

7/89

وزارة التعليم العالي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR

1 esc

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT

II

HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

CONCEPTION D'UNE PRISE
D'EAU A L'AIDE D'UN BARRAGE
DEVERSOIR SUR OUED
DJEMAA (W. BLIDA)

1 PLANCHE

Proposé par :

Hydro-projet-centre

Etudié par :

KHETIM Youcef

Dirigé par :

MOULOUDI Yahia

MELBOUCY Abdel-malik

PROMOTION : J U I N 1989

Cette thèse est avant tout l'aboutissement des sacrifices consentis par mon père à tous ses enfants.

Je dédie également cette étude à :

- Ma soeur pour son soutien moral.
- Kamel BOUZIANE - KHODJA.
- Mes ami (e) s.
- Et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

à tous Merci.

Y. KHETIM

DEDICACES

Je dédie ce modeste essai d'élève ingénieur à :

- La mémoire de mon regretté père.
- Ma très chère mère qui trouvera ici l'expression de ma tendre affection.
- Mes frères et soeurs qui m'ont apporté un indéfectible soutien moral.
- Mes ami (e) s qui m'ont soutenu et encouragé dans mon travail dans mes plus durs moments.
- Tous ceux qui, dans l'anonymat et dans la grandeur de leur modestie comme le souvyleur au théâtre qu'on ne voit jamais, ont le plus contribué à la réalisation de ce travail.

A ceux-là, je dédie ce travail.

A. MELBOUCY

REMERCIEMENTS

A l'issu de ce modeste travail, nous adressons nos remerciements en signe de reconnaissance à :

- Monsieur MOULOUDI notre promoteur pour sa contribution à l'élaboration de notre étude.
- Monsieur GUENATRI qui trouvera ici l'expression de notre profonde gratitude pour l'aide dont il nous a gratifié.
- L'ensemble des enseignants qui nous ont suivi durant notre cycle d'étude.
- Melle DJEDAA Nedjouda pour l'aide technique qu'elle nous a apporté.
- Melle OUADAH Faïza pour son aide précieuse.

SOMMAIRE

Chapitre I :

Introduction..... 1

Chapitre II:

1..	Introduction.....	2
2.	Situation géographique et climatique...	2
2.1	Situation géographique.....	2
2.2	Climatologie.....	2
2.3	Précipitation.....	3
3.	Caractéristiques du Bassin versant.....	3
3.1	Caractéristique de Forme.....	3
3.1.1	Indice de compacité.....	3
3.1.2	Coefficient de Forme.....	4
3.1.3	Indice de conformation.....	4
3.2	L'élévation.....	4
3.3	Le rectangle équivalent.....	5
3.4	La pente.....	6
3.4.1	Indice de pente global.....	6
3.4.2	Indice de Roche.....	6
3.5	Caractéristiques du reseau hydrogra- phique.....	6
3.5.1	Densité de drainage.....	6
3.5.2	Densité hydrographique.....	7
3.5.3	Coefficient de torrentielité.....	7
3.5.4	Temps de concentration.....	7
4	Pluviométrie.....	9
4.1	Pluviométrie moyenne annuelle.....	9
4.1.1	Méthode des polygones de THIESSEN.....	9
4.1.2	Méthode des Isohyetes.....	10
4.1.3	Pluie moyenne annuelle estimée.....	11
4.2	Pluies journalières fréquentielles.....	11
4.2.1	Station de référence.....	11
4.2.2	Recherche d'une loi de distribution....	12
4.2.3	Pluies de courtes durées.....	12

5.	Apports annuels.....	13
5.1	Modèles empiriques.....	13
5.2	Méthodes par analogie.....	16
5.3	Coefficient de forme.....	17
5.4	Variabilité de l'apport moyen an- nuel.....	18
5.5	Ajustement à une loi statistique.....	19
6	Détermination des crues.....	20
6.1	Méthode synthétique.....	20
6.3	Formules empiriques.....	22
6.2	Méthodes rationnelles.....	21
6.3.1	Formule de Mollet-Gautier.....	22
6.3.2	Formule de Giandotti.....	22
6.3.3	Formule de Possenti.....	22
7	Transport solide.....	24

Chapitre III :

	Etude géologique	
1.	Objet de l'étude géologique.....	25
2.	Situation du site.....	25
3.	Travaux de reconnaissance.....	25
3.1	Sondage mécanique.....	25
4.	Géologie régionale.....	25
4.1	Morphologie du site.....	25
5.	Stratigraphie du site.....	27
6.	Sismicité.....	28
6.1	Historique des secousses importantes dans la région.....	28
7.	Hydrologie.....	28
7.1.	Nappe phréotique.....	28
7.2.	Chimie des eaux.....	29
7.3.	Perméabilité.....	29
8.	Données géotechniques.....	29

Chapitre IV :

Calcul Hydraulique

1.	Introduction.....	31
2.	Prise d'eau sur rivière.....	31
2.1.	Dimensionnement des ouvrages.....	31
2.2.	Calcul du dessableur à lavage dis- continu.....	32
2.2.1	Section du dessableur.....	32
2.2.2	Longueur du déssableur.....	33
2.2.3	Vitesse de lavage du courant.....	33
2.2.4	Hauteur de lavage du courant.....	33
2.2.5	Pente du fond de la chambre de dé- cantation.....	34
2.2.6	Hauteur de lavage modifiée.....	35
2.2.7	Vitesse de lavage modifiée.....	36
2.2.8	Dénivellation du fond de la chambre...	36
2.2.9	Hauteur d'eau à l'entrée du dessableur.	36
2.2.10	Vitesse d'entrée dans le dessableur...	37
2.2.11	Capacité de transport des particules..	38
2.2.12	Dimensionnement de la conduite de purge.....	38
2.2.13	Temps d'ouverture de la vanne de purge.....	41
2.3	Calcul du canal de raccordement (prise d'eau-dessableur).....	42
2.3.1	Choix de la section.....	42
2.3.2	Procédé de calcul.....	43
2.3.3	Hauteur d'eau dans le canal.....	43
2.3.4	Perimètre mouillé.....	44
2.3.5	Rayon hydraulique.....	44
2.3.6	Détermination du coefficient de Chezy.....	44
2.3.7	Pente du fond du canal.....	45
2.3.8	Longueur du canal.....	45
2.4.	Calcul du dimentionnement de la grille tranquillisatrice.....	45

2.4.1	Choix du type de grille.....	45
2.4.2	Dimensionnement de la grille.....	45
2.5	Disposition de la vanne verticale.....	47
2.5.1	Régularisation du débit par la vanne...	47
2.6	Vanne batardeau.....	48
2.7	Ouvrage d'entrée de la prise d'eau.....	48
2.8	Raccordement du desableur au canal trapezoïdal existant	49
2.9	Calcul des pertes de charges.....	49
2.9.1	Pertes de charges lineaires.....	49
2.9.2	Pertes de charges singulières.....	50
2.10	Côte en tête de prise d'eau.....	53
2.11	Calcul de la revanche pour les diffe- rents ouvrages.....	54
3	Etude de la stabilité du déversoir.....	55
3.1	Stabilité au glissement.....	55
3.1.1	Détermination du poids (G) de l'ou- vrage.....	55
3.1.2	Détermination de la sous pression en période de déversement.....	56
3.1.3	Détermination de la poussée en période de déversement.....	57
3.2	Stabilité au renversement.....	58
3.3	Stabilité au soulèvement.....	59
4.	Barrage déversoir.....	61
4.1	Côte du seuil du déversoir.....	61
4.2	Hauteur de pelle du barrage déversoir..	61
4.3	Caractéristiques hydrauliques de l'écou- lement sur le déversoir.....	62
4.3.1	Détermination des paramètres hydrau- liques dans le bief aval.....	62
4.3.1.1	Recalibrage du tronçon du bief aval...	64
4.3.1.2	Détermination de la hauteur d'eau.....	64
4.3.2	Détermination de la charge déver- sante.....	68
4.3.2.1	Tracé du profil CREAGER - OFITSEROV...	70
4.3.3	Canal d'amenée.....	72

4.4	Etude de la forme de la surface libre du courant dans le bief amont....	7
4.4.1	Profondeur normale.....	7
4.4.2	Profondeur critique.....	7
4.4.3	Profondeur d'eau au niveau du déversoir.....	7
4.4.4	Calcul de la longueur de la courbe de remous.....	7

Chapitre V :

Ouvrages annexes

1	Batardeau.....	75
1.1	Dimensionnement des batardeaux.....	75
1.1.1	Dimensionnement du premier batardeau...	75
1.1.2	Dimensionnement du deuxième batardeau..	78
2.	Passe à gravier.....	80
2.1	Dimensionnement de la passe à gravier..	80
2.2	Fonctionnement de la vanne.....	82
2.3	Dispositif d'étanchiété.....	82
3.	Raccordement du déversoir à l'aval.....	83
3.1.	Choix du dispositif d'amortissement....	84
3.1.1	Paroi d'amortissement.....	84
3.1.2	Saut de ski.....	84
3.1.3	Bassin d'amortissement.....	85
4.	Mur de soutènement.....	87
4.1	Hauteur des murs.....	87
4.2	Données géotechniques.....	87
4.3	Matériaux utilisés.....	87
4.4	Calcul de la stabilité du mur.....	88
4.5	Calcul du rideau.....	93
4.6	Calcul de la semelle.....	95
4.7	Calcul de la bèche.....	100
4.8	Calcul des contreforts.....	103
	Conclusion.....	

Introduction :

Etant, et demeurant un élément fondamental à toute évolution, les ressources en eau en Algérie, et plus spécialement leurs mobilisations, ne cessent d'être une des préoccupations majeures d'actualité. Ceci de surcroît, lorsqu'on sait l'influence que possède l'eau sur l'agriculture dont dépend toute une nation.

A ce titre, l'hydroamélioration des terres agricoles par l'irrigation représente un investissement considérable et à long terme, favorisant ainsi un net progrès dans l'agriculture, indépendamment des conditions climatiques qui sont défavorables à la majeure partie de l'Algérie.

HYDROLOGIE

II. 1. Introduction :

La présente étude hydrologique a pour objet de définir les caractéristiques de L'Oued-Djemâa à savoir, son bassin versant sous l'influence de ses affluents ainsi que les caractéristiques principales de son régime hydrologique.

Ceci nous permettra d'envisager la conception et l'étude du projet d'exécution de la prise d'eau à l'aide d'un seuil déversoir sur l'Oued.

En ce qui nous concerne donc, l'hydrologie représente une étude quantitative des eaux, de leurs propriétés, circulations et autres usages. Vu certaines insuffisances ou autres irrégularités des données hydrologiques, certaines méthodes et autres modèles empiriques ont été utilisés afin d'évaluer les débits fréquents et autre crue de projet.

II. 2. Situation géographique et climatique :

II.2.1 Situation géographique :

Le bassin versant étudié est situé dans la chaîne montagneuse de l'ATLAS, dans la partie nord de l'Algérie. Il s'intègre dans le bassin versant de Oued El-Harrach.

L'Oued-Djemâa est constitué de la jonction des Oued Fountas et Hamidou et coule dans une vallée étroite et profonde jusqu'à sa confluence avec l'Oued Chorfa, d'où l'on observe un élargissement de son lit.

L'Oued-Djemâa présente un développement typique des Oueds à débit solide, avec un dépôt important dans la tranche aval à la sortie des monts de l'ATLAS.

II.2.2 Climatologie :

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

La température moyenne annuelle varie dans la plaine de la Mitidja et dans les montagnes de l'ATLAS, entre 17° et 18°C. L'humidité relative de l'air dans la Mitidja et le Sahel varie entre 77% et 80%.

II. 2.3 Précipitation :

En Algérie, en raison de la sécheresse d'été, l'année hydrologique commence au mois de septembre. La répartition de la pluviométrie dans l'année est typique au climat méditerranéen. Les précipitations commencent au mois de septembre, augmentent sensiblement en octobre et novembre et atteignent leur maximum aux mois de décembre et janvier durant lesquels les précipitations sont d'environ 30% de celles annuelles.

Durant les mois suivants, les précipitations diminuent jusqu'à devenir insignifiantes durant l'été.

II. 3. Caractéristiques du bassin versant :

Les caractéristiques du bassin versant jouent un rôle essentiel dans l'étude de certaines composantes du cycle hydrologique. Le bassin versant de l'Oued-Djemâa, au site retenu de l'ouvrage, est l'aire délimitée par le contour à l'intérieur duquel l'eau précipitée s'écoule vers ce site ; ce dernier étant l'exutoire du bassin versant considéré.

Dans ce cas présent, nous considérons que le bassin versant coïncide avec le bassin topographique, du fait qu'il n'a été constaté aucun endoreïsme de ruissellement notable.

II. 3.1 Caractéristiques de forme :

Le contour du bassin versant ayant une certaine forme, influera sur l'écoulement global résultant d'une pluie donnée.

GRAVELIUS a proposé deux indices très représentatifs de la forme du bassin versant.

II.3.1.1 Indice de compacité :

En comparant le périmètre du bassin versant à celui d'un cercle ayant la même surface, nous obtenons un rapport de ces deux grandeurs.

$$K_c = \frac{P}{2\sqrt{\pi \cdot A}} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

II.3.1.2 Coefficient de forme :

C'est le rapport de la largeur moyenne et de la longueur axiale du bassin versant.

$$K_f = \frac{l_m}{L_a}$$

D'autres grandeurs caractérisent la forme du bassin versant

II. 3.1.3 Indice de conformation :

C'est le rapport de l'aire du bassin versant au carré de la longueur équivalente.

$$K_c = \frac{A}{L^2}$$

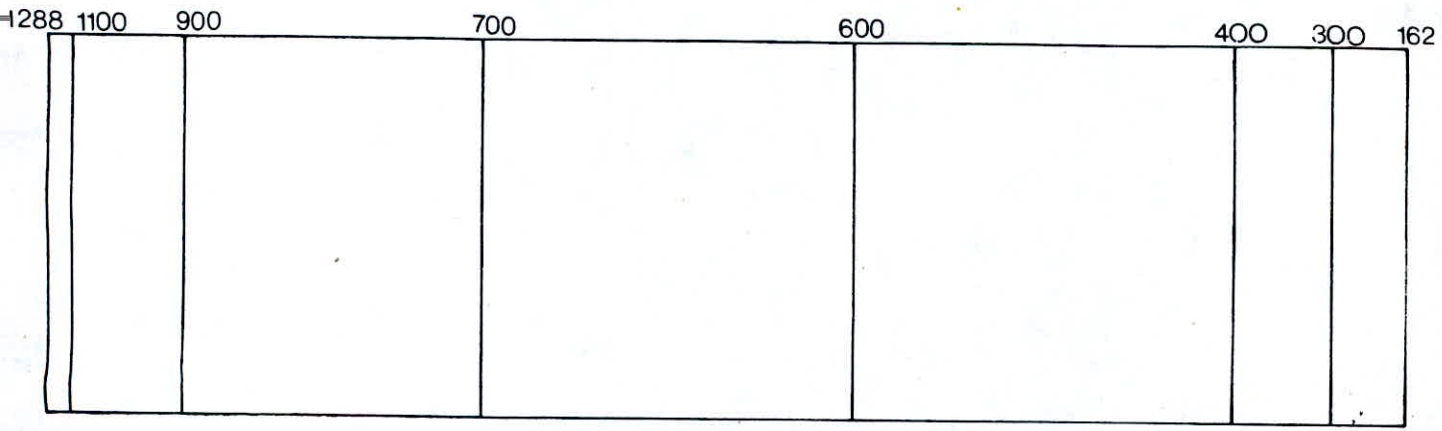
II. 3. 2. L'élévation :

Le relief le plus précis de l'élévation du bassin versant est donnée par sa répartition hypsométrique, présentée dans le tableau n°1, caractérisée par la courbe dite hypsométrique, voir graphique n°1 de cette courbe, sont directement lues, les élévations maximum, médiane et minimum, correspondant respectivement, à 5%, 50% et 95% de la surface du bassin versant.

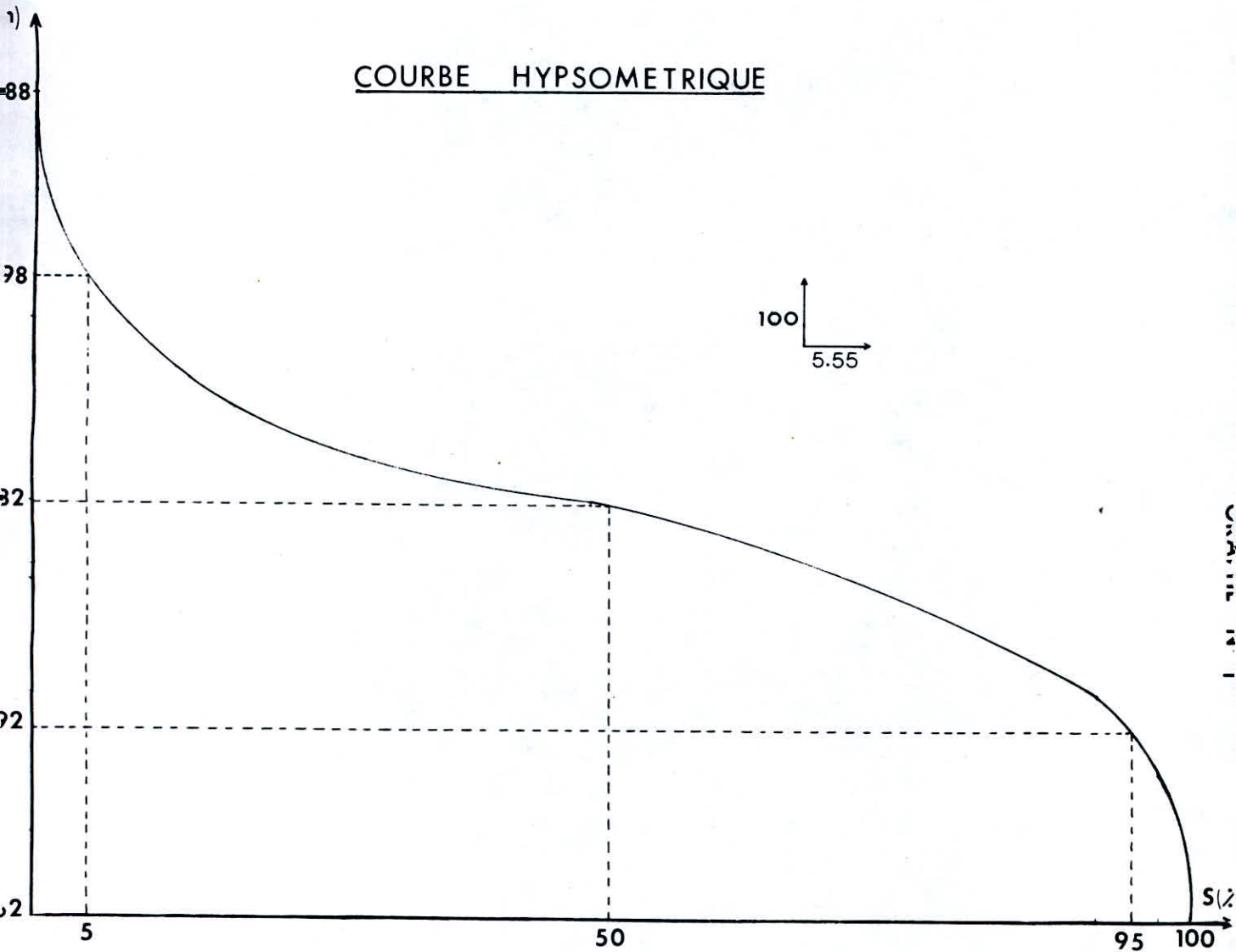
Quand à l'élévation moyenne, elle est exprimée par la relation suivante :

$$H_{\text{moy}} = \frac{\sum Z_i A_i}{S}$$

RECTANGLE EQUIVALENT



COURBE HYSOMETRIQUE



Altitudes (m)	Altitudes moyennes Zi (m)	Superficies Si (Km ²)	Superficies cumulées Si (Km ²)	$\sum S_i/S$ (%)	Zi-Si
1288-1100	1194	6,740	6,740	4,814	8047,56
1100 - 900	1000	17,685	24,425	17,446	17685,00
900 - 700	800	43,365	67,790	48,421	34692,00
700 - 600	650	25,070	92,860	66,328	16295,50
600 - 400	550	35,830	128,690	91,920	17915,00
400 - 300	350	7,590	136,280	97,341	2656,50
300 - 162	231	3,720	140,00	100	859,32
---	---	$\sum S_i = 140$	---	---	98150,88

Tableau n°1

II. 3.3. Le rectangle équivalent :

Ce rectangle, dit aussi rectangle de Gravelius, possède le même périmètre et surface que le bassin versant considéré. Ses caractéristiques sont exprimées par les formules suivantes :

- Longueur :
$$L = \frac{K_C \sqrt{A}}{I \cdot I_2} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_C} \right)^2} \right]$$

- Largeur :
$$l = \frac{K_C A}{1.12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_C} \right)^2} \right]$$

N.B : Voir représentation sur graphique n°1.

II. 3. 4 La pente :

Le relief joue un rôle capital dans l'aptitude au ruissellement des terrains, sans que la pente ne tienne compte pour autant de la forme de la courbe hypsométrique.

II.3.4.1 Indice de pente global :

Pour ce qui est de ce paramètre, la pente ne tient pas compte de la forme de la courbe hypsométrique.

$$I = \frac{H_{max} - H_{min}}{L}$$

II.3.4.2 Indice de Roche :

L'indice de Roche, bien que plus artificiel que l'indice précédent, tient mieux compte du régime hydrologique du bassin et donc du ruissellement.

$$I_P = \frac{1}{L} \sum_{i=1}^n X_i \sqrt{\frac{a_i - a_{i-1}}{X_i}}$$

II. 3. 5 Caractéristiques du réseau hydrographique :

Le réseau hydrographique est constitué de l'ensemble des canaux de drainage naturels, qu'ils soient permanents ou provisoires.

II.3.5.1 Densité de drainage :

C'est la longueur moyenne du réseau hydrographique par unité d'aire du bassin versant.

$$D_d = \frac{\sum L_i}{A}$$

$$L_i = \dots \dots \dots \text{Km}$$

$$A = \dots \dots \dots \text{Km}^2$$

II. 3.5.2 Densité hydrographique :

C'est le nombre moyen de cours d'eau par unité d'aire du bassin versant.

$$D_h = \frac{N}{A}$$

II. 3.5.3 Coefficient de torrencialité :

C'est le produit des densités hydrographique et de drainage.

$$C_T = D_h \cdot D_d$$

II. 3.5.4 Temps de concentration :

C'est le temps nécessaire à une goutte d'eau pour s'écouler depuis l'élément hydrologiquement le plus éloigné du bassin jusqu'à l'exutoire considéré.

Giandotti a exprimé aussi le temps de concentration en fonction des paramètres géomorphologiques du bassin versant.

$$T_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5L}{0.8\sqrt{H_{max} - H_{min}}}$$

II. 3.5.5 Vitesse de propagation :

C'est la vitesse avec laquelle l'eau s'écoule depuis l'élément hydrologique donné jusqu'à l'exutoire.

$$V = \frac{L_T}{3.6 T_c}$$

Remarque :

Toutes les caractéristiques étudiées du bassin versant sont représentées dans le tableau récapitulatif n°2.

Paramètres		Symbole	Unités	Valeurs
Superficie		A	Km ²	140
Périmètre		P	Km	62,96
Coordonnées		x	Degrés	3°104' E
		y		36°324'
Altitudes	Maximale	H _{max}	m	1098
	Médiane	H _{med}		682
	Moyenne	H _{moy}		701
	Minimale	H _{min}		292
Longueur du Talweg principal		L _T	Km	19
Rectangle équivalent	Longueur	L		26,12
	Largeur	l		5,36
Indice de compacité		K _c	—	1,49
Coefficient de forme		K _f	—	0,205
Coefficient de conformation		K	—	0,205
Indice de pente global		I	—	0,031
Indice de Roche		I _p	—	0,171
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	1,908
Densité hydrographique		D _h	Km ⁻²	2,514
Coefficient de torrentialité		C _T	—	4,80
Temps de concentration		T _c	heures	4,68
Vitesse de propagation		V	m/s	1,13

Tableau n°2

II. 4 Pluviométrie :

Le bassin versant de l'Oued-Djemâa au site retenu pour l'ouvrage, ne comporte qu'une seule station pluviométrique. Pour avoir donc une bonne estimation de la pluie moyenne annuelle, on a été amené à utiliser des stations pluviométriques avoisinantes au bassin versant, présentés dans le tableau ci-dessous.

Stations	Coordonnées (°)		Altitudes	Pan	b	Cv	Ans
Noms	x	y	z (m)	(mm)	--	--	--
Col des deux bassins.	3,17.82 E	36.27.92	1050	782	0,43	0,58	21
El -Arba	3,09.34 E	36.34.00	100	798	0,41	0,47	20
Sakamody	3,16.34 E	36.30.08	800	1077	0,44	0,57	11
Chebli	3,02.09 E	36.32.41	84	770	0,37	0,48	14

Tableau n°3

P_{an} : pluie moyenne annuelle (mm)

b : coefficient climatique

C_v : coefficient de variation

II. 4. 1. Pluviométrie moyenne annuelle :

La pluie moyenne annuelle n'étant pas uniforme dans le bassin versant, vu les différences d'altitudes existantes. Nous sommes amenés à déterminer une pluie moyenne annuelle pondérée, à l'aide des méthodes suivantes ; a savoir, méthode des polygones de THIESSEN et méthode des isohyètes.

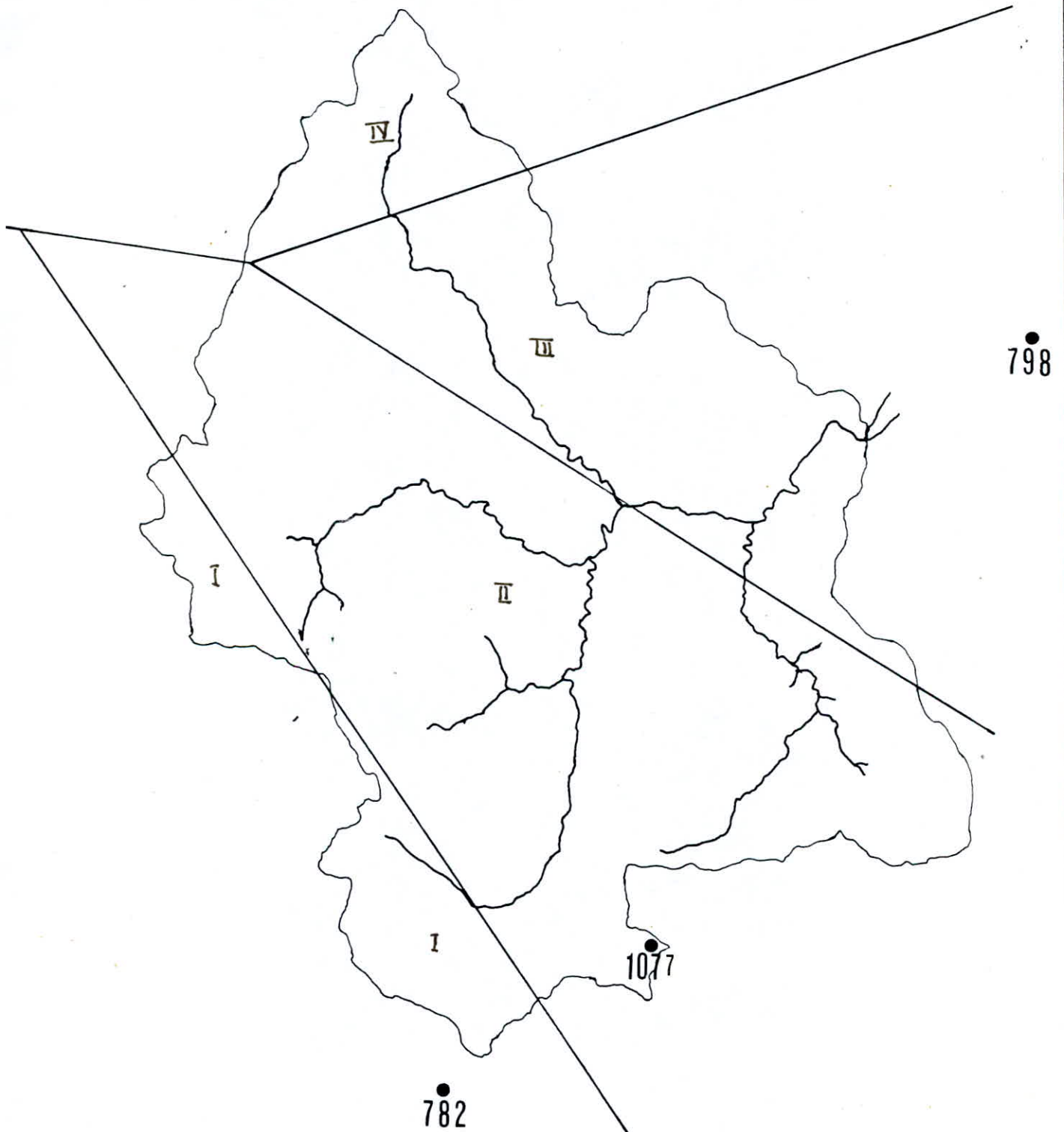
II.4.1.1 Méthode des polygones de THIESSEN :

C'est une méthode arithmétique. Elle effectue un ajustement des pluviométries, vu la distribution non uniforme des stations pluviométriques, en pondérant chacune des valeurs observées. Sur la carte, nous situons les stations pluviométriques considérées que l'on reliera par des

770

METHODE DE THIESSEN

Echelle: 1/1000000



• Station pluviométrique

droites dont les médiatrices correspondantes délimiteront une surface polygonale, autour de chaque station dont la pluviométrie moyenne annuelle y sera supposée uniformément répartie.

