

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

30/80

وزارة التعليم والبحث العلمي  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

lck

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

المدرسة الوطنية للتكنولوجيا  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

DEPARTEMENT GENIE HYDRAULIQUE

## PROJET DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'Etat

SUJET

**ETUDE DE FAISABILITE  
D'UNE RETENUE COLLINAIRE  
SUR L'OUED KRANGA  
( W. D'OUM EL BOUAGHI )**

OPLANCHES

Proposé par :

S. ET. HY. CO.

Etudié par :

Mr BOULAHIA M.

Mr BOUROUZ A.

Dirigé par :

Mr MOULOUDI Y.

PROMOTION : JUIN 1986



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

«\*»

وزارة التعليم والبحث العلمي  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

«\*»

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

المكتبة الوطنية للتعليم والبحث العلمي  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

DEPARTEMENT GENIE HYDRAULIQUE

## PROJET DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'Etat

SUJET

**ETUDE DE FAISABILITE  
D'UNE RETENUE COLLINAIRE  
SUR L'OUED KRANGA  
( W. D'OUM EL BOUAGHI )**

Proposé par :

S. ET. HY. CO.

Etudié par :

Mr BOULAHIA M.

Mr BOUROUZ A.

Dirigé par :

Mr MOULOUDI Y.

PROMOTION : JUIN 1986

-oOo DEDICACES oOo -

Je dedie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance  
à :

A ma mère  
mon père  
mes frères et soeurs  
toute la famille  
tous mes amis

BOULAHIA - M.

BOUROUZ - A.

REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier

- Notre promoteur Mr. Mouloudi - Y, pour ses conseils.
- Tous les professeurs et responsables ayant contribué a notre formation.
- Toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin dans l'elaboration. de cette thèse.
- SETHYCO.
- Mohamed pour la frappe.

- I ) Introduction
- II ) Hydrologie
- III ) Etude technique de la retenue.
  - 1) Etude geologique.
  - 2) Choix du type du barrage.
  - 3) Dimensionnement du profil de la digue.
  - 4) Etude des infiltrations de l'eau.
  - 5) Dispositifs de protection contre les infiltrations.
  - 6) Etude de la stabilité des talus.
- IV) ) Ouvrages annexes
  - 1) Derivation provisoire
  - 2) Frise d'eau et vidange de fond.
  - 3) Evacuateur de crue.
- V) Les différentes phases de la réalisation de la retenue
- VI) Estimation
- VII) Conclusion.

## INTRODUCTION.

Toute la Région de la Wilaya d'Oum-El-Bouaghi, se caractérise par une irrégularité marquante dans les écoulements superficiels, au cours d'une même année et interannuellement. Afin de maîtriser ces eaux sauvages qui se perdent dans la nature et de les valoriser pour donner un nouveau souffle à l'irrigation des cultures. Il a été envisagé la création des retenues collinaires sur des sites fiables. C'est pourquoi la direction de l'hydraulique, de la W/de Oum-El-Bouaghi a chargé la SE.THY.CO de la réalisation de l'étude d'une retenue collinaire sur l'Oued Kranga dans la Daïra de Ain-Mila. Notre étude portera sur la faisabilité de cette retenue collinaire.

Géographiquement le bassin de l'Oued Kranga est situé à environ 10Km au Sud-Est du Village de Ain-Fakroun.

### I-1. Présentation générale du Bassin.

#### 1.1. Climat :

Le climat est de type méditerranéen caractérisé par été chaud et un hiver doux et humide. Il est classé selon le coefficient pluviométrique d'Emberger

$$a = \frac{1000 P}{\frac{M + m}{2} - M - m}$$

ou :

P : moyenne des pluies annuelles mm

M : moyenne des températures maximales du Mois le plus chaud.

#### 1.2 : Caractéristiques physiques et morphométriques :

Selon les observations faites sur place et l'étude de la carte topographique au 1/50.000 (feuille N°121 ain Fakroun) nous avons.

\* Pédologie et lithologie : Couches arables d'une faible épaisseur, Argile, limono-argile mane et marno calcaires les derniers sont présents sur toute l'étendue du Bassin versant :

\* Couverture végétale : Dominance de la céréaliculture et végétation naturelle. Sur les parties hautes du bassin versant, les terrains sont complètement déboisés, le bassin est à 50% couvert d'herbes rombourgières.

# BASSIN VERSANT DE LA RETENUE COLLINAIRE KRANGA

ECH: 1/50000 FEUILLE N°121 AIN-FAKROUN

SUPERFICIE MESURE DU BV = 1210 Km<sup>2</sup>

COORDONNEES GEOGRAPHIQUES EN GRADES DU POINT "A"

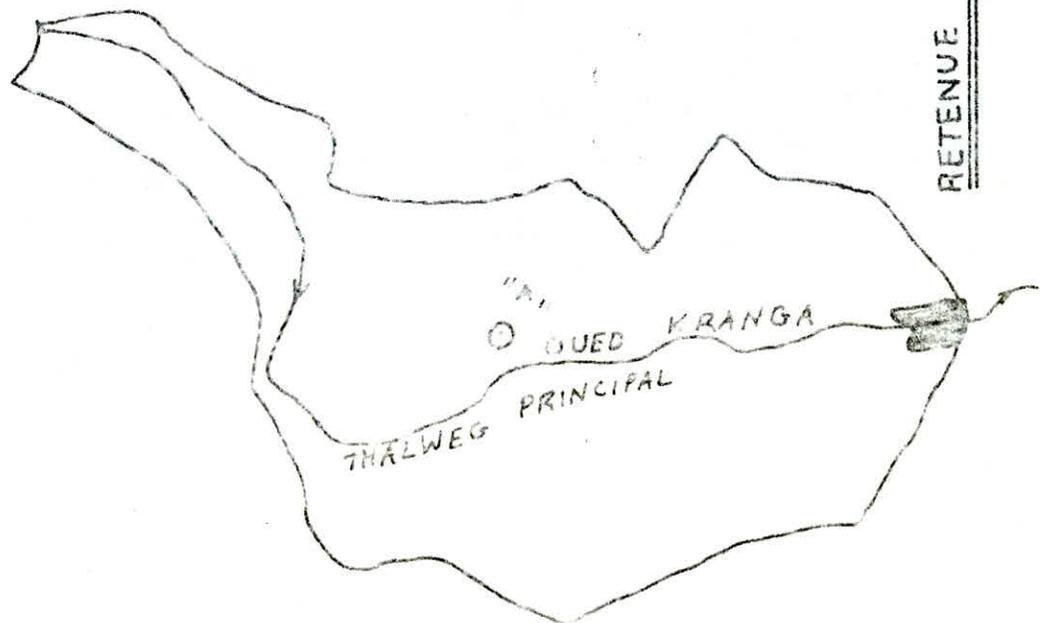
EST: 4° 52' 31" CG CCG

NORD: 40° 04' 40" CG CCG

LONGUEUR DU THALWEG L = 8,15 Km

ALTITUDE MOYENNE DU B.V H = 956 m

ALTITUDE A L'EXUTOIRE h<sub>o</sub> = 865 m



\* Morphométrie :

- Superficie du Bassin versant  $S = 12,10 \text{ Km}^2$
- Long.  $L = 4,5 \text{ Km}$ , Large.  $l = 2,7 \text{ km}$ .
- Altitude ( N.G.A )
- maxi  $H = 1324 \text{ m}$
- maxi moyènee  $H = 1048,20 \text{ m}$ .
- mini  $h_0 = 865 \text{ m}$
- moyènne  $h = 956,6 \text{ m}$ .
- Longueur du thalweg principal  $L_p = 8,15 \text{ km}$ .

1.3 : Caracteristiques de formes :

a) Indice de compacité

D'après la formule de "GRAVELIUS " on a

$$K = \frac{P}{2 \sqrt{P} \sqrt{S}} = 0,282 \frac{P}{(S)^{1/2}}$$

- ou : P : perimètre du Bassin versant ( Km )
- S : Superficie du Bassin versant ( Km<sup>2</sup> )

b) Rectangle équivalent :

Ce dernier est calculé par la formule suivante :

$$L_r = \frac{K S}{1,12} = 1 + \left( 1 - \frac{(1,12)^2}{K^2} \right)^{1/2}$$

ou K : indice de compacité de " Gravelinus "

c) Indice de pente :

$$P = \frac{\Delta}{\angle}$$

1.4 ) Caracteristiques du Réseau Hydrographique :

a) Densité de drainage :

$$D = \frac{\sum L_c}{S}$$

où :

$\sum L_i$  : longueur de tous les talwegs de la superficie du bassin versant (Km)

b) temps de concentration :

On determine le temps de concentration moyenant la formule de "GIANDOTTI"

$$T_c = \frac{4 \sqrt{S} + 1,5 L}{0,8 (H_{moy} - H_{min})}^{1/2}$$

S : superficie du Bassin versant, (Km)

L : longueur du talweg principal, ( Km )

H moy et H min : étant les altitudes moyènes et min. du Bassin versant (m)

Resumé des caractéristiques physiques et Morphométriques :

Tab N° 1.

Types de Paramètres	Unité	Site du Barrage :
Superficie du Bassin versant	S : Km <sup>2</sup>	12,10
Perimetre du Bassin versant	P : Km	14,4
Coordonnées	Lambert	X = 869,205 m. y = 312,101 m. Z = 864,00 m.
Longueur du talweg principal	L : Km	8,15
Indice de compacité	K	1,167
Longueur du Rectangle équivalent	L : Km	4,641
Densité de drainage	Dd : Km/Km <sup>2</sup>	300
Temps de concentration	Tc : (heures)	3,41

## II Etude Hydrologique :

### II - 1 3 ) Evaluation des Apports liquides :

#### 1.1. Introduction et but de l'étude.

Fautes de données hydrométriques sur l'Oued en question, nous avons été appelé à l'utilisation des données pluviométriques. Les paramètres à déterminer sont mentionnés ci-dessous :

- Pan : pluie moyenne annuelle en mm
- Pj : Moyennes des pluies journalières maxima annuelles en mm.
- b = exposant climatique
- Cv = Coefficient de variation.
- Z = Altitude de la station étudiée en m
- h = Altitude moyenne du Bassin versant en m.

Connaissant ces paramètres, nous pourrions calculer l'apport annuel moyen, le débit annuel moyen, et les crues critiques engendrées par les précipitations tombées sur un bassin versant quelconque. Nous calculons ces paramètres hydrologiques en utilisant en général les cartes pluviométriques tracées par Mr " BODY " pour le territoire nationale, et spécifique à chaque région. L'existence de la synthèse régionale ne nous empêche pas, d'examiner les données réelles des stations voisines et corriger les valeurs tirées de ces cartes si cela est possible.

#### II.2 ) Détermination des contours du Bassin versant ( fig 1 )

Les contours du Bassin versant sont déterminés sur la carte topographique disponible à l'échelle 1/50.000 ( feuille n° 121 Ain Fakroun )

Les paramètres du Bassin versant de la Retenue Kranga sont :

- Superficie du Bassin versant  $S = 12,10 \text{ Km}^2$
- Périmètre du Bassin versant  $P = 14,4 \text{ Km}$
- Longueur du talweg principal  $L = 8,15 \text{ Km}$ .
- Altitude moyenne du Bassin versant  $h = 956,6 \text{ m}$ .
- Altitude à l'exutoire  $h_0 = 865 \text{ m}$ .

N.B Le point "A" sur la fig 1 du Bassin versant est son centre il a pour

coordonnée en grades : 4,923 Gr Est

40,0440 Gr Nord.

II 3 ) Determination des paramètres pluviométriques :

\* Les moyennes des quatre paramètres en utilisant les cartes de Body qui sont disponibles à I.N.R.H d'Alger sont :

$$\begin{aligned} P_{an} &= 550 \text{ mm} \\ P_j &= 47 \text{ mm} \\ C_v &= 0,50 \\ b &= 0,35 \end{aligned}$$

\* En utilisant les stations les plus proches les résultats sont :

- Station de Oued-Nasser : code 10-05-05, situé à 11,5 Km Nord est dont l'altitude  $Z = 770 \text{ m}$ .

$$\bar{P}_{an} = 478 \text{ mm}, \bar{P}_j = 43,6 \text{ mm}, C_v = 0,57, b = 0,32.$$

observations faites sur une période de 50 ans.

- Station El-Guerrah : code 10 - 05 - 04; située à 17,5 Km Nord-Oued à une altitude de  $Z = 775 \text{ m}$

$$\bar{P}_{an} = 474 \text{ mm}; \bar{P}_j = 43,5 \text{ mm}; b = 0,32 ; C_v = 0,30$$

Observations faites sur 34 ans.

- Station de Ain-M'lila : Code 10 - 05 - 07, situé à 18,7 Km à l'Oued à une altitude de 773 m.  $\bar{P}_{an} = 367 \text{ mm}, \bar{P}_j = 37,9 \text{ mm}, b = 0,29, C_v = 0,53$

Observations faites sur 50 ans.

\* La dernière station " Ain- M'lila" étant la plus éloignée, elle a été écartée, les valeurs adoptées définitivement sont les suivantes :

$$\bar{P}_{an} = 500 \text{ mm} \quad \bar{P}_j = 45 \text{ mm} \quad C_v = 0,50 \quad b = 0,32$$

II.4 ) Determination de l'apport moyen Annuel :

Apport moyen Annuel (A) est calculé sur la base des formules empiriques les suivantes qui nous donne la lame d'eau écoulée :

- (1) formule de SAMI

$$A = P_{an} ( 293 - 2,2 \sqrt{\bar{P}_j} ) , \text{ mm} \quad ( \bar{P}_{an} \text{ en m } ) : \text{ pluviométrie Annuelle moyenne.}$$

- (2) formule dite Algérienne

$$A = P_{an} ( 1 - 10^{-K \frac{P_{an}}{P_j}} ) \text{ mm}$$

ou  $K = 0,18 - 0,01 \log S$

- (3) formule de Mallet - Gautier

$$A = \bar{P}_{an} \cdot K_e \quad \text{mm} \quad (\bar{P}_{an} \text{ en m})$$

$K_e$  : coefficient d'écoulement  $K_e = 0,6 \cdot (1 - 10^{(-0,36 \bar{P}_{an})}) + 10\%$

ou  $(\bar{P}_{an} \text{ m})$

- (4) formule de l'I.N.R.H (donne directement Apport annuel moyen)

$$A = 0,513 \bar{P}_{an}^{2,6683} D_d^{0,5} S^{0,842} \text{ hm}^3/\text{an.}$$

ou  $\bar{P}_{an}$  en m,  $D_d$  : densité de drainage  $\text{Km}/\text{Km}^2$ ,  $S$  : superficie en  $\text{Km}^2$

- (5) Formule de Turk

$$D(\text{mm}) = \frac{P}{(0,9 + P^2/L^2)^{0,5}}$$

$P$  ( mm )

$T$  : température moyenne  
Annuel en ( $^{\circ}\text{C}$ )

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

$D$  : deficit d'écoulement ( mm )

Les équations de transfert sont :

La lame d'eau écoulée :  $H = \bar{P} - D$

Module spécifique :  $q = 31,7098 H$

Apport Annuel moyen :  $A = \frac{S \cdot q}{31,7098}$

Les données de base sont les suivantes :

$$S = 12,1 \text{ Km}^2 \quad \bar{P}_{an} = 500 \text{ mm} \quad D_d = 3 \text{ Km}/\text{Km}^2 \quad T = 14^{\circ}\text{C}$$

Tab 2

Formules	Lame d'eau écoulée (H)(mm)	Module spécifique (q) (l/S/Km <sup>2</sup> )	Apport annuel moyen (A) (hm <sup>3</sup> /em).
1	71,33	2,26	0,862
2	46	1,471	0,5613
3	56,15	1,78	0,6792
4	71,60	2,258	1,129
5	62,04	1,967	0,7505

Remarque :

On prendras dans la suite des calculs la valeur de Apport moyen annuel  $A = 0,6792 \text{ h m}^3/\text{an}$  ( d'après la 3eme Formule ).

Parsque ayant tracé les courbes des 5 formules de l'apport moyen annuel par  $1 \text{ Km}^2$  du Bassin versant en fonction de la pluie moyene- annuelle ( en mm ).

On constate que la 3eme formule est la courbe la plus moyène des 5 formules (voir graphe N°2)

5) Determination de la pluie journalière d' 1 fréquence donnée les valeurs  $P_J$  et  $C_v$  déjà estimées précédement doivent-êtré portées dans l'équation

suiivante :

$$P_J \% = \frac{e^{-u} (L_n(Cv^2 + 1))^{1/2}}{(Cv^2 + 1)^{1/2}} \cdot \bar{P}_J \text{ (mm)} = J\% \cdot \bar{P}_J \text{ ( 4 )}$$

ou - u étant la variable de Gauss. elle est choisie à partir du tableau suivant ci-dessous :

$$- J = \frac{e^{-u} (L_n(Cv^2 + 1))^{1/2}}{(Cv^2 + 1)^{1/2}} \quad \text{( Tableau N°3 )}$$

Fréquence en dépacement en %	50	20	10	5	2	1	0,5	0,2	0,1
Période de retour en années	2	5	10	20	50	100	200	500	1000
Variable de Gauss u.	0	0,841	1,282	1,645	2,057	2,327	2,545	2,820	3,009

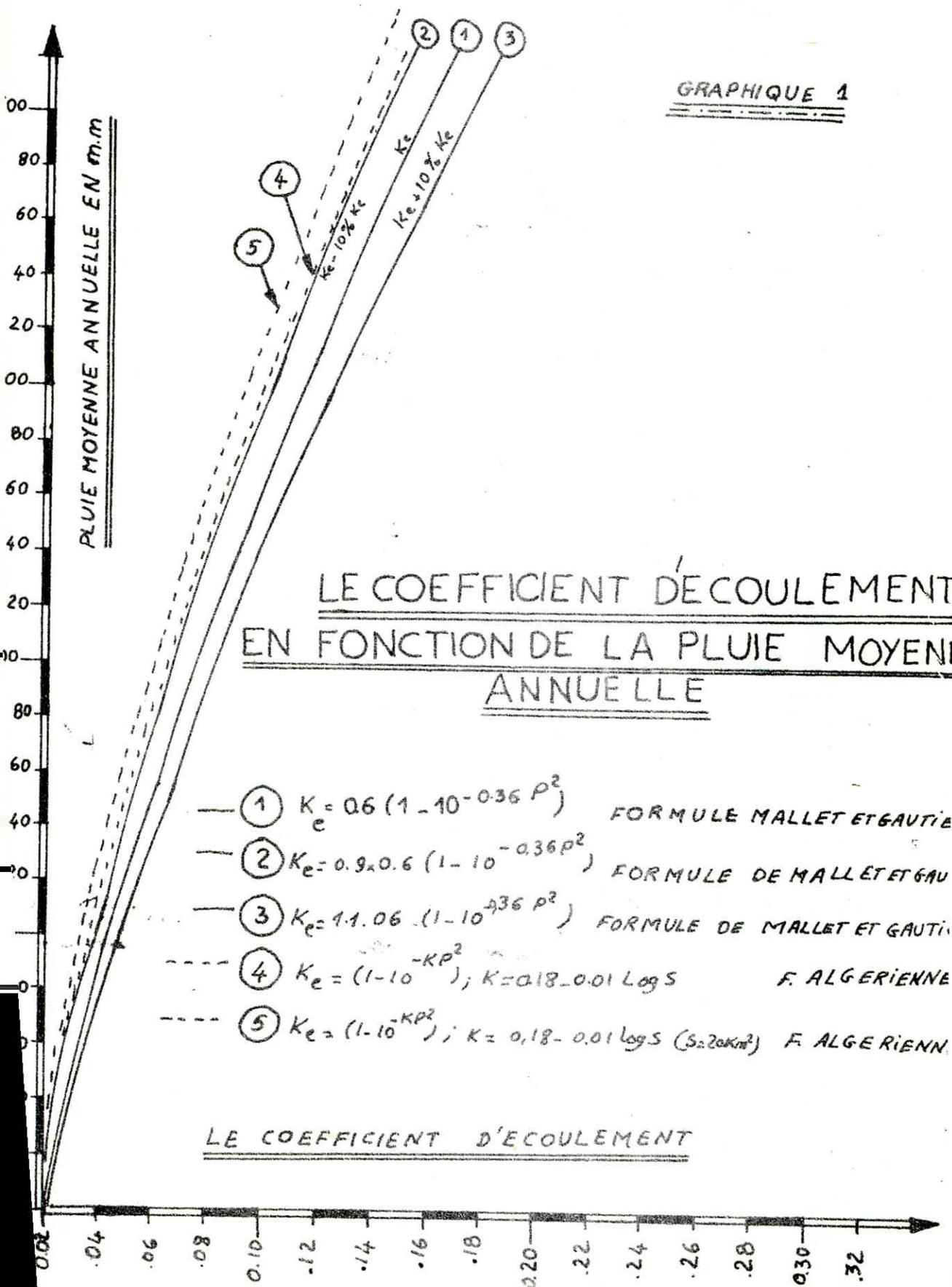
\* ou bien on peut calculer la formule (4) à partir du graphe N°3 qui nous donne le coeffecient  $J\%$  en fonction de  $C_v$

pour  $C_v = 0,50$  on  $J \ 5\% = 1,94$   
 $J \ 1\% = 1,69$   
 $J \ 0,5\% = 1,985$

Avec les valeurs de u tirées du tableau de Gauss N°3 on obtenu les valeurs suivantes :

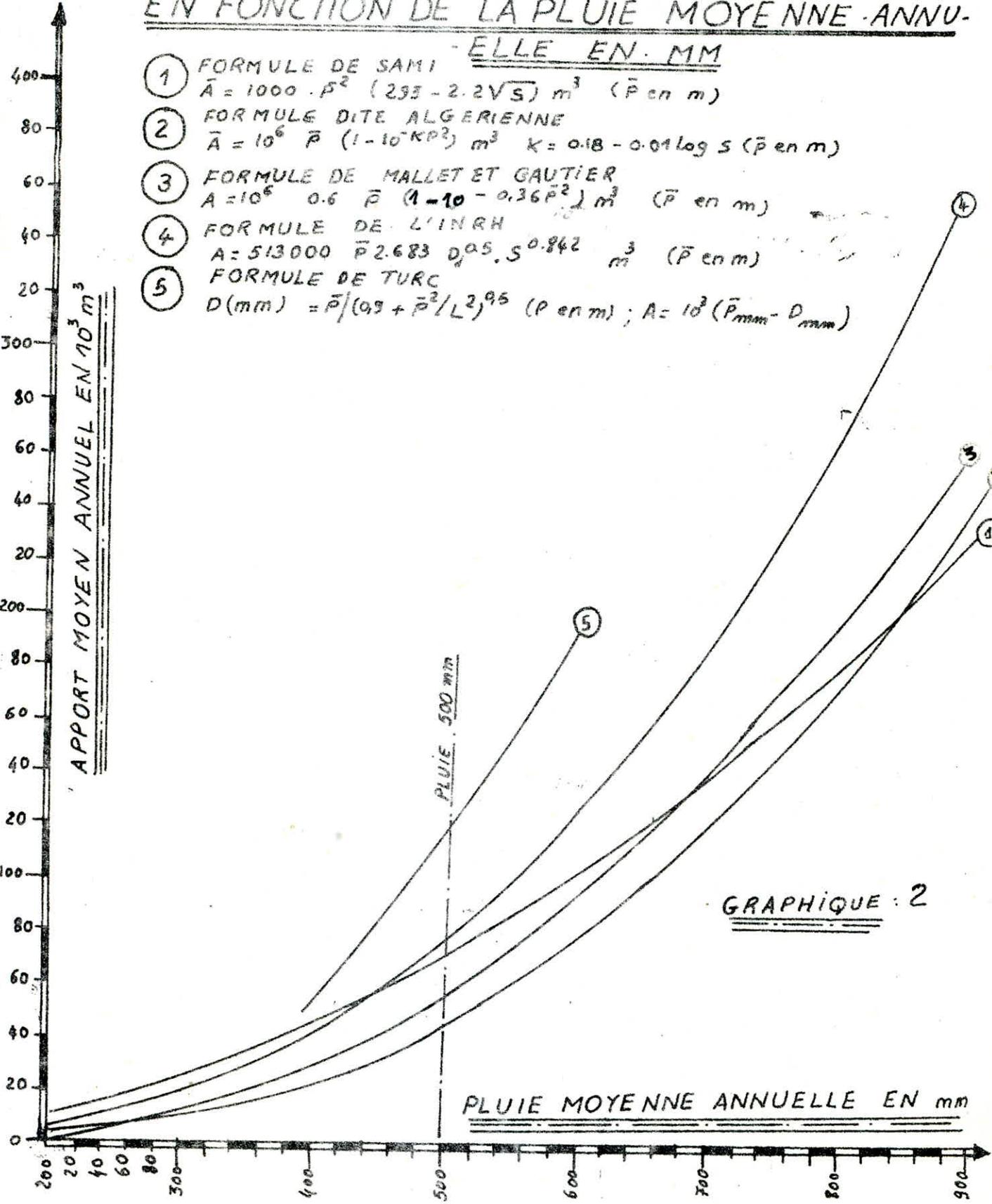
pour  $C_v = 0,50$  on  $J \ 5\% = 1,94545$   
 $J \ 1\% = 1,6849$   
 $J \ 0,5\% = 2,976$

