

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

41/80

99EX

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

«*»
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

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

SUJET

**ETUDE D'UNE ADDUCTION
VENANT DU BARRAGE CHEFFIA
VERS LA VILLE DE BOUHADJAR
(W. TAREF)**

8 PLANCHES

Proposé par :

D.H.W. TAREF

Etudié par :

SAICHI A.

BENBELKHIR E.

Dirigé par :

Mr. SALAH

Mr NAKIB

PROMOTION : JUIN 1986

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

«*»

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

«*»

الجامعة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

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

SUJET

**ETUDE D'UNE ADDUCTION
VENANT DU BARRAGE CHEFFIA
VERS LA VILLE DE BOUHADJAR
(W. TAREF)**

Proposé par :

D.H.W. TAREF

Etudié par :

SAICHI A.

BENBELKHIR E.

Dirigé par :

Mr. SALAH

Mr NAKIB

PROMOTION : JUIN 1986

-O- D E D I C A C E S -Oe
-O-O-O-O-O-O-O-O-



Je dedie ce modeste travail en signe de respect et de
connaissance :

- A ma mère et mon père qui sont à l'origine de toutes mes
promesses pour leurs soutiens dont j'ai bénéficié et qui ont tout attendu
ce jour.

- A mes frères et soeurs.

- A toute ma famille.

- A tous mes amis.

SAICHI . A

BENBELKHIR . E

-O- REMERCIEMENTS -O-
-O-O-O-O-O-O-O-

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Nous tenons à remercier :

- Monsieur KHETTAB chef du département.
- Tous les professeurs et responsables ayant contribué à notre formation,
- Nos promoteurs Mr B. SALAH et Mr NAKIB (M.A.T) pour leurs conseils durant l'élaboration du présent projet de fin d'études.
- Mr UTRYSKO et Mr THUMA chargés de cours à l'E.N.P.A pour leurs conseils.
- Mr BENGUORA ingénieur à la D.H.E.F TAREF pour son aide et ses conseils, et les responsable de cette direction.
- Mr DJAFRI et BELKORCHIA de D.H.E.F Bordj Bou Arréridj pour leurs aides matériels.

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

1^{ere} partie :

DISTRIBUTION EN EAU POTABLE DE LA VILLE DE BOUHADJAR

CHAPITRE	1	:	PRESENTATION ET GENERALITES
CHAPITRE	2	:	LES BESOINS EN EAUX
CHAPITRE	3	:	ETUDE DU RESERVOIR
CHAPITRE	4	:	RESEAU DE DISTRIBUTION

2^{eme} partie :

			<u>ETUDE DE L'ADUCTION</u>
CHAPITRE	1	:	CALCUL DE L'ADUCTION
CHAPITRE	2	:	CHOIX DES POMPES
CHAPITRE	3	:	PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE CO LE COMPSDE BELIER
CHAPITRE	4	:	AUTOMATISATION
CHAPITRE	5	:	PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA COMOSION
CHAPITRE	6	:	ROSE DE LA CONDUITE

3^{eme} partie :

ETUDE ET DIMENSIONNEMENT DE LA STAION
 DE TRAIEMENT EN EAU POTABLE

CHAPITRE	1	:	GENERALITE SUR TRAITEMENT
CHAPITRE	2	:	PRESENTATION DE L'ETUDE
CHAPITRE	3	:	CHAINE DE TRAITEMENT
CHAPITRE	4	:	DIMENSIONNEMENT
CHAPITRE	5	:	CALCUL <i>CALCUL Hydrologique</i>

PROPOS

L'expansion démographique, l'élévation du niveau de vie, le développement industriel et agricole, a engendré une demande sans cesse grandissante en eau. Dans la mesure où les ressources en eaux souterraines traditionnelles ne suffisent pas à assurer la totalité de la demande en eau potable, il devient nécessaire d'utiliser les eaux de surface.

La politique actuelle en hydraulique, consiste à mobiliser au maximum les eaux de surface, en construisant des barrages, des retenues collinaires, tout en veillant à une bonne gestion et exploitation de ces grands ouvrages

A partir de ces considérations, nous sommes menés à résoudre les problèmes posés par le captage des eaux de surface, en rivière, à partir d'un barrage réservoir, les ouvrages de transport, l'élévation et distribution des eaux, ainsi que leur traitement.

L'étude des différentes phases, du captage à la distribution, fait l'objet de notre étude, à savoir l'alimentation en eau potable de l'agglomération de BOUHADJAR à partir d'une adduction venant du barrage CHEFFIA (Oued Bounamoussa). Cette adduction transitera un débit qui alimentera les villages environnants suivants :

- Hammam SALAH
- Oued Zitoun
- Aïn-Kerma
- Zitouna.

Notre étude se divise en trois parties :

1ère partie : Distribution en eau potable de la ville de Bouhadjar ;

2ème partie : Calcul de la conduite d'adduction venant du barrage CHEFFIA à la ville Bouhadjar.

3ème partie : Etude de la station de traitement des eaux de surface pour la consommation.

Pour les villages indiqués ci-dessus, feront l'objet d'une étude ultérieure.

PRESENTATION DU BARRAGE CHEFFIA :

- Principaux indices techniques et d'exploitation du barrage CHEFFIA :

Le barrage de la CHEFFIA revêt d'une importance capitale de toute l'économie des Wilayates de ANNABA, TAREF et les unités industrielles et agricoles :

- <u>Barrage</u> :	CHEFFIA
- <u>Oued</u> :	BOUNAMOUSA
- <u>Construction</u> :	1959 - 1965
- <u>Côte maximum de la retenue</u> :	165,00 volume 171.992.000 m ³
- <u>Superficie de la retenue</u> :	9.870.000 m ²
- <u>Superficie du bassin versant</u>	575 km ²
- <u>Volume régularisé</u> :	95 millions de m ³
- <u>Pluviométrie moyenne annuelle</u> :	800.900 mm
- <u>Evaporation moyenne annuelle</u> :	8.000.000 m ³

La construction du barrage de la CHEFFIA répond à quatre grands objectifs :

- 1- Alimentation en eau potable de la ville de ANNABA, de la Daira de Bouhadjar, ainsi que les quatre centres cités dans le premier chapitre.
- 2- Alimentation des complexes industriels et en particulier la S.N.S d'El-Hajar.
- 3- Irrigation du périmètre de la Bou-Namoussa et le périmètre de la CHEFFIA.
- 4- Régularisation des crues de l'oued Bou-Namoussa et réduire les inondations vers la plaine.

Le barrage de la CHEFFIA se situe à 50 Kms de ANNABA et environ 43 km de TAREF, sur le chemin départemental n° 105 qui va de Asfour à Bouhadjar.

Le barrage de la CHEFFIA est la ressource en eau superficielle la plus importante et la plus économique, qui permet de distribuer chaque année un volume de 95 millions de m³, soit environ 80 % du débit annuel moyen de l'oued Bou-Namoussa.

La conception du barrage de la CHEFFIA est de nature classique dans sa superstructure, mais les matières utilisées possèdent des caractéristiques très en rapport avec la constitution géologique du site. C'est ainsi que le barrage est constitué par une digue de terre compactée. La longueur de la digue est de 610 mètres, hauteur 58 mètres, largeur maximum à la base 214 mètres, largeur de la crête 10 mètres.

1^{ere} PARTIE

RESEAU

DE

DISTRIBUTION

PRESENTATIONS ET GENERALITES

1.1- Présentation de la ville :

Bouhadjar chef-lieu de daïra, est situé au Sud-Est à 16 km environ du barrage CHEFFIA qui présente la ressource future d'alimentation en eau potable. Avec le nouveau découpage administratif, la ville de Bouhadjar fait partie de la Wilaya de TAREF. Elle occupe une superficie de 181 ha y compris la zone d'extension, l'activité principale du centre repose sur l'agriculture.

La nature géologique de la région est essentiellement constitué d'alternances d'argile et à la couverture végétale très dense.

1.2- Situation topographique :

En se referent sur la carte topographique, on remarque que les points les plus haut sont situés au Sud de la ville, le terrain descend graduellement du Sud vers le Nord, les côtes sont comprises entre 55 m et 180 m.

1.3- Situation climatique :

Le climat est de type méditerranéen, caractérisé par un été chaud et un hiver doux et humide.

- Température moyenne en été de 28° à 45° de Mai à Septembre ;
- Température moyenne en hiver de 15° à 25° d'Octobre à Avril ;
- Pluviométrie annuelle 800 à 900 mm/an.

1.4- Situation Hydraulique :

- Adduction : l'alimentation actuelle du centre est assuré par une source de Kaf-Erkeb dont le débit demeure très insuffisant (2,2 l/s). En plus de la source, un projet est en cours d'étude afin d'assurer une alimentation permanente du centre à partir du barrage CHEFFIA, ce projet alimentera entre autres cinq (05) centres.

- Réseau de distribution :

Le réseau de distribution actuel est du type maillé, c'est un embryon de réseau vétuste . Il couvre uniquement la partie centrale de la ville.

La périphérie est dépourvue totalement d'eau.

Les canalisations sont de faible diamètre et présentent un sous dimensionnement pour le débit futur, ce qui nous oblige à rénover la totalité du réseau.

1.5- Situation démographique :

- Population en 197715109 habitants
- Population actualisée en 198618572 habitants
- Taux d'accroissement 3,5 %
- Paramètre 150 l/j hab

- Evolution de la population :

Avec un taux d'accroissement annuel à 3,5 %, la population futue sera estimée suivant le loi des accroissements géométriques donnée par la relation des intérêts composés : $P_n = P_o (1 + t)^n$

ou

- Pn : Population pour l'horizon considéré (2006)
- Po : Population à l'année de référence (1986)
- t : taux d'accroissement de la population (3,5 %)
- n : nombre d'années séparant l'année de référence de l'horizon considéré (20 ans).

$$P_{20} = 18572 \cdot (1 + 0,035)^{20} = 36954$$

- 9 -
CHAPITRE -II-

LES BESOINS EN EAU

2.1 - Etude des besoins en eau :

2.1.1 : Besoins actuels :

$$Q_{ac} = 18572 \times 150 = 2785800 \text{ l/j} = 2785,8 \text{ m}^3/\text{j} = 32,24 \text{ l/s}$$

2.1.2 : Besoins futurs :

Généralement des réseaux d'Alimentation en Eau Potable sont soumis aux phénomènes de vieillissement ainsi qu'à d'éventuels accidents qui provoquent parfois des pertes d'eau considérables, ceci nous amène à prévoir une majoration de compensation sur le débit total journalier. Nous prenons une majoration de 15 %.

TABLEAU RECAPITULATIF
(HORIZON 2006)

<u>DESIGNATION</u> <u>DES</u> <u>RECEPTEURS</u>	<u>CONSUMMATION MOYENNE</u> <u>JOURNALIERE (m³/j)</u>
Population	5543,10
Secteur Administratif	48,00
Secteur Educatif	185,20
Secteur Préventif et Sécurité.....	83,33
Secteur Agricole	35,00
Secteur Sanitaire	16,00
Secteur Socio-Culturel et Sportif	120,50
Secteur Commercial	90,00
<u>()</u> <u>(-)</u> <u>()</u>	6121,13
PERTES DANS LES CONDUITES (majoration de 15%)	918,17
BESOINS TOTAUX	7039,30

D'où le débit moyen journalier :

$$Q_j^{\text{moy}} = 7039,30 \text{ m}^3/\text{j} = 81,47 \text{ l/s}$$

2.2: Etude des variations des débits :

Le débit exigé par les consommateurs est soumis à plusieurs variations en raison de l'irrégularité dans la consommation. Ces variations sont horaires journalières, mensuelles et annuelles.

- Les variations annuelles dépendent du niveau de vie de la population.
- Les variations mensuelles selon l'importance de la ville.
- Les variations journalières selon le jour de la semaine.
- Les variations horaires représentent la variation la plus importante aux heures de pointe.

En raison de ces variations, on applique au débit moyen des coefficients correspondants, afin d'obtenir le débit de pointe du jour le plus chargé de l'année.

2.2.1 : Coefficient de variation horaire K_o :

$$K_o = \frac{\text{consommation maximale horaire}}{\text{consommation moyenne horaire}}$$

Dans notre cas, nous avons évalué la valeur du coefficient K_o comme suit :

$$K_o = B \text{ ou } = (1,2 \div 1,4) \text{ on prend } = 1,25$$

B coefficient dépend de l'importance de la population

HABITANTS	1 000	2 500	6 000	10 000	20 000	50 000
B	2	1,6	1,4	1,3	1,2	1,15

Puisque notre population à l'horizon 2006 est comprise entre l'intervalle (20 000 ÷ 50 000) on prend $B = 1,17$ d'où $K_o = 1,25 \times 1,17 = 1,47$

2.2.2 : Coefficient de variation journalière K_j :

$$K_j = \frac{\text{consommation journalière maximale}}{\text{consommation moyenne journalière}} \text{ avec } K_j = (1,1 \div 1,3)$$

Pour les villes de moyenne importance on prend $K_j = 1,3$

2.2.3 : Coefficient de pointe K_p :

Ce coefficient est défini comme le produit entre K_o et K_j

$$K_p = K_o \times K_j$$

$$K_p = 1,47 \times 1,3 = 1,91$$

2.2.4 : Calculs des consommations journalières, maximales et le débit de pointe :

- Débit maximum journalier (débit apport Qapp)

Avec lequel sera dimensionné le réservoir et les adductions y arrivant

$$Q_{app} = Q_j^{max} = Q_j^{moy} K_j$$

où Q_j^{moy} = débit moyen journalier

- Débit de pointe :

Avec lequel sera dimensionné la conduite de distribution

$$Q_p = Q_j^{moy} K_j \cdot K_o$$

$$Q_p = Q_j^{moy} K_p$$

Année	Débit moyen journalier Q_j^{moy} (m ³ /j)	K_j	Débit maximum journalier Q_j^{max} (m ³ /j)	K_o	Débit de pointe Q_p (m ³ /j)
2006	7039,30	1,3	9161,09	1,47	13452,10

$$Q_{app} = 9161,09 \text{ m}^3/\text{j} = 381,29 \text{ m}^3/\text{h} = 105,92 \text{ l/s}$$

$$Q_p = 13452,10 \text{ m}^3/\text{j} = 560,5 \text{ m}^3/\text{h} = 155,7 \text{ l/s}$$

RESERVOIRS

3.1- Rôle et utilité des réservoirs :

Le réservoir a pour rôle de :

- Régulariser le fonctionnement de la station de pompage, la pompe refoule à une hauteur constante donc à débit constant et non sujette à des variations d'où une simplification de l'exploitation :
- Donner aux heures de pointe les débits maximaux demandés ;
- Régulariser la pression dans le réseau de distribution ;
- Combattre efficacement les incendies ;
- Maintenir l'eau à l'abri des contaminations et la préserver contre les fortes variations de température.

3.2- Principe de fonctionnement :

La régularisation des débits (demande et apport) est basée sur les faits suivants :

- Les installations et accessoires d'adduction permettent d'amener l'eau avec une régularité importante (charges et débits presque constants)
- Pour l'harmonisation des deux régimes (adduction - distribution), le réservoir permet pendant les heures de faible consommation de stocker les différences des débits (adduction - distribution) "superflue" et sera en mesure de répondre pendant les heures de consommation maximum (heure de pointe).

3.3 : Implantation du réservoir :

L'implantation du réservoir tient compte du relief permettant d'obtenir des dépenses minimales des frais d'investissements et d'exploitation, donc on est amené à tenir compte des facteurs suivants :

- Le point le plus bas à alimenter ;
- La hauteur du plus haut bâtiment ;
- Les pertes de charge à partir du réservoir jusqu'au point le plus défavorable de la ville ;
- L'état du relief de la ville favorise la construction d'un réservoir sur sol qui a les propriétés technico-économiques suivantes :
- La simplicité qu'il offre pour la réalisation du coffrage ;
- Pas de risque de basculement ;
- Etanchéité plus facile à réaliser.

3.4 : Capacité du réservoir :

La capacité du réservoir doit être déterminée en tenant compte des variations du débit à l'entrée comme à la sortie, le découpage en tranches horaires pendant lequel le débit reste constant se fait à l'aide des coefficients horaires (aR %), ces coefficients varient suivant l'importance de la population.

$$\Delta V_t = | \Delta V_{\max}^+ | + | \Delta V_{\max}^- | + V_{ri}$$

ΔV_{\max}^+ : accès pendant les différentes heures de la journée ;

ΔV_{\max}^- : déficits pendant les différentes heures de la journée

V_{ri} : Volume de la réserve d'incendie prise à 120 m³, c'est à dire le volume nécessaire pour une durée d'extinction de deux (02) heures ;

$$\text{Volume consommé} = \text{Volume d'apport} \times \frac{ah+24}{100}$$

Les différents calculs seront reportés aux tableaux :

3.5 : Dimensionnement du réservoir :

La hauteur d'eau dans le réservoir prise à six (06) mètres.

On projette deux (02) réservoirs jumelés de forme circulaire d'un volume de 1000 m³ chacun, d'où on a :

$$D_1 = D_2 = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{\pi H}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 1000}{3,14 \cdot 6}} = 14,57$$

on prend $\boxed{D_1 = D_2 = 15 \text{ m}}$

3.6 : Détermination de la côte du radier du réservoir :

$$C_R = C_t + H + H_{wi} + P's + H_{we}$$

Dans laquelle :

- C_R : côte du radier du réservoir
- C_t : côte du terrain au point le plus élevé
- H : hauteur tenant compte du nombre d'étages (R+4)
- H_{wi} : pertes de charges intérieur du réseau estimées à 3 m
- $P's$: colonne d'eau supplémentaire tenant compte des chauffes-eaux et autre appareil utilisant l'eau.
- H_{we} : représente une surélévation à donner au réservoir comme sécurité pour tenir compte des pertes de charges et extension.

