



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

ETUDE DE FAISABILITE

D'UN BARRAGE

SUR L'OUED BERKECH

(WILAYA DE SIDI - BEL - ABBES)

Proposé par :

SETHYAL

Etudié par :

RAFILIBERA Jean Claude

RAKOTOMAVO Hugues Alain

Dirigé par :

M L. H. LEANG

PROMOTION : JUIN 1985

Département: GENIE HYDRAULIQUE

Promoteur MM. LEANG L.H. - BAHIDJ

Elèves Ingénieurs RAKOTOMAVO Hugues Alain
RAFILIBERA Jean Claude

وزارة التعليم العالي
المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
مصلحة الري
موجه السيد ليونق والسيد بهيج
تلميذ مهندس ركتوماقوهيق آلان
- رافيليبيرا جان كلود -

- الموضوع: دراسة تصميم لإنشاء سد بواد بركاش

- الملخص: هدف مشروعنا هو سقي أراضي منطقة سیدی بلعباس بكمية كافية من الماء. فنحن نختصر هذا المشروع عن الدراسة الهيدرولوجية للقاعدة والتنظيم والاستقرار والحسابات الهيدروميكانيكية للمنشآت الثانوية، والشه المطوب للبحر من خواص السد التي تم الحصول عليها حسب المعطيات الأساسية والدراسة هي: السد، الارتفاع 30 م، الطول 550 م، حجم كمية الماء 7 كم³ التصريف الذي يسبب الفيضان في كل ألف سنة 470 م³/ثا، طول الخزان 1.7 كم، 1.5 كم. النتائج التي حصلنا عليها حسب دراستنا ليست نهائية، الإنشاء يتطلب مزيد من عمق.

Sujet: ETUDE DE FAISABILITE D'UN BARRAGE SUR L'OUED BERKECH

Résumé: Le but de notre étude est de satisfaire le besoin en eau pour l'irrigation de la région de Sidi-Bel-Abbès. Notre projet se limite sur l'étude Hydrologique du site, Régularisation, Optimisation, Stabilité, Calcul hydrotechnique des ouvrages annexes, coût-estimation des ouvrages. Les caractéristiques du barrage sont obtenus d'après les données de base et études:

- Barrage: $H_b = 30$ m $L = 550$ m
- Capacité: 7 Hm^3
- Débit des crues millénaires: $470 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur du Fetch: 1.7 km, 1.5 km

Nous tenons à signaler que les résultats apportés d'après nos calculs ne sont pas définitifs. La réalisation nécessite une connaissance beaucoup plus approfondie.

Subject: STUDY OF THE POSSIBILITY OF MAKING A DAM ON OUED BERKECH

Abstract: The object of our study is to satisfy the need of water for the irrigation of the Sidi-Bel-Abbès region. Our project is limited to the hydraulic study of the site, Regularization, Optimisation, Stability, hydrotechnic calculation of structures, cost and studies:

- Dam: Height (H_b) = 30 m $L = 550$ m
- Capacity: 7 Hm^3
- Discharge and accumulated floodings: $470 \text{ m}^3/\text{s}$
- Fetch's length: 1.7 km 1.5 km

We wish to point out that the results recorded according to our calculation are not final. The realisation asks for a thorough knowledge.

Merci !

Nous tenons à exprimer nos remerciements envers tous ceux qui de près ou de loin , ont contribué à la pleine élaboration de ce projet et tout particulièrement :

- MM. L.H. LEANG - BAHIDJ pour leur efficace encadrement.
- Le corps enseignant de l'Ecole Nationale Polytechnique d'Alger pour l'ensemble de notre formation.
- M. KACIMI Directeur de la SETHYAL (Société d'Etude Hydraulique d'Alger) pour l'apport inestimable de documentation émanant de son service.
- M. A. BOUSQUET Adjoint Directeur des Etudes chargé des Relations Extérieures de l'Ecole Nationale Supérieure d'Electronique d'Electrotechnique d'Informatique et d'Hydraulique de Toulouse (E.N.S.E.E.I.H.T) pour l'appui considérable qu'il a daigné nous accorder.



T A B L E D E S M A T I E R E S

	Page
INTRODUCTION	i
CHAPITRE . I - DESCRIPTION DU PROJET	1
I.1. BUT ET NATURE DU PROJET	1
I.2. PRINCIPALES CARACTERISTIQUES DU BARRAGE DE BERKECH	2
CHAPITRE . II - ETUDE GEOLOGIQUE DU SITE	3
II.1. BUT DE L'ETUDE	3
II.2. ETUDE ET RECONNAISSANCES REALISEES SUR LE SITE	3
II.2.1. Topographiques	3
II.2.2. Reconnaissances géologiques et géotechniques	3
II.2.3. Structure	5
II.2.4. Séismicité	5
II.2.5. Perméabilité	7
II.2.6. Stabilité " cuvette "	7
II.2.7. Stabilité " barrage "	7
II.2.8. Observation de la nappe phréatique	8
II.3. OUVRAGES ANNEXES	8
II.3.1. Evacuateur de crues	8
II.3.2. Galerie de dérivation	8
II.4. MATERIAUX DE CONSTRUCTION	8
CHAPITRE . III - ETUDE HYDROLOGIQUE	9
III.1. INTRODUCTION	9
III.2.. CARACTERISTIQUES PHYSICO-GEOGRAPHIQUE	11
III.3. TEMPS DE CONCENTRATION	12
III.4. CLIMAT PRECIPITATION	12
III.4.1. Température	12
III.4.2. Evaporation	14
III.4.3. Précipitation	14
III.4.3.1. Pluie annuelle moyenne	14
III.4.3.2. Pluies moyennes annuelles	16

T A B L E D E S M A T I E R E S

III.4.3.3. Pluies maximales journalières	16
III.4.3.4. Pluies de courte durée	17
III.5. ETUDE HYDROLOGIQUE DU REGIME DE L'OUED DE BERKECH	18
III.5.1. Apport annuel	18
III.5.2. Variabilité de l'apport annuel	22
III.5.3. Répartition statistique des apports annuels	23
III.5.4. Répartition mensuelle des apports	24
III.6. DEBITS DE POINTE , HYDROGRAMMES	24
III.7. TRANSPORT SOLIDE	33
CHAPITRE . IV -	
IV.1. REGULARISATION	35
IV.2. LAMINAGE	43
IV.3. REVANCHE	49
IV.4. OPTIMISATION	51
CHAPITRE . V - ALTERNATIVES CHOISIES	
V.1. GENERALITES	53
V.2. CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DE LA FONDATION ET DES MATERIAUX DE CONSTRUCTION ET SEISMQUES	53
V.3. LARGEUR DE LA CRETE DU BARRAGE	54
V.4. LONGUEUR EN CRETE DU BARRAGE	55
V.5. PENTES DES TALUS DE LA DIGUE	55
V.6. PROTECTION DES TALUS	55
V.7. BATARDEAUX ET DERIVATION DE L'OUED	55
V.8. LE NOYAU	57
V.9. LE PRISME DE DRAINAGE	57
V.10. FILTRES	58
CHAPITRE . VI - INFILTRATIONS ET DANGER DE RENARD	
VI.1. GENERALITES	60
VI.2. DETERMINATION DE LA LIGNE DE SATURATION A L'AIDE DE LA METHODE DE KOZENY	60
VI.3. CALCUL DES FUTES A TRAVERS LE BARRAGE	64

T A B L E D E S M A T I E R E S

VI.4. VOILE D'ETANCHEITE	65
CHAPITRE . VII - ETUDE DE LA STABILITE DU BARRAGE	66
VII.1. METHODE DE CALCUL	66
VII.2. DETERMINATION DU CENTRE DE CERCLE DE GLISSEMENT	72
VII.3. SOLLICITATIONS DUES AUX SEISMES	74
VII.4. CAS LES PLUS FAVORABLES A ENVISAGER POUR LE CALCUL DE LA STABILITE D'UN BARRAGE EN TERRE	76
CHAPITRE . VIII - OUVRAGES ANNEXES	93
VIII.1. LA DERIVATION PROVISoire	93
VIII.2. EVACUATEUR DE CRUES	98
VIII.2.1. Caractéristiques et calculs	98
VIII.3. VIDANGE ET PRISE D'EAU	108
VIII.3.1. La vidange de fond	108
VIII.3.2. La prise d'eau	109
COUT DES OUVRAGES	111
ANNEXE	114

INTRODUCTION

Depuis l'antiquité déjà , l'existence des retenues (Barrage , Digue , ect ...) s'avère propice pour l'humanité. De nos jours , on cherche à améliorer certaines techniques afin de maîtriser la matière d'une façon idéale , et avec conviction peut-être ?

La Société d'Etude Hydraulique d'Alger (SETHYAL) nous a proposé de faire l'étude de FAISABILITE d'une retenue , qui se trouve dans la wilaya de SIDI-BEL-ABBES. Des rapports tels que Hydrologiques , Géologiques nous ont été remis. Notre étude est axée surtout sur la partie hydrologique , géologique du site et la conception hydrotechnique c'est-à-dire , barrage avec ses ouvrages annexes. A souligner aussi que cette étude contribue dans le cadre de notre formation , et nous donne ainsi une aperçue de la vie active future. Toutefois , nous daignons à attirer l'attention que ce projet d'étude ne constitue pas le grand axe de la réalisation.

CHAPITRE I DESCRIPTION DU PROJET

I-1-. BUT ET NATURE DU PROJET

La demande en eau , pour l'irrigation de la région de Sidi-Bel-Abbes , impose de procéder la création d'une retenue qui servira à satisfaire les besoins en eau de toute la région.

D'après une constatation faite , une grande partie du ruissellement du bassin se perd chaque année dans la mer pendant les crues non contrôlées d'hiver , sans être utilisée. Il est donc nécessaire de construire un barrage d'emmagasinement qui permettrait de lâcher l'eau régularisée pendant toute l'année , et particulièrement , pendant les mois de sécheresse de l'été pour l'irrigation.

Le site de Berkech , qui est tout proche en aval de la confluence de deux Oueds (Berkech , Delliz) , conviendrait du point de vue topographique et géologique à la construction d'un barrage en remblai , et des matériaux de construction que l'on trouve en abondance sur place.

Le barrage proposé , objet de la présente étude contrôlerait les sept millions de mètre cubes (7 Hm³) d'eau qui s'écoulent dans le bassin de Berkech. Une retenue avec un volume de stockage totale de 10 Hm³ fournirait un approvisionnement régularisé et garanti d'au moins 6 Hm³ chaque année.

A l'exception de quelques kilomètres de route qu'il faudra dévier , la vallée ne comporte pas d'autres constructions qui seraient inondées par la création d'une retenue sur ce site.

I-2-. PRINCIPALES CARACTERISTIQUES DU BARRAGE DE BERKECH

<u>OUED BERKECH-DELLIZ</u> Superficie du bassin versant : Débit annuel moyen :	106 km ² -
<u>BARRAGE</u> Côte de la crête du barrage : Largeur en crête : Longueur en crête : Type de barrage : Volume du remblai :	292.59 m 9.00 m 550.00 m Digue en terre -
<u>EVACUATEURS</u> Capacité nominale : Type : Côte du seuil de l'évacuateur	470 m ³ / s Crête deversante 288.20 m
<u>RETENUE</u> Capacité de la retenue à la côte : (288.20 m) Volume de la tranche utile : Volume de la tranche morte au-dessus de la côte (280.30 m) : Débit annuel régularisé au barrage :	7.40 H m ³ 6.00 H m ³ 3.15 Hm ³ 5.51 Hm ³
<u>DECHARGE D'IRRIGATION ET VIDANGE</u> Côte de la décharge principale en rivière : Capacité de vidange (reservoir plein) :	259.00 m -
<u>COUT DU BARRAGE ET DES OUVRAGES ANNEXES</u> Construction estimée en dinards :	214766635

CHAPITRE II ETUDE GEOLOGIQUE DU SITE

II-1-. BUT DE L'ETUDE

L'étude géologique nous ramène des éléments importants pour bien déterminer le type de barrage à adopter. Le procédé nécessite alors des sondages , essais (LUGEON) sur les lieux.

Ces analyses nous permettent de connaître les caractéristiques géologiques principales , ainsi que la perméabilité de fondation , de la cuvette , la stabilité des sols , et d'aboutir aux zones d'emprunt. Mais nous ne pouvons pas oublier le facteur économique qui joue un rôle très important , il est souvent le dernier qui impose à prendre la décision définitive sur le choix du type de barrage à adopter.

Dans notre rapport géologique , nous daignons à signaler que les données de bases nous ont été fournies par la SETHYAL (Société d'Etude Hydraulique d'Alger)

II-2-. ETUDE ET RECONNAISSANCES REALISEES SUR LE SITE

II-2-1-. Topographiques :

La SETHYAL a réalisé deux études topographiques sur l'Oued Berkech concernant :

- un levé topographique de la cuvette à l'échelle de 1/5000 rattaché au système N.G.A
- un levé topographique du site à l'échelle de 1/1000 rattaché au système N.G.A

II-2-2-. Reconnaisances géologiques et géotechniques :

Une campagne de sondages mécaniques , trois sondages carottés totalisant 135,00 m , a été entrepris par le L N T P B d'Oran.

Des essais de perméabilité in-situ (LUGEON) ont été également assurés par le L N T P B d'ORAN.

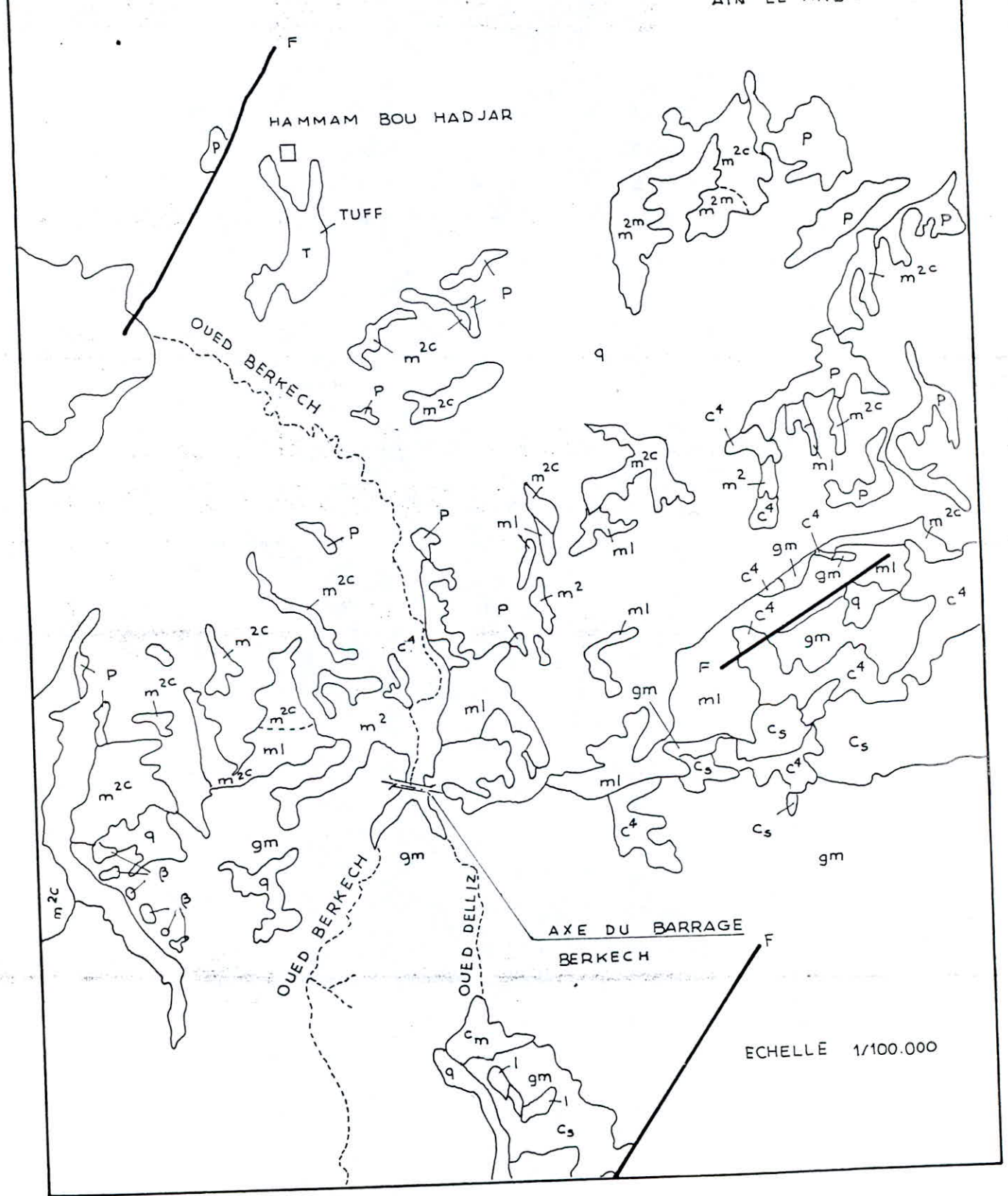
Les résultats de ces essais ont été interprétés par la SETHYAL.

Une campagne de mesures géotechniques effectuées sur 33 échantillons remaniés , prélevés dans les fouilles , l'échantillon de roche , l'échantillon de sable de TERGA.

CARTE GEOLOGIQUE

Figure N° 1

□
AIN EL ARBA



Deux échantillons de l'eau , essais de laboratoire réalisés par le L N T P B d'ORAN et L N T P B Antenne de Tlemcène.

En définitive , les reconnaissances sur le terrain ont permis de dresser les cartes et des coupes géologiques.

II-2-3-. Structure :

L'orientation des formations allochtone , oligo-miocène repoussées vers le Nord , peut être observée dans le milieu étudié.

L'axe anticlinal est installé sur la direction N-O/S-E d'une distance Sud de 350.00 m , de celui du barrage autour duquel les couches sont orientées vers le Nord à une pente de 30° environ.

Enfin certaines failles plus ou moins parallèles aux pliés existants peuvent aussi y être visualisées , dont la principale se situe juste en aval du barrage. Les diverses failles secondaires , et peu importants se trouvent dans le réservoir.

II-2-4-. Séismicité

Des cartes d'isoaccélération d'un modèle bayésien sont établies avec les périodes de 1000 , 500 et 100 ans.

Des études sismologiques expérimentales , historiques et géologiques ont permis de dresser ces cartes , dont nous allons présenter une qui précise la zone sismique de notre site.

La carte nous montre que le site du barrage se situe dans la zone VI . Les résultats des observations ont mentionnés le degrés des intensités maximales ressenties. (Echelle macrosismique internationale).

Voir carte des zones sismiques (C T C 1981).

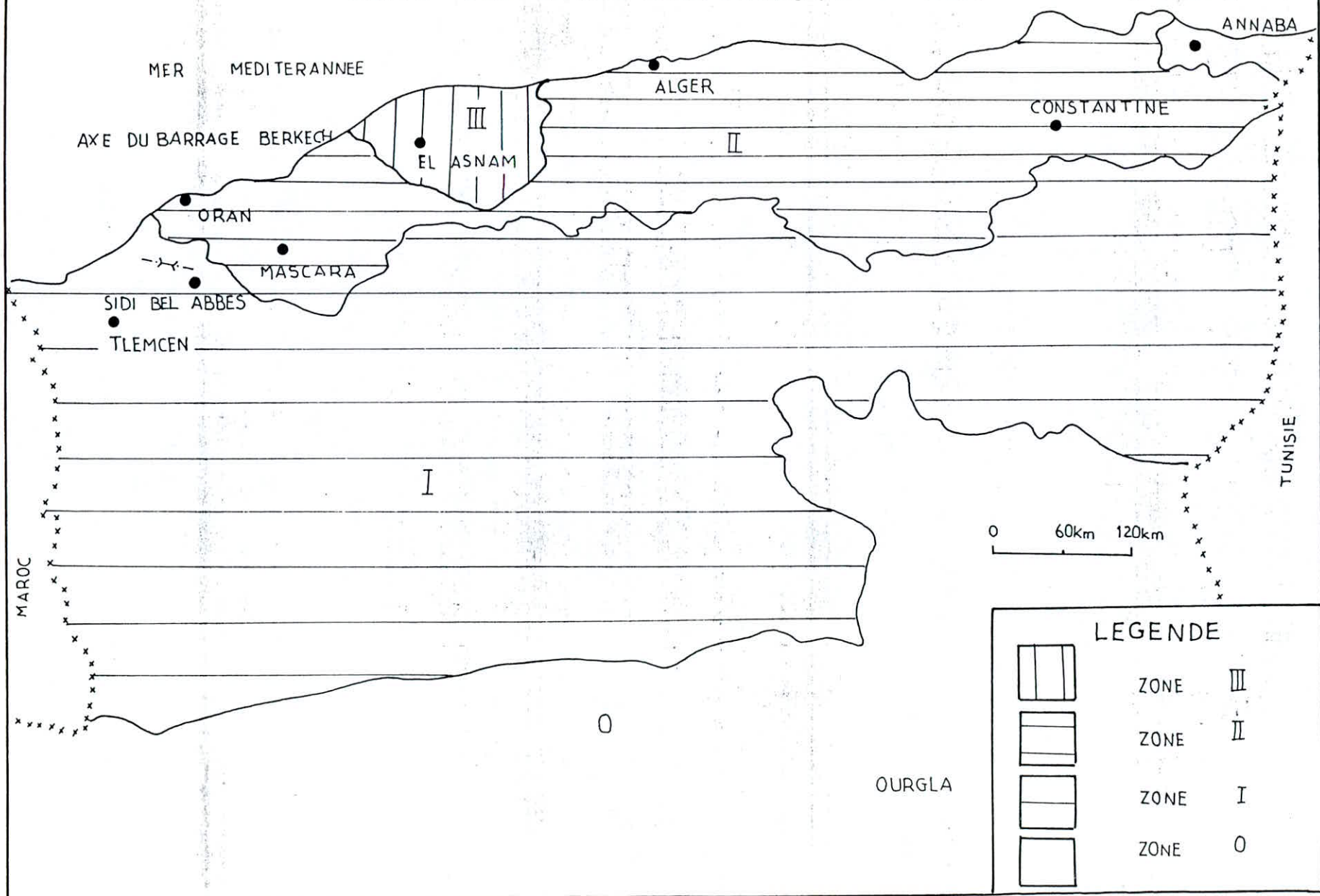
Le département d'observation de physique du globe , service sismologique a publié en 1978 " La carte des intensités maximum observées de 1716 à 1975 " .

Sur l'échelle de MERCALLI modifiée , le degrés VI correspond à des degrés assez importants pour des constructions ordinaires , et des dégats négligeables dans les bâtiments bien conçus et bien construits.

En définitive , différentes méthodes sont utilisées et la valeur retenue est de 0.15 à 0.20 g. Pour les effets d'accélération sismique horizontale nous prendrons a = 0.15

CARTE DES ZONES SEISMIQUES (CTC 1981)

Figure N° 2



II-2-5-. Perméabilité : " Cuvette barrage "

On a réalisé systématiquement dans les sondages des essais LUGEON ce qui a pour but de déterminer la perméabilité des terrains de fondation et de la cuvette.

Des essais LUGEON ont été exécutés sur les lieux et généralement par passe de 5 m .

Dans notre rapport nous nous contenterons de transmettre les résultats finals des analyses :

- Aucune amélioration ne sera envisagé dans la cuvette , il n'y a pas de probabilité de fuite vers les bassins voisins.

- La réalisation d'un rideau d'injection d'une procédure de 10.00 et 15.00 m à l'axe de barrage sera nécessaire vu les résultats apportés par les sondages.

II-2-6-. Stabilité : " cuvette "

Les masses glissées lors des glissements avec les couronnes sur l'affluent de l'Oued Berkech , ne peuvent plus être observées telles qu'elles sont déjà emportées par des écoulements.

On peut dire en résumé que les glissements anciens sont actuellement en état stable. Le glissement superficiel observé sur la rive gauche n'indique aucun danger. (Voir carte géologique de la cuvette)

II-2-7-. Stabilité : " barrage "

Sur le site , les zones graduellement variées de calcaires et de conglomérats etc... ne présentent aucun problème du point de vue stabilité. Dans un tel sol , un barrage en terre , enrochement ou bien mixte en terre peut être projeté sans aucun problème spécial.

En rive gauche , le glissement superficiel constitué par des colluvions sur la roche mère , ne présente aucun danger , parce qu'il sera éliminé pendant l'exécution de l'excavation , bien qu'il soit à l'intérieur de la digue.

Il est recommandé , concernant la stabilité que la zone de colluvion et d'éboulis , en rive gauche et en rive droite respectivement 2.00 m et 9.00 m de profondeur soit éliminés , sous la digue.

De plus , sur l'alluvion , la zone constituée par les argileux sableux qui ont une épaisseur de 5.60 m sera aussi excavée dans le même endroit.

II-2-8-. Observation de la nappe phréatique

Plusieurs observations concernant la nappe phréatique ont été effectuées pendant les sondages. Sur la rive droite et rive gauche en particulier, une longue et minutieuse exploration a été entreprise. Les résultats recueillis ne sont pas satisfaisants pour préciser exactement le niveau de la nappe ; en définitive on a jugé que cette dernière se situe à la côte 276.86 m et en plus, elle est alimentée par les eaux superficielles.

Dans la zone du thalweg, une série d'observation nous amène à prendre la conclusion que les eaux souterraines communiquent avec le cours superficiel de l'Oued, et celui-ci alimente le sous-sol en eau.

II-3-. OUVRAGES ANNEXES

II-3-1-. Évacuateur de crue : " En tranché à ciel ouvert "

D'après les caractéristiques géotopographiques, il doit être aménagé sur la rive gauche. Le seuil du déversoir du bassin de restitution des éléments constitutants reposeront sur les grès, calcaires marneux et calcaires. Des détails concernant l'évacuateur de crue seront exposés après.

II-3-2-. Galerie de dérivation :

La réalisation d'une galerie de dérivation à ciel ouvert s'avère propice, vu les conditions topographiques favorables, cela nous conduit à éliminer l'aménagement d'un tunnel, cette solution est économique d'où avantageuse.

L'intersection du thalweg avec la rive droite est favorable pour la projection de la galerie.

Une excavation de 9.00 m de profondeur est estimée, ce qui nous dicte que la galerie sera fondée sous le calcaire marneux, grés-bleuté alors le problème d'éblois est écarté.

II-4-. MATERIAUX DE CONSTRUCTION

Les rapports géologiques nous précisent deux zones d'emprunt, ces dernières ne sont pas loin du barrage à projeter. Elles se trouvent entre 100 à 400 m environ de l'axe du barrage. Les caractéristiques au point de vue granulométrie (cohésion, angle de frottement, etc...) remplissent les conditions nécessaires exigées pour la construction d'un barrage en terre. En conclusion on peut dire que l'apport en matériaux hétérogènes ne pose pas de problème.

CHAPITRE III ETUDE HYDROLOGIQUE

III-1-. INTRODUCTION

Le but du présent résumé hydrologique est de fournir des données de base pour une étude de faisabilité d'un barrage dont la construction est prévue sur l'Oued Berkech (voir fig.1).La superficie du bassin versant est de 106 km².

Le site du barrage à étudier se trouve à une distance de 11.5 km de HAMMA BOU-HADJAR ; à 100 m en aval du confluent de l'oued berkech et de l'Oued Delliz , l'accès est aisé par piste.

Une étude hydrologique a été réalisée par le S.EP.HY.AL pour le bassin versant de l'Oued Berkech dont une partie est acceptable et pour la détermination des crues nous avons effectué un calcul supplémentaire.