GRAPHIQUE 1



APPORT MOYEN ANNUEL PAR 1km<sup>2</sup> DU B.V  
EN FONCTION DE LA PLUIE MOYENNE ANNU-  
-ELLE EN MM

- ① FORMULE DE SAMI  
 $\bar{A} = 1000 \cdot \bar{P}^2 (293 - 2.2\sqrt{S}) \text{ m}^3$  ( $\bar{P}$  en m)
- ② FORMULE DITE ALGERIENNE  
 $\bar{A} = 10^6 \bar{P} (1 - 10^{-kP^2}) \text{ m}^3$   $k = 0.18 - 0.01 \log S$  ( $\bar{P}$  en m)
- ③ FORMULE DE MALLET ET GAUTIER  
 $A = 10^6 \cdot 0.6 \bar{P} (1 - 10^{-0.36\bar{P}^2}) \text{ m}^3$  ( $\bar{P}$  en m)
- ④ FORMULE DE L'INRH  
 $A = 513000 \bar{P}^{2.683} D^{0.5} S^{0.842} \text{ m}^3$  ( $\bar{P}$  en m)
- ⑤ FORMULE DE TURC  
 $D(\text{mm}) = \bar{P} / (0.9 + \bar{P}^2 / L^2)^{0.5}$  ( $P$  en m) ;  $A = 10^3 (\bar{P}_{\text{mm}} - D_{\text{mm}})$

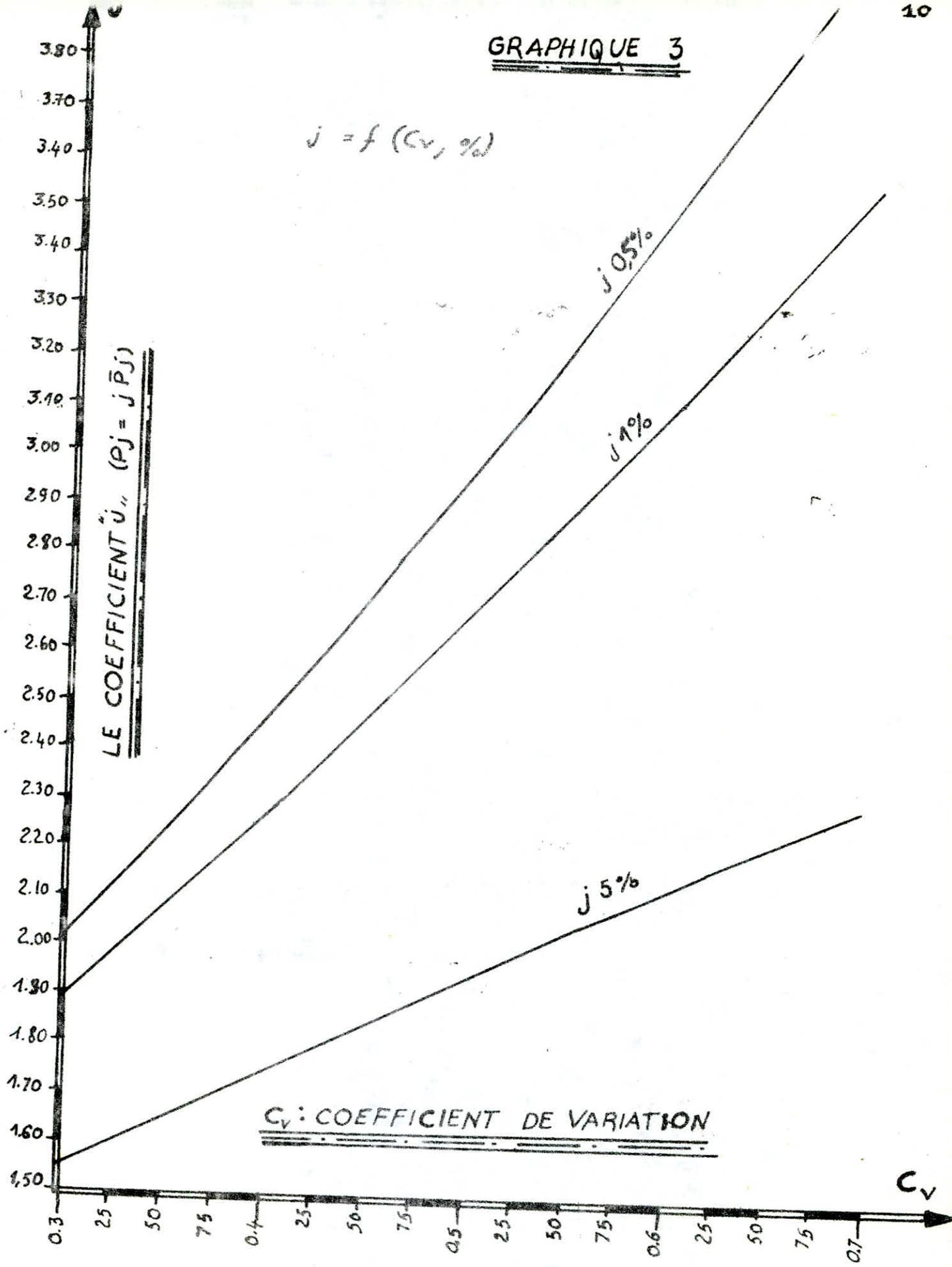


GRAPHIQUE 3

$j = f(C_v, \%)$

LE COEFFICIENT  $\ddot{u}_n$  ( $P_j = j \bar{P}_j$ )

$C_v$  : COEFFICIENT DE VARIATION



Pour un  $\bar{P}_J = 45$  mm et on faisant le calcul de  $\bar{P}_J\%$  par la formule N°(4) on a eu pour resultats :

$$\bar{P}_J 5\% = 87,5 \text{ mm}$$

$$\bar{P}_J 1\% = 120,8 \text{ mm}$$

$$\bar{P}_J 0,5\% = 133,9 \text{ mm.}$$

(6) Détermination de la pluie génératrice de la crue critique :

Pour les petits bassins ( notre cas ) nous avons estimé que la crue critique est engendrée par la pluie dont la durée est égale au temps de concentration du Bassin versant.

$$T_c (h) = \frac{4 \sqrt{S(Km^2)} + 1,5 L ( Km )}{0,8 \sqrt{h(m) - h_0(m)}}$$

$$T_c (h) = \frac{4 \sqrt{12,1} + 1,5 \times 8,15}{0,8 \sqrt{956,6 - 865}} \approx 3,41 \text{ heures}$$

Nous devons calculer la pluie critique, dont la durée est égale au temps de concentration du Bassin

$$P_{tc}\% = \left( \frac{T_c}{24} \right)^b \cdot \bar{P}_J\% \quad (6)$$

$$P_{tc}\% = \left( \frac{3,42}{24} \right)^{0,32} \times \bar{P}_J\% = 0,5357 \bar{P}_J\%$$

\* La valeur de  $\left( \frac{T_c}{24} \right)^b$  peut être tirée du graphe N°4 en fonction du temps de concentration  $T_c$  et exposant climatique  $b$ .

$$P_{tc} 5\% = 0,5357 \cdot 87,5 = 46,9 \text{ mm}$$

$$P_{tc} 1\% = 0,5357 \cdot 120,8 = 64,72 \text{ mm}$$

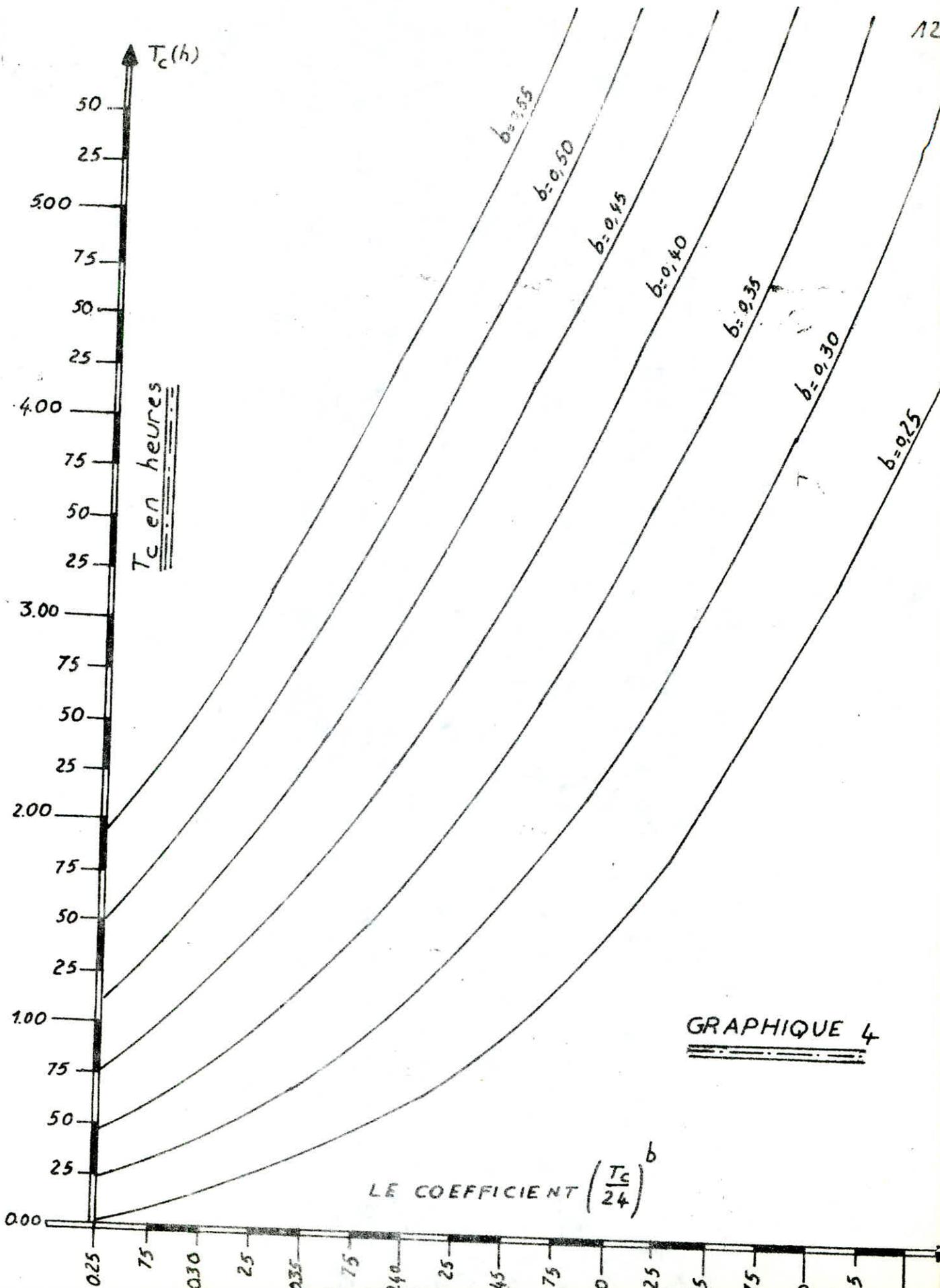
$$P_{tc} 0,5\% = 0,5357 \cdot 133,9 = 71,73 \text{ mm}$$

7) Estimation du point de la "crue critique" à l'executoire :

7.1) Estimation simplifiée de crue critique ( Type A )

L'estimation du débit maximal peut être faite par la formule de "Turazza"

$$Q_{max}\% ( m^3/S ) = \frac{H_{tc} ( mm ) \cdot S ( Km^2 )}{3,6 T_c ( h )} \quad (7)$$



$$H_{tc} \% = P_{tc} \% - \text{Pertes : lame ruisselée}$$

$$Q_{\max} \% (m^3/s) = \frac{12,1}{3,6 \cdot 3,42} H_{tc} \% = 0,9847 H_{tc} \% (mm)$$

Nous estimons que pendant la 1er heure les pertes sont égales à 14 mm et les heures suivantes 0,5 mm/heure.

Si le taux de boisement est élevé et la nature géologique du Bassin versant est perméable, les pertes deviennent plus importantes : 20 mm pour la 1er heure et 1mm pour les heures suivantes :

Dans le cas du Bassin de Kranga, les conditions sont normales les pertes sont :

$$14 + 2,42 \cdot 0,5 = 15,21 \text{ mm}$$

$$H_{tc} 5\% = 46,9 - 15,21 = 31,7 \text{ mm} \quad \text{---} \quad Q_{\max} 5\% = 31,21 \text{ m}^3/s$$

$$H_{tc} 1\% = 64,7 - 15,21 = 49,5 \text{ mm} \quad \text{---} \quad Q_{\max} 1\% = 48,74 \text{ m}^3/s$$

$$H_{tc} 0,5\% = 71,73 - 15,21 = 56,5 \text{ mm} \quad \text{---} \quad Q_{\max} 0,5\% = 55,64 \text{ m}^3/s$$

L'hydrogramme de la crue critique : (type A)

$$V_A = Q_{\max} \% \cdot T_c (S) = 3600 \cdot 3,41 \cdot Q_{\max} \% = 12287 Q_{\max} \%$$

$$V_A 5\% = 12287 \times 31,21 = 383477 \text{ m}^3$$

$$V_A 1\% = 12287 \times 48,74 = 598868 \text{ m}^3$$

$$V_A 0,5\% = 12287 \times 55,64 = 683649 \text{ m}^3$$

Le trace de l'hydrogramme de crue est dans le graphe N°5

\* Les calculs pour le dimensionnement des ouvrages du Barrage de Kranga seront effectués sur la base des débits maximaux évalués ci-dessus et l'effet du laminage des crues dans la cuvette.

## 7- 2) Vérification avec des durées plus longues ( type B )

En utilisant l'équation  $P_{tc} \% = (T_c/24)^b \times P_J\%$  avec des durées plus longues que celle de  $T_c$ , on peut calculer les pluies qui engendrent les crues de type B. les crues ont un débit instantané plus petit mais un volume plus grand que celui de la crue critique.

Le debit maximal de l'hydrogramme peut être déterminé par la formule de Turazza N°7.

Dans le cas des retenues collinaires on peut tracer l'hydrogramme d'une façon simplifiée (voir graphe N°6)

$T_P$  : durée de la pluie.

$$T_P = 2 \times T_c = 2 \cdot 3,41 = 6,82 \text{ heures.}$$

D'après la formules  $P_{tc} \% = \left(\frac{T_c}{24}\right)^b P_J \%$  nous avons :

$$P_{tc} \% = \left(\frac{6,82}{24}\right)^{0,32} P_J \% = 0,668765 \times P_J \%$$

Les pertes =  $14 + 5,82 \cdot 0,5 = 16,91 \text{ mm.}$

$$P_{tp} 5\% = 0,668765 \times 87,5 = 58,5 \text{ mm}$$

$$P_{tp} 1\% = 0,668765 \times 120,8 = 80,8 \text{ mm}$$

$$P_{tp} 0,5\% = 0,668765 \times 133,9 = 89,5 \text{ mm}$$

$$H_{TP} \% = P_{TP} - \text{pertes.}$$

$$H_{TP} 5\% = 58,5 - 16,91 = 41,6 \text{ mm.}$$

$$H_{TP} 1\% = 80,8 - 16,91 = 63,9 \text{ mm.}$$

$$H_{TP} 0,5\% = 89,51 - 16,91 = 72,6 \text{ mm.}$$

D'après la formule de turazza N°7

$$Q_{\max} (m^3/s) = \frac{S}{36T_P} H_{PT} \% = 0,492 H_{TP} \%$$

$$Q_{\max} 5\% = 20,5 m^3/s$$

$$Q_{\max} 1\% = 31,5 m^3/s$$

$$Q_{\max} 0,5\% = 35,7 m^3/s$$

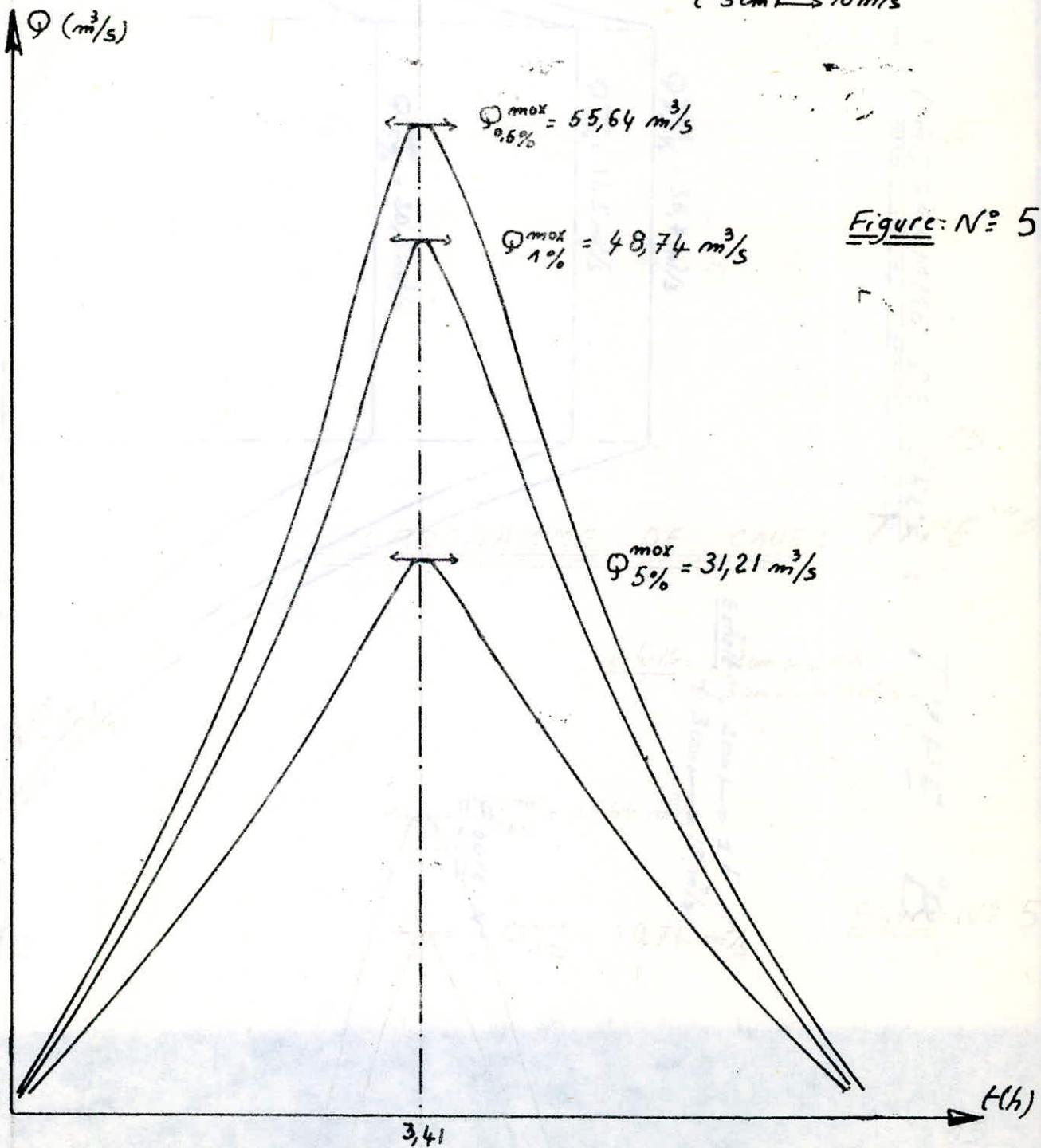
$$V_B = T_P \times Q_{\max} \% \equiv 24464 \times Q_{\max} \%$$

$$V_B 5\% = 503788 m^3 / \quad V_B 1\% = 774114 m^3$$

$$V_B 0,5\% = 877329 m^3$$

# HYDROGRAMME DE CRUE: TYPE "A"

Echelle:  $\begin{cases} 2\text{cm} \rightarrow 1\text{h} \\ 3\text{cm} \rightarrow 10\text{m}^3/\text{s} \end{cases}$



\* Une verification pour le dimensionnement de la retenue collinaire Kranga sera faite sur la base des volumes et débits maximaux déterminés precede-ment dans le but de se rendre sur l'effet du laminage des crues de la cuvette La comparaison entre le type A et type B va permettre de retenir le cas le plus dévavorable.

8) La variation des apports annuels :

La pluie annuelle centenaire peut-être calculée par la formule (8)

$$\text{Pan } 1\% = e \frac{2,327 \sqrt{L_n(CV^2 + 1)}}{\sqrt{C_v^2 + 1}} \cdot \bar{\text{Pan}} \quad (8)$$

$$\text{Pan } 1\% = J \ 1\% \cdot \bar{\text{Pan}} = 2,685 \times 500 = 1342,5 \text{ mm.}$$

On peut calculer l'apport annuel correspondant en utilisant un coeffecient d'écoulement plus elevé (+ 10%), (Ke)

$$\begin{aligned} A \ 1\% &= 1,1 \cdot 10^6 \text{ Pan } 1\% \times S \cdot K_e \\ A \ 1\% &= 1,1 \cdot 10^6 \times 1,3425 \times 12,1 \times (1 - 10^{-0,36 p_{an}^{2,6}}) \\ A \ 1\% &= 2.006652 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

La valeur calculée ci-dessus est la limité inférieure de l'apport centenaire. D'après les formules emperique établies en Algérie.

$$\begin{aligned} A \ 1\% &= 3,0 \text{ à } 5,6 \bar{A} \\ A \ 1\% &= 3,0 \times 679425 = 2038275 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

La valeur adapté de l'apport annuel centenaire peut-être portée sur un reseau de repartition lognormale ( graphe 7 ). L'apport moyen annuel sera représenté sur le même reseau avec la fréquence emperique 0,42 ( graphé N°7 ) En joignant ces 2 points avec une ligne droite on peut lire directement sur le Réseau les apports annuels estimés de différentes fréquences pour la période seche et humide.

Dans le cas de la retenue de Kranga, les valeurs sont déterminées sont portées sur le graphe 7 (voir aussi le récapitulatif ).

$f$

0,001 0,005 0,01 0,025 0,05 0,1 0,2 0,3 0,4 0,5 0,6 0,7 0,8 0,9 0,95 0,975 0,99 0,995 0,999

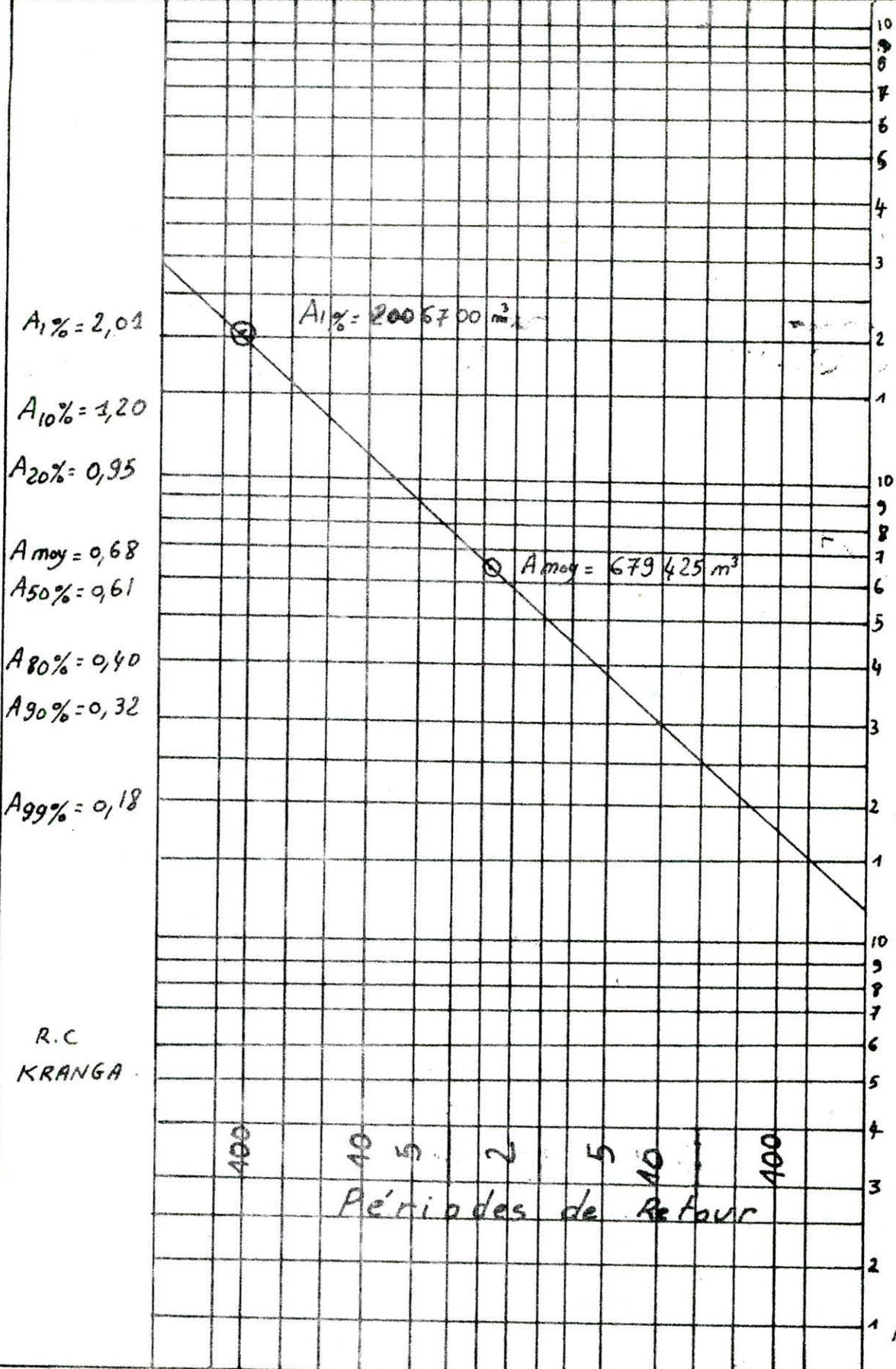


Fig 7

REPARTITION LOGNORMALE  
Fréquences supérieures  $f =$

9) La répartition des Apports liquides :

Nous avons pris comme point de départ de l'année non pas le 1er janvier mais le 1er Septembre, le choix du 1er septembre se justifie par l'absence presque totale des chutes de pluies durant la saison estivale. Durant septembre le barrage est considéré vide et commence à se remplir qu'au fin septembre début Octobre.

La station la plus proche qui dispose de la répartition des apports est celle de Ain-Fakroun, on la période d'observation est suffisamment longue, elle est prise comme station de référence.

Pour la période de 1913 à 1938, on utilise l'ouvrage de P. SELTZER "Climat d'Algérie" tableau 38 sur une période de 25 ans.

Celle de 50 de 1938 à 1979, nous utilisons les données collectées au niveau de I.N.R.H d' Alger.

