5)

I_{eff} : Intensité efficace en (mm/heure).

T_c : Temps de concentration (heures).
 (voir tableaux 2,4 et 6)

P_{eff} : Pluie efficace en (mm).

P_{tc} : Pluie de courte durée en (mm).
 (voir tableaux 11,12 et 13)

D : Déficit en (mm).

Q_{max} : Débit de crue en m³/s

Les résultats donnés par cette méthode sont représentés dans le tableau N°20.

Remarque :

Au nord Est d'Algérie, le déficit d'écoulement est de 13 mm pour la première heure, suivi d'une augmentation de 0,5 mm/h pour les heures qui suivent.

Tableau N°20 : ESTIMATION DES DEBITS DES CRUES FREQUENTIELLES
PAR LA METHODE SYNTHETIQUE.

=====									
: Débits des crues fréquentielles :									
:Noms	:N° du	: D	: Tc	: Q2	: Q5	: Q10	: Q20	: Q50	: Q100
: des	: sous	:(mm)	:(h)	:(m3/s)	:(m3/s)	:(m3/s)	:(m3/s)	:(m3/s)	:(m3/s)
:oueds	:bassin:	:	:	:	:	:	:	:	:

: O	: I	:14,48	:3,95	: 7,863	:18,928	:26,670	:34,313	: 44,676	: 52,605
: U									
:D E	: II	:14,20	:3,40	: 1,361	: 3,391	: 4,811	: 6,211	: 8,111	: 9,564
: J D									
: E	: III	:14,11	:3,21	: 2,343	: 5,924	: 8,429	:10,905	: 14,258	: 16,825
: H									
: A	: IV	:13,93	:2,86	: 1,372	: 3,591	: 5,140	: 6,672	: 8,749	: 10,336
: D									
: I	: V	:14,46	:3,92	: 2,589	: 6,246	: 8,807	:11,331	: 14,752	: 17,374
: OUED	: I	:14,55	:4,09	: 3,749	: 8,963	:12,610	:16,210	: 21,088	: 24,821
: SAREK	: II	:14,47	:3,95	: 2,366	: 5,696	: 8,025	:10,326	: 13,441	: 15,827
: OUED MEDJEZ		:15,10	:5,19	:18,876	:43,374	:60,531	:77,444	:100,380	:117,939
=====									

B - Methode de GIANDOTTI:

$$Q_{max} = \frac{a.S.Ptc.\sqrt{H_o - H_{min}}}{4\sqrt{S} + 1.5 L} \quad (20)$$

Où

- a : est un coefficient topographique ,qui dans le bassin de SABKHET-BAZER peut-etre pris égal à 170.
- S : Superficie du sous-bassin en (Km²).
(voir tableaux 1,3 et 5)
- L : Longueur du thalweg principal en (Km).
(voir tableaux 2,4 et 6)
- Ptc : Pluie de courte durée en (mm).
(voir tableaux 11,12 et 13)
- Ho : Altitude moyenne en (m).
(voir tableaux 1,2 et 3)
- Hmin: Altitude minimale en (m).
- Qmax: Débit de crue en (m3/s).
(voir tableau N°21)

**Tableau N°21 : ESTIMATION DES DEBITS DES CRUES FREQUENTIELLES
PAR LA METHODE DE GIANDOTTI.**

=====										
: Débits des crues fréquentielles :										
:Noms	:N° du	: Ho	:Hmin:	L	: Q2	: Q5	: Q10	: Q20	: Q50	: Q100
: des	: sous	: (m)	:(m)	(Km)	:(m3/s):	(m3/s):	(m3/s):	(m3/s)	:(m3/s)	:(m3/s):
:oueds	:bassin:	:	:	:	:	:	:	:	:	:

: O	: I	:1050	:980	: 7,10	:18,163	:26,629	:32,551	: 38,398	: 46.326	: 52,392
: U										
:D E	: II	: 985	:970	: 2,75	: 3,329	: 4,882	: 5,968	: 7,039	: 8,493	: 9,605
: J D										
: E	: III	: 986	:950	: 4,85	: 5,878	: 8,617	:10,534	: 12,428	: 14,993	: 16,956
: H										
: A	: IV	: 954	:940	: 1,50	: 3,637	: 5,335	: 6,520	: 7,692	: 9,280	: 10,495
: D										
: I	: V	: 943	:920	: 4,00	: 5,998	: 8,796	:10,754	: 12,685	: 15,302	: 17,308
: OUED	: I	: 960	:930	: 4,65	: 8,553	:12,542	:15,331	: 18,086	: 21,817	: 24,673
: SAREK	: II	: 965	:940	: 4,75	: 5,463	: 8,010	: 9,792	: 11,552	: 13,935	: 15,760
: OUED MEDJEZ		:1127	:980	:16,35	:40,213	:58,954	:72,080	: 85,018	:102,564	:115,997
=====										

C- Méthode de Mallet-Gautier :

Les diverses observations entreprises sur les principaux oueds Algériens ont permis à Mallet et Gautier d'établir la formule suivante :

$$Q_{max} = 2 K \log (1 + A P_o) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + \log \left(\frac{T^4}{S} \right)} \quad (21)$$

ou

K et A des paramètres caractéristiques, qui dans le cas du bassin Sabkhet-Bazer peuvent-etre pris égaux respectivement à 2,5 et 25.

T : Période de retour (ans)

S : Superficie du sous-bassin (Km²)
(voir tableaux 1,3 et 5)

L : Longueur de Thalweg (Km)
(voir tableaux 2,4 et 6)

Po : Pluviométrie moyenne annuelle en (mm)
(voir tableau N°9)

Qmax : Débit de crue fréquentiel
(voir tableau N°22)

Tableau N°22 : ESTIMATION DES DEBITS DES CRUES FREQUENTIELLES
PAR LA METHODE DE MALLET ET GAUTIER.

Débits des crues fréquentielles									
Noms	N° du	S	L	Q2	Q5	Q10	Q20	Q50	Q100
des	sous	(Km2)	(Km)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)
oueds	bassin:	:	:	:	:	:	:	:	:
O	I	15,594	7,10	31,754	50,947	61,615	70,691	81,145	88,234
U									
D E	II	2,578	2,75	11,232	15,432	17,969	20,189	22,795	24,583
J D									
E	III	4,374	4,85	13,402	19,040	22,381	25,283	28,673	30,992
H									
A	IV	2,500	1,50	14,803	20,303	23,628	26,540	29,958	32,304
D									
I	V	5,125	4,00	16,903	24,291	28,640	32,411	36,807	39,812
OUED	I	7,531	4,65	21,710	32,196	38,289	43,495	49,569	53,710
SAREK	II	4,689	4,75	14,374	20,521	24,154	27,307	30,987	33,504
OUED MEDJEZ		41,687	16,35	42,516	82,058	102,270	119,106	138,247	151,120

Remarque :

Les moyennes des débits des crues adoptés pour cette étude à travers les trois méthodes utilisées est la somme de la moyenne des trois méthodes et leurs écart-type.

Tableau N°23 : MOYENNE DES DEBITS DES CRUES FREQUENTIELLES
ADOPTES.

Débits des crues fréquentielles								
Noms	N° du	Q2	Q5	Q10	Q20	Q50	Q100	
des	sous	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	
oueds	bassin:	:	:	:	:	:	:	:
O	I	32	49	59	68	80	86	
U								
D E	II	11	15	17	19	22	24	
J D								
E	III	13	19	22	25	28	30	
H								
A	IV	14	18	23	25	29	31	
D								
I	V	16	23	27	31	35	38	
OUED	I	21	31	37	42	48	52	
SAREK	II	14	20	23	26	30	32	
OUED MEDJEZ		48	82	100	116	135	150	

On ne peut prétendre dans cette étude hydrologique de fournir des résultats précis, ceci est du à l'inexistence de station hydrométrique et au manque de données pluviométriques dues au nombre très limité de stations pluviométriques. Nos conclusions sont les suivantes :

- 1°_ La pluviométrie moyenne annuelle pour le bassin de SABKHET - BAZER est de 440 mm.
- 2°_ Le débit solide est très important dans la région.
- 3°_ Les débits des crues des fréquences données serviront aux dimensionnement des canaux (voir tableau N°23).
- 4°_ Les débits d'étiages adoptés varient entre 0,5 - 1,5 m³/s.
- 5°_ Pour la suite du projet, on s'intéressera seulement au bassin de oued Djehadi, parce qu'il passe à travers la ville d'EL EULMA, par contre oued Sarek passe loin de la ville.

CHAPITRE III

ETUDE GEOLOGIQUE

Le recalibrage de oued Djehadi consiste à dimensionner les canaux , les chutes et les murs de soutènements,...etc.De ce fait,on aura besoin de connaître les caractéristiques suivantes :

- Géologie de l'axe de l'oued
- Hydrogéologie du sol
- sismicité de la région

Afin de dresser sa coupe géologique (voir Planche N°3),et de connaître les caractéristiques du sol,une étude topographique et une campagne de sondages mécaniques ont été réalisées,ainsi qu'une série d'essais de laboratoire sur 108 échantillons parafinés prélevés dans les sondages dont le nombre est de 27.

1. GEOLOGIE DE L'AXE :

Les recherches géotechniques ont été effectuées dans des sondages de profondeur de 6,00 m.On a observé dans certains sondages,des formations continentales argileuses datées miopliocène,dernière période de l'ère tertiaire et dans d'autres sondages des formations de calcaires bitumineux blancs à cassure noire.

Les travaux concernant le recalibrage de l'oued seront réalisés sur les quatre principales couches d'alluvions récentes,datées quaternaires.
En dessous de la couche végétale,la fondation est essentiellement constituée d'argile et d'argile sableux.
On en déduit que le sol n'est pas bon.

2. HYDROGEOLOGIE :

La connaissance de la position de la nappe souterraine est nécessaire parce que si elle est proche de la surface du sol,les surpressions influenceront négativement sur nos ouvrages(murs de soutènement,chute,...).

Vu l'existence de masses calcaires fracturées et de marnes imperméables,la région d'EL EULMA est favorable à l'accumulation des eaux souterraines.

D'après les observations dans les puits de l'irrigation sur le long de l'axe de l'oued et à l'aide des documents hydrogéologiques d'EL EULMA de l'I.N.R.H de ANNABA,la piezométrie de la nappe souterraine est en dessous de 6,00 m.

L'influence des surpressions est négligeable,puisqu'on va travailler au dessus de 6,00 m.

3. SISMICITE DE LA REGION :

Le bassin versant de SABKHET-BAZER est situé dans la zone II, d'après la carte des zones sismiques CTC 1981.
.L'accélération sismique $a = 0,1$.

4. CONCLUSION :

1- Les travaux de recalibrage de oued Djehadi seront réalisés tout au long de l'oued sur des formations argileuses, sauf pour le tronçon compris entre PK24 et PK35 (voir Planche N°3) où on a constaté des formations calcaireuses plus stables que les formations argileuses.

2- Le sable et agrégats de l'oued vont être utilisés pour les travaux des canaux en béton armé et murs de soutènements.

3- Le sol du lit de oued Djehadi est constitué d'argiles sableuses avec un indice de vide de 0,6 à 0,3, on prendra pour tractrice admissible

$$Z_m = 1,6 \text{ Kg / m}^2 \quad (\text{D'après bibliographie (3)}).$$

4- Par défaut des essais granulométriques sur les matériaux constituant le oued, on prendra pour la rugosité de l'oued $n = 0,03$ (D'après bibliographie (4)) et pour les pentes des berges $m = 2,0$ (D'après bibliographie (3)).

5- D'après les essais au laboratoire, la densité $\gamma_d = 1,6 \text{ t/m}^3$, l'angle de frottement $\phi = 30^\circ$ et la contrainte du sol $\sigma_{adm} = 1,2 \text{ bar}$ pour tout oued Djehadi.

6- L'eau de l'oued peut être utilisée pour l'industrie et l'agriculture après des traitements nécessaires.

CHAPITRE IV

ETUDE HYDROTECHNIQUE

Pour que les eaux des crues soient véhiculées jusqu'à SABKHET-BAZER, sans destructions des berges, ni inondations de la zone urbaine, on prévoit le dimensionnement et la réalisation d'ouvrages hydrauliques (canaux, chutes, ...etc.).

L'étude hydrotechnique de oued Djehadi s'établit comme suit :

- Travaux de correction du bassin de réception.
- Calcul hydraulique de recalibrage.

1- TRAVAUX DE CORRECTION DU BASSIN DE RECEPTION :

Le bassin de réception appelé zone de captage, situé à l'extrême amont du lit projeté, avec une largeur supérieure à la largeur du lit projeté. C'est une zone où les eaux de ruissellement convergent et les effets d'érosions sont violents.

Pour pouvoir drainer toutes les eaux des crues et limiter l'érosion, on prévoit les travaux de corrections agrotechniques suivants :

- Reboisement le long des berges du bassin de réception.
- Etablissement des tranchées, tracées selon les courbes de niveau pour retenir l'eau et favoriser l'infiltration.
- Drainage des zones sensibles à l'éboulement.
- Construction de deux digues en remblai compacté sur les rives de l'oued à l'amont du lit projeté.

Les travaux de recalibrage des canaux reliant le bassin de réception à la SABKHET sont nécessaires pour évacuer les eaux des crues de différentes fréquences sans inondations, ni submersions.

2- CALCUL HYDRAULIQUE DE RECALIBRAGE :

L'écoulement est torrentiel dans oued Djehadi, ainsi que dans son confluent D-1., ceci est dû aux chutes naturelles, aux fortes pentes du lit et au rétrécissement de l'oued en certain endroit. Afin de rendre l'écoulement fluvial et d'éviter les inondations, on envisage le recalibrage de oued Djehadi et son confluent D-1.

Pour éviter un surdimensionnement des canaux, on divise l'oued en sept tronçons, avec leurs débits de crues respectifs.

2.1 CHOIX DES DEBITS DE CRUE ET D'ETIAGE :

Les débits de crue ne sont pas constants, le long de l'oued. Ceci est dû à l'importance du réseau hydrographique des sous-bassins et au choix de la période de retour, qui est en relation

directe avec la nature des zones à protéger (rurales ou urbaines) (voir tableaux N°1 et 2).

La période de retour adoptée pour un recalibrage résulte rarement d'une comparaison économique chiffrée, mais le plus souvent d'un compromis entre les contraintes techniques et les possibilités financières des maîtres d'ouvrages.

Dans notre cas, la période de retour des débits de crue varie entre 5 et 100 ans.

En ce qui concerne les débits d'étiage, qui représentent les débits en période d'été, ils sont représentés dans les tableaux N°1 et 2.

TABLEAU N°1 : CHOIX DES DEBITS DE CRUE ET D'ETIAGE POUR LES CANAUX EN TERRE.

: Tronçons	:	I	:	III	:	VII	:
: N°	:		:		:		:
: Point	:		:		:		:
: Kilométrique	:	PK60 - PK65	:	PK01 - PK06	:	PK35 - PK60	:
: PK	:		:		:		:
: Longueur	:	1315	:	1290	:	5397	:
: (m)	:		:		:		:
: Débits	:		:		:		:
: d'étiage	:	1,00	:	0,50	:	1,50	:
: (m ³ /s)	:		:		:		:
: Q5	:	-	:	-	:	124	:
: (m ³ /s)	:		:		:		:
: Q10	:	76	:	22	:	-	:
: (m ³ /s)	:		:		:		:
: Débit de	:		:		:		:
: crue	:	76	:	22	:	124	:
: (m ³ /s)	:		:		:		:

TABLEAU N°2 : CHOIX DES DEBITS DE CRUE ET
D'ETIAGE POUR LES CANAUX EN BETON.

Tronçons N°	II	IV	V	VI
Point Kilométrique PK	PK65 - PK70	PK70 - PK73	PK6 - PK16	PK16 - PK24 PK24 - PK35
Longueur (m)	935	770	1845	1645 2415
Débits d'étiage (m ³ /s)	1,00		0,50	1,50 1,50
Q ₂₀ (m ³ /s)	-		-	- 168
Q ₁₀₀ (m ³ /s)	110		30	171 -
Débit de crue (m ³ /s)	110		30	171 168

2.2 DIMENSIONNEMENTS DES CANAUX :

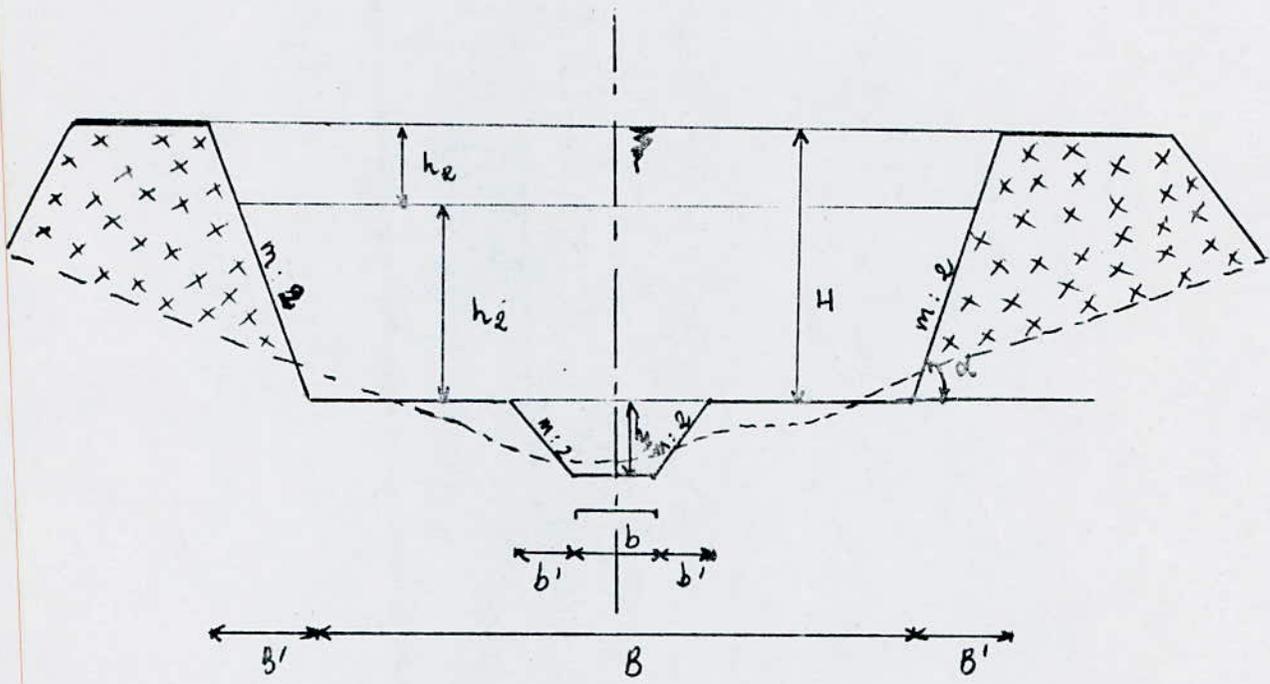
2.2.1 CHOIX DU PROFIL DES CANAUX EN TERRE : (zones rurales)

Nous opterons pour la forme trapézoïdale, qui est la plus avantageuse et la plus utilisée, parce qu'elle permet d'éviter l'érosion des berges et elle favorise la stabilité du canal (voir schéma N°1).

Pour pouvoir véhiculer le débit d'étiage, nous avons prévu des cunettes de forme trapézoïdale.

En définitif, nous aurons un canal de forme trapézoïdale composé d'un lit mineur et d'un lit majeur.

SCHEMA N°2 : LES CARACTERISTIQUES DE LA FORME TRAPEZOIDALE.



avec

$$\text{tg } \alpha = \frac{1}{m}$$

ou



: Digue en remblai compacté.

m : La pente des berges , m = 2,0
(voir étude géologique).

h1 : La hauteur d'eau correspondant au débit d'étiage en (m).

h2 : La hauteur d'eau correspondant au débit de crue en (m).

h_R : La revanche géométrique en (m).

B : La largeur du lit majeur en (m).

b : " " mineur en (m).

B' : La base des talus du lit majeur , B' = mH en (m).

b' : " " " mineur , b' = mh1 en (m).

Tous ces paramètres seront représentés dans le tableau N°9.

