

وزارة التعليم العالي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

Etude de Réalisation
d'un Barrage Voûte au
Site de Tichi - Haf
Wilaya de BEJAIA

7 PLANCHES

+ 3 PR

Proposé par :

- A. N. B.

Etudié par :

- Mr S. BELLAZOUG

- Melle O. MEZIANI

Dirigé par :

Mr - Y. MOULOUDI

PROMOTION : JUIN 1989



وزارة التعليم العالي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

Etude de Réalisation
d'un Barrage Voûte au
Site de Tichi - Haf
Wilaya de BEJAIA

Proposé par :

- A. N. B.

Etudié par :

- Mr S. BELLAZOUG

- Melle O. MEZIANI

Dirigé par :

Mr - Y. MOULOUDI

PROMOTION : JUIN 1989

-oOo- D E D I C A C E -oOo-

A mes parents

Ouassila Meziani

A ceux qui me sont chers

Salim Bellazoug

Nous remercions vivement tout ceux qui ont
contribué à la réalisation de ce modeste travail.

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

La meilleure assurance pour une économie saine est assurément la richesse intarissable qu'est l'eau.

Il est de ce fait, primordial pour un pays comme l'Algérie, de mobiliser au grand maximum ses ressources hydriques.

Le barrage est à fortiori le meilleur moyen de rétention des eaux et son utilité varie d'une région à une autre.

L'aménagement de TICHEI-HAF, dont l'étude va suivre, est destiné à satisfaire trois buts :

- Apporter un complément d'eau à l'irrigation de la Vallée de la SOUMMAM
- Ecrêter les crues du BOU-SELLAM et par là même, réduire les crues dans la Vallée de la SOUMMAM 99
- Alimenter éventuellement un réseau de pompage à étudier.

S O M M A I R E



	Pages
CHAP. I - <u>ETUDE GEOLOGIQUE</u> /	1
CHAP.II - <u>ETUDE HYDROLOGIQUE</u> /	11
CHAP.III- <u>LA RETENUE DE TICHY HAF</u> *	30
CHAP.IV - <u>OUVRAGES ANNEXES</u>	60
CHAP. V - <u>ORGANISATION ET REALISATION DES TRAVAUX</u> *	81



C H A P I T R E I

oOo--- ETUDE GEOLOGIQUE ---oOo

	Pages
1 - INTRODUCTION	1
2 - RECHERCHES REALISEES	1
3 - DESCRIPTION GENERALE DU SITE	1
4 - CONDITIONS GEOLOGIQUES	1
5 - CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES	5
6 - RESUME et CONDITIONS TECHNIQUES	8

1/ Introduction

Les interprétations géologiques contenues dans cette étude sont basées surtout sur la carte géologique et les profils des forages relevés lors de la dernière campagne de reconnaissance de 1982/1983. La présente étude a pour but de donner la description géologique du site et de la cuvette du barrage.

2/ Recherches réalisées

Le site a été étudié à trois reprises :

A/ Campagne de reconnaissance de 1972

L'étude géologique a été faite sur la base de :

- 9 forages
- 2 galeries
- 3 tranchées

B/ Campagne géologique de 1975

Elle a été faite sur la base de 7 profils sismiques et de tirs spéciaux dans les galeries.

B/ Campagne de reconnaissance de 1982/1983

Celle-ci a vu le jour de 15 forages carottés et de 4 puits de reconnaissance dans les alluvions récentes.

3/ Description générale du site de TICHI HAF

Le site du barrage se situe près du village de MAHFOUDA dans la daïra de AKBOU sur l'oued BOU SELLAM, qui rejoint au NW, après 10 km environ, la vallée de l'oued SOUMMAM.

En ce point, l'oued BOU SELLAM dessine un méandre de concavité SUD, très encaissé au fond d'une gorge creusée dans les calcaires jurassiques.

En amont de la gorge de TICHI HAF, la vallée de l'oued BOU SELLAM s'étend amplement dans une région marneuse, soumise à des ravissements importants et des mouvements de masses liquides.

4/ Conditions géologiques

4 - 1 - Géologie régionale

La région de l'oued BOU SELLAM dans la région d'AKBOU, appartient à la partie orientale de l'anticlinorium des BIBANS (domaine du miogéosynclinal tellien).

Cette région est occupée en grande partie par un complexe marneux crétacé (Sénonien) considéré autochtone par le passé. Les affleurements calcaires sont en général minéralisés par des eaux thermales. (il existe d'ailleurs plusieurs sources thermales). La surface de la région est drainée par l'oued BOU SELLAM.

Remarque : Dans le cadre géodynamique on doit retenir la zone de TICHY HAF comme exposée à des risques sismiques.

4 - 2 Géologie du site du barrage

4-2-1- Sommaire

La géologie du site est caractérisée par le contraste lithologique entre le massif carbonatique jurassique de la gorge de TICHY HAF et le complexe marneux crétacé (Sénonien) qui se développe surtout en amont de la gorge.

Ces deux formations sont séparées immédiatement en amont de la gorge par une importante ligne tectonique de direction W-E.

Le massif carbonatique jurassique est représenté par deux lithofaciès : un faciès calcaire dolomitique et un faciès calcaire marneux.

Il est à remarquer que les rapports stratigraphiques de ces deux lithofaciès restent indéterminés.

La tectonisation importante de la zone est particulièrement évidente dans le massif carbonatique jurassique de la gorge de TICHY-HAF.

On y a distingué, des accidents tectoniques liés au paroxysme atlasique miocène de ceux dus à la tectonique cassante plus récente.

La tectonique miocène est caractérisée par des écaillés de charriage qui entraînent la formation jurassique et celle du crétacé.

La tectonique cassante est représentée par un réseau de grandes diaclases passant à des failles subverticales, qui coupent et décalent les structures plus anciennes.

Les roches carbonatiques ont été attaquées par des solutions hydrothermales et apparaissent plus ou moins ferrugineuses ou dolomitisées.

Les seules manifestations karstiques dues aux eaux météoriques sont représentées par des phénomènes locaux superficiels sous forme de lapiez.

La décomposition des roches carbonatiques en profondeur est attribuée à la circulation de solutions hydrothermales remontantes.

REMARQUE : Le méandre de la gorge de TICHY HAF a été modelé par trois lignes structurales de direction W-E, N-S, et NNE-SSW.

4-2-2 Description des lithofaciès

A - Alluvions actuelles et récentes :

Elles constituent les sédiments du lit inférieur et majeur de l'oued BOU SELLAM et de sa rivière affluente.

En amont de la gorge de TICHY HAF prédomine un faciès surtout sableux, tandis qu'à l'aval, les matériaux sont, en général, plus caillouteux.

Les éléments constitutants sont en majorité calcaires et calcaires-dolomitiques mais l'on peut aussi observer des blocs isolés de calcaire marneux et de marne calcaire altérés.

B - Alluvions anciennes :

Il s'agit de sédiments limoneux, plus ou moins rubéfiés, avec des horizons graveleux et caillouteux, constituant la terrasse inférieure alluviale de l'oued BOU SELLAM.

Les alluvions anciennes affleurent en amont de la gorge de TICHY HAF, en rive gauche et atteignent une épaisseur de 10 m environ.

C - Complexe marneux crétacé (Sénonien) *en secondaire (supracaté)*

Il affleure surtout en amont de la gorge de TICHY HAF ; il s'agit en général, de marnes et de pélites gris-bleutées jusqu'à noirâtres, avec veines de calcite isolées.

Ce complexe a été entraîné dans le mouvement de la nappe bibanique ; il en résulte une structure schisteuse. Il est également traversé par un réseau serré de fissures fermées, lié aux mouvements de la tectonique cassante.

D - Massif carbonatique jurassique

Il est constitué par deux lithofaciès :

- Lithofaciès calcaire-marneux
- Lithofaciès calcaire-dolomitique

Les deux lithofaciès ont été traversés par les solutions minérales hydrothermales ; toutefois, c'est surtout dans le lithofaciès calcaire-dolomitique que nous observons les manifestations les plus évidentes de minéralisation, métasomatose et de décomposition de la roche carbonatique.

4-2-3 Tectonique

Au niveau du site, les deux points qui frappent le plus sont :

- la ligne tectonique W-E, séparant directement en amont de la gorge la formation carbonatique jurassique du complexe marneux créacé.
- le réseau serré de diaclases et petites failles subverticales, qui subdivisent le massif carbonatique de la gorge de TICHY HAF en blocs décalés comme les touches d'un clavier.

Le réseau serré des diaclases et failles, dues à la néotectonique cassante, suit les directions principales suivantes :

N-S, NWW-ESE, W-E et NNE-SSW

Le massif carbonatique jurassique de la gorge de TICHY HAF est traversé par un réseau de diaclases.

L'allure des couches peut être déterminée seulement dans les affleurements du lithofaciès calcaire stratifié du massif carbonatique jurassique ; il s'agit d'un monoclinal avec plongement vers le S-E.

Localement, à proximité des surfaces de charriage, les couches présentent de petits plissements renversés.

4-2-4 Altération

La profondeur de l'altération superficielle, causée par les agents météorologiques est au maximum de 10 m. Au dessous de ce niveau les roches ont été traversées par des solutions hydrothermales, qui ont agi sur la texture et la composition chimique des matériaux d'une façon plus ou moins intense.

D'un côté nous pouvons observer une amélioration de la qualité de la roche, par suite d'un effet de dolomitisation et de microrecristallisation ; de l'autre, nous relevons différents degrés de décomposition : ferrugination partielle, ferrugination répandue, terre limonitique....

Les effets des altérations karstiques sont limités aux zones superficielles tandis que nous attribuons aux phénomènes hydrothermaux l'importante altération des couches plus profondes.

Dans la zone où affleure le massif carbonatique jurassique on a pu distinguer un horizon superficiel de vitesse 3500 m/s de 8 à 15 m. d'épaisseur, qui correspond à la couche décomprimée.

Le profil sismique le plus représentatif est celui qui traverse longitudinalement toute la colline de rive gauche de la gorge et qui intéresse même, le complexe marneux de la zone de la digue de col, où ont été individualisés deux horizons de vitesses sismiques différentes :

- ... un horizon superficiel de vitesse 2100 m/s de 10 à 15 m d'épaisseur, qui correspond à la couche d'altération
- ... un horizon de vitesse comprise entre 2100 et 3000 m/s, qui atteint une profondeur maximale de 55 m.

4-2-5 Perméabilité

Le massif carbonatique jurassique de la gorge de TICHY HAF est très perméable surtout par fissuration. Les zones les plus perméables correspondent, toutefois, aux niveaux les plus tectonisés (surface de charriage).

Pour l'estimation de la perméabilité, plusieurs essais Lugeon ont été exécutés dans les forages. Les résultats, traduits en unité Lugeon (UL), ont été groupés comme suit :

< 1	UL	Massif imperméable
1 à 3	UL	" peu perméable
3 à 10	UL	" perméable
> 10	UL	" très perméable

Le complexe marneux Sénonien (zone de la digue du col) peut être considéré comme peu perméable, sauf les niveaux tectonisés.

Les alluvions anciennes sont peu perméables à cause de leur matrice limo-argileuse plus ou moins importante, tandis que pour les alluvions plus récentes et actuelles les perméabilités sont variables à cause de l'hétérogénéité granulométrique des couches.

4-2-6 Traits essentiels de la géologie du réservoir

Le réservoir, à la retenue maximale prévue, s'étendra dans l'ample vallée de l'oued BOU SELLAM sur une longueur de 7,5 Km environ à partir du site du barrage, où affleurent les sédiments marneux de la formation Sénonienne. Dans les environs de TENZAOUT, la cuvette intéressera surtout les dépôts alluvionnaires anciens et récents de l'oued BOU SELLAM.

Etant donné que le niveau du réservoir atteindra des cotes supérieures à 310 m, il est à prévoir la possibilité de fuites à travers le massif carbonatique jurassique, qui affleure en rive droite de l'oued affluent, situé immédiatement en amont du site du barrage, en rive droite de l'oued BOU SELLAM.

Pour ce qui concerne la stabilité des versants, celui de rive gauche, qui tombe avec des pentes raides dans le fond de la vallée, est soumis à des risques locaux d'éboulement.

Dans le versant de TAMOKRA, en rive gauche, on a observé, à côté de phénomènes répandus de ravinement et de solifluction, un glissement important, qui est actuellement stabilisé et qui présente une longueur de 1250 m et une largeur de 400 m environ.

Le glissement de TAMOKRA peut être considéré comme étant une rupture générale de la pente amont qui intéresse la couche altérée de la formation marneuse crétacée.

Le réservoir dans ses fluctuations peut réactiver l'ancien glissement et mobiliser des masses importantes avec le risque, entre autre, d'une coupure du bassin.

4-2-7 Facteurs géologiques liés à l'activité sismique de la région

La zone du barrage appartient à la région sismotectonique des BIBANS. La région d'activité sismique intense la plus proche se trouve à une vingtaine de kilomètres au SE, entre EL GUENSIE et BORDJ ZAMOURA, et appartient à la même unité tectonique que celle du barrage, c'est-à-dire à la nappe bibanique.

Plus loin, à 60 Km à l'Est du site du barrage, près de KHENRATA, nous trouvons le pli-faille actif du Djebel AMAR REDOU, avec une activité sismique continue, dont les secousses les plus violentes peuvent être ressenties avec une intensité de IV à V dans la zone du barrage.

Dans la zone d'EL-GU NEBE/LAMOURA on n'a pas signalé de failles actives et même dans la zone du barrage on n'a pas observé de structures décalées, attribuables à une activité sismique récente.

Toutefois, on doit considérer que la néotectonique extensive, qui a débutée après la période miocène du dévollement des nappes telliennes, est encore en cours dans la zone même du barrage.

Il faut, en outre relever que les caractéristiques lithologiques et structurales du massif carbonatique de la gorge de TIGHI HAF peuvent amplifier l'accélération des ondes sismiques, à la surface.

Pour l'étude du risque sismique on devra considérer qu'à l'intérieur de la zone du site du barrage, l'activité sismique est équipotentielle, c'est-à-dire que la probabilité d'apparition des séismes est la même en tout point.

5- Caractéristiques géotechniques du rocher

Des essais en laboratoire sur carottes prélevées dans les forages ont été exécutés par le Laboratoire de la D.G.I.H. du chantier de KEDDARI.

Le graphe suivant (fig. 1) représente les résistances à la compression simple des échantillons essayés en fonction de la cote altimétrique.

6 - Résumé et conclusions techniques

Les problèmes géologiques qui intéressent le projet sont :

A - Site du barrage

A - 1 - Altération

Les phénomènes karstiques du massif carbonatique du site sont limités à la surface sous forme de lapiez.

Les argilités affleurant en amont du site, dans la zone de la digue du col, présentent des niveaux tectonisés qui ont été traversés par des solutions hydrothermales et qui sont, par conséquent, altérés.

La résistance à la compression simple des argilités saines est : $\sigma_c = 151 \pm 65 \text{ Kg/cm}^2$

A - 2 - Perméabilité

La formation calcaire dolomitique est perméable par fissuration. D'après les résultats des essais Lugeon, les perméabilités les plus élevées ont été mesurées à la côte 250 environ. Il a été estimé que le complexe marno-argileux affleurant en amont du site est peu perméable, à part les horizons tectonisés, qui constituent des chemins potentiels de fuite d'eau.

Les niveaux statiques de la nappe correspondent à peu près à celui de l'oued.

A - 3 - Profondeur des alluvions

Les alluvions actuelles de l'oued BOU SELLAM atteignent dans la zone de la gorge de TICHY HAF une profondeur de 14 m. au maximum.

B - Sismicité

B - 1 - Accélération sismique

Les accélérations de pointe ont été estimées à :

$$a_{\max} = (0,08 \text{ à } 0,10)g \quad \text{période de retour 100 ans}$$

$$a_{\max} = 0,18 g \quad \text{période de retour 1000 ans}$$

B - 2 - Cuvette

Le bassin du réservoir peut être considéré comme étanche, sauf dans la zone de TICHY HAF, le long de l'oued.

La stabilité au glissement du versant près de TAMOKRA, en rive gauche devra être étudié en détail dans le but de rechercher une solution pour empêcher une rupture du talus par suite des fluctuations du lac.

Conclusions générales :

- L'axe du barrage devra être choisi le plus en amont possible, c'est-à-dire près de l'entrée de la gorge, pour empêcher des fuites d'eau importantes à travers le massif carbonatique fissuré.
- Pour le choix du type de barrage on a pris en considération les facteurs suivants :
 - topographie : $H/L \simeq 1/3$ vallée symétrique en V
 - lithologie et tectonique : voir chapitres correspondants
 - sismicité : moyenne
 - stabilité des versants de la cuvette : bonne, sauf dans la zone du glissement de TAMOKRA.
 - matériaux de construction : agrégats concassés provenant d'une carrière à ouvrir près du barrage.

L'analyse de ces facteurs permet d'envisager la construction d'un barrage en béton. Pour ce qui s'agit du choix d'un barrage voûte, on a prêté une attention particulière à l'assiette structurale du massif rocheux.

Fouille de fondation du barrage

Il a été estimé qu'en raison des conditions géologiques décrites, il faudra prévoir une fouille d'une profondeur maximale de 5 m en rive gauche et de 10 m environ en rive droite.

Pour l'excavation sous les alluvions de l'oued, il faudra creuser jusqu'au rocher sain (3 m. environ).

L'étude de la stabilité des appuis du barrage aux poussées latérales devra se faire en tenant compte de l'assiette défavorable de la fissuration mineure ainsi que celle des surfaces de discontinuité plus importante, qui découpent le massif carbonatique de la gorge de TICHY HAF en prismes de fracturation réguliers.

Capacité portance du rocher.

Les charges admissibles permanentes sont les suivantes :

- massif rocheux de fondation du barrage :

.épaule en rive gauche : 50 kg/cm²

.pied du barrage : 60 Kg/cm²

.épaule en rive droite : 40 Kg/cm²

- massif rocheux de fondation de la digue du col : 10 Kg/cm²

Ecran d'étanchéité et consolidation

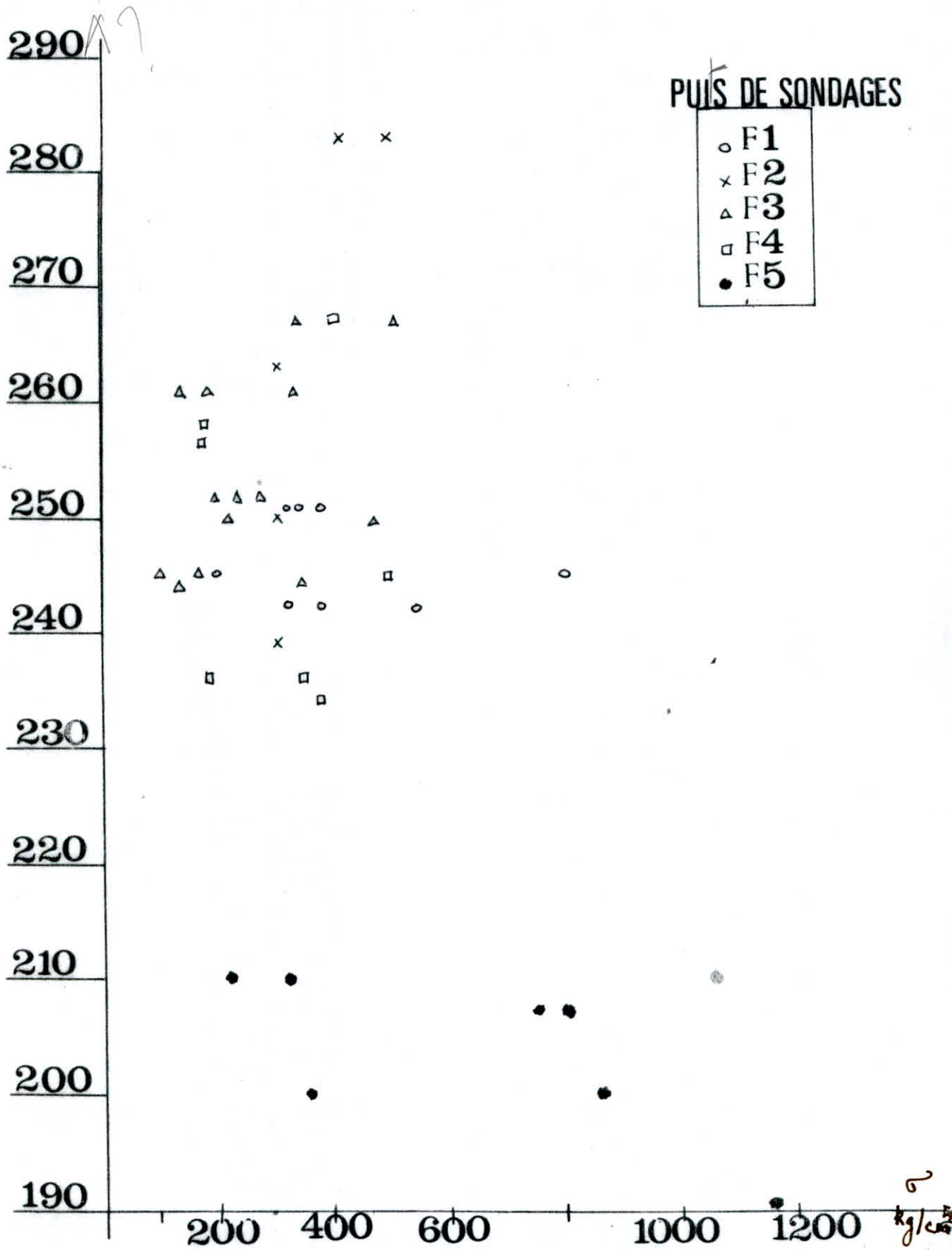
Les zones les plus perméables de la gorge de TICHY HAF correspondent aux surfaces de discontinuité subhorizontales.

La direction de plongement de la grande faille, située en amont de la gorge de TICHY HAF demandera des trous d'injection faiblement inclinés pour que l'écran d'étanchéité puisse être raccordé à la zone des marnes.

Pour l'évaluation des pertes et l'étude des traitements éventuels, il faut tenir compte de ce qui suit :

- .. les calcaires du massif carbonatique affleurent partout le long de la vallée de l'oued affluent.
- .. un horizon vacuolaire et minéralisé, très ferrugineux se trouve entre les côtes 270 et 250, où il faut s'attendre à des perméabilités supérieures à la moyenne.
- .. l'assiette structurale est donc, favorable à l'écoulement souterrain de direction W-E vers le centre de la gorge.

RESISTANCE A LA COMPRESSION SIMPLE EN FONCTION DE LA COTE ALTIMETRIQUE



C H A P I T R E II

oOo--- ETUDE HYDROLOGIQUE ---oOo

	Pages
1 - INTRODUCTION	11
2 - MORPHOLOGIE DU BASSIN VERSANT	11
3 - PLUVIOMETRIE et HYDROMETRIE	13
4 - EVAPORATION - PERTES	14
5 - APPORTS SOLIDES - SALINITE	15
6 - ETUDE DES CRUES	
- CRUES DE PROJETS	
- CRUE DE TRAVAUX	16
7 - CALCUL DES APPORTS	
8 - EFFET DE LA RETENUE DE AIN-ZADA	18
9 - HYDROGRAMMES DE CRUES	19
10 - LAMINAGE DE CRUE	22
11 - EVALUATION DU VOLUME MORT	25
12 - REGULARISATION DE LA RETENUE	26
13 - CALCUL DE LA REVANCHE	28
14 - CALCUL DE LA HAUTEUR DU BARRAGE	29

ETUDE HYDROLOGIQUE

1/ INTRODUCTION

Le barrage de TICHI HAF se situe 7 Km à l'amont de la station hydrométrique de SIDI YAHIA, sur l'oued BOU SELLAM.

Dans la partie supérieure du bassin versant, il existe une retenue assez importante, celle de AIN ZADA en l'occurrence, dont nous tiendrons compte de l'influence lors des calculs des crues et des apports.

La surface du bassin versant intermédiaire entre TICHI HAF et SIDI YAHIA étant très petite par rapport à celle du bassin versant, il nous a été possible de reprendre pour TICHI HAF les données hydrométrique de SIDI YAHIA.

2/ MORPHOLOGIE DU BASSIN VERSANT

Les caractéristiques du bassin versant sont :

Surface	S = 3890 km ²
Périmètre	Ip = 290 km
Indice de capacité ?	C = 1,3
Rectangle équivalent	Longueur : L = 110 km
	Largeur : l = 35,4 km
Longueur du Talweg principal	Lt = 165 km
Altitudes	Hmax = 1737 m
	Hmin = 240 m
	Hmoy = 960 m

$$L = \frac{k_c \sqrt{B}}{1,12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{k_c}\right)^2} \right]$$

$$\frac{k_c \sqrt{B}}{1,12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{k_c}\right)^2} \right]$$

Temps de concentration

$$T_c = \frac{4 \sqrt{S} + 1,5 L_t}{0,8 \sqrt{H}} \quad : \text{ formule de Giandotti}$$

$$H = H_{moy} - H_{min}$$

$$T_c = 23 \text{ h.}$$

$$k_c = \frac{P}{2 \sqrt{H+B}} = 0,28 \frac{P}{\sqrt{B}}$$

./...

Pente moyenne :

$$I_0 = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{VS}$$

$$I_0 = 0,0239$$

Vitesse de propagation :
 c'est la vitesse avec laquelle
 l'eau s'écoule depuis l'élément
 hydrologique donné jusqu'à l'exutoire

$$V_0 = \frac{I_0}{3,6 T_c}$$

$$V_0 = 1,99 \text{ m/s}$$

Densité de drainage :

$$D_d = 3,16 \text{ km/km}^2 = \frac{EL_c}{A}$$

Coefficient de torrentialité :

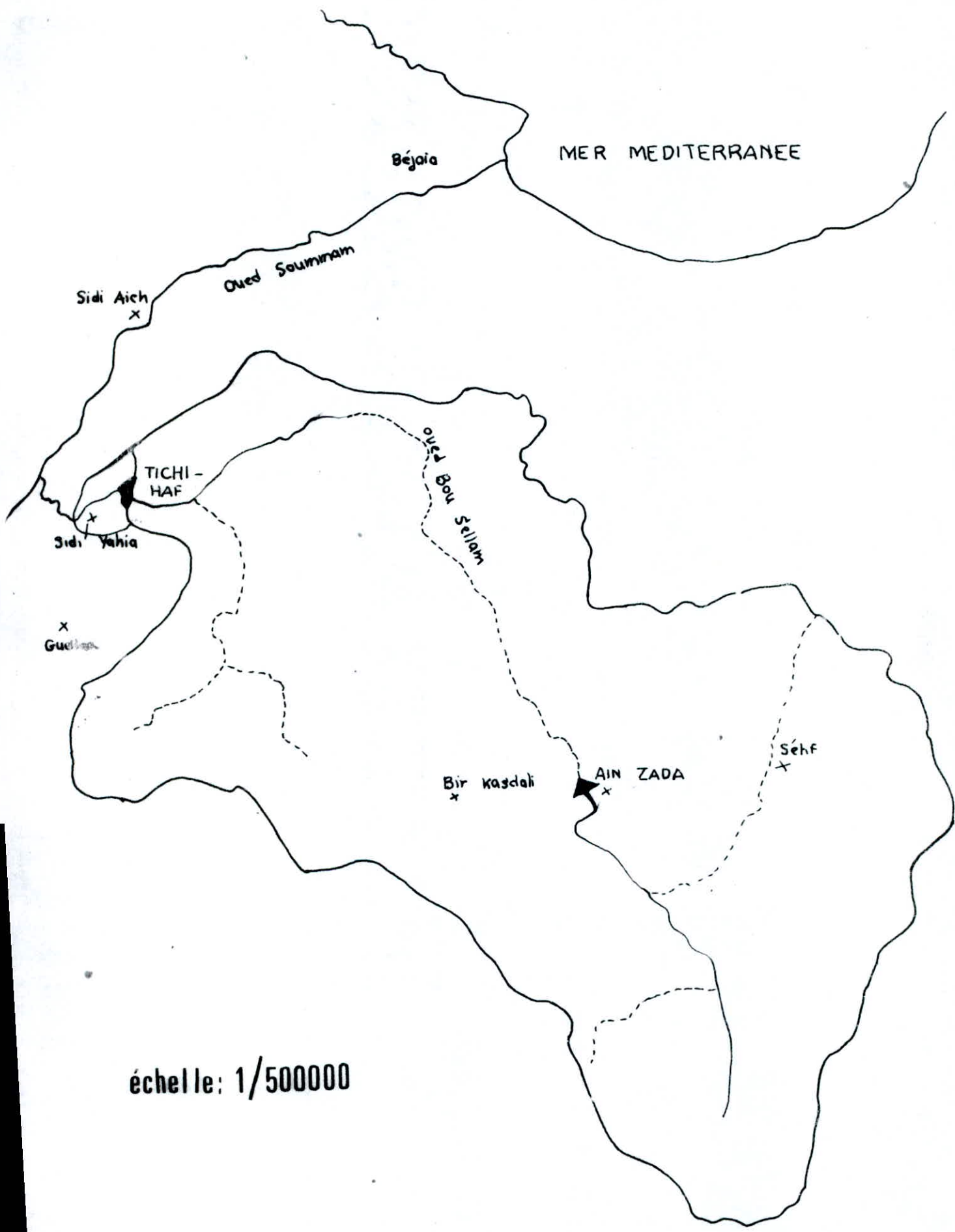
$$C_t = 16,15 = D_h \cdot D_d$$

Densité hydrographique x Densité de drainage

Remarque :

Les coordonnées Lambert du barrage sont :

$$X / Y = 675,2 / 349,4$$



échelle: 1/500000

CARTE DE SITUATION

3/ PLUVIOMETRIE et HYDROMETRIE

a.) Les stations hydrométriques et pluviométriques dont nous avons tenu compte pour cette étude sont les suivantes :

SIDI-AICH et SIDI YAHIA pour l'hydrométrie
 GUEJIAA, BIR KASDALLI et SIDI AICH pour la pluviométrie

b) L'évaluation de la pluie moyenne annuelle s'est faite à l'aide de la méthode de Thiessen, ainsi que de celle des ^{et} isohyettes à partir de la carte de Chaumont.