Les résultats définitifs sont calculés sur la base de la formule

$$\bar{P} \% 75 \text{ ans} = \frac{\bar{P} \% 25 \text{ ans} \times 25 + \bar{P} \% 50 \text{ ans} \times 50}{75 \text{ ans.}}$$

Repartition mensuelle des pluies en pourcentage.

Tab 4

Observations	en %												Année
	Mois : S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	
25 ans:	7,50	5,83	9,37	6,25	12,71	12,08	11,67	10,63	12,29	6,88	2,71	2,08	100
R.H. 50 ans:	7,64	8,94	8,67	9,69	12,51	9,55	9,29	11,81	10,50	5,85	1,54	4,01	100
1 75 ans:	7,59	7,90	8,9	8,54	12,58	10,39	10,09	11,42	11,10	6,19	1,93	3,37	100

Au tableau suivant N°5 sont déterminés les apports mensuels avec fréquence 50% et 80% et les pluies moyennes mensuelles.

Tab 5

Mois.	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
%	7,59	7,90	8,90	8,54	12,58	10,39	10,09	11,42	11,10	6,19	1,93	3,37	100
0% 10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	46,3	48,2	54,3	52,1	76,7	63,4	61,5	69,7	67,6	37,8	11,8	20,6	6 10
0% 10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	30,4	31,6	35,6	34,2	50,3	41,5	40,4	45,7	44,4	24,7	7,7	13,5	400
es mensue- s en mm.	38,0	39,5	44,6	42,7	62,9	52,0	50,4	57,1	55,5	30,9	9,6	16,9	500

10) Evaporation sur la surface de la retenue :

La perte d'eau par évaporation en  $m^3$  par  $m^2$  du lac artificiel est égale à :

$$PD \text{ (perte d'eau)} \frac{m^3}{m^2} = \frac{1}{1000} (\text{evapor(mm)} - (1 - K_e)(P_{mens})(mm))$$

$$PD = \frac{1}{1000} (EV - (1 - 0,1123) \bar{P}_{mens})$$

Concernant l'évaporation les données disponibles en ce qui concerne le bassin versant de l'Oued Kranga sont fournies par la station de Ain-Mlila (altitude de 775) couvrant la période de 1957 - 1961 ( INRH Alger voir Tableau N°6)

Pour les pluies mensuelles voir le tableau précédent :

Tab 5

Mois	S	O	N	D	J	F	M
Evaporation: en mm	207	112	42	34	24	36	67
Pmens en mm :	38,0	39,5	44,5	42,7	62,9	52,0	50,4
Perte d'eau PD en $m^3/m^2$ :	0,1733	0,0769	0,0025	0,0039	0,0319	0,0102	0,0222
	+	+	+	-	-	-	+

Tableau N°6

Mois	A	M	J	J	A	Année.
	89	167	210	287	250	1525
	57,1	55,5	30,9	9,6	16,9	500
	0,0383	0,1177	0,1826	0,2787	0,235	1,081.
	+	+	+	+	+	

$$\text{Perte d'eau annuel} = 1,081 \text{ m}^3/\text{m}^2$$

11) La répartition de la consommation mensuelle en pourcentage :

La répartition de la consommation en eau des cultures est donnée par l'étude fréquentielle des déficits d'approvisionnement en eau des sols cultivés en Algérie Aout 1967 pour les stations les plus proches de la zone d'étude et qui sont Ain-Beïda N°15 latitude 36 pour la période de 1927 - 1960 et la station de Constantine N°6 de latitude 36 pour la même période.

Sur les tableaux des pages 12 et 28 de cette étude sont les besoins mensuels donc on peut estimer les besoins annuels. Les pourcentages des besoins sont calculés après cela (voir tableau N°7 ci-dessous).

Repartition de la consommation en pourcentage :

Tableau N°7

Station :	Fréq.:	S	O	N	D	J	F	M
AIN - BEIDA.	50% :	12,55	5,05	1,29	0	0	0	2,72
	80% :	12,03	6,02	2,77	1,05	1,53	1,81	4,39
CONSTAN- TINE.	50%	13,46	5,65	0	0	0	0	0
	80%	13,69	7,54	2,33	0	0	0	1,80
CHOISIES.	50%	13,0	5,35	0,67	0	0	0	1,36
	80	12,86	6,78	2,50	0,52	0,77	0,90	3,10

Suite du tableau N°7.

Station.	A	M	J	J	A	Année.
AIN- BEIDA	4,27	12,29	16,30	24,45	21,08	100
	6,40	12,90	13,56	20,06	17,48	100
CONSTAN- TINE.	4,98	11,71	18,84	24,50	20,86	100
	6,90	13,38	16,35	20,38	17,73	100
CHOISIES.	4,62	12,0	17,57	24,48	20,97	100
	6,65	13,14	14,96	20,22	17,60	100

## 12) Estimation des transports solides

Le Relief actuel du bassin de l'Oued Kranga est formé par l'érosion des périodes antérieures plus humides. Les effets actuels de l'érosion sont plus modérés. Pour apprécier des ordres de grandeurs nous donnons ci-après des chiffres disponibles pour le barrage de foun- EL-Gueiss.

- Bassin versant dont  $S = 156 \text{ Km}^2$

Capacité initiale en 1938 :  $2,5 \cdot 10^6 \text{ m}^3$

- Capacité prévue initialement en 1938 :  $2,5 \cdot 10^6 \text{ m}^3$  Cette  
Capacité adiminué est atteint la valeur de  $1,75 \cdot 10^6 \text{ m}^3$   
en 1968.

Ces données correspondent à un taux d'abrasion moyen de  $160 \text{ m}^3/\text{Km}^2/\text{an}$

Pour le même site mais en amont du barrage (station Gueiss code 07-07-02 BV =  $144 \text{ km}^2$  - La valeur moyenne mesurée étant de  $123 \text{ m}^3/\text{Km}^2/\text{an}$  pour la période de 1972 - 1978 sur le bassin de l'Oued Kranga les effets de l'érosion sont plus modérés et la plus grande partie du Bassin est couverte par une végétation assez importante.

Les quantités des alluvions déposés au niveau de l'Oued sont négligeables de même que leur épaisseur faible. Nous considérons que l'envasement de la cuvette est négligeable ou l'étendue du Bassin moins importante de celui du barrage de Foun-El-Gueiss, il s'ajoute les faibles quantités d'eau apportées par les crues qui sont loin être torrentielles.

En conséquence la valeur du transport solide spécifique serait très faible. Les observations faite sur terrain nous conduisent à la même conclusion. Une valeur moyenne de  $70 \text{ m}^3 / \text{Km}^2 / \text{an}$  nous semble largement justifiée, comme valeur moyenne à long terme. Le volume des dépôts solides d'1 période de 30 ans est calculé comme suit :

$$V = 70 ( \text{m}^3 / \text{Km}^2 / \text{an} ) \times 12,10 ( \text{Km}^2 ) \times 30 ( \text{ans} ) = 250 10 \text{ m}^3$$

De cette valeur résulte un débit solide moyen annuel de  $847 \text{ m}^3/\text{an}$

Le volume mort du barrage sera de  $25000 \text{ m}^3$

### 13) Resumé des Resultats de l'étude hydrologique :

#### 13.1) Les crues :

Les crues sont portées sur le tableau N°8

Tab 8

Fréquence %	0,5	1	5
Periode de retour ( an )	200	100	20
Type A			
Debit $Q_{\max}$ ( $\text{m}^3 / \text{s}$ )	55,64	48,74	31,21
Volume $V_A$ ( $\text{m}^3$ )	683600	598900	383500
Type B			
Debit $Q_{\max}$ ( $\text{m}^3 / \text{s}$ )	35,7	31,5	20,5
Volume $V_B$ ( $\text{m}^3$ ) :	877000	774000	504000

13.2) Les variations des Apports annuels :

Les apports annuels estimés de différentes fréquences pour les périodes sèches et humides sont portés sur le tableau N°9 ci-dessous:

	Années Humides			Années Ordinaires			Années Sèches.		
Fréquence %	1	10	20	42	50	70	80	90	99
Périodes de retour ans	100	10	5	Moy	2		5	10	100
Apports Annuels (10 m)	2,01	1,20	0,95	0,68	0,61		0,40	0,32	0,18

13.3) Repartition des apports annuels :

La repartition des apports annuels par mois est portée sur le tableau N°10 Ci-dessous .

Apports mensuels pour les fréquences 50% et 80%

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
50% m	46,3	48,2	54,3	52,1	76,7	63,4	61,5	69,7	67,7	37,8	11,8	20,6	610
80% m	30,4	31,6	35,6	34,2	50,3	41,5	40,4	45,7	44,4	24,7	7,7	13,5	400

13.4) Les pertes d'eau par évaporation mensuelles :

Elles sont portées dans le tableau N° 11 Ci-après :

(+) indiquent les pertes et ( - ) indiquent les bénéfices.

S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
+	+	+	-	-	-	+	+	+	+	+	+
0,1733	0,0769	0,0025	0,0039	0,0319	0,0102	0,0222	0,0383	0,1177	0,1826	0,2785	0,235

A N N E E : + 1,081. m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>

les pertes d'eau par  $m^3$  du lac artificiel.

13.5.) Répartition de la consommation en pourcentage :

La répartition de la consommation mensuelle en pourcentage de la consommation annuelle est portée dans le tableau n°12 ci-dessous :

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
Consommation 50%	13,00	5,35	0,65	0	0	0	1,36	4,62	12,00	17,57	24,48	20,97	100%
Consommation 80%	12,86	6,78	2,50	0,52	0,77	0,90	3,10	6,65	13,14	14,96	20,22	17,60	100%

13.6) Le volume mort de la retenue :

Le volume mort de la retenue est égale à  $25000 m^3$

# 14) CARACTERISTIQUES VOLUMETRIQUES DE LA RETENUE

## 1 VARIATION DU VOLUME ET DE LA SURFACE AVEC LA HAUTEUR

les surfaces correspondantes à chaque altitude ont été déterminées par un planimètre et cela du N.L.R = 364 m à la cote 377 m. Nous donnerons les résultats dans le tableau récapitulatif.

Tableau n° 13

C.N du Terrain (m)	$S_i$ (ha)	$S_n = \frac{1}{3}(S_i + \sqrt{S_i S_{i+1}} + S_{i+1})$ (ha)	$h$ (m)	$V_i$ ( $10^3 \text{ m}^3$ )	$\sum V_i$ ( $10^3 \text{ m}^3$ )
364	0,08				0
		0,104	1	1,04	1,04
365	0,13	0,274	1	2,74	3,78
366	0,45	0,707	1	7,07	18,85
367	1,00	1,357	1	13,57	24,42
368	1,75	2,123	1	21,23	45,65
369	2,52	2,450	1	24,50	70,15
370	3,80	4,460	1	44,60	114,75
371	5,15	5,820	1	58,20	172,95
372	6,52	7,490	1	74,90	247,85
373	8,50	9,530	1	95,30	343,15
374	10,60	11,780	1	117,80	460,95
375	13,00	14,265	1	142,65	603,60
376	15,57	17,014	1	170,14	773,74
377	18,50				

$V_i$ : Volume de la couche

$S_i$ : Surface correspondante à chaque courbe de niveau.

$i$ : indice de la couche.

$h$ : hauteur de la couche

courbes de Volume et de superficie

Ech;  $V: 1\text{cm} \rightarrow 1\text{m}$   
 $H: 5\text{cm} \rightarrow 0,25\text{hm}^3$   
 $Hg: 5\text{cm} \rightarrow 0,05\text{Km}^2$

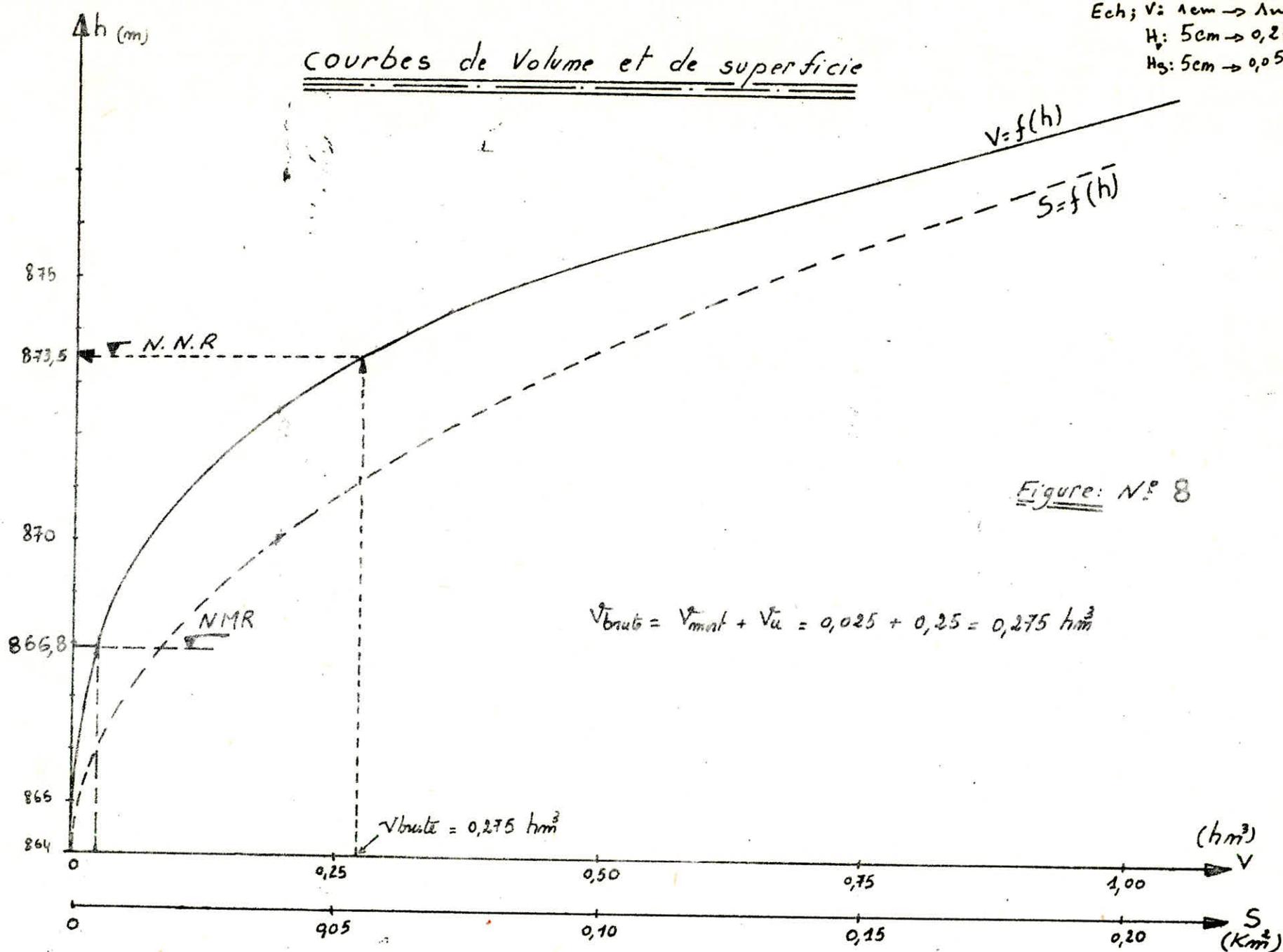


Figure: N° 8

15) Determination du volume utile

Le volume utile est la quantité d'eau pouvant être emmagasinée dans une retenue et répondant à différents besoins (alimentation en eau potable, irrigation etc...) On peut estimer le volume utile par :

\* Ayant la répartition cumulée des apports et de la consommation, on trace la courbe Apports = F(t) et Consommation = F ( t) voir tableau n°14 et le graphe n°9

\* A partir de ces deux courbes, on détermine le volume utile nécessaire en faisant la somme du déficit maximum et de l'exces maximum.

$$\text{Volume utile} = 0,25 H m^3 \quad (\text{voir graphe n° 9})$$

pour un apport de fréquence 80%

$$\text{NNR} = 873,5 \text{ m}$$

Remarque :

On supposera qu'à la fin de l'utilisation toute notre retenue sera consommée.

Repartition cumulée des Apports et consommation :

*Tab 14*

Mois	Apports cumulés %	Consommation cumulée %
Sept.	7,6	12,86
OCT.	15,6	19,64
Nov.	24,4	22,14
Dec.	32,95	22,66
Jan.	45,525	23,43
Fev.	55,90	24,33
Mars.	66,00	27,43
Avril.	77,425	34,08
Mai	8,525	47,22
Juin	94,70	62,18
Juil	96,625	82,40
Aôut	100	100.

% A, C

COURBES:  
APPORTS- CONSOUMATIONS

pour:  $A_{80\%} = 0,40 \text{ hm}^3$   
 $\Rightarrow \underline{V_u = 0,25 \cdot \text{hm}^3}$

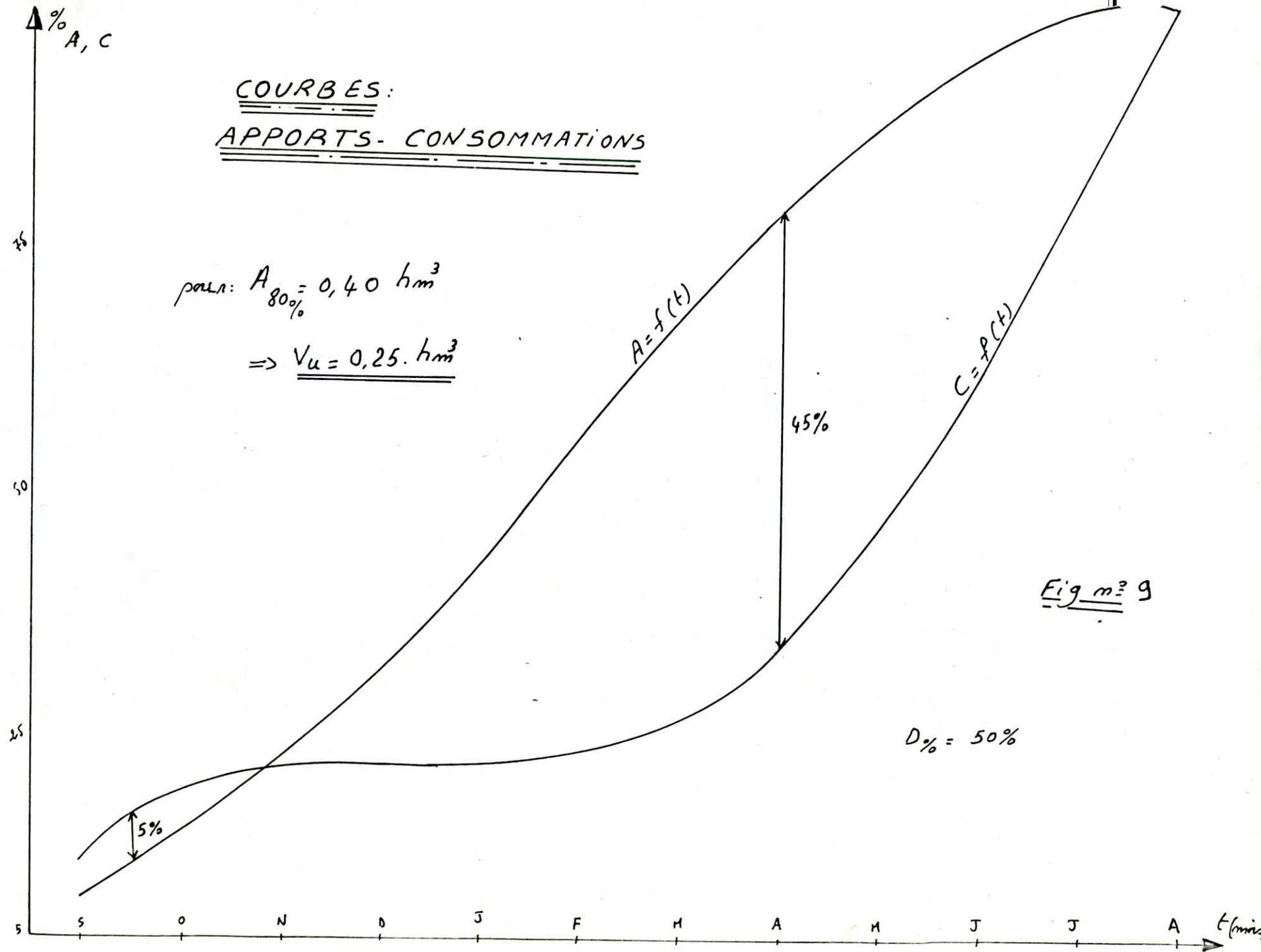


Fig n° 9

D% = 50%

16) Laminage de Crue :

But :

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

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

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

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

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

$$Q_{\text{aff}}(t) \cdot dt = Q_{\text{dev}}(t) dt + A_{(Z)} dz.$$

$Q_a$  : débit de crue entrant dans la retenue.

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

$Z$  : hauteur maximale du plan d'eau.

$dt$  : intervalle de temps considéré.

$A_{(Z)}$  : surface du plan d'eau à la hauteur  $Z$ .

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

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

Méthode utilisée :

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

Le bilan se fera de 0,91 heures à 0,91 heures afin de connaître la variation du plan d'eau.

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

$Q_{i+1}$  : débit entrant à l'instant  $t_{i+1}$ .

Le debit entrant moyen entre  $t_i$  et  $t_{i+1}$  est égal à la moyène arithmétique des deux debits correspondants.

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

L'apport en volume de la crue entre l'instant  $t_i$  et  $t_{i+1}$  sera donc :

$$V_c = Q_{i,i+1} \cdot \Delta t$$

ou

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

Le volume affluent entre l'instant  $t_i$  et l'instant  $t_{i+1}$  n'est pas évacué systematiquement, d'où une partie est déversée et le reste contribue à sur-élever le plan d'eau dans la retenue.

$$V_{aff} = \Delta V + \frac{Q_{i;dv} + Q_{i+1;dev}}{2} \cdot \Delta t$$

A partir de la relation ci-dessus on peut déterminer la hauteur maximale du plan d'eau et le debit maximum.

Principe de la methode graphique.

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

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

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

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

En Application de cette méthode on a eu les resultats suivants :

(voir tableau n°15).

- Debit maximum déversé ( $Q_{max dev}$ ) =  $51,03 \text{ m}^3/\text{s}$

- Côte maximale 874,40 m correspondant à la lame d'eau déversante  
 $Z = h_{dev} = 0,90 \text{ m}$

\* Dans les calculs suivants on prend  $h_{dev} = 1 \text{ m}$ .

N.B - on signale que les 2 types A et B de la crue on étaient étudiées, il s'avère que le type A est le plus défavorable.

LAMINAGE DE CRUE

pour un débit  $Q_p = 55,64 \text{ m}^3/\text{s}$ ; c.a.d pour le diagramme de crue: Type "A" qui est le cas le plus défavorable.

Tableau n° 15

$T$ (h)	$Q_{\text{ent}}$ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	$\Delta t$ (h)	$\Delta V = \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2} \cdot \Delta t$ ( $10^6 \text{ m}^3$ )	$h$ (m)	$Q_{\text{sort}}$ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )
0,68	6,66	0,68 - 1,59	0,0445	0,32	10,82
1,59	20,50	1,59 - 2,50	0,0936	0,60	27,78
2,50	36,66	2,50 - 3,41	0,1512	0,88	49,34
3,41	55,64	3,41 - 4,32	0,1561	0,90	51,03
4,32	39,66	4,32 - 5,23	0,1030	0,71	35,76
5,23	23,23	5,23 - 6,14	0,0561	0,45	18,04
6,14	11,00	6,14 - 7,05	0,0180	0,16	3,82
7,05	0,00	/	/	/	/

Notons toutefois que d'après le tableau ci-dessus le plan d'eau atteindra la côte correspondante à une lame déversante de 0,9 m pour un débit évacué de  $51,03 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Remarques:

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

$$Q = \mu \sqrt{2g} L H^{3/2}, \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

$\mu = 0,47$ , coefficient du débit

$L$  = Longueur du déversoir  $L = 30 \text{ m}$

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

### III) ETUDE TECHNIQUE.

#### 1) Etude Géologique

La description du Bassin versant a été faite dans l'introduction.

Pour le site de la retenue, l'étude a été faite par le L.T.P. EST par des sondages le long de l'axe du barrage. IL s'avère que notre site est composé d'une première couche alluvionnaire granuleuse, reposant sur des couches de marnes et marno-calcaire (c'est le peu de renseignements fournis par le L.T.P. EST).

Dans la partie aval du barrage, l'argile est présente en quantité assez suffisante pour la construction des talus de la digue. ( $K$ : perméabilité =  $10^{-8}$  m/S )

L'imperméabilité du site est assurée par la présence des marnes, ils constitueront une bonne assise pour le barrage et assureront l'étanchéité de la fondation.

#### 1.1.) Les caractéristiques géotechniques.

\* Argile : Elle est plastique de couleur brune

- Densité sèche :  $1,73 \text{ g/cm}^3$
- Teneur en eau naturelle : 20%
- Densité saturée :  $2,08 \text{ g/cm}^3$
- Angle de frottement interne  $\phi = 25^\circ$
- Coefficient, de perméabilité :  $K = 10^{-8} \text{ m/S}$
- Cohésion :  $C$  à l'état sec :  $0,92 \text{ t/m}^2$   
à l'état saturé :  $0,14 \text{ t/m}^2$

\* Nature de l'assise :

L'assise sera rocheuse, vue l'existence de marne dans les couches qui constituent le site.

- Densité sèche :  $1,70 \text{ g/cm}^3$
- Densité saturé :  $2,17 \text{ g/cm}^3$
- Angle de frottement :  $22^\circ$ .
- Cohésion : 22 Kpa
- Perméabilité :  $10^{-10} \text{ m/S}$

### 1.2. ) La Zone d'empreint :

Elle est située dans la partie aval de la retenue. En pratiquant une excavation de 1,5 m de profondeur on peut avoir de l'argile.