La précipitation moyenne annuelle sur le bassin versant sera :

$$P = \frac{\sum P_i S_i}{S}$$

S_i : surface du polygone (Km²)

P_i : précipitation moyenne annuelle de la station à l'intérieur du polygone (mm)

S : surface du bassin versant (Km²)

Polygones	S_i (Km ²)	P_i (mm)
I	14,44	782
II	81,91	1077
III	34,21	798
IV	9,44	770

$$P = 957,7 \text{ mm}$$

Tableau n°4

II.4.1.2 Méthode des isohyètes :

Cette méthode est la plus rationnelle de toutes. Elle tient compte de la topographie de la région, de l'éloignement par rapport à la mer, des caractéristiques des orages et des précipitations moyennes relevées aux stations pluviométriques considérées.

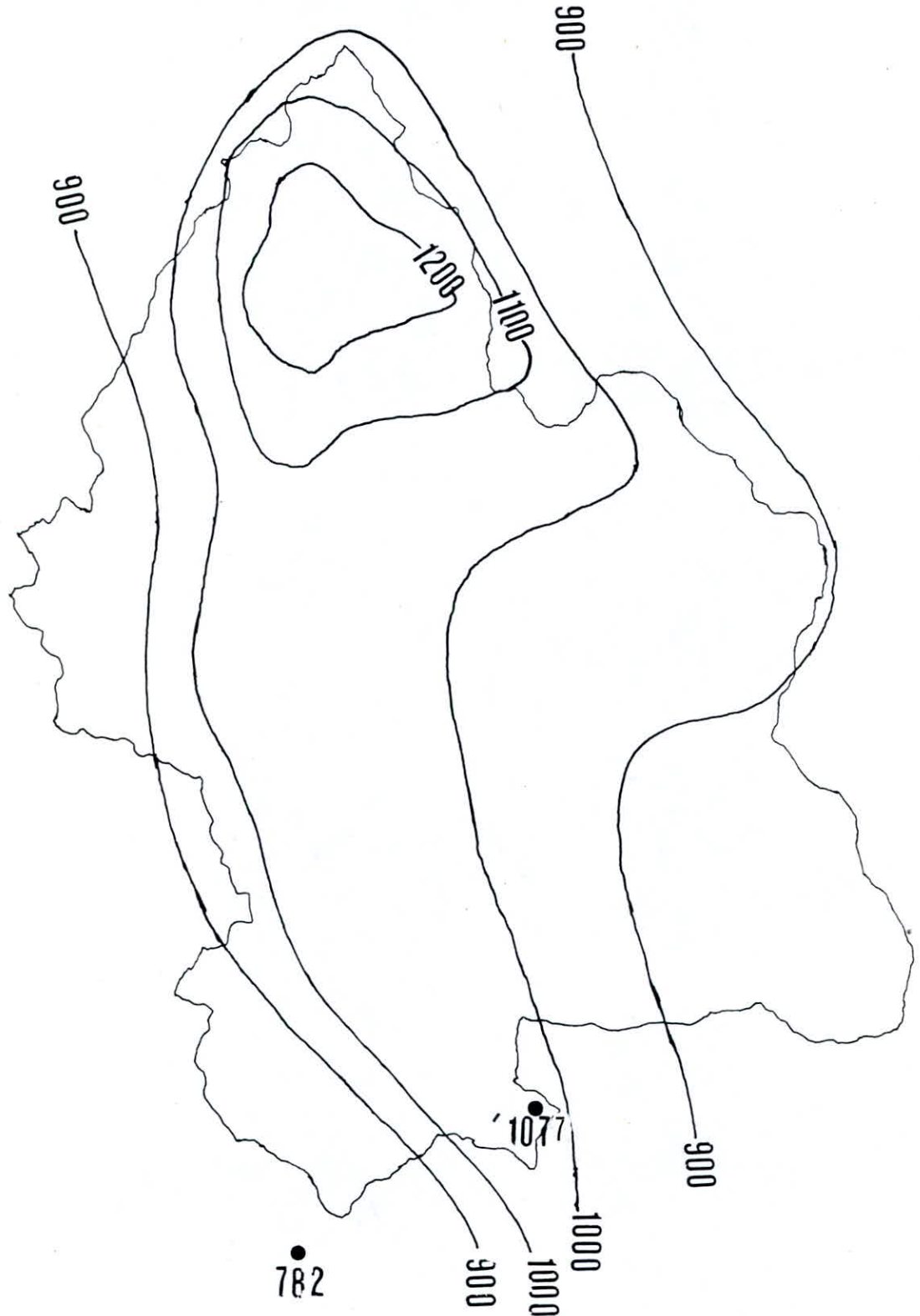
Nous avons ainsi tracé les courbes isohyétales, en se basant sur la carte de chaumont élaborée sur des données pluviométriques pour une période comprise entre 1913 et 1963.

On détermine la précipitation moyenne annuelle du bassin versant, en mesurant chacune des surfaces comprises entre les isohyètes par ~~pluviométrie~~ ^{pluviométrie} en supposant que la précipitation moyenne entre deux (2) courbes isohyétales est égale à la

METHODE DES ISOHYETES

770

Echelle: 1/1000000



Station pluviométrique

moyenne deux isohyètes.

La précipitation moyenne annuelle sur le bassin versant sera :

Isohyetes	Pi (mm)	Si (Km ²)
900	870	34,20
900 - 1000	950	53,80
1000 - 1100	1050	32,65
1100 - 1200	1150	13,23
1200	1210	6,12

Tableau n°5

$$\bar{P} = \frac{\sum P_i S_i}{S}$$

$$P_2 = 984 \text{ mm}$$

Pi : pluviométrie inter-isohyétale (mm)

Si : surface inter-isohyétale (Km²)

S : surface du bassin versant (Km²)

II.4.1.3 Pluie moyenne annuelle estimée :

La précipitation moyenne annuelle sur le bassin versant a été estimée par les méthodes des polygones de THIESSEN et des isohyètes. Pour notre part, nous considérerons la moyenne arithmétique des résultats obtenus à l'aide des deux méthodes.

$$P = \frac{P_1 + P_2}{2} = \frac{957.7 + 984}{2} = 971 \text{ mm}$$

$$P = 971 \text{ mm}$$

II.4.2 Pluies journalières fréquentielles :

II.4.2.1 Station de référence :

Nous avons considéré la station pluviométrique de Larba comme station de référence.

Des données pluviométriques journalières ont été traitées.

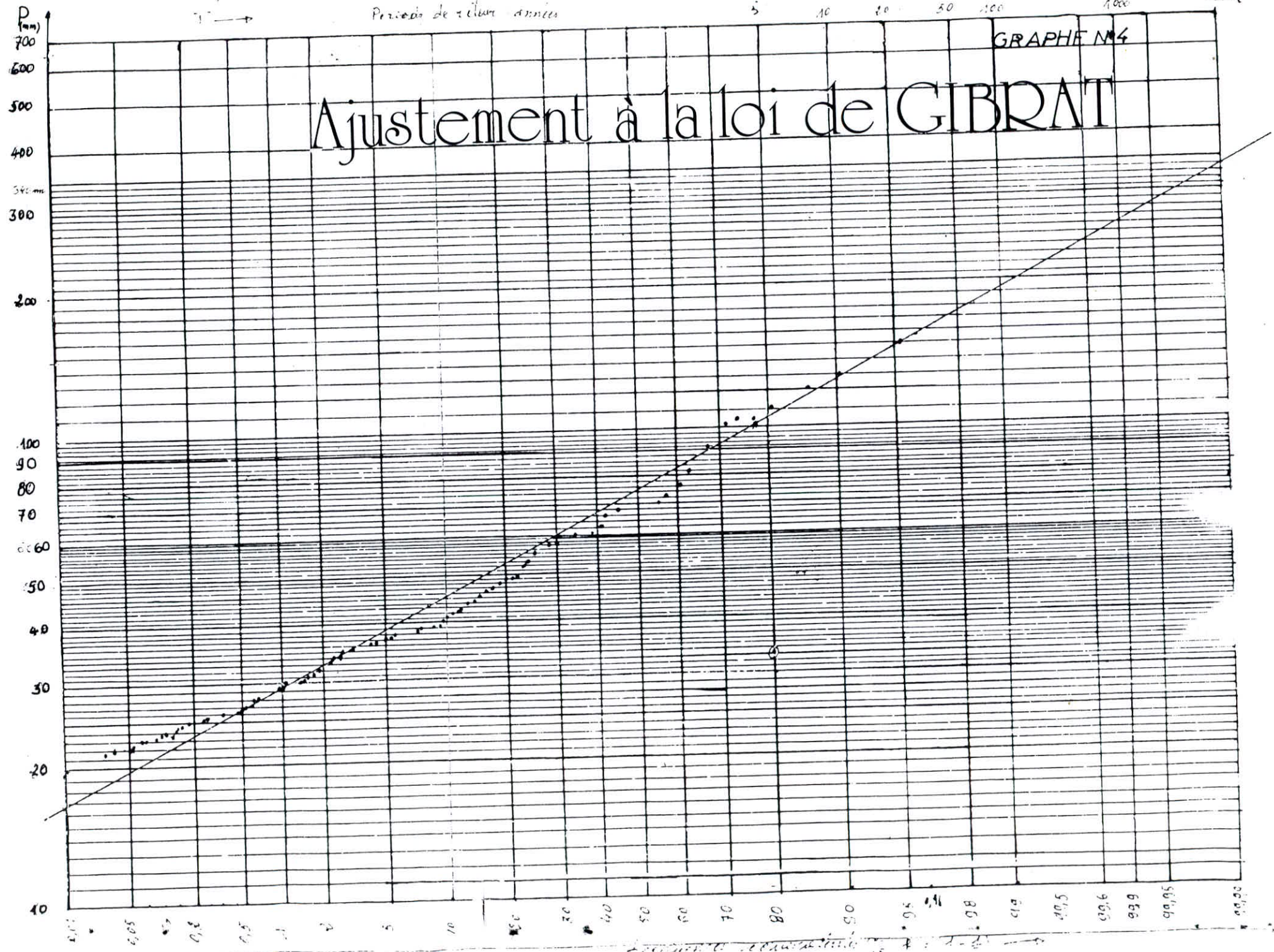
Período de 24 horas

5 10 20 50 100

1000 2000

GRAPHE N°4

Ajustement à la loi de GIBRAT



II.4.2.2 Recherche d'une loi de distribution :

Les données pluviométriques journalières de la station Larba ont été ajustée à la loi de Gibrat.

Pour cela, le calcul des fréquences a été effectué de la manière suite :

$$F'(x) = [\phi(x)]^k$$

$$K = \frac{n}{N} = \frac{488}{20} = 24.2$$

$$\phi = \text{Exp} [F'(x) - 1]$$

$$F'(X) = \frac{r}{N + 1}$$

r: Rang de la pluie

n: Nombre de valeurs (488)

F'(x): Fréquence tronquée

$\phi(x)$: Fréquence corrigée

F*(x): Fréquence équivalente

Remarque :

Nous n'avons considéré que les pluies génératrices d'un écoulement de surface et donc supérieures à 10 mm.

Tableau des précipitations journalières fréquentielles

Fréquences	Probabilité de non dépassement (P)	0,99	0,98	0,96	0,90	0,80
	probabilité de dépassement (1 - P)	0,01	0,02	0,04	0,10	0,20
Période de retours (ans)		100	50	25	10	5
Pj (%) (mm)		193	175	158	127	105

Tableau n°6

II.4.2.3 Pluies de courtes durées :

La répartition statistique des précipitations de courtes durées est calculée par la formule suivante :

$$P_t = P_j(\%) \left[\frac{t}{24} \right]^b$$

- Où P_j (%) : pluie journalière fréquentielle, correspondante à une fréquence de probabilité P . (mm)
 b : exposant climatique. $b = 0,4$
 t : temps considéré (heure)
 P_t : pluie de courte durée fréquentielle. (mm.)

Temps (heures)	Périodes de retour (ans)				
	5	10	25	50	100
1	29,45	35,62	44,32	49,08	54,13
2	38,86	47,00	58,48	64,77	71,43
3	45,70	55,28	68,77	76,17	84,00
4	51,27	62,02	77,16	85,46	94,25
4,68	54,60	66,04	82,16	91,00	100,36

Tableau n°7

II. 5. Apports annuels :

Nous avons été contraint, vu l'insuffisance des données hydrométriques du bassin versant, d'utiliser certains modèles et autres formules empiriques donnant l'apport moyen annuel en fonction de quelques éléments météorologiques simples tels que, la température et la pluviométrie.

Dans le souci, d'une plus grande précision de calcul des apports annuels, une estimation par analogie à un bassin versant voisin, fut intégrée.

II. 5.1 Modèles empiriques :

Bien qu'empiriques et négligeant des facteurs assez importants tels que la nature des précipitations et leurs répartition dans le temps, ces formules se révèlent assez précises, pour un bassin versant comportant de bonnes séries d'observations pluviométriques. Ces modèles empiriques se basent sur la relation suivante :

$$Y_o = P_o - D$$

Dans laquelle :

Y_o : apport moyen annuel

P_o : pluviométrie moyenne annuelle

D : déficit d'écoulement annuel moyen

Formule de CHAUMONT : $Y_o = 600 P_o (1 - 10^x)$

$$x = -0.36 P_o^2$$

où P_o : pluviométrie moyenne annuelle (mm)

Y_o : apport moyen annuel (mm)

Formule de COUTAGNE (I) : $D = P_o - \lambda P_o^2$

$$Y_o = P_o - D = \lambda P_o^2 \quad ; \quad \text{avec} \quad \lambda = \frac{1}{0.8 + 0.14 T}$$

où T° : Température moyenne du B.V. $T = 18^\circ\text{C}$

P_o : pluviométrie moyenne annuelle (mm)

Y_o : apport moyen annuel (mm)

La formule de Coutagne (I) n'est applicable que si la valeur de la pluviométrie moyenne suit la condition suivante :

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

Formule de COUTAGNE (II) :

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

P_o : pluviométrie moyenne annuelle (mm)

Y_o : apport moyen annuel (mm)

Formule de DERY :

$$Y_o = 0.915 \frac{P_o^{2.684} \cdot S^{0.842}}{S}$$

P_o : pluviométrie moyenne annuelle (mm)

S : superficie du bassin versant (km²)

Y_o : apport moyen annuel (mm)

Formule de MEDINGER :

$$Y_e = 0.75(P - 400)$$

Po : pluviométrie moyenne annuelle (mm)

Yo : apport moyen annuel (mm)

Formule TURC :

$$Y_e = P - D$$

Dans lequel :

$$D = \frac{P}{\left[0.9 + \left(\frac{P}{L}\right)^2\right]^{1/2}} \quad \text{avec : } L = 300 + 25T_o + 0.05T_o^3$$

To : température moyenne du bassin versant (To = 18°C)

D : déficit d'écoulement moyen annuel (mm)

Po : pluviométrie moyenne annuelle (mm)

Yo : apport moyen annuel (mm)

Formule dite ALGERIENNE :

$$Y_e = P(1 - 10^{-kP^2})$$

Dans laquelle : $K = 0.18 - 0.01 \text{Log}_e S$

S : superficie du B.V (Km²)

Po : pluviométrie moyenne annuelle (m)

Yo : apport moyen annuel (m)

Formule de SAMIE :

$$Y_e = P^2(292 - 2.2\sqrt{S})$$

S : superficie du B.V (Km²)

Po : pluviométrie moyenne annuelle (m)

Yo : apport moyen annuel (m)

De toutes ces formules empiriques, il ne sera retenu que celles dont les résultats se rapprochent entre eux, en prenant comme référence, celle obtenue par la méthode analogique relative à une station de jaugeage sur l'Oued El-Harrach

au lieu dit "Rocher des Pigeons". La moyenne calculée ne s'effectuera qu'avec les résultats des modèles empiriques retenus.

II. 5.2 Méthode par analogie :

Le manque de données hydrométriques justifie le recours à la méthode analogique.

Soient :

A_0 : la superficie du bassin versant de l'Oued-Djemâa (Km²)

A_1 : la superficie du bassin versant de l'Oued El-Harrach (Km²)

Y_0 : apport du bassin versant de l'Oued-Djemâa (Hm³)

Y_1 : apport du bassin versant de l'Oued El-Harrach (Hm³)

L'apport, à l'exutoire considéré, de l'Oued-Djemâa est exprimé comme suit : $Y_0 = Y_1 \left(\frac{A_0}{A_1} \right)^{2/3} = \frac{Y_1}{(A_1)^{2/3}} \cdot A_0^{2/3}$

$$\text{ou : } Y_0 = C_p \cdot A_0^{2/3} \quad \text{avec} \quad C_p = \frac{Y_1}{A_1^{2/3}}$$

C_p : coefficient de pondération.

Voir tableau récapitulatif n°8

MODELES	Module	Apport moyen	Débit unitaire	Débit moyen
	Y ₀ (mm)	W ₀ (HM ³)	M ₀ (l/s/Km ²)	Q (m ³ /s)
Chaumont *	316	44,24	10,02	1,40
Coutagne I	284	39,76	9,01	1,26
Coutagne II	518	72,52	16,43	2,30
Dery *	387	54,18	12,27	1,72
Medinger*	428	59,92	13,57	1,90
Turc	241	33,74	7,64	1,07
Formule dite algérienne	283	39,62	8,97	1,26
Samie	251	35,14	7,96	1,11
Moyenne	377	52,78	11,95	1,67
Analogie	363	50,76	11,50	1,61
Moyenne	370	51,77	11,725	1,64

Tableau n°8

(*) Modèles considérés :

Nous pouvons finalement prévoir un apport moyen annuel
 $W_0 = 51,77 \text{ HM}^3$ à l'exutoire.

II. 5.3 Coefficient d'écoulement :

Le coefficient d'écoulement est calculé d'après les
valeurs moyennes de la pluie annuelle et de l'écoulement
sur l'ensemble du bassin versant.

$$K_r = \frac{Y_e}{P_e} = \frac{370}{971} = 0.381$$

II. 5.4 Variabilité de l'apport moyen annuel :

La variabilité de l'apport annuel est caractérisé par son coefficient de variation, lequel avec l'apport moyen annuel, nous permet d'établir un ajustement statistique.

Cet ajustement statistique, nécessite le calcul d'un coefficient de variation de l'apport annuel. Le calcul du coefficient de variation n'est rendu possible qu'à travers certains modèles empiriques.

Formule de UKRGUIPROVODKHOZ :

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

M_o : débit unitaire moyen (e/s/km²)

Formule de SKOLOVSKI :

$$C_v = 0.78 - 0.29 \text{Log}_e M_o$$

M_o : débit unitaire moyen (e/s/km²)

Formule de PADOUN :

$$C_v = \frac{0.93}{M_o^{0.23}} - K$$

K : coefficient de réduction

K = 0,9 (adopté)

M_o : débit unitaire moyen (e/s/km²)

Voir tableau récapitulatif n°9

Modèles	Cv
UKRGUIPROVODKHOZ	0,515
SKOLOVSKI	0,470
PADOUN	0,475
Moyenne	0,487

Tableau n°9

II. 5.5 Ajustement à une loi statistique :

L'insuffisance des données observées et la référence à une station hydrométrique jaugeant les apports d'un bassin versant voisin, ne nous ont pas permis d'effectuer un ajustement bien défini, conformément à une loi statistique. On peut accepter cependant, que la répartition des apports suit une loi Log-Normale de la forme :

$$W = \frac{W_0}{\sqrt{C_v^2 + 1}} \cdot \text{Exp} \left[t \sqrt{\text{Ln}(C_v^2 + 1)} \right]$$

W_0 : apport moyen annuel (m³)

t : variable de Gauss

C_v : coefficient de variation de l'apport annuel

Connaissant les paramètres statistiques qui sont la valeur moyenne de l'apport annuel à l'exutoire et son coefficient de variation, l'équation de la répartition devient :

$$W = 46,54 \cdot e^{0,461 t}$$

Apport annuel fréquentiel :

Cet ajustement nous permet, finalement, de trouver les apports annuels fréquents, présentés dans le tableau n°10 ci-dessous.

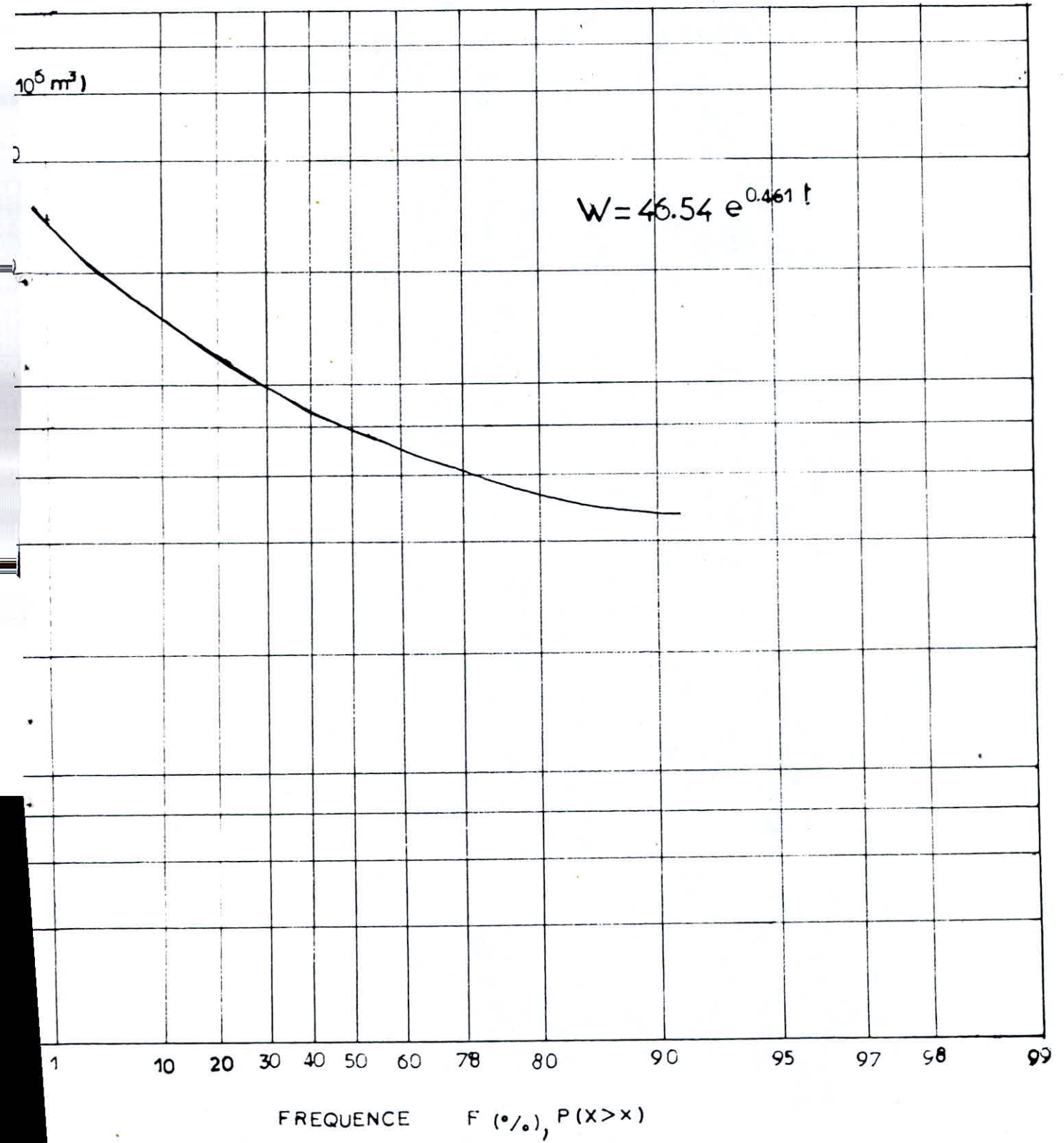
Fréquences	Probabilité de dépassement (1 - P)	0,01	0,02	0,04	0,10	0,20	0,50	0,90
	Probabilité de non dépassement (P)	0,99	0,98	0,96	0,90	0,80	0,50	0,10
Périodes de retour T (ans)		100	50	25	10	5	2	1,11
Apports W (10 ⁶ m ³)		136,24	119,74	104,28	83,96	68,61	46,54	25,80

Tableau n°10

La variation des apports annuels fréquents en fonction de la période de retour, est illustrée dans la page suivante.

GRAPHE N°5

APPORTS ANNUELS FREQUENTIELS
(Oued Djemaa)



II. 6. Détermination des crues :

Les dimensions de l'ouvrage à réaliser, seront essentiellement déterminées pour un maximum probable de la crue qui devra y transiter.

Le but principal de cette étude hydrologique sera donc l'élévation des débits de crues fréquentiels de l'Oued-Djemâa transitant par l'ouvrage projet.

Par ailleurs, nous avons utilisé différents modes d'estimation des débits de crues fréquentiels pour en faire une synthèse, vu l'absence de stations de jaugeage sur l'Oued.

II. 6.1 Méthode synthétique :

L'application de cette méthode suppose trois (3) hypothèses :

- La pluie est considérée uniforme sur toute la surface du bassin versant.
- Le coefficient de ruissellement est uniforme sur toute la surface du bassin versant durant toute l'averse génératrice de la crue.
- La vitesse de propagation de l'eau est constante.

Elle repose aussi sur les paramètres suivants :

- * L'intensité ainsi que la durée de la pluie.
- * Les caractéristiques du sol et de la végétation.
- * Les caractéristiques topographiques.

La formule est donnée par l'expression suivante :

$$Q_{max} = \frac{1}{3,6} \cdot I_{eff} \cdot S_{max}$$

Avec :

$$I_{eff} = I_t \cdot C_r = P_{eff} / T_c$$

$$P_{eff} = P - D$$

$$C_r = P_{eff} / P_t$$

I_{eff} : intensité efficace de la pluie (mm/h)

S_{max} : superficie du B.V participant au transport d'eau durant l'intervalle de temps considéré (Km²)

C_r : coefficient de ruissellement.

I_t : intensité des pluies (mm/h)

CALCUL DES DEBITS DE POINTES

PAR LA METHODE SYNTHETIQUE

PH 007/89

avant p. 21

$\frac{4\sqrt{s} + 1,5}{0,8\sqrt{H-H_{min}}}$	$P_{24} \left(\frac{t}{24} \right)^{0,4}$					D	$P_{max} - D$					$\frac{P_{eff}}{P_{max}}$					$\frac{P_{eff}}{T_e}$					S_{max}	$\frac{I_{eff} \cdot S_{max}}{3,6}$					V · T _c
	T _c temps de concentration (Heure)	P _{max} Pluie max (mm)					Deficit mm	P _{eff} Pluie efficace (mm)					C _r Coefficient de ruissellement					I _{eff} Intensité efficace (mm/h)					Surface (Km ²)	Q _{max} Debit max (m ³ /s)				
(h)	Période de retour (ans)					/		Période de retour (ans)					Période de retour (ans)					/	Période de retour (ans)					/				
	5	10	25	50	100			5	10	25	50	100	5	10	25	50	100		5	10	25	50	100			5	10	25
1	29,45	35,62	44,32	49,08	54,13	13,0	16,45	22,62	31,32	36,08	41,13	0,56	0,64	0,71	0,74	0,76	16,45	22,62	31,32	36,08	41,13	6,36	29,06	39,96	55,33	63,74	72,66	4,0
2	38,86	47,00	58,48	64,77	71,43	13,5	25,36	33,50	44,98	51,27	57,93	0,65	0,71	0,77	0,79	0,81	12,68	16,75	22,49	25,64	28,97	25,45	80,64	118,41	155,29	181,05	204,80	2,14
3	45,79	55,28	68,77	76,17	84,00	14,0	31,7	41,20	54,77	62,17	70	0,69	0,75	0,80	0,82	0,83	10,57	13,76	18,26	20,72	23,33	57,27	168,15	218,90	290,49	329,62	371,14	18,20
4	51,27	62,02	77,16	85,46	94,25	14,5	36,77	47,52	62,66	70,96	79,75	0,72	0,77	0,81	0,83	0,85	9,19	11,88	15,67	17,74	19,94	101,82	259,92	336,01	443,20	503,75	563,97	14,27
4,68	54,60	66,94	82,16	91,00	100,36	14,84	39,76	51,20	67,34	76,16	85,52	0,73	0,78	0,82	0,84	0,85	8,50	10,94	14,38	16,27	18,27	140	330,55	425,44	559,22	632,77	710,50	19

- P_{eff} : pluie efficace (mm)
 P_t : pluie journalière de durée t (mm)
 D : déficit global d'écoulement (mm)

En Algérie, le déficit global d'écoulement selon certaines études et autres estimations est d'environ 13mm la première heure, augmentant de 0,5 mm pour chaque heure qui suit. Les résultats obtenus à l'aide de cette méthode sont présentés dans le tableau n°11.

II. 6.2 Méthode rationnelle :

Cette méthode, comme celle précédemment exposée répond pratiquement aux mêmes hypothèses.

La formule est donnée par l'expression suivante :

$$Q_{j\text{ moy}} = \frac{P_j(\%) \cdot C_r \cdot S}{T_j}$$

$$\frac{Q_{\text{max}}}{Q_{j\text{ moy}}} = \frac{P}{P_j(\%)} \cdot \frac{24}{t_c}$$

- $Q_{j\text{ moy}}$: débit moyen journalier fréquentiel (m³/s)
 P_j (%) : pluie journalière fréquentielle (mm)
 T_j : 86400s : durée d'une journée.
 C_r : coefficient de ruissellement.

Les résultats obtenus à l'aide de cette méthode sont représentés dans le tableau n°12.