Les résultats obtenus sont les suivants :

Méthode	\bar{P} (mm)
THIESSEN	479
ISOHYENTES	555

$\bar{P} = 517 \text{ mm}$

c) D'après la carte de Chaumont, la retenue est située entre les isohyettes 700 et 800.

Nous considérerons donc la précipitation moyenne suivante :

$\bar{P}_{ret} = 750 \text{ mm}$

En se basant sur la pluviométrie mensuelle de la station de référence GUEJIAA, on peut répartir ces précipitations comme suit :

MOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
\bar{P}	5	9	10	13	14	13	11	10	9	3	1	2

4/ EVAPORATION - PERTES

a) Pour un climat des régions méditerranéennes situées du côté équatorial, les valeurs moyennes d'évaporation sont situées autour de 1.500 mm/an.

D'après une étude faite par la D.E.M.R.H., la valeur moyenne à considérer pour notre site est de 1.600 mm/an ; la répartition mensuelle est la suivante :

MOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
mm	12	6	4	3	2	3	5	7	9	14	18	19

b) Le barrage étant en béton, les pertes par percolations sont pratiquement nulles. Cependant, la nature fissurée de la région du projet peut donner lieu à des pertes passant à côté de l'écran d'étanchéité.

On estime que ces pertes sont comprises entre 0 et 60 l/s soit au maximum 2 hm³/an.

La répartition mensuelle des pertes dépend forcément du niveau de la retenue ; son estimation nous a conduit au résultat suivant :

MOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
mm	2,9	3,7	3,9	11,8	14,9	18,2	15,6	13,0	8,6	3,5	1,7	2,2

5/ APPORTS SOLIDES - SALINITE

a) A partir des données contenues dans le rapport de la D.E.M.R.H., on a pu établir le tableau suivant :

Type d'apport	10^6 t/an	hm ³ /an
en suspension	3,3	2,06
par charriage	1,4	0,88
TOTAL.....	4,7	2,94

Remarques : 1/ Dans ce tableau, nous avons tenu compte de l'effet de la retenue de AIN-ZADA

2/ Le diamètre maximal des matériaux charriés atteint (15 à 20) cm.

3/ L'érosion spécifique pour le bassin intermédiaire de TICHY HAF à AIN-ZADA est d'environ 2510 t/km²-an

4/ Le poids spécifique des matériaux déposés dans la retenue est de 1,6 t/m³

b) Les analyses hydrochimiques sur l'oued BOU SELLAM indiquent que les eaux de celui-ci se placent dans la catégorie des eaux douces ou peu salées.

Leurs résidus secs, varient entre 0,5 et 1,5 g/l

Les résultats des analyses chimiques ont montré que les eaux de l'oued BOU-S ELLAM à TICHY HAF, peuvent être utilisées sans difficultés pour l'irrigation ; tandis que pour l'ALP la nécessité d'un traitement n'est pas à exclure.

6/ ETUDE DES CRUESa) Crues de projet

Pour l'évaluation des crues de projet, on a considéré les débits max. de la station de SIDI YAHIA.

Comme nous avons un échantillon de données variant de 63 à 74, avec une lacune de 67 à 71, nous avons dû recourir à une corrélation du type débit-débit, avec la station de SIDI-AICH ($r = 0,86$)

Cet échantillon a pu être étendu jusqu'à 84, grâce aux relevés hydro-métriques effectués par le bureau d'études LOCARNO.

Année	Q_{max} (m ³ /s)	Année	Q_{max} (m ³ /s)	Année	Q_{max} (m ³ /s)
63 - 64	453	70 - 71	136*	77 - 78	131
64 - 65	106	71 - 72	318,5	78 - 79	46**
65 - 66	239	72 - 73	902	79 - 80	189**
66 - 67	119	73 - 74	362	80 - 81	305**
67 - 68	2182*	74 - 75	140	81 - 82	256**
68 - 69	202*	75 - 76	370	82 - 83	526**
69 - 70	1035*	76 - 77	89	83 - 84	454**

(*) Valeurs obtenues par corrélation

(**) Valeurs relevées par le Bureau d'Etudes LOCARNO

Pour la détermination des fréquences de crues, nous avons effectué un ajustement des débits maximums à l'aide de la loi de Galton.

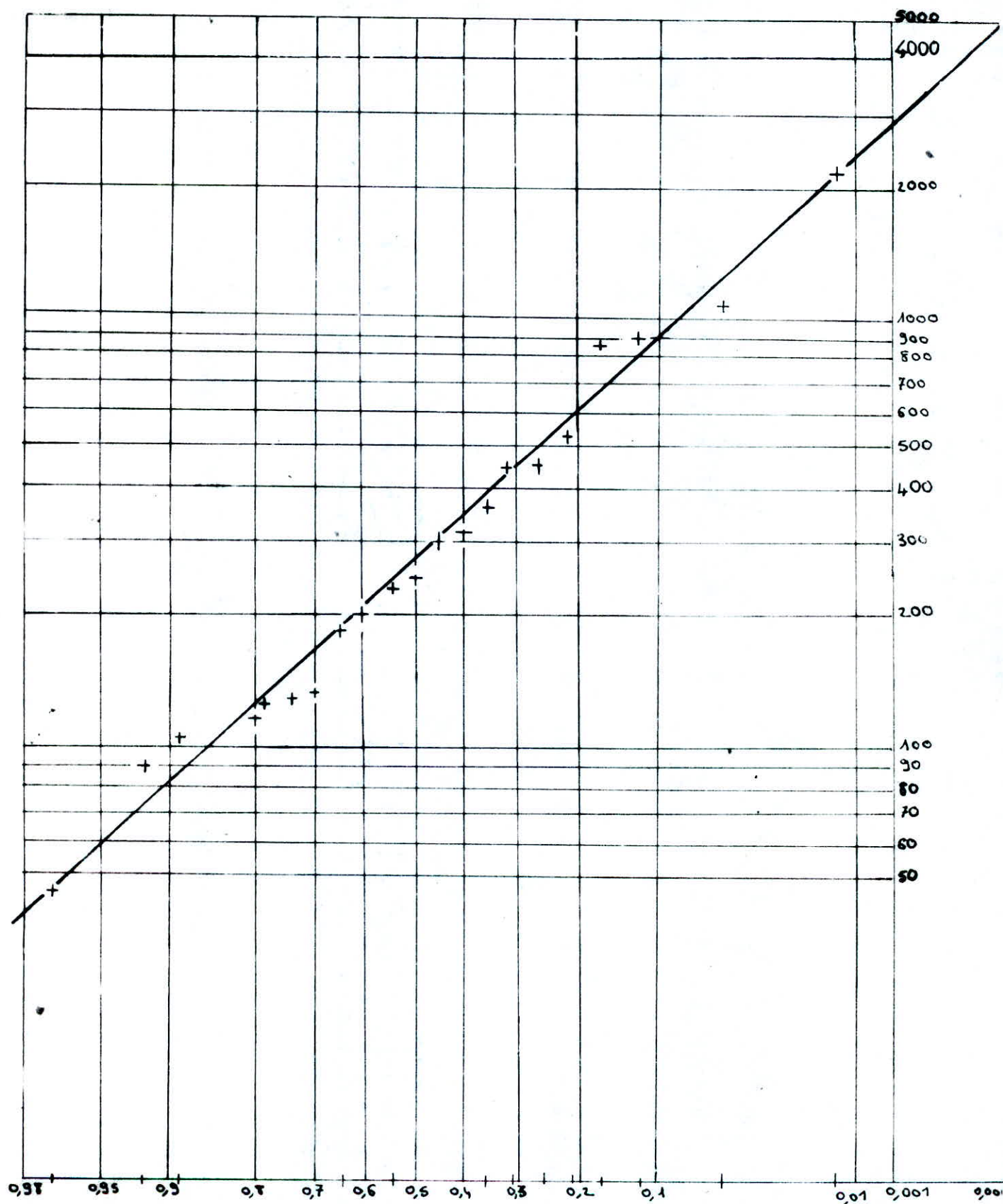
Nous avons ainsi obtenu, les débits fréquentiels suivants :

Période de retour en années	m ³ /s
10	900
50	1880
100	2360
1000	5000

Remarque : Les résultats obtenus et exposés dans ce tableau, ne tiennent pas compte de l'effet de AIN ELBA.

b) Crue de travaux :

La valeur de la crue de travaux à considérer est relative à une période de retour de 10 ans ; donc $Q_{10} = 900$ m³/s



loi de Galton

7/ CALCUL DES APPORTS

L'évaluation des apports au niveau de la station de SIDI YAHIA s'est faite par méthode statistique.

L'extension des données de SIDI YAHIA s'est faite grâce à des corrélations avec les stations suivantes : SIDI AICH, GUELLAA et BIR KASDALLI.

Les coefficients de corrélation obtenus étaient de l'ordre de 0,84

Années	App. Hm ³	Années	App. Hm ³	Années	App. Hm ³
29 - 30	292,4	47 - 48	280,8	65 - 66	253,4
30 - 31	274,4	48 - 49	334,0	66 - 67	115,2
31 - 32	271,0	49 - 50	214,6	67 - 68	403,3
32 - 33	313,7	50 - 51	246,2	68 - 69	224,0
33 - 34	348,6	51 - 52	244,9	69 - 70	546,3
34 - 35	361,9	52 - 53	628,2	70 - 71	211,8
35 - 36	352,5	53 - 54	193,9	71 - 72	296,8
36 - 37	229,4	54 - 55	125,9	72 - 73	457,2
37 - 38	237,7	55 - 56	216,3	73 - 74	276,7
38 - 39	364,8	56 - 57	122,3	74 - 75	95,3
39 - 40	138,2	57 - 58	134,1	75 - 76	247,3
40 - 41	225,3	58 - 59	215,2	76 - 77	132,1
41 - 42	276,2	59 - 60	131,1	77 - 78	71,3
42 - 43	207,8	60 - 61	133,4	78 - 79	130,3
43 - 44	206,4	61 - 62	142,9	79 - 80	115,7
44 - 45	204,3	62 - 63	159,6	80 - 81	153,7
45 - 46	222,3	63 - 64	207,5	81 - 82	243,7
46 - 47	165,4	64 - 65	365,6	82 - 83	245,8
				83 - 84	184,5

La répartition mensuelle des apports est la suivante :

Mois	SEPT.	OCT.	NOV.	DEC.	JANV.	FEB.	MARS	AVR.	MAI	JUIN	JUIL.	AOUT
%	2,9	3,7	3,9	11,8	14,9	18,2	15,6	13,0	8,6	3,5	1,7	2,2

Apport moyen annuel : $A = 240 \text{ Hm}^3$

8/ EFFET DE LA RETENUE DE AIN ZADA

Facteur de réduction :

Apport moyen annuel à AIN ZADA : $\bar{A}_0 = 67 \text{ Hm}^3$

$$f = \frac{\bar{A} - \bar{A}_0}{\bar{A}} ; f = 0,72$$

L'apport moyen annuel à TICHY HAF en tenant compte de l'effet de la retenue de AIN ZADA est donc :

$$\bar{A}_r = \bar{A} - \bar{A}_0 = 173 \text{ Hm}^3$$

De la même manière, la crue de projet réelle se détermine à l'aide du facteur de réduction f :

$$Q_{1000}^r = f \cdot Q_{1000}$$

$$Q_{1000}^r = 3.600 \text{ m}^3/\text{s}$$

Crues fréquentielles réelles, sur TICHY-HAF :

Périodes de retour (an)	m ³ /s
10	643
50	1354
100	1699
1000	3600

HYDROGRAPHES DE CRUES

Nous avons tracé l'hydrogramme des crues à l'aide de la formule de SOKOLOVSKY.

Cette formule permet l'établissement des hydrogrammes fréquentiels des débits de crues.

- Courbe de concentration de montée :

$$Q_c(t) = Q_{\max} (t/t_m)^m$$

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

Q_{\max} : débit maximum de la crue

t_m : temps de montée de la crue

$$t_m = t_c = 23 \text{ h.}$$

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

- Courbe de la décrue :

$$Q(t) = Q_{\max} \frac{(t_d - t)^n}{t_d}$$

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

t_d : durée de décrue ; $t_d = 2 t_c$

n : exposant de la courbe $n = 3$

(voir tableau et graphes)

HYDROGRAMME DES CRUES

$$Q_{10} = 648 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{50} = 1354 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{100} = 1699 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{1000} = 3600 \text{ m}^3/\text{s}$$

Temps (h)	Q_{10} (m^3/s)	Q_{100} (m^3/s)	Q_{1000} (m^3/s)
1	1,22	3,21	6,81
2	4,90	12,85	27,22
3	11,02	28,90	61,25
4	19,60	51,39	108,88
5	30,62	80,29	170,13
6	44,10	115,62	244,99
7	60,02	157,37	333,46
8	78,40	205,55	435,54
9	99,22	260,15	551,23
10	122,50	321,17	680,53
11	148,22	388,62	823,44
12	176,39	462,49	979,96
13	207,02	542,78	1.150,09
14	214,09	629,50	1.333,84
15	275,61	722,64	1.531,19
16	313,59	822,20	1.742,19
17	354,01	929,19	1.966,73
18	396,88	1.040,60	2.204,91
19	442,21	1.159,43	2.456,71
20	489,98	1.284,69	2.722,12
21	540,20	1.416,37	3.001,13
22	592,88	1.554,47	3.293,76
23	648,00	1.699,00	3.600,00
24	606,65	1.590,60	3.370,28
25	567,10	1.486,90	3.150,55
26	529,31	1.387,79	2.940,59
27	493,23	1.293,21	2.740,17
28	458,83	1.203,02	2.549,06
29	426,07	1.117,12	2.367,06
30	394,91	1.035,41	2.193,93
31	365,30	957,79	2.029,46
32	337,21	884,15	1.873,42
33	310,61	814,38	1.725,60
34	285,43	748,38	1.585,74
35	261,66	686,05	1.453,67
36	239,25	627,28	1.329,14
37	218,15	571,97	1.211,93
38	198,33	520,00	1.101,83
39	179,75	471,29	998,60
40	162,37	425,71	902,03

HYDROGRAMME DES CRUES (suite)

41	146,14	383,17	811,90
42	131,04	343,57	727,98
43	117,01	306,79	650,05
44	104,02	272,73	577,90
45	92,03	241,30	511,28
46	81,00	212,38	450,00
47	70,89	185,86	393,82
48	61,65	161,65	342,52
49	53,26	139,64	295,88
50	45,66	119,72	253,68
51	38,83	101,80	215,70
52	32,71	85,76	181,71
53	27,27	71,50	151,49
54	22,47	58,91	124,83
55	18,27	47,90	101,49
56	14,63	38,35	81,26
57	11,50	30,16	62,91
58	8,86	23,23	49,23
59	6,66	17,46	36,99
60	4,85	12,72	26,96
61	3,41	8,93	18,94
62	2,28	5,99	12,69
63	1,44	3,77	7,99
64	0,83	2,18	4,62
65	0,43	1,12	2,37
66	0,18	0,47	1,00
67	0,06	0,14	0,30
68	0,01	0,01	0,04
69	0,00	0,00	0,00

$Q(m^3/s)$

Q_{1000}

Hydrogrammes
de crues

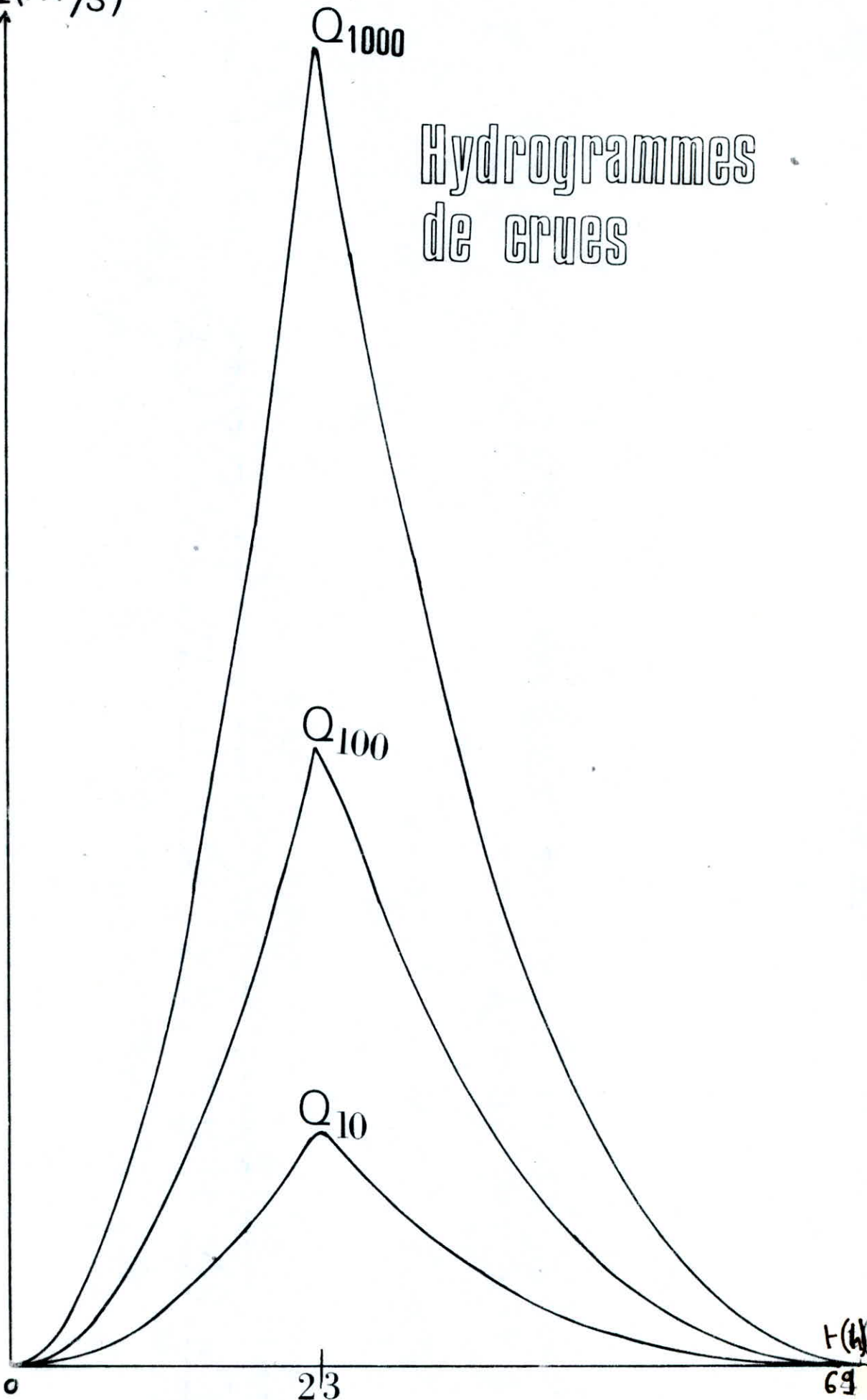
Q_{100}

Q_{10}

0

2/3

$t(h)$
69



10/ LAMINAGE DE CRUE

Le laminage permet de déterminer la côte maximum du plan d'eau en cas de crue ; ainsi que les débits déversés par les évacuateurs. Il permet de ce fait, la protection du barrage.

Le dimensionnement de l'évacuateur de crue se fait en tenant compte du débit de crue millénale.

a) Mécanisme du laminage

Le débit de crue entrant dans la retenue est différent de celui évacué. Ce dernier est atténué par l'augmentation du volume dans la cuvette. Ce phénomène est dit "laminage".

Le mécanisme est traduit par l'équation différentielle suivante :

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

t : temps

Z : côte du plan d'eau

Q_{aff} : débit de crue

Q_{dev} : débit déversé

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

b) Calcul de la lame d'eau déversée

Considérons un évacuateur à profil Greager :

La formule du débit déversé Q_d en fonction de la lame d'eau déversée h_d est la suivante :

$$Q_d = c \cdot b \cdot h_d^{3/2} \quad \text{avec } c = m \sqrt{2g} \quad (1)$$

b = 100 m : largeur effective de l'évacuateur

c : coefficient de débit

m = 0,5 : coefficient correcteur

L'évaluation de la lame h_d s'est faite à l'aide de la méthode grapho-analytique.

Celle-ci consiste à tracer les courbes suivantes :

$$V = f(h_d) ; \quad V + \frac{dv}{2} = f(h_d) \quad \text{et} \quad V - \frac{dv}{2} = f(h_d)$$

A partir de ces trois courbes, on détermine la lame h_d déversée, qui remplacée dans la formule (1) nous donne le débit déversé correspondant.

h_d (m)	V_d (hm ³)	Q_d (m ³ /s)	$\frac{dv}{2}$ (hm ³)
0,5	2,80	78,30	0,141
1,0	5,70	221,47	0,399
1,5	8,60	406,87	0,732
2,0	11,40	626,42	1,128
2,5	14,30	875,45	1,576
3,0	17,10	1.150,80	2,071
3,5	19,90	1.450,18	2,610
4,0	23,80	1.771,76	3,189
4,5	27,80	2.114,14	3,805
5,0	31,80	2.476,11	4,457
5,5	35,90	2.856,66	5,142
6,0	40,00	3.254,93	5,859

Résultats obtenus :

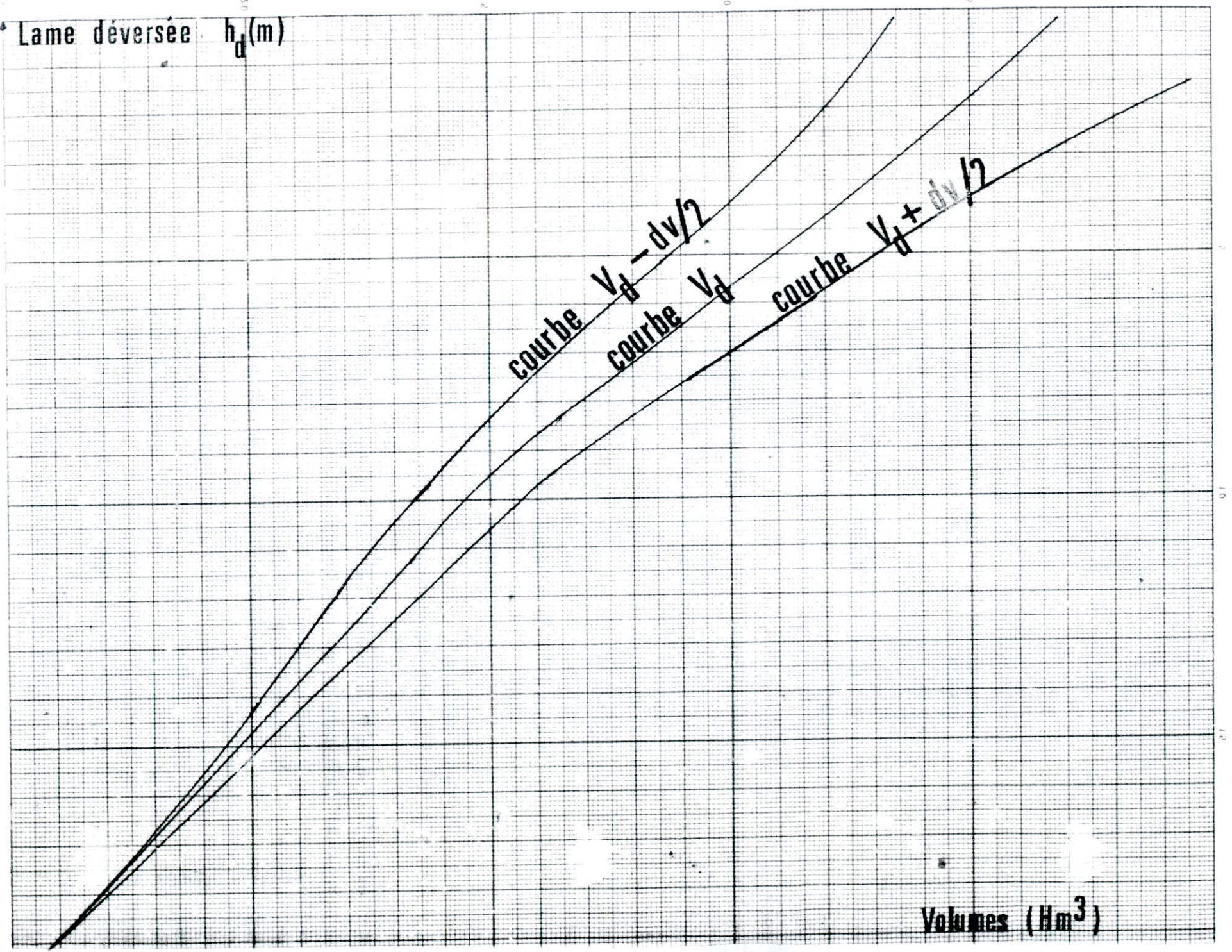
$$h_d = 5,70 \text{ m}$$

$$Q_d = 3.014 \text{ m}^3/\text{s}.$$

dt	$Q_{\text{moy.}}$	$dv / 2$	h_d	Q_d
1 - 2	17,02	0,06	0,025	
2 - 3	44,19	0,16	0,050	0,268
3 - 4	85,07	0,31	0,100	1,060
4 - 5	139,51	0,50	0,225	3,461
5 - 6	207,56	0,75	0,350	8,485
6 - 7	289,23	1,04	0,550	15,589
7 - 8	384,50	1,38	0,825	27,689
8 - 9	493,40	1,78	0,875	46,313
9 - 10	615,88	2,22	1,426	71,737
10 - 11	751,99	2,71	1,775	
11 - 12	901,70	3,25	2,125	
12 - 13	1.065,03	3,83	2,425	
13 - 14	1.241,97	4,47	2,763	
14 - 15	1.432,52	5,16	3,100	
15 - 16	1.636,69	5,89	3,450	
16 - 17	1.834,46	6,68	3,800	
17 - 18	2.085,82	7,51	3,920	
18 - 19	2.330,01	8,39	4,080	
19 - 20	2.589,42	8,32	4,280	
20 - 21	2.861,63	10,30	4,510	
21 - 22	3.147,45	11,33	4,820	
22 - 23	3.446,88	12,41	5,210	
23 - 24	3.485,14	12,55	5,520	
24 - 25	3.260,42	11,74	5,660	
25 - 26	3.045,57	10,96	5,70	3014

Remarque : Le tableau s'étale jusqu'à dt = 68 - 69
 mais comme aucune valeur au delà de (25 - 26)
 ne dépasse la lame d'eau $h_d = 5,7$ m ,
 il nous a semblé inutile de représenter la
 suite de ce tableau.