### 1.3. Etude de sismisité :

La région est classée par le Ministère de l'habitat et de l'urbanisme comme une région de faible sismisité. Elle appartient à la zone une d'après le découpage de ce ministère.

### 2.) Choix du type du Barrage

Le type de barrage à envisager étant choisi selon les conditions locales et l'importance de l'ouvrage à régulariser.

Le type de barrage choisi étant un barrage en terre homogène vue l'existence de grande quantité de sol pratiquement imperméable (Argile, sable). Dans la zone d'emprunt situé à la partie aval du barrage.

Leurs avantages consiste en la simplicité, en la rapidité de la construction du barrage, en la possibilité d'utilisation de la mécanisation combinée qui diminue le coût de réalisation en comparaison avec d'autres types de barrages en terre.

#### \* Definition

Le mot "terre" doit être pris pour l'ingénieur, dans le sens le plus large du mot et sert à désigner toute sorte de matériaux et detritux terreux comprenant non seulement les différentes sols définis par la pédologie, mais aussi l'ensemble des matériaux provenant de la désagrégation ou la décomposition des roches.

Les retenues collinaires sont des murs de retenues d'eau suffisamment étanches construits avec la terre et les matériaux rocheux du site suivant les mélanges et proportions bien définis.

### 3 ) Dimensionnement du profil de la digue:

#### 3.1. ) Niveau normal de la retenue : " $\nabla$ N.N.R "

On tient compte dans la détermination du "  $\nabla$  N.N.R " de la capacité à stocker, de la tranche morte au fond de la retenue pour accumuler les dépôts solides et de la tranche correspondante aux pertes par évaporation et infiltration.

$$\nabla \text{ N.N.R} = 873,5 \text{ m}$$

pour une hauteur normale = 9,5 m

#### 3.2. ) Niveau du volume mort : " $\nabla$ N.V.M "

La détermination du niveau du volume mort  $\nabla$  N.V.M doit répondre aux conditions sanitaires, d'accumulations des alluvions prenant en considération la durée d'exploitation de la retenue.

$$\nabla \text{ N.V.M} = 866,8 \text{ m}$$

#### 3.3. ) Niveau des plus hautes eaux : " $\nabla$ N.P.H.E "

La hauteur maximale au-dessus du déversoir de crues dépend des caractéristiques de l'avacuateur de crues. On appelle niveau des plus hautes eaux " N.P.H.E ", le niveau normal de la retenue plus la hauteur de la lame "  $h_{\text{dev}}$  " d'eau sur le déversoir. (Cette dernière  $h_{\text{dev}}$  est calculée par le laminage des crues)

$$\nabla \text{ N.P.H.E} = \nabla \text{ N.N.R} + h_{\text{dev}} = 873,5 + 1 \text{ m} = 874,5 \text{ m}$$

#### 3.4. ) La revanche : "R"

La revanche doit être prévue au dessus du niveau des plus hautes eaux afin que les vagues qui pourraient se former ne submergent pas la digue. Elle constitue de plus une tranche de sécurité en cas de crues catastrophiques.

Pour déterminer la revanche, il faut tenir compte de la hauteur des vagues, de la projection de l'eau sur le haut du barrage causée par la vitesse de propagation des vagues lorsque celle-ci rencontrent le barrage.

D'après les formules empiriques, on peut calculer la hauteur des vagues en fonction de la longueur du plan d'eau "fetch" et la vitesse du vent.

a) Formule de Stevensen :

$$H = 0,76 + 0,032 \sqrt{F \cdot W} - 0,26 \sqrt[4]{F}$$

où H : hauteur des vagues ( m )

W : vitesse des vents ( km/h ), w W = 90 km/h.

F : fetch ( km ), F = 0,60 km.

La vitesse de propagation des vagues peut-être évaluée approximativement par la formule de "Gaillard."

$$V = 1,5 + 2 H$$

où V : vitesse de propagation des vagues ( m/S)

H : hauteur des vagues ( m )

L'effet de projection des vagues est déterminé par  $V^2/2g$  ( $g = 9,81m/S/S$ )

d'ou la revanche " R " est calculée approximativement :

$$R = 0,75 \cdot H + \frac{V^2}{2g}$$

b) la formule simplifiée :

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \quad \text{ou "F : fetch " = 0,6 km.}$$

les resultats des calculs sont dans le tableau suivant :

Formules	Stevensen	Simplifiée
Revanche	1,043	1,232

\* Remarques :

- La revanche sert aussi à compenser le tassement de la retenue après sa construction.
- Dans de bonnes conditions de constructions, le tassement "S" est toujours < 1% de la hauteur du barrage.

- La revanche constitue une sécurité en cas d'une montée exceptionnelle du plan d'eau au dessus de la cote des plus hautes eaux par suite de l'erreur de l'estimation des cures.

- A titre indicatif, il est conseillé de prendre comme valeur minimale de la revanche "R".

$$R = 1,20 \div 1,50 \text{ m pour hauteur du barrage } < 10 \text{ m}$$

$$R = 1,50 \div 2,0 \text{ m pour hauteur du barrage } 10 < H_b < 20 \text{ m.}$$

Pour notre retenue on adoptera une valeur de la revanche

$$R = 1,50 \text{ m}$$

### 3.5.) La hauteur totale de la retenue : "H<sub>b</sub>"

La hauteur totale de la retenue, "H<sub>b</sub>" sera égale à la hauteur normale de l'eau, plus la lame d'eau maximale au dessus du déversoir de crues et la revanche en de la hauteur excavée

$$H_b = H_{nnR} + h_{dev} + R + h_{exc}$$

$$h_{exc} = 2 \text{ m}$$

$$H_b = 14 \text{ m.}$$

### 3.6.) La largeur en crête de la digue : "Bc "

La largeur en crête ne devra pas être inférieure à 3 m pour les petites retenues. Pour les retenues de plus de 9 m de haut on adopte souvent comme largeur en crête 1/3 de la hauteur de la digue. On peut également calculer cette largeur par les formules empiriques.

#### a) Formule de E.F. Preece.

$$L = 1,1 \sqrt{H} + 1 \quad (\text{ m })$$

où : H : hauteur de la digue = H<sub>b</sub> = 14 m

#### b) formules de KNAPPE N.

$$1 L = 1,65 \sqrt{H_b} \quad \text{ou} \quad 2 L = 3,6 \sqrt[3]{H_b} - 3 \quad (\text{ m })$$

Les resultats sont dans le tableau suivant :

Formules	E.F. Preece	HKNAPPEN	
		1	2
Largeure en Crête ( m )	5,11	6,17	5,67

On adopte pour notre retenue une valeur de  $B_c = 5$  m pour raison économique.

Hauteur du Barrage (m)	T Y P E DE BARRAGE	Pentes des Talus	
		Amont	Aval
$H_B = 5$ m	- Homogène	1/2,5	1/2
	- A Zônes	1/2	1/2
$H_B = 5 \div 10$ m	- Homogène a granulométrie étendue	1/2	1/2
	- Homogène à fort % d'argile	1/2,5	1/2;5
	- A Zônes	1/2	1/2,5
$H_B = 10 \div 20$ m	- Homogène à granulometrie étendue	1/2;5	1/2,5
	- Homogène à fort % d'argile	1/3	1/2,5
	- A Zônes	1/2/	1/3

- Une verification est nécessaire de ses talus choisis à partir du tableau lors du calcul de la stabilité de la digue. Si avec talus on a une sécurité suffisante.

Nous avons adopté pour notre digue les valeurs suivantes sous réserve de la vérification de la stabilité.

Talus amant : 1/3

Talus aval : De la base jusqu'a la cote 870m, 1/2,5 et de cette cote jusqu'a la crête 1/2.

### 3.8. ) Bermes

On a prévu une berge dans le talus aval à la cote 870m. Cette dernière permet de diminuer le volume de remblai de la digue et renforce la stabilité de la digue.

Nous donnerons à cette berge une largeur de 3 m.

Cette berge sera équipée d'un caniveau (rigole) collectant les eaux pour les évacuer sans risque d'érosion jusqu'au drain de pied de la digue.

### 3/9. ) Protection des Talus

Les talus d'un barrage sont exposés au phénomène d'érosion due au ruissellement et au vent. De plus le parement amont devra être protégé contre le battage. C'est pourquoi on prévoit la protection des talus.

#### a) Talus aval :

La protection la plus économique consiste à enherber le parement après avoir, si nécessaire, recouvert le talus avec une couche de 5 ÷ 20 cm de terre végétale. Il convient de proscrire la plantation d'arbustes dont les racines profondes risquent de favoriser la formation de renards.

#### b) Talus amont :

Sur le talus amont, on prévoit en général un enrochement en vrac arrangé à la main, qui repose sur une couche drainante de gravier et de sable de 30 cm environ formant un filtre.

Enrochement aura une épaisseur de 30 cm ÷ 1m, les éléments de cette enrochement seront tels que 50% des pierres auront un diamètre supérieure à 20 cm.

### 4 ) Etude des infiltrations de l'eau.

Du fait qu'on a créé une charge hydraulique derrière la digue, l'eau aura tendance à s'infiltrer dans le massif même du barrage et dans les terrains d'assise le choix des matériaux de construction et de l'emplacement de la digue aura été fait de telle sorte que les débits d'infiltrations soient négligeables. Toutefois, ceux-ci ne sont jamais nuls et il importe de s'assurer que les résurgences, à l'aval des eaux infiltrées ne nuisent pas à la stabilité de l'ouvrage.

Pour ce il faut éviter d'une part que ces eaux ne causent des destructions locales en entraînant des particules de terre du talus aval, d'une part que les sous-pressions en aval ne tendent à soulever le pied de la digue.

4.1.) Détermination de la ligne de saturation :

La ligne de saturation est une parabole qui par sa position nous délimite la partie sèche (ou humide) de la digue et celle qui est saturée d'eau

Dans une digue homogène, la ligne de saturation peut-être assimilée dans sa partie médiane, à une parabole d'axe horizontal, de foyer situé au pied du parement aval du massif et définie par l'équation montrée par Kozeny.

$$X = \frac{Y^2 Y_0^2}{2Y_0} \quad \text{avec : } H : \text{ hauteur du NNR.}$$

$$Y_0 = \sqrt{H^2 + d^2} - d$$

Le rabattement de la ligne phératique se fait grâce à un tapis filtrant.

Pour la construction de la ligne de saturation voir la figure N°10

Tableau des valeurs pour le tracé de la ligne de saturation :

X (m)	0	2	4	6	8	10	12	14
Y(m)	1,68	3,09	4,03	4,79	5,45	6,03	6,57	7,06
X(m)	18	18	20	22	24	26		
Y(m)	7,52	7,96	8,37	8,76	9,13	9,50		

4.2) Calcul du débit de fuite à travers le massif:

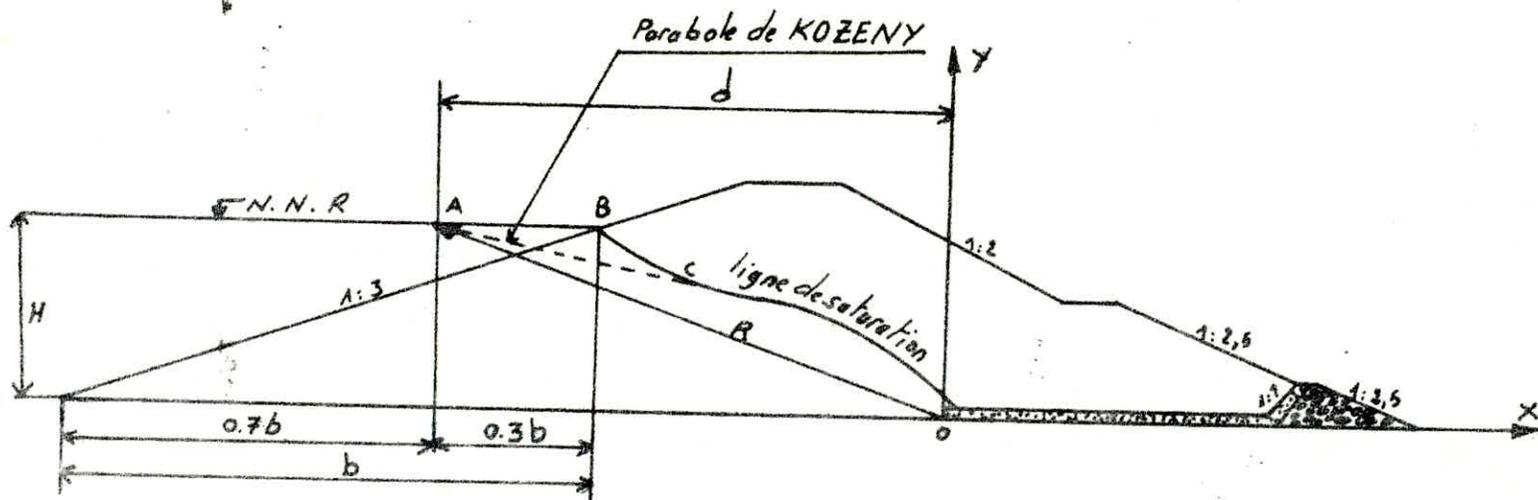
Kozeny a montré que le débit de fuite à travers le massif du barrage est estimé par la formule suivante :

$$q = K ( \sqrt{H^2 + d^2} - d )$$

K : perméabilité des matériaux constituant le corps du barrage  
 $= 10^{-8}$  m/S.

d : projection horizontale O A ( voir fig. n°10)

$$q = 1,68 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{S.}$$



BC: ligne de transition

Fig n° 10

TRACE DE LA LIGNE  
DE SATURATION

## 5) Dispositifs de Protection contre les infiltrations :

### 5.1. Infiltration dans le massif de la digue :

En ce qui concerne les infiltrations à travers la digue, on aura soin de placer au pied aval du massif un tapis filtrant (horizontal) et un drain de pied, qui auront pour effet de rabattre la ligne de saturation à l'intérieur de la digue en interceptant les eaux d'infiltrations. Le tapis filtrant augmente légèrement les débits d'infiltrations, on évitera donc de le faire trop large. Il aura comme largeur  $\frac{1}{3}$  ou  $\frac{1}{4}$  de la largeur du barrage. La granulométrie de ce filtre devra être étudiée de façon à empêcher l'entraînement des fines particules hors de l'ouvrage. La couche supérieure au contact du massif sera constituée de grains les plus fins. On pourra prendre comme épaisseur de chaque couche 50 fois le diamètre des éléments les plus fins. Toute fois on ne descendra pas au dessous de 30 cm, afin que le débit du drain reste supérieur à celui des eaux d'infiltrations.

\* Pour les dimensions du tapis et du drain voir la planche N° 5

### 5.2. Infiltration dans les fondations.

Vue que notre barrage repose sur une couche imperméable (marnes), donc l'étanchéité est assurée par cette couche.

La liaison barrage - fondation sera assurée par une tranchée d'encrage creusée dans l'axe de la digue et remblayée par le même matériau que celui de la digue. Profondeur 0,5 m dans la couche imperméable, largeur de 3 m.

## 6) Etude de la Stabilité des Talus :

Introduction : les glissements de terrain se produisent soudainement ou parfois après plusieurs mois ou années. La Rupture qui se produit présente une forme approchant la forme cylindrique ou des fois ne présente aucune caractéristique géométrique. Particulière. Ces glissements sont dues en général à l'action hydro-dynamique de l'eau souterraine. C'est pour cette raison qu'on calcule la stabilité des ouvrages (Talus) en introduisant un coefficient de sécurité (KS) pour avoir des conditions convenables dans le travail.

6.1 ) Methodes de Fellenius :

Fellenius admet que la répture a lieu suivant une surface de glissement en forme de cylindre circulaire et qu'elle se produit instantanément et simultanément le long de toute la surface de rupture. D'autre part on considère la longueur du barrage infiniment grande. Ces hypothèses étant faites on peut tracer sur une coupe transversale de la digue plusieurs cercles de glissements et rechercher le cercle critique, c'est à dire qui présente le plus faible coefficient de sécurité.

Si le talus étudié est decoupé en tranches, soient "N" la composante tangentielle du poids "G" d'une tranche "n" au niveau du cercle de glissement Soit dl la longueur de l'arc du cercle de glissement intercepté par la tranche et L la longueur total de l'arc situé au-dessous de la ligne phératique. (voir fig n°11). le mouvement se fait le long du cercle de glissement. Si le materiau constituant la tranche a un angle de frottement  $\varphi$  et une cohésion c, les forces stabilisantes sont :

$$\Sigma (N - P \cdot dl) \operatorname{tg} \varphi : \text{force de frottements}$$

$$\Sigma c \, dl : \text{force de cohésion.}$$

où :

$P \cdot dl$  : pression hydro - statique interne qui ayant tendance à écarter les grains les uns des autres.

La force motrice : T

Def : le coefficient de securité KS se définit comme le rapport des forces qui stabilisent le barrage, aux forces qui ont tendance à produire un mouvement de glissement

$$KS = \frac{\Sigma (N - P \, dl) \operatorname{tg} \varphi + \Sigma c \, dl}{\Sigma T}$$

Remarque :  $X_{n+1} - X_n = 0$  et  $Z_{n+1} - Z_n = 0$

Donc sa montre que l'interaction entre les tranches est nulle.

\* Methodes de calcul:

- La largeur de chaque tranche est donnée par :

$$b = \frac{R}{m} = \text{constante} \quad R : \text{!rayon du cercle de glissement (m)}$$

m : nombre total des tranches (notre cas m = 10 )

- La tranche coupée par la verticale issue du centre de glissement est affectée du chiffre zero, )

- On numérote les tranches qui sont à gauche de (o) du signe(+) et celles se trouvant à droite du signe (-).

- Pour chaque tranche "n" on determine :

$$G_n = b(\gamma_1 h'_n + \gamma_2 h''_n + \gamma_3 h'''_n) : \text{ poids propre, où } b: \text{ largeur de}$$

la tranche (m)

$\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3$  : les densités respectives, de la zone du massif située au dessus et au-dessous de la ligne de saturation, et de l'assise.

$h'_n, h''_n, h'''_n$  : sont respectivement les hauteurs moyennes de la tranche d'ordre "n" non saturée et saturée, et de l'assise ( $h'''_n = 0$  notre cas, base rocheuse) (voir fig n)11)

-La force tangentielle :  $T = G_n \cdot \sin \alpha_n$

- la composante normale :  $N = G_n \cdot \cos \alpha_n$

avec :  $\sin \alpha_n = n/m$

ou : n; m : respectivement, numero de la tranche considerée et le nombre total des tranches .

$\alpha_n$  : angle formé par la tranche d'ordre "n" et la verticale.

$$\cos \alpha_n = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha_n}$$

- La pression hydro statique :  $P \cdot dl = \gamma h_p \cdot dl$ .

où  $dl_n = b / \cos \alpha_n$ .

\* Types de fonctionnement considerés lors de l'etude de la stabilité des talus :

+ Talus amant :

On considère 2 types de fonctionnement, fin de construction (réservoir vide) et vidange rapide.

Une vidange peut-être considéré rapide quand elle dure plusieurs semaines si la digue est constituée de terrains très impèrmeables. le calcul de la pression intersticielle est delicat dans ces conditions, on emploie plutôt l'approximation suivante :

Juste après la vidange, l'eau qui est dans le barrage n'a pas le temps de s'écouler et cette eau supporte par sa pression une partie du poids du massif mouillé cette pression n'est pas génératrice de frottement. on admet que la composante normale sera égale :

$$(N - P \text{ dl}) = (\gamma_{\text{sat}} - 1) n \cdot b$$

où  $\gamma_{\text{sat}} - 1$  : densité immergée

$\gamma_{\text{sat}}$  : densité saturée du matériau

$$n = h_n \cdot \cos \alpha_n$$

donc :

$$(N - P \text{ dl}) = (\gamma_{\text{sat}} - 1) b \cdot h_n \cdot \cos \alpha_n$$

Par contre le poids de l'eau emmagasiné dans le massif est générateur d'une force d'entraînement, dans le calcul de la composante tangentielle T il faut prendre la densité saturée ( $\gamma_{\text{sat}}$ )

$$T = \gamma_{\text{sat}} \cdot T; b$$

où  $T$  : composante tangentielle de  $h = h \cdot \sin \alpha$

donc :

$$T = \gamma_{\text{sat}} \cdot b \cdot h \cdot \sin \alpha_n$$

+ talus aval :

On considère aussi 2 cas : fin de construction (réservoir vide) et fonctionnement normal (barrage en service).  
En fonctionnement normal, le barrage est plein, d'où la présence d'un écoulement permanent vers l'aval.

\* Sollicitations dûes au séisme :

Le séisme est un phénomène qui peut nuire à la stabilité de l'ouvrage, D'ou dans les calculs on tiend compte de la force dûe aux accélérations d'un tel mouvement la somme des moments dûes a ces sollicitation sera :

$$\sum a_n \cdot G_n \cdot d_n = \sum M_f^t$$

ou : a. G : Force dûe au séisme/

dn : bras de levier ( voir fig n°12)

Puisque notre region est située en zone I du point de vue sismisité, le coéffecient sismique "a" sera égale à 0,12.

$$K_s = \frac{\sum (N_n - P_n \cdot dn) \cdot \gamma \cdot \psi + \sum C \cdot dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a \cdot G_n \cdot dn}$$

N.B : les resultats de l'étude de la stabilité sont récapitulés dans les tableaux qui suivent.

SCHEMA DE CALCUL DE LA STABILITE  
PAR LA METHODE DE FELLENIUS

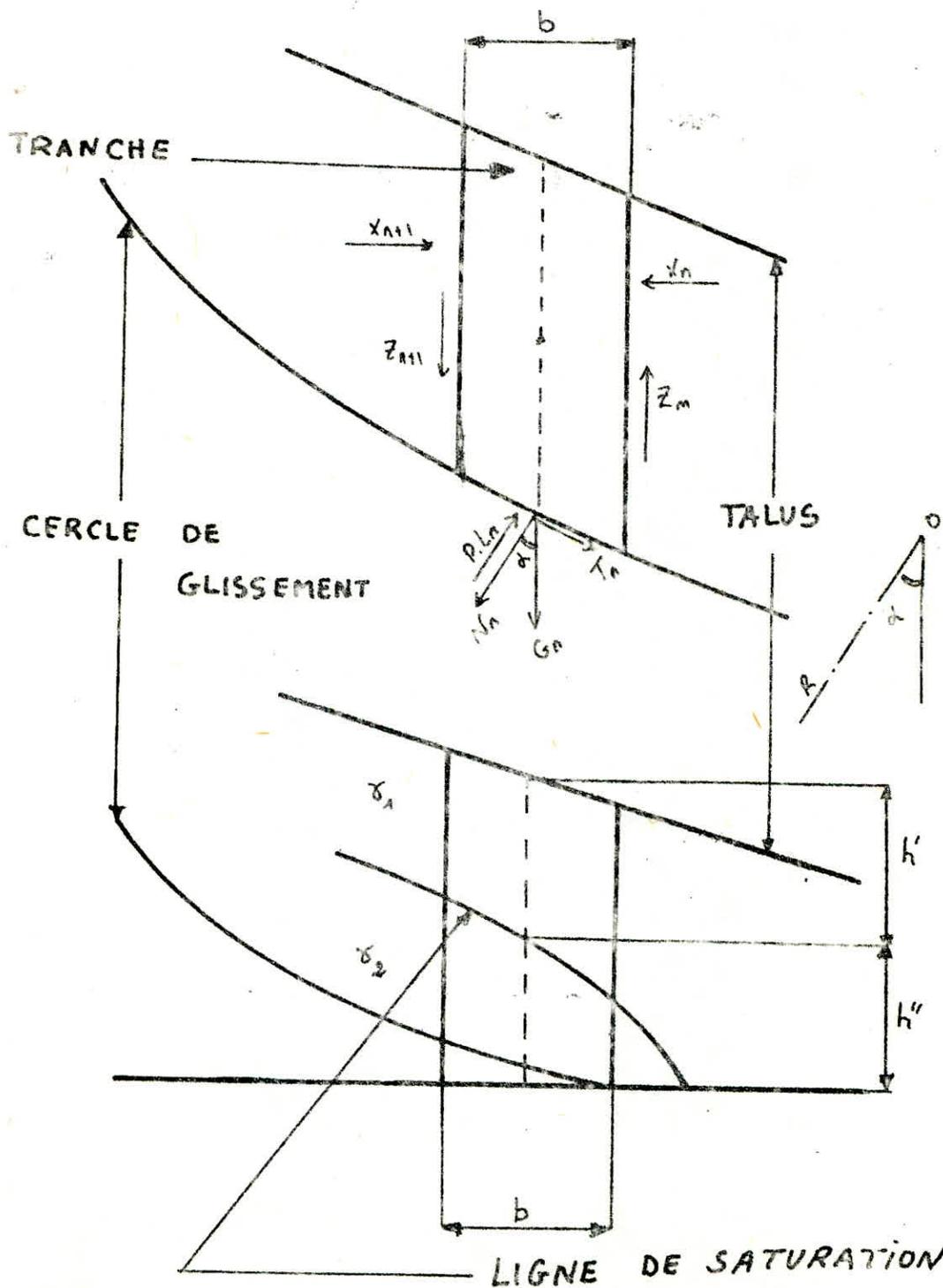


fig N° 11

# FIN DE CONSTRUCTION

R = 22,0 m

TALUS AMONT

N° des tranches	b (m)	h' (m)	$\delta_i$ (t/m <sup>2</sup> )	$G_n$	$m_{ind}$	$C_{ind}$	$G_n$ mm d	$G_n$ Co d	$L_n$	$t_{gP}$	$t_{gP} \cdot G_n$ Co d	C.Ln	dn	$T_{Ln}$	$T_{Ln}$ dn
-2	2,2	1,7	1,73	5,88	-0,2	0,97	-1,17	5,76	2,04	0,46	2,69	1,88	20,6	0,70	14,54
-1	"	2,8	"	10,65	-0,1	0,99	-1,06	10,60	2,21	"	4,94	2,03	20,4	1,28	26,08
0	"	3,8	"	14,46	0	1	0	14,46	2,20	"	6,74	2,02	20,1	1,73	34,88
1	"	4,7	"	17,88	0,1	0,99	1,78	17,79	2,21	"	8,30	2,03	19,5	2,14	41,86
2	"	5,2	"	19,79	0,2	0,97	3,96	19,40	2,24	"	9,04	2,06	19,0	2,37	45,12
3	"	5,4	"	20,55	0,3	0,95	6,16	19,60	2,30	"	9,14	2,12	18,2	2,47	44,88
4	"	5,5	"	20,93	0,4	0,91	8,37	19,18	2,40	"	8,94	2,2	16,3	2,51	40,94
5	"	5,2	"	19,79	0,5	0,86	9,89	17,14	2,54	"	7,99	2,33	16,4	2,37	38,95
6	"	4,6	"	17,50	0,6	0,80	10,50	14,00	2,75	"	6,53	2,53	15,3	2,10	32,14
7	"	3,5	"	13,32	0,7	0,71	9,32	9,51	3,08	"	4,44	2,83	13,9	1,60	22,22
8	"	2,0	"	6,92	0,8	0,60	5,54	4,15	3,33	"	1,93	3,06	12,2	0,83	10,13
							$\Sigma$ 53,29				$\Sigma$ 70,68	25,09		$\Sigma$ 351,74	

$$K_s = \frac{70,68 + 25,09}{53,29} = 1,79$$

$$j \quad K_{ss} = \frac{70,68 + 25,02}{53,29 + \frac{1}{22} \cdot 351,74} = 1,38$$