Tableau de calcul de la capacité du réservoir
Horizon 2006

Heures	Coef Q_h	Volumens (m^3)		Volumens cumulés (m^3)		Différence de Volume (m^3)	
		$Q_{\Delta t}$	$Q_{0,1,2,3,4,5}$	Apport	Consommation	$\Delta V+$	$\Delta V-$
0-1	1,50	381,29	137,264	381,29	137,264	244,025	
1-2	1,50	"	137,264	762,58	274,528	488,051	
2-3	1,50	"	137,264	1143,87	411,793	732,076	
3-4	1,50	"	137,264	1525,16	549,057	976,102	
4-5	2,50	"	228,774	1906,45	777,831	1128,618	
5-6	3,50	"	320,283	2287,74	1098,115	1189,624	
6-7	4,50	"	411,793	2669,03	1509,908	1159,121	
7-8	5,50	"	503,302	3050,32	2013,211	1037,108	
8-9	6,25	"	571,935	3431,61	2585,146	846,463	
9-10	6,25	"	571,935	3912,90	3157,081	655,818	
10-11	6,25	"	571,935	4194,19	3729,016	465,173	
11-12	6,25	"	571,935	4575,47	4300,951	274,528	
12-13	5,00	"	457,548	4956,77	4758,499	198,270	
13-14	5,00	"	457,548	5338,06	5216,047	122,012	
14-15	5,50	"	503,302	5719,35	5719,349	0,000	
15-16	6,00	"	549,057	6100,64	6268,407		167,767
16-17	6,00	"	549,057	6481,93	6817,465		335,535
17-18	5,50	"	503,302	6963,22	7320,767		457,547
18-19	5,00	"	457,548	7244,51	7778,315		533,805
19-20	4,50	"	411,793	7625,80	8190,109		564,309
20-21	4,00	"	366,038	8007,09	8556,147		549,057
21-22	3,00	"	274,528	8388,38	8830,676		442,296
22-23	2,00	"	183,019	8769,67	9013,695		244,025
23-24	1,50	"	137,264	9150,96	9150,959		0,000

$$V_T = |\Delta V+| + |\Delta V-| = 1189,624 + 564,309 = 1753,930 \text{ m}^3$$

$$\underline{\underline{V_T = 2000 \text{ m}^3}}$$

- Ct = 178,58 m
- H = 15 m
- Hwi = 3 m
- Ps = 3 m

On obtient la côte du radier approximative :

$$CR = 178,58 + 15 + 3 + 3 = 199,58 \text{ m}$$

on prend Hwe = 1,42 m d'où $CR = 201 \text{ m}$

La longueur de la conduite maitresse de distribution sera égale à 270 M.

3.6.1 : Détermination du gradient de pertes de charge dans la conduite de distribution :

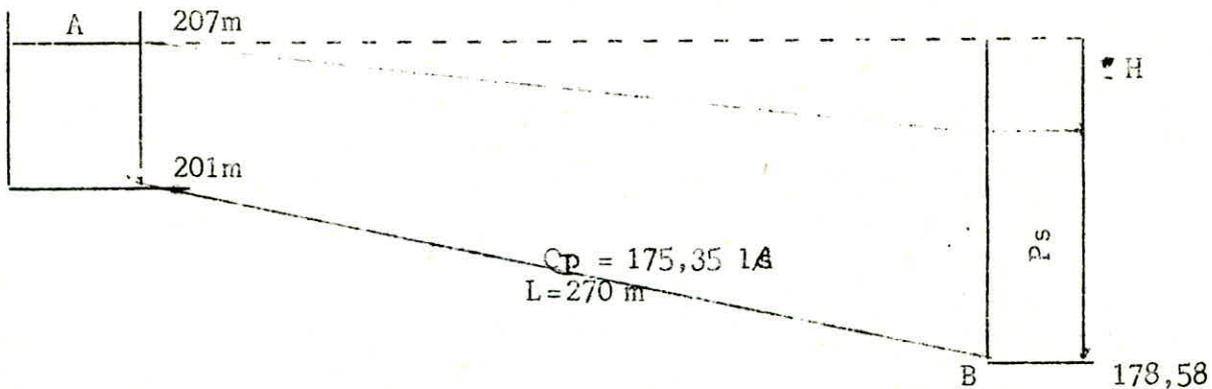


fig -1-

La conduite reliant le réservoir (A) et le point de jonction avec le réseau n'effectue aucun service en route, la résolution du problème est celle donnée pour l'adduction gravitaire, en tenant compte qu'il faut avoir une pression au sol suffisante pour l'alimentation des usagers.

La conduite AB, doit véhiculé un débit de 175,35 l/s, issue d'un réservoir A, et qui se raccorde en B sur le réseau de distribution proprement dit.

La côte de départ est égale à 207 m ; en B se trouve à l'altitude 178,35 m.

La pression au sol imposée et au voisinage de 30,0 m d'eau.

- Etude de la rugosité :

Suivant l'abaque de Peter Amont : $E = E_0 + \lambda \cdot t$

où E_0 : rugosité absolue à l'état neuf ($E_0 = 10^{-4}$) pour les conduites en acier.

t : durée de vie de la conduite (t = 30 ans)

λ : 0,06 pour l'eau d'agressivité modéré

d'où l'on tire : $E = 0,1 + 0,06 \cdot 30 = 1,9 \text{ mm} = 2 \cdot 10^{-3} \text{ m}$

$$E = 2 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

D'après les tables de COLEBROOK (voir Dupont T.II p368 et 461), nous trouvons :

- 1)- pour \varnothing 400 $J=0,007567$ $V = 1,4 \text{ m/s}$
2)- pour \varnothing 450 $J= 0,004008$ $V = 1,1 \text{ m/s}$

Dans le premier cas : $\Delta H = J.L = 0,007567.270 = 2,04309 \text{ m}$

La pression au sol au point B : $(207 - 2,04309) - 178,58 = 26,38 \text{ m}$

Dans le deuxième cas : $\Delta H = J.L = 0,004008.270 = 1,08216 \text{ m}$

La pression au sol au point B : $(207 - 1,08216) - 178,58 = 27,34$

En conséquence, pour satisfaire la condition de pression en B, on prévoit une canalisation de 0,450 m de diamètre intérieur.

3.7 : Equipement du réservoir :

3.7.1 : Adduction :

L'arrivée de l'eau dans le réservoir s'effectue par surverse, arrivée noyée, pour préserver l'équilibre carbonique de l'eau et empêcher la précipitation du calcium. Néanmoins cette solution présente un inconvénient qui est celui du vidange par siphonnage lors d'un accident sur l'adduction.

On prévoit donc, à cet effet un clapet anti-retour.

3.7.2 : Distribution :

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0,2 m au dessus du radier du réservoir pour éviter l'introduction des boues et des sables dans la conduite de distribution qui pourraient éventuellement se décanter dans la cuve.

La conduite qui part du réservoir sera muni d'une vanne papillon automatique pour isoler le réservoir afin d'éviter les inondations.

3.7.3 : Trop-plein :

Cette conduite est destinée à évacuer la totalité du débit arrivant au réservoir, lorsque le niveau dans celui-ci atteint le niveau maximal, sa section transversale sera disposée selon un horizontal situé à une distance h au dessous du niveau maximal qui peut être atteint dans la cuve du réservoir. Elle est muni au départ d'un envasement en forme de tronc dont la plus grande circonférence de rayon R formera un déversoir à seuil circulaire pour le passage du débit Q sous une hauteur h. Dans ce cas le débit évacué sera donné par la relation : $Q = 27,828 u.R.h^{3/2}$ (voir Lencastre p 171 et 388 - Manuel Hydraulique général)

où u : coefficient du débit
R : rayon à l'entrée du cône
h : hauteur de la lame déversante

h/R	0,20	0,25	0,30	0,40	0,50
u	0,415	0,414	0,410	0,404	0,393

La conduite de trop plein débouchera dans un exutoire voisin. Pour éviter toute pollution où l'introduction des corps nocifs dans le réservoir, on aménage un siphon trop plein qui pourra maintenir constamment une partie de cette canalisation pleine.

3.7.4 : Vidange :

Le vidange est indispensable pour l'entretien du réservoir, nettoyage, réparation, etc ...

A cet effet, on prévoit une conduite de vidange par le point bas du réservoir qui se raccorde sur la canalisation de top plein, et comportant un robinet vanne.

3.7.5 : Matérialisation de la réserve d'incendie :

La surveillance du plan d'eau dans le réservoir ne peut être assuré par le personnel à demeure ce qui est pour la plupart des cas pour les installations moyennement automatisées, nous avons adopté un dispositif spécial (EVENT) pour éviter dans le cas d'un soutirage intensif, l'utilisation de cette réserve pour la distribution de cette réserve pour la distribution normale.

CHAPITRE IV

RESEAU DE DISTRIBUTION

Le reseau de distribution de la ville BARHADJAR sera de type maillé suivant les entre croisements des rontes, le reseau comportera treize (13) mailles.

1.1 - DETERMINATION DU DEBIT DE SOUTIRAGE

En premier lieu on calcul la superficie desservie par chaque noeud en utilisant la méthode des médiatrice, celle-CI CONSISTE à TRACER LES médiatrices des tronçons des conduites constituant le reseau-

Connaissant la dotation spécifique, on determine le débit soutiré par chaque noeud : $Q_i = q_i \cdot N_i \cdot K_p$

ou K_p = Coefficient de pointe

q_i : débit spécifique.

$$q_i = \frac{Q_{moy} \cdot J}{N}$$

N_i : population dans la zone desservie par le noeud $N_i = S_{ixd}$

d : densité $d = \frac{N}{S}$

N : population totale.

4.2 - CALCUL DU RESEAU MAILLE.

Le calcul se fait par la méthode de HARDY-CROSS, en se basant sur les lois de KIRCHOFF appliqués à l'hydraulique.

- Première loi (equation de continnité) :

la somme des débits qui aboutissent à un noeud est égal à la somme des débits qui en sortent

- Deuscième loi (équation des pertes de change) :

la somme de P.D.C est nulle le long d'un contour d'une maille du reseau.

PRINCIPE DE LA METHODE DE HARDY-CROSS

On fisce dans chaque maille une répartition qu'posée des débits ainsi qu'un sens supposé découlement de manière à satisfaire la première loi ;

ON calcul les pertes de charges dans chaque tronçon de la maille, en utilisant la formule de DARCY-WEITSBACK ;

$$DH_t = DH_l + DH_s$$

$$DH_l = J \cdot LG = \frac{F \cdot V^2}{20 \cdot Dh} \cdot LG$$

.../...

Les pertes de charges singulière (DHs) sont destinées à 15% des pertes de charges linaires (DHl) -

$$DH_s = 0,15 DH_l = 0,15 \frac{FV^2}{2g D} LG$$

$$DH_t = DH_l + DH_s = \frac{FV^2}{2g D} LG + 0,15 \frac{FV^2}{2g D} LG = 1,15 \frac{FV^2}{2g D} LG$$

$$\text{SOIT : } Q = VA = V \frac{\pi D^2}{4} V^2 = \frac{16 Q^2}{\pi^2 D^5}$$

$$\text{D'où } DH_t = 1,15 f \frac{8Q^2}{g \pi^2 D^5} LG$$

$$\text{posons le } = Lg 1,15$$

$$DH_t = 8 Le \frac{FQ^2}{g \pi^2 D^5} = rQ^2$$

ou r : resistance de la conduite

F : coefficient de frottement, avec $f = 10^{-3} m$

LA

La deuxième loi se traduit par l'égalité suivante :

$$DH_i = r_i Q_i^2 = 0$$

Si elle n'est pas vérifiée à la première fois, on corrigera la répartition des débits jusqu'à satisfaire cette loi

Determination du débit correctif :

$$Q_1 = Q_0 + \Delta Q$$

Q_1 : debit corrigé

Q_0 : debit supposé

ΔQ : Débit correctif

$$DH = rQ_1^2 = r (Q_0 + \Delta Q)^2 = 0$$

$$r (Q_0 + \Delta Q)^2 = r (Q_0^2 + 2\Delta Q Q_0 + \Delta Q^2) = 0$$

$$\Delta Q \text{ petit } \rightarrow \Delta Q^2 = 0$$

$$\text{d'ou } \Delta Q = - \frac{rQ_0^2}{2r Q_0}$$

Determination des debits soutirés
aux noeuds

N° des noeuds	N° des mailles	Surfaces desservie (ha)	population dans la zone hab	consommation par noeud m ³ /j	Débits soutirés aux noeuds l/s
1	I	1,82	371	70,67	1,56
2	II . V	4,35	887	168,96	3,73
3	I . IV . V	3,10	632	120,38	2,66
4	I . II . IV	6,12	1249	237,92	5,26
5	I . II	6,37	1299	274,44	5,49
6	II	2,11	430	81,91	1,83
7	II	6,34	1293	246,30	5,41
8	II . III	8,14	1660	316,21	6,99
9	II . III . IV	4,67	952	181,34	4,01
10	III	4,68	954	181,72	4,02
11	III . VII	2,28	465	88,57	1,96
12	III . IV . VII	5,60	1142	217,53	4,81
13	III . V . VI	5,53	1128	214,87	4,76
14	IV . V . VI	7,03	1433	272,97	6,04
15	IV . V	8,32	1696	323,07	7,17
16	V . VI . VIII	5,79	1181	224,96	4,98
17	V . VIII	5,15	1050	200,01	4,43
18	V	4,57	932	177,53	3,93

Nota : - consommation spécifiques = 190,50 l/j/hab
- densité = 203,90 hab/ha

calcul du réseau maillé et des

Pressions au sol

côte du radier = 201m

N° d'ind.	Maille adj.	x,y	N° de Tronçons	D (mm)	Lg (m)	Q (l/s)	Q _{cori} (l/s)	ΔQ / ΣΔH	ΔH (m)	Cote du T.N		Cote piezo		Pression au Sol (m)
										amont	aval	amont	aval	
I	1	1;0	1-5	300	262,0	77,07	78,622	-0,0037 ΣΔH	1,769	178,58	146,57	205,92	207,69	61,12
	2	1;2	5-4	200	191,0	35,79	39,745		2,813	146,57	115,34	207,69	210,50	95,16
	3I	1;4	4-3	200	250,0	27,68	-25,42		-1,518	115,34	142,02	210,50	208,98	96,96
	4	1;5	3-2	250	313,0	-50,34	-48,709		-2,129	112,02	144,25	208,98	206,86	62,61
	5	1;8	2-1	300	148,0	-77,07	-75,518		-0,921	144,25	178,58	206,86	205,93	27,35
II	6	2;0	5-6	200	229,0	35,79	33,387	-0,0033 ΣΔH	2,389	146,57	155,06	207,69	210,08	55,02
	7	2;0	6-7	200	226,0	33,96	31,557		2,108	155,06	121,57	210,08	212,19	90,62
	8II	2;0	7-8	200	181,0	28,55	26,147		1,163	121,57	113,13	212,19	213,35	100,22
	9	2;3	8-9	200	256,0	-25,00	-24,013		-1,39	113,13	99,97	213,35	211,96	111,99
	10	2;4	9-4	250	140,0	-58,21	-59,906		-1,438	99,97	115,34	211,96	210,52	95,16
	11	2;1	4-5	200	191,0	-35,79	-39,746		-2,814	115,34	146,57	210,52	207,71	61,12
III	12	3;2	9-8	200	256,0	25,00	24,012	-0,0058 ΣΔH	1,389	99,97	113,13	211,96	213,35	100,22
	13	3;0	8-10	250	311,0	46,56	43,169		1,991	113,13	82,01	213,35	215,34	133,33
	14III	3;0	10-11	250	278,0	42,54	39,149		1,229	82,01	75,62	215,34	216,57	140,95
	15	3;7	11-12	150	123,0	18,58	13,464		0,967	75,62	83,60	216,57	217,54	133,94
	16	3;6	12-13	100	239,0	-9,00	-6,584		-0,914	83,60	92,35	217,54	216,62	124,27
	17	3;4	13-9	200	165,0	-29,2	-31,883		-4,668	92,35	99,97	216,62	211,96	111,99
	IV	18	4;2	4-9	250	140,0	58,21		59,905	-0,0049 ΣΔH	1,437	115,34	99,97	210,52
19		4;3	9-13	200	165,0	29,2	31,882	4,667	99,97		92,35	211,96	216,62	124,27
20IV		4;6	13-14	150	208,0	15,44	20,538	3,758	92,35		84,87	216,62	220,38	135,51
21IV		4;5	14-15	150	264,0	-12,85	-13,479	-2,071	84,87		88,50	220,38	218,31	129,81
22		4;5	15-3	150	336,0	-20	-20,629	-6,136	88,50		112,02	218,31	208,98	96,96
23		4;1	3-4	200	250,0	27,68	25,419	1,517	112,02		115,34	208,98	210,50	95,16
V		24	5;1	2-3	250	313,0	50,34	48,708	-0,0037 ΣΔH		2,128	144,25	112,02	206,86
	25	5;4	3-15	150	336,0	20,0	20,628	6,135		112,02	88,50	208,98	218,31	129,81
	26V	5;4	15-14	150	264,0	12,85	13,478	2,070		88,50	84,87	218,31	220,38	135,51
	27	5;6	14-16	200	123,0	22,25	27,977	0,898		84,87	83,50	220,38	221,28	137,78
	28	5;8	16-17	100	294,0	-4,64	-1,775	-0,363		83,50	81,06	221,28	220,92	139,86
	29	5;0	17-18	150	596,0	-19,07	-19,149	-9,374		81,06	110,34	220,92	211,54	101,2
	30	5;0	18-2	200	284,0	-23	-23,079	-4,68		110,34	144,25	211,54	206,86	62,61
VI	31	6;3	13-12	100	239,0	9	6,583	-0,0086 ΣΔH	9,314	92,35	83,60	216,62	217,54	133,94
	32	6;7	12-20	200	196,0	22,77	15,238		0,434	83,60	75,90	217,54	217,97	142,07
	33	6;7	20-19	150	223,0	18,82	11,288		4,08	75,90	81,60	217,97	222,05	140,45
	34	6;8	19-16	200	134,0	-21,91	-24,772		-0,769	81,60	83,50	222,05	221,28	137,78
	35	6;5	16-14	200	123,0	-22,25	-27,978		-0,899	83,50	84,87	221,28	220,38	135,51
	36	6;4	14-13	150	208,0	-15,44	-20,539		-3,759	84,87	92,35	220,38	216,62	124,27

-23-
calcul du réseau maille' et des pressions au sol (suite)