Lame déversée h_d (m)



Volumes (Hm³)

11/ EVALUATION DU VOLUME MORT

Le calcul du volume mort par la méthode classique, nous a conduit à des valeurs de l'ordre de 80 à 90 hm³, variant suivant le délai de service à considérer.

Comme la gorge est très étroite, les hauteurs atteintes sont de l'ordre de 50 à 60 m.

Exemple : Pour un délai de service $T = 30$ ans ; nous avons obtenu un volume mort $V_m = 88,125$ hm³ donc une hauteur $h_m = 51$ m.

Comme un système de garde d'envasement conduirait à une hauteur du volume mort trop colossale, nous nous sommes vu dans l'obligation de penser à un système de désenvasement qui réduirait de beaucoup le volume mort.

L'évaluation du volume mort dans ce cas là s'est faite à l'aide d'un programme de simulation réalisé par le Bureau d'Etudes IOCARNO, chargé de l'avant-projet ;

Les résultats obtenus ont été transmis par ce dernier comme suit :

$$V_m = 5 \text{ hm}^3 \quad : \text{ garde d'envasement}$$

La demande en eau pour le système de désenvasement est estimé à 10 hm³/an, répartie uniformément sur les 12 mois de l'année.

La demande en eau potable, estimée à 30 hm³/an, a été considérée comme partie intégrante du volume régularisé. A cet effet, on a estimé une modulation globale de la demande, en tant que moyenne pondérée entre la modulation pour l'irrigation et la modulation pour l'A.E.P.

La modulation globale est la suivante :

Mois	SEPT	OCT.	NOV.	DEC.	JANV.	FEV.	MARS	AVR.	MAI	JUIN	JUILL.	AOÛT
%	9	4	2	2	2	2	5	10	13	16	18	17

Il existe deux méthodes de calcul :

- la méthode graphique
- la méthode analytique

Considérons dans notre cas la méthode analytique.

Procédé de calcul :

- soit les différents taux de régularisation suivants :
de 60 % à 95 % (Tx)

- pour chacun d'eux on estime l'apport utile comme suit :

$$\text{App. ut} = \bar{A} \cdot \text{Tx}$$

Cet apport utile contient :

- les 10 hm³ nécessaires au système de désenvasement ;
- les 30 hm³ de l'A.E.P.

Le volume restant sera utilisable pour l'irrigation, soit

$$\bar{A} \cdot \text{Tx} - 40 = V_{\text{irr}}$$

- App. : apport mensuel sur TICHÉ-HAF
 Si : surface du plan d'eau dans la retenue
 V_{ev} : volume d'évaporation mensuel
 V_{inf} : volume mensuel des infiltrations
 V_{pluie} : volume des pluies sur la retenue

$$\bar{A} = \text{App.} - (V_{\text{ev}} + V_{\text{inf}}) + V_{\text{pluie}}$$

$$V_{\text{bes}} = (\bar{\text{App.}} \cdot \text{Tx} - V_{\text{d}}) :$$

- V_{bes} : besoins mensuels pour l'A.E.P. et l'irrigation

- V_d : volume d'eau utilisé pour le système de désenvasement.

$h(m)$

COURBES: $V = f(H)$ et $S = f(H)$

300

290

280

270

260

250

240

50

2,5

100

5,0

150

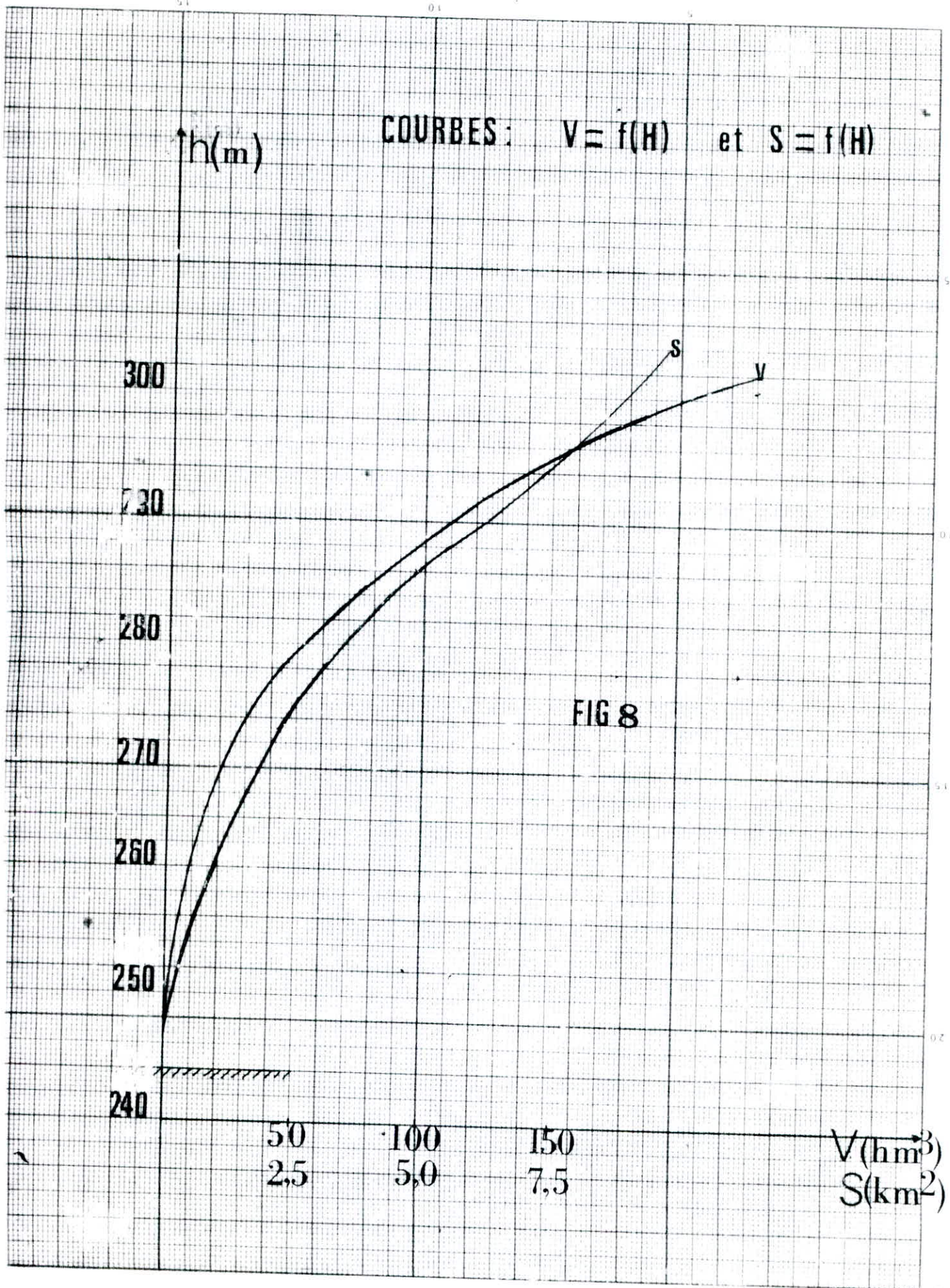
7,5

$V(hm^3)$
 $S(km^2)$

S

V

FIG 8



	App. hm ³	S _i (km ²)	V _{ev} (hm ³)	V _{inf} (hm ³)	V _{pluie} (hm ³)	A (hm ³)	V _d	V _{bes}	V _{Res}	V _t
OCTOBRE	6,401	0,90	0,087	0,074	0,061	6,301	0,834	3,752	1,725	6,725
NOVEMBRE	7,747	1,70	0,109	0,078	0,128	7,688	0,834	1,876	4,978	11,703
DECEMBRE	20,414	2,75	0,132	0,278	0,268	20,272	0,834	1,876	17,562	29,263
JANVIER	25,777	4,00	0,128	0,236	0,420	25,833	0,834	1,876	23,123	52,288
FEBVRIER	31,486	5,70	0,547	0,298	0,556	31,197	0,833	1,876	28,488	80,876
MARS	26,988	6,50	0,520	0,364	0,561	26,665	0,837	4,690	21,142	102,018
AVRIL	22,490	7,50	0,840	0,312	0,563	21,901	0,833	9,380	11,688	113,706
MAI	14,878	8,00	1,153	0,260	0,540	14,005	0,833	12,194	0,978	114,684
JUIN	6,055	8,20	1,836	0,172	0,185	4,232	0,833	15,008	-11,609	103,075
JUILLET	2,541	8,30	2,391	0,034	0,062	0,178	0,833	16,884	-17,539	85,536
AOUT	3,806	8,40	2,285	0,042	0,126	1,605	0,833	15,946	-15,174	70,362
SEPTEMB.	5,017	8,50	0,104	0,058	0,047	4,902	0,833	8,442	-4,373	65,989

T_x = 60 % ; Volume utile : V_{ut} = 114,7 hm³

	App. hm ³	S _i (km ²)	V _{ev} (hm ³)	V _{inf} (hm ³)	V _{pluie} (hm ³)	A (hm ³)	V _d	V _{bes}	V _{Res}	V _t
OCTOBRE	6,401	0,90	0,087	0,074	0,061	6,306	0,834	5,467	0,005	5,005
NOVEMBRE	7,747	1,70	0,109	0,078	0,128	7,688	0,834	2,734	4,120	9,125
DECEMBRE	20,414	2,75	0,132	0,278	0,268	20,272	0,834	2,734	16,704	23,829
JANVIER	25,777	4,00	0,128	0,236	0,420	25,833	0,834	2,734	22,265	48,094
FEBVRIER	31,486	5,70	0,547	0,298	0,556	31,197	0,833	2,734	27,630	75,724
MARS	26,988	6,50	0,520	0,364	0,561	26,665	0,833	6,834	18,998	94,722
AVRIL	22,490	7,50	0,840	0,312	0,563	21,901	0,833	13,668	7,400	102,122
MAI	14,878	8,00	1,153	0,260	0,540	14,005	0,833	17,760	-4,536	97,526
JUIN	6,055	8,20	1,836	0,172	0,185	4,232	0,833	21,868	-18,469	79,057
JUILLET	2,541	8,30	2,391	0,034	0,062	0,178	0,833	24,602	-25,257	53,800
AOUT	3,806	8,40	2,285	0,042	0,126	1,605	0,833	23,235	-22,463	31,337
SEPTEMB.	5,017	8,50	0,104	0,058	0,047	4,902	0,833	12,300	-8,230	23,107

T_x = 84,78 % : Taux optimal de régularisation.

13/ CALCUL DE LA REVANCHE

La formule utilisée est la suivante :

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

Pour le calcul de h, nous avons le choix entre plusieurs formules.

- 1 - Stevenson : $h = 0,75 + 0,34\sqrt{F} - 0,26^4 \sqrt{F}$
- 2 - Stevenson-Molitor : $h = 0,75 + 0,032 \sqrt{W.F} - 0,274^4 \sqrt{F}$
- 3 - Mallet et Racohant : $h = 0,5 + 0,33 \sqrt{F}$
- 4 - Formule d'Andréanoff: $h = 0,0208 W^{5/4} F^{1/3}$
- 5 - U.S. Army Coastal : $h = \frac{W^2}{g} 0,0026 \left(\frac{g.F}{W^2} \right)^{0,47}$

W = 120 km/h = 33,33 m/s : vitesse du vent

F = 8,4 km : fetch

h = hauteur des vagues

W = m/s

Dans toutes les formules (F) = km, sauf pour celle de l'U.S.Army Coastal où (F) = m.

Les valeurs de h obtenues sont présentées comme suit :

formule	1	2	3	4	5
h (m)	0,82	1,46	3,39	2,23	1,29

La valeur de h que nous avons considérée est celle obtenue en faisant la moyenne entre les hauteurs de vagues données par les formules (2) et (5) et choisies en raison de leur rapprochement.

$$h = 1,4 \text{ m}$$

$$V = 1,5 + 2 h = 4,3 \text{ m/s : vitesse des vagues}$$

$$R = 0,75 h + \frac{V^2}{2g} = 2 \text{ m}$$

14/ CALCUL DE LA HAUTEUR DU BARRAGE

$$h_{\text{cour}} = h_{\text{vm}} + h_{\text{vu}} + h_{\text{dev}} + R + S$$

h_{vm} = hauteur du volume mort

h_{vu} = hauteur du volume utile

h_{dev} = lame déversée de la crue millénaire

R = revanche

S = hauteur de sécurité

h_{cour} = hauteur de couronnement

$$h_{\text{vu}} + h_{\text{vm}} = 61,5 \text{ m}$$

$$h_{\text{dev}} = 5,7 \text{ m}$$

$$R = 2 \text{ m}$$

$$S = 3,8 \text{ m}$$

$$h_{\text{cour}} = 73 \text{ m}$$

$$h_{\text{b}} = h_{\text{cour}} + h_{\text{ex}}$$

h_{b} : hauteur du barrage

h_{ex} : profondeur d'excavation

$$h_{\text{b}} = 91 \text{ m}$$

Conclusion :

le couronnement culmine à la cote 313 m.

C H A P I T R E I I I

oOo --- L A R E T E N U E D E T I C H I H A F ---oOo

	Pages
I - GENERALITES	30
II - LE BARRAGE VOUTE	
-INTRODUCTION	31
-VUE D'ENSEMBLE	32
-ASPECT DU CALCUL DES VOUTES MINCES	33
-THEORIE DE LA VOUTE ACTIVE	36
-DONNEES DU PROBLEME	38
-FATIGUES DUES AUX RETRAITS ET DILATATIONS DU BETON	39
-CALCUL et DIMENSIONNEMENT DU BARRAGE VOUTE	41
-CULEES	43
III - DIGUE DE COL :	
-DETERMINATION DES PENTES DES TALUS	46
-STABILITE et COEFFICIENT DE SECURITE	47
-RELEVEMENT DE LA DIGUE DE COL	58

LA RETENUE DE TICHI-HAF

I - Généralité :

La retenue comporte deux ouvrages ; à savoir :

- un barrage voûte dans la gorge
- une digue de col en rive gauche.

Le barrage voûte

L'ouvrage principal est une voûte simple. Il s'appuie, sur son pourtour, entièrement dans les masses calcaires qui forment la gorge de TICHI-HAF.

Dans le rapport destiné à cet effet, il a été démontré que la stabilité des appuis du barrage est garantie même dans les hypothèses les plus défavorables.

La digue du col

En rive gauche, le col situé sur la dorsale nécessite un ouvrage de rétention secondaire qui consiste en une digue de col en alluvions avec masque amont imperméable.

La solution classique d'une digue avec noyau central en argile, a été écartée car elle aurait imposé des pentes telles que l'emprise de la digue aurait nettement dépassé la surface disponible.

II - Le barrage voûte :

Introduction

On peut difficilement envisager le type poids pour les barrages élevés, étant donné sa faible utilisation de la résistance du béton, sa grande masse entraînant des frais élevés et de grands risques ; c'est ce qui nous a conduit à penser pour TICHU-HAF, à un barrage-voûte.

On distingue deux sortes de barrages-voûtes :

a -Le barrage-voûte de rayon constant, dans lequel toutes les sections horizontales présentent des rayons de courbures égaux.

Ce type d'ouvrage ne convient pas aux vallées en V.

b- Le barrage-voûte d'angle d'ouverture constant, présente vers le bas de faibles rayons et offre ainsi dans la partie inférieure un meilleur effet d'arc, du fait de la plus forte courbure.

Ce type d'ouvrage convient parfaitement aux vallées en V.

La gorge de TICHU-HAF étant étroite et en forme de V, présentant un évasement sur les vingt derniers mètres, nous avons opté pour un barrage-voûte à angle d'ouverture constant et prévu des culées poids vers le sommet de l'ouvrage.

Vue d'ensemble :

Les barrages voûtes sont considérés comme étant des ouvrages extrêmement sûrs et historiquement, la seule rupture connue a été due, non pas à la voûte elle-même, mais à la défaillance en profondeur d'une rive.

La caractéristique essentielle du barrage voûte est sa courbure en plan. Celle-ci lui permet de résister à la poussée de l'eau qu'il retient, à la manière d'une plaque cintrée, encastrée sur trois côtés :

les deux rives et le fond.

En première analyse, l'ouvrage résiste à la poussée de l'eau uniquement en s'arc-boutant sur les rives.

Dans cette perspective élémentaire, la voûte est autoclave : un supplément de poussée d'eau ne pourrait que l'appliquer plus fortement sur ses appuis.

Il faudrait pour mettre la voûte en danger, que la surcharge s'accroisse au point d'amener la compression du béton au taux d'écrasement qui est très supérieur au taux d'utilisation.

Le calcul d'une voûte n'est possible qu'en la subdivisant en éléments calculables.

Une méthode simple consiste à découper la voûte en tranches horizontales, appelés anneaux, que l'on considère comme autant d'arcs encastrés aux naissances, indépendants les uns des autres, réserve faite que leur poids se transmet de l'un à l'autre, jusqu'au sol de fondations.

On néglige ainsi l'encastrement vertical et on ne compte pas non plus sur le poids des anneaux pour résister à la poussée de l'eau.

Toutes ces simplifications conduisent à déterminer des arcs isolés travaillant dans des conditions plus sévères que la réalité.

D'autres méthodes, celle des arcs-murs en particulier, cherchent à tenir compte de toutes les liaisons entre arcs, en particulier à l'encastrement vertical, c'est-à-dire de l'effet de mur qui s'ajoute à l'effet d'arc.

Aspect du calcul des anneaux de voûtes minces :

Comme la sécurité réside essentiellement dans la résistance à l'écrasement du béton (et non pas dans la stabilité de l'ensemble, comme dans le cas d'un barrage poids) il a fallu nous assurer que les contraintes élastiques, développées dans le corps du barrage, ne dépassent, en aucun point, les possibilités du béton ; c'est-à-dire que :

$$f = \frac{P \cdot f}{e} \ll F_0$$

f : contrainte unitaire

F₀ : contrainte limite

Etude de l'anneau reposant sur appuis simples :

L'anneau horizontal que nous devons calculer dans cette étude est encastré aux naissances. Mais nous allons l'étudier comme si provisoirement, il reposait sur des appuis simples (fig. 1).

La résultante des deux vecteurs R₀ et R₁ est dirigée suivant l'axe oy par rapport auquel ils sont symétriques.

Elle a pour intensité :

$$2 R \sin \varphi .$$

Soit les forces extérieures p qui proviennent de la pression unitaire exercée radialement par l'eau en tout point de l'extrados

$$p = q \cdot \left(1 - \frac{e}{2 \cdot R_{ay}}\right) : \text{pression radiale}$$

$$q = z \cdot \sigma$$

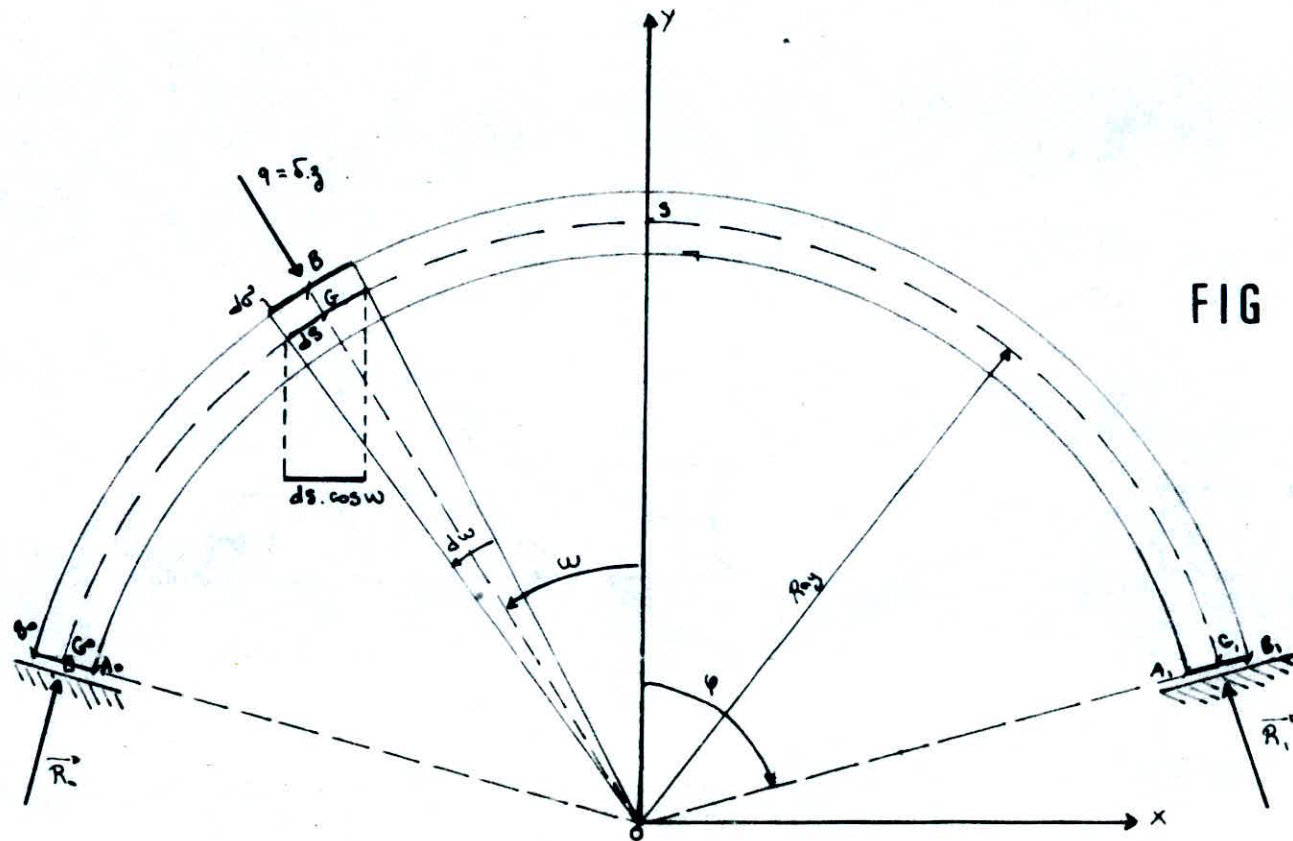
La résultante des pressions radiales est la suivante :

$$P = \int_{G_0}^{G_1} p \cdot ds \cdot \cos \omega = 2 p \cdot R_{ay} \cdot \sin \varphi = 2 \cdot R \cdot \sin \varphi$$

$$R = p \cdot R_{ay} : \text{formule de tube}$$

$$R : \text{réaction d'appui} \quad \frac{R}{R} = \frac{R}{R_0} = \frac{R}{R_1} = R$$

voûte sur appuis simples



Introduction des réactions d'appuis complémentaires :

En réalité, les réactions d'appuis se composent de deux parties.

1/ les réactions statiques R_0 et R_1 (déjà calculées)

2/ les réactions complémentaires Q_0 et Q_1

Soit 2α , l'angle d'ouverture de l'arc AB ; A et B étant les points où la fibre moyenne coupe la voûte (voir fig. 3).

La réduction faite au centre de gravité G d'une section quelconque de la voûte donne les efforts suivants :

$$N = R + Q \cdot \cos \omega \quad (\text{effort normal})$$

$$T = Q \cdot \sin \omega \quad (\text{effort tranchant})$$

$$M = Q \cdot R_{ay} (\cos \omega - \cos \alpha) \quad (\text{moment fléchissant})$$

Connaissant $R = p \cdot R_{ay}$; il ne reste à déterminer que α et Q à partir des déformations de l'arc

ω : angle d'ouverture entre la clé et la section à étudier.

Calcul de la réaction complémentaire d'appui Q :

a) Ligne d'action :

Selon les formules de Bresse, on a :

$$\int_{-\varphi}^{+\varphi} + \frac{M}{E \cdot I} \cdot d\omega = 0$$

$$M = -R_{ay} \cdot Q \cdot (\cos \omega - \cos \alpha)$$

comme Q, R_{ay}, E et I sont constants on obtient :

$$\int_{-\varphi}^{+\varphi} + (\cos \omega - \cos \alpha) \cdot d\omega = 0$$

$$\text{d'où } \cos \alpha = \frac{\sin \varphi}{\varphi}$$

$$\text{donc } \alpha = \text{Arc cos}(\sin \varphi / \varphi)$$

La ligne d'action de Q coupe ainsi OY en un point G
 d'ordonnée $R_{ay} \cos \alpha = R_{ay} (\sin \varphi / \varphi)$
 (voir fig. 3).

b) Valeur algébrique de Q .

$$Q = \frac{-R}{C_1 k^2 + C_2}$$

$$C_1 = 6 \left[\frac{\varphi}{\sin \varphi} + \cos \varphi - 2 \cdot \frac{\sin \varphi}{\varphi} \right]$$

$$C_2 = \frac{\varphi}{2 \cdot \sin \varphi} \cdot \left(1 + \frac{E}{G} \right) + \frac{\cos \varphi}{2} \cdot \left(1 - \frac{E}{G} \right)$$

Coefficient E : $E = 2 \cdot 10^9 \text{ kg/m}^2$ (module d'élasticité)

Coefficient G : $\frac{E}{G} = 2 (1 + \sigma)$

Deux cas se présentent :

- si l'on considère l'effet de glissement dû à l'effort tranchant,
 on aboutit à une valeur :

$$\frac{E}{G} = 2,5 \text{ à } 3.$$

- dans le cas où l'on néglige l'effet de glissement dû à l'effort
 tranchant, on aboutit à des conditions un peu plus sévères pour
 une valeur $\frac{E}{G} = 0$.

Dans l'étude qui va suivre, seul le second cas sera considéré.