2.2.2 CHOIX DU PROFIL DES CANAUX EN BETON : (zones urbaines)

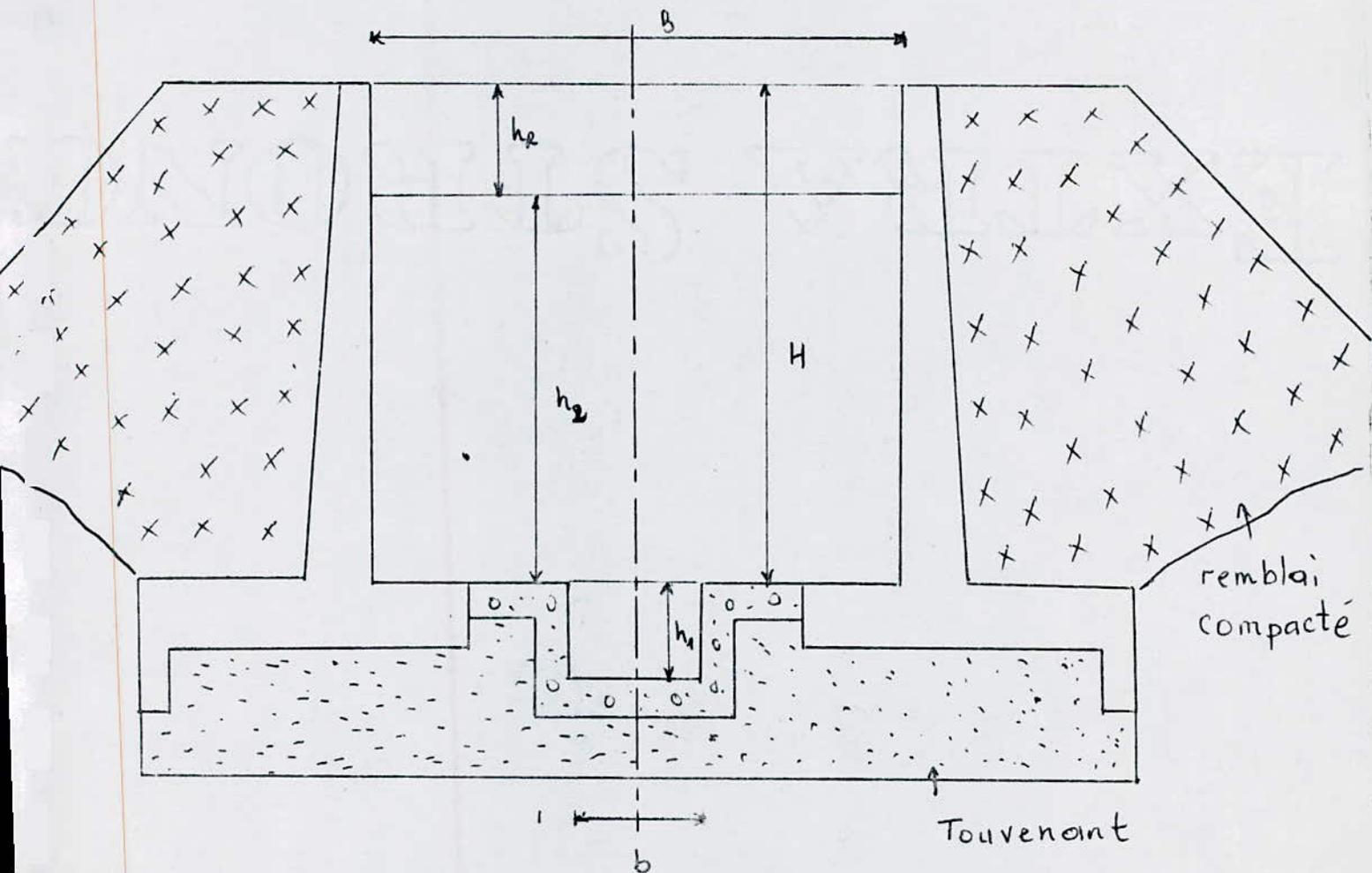
Dans ce cas on a opté pour une forme rectangulaire parce que les phénomènes d'érosions des berges ne se posent pas (voir schéma N°2a), sauf, pour le canal existant en béton (Tronçon VI), qui a une forme trapézoïdale et qu'il faut aménager pour assurer le transit du débit de crue (voir schéma N°2b).

Afin de véhiculer le débit d'étiage, des cunettes de forme rectangulaire sont projetées.

Le canal en béton est projeté comme suit :

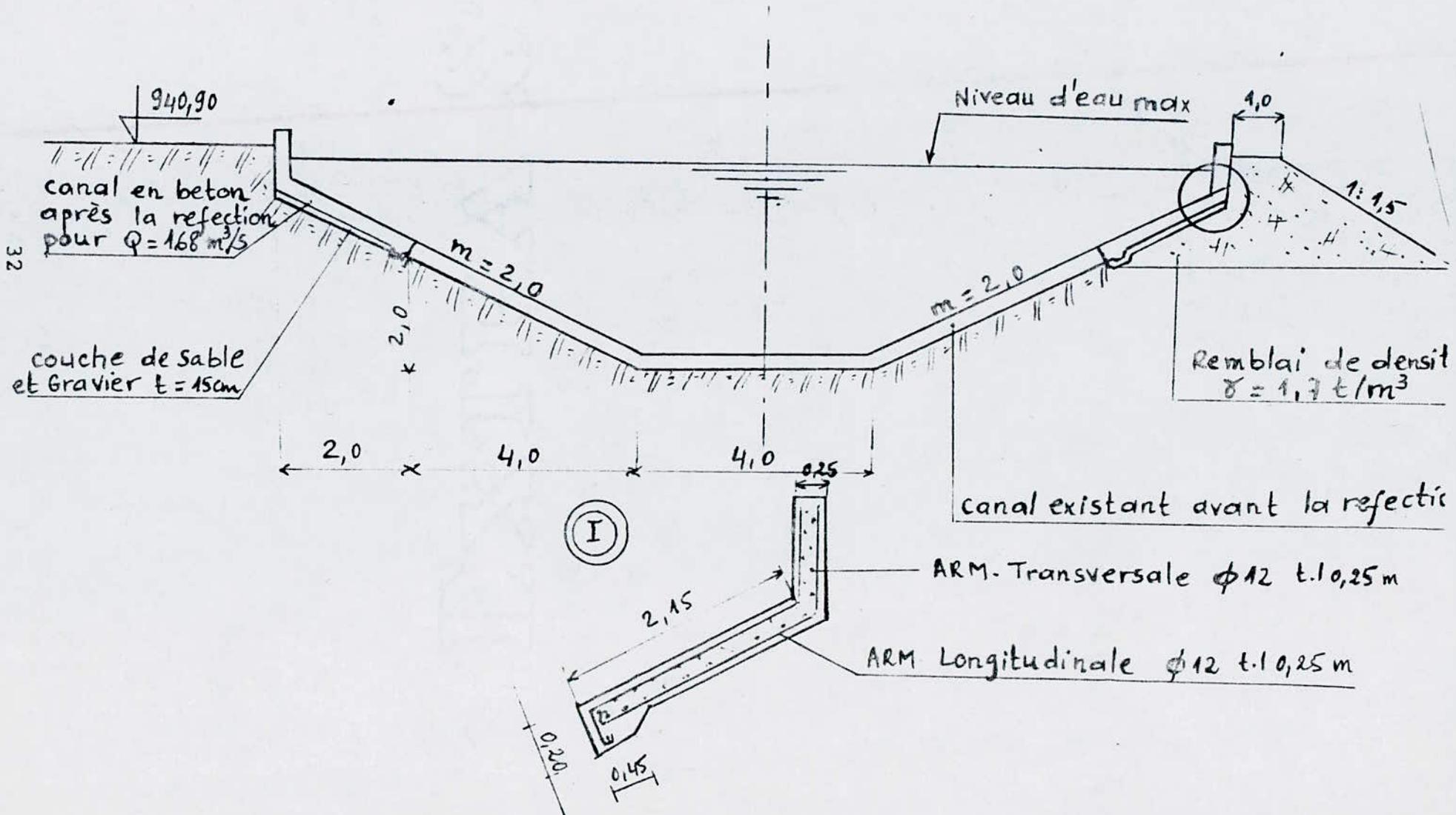
- Les parois sont protégées par deux murs de soutènements en béton armé.
- Les fonds du lit majeur et du lit mineur sont revêtus en béton.
- Pour assurer le drainage, on place une couche de touvenant en dessous du béton.

SCHEMA N°2a: LES CARACTERISTIQUES DE LA FORME RECTANGULAIRE.



SCHEMA N°2b : LES CARACTERISTIQUES DU CANAL EXISTANT.

Echelle : 1/100



ou

h_1 : La hauteur d'eau correspondant au débit d'étiage en (m).

h_2 : La hauteur d'eau correspondant au débit de crue en (m).

h_R : La revanche géométrique en (m).

B : La largeur du lit majeur en (m).

b : " " mineur en (m).

Tous ces paramètres seront représentés dans le tableau N°18.

Remarque :

La revanche géométrique est une hauteur compensatrice en cas où la fréquence de la crue est supérieure à la fréquence de la crue prévue.

2.2.3 DETERMINATION DES CARACTERISTIQUES DES CANAUX:

Pour la détermination de ces caractéristiques, nous utiliserons la formule de MANNING - STRICKLER.

$$Q = \frac{1}{n} S_m R_H^{2/3} \cdot i^{1/2} \quad (1)$$

avec

$$R_H = \frac{S_m}{P_m}$$

ou

Q : Débit en (m³/s).

n : Coefficient de rugosité.

S_m : Section mouillée en (m²).

P_m : Périmètre mouillé en (m).

R_H : Rayon hydraulique en (m).

i : pente du canal.

A- CANAUX EN TERRE : (Voir schéma N°1)

Pour le dimensionnement des canaux, on supposera que le régime est uniforme pour chaque tronçon.

La débitance réelle : Elle est donnée par

$$K_r = \frac{Q \cdot n}{i^{1/2}} \quad (2)$$

où

K_r : La débitance réelle en (m³/s).

n : Le coefficient de rugosité.

i : La pente du canal (voir tableau N°9).

Q : Le débit de crue ou le débit d'étiage en (m³/s) (voir tableau N°9).

La débitance calculée : Elle est donnée par

$$K_c = \frac{S_m^{5/3}}{P_m^{2/3}} = \frac{(B h + m h^2)^{5/3}}{(B + 2 h \sqrt{m^2 + 1})^{2/3}} \quad (3)$$

où

K_c : La débitance calculée en (m³/s)
(voir tableau N°3,4,5,6,7 et 8).

S_m : La section mouillée en (m²)
(voir tableau N°3,4,5,6,7 et 8).

P_m : Le périmètre mouillé en (m)
(voir tableau N°3,4,5,6,7 et 8).

B : La largeur du fond en (m)
(voir tableau N°9).

A partir de la relation h en fonction de K_c , on établit les tableaux et les courbes d'étalonnage des tronçons I, III et VII (voir tableaux N°3,4,5,6,7 et 8 et les courbes N°1,2 et 3).

Connaissant le débit de crue et le débit d'étiage ,on calcule les débitances Kr_2 et Kr_1 correspondant et, à l'aide des courbes d'étalonnage, on détermine h_1 et h_2 . h_2 doit vérifier la stabilité des canaux en terre.

TABLEAU D'ETALONNAGE DU LIT MINEUR N°3 (Tronçon I)

(PK60 - PK65)

$b = 2,0 \text{ m}$

$m = 2,0$

h	Sm	Pm	Kc
(m)	(m ²)	(m)	(m ³ /s)
0,10	0,22	2,447	0,044
0,20	0,48	2,894	0,145
0,30	0,78	3,342	0,296
0,40	1,12	3,789	0,497
0,50	1,50	4,236	0,751
0,60	1,92	4,683	1,059
0,70	2,38	5,130	1,426
0,80	2,88	5,578	1,853

TABLEAU D'ETALONNAGE DU LIT MAJEUR N°4 (Tronçon I)

(PK60 - PK65)

$B = 20 \text{ m}$

$m = 2,0$

h	Sm	Pm	Kc
(m)	(m ²)	(m)	(m ³ /s)
0,25	5,125	21,118	1,994
0,50	10,500	22,236	6,367
0,75	16,125	23,354	12,597
1,00	22,000	24,472	20,492
1,25	28,125	25,590	29,953
1,50	34,500	26,708	40,920
1,75	41,125	27,826	53,359
2,00	48,000	28,944	67,251
2,25	55,125	30,062	82,585
2,50	62,500	31,180	99,361
2,75	70,125	32,298	117,811

COURBE D'ETALONNAGE N°1 (TRONÇONI)

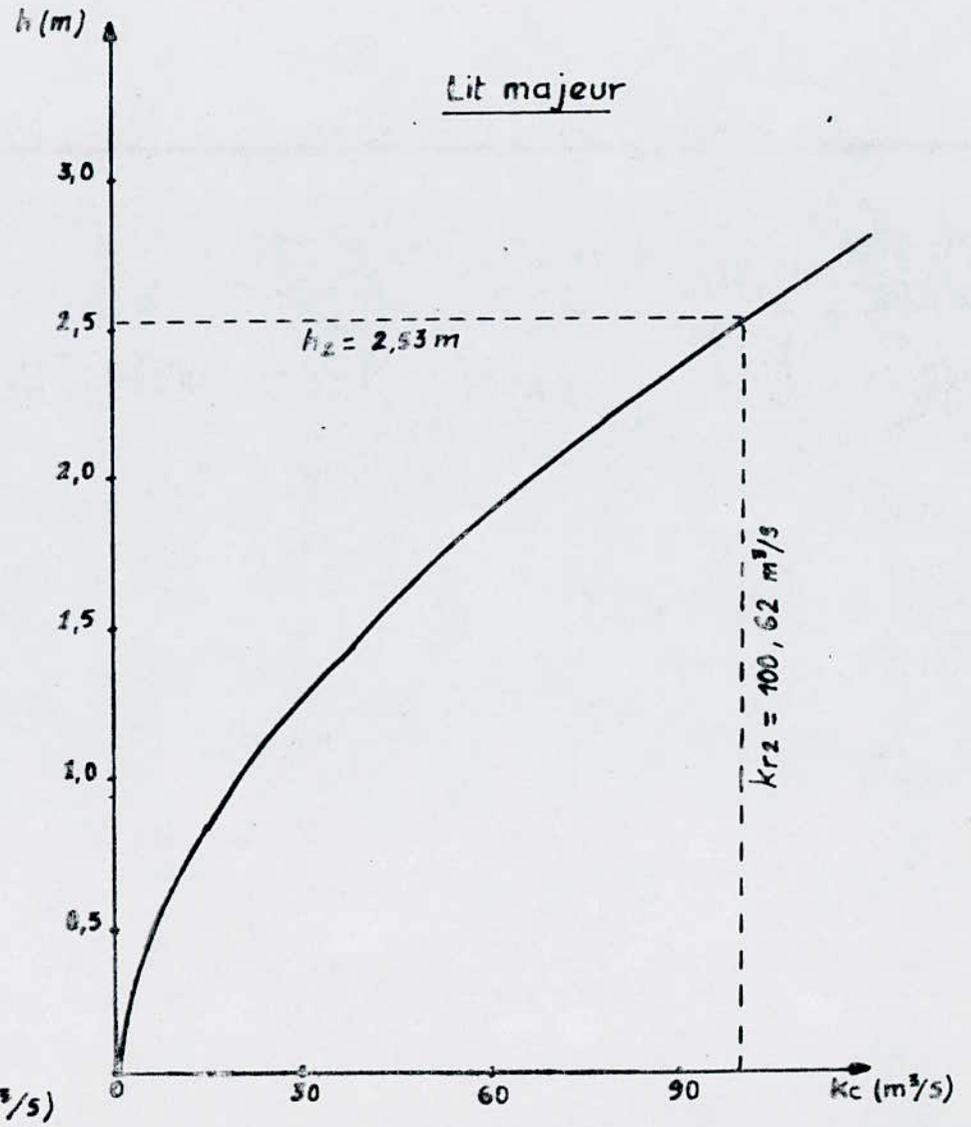
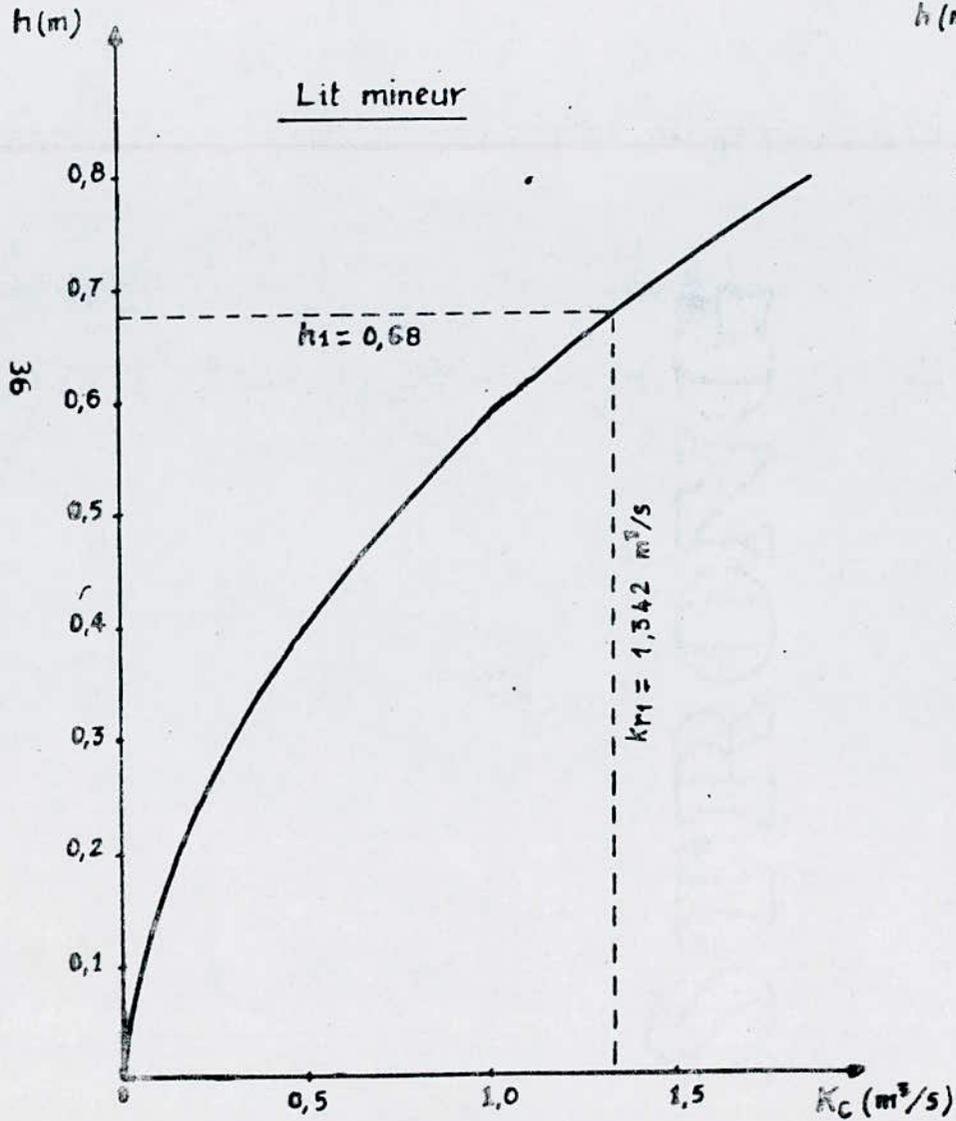


TABLEAU D'ETALONNAGE DU LIT MINEUR N°5 (Tronçon III)

(PK01 - PK06)

b = 1,0 m

m = 2,0

h	Sm	Pm	Kc
(m)	(m ²)	(m)	(m ³ /s)
0,10	0,12	1,447	0,023
0,20	0,28	1,894	0,078
0,30	0,48	2,342	0,167
0,40	0,72	2,789	0,292
0,50	1,00	3,236	0,457
0,60	1,32	3,683	0,666

TABLEAU D'ETALONNAGE DU LIT MAJEUR N°6 (Tronçon III)

(PK01 - PK06)

B = 10 m

m = 2,0

h	Sm	Pm	Kc
(m)	(m ²)	(m)	(m ³ /s)
0,25	2,625	11,118	1,003
0,50	5,500	12,236	3,227
0,75	8,625	13,354	6,445
1,00	12,000	14,472	10,591
1,25	15,625	15,590	15,648
1,50	19,500	16,708	21,616
1,75	23,625	17,826	28,504
2,00	28,000	18,944	36,331

COURBE D'ETALONNAGE N° 02 (TRONÇON II)