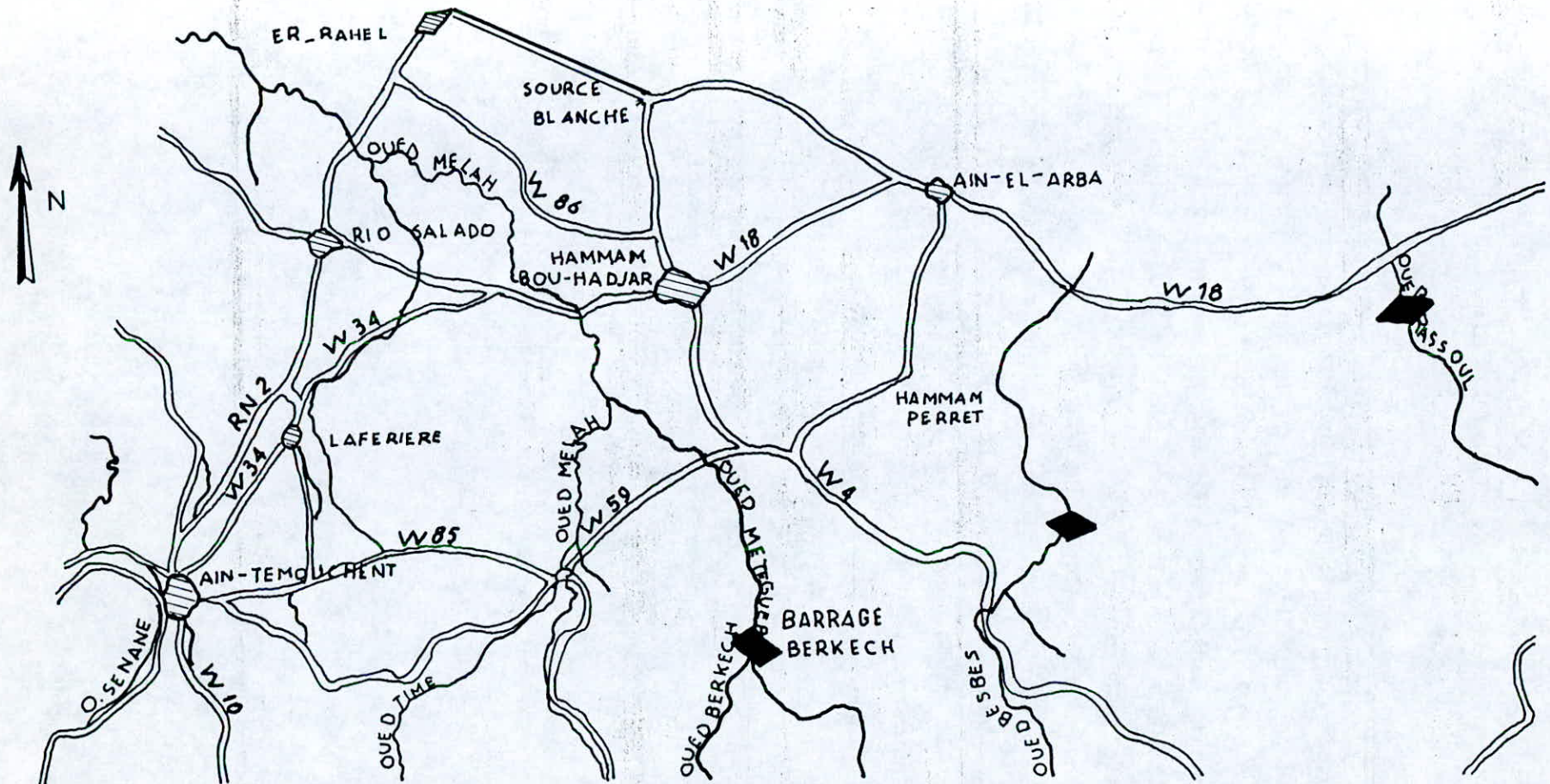
Par la suite nous présentons les caractéristiques principales du régime hydrologique suivants :

- pluie moyenne annuelle
- répartition des pluies mensuelles
- répartition statistique des pluies de courte durée
- répartition statistique des apports annuels
- répartition des apports mensuels
- hydrogrammes de projet
- températures
- évaporations
- transport solide moyen annuel

PLAN DE SITUATION

figure N° 1

ECHELLE 1/200000



<u>RN2</u>	ROUTE NATIONAL PREVUE
<u>W18</u>	ROUTE SECONDAIRE REVETUE
—	CANAUX D'ALIMENTATION
◆	BARRAGE EN PROJET

III-2- • CARACTERISTIQUES PHYCO-GEOGRAPHIQUE

L'Oued berkech prend naissance sur les pentes des chaines Halfa , Touil Tiri et Kadi aux environs de 200 m d'altitude au-dessus de la mer , descend vers le Nord-Est et se jette enfin dans le lac fermé et salé Sebka de Wahran (graphe n°

Le relief du bassin versant étant montagneux et la couverture végétale est constituée essentiellement par des broussailles et des herbes sauvages. La production agricole régionale est basée essentiellement du blé cultivé et du vigne.

La rive droite vers l'axe du barrage se présente abrupte tandis que celle de gauche a une pente plus ou moins douce en forme de terrasse à gradins.

TABLEAU n° 1

N°	CARACTERISTIQUES	SYMBOLE	UNITE	SITE 3
1	Coordonnée	X	LAMBERT	168.8
		Y	-	225.90
2	Superficie	S	km ²	106
3	ALTITUDE	H _{max}	m	824
		H _{moy}	m	528
		H _{min}	m	260
4	Pente moyenne	I	-	0.019
5	Longueur	L	km	29
6	Densité du drainage	D _d	km/ km ²	1.67
7	Temps de concentration	T _c	heure	6.5

III-3-TEMPS DE CONCENTRATION

D'une façon générale , on appelle le temps de concentration T_c d'un bassin , la durée nécessaire pour que la pluie tombée sur le point (hydrologiquement) le plus éloigné de l'exutoire atteigne celui-ci , pour sa détermination on utilise la formule :

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

où :

T_c : temps de concentration (heure)

S : superficie du bassin versant (km^2)

L : longueur du bassin versant (km)

H : différence de niveau entre la côte moyenne du bassin et son point de sortie qui nous donne :

$$T_c = 6.45 \text{ h}$$

6.5 heures

III-4-CLIMAT PRECIPITATION

Le climat de la région est caractérisé par un été sec et un hiver relativement humide.

4-1-température

Selon les observations des stations climatologiques une relation " altitude-température " a été établie.

(graphe n° "3")

Pour le bassin versant de berkech , la température moyenne a été fixée à

$$T = 16.5 \text{ } ^\circ\text{C}$$

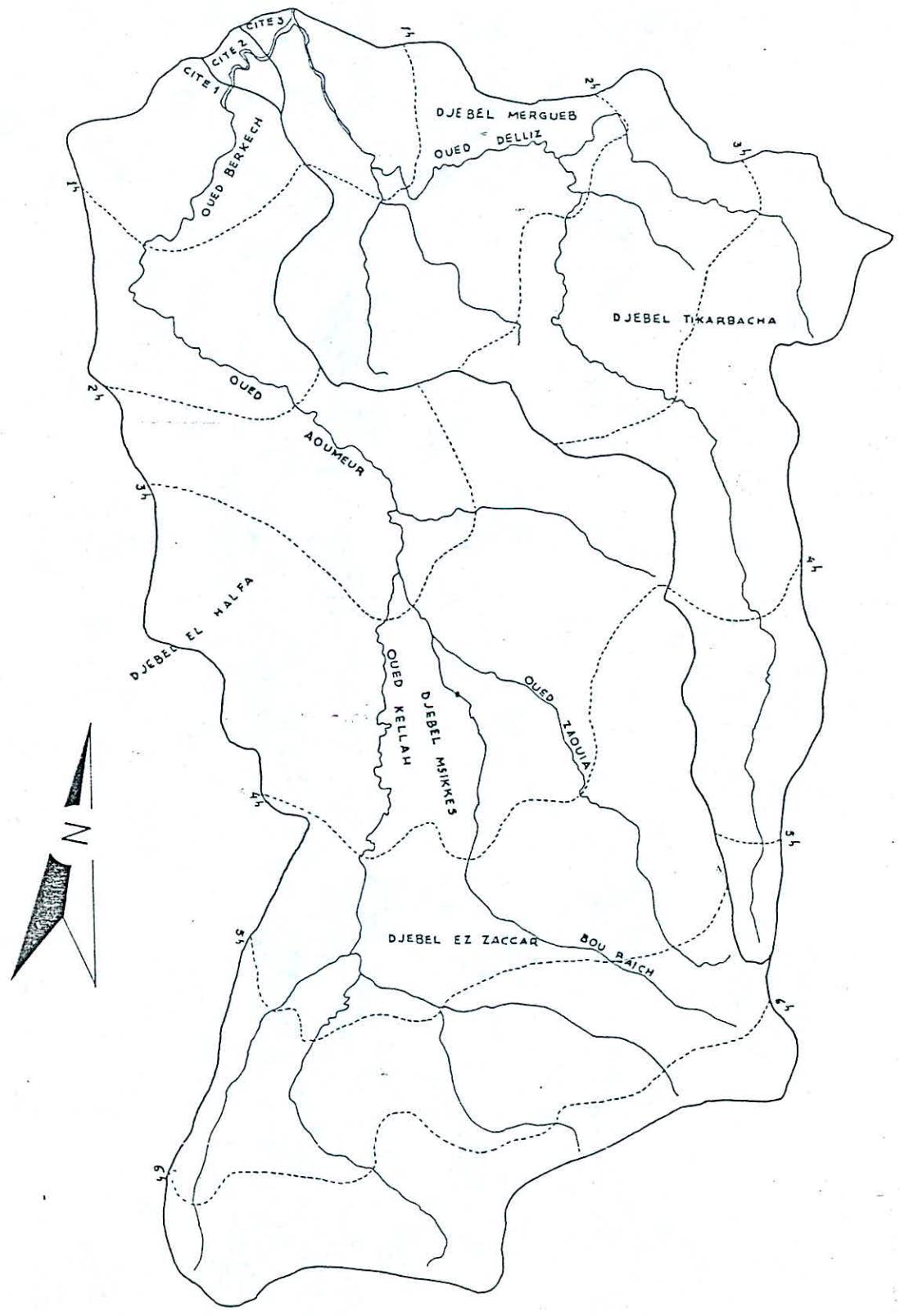
La station météorologique de Sidi-Bel-Abbès représente bien la variation mensuelle des température.

TABLEAU n° 2

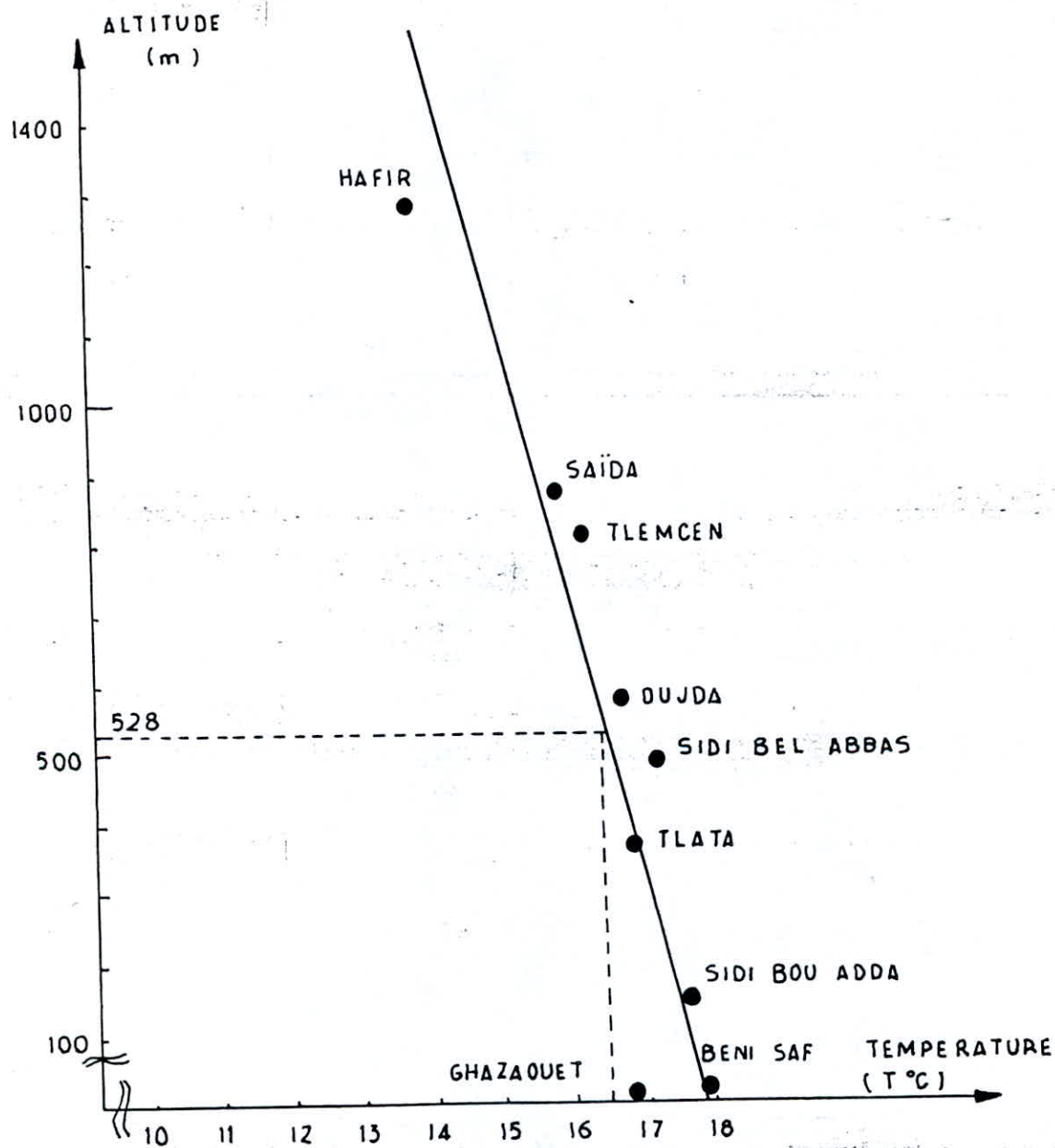
MOIS	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Années
Température moy: $^\circ\text{C}$	8.9	11.1	12.1	15.3	18.2	22.6	26.6	26.8	23.4	18.1	13.3	19.8	17.2

COURBES ISOCHROMES
BASSIN VERSANT DE L'OUED BERKECH

Echelle : 1/50.000



GRAPHE N 3 CORRELATION ENTRE LA TEMPERATURE DAIR ANNUELLE ET L'ALTITUDE DE LA STATION



4-2-. Evaporation

La valeur de l'évaporation superficielle d'eau a été calculée à la base de données des évaporomètres implantés dans les bassins avoisinants.

TABLEAU n° 3

MOIS		S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Années
Evaporation	%	12	7	4	3	3	4	6	7	10	13	16	15	100
	mm	146	85	49	37	37	49	73	85	122	159	195	183	1220

4-3-. Précipitation

4-3-1. Pluie annuelle moyenne

La pluie moyenne annuelle caractéristique dans le bassin a été déterminée selon la courbe " pluie-altitude " , tracée à partir des données pluviométrique de 13 postes climatologiques de la région.

(graphe n° 4)

On utilise deux méthodes de calcul :

- détermination selon l'altitude moyenne du bassin versant
- moyenne pondérée selon des zones de différentes altitudes

$$P_{\text{moy}} = \frac{P_i S_i}{S}$$

P_i = pluie déterminée selon la courbe " pluie-altitude " correspondant à i-ème zone

S_i = superficie de la i-ème zone

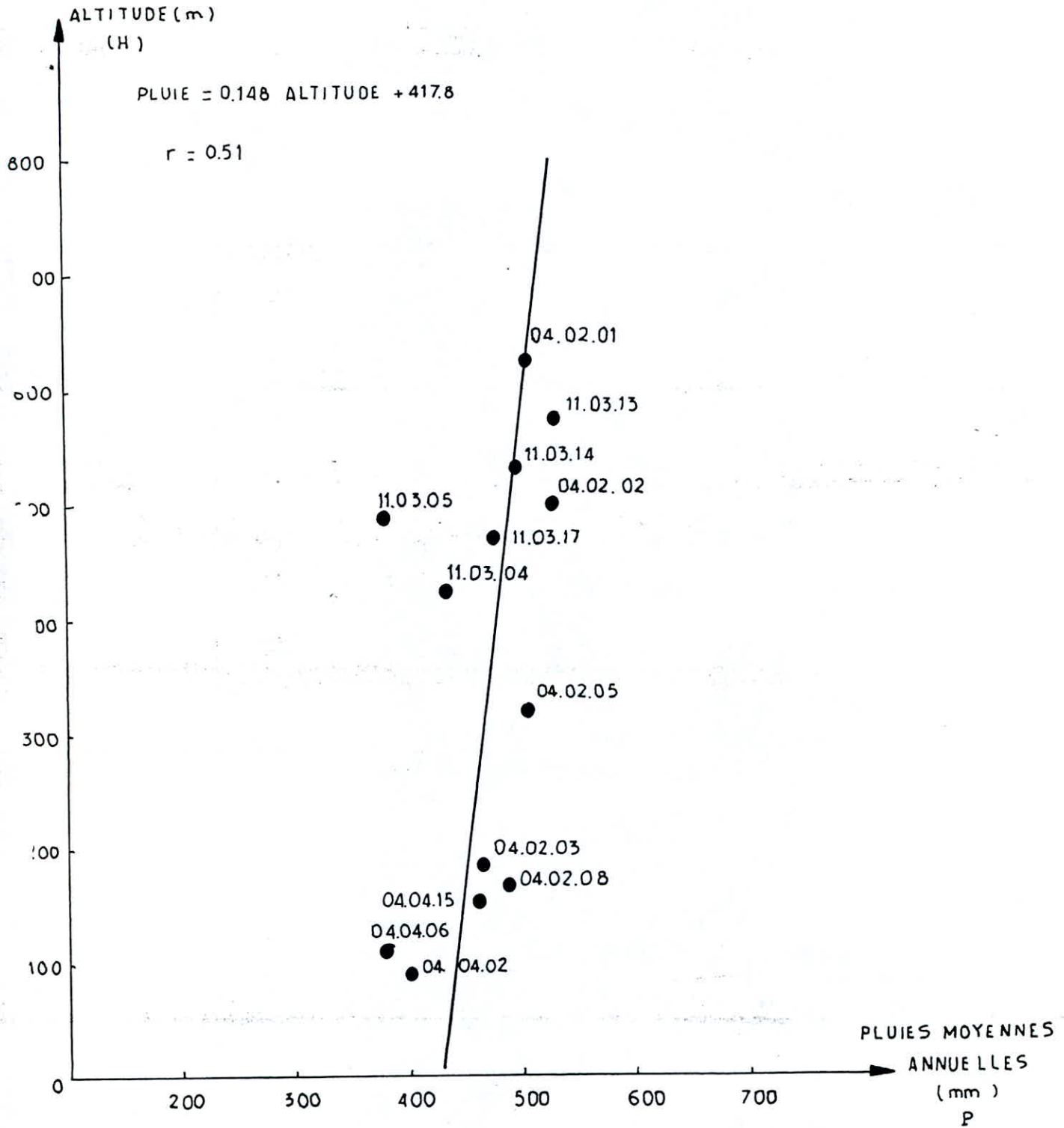
S = superficie totale

Pluviométrie caractéristique du bassin

TABLEAU n° 4

N°	Hauteur de la zone m	précipitation mm	N°	Hauteur de la zone m	Précipitation mm	N°	Hauteur de la zone m	Précipitation mm
1	260 - 300	465	5	450 - 500	488	9	650 - 700	513
2	300 - 350	470	6	500 - 550	492	10	700 - 750	520
3	350 - 400	475	7	550 - 600	500	11	750 - 824	527
4	400 - 450	480	8	600 - 650	508			

GRAPHE N 4 CORRELATION ENTRE LES PRECIPITATIONS ANNUELLES ET L'ALTITUDE DES STATIONS



- pluie moyenne annuelle dans les zones élevées 520 mm
- pluie moyenne d'après la relation " pluie-altitude " 492 mm
- pluie moyenne annuelle calculée d'après :

$$P_{\text{moy}} = \frac{\sum P_i S_i}{S} = 495 \text{ mm}$$

- pluie moyenne annuelle moyennant toutes les stations susmentionnées 467 mm
- pluie moyenne annuelle moyennant les stations d'une distance maximale de 10 km 510 m

	<u>Stations</u>	<u>Modules</u>
04.02 01	AOUBELLIL	510.9
04.02 02	AGNIAL	559.9
04.02 03	OUED BERKECH	472.7
11.03 08	SIDI ALI BOUSSIDI	479.6
11.03 13	TESSALA	528.5

D'où on prend la valeur moyenne annuelle de 510.0 m moyennant les cinq stations.

4-3-2. Pluies moyennes annuelles

La moyenne des répartitions moyennes en % des précipitations des cinq stations ci-dessus a été considérée comme la pluviosité du bassin versant.

TABLEAU n° 5

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Années
Précipitations mm	14.3	51.5	55.6	35.7	76.5	69.3	59.2	52.5	33.2	9.2	1.0	2.0	510
Précipitations %	2.8	10.1	10.9	16.8	15.0	13.6	11.6	10.3	6.5	1.8	0.2	0.4	100

4-3-3. Pluies maximales journalières

Les précipitations statistiques ont été ajustées à la loi de GUMBEL .
Les valeurs maximales journalières des précipitations ont été déterminées selon les données d'observation de la station du Tessala qui a une période d'observation de 44 ans.

TABLEAU N° 7

ANS			30	60	90	120	150	180	210	240	300	390
5	0.20	H	21.39	26.88	30.73	33.80	36.38	38.62	40.64	42.47	45.73	50.02
		I	42.78	26.88	20.49	16.90	14.55	12.87	11.61	10.63	9.15	7.69
10	0.10	H	26.39	33.15	37.90	41.69	44.87	47.65	50.16	52.40	56.41	61.70
		I	52.79	33.15	25.26	20.85	17.96	15.89	14.32	13.11	11.88	9.49
25	0.04	H	31.94	40.14	45.90	50.46	54.31	50.27	60.71	63.44	68.28	74.68
		I	63.88	40.14	30.60	25.23	21.72	19.22	17.34	15.87	13.66	11.49
50	0.02	H	36.38	45.74	52.27	57.48	61.87	65.71	74.30	72.27	77.77	85.07
		I	72.76	45.74	34.86	28.74	24.74	21.90	19.76	18.00	15.55	13.08
100	0.01	H	40.40	50.62	57.87	63.62	68.50	72.73	76.52	79.98	86.08	94.16
		I	80.81	50.62	38.57	31.81	27.40	24.43	21.85	20	17.22	14.49
1000	0.001	H	55.55	69.81	79.83	87.77	94.48	100.34	105.57	110.32	118.76	129.90
		I	111.09	69.81	53.23	43.89	37.80	33.44	30.16	27.58	23.75	19.98

Quantilés de la répartition statistique des pluies maximales journalières

TABLEAU N° 6

Période de retour T (ans)	1000	200	100	20	10	5	4	2	1.33	1.1	1.05	1.01	1.005
Fréquence de probabilité de non-dépassement Pr (%)	99.9	99.5	99	95	90	80	75	50	25	10	5	1	0.5
Fréquence de probabilité de dépassement 1-Pr (%)	0.1	0.5	1	5	10	20	25	50	75	90	95	99	99.5
Précipitations max. journalières mm	200	175	145	110	35	77	70	52	38	25	20	9	3

4-3-4. Pluies de courte durée

Selon la relation de MONTANARI la hauteur de pluie de durée et de fréquence quelconque peut être calculée en fonction de la pluie de 24 heures de même fréquence.

$$P_T(P) = P_{24}(P) \left[\frac{T}{24} \right]^b$$

Où :

$P_T(P)$: hauteur de pluie de durée T et de fréquence P , (mm)

$P_{24}(P)$: hauteur de pluie de 24 h et de fréquence P , (mm)

b : exposant climatique (= 0.33 pour le bassin versant de l'Oued Berkech)

Les résultats du calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

III-5- . ETUDE HYDROLOGIQUE DU REGIME DE L'OUED BERKECH

5-1. Apport annuel

A cause de l'absence des stations hydrométriques , on a utilisé des modèles et formules empiriques sous la forme générale , on a :

$$Q = P - D$$

Où :

Q : apport annuel

P : pluie moyenne annuelle

D : déficit qui englobe toutes les pentes de bilan hydrologique.

Formule de CHAUMONT

$$Y_o = 600 P_o (1 - 10^X)$$

$$X = - 0.36 P_o^2$$

P_o : pluies moyennes annuelles (m)

Y_o : apport moyen annuel (mm)

Formule de COUTAGNE (I)

Qui donne le déficit hydrologique

$$D = P_o - \lambda P_o^2$$

qui est valable dans l'intervalle de

$$\frac{1}{8 \lambda} < P_o < \frac{1}{2 \lambda}$$

avec

$$\lambda = \frac{1}{0.8 + 0.4 T_o}$$

T_o : température moyenne annuelle (°C)

P_o : pluie moyenne annuelle (m)

D : déficit d'écoulement (m)

La hauteur de la lame d'eau écoulée (apport moyen annuel) est :

$$Y_o = P_o - D = P_o - (P_o - \lambda P_o^2) = \lambda P_o^2$$

$$Y_o = (m)$$

Formule de COUTAGNE (II)

$$Y_o = 1.024 (P_o - 0.26)^2$$

P_o : pluies moyennes annuelles (m)

Y_o : apport moyen annuel (m)

Formule de DERY: (II)

$$Y_o = \frac{0.515 P_o^{2.684} D_d^{0.5} S^{0.842}}{S} \times 10^3$$

S : superficie du bassin (km²)

P_o : pluie moyenne annuelle (m)

D_d : densité de drainage

Y_o : apport moyen annuel (mm)

Formule de SAMIE

$$Y_o = P_o^2 (293 - 2.2 S)$$

P_o : pluie moyenne annuelle (m)

S : superficie (km²)

Y_o : apport moyen annuel (m)

Formule de TURC

$$Y_o = P_o - \frac{P_o}{\sqrt{0.9 + \frac{P_o^2}{L^2}}}$$

$$L = 300 + 25 T + 0.05 T^2$$

T : température moyenne annuelle (°C)

L : variable thermique

P_o : pluie moyenne annuelle (mm)

Y_o : apport moyen annuel (mm)

APPORTS moyens annuels calculés par les différents méthodes

TABLEAU n° 8

Modèle	Module mm	Apport $10^6 m^3$
CHAUMONT	59.33	6.24
COUTAGNE I	83.60	8.86
COUTAGNE II	64.00	6.78
DERY	52.07	5.52
SAMIE	70.32	7.45
TURC	77.94	8.26
Valeur retenue	65	6.89

TABLEAU N° 9

Pluie moyenne annuelle (mm)	Module V_o (mm)	Apport moyen W_o ($10^6 m^3$)	Débit unitaire M_o L _t / S / km ²
510	65.00	6.89	2.06

5-2. Variabilité de l'apport annuel

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

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum \left[\frac{M_i}{M_o} - 1 \right]^2}{n}}$$

où :

C_v : coefficient de variation

M_i : débit unitaire correspondant à i-ème année

M_o : débit unitaire moyenne interannuel

n : nombre d'années d'observation

Vu le manque des données d'observation pour la détermination de C_v on a utilisé les modèles ci-dessous.

Formule de UKRIVIPROVODKHOZ

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

$$C_v = \frac{0.70}{M_o^{0.125}}$$

M_o : apport moyen annuel (L / S / km²)

Formule de PRADOUN

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

$$C_v = \frac{0.93}{M_o^{0.23}} K \quad 0.25 \leq K \leq 1$$

K : coefficient de réduction (= 0.8 pour le bassin versant de l'Oued Berkech)

Formule de SKOLOVSKI-CHEVELEV

$$C_v = 0.78 - 0.291 g M_o - 0.063 \log (S + 1)$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Module	C_v
UKRIOVIPROVODKHOZ	0.64
PRADOUN	0.62
SKOLOVAKI-CHEVELEV	0.56

On a adopté la valeur moyenne $C_v = 0.61$ pour les calculs

5-3. Répartition statistique des apports annuels

La répartition statistique des apports annuels est caractérisée par la loi log-normale (GALTON)

$$W(p) = \frac{W_o}{\sqrt{1 + C_v^2}} \exp. t_p \sqrt{\ln (1 + C_v^2)}$$

où :

W (p) : apport annuel correspondant à une probabilité de non dépassement P. (Hm³)

W_0 : apport annuel moyen (Hm^3)

C_v : coefficient de variation

t_p : variation réduite de GAUSS correspondant à la probabilité p

La forme explicite de la fonction de répartition du site du barrage s'exprime sous la forme suivante :

$$W_{(p)} = 5.88 \exp. 0.562 t_p \text{ (Hm}^3 \text{)}$$

Cet ajustement permet d'attribuer les apports annuels des différentes fréquences :

TABLEAU n° 10

Probabilité de dépassement %	0.1	1	5	10	25	50	80	90	95	99
Apport (Hm^3)	30.65	21.77	14.84	12.09	8.59	5.88	3.66	2.86	2.33	1.58

5-4. Répartition mensuelle des apports

A cause du manque des données d'observation la répartition mensuelle de l'apport annuel a été estimée selon la répartition des pluies.

TABLEAU n° 11

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	@	Années
Rapport %	2.8	10.1	10.9	16.8	15.0	13.6	11.6	10.3	6.5	1.8	0.2	0.4	100
Année sèche 90%	0.08	0.24	0.31	0.48	0.43	0.39	0.33	0.29	0.19	0.05	0.01	0.01	2.86
Année moyenne	0.19	0.7	0.75	1.16	1.03	0.94	0.8	0.71	0.45	0.12	0.01	0.03	6.89
Année humide	0.34	1.22	1.32	2.03	1.81	1.64	1.4	1.25	0.79	0.22	0.02	0.05	12.09

III-6-. DEBITS DE POINTE , HYDROGRAMMES

N'ayant pas de données d'observation , les formules et les méthodes empiriques ont été appliquées.