Le coefficient C_2 sera donc comme suit :

$$C_2 = \frac{1}{2} \left(\frac{\varphi}{\sin \varphi} + \cos \varphi \right)$$

R_1 : réaction statique
 Q_1 : réaction hyperstatique

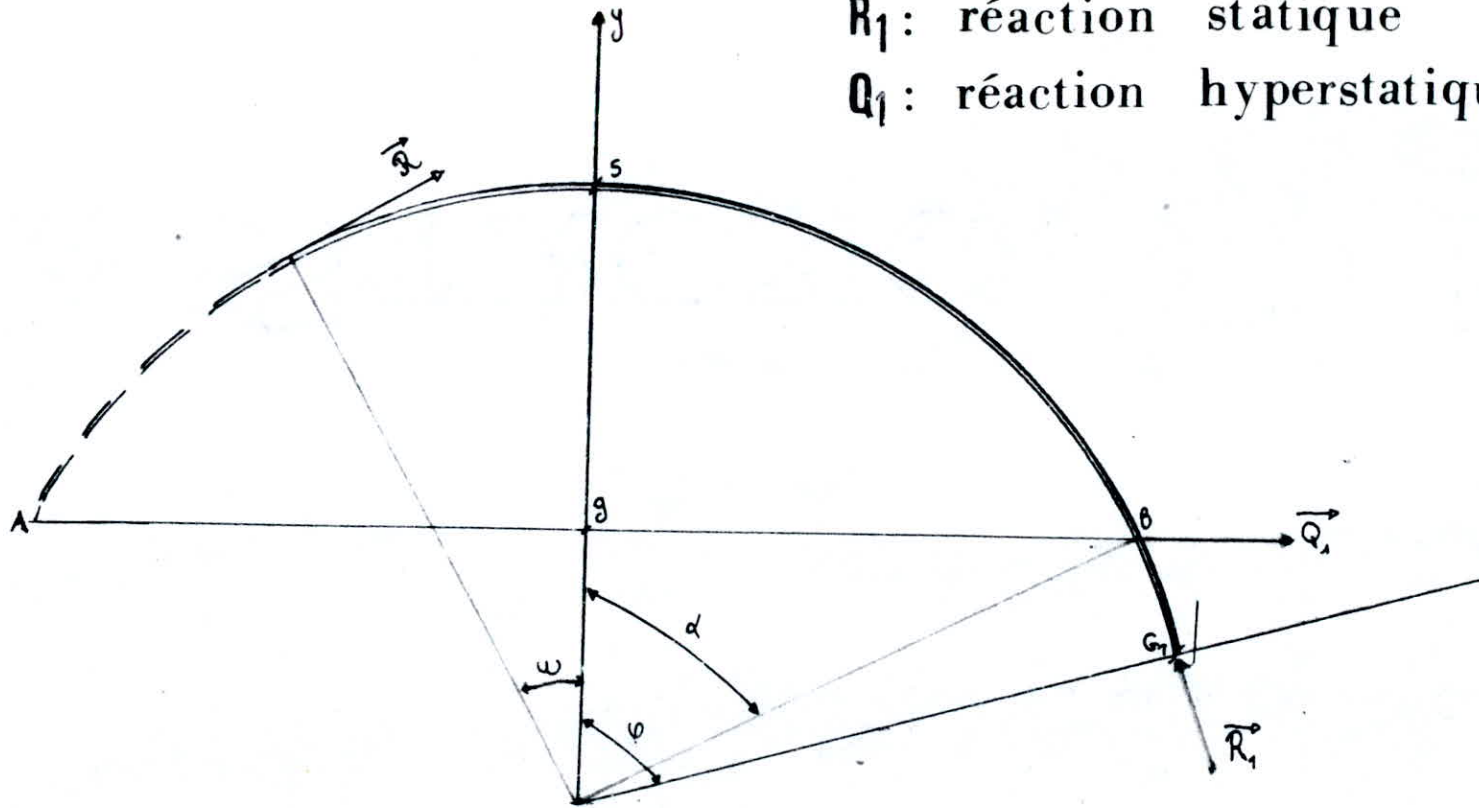


FIG 3

Directions et sens des réactions d'appuis

THEORIE DE LA VOUTE ACTIVE

a) Hypothèse de Résal :

En règle générale, on n'évite pas les tractions avec ce mode de calcul.

D'une façon analogue à ce que l'on imagine en béton armé, les parties tendues se fissurent et n'interviennent par conséquent, pas dans la résistance : seule agit la voûte active (ou arc actif) qui est la partie de la voûte réelle travaillant uniquement en compression.

Elle peut être déterminée, soit par calcul, soit graphiquement.

Dans le cas le plus général, une voûte mince présentera des zones de traction, d'une part à la clé (côté extrados), d'autre part aux naissances (côté intrados).

La maçonnerie s'y fissurera et de ce chef, ne concourra plus à la résistance effective de la voûte : ces zones de tractions seront donc des zones inactives et par conséquent inutiles.

En conclusion, par souci d'économie, on cherchera à réaliser des voûtes qui travaillent le moins possible en traction, ainsi la voûte sera active en la majorité de ses points.

b) Détermination d'une voûte mince active :

Soit la courbe $k_0 = f(\psi_0)$ (fig. 4).

Déterminons un point (k_0, ψ_0) telle que la voûte soit la plus active possible et de la même manière, la plus économique.

d) Détermination de la voûte mince active la plus économique :

Il faudra que la compression maximale-maximorum soit prise au plus égale, au taux de travail maximorum F_0 admissible du béton.

./...

Pour cela on a la relation suivante :

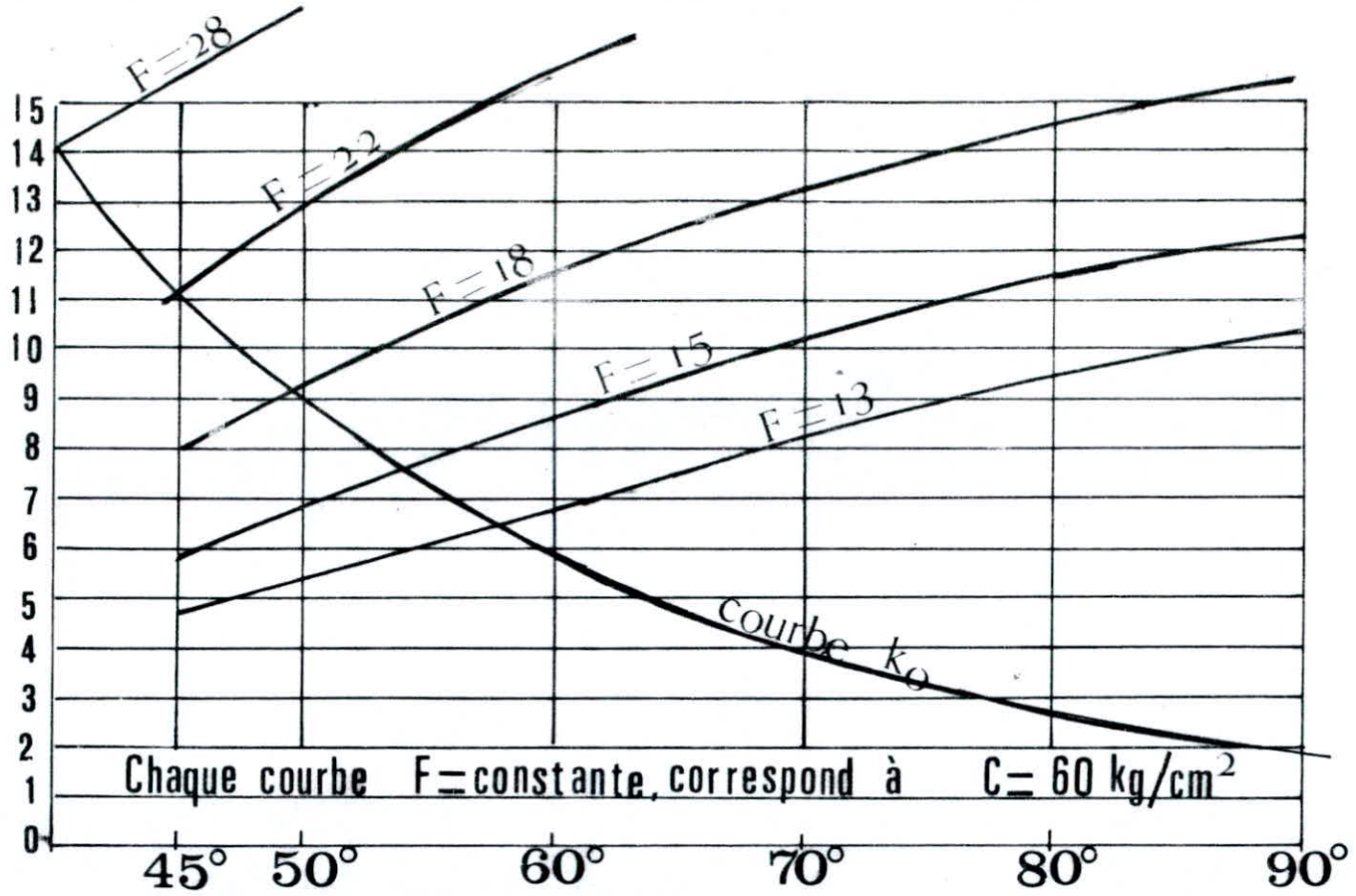
$$F(k, \varphi) = \frac{F_0}{z \cdot \delta} = \text{constante}$$

(Voir abaques de BOURGIN)


On a la fonction suivante :

$$F(k, \varphi) = (2k + 1) \cdot (1 - \gamma \cdot \cos \varphi)$$

Avec
$$\gamma = \frac{1}{c_1 \cdot k_0^2 + c_2}$$



ABAQUE DE BOURGIN

 ZONE DES VOUTES MINCES SOUMISES
A DES EFFORTS DE TRACTION


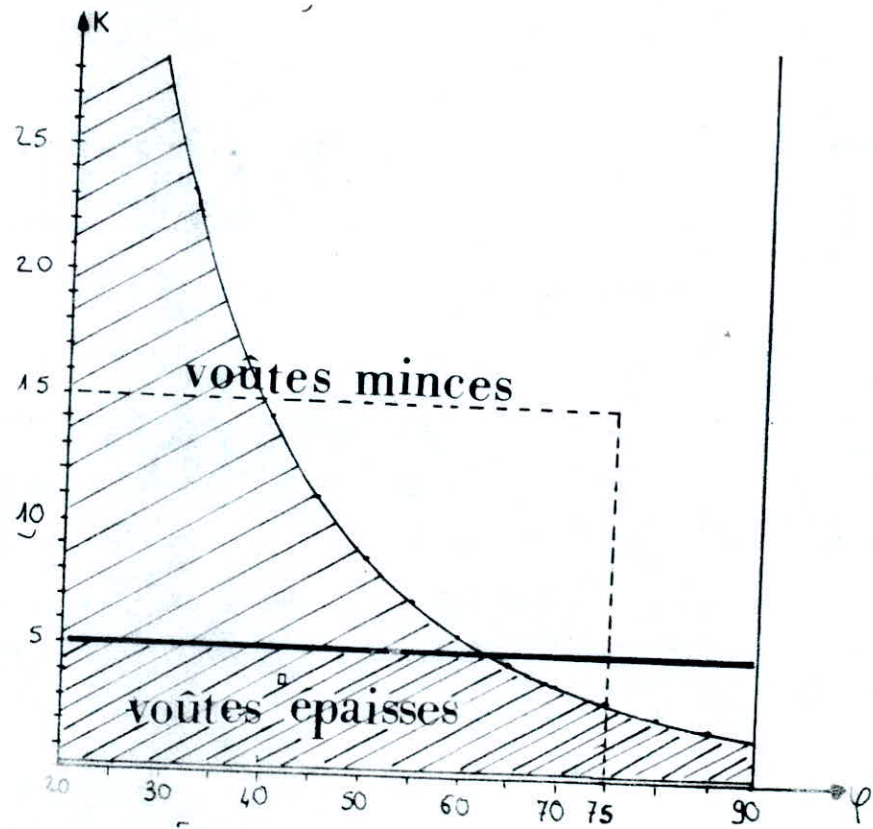
 voutes actives

FIG 4



Courbes des valeurs limites K

DONNEES DU PROBLEME

1 - LE BETON :

Conformément aux tendances internationales (voir barrages - réservoirs - Tome II de Henry Varlet), nous avons estimé comme bonne pratique, de fixer la résistance moyenne du béton requise, à 240 kg/cm^2 à l'âge de 3 mois.

Avec une dispersion normale pour le béton de barrages de 12 %, on obtient une résistance caractéristique de :

$$240 \times (1 - 0,12) = 211 \text{ kg/cm}^2.$$

Avec un coefficient de sécurité de 3,5 on obtient une contrainte de compression maximale de 60 kg/cm^2 pour les charges normales.

La contrainte admissible de traction est de 15 kg/cm^2 .

Le module d'élasticité du béton est de :

$$E = 2. 10^6 \text{ t/m}^2$$

Le coefficient de dilatation thermique est fixé à $10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

La masse volumique du béton est de $2,40 \text{ t/m}^3$.

FATIGUES DUES AUX RETRAITS ET DILATATIONS DU BETON

Les anneaux de la voûte sont soumis à des retraits et des dilatations qui modifient le taux de travail de son béton.

Calcul des fatigues dues aux retraits et dilatations :

- 1/ Le retrait hydraulique tend vers une valeur finale qu'on peut considérer comme une dilatation négative de valeur $d_1 = - (0,0002 \text{ à } 0,0016)$

- 2/ Le gonflement en atmosphère humide provoque une dilatation positive de l'ordre de :

$$d_2 = 0,0004 \text{ à } 0,0005$$

- 3/ Le gonflement mécanique :
soit Π le poids des anneaux situés au dessus d'un anneau quelconque, ce poids se répartit uniformément sur l'air $(2. \text{Ray. } \varphi. e)$ et provoque une compression verticale :

$$n = \Pi / (2. \text{Ray. } \varphi. e)$$

Il s'en suit une dilatation latérale dont l'expression est la suivante :

$$d_3 = \sigma \cdot \frac{n}{E}$$

$$\sigma = 0,25 \quad : \quad \text{coefficient de poisson}$$

n : compression verticale

E : module d'élasticité ($E = 2.10^9 \text{ kg/m}^2$)

4/ La dilatation thermique du béton est :

$$d_4 = \alpha \cdot \Delta \theta$$

$\Delta \theta$: Variation maximale de la température

α : Coefficient de la dilatation thermique

La réaction complémentaire d'appuis est alors :

$$K_1 = \frac{E \cdot e}{C_1 \cdot k^2 + C_2} \cdot d \quad E = 2 \cdot 10^5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = \sum d_i$$

Dans notre cas on a :

$$d_1 = -0,0016$$

$$d_2 = 0,0005$$

$$d_3 = 1,25 \cdot 10^6 \cdot n$$

$$\left(\begin{array}{l} \alpha = 1 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1} \\ \Delta \theta = 10 \text{ } ^\circ\text{C} \end{array} \right.$$

$$d_4 = 1 \cdot 10^{-4}$$

$$\text{donc } d = 1,25 \cdot 10^6 \cdot n - 10^3$$

Les fatigues sont donc :

$$f_1' = -\frac{K_1}{e} \cdot (\cos \varphi + 6 \cdot k (\cos \varphi - \cos \alpha)) : \text{intrados}$$

$$f_1'' = -\frac{K_1}{e} \cdot (\cos \varphi - 6 \cdot k (\cos \varphi - \cos \alpha)) : \text{extrados}$$

Au total, les contraintes subies par le béton aux naissances sont :

$$F_n' = f_n' + f_1' : \text{intrados}$$

$$F_n'' = f_n'' + f_1'' : \text{extrados}$$

CALCUL ET DIMENSIONNEMENT DU BARRAGE-VOÛTE

Comme un calcul manuel aurait été un peu trop laborieux pour le dimensionnement d'un tel ouvrage, nous nous sommes vu dans l'obligation d'élaborer un programme en Gwbasic (voir listing programme).

ANALYSE DES RESULTATS (voir listing résultats)

1 - Dimensions de l'ouvrage :

Le barrage de TICHÉ-HAF est une voûte à simple courbure, à parement amont vertical et à angle d'ouverture constant.

L'épaisseur de la voûte active est constante ($e = 6\text{m}$) sur les 16 premiers mètres (du couronnement à la côte 297), pour ensuite évoluer irrégulièrement suivant une courbe que l'on qualifierait grossièrement de parabolique, dont l'extrémum s'étale de la côte 260 à la côte 255.

Une telle voûte étant techniquement complexe à réaliser, nous avons dû affiner celle-ci de manière à obtenir un design régulier, tout en respectant les épaisseurs des arcs actifs.

La voûte ainsi remodelée a une épaisseur constante de 6 m, toujours sur les 16 premiers mètres, pour ensuite s'épaissir, graduellement cette fois-ci, jusqu'à atteindre l'épaisseur maximale $e = 13,7\text{ m}$ à la côte 287, à partir de laquelle elle reste constante jusqu'au sol de fondation.

2 - Fatigues du béton :

a) Barrage plein :

A retenue pleine, l'ouvrage présente des tractions à l'extrados de la clé et à l'intrados des naissances ; La valeur maximale par ces contraintes est égale à $13,5\text{ kg/cm}^2$ donc inférieure à la contrainte admissible de traction ($\sigma'_{\text{adm}} = 15\text{ kg/cm}^2$).

./...

Le reste de la voûte travaille entièrement en compression, la valeur maximale atteinte ($42,5 \text{ kg/cm}^2$) est inférieure à la contrainte admissible de compression (60 kg/cm^2)

Il n'y a donc aucun risque de fissuration ou d'écrasement.

b) Barrage vide :

A retenue vide, l'ouvrage présente des tractions à l'extrados de la clé et à l'intrados des naissances.

A l'intrados des naissances, la valeur maximale est égale à la contrainte admissible, il n'y a donc aucun problème.

Par contre à l'extrados de la clé, les contraintes de traction dépassent la contrainte admissible de traction. Il y aura donc fissuration de la voûte à l'extrados de la clé.

Fissure qui sera d'ailleurs partiellement refermée, grâce aux contraintes de compression agissant sur le reste de l'ouvrage et qui ne présente aucun danger, vu que le barrage est vide.

3 - Stabilité de l'ouvrage relativement à son poids :

Les coordonnées du centre de gravité de l'ouvrage sont

$$X_G = 5,5 \text{ m} \quad \text{et} \quad Y_G = 24,7 \text{ m};$$

Le noyau central de la base de l'ouvrage se situe dans l'intervalle 4,9 m et 9,8 m.

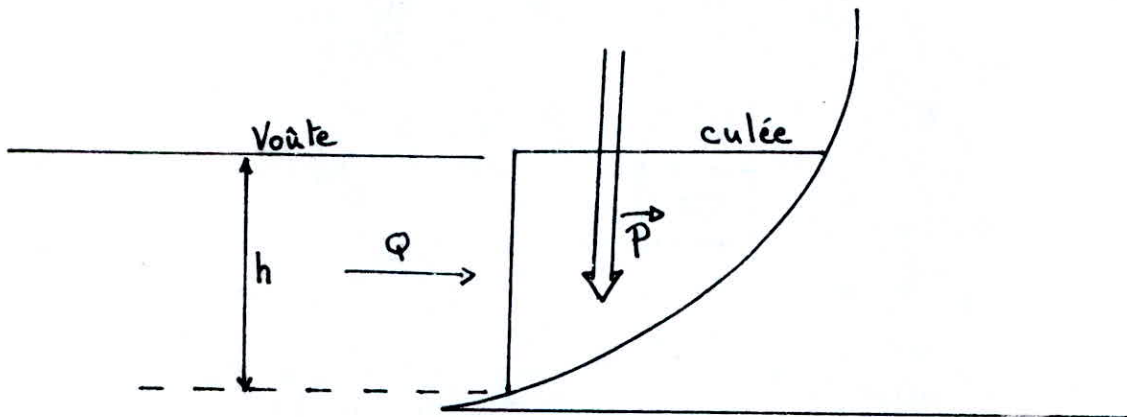
Comme X_G se trouve dans cet intervalle, on en conclut que la règle du tiers central est vérifiée.

C U L É E S

Comme les rives sont en pentes douces vers le sommet du barrage, nous avons été conduits à prévoir des culées poids.

Stabilité des culées :

1/ Conditions :



$$Q = S. \text{Ray} \cdot \frac{h^2}{2} \quad : \text{poussée de la v\^o\^ute}$$

P : Poids de la culée

La culée résiste par son poids P.

La vérification de sa stabilité sera essentiellement celle de sa stabilité au glissement sur sa fondation, qui est inclinée d'un angle α sur l'horizontale.

On devra donc avoir :

$$\frac{P}{Q} \gg \frac{1 - 0,75 \operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \alpha + 0,75}$$

2/ Rive gauche :

Les dimensions de la culée en rive gauche sont :

$$V = (36 \times 22 \times 7) \text{ m}^3$$

$$P = V \cdot \gamma_b = 13,306 \cdot 10^6 \text{ kg} \quad : \text{ poids de la culée}$$

$$\left(\begin{array}{l} R_{ay} = 150 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\left. \begin{array}{l} S = 1000 \text{ kg/m}^3 \end{array} \right\}$$

$$\left. \begin{array}{l} h = 12 \text{ m} \end{array} \right)$$

$$\text{donc } Q = 10,8 \cdot 10^6 \text{ kg}$$

$$\alpha = 25^\circ$$

$$\frac{P}{Q} = 1,23$$

$$\frac{1 - 0,75 \cdot \text{tg } \alpha}{\text{tg } \alpha + 0,76} = 0,53$$

$$\frac{P}{Q} > \frac{1 - 0,75 \cdot \text{tg } \alpha}{\text{tg } \alpha + 0,75} : \text{ La stabilité est donc assurée.}$$

3/ Rive droite :

Les dimensions de la culée sont :

$$V = (59 \times 22 \times 7) \text{ m}^3$$

$$P = V \cdot \gamma_b = 21,806 \cdot 10^6 \text{ kg}$$

$$Q = 10,8 \cdot 10^6 \text{ kg}$$

$$\alpha = 17,5^\circ$$

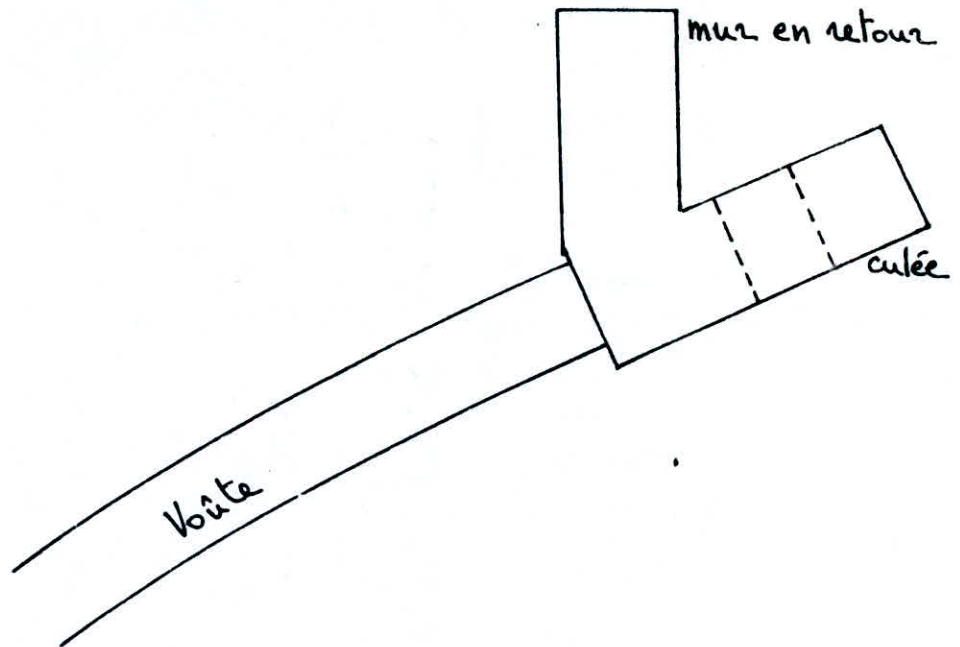
$$\frac{P}{Q} = 2,02$$

$$\frac{1 - 0,75 \cdot \text{tg } \alpha}{\text{tg } \alpha + 0,75} = 0,717$$

$$\frac{P}{Q} > 0,717 : \text{ La stabilité de la culée est donc assurée.}$$

4/ Protection des culées :

Pour éviter que la parement amont de chaque culée soit baigné par la retenue, nous avons prévu des murs qui travaillent en barrages-poids : chaque culée doit alors être percée de barbicanes, afin d'éviter à tout prix qu'elle puisse se mettre en charge, puisqu'elle n'est pas calculée en conséquence.

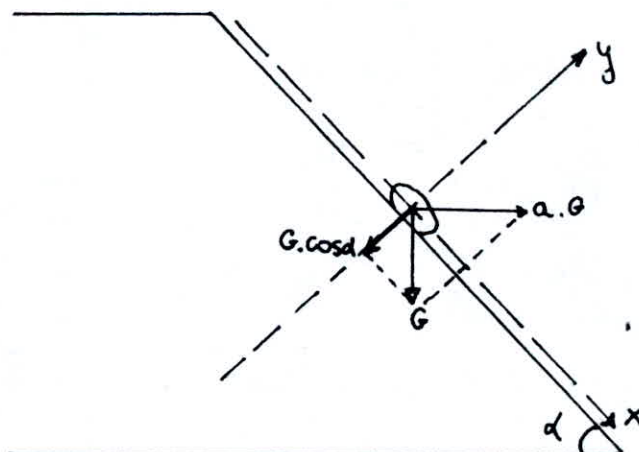


III - DIGUE DE COL

Afin de prévenir tous déversement par la rive gauche, qui présente une topographie dépressive, matérialisée par un méandre situé plus bas que le niveau normal des retenues, l'aménagement d'une digue de col s'impose.

Détermination des pentes des talus

Pour déterminer le fruit aval, on fait le calcul de stabilité d'une pierre reposant sur ce talus, soumise aux forces dues au séisme, ainsi qu'à son poids propre.



La force sismique :

$$F = m \cdot \hat{\sigma} = m \cdot a g = a G$$

$$a = 0,18 \quad \text{coefficient de sismicité.}$$

Pour que la pierre ne glisse pas, il faut que :

$$\Sigma(\text{Forces passives}) > \Sigma(\text{Forces actives})$$

$$\text{*forces passives} : G.\cos\alpha - a.G.\sin\alpha$$

Pour ramener les forces sur l'horizontale :

$$G.(\cos\alpha - a.\sin\alpha).\text{tg}\varphi$$

$$\text{*forces actives} : (G.\sin\alpha - a.G.\cos\alpha)$$

Le coefficient de sécurité est donné par :

$$K = \frac{\text{Forces passives}}{\text{Forces actives}} = \frac{\cos\alpha - a \frac{\sin\alpha}{\cos\alpha} \text{tg}\varphi}{\sin\alpha + a \frac{\cos\alpha}{\sin\alpha}}$$

$$K = \frac{1 - a \text{tg}\alpha}{\text{tg}\alpha + a} \text{tg}\varphi$$

avec $K = 1,05$ (dans le cas d'un réservoir vide)

$$\varphi = 36,9^\circ$$

$$\text{tg}\alpha = \frac{\text{tg}\varphi - Ka}{K + a \text{tg}\varphi} = \frac{\text{tg}(36,9) - 1,05 \cdot 0,18}{1,05 + 0,18 \cdot \text{tg}(36,9)}$$

$$\text{tg}\alpha = 0,47$$

$$m_{av} = \cotg\alpha = \frac{1}{\text{tg}\alpha}$$

$$m_{av} = 2,1$$

$$m_{am} = 1,1 \quad m_{av} = 2,3$$

Le calcul de stabilité établi avec ces pentes donne des coefficients de sécurité largement supérieur aux coefficients de sécurité admissible, et à cause de la faible largeur offerte par la dorsale, de nouvelles pentes sont prises en considération. Elles sont données directement par la topographie du terrain.

$$m_{am} = 1,4 \quad \text{et} \quad m_{av} = 1,95$$

Calcul de stabilité

Le but est de préciser la stabilité de la digue de col avec les nouvelles pentes pour différents cas.

La digue en alluvions, comme un barrage en terre, est un massif qui ne nécessite pas une vérification de la stabilité contre le renversement, ni contre le glissement. Seulement, il est nécessaire de vérifier la stabilité des talus de la digue de parement amont et aval sans terrain de fondation (la fondation est constituée de roches très dures, dont la stabilité est vérifiée).

Pour un calcul de stabilité, nous avons opté pour la méthode de FELLINUS.

Méthode de calcul

Considérons un centre quelconque et un arc de cercle de rayon R qui passe par le talus du massif. Découpons le en tranches. (voir fig. n° 5)

On suppose qu'il n'y a pas d'interaction au niveau de chaque tranche, les réactions sur les faces horizontales et verticales seront :

$$H_{n+1} - H_n = 0$$

$$V_{n+1} - V_n = 0$$

C'est-à-dire que les tranches sont indépendantes les unes des autres.

Considérons une tranche. Les forces agissant, sont :

- son poids : G_n
- la réaction R_n du milieu sous jacent
- les réactions sur les faces verticales et horizontales.