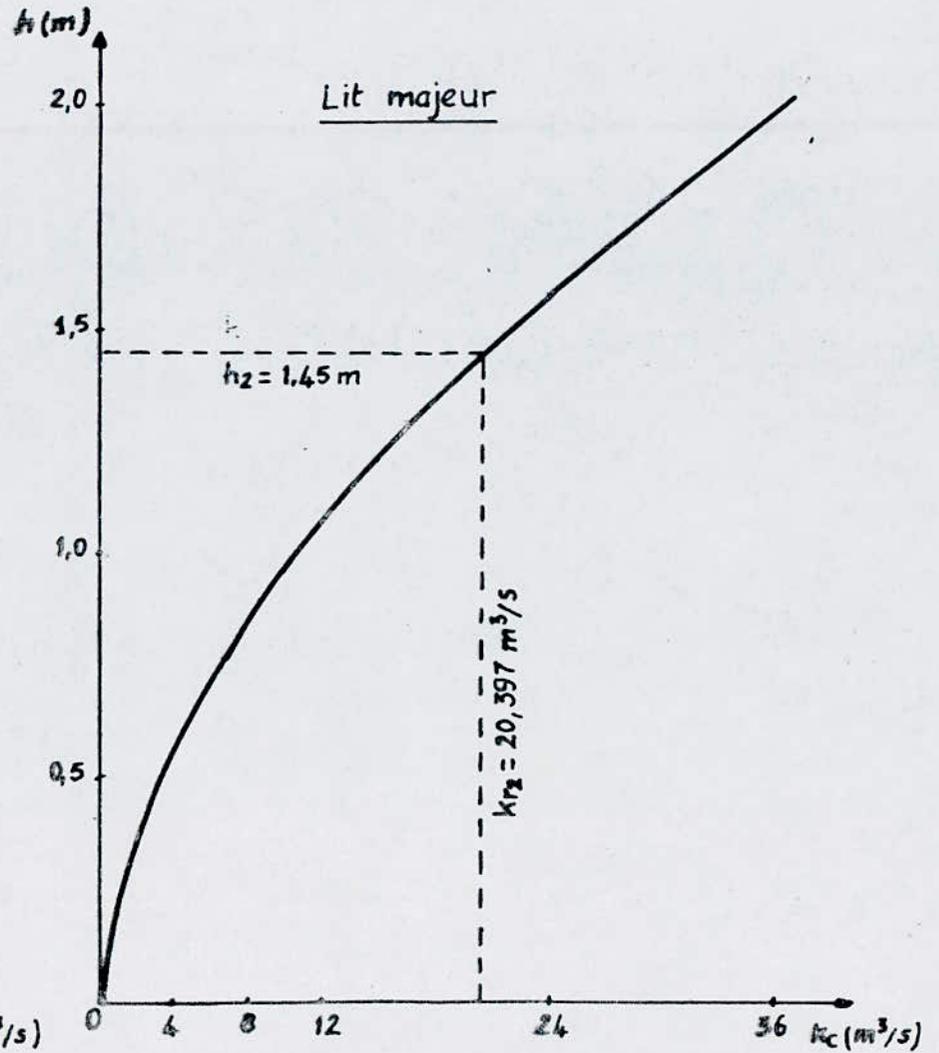
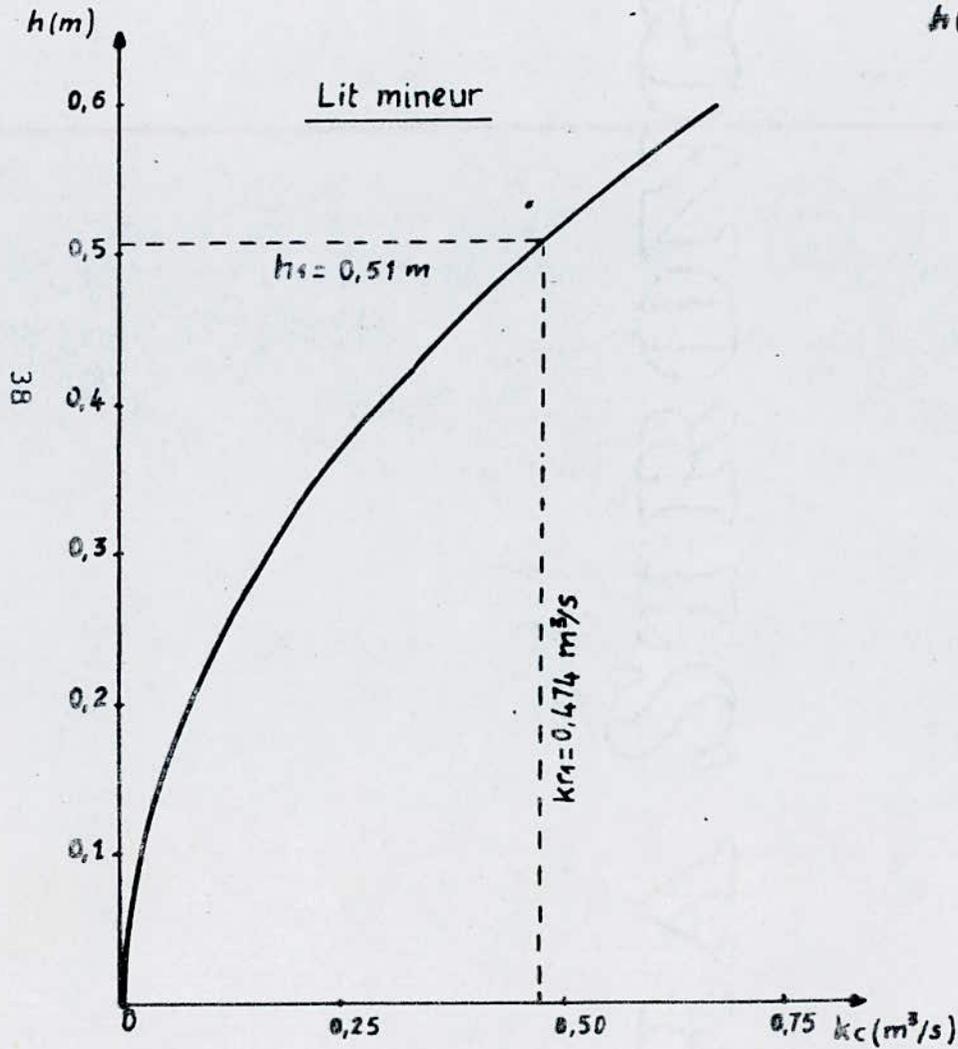


TABLEAU D'ETALONNAGE DU LIT MINEUR N°7 (Tronçon VII)

(PK35 - PK60)

b = 3 m

m = 2,0

h	Sm	Pm	Kc
(m)	(m ²)	(m)	(m ³ /s)
0,1	0,32	3,447	0,066
0,2	0,68	3,895	0,212
0,3	1,08	4,341	0,427
0,4	1,52	4,789	0,707
0,5	2,00	5,236	1,052
0,6	2,52	5,683	1,465
0,7	3,08	6,130	1,946
0,8	3,68	6,578	2,498

TABLEAU D'ETALONNAGE DU LIT MAJEUR N°8 (Tronçon VII)

(PK35 - PK60)

B = 35 m

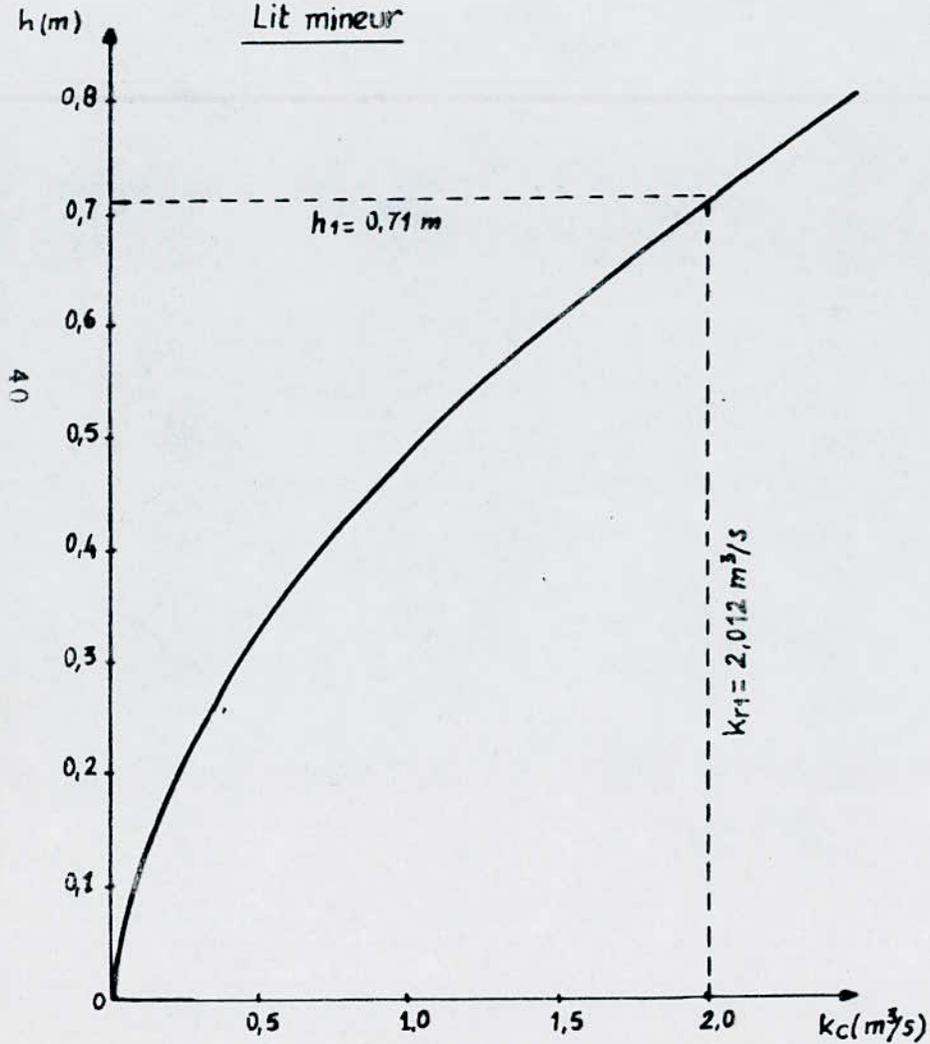
m = 2,0

h	Sm	Pm	Kc
(m)	(m ²)	(m)	(m ³ /s)
0,25	8,875	36,118	3,482
0,50	18,000	37,236	11,087
0,75	27,375	38,354	21,863
1,00	37,000	39,472	35,438
1,25	46,875	40,590	51,597
1,50	57,000	41,708	70,196
1,75	67,375	42,826	91,136
2,00	78,000	43,944	114,346
2,25	88,875	45,062	139,773
2,50	100,000	46,180	167,376
2,75	111,375	47,298	197,128

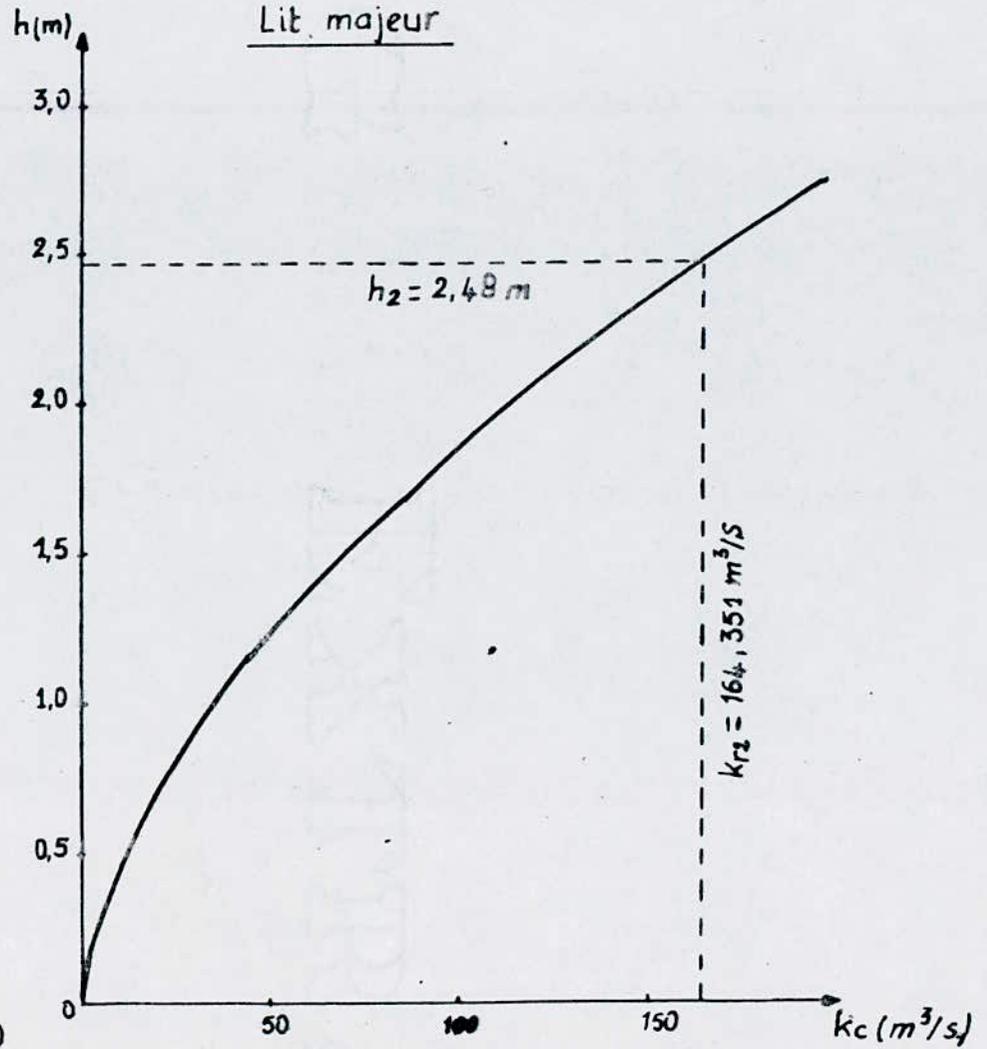
Après avoir représenté les tableaux d'étalonnage N°3,4,5,6,7 et 8 , on trace les courbes d'étalonnage N°1,2 et 3 (h en fonction de Kc)

COURBE D'ETALONNAGE N° 3 (TRONÇON YI)

Lit mineur



Lit majeur



2.2.4 CALCUL DE LA STABILITE DES CANAUX EN TERRE :

L'écoulement de l'eau dans un lit naturel d'un oued s'accompagne de phénomènes d'érosion, de triage qui modifieront la forme en plan, le profil en travers, les pentes et la rugosité du canal. Pour remédier à ces contraintes, nous vérifierons la stabilité du fond et des berges.

1- Détermination de la force tractrice :

La force tractrice est une tension tangentielle, désignée par τ . Dans un canal trapézoïdal la force tractrice maximum se produit au milieu de la section pour le fond, désignée par τ_M , et au voisinage du fond pour les berges, désignée par τ'_M .

$$\tau_M = K_M \cdot \gamma_{\text{eau}} \cdot h_2 \cdot i \quad (4)$$

$$\text{et } \tau'_M = K'_M \cdot \gamma_{\text{eau}} \cdot h_2 \cdot i \quad (5)$$

avec
ou

$$\gamma_{\text{eau}} = 1,1 \text{ Kg/m}^3$$

K_M : Coefficient de correction

K'_M : " " "

γ_{eau} : Poids spécifique de l'eau en (Kg/m³).

h_2 : Hauteur d'eau du débit de crue en (m)
(voir tableau N°9).

i : Pente du canal
(voir tableau N°9).

La force tractrice admissible notée τ_{adm} est la limite à partir de laquelle les matériaux commencent à se déplacer (voir étude géologique).

Pour que les matériaux du canal resteront stable, il est nécessaire de vérifier les deux conditions suivantes :

$$\tau_M < \tau_{\text{adm}} \quad \text{et} \quad \tau'_M < \tau_{\text{adm}}.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau N°9.

Détermination de la vitesse d'entraînement :

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

$$V = \frac{Q}{S_m} \quad (6)$$

où

Q : Débit de projet en (m³/s)
(voir tableau N°1 et 2).

S_m : La surface de la section mouillée en (m²)
(voir tableau N°9).

V : Vitesse d'écoulement en (m/s)
(voir tableau N°9).

Dans un canal les vitesses au voisinage des berges et du fond ne doivent pas dépasser la vitesse d'entraînement admissible (notée V_{adm}) à partir de laquelle les matériaux de fond commencent à se déplacer. La vitesse V_{adm} est donnée par la formule :

$$V_{adm} = K \cdot U_{adm} \quad (7)$$

où

U_{adm} : La vitesse d'entraînement admissible pour des profondeurs h = 1 m en (m/s)
(voir bibliographie 7).

K : Facteur de correction pour des profondeurs d'eau h = 1 m (voir bibliographie 7).

V_{adm} : Vitesse d'entraînement admissible pour des profondeurs h > 1 m en (m/s)

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 :

$$\begin{cases} \tau_M < \tau_{adm} \\ \tau'_M < \tau_{adm} \\ V < V_{adm} \end{cases}$$

TABLEAU N°9

: Tronçons	: I	: III	: VII	:
: N°	:	:	:	:
: Point	: PK60 - PK65	: PK01 - PK06	: PK35 - PK60	:
: Kilométrique:	:	:	:	:
: Débit	:	:	:	:
: d'étiage	: 1,00	: 0,50	: 1,50	:
: (m3/s)	:	:	:	:
: Débit de	: 76	: 22	: 124	:
: crue (m3/s):	:	:	:	:
: n	: 0,03	: 0,03	: 0,03	:
: i	: 0,0005	: 0,0010	: 0,0005	:
: B (m)	: 20	: 10	: 35	:
: B1 (m)	: 2	: 1	: 3	:
: h1 (m)	: 0,70	: 0,50	: 0,70	:
: h2 (m)	: 2,53	: 1,45	: 2,48	:
: h _R (m)	: 0,37	: 0,25	: 0,32	:
: H (m)	: 2,90	: 2,00	: 2,80	:
: B' (m)	: 5,80	: 4,00	: 5,60	:
: S _m (m2)	: 63,40	: 18,71	: 99,10	:
: V (m/s):	: 1,18	: 1,15	: 1,24	:
: V _{adm} (m/s):	: 1,56	: 1,43	: 1,56	:
: B/h2	: 7,90	: 6,89	: 14,05	:
: K _M	: 0,98	: 0,98	: 0,99	:
: K' _M	: 0,77	: 0,77	: 0,77	:
: τ _M (Kg/m2):	: 1,36	: 1,56	: 1,35	:
: τ' _M (Kg/m2):	: 1,07	: 1,22	: 1,05	:
: τ _{adm} (Kg/m2):	: 1,60	: 1,60	: 1,60	:
: F = V / √gh2:	: 0,23	: 0,21	: 0,25	:

Conclusion : D'après les résultats du tableau N°9 , on peut dire que la stabilité des canaux en terre est vérifiée pour les paramètres considérés.

B- CANAUX EN BETON

Le régime d'écoulement est uniforme, comme défini précédemment. Les pentes adoptées sont les pentes du lit à l'état naturel.

Débitance réelle : Elle est donnée par

$$K_r = \frac{Qn}{i^{1/2}} \quad (8)$$

ou

Q : Le débit de crue ou d'étiage en (m³/s)

n : Le coefficient de rugosité

i : La pente du canal

K_r : La débitance réelle en (m³/s)

Débitance calculée : Elle est donnée par

$$K_c = \frac{S_m^{5/3}}{P_m^{2/3}} = \frac{(B \cdot h)^{5/3}}{(B+2h)^{2/3}} \quad (9)$$

ou

K_c : La débitance calculée en (m³/s)
(voir tableaux N°10,11,12,13,14,15,16 et 17)

B : La largeur du canal en (m)

h : La profondeur d'eau en (m)

A partir de la relation h en fonction de K_c , on établit les tableaux et les courbes d'étalonnage des tronçons II,IV,V et VI.

Connaissant le débit de crue et le débit d'étiage, on calcule les débitances K_{r1} et K_{r2} correspondant, et, à l'aide des courbes d'étalonnage, on détermine h₁ et h₂.

Après avoir déterminé les dimensions des canaux en béton, on doit vérifier la stabilité des murs de soutènement au renversement et au glissement.

TABLEAU D'ETALONNAGE DU LIT MINEUR N°10 (Tronçon II)
(PK65 - PK70)

b = 0,7 m

h	Sm	Pm	Kc
(m)	(m ²)	(m)	(m ³ /s)
0,20	0,14	1,1	0,035
0,40	0,28	1,5	0,091
0,60	0,42	1,9	0,153
0,80	0,56	2,3	0,218
1,00	0,70	2,7	0,285

TABLEAU D'ETALONNAGE DU LIT MAJEUR N°11 (Tronçon II)
(PK70 - PK73)