Méthode rationnelle :

$$Q_{\max} (p) = \frac{1}{3.6} C_p i_p \cdot S$$

Où :

$Q_{\max}(p)$: débit de pointe (m^3 / s)

C_p : coefficient de ruissellement correspondant à la probabilité p

$$C_{p_{10}} = 0.75$$

$$C_{p_{100}} = 0.83$$

$$C_{p_{1000}} = 0.88$$

i_p : l'intensité de pluie de durée égale au temps de concentration et de probabilité p (mm / h)

S : superficie (km^2)

Formule de MALLET-GAUTIER

$$Q_{\max}(p) = 2 K \cdot \log(1 + AP_0) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log \frac{1}{1-p} - \log S}$$

Où :

$Q_{\max}(p)$: débit de pointe de fréquence p (m^3 / s)

P_0 : pluie moyenne annuelle (m)

S : superficie (km^2)

K et A : coefficients dépendant des caractéristiques topographiques du bassin versant

$$(K = 2.5 , A = 25)$$

Méthode synthétique :

$$Q_{\max}(p) = \frac{1}{3.6} i_p \text{ eff.} \cdot S \text{ max}$$

$Q_{\max}(p)$: débit de pointe (m^3 / s)

$i_p \text{ eff.}$: intensité de pluie effective de probabilité p et de durée quelconque

(mm / h) voir graphe n° 6 et tableau n° 12

TABLEAU N° 12

Période de Retour	T Durée de la pluie nat.	i	t_d (h)	$T - t_d$	i_e	S_{max}	Q
10	1	33.15	0.39	0.61	32.65	14.9	135.13
	2	20.85	0.62	1.38	20.35	33.2	187.67
	3	15.89	0.82	2.18	15.39	49.1	209.90
	4	13.11	0.99	3.01	12.61	62.5	218.92
	5	11.28	1.15	3.85	10.78	76	227.58
	6.5	9.49	1.37	5.13	8.99	94.1	235.00

100	1	50.62	0.26	0.74	50.12	18	250.60
	2	31.81	0.41	1.59	31.31	38	330.49
	3	24.43	0.53	2.47	23.93	53	352.30
	4	20.00	0.65	3.35	19.50	68	368.30
	5	17.22	0.75	4.25	16.72	81	376.20
	6.5	14.49	0.90	5.6	13.99	99	384.73

1000	1	69.81	0.19	0.81	69.31	20	385.06
	2	43.89	0.30	1.70	43.39	40	482.11
	3	33.44	0.39	2.61	32.94	57	521.55
	4	27.58	0.47	3.53	27.08	70	526.56
	5	23.75	0.55	4.45	23.25	84	542.5
	6.5	19.98	0.65	5.85	19.48	100	541.11

S_{\max} : superficie partielle déterminée selon les graphes n° 5 et n° 6 (km²)

La pluie effective est déterminée de façon que au début de la pluie , la perte est égale 13 mm et après l'intensité est diminuée par l'infiltration d'une intensité de 0.5 mm/h.

Le débit critique correspond à la durée de pluie qui provoque le débit de pointe maximale. (Voir tableau n° 12 et graphe n° 7 / a,b,c)

Le tableau suivant contient les résultats du calcul effectué

TABLEAU n° 13

Méthode	Période de retour		
	10 ans	100 ans	1000 ans
Rationnelle	210	354	518
MELLET-GAUTIER	193	296	371
Synthétique	235	385	543

Les valeurs fournies par la méthode rationnelle et synthétique sont sur-estimées , autant la période de retour est plus grande.

Au contraire , la méthode MALLET-GAUTIER a une tendance de décroître vers la sous-estimation , si la période de retour augmente.

A partir des précédents , nous avons mentionné sur le graphique n° 8 (papier GUMBEL) la fonction de répartition , que nous proposons pour calculer les débits de pointe de différentes fréquences.

La fonction de répartition est :

$$Q_p = 90 + 55 (- \ln (- \ln P))$$

En conclusion les valeurs adoptées pour le projet sont les suivantes :

$$Q_{10} = 214 \text{ m}^3 / \text{s}$$

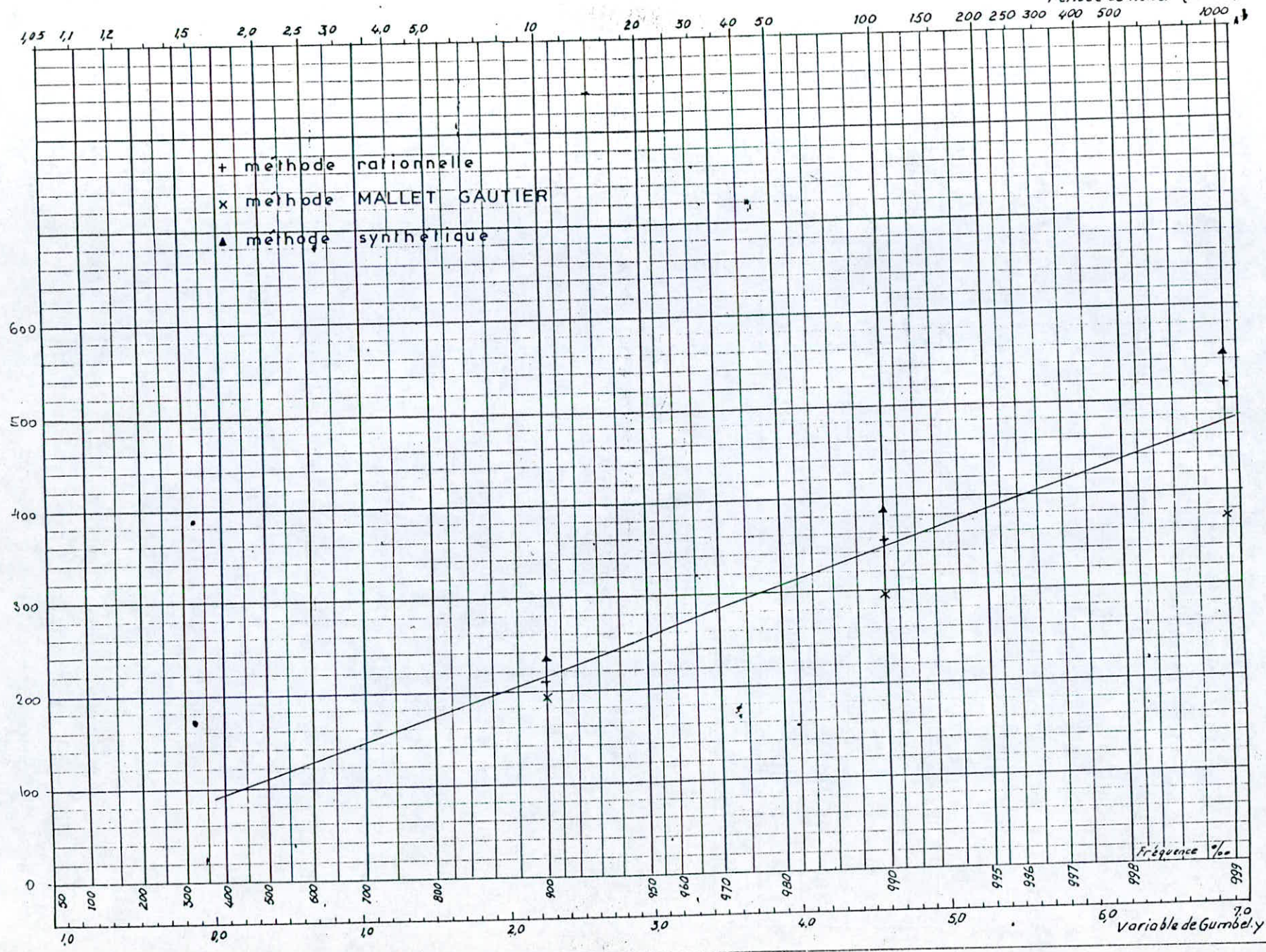
$$Q_{100} = 343 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$Q_{1000} = 470 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Les volumes des crues de différentes fréquences ont été calculés à partir des hydrogrammes fournis par la méthode synthétique , car malgré la répartition réellement différente des volumes écoulés (débit de point plus petit ,

DETERMINATION DE LA FONCTION DE REPARTITION GUMBEL

Période de Retour (Années)



Fréquence %

Variable de Gumbel y

durée de crue plus grande) , le volume de la crue est identique.

$$V_{10 \text{ Ans}} = 3.9 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

$$V_{100 \text{ Ans}} = 13.2 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

$$V_{1000 \text{ Ans}} = 24.7 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

Ne disposant pas d'une étude générale au sujet des crues maximales probables applicable pour Nord Algérie , nous proposons l'utilisation de l'hydrogramme millénaire obtenu d'après la méthode synthétique , (crue ayant une fréquence réelle largement supérieure à 0.999) , qui fournira une sécurité suffisante au cours du dimensionnement de l'évacuateur.

III-7-TRANSPORT SOLIDE

Vu la non disponibilité des données du débit solide sur l'Oued Berkech , les valeurs du transport solide ont été approximativement estimées en se basant sur l'analyse des données sur les Oueds des bassins voisins. Il est à noter , d'ailleurs que les résultats susmentionnés ont été déjà obtenus par plusieurs auteurs selon leurs différents modèles ayant les données de courte série d'observations. Par ces raisons les estimations seront envisagées telles approximatives.

Données d'érosion dans certaines stations

CODE	OUED	STATION	ALTI- TUDE mm	SUR- FACE DU BASSIN km ²	H _{max} - H _{min} (ALTI- TUDE)	RACINE DEDUITE DE LA PENDE	PLUIES MOYENNES ANNUELLES mm	EROSION SPECI- FIQUE t/km ² /an	RAPPORT DU TRANS PORT SOLIDE A L'AP- PORT LIQUIDE V _a / V _c %
04 04 01	TLETAT	CHAROUET		100	1050	0.23	5.20	700	0.90
11 03 04	SARNO	SARNO	425	255			460	500	1.08
11 04 02	MEBTOUH	CHEURFAS	215	4020	300		430	150	0.83
16 05 05	ISSER	EX.RENCH	224	1940	1690	0.15	586	628	0.77
16 06 01	COULY	PONT RN	725	170	1090	0.21	700	133	
16 07 01	SIKKAT	MAFROUCH	1110	85	1710	0.20	1626	1000	1.00

Le rapport entre l'apport volumétrique des matériaux en suspension et l'apport pour l'Oued Berkech est admis égal à 0.8 % .La valeur annuelle de l'apport des matériaux en suspension est estimée à $Q_s = 55 \cdot 10^3 \text{ m}^3 / \text{an}$.

En considérant 15 % du volume des matériaux en suspension pour le charriage , on obtient la valeur annuelle

$$Q_{s,t} = 55 \times 10^3 + 55 \times 10^3 \times \frac{15}{100} = 63 \cdot 10^3 \text{ m}^3 / \text{an}$$

Avec la considération du poids spécifique des matériaux en suspension et celui du charriage respectivement

$$\gamma_s = 0.9 \text{ t} / \text{m}^3$$

$$\gamma_t = 1.5 \text{ t} / \text{m}^3$$

le poids du débit représente alors :

$$\bar{\gamma} = 0.9 \times \frac{80}{100} + 1.5 \times \frac{20}{100} = 1 \text{ t} / \text{m}^3$$

Donc l'érosion spécifique sera :

$$Q_p = \frac{Q_{s,t}}{S} = \frac{63 \times 10^3 \times 1}{106} = 594 \text{ t} / \text{km}^2 / \text{an}$$

CHAPITRE IV

IV-1-. REGULARISATION

La régularisation est une matière qui étudie de façon à rationaliser la réserve de la retenue , afin de subvenir aux besoins des usagers.

Comme nous avons cité auparavant que notre retenue est destinée à l'irrigation; il est nécessaire de mentionner les données suivantes :

$$\begin{aligned} \text{Apport annuel moyen} &: 6.89 \cdot 10^6 \text{ m}^3 \\ \text{Volume mort} &: 3.15 \cdot 10^6 \text{ m}^3 \\ \text{Module d'irrigation} &: 0.75 \text{ l / s / ha} \end{aligned}$$

Dans notre cas l'irrigation sera envisagée pendant la saison sèche. C'est-à-dire , du mois de Mai jusqu'en Octobre , ce qui nous donne une période de six mois environ.

Le volume nécessaire pendant six mois par hectare est :

$$V_o = 0.75 \times 10^{-3} \times 30 \times 6 \times 86400 = 11664 \text{ m}^3 / \text{ha}$$

Soit un volume mensuel de :

$$V_{\text{mens}} = 1944 \text{ m}^3 / \text{ha}$$

Nous allons appliquer les différents taux de régularisation 50 % , 60 % , 70 % , 80 % , 90 % , afin de pouvoir tracer le graphe qui caractérise le taux de régularisation à adopter.

(voir tableaux 1...5 - graphe 9)

1-. Taux de régularisation 50 %

$$\text{Apport utilisable} : 6.89 \cdot 10^6 \times \frac{50}{100} = 3.445 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

$$\text{Surface irrigable} : \frac{3.445 \cdot 10^6}{11664} = 300 \text{ ha}$$

Le volume mensuel utilisé est de :

$$1944 \times 300 = 0.574 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

P . N . E normal : 288.20 m

Côte minimum du réservoir : 282.60 m

2-. Taux de régularisation 60 %

$$\text{Apport utilisable : } 6.89 \cdot 10^6 \times \frac{60}{100} = 4.134 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

$$\text{Surface irrigable : } \frac{4.134 \cdot 10^6}{11664} = 350 \text{ ha}$$

Le volume mensuel utilisé est de :

$$1944 \times 350 = 0.68 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

P . N . E normal : 288.20 m

Côte minimum du réservoir : 282.60 m

3-. Taux de régularisation 70 %

$$\text{Apport utilisable : } 6.89 \cdot 10^6 \times \frac{70}{100} = 4.823 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

$$\text{Surface irrigable : } \frac{4.828 \cdot 10^6}{11664} = 410 \text{ ha}$$

Le volume mensuel utilisé est de :

$$1944 \times 410 = 0.80 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

P.N.E normal : 288.20 m

Côte minimum du réservoir : 281.80 m

4-. Taux de régularisation 80 %

$$\text{Apport utilisable : } 6.89 \cdot 10^6 \times \frac{80}{100} = 5.512 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

$$\text{Surface irrigable : } \frac{5.512 \cdot 10^6}{11664} = 470 \text{ ha}$$

Le volume mensuel utilisé est de :

$$1944 \times 470 = 0.92 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

P . N . E normal : 288.20 m

Côte minimum du réservoir : 280.40 m

5- Taux de régularisation 90 %

Apport utilisable : $6.89 \cdot 10^6 \times \frac{90}{100} = 6.20 \cdot 10^6 \text{ m}^3$

Surface irrigable : $\frac{6.20 \cdot 10^6}{11664} = 530 \text{ ha}$

Le volume mensuel utilisé est de :

$$530 \times 1944 = 1.03 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

P . N . E normal : 288.20 m

Côte minimum du réservoir : 278.60 m

REGULARISATION :- TAUX : 50 %

TABLEAU N° 1

MOIS	APPORTS MENSUELS $10^6 m^3$	SURFACE MOYENNE \bar{S} $10^6 m^2$	EVAPORA- TION E mm / mois	INFILTRA- TION I mm / mois	VOLUME EVAPORE V $10^6 m^3$	VOLUME INFILTRE V ^I $10^6 m^3$	BESOIN POUR L'IR- RIGATION $10^6 V_B m^3$	VOLUME DES PERTES TOTALES V ⁱ $10^6 m^3$	V $10^6 m^3$	VOLUME DU RESER- VOIR A LA FIN DU MOIS $10^6 m^3$	COTES
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
DEC	1.16	0.404	37	85.7	0.015	0.035	-	0.05	1.11	4.26	283.8
JAN	1.03	0.520	37	76.5	0.019	0.040	-	0.059	0.971	5.231	285.3
FEV	0.94	0.564	49	69.3	0.028	0.039	-	0.067	0.873	6.104	286.8
MAR	0.80	0.618	73	59.2	0.045	0.037	-	0.082	0.718	6.822	287.9
AVR	0.71	0.650	85	52.5	0.055	0.034	-	0.089	0.621	7.443	288.7
MAI	0.45	0.672	122	33.2	0.082	0.022	0.58	0.684	- 0.234	7.209	288.1
JUI	0.12	0.657	159	9.2	0.104	0.006	0.58	0.69	- 0.57	6.639	287
JUIL	0.01	0.618	195	1.0	0.120	0.001	0.58	0.701	- 0.699	5.940	285.9
AOU	0.03	0.582	183	2.0	0.106	0.001	0.58	0.687	- 0.657	5.283	284.9
SEP	0.19	0.552	146	14.3	0.081	0.007	0.58	0.674	- 0.484	4.799	284
OCT	0.70	0.526	85	51.5	0.045	0.027	0.58	0.652	0.048	4.847	284.1
NOV	0.75	0.528	49	55.6	0.026	0.029	-	0.055	0.695	5.542	286.5

MOIS	APPORTS MENSUELS $10^6 m^3$	SURFACE MOYENNE \bar{S} $10^6 m^2$	EVAPORA- TION E mm / mois	INFILTRA- TION I mm / mois	VOLUME EVAPORE V_e $10^6 m^3$	VOLUME INFILTRE V_I $10^6 m^3$	BESOIN POUR L' IRRIGAT° V_B $10^6 m^3$	VOLUME DES PERTES TOTALES V_i $10^6 m^3$	V $10^6 m^3$	VOLUME DU RESER- VOIR A LA FIN DU MOIS $10^6 m^3$	COTES
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
DEC	1.16	0.404	37	85.7	0.015	0.035	-	0.05	1.11	4.26	283.8
JAN	1.03	0.520	37	76.5	0.019	0.040	-	0.059	0.971	5.231	285.3
FEV	0.94	0.564	49	69.3	0.028	0.039	-	0.067	0.873	6.104	286.8
MAR	0.80	0.618	73	59.2	0.045	0.037	-	0.082	0.718	6.822	287.9
AVR	0.71	0.650	85	52.5	0.055	0.034	-	0.089	0.621	7.443	288.7
MAI	0.45	0.672	122	33.2	0.082	0.022	0.68	0.784	- 0.334	7.109	287.9
JUI	0.12	0.65	159	9.2	0.103	0.006	0.68	0.789	- 0.669	6.44	286.8
JUIL	0.01	0.612	195	1.0	0.126	0.001	0.68	0.807	- 0.797	5.643	285.4
AOU	0.03	0.566	183	2.0	0.104	0.001	0.68	0.785	- 0.755	4.888	284.2
SEP	0.19	0.532	146	14.3	0.078	0.008	0.68	0.766	- 0.576	4.312	283.5
OCT	0.70	0.540	85	51.5	0.046	0.029	0.68	0.755	- 0.055	4.257	283.4
NOV	0.75	0.538	49	55.6	0.026	0.030	-	0.056	0.694	4.951	285.15

REGULARISATION :- TAUX : 70 %

TABLEAU N° 3

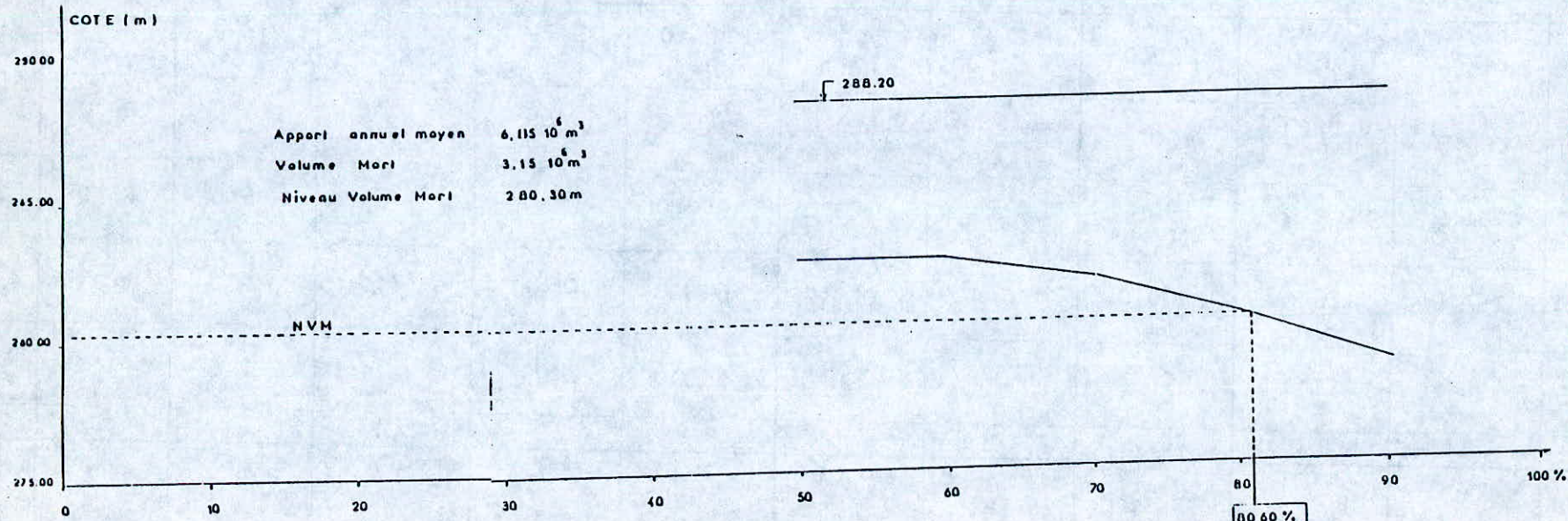
MOIS	APPORTS MENSUELS 10^6 m^3	SURFACE MOYENNE \bar{S} 10^6 m^2	EVAPORA- TION E mm / mois	INFILTRA- TION I mm / mois	VOLUME EVAPORE V_e 10^6 m^3	VOLUME INFILTRE V_I 10^6 m^3	BESOINS PAR L'IR- RIGATION V_B 10^6 m^3	VOLUME DES PERTES TOTALES V_i 10^6 m^3	V 10^6 m^3	VOLUME DES RESER- VOIRS A LA FIN DU MOIS 10^6 m^3	COTES
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
DEC	1.16	0.404	37	85.7	0.015	0.035	-	0.05	1.11	4.26	283.8
JAN	1.03	0.520	37	76.5	0.019	0.040	-	0.059	0.971	5.231	285.3
FEV	0.94	0.564	49	69.3	0.028	0.039	-	0.067	0.873	6.104	286.8
MAR	0.80	0.618	73	59.2	0.045	0.037	-	0.082	0.718	6.822	287.9
AVR	0.71	0.650	85	52.5	0.055	0.034	-	0.089	0.621	7.443	288.7
MAI	0.45	0.672	122	33.2	0.082	0.022	0.80	0.904	- 0.454	6.989	287.7
JUI	0.12	0.636	159	9.2	0.101	0.006	0.80	0.907	- 0.787	6.103	286.2
JUIL	0.01	0.582	195	1.0	0.113	0.001	0.80	0.914	- 0.904	5.199	284.6
AOU	0.03	0.544	183	2.0	0.099	0.001	0.80	0.9	- 0.87	4.329	283.1
SEP	0.19	0.488	146	14.3	0.071	0.007	0.80	0.878	- 0.688	3.641	282.2
OCT	0.70	0.472	85	51.5	0.040	0.024	0.80	0.864	- 0.164	3.477	281.8
NOV	0.75	0.498	49	55.6	0.024	0.028	-	0.052	0.698	4.175	283.7

MOIS	APPORTS MENSUELS $10^6 m^3$	SURFACE MOYENNE \bar{S} $10^6 m^2$	EVAPORA- TION E mm / mois	INFILTRA- TION I mm / mois	VOLUME EVAPORE V_e $10^6 m^3$	VOLUME INFILTRE V_I $10^6 m^3$	BESOINS PAR L'IR- RIGATION V_B $10^6 m^3$	VOLUME DES PERTES TOTALES V_i $10^6 m^3$	V	VOLUME DU RESERVOIR A LA FIN DU MOIS $10^6 m^3$	COTES
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
DEC	1.16	0.404	37	85.7	0.015	0.035	-	0.05	1.11	4.26	283.8
JAN	1.03	0.520	37	76.5	0.019	0.040	-	0.059	0.971	5.231	285.3
FEV	0.94	0.564	49	69.3	0.028	0.039	-	0.067	0.873	6.104	286.8
MAR	0.80	0.618	73	59.2	0.045	0.037	-	0.082	0.718	6.822	287.9
AVR	0.71	0.650	85	52.5	0.055	0.034	-	0.089	0.621	7.443	288.7
MAI	0.45	0.672	122	33.2	0.082	0.022	0.92	1.024	- 0.574	6.869	287.8
JUI	0.12	0.638	159	9.2	0.101	0.006	0.92	1.027	- 0.907	5.962	286
JUIL	0.01	0.584	195	1.0	0.114	0.001	0.92	1.035	- 1.025	4.937	284.2
AOU	0.03	0.532	183	2.0	0.097	0.001	0.92	1.018	- 0.988	3.949	282.2
SEP	0.19	0.472	146	14.3	0.069	0.007	0.92	0.996	- 0.806	3.143	281
OCT	0.70	0.364 ₀	85	51.5	0.031	0.019	0.92	0.97	- 0.27	2.873	280.4
NOV	0.75	0.410	49	55.6	0.020	0.023	-	0.043	0.707	3.58	282.3

MOIS	APPORTS MENSUELS $10^6 m^3$	SURFACE MOYENNE \bar{S} $10^6 m^2$	EVAPORATION E mm / mois	INFILTRATION I mm / mois	VOLUME EVAPORE V_e $10^6 m^3$	VOLUME INFILTRE V_I $10^6 m^3$	BESOINS PAR L'IRRIGATION V_B $10^6 m^3$	VOLUME DES PERTES TOTALES V_i $10^6 m^3$	V $10^6 m^3$	VOLUME DU RESERVOIR A LA FIN DU MOIS $10^6 m^3$	COTES
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
DEC	1.16	0.404	37	85.7	0.015	0.035	-	0.05	1.11	4.26	283.8
JAN	1.03	0.520	37	76.5	0.019	0.040	-	0.059	0.971	5.231	285.3
FEV	0.94	0.564	49	69.3	0.028	0.039	-	0.067	0.873	6.104	286.8
MAR	0.80	0.618	73	59.2	0.045	0.037	-	0.082	0.718	6.822	287.9
AVR	0.71	0.650	85	52.5	0.55	0.034	-	0.089	0.621	7.443	288.7
MAI	0.41	0.672	122	33.2	0.082	0.022	1.03	1.134	- 0.724	6.719	287.4
JUI	0.12	0.632	159	9.2	0.100	0.006	1.03	1.136	- 1.016	5.703	285.5
JUIL	0.01	0.564	195	1.0	0.117	0.001	1.03	1.148	- 1.138	4.565	283.5
AOU	0.03	0.518	183	2.0	0.099	0.001	1.03	1.130	- 1.1	3.465	281.1
SEP	0.19	0.434	146	14.0	0.063	0.006	1.03	1.099	- 0.909	2.556	279.6
OCT	0.70	0.384	85	51.5	0.033	0.020	1.03	1.083	- 0.383	2.173	278.6
NOV	0.75	0.352	49	55.6	0.017	0.019	-	0.036	0.714	2.887	280.8

GRAPHE REPRESENTANT LE TAUX DE REGULARISATION OPTIMAL

Graphe N°9



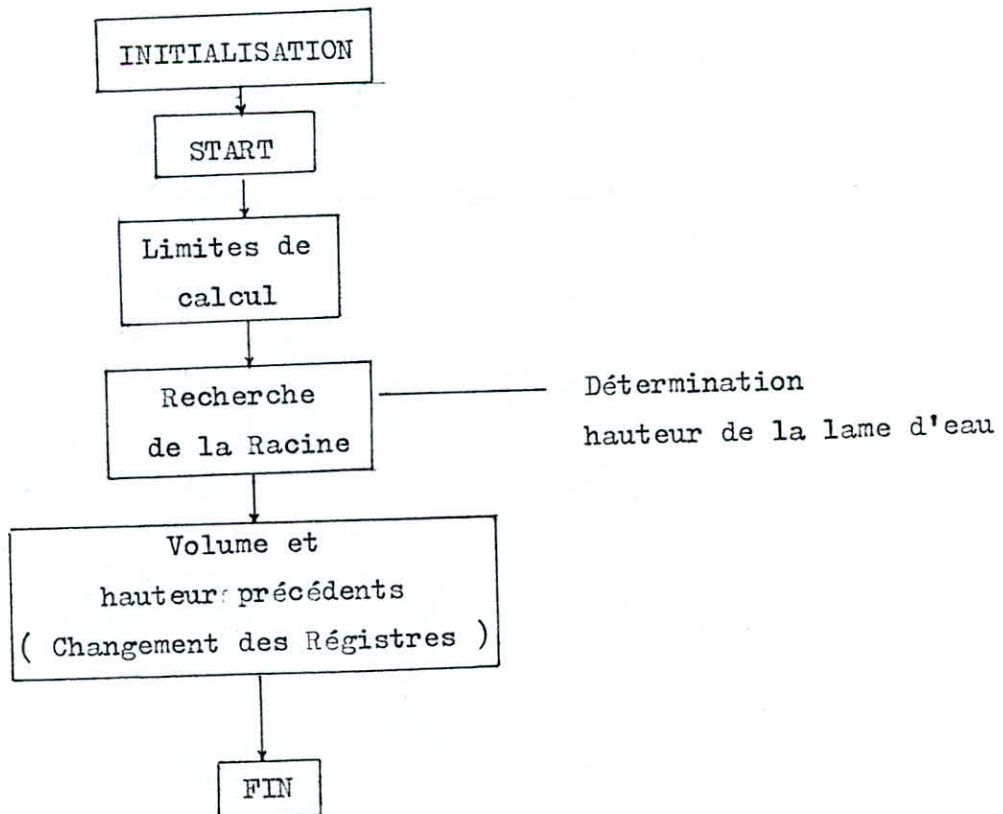
IV-2-. LAMINAGE

Les crues catastrophiques estimées dans la partie hydrologie doivent être évacuées de façon à éviter la submersion du barrage. Dans ce cas la solution à adopter sera la création de l'évacuateur de crues. Le dimensionnement de ce dernier est déduit d'après le laminage. Comme nous savons aussi que la hauteur de la lame d'eau déversée est fonction du débit entrant et débit sortie, durant la période des crues, cela nous mène à effectuer des calculs d'approximation. Il existe plusieurs méthodes comme :

- Méthode grapho-analytique
- Méthode graphique
- Méthode de calcul sur ordinateur

Dans notre projet, nous utiliserons la méthode Grapho-Analytique. En plus nous allons dresser un organigramme qui illustre le traitement du programme.