	Période de retour T (ans)				
	5	10	25	50	100
P_j (%)	105	127	158	175	193
C_r	0,73	0,78	0,82	0,84	0,85
$Q_{j\text{ moy}}$ (m ³ /s)	124,20	160,51	209,94	238,19	265,82
P_t (mm)	54,60	66,04	82,16	91,00	100,36
Q_{max} (m ³ /s)	331,20	428,03	559,84	635,17	708,85

Tableau n°12

II. 6. 3. Formules empiriques :

II. 6.3.1 Formule de Mallet-Gautier :

$$Q_{max} = 2 \cdot K \cdot \text{Log}_{10}(1 + A \cdot P) \frac{S}{\sqrt{L}} \cdot 1 + 4 \text{Log}_{10} T - \text{Log}_{10} S$$

K : coefficient dépendant de la géomorphologie du B.V
(adopté 3.0)

A : coefficient dépendant de la topographie variant de
20 à 30 (adopté 25)

Po: pluie moyenne annuelle (m)

S : superficie du bassin versant (Km²)

L : longueur du Talway principale (Km)

T : periode de retour (ans)

Période de retour (ans)	5	10	25	50	100
Q _{max} (m ³ /s)	347,20	456,65	569,94	642,51	707,67

Tableau n°13

II. 6.3.2 Formule de Giandotti :

$$Q_{max} = \frac{a \cdot S \cdot P_{tc} \cdot \sqrt{H_{moy} - H_{min}}}{4\sqrt{S} + 1,5 L}$$

a : coefficient topographique ; a = 166

S : superficie du bassin versant (Km²)

P_{tc} : pluie de durée de temps de concentration (m)

P_{tc} : P_{max} $\left(\frac{t_c}{24}\right)^b$

H_{min} : altitude minimale du bassin versant (m)

H_{moy} : altitude moyenne du bassin versant (m)

L : longueur du talweg principal (Km)

Période de retour (ans)	5	10	25	50	100
Q _{max} (m ³ /s)	338,43	409,34	509,26	564,05	622,06

Tableau n°14

II. 6.3.3 Formule de Possenti :

$$Q_{max} = C \cdot \frac{P(\%) \cdot (S_m + S_p/3)}{L}$$

C : coefficient dépendant des caractéristiques morphologiques du bassin versant (C = 700 adopté)

P (%): pluie journalière fréquentielle (m)

L : longueur du Talweg principal (Km)

S_m : superficie de la partie montagneuse du bassin versant (Km²)

S_m = 137 Km²

S_p : superficie de la plaine du bassin versant (Km²)

S_p : 3 Km²

Période de retour (ans)	5	10	25	50	100
Q _{max} (m ³ /s)	533,84	645,69	803,30	889,74	981,25

Tableau n°15

* Tableau recapitulatif :

MODELES	Périodes de retour T (ans)				
	5	10	25	50	100
	Débits max fréquentiels (m ³ /s)				
Synthétique	330,55*	425,44*	559,22*	632,77*	710,50*
Rationnelle	331,20*	428,03*	559,84*	635,17*	708,85*
GIANDOTTI	338,43*	409,34*	509,26	564,07	622,06
MALLET-GAUTIER	347,20*	456,65	569,94*	642,51*	707,67*
POSSENTI	533,84	645,69	803,30	889,74	981,25
Moyenne	336,85	426,74	563,00	636,82	709,01

Tableau n°16

(*) Valeurs des débits maximums retenues pour le calcul des moyennes.

II. 7. Transport solide :

En raison du manque de données de débit solide sur l'Oued-Djemâa, les valeurs caractérisant le transport solide ont été estimées par un modèle empirique, présenté par la formule de TIXERONT.

Formule de TIXERONT :

$$T = a \cdot Y_0^{0,15}$$

a : coefficient empirique dépendant de la perméabilité du terrain

a = 350 (adopté)

To : apport solide spécifique

$$T = T_0 \frac{S}{\vartheta}$$

S : superficie du bassin versant (Km²)

T : transport solide (M³/2n)

ϑ : poids volumique du matériau (t/m³)

ϑ : 1,5 t/m³

Y ₀ (mm)	T ₀ (t/Km ² /an)	T (m ³ /an)
370	849,76	79,31 · 10 ³

Tableau n°17

Remarque :

Il existe un autre modèle empirique dit de FCURNIER donnant des résultats très éloignés de la réalité pour le bassin versant de l'Oued-Djemâa.

Le dernier est l'un des oued de la Mitidja transportant le plus de matériaux solides.

GEOLOGIE

Chapitre III - Etude Géologique

III. 1 Objet de l'étude géologique :

Les investigations et les études géologiques sur le site retenu pour l'aménagement de la prise d'eau sur l'Oued-Djemâa, ont été réalisées dans le but de nous fournir les caractéristiques géologiques et les résultats géotechniques, afin de définir les éléments techniques du projet.

III. 2 Situation du site :

Le site étudié se situe sur les hautes plaines de la Mitidja, à une altitude de 163 m.

L'axe de levée de l'exécution du programme d'investigation pour l'implantation du projet sur l'Oued-Djemâa, a pour coordonnées cartésiennes ($X = 3^{\circ} 104' E$; $Y = 36^{\circ} 324'$).

Le lit de levée de l'Oued dans la zone de l'axe atteint 38 m de large des rives abruptes ayant une hauteur de (2 à 3 m) environ.

III. 3 Travaux de reconnaissance :

III. 3.1 Sondage mécanique :

Trois (3) sondages ont été exécutés selon l'axe du déversoir, jusqu'au niveau de la roche mère, qui se situe à une profondeur moyenne de 7m. Par contre, il n'a été réalisé qu'un seul sondage sur chaque rive.

Afin de compléter l'étude de reconnaissance, des échantillons d'alluvions de l'Oued ainsi que de la terre végétale selon le tracé du canal d'aménée ont été prélevés et analysés au laboratoire.

Les données obtenues pendant cette phase de reconnaissance ont été suffisantes pour avoir une idée précise sur la nature géologique du site.

III. 4 Géologie régionale :

III. 4.1 Morphologie du site :

Le site étudié, se situe au piémont de l'Atlas Blideen. Il est constitué de terrains à structure quaternaires et tertiaires.

Les terrains quaternaires sont déposés au pied des reliefs, constitués essentiellement de crétacés.

Les terrains tertiaires qui sont l'Atlas et le Sahel forment deux (2) blocs positifs ascendants induisant par leur action tectonique complexe, une zone d'affaissement permanent, depuis le miocène matérialisé par la plaine de la Mitidja. C'est durant cette ère anticlinale, que l'Atlas Blideen s'est formé et c'est sur son flanc que les couches ont basculés vers le nord.

Les particularités tectoniques sont bien apparentes dans la morphologie :

- L'ATLAS forme des reliefs escarpés et rajeunis (1200 à 1600m). Il est siège d'une érosion active et ses oueds sont très encaissés.
- Le piémont (100 à 150 m) d'altitude, se superpose à une zone en déséquilibre tectonique entre le bloc ascendant et une aire de subsidence, l'agent moteur le plus puissant étant l'ATLAS.
- La plaine (20 à 50m) d'altitude, est en constante affaissement. Les oueds sont à la recherche d'un niveau de base fuyant, difficilement rattrapé par un alluvionnement à caractère hydromorphe.
- Le Sahel qui sépare la plaine de la mer, limite au Nord la subsidence.

La structure géologique du comblement Mitidjien est faible avec la participation :

- Du pliocène marin
- Du quaternaire marin * Villa franchien supérieur
- Du quaternaire continental divisé en :
 - * Quaternaire ancien
 - * Quaternaire moyen
 - * Quaternaire récent
 - * Quaternaire actuel

III. 5 Stratigraphie du site :

* Alluvions actuels : Les dépôts alluvionnaires de l'oued sont à caractère hétérogène. Composés de gros cailloux, on signale aussi l'existence d'une chute naturelle ravinée par les écoulements torrentiels à partir de laquelle une formation constituée par l'argile rouge et de graviers argileux rouge jaunâtre affleurant le lit de l'oued.

L'alluvion, mince, observé sur l'argile rouge est déposée aux ravins provoqués par les écoulements torrentiels.

Cette argile, bien consolidée est parfois sableuse et atteint des épaisseurs de 3m et plus. Elle est en transition latérale avec la couche inférieure gravier argileux rouge jaunâtre.

L'épaisseur maximum des alluvions au-dessus du bedrock est localisée dans le sondage S2 avec une profondeur de 7 m.

Voir (coupe géologique de l'axe du déversoir).

* Colluvions actuels : Ce sont des dépôts de surface qui recouvrent le lit majeur ainsi que les rives. Ils sont déposés par l'oued, et par colluvionnement des pentes. Ces dépôts sont constitués généralement de cailloux et de graviers.

L'épaisseur des colluvions varie de 0,6 à 1,5 mètres.

* Terrasses : dépôt limoneux de la partie moyenne de la plaine et des pieds des collines. Le sol résiduel est argilo-limoneux, ou composé de terre végétale.

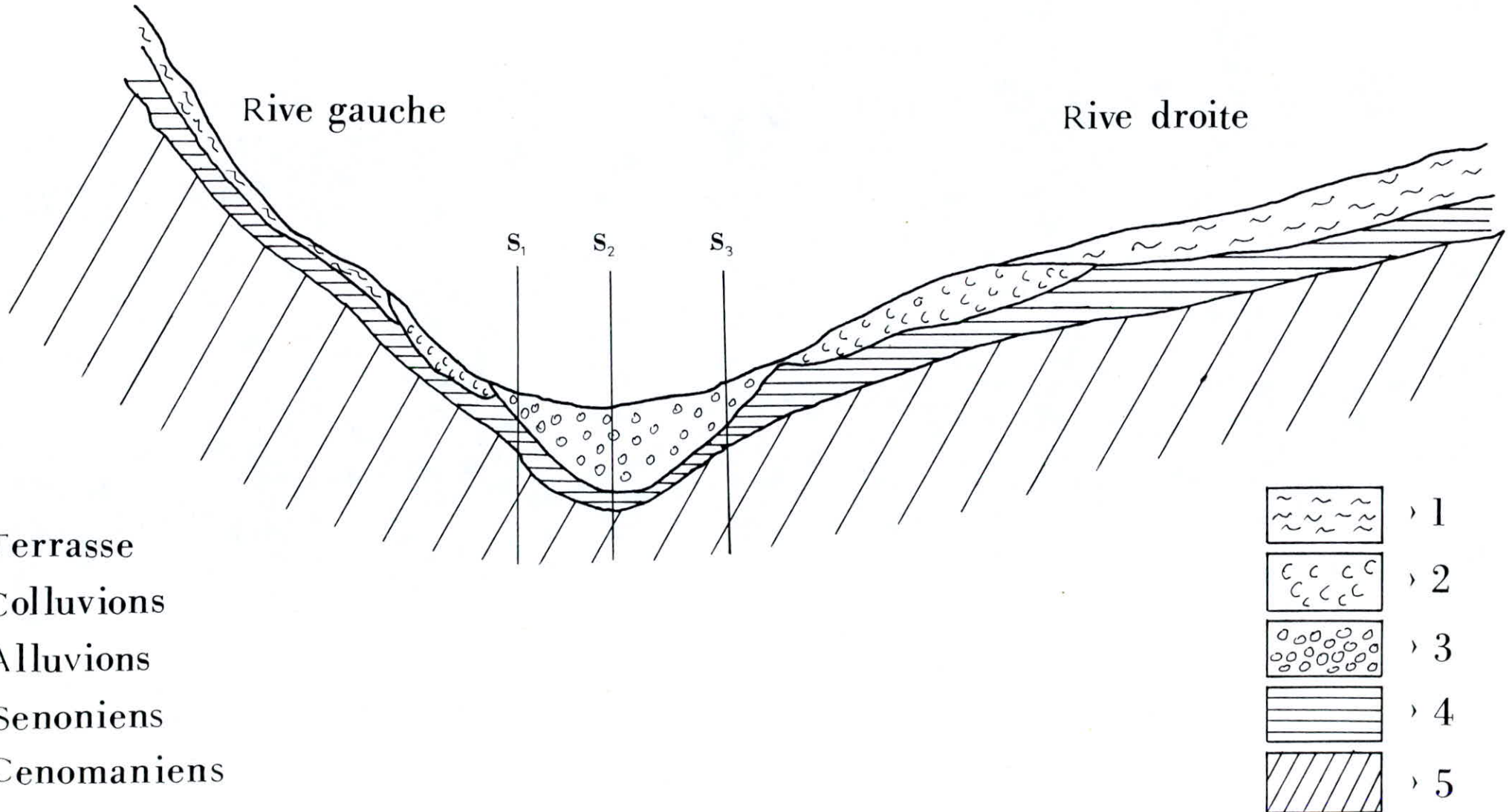
* Senomien Marnes bleuatres, feuilletées avec alternation de rognons de calcaire jaunâtre, intercalés parfois de calcaire marneux d'épaisseur inégales avec un faciès typique du Senomien de l'Atlas Mitidjien.

Les limites des affleurements au niveau du site ont un pentage est-ouest.

* Cenomanien : calcaire et marne en bancs bien réglés, les couches calcaires sont plus puissantes. La séparation des marnes avec le cenomanien n'est pas toujours remar-

Coupe géologique de l'axe du déversoir

GRAPHE N°6



quable contrairement aux bancs calcaires qui établissent nettement la limite.

La densité sèche des calcaires est comprise entre 2,13 et 2,55 avec une porosité variable entre 4% et 12%.

III. 6 Sismicité :

Basée sur une étude sismologique historique, des cartes iso-accélérations pour des périodes de retours de 10 à 100 ans ont été établies. Le site de l'ouvrage se situe dans la zone II selon la classification du C.T.C 1981.

* Voir (carte des zones sismiques).

D'une manière générale, les épicentres en Algérie jalonnent les principaux axes anticlinaux et les seismes sont d'autant plus fréquents que les plissements sont récents.

Les seismes dans la zone étudiée peuvent atteindre une magnitude de 6,4 à l'échelle de Mercalli et par conséquent entraînent des dégâts aux environs du foyer.

Pour les calculs des éléments techniques du projet, nous retiendrons un coefficient d'accélération sismique $a = 0,12$.

III. 6.1 Historique des secousses importantes dans la région :

- * 2 mars 1825 : intensité 10 à 11 (E.M) ; ville de Blida.
- * 11 mars 1906: intensité 7 à 8 (E.M) ; ville de Blida.
- * 3 avril 1966: intensité 6 (E.M) ; région Boufarik.
- * 11 septembre 1967: intensité 5 à 6 (E.M) ; epicentre Chiffa.

III. 7 Hydrologéologie :

III. 7.1 Nappe phréatique :

Dans la zone du lit de l'oued, il y a présence d'un réservoir datant de l'ère quaternaire, constitué essentiellement par des alluvions du quaternaire moyen.

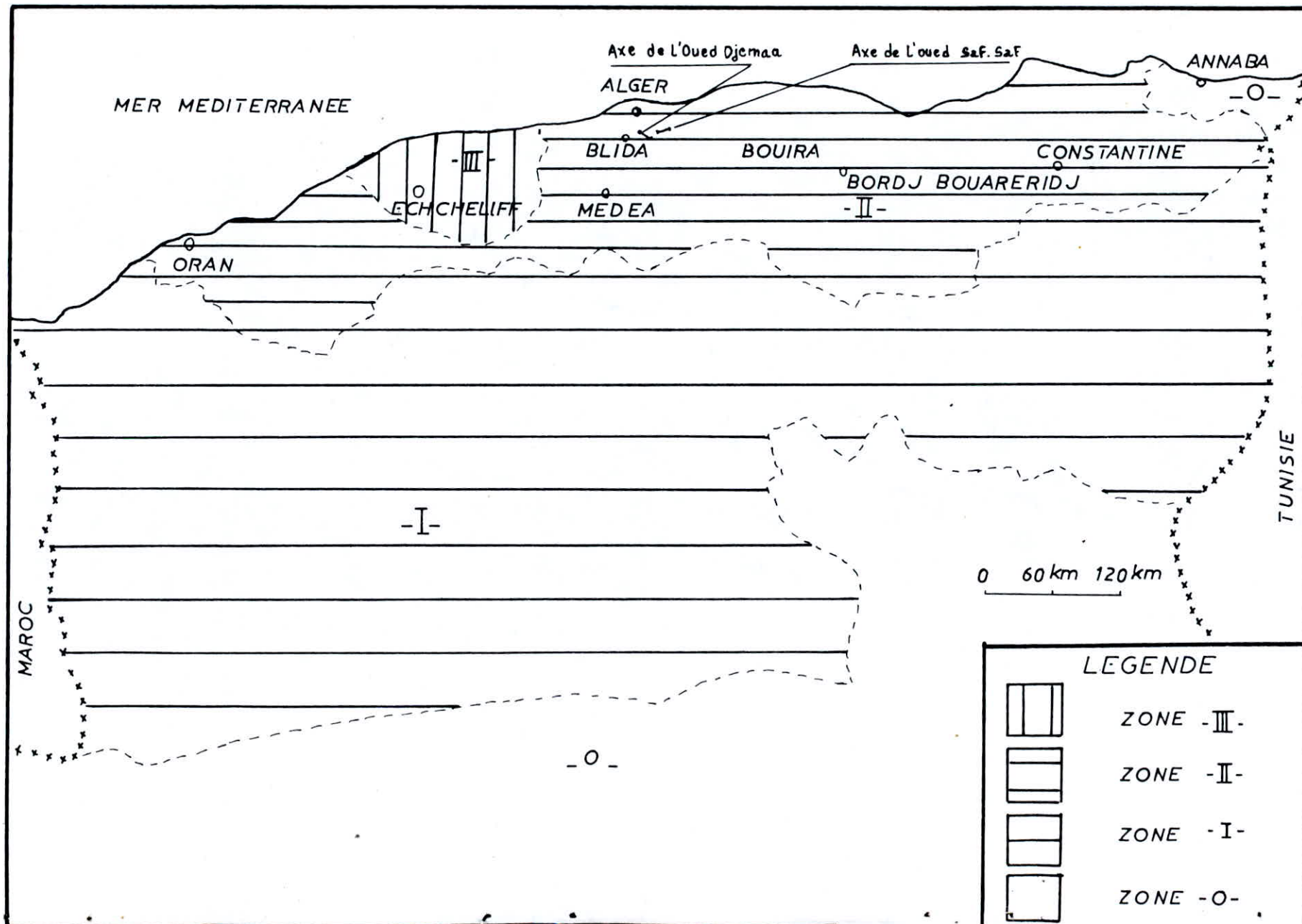
Les alluvions sont alimentés par l'infiltration des précipitations et des cours d'eau.

La nappe a été observée par les deux (2) sondages effectués sur chaque rive de l'oued.

Les prélèvements piézométriques ont permis de situer la nappe en moyenne à une profondeur de trois (3) mètres.

CARTE DES ZONES SEISMIQUES (CTC 1981)

GRAPHE N°7



III. 7.2 Chimie des eaux :

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

L'eau souterraine et celle des cours d'eau n'ont aucun effet de corrosion pour le béton.

III. 7.3 Perméabilité :

Du point de vue de la perméabilité, le problème existe dans toutes les formations colluvionnaires et alluvionnaires de l'oued qui atteignent une profondeur de 7,00 m.

Les mornes feuilletées altérées du SENOMIEN gardent une perméabilité relative.

Les calcaires, calcaire marneux sont considérés comme étanches.

III. 8 Données Géotechniques :

* Granulométrie Alluvionnaire :

5% de matériaux fins.

11% de sable.

23% de graviers.

35% de cailloux.

26% de gros cailloux, \varnothing supérieur à 200mm.

* Alluvions de l'oued (travaux de fondation du régulateur) :

pois spécifique : $\gamma_s = 2,68 \text{ T/m}^3$.

pois volumique sèche : $\gamma_d = 2,46 \text{ T/m}^3$.

pois volumique saturé : $\gamma_{sat} = 2,18 \text{ T/m}^3$.

coefficient de perméabilité : $K = 10^{-5} \text{ cm/s}$.

coefficient de cohésion : $c = 0$.

angle de frottement fictif : $\phi' = 36^\circ$.

angle de frottement interne : $\phi = 32^\circ$.

contrainte admissible : $\sigma_{adm} = 3 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (min)}$.

* Colluvion (travaux sur fondation, mur de soutènement, désableur, canal d'amenée) :

*Granulometrie :

4% de matériaux fins.

9% de sables.

87% graviers - cailloux.

poids spécifique : $\sigma_s = 2,26 \text{ T/m}^3$.

poids volumique sec : $\sigma_d = 1,62 \text{ T/m}^3$.

poids volumique saturé : $\sigma_{sat} = 1,97 \text{ T/m}^3$.

coefficient de cohésion : $c \neq 0$.

angle de frottement interne : $\Phi = 26^\circ$.

angle de frottement fictif : $\Phi' = 28^\circ$.

containte admissible : $\tau_{adm} = 2,6 \text{ Kg/cm}^2$.

CALCULS HYDRAULIQUES

Chapitre IV - Calcul hydrologique

IV. 1 Introduction :

Dans ce chapitre, nous nous proposons d'étudier un ouvrage de prise d'eau à l'aide d'un seuil déversoir, destiné à prélever sur le cours de l'Oued-Djemâa le débit nécessaire à chaque instant à l'alimentation de l'ouvrage d'amenée au périmètre agricole, à savoir un débit de $1,2 \text{ m}^3/\text{S}$.

Le rôle du déversoir est de relever le plan d'eau dans le bief amont afin de conserver une fixité à peu près constante du niveau d'eau à la prise et ce, pendant les périodes sèches caractérisées par un débit d'étiage de 2 à $3 \text{ m}^3/\text{S}$.

IV. 2 Prise d'eau sur rivière :

Pour remplir correctement sa fonction. La prise d'eau doit comporter les ouvrages principaux suivants :

- Un ouvrage d'entrée.
- Une vanne batardeau.
- Un organe de réglage dérivé, composé d'une vanne verticale.
- Une grille persienne fixe équipée de tranquiliseur.
- Un canal de raccordement au déssableur.
- Un déssableur à fonctionnement discontinu.
- Un canal raccordant le déssableur au canal existant.

Remarque :

Etant donné l'existence d'un canal d'amenée à section trapézoïdale situé à une distance de 34 m de l'embouchure de la prise d'eau, nous sommes tenus de disposer tous ces ouvrages dans cet intervalle afin d'assurer la continuité du projet.

IV. 2.1 Dimensionnement des ouvrages :

Précision : connaissant l'extrême importance du rôle du déssableur dans la protection des ouvrages en aval, et considérant que celui-ci est conditionné par des paramètres très précis pour un fonctionnement optimal, nous avons jugé utile de dimensionner en premier.

IV. 2.2 Calcul du déssableur à lavage discontinu :

Pour un débit de transit $Q = 1,2 \text{ m}^3/\text{S}$, une seule chambre de décantation de section rectangulaire sera nécessaire. Par ailleurs, pour une eau destinée à l'irrigation, nous ne nous contenterons que de la décantation des grains de sable de diamètre $\varnothing 1,5 \text{ mm}$. Pour cela il faudrait associer une vitesse d'écoulement de l'eau dans la chambre susceptible d'assurer la décantation des particules ; soit une vitesse $V = 0,3 \text{ m/s}$.

IV.2.2.1 Section du déssableur :

La section de la chambre est donnée par :

$$S = \frac{Q}{V} \quad ; \quad S = \frac{1,2}{0,3} = 4 \text{ m}^2$$

S : section rectangulaire de la chambre (m^2).

Q : débit de transit (m^3/s).

V : vitesse d'écoulement (m/s).

S_m : section mouillée (m^2). $S = S_m$.

Hauteur de la chambre :

La largeur de la chambre B_{ch} doit être approximativement supérieure ou égale au double de la hauteur d'eau dans la chambre.

B_{ch} : largeur de la chambre (m).

H_m : hauteur d'eau dans la chambre.

Posons :

$$B_{ch} = 2 H_m$$

$$S_m = B_{ch} \cdot H_m = 2 H_m \cdot H_m = 2 H_m^2$$

$$H_m = \sqrt{\frac{S_m}{2}} = \sqrt{\frac{4}{2}} = 1,4 \text{ m}$$

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

Largeur de la chambre :

$$B_{ch} = 2 H_m$$

$$B_{ch} = 2 \cdot 1,4 = 2,8 \text{ m}$$

$$B_{ch} = 2,8 \text{ m}$$

La nouvelle section mouillée devient :

$$S_m^* = B_{ch} \cdot H_m = 2,8 \cdot 1,4 = 3,92 \text{ m}^2$$

$$S_m^* = 3,92 \text{ m}^2$$

La vitesse d'écoulement dans la chambre devient :

$$V^* = \frac{Q_{ch}}{S_m^*} = \frac{1,2}{3,92} = 0,306 \text{ m/s}$$

$$V^* = 0,306 \text{ m/s}$$

IV.2.2.2 Longueur du déssableur :

$$L_d = K \cdot H_m \cdot \frac{V^*}{w_{cal}}$$

K : coefficient de sécurité de (1,2 + 1,5)

L_d : longueur du déssableur (m).

H_m : hauteur d'eau dans la chambre (m).

V^* : vitesse d'écoulement de l'eau dans la chambre (m/s).

w_{cal} : 0,054 m/s pour un diamètre des grains $\Phi = 0,5 \text{ mm}$.

Application numérique :

$$L_d = 1,5 \cdot 1,4 \cdot \quad = 11,9 \text{ m}$$

$$L_d = 12 \text{ m}$$

IV.2.2.3 Vitesse de lavage du courant :

Pour assurer un bon lavage dans le courant de purge il faudrait que la vitesse de lavage du courant soit comprise entre (2,5 et 3,5) m/s.

$$V_L = 3 \text{ m/s} \quad (\text{valeur adoptée})$$

IV.2.2.4 Hauteur de lavage du courant :

La hauteur de lavage est donnée par :

$$H_L = \frac{Q_{ch}}{B_{ch} \cdot V_L}$$

H_L : hauteur de lavage (m).

Q_{ch} : débit de transit dans la chambre (m³/s).

V_L : vitesse de lavage (m/s).

Application numérique :

$$H_L = \frac{1,2}{2,8 \cdot 3}$$

$$H_L = 0,143 \text{ m}$$

IV.2.2;5 Pente du fond de la chambre de décantation :

A partir de la formule de CHEZY nous obtenons l'expression de la pente du fond de la chambre.

$$I = \frac{V_L^2}{C_L^2 \cdot R_L}$$

Avec la condition suivante : $0,005 < I \leq 0,01$

V_L : vitesse de lavage (m/s)

C_L : coefficient de CHEZY ($m^{0,5}/s$)

R_L : rayon hydrolique (m).

Rayon hydrolique :

$$R_L = \frac{W_L}{X_L}$$

R_L : rayon hydrolique (m).

W_L : superficie mouillée (m^2).

$W_L = B_{ch} \cdot H_L$

X_L : perimètre mouillé (m).

$X_L = B_{ch} + 2 H_L$

$$R_L = \frac{B_{ch} \cdot H_L}{B_{ch} + 2H_L} = \frac{2,8 \cdot 0,143}{2,8 + 2 \cdot 0,143}$$

$$R_L = 0,13 \text{ m}$$

Coefficient de CHEZY :

Selon AGROSMINE, nous avons :

$$C_L = \frac{1}{n} + 17,72 \text{ Log}_e 0,13$$

n : rugosité du béton ; $n = 0,017$

R_L : rayon hydrolique (m).

C_L : coefficient de CHEZY ($m^{0,5}/s$) ; $C_L = 43,12$

Application numérique :

$$C_L = 43,12 \text{ m}^{0,5}/s$$

Donc :

$$I = \frac{V_L^2}{C_L^2 \cdot R_L}$$

$$I = 0,037$$

Cette valeur de la pente ne répondant pas à la condition citée plus haut, nous adopterons la valeur de la borne supérieure de son intervalle de tolérance.

A savoir :

$$I^* = 0,01$$

Pour cela il faudra recalculer les nouveaux paramètres hydroliques de lavage.

IV.2.2.6 Hauteur de lavage modifiée :

L'expression de la pente I^* devient :

$$I^* = \frac{(V_L^*)^2}{C_L^2 \cdot R_L} \dots \dots \dots (1)$$

I^* : pente adoptée.

V^* : vitesse de lavage à recalculer (m/s).

Et soit l'expression du débit de transit :

$$Q_{ch} = V^* \cdot L \cdot W^* \dots \dots \dots (2)$$

$V^* \cdot L$: nouvelle vitesse de lavage à calculer (m/s).

$W^* \cdot L$: nouvelle superficie mouillée à calculer (m/s).

Nous obtenons donc à partir de l'expression (2).

$$V_L^* = \frac{Q_{ch}}{W_L^*} = \frac{q \cdot B_{ch}}{B_{ch} \cdot H_L^*} = \frac{q}{H_L^*}$$

q : débit spécifique de lavage (m³/s/m).

$H^* \cdot L$: hauteur de lavage modifiée (m).

Le débit spécifique est donné par :

$$q = \frac{Q_{ch}}{B_{ch}} = \frac{1,2}{2,8}$$

$$q = 0,428 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

Remplaçons l'expression (3) dans la (1)

$$I^* = \frac{(q/H_L^*)^2}{\left[\frac{1}{n} + 17,72 \text{ Log}(R_L)\right] \cdot R_L}$$

La résolution de l'équation nous donne une valeur de la hauteur de lavage.

$$H^*_L = 0,21 \text{ m}$$

IV.2.2.7 Vitesse de lavage modifiée :

Soit l'expression (3) :

$$V_L^* = \frac{q}{H_L^*}$$

dont les paramètres sont cités plus haut.

Application numérique :

$$V^*_L = 2,04 \text{ m/s}$$

IV.2.2.8 Dénivellation du fond de la chambre :

La dénivellation du fond de la chambre est donnée par :

$$\Delta h = I^* \cdot L$$

Δh : dénivellation (m).

I^* : pente du fond de la chambre.

L : longueur de la chambre.

Application numérique :

$$\Delta h = 0,01 \cdot 12 = 0,12 \text{ m}$$

$$\Delta h = 0,12 \text{ m}$$

IV.2.2.9 Hauteur d'eau à l'entrée du déssableur :

Soit l'expression donnant cette hauteur.

$$H_i = H_m - \frac{\Delta h}{2}$$

H_m : hauteur d'eau moyenne dans le déssableur (m).

H_1 : hauteur d'eau à l'entrée du déssableur (m).

Δh : dénivellation (m).

Application numérique :

$$H_1 = 1,4 - \frac{0,12}{2}$$

$$H_1 = 1,34 \text{ m}$$

* Hauteur d'eau à la sortie du déssableur :

Cette hauteur est donnée par :

$$H_2 = H_m + \frac{\Delta h}{2}$$

Application numérique :

$$H_2 = 1,4 + \frac{0,12}{2} = 1,46$$

$$H_2 = 1,46 \text{ m}$$

IV.2.2.10 Vitesse d'entrée dans le déssableur :

Soit l'expression donnant cette vitesse :

$$V_1 = \frac{q}{H_1}$$

Application numérique :

$$V_1 = \frac{0,428}{1,34}$$

$$V_1 = 0,32 \text{ m/s}$$

* Vitesse de sortie du déssableur :

La vitesse est déterminée par l'expression suivante :

$$V_2 = \frac{q}{H_2}$$

Application numérique :

$$V_2 = \frac{0,428}{1,46}$$

$$V_2 = 0,29 \text{ m/s}$$

IV.2.2.11 Capacité de transport des particules :

D'après l'expression de CHKOUNDINE on a :

$$P = 0,107 \left(\frac{Q_1}{h_1} \right)^2 \left(\frac{V_1}{0,35} - 1 \right)^3 \%$$

V_1 : vitesse de lavage dans la conduite (m/s).

h_1 : hauteur de lavage (m/s).