B = 7,0 m

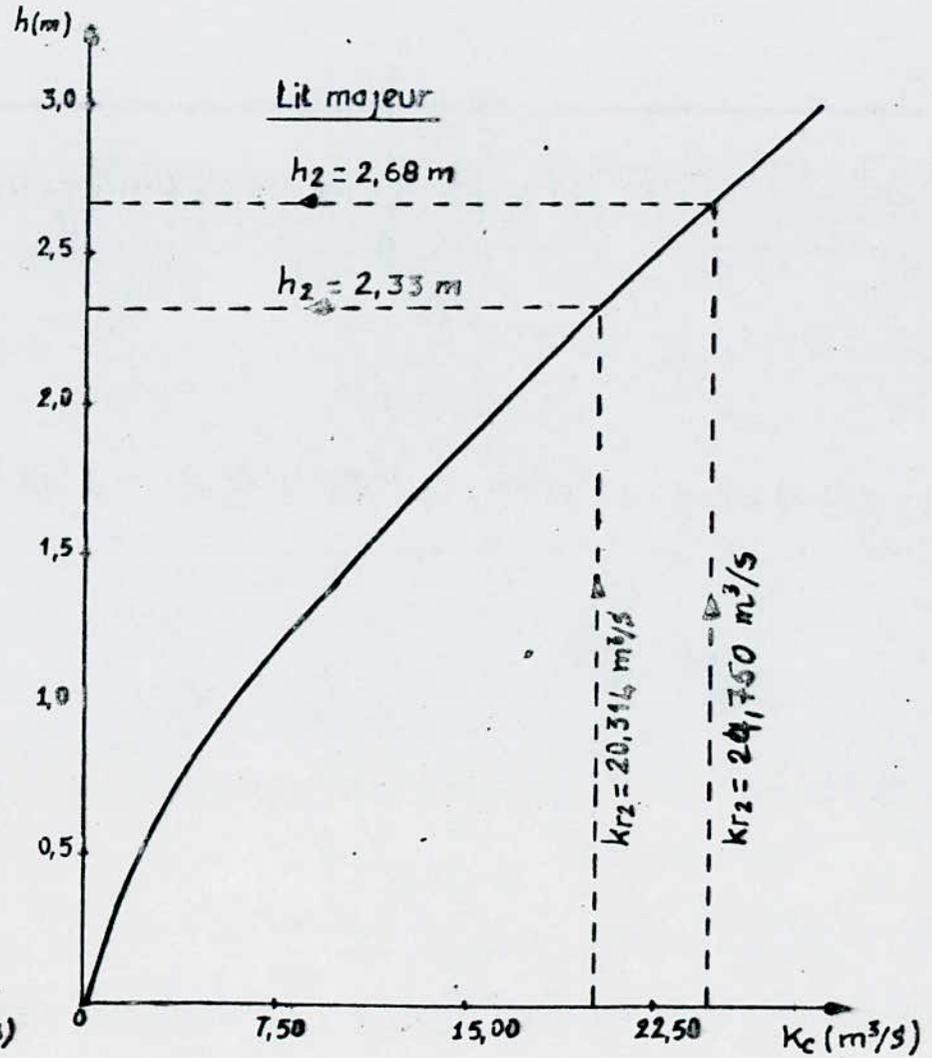
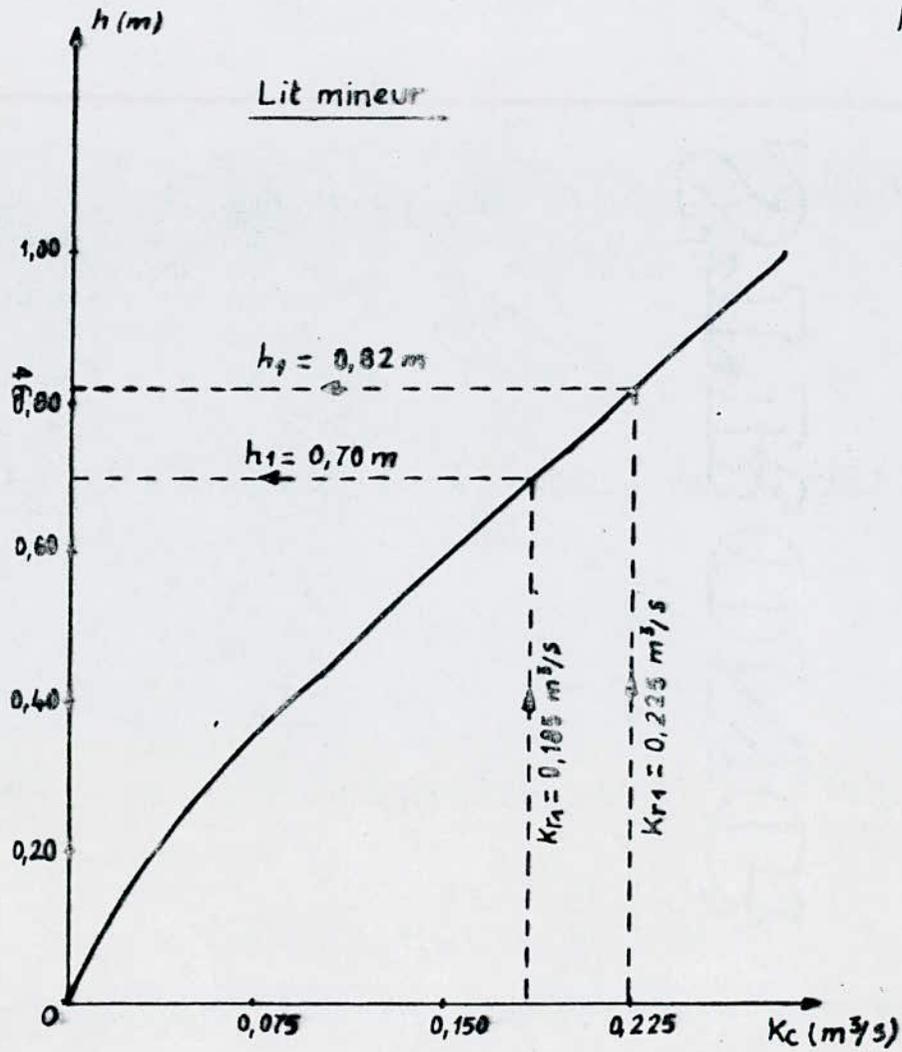
h	Sm	Pm	Kc
(m)	(m ²)	(m)	(m ³ /s)
0,50	3,50	8,00	2,017
1,00	7,00	9,00	5,920
1,50	10,50	10,00	10,847
2,00	14,00	11,00	16,442
2,50	17,50	12,00	22,505
3,00	21,00	13,00	28,911

TABLEAU D'ETALONNAGE DU LIT MINEUR N°12 (Tronçon IV)
(PK6 - PK16)

b = 0,50 m

h	Sm	Pm	Kc
(m)	(m ²)	(m)	(m ³ /s)
0,10	0,05	0,7	0,008
0,20	0,10	0,9	0,023
0,30	0,15	1,1	0,040
0,40	0,20	1,3	0,057
0,50	0,25	1,5	0,076
0,60	0,30	1,7	0,094
0,70	0,35	1,9	0,113

COURSE D'ETALONNAGE N° 03 (TRONCON II)



COURBE D'ETALONNAGE N°5 (TRONÇON IX)

47

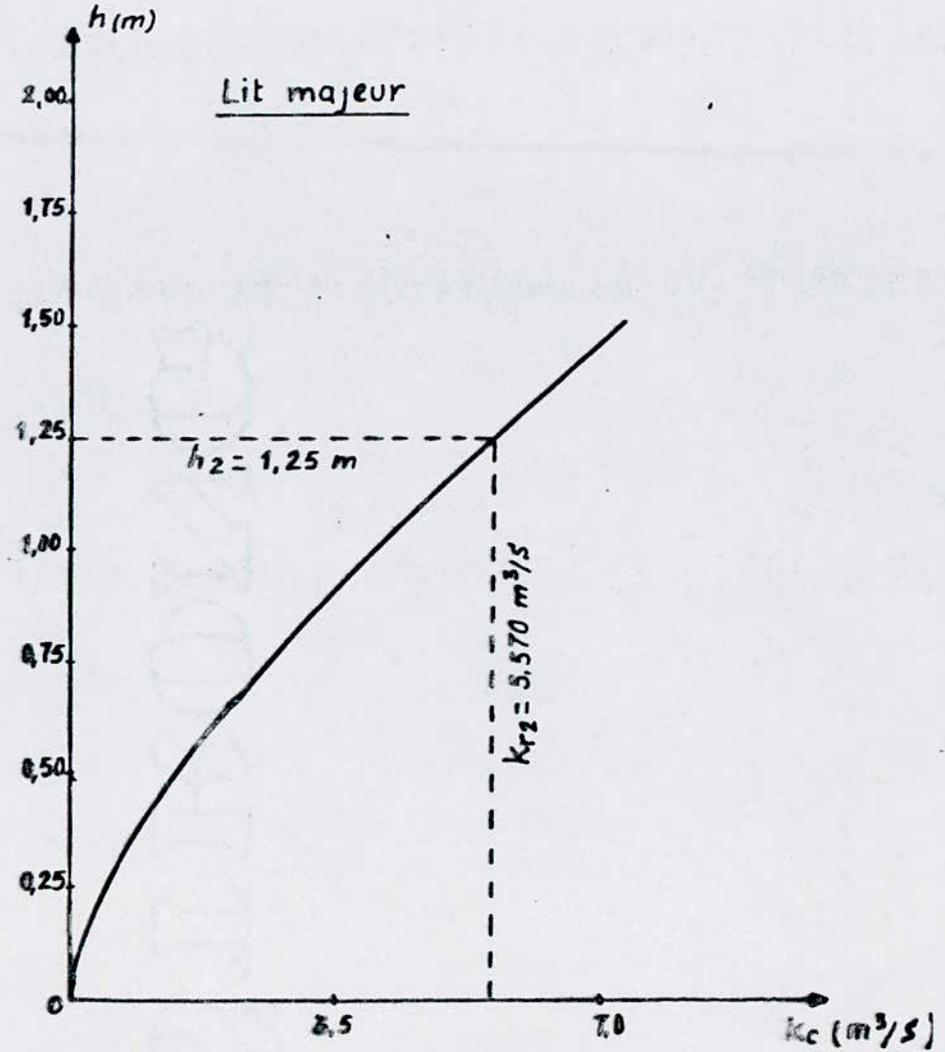
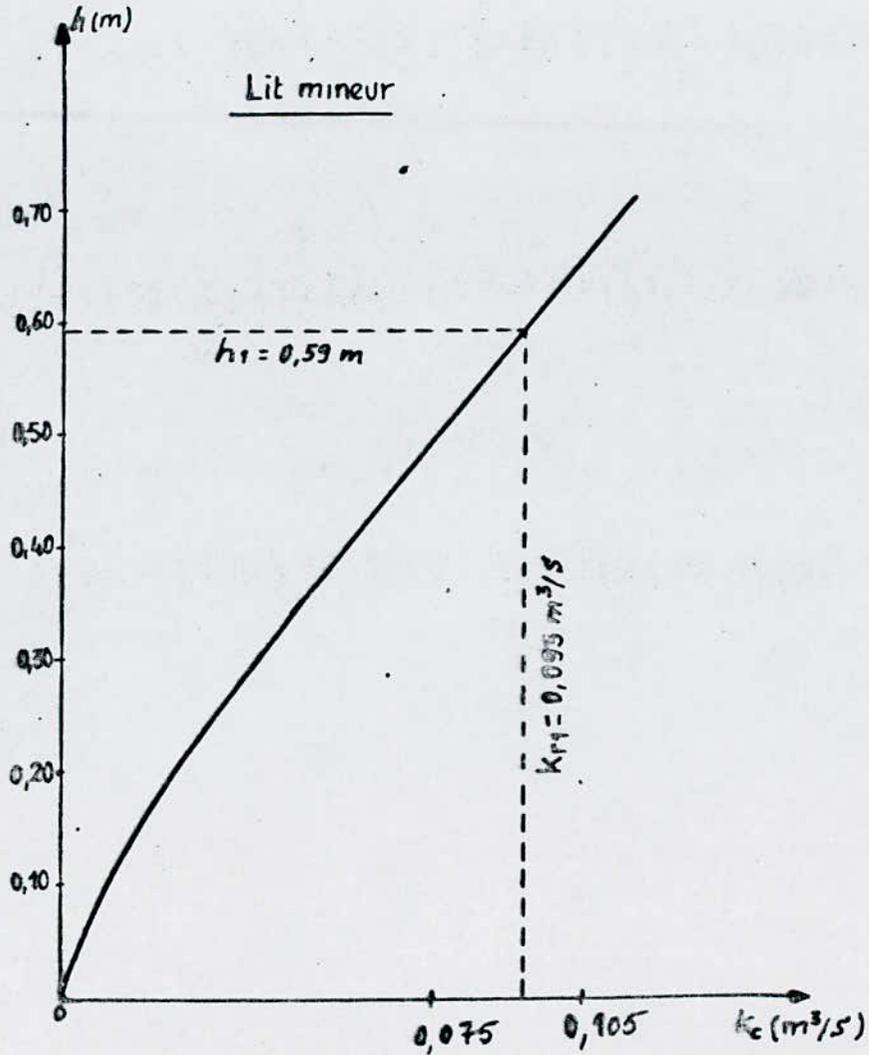


TABLEAU D'ETALONNAGE DU LIT MAJEUR N°13 (Tronçon IV)
(PK6 - PK16)

B = 5,00 m

h	Sm	Pm	Kc
(m)	(m ²)	(m)	(m ³ /s)
0,25	1,25	5,50	0,465
0,50	2,50	6,00	1,395
0,75	3,75	6,50	2,598
1,00	5,00	7,00	3,995
1,25	6,25	7,50	5,534
1,50	7,50	8,00	7,184

TABLEAU D'ETALONNAGE DU LIT MINEUR N°14 (Tronçon V)
(PK16 - PK24)

b = 0,80 m

h	Sm	Pm	Kc
(m)	(m ²)	(m)	(m ³ /s)
0,20	0,16	1,20	0,042
0,40	0,32	1,60	0,109
0,60	0,48	2,00	0,185
0,80	0,64	2,40	0,265
1,00	0,80	2,80	0,347

TABLEAU D'ETALONNAGE DU LIT MAJEUR N°15 (Tronçon V)
(PK16 - PK24)

B = 10 m

h	Sm	Pm	Kc
(m)	(m ²)	(m)	(m ³ /s)
0,50	5,00	11,00	2,956
1,00	10,00	12,00	8,856
1,50	15,00	13,00	16,501
2,00	20,00	14,00	25,369
2,50	25,00	15,00	35,143
3,00	30,00	16,00	45,616

COURBE D'ETALONNAGE N°6 (TRONÇON V)

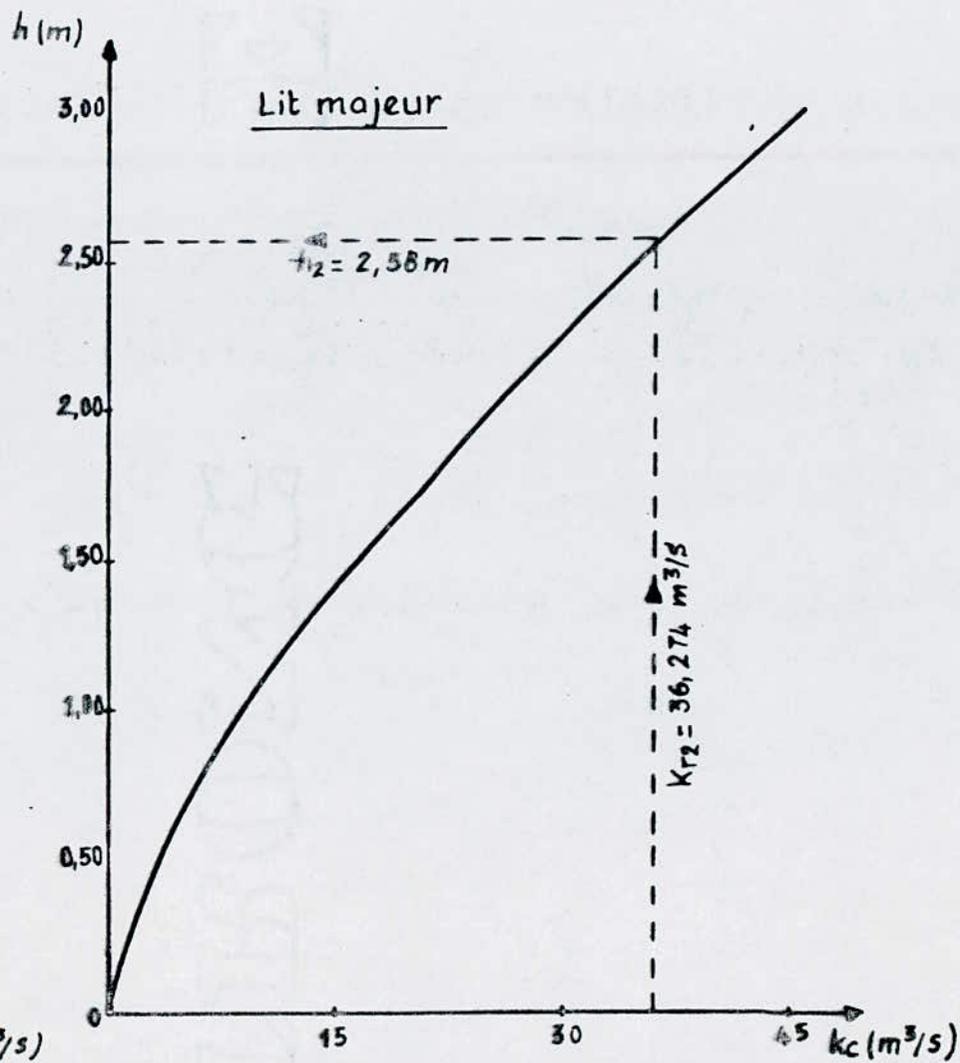
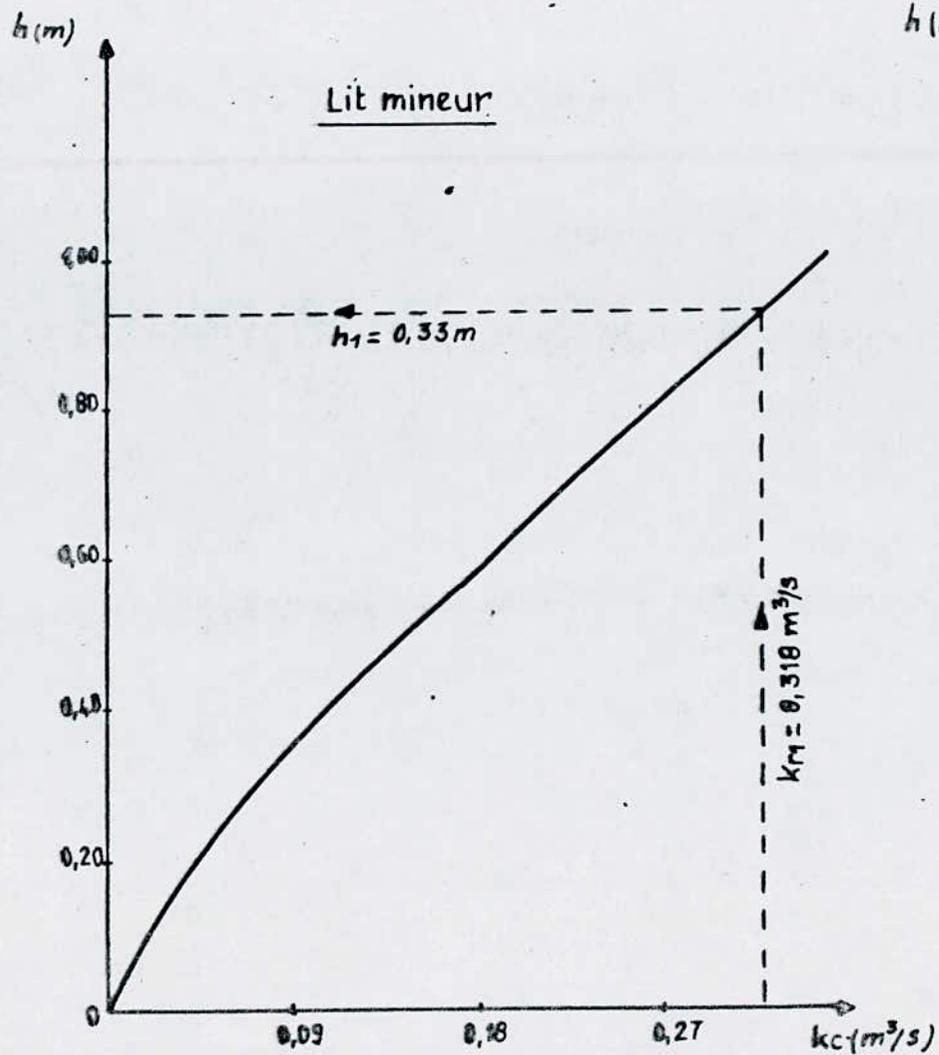


TABLEAU D'ETALONNAGE DU LIT MINEUR N°16 (Tronçon VI)
(PK24 - PK35)

$b = 0,80 \text{ m}$

h	Sm	Pm	Kc
(m)	(m ²)	(m)	(m ³ /s)
0,20	0,16	1,20	0,042
0,40	0,32	1,60	0,109
0,60	0,48	2,00	0,185
0,80	0,64	2,40	0,265
1,00	0,80	2,80	0,384

TABLEAU D'ETALONNAGE DU LIT MAJEUR N°17 (Tronçon VI)
(PK24 - PK35)

$B = 4,00 \text{ m}$

$m = 2,0$

h	Sm	Pm	Kc
(m)	(m ²)	(m)	(m ³ /s)
0,50	2,50	6,236	1,842
1,00	6,00	8,472	4,767
1,50	10,50	10,708	10,363
2,00	16,00	12,944	18,428
2,50	22,50	15,180	20,250
3,00	38,50	19,652	60,279

COURBE D'ETALONNAGE NET (TRONÇON II)