Les résultats de calcul obtenus sont reportés dans le tableau N° 6.

ORGANIGRAMME

1-. INITIALISATION (Données d'entrée)

t : intervalle de temps (en seconde)	R.0
H ₀ : niveau du seuil	R1 et R.1
C.L : constante = 2,1 x longueur de l'évacuateur	R.2
l.5 : constante	R.3
m : tangente de la courbe - volume - hauteur linéarisée	R.4

$$\Delta H = m \cdot \Delta V$$

(m) (m³)

V ₀ : volume correspondant au niveau du seuil (m ³)	R5 , R6
I ₁ : débit d'entrée (m ³ / s) au début de l'inter- valle	R8
I ₂ : débit d'entrée à la fin de l' intervalle	R8

2 . LIMITES DE CALCUL

Limite inférieure et supérieure des hauteurs d'eau

Limite inf : hauteur d'eau à la fin de l'intervalle précédent

Limite sup : + 5 m

3 . Régistres utilisés pour la recherche de la racine

R0 : racine estimée actuelle

R1 : niveau d'eau à la fin de l'intervalle précédente

R2 : débit sortie correspondant à la hauteur estimée actuelle (R0)

R3 : débit sortie correspondant à la hauteur précédente (R1)

R4 : volume supplémentaire (différence des volumes arrivés et sortis)
correspondant à la hauteur estimée.

R5 : volume stocké à la fin de l'intervalle précédente

R6 : volume stocké à la fin de l'intervalle actuelle correspondant
à la hauteur estimée.

R.5 : volume arrivé

R.6 : volume sorti correspondant à la hauteur estimée

4 . Recherche de la racine

R0 hauteur d'eau estimée par SOLVE

$$R.5 = \frac{R8 + R9}{2} \times R.0$$

$$R3 = R.2 \times (R1 - R.1)^{R.3}$$

$$R2 = R.2 \times (R0 - R.1)^{R.3}$$

$$R.6 = \frac{R2 + R3}{2} \times R.0$$

$$R.5 - R.6 = R4$$

$$R4 + R5 = R6$$

$$R4 \times R.4 + R1 = \text{Hauteur réelle}$$

Hauteur réelle - R0 = Différence de hauteur réelle et estimée

Si $|D| < 0.005$ \longrightarrow FIN

Sinon: \longrightarrow nouvelle estimation R0

5 . Initialisation pour le passage suivant

R5 = R6 (Volume stocké à la fin de l'intervalle précédente est égal
au volume stocké correspondant à la racine)

R0 = R1 (hauteur d'eau à la fin de l'intervalle précédente est égale
à la racine)

Entrée en plus

STO 1 : Côte du seuil à la première itération

STO 5 et STO 6 : donne volume au niveau de la côte en crête

Résultats :

Identiques

- Côte en crête du barrage : 292.59 m

- Pour une longueur du réservoir : L : 50 m

TABLEAU N° 6

P A S	INTERV. de TEMPS	I_1 DEBIT ENTRANT AU L'INTERV.	I_2 DEBIT ENTRANT A LA FIN DE L'INTERV.	$(I_1+I_2)/2 \times T$ VOLUME STOCKE	O_1 DEBIT SORTANT AU DEBUT DE L'INTERV.	O_2 DEBIT SORTANT A LA FIN DE L'INTERV.	$(O_1+O_2)/2 \times T$ VOLUME DU DEBIT SORTANT	STOCKAGE DANS LE DERNIER INTERVALLE	STOCKAGE TOTAL	NIVEAU D'EAU CALCULE
	HI	m^3 / s	m^3 / s	mm^3	m^3 / s	m^3 / s	mm^3	mm^3	mm^3	m
	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	0.0-0.5	0.00	15.00	0.013500	0.00000	0.000000	0.000166	0.01333	7.413333	288.21
2	0.5-1.0	15.00	49.00	0.057600	0.00000	0.000003	0.002632	0.054968	7.468301	288.29
3	1.0-1.5	49.00	89.00	0.012420	0.000003	0.000013	0.013759	0.110441	7.578742	288.44
4	1.5-2.0	89.00	145.00	0.021060	0.000013	0.000035	0.042522	0.168078	7.746820	288.68
5	2.0-2.5	145.00	190.00	0.301500	0.00004	0.000071	0.094768	0.206732	7.953552	289.00
6	2.5-3.0	190.00	249.00	0.395100	0.000071	0.000118	0.170003	0.225097	8.178649	289.28
7	3.0-3.5	249.00	322.00	0.513900	0.000118	0.000179	0.267647	0.246253	8.424901	289.63
8	3.5-4.0	322.00	400.00	0.649800	0.000179	0.000252	0.388224	0.261576	8.686478	289.99
9	4.0-4.5	400.00	465.00	0.778500	0.000252	0.000331	0.524770	0.253730	8.940208	290.35
10	4.5-5.0	465.00	510.00	0.877500	0.000331	0.000403	0.660713	0.216787	9.156995	290.65
11	5.0-5.5	510.00	530.00	0.936000	0.000403	0.000460	0.776622	0.159378	9.316373	290.88
12	5.5-6.0	530.00	542.00	0.964800	0.000460	0.000497	0.861323	0.103477	9.419850	291.02
13	6.0-6.5	542.00	525.00	0.960300	0.000497	0.000516	0.911682	0.048618	9.468468	291.09
14	6.5-7.0	525.00	475.00	0.900000	0.000516	0.000508	0.920949	- .0209450	9.447519	291.06
15	7.0-7.5	475.00	350.00	0.742500	0.000508	0.000460	0.871363	- .128863	9.284608	290.88
		STO 8	STO 9	RCL 0.5	RCL 3	RCL 2	RCL 0.6	RCL 4	RCL 6	

IV-3--. REVANCHE

Le niveau maximum de l'eau étant déterminé , il faut prévoir une certaine revanche entre le niveau et le couronnement.

Cette revanche est nécessaire :

- du fait de la hauteur des vagues.
- du $\frac{v^2}{2g}$ correspondant à leur propagation.
- du tassement résiduel du barrage , naturel ou dû à des secousses sismiques.
- du balancement du plan d'eau provoqué par d'éventuelles secousses sismiques.

Cette revanche peut se calculer par la formule de DAVIS (reprise par POST et LONDE)

$$R = 0.7 H + \frac{v^2}{2g}$$

H : hauteur des vagues

V : vitesses des vagues

Il s'agit de déterminer H hauteur des vagues , et V vitesse des vagues.

a) Hauteur des vagues : plusieurs formules sont proposées

- Formule de STEVENSON

$$H = 0.75 + 0.34 \sqrt{L} - 0.26 \sqrt[4]{L}$$

L : Fetch- longueur de la retenue en km

H : hauteur des vagues en m

- Formule de MALLET et PACQUANT

$$H = 0.5 + 0.33 \sqrt{L}$$

- Formules de MOLITOR

qui font intervenir la vitesse du vent U en km / heure

$$\text{Pour } L < 30 \text{ km} \quad H = 0.75 + 0.02\sqrt{U}L - 0.27\sqrt[4]{L}$$

Remarque : $U_{10} = 1.25 U$ on a : $U_{10} = 120 \text{ km / h}$

- Formule d'ANDREANOFF

$$H = 0.0208 \omega^{5/4} L^{1/3} \quad (\text{ mm })$$

ω : vitesse du vent en m // s

L : longueur de la retenue en km

b.) Vitesses des vagues

On peut utiliser la formule de GAILLARD

$$V = 1.5 + 2H$$

V : vitesse en m / s

H : hauteur en m

Tableau récapitulatif

	Valeurs calculées	Valeur adoptée
STEVENSON	1.18	1.5 m
MALLET - PACQUANT	1.23	
MOLITOR	0.92	
ANDREANOFF	1.5	

On a adopté la revanche de 1.50 m par mesure de sécurité.

IV-4-. OPTIMISATION

Le procédé consiste à évaluer en premier lieu les volumes de remblai de différentes retenues ; avec les évacuateurs appropriés ; ainsi on prendra plusieurs variantes. Dans notre cas on a entamé le calcul , en considérant comme base de calcul la longueur de front des évacuateurs de chaque retenue , 30 mètres 50 mètres , 70 mètres (variantes prises en considération) .A remarquer que les côtes en crête de chaque retenue varie en fonction de la longueur de front des évacuateurs. Evidemment la variation des coûts de massif augmente tant que la dimension des évacuateurs diminue. On obtient deux courbes , la première représentant la variation des coûts du déversoir , la deuxième la variation des coûts du massif. La recherche d'une retenue jugée optimum sera obtenue en associant les deux courbes citées précédemment.

Le résultat nous dicte à adopter :

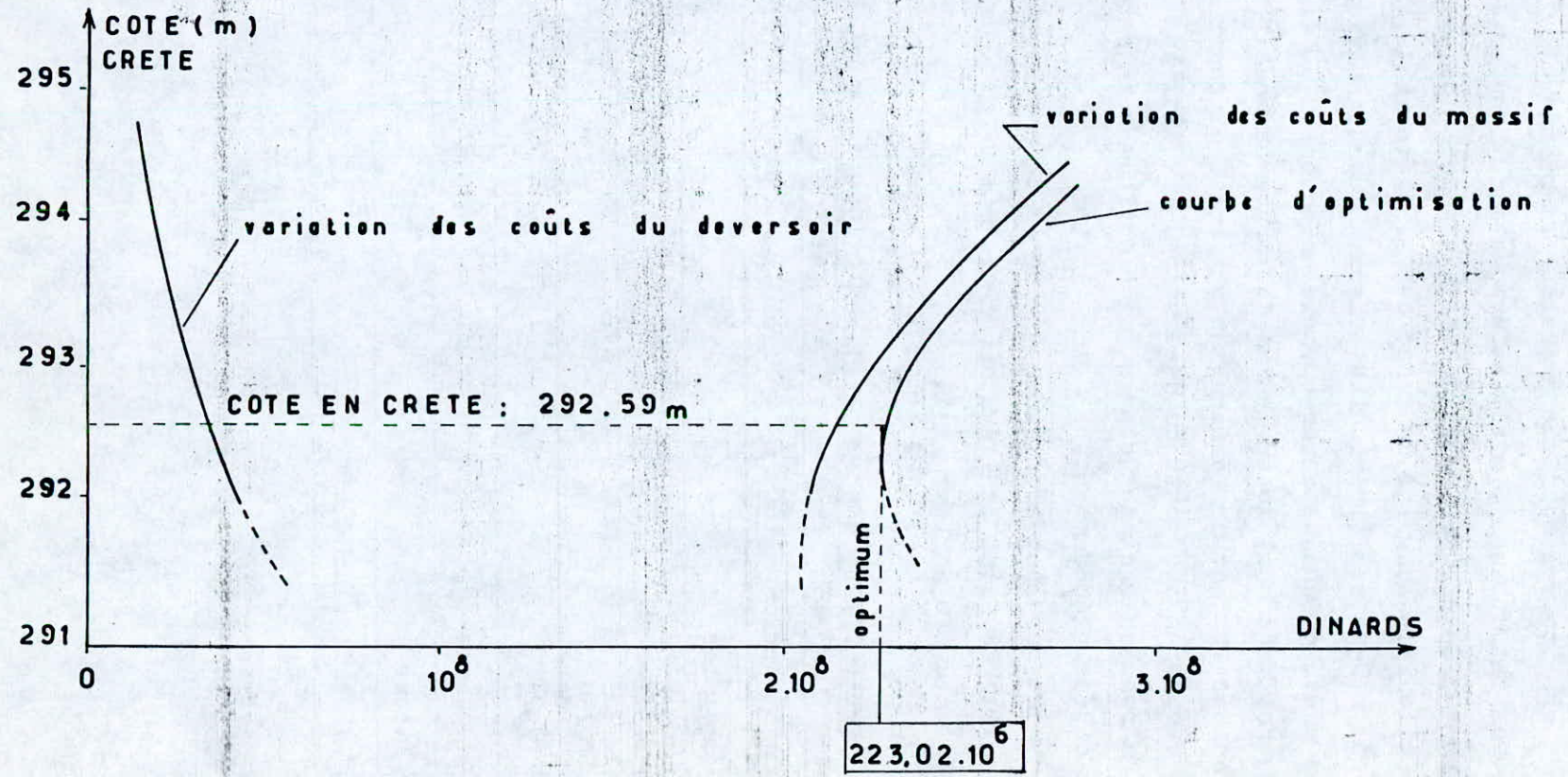
Longueur de front de l'évacuateur : 50 m

Côte en crête de la retenue : 292.59 m

PRIX ACTUELS DES MATERIAUX DE CONSTRUCTION ET OUVRAGES

Désignation	Unité	Prix unitaire
Décapage	m ³	75
Excavation	m ³	200
Noyau	m ³	150
Rip-Rap	m ³	270
Recharge	m ³	132
Filtre	m ³	172
Voile d'étanchéité	m ³	300

COURBE D'OPTIMISATION



CHAPITRE V ALTERNATIVES CHOISIES

V-1-. GENERALITES

Les conditions topographiques , géologiques et géotechniques du site nous ont obligé à envisager un barrage en terre.

A ce niveau , trois (3) alternatives ont fait l'objet d'une étude au départ :

- barrage en terre avec écran
- barrage en terre avec noyau minimum
- barrage en terre avec noyau moyen

La première alternative a été rejetée , à cause des conditions hydrauliques et surtout à cause des caractéristiques sismiques de la région étant donné que ce type de barrage est très sensible aux séismes.

L'origine du rejet de la seconde alternative , c'est le problème de stabilité du barrage.

En considérant tous ces paramètres , la dernière alternative : barrage en terre avec noyau moyen , apparaît comme étant la meilleure solution du projet.

V-2-. CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DE LA FONDATION ET DES MATERIAUX DE CONSTRUCTION ET SEISMIQUES

Pour le noyau

- Perméabilité $K_1 = 10^{-7}$ cm / s
- Poids spécifique saturé $\gamma_{\text{sat}} = 1.84$ T / m³
- Poids spécifique solide $\gamma_s = 2.44$ T / m³
- Angle de frottement interne $\varphi = 28^\circ 20'$
- Cohésion $C = 1.3 + 1.5$ T / m³

Matériaux hétérogénés

- Perméabilité $K = 10^{-2}$ cm / s
- Poids spécifique saturé $\gamma_{\text{sat}} = 1.98$ T / m³
- Poids spécifique sec $\gamma_{\text{sec}} = 1.57$ T / m³
- Angle de frottement interne $\varphi = 36^\circ 30'$
- Cohésion considérée comme nulle

Pour la fondation (Alluvions consolidés)

Pour la fondation (Alluvions consolidés)

- Perméabilité
- Poids spécifique saturé $\gamma_{\text{sat}} = 1.7 \text{ T} / \text{m}^3$
- Poids spécifique sec $\gamma_{\text{sec}} = 1.6 \text{ T} / \text{m}^3$
- Angle de frottement interne $\varphi = 26^\circ 45$
- Cohésion : $1.3 \text{ T} / \text{m}^3$

N.B - Les valeurs géotechniques de INTTPB ne nous ont pas permis de prendre en considération les valeurs exactes des angles de frottement interne et cohésion des différents matériaux.

Pour cette raison , les valeurs de C et φ ont été adoptées dans les tableaux de l'USER sur la base d'expériences.

V-3-. LARGEUR DE LA CRETE DU BARRAGE

Elle dépend de la catégorie de route , du chemin d' infiltration , de catégorie du barrage et du risque de tremblement de terre.

Pour la détermination de la crête , on adoptera les méthodes suivantes :

a) Formule de KNAPPEN

$$b = 1.65 \sqrt{H}$$

où :

b : largeur de la crête en m

H : hauteur du barrage en m

b) Formule de PREECE

$$b = 1.1 \sqrt{H} + 1$$

c) Formule empirique suivante donnée dans "le technique des barrages en aménagement rural "

$$b = 3.6 \sqrt[3]{H} - 3$$

d) Formule U.S.B.R

$$b = \frac{H}{5} + 3$$

Les résultats sont reportés dans le tableau suivant :

Tableau récapitulatif

METHODE	KNAPPEN	PREECE	Formule (c)	U.S.B.R	VALEUR ADOPTEE
b (m)	9.42	7.2	8.5	9.52	9

V-4-. LONGUEUR EN CRETE DU BARRAGE

On mesure directement la longueur L sur la vue en plan du barrage

$$L = 550 \text{ m}$$

V-5-. PENTE DES TALUS DE LA DIGUE

La pente du talus doit assurer la stabilité statique de ces talus.

Pour le parement amont on fixera la pente à $m_1 = 2.5$ et pour le parement avec $m_2 = 2$

V-6-. PROTECTION DES TALUS

Les talus doivent être protégés contre l'affouillement par action des vagues , par le ruissellement d'eau de pluie. Des fois il faut prévoir la protection contre les animaux qui peuvent creuser des terriers à travers les petites digues.

Eventuellement en amont ils doivent être protégés en cas de vidange.

- Talus amont

Nous avons choisi une protection du talus amont (rip-rap) avec une épaisseur horizontale de 0.60 m et 0.30 m d'épaisseur horizontale du filtre.

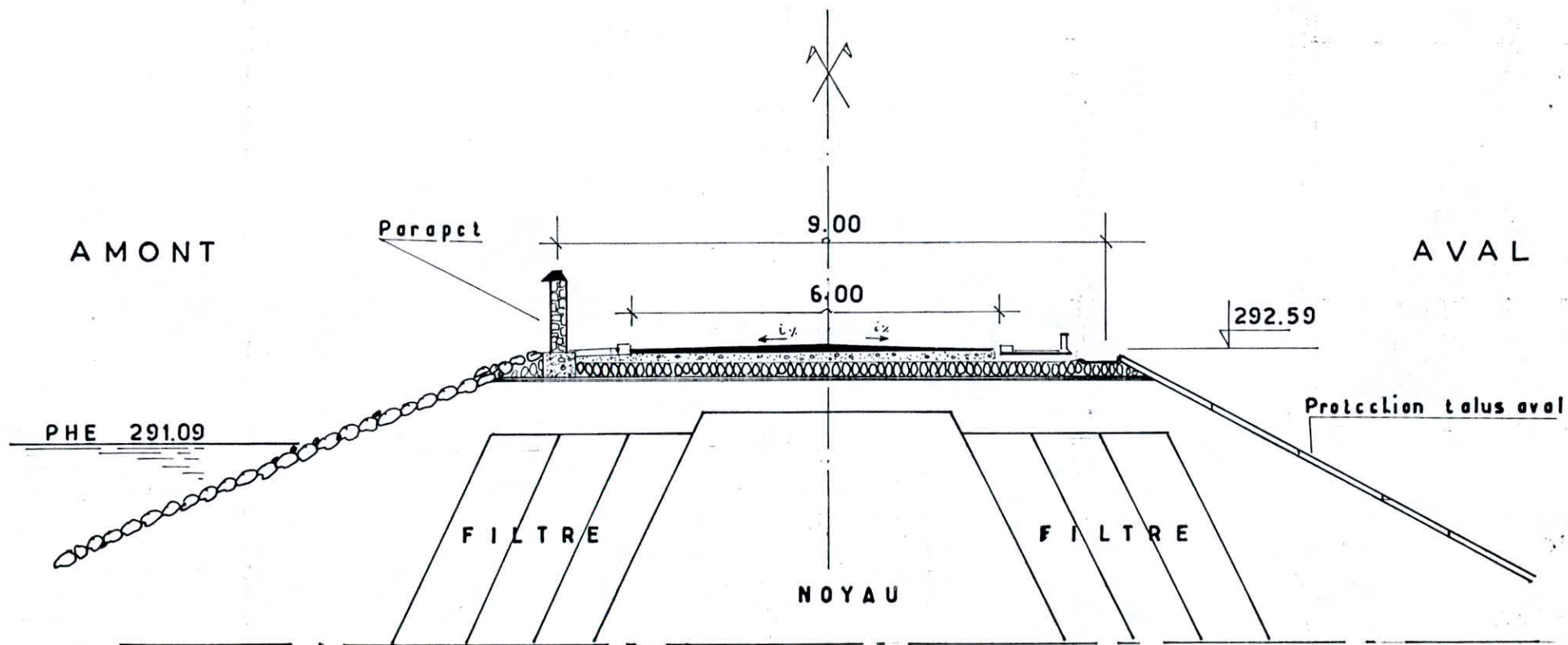
- Talus aval

Pour le talus aval nous proposons une protection contre l'érosion causée par la pluie , par une simple plantation de gazon.

V-7-. BATARDEAUX ET DERIVATION DE L'OUED

Le batardeau amont est du type en terre avec noyau , il est utilisé pour la protection du chantier et aussi assuré les conditions satisfaisantes du travail. Et la galerie de dérivation du cours de l'Oued Berkech est construite dans une excavation à ciel ouvert. Le batardeau aval a été prévu à l'aval de l'ouvrage pour éviter la remontée du courant d'eau à la restitution.

AMENAGEMENT DE LA CRETE



ECHELLE : 1 / 100

V-8-. LE NOYAU

La limitation du débit de fuite est assurée par le noyau. Le noyau est aussi effectué pour assurer la stabilité du barrage.

Dimension du noyau

Il est placé à 1m en dessous de la crête du barrage , la largeur en crête est de $t_1 = 4 \text{ m}$.

Pour le noyau , on mettra le filtre inverse en amont et en aval.

Les pentes du parement amont et aval sont prises à 0.5 .

D'où la valeur de la base du noyau sera égale à :

$$t_2 = m_1 H_n + t_1 + m_2 H_n$$

$$t_2 = 2 m_1 H_n$$

t_2 = largeur à la base du noyau , (m)

t_1 = largeur en crête du noyau , (m)

m_1 = coefficient de pente de noyau en amont

m_2 = coefficient de pente de noyau en aval

H_n = hauteur du noyau , (m)

avec $t_1 = 4 \text{ m}$ $m_1 = 0.5$ $m_2 = 0.5$ $H_n = 26.59 \text{ m}$

A.N : 30.59 m

V-9-. LE PRISME DE DRAINAGE

Hauteur du prisme

$$h_d = (0.18 + 0.21) H$$

où :

H : hauteur du barrage

on prendra $h_d = 0.20 H$

$$h_d = 7 \text{ m}$$

Les pentes du parement amont et aval sont prises respectivement dans les conditions suivantes :

$$m' \geq 1.0$$

et

$$m'' \geq 1.25$$

on prendra

$$m' = 1$$

$$m'' = 2$$

La largeur de la berne du prisme est choisie dans les limites

$$b_d = (1 + 4) \text{ m}$$

on prendra

$$b_d = 3 \text{ m}$$

But du prisme de drainage

Pour une meilleure stabilité du talus aval et pour diminuer les sous-pressions , un tapis drainant a été projeté au pied aval du barrage.

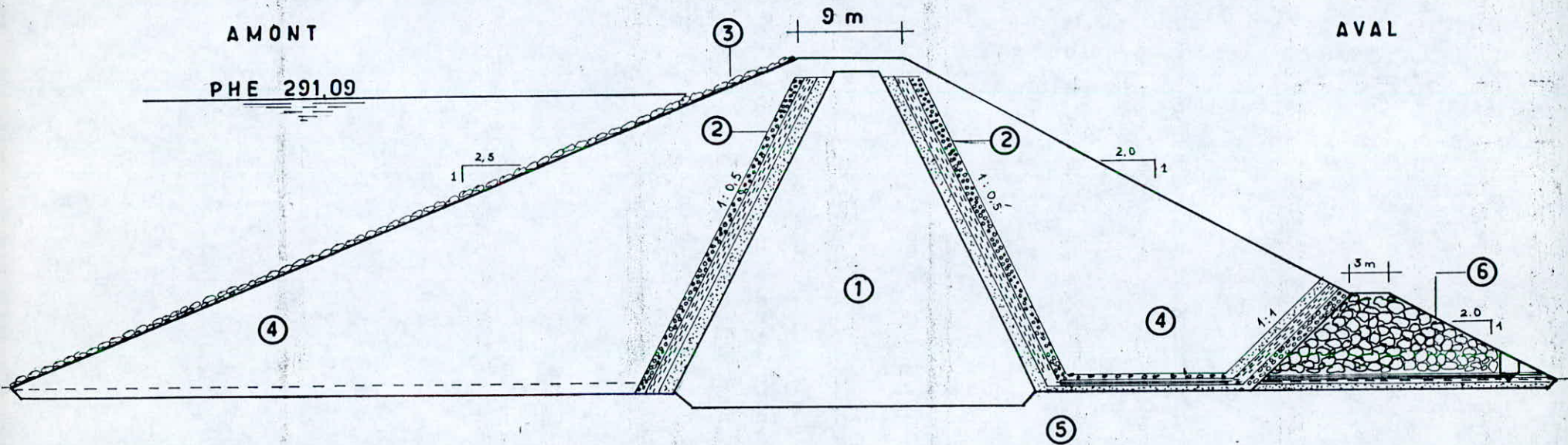
V-10-. FILTRES

Le rôle essentiel des filtres est de protéger le noyau. Il constitue une zone de transition entre le remblai perméable et noyau imperméable , afin d'éviter les risques de renard (renardage).

On dispose des filtres sur chaque côté du noyau d'épaisseur de 3 m .

CARACTERISTIQUE DES CONSTITUANTS DE LA DIGUE

ECHELLE: 1/500



LEGENDES

- | | |
|---|---|
| ① Noyau en Argile coef. de perméabilité $K = 10^{-7}$ | ④ Matériaux Heterogenés Tout-Venant $K = 10^{-5}$ |
| ② Filtre inverse épaisseur: 3.00 m | ⑤ Fondation Alluvions consolidés |
| ③ Rip - Rap | ⑥ Drain enrochement + Filtres |

CHAPITRE VI INFILTRATIONS ET DANGER DE RENARD

VI-1-. GENERALITES

Quelle que soit la perméabilité des terres employées , il y a toujours de l'eau qui s'infiltré. Le problème proprement dit des infiltrations , soit à l'intérieur du massif , soit dans la fondation , est double :

- Il s'agit d'abord de déterminer les lignes de courant de l'écoulement dans la fondation et à travers l'ouvrage (et parmi celles-ci tout particulièrement celle le long de laquelle la pression hydrostatique est nulle) ainsi que les équipotentielles , ce qui permet d'évaluer les risques de renard et d'y pallier à bon escient.

- Ensuite il faut déterminer les débits des fuites tant dans le barrage que dans la fondation , pour vérifier qu'elles sont économiquement acceptables et pour déterminer les caractéristiques des filtres.

Danger de Renard

Le " renard " désigné par une expression imaginée , un cheminement créé par l'eau d'infiltration à travers des matériaux granuleux (digues artificielles ou fondation). En fait , c'est essentiellement pour la fondation et pour les talus aussi que se pose le problème d'instabilité.

Cette instabilité peut se manifester de deux manières différentes , d'ailleurs souvent confondues.

1)- A l'aval du massif , la sous-pression peut être suffisante pour soulever le terrain , en tout cas le disloquer , par les fissures , des renards se produisent qui entraînent la ruine rapide , le pied du massif devenant insuffisamment buté , celui-ci risque de glisser , amenant la submersion de l'ouvrage si la retenue est pleine.

VI-2-. DETERMINATION DE LA LIGNE DE SATURATION A L'AIDE DE LA METHODE DE KOZENY

Notre barrage est constitué par un massif non homogène il comporte des zones de perméabilité différente. Les zones extérieures ou " recharges " par des matériaux relativement perméables , et la zone intérieure ou " noyau " en matériaux presque imperméables (argile).

En supposant que la ligne de saturation est sans effet sur les parties perméables, notamment la partie amont. De plus pour de tels massifs qui doivent se reposer sur des terrains d'assises imperméables, la ligne de saturation se détermine en considérant uniquement la partie centrale.

Pour valider cette supposition, la perméabilité de la partie centrale doit être au moins 100 fois inférieure à celles des autres parties.