Le coefficient de sécurité est donné par le rapport

$$R_s = \frac{\sum \text{des moments résistants}}{\sum \text{des moments moteurs}}$$

Le poids est décomposé en une force normale N et une force tangentielle T

Méthode de Fellinus

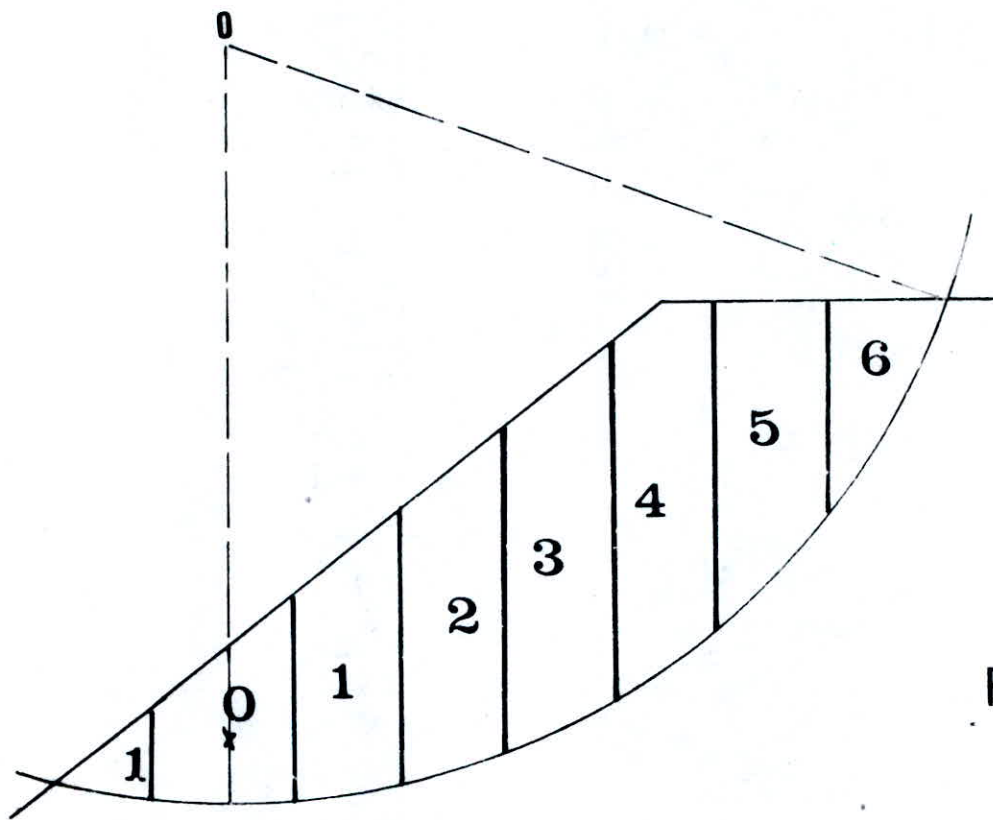
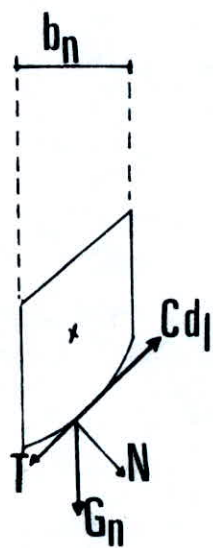


Fig 5



La tension tangentielle tend à produire le déplacement de la tranche considérée qui est motrice.

Les forces tendant à s'opposer au déplacement, sont dus aux frottements et à la cohésion.

- frottement : $(N - u.dl) . tg \varphi$

- cohésion : $C.dl$

- la pression hydrostatique Udl tend à écarter les grains les uns des autres, qui provoquent une diminution de la force normale.

Bilan des forces

- le poids de la tranche $G_n = \gamma . h_n . \delta_n$

b_n = largeur de la $n^{\text{ème}}$ tranche

γ = densité de la tranche

h_n = hauteur moyenne de la tranche

- Force tangentielle $T = G_n . \sin \alpha_n$

- La normale $N = G_n . \cos \alpha_n$

$$\sin \alpha_n = \frac{\text{Numéro de la tranche}}{\text{Nombre total de la tranche}}$$

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

$$\text{Longueur de la tranche} : dl = \frac{b}{\cos \alpha}$$

Le coefficient de sécurité :

• Sans séisme

$$K_s = \frac{\sum (N - U.dl) \operatorname{tg} \varphi - \sum c.dl}{\sum T}$$

• Avec séisme

$$K_{ss} = \frac{\sum (N - U.dl) \operatorname{tg} \varphi - \sum c.dl}{\sum T + \frac{1}{R} \cdot \sum a G_n d_n}$$

d_n = bras de levier de la tranche

R = rayon du cercle

a = 0,18 sismité

Caractéristiques des alluvions

φ = 36,9° (angle de frottement)

c = 0,2 kg/cm² (coefficient de sismicité)

γ = 2,2 t/m³ (masse volumique)

Les principaux cas à étudier sont :

- I - Stabilité en fin de construction
- II - Stabilité en cours de fonctionnement
- III - Vidange rapide (ce cas n'est pas pris en considération puisque le parement Amont est recouvert d'un masque en béton armé au dessous duquel sont disposés des conduites de drainages, qui récupèrent la quantité infiltrée).

Cas	I	II	III
Avec séisme	1,1	1,15	1
Sans séisme	1,3	1,5	1,25

AVAL PLEIN :

R = 48 m

 $K_S = 1,43$ $K_{SS} = 1,09$

o	b_n	h_m	10^3	G_n 10^3	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	$G_n \sin \alpha$	$G_n \cos \alpha$	φ	$\text{tg } \varphi$	d_{l_i}	γd_{l_i}	A^*	C_i 10^3	$C_i d_{l_i}$	d_i	a	$a G_n$	$a G_n d_i$						
0	5	2,00	2,2	22,00	0,00	1,00	0,0	22.000,0	36,9	0,75	5,00	1000,00	15.750,0	2	10.000	47,25	0,18	3.960	187.1						
1	2	3,00	2,2	13,20	0,11	0,99	1.452,0	13.068,0	36,9	0,75	2,02	606,00	9346,5	2	4.040	46,50	0,18	2.376	110.4						
2	5	4,25	2,2	46,75	0,22	0,97	10.285,0	45.347,5	36,9	0,75	5,15	2188,75	32.369,1	2	10.300	45,75	0,18	8.415	384.9						
3	5	6,25	2,2	68,75	0,33	0,94	22.687,5	64.625,0	36,9	0,75	5,32	3325,00	45.975,0	2	10.640	45,00	0,18	12.375	556.8						
4	5	7,50	2,2	82,50	0,44	0,90	36.400,0	74.250,0	36,9	0,75	5,56	4170,00	52.560,0	2	11.120	44,50	0,18	14.850	660.8						
5	5	8,00	2,2	88,00	0,55	0,83	48.400,0	73.040,0	36,9	0,75	6,02	4816,00	51.168,0	2	12.040	44,75	0,18	15.840	708.8						
6	5	7,75	2,2	85,25	0,66	0,75	56.265,0	63.937,5	36,9	0,75	6,67	5169,25	44.076,2	2	13.340	45,00	0,18	15.345	690.5						
7	5	6,50	2,2	71,50	0,77	0,63	55.055,0	45.045,0	36,9	0,75	7,94	5161,00	29.913,0	2	15.880	45,50	0,18	12.870	585.5						
8	7	4,5	2,2	69,30	0,88	0,46	60.984,0	31.878,0	36,9	0,75	15,22	6849,00	18.771,8	2	30.440	46,75	0,18	12.474	583.1						
																			<u>291.528,5</u>		<u>299.929,6</u>	<u>117.800</u>			<u>4.468,3</u>

$$* A = (G_n \cdot \cos \alpha - \gamma d_{l_i}) \cdot \text{tg } \varphi$$

AVAL PLEIN :

R = 49,5 m

 $K_S = 2,84$ $K_{SS} = 1,81$

n	b_n	h_m	10^3	$G_n \cdot 10^3$	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	$G_n \sin \alpha$	$G_n \cos \alpha$	φ	$\operatorname{tg} \varphi$	dl_i	μdl_i	A^*	C_i 10^3	$C_i dl_i$	d_i	a	aG_n	$aG_n d_i$
0	7,50	3,0	2,2	49,50	0,0	1,00	0,0	49.500,0	36,9	0,75	7,5	2250,0	35437,50	2	15.000	47,5	0,18	8910,0	423,0
1	5,25	5,25	2,2	60,64	0,1	0,99	6.064,0	60.033,6	36,9	0,75	5,3	2782,5	69516,45	2	10.600	47,0	0,18	10915,2	513,6
2	5,50	7,25	2,2	39,88	0,2	0,98	7.976,0	39.082,4	36,9	0,75	5,6	4060,0	26266,80	2	11.200	46,0	0,18	7178,4	330,2
3	5,0	8,50	2,2	93,50	0,3	0,95	11.040,0	88.825,0	36,9	0,75	5,3	4505,0	63240,00	2	10.600	45,0	0,18	16830,0	757,3
4	5,0	9,00	2,2	99,00	0,4	0,92	3.960,0	91.080,0	36,9	0,75	5,4	4860,0	64665,00	2	10.800	45,0	0,18	17820,0	801,9
5	5,0	8,75	2,2	96,25	0,5	0,87	48.125,0	83.737,5	36,9	0,75	5,7	4987,5	59062,50	2	11.400	45,5	0,18	17325,0	788,2
6	5,5	8,25	2,2	99,83	0,6	0,80	35.938,8	79.864,0	36,9	0,75	6,9	5692,5	55628,60	2	13.800	46,0	0,18	17969,4	826,5
7	5,0	6,00	2,2	66,00	0,7	0,71	46.200,0	46.860,0	36,9	0,75	7,0	4200,0	31.995,00	2	14.000	47,0	0,18	11880,0	558,3
8	2,0	4,50	2,2	19,80	0,8	0,60	15.840,0	11.880,0	36,9	0,75	3,3	1485,0	7.796,25	2	6.600	48,0	0,18	3564,0	171,0
9	2,5	2,50	2,2	13,75	0,9	0,44	12.375,0	6.050,0	36,9	0,75	5,7	1425,0	3.468,75	2	11.400	48,5	0,18	2475,0	120,0
												<u>187.518,8</u>		<u>417.076,85</u>		<u>115.400</u>		<u>5.2909</u>	

$$* A = (G_n \cdot \cos \alpha - \mu dl_i) \cdot \operatorname{tg} \varphi$$

AVAL PLUM :

R = 52,5 m

$K_g = 2,41$

$K_{SS} = 1,59$

no	b_n	h_m	$10^3 G_n$	10^3	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	$G_n \sin \alpha$	$G_n \cos \alpha$	φ	$\text{tg } \varphi$	d_{l_i}	φd_{l_i}	A^*	C_i	$C_i d_{l_i}$	d_i	a	$a G_n$	$a G_n d_i$
2	4,00	2,00	2,2	17,60	-0,17	0,98	-2992,0	17248,0	36,9	0,75	4,08	816,0	12324,00	2	8.160	51,25	0,18	3168,0	162.0
1	5,00	3,5	2,2	38,50	-0,08	0,99	-3080,0	38115,0	36,9	0,75	5,05	1767,5	27260,60	2	10.100	50,75	0,18	69870,0	351.6
0	5,00	6,5	2,2	71,50	0,00	1,00	0,0	71500,0	36,9	0,75	5,00	3250,0	51187,50	2	10.000	49,00	0,18	12870,0	630.0
1	5,00	9,0	2,2	99,00	0,08	0,99	7920,0	98010,0	36,9	0,75	5,05	4545,0	70098,75	2	10.100	48,00	0,18	17820,0	855.5
2	5,00	10,75	2,2	118,25	0,17	0,98	20102,5	115885,0	36,9	0,75	5,10	5482,5	82801,90	2	10.200	47,50	0,18	21285,0	1.011.0
3	5,00	12,00	2,2	132,00	0,25	0,94	33000,0	124080,0	36,9	0,75	5,30	6360,0	88290,00	2	10.600	46,50	0,18	23760,0	1.104.8
4	5,00	12,50	2,2	62,50	0,33	0,94	20625,0	58.750,0	36,9	0,75	5,30	6625,0	39093,80	2	10.600	46,50	0,18	11250,0	52312
5	5,00	12,75	2,2	63,75	0,42	0,91	26775,0	58012,5	36,9	0,75	5,50	7012,5	38250,00	2	11.000	47,00	0,18	11475,0	539.5
6	5,00	12,50	2,2	62,50	0,50	0,87	31250,0	54.375,0	36,9	0,75	5,70	7125,0	35437,50	2	11.400	48,00	0,18	11250,0	540.0
7	3,75	11,00	2,2	41,25	0,58	0,81	32925,0	33.412,5	36,9	0,75	4,60	5060,0	21264,40	2	9.200	48,50	0,18	7425,0	36.1
8	3,75	9,50	2,2	78,38	0,67	0,75	52511,3	58.781,3	36,9	0,75	5,00	4750,0	40523,50	2	10.000	49,00	0,18	14107,5	691.2
9	6,00	6,00	2,2	79,2	0,75	0,66	59400,0	52.272,0	36,9	0,75	9,10	5460,0	35109,00	2	18.200	50,50	0,18	14256,0	719.9

278.436,8

541.640,95

129.560

7.489,6

* $A = (G_n \cdot \cos \alpha - \varphi d_{l_i}) \cdot \text{tg } \varphi$

AMONT VIDE :

R = 36 m

 $K_s = 1,25$ $K_{ss} = 1,7$

b_n	h_m	10^3	$G_n 10^3$	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	$G_n \sin \alpha$	$G_n \cos \alpha$	d_{l_i}	$C_i 10^3$	$C_i d_{l_i}$	φ	$tg \varphi$	d_i	$G_n \cos tg \varphi$	a	$a G_n$	$d_i a G_n$
6,00	3,0	2,2	39,60	0,000	1,00	0,0	39.600	6,00	2	12.000	36,9	0,75	35,00	29.700,0	0,18	7.128	249.48
5,00	3,5	2,2	60,50	0,125	0,99	7.562,5	59.895	5,05	2	10.100	36,9	0,75	33,75	44.921,5	0,18	10.890	367.53
5,00	8,5	2,2	93,5	0,250	0,97	23.375,0	90.695	5,15	2	10.300	36,9	0,75	32,75	68.021,3	0,18	16.830	551.18
5,00	10,0	2,2	110,0	0,375	0,93	41.250,0	102.300	5,38	2	10.760	36,9	0,75	31,75	76.725,0	0,18	19.800	628.65
5,00	11,0	2,2	121,0	0,500	0,87	60.500,0	105.270	5,74	2	11.480	36,9	0,75	32,00	78.952,5	0,18	21.780	696.96
5,00	11,0	2,2	121,0	0,625	0,78	75.625,0	94.380	6,41	2	12.820	36,9	0,75	32,50	70.785,0	0,18	21.780	707.85
5,00	8,0	2,2	88,0	0,750	0,66	66.000,0	58.080	7,58	2	15.160	36,9	0,75	34,5	43.560,0	0,18	15.840	546.48
3,25	5,0	2,2	35,75	0,875	0,48	31.281,3	17.160	6,77	2	13.540	36,9	0,75	35,5	12.870,0	0,18	6.435	228.44
						<u>305.593,8</u>				<u>96.160</u>				<u>425.535,1</u>			<u>3.976.56</u>

AMONT VIDE :

R = 42,75 m

$K_s = 1,55$

$K_{ss} = 2,27$

α	b_n	h_m	10^3	G_n 10^3	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	$G_n \sin \alpha$	$G_n \cos \alpha$	d_{l_i}	C_i 10^3	$C_i d_{l_i}$	ψ	$\operatorname{tg} \psi$	d_i	$G_n \cos \operatorname{tg} \psi$	a	$a G_n$	$d_i a G_n$
2	3,75	2,5	2,2	20,625	- 0,18	0,98	-3712,5	20212,5	3,68	2	7.360	36,9	0,75	41,5	15.159,4	0,18	3.712,5	154.
1	4,50	9,0	2,2	98,100	- 0,09	0,89	-8019,0	88209,0	4,46	2	8.920	36,9	0,75	40,5	66.156,8	0,18	16.038,0	649.
0	6,25	9,5	2,2	130,625	0,00	1,00	0	130625,0	6,25	2	12.500	36,9	0,75	38,5	97.968,8	0,18	23.514,5	905.
1	5,00	5,5	2,2	60,500	0,09	0,99	5.445,0	59895,0	5,05	2	10.100	36,9	0,75	36,0	44.921,3	0,18	10.890,0	392.
2	5,00	13,0	2,2	143,000	0,18	0,98	25.740,0	140140,0	5,10	2	10.200	36,9	0,75	35,5	105105,0	0,18	25.740,0	913.
3	5,00	17,0	2,2	187,000	0,27	0,96	50.490,0	179520,0	5,21	2	10.420	36,9	0,75	35,0	134.640,0	0,18	33.660,0	1.178.
4	5,00	18,5	2,2	203,500	0,36	0,93	73.260,0	189255,0	5,38	2	10.760	36,9	0,75	35,0	141.941,3	0,18	36.630,0	1.282.
5	5,00	17,5	2,2	192,500	0,45	0,89	86.625,0	171325,0	5,62	2	11.240	36,9	0,75	40,0	128.493,8	0,18	34.650,0	1.386.
6	3,50	18,0	2,2	138,600	0,55	0,84	76.230,0	116424,0	4,17	2	8.340	36,9	0,75	38,0	87.318,0	0,18	24.948,0	948.
7	3,25	16,0	2,2	114,400	0,64	0,77	73.216,0	88088,0	2,50	2	5.000	36,9	0,75	37,0	66.066,0	0,18	20.592,0	761.
8	4,00	13,0	2,2	114,400	0,73	0,69	83.512,0	78936,0	5,60	2	11.200	36,9	0,75	36,0	59.202,0	0,18	20.592,0	741.
							<u>462.786,5</u>				<u>106.040</u>				<u>946.972,4</u>			<u>9.312.</u>

AMONT VIDE :

R = 41,25 m

$K_s = 2,06$

$K_{ss} = 1,49$

α	b_n	h_n	$10^3 G_n$	$10^3 G_n$	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	$G_n \sin \alpha$	$G_n \cos \alpha$	d_{1i}	C_i	$C_i d_{1i}$	φ	$\text{tg } \varphi$	d_i	$G_n \cos \text{tg } \varphi$	a	$a G_n$	$d_i a G_n$		
1	7	4,0	2,2	61,6	0,1	0,99	61.600	60.984	7,07	2	14.140	36,9	0,75	39,00	45.738,00	0,18	11.088	439		
0	5	7,5	2,2	82,5	0,0	1,00	0	82.500	5,00	2	10.000	36,9	0,75	37,50	61.875,00	0,18	14.850	556		
1	5	10,5	2,2	115,5	0,1	0,99	115.500	114.345	5,05	2	10.100	36,9	0,75	26,00	85.788,80	0,18	20.790	748		
2	5	13,5	2,2	148,5	0,2	0,98	16.503	145.530	5,10	2	10.200	36,9	0,75	34,5	109.147,50	0,18	26.730	922		
3	5	15,0	2,2	165,0	0,3	0,95	49.500	156.750	5,26	2	10.520	36,9	0,75	34,0	117.562,50	0,18	19.700	1.009		
4	5	16,5	2,2	181,5	0,4	0,92	72.600	166.980	5,40	2	10.800	36,9	0,75	33,5	125.235,00	0,18	32.670	1.094		
5	5	17,0	2,2	187,0	0,5	0,87	93.500	162.690	5,70	2	11.400	36,9	0,75	34,5	122.017,50	0,18	33.660	1.161		
6	5	16,5	2,2	181,5	0,6	0,80	108.900	145.200	6,25	2	12.500	36,9	0,75	36,0	230.917,50	0,18	32.670	1.176		
7	3	14,0	2,2	92,4	0,7	0,71	65.604	65.604	4,23	2	8.460	36,9	0,75	37,75	49.203,00	0,18	16.632	627		
8	5	10,0	2,2	110,0	0,8	0,60	88.000	88.000	8,33	2	16.660	36,9	0,75	39,5	66.000,00	0,18	19.800	782		
									<u>548.507</u>				<u>114.780</u>				<u>1.013.484,8</u>			
																		<u>8.511</u>		

AMONT VIDE :

R = 57,5 m

 $K_s = 2,8$ $K_{ss} = 1,79$

n°	b_n	h_m	10^3	$G_n 10^3$	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	$G_n \sin \alpha$	$G_n \cos \alpha$	dl_i	$C_i 10^3$	$C_i dl_i$	φ	$\operatorname{tg} \varphi$	d_i	$G_n \cos \operatorname{tg} \varphi$	a	$a G_n$	$d_i a G_n$
6	5,5	2,0	2,2	24,3	- 0,35	0,94	- 8.505	22.842	5,85	2	11.700	36,9	0,75	76,00	17.131,5	0,18	4.374	332.
5	5,0	2,5	2,2	27,5	- 0,29	0,95	- 7.975	26.125	5,26	2	10.520	36,9	0,75	71,00	19.593,75	0,18	4.950	351.
4	5,0	3,5	2,2	38,5	- 0,24	0,97	- 9.240	37.345	5,15	2	10.300	36,9	0,75	66,00	28.008,75	0,18	6.930	457.
3	5,0	3,0	2,2	33,0	- 0,18	0,98	- 5.940	32.340	5,10	2	10.200	36,9	0,75	61,00	24.255,00	0,18	5.940	362.
2	5,0	3,5	2,2	38,5	- 0,12	0,99	- 4.620	38.115	5,05	2	10.100	36,9	0,75	57,50	28.586,25	0,18	6.930	398.
1	5,0	6,0	2,2	66,0	- 0,06	0,99	- 3.960	65.340	5,05	2	10.100	36,9	0,75	54,00	49.005,00	0,18	11.880	641.
0	6,5	8,5	2,2	121,5	0,00	1,00	0	121.550	6,50	2	13.000	36,9	0,75	51,00	91.162,50	0,18	21.179	1.115.
1	5,0	11,0	2,2	121,0	0,06	0,99	7.260	119.790	5,05	2	10.100	36,9	0,75	48,25	89.842,50	0,18	21.780	1.050.
2	5,0	13,5	2,2	148,5	0,12	0,99	17.820	147.015	5,05	2	10.100	36,9	0,75	49,00	110.261,25	0,18	26.730	1.309.
3	5,0	15,5	2,2	170,5	0,18	0,98	30.690	167.090	5,10	2	10.200	36,9	0,75	46,00	125.317,50	0,18	30.690	1.411.
4	5,0	17,5	2,2	192,5	0,24	0,97	46.200	186.725	5,15	2	10.300	36,9	0,75	46,00	140.043,75	0,18	34.650	1.593.
5	5,0	20,0	2,2	220,0	0,29	0,95	63.300	209.000	5,26	2	10.520	36,9	0,75	46,00	156.750,00	0,18	39.600	1.821.
6	5,0	22,5	2,2	247,5	0,35	0,94	86.625	232.650	5,32	2	10.640	36,9	0,75	47,50	174.487,50	0,18	44.550	2.116.
7	5,0	22,5	2,2	247,5	0,41	0,91	101.475	225.225	5,49	2	10.980	36,9	0,75	49,50	168.918,75	0,18	44.550	2.205.
8	5,5	22,0	2,2	242,0	0,47	0,88	113.740	212.960	5,68	2	11.360	36,9	0,75	50,00	159.720,00	0,18	43.566	2.178.
9	6,0	19,0	2,2	229,9	0,53	0,84	121.847	193.116	6,54	2	13.080	36,9	0,75	52,00	144.837,00	0,18	41.382	2.151.
10		13,0	2,2	171,6	0,58	0,81	99.528	138.996	7,40	2	14.800	36,9	0,75	54,50	104.247,00	0,18	30.888	1.683.

Revêtement de la digue de col

Pour des ouvrages de grandes hauteurs, on utilise des revêtements en béton armé, de dimensions en plans inférieurs ou égales à 20 x 20 m et d'épaisseur $t = 0,15 \div 0,50$

L'épaisseur de ces dalles est donnée d'après la formule de CHANKIN.

$$t = \frac{1,7 \cdot h \cdot \sqrt{1 + m_1^2}}{(\gamma_b - 1) \cdot m_1 \cdot (m_1 + 2)}$$

$$\gamma_b = 2,4 \text{ t/m}^3 \quad \text{Poids volumique du béton}$$

$$m_1 = 1,4 \quad \text{Pente du talus amont}$$

$$h = \beta h_0 \quad \text{Hauteur de la vague (m)}$$

soit : h_0 (hauteur) de la vague en cas d'une grande profondeur d'eau à l'étendue d'eau libre.

$$h_0 = 0,073 \cdot K \cdot W_{10} \cdot \sqrt{D \cdot \varepsilon}$$

K : coefficient qui caractérise l'intensité de l'accroissement de la vague le long de la ligne d'écoulement.

$$K = 1 + \exp(0,4 D/W_{10})$$

D : longueur de l'écoulement de la vague (km)

D, ne devra pas dépasser D critique

$$D \ll D_{cr} = 30 \cdot W_{10}^2 \cdot \varepsilon$$

ε = cambrure de la vague

$$\varepsilon = \frac{1}{9 + 19 \exp(-14/W_{10})}$$

W_{10} = Vitesse du vent à la hauteur de 10 m au dessus du niveau de la retenue.

$$W_{10} = 1,25.W$$

W est minimisé = 30 km/h

$$W_{10} = 27,78 \text{ m/s}$$

$$\mathcal{E} = 48,83 \cdot 10^3$$

$$D \ll 1,13 \text{ km}$$

$$K = 2,02$$

d'où $h_0 = 0,96$

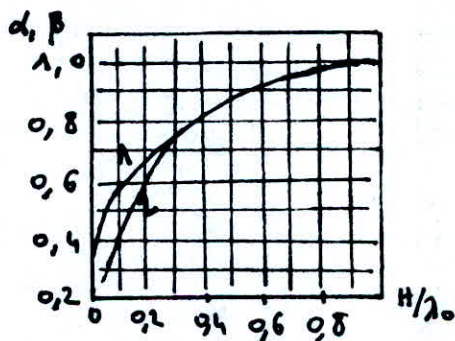
Du graphe, nous avons :

n° 1 nous donne $\beta = f_1 \left(\frac{H}{\lambda_0} \right)$

$$\beta = 0,52 \quad h = \beta \cdot h_0 = 0,52 \cdot 0,96 = 0,5 \text{ m}$$

$$t = \frac{1,7 \cdot 0,5 \cdot \sqrt{1 + 1,4^2}}{(2,4 - 1) \cdot 1,4 \cdot (1,4 + 2)} = 0,219 \text{ m}$$

$$t = 22 \text{ cm}$$



C H A P I T R E I V

oOo— O U V R A G E S A N N E X E S —oOo

	Pages
A/ EVACUATEUR DE CRUES	60
B/ PRISE D'EAU	64
C/ VIDANGE DE FONDS	66
D/ DERIVATION PROVISOIRE et BATARDEAU	69
E/ BASSIN DE DISSIPATION	74
F/ CHASSE DE DESENVASEMENT	79

A / EVACUATEUR DE CRUES

Utilité d'une bonne évacuation de crue

Le barrage a pour objet de créer une retenue d'eau afin de satisfaire certains besoins, et ne doit pas présenter d'obstacle pour les crues de grande importance.

La construction d'un évacuateur de crue est impérativement utile pour l'évacuation des débits excédents qui seront canalisés à travers un dispositif d'évacuation sans avoir des résurgences sur l'état de l'ouvrage.

Pour un barrage voûte, l'évacuateur de crue est constitué d'ouvertures se trouvant dans le corps de ce dernier.

Calcul hydraulique

Le déversoir envisagé est à profil pratique, type Greager ; ce type de profil s'adapte mieux à la lame d'eau de façon à ce que celle-ci ne puisse se décoller.

Le profil est obtenu d'après le profil correspondant à la charge unitaire.

D'après le calcul du laminage, il lui correspond une hauteur déversante $H_d = 5,7$ m

On déduit la loi de similitude de Reech - Froud.