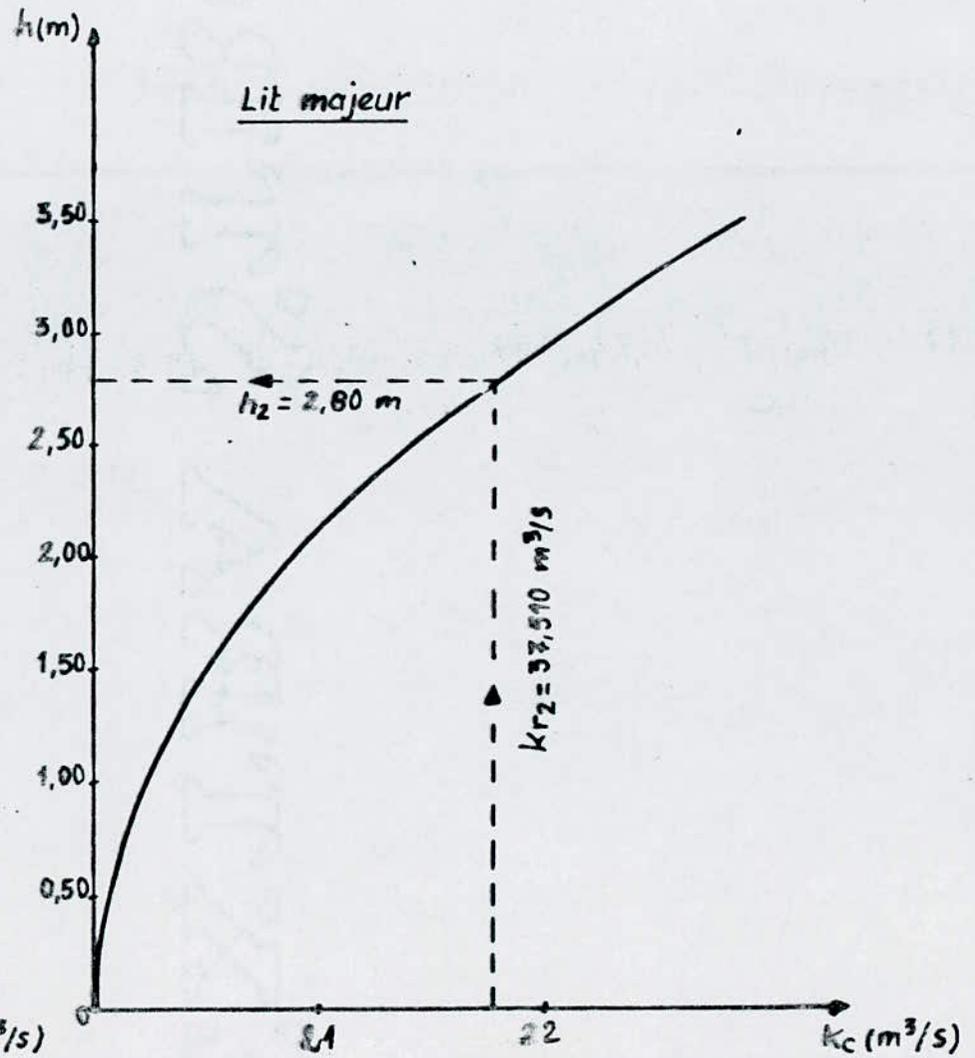
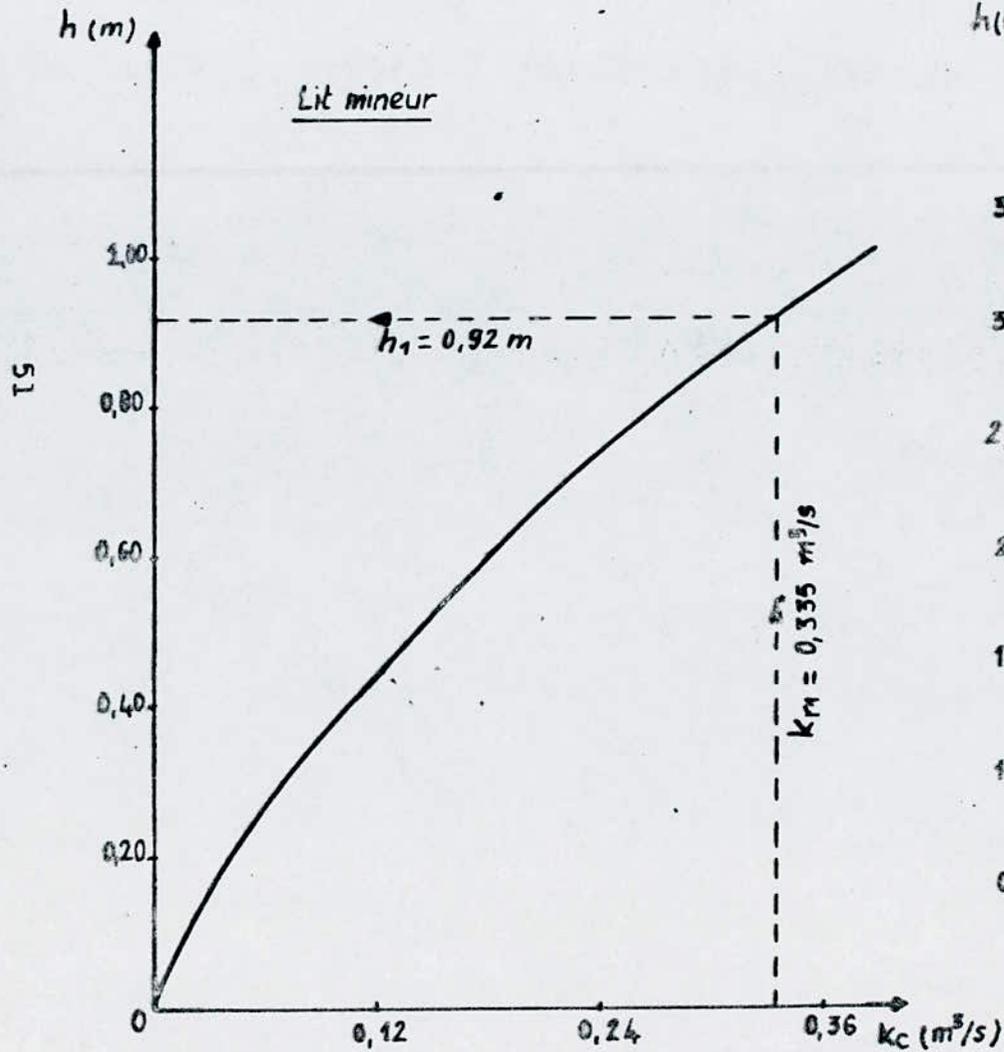


TABLEAU N°18

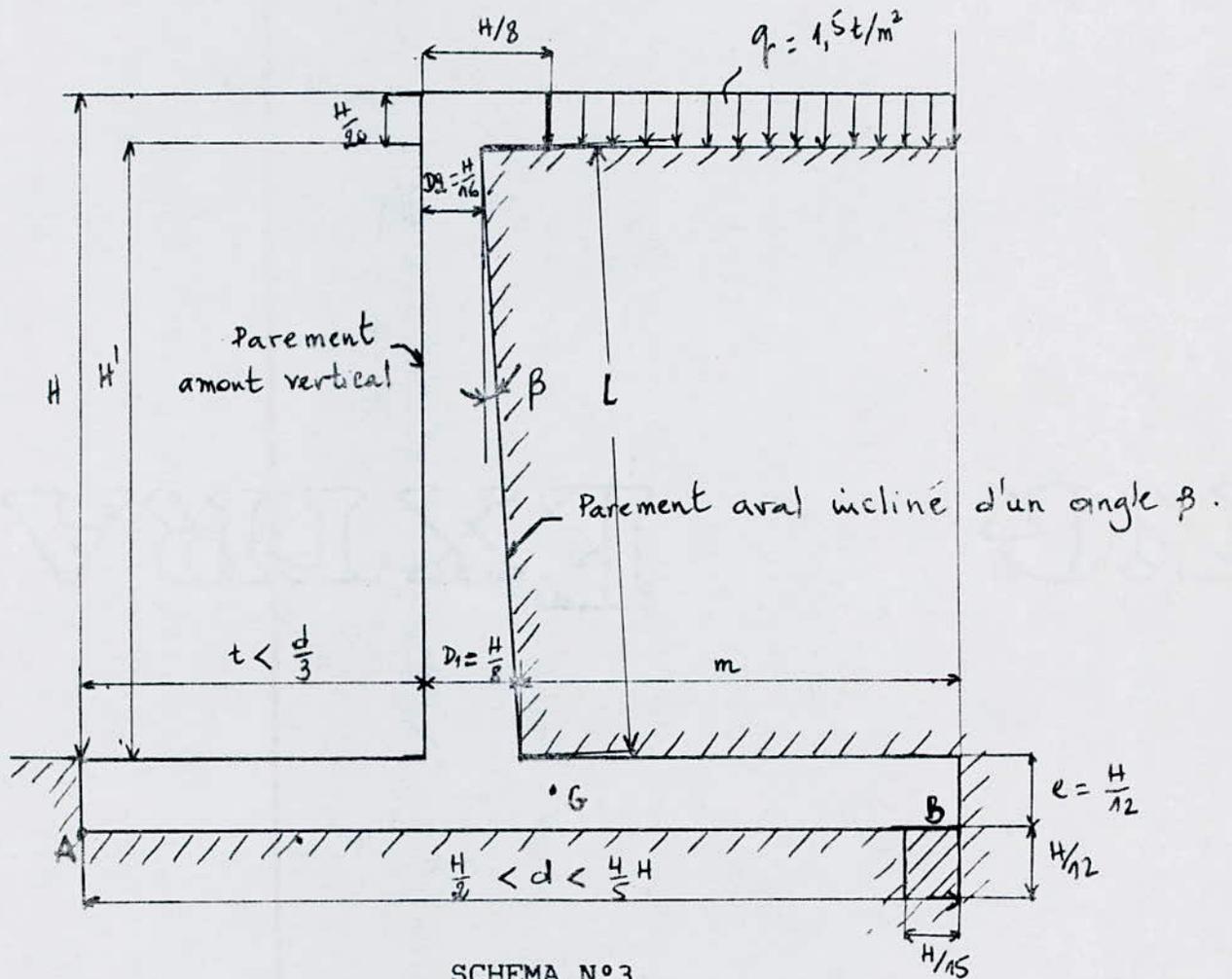
: Tronçons	:	II	:	IV	:	V	:	VI	:
: N°	:		:		:		:		:
: Débit	:		:		:		:		:
: d'étiage	:	1	:	0,5	:	1,5	:	1,5	:
: (m ³ /s)	:		:		:		:		:
: Débit de	:	110	:	30	:	171	:	168	:
: crue (m ³ /s):	:		:		:		:		:
: n	:	0,018	:	0,018	:	0,018	:	0,018	:
: i	:	0,0095	:	0,0064	:	0,0094	:	0,0072	:
: L (m)	:	935	:	770	:	1845	:	1645	:
: b (m)	:	0,70	:	0,50	:	0,80	:	0,80	:
: hl (m)	:	0,70	:	0,82	:	0,59	:	0,93	:
: B (m)	:	7,00	:	5,00	:	10,00	:	4,00	:
: h2 (m)	:	2,33	:	2,68	:	1,25	:	2,58	:
: Sm (m ²)	:	16,31	:	18,76	:	6,25	:	25,80	:
: h _R (m)	:	0,27	:	0,32	:	0,35	:	0,32	:
: H (m)	:	2,60	:	3,00	:	1,60	:	2,90	:
: V (m/s)	:	6,74	:	5,86	:	4,80	:	6,63	:
: F	:	1,45	:	1,14	:	1,37	:	1,32	:

2.3. ETUDE DU MUR DE SOUTÈNEMENT

Le mur de quai, appelé mur de soutènement est un ouvrage en béton armé, qu'on construira en bordure de oued Djehadi, dans les zones urbanisées, pour soutenir les terres et protéger les berges contre les destructions.

L'étude d'un mur de soutènement consiste à vérifier les contraintes, la stabilité au renversement, au glissement et au ferrage de l'ouvrage.

Les dimensions usuelles d'un mur de soutènement en béton armé sont représentées sur le schéma N°3.



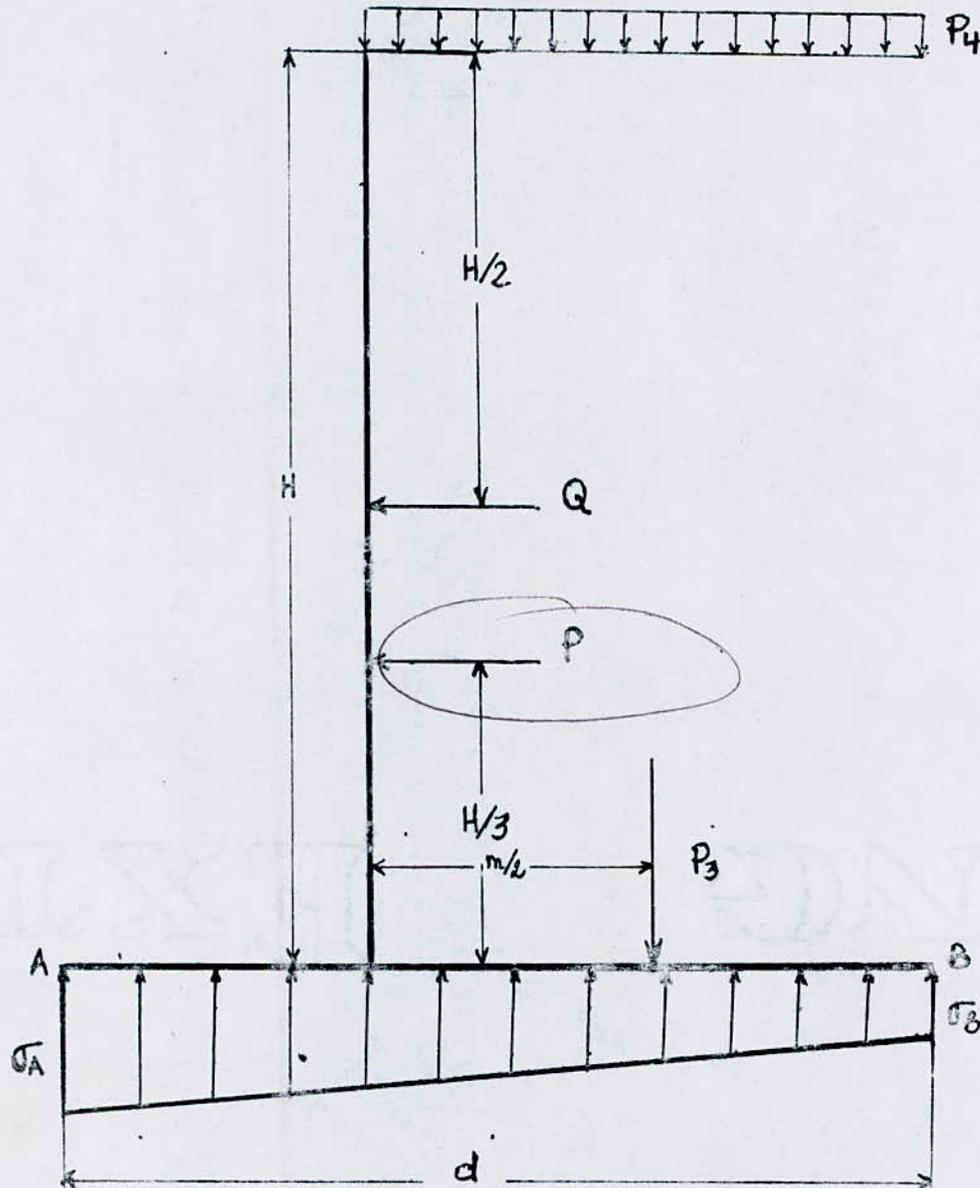
A. DETERMINATION DES FORCES AGISSANTES

Nous déterminons séparément les forces s'exerçant sur le rideau et sur la semelle, qui seront calculées par mètre de largeurs d'ouvrages.

1. Forces agissantes sur le rideau :

Le rideau sera considéré comme une console encastré sur la semelle et soumise à une charge trapézoïdale (voir schéma N°4a).

a monter
SCHEMA N°4a



1.1. Poussée des terres :

$$P = \frac{1}{2} K_a l^2 \gamma_d \quad (10)$$

avec
$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$l = \frac{H}{\cos \beta}$$

où

K_a : Coefficient des poussées.

γ_d : Poids volumiques des terres en (t/m³)
 $\gamma_d = 1,60$ t/m³ (voir étude géologique).

ϕ : Ang de frottement
 $\phi = 30^\circ$ (voir étude géologique).

1.2. Poussée horizontale de l'eau

C'est la résultante des pressions élémentaires horizontales s'exerçant sur le parement amont, elle est donnée par :

$$W_H = \rho g S z_G \quad (11)$$

avec $S = L \cdot H$

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

$$z_G = H / 2$$

$$\gamma_{\text{eau}} = \rho g$$

où

H : Hauteur d'eau maximale dans le canal en (m).

ρ : La masse volumique de l'eau en (t/m³).

g : L'accélération de pesanteur en (m/s²).

L : Largeur du mur par mètre linéaire en (m).

γ_{eau} : Poids spécifique de l'eau, pris égal à 1,1 t/m³.

W_H : Poussée hydrostatique en (t/m).

1.3. Poussée des surcharges

$$Q = q \cdot K_a \cdot l \quad (12)$$

avec

$$q = 1,5 \text{ t/m}^2$$

$$l = \frac{H}{\cos \beta}$$

ou

q : Surcharge uniforme en (t/m²).

l : Dimension réelle du parement aval en (m).

β : L'inclinaison du parement aval.

H : Hauteur d'eau maximale dans le canal en (m).

1.4. Forces d'inerties

Les forces d'inerties dues au poids propre de l'ouvrage et de la poussée verticale de l'eau sont des forces destabilisatrices.

On supposera que le cas le plus défavorable est lorsque ces forces d'inerties sont horizontales, dirigées de l'aval à l'amont du mur.

↓ sismique

$$F = a \cdot F_v \quad (13)$$

ou

a : L'intensité sismique
 $a = 0,10$ (voir étude géologique).

F_v : Les forces verticales.

2. Poids propre de l'ouvrage

2.1. Poids propre du rideau

$$P_1 = D_2 \cdot H \cdot \gamma_b \quad (14)$$

$$P'_1 = \frac{D_1 - D_2}{2} \cdot H' \cdot \gamma_b \quad (15)$$

ou

D_1 : Largeur du rideau à la base en (m).

D_2 : Largeur du rideau au sommet en (m).

γ_b : Poids spécifique du béton, pris égal à 2,4 t/m³.

2.2. Poids de la semelle

$$P_2 = d \cdot e \cdot \gamma_b \quad (16)$$

ou

d : Largeur de la semelle en (m).

e : Epaisseur de la semelle en (m).

γ_b : Poids spécifique du béton, pris égal à 2,4 t/m³.

3. Poussée verticale de l'eau sur l'avant semelle

$$W_v = \gamma_{\text{eau}} \cdot H \cdot t \quad (17)$$

ou

H : Hauteur d'eau maximale dans le canal en (m).

t : Largeur de l'avant semelle en (m).

γ_{eau} : Poids spécifique de l'eau en (t/m³).

4. Poids des terres sur l'arrière semelle

$$P_3 = m \cdot H \cdot \gamma_d \quad (18)$$

ou

m : Largeur de l'arrière semelle en (m).

H : Hauteur d'eau maximale dans le canal en (m).

γ_d : Poids volumiques des terres en (t/m³).

5. Poids des surcharges sur l'arrière semelle

$$P_4 = q \cdot (m + D_1) \quad (19)$$

où

q : Surcharge uniforme en (t/ml).

m : Largeur de l'arrière semelle en (m).

D_1 : Largeur du rideau à la base en (m).

B. STABILITE AU GLISSEMENT

La section la plus sollicitée est la base de l'ouvrage, pour que le mur de soutènement ne glisse pas sur sa fondation, il faut que :

$$\frac{\text{Somme des forces horizontales}}{\text{Somme des forces verticales}} < f$$

où

f : Coefficient de frottement entre le béton et la fondation, il dépend de l'angle de frottement
On prend $f = 0,5$.

C. STABILITE AU RENVERSEMENT

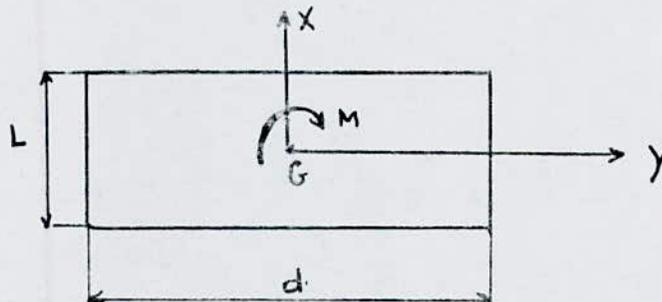
Le point autour duquel l'ouvrage est susceptible de se renverser, est le point "A" de la semelle. Les moments qui tendront à renverser l'ouvrage sont les moments renversants désignés par M_R , ceux qui tendront à équilibrer l'ouvrage sont les moments stabilisants désignés par M_S .

La condition de stabilité au renversement s'établit comme suit :

$$\sum M_S - \sum M_R > 0$$

D. VERIFICATION DES CONTRAINTES

Le profil du mur de soutènement est considéré comme une poutre encastree à sa base et libre à l'extrémité. La section la plus sollicitée est la base de l'ouvrage, qui a pour dimension L et d .



La contrainte en un point de la section est donnée par :

$$\sigma_{A,B} = \frac{\sum F_v}{S} \pm \frac{\sum M / G}{I} Y_{max} \quad (20)$$

avec $I = \frac{1}{12} L d^3$

ou $S = L \cdot d$

$\sum F_v$: La somme des forces verticales en (t/ml).

S : L'aire de la base en (m²).

Y_{max} : La fibre la plus comprimée correspondant à $Y_{max} = \frac{d}{2}$ en (m).

I : Le moment d'inertie de la section par rapport au centre de gravité de la semelle "G".

d'où

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_A = \frac{F_v}{d} + \frac{6 \sum M / G}{d^2} \\ \sigma_B = \frac{F_v}{d} - \frac{6 \sum M / G}{d^2} \end{array} \right. \quad (21)$$

La condition de vérification des contraintes s'établit comme suit :

$$\sigma_{A,B} < \sigma_{adm}$$

Nous aurons à vérifier la stabilité et les contraintes de l'ouvrage dans le cas le plus défavorable, correspondant aux hypothèses suivantes :

- Le cas le plus défavorable est lorsque le canal est vide, parce que les poussées de l'eau sont des forces stabilisatrices.

- La direction horizontale et le sens aval_amont de la force sismique sont les plus défavorables à la stabilité de l'ouvrage et des contraintes de traction peuvent naître au point "N" (voir schéma N°3) de l'arrière semelle.

Les calculs de vérification de la stabilité et des contraintes sont représentés dans les tableaux N°19 et 20.