On commence par construire la parabole de base de foyer A à partir de l'équation de KOZHENY (planche N°II)

$$(X + Y_0)^2 = X^2 + Y^2 \quad (1)$$

On en déduit la valeur de Y_0 de l'équation :

$$Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \quad (2)$$

Si la hauteur h dans la retenue égale à 23.2 m on aura d en diminuant 0.7 S la largeur en base du noyau (voir planche N°II)

D'où : $d = t_2 - 0.7 S$

t_2 : largeur en base du noyau = 30.59 m

D'après les pentes adoptées

$$S = h \cdot m_1 = 11.79 \text{ m}$$

D'où : $d = 30.59 - 0.7 \times 11.79 = 22.34 \text{ m}$

La valeur de Y_0 est obtenue en remplaçant dans l'équation (2) la valeur de d , puisque on remarque que la verticale passant par le pied aval du massif d'argile coupe la parabole de base en un point D (voir planche N°II)

$$\begin{aligned} Y_0 &= \sqrt{h^2 + d^2} - d \\ &= \sqrt{(23.2)^2 + (22.34)^2} - 22.34 = 9.87 \text{ m} \end{aligned}$$

L'équation du parabole de base s'écrit alors :

$$X^2 + Y^2 = (X + 9.87)^2$$

Dans le tableau ci-après sont représentées les coordonnées (X , Y) déterminant le parabole de KOZENY.

X_i	22.34	20	15	10	5	0	- 1	- 2	- 3	- 4.935
Y_i	23.2	22.18	19.83	17.17	14	9.87	<u>8.81</u>	7.6	6.8	0

La parabole de base coupe la face aval de la section centrale du massif en un point qui sera déterminé à partir de l'équation

$$a + \Delta a = \frac{Y_0}{1 - \cos \alpha}$$

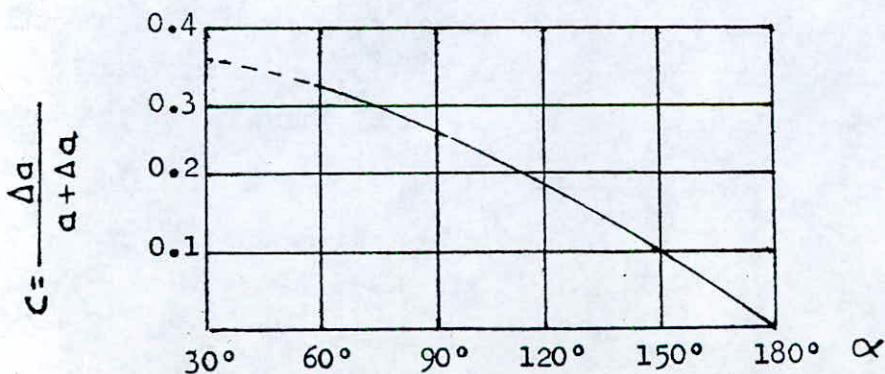
qui est l'équation en coordonnées polaires de cette parabole , l'origine étant au foyer A .

En désignant par P l'intersection de la parabole de base avec la face aval et Δa la distance $P P_1$.En se référant à la figure voir planche N°II on voit que le point P_1 intersection de la ligne de saturation avec la face aval du massif se trouve à une distance Δa en dessous du point P.

CASAGRANDE a montré que la distance Δa variait avec la pente du parement ou , si la ligne de saturation reste à l'intérieur du massif , avec l'angle que fait la face de décharge avec l'horizontal (angle α).

Le graphique ci-dessous donne en fonction des angles du talus aval avec l'horizontal , les valeurs correspondantes du rapport :

$$\frac{\Delta a}{a + \Delta a}$$



En effet on a : $\alpha = 63.43$ $\frac{\Delta a}{a + \Delta a} = 0.32$

$$a + \Delta a = \frac{Y_o}{1 - \cos \alpha} = \frac{9.87}{1 - \cos 63.43} = 17.86 \text{ m}$$

$$\Delta a = 0.32 \times 17.86 = 5.72 \text{ m}$$

Et le point K_1 se trouve sur la face aval à une distance égale à :

$$\begin{aligned} a &= 17.86 - \Delta a \\ &= 17.86 - 5.72 = 12.14 \quad \text{du point A} \end{aligned}$$

Dans la recharge aval , de perméabilité K l'écoulement peut être assimilé à un écoulement à travers un massif rectangulaire de longueur L , si h_o est le niveau aval et h_1 la côte amont de la ligne de saturation dans la recharge aval le débit est donné par :

$$q = K \frac{h_1^2 - h_o^2}{2 L}$$

Ce débit doit être égal à celui qui traverse le noyau et qui peut s'écrire au moyen de la formule

$$q = K_2 e$$

En éliminant q entre les deux équations ci-dessus on obtient

$$h_1 = \sqrt{2 L e \frac{K_1}{K} + h_o^2}$$

Dans notre cas $h_o = 0$ d'où

$$h_1 = \sqrt{2 L e \frac{K_1}{K}}$$

La connaissance de h_1 permet de tracer la ligne de saturation dans la recharge aval avec une précision suffisante en l'assimilant à une droite

A.N :

K_1 : perméabilité du noyau
 K : perméabilité de la recharge
 L : 23.31 m
 e : 9.87

h_1 : 0.46 m

Après avoir tracé la parabole de base , en connaissant la position du point P_n et h_1 , la ligne de saturation est obtenue en raccordant la parabole de base aux points h_1 , P_1 , B comme indique la figure (voir planche N° 1)

VI-3-. CALCUL DES FUITES A TRAVERS LE BARRAGE

Le débit de fuite est estimé à partir de la loi de DARCY

$$Q = K_1 i A$$

Q : débit d'infiltration

i : gradient hydraulique $\frac{h}{L_c}$

h : charge

L_c : longueur de cheminement

K_1 : coefficient de perméabilité du noyau

A : aire soumise à l'infiltration

on représente pour chaque tranche de barrage de largeur unité d'aire de la section par Y et si on prend comme valeur du gradient hydraulique i la pente de la ligne de saturation $\frac{dY}{dX}$, le débit écoulé aura pour expression

$$q = K Y \frac{dY}{dX}$$

En utilisant la propriété bien connue de la parabole de KOZENY on obtient

$$q = K Y \frac{dY}{dX} = K Y_0$$

d'où on aura :

$$q = K Y_0 = K (\sqrt{h^2 + d^2} - d)$$

où :

h : 23.2 m

d : 22.34 m

K : 10^{-7} cm / s

d'où le débit de fuite est $q = 9.87 \cdot 10^{-9}$ m² / s

VI-4-. VOILE D'ETANCHEITE

Pour améliorer l'imperméabilité du sol de fondation et pour éviter l'infiltration à travers la fondation on a aménagé une voile d'injection de profondeur 10 à 15 m .

CHAPITRE VII ETUDE DE LA STABILITE DU BARRAGE

VII-1-. METHODE DE CALCUL

La mécanique des sols établit que la résistance au cisaillement T d'une terre est donnée très sensiblement par l'équation empirique suivante comme sous le nom de Loi de COULOMB.

$$T = C + (N - U) \operatorname{tg} \varphi$$

où :

- N : pression normale à la surface de cisaillement
- U : pression hydrostatique interne ou pression interstitielle
- C : cohésion
- φ : angle de frottement interne

Il existe plusieurs méthodes de calcul , mais nous adoptons celle de FELLENIUS qui est la plus couramment utilisée.

Pour cela , il faut d'abord définir de tels volumes que l'on ramène à des surfaces puisque l'on considère des sections transversales du barrage : elles sont limitées d'une part par la surface du talus , d'autre part par une courbe de glissement. L'hypothèse de la méthode consiste à admettre que ces courbes sont de surface cylindrique ce qui est vérifié en gros par l'expérience des talus éboulés.

De ce fait on trace sur une coupe transversale de la digue plusieurs cercles de glissements et rechercher le cercle le plus critiques ayant le coefficient de glissement minimum.

Donc :

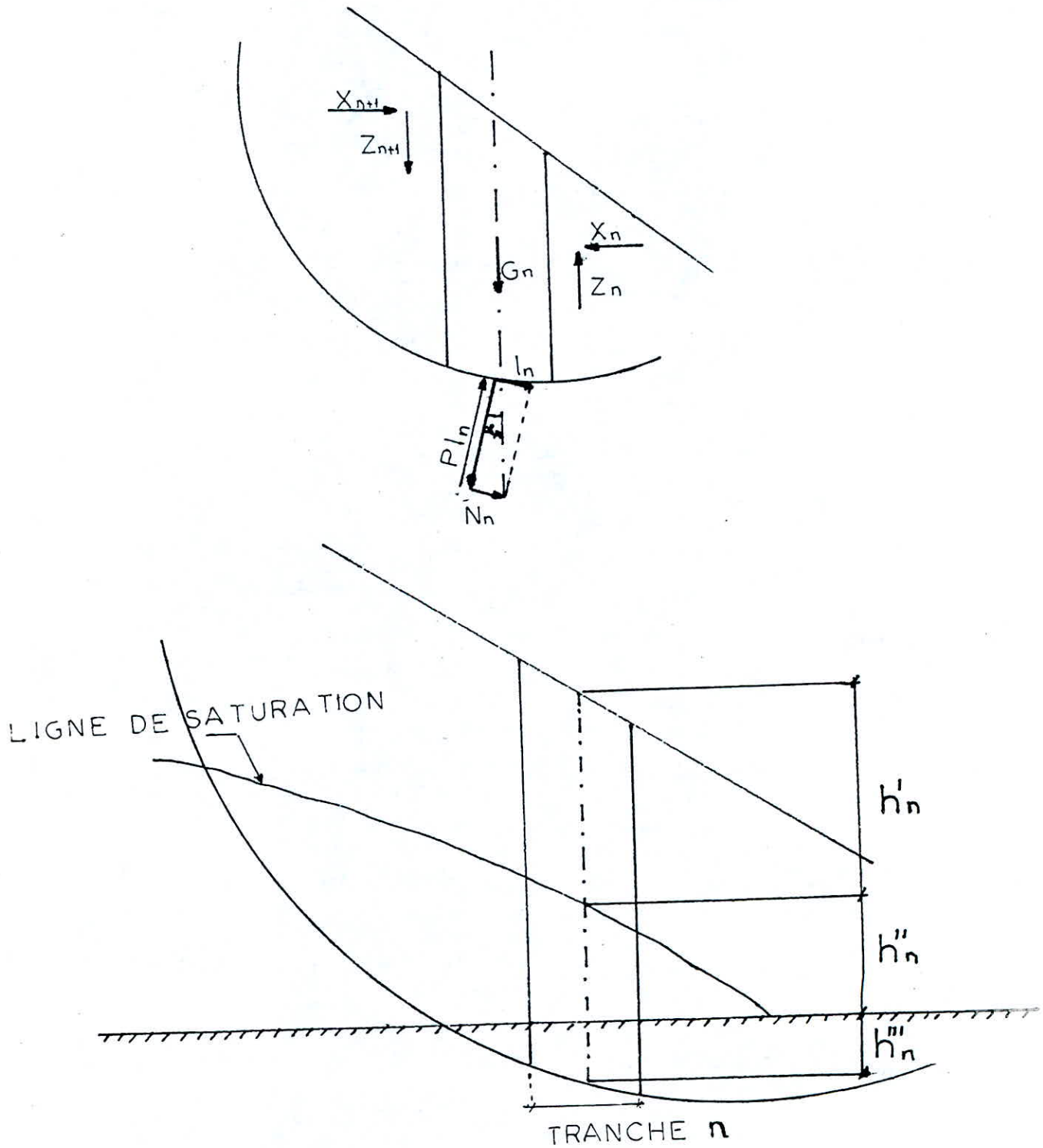
Considérons une tranche d'ordre n on a :

- l_n : la portion de cercle de glissement interceptée par la tranche
- l : la longueur de l'arc de cercle situé dans la partie saturée c'est -à-dire sous la ligne phréatique.
- N_n : la composante normale et T_n la composante tangentielle du poids G_n de la tranche

X_n et Z_n : les composantes de l'action de la tranche $n-1$ sur la tranche d'ordre $n+1$ sur la tranche n (voir fig. 1)

Méthode de FELLENIUS (détails d'une tranche)

Figure 1



Pour la simplification des calculs , FELLENIUS admet les hypothèses suivantes :

- au niveau de chaque tranche

$$X_{n+1} - X_n = 0$$

$$Z_{n+1} - Z_n = 0$$

Ce qui veut dire que l'interaction entre les tranches est nulle

- la force tangentielle T a tendance à entraîner le glissement
- la force N est stabilisatrice , elle crée une force de résistance $N \operatorname{tg} \varphi$ opposée à T.

N engendre sur l_n une pression totale moyenne $\frac{N}{l_n}$ et p de la pression hydro-

statique. D'où la force de frottement mobilisée le long de l_n est alors

$$\left[\frac{N}{l_n} - p \right] \operatorname{tg} \varphi \cdot l_n = (N - p l_n) \operatorname{tg} \varphi$$

Le mouvement se fait le long du cercle de glissement si le matériau constituant la tranche a un angle de frottement et une cohésion C , les forces stabilisatrice sont :

$$\frac{(N - p l_n) \operatorname{tg} \varphi}{\text{Force de frottement}} + \frac{C l_n}{\text{Force de cohésion}}$$

Soit R le rayon du cercle de glissement

Le moment des forces résistantes s'écrit :

$$\sum (N - p l_n) \operatorname{tg} \varphi \cdot R + \sum (C l_n) R = R [\sum (N - p l_n) \operatorname{tg} \varphi + C l_n]$$

Le moment des forces motrices s'écrit :

$$\sum T \cdot R = R \sum T$$

Le coefficient de sécurité K_s est égal au rapport de moment des forces.

D'où :

$$K_s = \frac{\sum (N - p l_n) \operatorname{tg} \varphi + C l_n}{\sum T}$$

Le découpage de la partie du massif limitée par le cercle de glissement se fait en tranche d'égale épaisseur

$$b = \frac{R}{m}$$

où :

R : rayon du cercle de glissement

m : le nombre de tranches

On peut fixer $m = 10$ dans notre projet

Ensuite on devait numéroter les tranches de façon que la tranche numérotée du chiffre 0, c'est la tranche où la droite verticale abaissée du centre de glissement passe.

Pour le talus aval le numérotage se fait comme suit : les tranches se trouvant à gauche de cette tranche seront affectées de chiffres positifs et celles se trouvant à droite les chiffres négatifs.

Pour le talus amont, les signes seront inversés.

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

$$G_n = (\gamma_1 h'_n + \gamma_2 h''_n + \gamma_3 h'''_n) b$$

où : γ_1 : la densité humide de la zone du massif du barrage située sous la ligne de saturation

γ_2 : la densité saturée du massif du barrage située sous la ligne de saturation

γ_3 : la densité humide du sol de fondation

h'_n : hauteur moyenne de la partie de la tranche située au-dessus de la ligne de saturation

h''_n : hauteur moyenne de la partie de la tranche située entre la ligne de saturation et la ligne de la surface de fondation

h'''_n : hauteur moyenne de la partie de la tranche située dans la fondation

La composante normale N'_n est égale à :

$$N'_n = G_n \cdot \cos \alpha_n$$

et la composante tangentielle T_n

$$T_n = G_n \cdot \sin \alpha_n$$

$\sin \alpha_n$ est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$\sin \alpha_n = \frac{n \cdot b}{R}$$

où n est le numéro de la tranche considérée

avec $b = \frac{R}{m}$, n_t : nombre de tranches

d'où :

$$\sin \alpha_n = \frac{n}{m} \quad \text{et} \quad \cos \alpha_n = \sqrt{1 - \left[\frac{n}{m} \right]^2}$$

La pression hydrodynamique est égale à :

$$P = \gamma h_p$$

où γ : poids spécifique de l'eau

h_p : hauteur piézométrique de la tranche considérée.

h_p est déterminée soit à partir du réseau d'infiltration ou soit elle est prise approximativement égale à la hauteur de l'eau d'infiltration sur la courbe de glissement. Ainsi pour la tranche d'ordre n , nous avons :

$$h_p = h''_n + h'''_n$$

La force de la pression hydrodynamique est alors :

$$P \cdot l_n = (h''_n + h'''_n) l_n$$

avec $l_n = \frac{b}{\cos \alpha_n}$

, l_n est assimilé à la portion de la tangente à la courbe de glissement délimitée par la tranche.

Le coefficient de sécurité s'écrit alors :

$$K_s = \frac{\sum \left[G_n \sqrt{1 - \left[\frac{n}{m} \right]^2} - \gamma (h''_n + h'''_n) \frac{b}{\cos \alpha_n} \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i \frac{b}{\cos \alpha_n} \right]}{\sum G_n \cdot \frac{n}{m}}$$

C_i et $\operatorname{tg} \varphi_i$ étant fonction de la zone du terrain englobé par la ligne supposée de glissement.

VII-2-. DETERMINATION DU CENTRE DE CERCLE DE GLISSEMENT

D'après FONDEEV , on dispose le centre de glissement dans les limites de la zone MZZ_1M_1 (voir fig. 2). Cette zone limitée est obtenue par le tableau ci-dessous selon la pente du talus du barrage. " m "

Pente du talus	1	2	3	4	5	6
$\frac{BM}{H_b} = K_1$	0.75	0.75	1.00	1.50	2.20	3.00
$\frac{BM}{H_b} = K_2$	1.50	1.75	2.30	3.75	4.80	5.50

Ordre de calcul

- tracer en echelle un profil à travers du barrage
- tracer deux lignes au milieu (point M_0) du talus
 - la première ligne est verticale
 - la deuxième ligne avec un angle de 85° par rapport à la ligne du talus
- d'après le tableau , déterminer les rayons

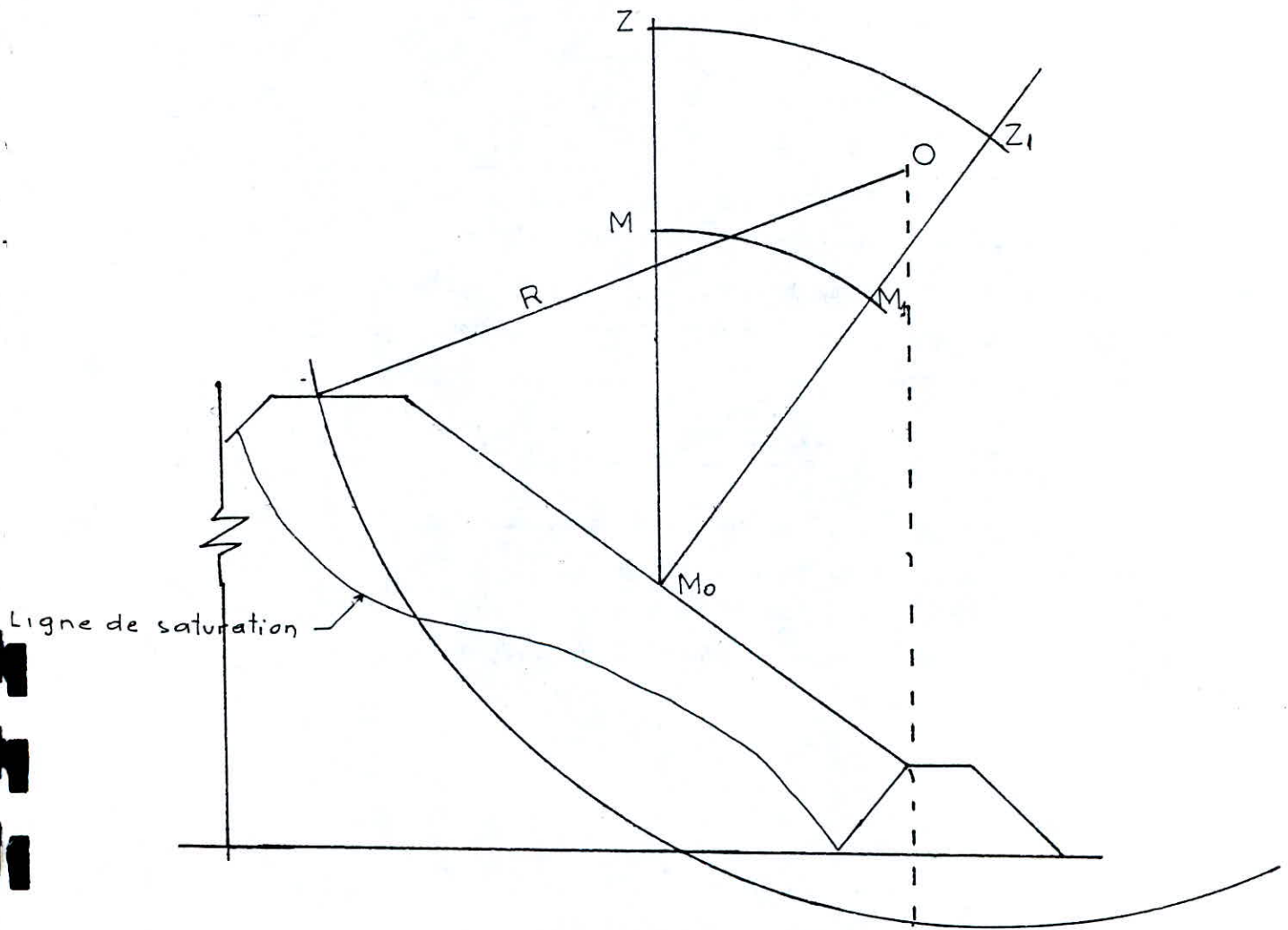
$$BM = K_1 H_b \quad \text{et} \quad BZ = K_2 H_b$$

où H_b est la hauteur du barrage

Ayant BM et BZ , maintenant il suffit de former la zone MZZ_1M_1 .

DETERMINATION DU CENTRE DE GLISSEMENT

Figure 2



- Prendre un point dans la zone et tracer le cercle de glissement de façon à ce que les courbes se trouvent dans les limites du talus aval (ou amont)

- Pour le barrage en terre avec drainage , ZAMARINE recommande de tenir compte de l'écoulement de filtration dans la zone D F F₁ jusqu'au drainage.

Coefficients de stabilité admissibles des talus Kad

Combinaison des charges et des actions	Coefficients de stabilité admissibles des talus des barrages en terre de classe			
	I	II	III	IV
Fondamentales	1.3 + 1.4	1.25 + 1.3	1.2	1.10 + 1.05

Le coefficient devra être compris dans la limite K_{ad} susmentionnée.

Pour cela il faut tracer quelques courbes de glissement de 3 à 5 de centres différents. (voir tableau ci-dessus)

VII-3-. SOLLICITATIONS DUES AUX SEISMES

Le site de l'Oued Berkech est situé sur une région sisme , pour cela on doit prendre en considération les effets statiques d'une séisme.

Au centre de gravité de la tranche qui est la zone susceptible de glisser , on applique une force horizontale due à l'accélération :

$$\gamma = a g \quad (\text{ voir fig. 3 })$$

l'expression du coefficient de sécurité devient :

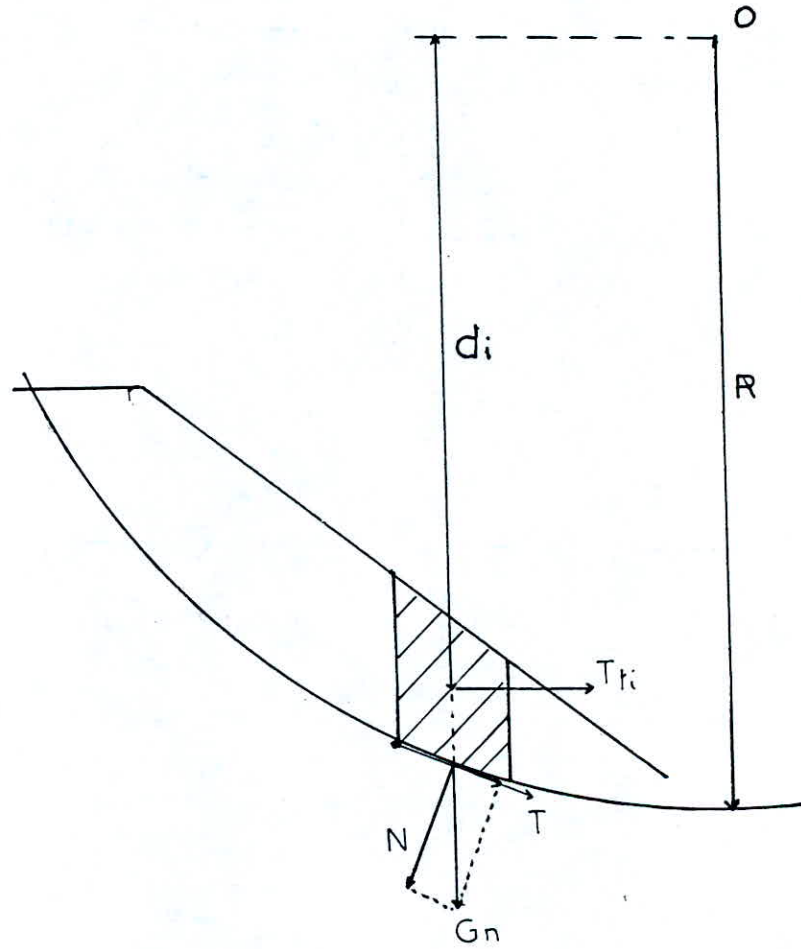
$$K_s = \frac{\sum \left[G_n \sqrt{1 - \left(\frac{n}{m}\right)^2} - \gamma (h''_n + h'''_n) \frac{b}{\cos \alpha_n} \right] \operatorname{tg} \varphi_i + \sum G_i \frac{b}{\cos \alpha_n}}{\sum G_n \frac{n}{m} + \frac{1}{R} \sum T_{t_n} \cdot d_n}$$

où :

d_n : bras de levier

T_{t_n} = a . G_n : forces dues au séisme

a : coefficient d'intensité du séisme de la région (a = 0.15)



VII-4-. CAS LES PLUS FAVORABLES A ENVISAGER POUR LE CALCUL DE LA STABILITE
D'UN BARRAGE EN TERRE

Pour un barrage en terre on devra s'assurer de la stabilité des :

- talus amont
- talus aval

a) Le réservoir est vide (fin de construction)

On fera pour l'amont et l'aval , trois cercles pour chaque cas : sans séisme et avec séisme.

Dans ce calcul on prend les densités d'humidité naturelle c'est-à-dire on ne tient pas compte de la force de pression hydraudynamique c'est-à-dire ($P l_n$)

Le coefficient de sécurité a pour expression :

- sans séisme

$$K_s = \frac{\sum G_n \left[\sqrt{1 - \left[\frac{n}{m} \right]^2} \right] x \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i \frac{b}{\cos \alpha_n}}{\sum G_n \frac{n}{m}}$$

- avec séisme

$$K_s = \frac{\sum \left[G_n \sqrt{1 - \left[\frac{n}{m} \right]^2} \right] x \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i \frac{b}{\cos \alpha_n}}{\sum G_n \frac{n}{m} + \frac{1}{R} \sum T_{t_n} d_n}$$

b) Le réservoir est plein (fonctionnement normal)

Il y a infiltration continue à travers la digue , c'est le talus aval qui est en danger sous l'effet des forces d'infiltrations.

On fera pour le talus aval (trois cercles) sans séisme et avec séisme.

Le coefficient de sécurité a pour expression :

- sans séisme

$$K_s = \frac{\sum \left[G_n \sqrt{1 - \left[\frac{n}{m} \right]^2} - \gamma (h_n'' + h_n''') \frac{b}{\cos \alpha_n} \right] \operatorname{tg} \varphi_i + \sum c_i \frac{b}{\cos \alpha_n}}{\sum G_n \frac{n}{m}}$$

- avec séisme

$$K_s = \frac{\sum \left[G_n \sqrt{1 - \left[\frac{n}{m} \right]^2} - \gamma (h_n'' + h_n''') \frac{b}{\cos \alpha_n} \right] \operatorname{tg} \varphi_i + \sum c_i \frac{b}{\cos \alpha_n}}{\sum G_n \frac{n}{m} + \frac{1}{R} \sum T_{t_n} d_n}$$

c) La vidange rapide

Pour la vidange rapide , c'est le talus amont qui est en danger.

Notre calcul se fera pour le talus amont (trois cercles) sans séisme et avec séisme.

Le calcul de stabilité du talus amont dans la circonstance le plus critique est celui effectué en cas de vidange rapide. En Algérie toute vidange moins de 21 jours est considérée comme rapide , ce délai est adopté par la D.P.R.H.

L'approximation suivante est plutôt adoptée : juste après la vidange , l'eau qui est dans le barrage n'a pas eu le temps de s'écouler et cette eau supporte par sa pression une partie du poids du massif mouillé.

Cette pression n'est pas génératrice de frottement.

On admettra alors que la composante normale à multiplier par $\text{tg } \varphi$, est égale au produit de la densité immergée $(\gamma_{sa} - 1)$ par la composante normale n de la hauteur moyenne h_n et par la largeur b de la tranche soit :

$$N - p l_n = (\gamma_{sa} - 1) n \cdot b$$

$$\text{avec } n = h_n \cos \alpha_n$$

Par contre , le poids de l'eau emmagasiné dans le massif est générateur d'une force d'entraînement et , dans le calcul de la composante tangentielle T nous devons prendre la densité saturée γ_{sa} :

$$T = \gamma_{sa} \cdot t \cdot b$$

$$\text{avec } t = h_n \sin \alpha_n$$

donc le coefficient de sécurité a pour expression :

- sans séisme

$$K_s = \frac{\sum [\gamma_1 h'_n + (\gamma_2 - 1) h''_n + (\gamma_3 - 1) h'''_n] b \cos \alpha_n \text{tg } \varphi_i + \sum c_i \frac{b}{\cos \alpha_n}}{\sum [(\gamma_1 h'_n + \gamma_2 h''_n + \gamma_3 h'''_n) b \sin \alpha_n]}$$

- avec séisme

$$K_s = \frac{\sum [\gamma_1 h'_n + (\gamma_2 - 1) h''_n + (\gamma_3 - 1) h'''_n] b \cos \alpha_n \text{tg } \varphi_i + \sum c_i \frac{b}{\cos \alpha_n}}{\sum [(\gamma_1 h'_n + \gamma_2 h''_n + \gamma_3 h'''_n) b \sin \alpha_n] + \frac{1}{R} \sum T_{t_n} d_n}$$

Le coefficient de sécurité est comparé suivant les classes de barrage.