Pour justifier cette loi, on admet que les forces d'inertie et de pesanteur sont prépondérantes devant les forces de viscosité.

$$\lambda = \frac{H_1}{H} = \frac{X_1}{X} \quad X_1 \cdot H = H_1 \cdot X$$

$$\text{avec } H = 1 \text{ m} \quad X_1 = X \cdot H_1$$

$$\lambda = \frac{H_1}{H} = \frac{Y_1}{Y} \quad Y_1 \cdot H = H_1 \cdot Y$$

$$\text{avec } H = 1 \text{ m} \quad Y_1 = Y \cdot H_1$$

En se basant sur les coordonnées X et Y correspondant à la charge $H = 1$ m, on détermine les coordonnées de la hauteur déversée $H_1 = 5,7$ m point par point

$$\text{de } X_1 = 5,7 X \quad \text{et} \quad Y_1 = 5,7 Y$$

PROFIL $H = 1$ m		PROFIL $H_1 = 5,7$ m	
X	Y	X_1	Y_1
0,0	0,126	0,00	0,72
0,1	0,036	0,57	0,21
0,2	0,007	1,14	0,04
0,3	0,000	1,71	0,00
0,4	0,006	2,28	0,03
0,5	0,027	2,85	0,15
0,6	0,060	3,42	0,34
0,7	0,100	3,99	0,57
0,8	0,146	4,56	0,83
0,9	0,198	5,13	1,13
1,0	0,256	5,70	1,46
1,1	0,321	6,27	1,83

Détermination des ouvertures

La largeur du déversoir considéré pour évacuer la crue millénale dans le calcul de laminage, a été estimée à $b = 100$ m.

Pour des raisons de stabilité 4 ouvertures ont été aménagées dans le corps du barrage à la côte

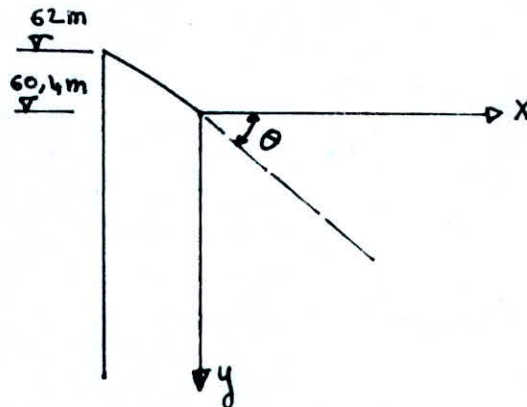
La largeur de chaque ouverture sera :

$$b = \frac{100}{4} = 25 \text{ m.}$$

$$\text{La hauteur } h = 6 \text{ m.}$$

Dynamique du jet

Le courant liquide qui passe à travers les 4 ouvertures, présente un jet en chute libre



est donné par le profil GREAGER.

Les coordonnées du mouvement sont :

$$X = V_x \cdot t = V \cdot t \cdot \cos \theta$$

$$y = \frac{gt^2}{2} + V_y t = \frac{gt^2}{2} + V \cdot t \sin \theta$$

L'équation de la trajectoire obtenue :

$$y = X \cdot \text{tg} \theta + \frac{g \cdot X^2}{2 V^2 \cdot \cos^2 \theta}$$

Calcul de la portée

La vitesse à la sortie de l'évacuateur est donnée par :

$$V = \mu \cdot \sqrt{2 g h d} = 0,5 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 5,7}$$

$$V = 5,29 \text{ m/s}$$

$$\theta = 32,5^\circ$$

$$y = 60,4 \text{ m}$$

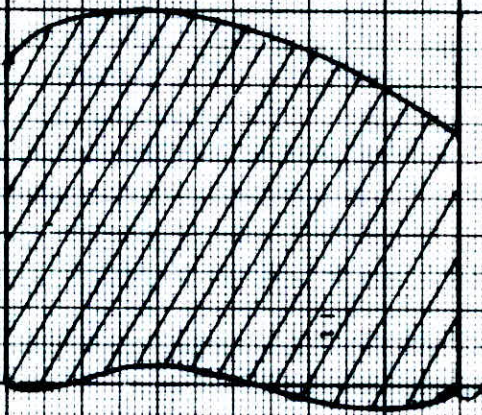
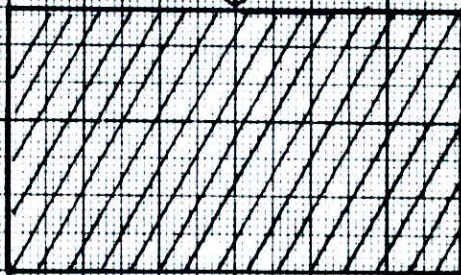
L'équation obtenue est de la forme

$$0,2464 \cdot X^2 + 0,637 \cdot X - 60,4 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 7,742$$

$$L = X = 14,42 \text{ m}$$

couronnement



PROFIL CREAGER

B/

P R I S E D ' E A U

La prise d'eau est destinée à fournir l'eau nécessaire à l'irrigation et l'A.E.P.

Dans certains cas, il est préférable de prélever l'eau soit en surface de la retenue, soit à différents niveaux de celle-ci, en fonction de la température de l'eau ou du débit demandé.

Calcul hydraulique

Pour le calcul du débit de la prise d'eau, nous nous sommes basés sur la répartition mensuelle des apports. On remarquait que pendant la période où l'apport est trop faible, la demande se fera plus sentir, la valeur retenue est le débit de pointe correspondant au mois de Juillet, est de 18 % de la demande égale à 30 hm³/an.

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2gH}$$

$$\mu = 0,82 \text{ coefficient du débit}$$

$$S = \text{section de la conduite de la prise d'eau}$$

$$H = \text{charge d'eau}$$

$$H = \sqrt{NMR} - \sqrt{NMR} = 301,5 - 262$$

$$H = 39,5 \text{ m}$$

$$Q = \text{Débit de pointe pour le mois de Juillet}$$

$$Q = \frac{30 \cdot 10^6}{365 \cdot 3600 \cdot 24} \cdot 0,18 = 0,17 \text{ m}^3/\text{s}$$

En prenant 3 prises de diamètre D

$$S = \frac{Q}{\mu \cdot \sqrt{2gH'}} = \frac{0,17}{0,82 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \times 13}} = 12,9810^3$$

$$\text{où } H' = H/3 = 13 \text{ m}$$

$$S = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \quad D = \sqrt{\frac{4 S}{\pi}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 12,98 \cdot 10^3}{3,14}} = 0,13 \text{ m}$$

Le diamètre pris sera : $D = 150 \text{ mm}$

Pour des raisons économiques, il est préférable que la conduite de la déviation provisoire soit transformée en galerie de restitution où sera placé le tuyau d'adduction provenant de la chambre des vannes de la galerie d'adduction.

C/ VIDANGE DE FONDS

L'ouvrage de la vidange de fond est conçu principalement pour plusieurs buts :

- Abaisser le niveau de la retenue en cas de nécessité
- Effectuer des chasses d'eau rapides
- Evacuer une partie du débit pendant les crues exceptionnelles
- Lutter contre l'envasement et de vider la retenue pour la surveillance, l'entretien et les réparations du barrage, ainsi que les ouvrages annexes.

Calcul du temps de vidange

Afin d'obtenir le temps de vidange dans ce cas, on trace la courbe $S = f(h)$

On construit le graphe $Q = m.s. \sqrt{2gH}$

En choisissant un intervalle de la côte Dh on calcule le volume DV_i

$$DV_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot Dh$$

L'intervalle de temps correspondant au volume DV_i est égal à :

$$t_i = \frac{DV_i}{Q_i} = \frac{DV_i}{m.S \sqrt{2gH}}$$

où S la surface de la section de la conduite de décharge.

Le temps de vidange sera :

$$T = \sum t_i = \sum \left(\frac{DV_i}{Q_i} \right)$$

TABLEAU RECAPITULATIF

Côte (m)	S (km ²)	DV 10 ⁶ (m ³)	H (m)	Q (m ³ /s)	t 10 ³ (s)
301,5	6,60	9,600	48,0	171,33	56,03
300	6,20	11,900	46,5	169,00	70,41
298	5,70	10,900	44,5	166,00	65,66
296	5,20	9,950	42,5	163,67	60,79
294	4,75	9,050	40,5	160,67	56,33
292	4,30	8,200	38,5	157,33	52,12
290	3,90	7,400	36,5	153,67	48,16
288	3,50	6,650	34,5	149,33	44,53
286	3,15	6,000	32,5	145,33	41,29
284	2,85	5,400	30,5	140,67	38,39
282	2,55	4,900	28,5	135,00	36,30
280	2,35	2,300	26,5	131,00	17,51
279	2,25	2,200	25,5	128,33	17,14
278	2,15	2,075	24,5	126,00	16,47
277	2,00	1,975	23,5	123,33	16,01
276	1,95	1,850	22,5	120,67	15,33
275	1,75	1,725	21,5	118,00	14,62
274	1,70	1,650	20,5	114,67	14,39
273	1,60	1,575	19,5	111,67	14,10
272	1,55	1,500	18,5	108,67	13,80
271	1,45	1,425	17,5	105,67	13,49
270	1,40	1,350	16,5	102,67	13,15
269	1,30	1,250	15,5	99,33	12,58
268	1,20	1,150	14,5	96,00	11,98

./...

TABLEAU RÉCAPITULATIF (suite)

267	1,10	1,075	13,5	92,67	11,6
266	1,05	0,025	12,5	88,33	11,6
265	1,00	0,950	11,5	85,00	11,18
264	0,90	0,875	10,5	80,67	10,85
263	0,85	0,825	9,5	76,67	10,76
262	0,80	0,775	8,5	72,00	10,76
261	0,75	0,725	7,5	66,67	10,87
260	0,70	0,650	6,5	62,00	10,48
259	0,60	0,575	5,5	56,00	10,27
258	0,55	0,510	4,5	49,33	10,34
257	0,47	0,445	3,5	42,00	10,60
256	0,42	0,395	2,5	34,00	11,62
255	0,37	0,360	1,5	23,67	15,20
254	0,35	0,325	0,5	13,33	24,38
253,5	0,30	-	0,0	-	

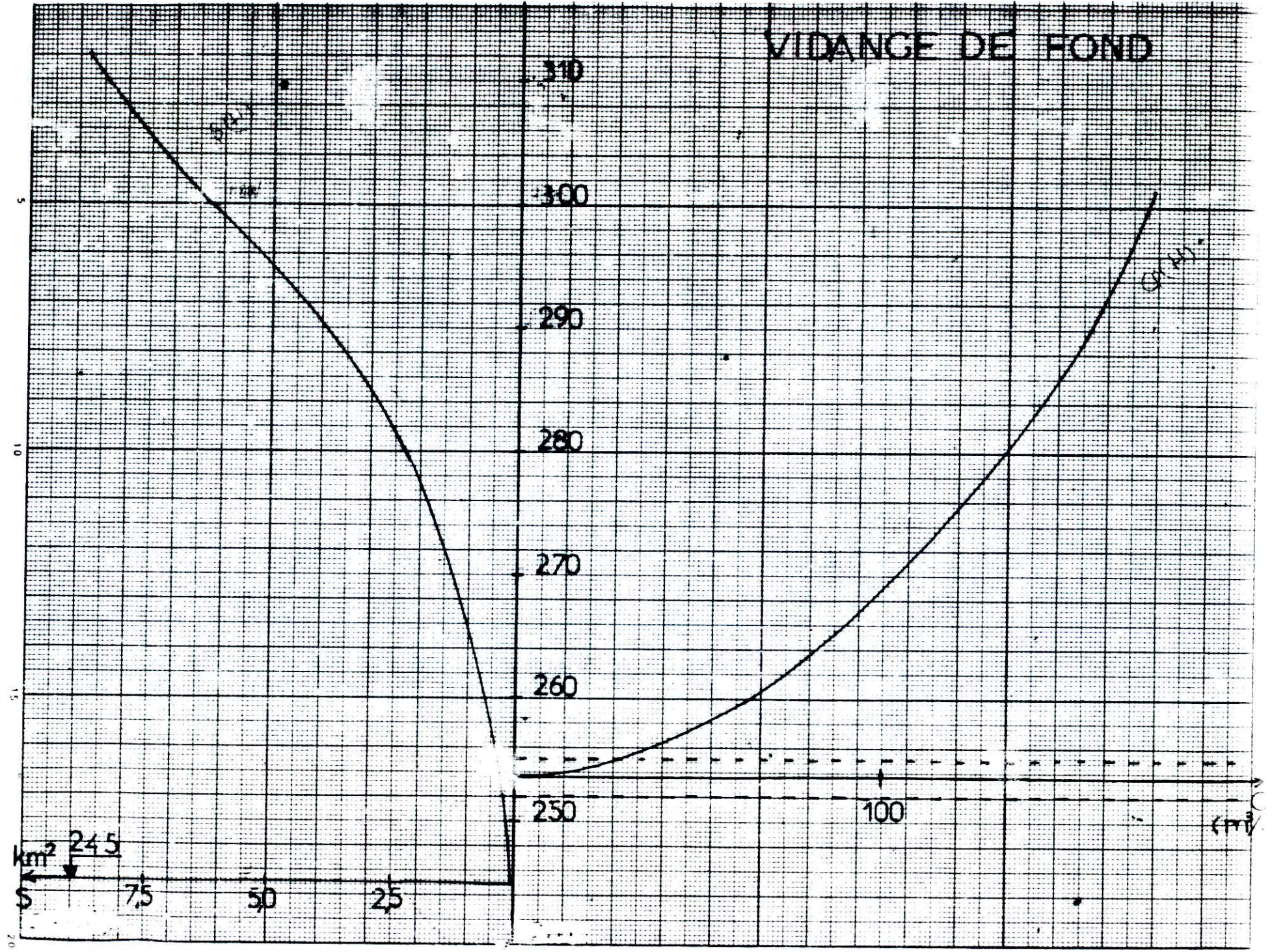
$$T = \sum t = 10,77 \text{ Jours}$$

$T = 11 \text{ Jours}$

La vidange de fond, d'un diamètre de 3 m, permet d'abaisser la valeur du niveau normal des retenues à la côte 253,5 m en 11 jours.

(En Algérie, le temps de vidange est de $(10 \div 21)$ jours)

VIDANGE DE FOND



D/ DERIVATION PROVISOIRE ET BATARDEAU

Afin de permettre l'exécution des travaux de chantier du barrage à sec, on prévoit une dérivation provisoire, qui comprend :

- 1 - La dérivation proprement dite
- 2 - Batardeau

Le choix de tel ou tel type de dérivation dépend essentiellement des conditions suivantes :

- Le type du barrage
- le type de l'évacuateur de crue.

Généralement, dans la mesure du possible, on cherche à utiliser cet ouvrage une fois la construction du barrage est achevée comme d'autres ouvrages, tels que, prise d'eau et vidange de fond. Dans le cas contraire, la dérivation serait abandonnée, donc une perte considérable.

Dans notre cas, la dérivation provisoire reliant le bas amont et le bas aval du méandre, passe sous la digue de col.

Calcul de la dérivation provisoire

- On prend par hypothèse une vitesse admissible à l'intérieur de la galerie $V = (10 \div 15) \text{ m/s}$
- On donne une série de valeurs de diamètre
- On détermine leurs sections correspondantes en appliquant la formule :

$$Q_{ev} = V.S$$

$$Q_{ev} = \text{débit évacué en m}^3/\text{s}$$

V : Vitesse à l'intérieur de la galerie

S : Section de la galerie

./...

Le débit de crue amorti par le batardeau est donné par :

$$Q_{\text{amorti}} = Q_{0,1} - Q_{\text{ev}}$$

Le volume correspondant :

$$V_{\text{amorti}} = Q_{\text{amorti}} \times t$$

t : temps correspondant au débit de crue obtenu à partir de l'hydrogramme de crue decennale.

En utilisant la valeur du volume amorti, on déduit la hauteur du batardeau à partir de la courbe de capacité hauteur.

TABLEAU RÉCAPITULATIF

$$Q_{0,1} = 648 \text{ m}^3/\text{s}$$

D (m)	S (m ²)	Q _{ev} (m ³ /s)	Q _{amor} (m ³ /s)	t (s)	V _{amor} 10 ⁶ (m ³)	h (m)
2,0	3,14	31,4	616,6	80.771,6	49,80	32,0
2,5	4,91	49,1	598,9	79.628,2	47,69	31,5
3,0	7,07	70,7	577,3	78.159,5	45,12	31,0
3,5	9,62	96,2	551,8	76.387,5	42,15	29,5
4,0	12,57	125,7	522,3	74.039,6	38,67	28,5

Détermination du diamètre économique

La conduite de la dérivation est déterminée à partir d'un calcul économique.

Pour les retenues de hauteurs comprises entre 20 m et 30 m, les pentes du talus sont respectivement

$$m_{av} = m_{am} = 3 \text{ m}$$

$$\text{la largeur en crête} = 4 \text{ m}$$

La longueur en crête varie suivant la hauteur du batardeau.

$$\text{La hauteur excavée} = 4 \text{ m}$$

$$\text{La revanche} = 1 \text{ m}$$

$$H = h + 4 + 1 \quad (\text{m})$$

Le volume excavé :

$$V = H \left(\frac{H}{3} + 4 \right) L \quad (\text{m}^3)$$

Calcul économique du batardeau

D (m)	h (m)	Côte	H (m)	S (m ²)	L (m)	V (m ³) 10 ³	Prix Unitaire (DA)	Prix Total X 10 ³
2,0	32,0	273,0	37,0	604,33	218	131,74	100	13.174
2,5	31,5	272,5	36,5	590,08	216	127,46	100	12.746
3,0	31,0	272,0	36,0	576,00	210	120,96	100	12.096
3,5	29,5	270,5	34,5	534,75	203	108,55	100	10.856
4,0	28,5	269,5	33,5	508,38	200	101,62	100	10.162

Calcul économique de la dérivation provisoire

D (m)	2. Δ D	∅ (m)	S (m ²)	V (m ³)	Prix Unitaire (DA)	Prix Total 10 ³
2,0	0,4	2,4	4,52	994,4	1.500	1.491,6
2,5	0,5	3,0	4,91	1.080,2	1.500	1.620,3
3,0	0,6	3,6	7,07	1.555,4	1.500	2.333,1
3,5	0,7	4,2	9,62	2.116,4	1.500	3.174,6
4,0	0,8	4,8	12,57	2.765,4	1.500	4.148,1

COUT TOTAL (Batardeau + Digue)

D (m)	COUT TOTAL (DA)
2,0	14.665,60
2,5	14.366,30
3,0	14.429,10
3,5	14.029,60
4.0	14.310,20

La valeur retenue du diamètre de la dérivation provisoire,
est de 3,5 m correspond à un batardeau de 29,5 m de hauteur.

E/ BASSIN DE DISSIPATION

Introduction :

L'évacuation des crues au barrage de TICH-I-NAF se présente sous l'aspect d'une chute de hauteur 62 m.

L'inconvénient d'une telle évacuation se trouve dans la dissipation de l'importante quantité d'énergie véhiculée à l'aval de l'ouvrage.

La réalisation d'un ouvrage d'amortissement de la crue, s'impose d'elle-même.

Considérons en un premier temps, un bassin de dissipation traditionnel ; les dimensions de celui-ci se déterminent ainsi :

$$a) \text{ soit } H_0 = h_d + \frac{V_0^2}{2g} \quad \text{avec } V_0 = 5,29 \text{ m/s.}$$

$$\text{et } E_0 = H_0 + P$$

$$E_0 = 69,13 \text{ m}$$

$$\text{Soient } \varphi = 0,95 \quad \text{et} \quad q = 30,15 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$\theta (\tau_{ct}) = \frac{q}{\varphi \cdot E_0^{3/2}} = 0,055$$

A partir du tableau (voir Kréménetski "Hydraulique", tableau n° X) on a obtenu les valeurs suivantes :

$$\tau_{ct} = 0,0125 \quad \text{et} \quad \tau''_{ct} = 0,2049$$

$$h_{ct} = \tau_{ct} \cdot E_0 = 0,86 \text{ m}$$

$$h''_{ct} = \tau''_{ct} \cdot E_0 = 14,16 \text{ m.}$$

b) Calcul de la hauteur du courant d'eau dans le bief aval

(h_{av}) :

Pente de l'oued : $i = 0,005$

Calcul de la pente critique : $i_{cr} = g \cdot \chi_{cr} / (\alpha \cdot B_{cr} \cdot C_{cr}^2)$

$\alpha = 1,1$ et $B_{cr} = 32$ m

$h_{cr} = (\alpha \cdot Q^2 / g \cdot B_{cr}^2)^{1/3}$ avec $\alpha = 1,1$

$h_{cr} = 9,99$ m

$\omega_{cr} = B_{cr} \cdot h_{cr} = 319,69$ m² : surface mouillée

$\chi_{cr} = 2 \cdot h_{cr} + B_{cr} = 51,98$ m : périmètre mouillé

$R_{cr} = \frac{\omega_{cr}}{\chi_{cr}} = 6,15$ m : rayon hydraulique

$n = 0,035$: coefficient de rugosité

$C_{cr} = \frac{1}{n} \cdot R_{cr}^{1/6}$: formule de Manning

$C_{cr} = 38,67$

$i_{cr} = 0,098$

On a $i < i_{cr}$ donc $k_0 = \frac{Q}{\sqrt{i}} = 13.485,75$

à partir de k_0 on a $h_{av} = 5,7$ m

On remarque que : $h_{ct}'' > h_{av}$

./...

Or, lorsque la seconde profondeur conjuguée (h''_{cr}) est supérieure à celle du bief aval (voir fig. 6), le ressaut est éloigné.

Le courant continu donc, son mouvement torrentiel sous la forme d'une courbe de remous jusqu'à une certaine profondeur h'_{av} .

c) Paramètres du bassin d'amortissement :

$$d_z = q^2 / (2.g. \psi^2 . h_{av}^2) = 1,58 \text{ m}$$

$$h_{bas} = \sigma . h''_{ct} \quad : \text{profondeur de l'eau dans le bassin.}$$

$$\sigma = 1,05 \quad \text{donc} \quad h_{bas} = 14,87 \text{ m}$$

$$P_{bas} = h_{bas} - h_{av} - d_z = 7,59 \text{ m} : \text{profondeur du bassin}$$

$$l_{bas} = l_{el} + l_{res} + l_{ch} : \text{longueur du bassin}$$

l_{el} : Longueur de l'éloignement du ressaut

l_{ch} : Distance d'envol de la chute

$$l_{res} = 3 . h''_{ct} = 42,48 \text{ m}$$

$$l_{ch} = 14,42 \text{ m}$$

$$l_{bas} = 56,9 + l_{el}$$

La longueur de l'éloignement du ressaut est déterminable à l'aide de la Méthode de PAVLOVSKY.

Critique de la méthode :

Il est facilement remarquable que cette méthode, très classique, nous a fait aboutir à des résultats quelque peu colossaux.

La hauteur critique est de 10 m et la profondeur du bassin (donc la hauteur de la paroi d'amortissement) est de 7,6 m. La profondeur d'eau dans le bassin étant de 14,9 m, nous aurions été conduit en adoptant une telle solution à réaliser sur les rives des parois de plus de 15 m de hauteur, ce qui n'est pas très économique.

Nous avons écarté ce type d'ouvrage, car en plus des faits cités ci-dessus, un problème encore plus délicat apparaît. Il s'agit de la formation d'une fosse d'érosion, chose très courante dans les bassins recevant un jet en chute libre.

La profondeur ultime d'une telle fosse est calculable à l'aide de la formule de Véronèse :

$$d = 1,9 \cdot q^{0,54} \cdot H^{0,225}$$

$$q = 30,15 \text{ m}^3/\text{s.m} : \text{débit unitaire}$$

$$H = 62 \text{ m} : \text{hauteur de la chute}$$

$$d = 30,6 \text{ m} : \text{profondeur de la fosse}$$

On en conclut aisément que le phénomène d'érosion à l'aval de l'ouvrage n'est pas négligeable.

Il est donc impératif de dissiper un maximum d'énergie à l'endroit de l'impact du jet.

A ce problème, deux solutions nous sont proposées :

- la première, et la plus utilisée, consiste en l'aménagement d'un bassin constitué d'enrochement (ou fosse à enrochement).

Les dimensions de cet ouvrage seraient :

Longueur > portée maximale du jet

$$\text{Profondeur} : H_c > \frac{q}{\sqrt{2 \cdot g \cdot H}}$$

Il ne restera plus qu'à déterminer la quantité d'énergie dissipée par cet aménagement, de façon à pouvoir dimensionner normalement la suite de l'ouvrage.

- la seconde solution, qui est très récente, est représentée par le modèle de FRANCHETTI (voir fig. 7).

Elle consiste en l'aménagement d'un bassin plein d'eau, de profondeur $H_c > B$.

B : profondeur de pénétration du jet.

$$B = \frac{q}{V_0} \quad \text{avec} \quad V_0 \approx \sqrt{2 g H}$$

et de longueur $L >$ portée maximale du jet.

Il est à noter que la profondeur exacte d'un tel bassin dépend aussi des fluctuations maximales dues aux suppressions (ou aux dépressions) susceptibles de provoquer la cavitation.

Remarque : La notion de dissipation dans les deux cas est inestimable analytiquement, car un grand nombre de paramètres sont évaluables uniquement sur modèle réduit.

Modèle de Franzetti

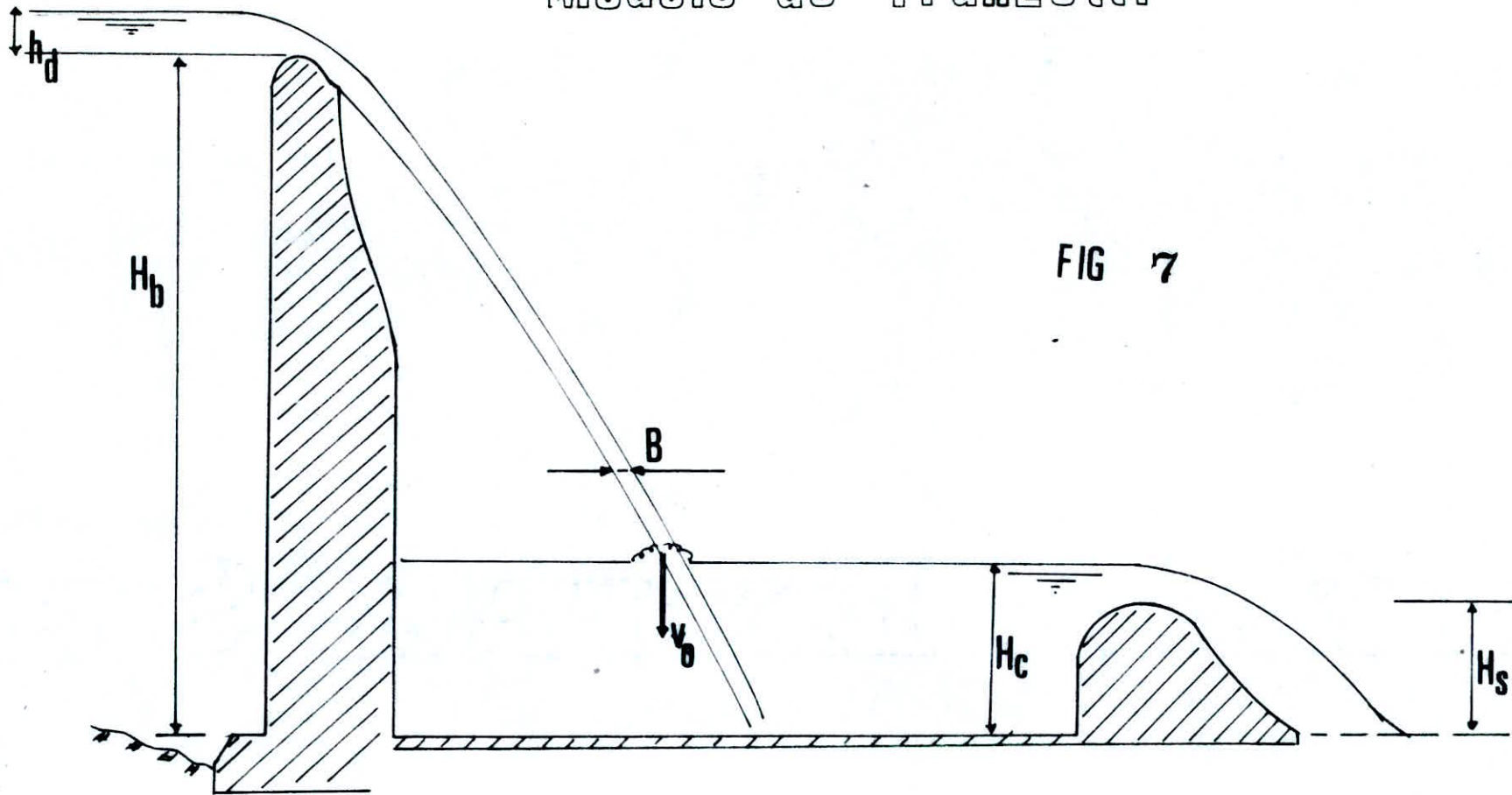


FIG 7

F/

CHASSE DE DESENVASEMENT

Le dimensionnement de la chasse s'est fait comme suit :

- Le principe relativement simple est celui déjà utilisé pour le dimensionnement de la conduite de la vidange de fond.