Connaissant la valeur de la vitesse de lavage et après calcul on trouve comme valeur de la capacité de transport :

$$P = 10,92 \%$$

Cette valeur indique que le rendement du déssableur est correct.

IV.2.2.12 Dimensionnement de la conduite de purge :

L'orifice de purge sera situé au niveau du fond de l'extrémité ovale de la chambre de décantation. Sa section devra pouvoir faire transiter les dépôts solides en période de lavage à une conduite forcée de même diamètre.

L'écoulement dans la conduite étant en charge, le calcul de la section de l'orifice de purge se fera par l'expression suivante :

$$W_o = \frac{Q_1}{V_1^*}$$

W_o : section de l'orifice de purge (m²).

Q_1 : débit de lavage (m³/s).

V_1^* : vitesse de lavage.

Application numérique :

$$W_o = 0,588 \text{ m}^2$$

* Diamètre de la conduite :

$$W_o = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \implies D = \sqrt{\frac{4 \cdot W_o}{\pi}}$$

Application numérique :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,588}{\pi}} = 0,748 \text{ m}$$

$$D = 0,748 \text{ m}$$

L'orifice de purge et la conduite en acier étant de même section nous opterons donc pour un diamètre normalisé D'.

$$D' = 0,711 \text{ m}$$

* Vitesse d'écoulement dans la conduite :

Soit l'expression de la vitesse :

$$U = \mu \sqrt{2 \cdot g \cdot H}$$

U : vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s).

μ : coefficient de réduction de la vitesse.

H : dénivelé entre l'extrémité avale de la conduite et le plan d'eau dans la chambre décantation (m).

$$H = H^*1 + H_g$$

H*1 : hauteur de lavage (m) ; H*1 = 0,21 m.

H_g : hauteur géométrique entre le fond de la chambre et l'extrémité ovale de la conduite (m) ; H_g = 1,98 m.

* Détermination du coefficient de réduction :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{\frac{\lambda l}{D'} + 1,62}}$$

λ : coefficient de perte de charge par frottements.

l : longueur de la conduite (m) ; l = 7,27 m.

D' : diamètre de la conduite ; D' = 0,711 m.

Le coefficient de perte de charge est déterminé en fonction du nombre de Reynolds.

$$Re = \frac{V_l^* \cdot D}{\nu}$$

V*1 : vitesse à l'entrée de la conduite (m/s).

D' : diamètre de la conduite (m).

ν : viscosité cinématique (m²/s).

$$\mathcal{J} = 1,07 \cdot 10^{-6} \text{ à } 18^{\circ}\text{C}$$

Application numérique :

$$Re = \frac{2,04 \cdot 0,711}{1,07 \cdot 10^{-6}}$$

$$Re = 1,35 \cdot 10^6$$

Soit l'expression du coefficient de perte de charge

$$\lambda = \frac{1}{(1,8 \text{Log}_{10}(Re) - 1,64)^2}$$

Re : nombre de Reynolds.

Application numérique :

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{1}{1,8 \text{Log}_{10} 1,35 \cdot 10^6 - 1,64} \\ &= 1,132 \cdot 10^{-2} \end{aligned}$$

Remplaçons la valeur du coefficient de perte de charge dans l'expression (2).

$$\begin{aligned} \mu &= \frac{1}{\sqrt{\frac{1,132 \cdot 10^{-2} \cdot 7,27}{0,711} + 1,62}} = 0,759 \\ &= 0,759 \end{aligned}$$

Et en fin calculons la vitesse d'écoulement dans la conduite.

$$U = 0,759 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot (0,21 + 1,98)}$$

$$U = 4,97 \text{ m/s}$$

Cette vitesse de par son importance, assure un écoulement rapide et évite ainsi tout dépôt de matériaux solides sur le fond de la conduite.

L'orifice de purge sera équipé d'une vanne verticale, commandant la mise en service de la purge.

IV.2.2.13 Temps d'ouverture de la vanne de purge :

Nous considérons que l'opération de mise en service de la purge s'effectuera lorsque le dépôt solide atteindra une épaisseur $e = 0,1\text{m}$, et cela sur toute la longueur de la chambre.

Soit un volume :

$$V = e \times Bch \cdot L$$

V : volume du dépôt solide (m).

Bch : largeur de la chambre (m).

L : longueur de la chambre (m).

Application numérique :

$$V = 0,1 \cdot 2,8 \cdot 12 = 3,36 \text{ m}^3$$

$$V = 3,36 \text{ m}^3$$

Soit :

γ : le poids volumique du matériaux (T/m³).

$$\gamma = 1,5 \text{ T/m}^3$$

* Masse des alluvions :

$$m = \gamma \cdot V = 1,5 \cdot 3,36$$

$$m = 5,04 \text{ T}$$

* Volume d'eau nécessaire pour faire évacuer cette masse d'alluvions :

Soit $c = 16\text{g/l}$; concentration en alluvions par litre d'eau.

$$V' = \frac{m}{c} = \frac{5,04 \cdot 10^6}{16}$$

$$V' = 3,15 \cdot 10^2 \text{ m}^3$$

Le purge fonctionne à raison d'un débit $Q_l = 1,2 \text{ m}^3/\text{s}$.

Donc le temps de purge sera :

$$t_p = \frac{V'}{Q_l} = \frac{3,15 \cdot 10^2}{1,2}$$

$$t_1 = 5,0 \text{ min}$$

IV.2.2.14 Intervalle entre chaque purge :

Soit l'expression désignant cet intervalle :

$$t_2 = \frac{V}{G_s}$$

V : volume du dépôt solide prévu dans la chambre (m³).

G_s : débit solide décanté dans la chambre (m³/j).

* Détermination du débit solide G_s :

Soit T le transport solide au niveau de l'Oued.

D'après la répartition granulométrique 11% de ce transport solide est constitué de sable dont seulement 25% de cette tranche transitera par la prise d'eau pour aller se décanté au niveau du dessableur.

$$\text{soit: } G_s = \frac{0,11 \cdot 0,25 T}{365} = \frac{\alpha \beta T}{\text{Nbre de jours dans l'année}}$$

G_s : transport solide transitant par la prise d'eau (m³/j).

α : pourcentage de sable dans l'alluvion.

β : fraction de sable transitant par la prise d'eau.

Application numérique :

$$G_s = \frac{0,11 \cdot 0,25 \cdot 79,31 \cdot 10^3}{365} = 5,97 \text{ m}^3/\text{j}$$

Dans l'intervalle entre chaque purge sera :

Application numérique :

$$t_2 = V / G_s$$

$$t_2 = 13,5 \text{ heures}$$

De par la fréquence d'ouverture de la vanne de purge, nous suggérons une automatisation de celle-ci par son asservissement au moyen d'une minuterie.

IV. 2.3 Calcul du canal de raccordement : (prise d'eau - dessableur)

IV. 2.3.1 Choix de la section :

Le type de canal projeté est de forme rectangulaire, et dont la largeur du fond serait similaire à celle du dessableur. Nous avons délibérément opté pour ce choix afin de minimiser les problèmes de raccordement.

IV. 2.3.2 Procédé de calcul :

A partie de la formule de CHEZY, est exprimé le débit transitant par le canal.

$$Q = WC \sqrt{RI}$$

Q : débit de transit (m^3/s).

W : section mouillée (m^2).

C : coefficient de chezy (m/s).

I : pente du canal (m/m).

$V = C\sqrt{RI}$: vitesse moyenne dans le canal (m/s).

N.B : La vitesse d'écoulement du flot doit être suffisante pour éviter les dépôts, mais également relativement faible pour appliquer les matières retenues sur laquelle située à l'entrée du canal de prise.

$$0,6 < V < 1 \implies V = 0,8 m/s \text{ (valeur adoptée)}$$

Section mouillée :

Soit l'expression de la section mouillée du canal donnée par :

$$W = \frac{Q}{C \sqrt{RI}}$$

Application numérique :

$$W = \frac{1,2}{0,8} = 1,5$$

$$W = 1,5 \text{ m}^2$$

IV.2.3.3 Hauteur d'eau dans le canal :

$$W = B \cdot h$$

B : largeur du fond du canal (m).

h : hauteur d'eau dans le canal (m).

$$h = \frac{W}{B}$$

Application numérique :

$$h = \frac{1,5}{2\beta}$$

$$h = 0,54m.$$

IV. 2.3.4 Périmètre mouillé :

$$x = B + 2h$$

Application numérique :

$$x = 2,8 + 2 \cdot 0,54 = 3,88 \text{ m}$$

$$X = 3,88\pi$$

IV.2.3.5 Rayon hydraulique :

Le rayon hydraulique est donné par :

$$R_H = \frac{W}{X}$$

Application numérique :

$$R_H = 0,389 \text{ m}$$

IV.2.3.6 Détermination du coefficient de CHEZY :

PAVLOVSKY a exprimé le coefficient de CHEZY par la formule suivante :

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

C : coefficient de CHEZY (m /s).

n : rugosité du béton

R_H : rayon hydraulique (m).

y : exposant dépendant de la rugosité du béton et du rayon hydraulique.

$$\text{Soit : } y = 25\sqrt{n} - 0,13 - 0,75\sqrt{R}(\sqrt{n} - 0,1)$$

$$\text{Ou plus simplement : } y = 1,5\sqrt{n} \quad \text{si } R_H < 1 \text{ m}$$

$$y = 1,3\sqrt{n} \quad \text{si } R_H > 1 \text{ m}$$

La valeur de notre rayon hydraulique étant inférieure à 1 m notre exposant sera donc $y = 1,5\sqrt{n}$

Application numérique :

$$y = 1,5\sqrt{0,017} = 0,1955$$

Ce qui donnera comme valeur au coefficient de CHEZY C:

$$C = \frac{1}{0,017} (0,389)^{0,1955}$$

$$C = 48,9 \text{ m}^{1/2} / \text{s}$$

IV.2.3.7 Pente du fond du canal :

En régime uniforme, les pertes de charges dans le canal sont compensées par la pente du fond exprimée par la formule suivante :

$$I = \frac{Q}{(WC)^2 \cdot R_n}$$

Application numérique :

$$I = 6,88 \cdot 10^{-4}$$

IV.2.3.8 Longueur du canal :

Si la longueur du canal devra permettre la disposition en tête de prise d'eau d'équipements hydrauliques tels qu'une vanne de réglage de débit ainsi qu'une grille tranquillisatrice et accessoirement une vanne batardeau, elles devra aussi favoriser l'affinisation de l'écoulement. Pour cela nous avons adopté une longueur de canal égale à dix (10)

$$L_1 = 10 \text{ m}$$

IV. 2. 4 Calcul du dimensionnement de la grille tranquillisatrice :

IV. 2.4.1 Choix du type de grille

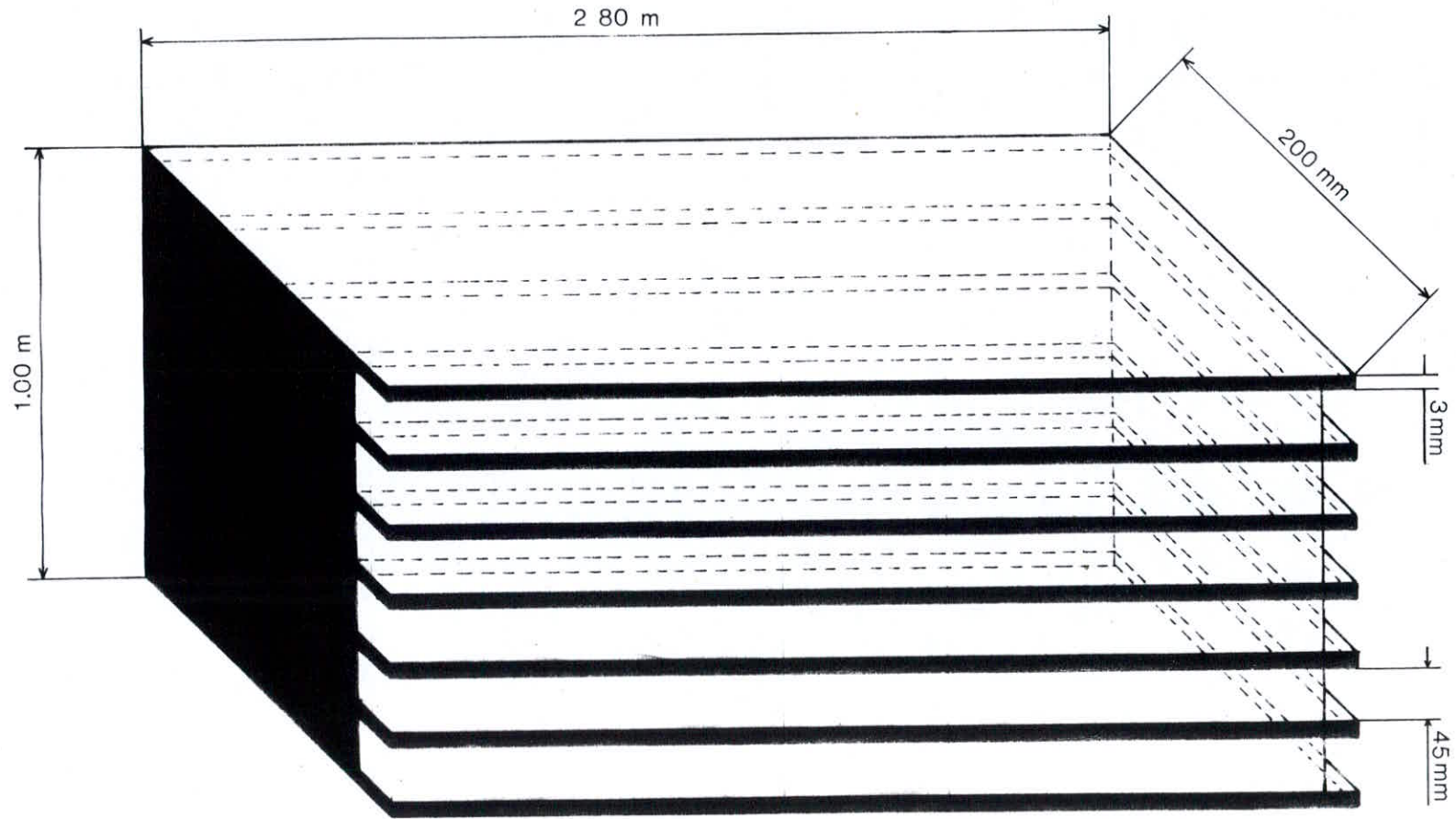
Ce type de grille présente un double intérêt à savoir pour fonction première un dégrillage classique qui consiste essentiellement à arrêter les corps flottants et, comme seconde fonction, une tranquillisation du courant indispensable au bon fonctionnement du dessableur. Cette grille présente la particularité d'être équipée non pas de barreaux mais de persiennes disposées suivant l'horizontale ayant une certaine profondeur "L" contribuant à la tranquillisation du courant.

IV. 2.4.2 Dimensionnement de la grille :

- Surface théorique : elle peut être définie comme représentant la surface juste nécessaire au captage du débit maximum dérivable fixé.

$$S_{th} = \frac{Q}{V}$$

REPRESENTATION DE LA GRILLE TRANQUILLISATRICE



S_{th} : surface théorique de la grille (m^2)

Q : débit dérivable (m^3/s).

V : vitesse du courant (m/s).

- Surface réelle : on doit majorer la surface théorique de la grille par un coefficient K (de l'ordre de 1,5 à 2), pour tenir compte d'une éventuelle obstruction par les matériaux solides.

$$S_r = K \cdot S_{th}$$

S_r : surface réelle de la grille (m).

K : coefficient de majoration, ($K = 1,866$ adopté).

- Application numérique :

$$S_r = 2,8 \text{ m}^2$$

- Largeur de la grille :

La grille étant disposée en travers de toute la section du canal de prise, elle sera donc comme valeur de la largeur :

$$L_g = 2,8 \text{ m}$$

- hauteur de la grille :

La hauteur de la grille devient donc :

$$h = \frac{S_r}{L_g}$$

- Application numérique :

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

- Espacement des persiennes : étant donnée que l'opération de dégrillage n'est effectuée qu'à cet endroit, il est donc nécessaire d'adopter un faible espacement des persiennes ayant pour valeur $E = 4,5 \text{ cm}$. Et soit $e = 3 \text{ mm}$, l'épaisseur des persiennes devant résister aux chocs.

A travers ces dimensions, nous obtenons une grille composée de n ouvertures et de (n + 1) persiennes ; n étant égal à 21.

IV. 2.5 Dispositions de la vanne verticale :

La vanne levante est disposée immédiatement en amont de la grille. Elle est manoeuvrée par un mouvement de translation verticale en s'appuyant sur les glissières latérales par l'intermédiaire de galets de roulements.

Son dimensionnement devra assurer une destruction complète de l'orifice de prise à l'endroit de la grille. A cet effet nous lui avons établi les dimensions suivantes :

L = 2,8 m : largeur de la vanne.

H = 1,2 m : hauteur de la vanne.

IV.2.5.1 Régularisation du débit par la vanne :

Devant l'obligation d'assurer l'écoulement d'un débit constant à travers le canal d'amenée et cela en toute période de l'année, il était donc nécessaire d'adopter une ouverture de la vanne à chaque hauteur d'eau en amont.

Dans le cas d'une vanne verticale la formule de débit Q sera exprimée comme suit :

$$Q = m \cdot L \cdot e \sqrt{\frac{2 \cdot g \cdot H_1}{1 + \frac{m \cdot e}{H_1}}}$$

Q : débit alimentant le canal d'amenée (m³/s).

m : coefficient de débit égal à 0,61 pour une vanne verticale avec concentration sur le bord inférieur de la vanne.

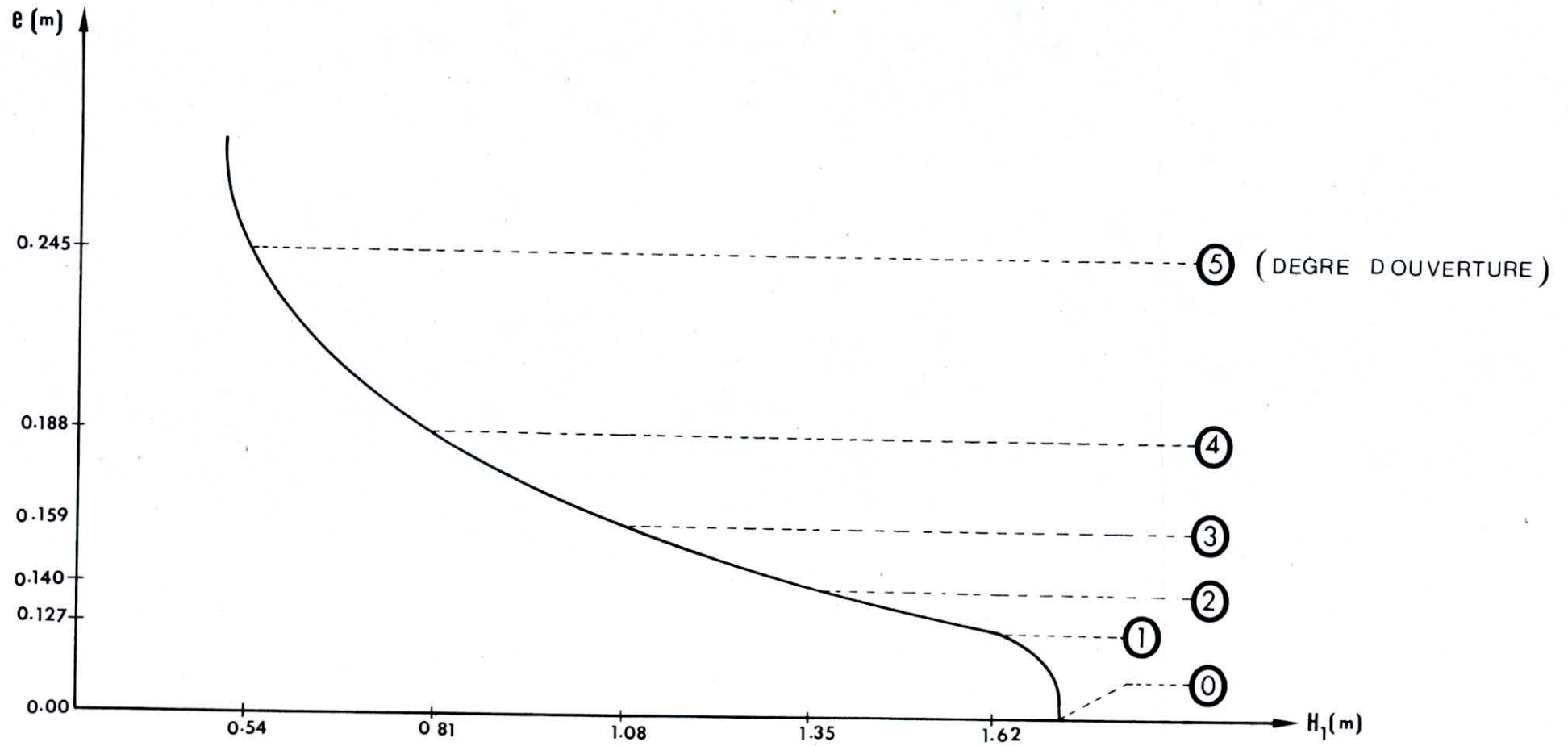
e : levée de la vanne (m).

L : largeur de l'ouverture de la vanne (égale à la largeur du canal (m)).

H₁ : profondeur amont (m).

La résolution de l'équation précédente nous donne les valeurs de levée de la vanne en fonction de la hauteur d'eau en Amont.

COURBE DE REGULARISATION DE LA VANNE DE PRISE D'EAU



Hauteur amont H_1 (m)	0,54	0,81	1,08	1,35	1,62	1,62
Évée de la vanne e (m)	0,245	0,188	0,159	0,140	0,127	0,00
Degré d'ouverture de la vanne.	5	4	3	2	1	0

Tableau n°18

Remarque :

Au delà d'une hauteur amont $H_1 = 1,62$ m, la vanne sera complètement fermée, considérant qu'il n'est plus possible de procéder au transport vers le canal d'amenée, l'eau étant devenue trop chargée en matériaux solides.

N.B : voir courbe de régularisation en page suivante.

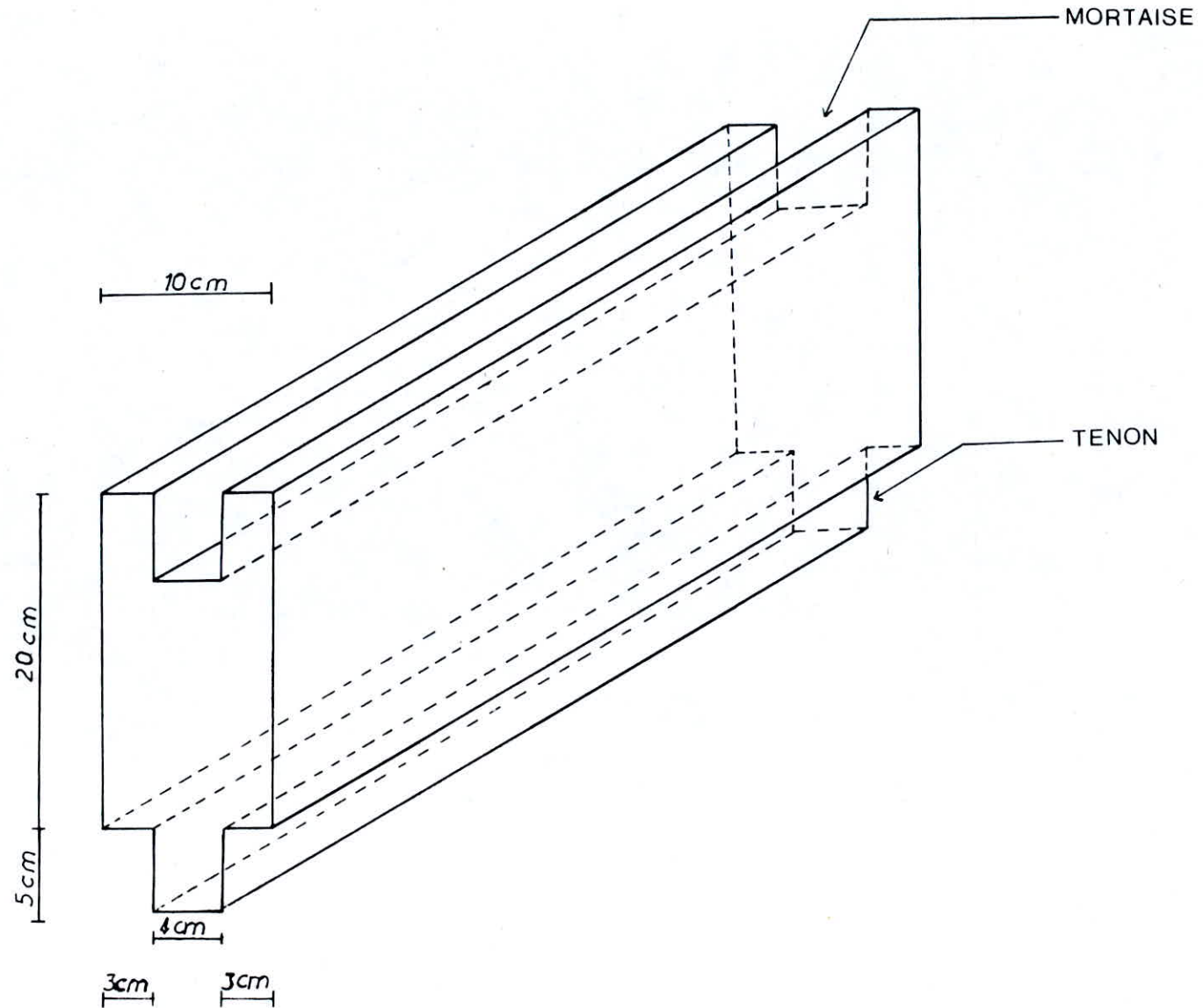
IV. 2.6 Vanne Batardeau :

La vanne batardeau sera disposée à l'entrée de la prise d'eau. Elle est composée d'une série de madriers coulissants les uns sur autres transversalement à l'entrée du canal et cela au moyen de rainures aménagées sur les parois du canal de prise. Ces rainures auront une largeur $l = 10$ cm, correspondant à l'épaisseur d'un madrier, et comme profondeur $e = 15$ cm, favorisant un bon encrage des madriers, ces derniers doivent résister à la poussée de l'eau. L'étanchéité sera assurée au moyen d'un emboîtement des madriers entre eux par un système de tenons-mortaises. (voir schémas des détails). Ces madriers batardeaux sont mis en place lorsque des opérations d'entretien doivent être effectuées sur la vanne verticale.

IV. 2.7 Ouvrage d'entrée de la prise d'eau :

Le tronçon d'entrée est gréffé sur la paroi frontale, sous un angle $\alpha = 20^\circ$. Il est constitué par un élément de canal dont l'entrée est limitée par un seuil surélevé d'une hauteur $H = 1,22$ m, ce qui favorise la ségrégation des gros matériaux charriés par la rivière tels que cailloux et graviers.

DETAILS D'UN ELEMENT DE LA VANNE BATARDEAU



IV. 2.8 Raccordement du dessableur au canal trapezoïdal existant :

Le raccordement de ces deux ouvrages revient à concevoir une seroie capable de procéder à la jonction de deux sections de nature totalement différentes, à savoir une section rectangulaire pour le dessableur avec une autre section trapezoïdale composant le canal. Le dessableur étant rectangulaire, il a une largeur constante $B_{ch} = 2,8$ m, alors que pour le canal trapezoïdal il comme largeur de fond $l = 0,6$ m et une largeur $l' = 3,5$ m au niveau de la génératrice supérieure.

Pour cela, une paroi GAUCHE nous semble tout à fait indiquée pour ce type de raccordement. Elle a la particularité d'assurer une convergence au niveau du fond du canal, tout en s'élargissant graduellement vers la génératrice supérieure.

Pour une longueur de raccordement $L = 12$ m nous aurons :

$\alpha = 84^{\circ}45'$ angle de convergence.

$\alpha' = 1^{\circ}40'$ angle de divergence.

IV. 2.9 Calcul des pertes de charges :

Afin de pouvoir déterminer la côte de la tête de prise d'eau, il est nécessaire de calculer la résistance hydraulique globale induite par les différents ouvrages composant la dérivation.

Le calcul de la résistance hydraulique revient à recenser les deux types de pertes de charges, celles dues au singularité et les autres par frottement.

IV. 2.9.1 Pertes de charges lineaires :

- Perte de charges dans le canal rectangulaire :

$$\Delta H_1 = I L_1$$

Application numérique :

$$\Delta H_1 = 6,88 \cdot 10^{-4} \cdot 10 = 6,88 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

- Pertes de charges dans le dessableur :

$$\Delta H_2 = I^* L_2$$

Application numérique :

$$\Delta H_2 = 0,01 \cdot 12$$

$$\Delta H_2 = 0,12 \text{ m.}$$

- Pertes de charges dans le canal à paroi gauche :

Ce type de paroi nous évite tout effet de cavitation dû au décollement du liquide, et étant donné que ce canal suit la même pente que celle du canal trapézoïda, nous estimerons les pertes de charges dans ce tronçon comme suit :

$$\Delta H_3 = I' L_3$$

Application numérique :

$$\Delta H_3 = 0,0025 \cdot 12$$

$$\Delta H_3 = 0,03 \text{ m}$$

IV. 2.9.2 Pertes de charges singulières :

- Pertes de charges à l'entrée du canal : (tête de prise d'eau).