SCHEMA N°4b: Mur de soutènement d'une hauteur H = 3,00 m

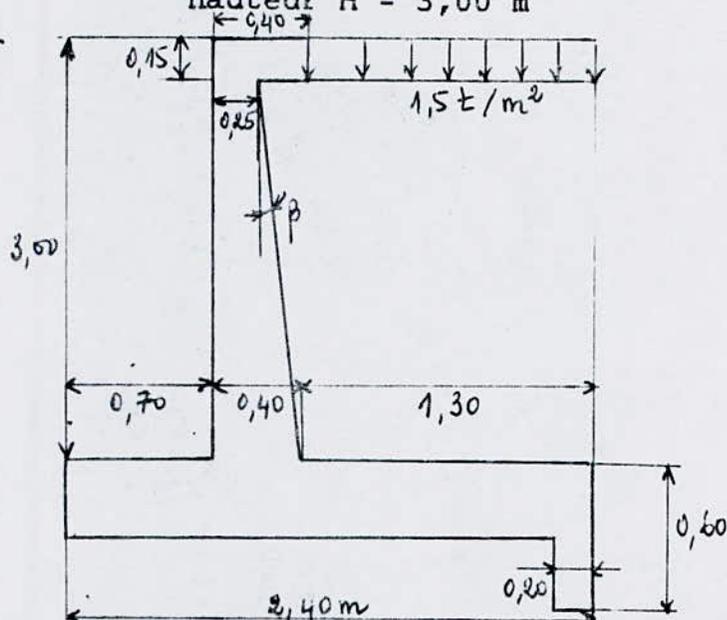


TABLEAU N°19 : VERIFICATION DE LA STABILITE AU RENVERSEMENT ET AU GLISSEMENT DU MUR DE H = 3,00 m.

Forces (t/ml)	Intensité des forces (t/ml)	F _H	F _V	Intensité du bras de levier / 0 (m)	Intensité des moments / 0 (t.m)	M _s	M _R
P	2,400	-	1,300	-	3,120		
Q	1,500	-	1,800	-	2,700		
P1	-	1,800	0,825	1,485	-		
P1'	-	0,513	0,800	0,410	-		
P2	-	1,656	1,10	1,823	-		
P3	-	6,240	1,75	10,920	-		
P4	-	2,550	1,55	3,953	-		
F1	0,180	-	1,800	-	0,324		
F1'	0,051	-	1,250	-	0,064		
Somme des forces	4,131	12,759	somme des moments / 0	18,591	6,208		
	$\frac{\sum F_H}{\sum F_V} = 0,32 < 0,5$			$\sum M_s - \sum M_R = 12,383$			

TABLEAU N°20 : VERIFICATION DES CONTRAINTES
D'UN MUR DE H = 3,00 m.

: Forces (t/ml)	: Intensité des forces (t/ml):		: Intensité du bras de levier/G(m):	: Intensité des moments/G (t.m):	
	F _H	F _V		M _s	M _R
P	2,400	-	1,300	-	3,120
Q	1,500	-	1,800	-	2,700
P1	-	1,800	0,375	-	0,675
P1'	-	0,513	0,400	-	0,205
P2	-	1,656	0	0	-
P3	-	6,240	0,55	3,432	-
P4	-	2,550	0,35	0,892	-
F1	0,180	-	1,800	-	0,324
F1'	0,051	-	1,250	-	0,064
:Somme des :forces	4,131	12,759	:somme des :moments /G	4,324	7,088
: $\sigma_A = 0,808 \text{ bar}$: $\sigma_B = 0,255 \text{ bar}$:	

E. DETERMINATION DES ARMATURES

1- Rideau : Le rideau sera considéré comme une console encastree sur la semelle (voir schéma N°4a).

La section étudiée étant soumise à la flexion simple, la section A des armatures sera donc déterminée par la formule suivante :

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \xi \cdot h} \quad (22)$$

où

M : Le moment maximal au pied du rideau.

$\bar{\sigma}_a$: La contrainte de traction admissible de l'acier.

h : La hauteur utile de la section.

ξ : coefficient numérique sans dimensions.

A : La section des armatures.

Pour évaluer la section d'acier A, nous aurons besoin de connaître ξ . Ce dernier est déterminé en fonction d'un coefficient μ qui est donné par l'expression suivante :

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} \quad (23)$$

où

μ : coefficient numérique sans dimension.

M : moment maximal au pied du rideau en (Kg.cm).

b : largeur de la section en (cm).

h : hauteur utile de la section en (cm).

$\bar{\sigma}_a$: contrainte admissible des armatures en (Kgf/cm²).

Les données de base pour nos calculs sont :

- Béton peu contrôlé dosé à 350 Kg/m³.
- Armatures en FeE22 avec $\bar{\sigma}_a = 1470$ Kgf/cm².
- Fissuration préjudiciable $K = 10$.
- η : coefficient de fissuration, pris égal à 1.
- Contrainte de compression du béton $\bar{\sigma}'_b = 137$ Kgf/cm².
- b = 100 cm , h = 36 cm , c = 4 cm.

Le moment de flexion M a pour valeur :

$$M = \frac{K_a \gamma_d H^3}{6} + K_a q \frac{H^2}{2} \quad (24)$$

$$M = 4603 \text{ Kg.m.}$$

d'où
$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0362$$

Pour $\mu = 0,0362$, le tableau N°5 de l'annexe de Pierre Charon, donne $\varepsilon = 0,9186$ et $k = 46,4$.

d'où

$$A = \frac{4603 \cdot 10^2}{1470 \times 0,9186 \times 36} = 9,47 \text{ cm}^2.$$

Soit 14 \varnothing 10 espaces de 7,14 cm correspondant à $A' = 10,99 \text{ cm}^2$ (voir ferrailage du mur, Planche N°5).

Afin de limiter la fissuration du béton, on vérifie que la contrainte de l'acier est admissible. Pour cela on doit avoir :

$$\bar{\sigma}_a < \sigma_a \quad \text{et} \quad \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b$$

Le tableau N°5 (Pierre Charon), nous donne pour $K = 10^6$ et $\bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars}$.

$$\sigma_2 = 1702 \text{ Kgf/cm}^2 > 1470 \text{ Kgf/cm}^2.$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{1470}{46,4} = 31,68 \text{ Kgf/cm}^2 < 137 \text{ Kgf/cm}^2$$

L'effort tranchant maximal a pour valeur :

$$T_{\max} = K_a \frac{\gamma d H^2}{2} + K_a q H. \quad (25)$$

$$T_{\max} = 3861 \text{ Kg}.$$

L'effort de cisaillement pour Z est $\tau_b = \frac{T_{\max}}{Z \cdot b}$, soit (26)

$$Z = \frac{7}{8} h = 31,5 \text{ cm}.$$

d'où $\tau_b = 1,226 < 1,15 \bar{\sigma}_b$

Les armatures de répartition seront constituées par 16 $\varnothing 8$

2- Semelle :

La semelle étudiée est soumise :

- à la réaction du sol, d'après les résultats du calcul de stabilité : $\sigma_A = 0,808 \text{ bar}$ et $\sigma_B = 0,255 \text{ bar}$.

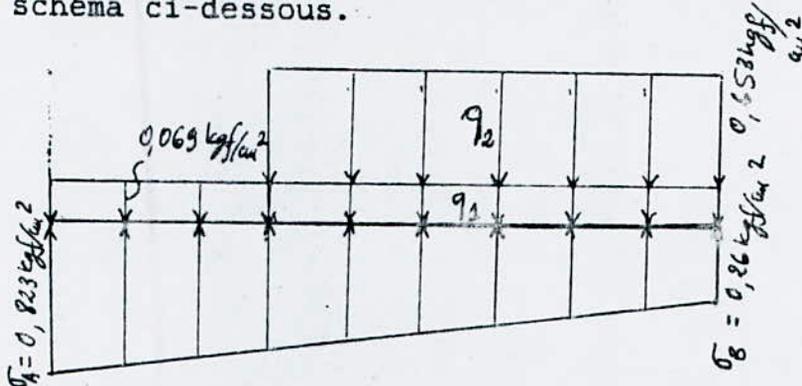
- à son poids propre $q_1 = 0,069 \text{ Kgf/cm}^2$.

- aux poids du rideau, des terres et de la surcharge supposés

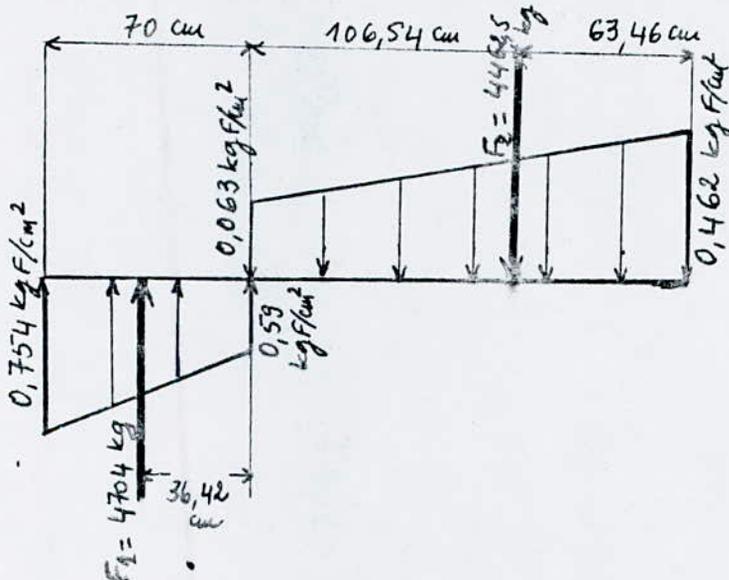
uniformément répartis sur l'arrière semelle.

$$q_2 = 0,653 \text{ Kg/cm}^2.$$

Le diagramme des contraintes sur la semelle est représenté sur le schéma ci-dessous.



Par combinaison des contraintes, on aboutit au diagramme représenté sur le schéma ci-dessous.



Les moments des semelles avant et arrière sur le rideau ont pour valeurs :

$$M1 = F1 \times 36,42 = 1713,2 \text{ Kg.m.}$$

$$M2 = F2 \times 106,54 = 4754,35 \text{ Kg.m.}$$

Pour la partie avant de la semelle, les armatures seront constituées par celle du rideau retourné, parce que le moment $M1 = 1713,2 \text{ Kg.m}$ est inférieur au moment du rideau par rapport à la semelle.

On considère la partie arrière de la semelle, comme une

console encastrée sur le rideau, nous avons :

$$\gamma = \frac{.15 M2}{\bar{\sigma}_{a b h}^2} = \frac{15 \times 4754,35 \times 10^2}{1470 \times 100 \times 26^2} = 0,0717$$

Pour $\gamma = 0,0717$, le tableau N°5 (Pierre Charon), nous donne :

$$\xi = 0,8903 \quad k = 30,6$$

d'où

$$A = \frac{M2}{\bar{\sigma}_{a \cdot \xi \cdot h}} = \frac{4754,35 \cdot 10^2}{1470 \times 0,8903 \times 26} = 13,972 \text{ cm}^2.$$

Soit 14 \varnothing 12 espaces de 7,14 cm correspondant à $A' = 15,82 \text{ cm}^2$ (voir ferrailage du mur , Planche N°5).

$$\sigma'_b = \frac{1470}{30,6} = 48,039 \text{ Kgf/cm}^2 < 137 \text{ Kgf/cm}^2.$$

L'effort tranchant maximal à pour valeur :

$$T_{\max} = 4462,5 \text{ Kg.}$$

L'effort de cisaillement pour $Z = \frac{7}{8} h = 22,75 \text{ cm.}$

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{Z \cdot b} = 1,96 \text{ Kgf/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b$$

Les armatures de répartition seront constituées par 15 \varnothing 8

2.4. DIMENSIONNEMENT DES CHUTES : (En zone rurale)

On projète des chutes dans les zones rurales pour réduire les pentes de l'qued à l'état naturel. Ces chutes sont composées de :

- Un canal d'approche de section rectangulaire qui permettra de tranquiliser l'écoulement.
- Un déversoir rectangulaire à seuil normal, dont la paroi avale guide la nappe inférieure de la lame déversante.
- Un bassin d'amortissement permettant de dissiper l'énergie.

2.4.1. Répartition des chutes :

Des chutes ont été projetées le long des tronçons des zones rurales, leur répartition est représentée dans le tableau N°21.

TABLEAU N°21

: Tronçon N°	: I	: III	: VII	:
: Points Kilométriques:	PK60 - PK65	PK1 - PK6	PK35 - PK60	:
: Pente du lit projeté:	0,0005	0,0010	0,0005	:
: Nombre de chutes	3	3	3	:
: Hauteur de chute (m):	2,30	3,50	1,30 ÷ 2,30	:

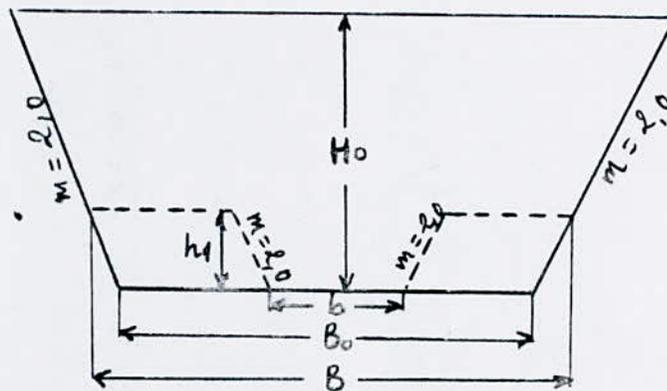
2.4.2. Détermination de la section du canal juste avant le canal d'approche pour chaque chute :

Comme il a été indiqué précédemment, le canal projeté est composé d'un lit majeur 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 incline le lit majeur d'une pente $a = 1/4$ pour qu'il rejoigne le lit mineur juste avant le canal d'approche.

Déterminons les nouvelles dimensions (B_0 et H_0) du canal :

a) Détermination de B_0 :



ou

h_1 : La profondeur du lit mineur en (m).

b : La largeur du lit mineur en (m).

B : La largeur du lit majeur en (m).

B_0 : La largeur du canal juste avant le canal d'approche en (m).

Ho : La hauteur correspondante à Bo en (m).
 $Bo = B - 2mHl$

b) Détermination de Ho:

Pour déterminer Ho, nous utiliserons la formule de MANNING - STRICKLER :

$$Q = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} i^{1/2} ; k_r = \frac{Q \cdot n}{i^{1/2}} = \frac{S_m^{5/3}}{P_m^{2/3}} = \frac{(BoHo + mHo)^{5/3}}{(Bo + 2Ho m + 1)^{2/3}}$$

où

R : Rayon hydraulique en (m).

Pm : Périmètre mouillé en (m).

Sm : Section mouillée en (m²).

Bo : Largeur du canal juste avant le canal d'approche en (m).

Ho : Profondeur d'eau correspondant au canal en (m).

Connaissant Q, Bo, n et i, nous procédons par un calcul itératif, pour déterminer la profondeur d'eau Ho.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau N°22.

2.4.3. Détermination de la profondeur à l'entrée du canal d'approche (H1)

A l'entrée du canal d'approche la forme du canal devient rectangulaire, de ce fait la hauteur d'eau change.

Déterminons la nouvelle hauteur H1 en utilisant la formule de MANNING - STRICKLER :

$$Q = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} i^{1/2} ; k_r = \frac{Q \cdot n}{i^{1/2}} = \frac{S_m^{5/3}}{P_m^{2/3}} = \frac{(Bo \cdot H1)^{5/3}}{(Bo + 2H1)^{2/3}}$$

ou

Q : Débits de crue en (m³/s).

n : Coefficient de rugosité.

i : Pente du canal.

Bo : Largeur du canal d'approche en (m).

Hl : Profondeur d'eau dans le canal d'approche en (m).

Connaissant Q, Bo, n et i, nous procédons par un calcul itératif, pour déterminer la profondeur d'eau Hl.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau N°22.

TABLEAU N°22 :

Tronçons N°	m	B (m)	hl (m)	Bo (m)	Q (m ³ /s)	n	i	Ho (m)	Hl (m)	Vl (m/s)
I	2,0	20	0,70	17,20	76,00	0,03	0,0005	2,74	3,30	1,34
III	2,0	10	0,50	8,00	22,00	0,03	0,0010	1,64	2,11	1,30
VII	2,0	35	0,70	32,20	124,0	0,03	0,0005	2,61	2,86	1,35

2.4.4. Détermination du type de bassin d'amortissement :

Selon les normes américaines, et en tenant compte du nombre de Froude, il existe trois types de bassins d'amortissement (voir tableau ci-dessous).

Type du bassin	I	II	III
Nombre de Froude	2,5 - 4,5	4,5 - 9,0	> 9,0

Pour déterminer le nombre de Froude, nous aurons besoin de connaître la charge à dissiper et la lame d'eau déversante.

a- Détermination de la charge à dissiper F :

La charge "F" à dissiper est obtenue par la différence des charges totales E1 et E2 respectivement à l'amont du déversoir et à l'aval du bassin d'amortissement.

$$F = E1 - E2 \quad (27)$$

avec

$$E1 = Hc + Hd + \frac{V1^2}{2g}$$

$$E2 = Ho + \frac{Vo^2}{2g}$$

ou

Hc : La hauteur de la chute en (m)

Hd : La lame d'eau déversante en (m)

$V1$: La vitesse d'approche en (m/s)

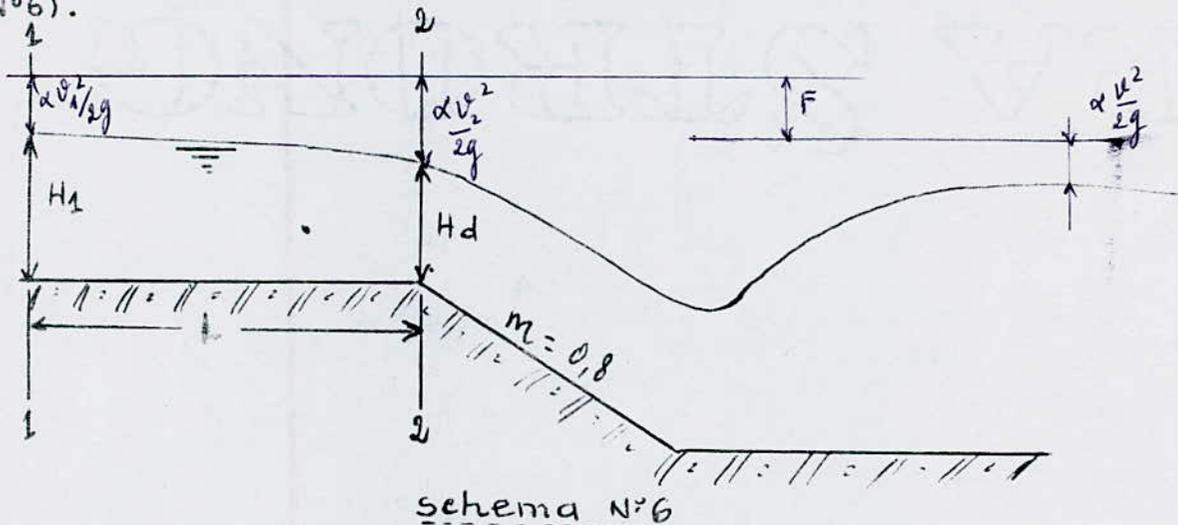
Ho : La hauteur d'eau à l'aval du bassin d'amortissement en (m)

Vo : La vitesse à l'aval du bassin d'amortissement en (m/s)

b- Détermination de la lame d'eau déversante :

L'écoulement varie graduellement entre les sections de l'entrée du canal d'approche et la crete du déversoir.

On applique l'équation de Bernoulli entre (1-1) et (2-2) pour la détermination de la lame d'eau déversante Hd (voir schéma N°6).



$$H1 + \frac{\alpha V1^2}{2g} + \frac{P1}{\rho g} = Hd + \frac{\alpha V2^2}{2g} + \frac{P2}{\rho g} + Dh_{1-2} \quad (28)$$

où

H1 : La charge à l'entrée du canal d'approche en (m)

V1 : La vitesse d'écoulement à l'entrée du canal d'approche en (m/s)

Hd : La lame d'eau déversante en (m)

V2 : La vitesse d'approche en (m/s)

α : Le coefficient de Coriolis , on prendra $\alpha = 1$

P1 et P2 : Les pressions atmosphériques au niveau des sections (1-1) et (2-2) respectivement.

Dh₁₋₂ : Les pertes de charge totale entre les sections (1-1) et (2-2).

ρ : La masse volumique de l'eau en (m³/s).

g : L'accélération de la pesanteur en (m/s²).

L'écoulement se fait à la surface libre , d'où

$$P1 = P2 = Patm$$

b.1 Vitesse d'approche V2 :

La vitesse est déterminée par la loi de continuité.

d'où
$$V2 = \frac{Q}{S}$$

avec
$$S = B_0 \cdot Hd \quad \text{et} \quad V2 = \frac{q}{Hd} \quad (29)$$

où

V2 : La vitesse d'approche en (m/s).

Q : Le débit de crue en (m³/s).

S : La surface du canal d'approche en (m²).

Hd : La lame d'eau déversante en (m).

B₀ : La largeur du canal d'approche en (m).

q : Le débit par unité de largeur en (m²/s).

b.2 Pertes de charge totale Dh₁₋₂ :

Les pertes de charge totale sont les pertes de charge linéaire le long du canal d'approche , les pertes de charge

singulière sont nulles parce que le canal n'a aucune singularité.

donc $Dh_{1-2} = J \cdot L$ (30)

avec $J = \left[\frac{n V^2}{R_H^{2/3}} \right]^2$

où

Dh_{1-2} : Les pertes de charge linéaire le long du canal d'approche en (m).

J : Le gradient de perte de charge.

L : La longueur du canal d'approche en (m).

n : La rugosité des parois.

V2 : La vitesse d'approche en (m/s).

R_H : Le rayon hydraulique en (m).