Les classes des barrages en terre sont représentées dans le tableau suivant , en fonction de la hauteur et du type de sol de fondation.

Type de sol de fondation	CLASSES DES BARRAGES			
	I	II	III	IV
Sols rocheux	100	70 + 100	25 + 70	25
sols sableux , pierreux , terrains argileux , non plastiques	75	35 + 75	15 + 35	15
Terrains argileux plastiques	50	25 + 50	15 + 25	15

(Les hauteurs du barrage sont données en mètre)

On peut considérer notre barrage comme étant de la classe II , car la hauteur de notre barrage est de 32.59 m .

FONCTIONNEMENT NORMAL

R = 55.8 m

N° des tranches	b (m)	h' n	h'' n	h''' n	γ ₁	γ ₂	γ ₃	G _n = (γ ₁ h' _n + γ ₂ h'' _n + γ ₃ h''' _n) b	sin α _n = $\frac{n}{m}$	cos α _n = $\sqrt{1 - \left[\frac{n}{m}\right]^2}$	G _n · sin α _n	G _n · cos α _n	l _n = $\frac{b}{\cos \alpha_n}$	Pl _n = (h'' _n + h''' _n) l _n	tg φ ₁	(G _n cos α _n - Pl _n) tg φ ₁	C _i	C _i l _n	d _n (m)	T _t _n = a · G _n	T _t _n · d _n
0	5.58	4.5	-	2.7	1.57	-	1.6	63.53	0	1	0	63.53	5.58	15.07	0.74	35.86			51	9.53	486.0
+1	5.58	7.3	-	2.4	1.57	-	1.6	85.38	0.1	0.995	8.54	84.95	5.6	13.46	0.74	52.9			49.2	12.81	630.1
+2	5.58	10	-	1.5	1.57	-	1.6	100.99	0.2	0.980	20.2	98.96	5.69	8.54	0.74	66.90			47.6	15.15	692.2
+3	5.58	12.8	-	-	1.57	-	-	112.13	0.3	0.954	33.6	107	5.85	0	0.74	79.15			45.7	16.82	768.6
+4	5.58	13.4	-	-	1.57	-	-	117.39	0.4	0.916	47	107.6	6.09	0	0.74	79.61			43.5	17.61	765.9
+5	5.58	13.2	-	-	1.57	-	-	115.64	0.5	0.866	57.8	100.2	6.44	0	0.74	74.10			40.5	17.35	702.5
+6	5.58	12.2	-	-	1.57	-	-	106.88	0.6	0.8	64.1	85.50	6.97	0	0.74	63.27			37.6	16.03	602.8
+7	5.58	10	-	-	1.57	-	-	87.61	0.7	0.714	61.3	62.56	7.81	0	0.74	46.29			34.1	13.14	448.1
+8	5.58	6.2	-	-	1.57	-	-	54.31	0.8	0.6	43.5	32.59	9.3	0	0.74	24.11			28.7	8.15	233.8
-1	5.58	1.8	-	2.4	1.57	-	1.6	37.20	-0.1	0.995	-3.7	37.01	5.6	13.46	0.50	11.72	1.3	7.29	52.4	5.58	292.3
-2	5.58	-	-	2.2	1.57	-	1.6	19.64	-0.2	0.980	-3.9	19.24	5.69	12.53	0.50	3.39	1.3	7.4	52.6	2.95	154.9
-3	4.9	-	-	0.7	-	-	1.6	5.49	-0.3	0.954	-1.6	5.23	5.14	3.59	0.50	0.82	1.3	6.68	52	0.82	42.8

Coefficient de sécurité : - sans séisme : K_s = 1.7
 - avec séisme : K = 1.29

Σ 326.8 Σ 538.07 Σ 21.37

Σ 5820.0

FONCTIONNEMENT NORMAL

R = 60.2 m

N° des tranches	b (m)	h' n	h'' n	h''' n	γ_1	γ_2	γ_3	$G_n = (\gamma_1 h'_n + \gamma_2 h''_n + \gamma_3 h'''_n) b$	$\sin \alpha_n = \frac{n}{m}$	$\cos \alpha_n = \sqrt{1 - \left[\frac{n}{m}\right]^2}$	$G_n \cdot \sin \alpha_n$	$G_n \cdot \cos \alpha_n$	$l_n = \frac{b}{\cos \alpha_n}$	$Pl_n = (h''_n + h'''_n) l_n$	$t g \varphi_i$	$(G_n \cos \alpha_n - Pl_n) t g \varphi_i$	C_i	$C_i l_n$	$d_n (m)$	$T_{t_n} = a \cdot G_n$	$T_{t_n} \cdot d_n$
0	6.02	3.6	-	1.4	1.57	-	1.6	47.51	0	1	0	47.5	6.02	8.43	0.74	28.92	0	0	57	7.13	406.2
+1	6.02	6.7	-	1.2	1.57	-	1.6	74.88	0.1	0.995	7.49	74.51	6.05	7.26	0.74	49.76	0	0	56.2	11.23	631.24
+2	6.02	9.6	-	0.2	1.57	-	1.6	92.66	0.2	0.980	18.5	90.79	6.14	1.23	0.74	66.27	0	0	54.1	13.90	751.94
+3	6.02	11.2	-	-	1.57	-	-	105.85	0.3	0.954	31.8	100.9	6.31	0	0.74	74.72	0	0	52	15.88	825.61
+4	6.02	11.8	-	-	1.57	-	-	111.53	0.4	0.976	44.6	100.2	6.56	0	0.74	75.64	0	0	49.1	16.73	821.41
+5	6.02	11.7	-	-	1.57	-	-	110.58	0.5	0.866	55.3	95.77	6.95	0	0.74	70.86	0	0	45.8	16.59	759.68
+6	6.02	10.8	-	-	1.57	-	-	102.07	0.6	0.8	61.2	81.66	7.52	0	0.74	60.42	0	0	42.2	15.31	646.10
+7	6.02	8.3	-	-	1.57	-	-	78.47	0.7	0.714	54.9	56.02	8.43	0	0.74	41.45	0	0	37.7	11.77	443.61
+8	6.02	4.2	-	-	1.57	-	-	39.69	0.8	0.6	31.75	23.82	10.03	0	0.74	17.62	0	0	32.8	5.95	195.21
-1	6.02	0.5	-	1.2	1.57	-	1.6	16.28	-0.1	0.995	-1.6	16.20	6.05	8.26	0.50	4.46	1.3	7.86	59.1	2.44	144.31
-2	6.02	-	-	1	-	-	1.6	9.63	-0.2	0.980	-1.9	9.44	6.44	6.14	0.50	1.64	1.3	7.99	59.6	1.44	86.09

$\Sigma 302.0$

$\Sigma 491.76$

$\Sigma 15.85$

$\Sigma 5711.5$

Coefficient de sécurité : - sans séisme : $K_s = 1.68$

avec séisme : $K_b = 1.2$

N° des tranches	b (m)	h' n	h'' n	h''' n	χ ₁	χ ₂	χ ₃	G _n = (χ ₁ h'' _n + χ ₂ h''' _n + χ ₃ h'''' _n) b	sin α _n = $\frac{n}{m}$	cos α _n = $\sqrt{1 - \left(\frac{n}{m}\right)^2}$	G _n · sin α _n	G _n · cos α _n	L _n = $\frac{b}{\cos \alpha_n}$	PL _n = (h'' _n + h''' _n) L _n	tg φ _i	(G _n cos α _n - PL _n) tg φ _i	C _i	C _i L _n	d _n (m)	T _n = a · G _n	T _n · d _n
0	5.84	4.2	-	1.8	1.57	-	1.6	55.33	0	1	0	55.33	5.84	10.5	0.74	33.16			56	8.30	464.77
1	5.84	7.1	-	1.5	1.57	-	1.6	79.11	0.1	0.995	7.9	78.72	5.85	8.80	0.74	51.73			53.9	11.9	639.60
2	5.84	10	-	0.6	1.57	-	1.6	97.29	0.2	0.980	19	95.33	5.96	3.58	0.74	67.89			52.2	14.6	786.59
3	5.84	11	-	-	1.57	-	-	100.86	0.3	0.954	30	96.21	6.12	0	0.74	71.19			50	15.13	756.45
4	5.84	12.7	-	-	1.57	-	-	116.44	0.4	0.916	47	106.7	6.37	0	0.74	78.97			46.8	17.5	817.41
5	5.84	12.6	-	-	1.57	-	-	115.53	0.5	0.866	58	100.1	6.74	0	0.74	74.03			44.7	17.33	774.63
6	5.84	11.5	-	-	1.57	-	-	105.44	0.6	0.8	63	84.35	7.3	0	0.74	62.42			40.1	15.82	634.22
7	5.84	9.2	-	-	1.57	-	-	84.35	0.7	0.714	59	60.24	8.18	0	0.74	44.57			36.2	12.65	458.02
8	5.84	5.1	-	-	1.57	-	-	46.76	0.8	0.6	37	28.06	9.73	0	0.74	20.76			31.5	7.01	220.94
-1	5.84	1.2	-	1.5	1.57	-	1.6	25.02	-0.1	0.995	-2.5	24.89	5.87	8.80	0.50	8.00	1.3	7.63	57	3.75	213.92
-2	5.84	-	-	1.2	-	-	1.6	11.21	-0.2	0.980	-2.2	10.99	5.96	7.15	1.50	1.91	1.3	7.75	56.4	1.68	94.84

Σ 316.9

Σ 514.63

Σ 15.38

Σ 5861.3

Coefficient de sécurité :

- sans séisme : K_s = 1.67

- avec séisme : K_s = 1.27

N° des tranches	b (m)	h _n '	h _n ''	h _n '''	χ ₁	χ ₂	χ ₃	G _n = (χ ₁ h _n ' + χ ₃ h _n '') b	sin α _n = $\frac{n}{m}$	cos α _n = $\sqrt{1 - \left(\frac{n}{m}\right)^2}$	G _n · cos α _n	G _n · sin α _n	l _n = $\frac{b}{\cos \alpha_n}$	tg ψ _i	G _n cos α _n tg ψ _i	C _i	C _i l _n	d _n (m)	T _t _n = a · G _n	T _t _n · d _n
0	5.71	4.6	-	3	1.57	-	1.6	68.64	0	1	68.64	0	5.71	0.74	50.79	0	0	53.2	10.30	547.75
1	5.71	7.5	-	2.7	1.57	-	1.6	91.90	0.1	0.995	91.44	9.19	5.74	0.74	67.66	0	0	51.6	13.78	711.31
2	5.71	10.4	-	1.8	1.57	-	1.6	109.68	0.2	0.980	107.46	21.94	5.83	0.74	79.52	0	0	49.8	16.45	819.31
3	5.71	13.4	-	0.2	1.57	-	1.6	121.95	0.3	0.954	116.34	36.59	5.98	0.74	86.08	0	0	47.3	18.29	865.24
4	5.71	14.2	-	-	1.57	-	-	127.30	0.4	0.916	116.67	50.92	6.23	0.74	86.33	0	0	44.8	19.09	855.45
5	5.71	14	-	-	1.57	-	-	125.50	0.5	0.866	108.69	62.75	6.59	0.74	80.43	0	0	41.8	18.82	786.88
6	5.71	13	-	-	1.57	-	-	116.54	0.6	0.8	93.23	69.92	7.14	0.74	68.99	0	0	38.2	17.48	667.77
7	5.71	10.6	-	-	1.57	-	-	95.02	0.7	0.714	67.86	66.52	7.99	0.74	50.21	0	0	34.2	14.25	487.50
8	5.71	6.4	-	-	1.57	-	-	57.37	0.8	0.6	34.42	45.90	9.51	0.74	25.47	0	0	29.4	8.6	253.00
-1	5.71	1.8	-	2.7	1.57	-	1.6	40.80	-0.1	0.995	40.50	-4.08	5.73	0.74	30.04	0	0	56	6.12	342.72
-2	5.71	-	-	2.4	-	-	1.6	21.93	-0.2	0.980	21.48	-4.38	5.83	0.50	10.69	1.3	7.58	54.8	3.29	180.26
-3	5	-	-	1	-	-	1.6	9.14	-0.3	0.954	8.71	-2.74	5.98	0.50	4.34	1.3	7.77	54	1.37	74.034

Σ 352.53

Σ 640.55

Σ 15.35

Σ 6591.224

Coefficient de sécurité : - sans séisme : K_n = 1.86

- avec séisme : K_n = 1.4

N° des tranches	b (m)	h'_n	h''_n	h'''_n	χ_1	χ_2	χ_3	$\sin \alpha_n = \frac{n}{m}$	$\cos \alpha_n = \sqrt{1 - \left[\frac{n}{m}\right]^2}$	$T_n = (\chi_1 h'_n + \chi_2 h''_n + \chi_3 h'''_n) \times b \sin \alpha_n$	$N - Pl_n = [\chi_1 h'_n + (\chi_2 - 1) h''_n + (\chi_3 - 1) h'''_n] \times b \cos \alpha_n$	$\text{tg } \varphi_i$	$(N - Pl_n) \text{ tg } \varphi_i$	C_i	$C_i l_n$	d_n	$T_n^t = a \cdot C_n$	$T_n^t \cdot d_n$
0	6.46	-	4.6	4.6	-	1.98	1.7	0	1	0	49.92	0.5	24.84	1.3	8.40	60	16.40	984.19
+1	6.46	-	7.4	3.4	-	1.98	1.7	0.1	0.99	13.20	61.91	0.74	48.81	0	0	58.8	19.79	1164.16
+2	6.46	-	10.1	2.4	-	1.98	1.7	0.2	0.98	31.11	73.28	0.74	54.22	0	0	56.4	23.33	1315.90
+3	6.46	-	12.8	0.6	-	1.98	1.7	0.3	0.95	51.09	79.89	0.74	59.11	0	0	55	25.55	1405.07
+4	6.46	-	13.8	-	-	1.98	-	0.4	0.92	70.60	80.07	0.74	59.25	0	0	52.2	26.48	1382.10
+5	6.46	-	13.2	-	-	1.98	-	0.5	0.86	84.42	72.37	0.74	53.55	0	0	49	25.33	1240.96
+6	6.46	-	11.5	-	-	1.98	-	0.6	0.8	88.27	58.24	0.74	43.10	0	0	45.1	22.06	995.09
+7	6.46	0.3	8.5	-	1.84	1.98	-	0.7	0.71	78.60	40.97	0.74	30.32	0	0	41.3	16.84	695.62
+8	6.46	3	0.9	-	1.84	1.98	-	0.8	0.6	37.74	24.81	0.74	18.36	0	0	36	7.08	254.72
-1	6.46	-	1.8	3.4	-	1.98	1.7	-0.1	0.99	-6.04	26.64	0.50	13.25	1.3	8.44	62.2	9.05	563.18
-2	6.46	-	-	3.3	-	-	1.7	-0.2	0.98	-7.25	14.62	0.50	7.27	1.3	8.57	61.8	5.44	335.95
-3	6.46	-	-	1.6	-	-	1.7	-0.3	0.95	-5.27	6.9	0.50	3.43	1.3	8.80	60.9	2.64	160.51

436.47

Σ 412.51

Σ 10497.26

Coefficient de sécurité : - sans séisme : $K_s = 1.004$

- avec séisme : $K_s = 0.73$

N° des tranches	b (m)	h'_n	h''_n	h'''_n	α_1	α_2	α_3	$\sin \alpha_n = \frac{n}{m}$	$\cos \alpha_n = \sqrt{1 - \left(\frac{n}{m}\right)^2}$	$T_n = (\alpha_1 h'_n + \alpha_2 h''_n + \alpha_3 h'''_n) x$ $b \sin \alpha_n$	$N - P1_n =$ $[\alpha_1 h'_n + (\alpha_2 - 1) h''_n + (\alpha_3 - 1) h'''_n] x$ $b \cos \alpha_n$	$\text{tg } \varphi_i$	$(N - P1_n) \text{tg } \varphi_i$	C_i	$C_i l_n$	d_n	$T_n t_n = a \cdot C_n$	$T_n \cdot d_n$
0	6.9	-	4.1	3.1	-	1.98	1.7	0	1	0	42.70	0.74	31.59	0	0	65	13.86	900.68
+1	6.9	-	7	2.8	-	1.98	1.7	0.1	0.99	12.85	60.55	0.74	44.81	0	0	63.5	19.27	1142.81
+2	6.9	-	10	1.6	-	1.98	1.7	0.2	0.98	31.08	73.83	0.74	54.63	0	0	62	23.31	1382.18
+3	6.9	-	12.9	-	-	1.98	-	0.3	0.95	52.87	83.21	0.74	61.57	0	0	59.3	26.44	1567.65
+4	6.9	-	13.2	-	-	1.98	-	0.4	0.92	72.13	81.81	0.74	60.53	0	0	56.2	27.05	1520.25
+5	6.9	-	12.5	-	-	1.98	-	0.5	0.87	85.39	73.20	0.74	54.17	0	0	52.7	25.62	1340.97
+6	6.9	-	10.8	-	-	1.98	-	0.6	0.8	88.53	58.42	0.74	43.23	0	0	49	22.13	1084.49
+7	6.9	1.1	6.4	-	1.84	1.98	-	0.7	0.71	70.82	40.72	0.74	30.13	0	0	44.5	15.18	675.34
+8	5.1	2.2	-	-	1.84	-	-	0.8	0.6	16.25	12.18	0.74	9.02	0	0	38.8	3.05	118.19
-1	5.1	-	1	2.7	-	1.98	1.7	-0.1	0.99	-4.53	19.70	0.50	9.8	1.3	9.01	66.8	6.80	454.24
-2	5.1	-	-	2.4	-	-	1.7	-0.2	0.98	-5.63	11.36	0.50	5.65	1.3	9.15	66.4	4.22	280.39
-3	5.4	-	-	0.6	-	-	1.7	-0.3	0.95	-1.65	2.16	0.50	1.076	1.3	7.36	65.3	0.83	53.95

$\Sigma 418.11$

$\Sigma 406.2$

$\Sigma 25.52$

$\Sigma 10521.14$

Coefficient de sécurité : - sans séisme : $K_s = 1.03$
 - avec séisme : $K_s = 0.77$

N° DES TRANCHES	b (m)	h_n'	h_n''	h_n'''	γ_1	γ_2	γ_3	$G_n = (\gamma_1 h_n' + \gamma_3 h_n''') b$	$\sin \alpha_n = \frac{n}{m}$	$\cos \alpha_n = \sqrt{1 - \left[\frac{n}{m} \right]^2}$	$G_n \cdot \cos \alpha_n$	$G_n \cdot \sin \alpha_n$	$l_n = \frac{b}{\cos \alpha_n}$	$t \psi_i$	$G_n \cos \alpha_n \operatorname{tg} \psi_i$	C_i	$C_i l_n$	d_n (m)	$T_{t_n} = a \cdot G_n$	$T_{t_n} \cdot d_n$
0	6.12	5.5	-	4	1.57	-	1.6	92.01	0	1	92.01	0	6.12	0.74	68.09	0	0	56.4	13.80	778.4
+1	6.12	8.4	-	3.6	1.57	-	1.6	115.96	0.1	0.995	115.38	11.60	6.15	0.74	85.38	0	0	54.8	17.39	953.19
+2	6.12	11.3	-	2.4	1.57	-	1.6	132.07	0.2	0.980	129.4	26.42	6.24	0.74	95.76	0	0	53	19.81	1049.96
+3	6.12	14.2	-	0.6	1.57	-	1.6	142.31	0.3	0.954	135.76	42.69	6.41	0.74	100.46	0	0	50	21.35	1067.32
+4	6.12	14.8	-	-	1.57	-	-	142.20	0.4	0.916	130.33	56.88	6.68	0.74	96.44	0	0	47.8	21.33	1019.57
+5	6.12	14.7	-	-	1.57	-	-	141.24	0.5	0.866	122.32	70.62	7.07	0.74	90.51	0	0	44.2	21.19	936.42
+6	6.12	11.3	-	-	1.57	-	-	108.57	0.6	0.8	86.86	65.14	7.65	0.74	64.27	0	0	40.1	16.28	653.05
+7	6.12	7.2	-	-	1.57	-	-	69.18	0.7	0.714	49.40	48.43	8.57	0.74	36.56	0	0	35	10.38	363.19
-1	6.12	2.6	-	3.4	1.57	-	1.6	58.27	-0.1	0.995	57.98	-5.82	6.15	0.74	42.90	0	0	58	8.74	506.95
-2	6.12	-	-	3.1	-	-	1.6	30.35	-0.2	0.980	29.74	-6.07	6.25	0.50	14.82	1.3	8.12	57.6	4.55	262.22
-3	6.12	-	-	1	-	-	1.6	9.79	-0.3	0.954	9.34	-2.94	6.41	0.50	4.66	1.3	8.34	56.7	1.47	83.26

Σ 306.95

Σ 699.85

Σ 16.46

Σ 7676.53

Coefficient de sécurité : - sans séisme : $K_s = 2.33$
 - avec séisme : $K_s = 1.66$

N° des tranches	b (m)	h _n '	h _n ''	h _n '''	γ ₁	γ ₂	γ ₃	G _n = (γ ₁ h _n ' + γ ₃ h _n '') b	sin α _n = $\frac{n}{m}$	cos α _n = $\sqrt{1 - \left[\frac{n}{m}\right]^2}$	G _n · cos α _n	G _n · sin α _n	l _n = $\frac{b}{\cos \alpha_n}$	tg φ _i	G _n cos α _n tg φ _i	C _i	C _i l _n	d _n (m)	T _{t_n} = a · G _n	T _{t_n} · d _n
0	6.92	4.4	-	1.4	1.57	-	1.6	63.30	0	1	63.30	0	6.92	0.74	46.86			66.2	9.5	628.57
+1		7.3	-	1.1	1.57	-	1.6	91.49	0.1	0.995	91.03	9.15	6.95	0.74	67.36			64.3	13.72	882.42
+2		10.3	-	0.1	1.57	-	1.6	113.01	0.2	0.980	110.73	22.60	7.06	0.74	81.93			62.4	16.95	1057.77
+3		11.4	-	-	1.57	-	-	123.85	0.3	0.954	118.15	37.16	7.25	0.74	87.43			60	18.58	1114.65
+4		11.8	-	-	1.57	-	-	128.20	0.4	0.916	117.5	51.28	7.55	0.74	86.94			57.1	19.23	1098.03
+5		11.4	-	-	1.57	-	-	123.85	0.5	0.866	107.26	61.93	7.99	0.74	79.37			53.6	18.58	995.75
+6		9.8	-	-	1.57	-	-	106.47	0.6	0.8	85.18	63.88	8.65	0.74	63.03			50	15.97	798.53
+7		6.7	-	-	1.57	-	-	72.79	0.7	0.714	51.98	50.95	9.69	0.74	38.46			46.2	10.92	504.43
+8	4.8	1.8	-	-	1.57	-	-	13.56	0.8	0.6	8.13	10.85	8	0.74	6.02			40.5	2.03	82.38
-1	6.42	1.5	-	1	1.57	-	1.6	27.37	-0.1	0.995	27.23	-2.74	6.95	0.50	13.58	1.3	9.04	67.7	4.11	277.94
-2	6.8	-	-	0.8	-	-	1.6	8.704	-0.2	0.980	8.53	-1.74	6.94	0.50	4.45	1.3	9.02	67.6	1.31	88.26

Σ 303.32

Σ 18.06

Σ 7528.73

Coefficient de sécurité : - sans séisme : K_S = 1.96

- avec séisme : K_S = 1.44

N° des tranches	b (m)	h'_n	h''_n	h'''_n	γ_1	γ_2	γ_3	$G_n = (\gamma_1 h'_n + \gamma_3 h'''_n) b$	$\sin \alpha_n = \frac{n}{m}$	$\cos \alpha_n = \sqrt{1 - \left[\frac{n}{m}\right]^2}$	$G_n \cdot \cos \alpha_n$	$G_n \cdot \sin \alpha_n$	$l_n = \frac{b}{\cos \alpha_n}$	$\text{tg } \psi_i$	$G_n \cos \alpha_n \text{ tg } \psi_i$	C_i	$C_i l_n$	d_n (m)	$\Gamma_{t_n} = a \cdot G_n$	$\Gamma_{t_n} \cdot d_n$
0	6.7	3.2	-	1.7	1.57	-	1.6	51.88	0	1	51.88	0	6.7	0.74	38.39	0	0	64.6	7.78	502.72
+1	6.7	6.5	-	1.4	1.57	-	1.6	83.38	0.1	0.995	82.96	8.34	6.73	0.74	61.39	0	0	63.1	12.51	789.19
+2	6.7	9.8	-	0.3	1.57	-	1.6	106.30	0.2	0.980	104.15	21.26	6.84	0.74	77.07	0	0	60.8	15.94	969.46
+3	6.7	11.7	-	-	1.57	-	-	123.07	0.3	0.954	117.4	36.92	7.02	0.74	86.87	0	0	58.3	18.46	1076.22
+4	6.7	12.4	-	-	1.57	-	-	130.43	0.4	0.916	119.55	52.17	7.31	0.74	88.46	0	0	55.2	19.56	1079.96
+5	6.7	12.3	-	-	1.57	-	-	129.38	0.5	0.866	112.05	64.69	7.74	0.74	82.91	0	0	51.7	19.41	1003.34
+6	6.7	11	-	-	1.57	-	-	115.7	0.6	0.8	92.57	69.42	8.37	0.74	68.50	0	0	43	17.35	746.26
+7	6.7	8.2	-	-	1.57	-	-	86.25	0.7	0.714	61.60	60.38	9.38	0.74	45.58	0	0	42.5	12.94	549.84
+8	4.6	1.4	-	-	1.57	-	-	10.11	0.8	0.6	6.066	8.089	7.66	0.74	4.49	0	0	37.8	1.52	57.32
-1	6.7	-	-	1.4	-	-	1.6	15.01	-0.1	0.995	14.93	-1.5	6.73	0.50	7.43	1.3	8.75	66.2	2.25	149.05
-2	6.7	-	-	1	-	-	1.6	10.72	-0.2	0.980	10.50	-2.144	6.84	0.50	5.23	1.3	8.89	65.4	1.61	105.16

 $\Sigma 317.63$ $\Sigma 566.32$ $\Sigma 17.64$ $\Sigma 6282.26$ Coefficient de sécurité : - sans séisme : $K_s = 1.84$ - avec séisme : $K_s = 1.42$

N° des tranches	b (m)	h'_n	h''_n	h'''_n	γ_1	γ_2	γ_3	$G_n = (\gamma_1 h'_n + \gamma_3 h'''_n) b$	$\sin \alpha_n = \frac{n}{m}$	$\cos \alpha_n = \sqrt{1 - \left[\frac{n}{m}\right]^2}$	$G_n \cdot \cos \alpha_n$	$G_n \cdot \sin \alpha_n$	$l_n = \frac{b}{\cos \alpha_n}$	$\text{tg } \psi_i$	$G_n \cos \alpha_n \text{ tg } \psi_i$	G_i	$G_i l_n$	d_n (m)	$\tau_{t_n} = a \cdot G_n$	$\tau_{t_n} \cdot d_n$
0	6.22	3.4	-	1.3	1.57	-	1.6	46.14	0	1	46.14	0	6.22	0.74	34.14	0	0	60.1	6.92	415.95
1	6.22	6.5	-	1	1.57	-	1.6	73.43	0.1	0.995	73.06	7.34	6.25	0.74	54.06	0	0	58.4	11.01	643.25
2	6.22	9.6	-	-	1.57	-	-	93.75	0.2	0.980	91.85	18.75	6.35	0.74	67.97	0	0	56.3	14.06	791.72
3	6.22	11	-	-	1.57	-	-	107.42	0.3	0.954	102.47	32.23	6.52	0.74	75.82	0	0	54.1	16.11	871.71
4	6.22	11.8	-	-	1.57	-	-	115.23	0.4	0.916	105.61	48.09	6.79	0.74	78.15	0	0	51.0	17.28	881.51
5	6.22	11.8	-	-	1.57	-	-	115.23	0.5	0.866	99.79	57.62	7.18	0.74	73.84	0	0	47.8	17.28	826.20
6	6.22	10.6	-	-	1.57	-	-	103.51	0.6	0.8	82.81	62.11	7.77	0.74	61.28	0	0	44.2	15.53	686.27
7	6.22	8	-	-	1.57	-	-	78.12	0.7	0.714	55.79	54.67	8.71	0.74	41.28	0	0	39.7	11.72	465.20
8	5.6	3.2	-	-	1.57	-	-	28.13	0.8	0.6	16.88	22.51	9.33	0.74	12.49	0	0	34.2	4.22	144.31
-1	6.22	-	-	1	-	-	1.6	9.952	-0.1	0.995	9.90	-0.995	6.25	0.50	4.93	1.3	8.12	61.2	1.49	91.36
-2	5.5	-	-	0.6	-	-	1.6	5.28	-0.2	0.980	5.17	-1.056	5.61	0.50	2.57	1.3	7.29	60.6	0.79	47.99