N° indic	Maille adja	x, y	N° de Tronç	D (mm)	Lg (m)	Q (l/s)	Q _{arr} (l/s)	ΔH (m)	Δφ ΣΔH	côte du T.N		côte piezomé (m)		Pression au sol
										amont	aval	amont	aval	
VII	37 III	7,3	12-11	150	123	-18,58	-13,465	-0,968	-0,042 0,046	83,60	75,62	217,54	216,57	-140,95
	38	7,0	11-21	200	498	22	23,725	5,432		75,62	60,44	216,57	222,00	161,56
	39	7,0	21-22	150	152	16,27	17,995	2,729		60,44	64,88	222,00	224,13	159,25
	40 X	7,10	22-23	150	187	-13	-7,191	-0,424		64,88	74,98	224,13	223,91	148,73
	41 IX	7,9	23-19	200	254	-28	-26,389	-1,657		74,98	81,60	223,71	222,05	140,45
	42 VI	7,6	19-20	150	223	-18,82	-11,289	-4,08		81,60	75,60	222,05	217,97	142,37
	43 VII	7,6	20-12	200	196	-22,77	-15,239	-0,435		75,60	83,60	217,97	217,54	133,94
VIII	44 VI	8,6	16-19	200	134	21,91	24,771	0,768	-0,030 0,148	83,50	81,60	221,28	222,05	140,45
	45 IX	8,9	19-24	100	587	8,54	5,48	6,49		81,60	64,46	222,05	228,54	164,08
	46	8,0	24-25	100	408	-2,58	-5,525	-4,432		64,46	81,06	228,54	223,91	142,85
	47	8,0	25-17	150	414	-10	-12,945	-2,992		81,08	81,06	223,91	220,92	139,86
	48 V	8,6	17-16	100	294	4,64	1,774	0,362		81,06	83,50	220,92	221,28	137,78
IX	49 VII	9,7	19-23	200	254	28	26,388	1,656	-0,025 0,111	81,60	74,98	222,05	223,71	148,73
	50 X	9,10	23-27	150	118	10,84	11,038	1,152		74,98	72,43	223,71	224,86	152,43
	51 XI	9,11	27-26	100	419	2,91	5,066	3,76		72,43	67,79	224,86	228,62	160,83
	52 XIII	9,13	26-24	100	312	-2	-0,791	-0,079		67,79	64,46	228,62	228,54	164,08
	53 VIII	9,8	24-19	100	587	-8,54	-5,481	-6,49		64,46	81,60	228,54	222,05	140,45
X	54 VII	10,7	23-22	150	187	13	7,19	0,424	-0,027 0,039	74,98	64,88	223,71	224,13	159,25
	55	10,0	22-30	200	363	23,76	19,676	1,329		64,88	61,09	224,13	225,46	164,37
	56	10,0	30-29	150	134	19,25	15,166	1,301		61,09	68,84	225,46	226,76	157,92
	57 XII	10,12	29-28	100	28	4	4,046	0,174		68,84	70,16	226,76	226,93	156,77
	58 XI	10,11	28-27	100	215	-3	-5,042	-2,072		70,16	72,43	226,93	224,86	152,43
	59 IX	10,90	27-23	150	118	-10,84	-15,039	-1,153		72,43	74,98	224,86	223,71	142,73
XI	60 V	11,10	27-28	100	215	3	5,041	2,071	-0,043 0,187	72,43	70,16	224,86	226,93	156,77
	61 XII	11,12	28-33	100	447	2,15	4,238	3,075		70,16	75,70	226,93	230,01	154,31
	62	11,00	33-34	100	119	2,09	0,048	-0,45		75,70	68,15	230,01	229,56	161,41
	63 XIII	11,13	34-26	100	187	-2,72	-3,668	-0,939		68,15	67,79	229,56	228,62	160,83
	64 IX	11,90	26-27	100	419	-2,91	-5,067	-3,76		67,79	72,43	228,62	224,86	152,43
XII	65 X	12,10	28-29	100	28	-4	-4,047	-0,175	-0,017 0,044	70,16	68,84	226,93	226,76	157,92
	66	12,0	29-31	150	176	12,3	8,169	0,516		68,84	74,65	226,76	227,28	152,63
	67	12,0	31-32	100	369	8,53	4,399	2,67		74,65	96,00	227,28	229,95	133,95
	68	12,0	32-33	100	183	3,23	-0,901	0,059		96,00	75,70	229,95	230,01	154,31
	69 XI	12,11	33-28	100	447	-2,15	-4,239	-3,076		75,70	70,16	230,01	226,93	156,77
XIII	70 IX	13,9	24-26	100	312	2	0,791	0,078	-0,010 0,025	64,46	67,79	228,54	228,62	160,83
	71 XI	13,11	26-34	100	187	2,72	3,667	0,938		67,79	68,15	228,62	229,56	161,41
	72	13,0	34-35	80	430	1,84	0,746	0,299		68,15	60,26	229,56	229,86	169,60
	73	13,0	35-24	80	149	-1,58	-2,674	-1,319		60,26	64,46	229,86	228,54	164,08

4.3 - CALCULS DES PRESSIONS AU SOL :

La pression en chaque noeud est déterminée à partir de la cote piézométrique du noeud précédant en retranchant :

- Les pertes de charges qui se produisent le long de la conduite
- La cote du terrain au noeud considéré

La pression maximale est de 6 bars et la minimale est de 1 bar

Détermination en premier lieu de la cote piézométrique au point de fonction du réseau $C_{p1} = C_R - DH_{r-1}$

où C_r : cote du radier

C_{p1} : cote piézométrique au point de fonction

DH_{r-1} : P.D.C totale dans la conduite

donc $P_i = CP_i - C_{ti}$

4.4 - PRINCIPAUX ORGANES ET ACCESSOIRES DU RESEAU :

- Le réseau sera constitué de tuyaux en P.V.C, ils peuvent supporter une pression de 16 bars -
- Robinets vannes sont disposés à chaque noeud du réseau -
- Ventouses, permettent l'évacuation d'air contenu dans les conduites -
- Robinets de décharge pour l'entretien de la conduite et l'évacuation des dépôts -
- Bronches de lavage, pour les canalisations et les rues -
- Bronches d'incendie, seront installées sur des canalisations capables de fournir un débit minimal de 17L/S, ils doivent être espacés de 200 à 400m
- Cônes de réduction pour le raccordement des conduites présentant des diamètres différents -
- Les tés à 2 ou 3 emboitements, qui permette la prise des canalisations secondaires -
- Les coudes pour les changements de direction.

2^{ème} PARTIE

ETUDE

DE

L'ADDUCTION

C H A P I T R E I :

Calcul d'une adduction d'une conduite forcée.

Le tracé de l'adduction dépend du type du relief topographique de la région et des critères techniques. Pour notre étude, l'adduction suivra l'accôté de la route nationale N°105. Elle se divise en quatre étapes :

- Adduction par refoulement de la prise d'eau du barrage (flottante) en réservoir de régulation sur une distance de 1430m, dont 280m conduite locustre.

- A la sortie de la station de traitement, l'écoulement est gravitaire jusqu'à la boche de reprise N°1, sur une distance de 7600m.

- Adduction par refoulement de la reprise N°1 à la boche d'accumulation N°1, sur une distance de 5900m.

- De la boche d'accumulation N°1 au réservoir d'accumulation N°2 de la ville de Bouhadjar, l'écoulement est gravitaire, sur une distance de 3395m.

1.1. Débits d'apports des agglomérations :

Comme à été signalé au début de l'étude, notre conduite d'adduction transitera un débits d'apport commun pour les cinq (5) agglomérations, de la prise d'eau venant du barrage jusqu'à la boche d'accumulation N°1. A partir de cette boche, l'adduction se répartie en trois directions, pour l'étude ultérieure, cette boche alimentera Hamman Ben Salah, Oued Zitoun gravitairement ; pour Ain Kerna , on proposera une boche d'aspiration pour le refoulement, elle sera implanté au voisinage de la boche d'accumulation N°1, celle-ci alimentera la boche d'aspiration gravitairement (Voir Schéma de situation).

Pour notre cas; nous nous penchons uniquement à l'addction reliant la boche d'accumulation N°1 au réservoir d'accumulation N°2 de la ville de Bouhadjar.

$$Q_{app} = Q_j^{noy} \times K_j$$

Où Q_j^{noy} : débit moyen journalier.

K_j ; coefficient de variation journalière entre 1,1 et 1,3 on prend $K_j=1,3$.

En raison des pertes d'eau dans le réseau, on majore à 15%

$$Q_j^{\text{moy}} = N \times D + 0,15 (NXD)$$

On N : nombre d'habitants

D : Dotation (l/j/hab).

Les calculs sont résumés dans le tableau suivant (Horizon-2006) :

!!V i l l e s	! Population	! Dotation	! Débit moyen	! Débit
!	!	! l/j/hab	! journalier	! d'apport!
!	!	!	! (m ³ /j)	! (m ³ /j)!
! Bouhdjar	! 36 954	! 150	! 7 039,39	! 9 151,09!
! Hammam Ben Salah	! 8 600	! 120	! 1 186,80	! 1 542,84!
! Oued Zitoun	! 7 800	! 120	! 1 076,40	! 1 399,32!
! Aïn - Karma	! 15 500	! 150	! 2 673,75	! 3 475,37!
! Zitouna	! 9 600	! 120	! 1 324,80	! 1 722,24!
!	!	!	!	!
!	!	!	! T T O T A L	! 17 291,36!
!	!	!	!	!
!	!	!	!	!

Débit d'apport total est évalué à : $Q_{\text{appt}} = 17\,291,36 \text{ m}^3/\text{j} = 0,2 \text{ m}^3/\text{s} = 200 \text{ l/s}$.

Pour notre agglomération (Bouhadjar) son débit d'apport (Voir 1ère partie réseaux de distribution) :

$$Q_{\text{app}} = 9151,09 \text{ m}^3/\text{j} = 0,106 \text{ M}^3/\text{s} = 106 \text{ l/s}$$

La différence est utilisée pour autre destination qui n'est pas prise en considération dans nos calculs.

Avec le débit d'apport $Q_{\text{app}} = 0,106 \text{ m}^3/\text{s}$, on dimensionnera la conduite reliant la bouche d'accumulation N°1 et le réservoir d'accumulation N°2 de la ville de Bouhadjar.

1.2. Prise d'eau flottante :

Les groupes électropompes sont montées sur un ponton maintenu au large à 280m de la ligne des plus hautes eaux.

Le ponton est constitué de flotteurs en tubes d'acier inoxydable remplis de mousse de polyuréthane. Il est amarré par filins en acier, d'une part à deux massifs de béton échoués au fond de la retenue et d'autre part à un massif d'ancrage implanté sur le berge. Si ces deux dernier amarrage est fixe, les deux premier sont mobiles, les filins étant ^{enroulés} sur des tombons solidaires du ponton qui permettent l'allongement ou le raccourcissement de la longueur des filins d'amarrage en fonction de la côte du plan d'eau de la retenue. Le système de rappel est complété par des contre-poids.

Les conduites de refoulement sont entretoisés et maintenues en surface par des flotteurs en bois sur leur tronçon lacustreet enterrées sur leur tronçon terrestre.

Les conduites de refoulement sont réalisées en polythylène caoutchouc sur le tronçon lacustre. Etant donné les sollicitations exerçant sur les conduites du fait des variations de niveau du plan d'eau de la retenue et pour éviter l'apparition de contraintes dangereuses, on a prévu à leur extrémité le montage de joints flexibles faisant articulation cequi leur confère toute la souplesse requise. Sur la rive, les conduites se trouvent enstrées sur un massif de béton aménagé juste au dessus dela ligne des plus hautes eaux de la retenue. (Voir plan N°6).

1.3. Calcul de la conduite reliant la prise d'eau au réservoir de régulation :

Du point de vue économique la conduite et la station de pompage sont liées. Plus le diamètre de la conduite est petit, plus la perte de charge sera grande, plus l'énergie sera importante.

Donc, il existe un diamètre économique pour la conduite de refoulement résultant d'un compromis entre les 2 tendances suivantes.

Les diamètres à étudier, seront donnés par les relations de :

$$\text{Bresse : } D = 1,5 (Q)^{\frac{1}{2}}$$

$$\text{et Bonnin : } D = (Q)^{\frac{1}{2}}$$

Q en (m³/s) et D en (m).

$$\text{Les pertes de charges : } D H_c = \frac{F V^2 L_G}{2gD}$$

pertes de charges singulières sont estimées à 15% des pertes de charges linéaires. $DH_s = 0,15 DH_c$

$$DH_t = DH_c + DH_s = 1,15 \frac{F V^2 L_G}{D 2g}$$

- Hauteur manométrique totale :

$$H_{mt} = H_g + DH_t + DH_a \text{ . et } DH_a \text{ sont estimées à } 0,5m.$$

$$DH_a : \text{ pertes de charges à l'aspiration} = 0,5m.$$

H_g : hauteur géométrique, séparant le niveau d'eau à l'aspiration du niveau trop plein.

Pour le cas de la station flottante, on prend la hauteur géométrique la plus grande, celle où le niveau d'eau le plus bas, correspondante à la côte minimale 142m. $H_g = 283 - 142 = 141m.$

- Puissance absorbée par la pompe : c'est la puissance nécessaire pour son entraînement :

$$P = \frac{9,81 \cdot Q \cdot H_{mt}}{\eta}$$

P en KW

Q en m³/s

η : rendement de la pompe égal à 0,70. (70%).

- Energie consommée par la pompe :

$$E = P \cdot T \cdot 365$$

E en KW. h.

T : nombre d'heure de pompage par jour (24 heures).

- Prix d'energie :

$$PE = c \cdot E$$

e : tarif de l'energie = 0,19 DA/FWh . (d'après la SONELGAZ).

- Annuité :

pour une période de 30 ans, l'annuité d'amortissement à 8% sera donnée par la formule :

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \dots \times A = 0,0888274.$$

i : taux d'annuité

n : nombres d'années d'amortissement.

- Prix de la conduite :

$$PC = \dots \cdot PU$$

PU : prix unitaire de la conduite (Prix de revient au vue)

- Lalongueur de la conduite, est divisé en deux parties, une partie flottante longueur de 280m et l'autre en acier enterrée sur une distance de 1150m.

Vu la distance peu importante de la conduite flottante par rapport à l'acier et la différence de matériaux, nous avons calculé le diamètre économique de la conduite en acier seulement.

- Calcul de la hauteur monométrique totale HMT (m).

$$L = 1150 \text{ m} \quad Q = 0,2 \text{ m}^3/\text{s} \quad = 10^{-3} \text{ m}.$$

$$H_g = 141 \text{ m} \quad = 10^{-6} \text{ m}.$$

D (mm)	V (m/s)	H _t (m)	HMT (m)
350	2,07	22,09	163,59
400	1,59	10,94	152,44
450	1,25	5,89	147,39
500	1,01	3,39	144,89
600	0,70	1,30	142,80

- Frais d'amortissement

D (mm)	P U (DA)	P C (DA)	Annuité
350	437,60	503 240	44 701,5
400	500,40	575 460	51 116,61
450	564,40	649 060	57 654,31
500	628,50	722 775	
600	934,40	1 074 560	95 450,37

- Frais d'exploitation :

D (mm)	HMT (m)	P (KW)	E (KW.h/an)	P E (DA)
350	163,59	458,07	4 012 769,12	762 426,132
400	152,44	426,85	3 739 267,61	710 460,84
450	147,39	412,71	3 615 4'3,39	686 928,54
500	144,89	405,70	3554 013,61	675 262,58
600	142,80	399,86	3 502 827,26	665 537,17

 I L A N

Diamètres	350	400	450	500	600
Frais D'exploitation	762426, 132	710460,84	686928,54	675262,58	665537, 17
Frais D'amortissement	44701, 50	51116,61	57654,31	64202,22	95450, 37
 T A L	807127, 633	761577,462	744582,85	739464,81	760987, 55

D'après la calcul technico-économique, le diamètre D=500mm correspond au frais minimum.

1.4. Calcul de la conduite gravitaire station de traitement - bache de reprise N°1

côte de départ 275m.

côte d'arrivée 223m. (trop plein).

débit $Q = 200\text{l/s} = 0,2\text{m}^3/\text{s}$.

longueur de la conduite $L = 7500\text{m}$.

- pertes de charges :

$$D H = 275 - 223 = 52 \text{ m.}$$

- gradient de perte de charge : $J = \frac{D H}{L} = \frac{52}{7500} = 0,0069 \text{ p.m.}$

La vitesse de l'écoulement est comprise entre 0,5 m/s et 2m/s.

$$J = \frac{F V^2}{2g D} \quad \text{où } F: \text{ coefficient de frottement.}$$

Il faut que le choix de la vitesse et du diamètre, vérifie la valeur du gradient de perte de charge J .

$$\text{d'où avec } D = 350 \quad ; \quad V = 1,34\text{m/s}$$

$$D = 400 \quad ; \quad V = 1,45\text{m/s}$$

$$D = 450 \quad ; \quad V = 1,56\text{m/s}$$

On prend $D = 400\text{mm}$ qui correspond à vitesse $V = 1,45 \text{ m/s}$ acceptable.

1.5. Calcul de la conduite de refoulement-bache de reprise N°1 - bache d'accumulation N° 1 :

Les diamètres sont donnés par les relations suivantes :

$$\text{Bresse : } D = 1,5 (Q)^{\frac{1}{2}}$$

$$\text{Bonin : } D = (Q)^{\frac{1}{2}}$$

Principe de calcul est le même qu'au paragraphe 1.3.

- Calcul de la hauteur manométrique total HMT .

$$L = 5900 \text{ m.}$$

côte de départ 218 m.

côte d'arrivée 273,5 m.