L'expression de la perte de charges à l'entrée du canal est donnée par la formule suivante :

$$\Delta H_4 = \zeta \frac{V^2}{2g}$$

ζ : coefficient de perte de charges.

V : vitesse du courant à l'entrée du canal (m/s).

g : accélération de l'apésenteur (m2/s).

Le coefficient de perte de charges est déterminé par la formule de WEISBACH :

$$\zeta = 0,5 + 0,3 \cos \alpha + 0,2 \cos^2 \alpha$$

α : angle que fait le canal de prise avec la paroi frontale.

α : 20°.

Application numérique :

$$\zeta = 0,5 + 0,3 \cos 20 + 0,2 \cos^2 20 = 0,9698$$

$$\Delta H_4 = 0,03163 \text{ m}$$

- Perte de charges due à la vanne verticale :

L'écoulement de l'eau à travers la vanne verticale occasionne une perte de charges qui est proportionnelle au rapport d'ouverture de la vanne. Dans notre cas, la plus grande perte de charges enregistrée correspondra au premier (1er) degré d'ouverture de la vanne.

Soit l'expression désignant cette perte de charge :

$$\Delta H_5 = \text{perte de charges singulières (m)}.$$

K : coefficient de perte de charges.

V : vitesse dans le canal rectangulaire (m/s).

g : accélération de l'apesanteur (m²/s).

K est fonction du rapport $\frac{S_0}{S}$

S₀ : section d'ouverture partielle de la vanne (m²).

S : section d'ouverture totale de la vanne (m²).

Notre rapport de sections $\frac{S_0}{S} = \frac{0,127}{0,245} = 0,518$ nous donne comme valeur du coefficient de perte de charges K = 0,113. (d'après le tableau donné dans le *Leicastru*

Donc on aura :

$$\Delta H_5 = 3,7 \cdot 10^{-3} \text{ m.}$$

- Perte de charges due à la grille tranquilisatrice :

Le coefficient de perte de charges d'une grille tranquilisatrice dépend autant de son coefficient de section libre que de la profondeur relative des canaux l/b. (voir schéma de la grille.)

Le coefficient de perte de charges est défini comme suit :

$$\zeta = K \left[0,85 + \left(1 - \bar{F} \frac{F_p}{F_o}\right)^2 + \bar{F}_f \right] \frac{1}{F_o} \left(\frac{F_o}{F_p}\right)^2 \quad \text{si } l/b \geq (l/b)_{\text{optimal}}$$

$$\zeta = K \left[0,85 + \left(1 - \bar{F} \frac{F_p}{F_o}\right)^2 + \bar{F}_f \right] \frac{1}{F_o} \left(\frac{F_o}{F_p}\right)^2 + \Delta \bar{F} \quad \text{si } l/b < (l/b)_{\text{optimal}}$$

$K = 0,6$ pour un grille à bords d'entrée disposée horizontalement.

$\bar{F} =$; coefficient de la section libre de la grille.

F_{ouv} : aire de la surface libre (m²).

F_p : surface frontale de la grille (m²).

F_o : aire de la section la plus étroite du tronçon (m²).

* Vérification de la condition :

Soit le rapport l/b

l : profondeur de la grille (m).

b : espacement des persiennes (m).

Application numérique : $l/b = \frac{0,2}{0,045} = 4,44$

$(l/b)_{\text{optimal}} = 11(1 - \bar{F})$ avec $\bar{F} = F_{\text{ouv}} / F_p$

$$\bar{F} = \frac{F_o \cdot n}{F_p} \quad \text{avec } n = \text{nombre d'ouvertures ; } (n = 21)$$

$$\bar{F} = 0,945 \quad \text{donc } (l/b)_{\text{optimal}} = 11(1 - 0,945) = 0,605$$

$(l/b) > (l/b)_{\text{optimal}}$ donc relation (1) satisfaite.

* Calcul du ζ_f :

$$\zeta = \lambda (l/b)$$

λ : coefficient de perte de charge par frottement.

$$\lambda = \frac{1}{(1,8 \log R_e - 1,64)^2} \quad \text{pour } R_e > 400$$

Le nombre de Reynolds est donnée par :

w_o : vitesse d'écoulement de l'eau (m/s) ; $w_o = 0,8$ m/s.

R : rayon hydraulique (m) ; $R = 0,289$ m

ν : viscosité cinématique (m²/s) ; $\nu = 1,07 \cdot 10^{-6}$ m²/s.

Donc :

$$R_e = \frac{0,8 \cdot 0,289}{1,07 \cdot 10^{-6}} = 2,1 \cdot 10^5$$

Ce qui donne :

$$\lambda = 1,489 \cdot 10^{-2}$$

Le coefficient de perte de charges devient :

$$\bar{\lambda} F = 1,489 \cdot 10^{-2} \cdot 4,44 = 6,6 \cdot 10^{-6}$$

Ce qui nous permet de calculer le coefficient de perte de charges :

$$\bar{\zeta} = \kappa \left[0,85 + (1 - \bar{\lambda} \frac{F_p}{E_p})^2 + \bar{\lambda} F \right] \frac{1}{F^3} \left(\frac{F_p}{F_r} \right)^2$$

$$\bar{\zeta} = 5,4546 \cdot 10^{-1}$$

D'où le calcul de la perte de charges ΔH_6

$$\Delta H_6 = \bar{\zeta} \frac{w_6^2}{2 \cdot g}$$

Application numérique :

$$\Delta H_6 = 1,774 \cdot 10^{-2} \text{ m}$$

IV. 2.10 Côte en tête de prise d'eau :

La détermination de la côte en tête de prise est effectuée par l'application du principe de superposition des pertes de charges. Cela signifie que les pertes trouvées pour les éléments isolés du canal sont additionnées arithmétiquement, et cette somme donne la perte de charges globale de l'ensemble de l'ouvrage.

$$\Delta H_{\text{global}} = \sum_{i=1}^n \Delta H_i$$

Et enfin la détermination de la côte en tête se fera comme suit :

$$Z = Z_1 + \Delta H_{\text{global}}.$$

Z : côte en tête de prise d'eau (m).

Z₁ : côte de l'extrémité amont du canal trapezoïdal (m).

ΔH_{global} : somme des pertes de charges (m).

Application numérique :

$$Z = 164,53 + 0,21 = 164,74$$

$$Z = 164,74 \text{ m}$$

IV. 2. 11 Calcul de la revanche pour les differents ouvrages :

Le calcul de la revanche est donné par la formule suivante :

$$R = 2 + 0,025 \cdot V \sqrt[3]{h}$$

R : revanche (feet).

V : vitesse d'écoulement (ft/s).

h : hauteur d'eau dans l'ouvrage (ft).

(Voir résultats sur tableau récapitulatif).

Remarque :

1 feet = 0,3048 m

1 m = 3,2808 feet

Types d'ouvrages	hauteur d'eau h (m)	Vitesse d'écou- lement V (m/s)	Revanche R (m)
Canal rectangu- laire.	0,54	0,8	0,63
Dessableur	1,4	0,306	0,62
Canal trapezoïde	0,58	1,4	0,65

Tableau n°19

Nous adopterons une revanche commune qui correspondra à la revanche maximale trouvée.

$$R = 0,65 \text{ m}$$

IV. 3 Etude de la stabilité du déversoir :

L'étude de la stabilité du déversoir doit être vérifiée vu que celui-ci est soumis aux efforts extérieurs dus à la retenue.

L'étude de la stabilité se fera contre :

- 1 - Le glissement.
- 2 - Le renversement.
- 3 - Le soulèvement.

IV. 3.1 Stabilité au glissement :

Le glissement est dû aux forces horizontales définies par la poussée de l'eau et des terres qui s'exercent sur l'ouvrage. La résistance à ces forces horizontales est offerte par les fondations grâce à leur cohésion (C) et le frottement (tg ϕ).

Le coefficient de sécurité au glissement (F_g), représente le rapport des forces stabilisatrices aux forces d'entraînements.

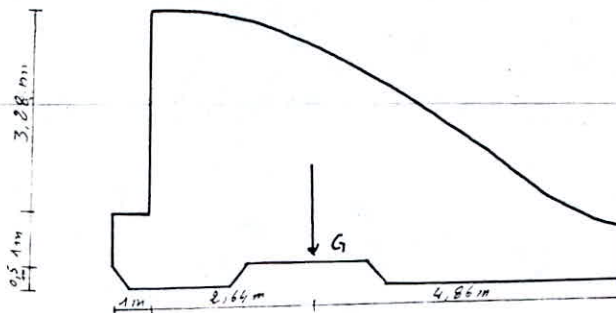
$$F_g = f \frac{\sum (G - U) + C S_o}{\sum P}$$

F_g est considéré supérieur ou égal à 1, dans le cas où la cohésion du sol de fondation (C) est nulle.

- f : coefficient de frottement.
- G : poids de l'ouvrage (tonne).
- P : poussée de l'eau sur les parements (tonne).
- U : sous pressions (tonne).
- C : coefficient de cohésion de la fondation ; C = 0.
- S_o : surface de glissement (m²).

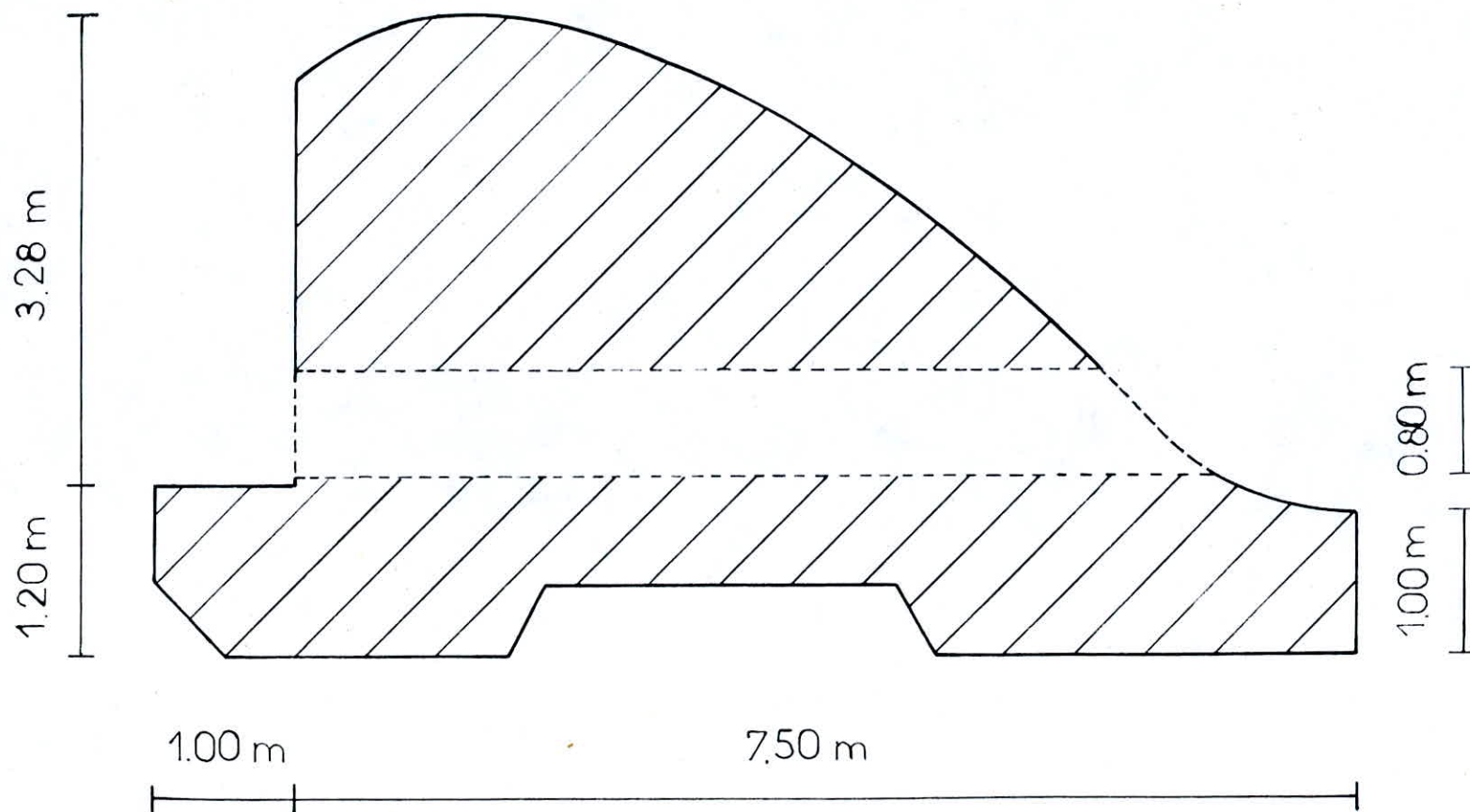
N.B : f = 0,60 pour le frottement béton-graviers, composant les alluvions.

IV.3.1.1 Détermination du poids (G) de l'ouvrage :



PROFIL DU DEVERSOIR (creager - ofitserov)

éch: 1/50



Après avoir déterminé le profil du déversoir, sa pelle, sa base, et sa surface ; on peut calculer son poids connaissant son poids. Ce poids est appliqué au centre de gravité du profil

$$G = \gamma_b \cdot V = \gamma_b \cdot S \cdot L$$

S : Surface transversale du barrage déversoir (m²)

γ_b : poids volumique du béton ($\gamma_b = 2,5 \text{ T/m}^3$).

L : largeur du déversoir (m).

La superficie du profil du déversoir a été déterminée par planimétrie.

Application numérique :

$$G = 2,5 \cdot 27,5 \cdot 38,2 = 2626,85 \text{ T}$$

$$G = 2626,25 \text{ T}$$

IV.3.1.2 Détermination de la sous pression en période de déversement : (cas le plus critique.)

Quelle que soit la qualité de la roche de fondation, l'eau y pénètre progressivement, ce phénomène étant dû à la porosité, à la fissuration ou à la fracturation de la roche. Les interstices de la fondation sont occupés par de l'eau qui exerce une pression sous les parois.

La répartition de la sous pression est fonction de certaines hypothèses :

Dans notre cas, la fondation est homogène et isotrope, pour cela on admet qu'il y a circulation d'eau d'amont en aval, avec perte de charges linéaires, la sous pression décroît donc linéairement de la valeur (), charge amont à la valeur (h_{er}), charge aval.

L'expression de la sous pression sera donc :

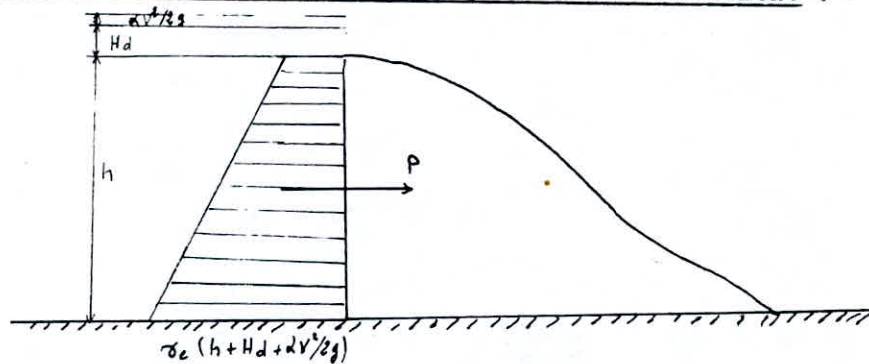
$$U = \left[\frac{\gamma_w (h + H_d + \alpha \frac{v^2}{2g}) + \gamma_w h_{er}}{2} \right] m \cdot b \cdot L$$

- σ_w : poids volumique de l'eau ($\sigma_w = 1,2 \text{ T/m}^3$).
 h : hauteur de pelle (m).
 H_d : hauteur de déversement (m).
 $\alpha \frac{V^2}{2g}$: hauteur cinétique (m).
 h_{ct} : hauteur contractée à l'aval (m).
 m : coefficient variant en fonction de la nature de la fondation ; $m = 0,6 + 0,7$ ($m = 0,6$ adopté).
 b = longueur à la base du déversoir (m).
 L = largeur du déversoir (m).

Application numérique :

$$U = 966,133 \text{ T}$$

IV.3.1.3 Détermination de la poussée en période de déversement :



Soit l'expression de la poussée :

$$P = \left[\frac{\sigma_w (H_d + \alpha \frac{V^2}{2g}) + \sigma_w (h + H_d + \alpha \frac{V^2}{2g})}{2} \right]$$

Remarque :

Lorsque les sédiments s'accablent au pied amont de l'ouvrage et si leur épaisseur est importante, il en résulte une poussée qu'il ne faudra pas négliger, cette poussée s'ajoute à la poussée hydrostatique.

$$P_T = \frac{1}{2} \sigma_w h^2 \tan^2 (\pi/4 - \phi/2) \cdot L$$

γ : poids volumique immergé des sédiments (T/m³).

h : épaisseur de la couche de sédiments (m).

ϕ : angle de frottement interne des sédiments (degré).

Dans notre cas la poussée due aux sédiments peut être négligée car il y a évacuation de ces sédiments, une chasse de fond a été aménagée à cet effet.

Application numérique :

$$P = 874,646 \text{ T}$$

Donc il devient aisé de vérifier l'inéquation suivante :

$$f \geq \frac{\sum P}{\sum (G - U)}$$

$$\frac{P}{G - U} = 0,526 < f = 0,6$$

cette condition étant vérifiée, nous calculons donc la valeur du coefficient de sécurité (F_g).

$$F_g = f \frac{\sum (G - U)}{\sum P}$$

Application numérique :

$$F_g = 1,138$$

Nous déduisons donc que la stabilité au glissement est assurée.

IV.3.2. stabilité au renversement :

Les causes les plus fréquentes des cas de renversements sont dues aux forces horizontales suffisamment grandes comparées aux forces verticales, stabilisatrices.

Le coefficient de sécurité au renversement (K_r), représente le rapport des moments stabilisants aux moments des forces d'entraînement.

$$K_r = \frac{\sum \text{Moments des forces stabilisatrices par rapport à A}}{\sum \text{Moments des forces d'entraînement par rapport à A}}$$

$$K_r \geq 2$$

* Moments dû au poids G :

$$M_{G/A}^t = G \cdot X_{G^A}$$

X_{G^A} : bras de levier.

$$X_{G^A} = 4,86 \text{ m.}$$

$$M_{G/A}^t = 12763,575 \text{ T.m}$$

* Moments des forces de poussées :

$$M_{P/A}^t = P \cdot X_{P^A}$$

X_{P^A} : bras de levier.

$$X_{P^A} = 1,585 \text{ m.}$$

$$M_{P/A}^t = 1386,314 \text{ T.m}$$

* Moments des forces de sous pression :

$$M_{U/A}^t = U \cdot X_{U^A}$$

$$X_{U^A} = 4,576 \text{ m.}$$

$$M_{U/A}^t = 4421,024 \text{ T.m}$$

Application numérique :

$$K_r = \frac{M_{G/A}^t}{M_{U/A}^t + M_{P/A}^t}$$

$$K_r = 2,20$$

La condition au non renversement est donc vérifiée.

IV.3.3 Stabilité au soulèvement :

La vérification de la stabilité au soulèvement est réalisée par la détermination du coefficient de sécurité au soulèvement (K_s), qui représente le rapport de la somme des forces empêchant le soulèvement aux forces provoquant le soulèvement.

$$K_s = \frac{\sum \text{forces empêchant le soulèvement}}{\sum \text{forces provoquant le soulèvement}}$$

$$K_s = \frac{G + P_1}{U}$$

G : poids du profil de l'ouvrage (tonne).

P1 : poids de l'eau sur la console au niveau de la base du déversoir (tonne).

U : sous pressions (tonne).

$$P_1 = \gamma_w \cdot b \cdot x \cdot (h + H_d + \alpha V^2 / 2g) L$$

b = largeur de la console = 1 m.

$$P_1 = 341,838 \text{ T}$$

Application numérique :

$$K_s = 3,072$$

Condition vérifiée.

D'après les résultats trouvés ci-dessus, nous pouvons considérer que notre ouvrage reste stable et ce dans les conditions les plus critiques.

IV.3.4 : Etude de stabilité en cas de séisme :

En cas de séisme, il sera introduit une force dite sismique F agissant sur le corps du barrage déversoir, proportionnelle à son poids G .

Soit, $F = a \cdot G$

a : Coefficient d'accélération sismique .

$$a = 0,12$$

$$\text{Et } G = 2626,25 \text{ t}$$

$$\text{D'où } F = 315,15 \text{ t}$$

Soient :

$$P = 874,646 \text{ t}$$

$$U = 966,133 \text{ t}$$

- Sécurité au glissement :

$$K_g = \frac{P + F}{G - U} = 0,71$$

- Sécurité au renversement :

Soient :

$$M_{G/A}^t = 12763,575 \text{ t.m}$$

$$M_{P/A}^t = 1386,314 \text{ t.m}$$

$$M_{U/A}^t = 4421,024 \text{ t.m}$$

Considérons la surface transversale du barrage déversoir comme étant de la forme d'un triangle rectangle de coté haut de 6 m .

$$M_{F/A}^t = 315,15 \cdot \frac{6}{3} = 630,3 \text{ t.m}$$

$$K_r = \frac{M_{G/A}^t}{M_{P/A}^t + M_{U/A}^t + M_{F/A}^t}$$

$$K_r = \frac{12763,575}{1386,314 + 4421,024 + 630,3} = 1,98$$

Ce qui est acceptable vu les surfaces négligées en considérant le triangle .

- Sécurité au soulèvement :

$$K_s = \frac{G + P_1}{U}$$

Avec $P_1 = 341,838 \text{ t}$

$$K_s = 3,072$$

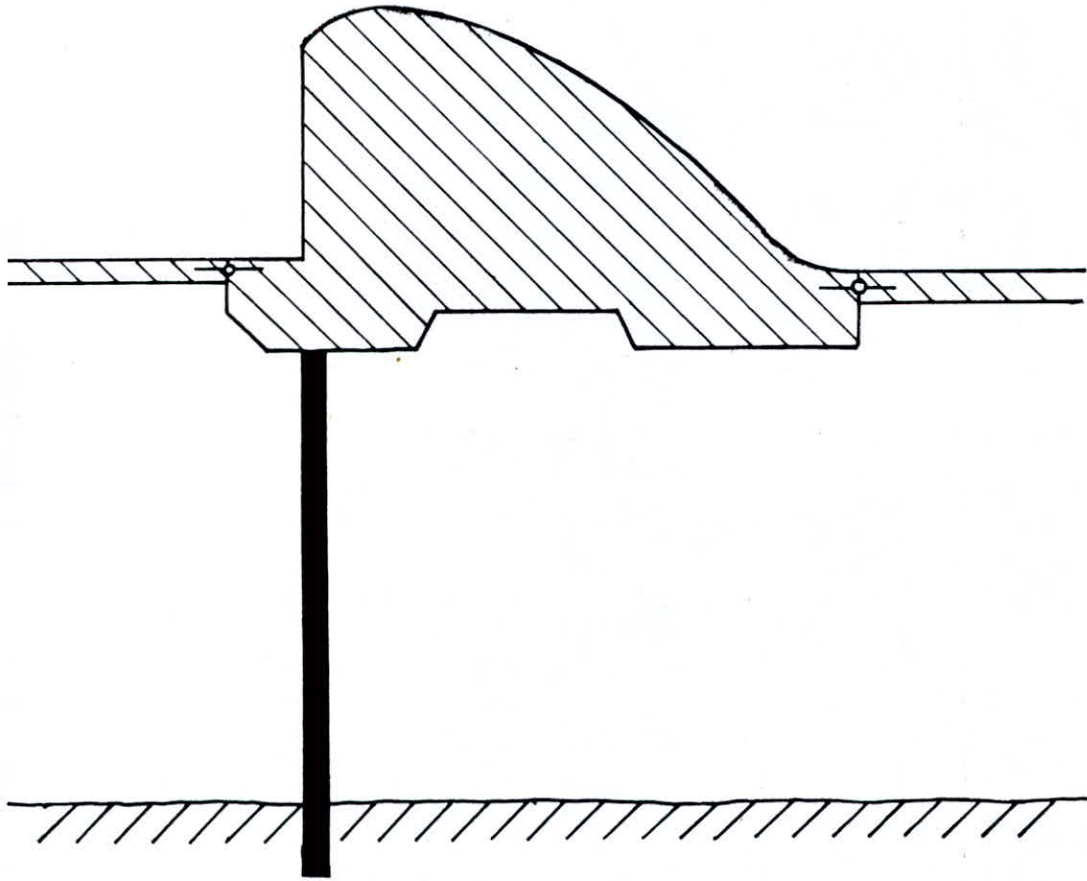
+ Conclusion :

Le coefficient de sécurité admissible au glissement variant de 0,60 à 0,75 , nous constatons la nécessité d'aménager une galerie de drainage dans le corps du barrage dont les dimensions ne dépasseraient pas 1 m en plus d'une paroi moulée en béton en son pied amont, encrée dans le substratum imperméable à une profondeur de 1 m; Ce qui suffisant pour éviter les infiltrations jusque sous le corps du barrage .

Nous préconisons par ailleurs, l'utilisation de water-stops entre le canal d'approche et le barrage déversoir d'une part, et entre ce dernier et le bassin d'amortissement d'autre part pour éviter toute infiltration et déformation du béton

(voir GRAPHE N°IIa) .

Ech: 1/100



GRAPHE N°11a

IV. 4. Barrage déversoir

Le débit transistant par le barrage déversoir est contrôlé par ce dernier. Certains ouvrages, à l'aval, seront donc conçus pour évacuer le débit centennal maximal sans perturber son écoulement, et donc de manière à ce qu'il reste dénoyé.

IV. 4.1 Côte du seuil du déversoir :

Connaissant la côte du seuil de la prise d'eau ainsi que la hauteur d'eau dans ce dernier, nous déterminerons la côte de la crête du barrage déversoir de façon à ce qu'en période d'étiage, lorsque le débit de l'Oued est inférieur ou égal au débit de la prise, tout son débit soit dérivé dans le canal de dérivation.

Etant donné que le débit de prise $Q = 1,2 \text{ m}^3/\text{s}$ engendre une hauteur d'eau $h = 0,54 \text{ m}$ dans le canal à la prise d'eau, la côte du seuil du déversoir est déterminée comme suit :

$$C_{\text{dev}} = C_{\text{pr}} + h$$

C_{dev} : côte du seuil du déversoir (m).

C_{pr} : côte du seuil de la prise d'eau (m).

h : hauteur d'eau dans le canal de prise (m).

$$C_{\text{dev}} = 164,74 + 0,54 = 165,28 \text{ m}$$

$$C_{\text{dev}} = 165,28 \text{ m}$$

IV. 4.2 Hauteur de pelle du barrage déversoir :

Les côtes respectives du seuil du déversoir et du lit de l'Oued à cet endroit étant connus, la hauteur de pelle $P1$ à l'amont du déversoir est déterminée comme suit :

$$P1 = C_{\text{dev}} - C_t$$

C_{dev} : côte du seuil du déversoir (m).

C_t : côte du lit de l'Oued au bief d'amont du déversoir (m).

$$P1 = 165,28 - 162 = 3,28 \text{ m}$$

$$P1 = 3,28 \text{ m}$$

IV. 4.3 Caractéristiques hydraulique de l'écoulement sur le déversoir:

Le dimensionnement du barrage déversoir s'effectuera à l'aide du débit de crue maximal centennal déterminé dans l'étude hydrologique effectuée à cet effet.

Le débit de crue Q (m³) et la largeur du seuil du déversoir b (m) étant connus, la vitesse d'approche du courant v_d (m/s) et la charge déversante H (m) seront donc déterminées en conséquence.

Pour déterminer correctement les paramètres hydrauliques de l'écoulement sur le déversoir, nous nous devons de connaître d'abord le niveau de l'eau dans le bief aval.

IV.4.3.1 Détermination des paramètres hydrauliques dans le bief aval :

La section de l'Oued à l'aval de l'ouvrage est rectangulaire. Soit donc l'expression de la profondeur critique.

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{g B^2}}$$

α : coefficient de coriolis.

Q : débit de crue centennal maximal (m³/s).

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

B : largeur du lit de l'Oued dans le bief aval (m).

alors :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{1,1 \cdot 709,1}{9,81 \cdot (38,2)^2}} = 3,38 \text{ m}$$

A partir de là, découlent les paramètres hydrauliques de la section critique.

- Section mouillée critique :

$$S_{er} = B \cdot h_{er} = 38,2 \times 3,38 = 129,12 \text{ m}^2.$$

- Périmètre mouillé :

$$P = B + 2h_{er} = 38,2 + (2 \times 3,38) = 44,96 \text{ m}.$$

- Rayon hydraulique critique :

$$R_{cr} = \frac{S_{cr}}{E_r} = \frac{129,12}{44,96} = 2,87 \text{ m}$$

Soit la formule de Strickler donnant la rugosité du lit de l'Oued en fonction de sa granulométrie et du rayon hydraulique de sa section.

$$n = \frac{1}{26} \left(\frac{d_{35}}{R} \right)^{1/6}$$

d_{35} : diamètre (m) auquel correspond 35% en poids de matériaux de diamètre supérieurs.

$$n = \frac{1}{26} \left(\frac{0,2}{2,87} \right)^{1/6} = 0,028$$

Déterminons le coefficient de Chezy à l'aide de la formule d'AGROSKINE.

$$C_{cr} = \frac{1}{n} + 17,72 \log R_{cr}$$

$$C_{cr} = 53,57 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$$

- Pente du lit critique :

$$i_{cr} = \frac{g \cdot P_{cr}}{\alpha \cdot B \cdot C_{cr}^2}$$

$$i_{cr} = 0,0037$$

Et la pente du fond de l'Oued dans le bief aval est :

$$i = 0,0284$$

$$i > i_{cr}$$

L'écoulement dans le bief aval est donc torrentiel. D'où la nécessité de recalibrer le tronçon de l'Oued à l'aval du site du barrage déversoir.

IV.4.3.1.1 Recalibrage du tronçon du bief aval :

La pente de l'Oued à régulariser sera calculée en fonction des forces tractrice et vitesse d'entraînement admissible. Ce qui équivaut en fait à un calcul de stabilité de l'Oued.

- Vitesse limite d'entraînement :

Elle est donnée en fonction du diamètre moyen des matériaux constituant l'Oued.