On prendra comme longueur du canal d'approche une longueur équivalente à trois fois la hauteur de la chute.

d'où

$$Dh_{1-2} = 3 Hc \times \left[\frac{n V^2}{R_H^{2/3}} \right]^2 \quad (31)$$

avec

$$R_H = \frac{Bo \times Hd}{Bo + 2Hd}$$

D'après les relations (29), (30) et (31) l'équation (28) devient:

$$H1 + \frac{1}{2g} \left[\frac{q}{H1} \right]^2 = Hd + \left[\frac{q}{Hd} \right]^2 \left[\frac{2}{3n} \cdot Hc \left[\frac{Bo + 2Hd}{Bo \cdot Hd} \right]^{4/3} + \frac{1}{2g} \right] \quad (32)$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau N°23.

c_ Détermination du nombre de Froude :

Connaissant la charge à dissiper F, on détermine les hauteurs conjuguées d1 et d2 (voir schéma N°7) moyennant une abaque.

$$F. \xrightarrow{\text{abaque}} \left\{ \begin{array}{l} d2 / d1 \\ d1 / dcr \end{array} \right.$$

La profondeur critique dcr est celle correspondant au débit maximal pour une énergie spécifique donnée. La relation caractéristique du régime critique est donnée par :

$$\frac{Q^2 Bo^2}{3 g.S^3} = 1$$

avec $S = Bo . dcr$

$$q = \frac{Q}{Bo}$$

d'où $dcr = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$ (33)

Connaissant dcr , on détermine d1 et d2 ainsi que le nombre de Froude

$$F = \frac{V}{\sqrt{gd1}} \quad (34)$$

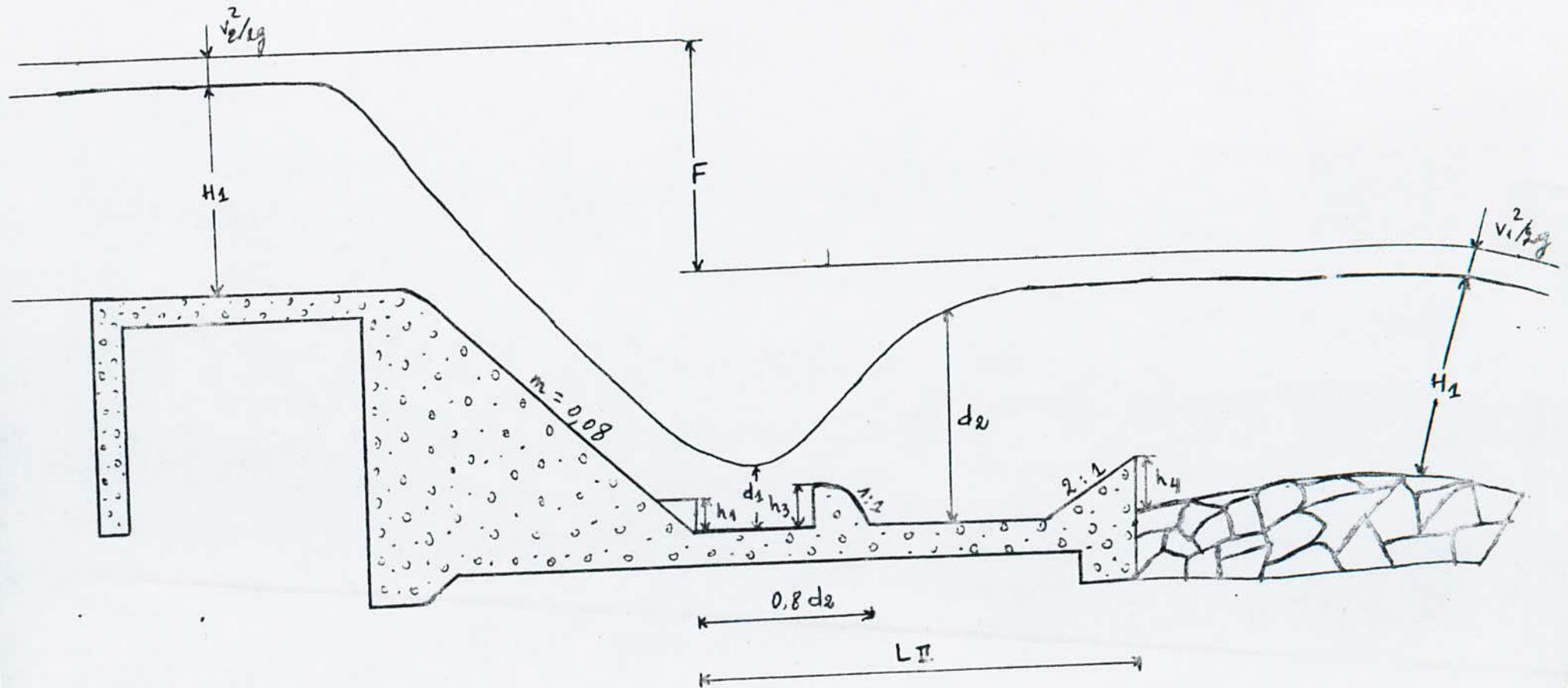
avec $V = \frac{q}{\sqrt{d1}}$

Les résultats sont représentés dans le tableau N°23

TABLEAU N°23

Tronçons N°	Hc (m)	Hd (m)	V ² / 2g (m)	F (m)	dcr (m)	d2/d1	d1/dcr	d1 (m)	d2 (m)	Fr (m)	
I	2,30	3,30	0,091	3,00	1,26	7,66	0,311	0,39	2,99	11,33	5,79
III	3,50	2,09	0,086	4,00	0,92	9,00	0,281	0,26	2,34	10,57	6,62
VII	1,30	2,85	0,093	2,00	1,15	6,18	0,356	0,41	2,53	9,39	4,68
	2,30	2,85	0,093	3,00	1,15	7,66	0,311	0,36	2,76	10,69	5,69

SCHEMA N°7 : BASSIN DE DISSIPATION



Compte tenu de nos résultats , le bassin d'amortissement est de type II.

d.1 Détermination des dimensions du bassin d'amortissement :

Les dimensions sont déterminées moyennant un abaque (voir annexe 5)

$$\text{Connaissant } Fr \xrightarrow{\text{abaque}} \begin{cases} LII / d2 \\ h3 / d1 \\ h4 / d1 \end{cases}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau N°25.

TABLEAU N°25

Tronçons N°	Fr	h3 (m)	h4 (m)	h1 (m)	H1 (m)	LII (m)
I	5,79	0,60	0,50	0,50	3,30	7,50
III	6,62	0,60	0,50	0,50	2,11	6,00
VII	4,68	0,60	0,50	0,50	2,86	6,00
	5,69	0,60	0,50	0,50	2,86	7,00

d.2 Détermination de la revanche dans le bassin :

D'après U.S.B.R la revanche de la profondeur d'eau dans un bassin d'amortissement est donnée par :

$$D = 0,1 (hv + d2) \quad (35)$$

avec

$$hv = \frac{V^2}{2g}$$

où

D : La revanche en (m).

d2 : La hauteur conjuguée en (m).

hv : La hauteur dynamique en (m).

Les résultats sont représentés dans le tableau N°26.

TABLEAU N°26

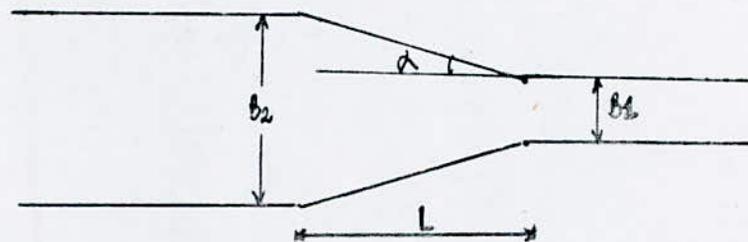
Tronçons	d2	hv	D
N°	(m)	(m)	(m)
I	2,99	6,55	0,95
III	2,34	5,70	0,80
VII	2,53	4,50	0,70
	2,76	5,83	0,86

2.5 OUVRAGES DIVERS :

1- Les raccordements :

Dans le but d'assurer un écoulement à régime stable dans les zones de transitions (béton - terre ou terre - béton) , on prévoit des ouvrages pour raccorder les différents tronçons.

Le modèle de raccordement utilisé est représenté par le schéma ci-dessous.



On détermine pour chaque raccordement l'angle α et la longueur de transition l.

D'après l'U.S.B.R la variation de l'angle est exprimée par :

$$\text{tg } \alpha = \frac{1}{3\text{Fr}} \quad (36)$$

avec

$$\text{Fr} = \frac{V}{\sqrt{gh}}$$

$$V = \frac{V1 + V2}{2} \quad \text{et} \quad h = \frac{h1 + h2}{2}$$

où

V : La vitesse moyenne d'écoulement entre le début et la fin de la transition en (m/s).

h : La profondeur d'eau moyenne entre le début et la fin de la transition en (m).

Connaissant l'angle α , on détermine la longueur l qui est donnée par :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{(B2 - B1) / 2}{l}$$

d'où

$$l = \frac{B2 - B1}{2 \operatorname{tg} \alpha}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau N°27.

TABLEAU N°27

Raccorde- -ment	N° des tronçons à raccorder	B1 (m)	B2 (m)	h (m)	V (m/s)	Fr	degré	l (m)
R1	I - II	20	7	2,43	3,96	0,81	22	16
R2	III - IV	10	5	1,35	2,98	0,82	22	7
R3	II - IV et V	12	10	2,68	5,86	1,14	16	4
R4	V - VI	10	4	2,69	6,44	1,25	15	12
R5	VI - VII	4	35	2,64	3,75	0,74	24	33

2-Courbures :

On note l'existence de 2 courbures le long de oued Djehadi et plus précisément au niveau des tronçons III, IV, V et VII.

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

La différence de niveau d'un profil en travers d'un canal entre la rive extérieure et intérieure, est donnée approximativement par : (Voir schéma ci-contre)

$$D_h = 4,60 \frac{V^2}{2g} \log_{10} \frac{R_2}{R_1} \quad (37)$$

avec

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

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

ou

R_1 : Rayon intérieur du coude en (m).

R_2 : " extérieur " en (m).

R : Rayon du coude par rapport à l'axe médiane.

B : Largeur du canal en (m).

V : Vitesse moyenne d'écoulement en (m/s).

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

$$h_R > D_h/2$$

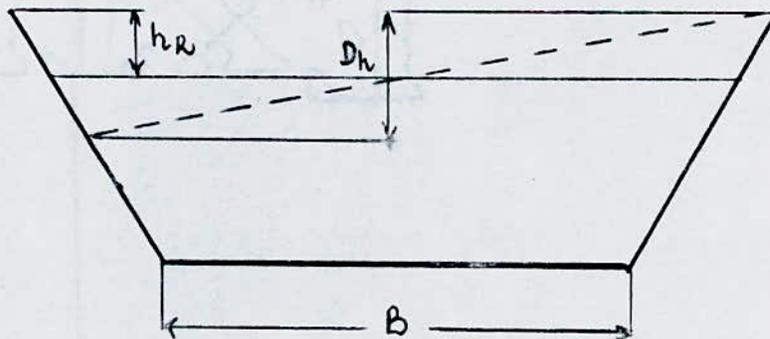


TABLEAU N°28

N° du tronçon :	N° du coude :	Points kilométriques : PK	R : (m)	B : (m)	R1 : (m)	R2 : (m)	V : (m/s)	Dh/2 : (m)	h_p : (m)
III	01	PK3 PK4	60,0	10,0	55,0	65,0	1,50	0,02	0,25
	02	PK4 PK5	60,0	10,0	55,0	65,0	1,50	0,02	0,25
	03	PK5 PK6	60,0	10,0	55,0	65,0	1,50	0,02	0,25
IV	04	PK6 PK7	60,0	5,0	57,5	62,5	4,80	0,10	0,35
	05	PK9 PK10	60,0	5,0	57,5	62,5	4,80	0,10	0,35
	06	PK12 PK13	60,0	5,0	57,5	62,5	4,80	0,10	0,35
	07	PK14 PK15	60,0	5,0	57,5	62,5	4,80	0,10	0,35
	08	PK15 PK16	65,0	5,0	62,5	67,5	4,80	0,09	0,35
V	09	PK16 PK17	65,0	10,0	60,0	70,0	6,63	0,35	0,42
	010	PK18 PK19	65,0	10,0	60,0	70,0	6,63	0,35	0,42
	011	PK21 PK22	65,0	10,0	60,0	70,0	6,63	0,35	0,42
	012	PK23 PK24	65,0	10,0	60,0	70,0	6,63	0,35	0,42
VII	013	PK37 PK38	132,0	35,0	114,5	149,5	1,24	0,02	0,30
	014	PK38 PK40	132,0	35,0	114,5	149,5	1,24	0,02	0,30
	015	PK41 PK43	130,0	35,0	112,5	147,5	1,24	0,02	0,30
	016	PK49 PK50	130,0	35,0	112,5	147,5	1,24	0,02	0,30
	017	PK50 PK51	130,0	35,0	112,5	147,5	1,24	0,02	0,30
	018	PK53 PK54	130,0	35,0	112,5	147,5	1,24	0,02	0,30
	019	PK54 PK55	130,0	35,0	112,5	147,5	1,24	0,02	0,30
	020	PK55 PK56	130,0	35,0	112,5	147,5	1,24	0,02	0,30
	021	PK56 PK57	130,0	35,0	112,5	147,5	1,24	0,02	0,30

Conclusion : La condition $h_p > Dh/2$ étant vérifiée donc le débordement sur les rives n'est pas à craindre.

Conclusion :

- Toutes les dimensions des canaux ont été déterminés par la formule de MANNING-STRICKLER.
- La stabilité des canaux en terre a été vérifiée à l'envasement et à l'érosion en tenant compte de la force tractrice admissible et à la vitesse d'écoulement admissible.
- Les armatures du mur de soutènement ont été déterminées selon les règles du CCBA 68.
- La stabilité au renversement , au glissement et aux contraintes a été vérifiée.
- Les chutes ont été projetées pour diminuer les vitesses d'écoulement dans les zones rurales.
- Les canaux à raccorder ont des pentes différentes , notre choix consiste à adopter la plus faible pente dans le cas d'un élargissement et la plus grande pente dans le cas d'un rétrécissement.

CONCLUSION

CONCLUSION

Dans le cadre de l'élaboration de ce projet de fin d'études, nous avons traité les principaux axes nécessaires au recalibrage de oued Djehadi dont la réalisation servira à protéger la ville d'EL EULMA contre les crues.

Pour mener cette étude nous nous sommes servis des données fournies par la S.ET.HY.AL , l'A.N.R.H et d'autres empruntées à différents auteurs (voir bibliographie).

L'étude comporte des hypothèses simplificatrices afin de résoudre les quelques difficultés auxquelles on était assujetti , néanmoins ces hypothèses n'ont généralement pas influé sur les résultats obtenus.

Nous estimons que le choix des canaux en terre dans les zones rurales et en béton dans les zones urbaines est la meilleure solution pour la protection de la ville d'EL EULMA contre les crues.

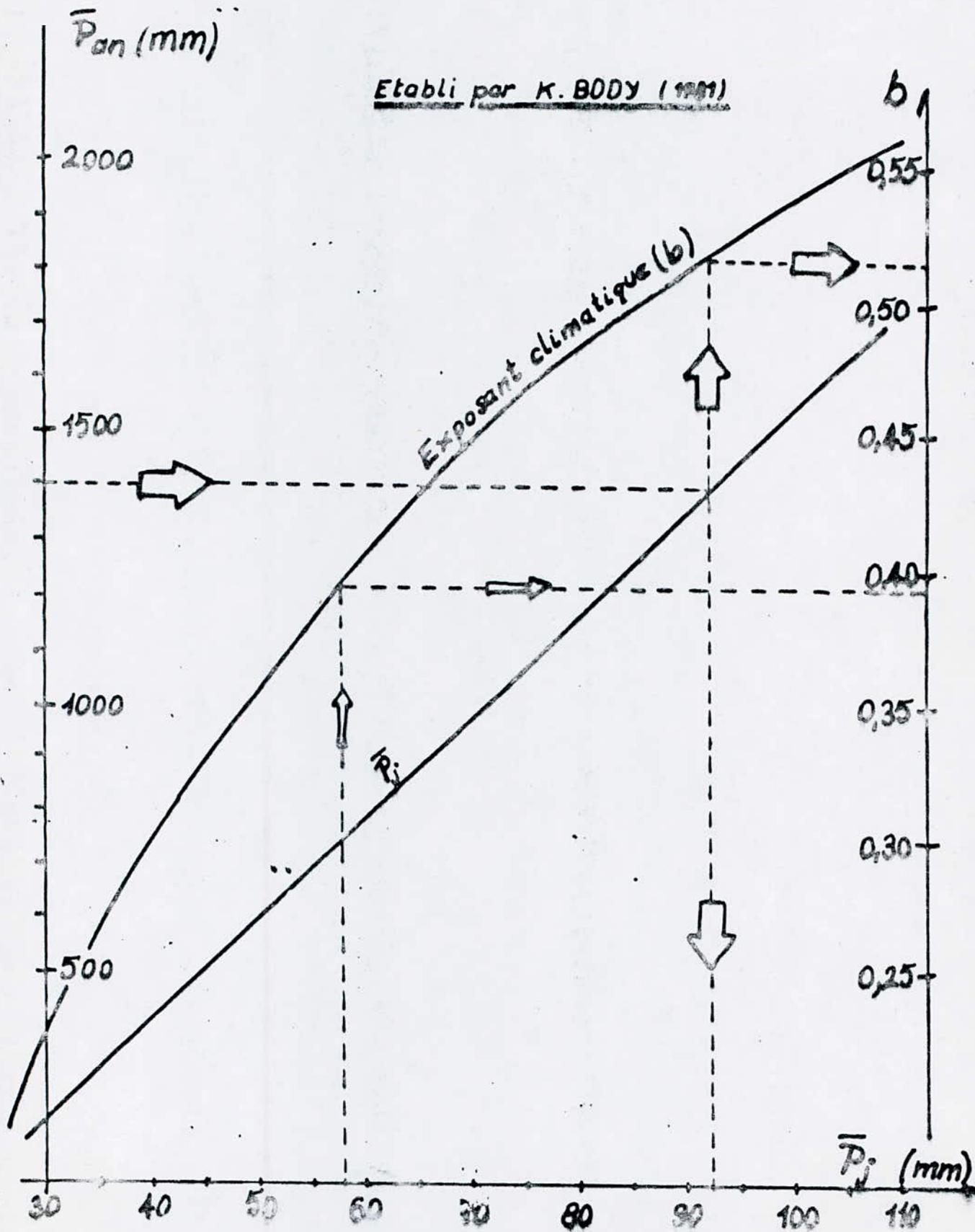
BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

- | | | | |
|------|----------------|--|-------------------|
| (1) | G.REMENIERAS | HYDROLOGIE DE L'INGENIEUR | EYROLLES 1972 |
| (2) | C.LEBRETON | DYNAMIQUE FLUVIALE | EYROLLES 1974 |
| (3) | A.LENCASTRE | MANUEL D'HYDRAULIQUE
GENERALE | EYROLLES 1984 |
| (4) | M.CARLIER | HYDRAULIQUE GENERALE
ET APPLIQUEE | EYROLLES 1980 |
| (5) | G.JAMES | TRAVAUX FLUVIAUX | EYROLLES 1974 |
| (6) | J.LARRAS | FLEUVES ET RIVIERE
NON AMENAGES | EYROLLES 1977 |
| (7) | G.SANGLERAT | COURS PRATIQUES DE MECANIQUE
DES SOLS (TOME II) | DUNOD 1983 |
| (8) | A.GUERRIN | TRAITE DE BETON ARME
(TOME VII) | DUNOD 1983 |
| (9) | U.S.B.R | DESIGN OF SMALL DAMS | U.S.G.P.O
1965 |
| (10) | G.PHILIPPONNAT | FONDATION ET OUVRAGES
EN TERRE | EYROLLES 1979 |
| (11) | P.CHARON | LE CALCUL ET LA VERIFICATION
DES OUVRAGES EN BETON ARME | EYROLLES 1976 |

ANNEXES

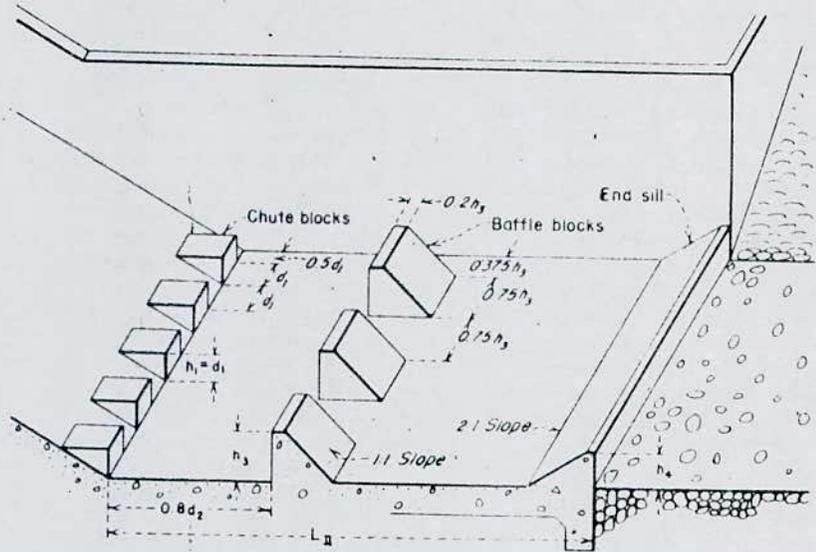
ANNEXE 1



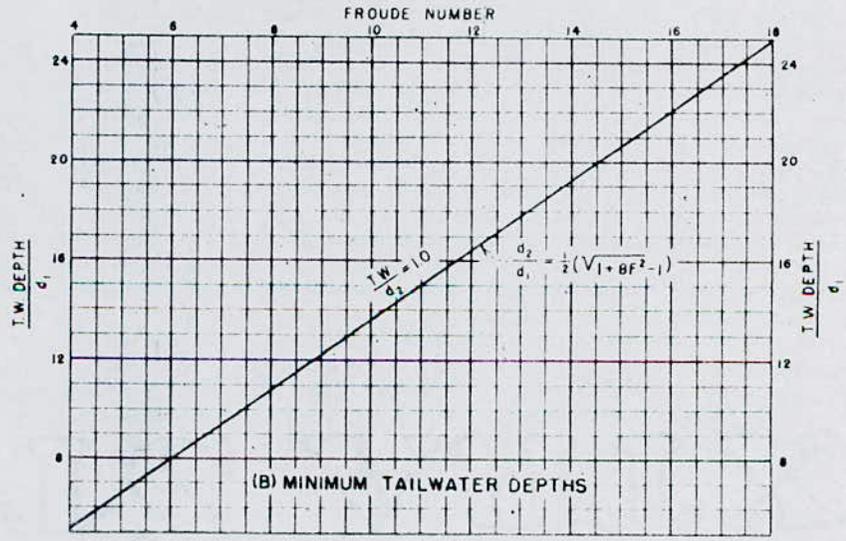
Annexe 2 : Détermination des hauteurs d'eau dans un bassin
'amortissement
 D'après U.S.B.R.