FIN DE CONSTRUCTION										R = 24,0 m		TALUS AMONT				
N <sup>o</sup> des tranches	b (m)	h' (m)	$\alpha$ (t/m <sup>2</sup> )	G <sub>n</sub>	J <sub>mid</sub>	L <sub>ood</sub>	G <sub>n</sub> mid	G <sub>n</sub> ood	L <sub>n</sub>	t <sub>g</sub>	G <sub>n</sub> ood t <sub>g</sub>	C.L <sub>n</sub>	d <sub>n</sub> (m)	T <sub>en</sub>	T <sub>en</sub> d <sub>n</sub>	
-3	2,4	1,2	1,73	4,980	-0,3	0,95	-1,49	4,75	2,61	0,46	2,21	2,31	22,0	0,59	13,15	
-2	"	3,0	"	12,46	-0,2	0,97	-2,49	12,20	2,44	"	5,69	2,25	21,8	1,49	32,58	
-1	"	4,3	"	17,85	-0,1	0,99	-1,78	17,76	2,41	"	8,28	2,21	21,7	2,14	46,49	
0	"	5,2	"	21,59	0	1	0	21,59	2,40	"	10,06	2,10	21,2	2,59	54,92	
1	"	6,2	"	25,74	0,1	0,99	2,57	25,61	2,41	"	11,94	2,21	20,7	3,08	63,94	
2	"	6,8	"	28,23	0,2	0,97	5,64	27,66	2,44	"	12,89	2,25	20,2	3,39	68,43	
3	"	7,1	"	29,47	0,3	0,95	8,84	28,12	2,51	"	13,11	2,31	19,2	3,53	67,92	
4	"	7,0	"	29,06	0,4	0,91	11,62	26,63	2,61	"	12,42	2,40	18,3	3,48	63,82	
5	"	6,8	"	28,23	0,5	0,86	14,11	24,45	2,77	"	11,40	2,54	17,4	3,38	58,96	
6	"	6,2	"	25,74	0,6	0,80	15,44	20,59	3	"	9,60	2,76	16,0	3,09	49,42	
7	"	5,1	"	21,17	0,7	0,71	14,82	15,12	3,36	"	7,05	3,09	14,5	2,54	35,82	
8	"	3,3	"	13,70	0,8	0,60	10,96	8,22	4	"	3,83	3,68	12,6	1,64	20,71	
9	1,0	1,0	"	1,72	0,9	0,43	1,53	0,75	2,25	"	0,35	2,11	11,0	0,20	2,28	
							$\Sigma$ 79,77			$\Sigma$	109,37	32,32		$\Sigma$	578,43	

$$K_s = \frac{109,37 + 32,32}{79,77} = 1,77$$

$$K_{ss} = \frac{109,37 + 32,32}{79,77 + \frac{1}{24} 578,43} = 1,35$$

FIN DE CONSTRUCTION

R=20,0 m

TALUS AVAL

N <sup>o</sup> des tranches	b (m)	h' (m)	$\gamma_s$ (t/m <sup>3</sup> )	G <sub>n</sub>	J <sub>int</sub> d	C <sub>o</sub> d	G <sub>n</sub> J <sub>int</sub> d	G <sub>n</sub> C <sub>o</sub> d	L <sub>n</sub>	tg $\varphi$	G <sub>n</sub> C <sub>o</sub> d tg $\varphi$	C <sub>o</sub> L <sub>n</sub>	d <sub>n</sub>	T <sub>kn</sub>	T <sub>kn</sub> d <sub>n</sub>
-4	2,0	1,7	1,73	5,88	-0,4	0,91	-2,39	5,39	2,18	0,46	2,51	2,00	18,0	0,705	12,705
-3	"	3,4	"	11,76	-0,3	0,95	-3,53	11,22	2,09	"	5,23	1,92	17,8	1,41	25,130
-2	"	4,6	"	15,91	-0,2	0,98	-3,18	15,59	2,04	"	7,27	1,87	17,6	1,909	33,610
-1	"	5,6	"	19,37	-0,1	0,99	-1,93	19,27	2,04	"	8,98	1,85	17,3	2,325	40,224
0	"	6,3	"	21,79	0	1	0	21,79	2,0	"	10,16	1,85	16,8	2,615	43,940
1	"	7,2	"	24,91	0,1	0,99	2,49	24,78	2,01	"	11,56	1,85	16,4	2,989	49,027
2	"	7,8	"	26,99	0,2	0,979	5,39	26,44	2,04	"	12,33	1,87	16,0	3,230	51,810
3	"	7,3	"	25,26	0,3	0,95	7,58	24,09	2,09	"	11,23	1,92	15,4	3,030	46,670
4	"	7,0	"	24,22	0,4	0,91	9,69	22,19	2,18	"	10,35	2,00	15,0	2,900	43,590
5	"	6,9	"	23,87	0,5	0,86	11,94	20,67	2,30	"	9,64	2,12	13,8	2,860	39,530
6	"	6,7	"	23,18	0,6	0,80	13,90	18,54	2,50	"	8,65	2,30	12,8	2,780	35,600
7	"	6,0	"	20,76	0,7	0,71	14,53	14,82	2,80	"	6,91	2,57	11,4	2,490	28,390
8	"	4,5	"	15,57	0,8	0,60	12,47	9,34	3,33	"	4,35	3,07	9,8	1,870	18,310
9	1,9	2,4	"	7,89	0,9	0,43	7,09	3,34	4,35	"	1,60	4,01	7,6	0,950	7,190
							74,04				110,78	31,2			475,73

$$K_s = \frac{110,78 + 31,2}{74,04} = 1,91$$

$$K_{ss} = \frac{110,78 + 31,2}{74,04 + \frac{1}{2} 475,73} = 1,45$$

FIN DE CONSTRUCTION

R = 26,0 m

TALUS AVAL

N <sup>o</sup> des tranches	b (m)	h' (m)	$\gamma_i$ (t/m <sup>3</sup> )	G <sub>n</sub>	m <sub>ind</sub>	-Coef	G <sub>n</sub> m <sub>ind</sub>	G <sub>n</sub> Coef	L <sub>n</sub>	tg p	G <sub>n</sub> ind. tg p	G <sub>n</sub> L <sub>n</sub>	d <sub>n</sub>	T <sub>tn</sub>	T <sub>tn</sub> d <sub>n</sub>
-2	1,2	0,6	1,73	1,24	-0,2	0,97	-0,249	1,22	1,22	0,46	0,57	1,12	25,5	0,15	3,81
-1	2,6	1,4	4	6,29	-0,1	0,99	-0,63	6,26	2,61	4	2,92	2,40	25,3	0,76	19,11
0	2,6	2,7	4	12,14	0	1	0	12,14	2,60	4	5,66	2,39	24,6	1,46	35,85
1	4	3,5	4	15,74	0,1	0,99	1,57	15,66	2,61	4	7,30	2,40	24,3	1,89	45,90
2	4	4,2	4	18,90	0,2	0,97	3,77	18,51	2,65	4	8,63	2,44	23,6	2,27	53,50
3	4	3,8	4	17,09	0,3	0,95	5,13	16,30	2,72	4	7,60	2,50	22,8	2,05	46,76
4	4	3,7	4	16,64	0,4	0,91	6,66	15,25	2,84	4	7,11	2,61	22,0	1,99	43,94
5	4	3,5	4	15,74	0,5	0,86	7,87	13,63	3,0	4	6,36	2,76	20,6	1,89	38,92
6	4	3,1	4	13,94	0,6	0,80	8,37	11,15	3,25	4	5,20	2,99	19,3	1,67	32,29
7	4	2,2	4	9,89	0,7	0,71	6,92	7,07	3,64	4	3,29	2,35	17,4	1,19	20,66
8	1,4	0,8	4	1,38	0,8	0,60	1,10	0,83	1,67	4	0,39	1,53	15,6	0,17	2,59
							Σ 40,511				Σ 55,03	26,49		Σ	343,33

$$K_s = \frac{55,03 + 26,49}{40,511} = 2,01$$

$$j \quad K_{ss} = \frac{55,03 + 26,49}{40,511 + \frac{1}{26} (343,33)} = 1,51$$

FONCTIONNEMENT NORMAL										R = 27,0 m		TALUS AVAL							
N° des franches	b (m)	h' (cm)	h'' (cm)	$\delta_1$ (t/m <sup>2</sup> )	$\delta_2$ (t/m <sup>2</sup> )	Gn	$\mu_{mid}$	Coef	Gn $\mu_{mid}$	Gn Coef	Ln	W <sub>q</sub> n	tg $\varphi$	(Gn Coef - W <sub>q</sub> n) / tg $\varphi$	C.Ln	d <sub>n</sub> (m)	T <sub>En</sub>	T <sub>Fn</sub> - d <sub>n</sub>	
-3	2,7	2,2	0	1,73	2,08	10,27	-0,3	0,95	-3,08	9,80	2,13	0	0,46	4,57	0,39	19,1	1,23	23,55	
-2	"	4,2	"	"	"	19,61	-0,2	0,97	-3,92	19,22	2,75	"	"	8,96	0,38	18,9	2,35	44,50	
-1	"	5,8	"	"	"	27,09	-0,1	0,99	-2,70	26,95	2,71	"	"	12,57	0,37	18,4	3,25	59,81	
0	"	7,2	"	"	"	33,63	0	1	0	33,63	2,70	"	"	15,68	0,379	17,8	4,03	71,83	
1	"	7,4	"	"	"	34,56	0,1	0,99	3,45	34,39	2,71	"	"	16,03	0,379	16,9	4,14	70,09	
2	"	7,5	"	"	"	35,03	0,2	0,97	7,00	34,32	2,75	"	"	16,00	0,385	15,8	4,20	66,36	
3	"	7,9	"	"	"	36,90	0,3	0,95	11,07	35,20	2,83	"	"	16,41	0,39	15,0	4,42	66,42	
4	"	7,4	0,2	"	"	35,68	0,4	0,91	14,27	32,08	2,94	0,58	"	14,97	0,41	14,8	4,28	63,38	
5	"	7,2	0,6	"	"	37,0	0,5	0,86	18,50	32,04	3,11	1,87	"	14,06	0,43	13,6	4,44	60,38	
6	"	6,3	0	"	"	29,43	0,6	0,80	17,65	23,54	3,37	0	"	10,97	0,47	11,1	3,53	39,19	
7	2,6	3,0	0	"	"	13,49	0,7	0,71	9,44	9,63	3,64	0	"	4,49	0,51	9,0	1,61	14,57	
									Σ	71,68				Σ	134,71	4,49	Σ		580,14

$$K_s = \frac{134,71 + 4,49}{71,68} = 1,94$$

$$K_{ss} = \frac{134,71 + 4,49}{71,68 + \frac{1}{27} 580,14} = 1,49$$

FONCTIONNEMENT NORMAL										R = 21,0 m			TALUS AVAL						
N° des franchis	b (m)	h' (m)	h'' (m)	$\gamma_1$ (t/m <sup>2</sup> )	$\gamma_2$ (t/m <sup>2</sup> )	G <sub>n</sub>	mi $\alpha$	Co $\alpha$	G <sub>n</sub> /mi $\alpha$	G <sub>n</sub> Co $\alpha$	L <sub>n</sub>	W/d <sub>n</sub>	kg $\varphi$	(G <sub>n</sub> Co $\alpha$ - W/d <sub>n</sub> ) / kg $\varphi$	C:Ln	d <sub>n</sub> (mm)	T <sub>n</sub>	T <sub>n</sub> :d <sub>n</sub>	
-3	1,9	2,1	0	1,73	2,08	6,90	-0,3	0,95	-2,07	6,58	1,99	0	0,46	3,07	0,27	13,2	0,82	11,09	
-2	2,1	3,9	0	"	"	14,16	-0,2	0,97	-2,83	13,88	2,04	0	"	6,47	0,30	13,2	1,70	22,44	
-1	2,1	5,4	0	"	"	19,61	-0,1	0,99	-1,96	19,51	2,11	0	"	9,10	0,29	13,1	2,35	30,84	
0	"	6,4	0	"	"	23,25	0	1	0	23,25	2,12	0	"	10,84	0,29	12,9	2,79	35,99	
1	"	6,6	0	"	"	23,97	0,1	0,99	2,39	23,85	2,13	0	"	11,12	0,29	12,8	2,97	36,83	
2	"	7,4	0	"	"	26,88	0,2	0,97	5,37	26,34	2,14	0	"	12,28	0,30	12,5	3,22	40,32	
3	"	8,0	0	"	"	29,06	0,3	0,95	8,71	27,72	2,20	0	"	12,92	0,30	11,4	3,48	39,75	
4	"	7,4	0,9	"	"	30,81	0,4	0,91	12,32	28,24	2,29	2,06	"	12,20	0,32	10,8	3,69	39,93	
5	"	7,2	0,8	"	"	29,65	0,5	0,86	14,82	25,68	2,42	1,93	"	11,07	0,33	9,4	3,55	33,44	
6	"	6,4	0,2	"	"	24,12	0,6	0,80	14,47	19,29	2,62	0,52	"	8,75	0,36	8,0	2,89	23,16	
7	"	5,5	0	"	"	19,98	0,7	0,71	13,99	14,29	2,94	0	"	6,65	0,41	7,1	2,39	17,02	
8	1,4	0,4	0	"	"	0,97	0,8	0,60	0,77	0,58	2,33	0	"	0,27	0,32	4,4	0,11	0,51	
									$\Sigma$	65,98				$\Sigma$	104,74	3,79	$\Sigma$		331,32

$$K_s = \frac{104,74 + 3,79}{65,98} = 1,64$$

$$K_{ss} = \frac{104,74 + 3,79}{65,98 + \frac{1}{21} \cdot 331,32} = 1,323$$

FONCTIONNEMENT NORMAL										R = 30,0 m		TALUS AVAL							
N° des tranches	b (m)	h' (m)	h'' (m)	$\gamma_1$ (t/m <sup>3</sup> )	$\gamma_2$ (t/m <sup>3</sup> )	G <sub>n</sub>	sin α	cos α	G <sub>n</sub> sin α	G <sub>n</sub> cos α	L <sub>n</sub>	Wφ <sub>n</sub>	tg φ	$(G_n \cos \alpha - W \phi_n) / \gamma_{sp}$	C · L <sub>n</sub>	d <sub>n</sub> (m)	T <sub>en</sub>	T <sub>en</sub> · d <sub>n</sub>	
-2	3,0	1,3	0	1,73	2,08	6,74	-0,2	0,97	-1,349	6,61	3,06	0	0,46	3,08	0,42	22,6	0,80	18,29	
-1	3,0	3,1	"	"	"	16,09	-0,1	0,99	-1,608	16,01	3,01	"	"	7,46	0,42	22,4	1,93	43,25	
0	"	4,5	"	"	"	23,35	0	1	0	23,35	3,0	"	"	10,89	0,42	22,0	2,80	61,66	
1	"	5,9	"	"	"	30,62	0,1	0,99	3,060	30,46	3,01	"	"	14,20	0,42	21,4	3,67	78,63	
2	"	6,1	"	"	"	31,66	0,2	0,97	6,330	31,02	3,06	"	"	14,46	0,428	20,2	3,79	76,74	
3	"	5,0	"	"	"	25,95	0,3	0,95	7,780	24,75	3,14	"	"	11,54	0,44	19,6	3,11	61,03	
4	"	5,0	"	"	"	25,95	0,4	0,91	10,380	23,78	3,27	"	"	11,09	0,46	18,2	3,11	56,67	
5	"	4,5	"	"	"	23,35	0,5	0,86	11,680	20,22	3,46	"	"	9,43	0,48	15,6	2,80	43,72	
6	"	3,1	"	"	"	16,09	0,6	0,80	9,650	12,87	3,75	"	"	6,00	0,52	14,2	1,93	27,41	
7	1,5	0	"	"	"	0	0,7	0,71	0	0	4,10	"	"	0	0,29	12,0	0	0	
									Σ	45,92				Σ	88,16	4,3	Σ		467,40

$$K_s = \frac{88,16 + 4,3}{45,92} = 2,01$$

$$K_{ss} = \frac{88,16 + 4,3}{45,92 + \frac{1}{30} 467,40} = 1,50$$

VIDANGE RAPIDE				R = 20 m				TALUS AMONT				
N° des Tranches	b (m)	h" (m)	$\delta_2$	$G_m$	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	$G_n \sin \alpha$	$t_g \varphi$	$(N-Pl_n) t_g \varphi$	$L_n$	C. $L_n$	
-5	2,0	1,0	2,08	4,16	-0,5	0,86	-2,08	0,46	0,60	2,30	0,49	
-4	"	2,4	"	9,98	-0,4	0,91	-3,99	"	1,82	2,18	0,30	
-3	"	3,5	"	14,56	-0,3	0,95	-4,37	"	3,05	2,09	0,29	
-2	"	4,5	"	18,71	-0,2	0,97	-3,74	"	4,27	2,04	0,28	
-1	"	5,3	"	22,0	-0,1	0,99	-2,20	"	5,26	2,01	0,28	
0	"	5,8	"	24,12	0	1	0	"	5,84	2,00	0,28	
1	"	6,3	"	26,2	0,1	0,99	2,62	"	6,25	2,01	0,281	
2	"	6,4	"	26,62	0,2	0,97	5,32	"	6,07	2,04	0,285	
3	"	6,3	"	26,20	0,3	0,95	7,86	"	5,49	2,09	0,29	
4	"	5,4	"	22,64	0,4	0,91	8,98	"	4,10	2,18	0,30	
5	"	5,2	"	21,63	0,5	0,86	10,81	"	3,13	2,03	0,32	
6	"	4,2	"	17,47	0,6	0,80	10,48	"	1,62	2,50	0,35	
7	"	2,6	"	10,81	0,7	0,71	7,57	"	0,20	2,80	0,39	
8	1,0	0,7	"	1,45	0,8	0,60	1,16	"	-0,13	1,66	0,23	
							$\Sigma$	38,42	$\Sigma$	47,687	$\Sigma$	4,366

$$K_s = \frac{47,687 + 4,366}{38,42} = 1,35$$

VIDANGE RAPIDE				$R = 21,8 \text{ m}$				TALUS AMONT				
N° des Tranches	b (m)	h" (m)	$\delta_2$	$G_n$	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	$G_n \sin \alpha$	$\tan \varphi$	(N-Pln) $\tan \varphi$	$L_n$	C- $L_n$	
-4	2,18	0,85	2,08	4,30	-0,4	0,91	-1,72	0,46	0,78	2,37	0,33	
-3	"	1,20	"	5,44	-0,3	0,95	-1,63	"	1,14	2,28	0,32	
-2	"	2,00	"	9,07	-0,2	0,97	-1,81	"	2,06	2,22	0,31	
-1	"	2,90	"	13,15	-0,1	0,99	-1,31	"	3,13	2,19	0,30	
0	"	3,80	"	17,23	0	1	0	"	4,17	2,17	0,300	
1	"	4,35	"	19,72	0,1	0,99	1,97	"	4,70	2,19	0,306	
2	"	4,80	"	21,76	0,2	0,97	4,35	"	4,96	2,22	0,31	
3	"	4,80	"	21,765	0,3	0,95	6,52	"	4,57	2,28	0,32	
4	"	4,40	"	19,95	0,4	0,91	7,98	"	3,64	2,37	0,33	
5	"	3,70	"	16,78	0,5	0,86	8,39	"	2,43	2,51	0,35	
6	"	2,50	"	11,33	0,6	0,80	6,80	"	1,05	2,72	0,38	
7	1,6	0,90	"	2,99	0,7	0,71	2,09	"	0,057	2,24	0,31	
							$\Sigma$	31,63	$\Sigma$	32,687	$\Sigma$	3,867

$$K_s = \frac{32,687 + 3,867}{31,63} = 1,15$$

VIDANGE RAPIDE				R = 20,9 m				TALUS AMONT			
N <sup>o</sup> distron	b (m)	h" (m)	$\delta_2$	G <sub>n</sub>	sin $\alpha$	-cos $\alpha$	G <sub>n</sub> sin $\alpha$	tg $\varphi$	(N-Pl <sub>n</sub> ) tg $\varphi$	L <sub>n</sub>	C.L <sub>n</sub>
-5	0,80	0,40	2,08	0,66	-0,5	0,86	-0,57	0,46	0,096	0,92	0,12
-4	2,09	1,20	"	5,21	-0,4	0,91	-2,08	"	0,95	2,28	0,32
-3	"	2,40	"	10,43	-0,3	0,95	-3,13	"	2,18	2,19	0,30
-2	"	3,50	"	15,21	-0,2	0,97	-3,04	"	3,47	2,13	0,29
-1	"	4,40	"	19,12	-0,1	0,99	-1,91	"	4,56	2,10	0,294
0	"	4,90	"	21,30	0	1	0	"	5,15	2,09	0,292
1	"	5,20	"	22,60	0,1	0,99	2,26	"	5,39	2,10	0,294
2	"	5,50	"	23,90	0,2	0,97	4,78	"	5,45	2,13	0,298
3	"	5,30	"	23,04	0,3	0,95	6,91	"	4,83	2,19	0,300
4	"	5,00	"	21,73	0,4	0,91	8,69	"	3,97	2,28	0,319
5	"	4,45	"	19,34	0,5	0,86	9,67	"	2,80	2,41	0,330
6	"	3,25	"	14,12	0,6	0,80	8,47	"	1,31	2,61	0,360
7	"	1,60	"	6,96	0,7	0,71	4,87	"	0,13	2,92	0,409
							$\Sigma$ 34,82	$\Sigma$	41,586	$\Sigma$	3,926

$$K_s = \frac{41,586 + 3,926}{34,82} = 1,30$$

# SOLLICITATIONS

## DUES AUX SEISMES

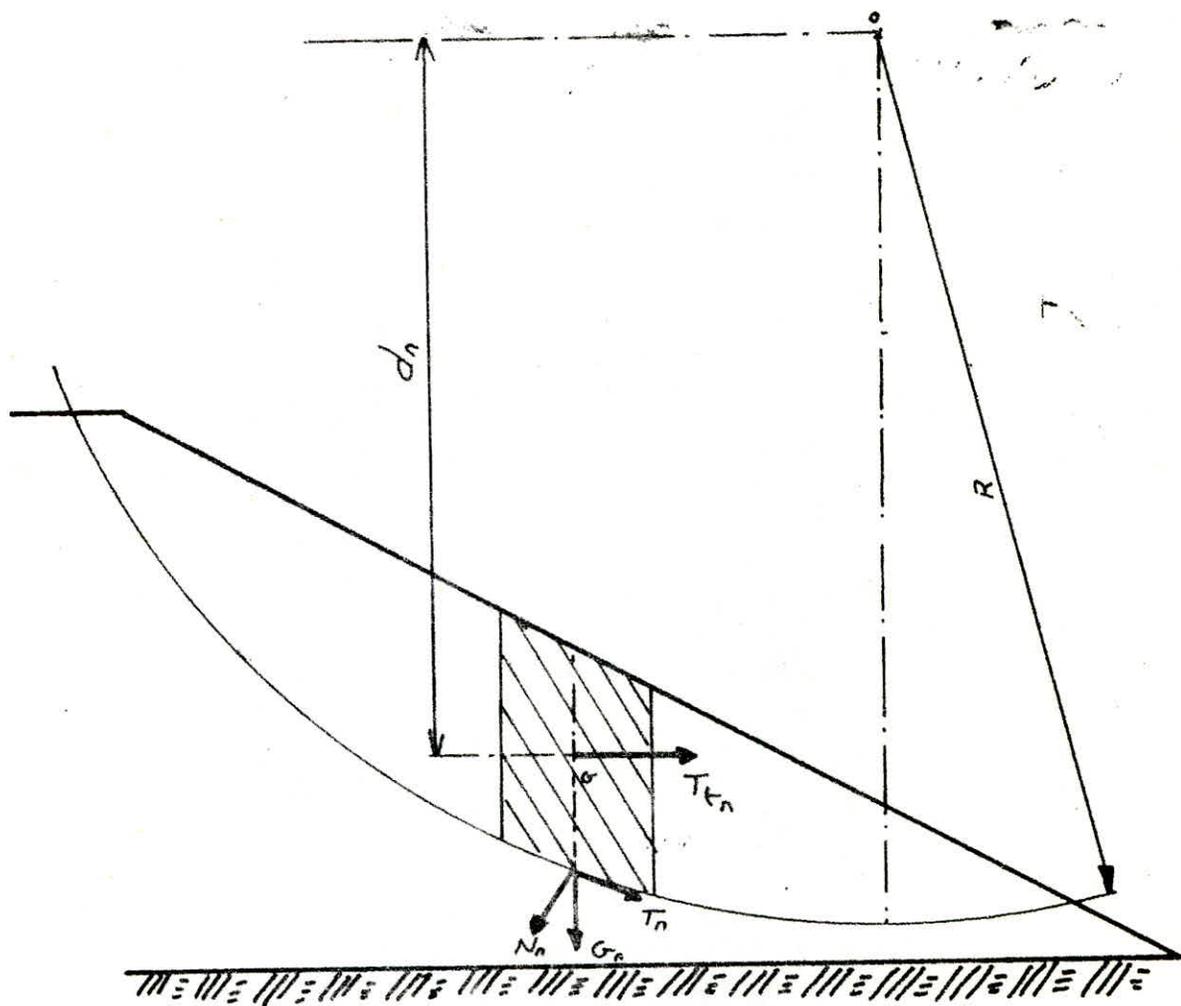


fig N° 12

IV) LES OUVRAGES ANNEXES

1) Dérivation provisoire

En général la construction des digues commence pendant la saison sèche et doit - être terminée avant l'arrivée des grandes pluies. Mais il est utile de prévoir une dérivation provisoire capable de dévier le cours du oued, d'évacuer les petites crues susceptibles de se produire durant la mise en œuvre du barrage. Dans ce cas la solution la plus simple consiste à réaliser en amont un petit batardeau, diguette en terre, constituant un petit bassin d'où les eaux seront déviées latéralement par une galerie, pour se rejeter dans le oued dans la partie aval du barrage par l'intermédiaire d'un canal.