- En premier lieu, nous avons considéré que la chasse évacuera son plus grand débit lors de la crue millénaire, dont la hauteur déversée est $h_d = 5,7$ m.

Par conséquent, l'usage de la chasse atténuera la crue d'une hauteur h .

- Considérons que cette hauteur soit égale à 3 m. et que le temps de désenvasement soit égal au temps de base de la crue.

$$T_b = 69 \text{ h} \quad : \text{ (voir hydrologie)}$$

- Soit l'intervalle $N.NR$ à $N.NR + 3$; que l'on divise en intervalles égaux et relativement faibles, vu que l'écoulement n'est pas permanent.

Nous avons considéré pour cette étude, six intervalles de 0,5 m chacun.

- Soit $T_b = \sum t_i$ avec $i = 1$ à 6.

$$t_i = \frac{V_i}{Q_i}$$

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot h$$

$$h = 0,5 \text{ m} :$$

Les valeurs S_i et S_{i+1} sont déterminées à partir de la courbe $S = f(h)$ (fig. 8)

$$Q_i = m \cdot S \sqrt{2 \cdot g \cdot h_i}$$

$$h_i = \frac{h_i + h_{i+1}}{2}$$

h_i et h_{i+1} sont les hauteurs successivement relatives aux surfaces S_i et S_{i+1} .

$m = 0,82$: cas d'un ajustage

$$T_b = \frac{h}{2 \cdot m \cdot C \cdot \sqrt{2 \cdot g}} \cdot \left(\sum_1^6 \frac{(V_i + V_{i+1})}{\sqrt{h_i}} \right)$$

d'où
$$S = \frac{h}{2 \cdot m \cdot T_b \cdot \sqrt{2 \cdot g}} \cdot \left(\sum_1^6 \frac{(V_i + V_{i+1})}{\sqrt{h_i}} \right)$$

Soit les valeurs suivantes, déterminées à partir de la courbe $S = f(h)$

$S_1 = 7,325 \text{ km}^2$	$h_1 = 50,25 \text{ m}$
$S_2 = 7,225 \text{ km}^2$	$h_2 = 49,75 \text{ m}$
$S_3 = 7,125 \text{ km}^2$	$h_3 = 49,25 \text{ m}$
$S_4 = 7,000 \text{ km}^2$	$h_4 = 48,75 \text{ m}$
$S_5 = 6,875 \text{ km}^2$	$h_5 = 48,25 \text{ m}$
$S_6 = 6,750 \text{ km}^2$	$h_6 = 47,75 \text{ m}$
$S_7 = 6,625 \text{ km}^2$	

d'où $S = 3,321 \text{ m}^2$

On choisira donc une chasse de forme carrée de côtés $a \approx 2 \text{ m}$.

C H A P I T R E V

oOo— ORGANISATION ET REALISATION DES TRAVAUX —oOo

	Pages
INTRODUCTION	81
A/ TRAVAUX PREPARATOIRES	81
B/ TRAITEMENT DES FONDATIONS ROCHEUSES	83
C/ LA LIAISON BETON-ROCHER	84
D/ LE BETON	84
E/ LA CONSTRUCTION	86

ORGANISATION ET REALISATION DES TRAVAUX

Introduction :

La bonne connaissance du site du barrage et la conception judicieuse d'un ouvrage bien adapté à son site, ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage.

Le soin apporté à l'exécution du barrage et les moyens qui y sont consacrés ont une importance capitale pour la réussite de l'opération.

A/ TRAVAUX PREPARATOIRES :

L'assise du barrage-voûte doit être soigneusement préparée ainsi que celle de la digue de col.

Qu'il s'agisse de la stabilité, de la déformation ou de la perméabilité de l'ensemble, il est nécessaire de fonder l'ouvrage sur du rocher sain. C'est pourquoi, les travaux de terrassement, importants par leur volume, ont une influence prépondérante sur la qualité du contact entre l'ouvrage et le rocher en place.

On distingue 3 phases successives :

- les terrassement en sol meuble,
- les terrassements en terrain rocheux,
- les opérations de nettoyage.

a) Terrassement en sol meuble :

Ce type de travaux ne présente aucun caractère particulier ; les engins à utiliser sont des pelles hydrauliques équipées de godets rétro.

Comme le site est très resserré et les fouilles profondes, il sera fait appel à des grues à benne.

./...

b) Terrassements en terrain rocheux :

En surface, le rocher non compact et plus ou moins altéré, nécessite une fragmentation préalable qui devra être effectuée à l'aide d'une défonceuse. Celle-ci est constituée de dents (1 à 3) montées sur un châssis solidaire du tracteur.

Pour les rochers compacts, il sera préférable de faire appel aux marteaux-piqueurs, plutôt qu'aux explosifs. Ces derniers peuvent présenter de graves inconvénients : le rocher risque de se fissurer, se fragmenter et se desserrer.

Remarque : - Avant toute opération de terrassement, il faudra procéder à un prédécoupage qui consiste à délimiter le périmètre du rocher à abattre.

- La forme des fonds de fouille n'est pas sans influence sur la transmission aux fondations des efforts appliqués au barrage.

Ainsi, des contraintes très élevées peuvent se produire à la limite du béton et du rocher, si cette interface présente une forme anguleuse marquée (angle rentrant).

c) Le nettoyage du rocher

Cela consiste à enlever tous les éléments qui ne sont pas solidaires du bed-rock.

Les moyens utilisés pour ce nettoyage vont de la pelle mécanique au jet d'eau ou à l'air comprimé.

En principe, il doit être réalisé juste avant la mise en place du béton, puisque certaines roches s'altèrent rapidement au contact de l'air.

Si les travaux ne permettent pas la mise en place immédiate du béton, il peut être nécessaire de protéger le rocher par gunitage ou par projection de béton. Il faut noter que l'eau doit aussi être éliminée de la surface de contact.

./...

B/ TRAITEMENT DES FONDATIONS ROCHEUSES

Outre le nettoyage de surface exposé précédemment, le traitement des fondations rocheuses comprend :

a) Les injections

Celles-ci existent sous différents types :

- les injections de consolidation qui consistent à injecter un coulis de ciment dans les fissures ouvertes du massif rocheux.
- les injections d'étanchéité : pour créer un rideau étanche dans le rocher.

Comme le terrain présente des vides francs, l'injection se fera en introduisant dans les gros vides, du gravier et en utilisant comme coulis, un mélange ternaire sable - ciment - bentonite.

Pour obtenir de bons résultats, il faut en cours de travaux, contrôler :

- l'implantation et l'orientation des forages
- la réalisation des essais d'eau
- la préparation du coulis : proportions et mélange
- les caractéristiques du coulis (vitesse de décantation, viscosité, résistance mécanique, temps de prise,...)
- les pressions d'injection (manomètre enregistreur et manomètre indicateur sur chaque appareil)
- les volumes injectés
- les résurgences du coulis
- les déformations de terrain

Remarque :

Les travaux d'injection doivent être conduits avec un soin particulier. On peut d'abord effectuer des essais d'injection : sur 3 forages disposés en triangles, on suit l'évolution des volumes injectés, puis dans un 4ème forage placé au centre du triangle, on peut mesurer la perméabilité, c'est-à-dire, évaluer l'efficacité du procédé.

b) Le drainage des fondations rocheuses :

Le drainage est le complément indispensable des travaux d'injections.

Les injections ont pour objet d'arrêter ou du moins réduire au maximum les percolations d'eau ; le drainage a pour effet d'évacuer rapidement les eaux d'infiltration, afin d'éviter qu'elles ne soient mises en pression.

Le drainage sera normalement assuré par des forages qui devront recouper le plus de fissures possible.

Les drains seront orientés vers l'amont de la zone comprimée du rocher. (fig 9).

c) LA LIAISON BÉTON-ROCHER

Le contact béton-rocher est un point délicat dans la réalisation des barrages. Pour améliorer le contact béton-rocher, on pourra, soit mettre en place au préalable une couche de mortier sur laquelle est coulé le béton avant prise du mortier, soit surdoser le béton utilisé pour la première levée.

betonnage en grande masse

d) LE BÉTON

a) On utilisera 2 types de béton :

- un béton fin qui assurera l'étanchéité à l'amont de l'ouvrage.
- un gros béton pour le volume restant de l'ouvrage.

b) Pour limiter l'ampleur du retrait ou du moins en réduire les effets, on devra :

- choisir un ciment à faible chaleur d'hydratation ;
- réduire le dosage en ciment, du béton ; *comment*
- réduire la teneur en eau du béton frais ; *comment*
- refroidir le béton en cours de prise ; *comment*
- construire l'ouvrage par plots successifs, de hauteur ne dépassant pas 1,5 à 2 mètres.

*Justement
11.11.5
comment*

c) Les constituants : provenance, nature et caractéristiques.

c1/ Les ciments : Le ciment constitue l'élément le plus onéreux du béton ; son dosage devra être d'autant plus réduit qu'on diminue ainsi le dégagement de chaleur en cours de prise et le retrait du béton.

Toutefois, le dosage doit être suffisant pour que le béton conserve ses qualités essentielles de durabilité et d'étanchéité et aussi d'ouvrabilité.

On utilisera pour l'ouvrage, du ciment de laitier au clinker (CLK) qui contient 80% ou plus de laitier.

Ce ciment donne du béton qui convient très bien aux travaux hydrauliques, puisqu'ils résistent bien aux milieux agressifs.

c2/ L'eau de gâchage : Elle doit être propre et ne doit pas contenir plus de 2g/L de matières en suspensions.

c3/ Les granulats : Les sables, les graviers et les cailloux proviendront d'une carrière aménagée à cet effet, à quelques centaines de mètres du barrage.

CPA
Alunneud

granulométrie

Coupe horizontalé

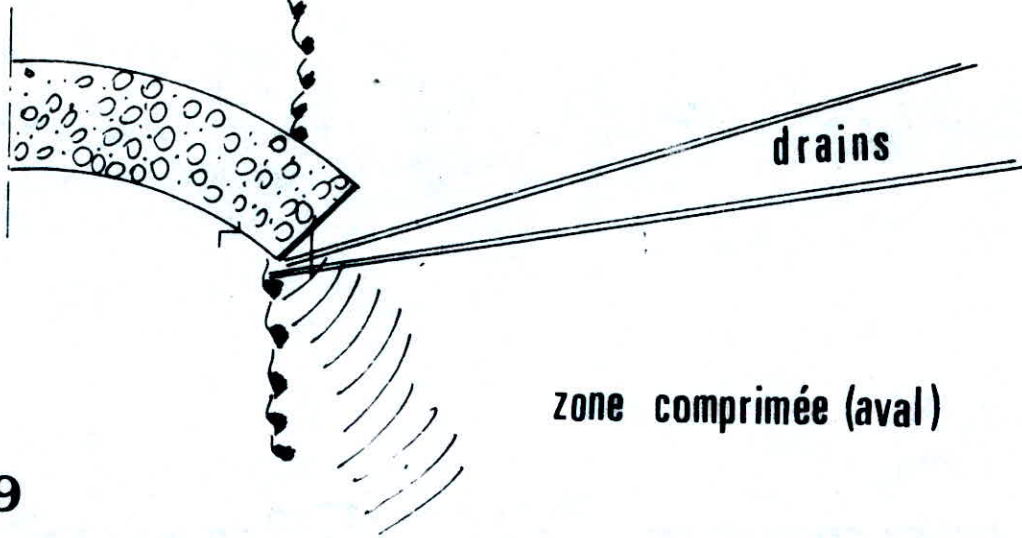


FIG 9

zone comprimée (aval)

drains

E/ LA CONSTRUCTION

Les problèmes liés à la construction du barrage peuvent être regroupés selon les rubriques suivantes :

- installation du chantier et batardeau
- coffrages
- mise en place du béton
- reprises de bétonnage

1 - Installation du chantier et batardeau

Outre les dispositions classiques relatives aux installations de chantier, il faudra dans notre cas prévoir :

- le matériel nécessaire à la réalisation des éprouvettes d'essais de béton et celui utilisé pour les essais effectués sur béton frais.
- une centrale de fabrication du béton pour laquelle la qualité des matériaux et des dosages puisse être uniforme et facilement contrôlée.
- une implantation non submergée, en cas de remontée éventuelle du plan d'eau à l'amont du barrage.

Le problème du batardeau est du même type que celui d'un barrage en terre, mais il faut tenir compte que :

- l'ouvrage en construction peut être submergé sans que les dégâts occasionnés soient d'une ampleur prohibitive
- et que la réalisation par plots permet de dévier le cours d'eau sur le tracé d'un plot non construit en première phase, et dans la conduite de vidange en seconde phase.

./...

2- Coffrages :

En ce qui concerne l'effet de voûte, on l'obtient au moyen de surfaces planes accolées et dont la section en plan donne des lignes brisées.

Il est nécessaire que les coffrages aient une raideur suffisante pour résister à la pression du béton, lors de sa mise en place et surtout au cours de vibrations.

Les coffrages doivent être suffisamment bien ajustés entre eux afin de prévenir les pertes de mortier et de laitance.

Remarque : Avant réemploi, les coffrages sont évidemment nettoyés afin de les débarrasser des poussières et débris de toute nature, puis sont enduits d'huile afin de faciliter le démoulage.

La surface du béton après décoffrage doit être d'excellente qualité et, en premier lieu, bien lisse aux endroits où l'eau circulera.

On pourra utiliser, soit des coffrages posés sur étriers métalliques, ou bien des coffrages auto-élévateurs commandés par vérins.

./...

3/ Mise en place du béton :

La production de béton de qualité dépend de l'approvisionnement de la bétonnière et du malaxage.

Le transport du béton de la Centrale sur le barrage, doit se faire en respectant les conditions suivantes :

- transport assez rapide pour que le béton puisse être vibré avant le début de la prise.
- mélange de bonne qualité et sans ségrégation.

Le béton est mis en place par levées successives de 1 à 1,5 m. La hauteur de ces levées est limitée pour les raisons suivantes :

- dissipation de la chaleur de prise du béton avant nouvel apport de béton frais.
- réduction des poussées sur les coffrages.
- réduction des capacités maximales de bétonnage.

La mise en place du béton doit se faire de l'aval vers l'amont pour que les surfaces de contact de coulées différentes soient les plus normales possibles aux efforts.

Remarque : * Le décoffrage ne doit intervenir qu'après durcissement partiel du béton.

* Pour mettre en place une nouvelle coulée de béton, il faudra que la précédente ait suffisamment refroidie et que les réactions chimiques du durcissement n'y soient pas terminées, ce qui améliorera la liaison.

Bibliographie:

- Hydrologie de l'ingénieur
Réménieras " Eyrolls "
- Hydrologie
Dubreuil " Eyrolls "
- Hydrologie
M.A.Roche
- Elément de géologie
"collection U "

- Barrages de vallées
H.Press "Dunod "
- Les barrages en voûte mince
J.Lombardi " Dunod "
- Calcul et construction de barrages Tom.I
J.Estienne " Ec.Polytechnique de Toulouse "
- Barrages-Réservoirs Tome II
H.Varlet " Eyrolls "
- Barrages en matériaux locaux
E.Belokonev " Ministère de l'Hydraulique "
- Aménagement rural
" Ministère de l'environnement et des forêts
France "
- Barrages en terre
Postland
- Technique de l'ingénieur
- Houille Blanche " 1985 "
- Mécanique des sols
Sanglerat
- Hydraulique
Kremenetski "éditions Mir.Moscou

Suite de la page 37

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Calcul des rayons :

$$r_i = L_i / (2 \cdot \sin \varphi)$$

Calcul des épaisseurs :

$$e_i = \delta \cdot z_i \cdot S / (F - 0,5 \cdot \delta \cdot z_i)$$

Calcul des fatigues du béton :

-/ Fatigues aux naissances:

$$F_{Ni} = \frac{N_{ni}}{e_i} + 6 \cdot \frac{M_{fni}}{e_i^2}$$

N_{ni} : effort normal aux naissances

M_{fni} : Moment fléchissant aux naissances

e_i : épaisseur de l'arc i^{em}

-/ Fatigues aux clés :

$$F_{ci} = \frac{N_{ci}}{e_i} - 6 \cdot \frac{M_{fci}}{e_i^2}$$

N_{ci} : efforts normaux aux clés

M_{fci} : Moments fléchissants aux clés

e_i : épaisseurs des arcs

-/ Fatigues aux reins :

$$F_{ri} = \frac{N_{ri}}{e_i}$$

N_{ri} : efforts normaux aux reins

ORGANISATION de CHANTIER
oOo-----oOo-----oOo

La mise en œuvre des travaux, demande une organisation minutieuse du chantier; il est donc impératif pour le bon déroulement des travaux de cerner le mieux possible toutes les tâches à effectuer avant et pendant les travaux.

Celles-ci sont les suivantes:

- Appel d'offres et choix de l'entreprise
- Installation du chantier
- Galerie de dérivation provisoire:
 - / Excavation
 - / Bétonnage
- Décapage et excavation pour la digue de col
- Excavation pour le barrage voûte
- Prise d'eau et hangar (excavation)
- Remblai digue de col
- Bétonnage du parement amont
- Galefies d'ingéction (rive droite et rive gauche)
- Construction du batardeau
- Bétonnage du barrage voûte
- Injection et drainage
- Prise d'eau et hangar (bétonnage)
- Puits et galeries d'adduction
- Chambre des vannes :
 - / Excavation
 - / Bétonnage
- Galerie d'accès à la chambre des vannes
- Transformation de la dérivation provisoire en galerie de restitution; (Bétonnage et installations)
- Equipement électromécanique
- Finitions générales et repli.

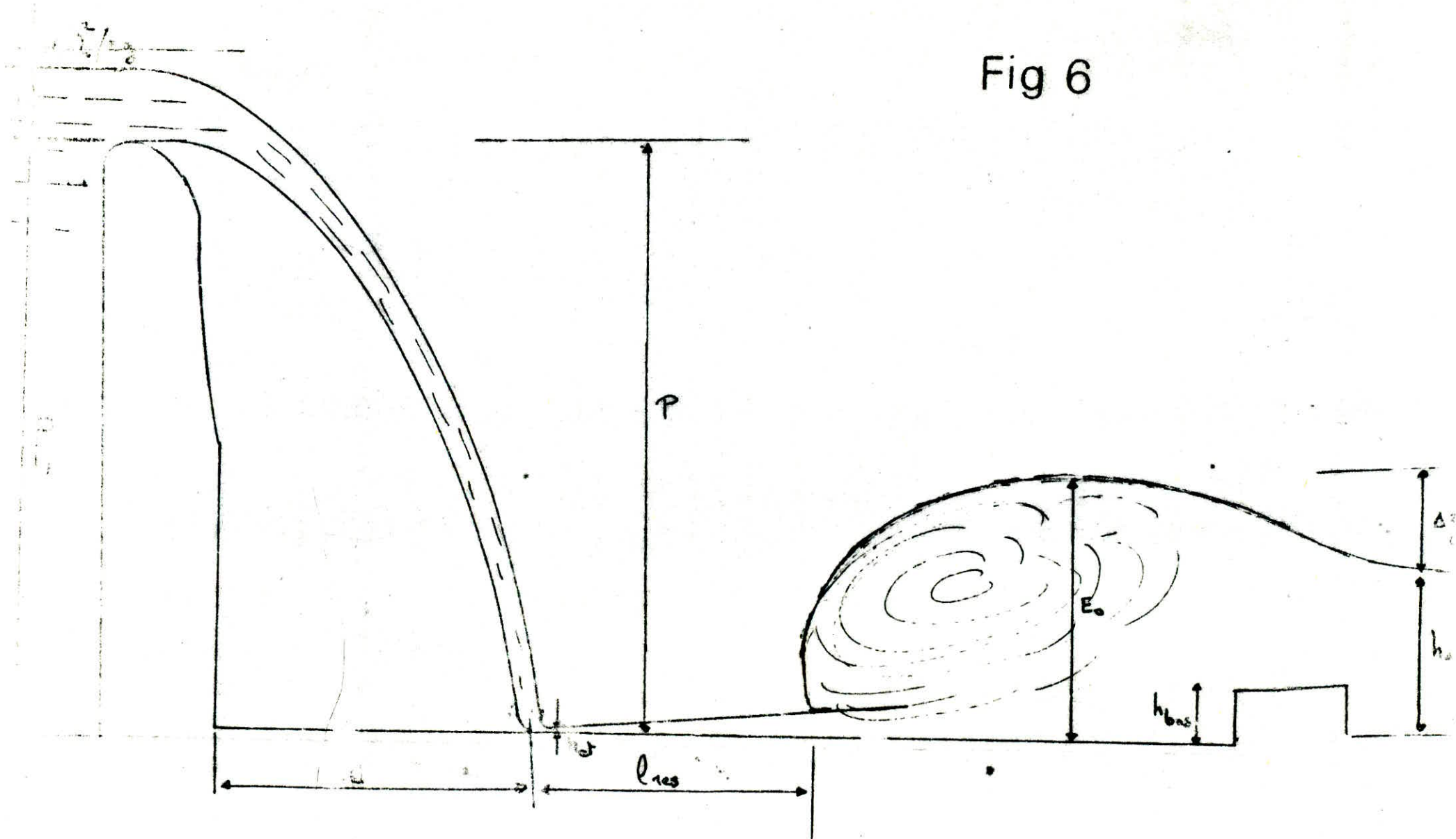
C O N C L U S I O N et R E M A R Q U E S
oOo-----oOo-----oOo

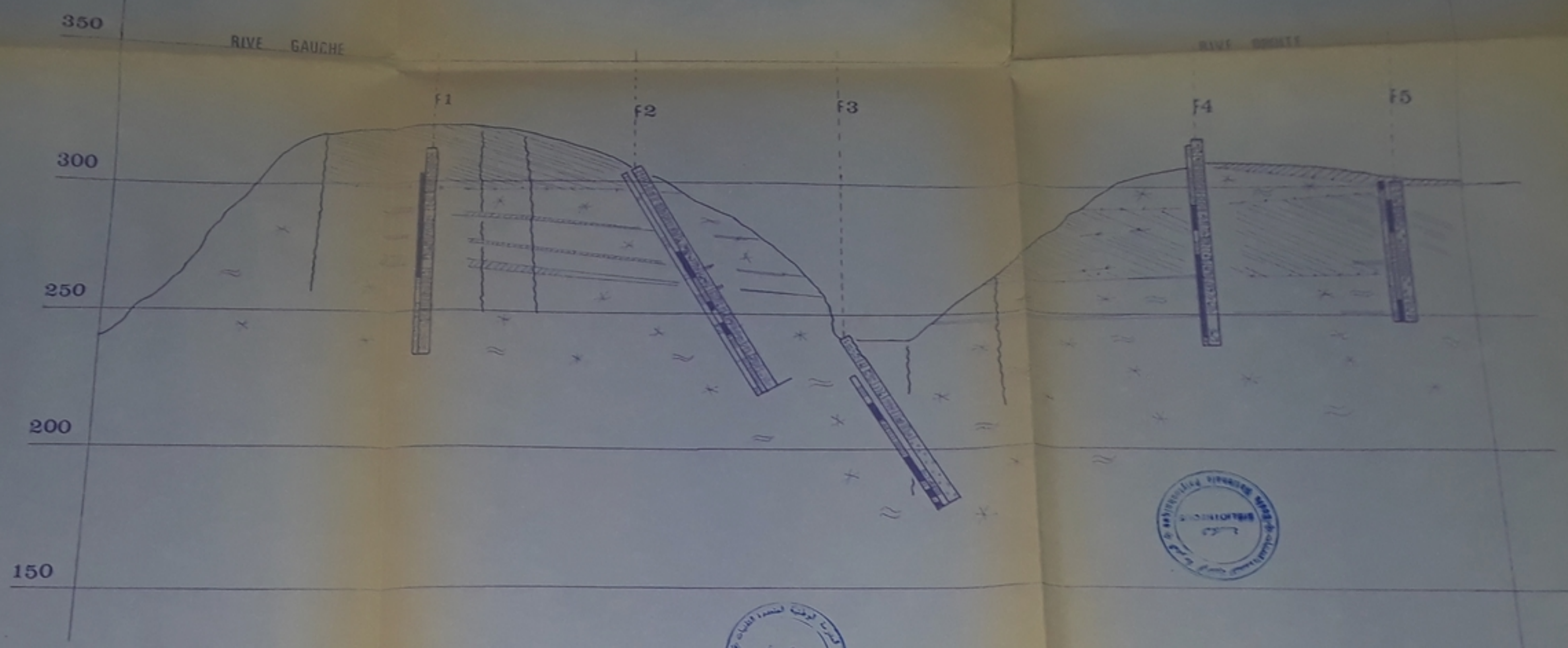
L'étude que nous venons de présenter ,n'est en fin de compte qu'une tentative d'approche du travail réel d'un bureau d'études.Celui-ci aurait mis en place une équipe pluridis-
ciplinaire,dont le rôle aurait été de faire le calcul opti-
mal des ouvrages à réaliser; en particulier pour le barrage
voûte qui demande un travail ittératif de grande haleine.

Il est à noter que les résultats obtenus ne peuvent en aucun
cas être retenus définitivement; et ce en prévision des
multiples difficultés qui seront rencontrés lors de la mise
en œuvre.

L'élaboration d'un tel projet, nous a permis d'apprécier à
leurs justes valeurs,les difficultés que nous rencontrerons
à l'avenir sur le terrain et de mieux jauger nos aptitudes
à les affronter. Nous avons par la même occasion,fait une
meilleur estimation du rôle de la théorie dans la pratique.