- Force tractrice :

$$\tau = \bar{W} : h \cdot I \quad (\text{kg/m}^2)$$

\bar{W} : poids spécifique de l'eau (kg/m³).

$$\bar{W} = 1\,100 \text{ kg/m}^3$$

h : hauteur d'eau dans l'Oued (m).

I : pente du fond de l'Oued.

Avec :

$$\tau_{\text{adm}} = 0,8 \cdot D_{75} \quad (\text{kg/m}^2)$$

D_{75} : diamètre (cm), auquel correspond dans la composition granulométrique 75% des matériaux de diamètre inférieur.

Cette relation n'étant applicable qu'aux matériaux dont le poids spécifique approche les 2560 kg/m³.

Remarque :

Ce coefficient 0,8 n'étant introduit que pour s'accorder une marge de sécurité.

$$D_{75} = 200 \text{ mm} = 20 \text{ cm}$$

$$\tau_{\text{adm}} = 0,8 \times 20 = 16 \text{ kg/m}^2.$$

$$\tau_{\text{adm}} = 16 \text{ kg/m}^3$$

IV.4.3.1.2 Détermination de la hauteur d'eau :

A partir de la formule de Manning-Strickler, on a :

$$K = \frac{Q}{\sqrt{I}} = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S = \frac{1}{n} \left(\frac{S^r}{P}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot S = \frac{1}{n} \left(\frac{S^r}{P}\right)^{\frac{1}{3}}$$

S : section mouillée (m²).

P : périmètre mouillé (m).

n : rugosité du fond du lit donnée en fonction de sa granulométrie et du rayon hydraulique de sa section par la formule de Strickler.

$$n = \frac{1}{26} \left(\frac{D_{35}}{R} \right)^{1/6}$$

D_{35} : diamètre (m), auquel correspond 35% en poids de matériaux de diamètres supérieurs.

Remarque :

Nous préconiserons une granulométrie du fond de l'Oued recalibré, telle que :

$$D_{35} = 200\text{mm}$$

Procédé de calcul :

Nous supposons une hauteur d'eau h supérieure à h_{cr} .

. La pente de lit de l'Oued sera déterminée comme suit :

$$I = \left(\frac{Q}{K} \right)^2$$

. La force tractrice, calculée en fonction de la hauteur d'eau et de la pente du fond du lit, ne devra pas dépasser la force tractrice admissible.

$$\tau = \bar{W} \cdot h \cdot I$$

Avec :

$$\tau \leq \tau_{adm}$$

. La vitesse d'écoulement, calculée comme suit :

$$V \leq V_{adm}$$

La vitesse admissible est déterminée à l'aide des tableaux n° 20 et 21

Après plusieurs approximations successives, nous aboutissons à :

$$h_{av} = 4 \text{ m}$$

- Perimètre mouillé :

$$P = B + 2h = 38,2 + (2 \times 4) = 46,2 \text{ m}$$

- Section mouillée :

$$S = B \cdot h = 38,2 \times 4 = 152,8 \text{ m}^2$$

- Rayon hydraulique :

$$R = \frac{S}{P} = 3,31$$

- Rugosité du fond du lit :

$$n = \frac{1}{26} \left(\frac{0,2}{3,31} \right)^{1/6} = 0,024$$

- Débitance de l'Oued :

$$K = \frac{1}{0,024} \left[\frac{(152,8)^5}{(46,2)^2} \right]^{1/3} = 14133 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Pente du fond du lit :

$$I = \left(\frac{Q}{K} \right)^2 = \left(\frac{709,1}{14133} \right)^2 = 0,0025$$

- Force tractrice :

$$\tau = W \cdot h \cdot I = 1100 \cdot 4 \cdot 0,0025 = 11 \text{ kg/m}^2$$

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

- Vitesse d'entraînement :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{709,1}{152,8} = 4,64 \text{ m/s}$$

$$\text{Et } V_{adm} = 3,90 \cdot 1,20 = 4,68 \text{ m/s}$$

$$V < V_{adm}$$

Stabilité des canaux

- Vitesses d'entraînement admissibles des matériaux non cohérents dans les canaux réctilignes de profondeur d'eau $h = 1\text{m}$.

Matériaux	Diamètre (mm)	Vitesse moyenne (m/s)	Matériaux	Diamètre (mm)	Vitesse moyenne (m/s)
Gravier fin	5,00	0,80	Caillou gros	40,00	1,80
Gravier moyen	10,00	1,00	Caillou gros	75,00	2,40
Gros gravier	15,00	1,20	Caillou gros	100,00	2,70
Caillou fin	15,00	1,20	Caillou gros	150,00	3,50
Caillou moyen	25,00	1,40	Caillou gros	200,00	3,90

Tableau n°20

- Facteurs de correction pour des profondeurs d'eau $h \neq 1\text{ m}$.

Profondeur moyenne (m).	0,3	0,5	0,75	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00
Facteur de correction.	0,8	0,9	0,95	1,00	1,10	1,10	1,20	1,20

Tableau n°21

IV.4.3.2 Détermination de la charge déversante :

Nous adopterons dans notre étude un barrage de déversement à profil pratique, réalisé selon les coordonnées de CREAGER - OFITSEROV représentées dans le tableau n° 22, pour lequel ne se produisent ni surpressions, ni dépressions pour une charge déterminée.

Utilisé généralement pour l'évacuation de débits importants, son parement aval est profilé de manière à conduire la nappe déversante dans le bief aval sans effets destructeurs notables. Pour cela, le profil CREAGER est situé légèrement au-dessus du profil type de la nappe libre ; ce qui correspond à un coefficient de sécurité de 10 % par rapport à la charge.

Son coefficient de débit est $m = 0,49$ pour la charge H correspondant à l'équation du profil suivante :

$$\frac{y}{H} = 0,47 \left(\frac{x}{H} \right)^{1,8}$$

H : hauteur d'eau déversante (m).

x : abscisse du profil du parement aval (m).

y : ordonnée du profil du parement aval (m).

Le seuil du déversoir, large de $B = 38,2$ m, faisant transiter un débit maximum centennal $Q = 709,1$ m³/s, engendrera une charge totale H_0 (m) que l'on déterminera à partir de l'expression du débit. Sachant que la hauteur d'eau dans le bief aval est supérieure à la hauteur de pelle, il nous faudra vérifier si l'écoulement est noyé ou dénoyé.

Soit :

$$Q = \sigma_n \cdot m \cdot B \cdot \sqrt{2g} \cdot H_0^{3/2}$$

En supposant que le déversoir est dénoyé, on pose $\sigma_n = 1$.

L'expression de la charge totale s'écrira donc comme suit :

$$H_0 = \left(\frac{Q}{m B \sqrt{2g}} \right)^{2/3}$$

$$H_0 = \left(\frac{709,1}{0,49 \cdot 38,2 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81}} \right)^{2/3} = 4,18 \text{ m.}$$

Pour le calcul de la vitesse d'approche, nous supposons en première approximation, $H = H_0$.

$$V_0 = \frac{Q}{B(H_0 + P)} = \frac{709,1}{38,2(4,18 + 3,28)} = 2,49 \text{ m/s}$$

$$H_0 = H + \alpha \frac{V_0^2}{2g}$$

$$\text{d'où : } H = H_0 - \alpha \frac{V_0^2}{2g}$$

$$H = 4,18 - 1 \cdot \frac{(2,49)^2}{2 \cdot 9,81} = 3,86 \text{ m.}$$

Alors,

$$V_0 = \frac{709,1}{38,2(3,86 + 3,28)} = 2,60 \text{ m/s.}$$

$$H = 4,18 - 1 \cdot \frac{(2,60)^2}{2 \cdot 9,81} = 3,84 \text{ m.}$$

$$V_0 = \frac{709,1}{38,2(3,84 + 3,28)} = 2,61 \text{ m/s}$$

$$H = 4,18 - \frac{(2,61)^2}{2 \cdot 9,81} = 3,83 \text{ m.}$$

$$V_0 = \frac{709,1}{38,2(3,83 + 3,28)} = 2,61 \text{ m/s}$$

$$H = 3,83 \text{ m}$$

$$V_0 = 2,61 \text{ m/s}$$

En guise de vérification du mode d'écoulement sur le déversoir, examinons certains paramètres.

- Le niveau de l'eau dans le bief aval est supérieur à la crête du déversoir.
- Le courant en aval du déversoir est fluvial.

Soit la chute relative :

$$\frac{z}{P} = \frac{H+P - h_{av}}{P}$$

H : charge déversante (m).

P : hauteur de pelle du déversoir par rapport au bief aval.

h_{av} : hauteur d'eau dans le bief aval.

$$\frac{z}{P} = \frac{3,83 + 3,5 - 4}{3,5} = 0,95$$

$$\text{Soient : } \frac{H}{P} = \frac{3,83}{3,5} = 1,09$$

$$\text{Et } m = 0,49$$

La chute relative critique est déterminée à l'aide d'un abaque conçu avec des données expérimentales en fonction des deux paramètres précédents.

$$\left(\frac{z}{P}\right)_{cr} = 0,64$$

$$\left(\frac{z}{P}\right) > \left(\frac{z}{P}\right)_{cr}$$

Le déversoir est donc dénoyé.

IV.4.3.2.1 Tracé du profil de CREAGER - OFITSEROV :

Le profil du parement aval selon CREAGER-OFITSEROV a été déterminé pour une charge $H = 1$ m.

Pour tracer le profil correspondant à la charge déversante

$H = 3,83$ m, nous devons appliquer à l'écoulement considéré la loi de similitude de REECH-FROUDE, les forces de viscosité étant négligeables par rapport aux forces d'inertie et de pesanteur.

Il nous suffit donc, à partir du profil calculé pour une charge déversante unitaire, de multiplier les coordonnées de chaque point de ce profil par la hauteur d'eau $H = 3,83$ m, pour obtenir un profil correspondant à cette charge.

Coordonnées de CREAGER-OFITSEROV pour la construction d'un déversoir de profil pratique sans vide pour les charges respectives $H = 1$ m et $H = 3,83$ m.

H = 1 m		H = 3,83 m	
X	y	x	y
0,0	0,126	0,000	0,483
0,1	0,036	0,383	0,138
0,2	0,007	0,766	0,027
0,3	0,000	1,149	0,000
0,4	0,006	1,532	0,023
0,5	0,027	1,915	0,103
0,6	0,060	2,298	0,230
0,7	0,100	2,681	0,383
0,8	0,146	3,064	0,559
0,9	0,198	3,447	0,739
1,0	0,256	3,830	0,980
1,1	0,321	4,213	1,229
1,2	0,394	4,596	1,509
1,3	0,475	4,979	1,819
1,4	0,564	5,362	2,160
1,5	0,661	5,745	2,302
1,6	0,764	6,128	2,926
1,7	0,873	6,511	3,344

Tableau n°22

IV.4.3.4 Canal d'amenée :

Afin d'assurer un écoulement uniforme d'une hauteur d'eau $h=H+P1$ à l'amont du déversoir et prévenir tout affouillement en son pied, nous consevons un canal d'amenée de section droite rectangulaire de même largeur $l = 38,2$ m et de longueur $L = 5 H_0$

$$h = H + P1 = 3,83 + 3,28 = 7,11 \text{ m}$$

$$L = 5 \cdot H_0 = 5 \cdot 4,18 = 21 \text{ m}$$

IV. 4.4 Etude de la forme de la surface libre du courant dans le bief amont:

A l'approche du barrage déversoir l'augmentation de la profondeur d'eau dans le lit de l'Oued, donne lieu à un écoulement non uniforme, dû à la perturbation de l'écoulement uniforme par ce même barrage déversoir. Sa surface libre sera curviligne. Elle formera la "courbe de remous".

Remarque :

La formation de la courbe remous est liée au ralentissement des vitesses du courant dans le lit de l'Oued.

IV. 4.4.1 Profondeur normale :

Connaissant la largeur du lit de l'Oued, sa granulométrie, et donc sa rugosité et le débit y transitant, nous pouvons après avoir estimé sa pente i_0 , déterminer une profondeur dite normale que l'on désignera par h_0 correspondant à l'écoulement uniforme.

La section transversale du lit de l'Oued dans le bief amont est rectangulaire, large de $B = 38,2$ m, et fait transiter un débit de crue centrale $Q = 709,1 \text{ m}^3/\text{s}$.

La pente du lit est : $i_0 = 0,0284$

Soit k_0 la débitance correspondant au régime uniforme .

$$k_0 = \frac{Q}{\sqrt{i_0}} = 4.208 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Principe de calcul :

Nous considérons une série de valeurs de la profondeur d'eau dans le lit de l'Oued h_i et on calcule celles de la débitance K_i respectives desquelles nous construisons une courbe représentative des variations de K en fonction de h , d'où l'on détermine la profondeur normale h_0 .

$$h_0 = 1,86 \text{ m}$$

Les paramètres utilisés pour le calcul de la débitance sont définis ci-après :

- S : section mouillée (m^2).

$$S = B \cdot h$$

- P : périmètre mouillé (m).

$$P = B + 2h$$

- R : rayon hydraulique (m).

$$R = \frac{S}{P}$$

- n : coefficient de rugosité.

$$n = \frac{1}{26} \left(\frac{d_{35}}{R} \right)^{1/6}$$

- K : débitance (m^3/s).

$$K = S C \sqrt{R}$$

IV. 4.4.2 Profondeur critique :

La profondeur critique dans le bief amont est considérée comme étant égale à celle dans le bief aval, vu l'identité des dimensions du lit de l'Oued.

Seule la granulométrie est différente, ce qui n'engendre pas une différence notable de la profondeur critique.

$$h_{cr} = 3,38 \text{ m}$$

IV. 4.4.3 Profondeur d'eau au niveau du déversoir :

Le barrage déversoir augmente la profondeur de l'eau jusqu'au niveau du seuil où elle atteint une valeur :

$$h = H + P_1 = 3,83 + 3,28$$

$$h = 7,11 \text{ m}$$

Ce qui se traduit par :

$$h < h_{er} < h_0$$

A partir de l'équation de l'écoulement non uniforme suivante, nous déduisons, qu'il y a formation d'une courbe de remous. Celle-ci a une forme convexe et dans sa partie avale, s'approche asymptotiquement de la ligne parallèle au fond du lit.

- Equation de l'écoulement non conforme :

$$\frac{dh}{dl} = \frac{i \left[1 - \left(\frac{K_0}{K} \right)^2 \right]}{1 - Pe_{in}}$$

IV.3.4.4 Calcul de la longueur de la courbe de remous :

L'équation de l'écoulement non uniforme obtenue pour des tronçons très courts ne peut être utilisée directement pour le calcul de la courbe de remous.

Pour cela, nous avons utilisé la méthode d'intégration de PAVLOVSKI.

Désignons la profondeur du courant à l'origine par h_1 et celle à l'extrémité par h_2 .

Vu le type de la courbe de remous.

$$h_1 = h_0 = 1,86 \text{ m}$$

$$h_2 = h = 7,11 \text{ m}$$

Considérons une série de valeurs intermédiaires h_i à partir desquelles l'équation de calcul de PAVLOVSKI nous permet de déterminer les distances l_i entre chaque paire de section considérées.

- Equation de calcul de l'écoulement non uniforme de PAVLOVSKI :

Pour résoudre cette équation, on dispose nos calculs dans le tableau n° 22 a', où :

K_0 : débitance correspondant à l'écoulement uniforme:

S : rayon hydraulique (m).

C : coefficient de CHEZY ($m^{0,5}/s$).

K : débitance (m^3/s); $K = S.C \sqrt{R}$

$z = K / K_0$

$\Phi(z)$: paramètre déterminé à l'aide de l'abaque n°

$$j = \alpha i B.C^2 / g \cdot P$$

$$a = h_2 - h_1 / z_2 - z_1$$

CALCUL DE LA COURBE DE REMOUS PAR LA METHODE DE PAVLOVSKI

Sections	$h(m)$	$P(m)$	$S(m^2)$	$R(m)$	n	$C(m^{3/2}/s)$	$K(m^3/s)$	z	J	$\beta(z)$	a	$J_{\text{ moy}}$	$1 - J_{\text{ moy}}$	$a/1$	$z_{1H} - z_1$	$\beta(z_{1H}) - \beta(z_1)$	$(14) \times (17)$	$(16) - (17)$	$1_{z_1} - (19) \times (15)$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
I	1,90	42,0	72,56	1,73	0,024	45,65	4355	1,03	6,04	2,107	-	-	-	-	-	-	-	-	-
II	2,00	42,2	76,4	1,81	0,024	46,00	4729	1,12	6,10	1,438	1,11	6,07	-5,07	39,005	0,09	-0,669	3,392	3,392	122,06
III	3,00	44,2	114,6	2,59	0,022	53,27	9831	2,34	7,81	0,456	0,84	6,925	-5,925	29,577	1,31	-1,651	5,848	4,628	133,62
IV	4,00	46,2	152,8	3,31	0,021	58,13	16152	3,84	8,90	0,265	0,67	8,355	-7,355	23,592	1,50	-0,191	1,405	0,995	2,24
V	5,00	48,2	191,1	3,96	0,021	59,90	22776	5,41	9,05	0,189	0,65	8,98	-7,98	22,827	1,57	-0,076	0,606	0,954	22,06
VI	6,00	50,2	229,2	4,57	0,020	64,41	31540	7,50	10,05	0,137	0,48	9,555	-8,555	16,901	2,09	-0,052	0,445	1,645	27,08
VII	7,00	52,2	267,4	5,12	0,020	65,64	39731	9,44	10,04	0,107	0,52	10,04	-9,04	18,310	1,94	-0,030	0,271	1,669	30,56
VIII	7,11	52,42	271,6	5,18	0,28	65,77	40662	9,66	10,04	0,104	4,55	10,04	-9,04	160,211	0,22	-0,003	0,027	0,193	30,00

OUVRAGES ANNEXES

V. 1 Batardeau :

Afin de permettre l'exécution des travaux de chantier de l'ouvrage à sec, nous prévoyons un batardeau pour maîtriser les eaux durant la construction.

L'option que nous adopterons sera la réalisation d'un chenal à ciel ouvert dans une moitié de l'oued par l'emplacement d'un rideau de palplanches protégeant ainsi la construction de la première partie de l'ouvrage.

Lors de cette phase, il sera procédé à la construction de la prise d'eau et de ses installations respectives, d'une partie du barrage déversoir et du bassin d'amortissement, les murs bajoyers et de soutènement et de la passe à gravier.

Une fois cette première tranche terminée, nous protégerons la deuxième moitié de l'Oued, pour y compléter l'ouvrage, soit, la deuxième tranche du barrage déversoir et du bassin d'amortissement et des murs bajoyers et de soutènement.

V. 1. 1 Dimensionnement des batardeaux :

Les deux batardeaux seront dimensionnés pour un débit de crue fréquentiel ayant une période de retour de 5 ans.

Soit $Q_5 = 336,85 \text{ m}^3/\text{s}$.

V.1.1.1 Dimensionnement du premier batardeau :

Le dimensionnement du batardeau est effectué de manière à ce que la section la plus étroite du chenal à ciel ouvert puisse transiter le débit de crue considéré en écoulement uniforme, sans qu'il y ait débordement par dessus le rideau de palplanches.

En traçant la courbe de tarrage $Q = f(h)$, nous déterminons la hauteur d'eau due au débit de crue du projet Q_5 :

Le chenal ayant une largeur dans sa section la plus étroite $b=10\text{m}$, le principe de calcul est le suivant :

$$S = b \cdot h$$

$$P = b + 2h$$

$$R = \frac{S}{P}$$

$$\eta = \frac{1}{26} \left(\frac{d_{35}}{R} \right)^{1/6} \quad \text{Avec } d_{35} = 0,1 \text{ m}$$

$$C = \frac{1}{\eta} + 17,72 \log_{10} R$$

$$Q = SC \sqrt{RT} \quad \text{Avec } I = 0,0284$$

h (m)	S (m ²)	P (m)	R (m)	n	C (s)	Q (m ³ /S)
0,4	4	10,8	0,031	0,031	24,61	10,09
0,8	8	11,6	0,69	0,028	32,86	36,80
1,2	12	12,4	0,97	0,026	38,23	76,14
1,6	16	13,4	1,19	0,025	41,34	121,60
2,0	20	14	1,43	0,025	42,75	172,30
2,4	24	14,8	1,62	0,024	45,38	233,61
2,8	28	15,6	1,79	0,024	46,15	291,35
3,2	32	16,4	1,95	0,023	48,62	366,14
3,6	36	17,2	2,09	0,023	49,15	431,08
4,0	40	18	2,22	0,023	49,62	498,37

Tableau n°23

h (m)	S (m ²)	P (m)	R (m)	n	C (s)	Q (m ³ /S)
0,4	4	10,8	0,031	0,031	24,61	10,09
0,8	8	11,6	0,69	0,028	32,86	36,80
1,2	12	12,4	0,97	0,026	38,23	76,14
1,6	16	13,4	1,19	0,025	41,34	121,60
2,0	20	14	1,43	0,025	42,75	172,30
2,4	24	14,8	1,62	0,024	45,38	233,61
2,8	28	15,6	1,79	0,024	46,15	291,35
3,2	32	16,4	1,95	0,023	48,62	366,14
3,6	36	17,2	2,09	0,023	49,15	431,08
4,0	40	18	2,22	0,023	49,62	498,37

Tableau n°23

La profondeur d'eau assurant un débit $Q = 336,85 \text{ m}^3/\text{s}$ en écoulement uniforme dans le channel est :

$$h = 3,025 \text{ m}$$

La vitesse d'écoulement est donc :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{b \cdot h}$$

$$V = \frac{336,85}{10 \cdot 3,025} = 11,14 \text{ m/p}$$

Connaissant la géologie colluvionnaire du site, nous préconisons la disposition de gabions contre la rive droite pour protéger celle-ci de l'affouillement pendant la durée du chantier.

La revanche du rideau de palplanches sera donc déterminé par la relation empirique suivante :

$$R_{(ft)} = 2 + 0,025 \sqrt{\frac{V_{(ft/p)}}{(ft/s)}} \cdot \sqrt[3]{h_{(ft)}} \quad (*)$$

$$V = 11,14 \text{ m/p} = 36,55 \text{ ft/p}$$

$$h = 3,025 \text{ m} = 9,92 \text{ ft}$$

Donc :

$$R = 2 + 0,025 \cdot 36,55 \cdot \sqrt[3]{9,92} = 3,96 \text{ ft}$$

$$R = 1,207 \text{ m}$$

La hauteur du rideau de palplanche sera donc :

$$H_p = h + R$$

$$H_p = 3,025 + 1,207 = 4,232 \text{ m}$$

$$H_p = 4,30 \text{ m}$$

* ft : feet (unité anglo-saxone).

$$1 \text{ ft} = 0,3048 \text{ m}$$

$$1 \text{ m} = 3,2808 \text{ ft}$$

Pour éviter que les eaux d'infiltration n'inondent le chantier nous disposerons le rideau de palplanches à une profondeur assez importante (5 à 6 m), tout en refoulant les eaux resurgentes vers l'aval à l'aide d'une pompe installée à cet effet. D'où la nécessité d'utiliser des palplanches de 10 m de long.

V.1.1.2 Dimensionnement du deuxième batardeau :

Cette fois-ci, le débit fluvial s'écoule sur la partie construite du barrage déversoir. D'où la nécessité de construire un mur bajoyer provisoire en béton sur le barrage déversoir, limitant ainsi la largeur du seuil à $b = 26\text{m}$.

La hauteur d'eau s'écoulant par dessus le déversoir sera déterminée à l'aide de la formule du débit d'un déversoir à profil pratique.

$$H_0 = \left(\frac{Q}{m \cdot b \cdot \sqrt{2g}} \right)^{2/3}$$

$$H_0 = \left(\frac{336,85}{0,49 \cdot 26 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81}} \right)^{2/3} = 3,29 \text{ m}$$

La vitesse dans le canal d'amenée, en considérant sa largeur identique à celle du déversoir, est donnée, en supposant $H=H_0$, comme suit :

$$V = \frac{Q}{b(H+P_1)} = \frac{336,85}{26(3,29+3,28)} = 1,97 \text{ m/s}$$

$$H = H_0 - \alpha \frac{V^2}{2g} = 3,29 - 1 \cdot \frac{(1,97)^2}{2 \cdot 9,81} = 3,09 \text{ m}$$

$$V = \frac{336,85}{26(3,09+3,28)} = 2,03 \text{ m/s}$$

$$H = 3,29 - \frac{(2,03)^2}{2 \cdot 9,81} = 3,08 \text{ m}$$

$$V = \frac{336,85}{26(3,08-3,28)} = 2,03 \text{ m/s}$$

$$H = 3,1\text{m}$$

La profondeur d'eau dans le canal sera donc :

$$h = H + P_1 = 3,1 + 3,28 = 6,38 \text{ m}$$

Avec une vitesse d'écoulement $V = 2,03 \text{ m/s}$.

La revanche du rideau de palplanches sera déterminée par l'expression suivante :

$$R_{(ft)} = 2 + 0,025 \cdot V_{(ft/s)} \cdot \sqrt[3]{h_{(ft)}}$$

$$V = 2,03 \text{ m/s} = 6,66 \text{ ft/s}$$

$$h = 6,38 \text{ m} = 20,93 \text{ ft}$$

$$R = 2 + 0,025 \cdot 6,66 \cdot \sqrt[3]{20,93} = 2,46 \text{ ft}$$

$$R = 0,75\text{m}$$

La hauteur du rideau de palplanches sera donc :

$$H_p = h + R$$

$$H_p = 6,38 + 0,75 = 7,13 \text{ m}$$

$$H_p = 7,20 \text{ m}$$

Partant du même principe que pour le premier batardeau, il sera nécessaire d'utiliser des palplanches longues de 13 m dont 5 à 6 m enfuites dans le sol.

V. 2

Passé à graviers :

Des dépôts se forment dans la zone à faible vitesse créée par le barrage déversoir. Le courant d'eau y est maintenu à une valeur telle que la force tractrice et la vitesse sont faibles.

Le dépôt des graviers transportés normalement en charriage, provoque un remplissage tel que si on n'y remédie pas, ces matériaux entreraient dans la dérivation.

Pour ne pas perturber le fonctionnement de la prise d'eau, il est nécessaire de concentrer le débit solide en charriage sur un débit liquide déversé le plus réduit possible ; d'où notre option pour un type de chasse dont le fonctionnement, en cas d'étiage, nous fera perdre le débit le plus faible, et donc ayant un meilleur rendement hydraulique : soit une chasse discontinue.

Ce qui nous conduirait vers des écoulements surconcentrés en matériaux, qui ne pourraient aller très en aval de l'ouvrage. Aussi, nous devons canaliser ces écoulements dans le corps du barrage déversoir par une conduite à section rectangulaire à forte capacité de transport et de rugosité très faible, et donc en béton.

Lors de la chasse des matériaux, la vitesse d'écoulement augmente, de même que la force tractrice exercée par l'eau sur le fond. D'où l'évacuation, par le courant, des matériaux charriés jusqu'en aval du barrage déversoir.

V. 2.1

Dimensionnement de la passe à gravier :

L'entrée de l'orifice de la passe à gravier a été dimensionné de façon à ce qu'il y ait retrécissement sans cavitation.

La largeur de l'orifice sera : $l = 1,2 \text{ m}$

L'ouverture de la vanne sera : $h = 0,8 \text{ m}$

Les bords à l'entrée de l'orifice ont donc une forme elliptique dimensionnée à l'aide de la courbe $\frac{a}{r} = f\left(\frac{b}{r}\right)$ (*)

Soient : $r = \frac{h}{2} = 0,4 \text{ m}$.

$b = 0,20 \text{ m}$.

$$\frac{b}{r} = \frac{0,20}{0,40} = 0,50$$

D'après la courbe , afin d'éliminer le danger de la cavitation, il faut avoir :

(*) : Voir Manuel d'hydraulique générale "LENCASTRE".

$$\frac{a}{r} > 2,9$$

Posons : $\frac{a}{r} = 3$

d'où : $a = 3 \cdot r = 3 \cdot 0,4 = 1,2 \text{ m}$.

L'équation de l'ellipse s'écrit alors :

$$\frac{x^2}{(1,2)^2} + \frac{y^2}{(0,20)^2} = 1$$

Pour un orifice vertical, à concentration pratiquement incomplète, le coefficient de débit est de $m = 0,70$. Et le débit est donné par l'expression suivante :

$$Q = m \cdot l \cdot h \sqrt{2 \cdot g \cdot H_1}$$

m : coefficient de débit.

l : largeur de l'orifice (m).

h : hauteur de l'orifice.

H_1 : profondeur du centre de l'orifice par rapport à la charge totale de l'eau.

Nous vérifierons les vitesses d'entraînement pour le cas le plus défavorable.

C'est à dire quand l'eau ne dépasse le seuil du déversoir.

La vitesse d'écoulement est donc nulle.

Donc $H_0 = H = P_1$

$$H_1 = H_0 - b - \frac{h}{2} = 3,28 - 0,20 - \frac{0,8}{2} = 2,68 \text{ m}$$

Remarque :

La hauteur $b = 0,20 \text{ m}$, servira à empêcher les graviers d'arriver sous la vanne et empêcher celle-ci de se fermer.

$$Q = 0,70 \cdot 1,2 \cdot 0,8 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 2,68} = 4,87 \text{ m}^3/\text{s}$$

Quant à la vitesse d'écoulement :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{l \cdot h}$$

$$V = \frac{4,87}{1,2 \cdot 0,8} = 5,07 \text{ m/s}$$

Cette vitesse d'écoulement peut entraîner de gros cailloux dont le diamètre varie entre 200 à 300 mm, sans qu'il y ait éventuellement bouchage, vu les dimensions de l'orifice.

La vitesse n'en est que plus importante lorsque le niveau d'eau est supérieur à celui du seuil déversoir.

V.2.2 Fonctionnement de la vanne :

La vanne utilisée dans la passe à gravier est emboîtée dans des rainures en acier coulées dans le béton.

Elle se déplace entre des galets séparant la vanne des rainures de chaque côté de celle-ci, à l'aide d'un système hydraulique commandé d'un vérin assurant une séquence aller - retour régulier à l'aide d'un système électrique.