Débit $Q = 200\text{l/s} = 0,2 \text{ m}^3/\text{s}$.

$$H_g = 273,5 - 218 = 55,5 \text{ m.}$$

$$= 10^{-3} \text{ m.}$$

Tableau de calcul HMT

D (mm)	V (m/s)	D H _t (m)	H M T (m)
400	1,59	56,17	112,17
450	1,25	30,26	86,26
500	1,01	17,42	73,42
600	0,70	6,71	62,71

- Frais d'amortissement :

D (mm)	P U (D.A)	P C. (D.A)	Annuité
400	500,40	2952360	262250, 46
450	564,40	3329960	295791,689
500	628,50	3708150	329585, 32
600	934,40	5512960	489701, 90

- Frais d'exploitation :

D (mm)	H M T (m)	P (Kw)	E (Kw.h/an)	P E (D.A)
400	112,17	314,08	2751375,07	522761, 26
450	86,26	241,54	2115949,02	402030, 31
500	73,42	205,58	18000941,49	342178,883
600	62,71	175,60	1538333,23	292283, 31

Bilan

D (mm)	400	450	500	600
Frais d'amortissement	262250,46	295791,689	329385,32	489701,903
Frais d'exploitation	522761,26	402030,314	342178,883	292283,31
T o t a l	78011,72	697822	671564,20	781985,21

Le diamètre économique correspondant au frais minimum est $D = 500$ m.

1.6. Calcul de la conduite gravitaire de la bache d'accumulation

N° 1 - Réservoir d'accumulation N° 2 :

Côte de départ : 273 m (côte du trop plein).

Côte d'arrivée : 207 m.

$$L = 3395$$

$$Q = 0,106 \text{ m}^3/\text{s}$$

- pertes de charges : $\Delta H = 273 - 207 = 66$ m;

- gradient de perte de charge : $J = \frac{\Delta H}{L} = \frac{66}{3395} = 0,019$

- choix de diamètre : $J = \frac{f V^2}{2g D}$

pour : $D = 300$ mm; $V = 2$ m/s

$D = 250$ mm; $V = 1,78$ m/s.

On prend $D = 250$ mm, pour une vitesse acceptable $V = 1,78$ m/s, pour lequel le gradient de perte de charge est vérifié.

- Réservoir de régulation (de la station de traitement).

Le réservoir de régulation, est un réservoir d'intermédiaire pour stocker l'eau refoulé par la prise d'eau flottante. Sa capacité est basée sur la nécessité de maintenir toujours pleine la conduite reliant le réservoir et la bache de reprise N° 1 quoiqu'il arrive.

La vanne située à l'arrivée de la bache de reprise N°1 est télécommandée de l'usine on manoeuvre d'une manière quelconque sitôt l'arrêt des groupes, la capacité du réservoir peut être calculée d'après le temps de fermeture de cette vanne et en tenant compte, si la panne se prolonge à la station de pompage. Dans ce cas on estime un temps de 2 heures, soit 7200 secondes. Lors de l'arrêt des groupes de refoulement, le réservoir de régulation va se vider, mais la vanne de la bache de reprise N°1 va entrer en fonctionnement. Au bout du temps à partir de l'arrêt, le débit à la seconde qui s'écoulera du réservoir de régulation sera de :

$$q = \frac{V}{t} = 0,2 - \frac{0,2 \cdot t}{7200} \quad (\text{fermeture linéaire}).$$

Notre adduction transitiera un débit de $17280 \text{ m}^3/\text{J}$, soit $0,2 \text{ m}^3/\text{s}$.

Le volume d'eau dV écoulé pendant un temps dt sera de :

$$dV = \left(0,2 - \frac{0,2 \cdot t}{7200} \right) dt$$

En intégrant de 0 à 7200s, on trouve : $V = \frac{0,2 \times 7200}{2} = 720 \text{ m}^3$

Par sécurité, la capacité du réservoir de régulation sera de 1000 m^3 pour tenir compte du temps qui s'écoulera nécessairement entre l'arrêt des groupes et le commencement de la fermeture du robinet.

- Avec le même raisonnement, on trouve que la bache de reprise N°1 et la bache d'accumulation N°1, ont une capacité chacune de 1000 m^3 .

2.2. Choix de la prise N°1 :

$$Q = 720 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$\text{HMT} = 73,42 \text{ m}.$$

a partir du catalogue, à qxe horizontale, on choisi 2 pompes, dont une en secours, de type monocellulaires.

CHAPITRE II

-0- CHOIX DES POMPES -0-

21 - PRISE D'EAU FLOTTANTE :

Le choix des pompes d'est orienté vers les pompes centrifuges accouplées aux moteurs électriques constituent des groupes légers peu encombrants peu coûteux et d'un très bon rendement.

La station de pompage, est caractérisée par la variation de la hauteur géométrique du plan d'eau du barrage. La hauteur varie de la cote minimale 142 m à la cote maximale du plan d'eau 165 m soit une différence de 23 m.

Pour remédier à cet inconvénient nous traçons les courbes caractéristiques de la conduite pour les eaux hautes et basses (C1 et C2).

Le choix de la pompe est de type 150 NM on effectuera un couplage en parallèle de trois pompes dont une en secours (catalogue Heumont-Schneider).

D'après la figure nous avons l'intervalle de fonctionnement des pompes (P1 P2) entre les deux courbes C1 et C2 .

- Fonctionnement d'une pompe : eau basses: $Q=308 \text{ M}^3/\text{H}$ HMT=142 M
eau hautes: $Q=340 \text{ M}^3/\text{J}$ HMT=119 M

-- 2 pompes en parallèles : eau basses: $Q=612 \text{ M}^3/\text{H}$ HMT = 144 M
eau hautes: $Q=672 \text{ M}^3/\text{H}$ HMT = 122 M

- 3 pompes en parallèles : eau basses: $Q=900 \text{ M}^3/\text{H}$ HMT = 148 M
eau hautes: $Q= 988 \text{ M}^3/\text{H}$ HMT = 127 M

.../...

*/.../...

Pour les variations d'hauteurs minimale et maximale nous avons un rendement acceptable qui varie entre 65 et 73 % d'où la solution préconisée est admise.

Les pompes sont fonctionnées d'une manière cyclique c'est à dire pompes 1 et 2 ; puis 2 et 3 ; 1 et 2 ; de tels sorte qu'on aura souvent une pompe en repos et pour une exploitation équilibrée.

Dans le cas du regorgement du débit à refouler on pourra fonctionner 3 pompes en même temps.

- CAVITATION :

Etant donné que la station de pompage flottante se trouve sur le plan d'eau du barrage la conduite d'aspiration est très courte les pertes de charge à l'aspiration sont négligeables la cavitation dans ce cas ne se manifeste à aucun moment de l'exploitation.

- FONCTIONNEMENT DES GROUPES ELECTRO POMPES DE LA PRISE D'EAU FLOTTANTE :

En cas de basses eaux (côte 142 m) le débit d'un groupe fonctionnant sera $308 \text{ m}^3/\text{h}$ le débit formé par 2 groupes fonctionnant en parallèle de $612 \text{ m}^3/\text{h}$ et celle de trois groupes le débit est de $900 \text{ m}^3/\text{h}$.

En cas de hautes eaux (côte 165 m) le débit formé par les groupes sera plus élevée à tel point qu'il y aura risque d'apparition (débit $340 \text{ m}^3/\text{h}$ pour un groupe $672 \text{ m}^3/\text{h}$ pour deux groupes et $988 \text{ m}^3/\text{h}$ pour 3 groupes).

Pour remédier à cet inconvénient il y aura lieu de modifier artificiellement l'allure de la courbe de résistance de la conduite en fermant partiellement un robinet vanne placé sur la conduite de refoulement sollicitée au droit du massif d'ancrage sur la rive.

En fonctionnement automatique le choix des groupes à mettre en service et l'ordre des démarrages s'opère au moyen d'un commutateur placé sur le tableau de contrôle de la salle de commande.

Caractéristique de la conduite de refoulement

Prise d'eau - Réservoir de régulation

$Q = 0,2 \text{ m}^3/\text{s} = 720 \text{ m}^3/\text{h}$

$H_{mt} = H_G + \Delta H_f$

avec: $H_{G_1} = 283 - 142 = 141 \text{ m}$ cas des eaux basses

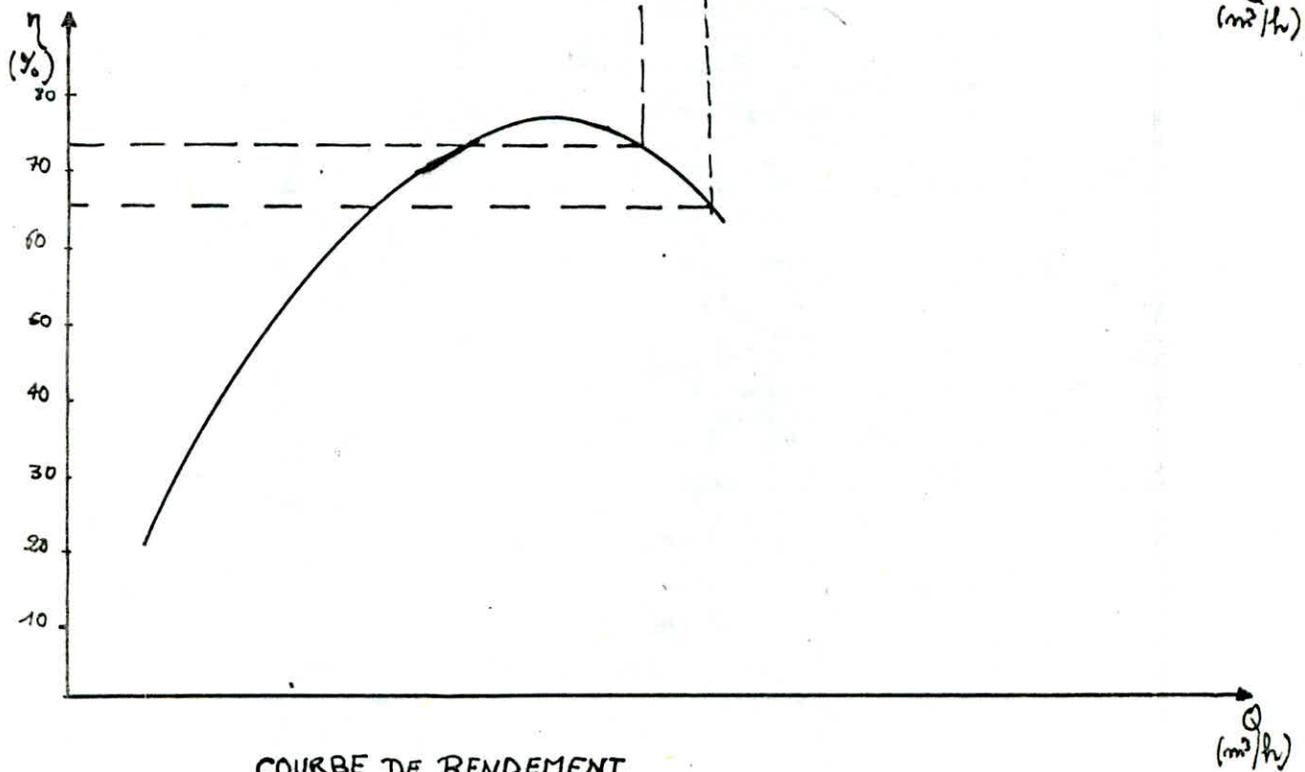
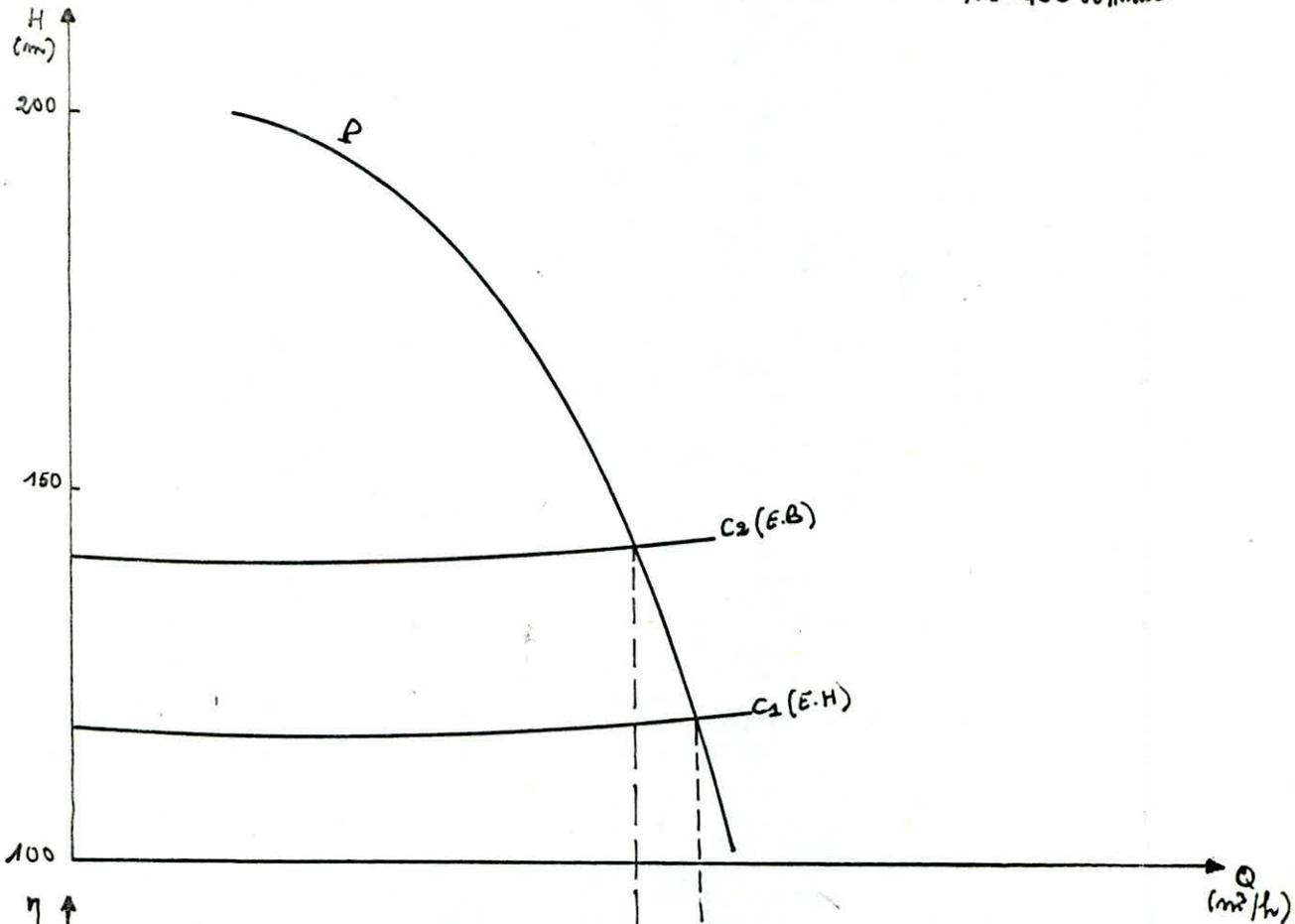
$H_{G_2} = 283 - 165 = 118 \text{ m}$ cas des eaux hautes

$\varepsilon = 10^{-3} \text{ m}$ $\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ $L = 1430 \text{ m}$ $D = 500 \text{ mm}$

Débit (m^3/s)	Débit (m^3/h)	ΔH_f (m)	H_{mt} (m) eaux basses	H_{mt} (m) eaux hautes	Vitesse (m/s)
0,0277	100	0,087	141,58	118,58	0,14
0,0555	200	0,330	141,83	118,83	0,28
0,0833	300	0,740	142,24	119,24	0,42
0,1111	400	1,31	142,81	119,81	0,56
0,1388	500	2,04	143,54	120,54	0,70
0,1666	600	2,93	144,43	121,43	0,84
0,1944	700	3,99	145,49	122,49	0,99
0,2000	720	4,22	145,72	122,72	1,01
0,2222	800	5,20	146,70	123,70	1,13
0,2361	850	5,87	147,37	124,37	1,20
0,2500	900	6,57	148,07	125,07	1,27
0,2777	1000	8,10	149,60	126,60	1,41

COURBE CARACTERISTIQUE DE LA POMPE 150N11.

$N = 1450 \text{ tr/min}$



COURBE DE RENDEMENT

2.2. Bâche de reprise N°1 :

- 40 -

$$Q = 720 \text{ m}^3/\text{h}.$$

$$\text{HMT} = 73,42 \text{ m}.$$

A partir du catalogue, à axe horizontal, on choisi 2 pompes, dont une en secours, de type monocellulaires.

Catalogue : TTUR NORMA .

Nombre de tour : 1450 t/min.

Rendement : 80%

Diamètre nominal de refoulement : 250 mm.

Diamètre de la roue : 500 mm.

Le point de fonctionnement P_1 donné par l'intersection des caractéristiques de la pompe et de la conduite est décalé du point de fonctionnement désiré P.

Traisons les méthodes de rapprochement :

1ère méthode : si on accepte le point de fonctionnement P_1 , alors le débit à relever sera supérieur à celui désiré, nous diminuons le temps de pompage.

le point P_1 : $Q_1 = 748 \text{ m}^3/\text{h}.$

$$\text{HMT} = 74,60 \text{ m}.$$

le point P : $Q = 720 \text{ m}^3/\text{h}.$

$$\text{HMT} = 73,42 \text{ m}.$$

Le volume entrant dans le réservoir pendant 24 heures : $V = 720 \times 24 =$

$$17280 \text{ m}^3$$

Le temps de pompage sera réduit à :

$$T = \frac{V}{Q} = \frac{17280}{748} = 23 \text{ heures } 10 \text{ mn}.$$

le temps de pompage sera diminué de 50mn.

Puissance absorbée : $P = \frac{9,81 \times 748 \times 74,6}{3600 \times 0,8} = 190,07 \text{ Kw}.$

$$E = P \sqrt{(23 \times 365) + 60} = 190,07 \sqrt{(23 \times 365) + 60} \quad E = 1607041,85 \text{ Kwh/an}.$$

2ème Méthode : Vannage sur le refoulement, afin de créer une perte de charge ΔH :

$$\Delta H = (H_2 - H) = 75,40 - 73,42 = 1,98 \text{ m}$$

où : H_2 : hauteur correspondante au point P_2 ; H : hauteur correspondante au point P

Puissance absorbée : $P = \frac{9,81 \times 75,40 \times 720}{3600 \times 0,8} = 184,92 \text{ km} \quad E = 2 \cdot P \cdot t \cdot 365 = 1619899,2 \text{ kwh/an}$

Conclusion :

Nous remarquons, que la première et la deuxième solution, l'énergie consommée varie légèrement, on optera pour le vannage.