$\Sigma 299.27$

$\Sigma 506.53$

$\Sigma 15.41$

$\Sigma 5865.47$

Coefficient de sécurité : - sans séisme : $K_s = 1.74$
 - avec séisme : $K_s = 1.3$

N° des tranches	b (m)	h'_n	h''_n	h'''_n	α_1	α_2	α_3	$\sin \alpha_n = \frac{n}{m}$	$\cos \alpha_n = \sqrt{1 - \left(\frac{n}{m}\right)^2}$	$T_n = (\alpha_1 h'_n + \alpha_2 h''_n + \alpha_3 h'''_n) \times b \sin \alpha_n$	$N - Pl_n = [\alpha_1 h'_n + (\alpha_2 - 1) h''_n + (\alpha_3 - 1) h'''_n] \times b \cos \alpha_n$	$\text{tg } \varphi_i$	$(N - Pl_n) \text{ tg } \varphi_i$	C_i	$C_i L_n$	d_n	$T_t = a \cdot C_n$	$T_t \cdot d_n$
0	5.84	-	6.7	3.5	-	1.98	1.7	0	1	0	52.65	0.74	38.9	0	0	53	16.83	892.16
1	5.84	-	9.2	3.3	-	1.98	1.7	0.1	0.99	13.91	65.81	0.74	48.7	0	0	51.6	20.87	1076.97
2	5.84	-	11.7	2.4	-	1.98	1.7	0.2	0.98	31.82	75.22	0.74	55.66	0	0	50	23.87	1193.37
3	5.84	-	14.2	0.8	-	1.98	1.7	0.3	0.95	51.64	80.65	0.74	59.67	0	0	48.2	25.82	1244.57
4	5.84	-	15.4	-	-	1.98	-	0.4	0.82	71.22	80.78	0.74	59.77	0	0	46.1	26.71	1231.38
5	5.84	-	15	-	-	1.98	-	0.5	0.87	86.72	74.35	0.74	55.01	0	0	43.3	26.01	1126.54
6	5.84	-	13.5	-	-	1.98	-	0.6	0.8	93.66	61.81	0.74	45.74	0	0	40	23.41	936.61
7	5.84	0.4	10.6	-	1.84	1.98	-	0.7	0.71	88.80	46.39	0.74	34.33	0	0	36.4	19.03	692.71
8	5.84	2.9	3.9	-	1.84	1.98	-	0.8	0.6	61.01	32.09	0.74	23.74	0	0	30.7	11.44	351.17
-1	5.84	-	5.1	3.2	-	1.98	1.7	-0.1	0.99	-9.07	42.06	0.74	31.12	0	0	54.2	13.61	737.73
-2	5.84	-	1.7	2.2	-	1.98	1.7	-0.2	0.98	-8.30	18.34	0.50	9.12	1.3	7.74	55.3	6.22	344.23
-3	5.84	-	-	1.4	-	-	1.7	-0.3	0.95	-4.17	5.46	0.50	2.71	1.3	7.98	54.8	2.08	114.25

477.24

Σ 464.52 Σ 15.72

Σ 9941.68

Coefficient de sécurité : - sans séisme : $K_s = 1.01$
 - avec séisme : $K_s = 0.74$

N° DES TRANCHES	b (m)	h'_n	h''_n	h'''_n	γ_1	γ_2	γ_3	$G_n = (\gamma_1 h'_n + \gamma_3 h'''_n) b$	$\sin \alpha_n = \frac{n}{m}$	$\cos \alpha_n = \sqrt{1 - \left[\frac{n}{m} \right]^2}$	$G_n \cdot \cos \alpha_n$	$G_n \cdot \sin \alpha_n$	$I_n = \frac{b}{\cos \alpha_n}$	$\text{tg } \varphi_i$	$G_n \cos \alpha_n \text{tg } \varphi_i$	C_i	$C_i I_n$	d_n (m)	$T_f = a \cdot G_n$	$T_t \cdot d_n$
0	6.6	4.4	-	2.2	1.57	-	1.6	68.82	0	1	68.82	0	6.6	0.74	50.93	0	0	62.6	10.32	646.22
+1	6.6	7.4	-	1.9	1.57	-	1.6	96.74	0.1	0.995	96.26	9.67	6.63	0.74	71.23	0	0	60.8	14.51	882.21
+2	6.6	10.2	-	0.8	1.57	-	1.6	114.14	0.2	0.980	111.83	22.83	6.74	0.74	82.75	0	0	59	17.12	1010.14
+3	6.6	12.1	-	-	1.57	-	-	125.38	0.3	0.954	119.60	37.61	6.92	0.74	88.5	0	0	56.2	18.81	1056.95
+4	6.6	12.4	-	-	1.57	-	-	128.49	0.4	0.916	117.76	51.39	7.2	0.74	87.14	0	0	53.7	19.27	1034.99
+5	6.6	11.7	-	-	1.57	-	-	121.23	0.5	0.866	104.99	60.62	7.62	0.74	77.69	0	0	50.6	18.18	920.14
+6	6.6	10	-	-	1.57	-	-	103.62	0.6	0.8	82.89	62.17	8.25	0.74	61.34	0	0	46.9	15.54	728.97
+7	6.6	6.7	-	-	1.57	-	-	69.43	0.7	0.714	49.58	48.60	9.24	0.74	36.68	0	0	42.3	10.41	440.53
+8	4.8	1.4	-	-	1.57	-	-	10.55	0.8	0.6	6.33	8.44	8	0.74	4.68	0	0	36.8	1.58	58.24
-1	6.6	3	-	2.1	1.57	-	1.6	53.26	-0.1	0.995	52.99	-5.32	6.63	0.74	39.21	0	0	63.3	7.99	505.77
-2	6.6	-	-	2.2	-	-	1.6	23.23	-0.2	0.980	22.76	-4.64	6.74	0.50	11.32	1.3	8.76	64	3.48	223.01
-3	6.2	-	-	0.8	-	-	1.6	8.45	-0.3	0.954	8.06	-2.53	6.92	0.50	4.01	1.3	8.99	63.2	1.27	80.11

Coefficient de sécurité : - sans séisme : $K_s = \frac{\sum 288.84}{\sum 615.44} = 2.19$
 - avec séisme : $K_s = \frac{\sum 17.75}{\sum 7587.26} = 1.57$

TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS
DU COEFFICIENT DE LA SECURITE

Cas de sollicitations	Coefficient de sécurité Minimum		Valeurs admises	
	Sans séisme	Avec séisme	Sans séisme	Avec séisme
Fin de construction Amont	1.96	1.44	1.5	1.05
Fin de construction Aval	1.74	1.3	1.5	1.05
Fonctionnement normal Aval	1.67	1.27	1.3	1.05
Vidange rapide Amont	1.004	0.73	1.4	1.05

CHAPITRE VIII OUVRAGES ANNEXES

Les ouvrages annexes sont nécessaires pendant la construction et l'exploitation du barrage. Généralement leurs fonctions sont multiples, pour ainsi dire que à chaque type d'ouvrages correspond un rôle approprié.

A remarquer aussi que leur étude ne doit pas être indépendant de celle du barrage. Nous allons citer ci-après les différents types d'ouvrages que nous étudierons successivement :

- la dérivation provisoire
- l'évacuateur des crues
- la vidange de fond et la prise d'eau

VIII-1-. LA DERIVATION PROVISOIRE

Il est absolument nécessaire de construire à sec, toutes les parties d'un barrage, d'abord pour réaliser convenablement le massif lui-même, ensuite pour voir de près la fondation, chose absolument essentielle. Il faut donc dévier le cours de l'Oued durant la construction.

Le choix du type de dérivation s'est effectué en considérant les paramètres tels que la topographie, la géologie et l'aspect économique. Dans notre cas deux (2) solutions ont été envisagées :

- construction d'une galerie
- construction d'une dérivation provisoire à l'air libre

Notre étude a mis en évidence que la construction d'une dérivation provisoire à l'air libre s'avère beaucoup plus économique que le tunnel, d'après la considération topographique du site. (voir planche N° I)

Le dimensionnement des ouvrages de dérivation est prise fonction du Q débit de crues décénales

$$Q_{10} (\text{max}) = 214 \text{ m}^3 / \text{s} \quad (\text{référence calcul hydrologique})$$

La dérivation de l'Oued Berkech sera réalisée avec les ouvrages tels qu

- entrée en galerie
- galerie (planche N°III)
- canal de décharge
- Batardeau amont
- Batardeau aval

On a adopté une galerie circulaire avec un diamètre de 6 m. Le calcul hydraulique suivant est fait pour la vérification de ce diamètre choisi.

On a la formule de BERNONILLI aux section (1) et (2) , voir fig.(1)

$$H_1 + \frac{P_1}{\bar{\omega}} + \frac{V_1^2}{2g} = H_2 + \frac{P_2}{\bar{\omega}} + \frac{V_2^2}{2g} + \sum h_{1-2} \quad (I)$$

- H_1 et H_2 étant les hauteurs géométriques de l'eau aux section (1) et (2)
- P_1 et P_2 poids volumique de l'eau $\bar{\omega} = \rho g$
- g accélération de la pesanteur
- h_{1-2} somme de perte de charges totales dans la galerie considérons la surface à l'air libre on a :

$$P_1 = P_2 = 0 \quad (\text{pression atmosphérique})$$

et $V_1 = V_2 = 0$ (la surface de l'eau est supposée infiniment grande par rapport au diamètre de la galerie)

L'expression (I) devient :

$$\begin{aligned} H_1 &= H_2 + \sum h_{1-2} \\ &= H_{\text{bat}} + J L - 1 \end{aligned} \quad (II)$$

$J = 0.028$ pente géométrique dans l'axe de l'Oued

$H_{\text{bat}} = 16$ m hauteur du batardeau

$L = 180$ m longueur développée dans l'axe de l'oued entre l'amont et l'aval du barrage

$$H_{\text{bat}} = H_2 - J L + 1 + \sum h_{1-2} \quad (III)$$

avec

$$h_{1-2} = H + \frac{f L V^2}{2 g D} = 1.2 \frac{V^2}{2 g} + \frac{f L V^2}{2 g D}$$

$\frac{f L V^2}{2 g D}$: pente de charge linéaire dans la galerie

$l = 180$ m longueur de la galerie

$\sum h_{1-2}$: perte de charge totale dans la galerie

$H = 1.2 \frac{v^2}{2g}$: perte de charge singulière dans la galerie

En supposant que le régime est turbulent dans la conduite

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

où :

f : coefficient de frottement

$D_h = 6$ m : Diamètre hydraulique

$\epsilon = 1$ mm : rugosité absolue

$$f = \left(1.14 - 0.86 \ln \frac{0.001}{6} \right)^{-2} = 0.013453$$

L'expression (III) devient :

$$H_{\text{bat}} = H_2 - J L + 1 + \frac{v^2}{2g} \left(1.2 + \frac{f L}{D} \right)$$

$$H_{\text{bat}} - H_2 + J L - 1 = \frac{v^2}{2g} \left(1.2 + \frac{f L}{D} \right)$$

$$16 - 0 + 0.028 \times 180 - 1 = \frac{v^2}{2g} \left(1.2 + \frac{0.013453 \times 180}{6} \right)$$

$$20.04 = \frac{v^2}{2g} (1.6)$$

De plus $Q = V S$ $S = \frac{\pi D^2}{4}$ $Q = S \sqrt{\frac{40.08 g}{1.6}}$

$$Q = \frac{\pi D^2}{4} \sqrt{\frac{40.08 g}{1.6}} = \frac{3.14 \times 36}{4} \sqrt{\frac{40.08 \times 9.81}{1.6}}$$

$$= 443 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le débit à évacuer par la galerie est de $140.09 \text{ m}^3/\text{s}$
 Vérification du régime :

$$Re = \frac{V D}{\nu} = \frac{Q D}{S} = \frac{4 Q}{D} = \frac{4 \times 443}{3.14 \times 6 \times 10^{-6}}$$

$$Re = 9.4 \times 10^7$$

$$\frac{\epsilon}{D_h} = \frac{0.001}{6} = 0.00016$$

$$\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s} \quad (\text{viscosité cinématique})$$

D'après le diagramme de MOODY le régime est turbulent rugueux

$$Q = V S \quad V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{\frac{\pi D^2}{4}} = \frac{4 Q}{\pi D^2} = \frac{4 \times 443}{3.14 \times 36}$$

$$V = 15.68 \text{ m/s}$$

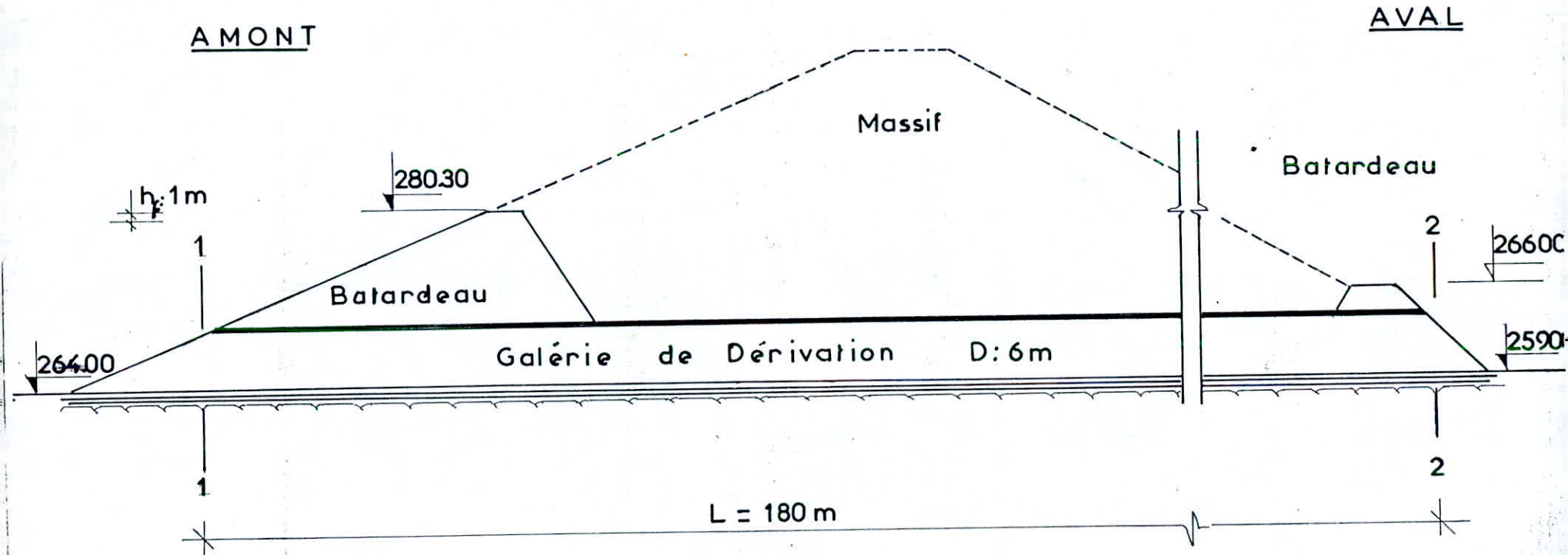
Conclusion

Le diamètre de la galerie que nous avons choisi est suffisant , et la vitesse de l'eau dans la galerie est admissible.

Dans notre projet nous utiliserons une conduite en béton.

PROFIL DE LA GALERIE DE DERIVATION

Fig. 1



VIII-2-. EVACUATEUR DE CRUES

L'évacuateur de crues est un organe essentiel pour la sécurité contre la submersion du barrage , le dimensionnement est basé sur la valeur du débit des crues catastrophiques ou exceptionnelles. (Période de 1000 ans d'après notre étude)

Il existe plusieurs types d'évacuateur , mais dans notre projet nous allons adopter celui le plus utilisé couramment ; il se compose de :

- un déversoir à profil pratique
- un bassin d'amortissement
- un canal de fuite (trapézoïdale) terminé par un saut de ski

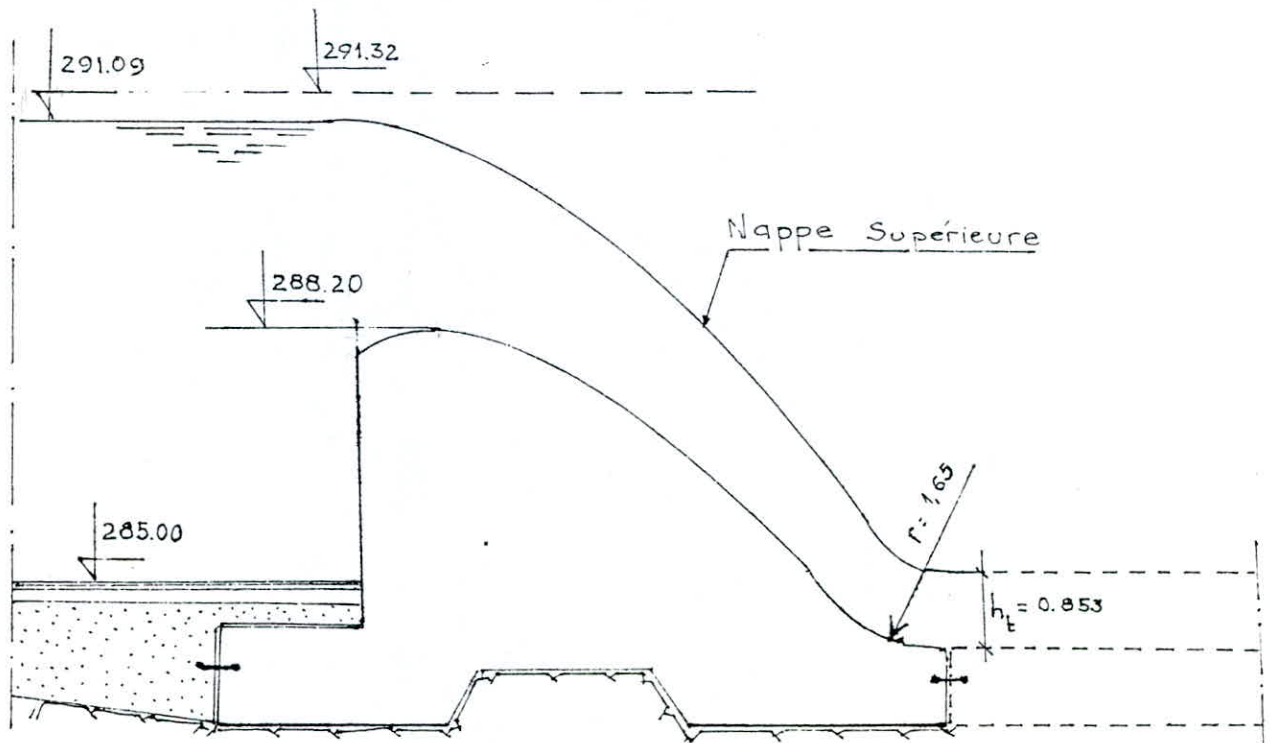
VIII-2-1-. Caractéristiques et calculs

a) DEVERSOIR

type : CREAGER

Hauteur du seuil :	3.30 m
Longueur du front d'évacuation du déversoir :	50 m
Débit de pointe à évacuer :	$470 \text{ m}^3 / \text{s}$
Charge hydraulique maximale :	2.89 m
Côte en crête :	288.20 m

Notre déversoir sera calculé d'après le déversoir à PROFIL PRATIQUE
(sans vaccum : d'après CREAGER)



D'après les résultats de calculs on a :

$$P = 3.30 \text{ m}$$

$$\mu = 0.49 \text{ (coefficient de débit)}$$

$$r = 0.5 P = 1.65 \text{ m}$$

$$Q = \mu \cdot l \sqrt{2g} \cdot H_0^{3/2}$$

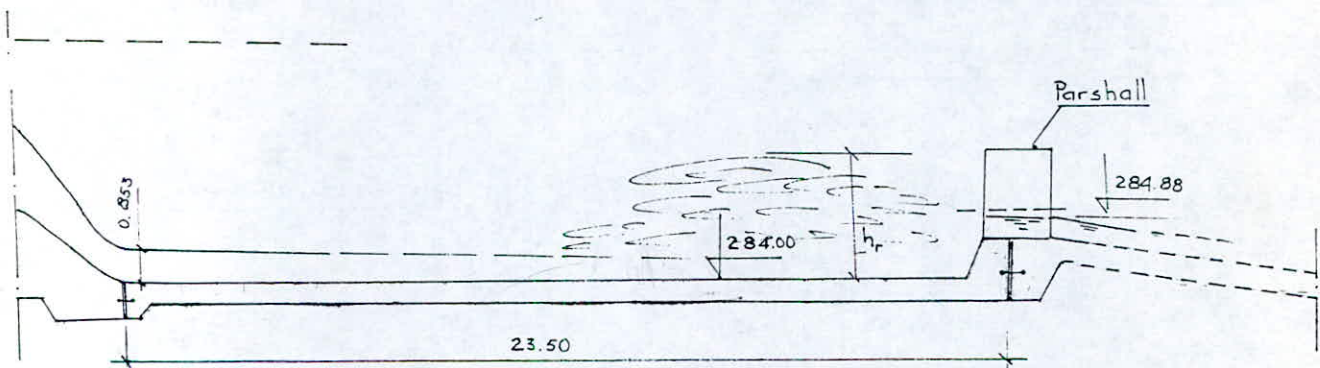
Coordonnées Nappes inférieure et supérieure

X	Y	Z ₀	X	Y	Z ₀
0.00	0.42	-2.74	3.33	0.84	-1.25
0.33	0.12	-2.65	3.96	1.30	-0.72
0.66	0.02	-2.55	4.62	1.90	-0.00
0.99	0.00	-2.44	5.61	2.88	1.01
1.32	0.02	-2.32	6.60	4.08	2.693
1.98	0.198	-2.05	8.25	-	4.95
2.64	0.49	-1.69	9.90	-	8.25

b) BASSIN D'AMORTISSEMENT

Comme nous le savions que le bassin d'amortissement sert à atténuer l'énergie cinétique de l'eau, l'intensité de la force destructive véhiculée par l'eau. Nous consacrerons l'étude et le principe du calcul de M.G.LAPRAY dans cette partie.

SCHEMA :



Hypothèse : $Q = 470 \text{ m}^3 / \text{s}$

$$\epsilon = 0.001$$

$$K = K_2$$

$$b_1 = b_2 = b_3 = 50 \text{ m} ; b_5 = 40 \text{ m}$$

$$a = 3.30 \text{ m}$$

$$\bullet \frac{Q}{b_1} = q \Rightarrow q = 9.4 \text{ m}^2 / \text{s}$$

$$\bullet K = K_2 = 3 \sqrt{\frac{q^2}{g}} = 2.08 \text{ m} \quad \text{avec} \quad \frac{3}{2} K = 3.12 \text{ m}$$

$$\bullet q_p = \frac{Q}{b_5} = 11.75$$

$$\bullet K_p = 3 \sqrt{\frac{q_p^2}{g}} = 2.42 \text{ m} \quad \text{avec} \quad \frac{3}{2} K_p = 3.63 \text{ m}$$

$$Z + a + \frac{3}{2} K_2 = Z + \frac{3}{2} K_p + \Delta H$$

$$H = \frac{3}{2} (K_2 - K_p) + a$$

$$\Delta H = 2.79 \text{ m}$$

$$\Delta H_+ = \frac{\Delta H}{K} = 1.341$$

D'après l'abaque N° 18 a (voir annexe)

$$\Delta H_+ \xrightarrow{18 \text{ a}} 100 h_{t_+} = 41$$

$$h_{t_+} = 0.41 \longrightarrow h_t = K_2 \cdot h_{t_+} = 0.853 \text{ m}$$

$$h_{r_+} = 2.05 \longrightarrow h_r = K_2 \cdot h_{t_+} = 4.26 \text{ m}$$

$$L_+ = 11.50 \longrightarrow L = K_2 \cdot L_+ = 23.50 \text{ m}$$

Longueur du bassin d'amortissement :

$$L = 23.50 \text{ m}$$

Hauteur du ressaut :

$$h_r = 4.26 \text{ m}$$

Hauteur de la lame d'eau à l'amont :

Hauteur de la lame d'eau à l'amont :

$$h_t = 0.853 \text{ m}$$

Calcul de Z

$$H_r = h_r + \frac{q^2}{h_r^2 \cdot 2g} = 4.51 \text{ m}$$

$$H_{r+} = h_{r+} + \frac{1}{2} h_{r+}^{-2} = 2.17 \text{ m}$$

$$H_r = K \cdot H_{r+} = 4.51 \text{ m}$$

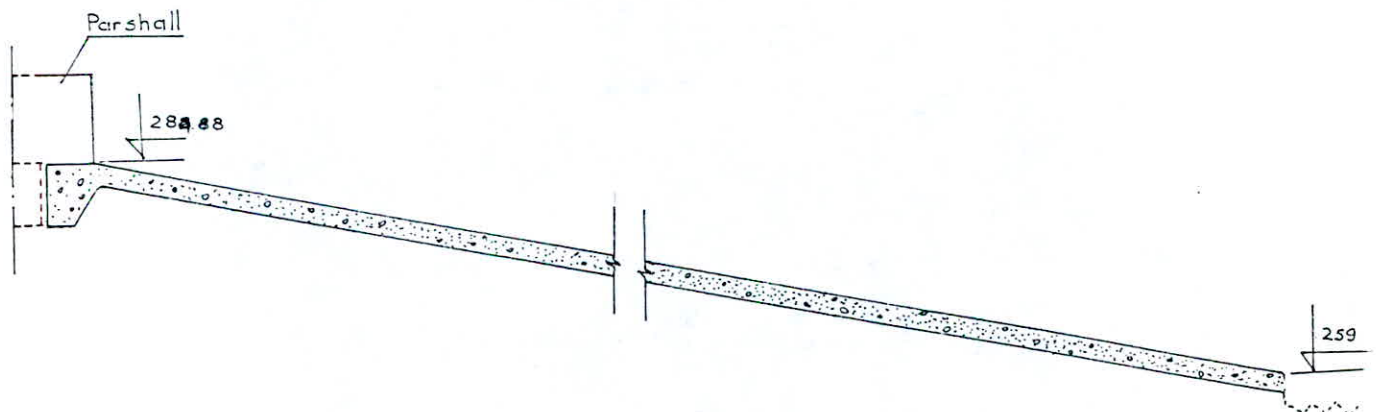
$$H_r = Z + \frac{3}{2} K_p \Rightarrow Z = H_r - \frac{3}{2} K_p = 0.88 \text{ m}$$

$$\Delta H_+ \xrightarrow{18 \text{ a}} H_+ = 3.5$$

$$H = K \cdot H_+ = 7.28 \text{ m} \Rightarrow Z = H - \Delta H - \frac{3}{2} K_p = 0.86 \text{ m}$$

c) CANAL DE FUITE

Le canal de fuite sera de la forme trapézoïdale et du type graduellement varié. La présentation des calculs sera sous forme de programme. Ce dernier est établi par M.G.LAPRAY .