Fig 6

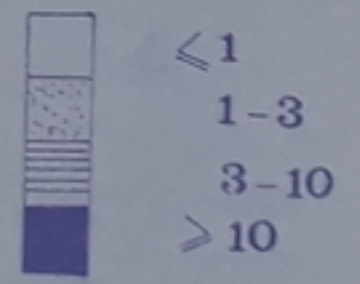




LEGENDES

- Alluvions
- Complexe Mameux Crétacé
- Massif Carbonatique Jurassique
- Faciès Calcaire
- Faciès Calcaire - Dolomitique
- Ferrugineux
- Brecheux / Tectonisé
- Petites Failles
- Roche Décomposée / Mylonite
- Surface De Charriage

Perméabilité De Lugeon

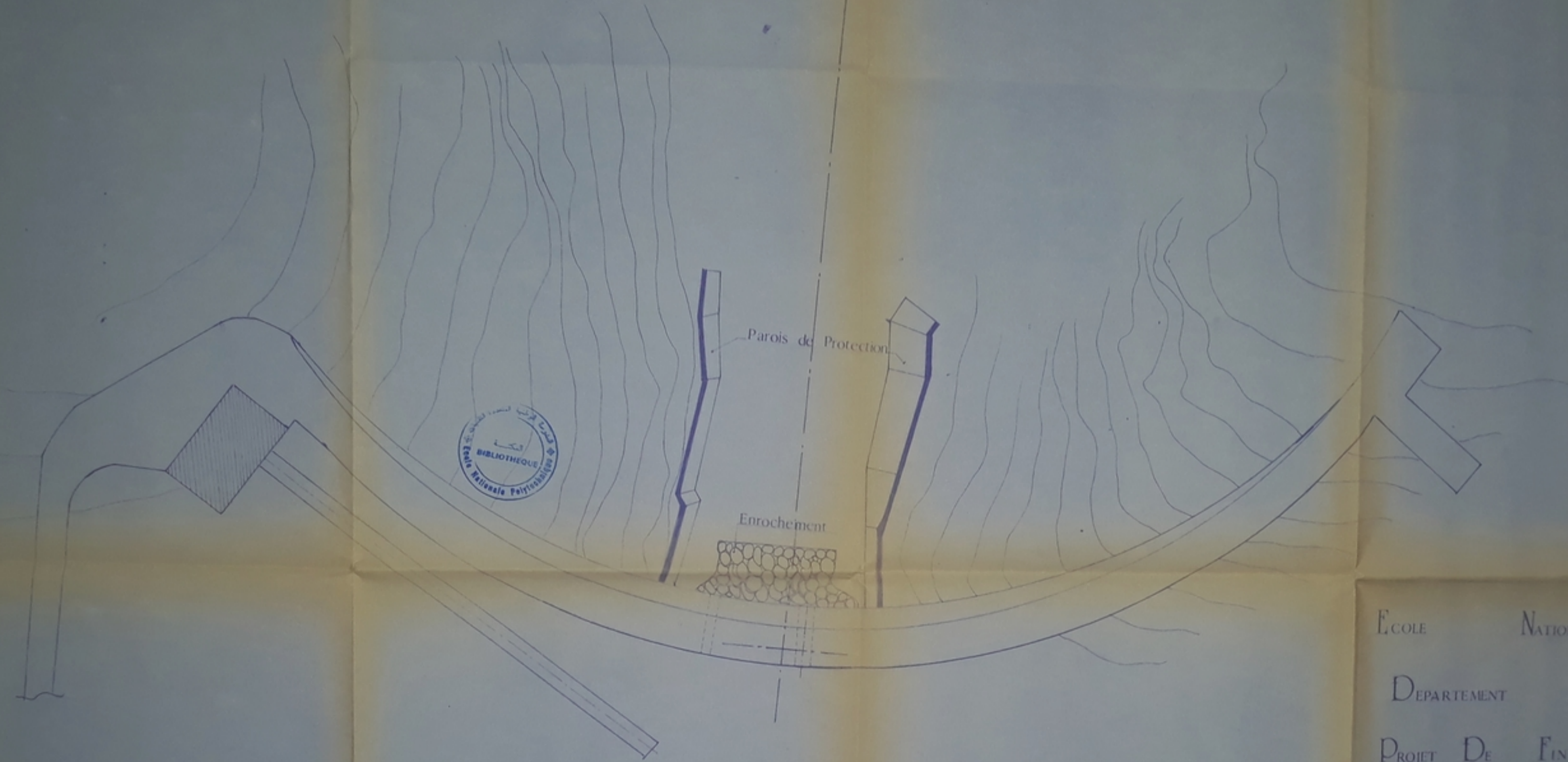


ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 DEPARTEMENT : HYDRAULIQUE
 PROJET DE FIN D'ETUDES
 ETUDE DE REALISATION D'UN
 BARRAGE VOUTE AU SITE DE
 TICH-HAF



COUPE GEOLOGIQUE

Etude	Par	Meziani Ouassila	Planche n° 1
		Bellazoug Salim	
Dirige	Par	Mouloudi Y.	Ech: 1/500

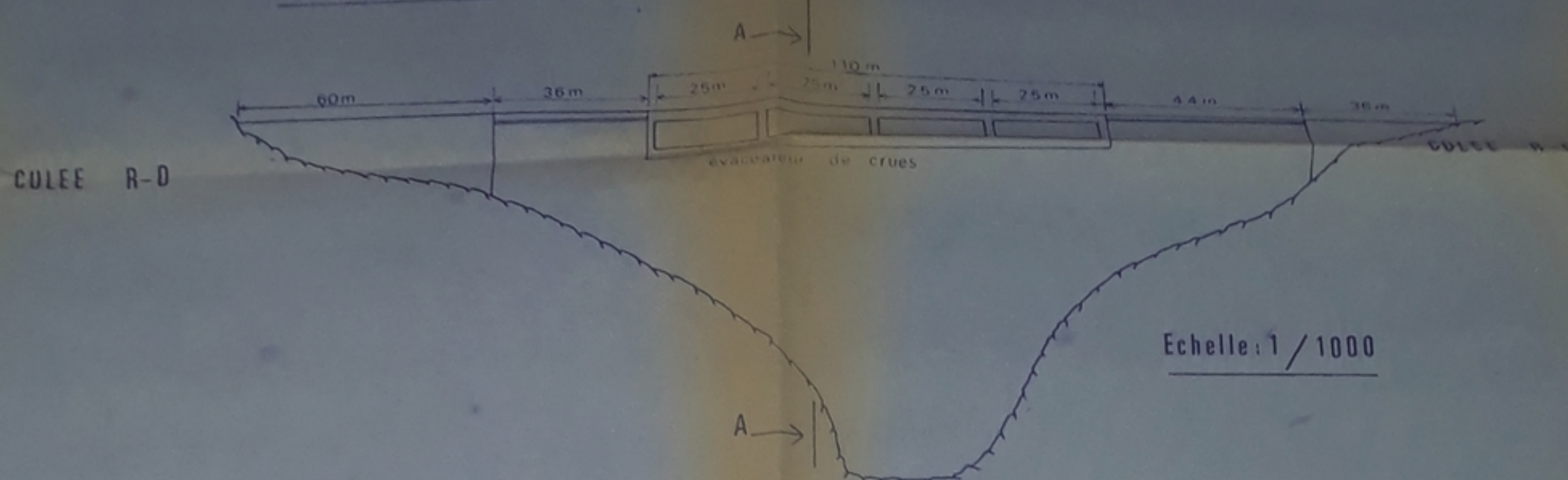


ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 DÉPARTEMENT HYDRAULIQUE
 PROJET DE FIN D'ÉTUDES
 ÉTUDE DE RÉALISATION D'UN
 BARRAGE VOÛTE AU SITE
 DE TÏCHI-HAF

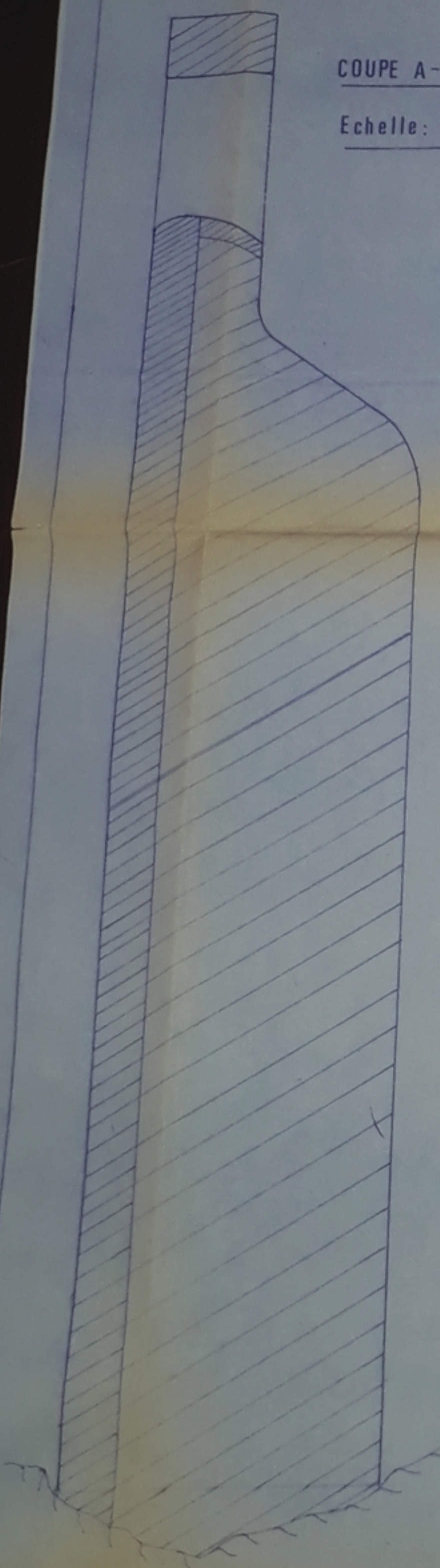
BARRAGE		VOÛTE	
Étudié Par	Meziani Ouassila	<i>ch</i>	Planche n°2 Ech 1/500
	Bellazoug Salim	<i>Salim</i>	
Dessiné Par	Mouloudi Y.	<i>1/2</i>	

PH002/89

ELEVATION AVALE



PROFIL TYPE



COUPE A-A

Echelle: 1/100



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



Département Hydraulique

Projet de fin d'études

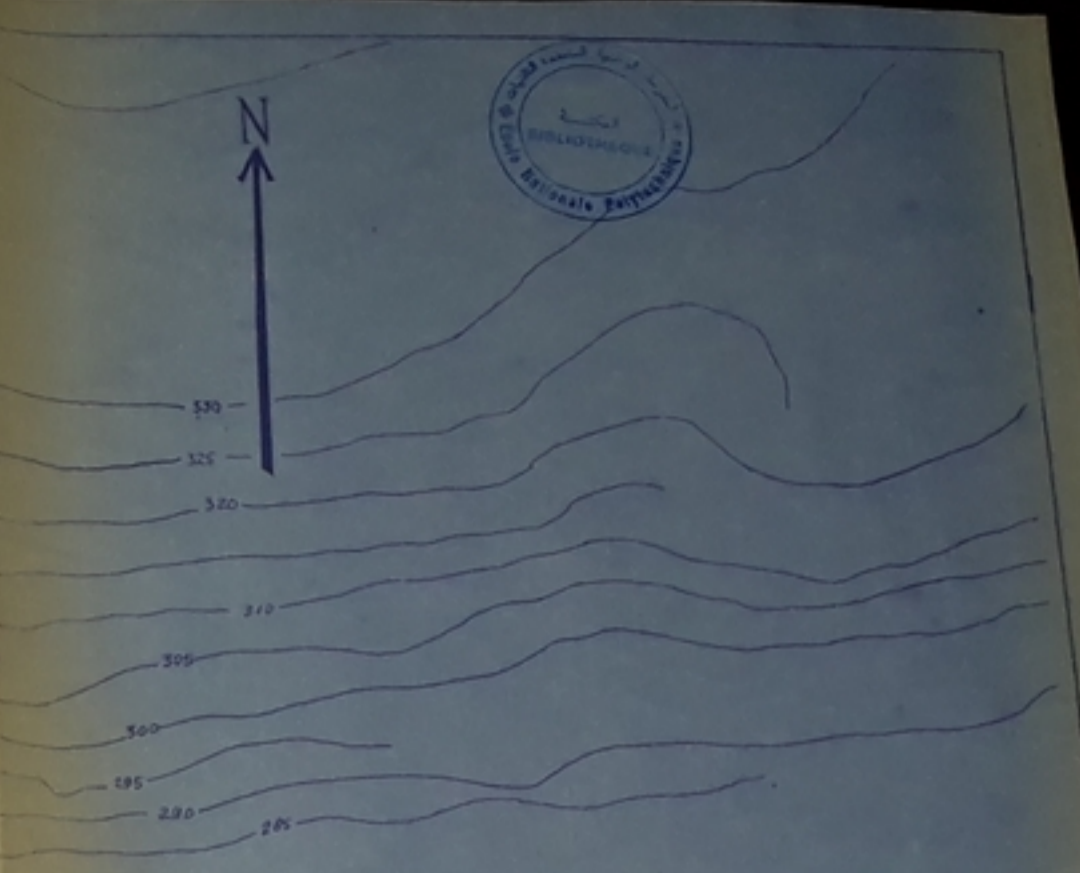
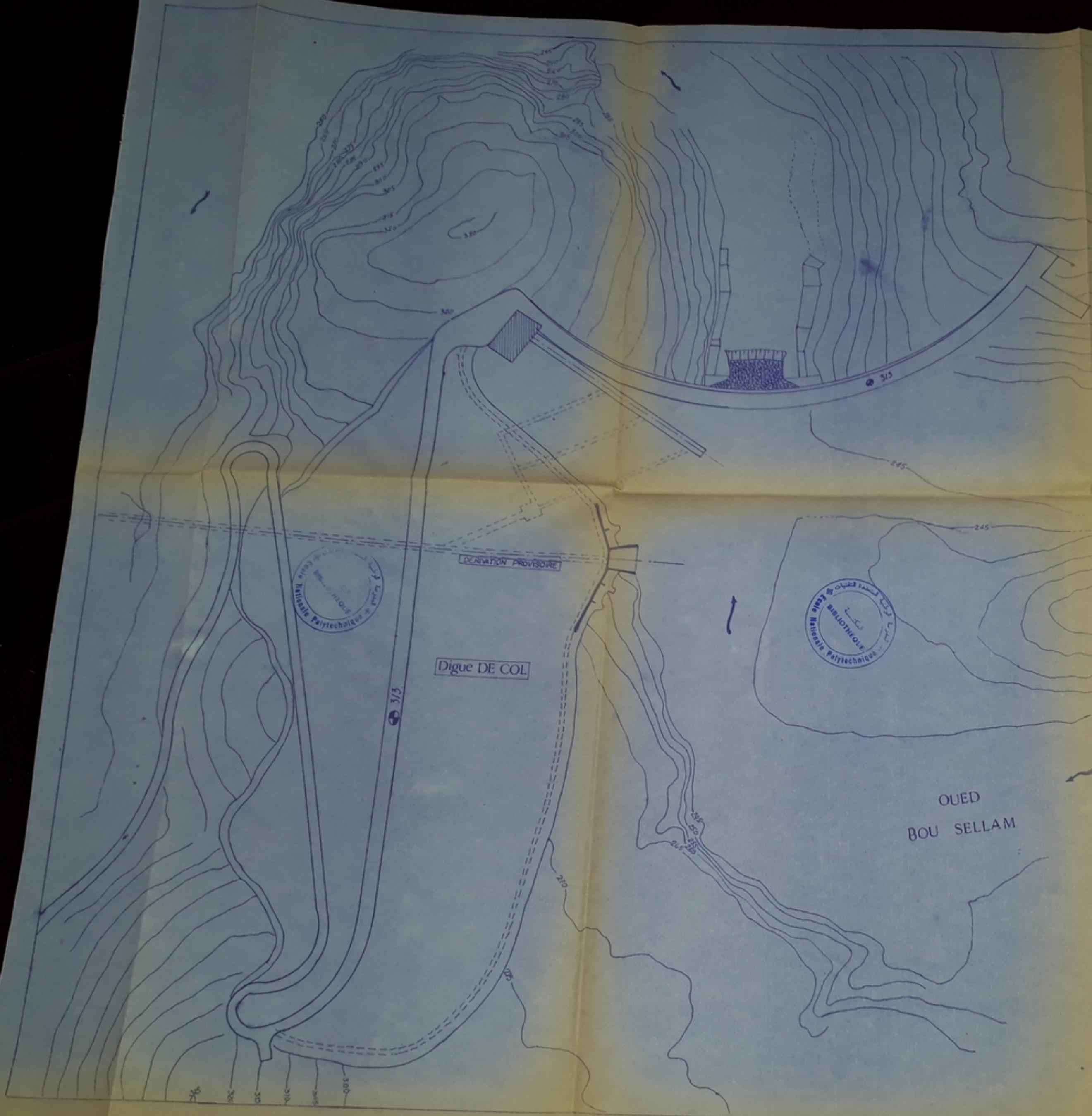
Etude de la réalisation d'un barrage voûte au site de TICHI-HAF (wilaya de Bejaia)

BARRAGE VOUTE

ELEVATION AVALE ET PROFIL TYPE

étudiants	O. MEZIANI <i>meziani</i>	PLANCHE n°3
	S. BELLAZOUG <i>bellazoug</i>	
promoteur	Y. MOULOUDI <i>ouloudi</i>	ECH 1/1000

PROMOTION JUIN 1989

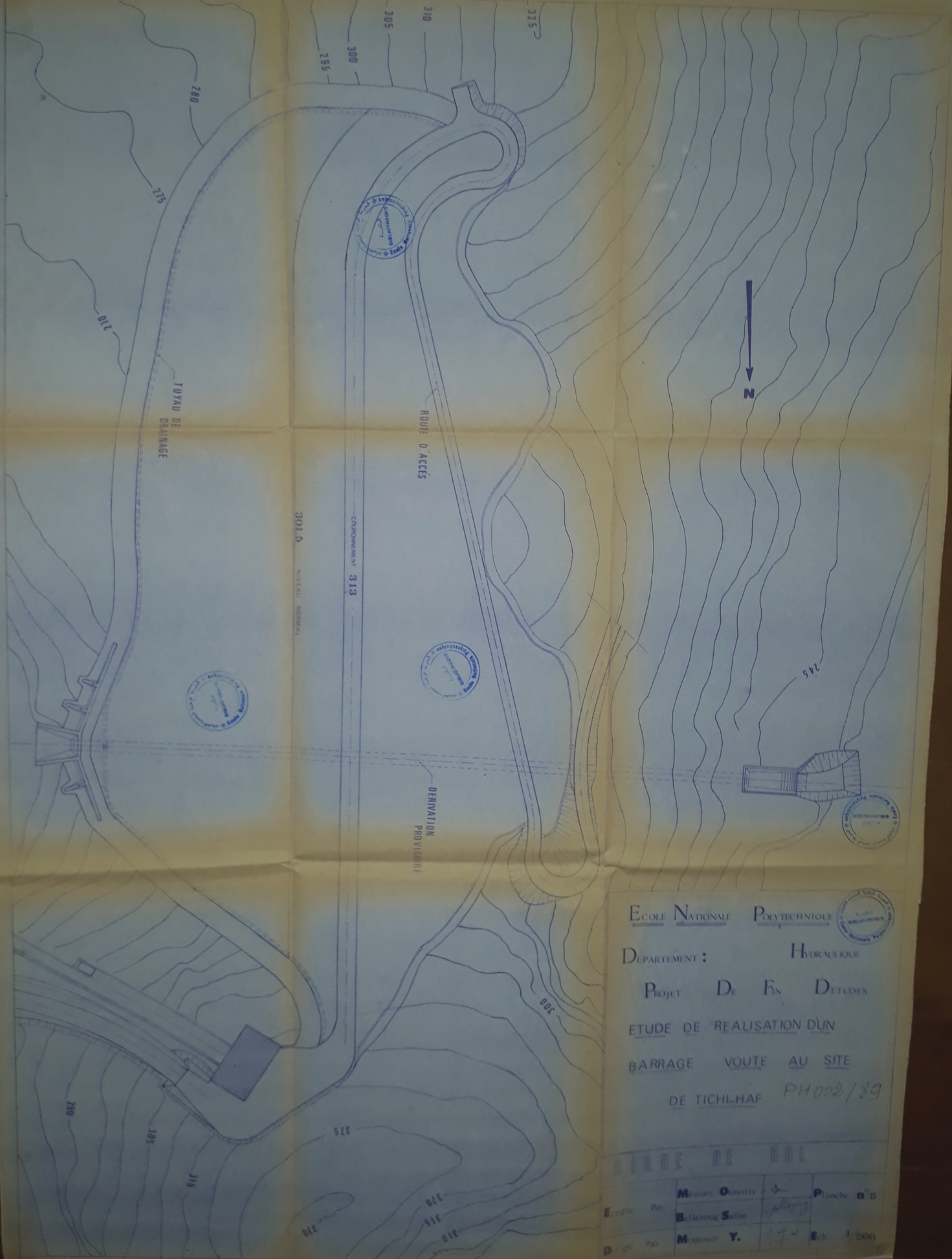


PH002/89

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 DEPARTEMENT : HYDRAULIQUE
 PROJET DE FIN D'ETUDES
 ETUDE DE RÉALISATION D'UN
 BARRAGE VOÛTE AU
 SITE DE TICHI-HAF

SITUATION DE L'AMENAGEMENT

ETUDIE PAR	OUASSILA MEZIANI <i>[Signature]</i>	PLANCHE n°4
	SALIM BELLAZOUG <i>[Signature]</i>	
DIRIGE PAR	Y. MOULOUDI <i>[Signature]</i>	ECH 1/1000



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

ETUDE DE REALISATION D'UN

BARRAGE VOUTE AU SITE

DE TICH-LHAF PH002/39

ETUDE DE SOL

Établi Par	M. Oussila	Planche n° 8
Dessiné Par	B. Salim	
Approuvé Par	M. Y.	Ech. 1/500



AVAL

ROUTE D'ACCES

313

TERRAIN NATUREL

A

GALERIE DE DERIVATION

A

220 m

COUPE LONGITUDINALE

NNR. 301.5

AMONT

NMR. 262

OUED

242

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



DEPARTEMENT :

HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

ETUDE DE REALISATION D'UN

BARRAGE VOÛTE AU SITE

DE TICH-HAF

PH 002/89

DERIVATION PROVISOIRE

TUYAU D'ADDITION



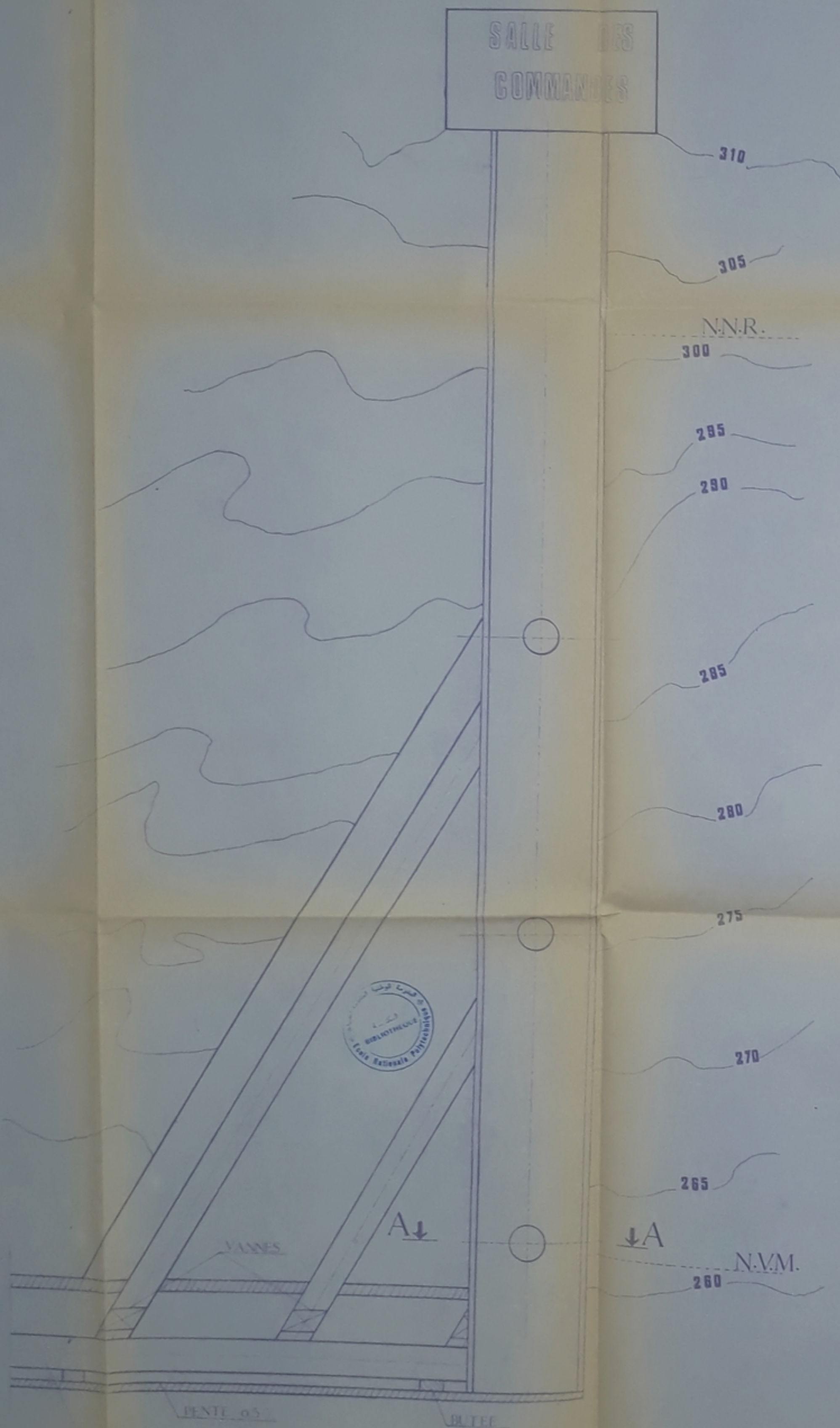
COUPE A-A 1/50



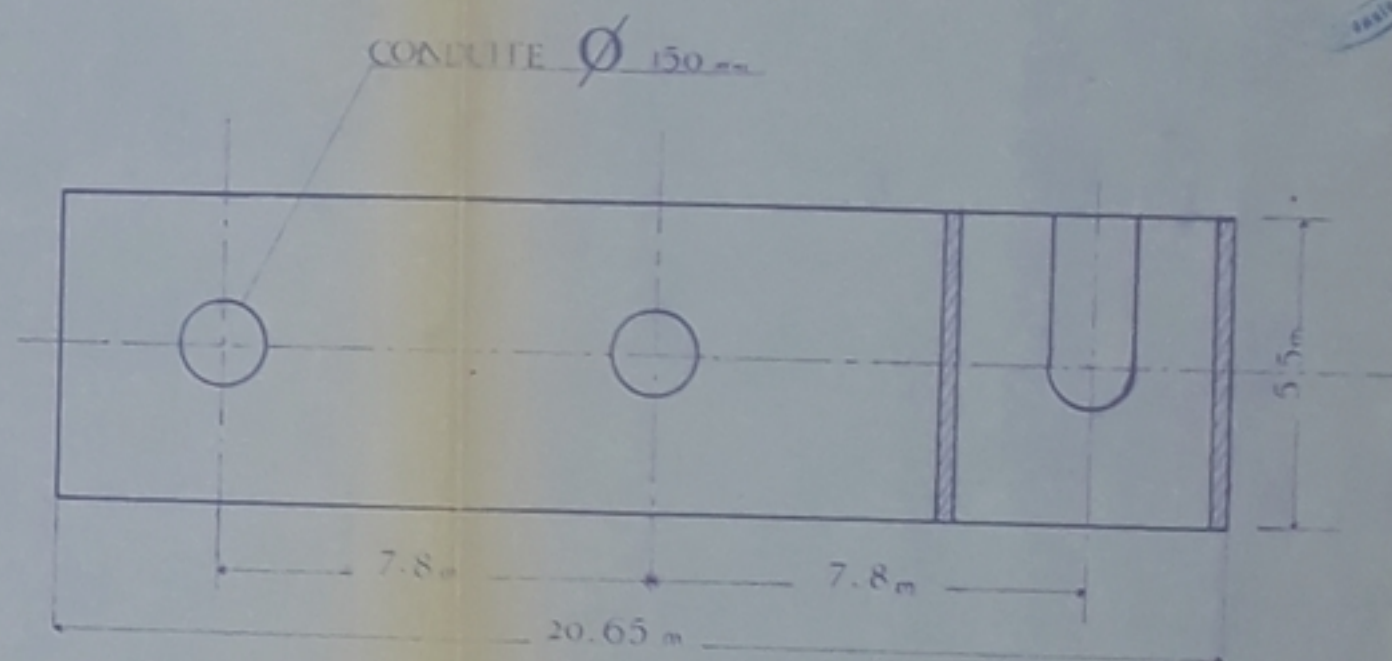
Etudie Par	Meziani Ouassila	<i>[Signature]</i>	Planche n°6
	Bellazoug Salim	<i>[Signature]</i>	
Dirige Par	Mouloudi Y.	<i>[Signature]</i>	Ech 1/500

Coupe Transversale De La

Tour De Prise D'eau



COUPE A-A



ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ÉTUDES

ÉTUDE DE RÉALISATION D'UN

BARRAGE VOÛTE AU SITE

DE TICHI-HAF

PH002/89

Tour De Prise D'eau

Étudié Par	Meziani Ouassila	Planche n° 7
	Bellazoug Salim	
Dirigé Par	Mouloudi Y.	Ech 1/100