- Etude de la cavitation :

Lorsque dans un circuit hydraulique la pression au dessous d'une certaine valeur, généralement voisine de la tension de vapeur du liquide, il se forme des bulles et de poches de vapeur et d'air qui, dans les zones de pression plus élevée, peuvent se refermer brutalement en occasionnant du bruit, des vibrations, une érosion des matériaux et une détérioration des caractéristiques hydrauliques. Ce phénomène se produit préférentiellement à l'aspiration des pompes. La baisse de pression qui le produit peut être due :

- à l'élevation géométrique au dessus du niveau libre de l'eau à l'aspiration de la pompe.
- aux pertes de charges dans la tuyauterie d'aspiration.
- à l'énergie cinétique de l'eau mise au mouvement, particulièrement importante dans la roue de la pompe.

Les essais de cavitation effectués par les constructeurs se traduisent par une pression ou charge nette absolue à l'aspiration qu'il faut assurer à l'entrée de la pompe pour éviter la cavitation ; cette quantité varie avec le débit pompé.

Elle est désigné par (Net positive suction Head), NPSH disponible (NPSH_d).

En utilisant l'équation de Bernoulli et en négligeant $\frac{v^2}{2g}$:

$$NPSH_d = \frac{P_1}{\rho g} - h_v = \frac{P_0}{\rho g} + (Z_0 - Z_1) - J_a - h_v$$

$h_v = \frac{P_v}{\rho g}$: tension de vapeur

Pour une aspiration en dépression sous la hauteur H_a on a : $NPSH_d =$

$$\frac{P_0}{\rho g} - (H_a + J_a + h_v) \text{ et pour une aspiration sous-pression : } NPSH_d =$$

$$\frac{P_0}{\rho g} - (J_a + h_v) + H_a.$$

dans notre cas, l'aspiration est sous-pression : $H_a = 4m$.

Or, on se trouve sur une altitude supérieur à 100m, l'eau refoulée froide ; on a : l'altitude des lieux se situe à la côte de 220m, le vide théorique vaut : $10,33 - 0,0012 \times h = 10,33 - 0,0012 \cdot 220 = 10,066 m$.

Pour une température d'eau ne dépassant 30°, la tension de vapeur vaut

$$0,20 m \text{ d'où } \frac{P_0}{\rho g} - h_v = 10,066 - 0,2 = 9,866 \text{ donc le N.P.S.H.}_d = \frac{P_0}{\rho g} - h_v + J_a + H_a =$$

$= 9,866 - 0,5 + 4 = 13,366 m$. Les pertes de charges à l'aspiration sont estimés 0,5 m. (conduite d'aspiration courte).

Pour que la cavitation n'apparisse pas il, il faut avoir la condition suivante :

$$N.P.S.H_j > N.P.S.H_r .$$

où $N.P.S.H_r$: N.P.S.H requis, est donné par le constructeur de la pompe, est sera lu sur le graphe, pour notre cas $N.P.S.H_r = 3 \text{ m}$.

donc $N.P.S.H_j$ est bien supérieur au $N.P.S.H_r$.

Caractéristique de la conduite de refoulement

Boche de reprise N°1 - Boche d'accumulation N°1

$$Q = 0,2 \text{ m}^3/\text{s} = 720 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\text{HMT} = H_g + \Delta H_T$$

$$H_g = 273,5 - 218 = 55,5 \text{ m}$$

$$L = 5900 \text{ m}$$

$$D = 0,5 \text{ m}$$

Débit m ³ /s	Débit m ³ /h	V (m/s)	P. D. C. ΔH_T (m)	HMT (m)
0,0277	100	0,141	0,36	56,36
0,0555	200	0,28	1,39	57,39
0,0833	300	0,42	3,08	59,08
0,1111	400	0,56	5,43	61,43
0,1388	500	0,70	8,44	64,44
0,1666	600	0,84	12,12	68,12
0,1944	700	0,99	16,46	72,46
0,20	720	1,01	17,42	73,42
0,2222	800	1,13	21,47	77,47

CARACTÉRISTIQUE DE LA POMPE DE LA BACHE DE REPRISE N°1
(pompe moulée en béton)

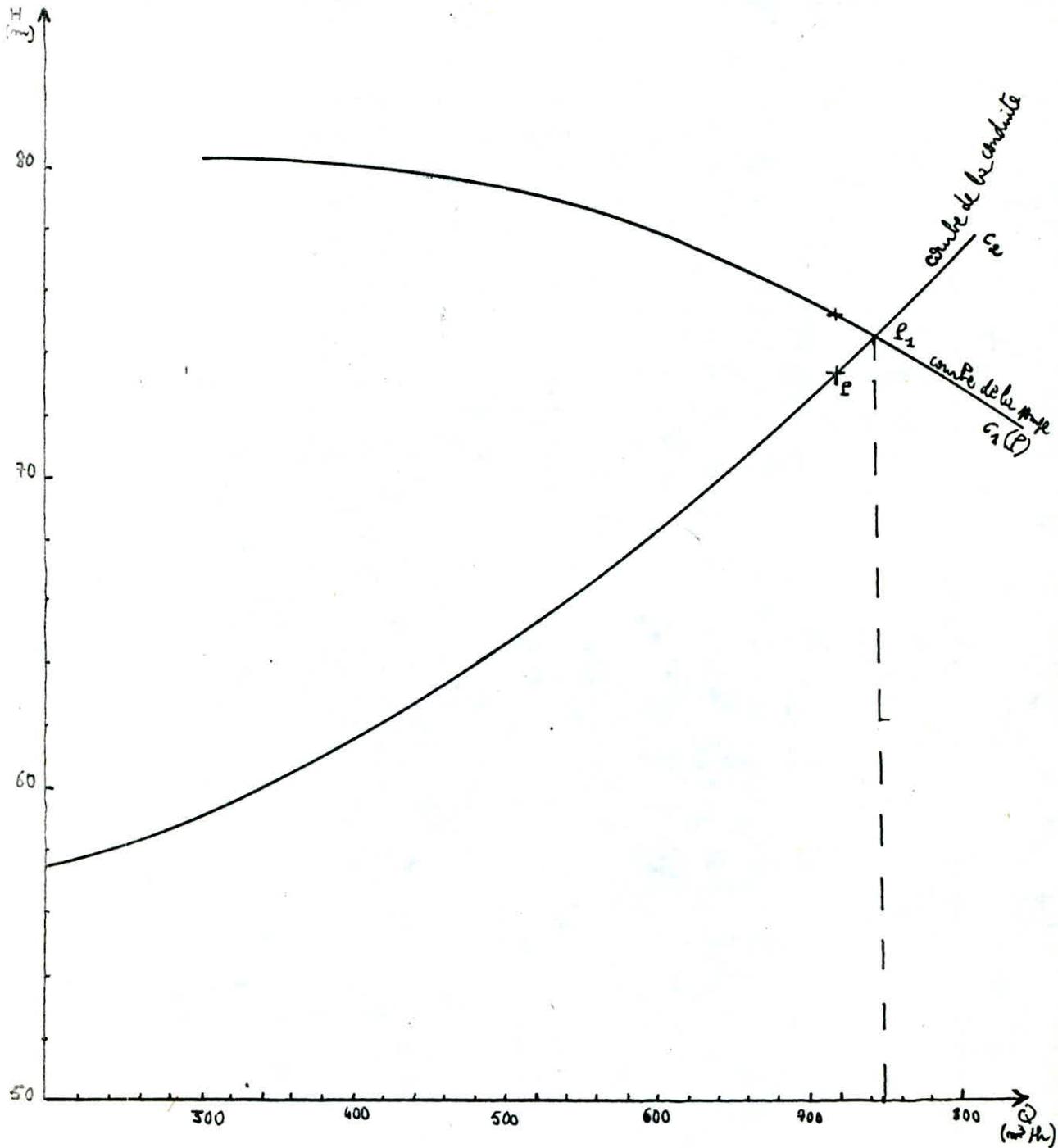
TYPE : ITUR NORMA (250/500)

$N = 1450 \text{ tr/min}$

$\eta = 80\%$

DNR = 250 mm

$\varnothing \text{roue} = 500 \text{ mm}$



(C H A P I T R E _ I I I

PROTECTION DE LA CONDUITE CONTRE LE COUP DE BELIER.

3.1. GENERALITES :

Lorsque dans un écoulement en charge, en mouvement permanent ou non il se produit des variations locales de débits ou de pressions dues aux manoeuvres des vannes, arrêt ou mise en marche des pompes, il en résulte une modification générale du régime pré-existant des débits et pressions, on dit alors qu'il se produit le coup de bélier. La variation du régime d'écoulement se manifeste par une variation des pressions qui se propagent sous forme d'ondes pouvant endommager la conduite par un éclatement (surpression) ou un écrasement (dépression) qui sont caractérisées par une vitesse de propagation donnée par la formule :

$$C = \frac{(K/P)^{\frac{1}{2}}}{(1 + \frac{K \cdot D}{E \cdot e})^{\frac{1}{2}}}$$

C : Célérité de l'onde (m/s)

K : Coefficient de compressibilité de l'eau = $2,15 \cdot 10^3$ Pa

D : Diamètre de la conduite (m)

e : Epaisseur de la conduite (m)

E : Coefficient de l'élasticité de la conduite

La valeur maximale du coup de bélier, correspondante à la surpression et la dépression s'expriment par :

$$H_{max} = + \frac{C \cdot V}{g}$$

V° = Vitesse d'écoulement en régime normal (m/s)

g = Accélération de la pesanteur.

ETUDE DU PHENOMENE OSCILLATOIRE :

Première phase : par suite de son énergie la colonne va poursuivre son chemin ascendant. Mais n'étant plus alimentée, il se produit derrière elle, une onde élastique de dépression qui se propage vers le réservoir. Dès que cette onde de dépression atteint le réservoir une onde élastique de pression statique normale commence à se déplacer de réservoir vers la pompe.

Deuxième phase : Dès que l'onde de pression normale atteint la pompe une onde élastique de surpression commence à se propager de la pompe jusqu'au réservoir, arrivant au réservoir, une nouvelle onde de pression statique normale commence à se déplacer du réservoir jusqu'à la pompe, arrivant à la pompe, elle provoque une nouvelle onde de dépression, et ce phénomène se répète jusqu'à ce qu'il sera amorti par les pertes de charge résultant des frottements de l'eau dans la conduite la durée de l'onde : $T = \frac{2L}{C}$

C

3.2. MOYENS DE PROTECTION DES INSTALLATIONS:

Il n'est pas possible de supprimer les effets du coup de bélier aux installations, mais il existe des moyens destinés à les limiter à des valeurs compatibles avec la résistance des installations ces équipements anti-béliers ont pour effet de limiter la dépression et surpression, leurs choix est en fonction de la protection voulue des paramètres hydraulique et géométriques des installations.

Ces équipements sont :

- Le volant d'inertie qui intervient dans la protection contre les dépressions.
- Les soupapes de décharge qui interviennent dans la protection contre les surpressions.
- Cheminée d'équilibre, est un réservoir à l'air libre, il joue le même rôle que le réservoir d'air mais pour des faibles ou moyennes hauteurs de refoulement.

Pour notre étude, on a choisi comme moyen de protection, un réservoir d'air en raison des avantages qu'il présente:

- Intervient dans la protection contre la dépression et la surpression.
 - Simple à installer et facilement contrôlable.
- Nous étudions le coup de bélier, cas refoulement lors de l'arrêt brusque des pompes, et le cas d'une adduction gravitaire

3.3. ETUDE DU COUP DE BÉLIER:

cas du refoulement de la bache n° 2 à la bache n°

- Célérité C_0 :

$$K = 2,15 \cdot 10^9 \text{ Pa}$$

$$P = 1000 \text{ Kg/m}^3$$

$$E = 2,10^{11}$$

$$D = 500 \text{ mm}$$

$$C = 5 \text{ mm}$$

$$\text{d'où on a } C = 1466,28 \text{ m/s}$$

- Caractéristique de la conduite de refoulement ;

$$L = 5900 \text{ m}$$

$$D = 500 \text{ mm}$$

$$H_g = 55,5 \text{ m}$$

$$Q = 0,2 \text{ m}^3/\text{s}$$

$V_{\frac{3}{8}}$ Vitesse d'écoulement en régime permanent (normal)

$$V_0 = 1,01 \text{ m/s}$$

Les dépressions et les surpressions, sans moyen de protection peuvent atteindre les valeurs maximales suivantes :

$$H_{\text{max}} = \frac{C \cdot V_0}{g} = \frac{1466,28 \cdot 1,01}{9,81} = 150,96 \text{ m}$$

- La surpression :

$$H_s = H_g + H_{\text{max}} = 55,5 + 150,96 = 206,46 \text{ m}$$

- La dépression :

$$H_s = H_g - H_{\text{max}} = 55,5 - 150,96 = 95,46 \text{ m}$$

Remarque :

Si la valeur de la dpression est inferieur à 1bar, il y aura risque de cavitation pour notre cas la depression est superieure à 1bar.

3.4 RESERVOIR D'AIR

C'est une cuve cylindrique raccordée à la conduite de refoulement par une turbiligne munie d'un dispositif d'étranglement (diaphragme), fonctionnant au retour de l'eau comme un ajutage rentrant de BORDA qui donnera lieu à une perte de charge plus improtante à l'entrée.

- Montée de la masse d'eau :

On choisi le diamètre de la turbiligne qui doit être inferieur on égal en diamètre de la conduite de refoulement.

Ce diamètre on le prend égal à $D_t = 300$

$$K = \frac{V_1}{V_f} = \frac{D_2}{J^2}$$

On V_1 : Vitesse de l'eau dans la tuyère lors de la montée de l'eau.

V_g : Vitesse finale dans la conduite de refoulement

D = Diamètre de la conduite de refoulement.

$J' = 0,92.D$ ou $0,92$: Coefficient decontraction.

j' = Diamètre de la veine contractée

d = Diamètre interieur de la tuyère.

On a choisi tel que K soit compris entre 15 et 20, on prend $d=130$ mm.

$J' = 0,92 D = 0,92 \cdot 130 = 119,6$ mm

$$K = \frac{V_1}{V_g} = \frac{D_2}{J'^2} = \frac{(500)^2}{(119,6)^2} = 17,47$$

donc $15 < K = 17,47 < 20$

d'ou $V_1 = 17,47 V_f$.

- CALCUL DE m et de C :

$$m = \frac{J'^2}{D_t} = \frac{(119,6)^2}{(300)^2} = 0,158$$

Avec $m = 0,158$ de l'abaque, on tire le coefficient de perte de charge "C" dans la tuyère. $C = 0,72$.

- La perte₂ de charge lors de la montée de la masse léquide est :

$$DH_1 = \frac{V_1^2 \cdot C}{2g} = \frac{0,72}{19,62} V_1^2 = 0,036 V_1^2$$

- La résistance de la tuyère dans ce cas :

$$DH_1 = \frac{V_1^2}{2g} \cdot C = \frac{(K V_f)^2}{2g} \cdot C = \left(\frac{K \cdot Q}{A} \right)^2$$

$$DH_1 = \frac{(KQ)^2}{2gA^2} \cdot C = \frac{16K^2 Q^2}{2g \cdot 11^2 D^4} \cdot C = \frac{8K^2 Q^2}{g \cdot 11^2 D^4} \cdot C$$

on pose $R_1 = \frac{8K^2}{g \cdot 11^2 D^4} \cdot C$ d'ou on a = $DH_1 = R_1 Q^2$

Application:

$$C = 0,72$$

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$K = 17,47$$

$$D = 500 \text{ mm} = 0,5 \text{ m}$$

$$R_1 = 290,53 \text{ m}^{-5} / \text{s}$$

-Descente de la masse de l'eau:

$$K' = \frac{V_2}{V_f} = \frac{11D^2}{4 \cdot 0,511J^2} = \frac{2D^2}{J^2}$$

$$K' = \frac{2(500)^2}{(130)^2} = 29,58$$

$$V_2 = 29,58 V_g$$

-Calcul de m' et de C' :

Au retour de l'eau, la veine liquide qui entre dans la tuyère à l'envers passe par la section de diamètre qui se contracte ensuite en une section moitié (agutage de BORDA)

$$m' = \frac{0,5 j^2}{D^2} = 0,5 \frac{(130)^2}{(300)^2} = 0,10$$

m' = 0,10, même abaque que précédemment, en tire C' = 0,82

- La perte de charge lors de la masse de l'eau:

$$DH^2 = \frac{V_2^2}{2g} C' = \frac{0,82}{19,62} V_2^2 = 0,042 V_2^2$$

- La résistance de la tuyère:

même raisonnement et on aura:

$$R_2 = \frac{8 K'^2}{g^{11} D^4} \cdot C'$$

$$DH_2 = R_2 \cdot Q^2$$

$$R_2 = 948,53$$

- Durée d'une onde : $T = \frac{2L}{C} = 8,05 \text{ s}$

- Calcul de coup de belier

le calcul à été fait sur micro ordinateur "ORIC ATMOS" à l'aide du programme anti-bilier.

-Préparation des données:

$$L = 5900M$$

$$D = 0,5 \text{ m}$$

$$C = 1466,28 \text{ m/s}$$

$$R_1 = 290,53 \text{ m}^{-6} / \text{s}$$

$$R_2 = 948,53 \text{ m}^{-5} / \text{s}$$

- Résistance de la conduite refoulement:

$$\text{résistance par unite de longueur: } r = \frac{8 \cdot F}{g^{11} D^5} = 0,0738$$

$$\text{résistance de la conduite } R = r \cdot L = 0,0738 \times 5900$$

$$R = 435,5 \text{ m}^{-5} / \text{s} \text{ ou bien } R = \frac{sH}{Q^2} = \frac{HMT - H_g}{Q^2}$$

- Rauteur géométrique:

$z_0 = 55,50\text{m}$
Débit refoulé : $Q = 0,2 \text{ m}^3/\text{s}$

- Volume d'air initial dans le réservoir d'air U_0 :

Le calcul a été pour différentes valeurs de U_0 (1,15,2,3,4,5)

et on a choisi une des valeurs qui répond mieux aux conditions:

- La charge minimale doit être positive : $H_{\min} > 0$
- La charge maximale doit être inférieure à la résistance de la conduite, c'est à dire inférieure à la pression de service de la conduite donné par le fabricant.