Le calcul de h_0 nécessite l'utilisation de l'abaque 8b :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{q}{\sqrt{J}} = 25.49 \\ \varepsilon = 0.005 \end{array} \right\} 8b \rightarrow h = \Lambda = \Lambda^{1.606} = (0.71)^{1.606}$$

$$h_0 = 0.577 \text{ m}$$

Déterminons h_v qui correspondra à un débit $Q = 470 \text{ m}^3 / \text{s}$ pour un canal trapézoïdale. Le résultat est obtenu par la méthode classique. On prendra différente valeur de h_v qui donne un débit approprié, d'après les formules suivantes :

- 1 Rayon hydraulique : $R = \frac{\omega}{X}$
- 2 Surface section droite : $\omega = b \times h$
- 3 Périmètre mouillé : $X = b + 2 h$
- 4 Coefficient de CHEZY : il existe plusieurs formules mais nous prendrons celui de PAVLOVSKI :

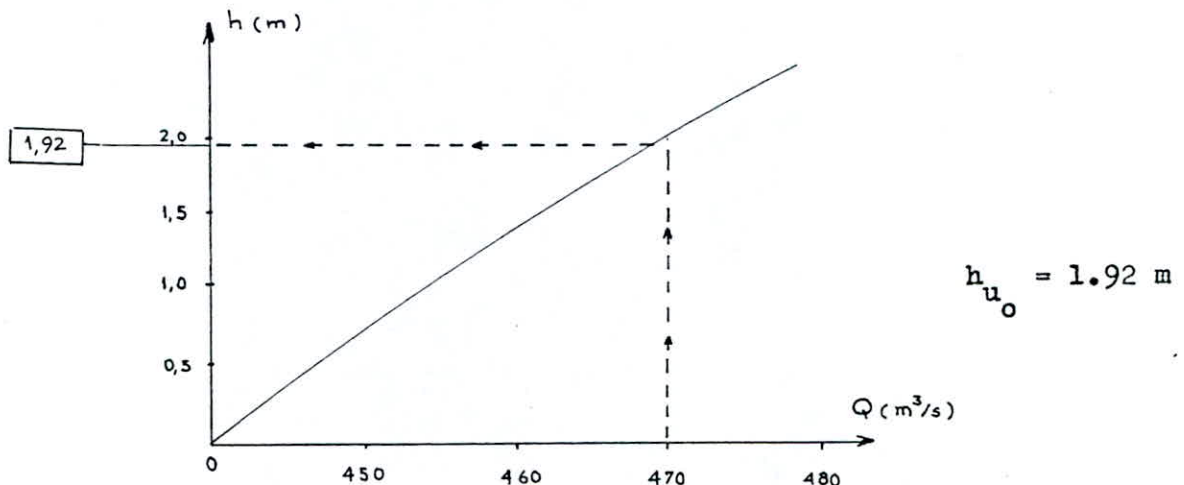
$$C = \frac{1}{n} R^y$$

$$y = 2.5 n - 0.13 - 0.75 R (n - 0.1)$$

- 5 Pente géométrique : (I)

$$6 \quad Q = \omega \cdot C \sqrt{R I}$$

On trace une graphe en fonction de la hauteur qui donne un débit Q



PROGRAMME DONNANT LE PROFIL EN LONG DE LA SURFACE LIBRE ,
 REMOUS EN CANAL TRAPEZOIDAL LINEAIREMENT CONVERGENT
 SUR T.I 59

Pas

LRN 2nd LBL A RCL 05 $X^2 + 1 = X \times 2 =$ STO 09 RCL 08 + RCL 17 + STO 07 R/S
 025 2nd LBL B RCL 15 STO 14 + 2 + RCL 06 = + RCL 20 X (RCL 16 - RCL 18) +
 RCL 18 = STO 04
 054 x RCL 07 + RCL 05 x RCL 07 $X^2 =$ STO 10 x 4 + (RCL 04 + RCL 09 x RCL 07)
 = STO 11
 083 $1/X \times$ RCL 02 = STO 29 $\ln X \times .86 - 1.14 = X^2 1/X$ STO 12 1 - RCL 01 $X^2 \times$
 (RCL 04 + 2 x RCL 05
 119 x RCL 07) + 9.8 + RCL 10 $Y^X 3 =$ STO 13 + (RCL 03 - RCL 12 x (RCL 01 +
 RCL 10) $X^2 +$ RCL 11 +
 155 19.6) x RCL 17 = STO 15 - RCL 14 = 2nd X 2nd X + B RCL 15 2nd X SUM 06
 RCL 17 SUM
 181 08 RCL 08 + RCL 17 + 2 = STO 07 RCL 01 + RCL 10 x RCL 11 + RCL 00 =STO 19
 206 RCL 06 R/S

Allure de la profondeur critique hypothétique

209 2nd LBL C RCL 04 + 2 x RCL 05 x RCL 27 = STO 31 RCL 04 + RCL 05 x RCL 27=
 233 x RCL 27 = STO 30 $1/X Y^X 3 \times$ RCL 31 x RCL 01 $X^2 + 9.8 =$ STO 28 $Y^X .3$
 259 x RCL 27 = STO 27 RCL 28 - 1 = 2nd X 2nd X + C RCL 09 x RCL 27 + RCL 04
 281 = STO 26 $1/X \times$ RCL 30 x 4 = STO 23 $1/X \times$ RCL 02 = STO 21 $\ln X \times .86 -$
 306 1.14 = $X^2 1/X$ STO 24 + RCL 23 x RCL 01 $X^2 +$ RCL 30 $X^2 + 19.6 =$ STO 22
 334 + RCL 03 = $1/X$ STO 25 RCL 27 R/S

Allure de la profondeur normale hypothétique

344 2nd LBL D RCL 04 + RCL 05 x RCL 37 = x RCL 37 = STO 40 RCL 04 + RCL 37
 x RCL 09
 369 = STO 36 1/X x 4 x RCL 40 = STO 33 + RCL 02 = 1/X STO 39 ln X x .86
 - 1.14
 398 = X² 1/X STO 35 + RCL 33 x RCL 01 X² + RCL 40 X² + 19.6 = STO 32 +
 RCL 03 =
 426 Y^X .3 x RCL 37 = STO 37 RCL 32 - RCL 03 = 2nd X 2nd X t D RCL 01
 + RCL 40 =
 450 STO 34 x RCL 33 + RCL 00 = STO 38 RCL 37 R/S

Allure de la profondeur critique hypothétique

209 LBL C RCL 04 + 2 x RCL 05 x RCL 27 = STO 31 RCL 04 + RCL 05 x RCL 27 =
 233 x RCL 27 = STO 30 1/X Y^X 3 x RCL 31 x RCL 01 X² + 9.8 = STO 28 Y^X .3
 259 x RCL 27 = STO 27 RCL 28 - 1 = X X t C RCL 09 x RCL 27 + RCL 04
 281 = STO 26 1/X x RCL 30 x 4 = STO 23 1/X x RCL 02 = STO 21 ln X x .86 -
 306 1.14 = X² 1/X STO 24 + RCL 23 x RCL 01 X² + RCL 30 X² + 19.6 = STO 22
 334 + RCL 03 = 1/X STO 25 RCL 27 R/S

Allure de la profondeur normale hypothétique

344 LBL D RCL 04 + RCL 05 x RCL 37 = x RCL 37 = STO 40 RCL 04 + RCL 37
 x RCL 09
 369 = STO 36 1/X x 4 x RCL 40 = STO 33 + RCL 02 = 1/X STO 39 ln X .86 -1.1
 398 = X² 1/X STO 35 + RCL 33 x RCL 01 X² + RCL 40 X² + 19.6 = STO 32 +
 RCL 03 =
 422 Y^X .3 x RCL 37 = STO 37 RCL 32 - RCL 03 = X X t D RCL 01 + RCL 40
 450 STO 34 x RCL 33 + RCL 00 = STO 38 RCL 37 R/S

Valeurs initiales à introduire :

$\nu = 10^{-6}$: STO 00	$L_o = 0$: STO 06	$b_o = 50$: STO 18
$Q = 470$: STO 01	$L_n = 190$: STO 20	$b_n = 20$: STO 16
$\varepsilon = 0.005$: STO 02	$h_o = 0.577$: STO 08	$X \rightleftharpoons t$: 0.01
$J_u = 0.136$: STO 03	$h_{u_o} = 1.92$: STO 37	$\Delta L = 3$: STO 15
$\gamma = 10^{-6}$: STO 05	$k_o = 2.42$: STO 27		

Δh : varie suivant la tranche considérée au début on prendra : -0.0001

Exécution

App. sur A $\Rightarrow h_{11} = h_1 + \frac{\Delta h}{2}$	RCL 09 $\leftrightarrow \chi = 2\sqrt{1 + \gamma^2}$
App. sur B $\Rightarrow L_{0-1} \leftrightarrow 06$	RCL 08 $\leftrightarrow h_1$ RCL 04 $\leftrightarrow b_1^0$
RCL 29 $\leftrightarrow \varepsilon / h$	RCL 19 $\leftrightarrow R \Rightarrow$ turbulent rugueux
RCL 12 $\leftrightarrow f = f_r$	
App. sur C $\Rightarrow K_1 \leftrightarrow 27$	
App. sur D $\Rightarrow h_u \leftrightarrow 37$	

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

L_i	h_i	b_i	K_i	h_{u_i}	h
0.00	0.577	50.41	2.42	1.92	- 0.0001
5.20	0.576	49.42	2.07	0.59	
8.26	0.575	48.89	2.11	0.60	

10.73	0.574	48.47	2.12	0.60	
12.87	0.573	48.12	2.14	0.60	
14.79	0.572	47.67	2.15	0.61	-0.00001
14.81	0.572	47.67	2.15	0.61	
14.82	0.572	47.66	2.15	0.61	+0.00001
15.00	0.572	47.65	2.15	0.61	
15.17	0.572	47.62	2.15	0.61	
16.85	0.573	47.47	2.15	0.61	+0.001
18.50	0.574	47.21	2.16	0.61	
33.36	0.584	45.91	2.20	0.62	+0.01
46.21	0.594	43.72	2.28	0.64	
57.79	0.604	41.79	2.35	0.66	
68.45	0.614	40.03	2.41	0.68	
78.40	0.624	38.41	2.48	0.70	
87.77	0.634	36.88	2.55	0.72	
96.63	0.644	35.44	2.62	0.73	
105.07	0.654	34.08	2.69	0.75	
113.12	0.664	32.77	2.76	0.77	
120.84	0.674	31.53	2.83	0.79	
128.24	0.684	30.34	2.90	0.81	
135.35	0.694	29.19	2.98	0.83	
142.21	0.704	28.09	3.06	0.85	
148.81	0.714	27.02	3.14	0.87	
155.20	0.724	26.00	3.22	0.90	
161.37	0.734	25.01	3.30	0.92	
167.34	0.744	24.05	3.39	0.94	

173.12	0.754	23.12	3.48	0.97
178.73	0.764	22.22	3.57	1.00
184.17	0.774	21.35	3.67	1.02
189.45	0.784	20.50	3.77	1.05
194.58	0.794	19.68	3.87	1.08

d) DISSIPATEUR D'ENERGIE

En passant du bief amont au bief aval , l'énergie potentielle de l'eau se transforme en une grande énergie qui peut entraîner des destructions ou des affouillements importants à l'aval , et vu la vitesse trop importante de l'écoulement à l'aval. Il est nécessaire de réaliser un ouvrage appelé saut de ski. A la fin du coursier l'eau sera projetée vers le haut à l'aide du saut de ski et tombera sur les blocs d'enrochement afin de dissiper l'énergie cinétique de l'eau.

Vitesse de l'écoulement à l'aval :

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{h \cdot b} = \frac{470}{0.784 \times 20.50} = 29.24 \text{ m / s}$$

Tracé du jet

Les équations à employer sera celles des projectiles

$$X = (V \cos \alpha) t \quad (1)$$

$$Y = (V \sin \alpha) t - \frac{1}{2} g t^2 \quad (2)$$

Schéma ci-dessous

Nous tirons des équations (1) et (2)

$$t = \frac{X}{V \cos \alpha}$$

$$Y = X \operatorname{tg} \alpha - \frac{X^2}{4 h \cos^2 \alpha}$$

avec :

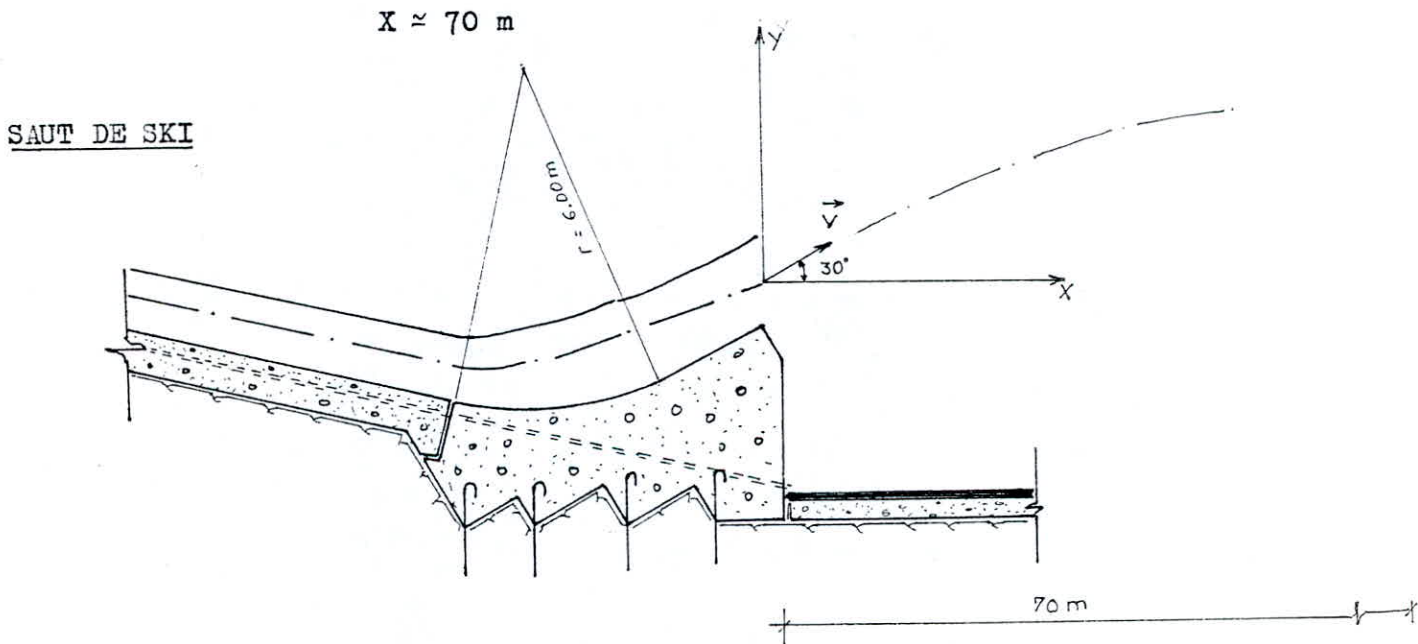
$$h = \frac{V^2}{2 g}$$

La portée sera établie par la relation :

$$X = 1.8 \left(h + \frac{v^2}{2g} \right) \sin 2\alpha$$

v = vitesse au départ du saut de ski calculée précédemment
 α = l'angle qui correspond à la portée égal en général à 30°

$$X = 1.8 \left(0.784 + \frac{(29.24)^2}{19.6} \right) \sin 60^\circ$$



VIII-3--. VIDANGE ET PRISE D'EAU

VIII-3-1-. La vidange de fond

Après exécution de la retenue , la galerie de dérivation sera aménagée comme une galerie de vidange de fond. Comme il est nécessaire de se garder la possibilité de vider commodement et complètement la retenue , le but c'est :

- Vider la retenue en cas d'accident
- Si pour une raison quelconque , on veut faire baisser rapidement

le plan d'eau , où également pour le contrôle du plan d'eau lors de la première mise en eau de la retenue

- Abaisser le niveau du plan d'eau pour permettre l'entretien où réparation
- Un moyen de lutte contre l'envasement

Il y a une règle à respecter pour le vidange de la retenue. Le Comité Technique Permanent des Barrages se donne pour règle que la durée de vidange nécessaire pour diminuer la charge totale d'eau sur l'ouvrage ne doit pas excéder huit (8) jours. Suivant la forme de la vallée cela correspond à un creux de 20 à 30 % de la hauteur maximale.

En Algérie , un delai de 21 jours est fixé par la D.P.R.H. ce que nous allons adopter.

Le débit à évacuer est :

$$Q = \frac{7.40 \cdot 10^6}{21 \times 24 \times 3600} = 4.08 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Nous pouvons remarquer que le débit à évacuer est minime d'où n'entraîne pas aucune modification pour la galerie. (voir planche N° III)

VIII-3-2-. La prise d'eau

Comme l'on construit une retenue pour en utiliser la réserve , une prise d'eau est nécessaire. On n'aura pas d'intérêt à la caler à une côte très basse. Dans notre cas nous avons choisi deux niveaux pour l'aménagement de la prise d'eau. (voir planche N° III)

Dimensionnement :

Nous proposons une conduite en acier de diamètre : $D = 800 \text{ mm}$; volume régularisé au taux de 80.6 % égale à $0.92 \cdot 10^6 \text{ m}^3$; débit de pointe que devra assurer la prise : $0.75 \text{ l} = 0.75 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$

$$6.89 \cdot 10^6 \times \frac{80.6}{100} = 5.553 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

$$\text{Surface irrigable : } \frac{5.553 \cdot 10^6}{11664} = 476 \text{ ha}$$

Volume mensuel utilisé :

$$1944 \times 476 = 0.93 \cdot 10^6$$

Débit à évacuer et à assurer par la conduite :

$$Q = \frac{0.93 \cdot 10^6 \times 0.806}{31 \times 24 \times 3600} = 0.280 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Vérification de la vitesse de l'écoulement dans la conduite :

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.280 \times 4}{3.14 \times (0.8)^2} = 0.56 \text{ m / s}$$

La vitesse est acceptable , elle se situe dans la marge de la sécurité de la conduite.

C O U T D E S O U V R A G E S

P R I X E S T I M A T I F S

Les prix unitaires des matériaux de construction sont pris en suivant les normes existantes ici en Algérie.

Ainsi les prix que nous avons adoptés sont relatifs à la région de Sidi-Bel-Abbès.

Les résultats obtenus sont reportés dans les deux tableaux qui suivent.

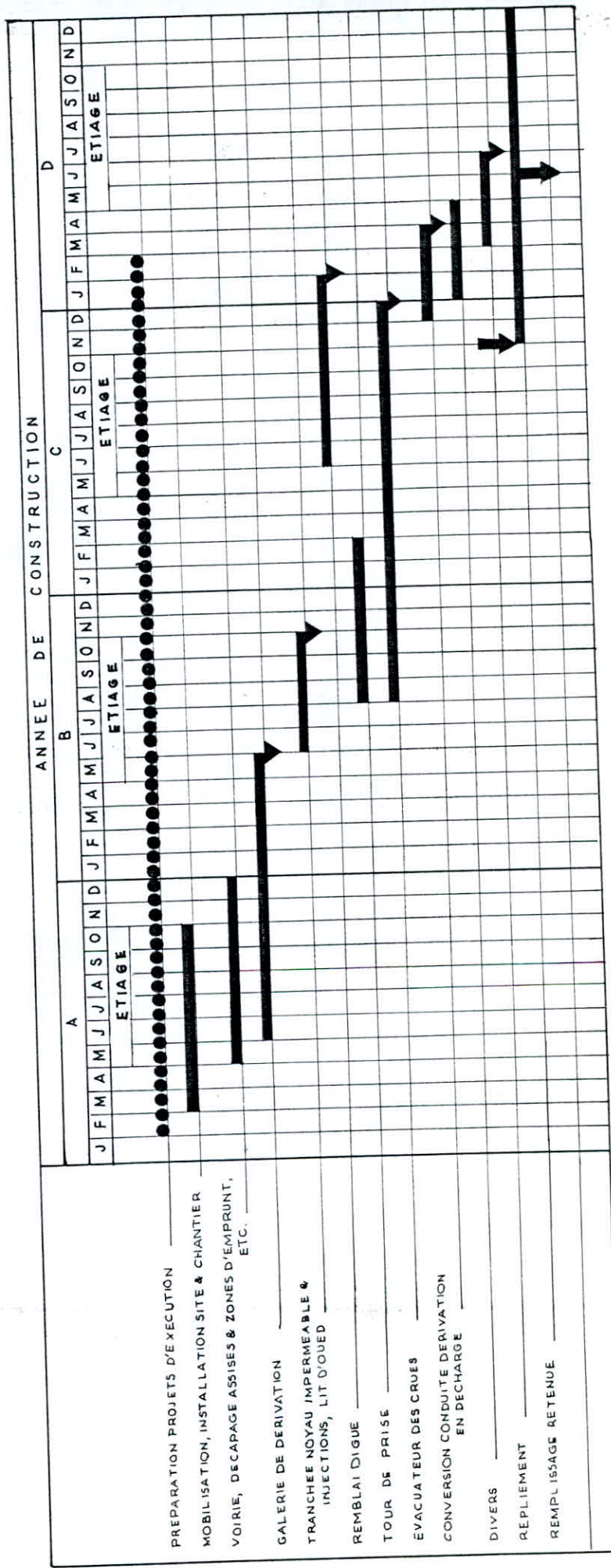
Profil	Distance	SURFACE (m ²)				VOLUME (m ³)			
		Matériaux hétérogènes	Argiles	Filtres	Rip-Rap	Matériaux hétérogènes	Argiles	Filtres	Rip-Rap
0	25	205	53	5.25	13.8	5125	1325	131.25	345
1	65	720	210	52.5	43.2	46800	13650	3412.5	2808
2	90	845	230	61.25	54	76050	20700	5512.5	4860
3	80	710	245	59.5	48	56800	19600	4760	3840
4	90	795	235	54.25	55.8	71550	21150	4882.5	5022
5	100	620	170	40.25	37.8	62000	17000	4025	3780
6	100	160	50	4.375	9	16000	5000	437.5	900
7									
Σ						334325	98425	23161.25	4555

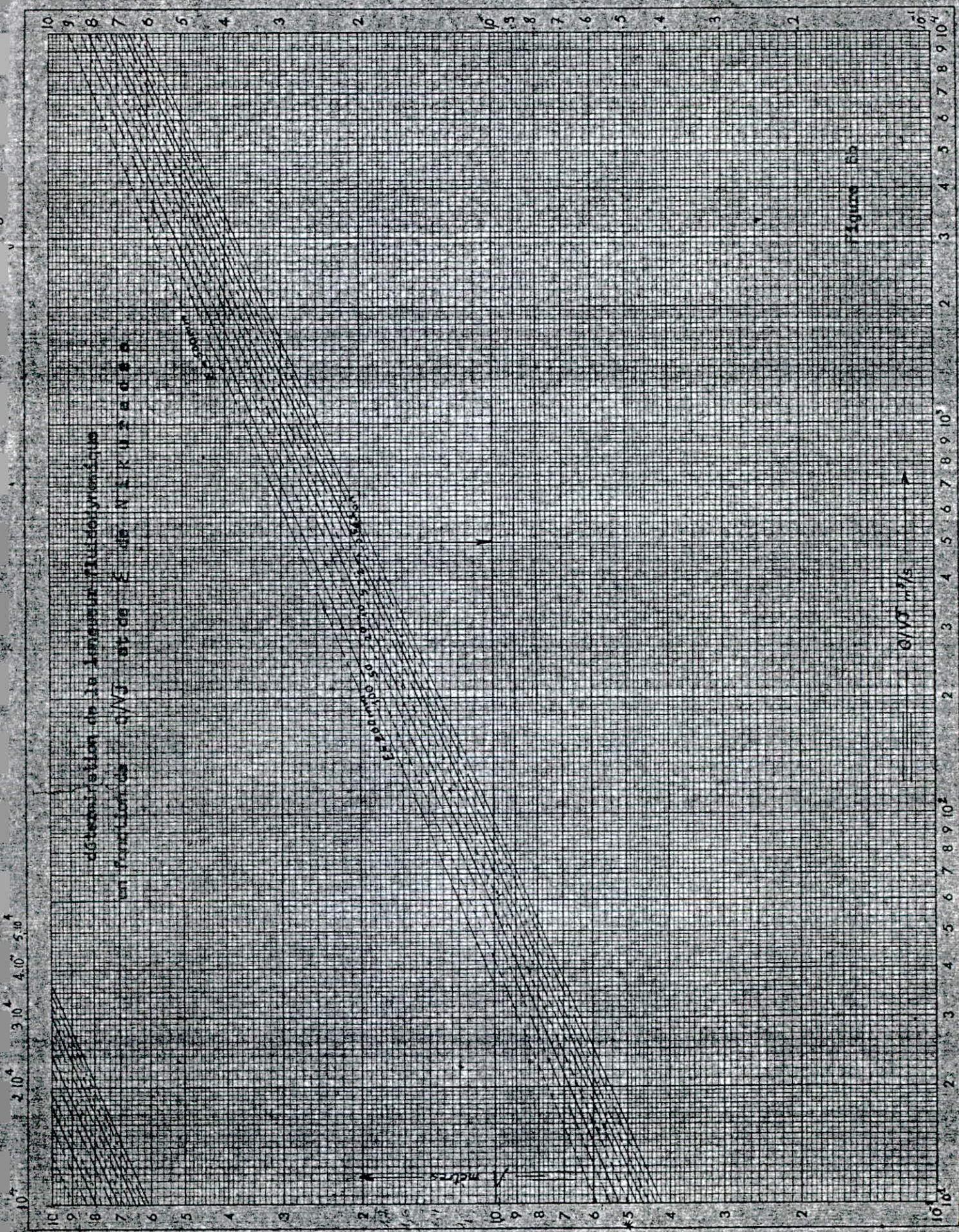
DESIGNATION	UNITE	QUANTITE	PRIX UNITAIRE	PRIX TOTAL
Décapage	m ³	61390	75	4604250
Excavation	m ³	184170	200	36834000
Noyau	m ³	98425	150	14763750
Filtre	m ³	23161.25	172	3983735
REcharge	m ³	334325	132	44130900
Rip-Rap	m ³	4555	270	1229850
Voile d'étanchéité	m ³	247400.5	300	74220150
Déversoirs	m	50	7 10 ⁵	35000000

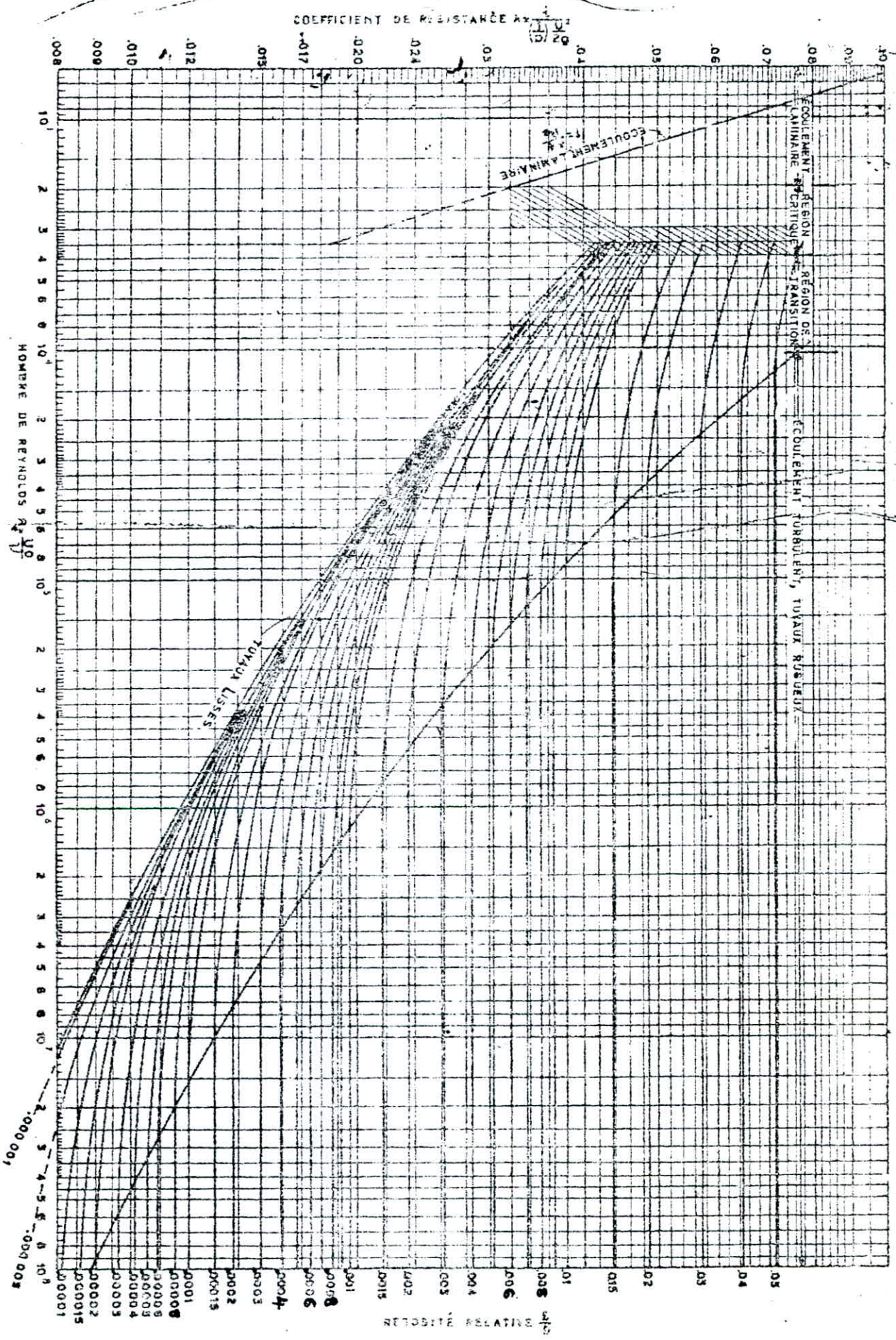
Σ 214766635

1-2) 10/ 10/ 10/ 10/ 10/

BARRAGE BERKECH - PLANNING GENERAL







Exemple : $Re = 3 \times 10^5$; $\frac{e}{D} = 0.0002$; $\lambda = 0.0164$

RAFFINEMENT pour Coude

1000 L 001

12 11 10 9 8 7 6 5 4 3 2 1

C O N C L U S I O N

La construction d'un barrage sur l'Oued Berkech coïncide bien au besoin et au développement industriel , agricole et urbain de la région de Sidi-Bel-Abbès.

La teneur de ce projet a été basé sur les données géologique et hydrologique délivrées par l'organisme SETHYAL. Ces données offraient sur éventail considérable de variantes. Mais on a opté celle qui nous semblait la plus réalisable en fonction de l'axe et du coût du barrage. Pourtant nous ne pouvons affirmer de manière absolue que ce choix et les résultats obtenus soient définitifs.

Nous estimons qu'une étude uniquement théorique s'avère incomplète et que cela nécessite des apports pratiques indispensables pour être à même de réaliser ce projet sur le terrain.

APPRECIATIONS DES JURYS