V.2.3 Dispositif d'étanchéité :

Pour assurer l'étanchéité de la passe à gravier, nous recommanderons l'utilisation de pièces en caoutchouc en forme de cornière souple, fixées par l'intermédiaire de contre plaques métalliques à l'aide d'écrous et boulons en métal inoxydables. L'une est liée à la vanne, qui n'agit qu'en fermeture, l'autre liée à la partie fixe évitant ainsi un jet chargé de matériaux solides entre la vanne et les rainures, qui pourraient gêner la manœuvre de la première.

La vanne étant disposée frontalement et au fond de l'ouvrage, les pièces d'étanchéité nécessiteront un contrôle assez courant.

V. 3 Raccordement du déversoir à l'aval :

Le courant à l'aval de l'ouvrage étant fluvial, le raccordement de la nappe déversante avec le courant dans le bief aval s'effectue à l'aide d'un ressaut.

Afin d'y déterminer le caractère conjugué du courant, il est nécessaire de déterminer les deux profondeurs conjuguées.

Désignons par E_0 l'énergie spécifique du courant dans le bief amont par rapport au bief aval.

$$\text{Soit: } E_0 = \alpha_0 \cdot \frac{V_0^2}{2g} + H + P$$

$\alpha_0 \cdot \frac{V_0^2}{2g}$: la pression cinétique dans le bief amont (m).

H : charge déversante (m).

P : hauteur de pelle du déversoir par rapport au bief aval (m)

V_0 : vitesse d'approche de l'eau vers le déversoir (m/s).

$$E_0 = H_0 + P$$

$$E_0 = 4,18 + 3,5 = 7,68 \text{ m}$$

Déterminons la première profondeur conjuguée à l'aide de l'équation suivante :

$$h_{ct} = \frac{q}{\varphi \sqrt{2 \cdot g (E_0 - h_{ct})}}$$

q : débit spécifique $m^3/s/m$.

φ : coefficient de vitesse.

B : largeur du déversoir.

La résolution de l'équation cubique en h_{ct} , par approximations successives nous donne :

$$h_{ct} = 1,91 \text{ m.}$$

D'où l'on peut déterminer la deuxième profondeur contractée, à l'aide de la formule suivante :

$$h_{ct}'' = \frac{h_{ct}}{2} \left[\sqrt{1 + B P_{cin}} - 1 \right]$$

P_{cin} : paramètre cinétique.

$$P_{cin} = \frac{\alpha Q^2 B}{g S^3} = \frac{\alpha Q^2 B}{g (B \cdot h_{ct})^3} = \frac{\alpha q^2}{g h_{ct}^3}$$

$$q = \frac{Q}{B} = \frac{709,1}{38,2} = 18,56 \text{ m}^3/s/m$$

$$P_{cin} = \frac{1,1 \cdot (18,56)^2}{9,81 \cdot (1,91)^3} = 5,54$$

$P_{cin} > 3$: Le ressaut est parfait

$$h_{ct}'' = \frac{1,91}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \cdot 5,54} - 1 \right]$$

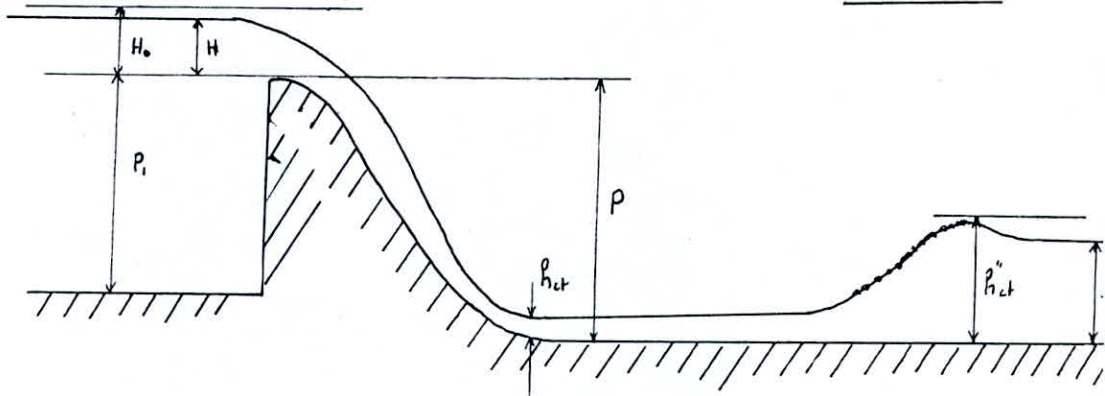
$$h_{ct}'' = 5,47 \text{ m}$$

$$h_{ct}'' > h_{av}$$

L'énergie du courant dans la section contractée dépasse celle dans le bief aval d'une valeur supérieure à celle des pertes de charge dans le ressaut.

Le ressaut est donc éloigné.

FIGURE N°12



V. 3. 1 Choix du dispositif d'amortissement :

Après une étude préliminaire de différents modes d'amortissement de l'énergie de l'eau, nous avons constaté :

V.3. .1. Paroi d'amortissement :

Le calcul hydraulique de la paroi d'amortissement, nous a montré que cette dernière n'était noyée qu'après plusieurs parois placées en amont de celle-ci. Ce qui nécessiterait un aménagement du bief aval sur une distance importante.

V.3 .1.2 Saut de ski :

Le saut de ski nécessite des vitesses de jet assez importantes ne pouvant être atteintes qu'avec des chutes importantes, d'où la nécessité dans notre cas d'excaver aux pieds du déversoir sur plusieurs mètres de profondeur, en plus de l'excavation en aval, d'une fosse d'amortissement du jet assez profonde qu'il faudra protéger contre l'affouillement. La dissipation d'énergie se ferait au détriment de la nature.

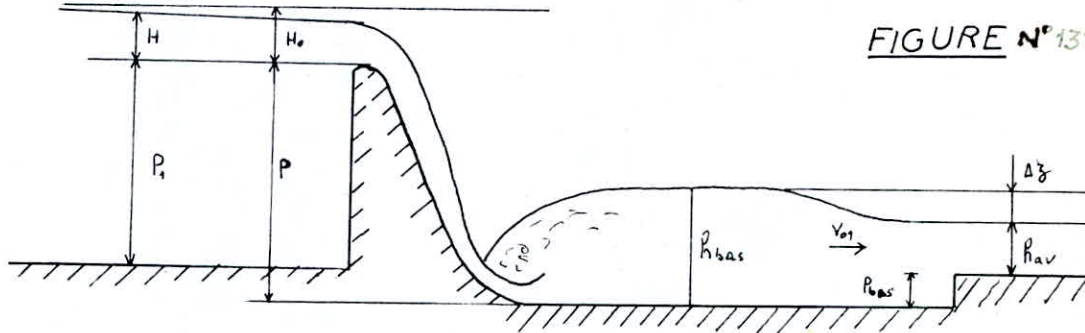
V.3. 1.3 Bassin d'amortissement :

Le bassin d'amortissement nécessite certes, un aménagement du lit de l'Oued dans le bief aval, mais dans notre cas cela se fera sur une longueur et une profondeur peu importantes.

Cet ouvrage possède aussi l'avantage de passer brusquement d'un écoulement torrentiel à un écoulement fluvial.

- Calculs hydrauliques :

Pour réaliser un raccordement avec le bief aval à l'aide d'un ressaut noyé, on dimensionne le bassin d'amortissement suivant :



En fait, le calcul hydraulique du bassin d'amortissement se ramène à la détermination de sa profondeur et de la longueur.

La profondeur du bassin d'amortissement est déterminée par l'expression suivante :

$$P_{bas} = h_{bas} - (h_{av} + \Delta z)$$

h_{av} : profondeur d'eau dans le bief aval (m).

Δz : la différence de niveaux à la sortie du bassin d'amortissement (m).

$$\Delta z = \frac{q^2}{2 \cdot g \cdot \varphi^2 \cdot h_{av}^3}$$

h_{bas} : profondeur d'eau dans le bassin d'amortissement (m).

q : débit spécifique (m³/s/m).

φ : coefficient de vitesse du bassin d'amortissement.

$$\varphi = 0,90$$

$$\Delta z = \frac{(10,56)^2}{2 \cdot 9,81 \cdot (0,9 \cdot 4)^2} = 1,35 \text{ m}$$

La profondeur d'eau dans le bassin d'amortissement devra être quelque peu supérieure à la deuxième profondeur conjuguée.

$$h_{bas} = \sigma h_{ct}''$$

$\sigma = 1,05$: coefficient de réserve

Nous pouvons écrire alors.:

$$P_{bas} = \sigma h_{ct}'' - (h_{av} + \Delta z)$$

$$P_{bas} = 1,05 \cdot 5,47 - (4 + 1,35) = 0,39 \text{ m}$$

$$P_{bas} = 0,40 \text{ m}$$

A la réalisation du bassin, l'énergie spécifique E_0 ne se trouve pas augmentée sensiblement.

La longueur du bassin d'amortissement n'est en fait, égal qu'à la longueur du ressaut seule, le profil pratique, annulant toute longueur de chute.

$$l_{bas} = 3 h''_{ct}$$

$$l_{bas} = 3 \times 5,47 = 16,41 \text{ m.}$$

Pour demeurer dans la sécurité, nous préconiserons la réalisation d'un bassin d'amortissement long de 17 m.

V.4 MUR DE SOUTÈNEMENT

V.4.1 HAUTEUR DU MUR

Un mur de soutènement est un ouvrage indépendant généralement fondé superficiellement, résistant à la poussée des terres.

La hauteur du mur dépend de la hauteur d'eau dans l'oued et de la revanche déterminée de la façon suivante :

$$R = 0,6 + 0,005 V \sqrt[3]{h}$$

Elle est maximale au niveau du barrage déversoir.

$$R = 0,6 + 0,005 \cdot 2,61 \cdot \sqrt[3]{7,11} = 0,63 \text{ m}$$

La hauteur du mur est donnée alors, par :

$$H = h + R = 7,11 + 0,63 = 7,74 \text{ m}$$

soit $H = 8 \text{ m}$

La hauteur étant assez importante nous opterons pour un mur de soutènement avec contreforts.

Le rideau travaille ainsi, comme un hourdis reportant les efforts dus à la poussée des terres sur les contreforts.

Nous dimensionnerons ici ce mur haut de 8m, pour lequel les contreforts d'épaisseur, $e = 0,20 \text{ m}$ sont séparés d'axe en axe d'une portée $l = 3 \text{ m}$.

Le mur de soutènement sera dimensionné pour une largeur unitaire

Soit $b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$

V.4.2 DONNÉES GEOTECHNIQUES

Les données géotechniques nous donnent les hypothèses suivantes :

Poids spécifiques des terres : $\gamma_d = 1620 \text{ kg/m}^3$.

Angle de frottement interne : $\varphi = 26^\circ$.

Resistance admissible du sol de fondation : $\sigma_{adm} = 2,6 \text{ kgf/cm}^2$.

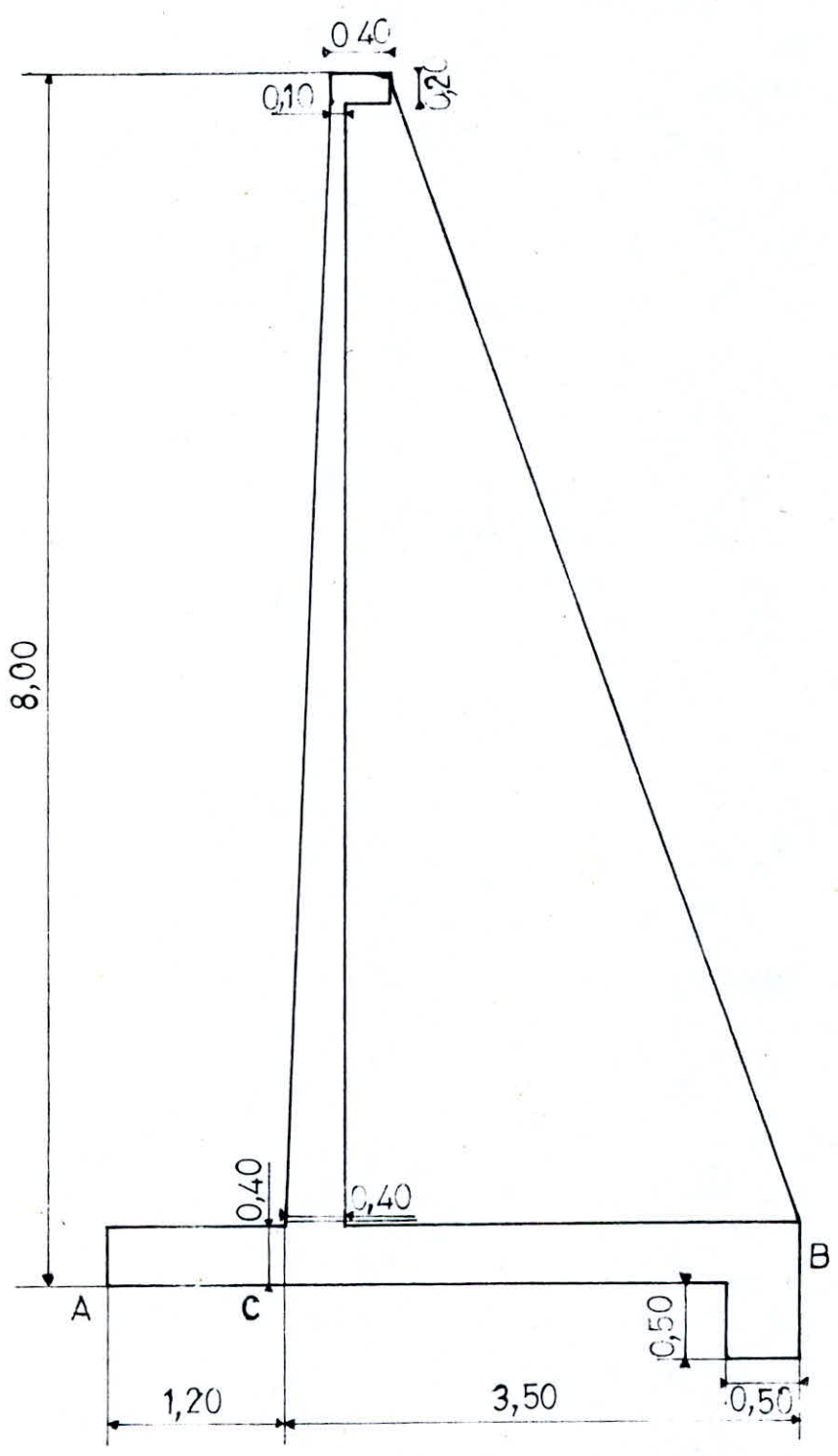
Coefficient de frottement (Béton-Gravier) : $f = 0,6$.

V.4.3 MATERIAUX UTILISES

Les matériaux utilisés sont :

V.4.3.1 = Béton strictement contrôlé :

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 92 \text{ kgf/cm}^2$$



Mur avec contreforts
fig 14

$$\bar{\sigma}_b' = 184 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 7,6 \text{ kgf/cm}^2$$

V.4.3.2 ACIER

La fissuration étant préjudiciable : $k = 10^6$

+ Barres à haute adhérence

F E 4 0 A

Pour $\phi \leq 20$ $\sigma_{en} = 4200 \text{ kgf/cm}^2$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kgf/cm}^2$$

Pour $\phi > 20$ $\sigma_{en} = 4000 \text{ kgf/cm}^2$

$$\bar{\sigma}_a = 2670 \text{ kgf/cm}^2$$

+ Rondes lisses

F E 2 4

$$\sigma_{en} = 2400 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 1600 \text{ kgf/cm}^2$$

V.4.4 CALCUL DE STABILITE DU MUR

V.4.4.1 Sans seisme :

V.4.4.1.1 Poussées horizontales

V.4.4.1.1.1 Poussée des terres :

$$Q = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \cdot \gamma_d \cdot \frac{h^2}{2}$$

où : h est la hauteur du mur (m) .

$$Q = \text{tg}^2 \left(45 - \frac{26}{2} \right) \cdot 1620 \cdot \frac{8^2}{2} = 20242 \text{ kg}$$

V.4.4.1.1.2 Surcharge uniforme

Le remblai supporte une surcharge uniforme $q = 1 \text{ t/m}^2$ qui provoquera une poussée horizontale :

$$Q_1 = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \cdot q \cdot h$$

$$Q_1 = \text{tg}^2 \left(45 - \frac{26}{2} \right) \cdot 1000 \cdot 8 = 3124 \text{ kg}$$

V.4.4.1.2 Charges verticales

On négligera le poids de la nervure et de la bêche , ainsi que la différence entre le poids spécifique du contrefort et celui de la terre du remblai .

- Poids du rideau : $P_1 = \left(\frac{B+b}{2}\right) \cdot (H-a) \cdot \gamma_b$
 $P_1 = \left(\frac{0,40 + 0,10}{2}\right) \cdot (8 - 0,4) \cdot 2500 = 4750 \text{ kg}$

- Poids de la semelle : $P_2 = a \cdot L \cdot \gamma_b$
 $P_2 = 6,40 \cdot 4,7 \cdot 2500 = 4700 \text{ kg}$

- Poids du remblai : $P_3 = (1-B) \cdot H \cdot \gamma_d$
 $P_3 = 3,1 \cdot 7,60 \cdot 1620 = 38167 \text{ kg}$

- Poids dû à la surcharge : $P_4 = q \cdot (1-B)$
 $P_4 = 1000 - 3,1 = 3100 \text{ kg}$

$$P = P_1 + P_2 + P_3 + P_4$$

$$P = 4750 + 4700 + 38167 + 3100 = 50717 \text{ kg}$$

V.4.4.1.3 Moment par rapport à A des charges stabilisatrices :

MOMENT STABILISANT

$$M_s = a_1 P_1 + a_2 P_2 + a_3 P_3 + a_4 P_4$$

$$a_1 = \frac{A_1 x_1 + A_2 x_2}{A}$$

$$A_1 = (B-b) \cdot \frac{H}{2} = (0,40 - 0,10) \cdot \frac{7,60}{2} = 1,14 \text{ m}^2$$

$$A_2 = b \cdot H = 0,10 \cdot 7,60 = 0,76 \text{ m}^2$$

$$A = A_1 + A_2 = 1,9 \text{ m}^2$$

$$x_1 = 1' + \frac{2}{3} (B-b) = 1,2 + \frac{2}{3} (0,4 - 0,1) = 1,4 \text{ m}$$

$$x_2 = 1' + (B-b) + \frac{b}{2} = 1,2 + (0,4 - 0,1) + \frac{0,1}{2} = 1,55 \text{ m}$$

$$a_1 = 1,46 \text{ m}$$

$$M_s = a_1 P_1 + \frac{L}{2} \cdot P_2 + \left(1' + B + \frac{1-B}{2}\right) (P_3 + P_4)$$

$$M_s = 1,46 \cdot 4750 + \frac{4,7}{2} \cdot 4700 + \left(1,2 + 0,4 + \frac{3,1}{2}\right) (38167 + 3100)$$

$$M_s = 147971 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

V.4.4.1.4. Moment par rapport à A des charges destabilisatrices :

MOMENT DE RENVERSEMENT

$$M_r = Q \cdot \frac{h}{3} + Q_1 \cdot \frac{h}{2}$$

$$M_r = 20242 \cdot \frac{8}{3} + 3124 \cdot \frac{8}{2} = 66475 \text{ kg.m}$$

V.4.4.1.5 Sécurité au renversement :

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{147971}{66475} = 2,23$$

$$\frac{M_s}{M_r} > 2$$

La stabilité du mur au renversement est vérifiée .

V.4.4.1.6 Sécurité au glissement :

$$\frac{Q + Q_1}{P} = \frac{20242 + 3124}{50717} = 0,46$$

$$\frac{Q + Q_1}{P} < 0,6$$

La stabilité du mur au glissement est vérifiée .

Le point de passage de la résultante des charges verticales par rapport à A est à une distance :

$$\frac{M_s}{P} = \frac{147971}{50717} = 2,92$$

$$\text{Soit à une distance } d = 2,92 - \frac{4,7}{2} = 0,57 \text{ m}$$

à droite du centr de gravité de la semelle .

V.4.4.1.7 Moment par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$M = Q \cdot \frac{h}{3} + Q_1 \cdot \frac{h}{2} - P \cdot d$$

$$M = 20242 \cdot \frac{8}{3} + 3124 \cdot \frac{8}{2} - 50717 \cdot 0,57 = 37566 \text{ kg.m}$$

V.4.4.1.8 Contraintes sur le sol :

Elles sont données par la formule générale des contraintes normales :

$$\sigma' = \frac{N}{S} \pm M \cdot \frac{v}{I}$$

Où N : Effort normal (kg) .

S : Surface soumise à l'effort normal

M : Moment par rapport au centre de gravité de la semelle .

v : Distance du point considéré par rapport au centre de gravité

I : Moment quadratique de la surface plane de la semelle par rapport à son centre de gravité

Soient :

$$M \text{ (kg.cm)}$$

$$N = P \text{ (kg)}$$

$$S = 100 . a \text{ (cm}^2 \text{)}$$

$$\frac{v}{I} = \frac{\frac{a}{2}}{100 . \frac{a^3}{12}} = \frac{6}{100 . a^2}$$

D'où :

$$\sigma'_{A,B} = \frac{P}{100 . a} \pm \frac{6 . M}{100 . a^2}$$

$$\sigma'_A = 2,1 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma'_B = 0,06 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{adm} = 2,6 \text{ kgf/cm}^2$$

Les contraintes au sol en A et B sont admissibles .

V.4.4.2 : Avec séisme

En plus des efforts déjà existant, d'autres efforts dus aux séismes entrent en action . Leur expression est de la forme suivante :

$$F = a . G$$

a : Coefficient d'accélération sismique

$$a = 0,12$$

G : Force verticale

D'où l'existence, dans le cas le plus défavorable, des forces sismiques suivantes, appliquées au centre de gravité de chaque partie de l'ouvrage .

$$p_1 = a \cdot P_1 = 0,12 \cdot 4750 = 570 \text{ kg}$$

$$p_2 = a \cdot P_2 = 0,12 \cdot 4700 = 564 \text{ kg}$$

$$p_3 = a \cdot P_3 = 0,12 \cdot 38167 = 4580 \text{ kg}$$

$$p_4 = a \cdot P_4 = 0,12 \cdot 3100 = 372 \text{ kg}$$

$$P = p_1 + p_2 + p_3 + p_4 = 570 + 564 + 4580 + 372 = 6086 \text{ kg}$$

V.4.4.2.1: Moment par rapport à A des charges stabilisatrices

MOMENT STABILISANT

$$M_s = 147971 \text{ kg.m}$$

V.4.4.2.2: Moment par rapport à A des charges destabilisatrices

MOMENT DE RENVERSEMENT

$$M_r = Q \frac{h}{3} + Q \frac{h}{2} + p_1 \cdot a_1 + p_2 \cdot a_2 + p_3 \cdot a_3 + p_4 \cdot a_4$$

$$M_r = 83485 \text{ kg.m}$$

V.4.4.2.3: Sécurité au renversement

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{147971}{83485} = 1,77$$

La stabilité du mur au renversement est vérifiée

V.4.4.2.4: Sécurité au glissement

$$\frac{P + Q + Q_I}{P} = \frac{20242 + 3124 + 6086}{50717} = 0,58$$

$$\frac{P + Q + Q_I}{P} < f$$

La stabilité du mur au glissement est vérifiée

- La résultante des charges verticales passe à une distance de A :

$$\frac{M_s}{P} = \frac{147971}{50717} = 2,92 \text{ m}$$

Soit à une distance $d = 2,92 - \frac{4,7}{2} = 0,57 \text{ m}$ à droite du centre de gravité de la semelle .

V.4.4.2.5: Moment par rapport au centre de gravité de la semelle

$$M = Q \cdot \frac{h}{3} + Q_I \cdot \frac{h}{2} - P \cdot d + p_1 \cdot a_1 + p_2 \cdot a_2 + p_3 \cdot a_3 + p_4 \cdot a_4$$

$$M = 20242 \cdot \frac{8}{3} + 3124 \cdot \frac{8}{2} - 50717 \cdot 0,57 + 570 \cdot 3,36 + 564 \cdot 0,2 + 4580 \cdot 2,93 + 3,72 \cdot 4,2$$

$$M = 54576 \text{ kg.m}$$

V.4.4.2.6: Contrainte au sol

$$\sigma' = \frac{N}{S} \pm M \cdot \frac{V}{I}$$

$$\sigma' = \frac{P}{100 \cdot a} \pm \frac{6 \cdot M}{100 \cdot a^2}$$

$$\sigma'_A = 1,09 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma'_B = 1,06 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{adm} = 2,6 \text{ kgf/cm}^2$$

Les contraintes au sol en A et B sont admissibles .

V.4.5: Calcul du rideau

Décomposons le rideau en tranches horizontales de 1 m de hauteur et prenons comme pression moyenne dans chaque tranche, la pression régnant à mi-hauteur de celle-ci .
La hauteur de la dernière tranche sera de $0,60 \text{ m}$.

(Voir fig. n°15)

Remarque :

Cette option est économique certes , mais il ne faudra pas omettre la disposition de barres de répartition de bas en haut pour soulager la partie inférieure de la tranche , qui est la plus chargée .

Principes de calcul :

- Poussée

$$P_I = \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \cdot \gamma_d \cdot H \quad (\text{kg/m}^2)$$

$$P_2 = \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{26}{2} \right) \cdot q \quad (\text{kg/m}^2)$$

$$P = P_I + P_2 \quad (\text{kg/m}^2)$$

- Moment en travée

$$M_t = p \cdot \frac{l^2}{10} \quad (\text{kg.m})$$

l : portée d'axe en axe des contreforts (m) .

- Moment sur appui

$$M_a = p \cdot \frac{l^2}{20} \quad (\text{kg.m})$$

- Effort tranchant

$$T = p \cdot \frac{l}{2}$$

Posons:

$$\mu = \frac{n \cdot M_t}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2}$$

Soient : $\alpha = \frac{15}{15 + k}$ avec $k = \frac{15}{n} \cdot \frac{\sigma_a}{\sigma_b}$

et $e\epsilon = 1 - \frac{\alpha}{3}$

Leurs valeurs étant données par le tableau sur "le calcul et la vérification des ouvrages en béton armé" P. CHARON .

CALCUL DU RIDEAU

Points	H(m)	P ₁ (kg/m ²)	P ₂ (kg/m ²)	P(kg/m ²)	M _t (kg.m)	M _a (kg.m)	h _t (cm)	h(cm)	μ	K	ε	A _t (cm ²)	Aciers	σ _b (kgf/cm ²)	T(kg)	τ _b (kgf/cm)
a	0,5	316	390	706	635,40	317,70	12	9	0,0735	30,1	0,8891	4,96	5 ∅ 12	53,16	1059	1,31
b	1,5	949	390	1339	1205,10	602,55	16	13	0,0662	32,0	0,8936	6,48	6 ∅ 12	50	2000,5	1,77
c	2,5	1581	390	1971	1773,90	886,95	20	17	0,0575	35,2	0,9004	7,24	7 ∅ 12	45,45	2956,5	1,83
d	3,5	2214	390	2604	2343,6	1171,80	24	21	0,0498	38,4	0,9064	7,70	7 ∅ 12	41,67	3906	2,10
e	4,5	2846	390	3236	2912,40	1456,20	28	25	0,0437	41,6	0,9117	7,99	8 ∅ 12	38,46	4854	2,22
f	5,5	3479	390	3869	3482,10	1741,05	32	29	0,0388	44,6	0,9161	8,19	8 ∅ 12	35,87	5803,5	2,29
g	6,5	4112	390	4502	4051,80	2025,90	36	33	0,0349	47,6	0,9201	8,34	8 ∅ 12	33,61	6753	2,34
h	7,30	4618	390	5008	4507,20	2253,6	39	36	0,0326	49,4	0,9224	8,48	8 ∅ 12	32,39	7512	2,38

- Ferraillages des travées

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_a \cdot \xi \cdot h} \quad (\text{cm}^2)$$

Avec : $h = h_t - d$

où h : Hauteur utile

h_t : Hauteur totale

d : Distance du centre de gravité des armatures tendues à la fibre la plus tendue

$$E t \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k}$$

- Ferraillage des appuis

Le moment sur étant de moitié inférieur au moment en travée ,

$$A_a = \frac{A_t}{2}$$

- Contrainte de cisaillement

$$\tau_b = \frac{T}{100 \cdot z} \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

Avec $z = \frac{7}{8} \cdot h \quad (\text{cm})$

V.4.6: Calcul de la semelle

La semelle est soumise à :

- La réaction du sol :

$$\sigma'_A = 2,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_B = 0,06 \text{ kg/cm}^2$$

Ce qui démontre une répartition trapézoïdale des contraintes

- Son poids propre

Il correspond à une répartition uniforme de la charge .

$$a \cdot \gamma_b = 1000 \text{ kgf/m}^2 = 0,1 \text{ kgf/cm}^2$$

- Les poids des rideau , remblai , et surcharge , que l'on suppose répartis uniformément de B en C ,
comme suit :

$$\frac{P - P_2}{1} = \frac{50717 - 4700}{100 \cdot 350} = 1,31 \text{ kgf/cm}^2$$

Ces différentes charges sont représentées sur la fig. 16 a

$$\frac{x}{1 - x} = \frac{1,35}{0,17}$$

Avec $l = 3,5 \text{ m}$

D'où : $x = 3,11 \text{ m}$

$$1 - x = 3,5 - 3,11 = 0,39 \text{ m}$$

Tenant compte du fait que la discontinuité de la répartition des charges sur D A n'a lieu que sur une distance de 39 cm le ferrailage sera dimensionné en supposant une répartition trapézoïdale sur toute la longueur de la console ; ce qui assurera une continuité dans la construction en plus du fait que l'on sera dans ^{la} sécurité .