F	0		1		2		3		4	
	d_2/d_1	d_1/d_c								
0	1,00	1,000	2,07	0,680	2,48	0,614	2,81	0,672	3,09	0,541
1	4,44	0,436	4,64	0,425	4,82	0,415	5,00	0,405	5,18	0,397
2	6,18	0,356	6,33	0,351	6,49	0,345	6,64	0,340	6,79	0,336
3	7,66	0,311	7,80	0,308	7,94	0,304	8,07	0,301	8,21	0,298
4	9,00	0,281	9,13	0,278	9,26	0,276	9,39	0,274	9,51	0,271
5	10,25	0,259	10,38	0,257	10,50	0,255	10,62	0,253	10,73	0,251

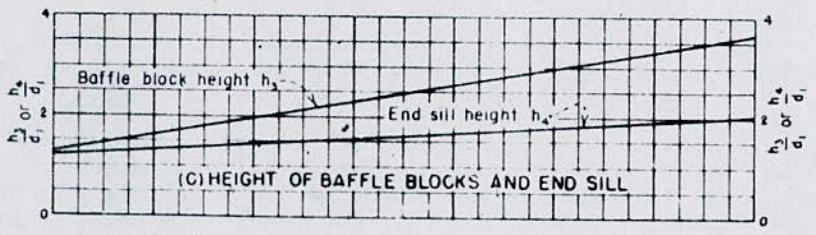
F	5		6		7		8		9	
	d_2/d_1	d_1/d_c								
0	3,35	0,516	3,60	0,494	3,82	0,477	4,04	0,461	4,24	0,448
1	5,36	0,389	5,53	0,381	5,69	0,375	5,86	0,368	6,02	0,362
2	6,94	0,331	7,09	0,327	7,23	0,323	7,38	0,319	7,52	0,315
3	8,34	0,295	8,48	0,292	8,61	0,289	8,74	0,286	8,87	0,284
4	9,64	0,269	9,76	0,267	9,89	0,265	10,01	0,263	10,13	0,261
5	10,85	0,250	10,97	0,248	11,09	0,246	11,21	0,244	11,32	0,243



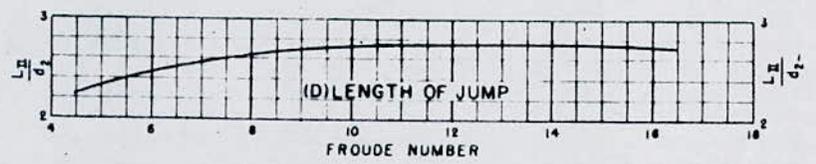
(A) TYPE II BASIN DIMENSIONS



(B) MINIMUM TAILWATER DEPTHS

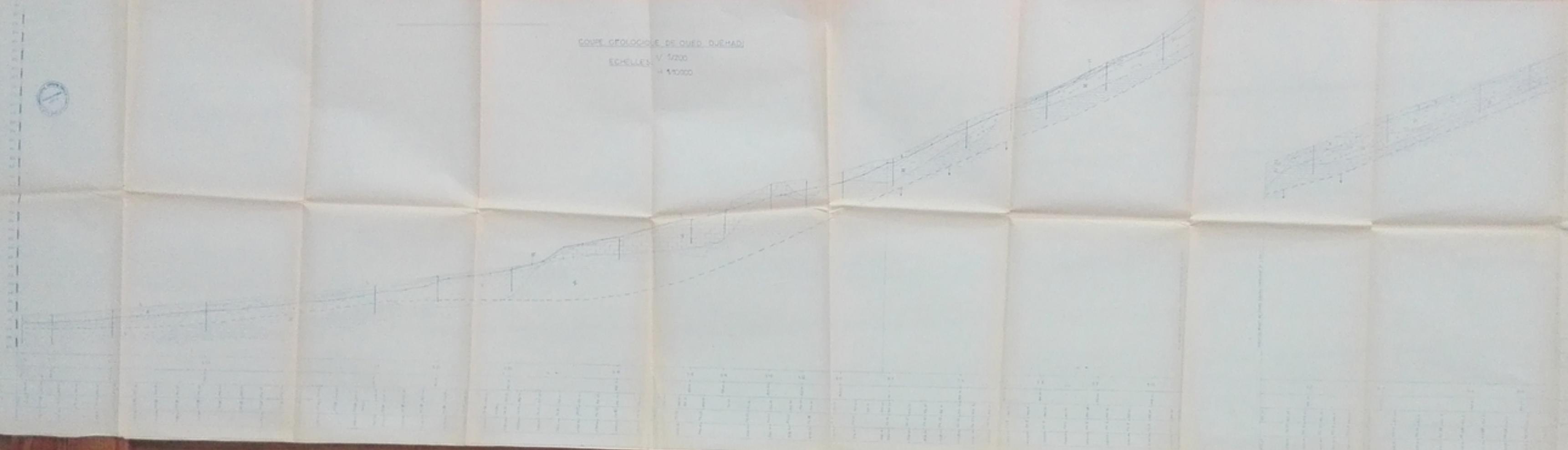
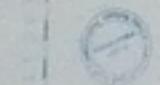


(C) HEIGHT OF BAFFLE BLOCKS AND END SILL



(D) LENGTH OF JUMP

COUPE GÉOLOGIQUE DE OUED DJEMADI
 ÉCHELLE 1/200
 1/10000



- LEGÈRE
- 1. Terrain argileux
 - 2. Terrain calcaire
 - 3. Terrain granitique
 - 4. Terrain schisteux
 - 5. Terrain gneissique
 - 6. Terrain métamorphique
 - 7. Terrain sédimentaire
 - 8. Terrain volcanique
 - 9. Terrain éolien
 - 10. Terrain glaciaire



PROJET N° 1000

ÉCHÉLLE 1/200

1/10000

DATE 1950

PROFESSEUR

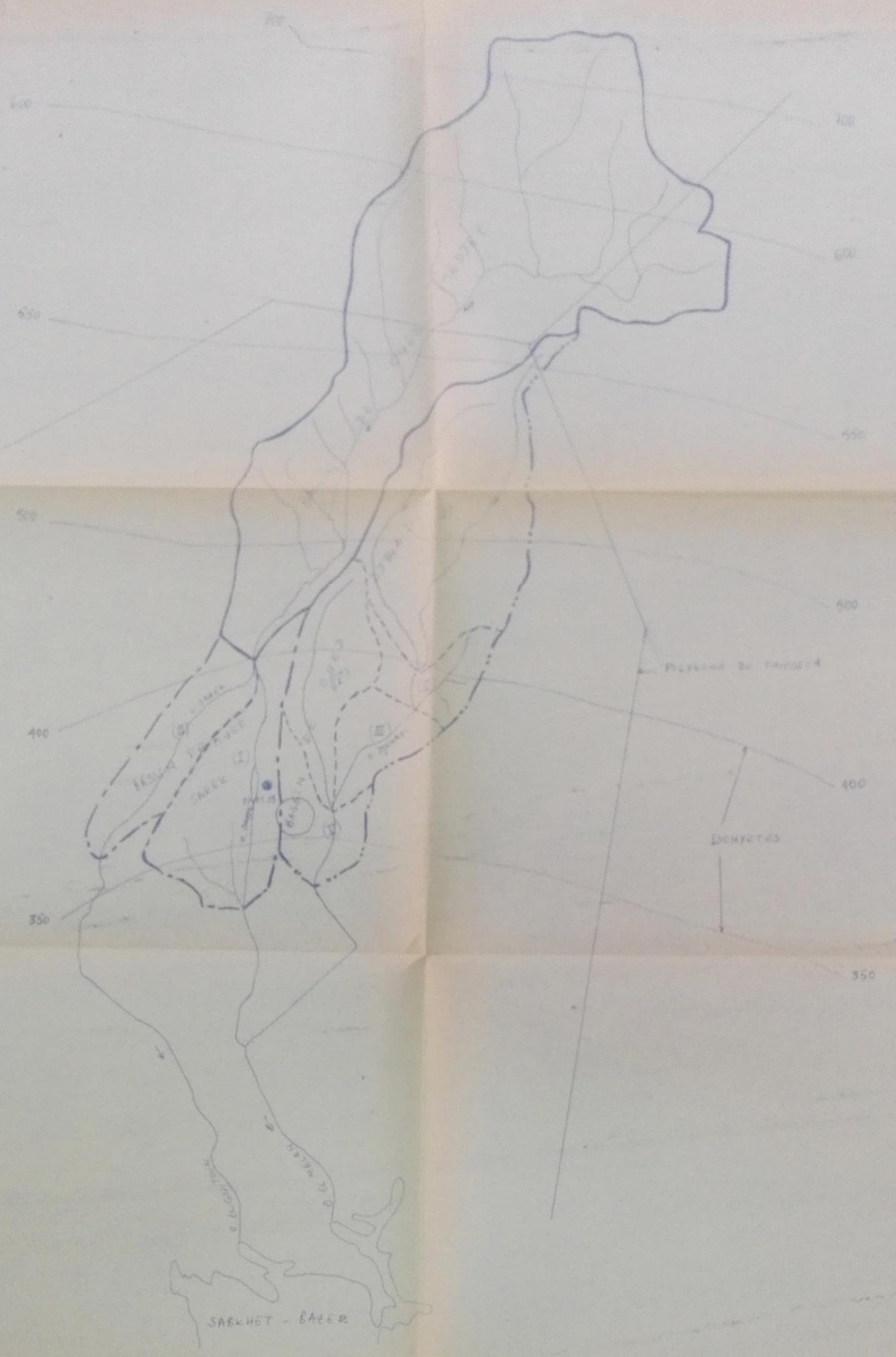
ÉLÈVE

1



PLAN DES SOUS-BASSINS

E: 1/50000



LEGENDE :

- stations pluviométriques
- Limite du bassin versant de Oued Sakh
- " " " " " de Oued Medja
- " " " " " de Oued Medja
- Réseau hydrographique
- Limite des sous-bassins

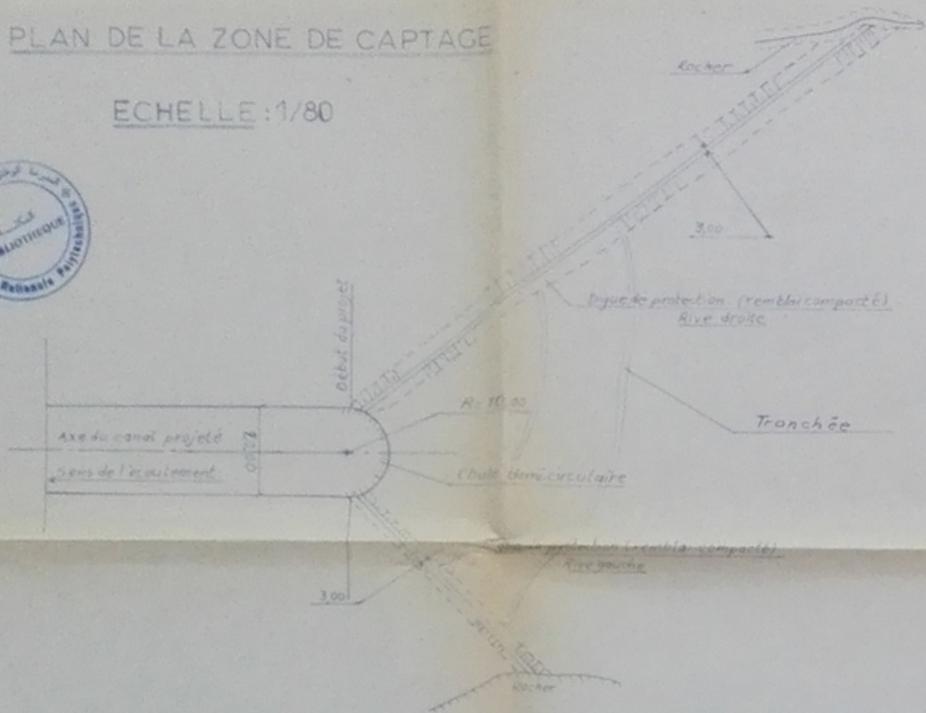
PHD 30/88
-2-



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية REPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE			
E.N.P.		MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR	
TITRE DE L'ÉTUDE	ÉTUDE DE PROTECTION DE LA VILLE D'EL GULMA CONTRE LES CRUES (W. DE SETIF)	SPECIALITÉ HYDRAULIQUE	
DRESSÉ PAR	SALMI HOLANI	PLANCHE N° 2	PROMOTION JUIN 1988

PLAN DE LA ZONE DE CAPTAGE

ECHELLE: 1/80



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE			
E.N.P.	MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR		
TITRE DE L'ETUDE	ETUDE DE PROTECTION DE LA VILLE D'EL EULMA CONTRE LES CRUES (W. DE SETIF)	SPECIALITE HYDRAULIQUE	PROMOTION JUN 1988
DRESSE PAR	SALMI AD...	PLANCHE N° 5	

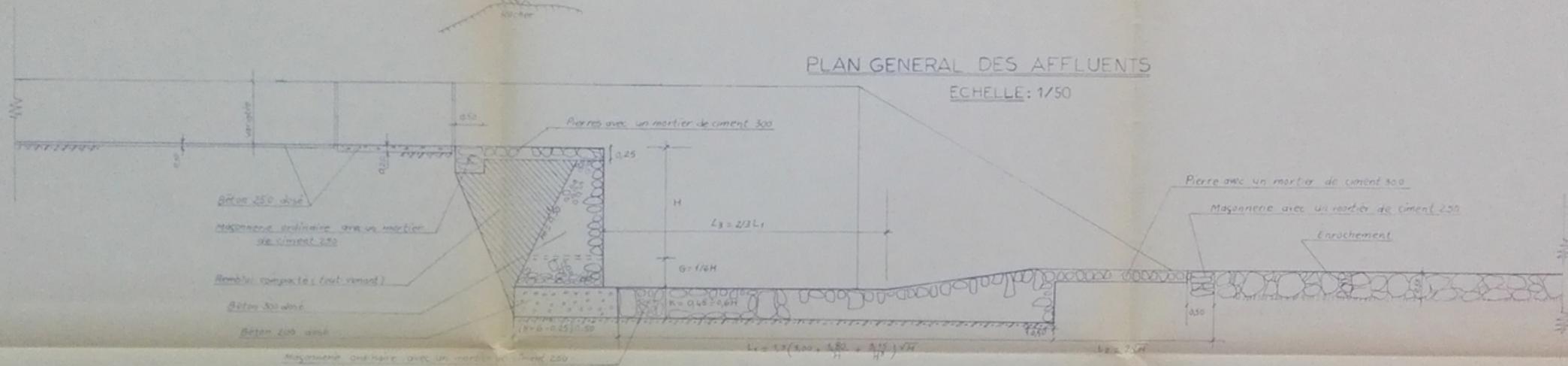


PH 030/88

-5-

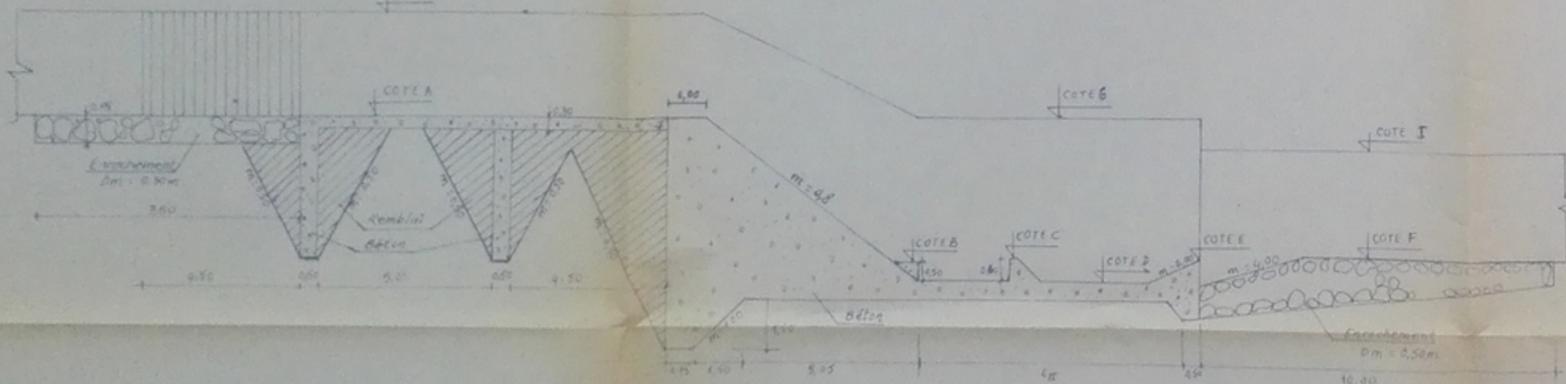
PLAN GENERAL DES AFFLUENTS

ECHELLE: 1/50



PROFIL EN LONG D'UNE CHUTE

ECHELLE: 1/100



FERRAILLAGE DU MUR DE SOUTÈNEMENT

ECHELLE: 1/100

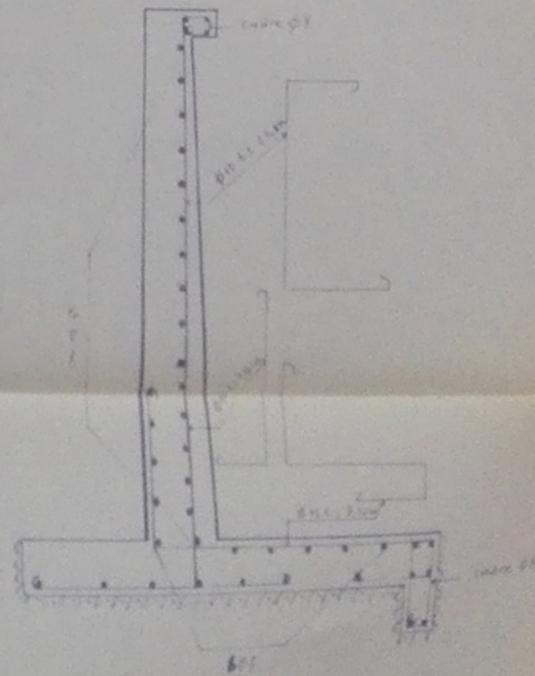


TABLEAU RECAPITULATIF

Numéro de la chute	Longueur du canal B (m)	L2 (m)	cote A (m)	cote B (m)	cote C (m)	cote D (m)	cote E (m)	cote F (m)	cote G (m)	cote H (m)	cote I (m)
1	20.00	7.00	91.00	89.00	87.00	85.00	83.00	81.00	79.00	77.00	75.00
2	20.00	7.00	90.00	88.00	86.00	84.00	82.00	80.00	78.00	76.00	74.00
3	20.00	7.00	89.00	87.00	85.00	83.00	81.00	79.00	77.00	75.00	73.00
4	16.00	6.00	88.00	86.00	84.00	82.00	80.00	78.00	76.00	74.00	72.00
5	16.00	6.00	87.00	85.00	83.00	81.00	79.00	77.00	75.00	73.00	71.00
6	16.00	6.00	86.00	84.00	82.00	80.00	78.00	76.00	74.00	72.00	70.00
7	16.00	6.00	85.00	83.00	81.00	79.00	77.00	75.00	73.00	71.00	69.00
8	16.00	6.00	84.00	82.00	80.00	78.00	76.00	74.00	72.00	70.00	68.00
9	16.00	6.00	83.00	81.00	79.00	77.00	75.00	73.00	71.00	69.00	67.00

REPUBLICA ARGENTINA	
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS	
PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCION DEL PUERTO DE BUENOS AIRES	
ESTADO:	PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCION DEL PUERTO DE BUENOS AIRES
FECHA:	10 DE ABRIL DE 1911
ESCALA:	1:1000
PROYECTISTA:	ING. J. B. ...
PROYECTISTA:	ING. J. B. ...

PROFIL EN LONG DE L'OUED DJEHAD
 ESCALES: V 1:200
 H 1:10000