Méthode de Calcul :

Le débit à évacuer par la galerie de dérivation varie avec son diamètre qui lui est proportionnel, la hauteur du batardeau est inversement proportionnel

L'équation de Bernoulli entre 2 sections nous donne :

$$H_{\text{bat}} + JL = \Delta H_t + H_2 \quad (\text{Revanche compris})$$

où :  $H_2$  : hauteur d'eau à l'aval ( $H_2 = 0,5 \text{ m}$ )

L : longueur de la galerie suivant le tracé choisis.

$\Delta H_t$  : pertes de charges totales.

$$\Delta H_t = \frac{v^2}{2g} \left( \frac{fl}{D} + \sum Y_i \right)$$

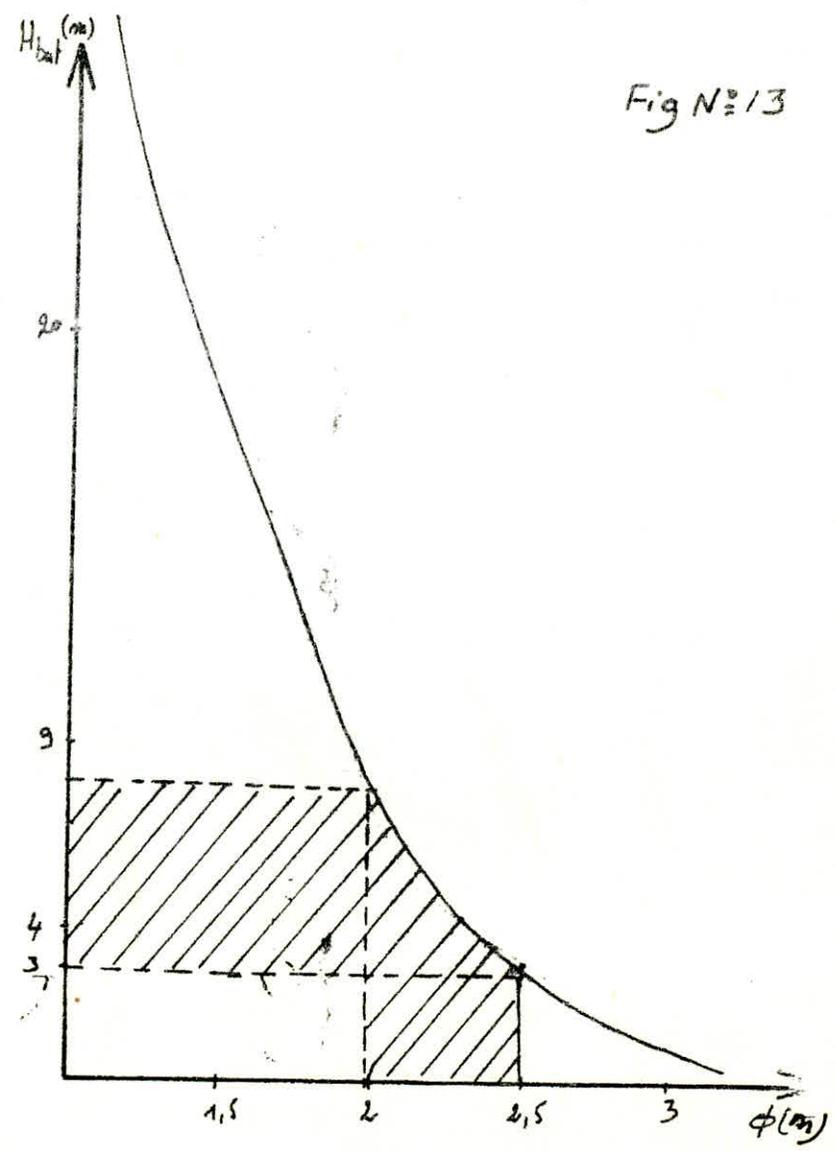
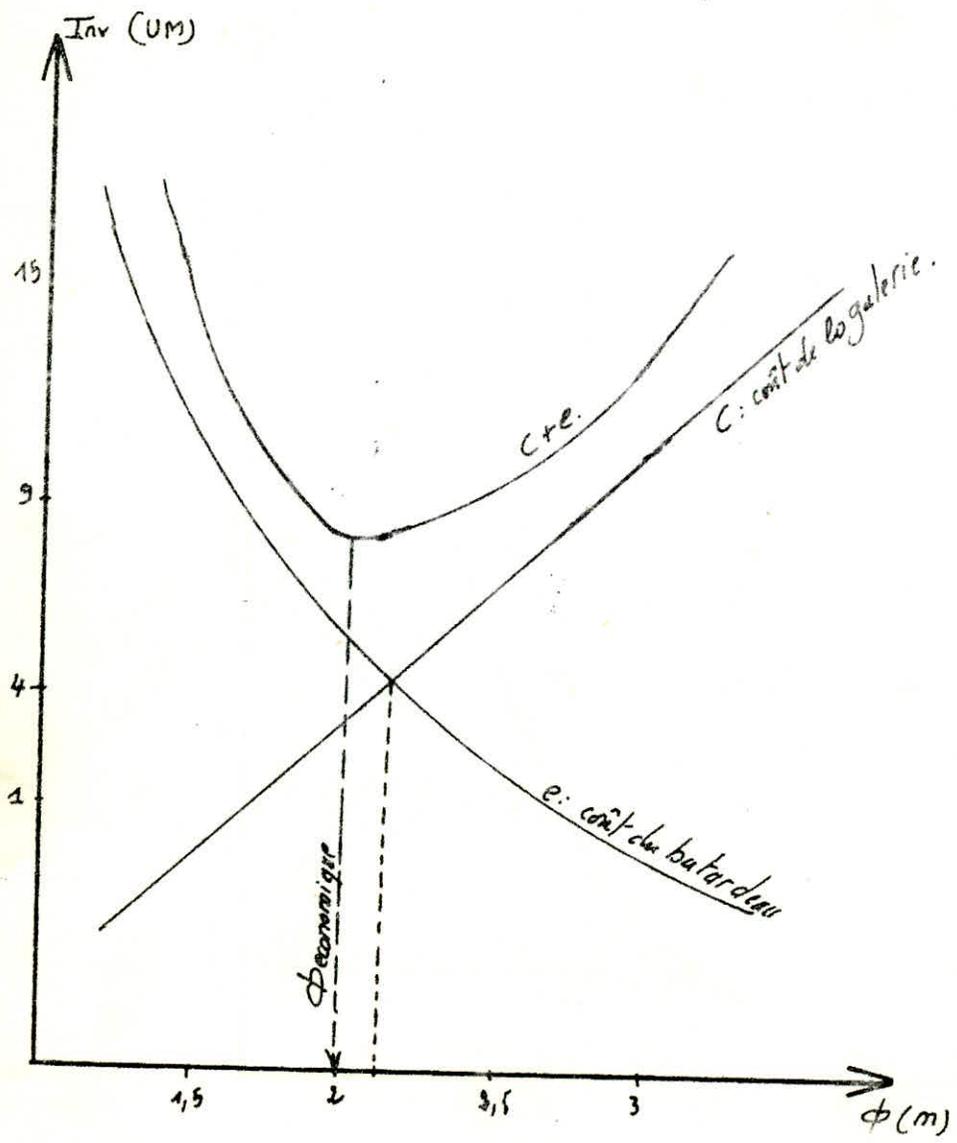
$$f = \left( 1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{Dh} \right)^{-2}$$

$Y_i$  = coefficients des pertes de charges singulieres.

Nous avons fait un calcul technico-économique pour déterminer le diamètre le plus économique pour notre dérivation et la hauteur optimale de notre batardeau. Pour cela on a calculé pour 4 diamètres différents.

COURBES DES INVESTISSEMENTS  
GALERIE & BATARDEAU

Fig N°13



$$\text{A.N. } Q_{5\%} = 31,21 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$J = 0,02$$

$$\epsilon = 10^{-3} \text{ mm}$$

$$H_2 = 0,5 \text{ m.}$$

Q (m)	1,5	2	2,5	3
fr	0,0181	0,0169	0,0161	0,0155
H <sub>bat</sub>	37,2	9,76	3,088	0,86
Coût galerie (UM)	0,61	3,30	6,97	10,42
Coût batardeau (UM)	11,15	5,10	2,92	0,25
Coût total (UM)	11,76	8,40	9,89	10,67

Regime turbulent rugueux.

Des graphes de la figure N° 13 on constate que le diametre le plus économique choisis étant le  $\phi$  2m et la hauteur du batardeau est de 4 m.

Notre batardeau sera incorporé au barnage

2) Vidange de fond et prise d'eau.

\* Rôle de la vidange de fond.

- Abaisser le niveau de la retenue pour d'éventuelles réparations sur la digue ou les autres ouvrages.

- D'effectuer des chasses d'eau rapides.

- De jouer le rôle d'un 2ème évacuateur en cas de crues exceptionnelles en évacuant un certain debit

\* Rôle de la prise d'eau :

L'ouvrage de prise d'eau sert a prélever un certain debit pour l'irrigation tout en éliminant les matériaux flottantes on en suspension.

\* Calcul du debit de prise :

Des données relatifs à la consommation (besoins d'irrigation) tab n° 12 on remarque que le mois ou la demande en eau est grande, c'est le mois de Juillet,

c'est à dire c'est le mois ou on irrigue le plus et ceux pendant 8 heures par jour  
Le pourcentage de consommation pendant le mois de juillet est de 24,48%.

$$V_p = \frac{V_u * 24,48}{100} \quad \text{ou} \quad - V_p : \text{volume de prise}$$

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

-  $V_p$  : volume utile

-  $Q_p$  : debit de prise

T : periode d'irrigation pendant  
le mois de juillet

$$V_p = 61200 \text{ m}^3$$

$$Q_p = 0,070 \text{ m}^3/\text{s}$$

on suppose une vitesse dans la conduite de prise  $V = 1\text{m/S}$

$$Q_p = V \cdot A_p \Rightarrow D^2 = \frac{4 \cdot Q_p}{\pi \cdot V} \Rightarrow D = 0,298 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé  $D = 300 \text{ mm}$ .

D'ou la nouvelle vitesse d'écoulement sera  $V = 0,99 \text{ m/S}$ .

\* Dispositif de la prise d'eau :

Notre ouvrage de prise sera constitué d'une tour en beton munie de deux fenêtres, disposées à différente côte. Les fenêtres alimenterons les conduites de prise qui s'unissent en une seule conduite de  $\phi 300$ . La conduite  $\phi 300$  sera en acier. les fenêtres seront équipées de vannes réglables. La conduite de prise sera logée dans la galerie de derivation et suspendue à sa partie superieure. On a prévu une échelle métallique au niveau de la tour qui permet l'accès aux vannes, la conduite est exposée à la corrosion d'ou une protection extérieur par une couche de peinture comme revetement.

\* Dispositif de Vidange de fond.

Comme vidange de fond on utilisera une conduite de 500 mm, la vidange se fera en 5 jours avec une vitesse de 2,3 m/S, cette conduite sera logée dans la conduite de derivation provisoire Un bassin d'amortissement est prevue à la sortie de notre conduite de vidange.

### 3) EVACUATEUR DE CRUE

1) Rôle : Il consiste à éviter la submersion de notre digue, la submersion à constitué toujours dans le temps un danger (rupture) permanent pour les barrages en terre et les autres ouvrages.

L'évacuateur de crue constitue dans la construction d'un barrage la partie la plus importante. Son prix de revient dans souvent des cas est plus élevé que celui de la retenue, ne doit pas nous amener à prendre des risques pour essayer d'économiser sur le coût total de la retenue. Parce qu'il est pratiquement impossible d'intervenir pendant la crue en cas de submersion de la retenue pour un mauvais fonctionnement de notre évacuateur. Ce qui provoquera la destruction de notre digue si la crue est un peu longue. Après chaque crue observée il est recommandé de visiter et réparer les éventuelles dégâts causées à l'évacuateur sans attendre la prochaine crue.

#### 2) Choix du type de l'évacuateur de crue :

Parmi toutes les dispositifs connus, le plus simple est encore l'évacuateur latéral. Ce choix est justifié aussi par les conditions topographiques géologiques et la facilité de sa construction.

#### 3) Site de l'évacuateur de crue.

Notre évacuateur sera placé dans la partie droite de la digue, il est constitué d'un deversoir à seuil, ce seuil débite l'eau dans un canal qui amène l'eau dans la partie aval de notre digue. L'eau ensuite aboutit dans un ouvrage de dissipation d'énergie.

#### 4) Profil type du deversoir

Le deversoir prévue est à profil pratique dit "CREAGER". Ce dernier à l'avantage d'épouser par sa forme la lame d'eau qui s'écoule. Son profil est obtenu à partir des coordonnées de " CREAGER" pour une charge sur le seuil de  $H = 1\text{m}$  ( fig. N° 14.)

X ( m )	Y ( m )	X ( m )	Y ( m )
0,0	0,126	1,1	0,321
0,1	0,036	1,2	0,394
0,2	0,007	1,3	0,475
0,3	0,0	1,4	0,564
0,4	0,006	1,5	0,661
0,5	0,027	1,6	0,764
0,6	0,060	1,7	0,873
0,7	0,100	1,8	0,987
0,8	0,146	1,9	1,108
0,9	0,198	2,0	1,235
1,0	0,256	2,1	1,369

#### 5) Stabilité de l'ouvrage évacuateur.

Par la stabilité de l'ouvrage on entend, stabilité contre le glissement, renversement, et soulèvement. Cette étude est faite parce que lors de l'exploitation de notre retenue, notre ouvrage est soumis à ces sollicitations.

#### 5.1) Stabilité contre le glissement :

Le coefficient de sécurité contre le glissement est le rapport entre les forces stabilisatrices et les forces d'entraînements auxquelles est soumis notre ouvrage.

$$K_g = \frac{F \cdot (G - X\phi)}{P}$$

où : - F : coefficient de frottement;  $0,65 < F < 0,75$

G : poids propre de l'ouvrage;  $G = 1/2 \cdot \gamma_b \cdot b \cdot h$

$\gamma_b$  : poids spécifique du béton ;  $\gamma_b = 2,4 \text{ t/m}^3$

b : base de l'ouvrage ; b = 9m

h : hauteur du deversoir, h = 4m.

$X\phi$  : pression d'infiltration de l'eau,  $X\phi = 1/2 \cdot \alpha \cdot \gamma \cdot b \cdot h$

$\alpha$  : Coefficient ;  $0,5 \leq \alpha \leq 1,0$

$\gamma$  : poids spécifique de l'eau;  $1t/m^3$

-P :: Poussée de l'eau sur le parement amont;  $P = 1/2 \cdot \gamma \cdot h^2$   
 $\frac{AN}{Kg} = 2,86.$

5.2. Stabilité contre le renversement :

Le coefficient de sécurité contre le renversement :

$$K_r = \frac{\sum M/\text{Retenant}}{\sum M/\text{Renversant}} = \frac{G \cdot n}{P \cdot m + X\phi \cdot e}$$

où

G,n : respectivement le poids du deversoir et son bras de levier;

P,m : respectivement poussée de l'eau et son bras de levier;

X $\phi$  , e : respectivement force d'infiltration et son bras de levier;

avec  $n = e = \frac{2}{3}$   $b = 6m$   $m = \frac{1}{3}$   $b = 1,333 m$

$$K_r = 3,00$$

5.3) Stabilité contre le soulèvement :

Le coefficient de sécurité contre le soulèvement est définie par :

$$K_s = \frac{\sum \text{Forces empêchant le soulèvement}}{\sum \text{Force provoquant le soulèvement.}}$$

$$K_s = \frac{G + P_1}{X \phi}$$

où : P<sub>1</sub> = poids de l'eau sur la console à la base du deversoir.

$$P_1 = b_1 \cdot \gamma \cdot h.$$

b<sub>1</sub> : Largeur de la console de la base b<sub>1</sub> = 1,0 m.

$$K_s = 3,74.$$

Conclusion :

Dans tous les cas la stabilité est vérifiée donc on aura pas a changé les dimensions du deversoir.

# PROFIL EVACUATEUR DE CRUE

Ech: 1:100

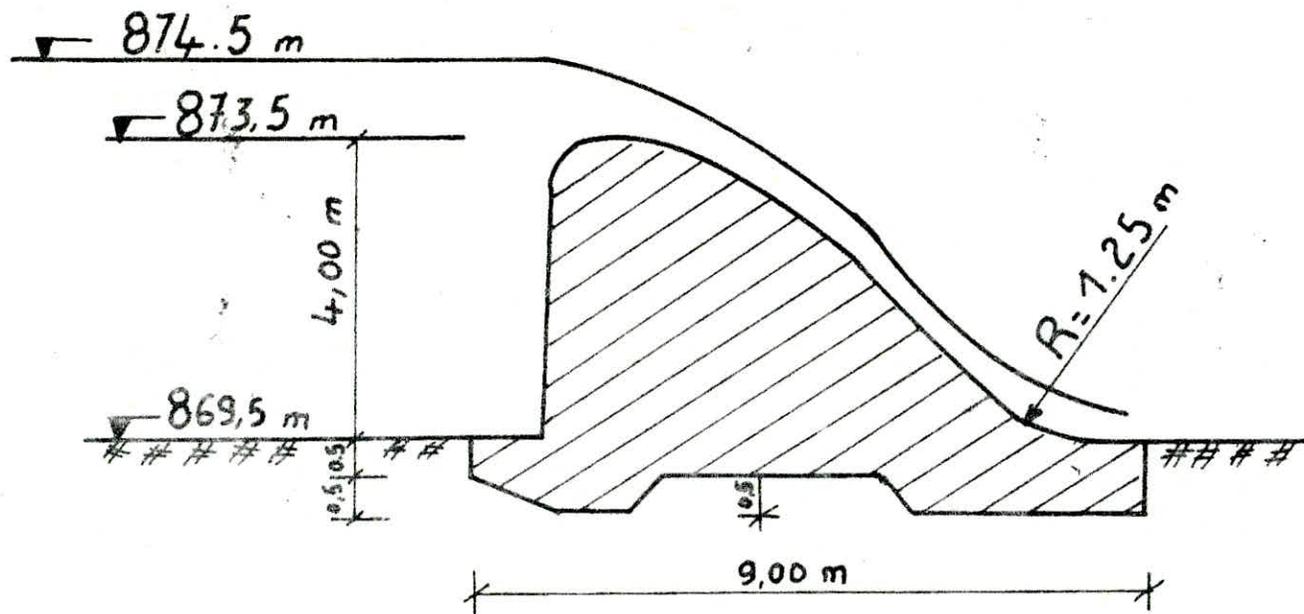


fig: N° 14

6) Caracteristiques de l'évacuateur de crue.

\* La hauteur critique au dessus du seuil du deversoir

$$K = \left( \frac{Q^2}{g} \right)^{1/3} \quad (m)$$

q : debit unitaire en m<sup>3</sup>/S

$$q = \frac{Q}{b} \quad (m^2 /s)$$

Q; debit de crue à évacuer : Q = 51,03 m<sup>3</sup>/S

b; Largeur du deversoir : b = 30 m.

g: accélération de la pesanteur : g = 9,81 m/S<sup>2</sup>

d'où  $q = 1,701 \text{ m}^2/\text{S} \quad K = 0,665 \text{ m.}$

\* La charge critique :  $H_k = \frac{3}{2} K = 0,998$

\* La charge au pied du deversoir si on neglige les P.d.c sur le parement aval est :

$$H = h_t + \frac{V_t^2}{2g} = H_k + (C_s - C_p)$$

où ht : profondeur d'eau au pied du deversoir ;(m)

V<sub>t</sub> : vitesse d'écoulement au pied du deversoir; ( m)/S)

C<sub>s</sub> : côte du seuil ; (m)                      C<sub>s</sub> = 873,5 m

C<sub>p</sub> : côte du radier; (m)                      C<sub>p</sub> = 869,5 m

d'où : H = 3,99 m.

En application de la theorie de la longueur fluide-dynamique on a le paramètre adimensionnel :

$$H_+ = \frac{H}{K} = 6,00$$

$$H_+ = 6,00 \quad \xrightarrow{\text{ab18 a}} \quad h_t + = 0,3$$

d'ou :  $h_t = h_{t+} K = 0,199 \text{ m.}$

6.1.) Cannal évacuateur

\* Son rôle est de véhiculer l'eau du debit de crue vers l'aval du barrage en direction du Oued.

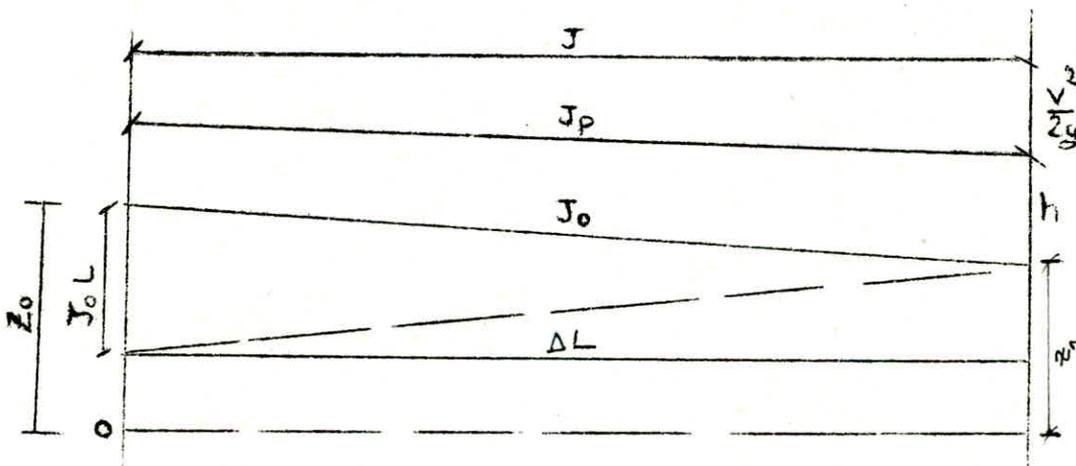
Le canal est rectangulaire et lineairement convergent sapente géométrique est déterminée par les conditions topographiques.

\* Etude de l'écoulement dans le canal:

L'écoulement ayant lieu dans le canal est graduellement varié. Dans un tel écoulement les différents paramètres hydrauliques sont variables et son profil est dit courbes de remous.

Le remous en une section donnée est la différence entre la profondeur réelle  $h$  du courant et la profondeur normale  $h_u$  correspondant à un regime uniforme ur un debit considere.

\* Equation différentielle du mouvement graduellement varié



En faisant tendre  $\Delta L$  vers zéro la variation de la charge totale par unité de longueur se confond avec le gradient  $J$  de la P.d.c, c'est à dire :

$$J = \frac{d}{dl} \left[ \frac{v^2}{2g} + Z_0 - J_0 L + h \right] \quad (1)$$

$Z_0$  : profondeur qui correspond à  $L = 0$

$$d'où \quad J = - \frac{v^2}{2g} \cdot \frac{dv}{dl} + J_0 - \frac{dh}{dl} \quad (2)$$

L'écoulement étant permanent, l'équation de continuité est

$$Q = V.A = Cte. \quad (3)$$

$$\text{Donc : } \frac{Adv}{dl} + V \frac{dA}{dl} = 0 \quad (4)$$

En posant  $dA = edh$  où  $e$  : largeur du plan d'eau.

$$\text{l'équation (4) devient : } \frac{dV}{dl} = - \frac{V \cdot e}{A} \frac{dh}{dl} = - \frac{Q \cdot e}{A^2} \frac{dh}{dl} \quad (5)$$

En éliminant  $dV/dl$  entre (2) et (5) et en exprimant  $V$  par (3)

$$\text{on a : } \frac{Q \cdot A \cdot e}{g \cdot A^3} \frac{dh}{dl} + J_0 - \frac{dh}{dl} = J; \quad (6)$$

d'où  $dl$  sera

$$dl = \frac{1 - Q \cdot e^2 / g \cdot A^3}{J_0 - J} dh \quad (7)$$

(7) équation différentielle du mouvement graduellement varié

avec :

$dl$  : distance entre deux sections ( m )

$Q$  : Débit véhiculé (  $m^3/S$  )

$e$  : Largeur du plan d'eau ( m )

$g$  : accélération de la pesanteur (  $m/S^2$  )

$A$  : Section mouillée (  $m^2$  )

$J_0$  : pente géométrique du canal

$J$  : gradient de perte de charge

$dh$  : différence des profondeurs d'eau des 2 sections ( m )

La détermination de la courbe de remous se fait par l'intégration de l'équation ci-dessus (7)

Les calculs des paramètres du remous sont faites par l'utilisation d'un programme sur une calculatrice T.I.59. Ce programme a été établi par Mr. LAPRAY (ex : maître de conférence à E.N.P.A.).