D'après la fig. n° 16b

$$\frac{2,0 - 1,58}{1,2} = 0,35 \text{ kgf/cm}^2/\text{m}$$

La charge en D sera donc considérée , de bas en haut , comme suit :

$$\sigma'_D = 2 - 0,35 \cdot (1,2 + 0,39) = 1,44 \text{ kg/cm}^2$$

Voir fig. n° 16c

Les résultantes des charges sont :

- Sur A D

$$F_1 = \frac{2 + 1,44}{2} \cdot 100 \cdot (120 + 39) = 27348 \text{ kg}$$

- Sur D B

$$F_2 = \frac{1,35 \cdot x}{2} \cdot 100 = 20992,5 \text{ kg}$$

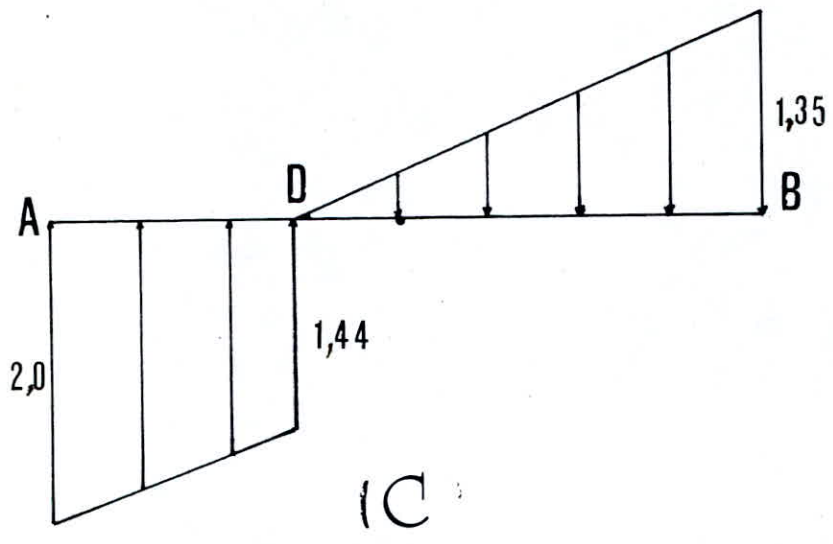
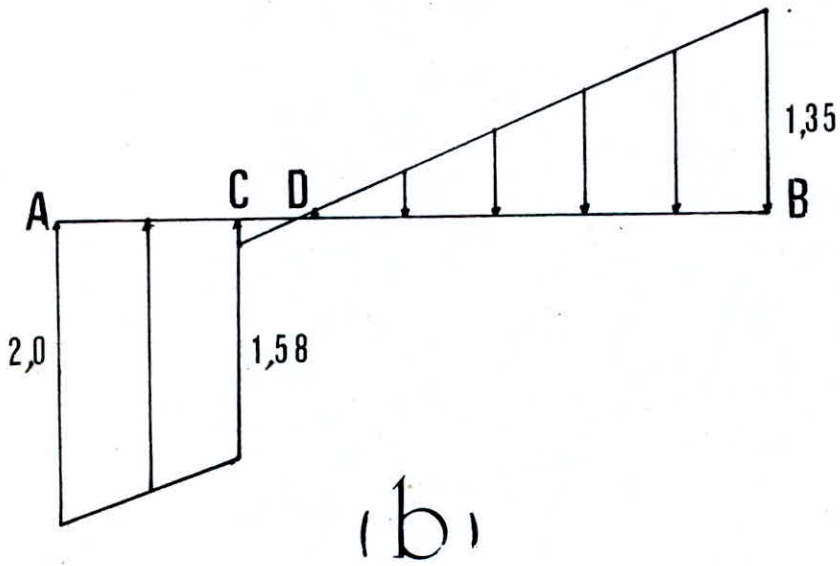
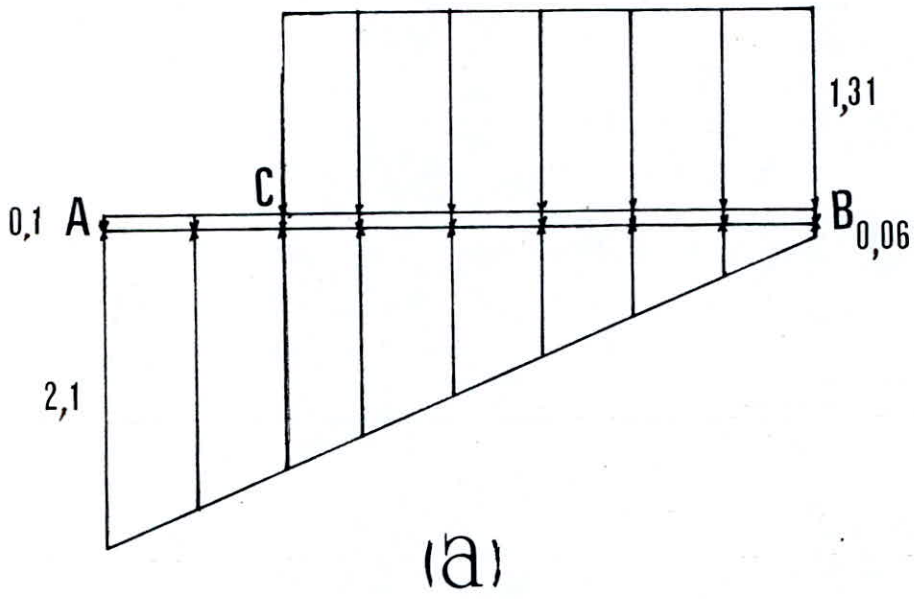


FIGURE N° 16

V.4.6.I: Calcul de la partie D A

La partie D A travaille en console .

Point d'application de la charge F_I par rapport au point D

$$x = \frac{A_I x_I + A_2 x_2}{A_I + A_2}$$

$$A_I = 1,44 \cdot (1,2 + 0,39) = 2,29 \text{ kgf.m/cm}^2$$

$$A_2 = (2 - 1,44) \cdot \frac{1,2 + 0,39}{2} = 0,45 \text{ kgf.m/cm}^2$$

$$x_I = \frac{1,2 + 0,39}{2} = 0,795 \text{ m}$$

$$x_2 = \frac{2}{3} \cdot (1,2 + 0,39) = 1,06 \text{ m}$$

D'où

$$x = 0,839 \text{ m}$$

Le moment en D aura donc pour valeur :

$$M = F_I \cdot x$$

$$M = 27348 \cdot 0,839 = 22945 \text{ kg.m}$$

La hauteur totale de la semelle : $h_t = 40 \text{ cm}$

Nous considérons une hauteur utile $h = 37,5 \text{ cm}$

$$\text{Soit : } \mu = \frac{n \cdot M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 2294500}{2800 \cdot 100 \cdot (37,5)^2} = 0,0874$$

D'après le tableau n° de l'annexe .

$$k = 27$$

$$\xi = 0,881$$

La section à ferrailer sera donc :

$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot \xi \cdot h}$$

$$A = \frac{2294500}{2800 \cdot 0,881 \cdot 37,5} = 24,81 \text{ cm}^2$$

II Ø I2 tous les 4,5cm : $A = 24,88 \text{ cm}^2$

$$\bar{\sigma}_s = 7,5 \text{ bars}$$

$$k = 10^5$$

$$\sigma_a = 2750 \text{ bars}$$

$$\sigma'_2 = \sigma_2 \cdot \sqrt{\eta_0} + 300 \cdot \eta_0$$

$$\eta_0 = 1,6 \text{ pour les aciers à haute adhérence .}$$

$$\sigma'_2 = 1896 + \sqrt{1,6} + 300 \cdot 1,6 = 2878 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}_a < \sigma'_2$$

Les valeurs σ_I et σ_2 sont majorées de $300 \eta_0$ si l'une des faces des éléments considérés est en contact permanent avec l'eau .

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2800}{27} = 103,7 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{F_I}{100 \cdot 778 \cdot h}$$

$$\tau_b = \frac{27348}{100 \cdot 7 \cdot 37,5} = 8,33 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \cdot \tau_b = 1,15 \cdot 7,6 = 8,74 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b$$

V.4.6.2: Calcul de la partie D B

Nous considèrerons la partie D B comme une dalle appuyée sur le rideau et sur la bêche : Soient deux appuis simples en D et B .

Le moment dû à une répartition triangulaire des charges est de la forme suivante :

$$M = p \cdot \frac{1}{6} \cdot x - p \cdot \frac{x^3}{6l}$$

$$\text{à } x = \frac{l}{\sqrt{3}} \text{ de } D$$

$$M_{\max} = p \cdot \frac{l^2}{9\sqrt{3}} = 1,35 \cdot \frac{(311)^2}{9\sqrt{3}} = 8376 \text{ kgf.m}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 837600}{2800 \cdot 100 \cdot (37,5)^2} = 0,0319$$

D'après le tableau n° de l'annexe

$$\xi = 0,9231$$

$$k = 50$$

La section à ferrailer sera donc :

$$A = \frac{837600}{2800 \cdot 0,9231 \cdot 37,5} = 8,64 \text{ cm}^2$$

$$I \emptyset 12 \text{ tous les } 14,5 \text{ cm} = 9,05 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2800}{50} = 56 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma'_b < \bar{\sigma}_b$$

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{a \cdot \frac{1}{3} \cdot b}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot h}$$

$$\tau_b = \frac{1,35 \cdot 311 \cdot 100}{3 \cdot 100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 37,5} = 4,27 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \cdot \bar{\sigma}_b = 1,15 \cdot 7,6 = 8,74 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b$$

V.7 : Calcul de la bêche

La bêche sera considérée comme une poutre semi-encastree s'appuyant sur les contreforts et recevant les réactions de la semelle .

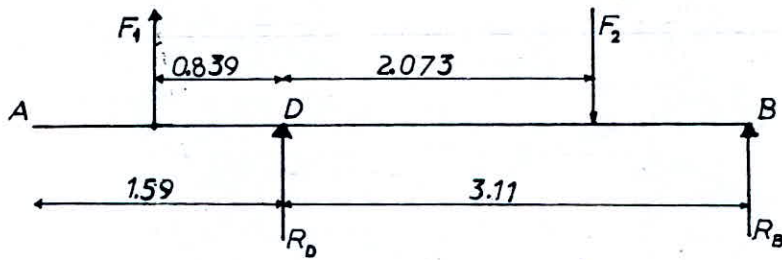


fig.11

$$\sum M/D = F_1 \cdot 0,839 + F_2 \cdot 2,073 - R_B \cdot 3,11 = 0$$

Avec $F_1 = 27348 \text{ kg}$

$$F_2 = 20992,5 \text{ kg}$$

D'où la réaction en B :

$$R_B = 21371 \text{ kg/m}$$

A laquelle s'ajoute le poids propre de la bêche au dessous de la semelle :

$$P = 21371 + 0,50 \cdot 0,50 \cdot 2500 = 21996 \text{ kg/m}$$

- Moment en travée

$$M_t = p \cdot \frac{l^2}{10} = 21996 \cdot \frac{3^2}{10} = 19796,4 \text{ kg.m}$$

- Moment sur appui

$$M_a = p \cdot \frac{l^2}{20} = 21996 \cdot \frac{3^2}{20} = 9898,2 \text{ kgf.m}$$

$$h_t = 50 \text{ cm}$$

$$h = 47,5 \text{ cm}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 1979640}{2670 \cdot 50 \cdot (47,5)^2} = 0,0986$$

$$\xi = 0,875$$

$$k = 25$$

- Ferraillage des travées

$$A_t = \frac{1979640}{2670 \cdot 0,875 \cdot 47,5} = 17,84 \text{ cm}^2$$

$$12 \text{ } \varnothing \text{ } 14 = 18,84 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_b = 7,5 \text{ bars}$$

$$k = 10^6$$

$$\sigma_a = 2670 \text{ kgf/cm}^2 = 2610 \text{ bars}$$

D'après le tableau n° / de l'annexe .

$$\sigma_2 = 1757 \cdot 1,265 + 300 \cdot 1,6 = 2703 \text{ bars}$$

$$\sigma_a < \sigma_2$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2670}{25} = 106,8 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_b' < \sigma_b'$$

- Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{P}{b \cdot \frac{7}{8} \cdot h}$$

$$\tau_b = \frac{21996}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 47,5} = 5,29 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\tau_b = 3,5 \cdot \bar{\sigma}_b = 3,5 \cdot 7,6 = 26,6 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b$$

- Calcul des étriers

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T}$$

$$6 \emptyset 6 \quad ; \quad A_t = 6 \cdot \pi \cdot \frac{(0,6)^2}{4} = 1,70 \text{ cm}^2$$

$$z = \frac{7}{8} \cdot h = \frac{7}{8} \cdot 47,5 = 41,56 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \sigma_{en}$$

$$\text{Avec } \rho_{at} = 1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{5,29}{9 \cdot 7,6} = 0,914$$

$$\sigma_{en} = 2400 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,914 \cdot 2400 = 2193,6 \text{ kgf/cm}^2$$

$$t = \frac{1,70 \cdot 41,56 \cdot 2193,6}{21996} = 7 \text{ cm}$$

La portée entre deux contreforts étant $l=3\text{m}$.

Soit la demi-portée longue de $\frac{l}{2} = \frac{3}{2} = 1,5 \text{ m}$.

Nous prévoyons donc à partir de l'appui deux intervalles de 7 cm, et continuerons de la même manière avec la suite des nombres de CAQUOT.

V.4.8 : Calcul des contreforts

Les contreforts travaillent en consoles verticales encastree dans les semelles et soumises aux efforts transmises par le rideau .

A la base du contrefort , agissent :

- La poussée due au remblai

$$P_I = \text{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \cdot \gamma_d \cdot h \cdot 1$$

$$P_I = \text{tg}^2\left(45 - \frac{26}{2}\right) \cdot 1620 \cdot 7,60 \cdot 3 = 14422 \text{ kg/m}$$

- La poussée due à la surcharge sur le remblai

$$P_2 = \text{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \cdot q \cdot 1$$

$$P_2 = \text{tg}^2\left(45 - \frac{26}{2}\right) \cdot 1000 \cdot 3 = 1171 \text{ kg/m}$$

$$P = P_I + P_2 = 14422 + 1171 = 15593 \text{ kg/m}$$

Le moment maximal sera :

$$M_{\max} = \frac{P_I \cdot h}{2} \cdot \frac{h}{3} + P_2 \cdot h \cdot \frac{h}{2} = \left(\frac{P_I}{3} + P_2\right) \frac{h^2}{2}$$

$$M_{\max} = \left(\frac{14422}{3} + 1171\right) \cdot \frac{(7,60)^2}{2} = 172654 \text{ kg.m}$$

Soit $b=200$ cm ; la largeur de la table de compression constituée par le rideau .

Et sa hauteur utile $h=345$ cm

$$\mu = \frac{15 \cdot 17265400}{1600 \cdot 200 \cdot (345)^2} = 0,0068$$

$$\alpha = 0,1119$$

$$\xi = 0,9627$$

$$k = 119$$

Soit donc , la position de l'axe neutre :

$$\bar{y} = \alpha \cdot h = 0,1119 \cdot 345 = 38,61 \text{ cm}$$

- Ferraillage

$$A = \frac{I7265400}{1600 \cdot 0,9627 \cdot 345} = 32,49 \text{ cm}^2$$

$$2 \varnothing 40 + 2 \varnothing 25 = 34,95 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_I = 1224 + 300 \cdot I = 1524 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}_a = 1600 \text{ kgf/cm}^2 = 1570 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}_a = 1570 \cdot \frac{32,49}{34,95} = 1459,5 \text{ bars}$$

$$\sigma_a < \sigma_I$$

Soit , l'effort tranchant maximal :

$$T = \frac{P_1 \cdot h}{2} + P_2 \cdot h = \left(\frac{P_1}{2} + P_2 \right) \cdot h$$

$$T = \left(\frac{14422}{2} + 1171 \right) \cdot 7,60 = 63703 \text{ kg}$$

$$\text{Soit } z = \frac{7}{8} \cdot h = \frac{7}{8} \cdot 345 = 302 \text{ cm}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{63703}{20 \cdot 302} = 10,55 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\rho_a = 1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{10,55}{9 \cdot 7,6} = 0,85$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \cdot \sigma_{en} = 0,85 \cdot 2400 = 2040 \text{ kgf/cm}^2$$

$$S = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T}$$

En proposant un écartement $S = 20\text{cm}$: (soit 5 p . m)

$$A_t = \frac{S \cdot T}{z \cdot \bar{\sigma}_{at}} = \frac{20 \cdot 63703}{302 \cdot 2040} = 2,07 \text{ cm}^2$$

Il faudra :

$$\frac{P}{\bar{\sigma}_a} = \frac{15593}{1600} = 9,75 \text{ cm}^2 \text{ d'acier /m .}$$

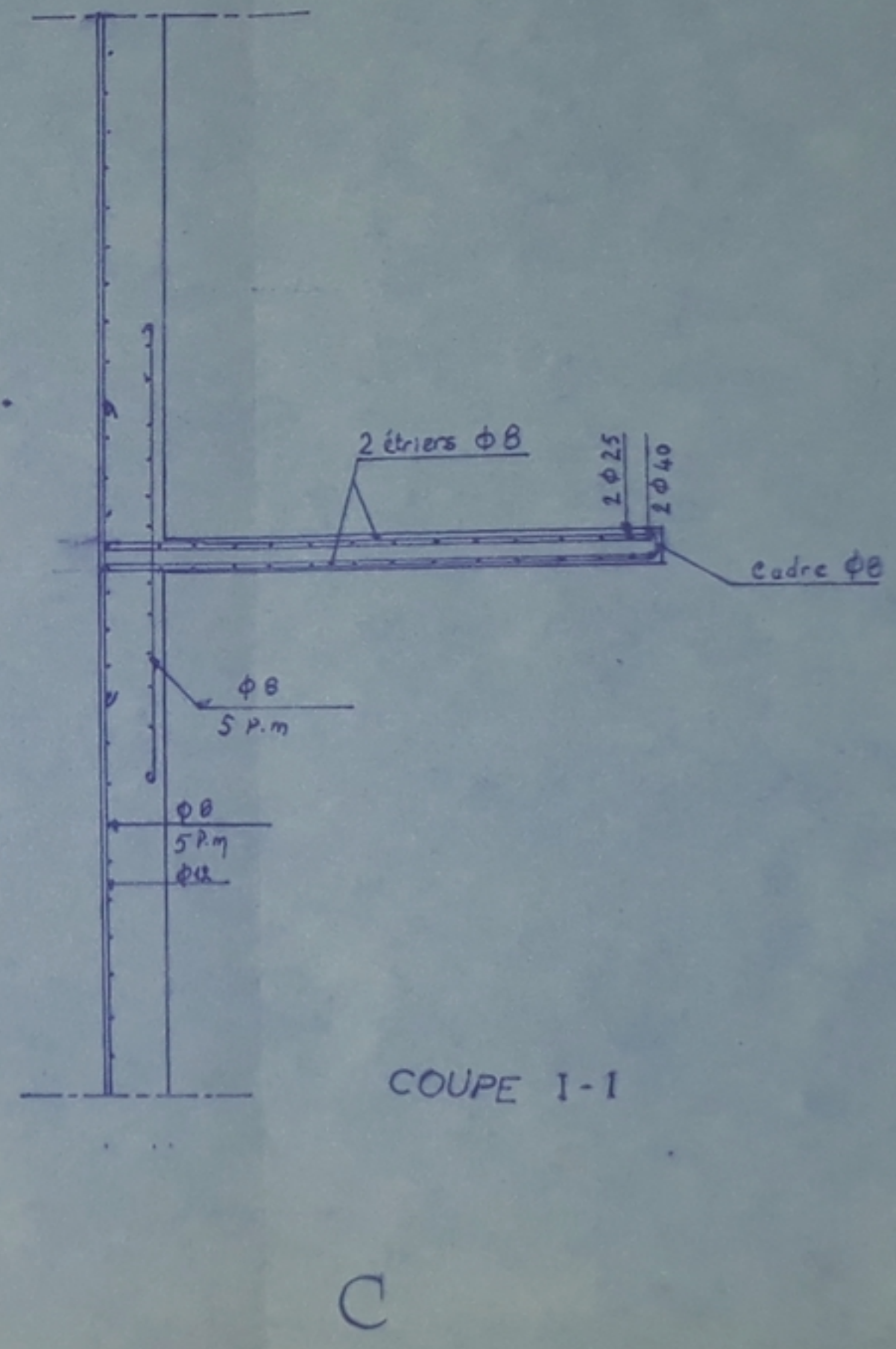
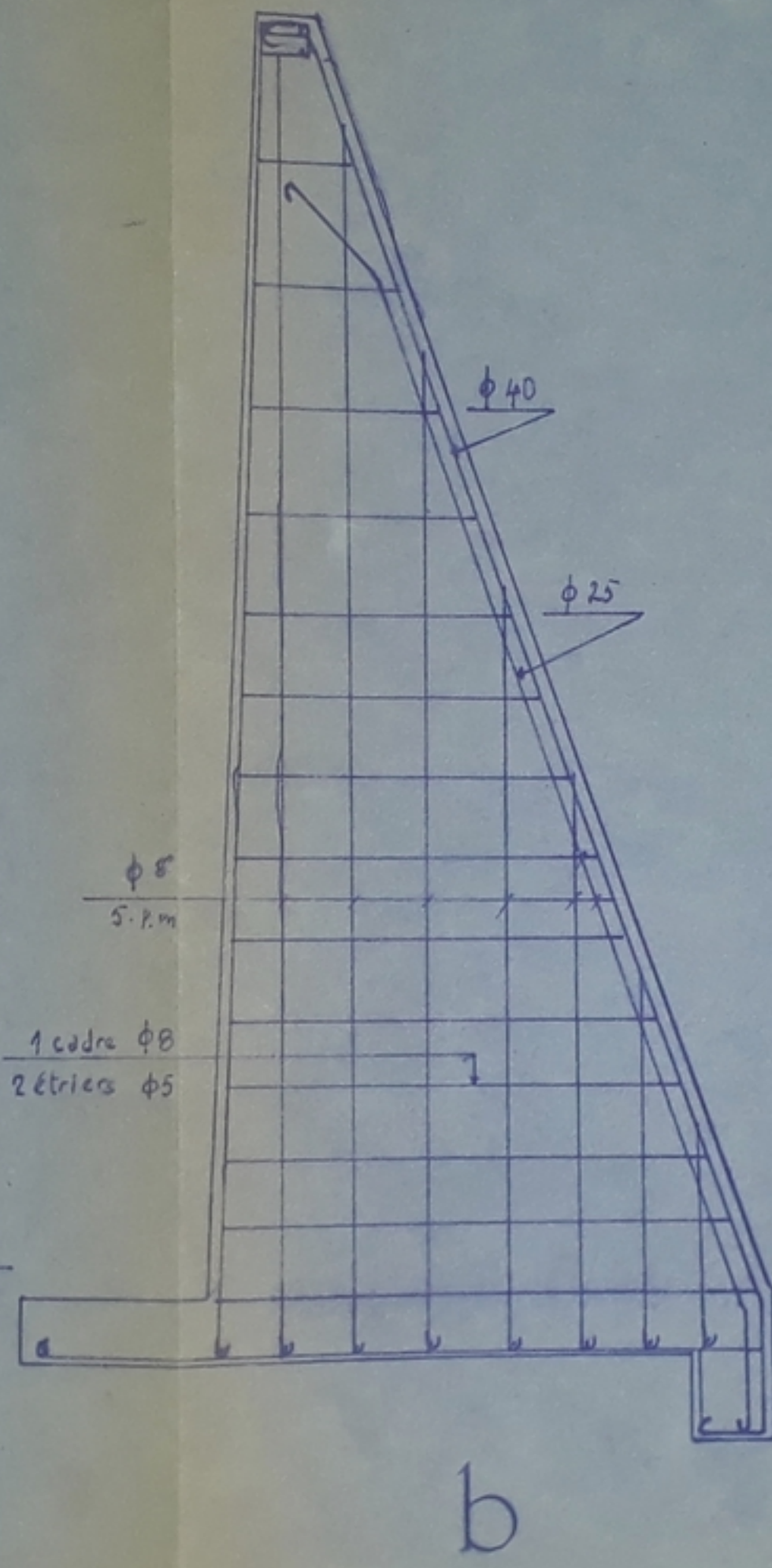
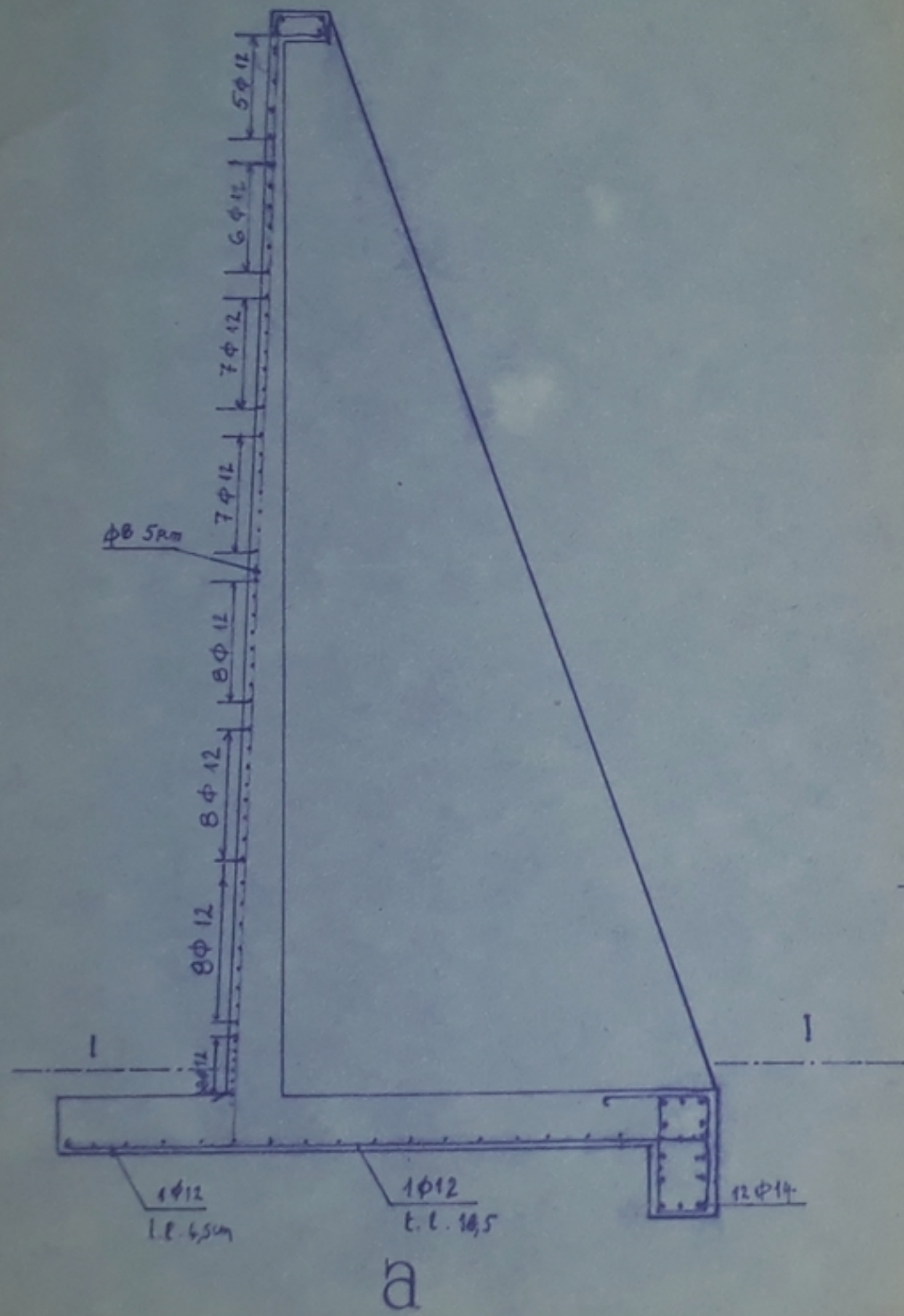
Et donc :

$$\frac{2,75}{5} = 1,95 \text{ cm}^2 \text{ par plan}$$

$$\text{Donc : } 2,07 + 1,95 = 4,02 \text{ cm}^2$$

I cadre $\emptyset 8$ et deux étriers $\emptyset 8$

On prévoira pour chaque face du contrefort des $\emptyset 8$ à raison de 5 par mètre .



fig

VI : CONCLUSION

Au terme de cette étude qui nous a été soumise dans le cadre du projet de fin d'études, nous avons tenté de cerner au mieux les différents aspects composant la conception d'une prise d'eau à l'aide d'un barrage déversoir.

A cet effet, nous avons été amenés à entreprendre une étude hydrologique, caractérisée par le recours aux modèles empiriques, vu le manque de données observées.

A la lumière des résultats obtenus des études hydrologiques et géologique, les différents ouvrages hydrauliques ont été dimensionnés afin de prévenir toute catastrophe ; Leurs stabilités étant vérifiées.

Enfin, lors de l'élaboration de cette étude, nous avons dû constater la nécessité de polyvalence de l'ingénieur hydraulicien de par la diversité des aspects composant cette étude .

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

- | | | |
|--|-------------|----------|
| - Hydrologie de l'ingénieur | REMINIERAS | Eyrolles |
| - Hydrologie de surface | ROCHE | Eyrolles |
| - Précis d'hydrologie de surface | DUBREUIL | |
| - Manuel d'hydraulique générale | LENCASTRE | Eyrolles |
| - Hydraulique | KREMENETSKI | Mir |
| - Hydraulique générale et appliquée | CARLIER | Eyrolles |
| - Barrages mobiles et prises d'eau
en rivière | BOUVARD | Eyrolles |
| - L'énergie hydraulique | GINOCCHIO | Eyrolles |
| - Momento des pertes de charge | IDEL'CIK | Eyrolles |
| - Design of small dams | | U.S.B.R |
| - Le calcul et la vérification des
ouvrages en béton armé | P. CHARON | Eyrolles |



- SONDAGE PRISE D'EAU
- SONDAGE MAP DE SOUTÈNEMENT
- - - ART DE LOUVRAGE DU PRISE

École Nationale Polytechnique

Département Hydraulique

Projet De Fin D'études

PH007/13

PRISE D'EAU SUR OUED DJEMAA

Plan D'implantation Des Sondages

Ecole Pr.:	Khanou Yacoub	Planche N°
	M. Bouayy A. Bouayy	
Dirigeant Pr.:	M. Bouayy Y. Bouayy	Echelle: 1/2000