Pour cela, on choisit, pour notre conduite en acier une pression de service de 10 bars, soit 100 m, donc $H_{\max} < 100 \text{ m}$

Pour des raisons d'économies, le réservoir d'air (U_0) doit être le plus petit possible.

$U_0 = 1 \text{ m}^3$

N°	Volume d'air (m^3)	Charge H (m)	Débit (m^3/s)
0	1	72,92	0,2
1	2,335	10,22	0,131
2	2,883	8,81	0,004
3	2,515	21,50	0,096
4	1,59	50,27	0,134
5	0,801	106,81	0,063
6	0,807	100,74	0,063

$U_0 = 2 \text{ m}^3$

N°	V . A	CHARGE	DEBIT
0	2	72,92	0,2
1	3,396	23,21	0,147
2	4,175	18,95	0,046
3	4,185	21,33	0,045
4	3,581	37,31	0,106
5	2,688	57,59	0,117
6	1,933	81,75	0,072
7	1,702	93,79	0,014

$U_0 = 1,5 \text{ m}^3$

N°	V.A	Charge	Débit
0	1,5	72,92	0,2
1	2,888	17,75	0,14
2	3,542	14,67	0,027
3	3,382	20,87	0,068
4	2,624	41,75	0,121
5	1,706	70,17	0,108
6	1,198	103,89	0,019
7	1,446	78,27	0,073

$U_0 = 2,5 \text{ m}^3$

N°	V . A	CHARGE	DEBIT
0	2,5	72,92	0,2
1	3,914	27,59	0,151
2	4,761	22,63	0,059
3	4,895	22,98	0,026
4	4,43	34,92	0,091
5	3,612	51,67	0,114
6	2,788	69,11	0,092
7	2,29	84,73	0,033
8	2,315	81,87	0,038

- CONCLUSION :

Notre choix est porté sur $U_0 = 2 \text{ m}^3$, qui répond aux critères indiqués ci-dessus.

Pendant la phase de dépression, le volume d'air de 2 m^3 au départ passe à $4,185 \text{ m}^3$ à la fin de dépression soit une augmentation d'air de $2,185 \text{ m}^3$.

La charge diminue à $21,33 \text{ m}$, soit une dépression de $(72,92 - 21,33) = 51,69 \text{ m}$.

Pendant la phase surpression, le volume de l'air passe à $1,702 \text{ m}^3$ à la fin de la surpression, soit diminution d'air de $0,298 \text{ m}^3$.

La charge passe à $93,79$, soit une surpression de $93,79 - 72,92 = 20,87 \text{ m}$.

Les résultats donnés ci-dessus sont traduits sous forme d'une graphie qui représente :

- Les variations de volume d'air en fonction du temps $V = (t)$
- Les variations de la charge en fonction du temps $H = (t)$
- Les variations de débit en fonction du temps $Q = (t)$

- DIMENSIONNEMENT DU RESERVOIR D'AIR :

Comme il doit rester de l'eau dans le réservoir, on prend le volume total égale à 5 m^3 . Ce réservoir est à fond bombé de diamètre 1 m , dont la calotte de hauteur $0,5 \text{ m}$.

- Volume de la Calotte :

$$V_{cal} = \frac{4}{3} \pi R^2 H_{cal} = \frac{4}{3} \pi (0,5)^2 \cdot 0,5 = 0,523 \text{ m}^3$$

- Hauteur de la cuve :

$$H_c = \frac{V_c}{S_c} = \frac{V_t - V_c}{\frac{\pi D^2}{4}} = \frac{4(V_t - V_c)}{\pi D^2} = \frac{4(5 - 0,523)}{\pi (1)^2} = 5,70 \text{ m}$$

$$H_{cuve} = 5,70 \text{ m}$$

- Hauteur totale :

$$H_t = H_c + 2 h_{cal} = 5,70 + 2 \cdot 0,5 = 6,7 \text{ m}$$

- Niveau normal :

$$h_n = H_t - \left(h + V^0 - \frac{V_{cal}}{2} \right) = H_t - \left(R + 4 \left(V^0 - \frac{V_{cal}}{2} \right) \right)$$

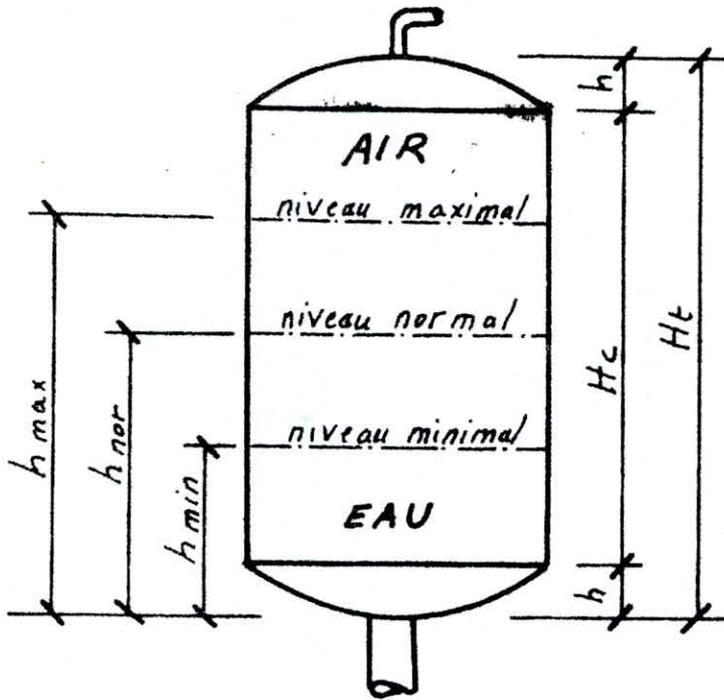
$$h_n = 6,7 - \left(0,5 + 4 \left(2 - \frac{0,523}{2} \right) \right) = 3,98 \text{ m}$$

- NIVEAU MINIMAL :

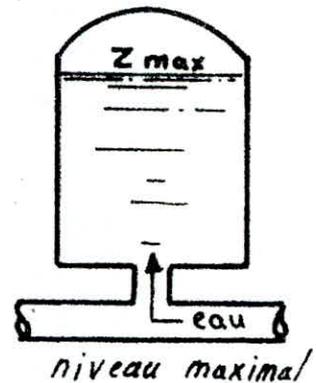
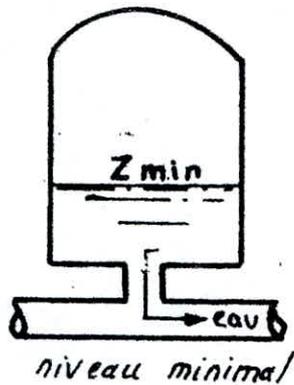
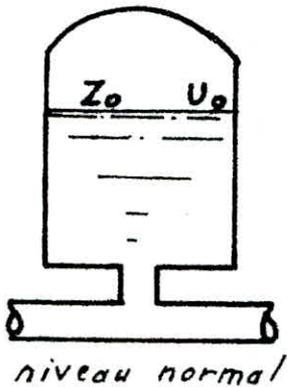
$$h_{min} = H_t - \left(h + V_{max} - \frac{V_{cal}}{2} \right) = H_t - \left(h + 4 \left(V_{max} - \frac{V_{cal}}{2} \right) \right)$$

$$h_{min} = 6,7 - \left(0,5 + 4 \left(4,185 - 0,261 \right) \right) = 1,2 \text{ m}$$

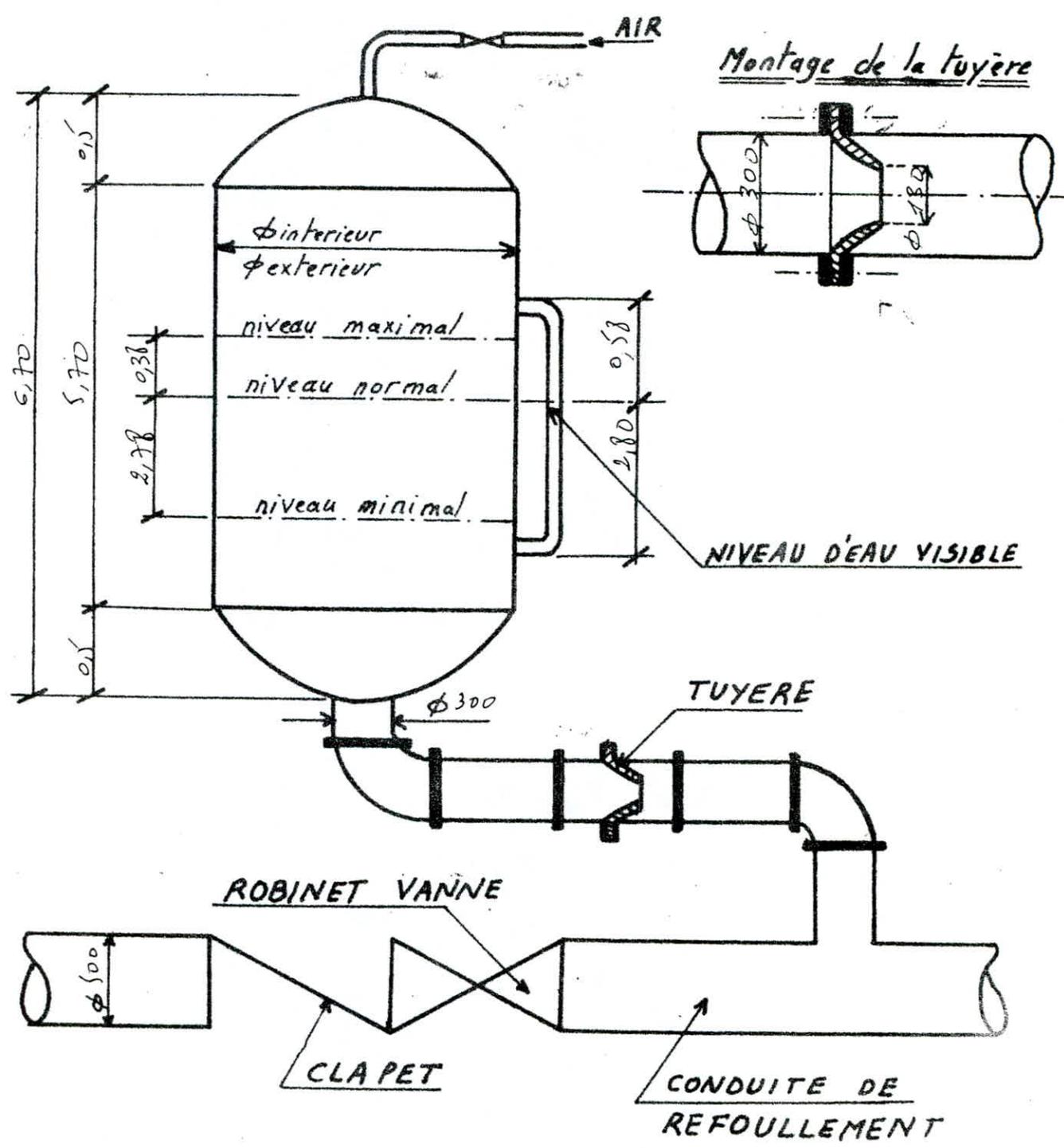
DIMENSIONNEMENT DU RESERVOIR D'AIR

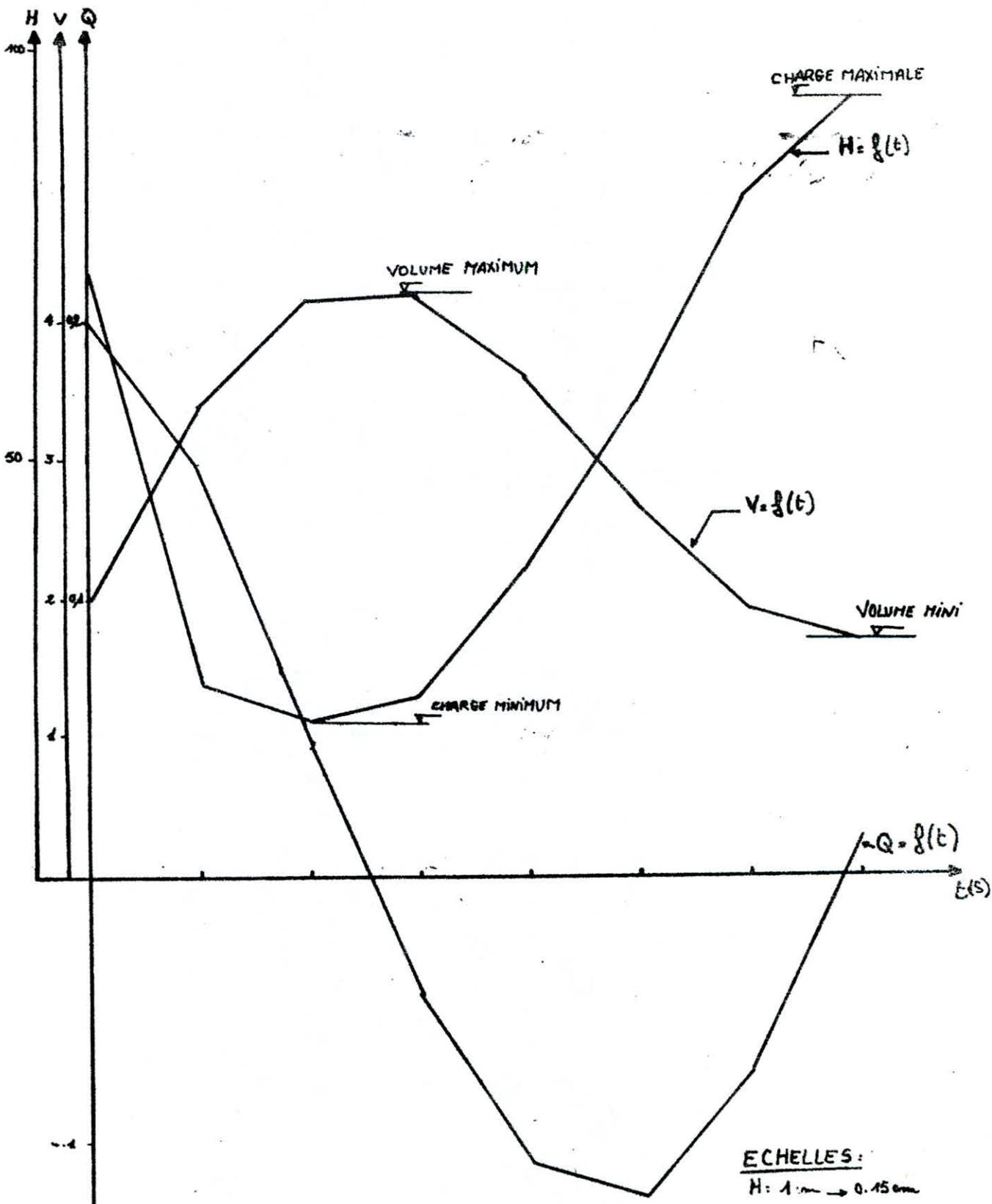


Variation du volume d'air au cours des phases
de fonctionnement du reservoir



RESERVOIR D'AIR





ECHELLES:

H: 1 cm \rightarrow 0.15 cm

Q: 0.1 cm \rightarrow 5 cm

V: 1, 3 2.5 cm

Programme de calcul du coup de belier

Arrêt brusque des pompes

Sur micro-ordinateur "ORIC-ATMOS"

```
10 Read L, D, C, R, R1, R2, Z0, Q
15 INPUT "U="; U
20 T = L/C : PRINT "T="; .02 * INT(100 * T)
30 PRINT "N"; "VOLUME D'AIR"; "CHARGE", "DEBIT"
40 A = 7.702 * D^2 / C : P = .01 * Q
50 H = Z0 + R * Q^2 : Z = H + 10
60 D2 = .2 * Q : GOTO 180
70 Q1 = Q - D1 - D2 : U1 = U + (Q + Q1) * T
80 Z1 = Z * (U/U1)^1.4 : IF Q1 < 0 THEN 110
90 H = Z1 - R1 * Q1^2 - 10
100 H1 = H - R * Q1^2 : GOTO 130
110 H = Z1 + R2 * Q1^2 - 10
120 H1 = H + R * Q1^2
130 D3 = A * (Z0 - H1) : IF ABS(D3 - D2) < P THEN 150
140 D2 = (D2 + D3) / 2 : GOTO 70
150 IF Q * Q1 > 0 THEN 170
160 N = N + 1
170 U = U1 : Z = Z1 : Q = Q1 : D1 = D2 : D2 = .8 * D2 : I = I + 1
180 PRINT I, .001 * INT(1000 * U), .01 * INT(100 * H), .001 * INT(1000 * Q)
190 IF N > 1 THEN 230
200 IF I = 30 THEN 230
210 GOTO 70
220 DATA ..... VALEURS DES L, D, C, R, R1, R2, Z0, Q.....
230 END
```

- NIVEAU MAXIMAL:

$$h_{\max} = H_t - \left(h + \frac{V_{\min} - \frac{V_{\text{cal}}}{2}}{\frac{1}{2} D^2} \right) = H_0 - \left(h + 4 \left(V_{\min} - \frac{V_{\text{cal}}}{2} \right) \right)$$

$$h_{\max} = 6,7 - \left(0,5 + \frac{4(1,702 - 0,261)}{(1)^2} \right) = 4,36 \text{ m}$$

- Les hauteurs d'air dans le reservoir:

- hauteur normale: $H_t - h_n = 6,7 - 3,98 = 2,72 \text{ m}$

- hauteur minimale: $H_t - h_{\max} = 6,7 - 4,36 = 2,34 \text{ m}$

- hauteur maximale: $H_t - h_{\min} = 6,7 - 1,2 = 5,5 \text{ m}$

- 3.4 ETUDE DU COUP DE BELIER DANS LE CAS D'UNE CONDUITE FOUEE GRAVITAIRE RELIANT LA STATION DE TRAITEMENT A LA BACHE N°1

Le phénomène du coup de belier apparait dans les conduites gravitaires au moment de la manoeuvre de la vanne de régularisation. Pour limiter les depressions et les surpressions importantes nous soumettons la vanne à une certaine allure de fermeture.