\* Pour les calculs voir le tableau qui suit :

N.B. On a prévu une revanche de 1 mètre pour le canal.

\* Dissipateur d'énergie.

Vue que notre écoulement dans le canal évacuateur (coursier) se fait avec une grande énergie. Cette énergie peut provoquer des affouillements ou des dégâts à l'aval. Donc il est nécessaire de prévoir un système de dissipation de l'énergie.

Remous ascendant type P<sub>3</sub> (descendant type P<sub>2</sub>)  
 turbulent Rugueux torrentiel subnormal

$L_i$	$h_i$	$b_i^{-1}$	$K_i$	$h_{ui}$	$\Delta H$
0,00	0,199		0,665	0,272	$-10^{-2}$
5,189	0,1895	30,37	0,660	0,281	
9,926	0,1795	29,595	0,6719	0,2861	
14,329	0,1695	28,869	0,6827	0,2905	
18,475	0,1695	28,249	0,6931	0,2947	
22,412	0,1495	27,642	0,7032	0,2987	
26,177	0,1395	27,067	0,7131	0,3027	
29,794	0,1295	26,519	0,7229	0,3066	
33,279	0,1195	25,993	0,7326	0,3106	
36,665	0,1095	25,486	0,7323	0,3144	
39,897	0,0995	24,997	0,7519	0,3184	$-10^{-3}$
43,34	0,0885	23,870	0,7750	0,3277	
43,915	0,0865	23,786	0,7773	0,3285	
44,259	0,0865	23,786	0,7792	0,3289	
46,016	0,0865	23,742	0,7847	0,3315	$10^{-3}$
46,936	0,0895	23,448	0,7877	0,3327	
47,177	0,0925	23,317	0,7907	0,3339	
49,435	0,0975	23,184	0,7958	0,3359	
50,069	0,0995	22,869	0,7979	0,3368	
50,709	0,1015	22,779	0,800	0,3377	
51,998	0,1055	22,595	0,8044	0,3394	
52,649	0,1075	22,502	0,8066	0,3403	
53,304	0,1095	22,409	0,8089	0,3412	

$L_i$	$h_i$	$b_i^{-1}$	$K_i$	$h_{ui}$	$\Delta H$
54,624	0,1135	22,222	0,8134	0,3430	
59,289	0,1245	21,911	0,8210	0,3460	$10^{-2}$
61,761	0,1345	21,425	0,8334	0,3511	
63,325	0,1445	20,922	0,8470	0,3565	
68,980	0,1545	20,407	0,8467	0,3622	
72,73	0,1645	19,878	0,8761	0,3683	
76,565	0,1745	19,34	0,8920	0,375	
80,49	0,1845	18,781	0,909	0,382	
84,51	0,1945	18,214	0,929	0,389	
88,617	0,2045	17,634	0,949	0,398	
92,81	0,2145	17,04	0,971	0,407	
97,08	0,2245	16,437	0,994	0,4164	
101,43	0,2345	15,82	1,024	0,4268	
105,84	0,2445	15,19	1,048	0,4383	
110,32	0,2545	14,56	1,080	0,4507	
114,86	0,2645	13,916	1,111	0,4643	
119,43	0,2745	13,265	1,147	0,479	
124,036	0,2845	12,609	1,187	0,496	
128,66	0,2945	11,95	1,229	0,5137	
133,29	0,3045	11,29	1,277	0,5340	
137,9	0,3145	10,63	1,329	0,5560	
142,5	0,325	9,97	1,390	0,581	

Remous en canal trapézoïdal linéairement convergent  
 Programme établi par le Professeur Gheza Lapray (\*).  
 pour calculatrice programmable TI.59

LRN 2nd LBL A RCL 05  $X^2 + 1 = \sqrt{X} \times 2 = \text{STO } 09$  RCL 08 + RCL 17 ÷ 2 = STO 07 R/S  
 LBL B RCL 15 STO 14 ÷ 2 + RCL 06 = ÷ RCL 20 x (RCL 16 - RCL 18) + RCL 18 = STO 04  
 x RCL 07 + RCL 05 x RCL 07  $X^2 = \text{STO } 10$  x 4 ÷ (RCL 04 + RCL 09 x RCL 07) = STO 11  
 1/X x RCL 02 = STO 29 Ln X x .86 - 1.14 =  $X^2$  1/X STO 12 - RCL 01  $X^2$  x (RCL 04  
 + 2 x RCL 05 x RCL 07) ÷ 9.8 ÷ RCL 10  $Y^X$  3 = STO 13 ÷ (RCL 03 - RCL 12 x  
 (RCL 01 ÷ RCL 10)  $X^2$  ÷ RCL 11 ÷ 19.6) x RCL 17 = STO 15 - RCL 14 = 2nd |X|  
 2nd X >> t B RCL 15 2nd |X| SUM 06 RCL 17 SUM 08 RCL 08 + RCL 17  
 ÷ 2 = STO 07 RCL 01 ÷ RCL 10 x RCL 11 ÷ RCL 00 = STO 19 RCL 06 R/S

ALLURE DE LA PROFONDEUR CRITIQUE HYPOTHÉTIQUE

2nd LBL C RCL 04 + 2 RCL 05 x RCL 27 = STO 31 RCL 04 + RCL 05 x RCL 27 =  
 x RCL 27 = STO 30 1/X  $Y^X$  3 x RCL 27 = STO 27 RCL 28 - 1 = 2nd |X| 2nd X >> t  
 C RCL 09 x RCL 27 + RCL 04 = STO 26 1/X + RCL 30 x 4 = STO 23 1/X x RCL 02  
 = STO 21 Ln X x .86 - 1.14 =  $X^2$  1/X STO 24 ÷ RCL 23 x RCL 01  $X^2$  ÷ RCL 30  
 $X^2$  ÷ 19.6 = STO 22 ÷ RCL 03 = 1/X STO 25 RCL 27 R/S

ALLURE DE LA PROFONDEUR NORMALE HYPOTHÉTIQUE

2nd LBL RCL 04 + RCL 05 x RCL 37 = x RCL 37 = STO 40 RCL 04 + RCL 37 = STO 40  
 RCL 04 + RCL 37 + RCL 09 = STO 36 1/X x 4 x RCL 40 = STO 33 ÷ RCL 02 =  
 1/X STO 39 Ln X x .86 - 1.14 =  $X^2$  1/X STO 35 ÷ RCL 33 x RCL 01  $X^2$  ÷  
 RCL 40  $X^2$  ÷ 19.6 = STO 32 ÷ RCL 03 =  $Y^X$  3 x RCL 37 = STO 37 RCL 32 -  
 RCL 03 = 2nd |X| 2nd X >> t D RCL 01 ÷ RCL 40 = STO 34 x RCL 33 ÷  
 RCL 00 = STO 38 RCL 37 R/S

## Exécution du programme

### \* Introduction

Précision : 0,001  $x \Rightarrow t$

$Q = 51,03 \text{ m}^3/\text{s}$  ST001

$J_0 = 0,032$  ST003

$\epsilon = 10^{-3}$  ST002

$\chi = 10^{-6}$  ST005

$L_0 = 0$  ST006

$h_0 = 0,199 = h_t$  ST008

$h_{u0} = 0,61 \text{ m}$  ST037

$b_0 = 30 \text{ m}$  ST018

$b_n = 10 \text{ m}$  ST016

$K_0 = 0,665$  ST027

$L_n = 140 \text{ m}$  ST020

$V = 10^6 \text{ m/s}^2$  ST000

$\Delta L = 5$  ST015

$\Delta H = -0,01$  ST017

### \* Exécution

Appuyer sur A  $\rightarrow h_{i2} = h_1 + \frac{\Delta H}{2} \rightarrow$  ST007

" " RCL09  $\rightarrow \chi = 2\sqrt{1+I^2}$

" " B  $\rightarrow L_{01} = . \rightarrow$  ST006

" RCL08  $\rightarrow h_1$

" RCL04  $\rightarrow b_1$  RCL29  $\rightarrow \frac{\epsilon}{\Delta H}$

" RCL19  $\rightarrow Re \rightarrow$  Régime

" sur C  $\rightarrow K \rightarrow$  RCL27.

" sur D  $\rightarrow h_u \rightarrow$  RCL37

Nous prévoyons pour la dissipation un saut de Sky (relancer l'eau vers le haut avec un certain angle).

Le rayon de courbure des deflecteurs est fonction de la pression exercée sur le radier. En pratique  $R \gg 5h$ .

R : Rayon (m)

h : hauteur d'eau au niveau inférieur du canal.

$$h = 0,1345 \quad R \gg 1,57 \text{ m}$$

on adopte  $R = 2 \text{ m}$ .

on assimile notre jet d'eau à la partie inférieure du canal au projectile.

$$X = (V \cos \alpha) t \quad (1) : \text{la portée du jet.}$$

$$Y = (V \sin \alpha) t \quad (2) : \text{tirant d'eau.}$$

V = vitesse à la fin du canal.

$$(1) \Rightarrow t = X / V \cos \alpha, \text{ on remplace } t \text{ dans } (2)$$

$$(2) \Rightarrow Y = X \operatorname{tg} \alpha - \frac{X^2}{4hc \cos^2 \alpha}$$

$$\text{avec } hc = V^2 / 2G.$$

$$G = 9,81 \text{ m/d/d}$$

La portée est déterminée par la relation suivante.

$$X = 1,8 ( Y + V^2 / 2g ) \sin \alpha$$

$35^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$ , angle de portée. ( $\alpha = 30^\circ$ ).

A.N.  $X = 18,73 \text{ m}$  on adoptera  $X = 20 \text{ m}$ .

#### V9) LES DIFFERENTES PHASES DE REALISATION DE LA RETENUE.

Nous proposons que les travaux commencent en saison sèche (Juin), Parceque au cours de cette période en général le niveau du Oued est a son niveau bas, donc notre dérivation provisoire ne risque pas d'être surchargée. Période aussi au cours de laquelle les engins de terrassements peuvent travailler a leur rendement optimal.

L'enchaînement chronologique des différentes phases du chantier :

- 1) Installation du chantier, ouverture de déviations de la circulation
- 2) Construction de la dérivation provisoire du cours d'eau, dérivation de ce dernier et Batardeau
- 3) Décapage général de la fondation, ouverture de l'écran d'étanchéité.
- 4) Préparation des zones d'emprunt
- 5) Deboisement de la Cuvette.
- 6) Remblai de la clé d'ouvrage et des fondations jusqu'au terrain naturel
- 8) Mise en place du système de drainage horizontal.
- 7) Mise en place de la conduite de prise.
- 9) Remblai compacté
- 10) Génie civil des ouvrages de prise et de restitution
- 11) Génie civil de l'évacuateur de crues.
- 12) Revêtements des talus, équipements hydrauliques.
- 13) Mise en eau et finitions (fermeture des zones d'emprunt ...)

## VI Estimation

Designations	Quantité (m <sup>3</sup> )	Prix unitaire DA/m <sup>3</sup>	Montant 10 <sup>6</sup> DA
Deblai	730	100	0,073
Remblai	420	2500	1,050
Dérivation provisoire			1,123
Deblai	17 000	70	1,190
Remblai	11 000	100	10,500
Entrochement	7 000	140	0,980
Noyau d'ancrage	5 200	200	1,040
filtre	10 000	250	2,500
Total de la digue			16,210
Deblai	1800	100	0,180
Remblai	532	2000	1,064
Total éva - Crue			1,244
prise d'eau Vidange de fond Appareil Hydraumecanique			2,50
TOTAL			20,077

C O N C L U S I O N :

D'après l'étude qu'on a fait, nous pensons que notre retenue collinaire est faisable, sous réserve de confirmation avec des études géologiques et géotechniques plus approfondies. Ce que nous souhaitons que les études de ses projets de retenue collinaire ne doivent pas être pris à la légère par les ingénieurs et les futurs ingénieurs. Rien ne justifie la hâte de disposer de l'eau pour l'agriculture au profit des risques, que peuvent faire courir de telles ouvrages dues à des insuffisances d'étude techniques. De même le coût de la création d'une retenue d'eau au regard du prix des travaux visant à son utilisation, impose avant toute exécution une comparaison économique soignée des solutions en présence.

## B I B L I O G R A P H I E

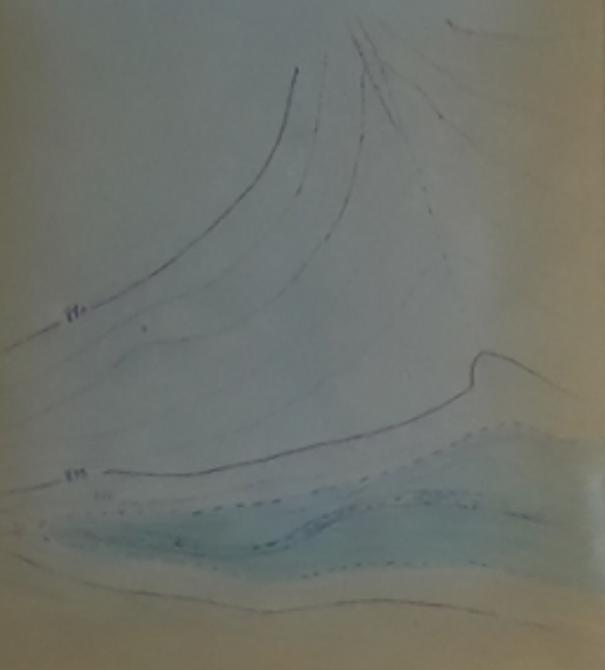
- Hydraulique générale et appliquée : CARLIER.M - (EYROLLES 1972).
- Hydraulique souterraine : SCHNEEBELI - (EYROLLES 1966)
- Technique des barrages en aménagement rural :  
Ministère de l'agriculture de France ( 1977)
- Théorie de la longueur fluïdo-dynamique : LAPRAY. G. ( ENPA )
- Retenue collinaire : Ministère de l'agriculture de France (1969)
- Elements d'hydrologie de l'ingénieur : REMENIERAS - G.  
( EYROLLES - 1976).

## P L A N C H E S

- N° 1 : Pan d'implantation
- N° 2 : Coupe géologique et stabilité
- N° 3 : Profil en long et ligne de saturation
- N° 4 : Coupes transversale
- N° 5 : Profil transversale.
- N° 6 : Ouvrage annexes.



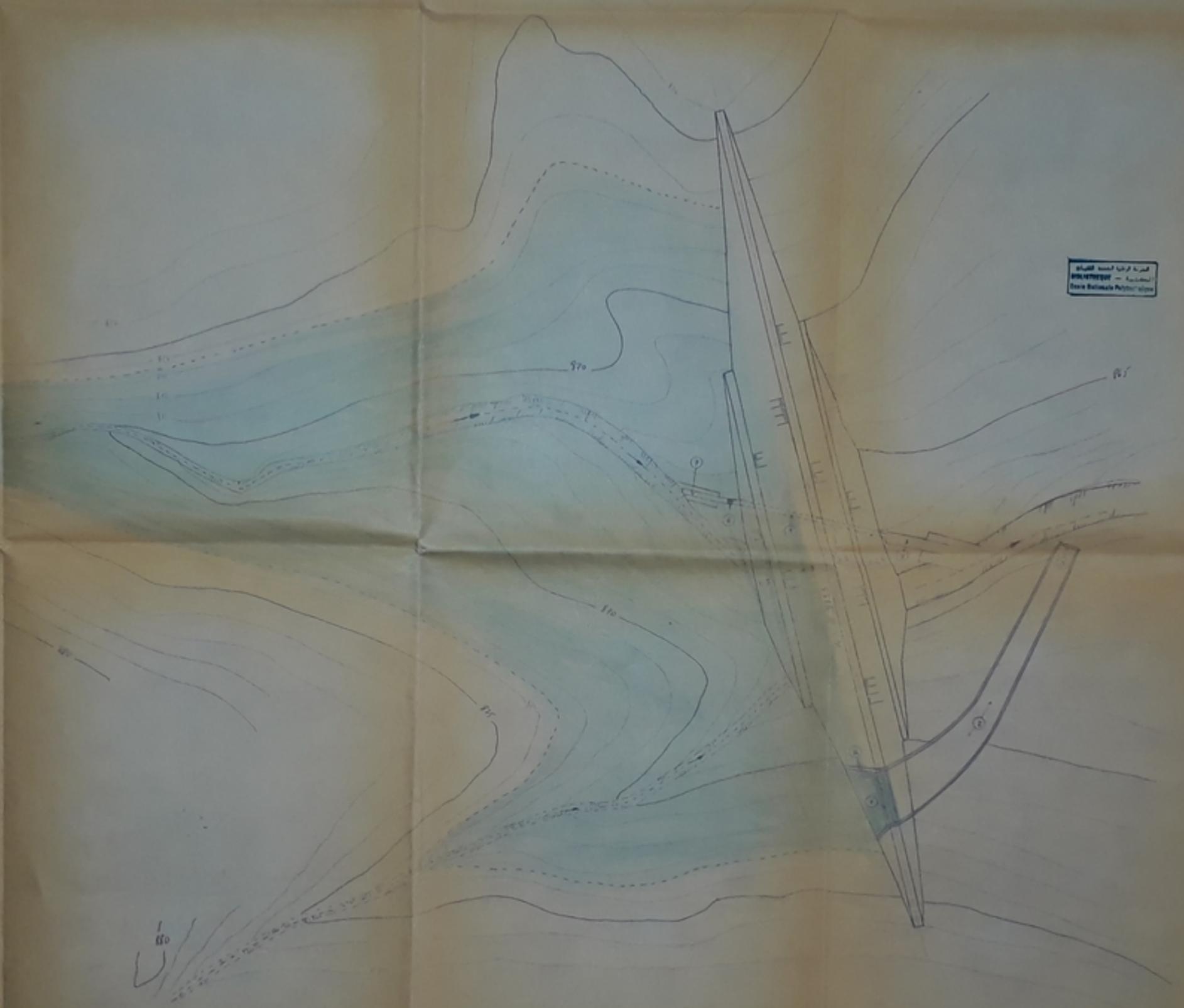
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
الوزارة الجزائرية للتربية والتعليم  
الجامعة الوطنية للتكنولوجيا



- (A) L'AXE D'AMONT DE LA VUE
- (B) L'AXE DE DESCENTE
- (C) AXE DE SUIVI
- (D) L'AXE DE
- (E) TOUR DE PÊCHE
- (F) L'AXE D'AMONT
- (G) AXE D'AMONT
- (H) AXE DE DESCENTE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
الوزارة الجزائرية للتربية والتعليم  
الجامعة الوطنية للتكنولوجيا

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
الوزارة الجزائرية للتربية والتعليم  
الجامعة الوطنية للتكنولوجيا



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
الوزارة الجزائرية للتربية والتعليم  
الجامعة الوطنية للتكنولوجيا



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
الوزارة الجزائرية للتربية والتعليم  
الجامعة الوطنية للتكنولوجيا

9103076  
-4-

ECOLE NATIONALE  
POLYTECHNIQUE

Etude de Faisabilité  
d'une Retenue Collinaire  
sur l'oued Kranga

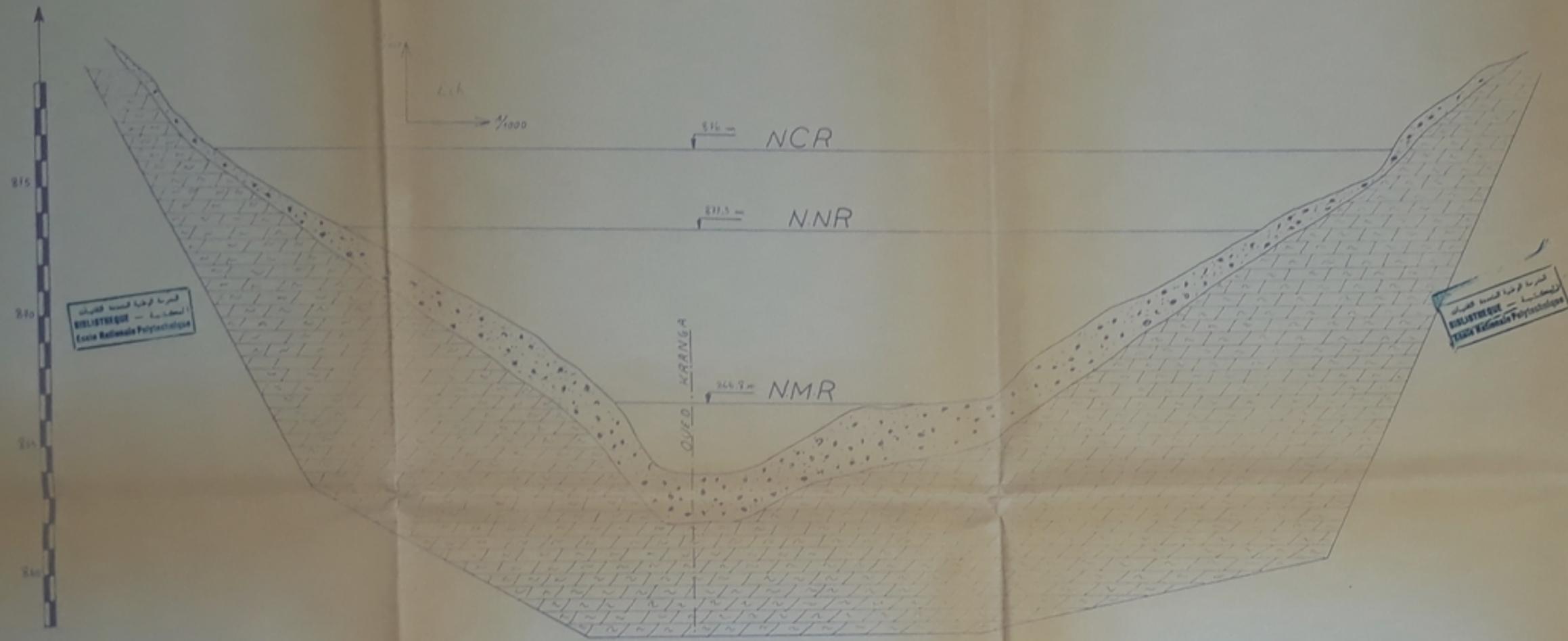
PLAN D'IMPLANTATION  
DE LA  
RETENUE COLLINAIRE

Echelle 1/1000 Planche N° 1

Proposé par SETHYCO

Etude A. BOUROUZ  
par M. BOULAHIA

Dessiné par M. YMOULOUDI



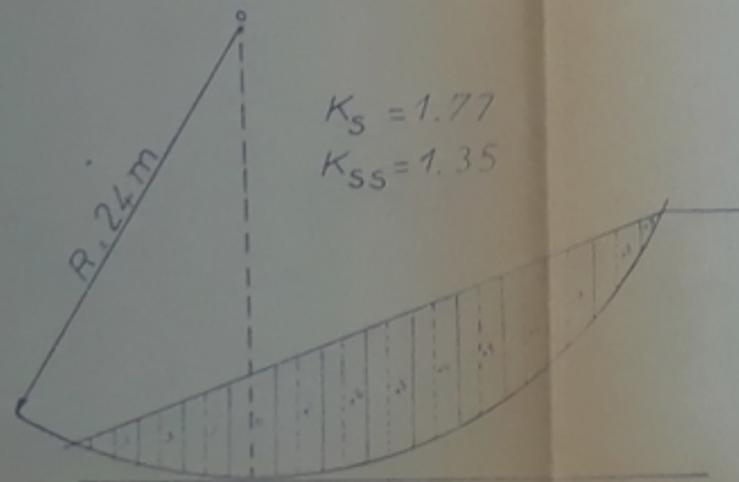
LEGENDE

-  Alluvion granuleuse
-  Marne grise et marnocalcaire

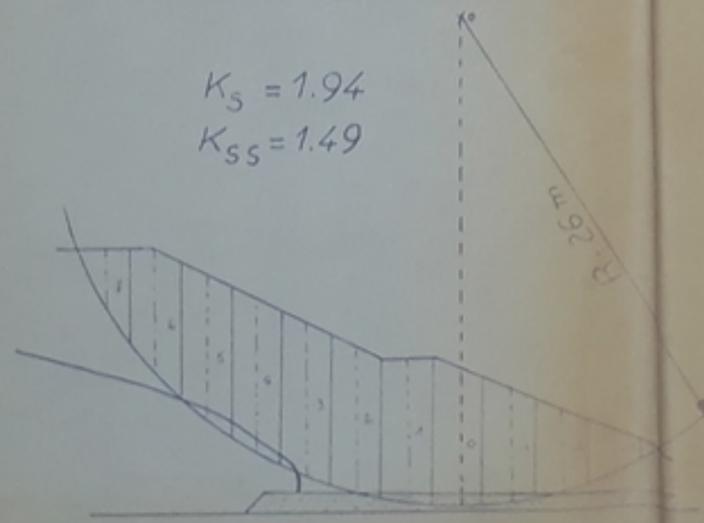
PH 03086

-2-

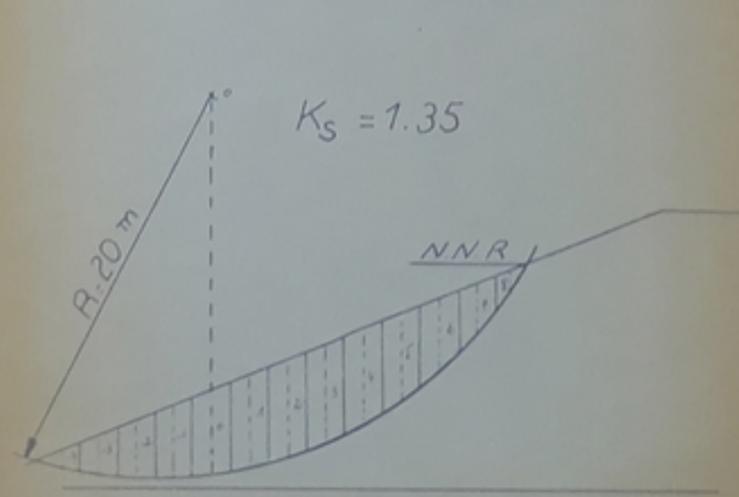
Fin de Construction



Fonctionnement Normal



VIDANGE RAPIDE



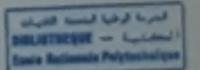
ECOLE NATIONALE  
POLYTECHNIQUE

Etude de Faisabilité  
d'une Retenue Collinaire  
sur l'oued Kranga

COUPE GEOLOGIQUE

et

STABILITE

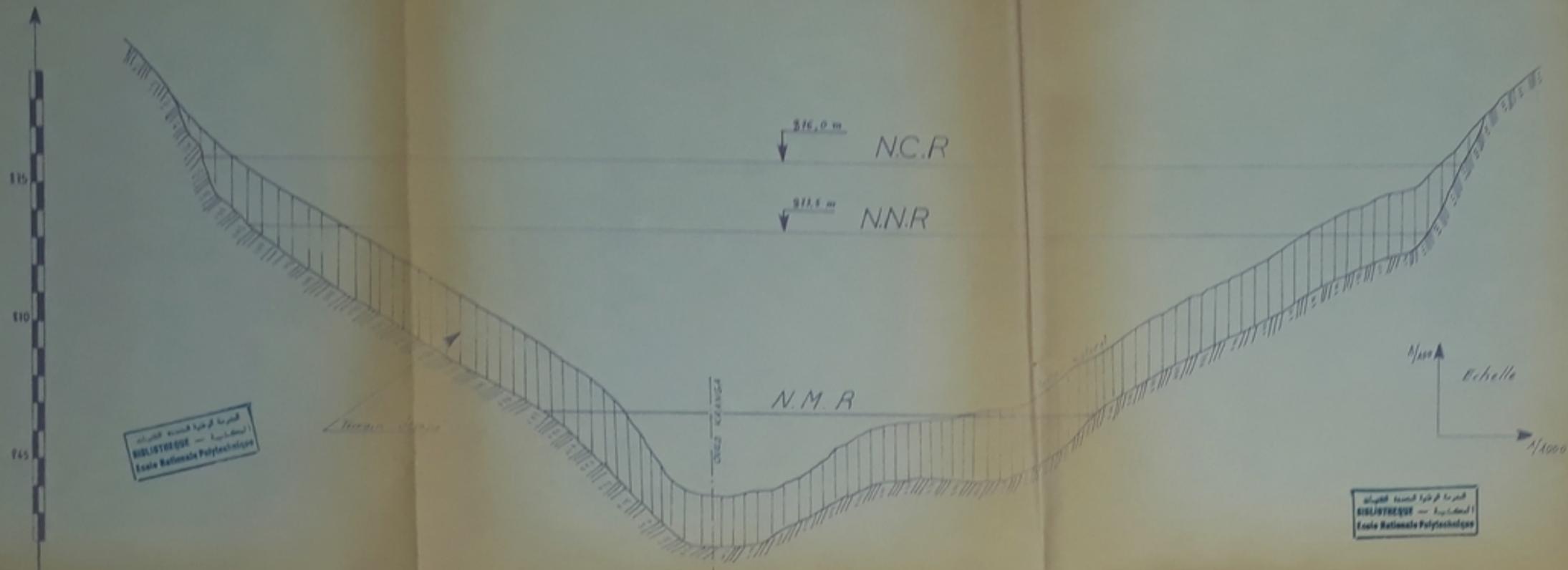


Echelle: 1/200 Planche: N: 2

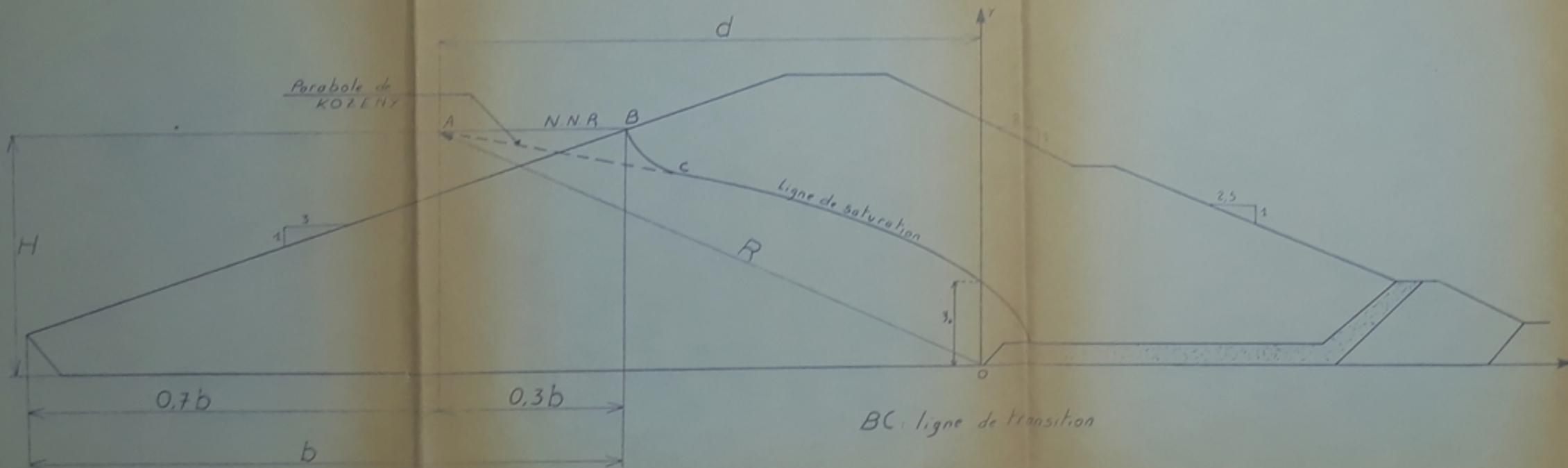
Proposé  
par: SETHYCO

Etudié  
par: A. BOUROUZ  
M. BOULAHIA

Dirigé  
par: M: Y. MOULOUDI



ALTITUDES	875	872.5	870	867.5	865	862.5	860	857.5	855	852.5	850	847.5	845
DISTANCES PARTIELLES	50	50	25	25	50	50	50	50	50	50	50	50	50
DISTANCES CUMULEES	0	50	100	125	175	225	275	325	375	425	475	525	575
PENTES %	4.0	4.0	1.2	1.2	4.4	4.4	4.4	4.4	4.4	4.4	4.4	4.4	4.4



PH 03086

-3-

ECOLE NATIONALE  
POLYTECHNIQUE

Etude de Faisabilité  
d'une Retenue Collinaire  
sur l'oued Kranga

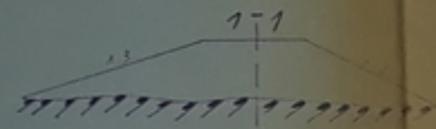
PROFIL EN LONG DE LA DIGUE  
et  
LIGNE DE SATURATION

Echelle: 1/125 Planche N° 3

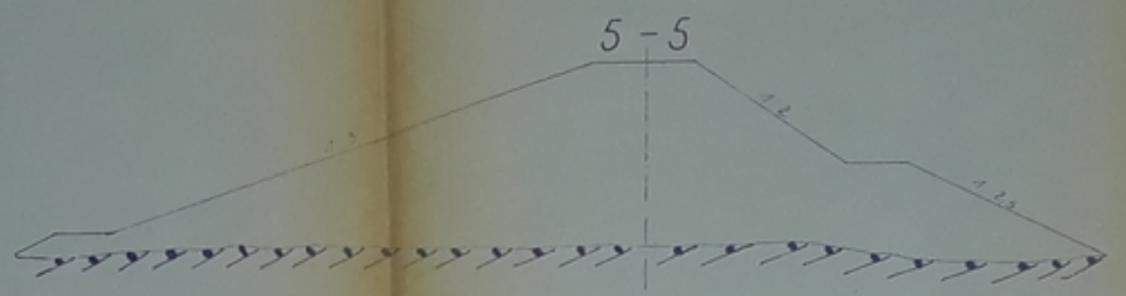
Proposé  
par: SET.HY.CO

Etudié A. BOUROUZ  
par: M. BOULAHIA

Dirigé  
par: M. Y. MOULOUDI

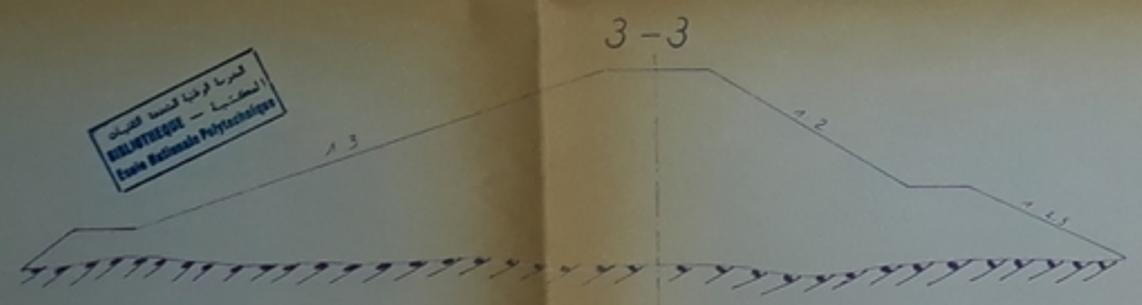
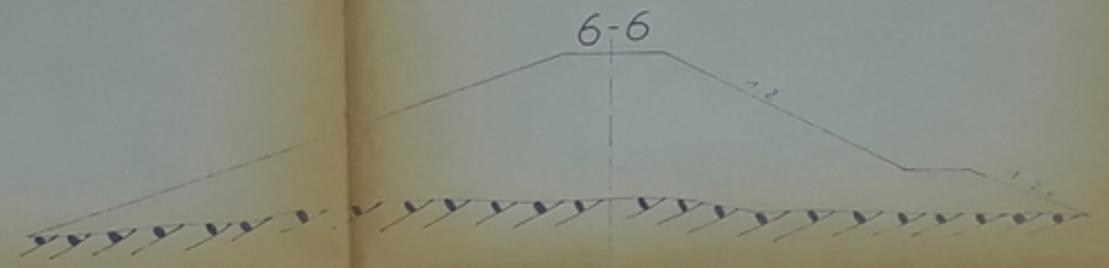
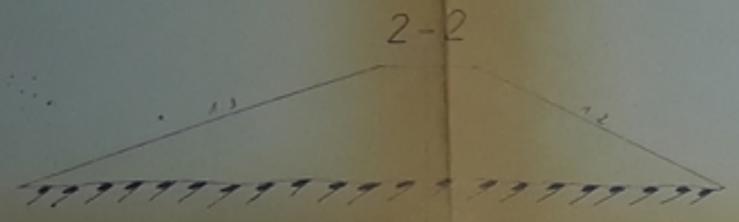


المركز الوطنية للتكنولوجيا  
BIBLIOTHEQUE - المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

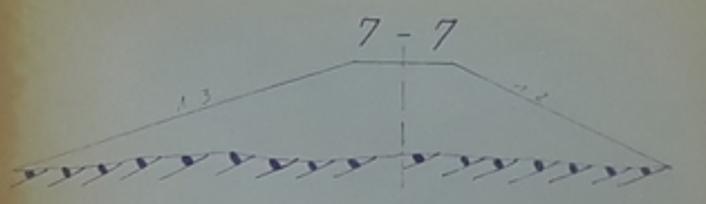


المركز الوطنية للتكنولوجيا  
BIBLIOTHEQUE - المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

PH 03086  
-4-



المركز الوطنية للتكنولوجيا  
BIBLIOTHEQUE - المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

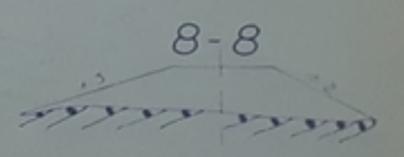
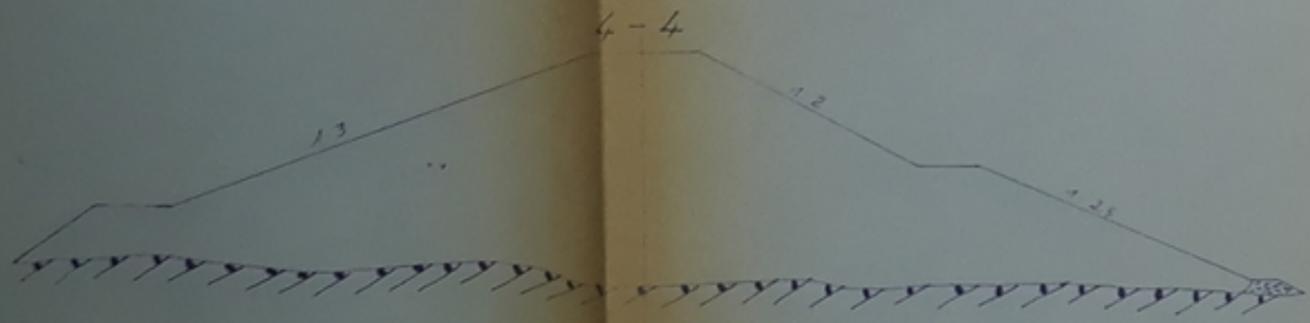


ECOLE NATIONALE  
POLYTECHNIQUE

Etude de Faisabilité  
d'une Retenue Collinaire  
sur l'oued Kranga

المركز الوطنية للتكنولوجيا  
BIBLIOTHEQUE - المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

COUPES TRANSVERSALES

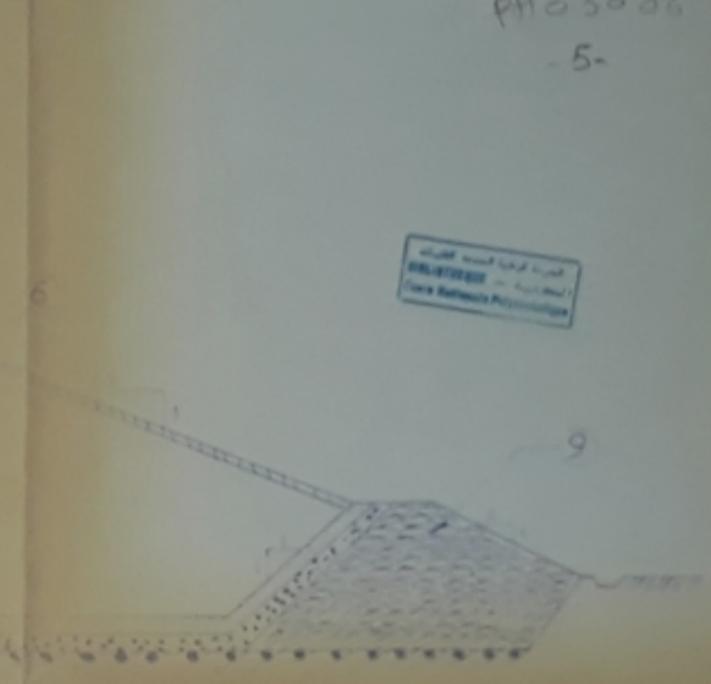
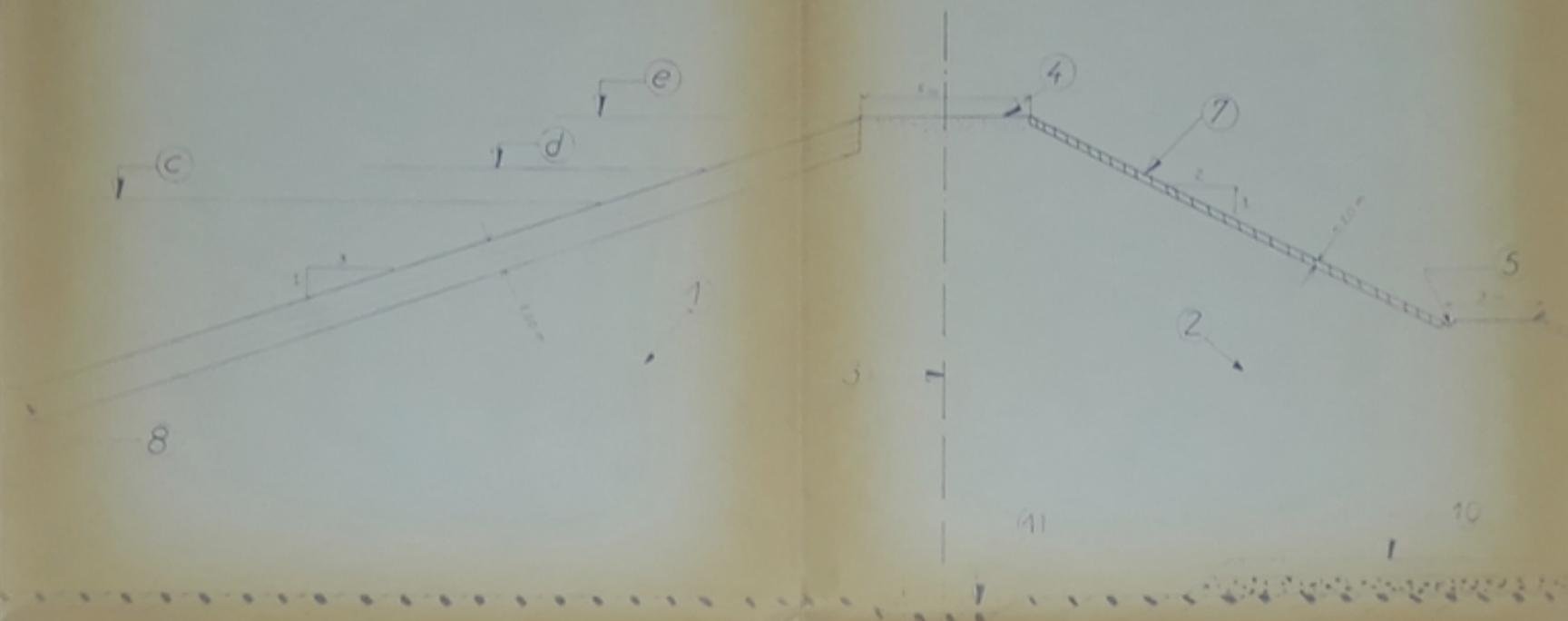
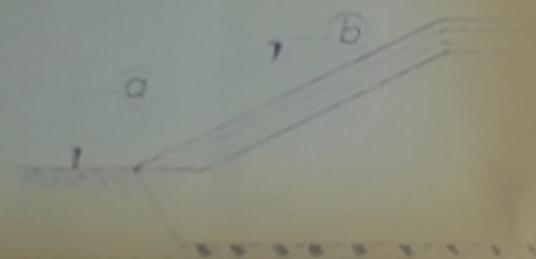


Echelle: 1/200 | Planche: N° 4

Proposé par: SETHYCO

Etu dié par: M: A. BOUROUZ  
M: M. BOULAHIA

Dirigé par: M: Y. MOULOUDI



PH 3086  
-5-

الجمهورية التونسية  
الهندسة المعمارية  
الجامعة الوطنية للعلوم والتقنية

الجمهورية التونسية  
الهندسة المعمارية  
الجامعة الوطنية للعلوم والتقنية

Niveaux

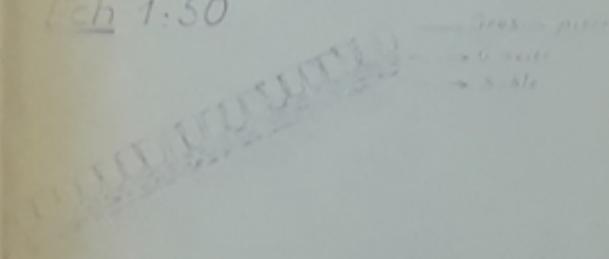
- a N.T.N → 864,00 m
- b N.V.M → 866,80 m
- c N.N.R → 873,50 m
- d N.M.R → 874,50 m
- e N.C.R → 876,00 m

Legendes

- 1 Talus amont
- 2 " aval
- 3 Axe de la digue
- 4 Route
- 5 Rigole
- 6 Berme
- 7 Gazon
- 8 Revêtement
- 9 Drain de pied
- 10 Tapis drainant
- 11 Tranchée d'ancrage

الجمهورية التونسية  
الهندسة المعمارية  
الجامعة الوطنية للعلوم والتقنية

Détail du revêtement  
Ech 1:50



ECOLE NATIONALE  
POLYTECHNIQUE

Etude de Faisabilité  
d'une Retenue Collinaire  
sur l'oued Kranga

الجمهورية التونسية  
الهندسة المعمارية  
الجامعة الوطنية للعلوم والتقنية

PROFIL TRANSVERSAL

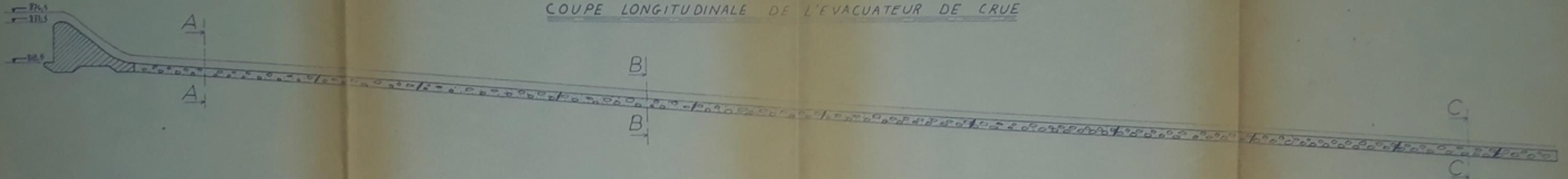
Echelle: 1/100 | Planche: N° 5

Proposé par: SET.HY.CO

Etudé par: A. BOUROUZ  
par: M. BOULAHIA

Dirigé par: M. Y. MOULOUDI

COUPE LONGITUDINALE DE L'EVACUATEUR DE CRUE



ALTITUDES (m)	276.5	273.5	270.5	267.5	264.5	261.5	258.5	255.5	252.5	249.5	246.5	243.5	240.5	237.5	234.5	231.5	228.5	225.5
DISTANCE PARTIELLE (m)		20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	22.5
DISTANCES CUMULEES (m)	0	20	40	60	80	100	120	140	160	180	200	220	240	260	280	300	320	342.5

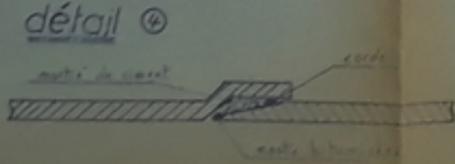
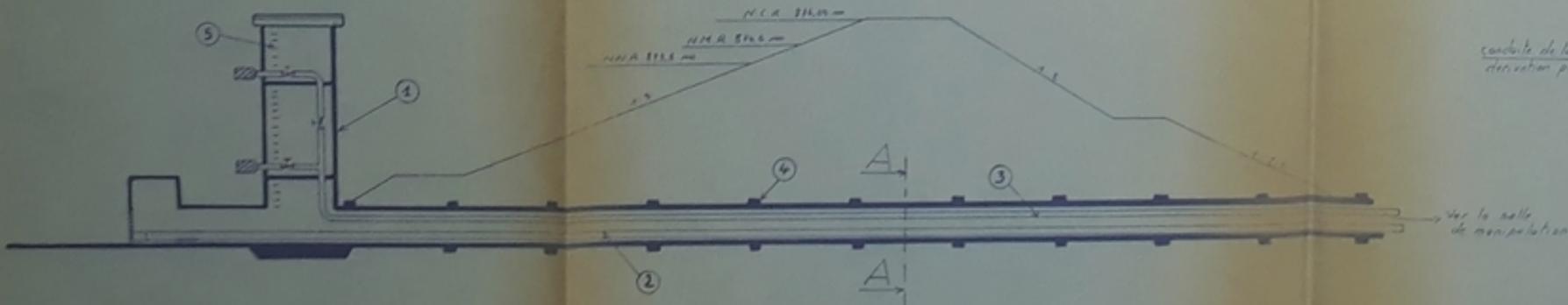


المركز الوطني للتكنولوجيا  
BIBLIOTHEQUE - المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

PH03086  
-6-

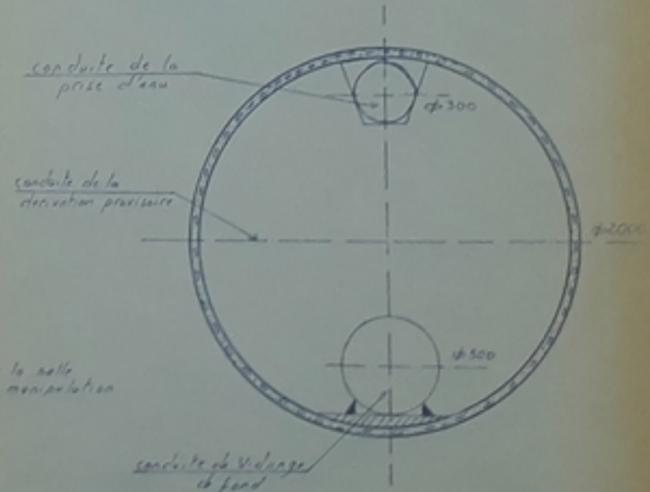
المركز الوطني للتكنولوجيا  
BIBLIOTHEQUE - المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

OUVRAGE DE PRISE



- ① Tour de prise
- ② conduite de vidange
- ③ conduite de prise d'eau
- ④ joint d'assemblage
- ⑤ échelle d'entretien

COUPE A-A Ech. 1/20



ECOLE NATIONALE  
POLYTECHNIQUE

Etude de Faisabilité  
d'une Retenue Collinaire  
sur l'oued Kranga

المركز الوطني للتكنولوجيا  
BIBLIOTHEQUE - المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

OUVRAGES ANNEXES

Echelle: 1/200 Planche: N°6

Proposé par: SETHYCO

Etudié par: A. BOUROUZ  
M. BOULAHIA

Dirigé par: M. Y. MOULOUDI