Au départ on suppose un temps de fermeture avec lequel on étudiera les valeurs de la surpressions et la dépression, si ces dernières sont admissibles on gardera l'allure choisie, dans le cas contraire on augmente le temps de fermeture jusqu'à l'obtention des resultats admissibles.

Pour étudier ce phénomène, nous avons utilisé la méthode de BERGERON : on suppose que le débit dans la conduite varie lineairement et on prend le cas de fermeture lente, elle est caractérisé par un temps de superieur à $\frac{2L}{C}$, c'est à dire superieur à un aller retour d'onde.

Dans ce cas $t > \frac{2L}{C}$, le coup de belier est moins important, ceci montre l'intérêt pour les conduites d'adduction, d'adopter des robinets à fermeture lente. Effet, un robinet vanne n'est efficace qu'en fin de course de fermeture ou qu'en début d'ouverture.

En conséquence, ce sont les tout derniers ou les tout premiers tours qui sont dangereux pratiquement, donc, un tel robinet peut se fermer assez rapidement, à condition de ralentir beaucoup la manoeuvre en fin de fermeture, même chose pour la manoeuvre d'ouverture, d'abord très lente, puis, éventuellement rapide.

On premier lieu on suppose un temps de fermeture T_f :

$$\text{avec } T_f = n ; \frac{L}{C} = \frac{n}{2} \cdot \frac{2L}{C} = \frac{n}{2} \cdot t$$

ce qui revient à supposer "n"

Si les surpressions et les depressions sont admissibles on optera pour cette allure de fermeture, sinon on augmentera, c'est à dire le temps de fermeture.

N'étant le nombre de paraboles caractéristiques de fermetures, à axe vertical confondue avec OB et tangentes en un point $(-H_0)$, tel que $OH_0 = -52 \text{ m}$.

le débit qui passe dans la vanne pour un degré d'ouverture quelconque.

$$Q = mS (2g(H_0 + B))^{1/2}$$

où S : section réduite
 m : Coefficient de contraction
 H_0 : pression statique
 B : La surpression due au coup de bélier.
 d'où on a :

$$H_0 + B = \frac{Q^2}{2g m^2 S^2} \quad (\text{courbes } 0, 1, 2, 3, \dots)$$

Si $Q = 0$, $B = -H_0$.

Au temps 0, la parabole passe aussi par le point $Q_0 = 0,2 \text{ m}^3/\text{s}$, puisque à ce moment, il n'y a aucun coup de bélier $B=0$, la fermeture n'ayant pas commencé. avec ces deux points ($-H_0$ et Q_0) la courbe peut être tracée.

Les autres courbes passeront par $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_i$ tel que :

$$Q_0 Q_1 = Q_1 Q_2 = Q_2 Q_3 = \dots = Q_i Q_{i+1} = \frac{Q}{n} \text{ et seront tangentes en } -H_0.$$

(on suppose m constant quel que soit S).ⁿ

Donnés de bases :

$$H_0 = 52 \text{ m}, \quad Q_0 = 0,2 \text{ m}^3/\text{s}, \quad D = 0,45 \text{ m}$$

$$L = 7500 \text{ m}, \quad C = 1045,35 \text{ m/s}$$

On prend $n = 8$

$$t = \frac{2L}{C} = 14,35 \text{ s}$$

$$b = \frac{C}{g \cdot s} = \frac{1045,35}{9,81 \cdot 0,159} = 670 \text{ m} \quad (t \cdot L^{-2})$$

- la pente de la droite :

$$\frac{b}{9} \text{ a pour dimension } (T L^{-2})$$

pour $b = 670 \text{ m}$ et $q = 1 \text{ m}^3/\text{s}$

$$\frac{b}{q} = \frac{670}{1} = 670 \quad (TL^{-2})$$

- Echelle des ordonnées : b

$$1 \text{ cm} \text{ --- } 5 \text{ m} \text{ donc } 670 \text{ sera représenté par } 134 \text{ cm}$$

- Echelle des abscisses : Q

$$0,2 \text{ m}^3/\text{s} \text{ --- } 16 \text{ cm}$$

$$1 \text{ m}^3/\text{s} \text{ --- } x \quad X = \frac{16}{0,2} = 80 \text{ cm}$$

$$\frac{C}{g \cdot s} = \frac{b}{q} = \frac{134}{80} = 1,67 \text{ --- } tg \alpha = 1,78$$

$$\text{donc } \alpha = 59^\circ$$

- CONCLUSION :

D'après l'opure, les valeurs de surpression et la depression sont égales à +145 m dans ce cas la pression totale dans la conduite au moment de la surpression : $52 + 16,5 = 68,5 \text{ m}$ (soit 7bars).

La pression restante dans la conduite au moment de la dépression :

$$52 - 16,5 = 35,5 \text{ m (soit 4bars)}$$

Les valeurs de la suppression et la dépression macimales issues de la caractéristique de fermeture choisie, avec un temps de fermeture, avec un temps de fermeture de $4 \times t = 570,40$ secondes, sont acceptables.

3.5 ETUDE DU COUP DE BELIER GRAVITAIRE DE LA BACHE N° 2 AU RESERVOIR D'ACCUMULATION :

même raisonnement qu'au paragraphe (3.4).

$$\begin{aligned} OH_0 &= -65,5 \text{ m} \\ Q_0 &= 0,106 \text{ m}^3/\text{s} , D = 0,35 \text{ m} \\ L &= 3395 \text{ m} , C = 1084,65 \text{ m/s} \end{aligned}$$

on prend $n = 8$
 $t = \frac{2L}{C} = 6,26 \text{ s}$

$$b = \frac{C}{g;s} = \frac{1084,65}{9,81 \cdot 0,096} = 1149,2$$

- La jente de la droite :

pour $b = 1149,2$ et $q = 1 \text{ m}^3/\text{s}$
 $\frac{b}{q} = \frac{1149,2}{1} = 1149,2 \text{ (TL}^{-2}\text{)}$

- Echelle des ordonnées : b

1cm — 5 m donc 1149,2 correspond 229,8 cm

- Echelle des abscisses : Q

$0,106 \text{ m}^3/\text{s} \text{ — } 16 \text{ cm}$
 $1 \text{ m}^3/\text{s} \text{ — } X \text{ — } X = \frac{16}{0,106} = 150,94$

$$\frac{C}{g;s} = \frac{B}{q} = \frac{229,8}{150,94} = 1,52 \text{ — } tg = 1,52 = 57^\circ =$$

- CONCLUSION :

Pression totale dans la conduite au moment de la surpression :

$$65,5 + 17 = 82,5 \text{ m (soit 8 bars)}$$

pression restante dans la conduite au moment de la depression :

$$65,5 - 17 = 48,5 \text{ m (soit 5 bars)}$$

Donc les valeurs de la suppression et la dépression macimales, issues de la caractéristique de fermeture choisie, avec un temps de fermeture de $4xt = 25,04$ seconde, sont acceptables.

AUTOMATISATION.

Le fonctionnement rationnel et économique des différents ouvrages, où existe une chaîne de d'installations, tels que la station de traitement des eaux potables, les stations de pompages et les réservoirs, nécessite une installation d'un réseau automatique, c'est à dire, on installera une salle de commande située à la station de traitement, où les fonctionnements des différents structures s'opère d'une manière automatique. Ceci nous permettra de réduire le nombre importants d'exploitants, la surveillance devient plus plus efficace et rapide, l'utilisation des stations à leur optimum dans un laps de temps court.

Une installation industrielle, ne peut être assurée que si les trois fonctions essentielles suivantes sont remplies.

- a) - Acquisition d'information sur l'état et le fonctionnement de la station, du réseau et sur l'évolution de certaines grandeurs caractéristiques, ceci sera assuré par des capteurs. Souvent la dispersion et l'éloignement des ouvrages de distribution d'eau nécessitent la mise en oeuvre des moyens de transmission relativement importants.
- b) - Exploitation des informations et l'élaboration d'ordres de commande, qui sont transmis à l'initiative, soit de l'exploitant, soit de l'automate, aux organes de manoeuvre. Cet ensemble de fonction constitue le contrôle-commande.
- c) L'exécution des ordres de commande, est assurée par les organes de manoeuvre (noteurs et organes associés).

1- Réservoir de régulation :

Le réservoir de régulation est de forme circulaire, réalisé en béton armé. La cote de son radier sera un peu inclinée, ceci pour faciliter sa vidange.

Rôle : est de permettre de répondre aux besoins d'alimentation fluctante mais continue que requièrent des installations de traitement. Si l'alimentation des installations de traitement s'effectue par gravité, il est rappelé que l'alimentation du réservoir par les groupes nécessite un asservissement pour être lui aussi automatique. Pour satisfaire à cela, on a fait en sorte que le nombre de groupes en service et le débit fourni soit fonction du niveau d'eau atteint dans le réservoir. Il en résulte que plus l'appel d'eau des installations de traitement est important, plus grande est l'amplitude des variations du plan d'eau dans le réservoir.

1- Régulation de l'admission et mesure du débit :

a - Débinètre : la marche et l'arrêt des groupes de pompage sont asservis au débit appelé au réseau.

b - Amplification, totaliseur et enregistreur.

c - Régulateur électronique PI et servo-amplificateur.

d - Vanne de régulation et servomoteur (type vanne papillon).

Principe de fonctionnement :

Le débinètre, placé sur la conduite d'amenée d'eau brute, mesure le débit instantané d'eau brute provenant du réservoir de régulation et admis sur les installations de traitement. Les signaux électriques émis par le débinètre électromagnétique sont amplifiés et reçus d'une part par un enregistreur de débit instantané. L'enregistreur sert également à l'enregistrement du PH de l'eau traitée.

Le compteur totalisateur et l'enregistreur sont montés sur la façade du tableau de contrôle. Les signaux du débinètre sont également transmis à un régulateur électronique lequel commande à son tour une vanne papillon montée sur la conduite d'amenée l'eau brute par l'intermédiaire du servo-mécanisme pneumatique. Cet ensemble permet ainsi d'assurer la régulation du débit à une valeur prédéterminée, une augmentation de débit décelée par le débinètre accompagnant automatiquement d'un mouvement de fermeture de la vanne papillon et vice-versa.

La vanne papillon est également asservie à un régulateur de niveau placé dans la bache de reprise N°1 d'eau traitée, l'asservissement impliquant une fermeture de la vanne en cas de niveau haut dans cette bache.

Par ailleurs la vanne ferme automatiquement en cas de coupure d'alimentation en courant électrique.

2. Refoulement de la bache de reprise N°1 et la bache d'accumulation N°1:

L'asservissement des groupes de pompage au niveau de l'eau dans la bache de reprise N°1, l'interdiction de fonctionnement pouvant néanmoins être donnée, soit par un manque d'eau dans la bache, soit par une chute de pression au refolement, soit par toute autre cause, ce qui se traduira, pour le personnel, par un affichage du défaut, doublé éventuellement par un signal sonore.

Etant donné que notre adduction est longue de 15Kms, et nous disposons sur cette distance, d'une bache de reprise, bache d'accumulation N°1 et le réservoir de la ville Bouhadjar, tout cela doit s'effectuer par transmissions à distance, à savoir, télémesures qui permet la mesure

des niveaux dans les réservoirs, des débits de production et de distribution, mesure de l'intensité absorbée par des moteurs éloignés.

Télésignalisations, positions de vannes notoriées sur le réseau, défaut divers, marche de groupe de secours, de groupe électrogène, d'où il peut en résulter une télécommande automatique à l'usine même.

Les transmissions sont électriques. Toutes les informations parviennent donc à l'usine où un seul agent, à partir de son pipitre, peut suivre, grâce à un tableau synoptique détaillé et à un affichage des défauts, la marche d'exploitation.

NOTA :

Tous ces principes de fonctionnement, leurs déroulements et exécutions sont établis par un système logiques programmables.

Un automate par station peut assurer toutes les fonctions automatiques, suivant les consignes qui lui sont fixées par programmation.

Les automates sont généralement îlotés de sortie asynchrone les reliant, via un réseau de télé-transmission au poste central de commande.

Les automates signalent automatiquement au poste de contre commande toutes les anomalies qui surviennent et fournissent au PCC sur interrogation les informations sur la configuration de la station et les mesures.

Ils peuvent recevoir du PCC des instructions susceptibles de modifier leurs consignes (par exemple, reprises en commande manuelle).

CHAPITRE -V-

PROTECTION DE LA CONDUITE CONTRE
LA CORROSION

5.1 : GENERALITE :

La corrosion est caractérisée par une attaque du métal due à des phénomènes extérieures en liaison, le plus souvent soit avec la nature du sol, soit avec des installations électriques à courant continu situées au voisinage de notre conduite d'adduction, soit avec la nature de l'eau à transporter.

Si ces phénomènes sont importants, il peut se produire une destruction rapide des canalisations par perforation en forme de cratères, ou sous forme de rouille (diminution de l'épaisseur de métal). Les conduites en acier sont les plus soumises à cette destruction, donc il y a lieu de considérer leurs protections.

5.2 : PROTECTION EXTERNE :

Afin d'assurer une bonne protection de notre conduite d'adduction contre la corrosion il faut :

- Eviter de relier des conduites neuves à des vieilles conduites ;
- Refuser les conduites ayant des surfaces irrégulières ;
- Eviter de relier des métaux différents ;
- Ne mettre que des conduites convenablement revêtues d'une couche isolante pour l'enrobage, les conduites doivent être convenablement revêtues d'une enveloppe en laine, de verre et du bitume et on doit assurer la continuité de cet enrobage au droit des joints. Il sera procédé en plus à la protection cathodique.

- Protection Cathodique :

Des sorties de courant peuvent avoir lieu après le vieillissement ou la détérioration accidentelle de l'enrobage, c'est alors que la conduite peut se corroder par électrolyse ;

- Cette protection consiste, soit à constituer avec un métal plus électro-négatif que le fer, une pile où le fer jouera le rôle de cathode ;

- Soit à relier la conduite, d'une part, à une source d'énergie électrique extérieure et d'autre part, à une anode enfouie dans le sol et destinée à se corroder.

- Protection cathodique par anode réactive :

Il suffit de relier de place eb place la conduite à une pièce de métal plus électro-négatif que le fer (Zinc ou Magnésium) de façon à former des piles où la conduite d'acier jouera un rôle de cathode.

Ces anodes réactives seront disposées dans les zones de terrain agressif, ce sont des cylindres de 15 à 30 kg que l'on enfouit dans le sol à 3 m environ de la conduite, entourés d'une bouillie à base d'argile colloïdale qui permet d'entretenir autour de l'anode une humidité favorable. Elles sont reliés à la conduite par un câble isolé.

De place en place, on dispose des bornes de contrôle pour vérifier les potentiels.

Ce dispositif convient pour la protection de tronçons de petit diamètres et de faible longueur. Il ne convient plus dès que l'on se trouve en présence de courants vagabonds.

- Protection cathodique par soutirage de courant :

Cette méthode consiste à partir d'une source électrique de courant continu à relier la conduite à la borne négative de cette source.

La borne positive sera raccordée avec une prise de terre constituée par de vieux rails enterrés dans un milieu humide à environ 100 mètres de la conduite. La source électrique en passant par la conduite entrainera la dissolution du vieux rail.

CONCLUSION :

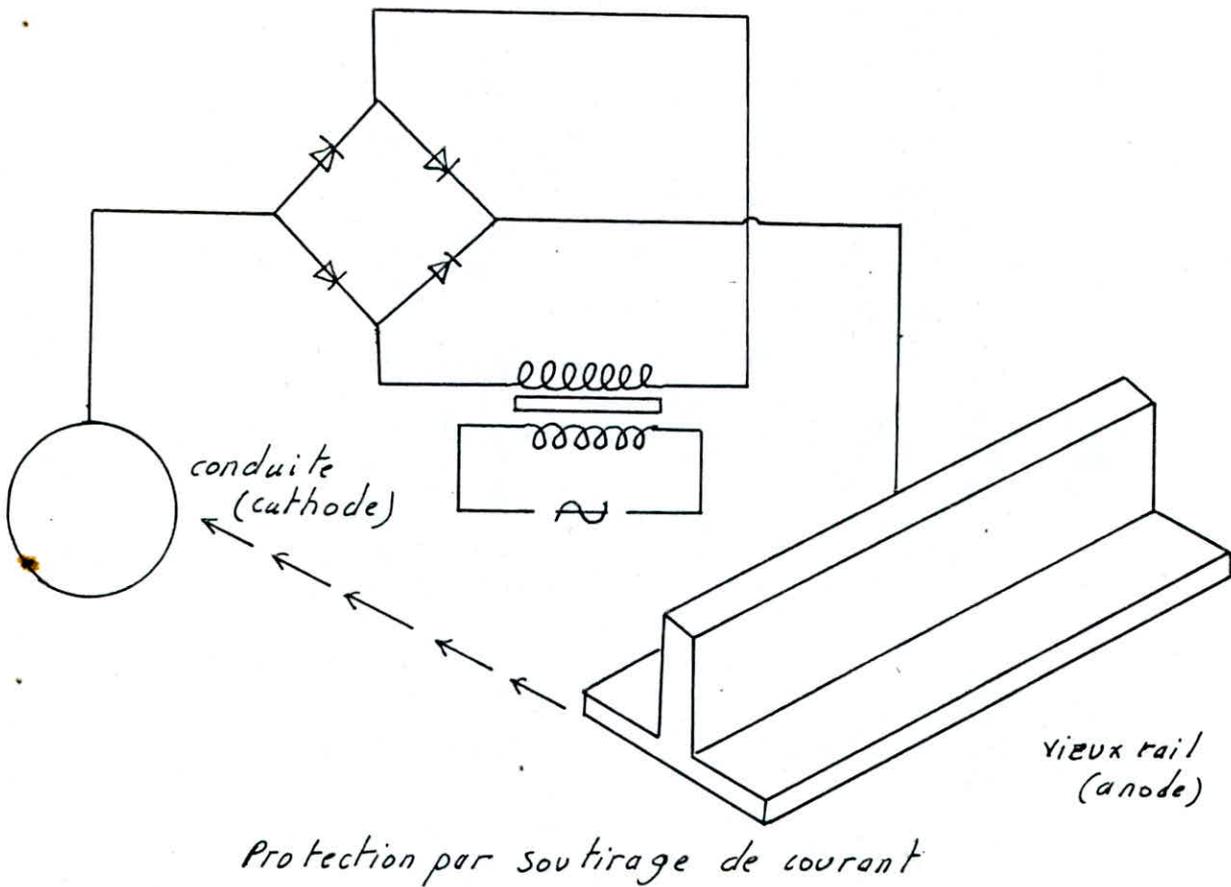
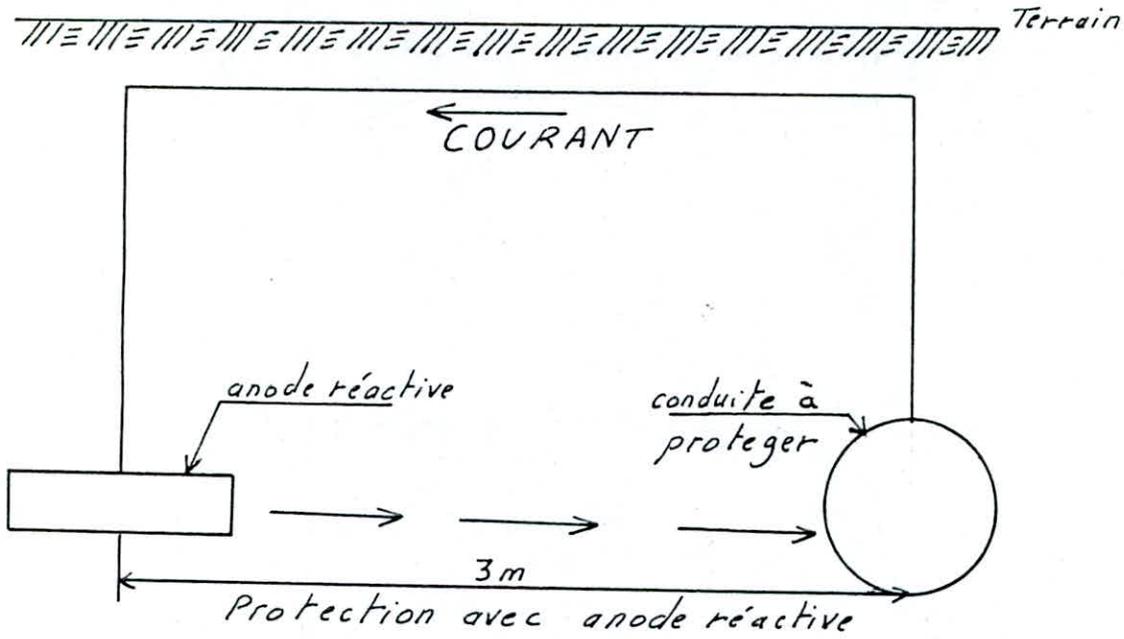
Notre conduite d'adduction est assez longue et un diamètre important. Nous optons donc pour le deuxième procédé qui protégera efficacement notre conduite.

5.3 : PROTECTION INTERNE :

Les eaux naturelles contiennent différents éléments chimiques qui peuvent parfois provoquer la corrsion interne des conduites.

Pour y remédier à ces dangers, on recommande un revêtement intérieur soigné par enduits bitumineux ou un autre enduit spécial, qui sont généralement appliqués en usine.

Le réseau de distribution ne necessite pas de protection contre la corrosion puisqu'on à prévu des conduites en P. V. C.



II H A P I T R E -VI-

POSE DE LA CONDUITE

Les conduites peuvent être posées en terre, en galerie, sur le sol, sur les ouvrages d'art, dans le lit d'une rivière. Dans notre cas on a :

- Pose en tranchée ;
- dans les galeries (traversée de routes)
- traversée de pont

6.1 : REALISATION DE TRANCHÉES :

a- longueur de la tranchée : La pose en terres des conduites s'effectue dans une tranchée dont le largeur est en fonction du diamètre de la conduite.

$$B = D + 2 \times 0,30 \text{ (m)}$$

où B = largeur du tranchée

D = diamètre de la conduite

Au droit des joints on doit pratiquer des niches, élargissement de la tranchée de façon à faciliter le raccordement.

b- Profondeur de la tranchée : la profondeur de la tranchée sera choisie de telle manière à tenir l'eau à l'abri de la chaleur estérieure en été, et de l'importance du gel en hiver.

La profondeur dépend du diamètre :

$$H = D + h1 + h2$$

où H : profondeur de la tranchée (m)

D : diamètre de la conduite (m)

H : hauteur entre la surface du sol et la génératrice supérieur de la conduite (m).

on prend $h1 = 1\text{m}$

$h2$: épaisseur du lit de sable : 10 à 20 m

le lit de pose sera constitué par du :

- gravier dans les terrains ordinaires
- pierres cassées, serviront de drains dans les terrains imperéables ou roceux ;
- béton maigre pour les terrains rocheux.

La pose des conduites en acier, doit s'effectuer par tronçons successifs en commençant par les points hauts de manière à assurer s'il y a lieu l'écoulement des eaux d'infiltration. Les points sondés seront exécutés au dessus de la fouille, où les tuyaux seront maintenus par des bois disposés en travers de la tranchée.

Quant au réseau de distribution prévu en P.V.C les joints eront exécutés par collage. La conduite est alors remplie d'eau pour l'éprouver à la pression d'essai soumise réellement à la conduite augmentée de 50 %.

La durée d'essai est d'au moins 30 mm, la variation de la pression devra être inférieure à 0,2 bars.

c- Remblaiement : Le branchement de la tranchée pour des conduites en P.V.C doit se faire soigneusement par un lit de sable, sur la génératrice supérieure, puis remblayer la tranchée par une couche de tout venant. Le reste de remblaiement sera achevé à l'aide de tout venant pilonnés dépourvu de pierres, sauf au niveau des robinets vanne qu'on doit aménager des niches pour la manoeuvre.

6.2 : TRAVERSEE DES ROUTES :

Afin de protéger les conduites, les traversées de routes doivent être limités au maximum. A la traversée des routes on prévoit des galeries dans lesquelles les conduites seront posées et protégées contre les forces extérieures (passage des engins), les chocs et vibrations.

6.3 : TRAVERSEE DES PONTS :

Si le pont est en maçonnerie, la conduite est logée entre l'extrados de la voûte et le pavage, ou mieux, dans une galerie disposée sous un des trottoirs du pont.

Dans le cas d'un pont métallique, la conduite est placée sur les entretoises ou si cela est impossible, en encorbellement en la fixant au moyen de colliers. Il y a alors intérêt à la calorifuger (protéger contre les dépenditions de chaleur).

6.4 : BUTEES :

Dans les changements de direction ou dans les embranchements, il y a une tendance sous la poussée exercée par l'eau à un déboitement des joints, on prévoit alors la construction des butées en béton qui par leur poids s'opposent à ces efforts.

6.5 : DESINFECTION :

Avant la livraison de l'eau à la consommation publique il est recommandé de procéder à la désinfection du réseau. Cette dernière s'effectue au chlore soit au permanganate de potassium.

REMARQUE :

La côte du fond de la tranchée d'une conduite d'A.E.P est plus grande que celle des eaux usées.

3^{ème} PARTIE

ETUDE DE LA STATION
DE
TRAITEMENT

CHAPITRE I

I QUALITE DES D'ALIMENTATION :

1.1 CARACTERISTIQUE PHYSIQUE

A TEMPERATURE :

La temperature optimale se situe entre 9° et 12° C, il faut evite de destrübler desriouer de leau a plus de 15° C .

B ELEMENT EN SUSPENSION ET COLLOIDES :

ces éléments donnent a leau une turbidité et une couleure la turbidité est le contraire de la limpidité est mesuré par l'appareil sienrert et guillerd; la couleure est réperé de façon analogue .

C ELEMENT EN SOLUTION :

Bien que sertin éléments influent sur la couleur, ils sont surtout réperés par la minéralisation, llodeur et la s'veur .

La minéralisation de leau et la mesure de sa concentration en sels solubles, pour la plus part des eaux, elle est due essentiellement a l'anionn bicarbonate associé au cation calcium . On mesur la minéralisation en pesant l'extrait sec qui ne doit pas excedi 2g grammes par litre, pour les eaux de forte minéralisation on peut la déduire en première approximation par la mesure de la resistivité électrique .

$$\text{MINERALISATION (MG / L)} = \frac{720\ 000}{\text{ohm} / \text{cm}^2 / \text{cm}}$$

1.2 CARACTERES CHIMIQUES :

A POTENTIEL HYDROGENE

Le PH d'une solution est le cologarithme de sa concentration en ions H⁺ il est inferieur a 7 sil'eau est acide ou superieur a 7 si l'eau est basique . les eaux naturels ont un PH comprés entre 5,5 et 10 .

B DURETE

Il s'agit essentiellement de la teneur en selá de netaux bivalents principale - ment en calcium . Une teneur trop elvé nuit a la cuisson des legumes et a la bonne utilisation des savons ordinaires .

C AGRESSIVITE

C'est la propension de leau a attaquer le calcaire grace au CO₂ libre qu'elle peut contenir . Pour diminuer sont agressivité on ajoute a leau CO₃ (a ou Ca)

D ELEMENTS INDESIRABLES :

Certain élément ne peuvent être contenus que dans des proportions très faibles soit pour des raisons techniques, soit pour leur toxicité on ne doit pas dépasser les teneurs ci contre .

1. 3 CARACTÈRES BACTÉRIOLOGIQUES :

L'eau potable ne doit pas contenir des germes pathogènes les germes recherchés proviennent de contamination d'origine fécale et sont

- | | |
|-------------------|---------------------------------|
| - Bacille de coli | - Clostridium sulfitorréducteur |
| - Enterocoque | - Bactériophages fécaux |

Objectifs du traitement - Normes

Ces objectifs peuvent se répartir en trois groupes

- La santé publique
- L'agrément du consommateur
- la protection des conduites et des installations

1. 4 NORMES :

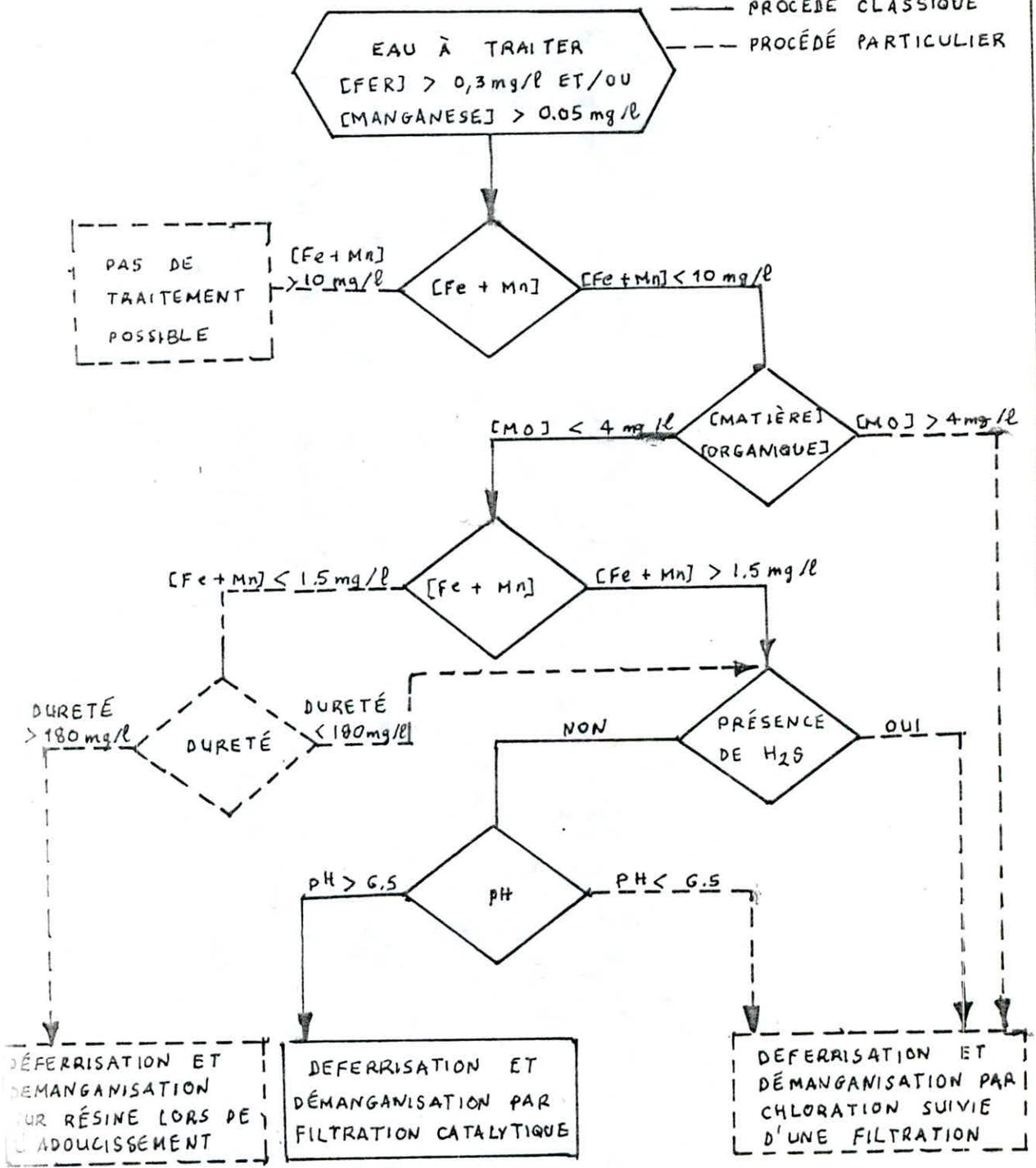
Toutes les eaux devant servir aux besoins domestiques doivent respecter des normes en absence des normes nationales on adopte celle de l'OMS (Organisation mondiale de la santé)

voir tableau N° 1

FIGURE 1

LÉGENDE

- PROCÉDÉ CLASSIQUE
- - - PROCÉDÉ PARTICULIER



	UNITES	NORMES O M S		NORMES C E E	
		C M S	C M A	C M S	C M A
Matières sodium totales	Mg/l	500	500		1500
Couleur	UCV	5	50	5	20
Turbidité	JTU ²	0,10	0,50	0,10 ^U	0,30
P H		7- 8,5	6,5 - 8,2	6,5 - 9,2	9,5
Fer (Fe ²⁺)	Mg / L	01	I		03
Manganese (Mn ²⁺)	"	0,05	0,5		0,05
Cuivre (Cu ²⁺)	"	0,05	1,5	0,	0,5
Zinc (Zn ²⁺)	"	1,5	5		0,1 - 1
Calcium (Ca ²⁺)	"	75	200	10	
Magnesium (Mg ²⁺)	"	50	150	30	50
Sulfates (SO ₄ ²⁻)	"	200	400	5	250
Chlorure (Cl ⁻)	"	200	600	5	200
Nitrates (NO ₃ ⁻)	"		45		5
O ₂ dissous	"				5
Matières organiques	MP 0 ² /L			I	5
Durée totale s	Mg / l Ca CO ₃	100	500		
Potassium K ⁺	Mg/L			10	12
Sodium Na ⁺	"	50	150	20	100
Amoniaque NH ₄ ⁺	"	x		0,05	05

C M A : Concentration maximale admissible

C C M S : Concentration maximale souhaitable

(1) Unité de couleur vrai (échelle platino - cobalt)

(2) " - " turbidimétrique JACKSON

CARACTERISTIQUE BACTERIOLOGIQUE

- Coliforme totaux 0
- Coliforme fécaux 0
- Stréptocoque fécaux 0
- Clostridium sulfito - réducteur 0

Domaine d'application des traitements

voir tableau 2

T A B L E A U 2

TYPE de traitement	But du traitement	DOMAINE D'APPLICATION EFFICACE	
		Limite inferieure	Limite superieure
Adoucissement	enlèvement de la dureté	dureté > 180mg/L	dureté 700 mg/L
Déferrisation et des manganisation	enlèvement du fer et du manganese	[fer] > 0,03 mg/L [Manganese] > 0,05 mg/l	fer et manganese mg/l
Filtration	enlèvement de la turbidité	turbidité > 5 UNT	turbidité 05 UNT
Desodorisation	enlèvement des mauvais gout et odeurs	odeur > 4 NSO	
Desinfection	elimination des germes pathogenes	coliformes fecaux > 0 Coliformes totaux	coliformes fecaux < 10/10 ml < 100/100 ml
Demineralisation	enlèvement de la salinité	chlorures > 250mg/L sulfate > 500mg/L	

CHAPITRE II

PRESENTATION DE L'ETUDE

La ville de bouhadjar se situe dans l'est algerien dans la wilaya de TAREF frontiere TUNISIENNE .

Vu le developpement et l'importance de l'acrosissement demographique, les besoins en eau augmentent et la construction d'une station de traitement devient necessaire .

La station est demensionnee pour traiter 200 L/S soit $17280 \text{ m}^3 / \text{S}$.

2.1 ORIGINE DE L'EAU A TRAITER

L'eau a traiter provient du barrage de BOUNAMOUSA situe à 15 Km au Nord ouest de BOUHADJAR , les eaux qui s'accumulent dans la barrage proviennent d'oueds et leur traitement est necessaire afin de les rendre potable .

ce traitement aura pour but d'eliminer toutes les particules se trouvant en suspension et de sterilise ces eaux .

2.2 SITE D'IMPLANTATION DE LA STATION

Une verification sur le terrain est necessaire avant le choix finale de l'emplacement. Cette verification porte sur :

- La topographie
- La surface disponible
- La nature du sol
- La capacite d'adsorption

2.3 CARACTERISTIQUE PHYSICO - CHIMIQUE DE L'EAU

a Caracteristique chimique

l'analyse de l'eau effectuer par le INRH a donne les resultas regroupees dans le tableau suivant :

ELEMENTS	Mg /l	Meq/l	° F
Calcium Ca ²⁺	50	2,5	12,5
Magnesium Mg ²⁺	12	1	5
Sodium Na ⁺	24	1,0434	5,217
Potassium K ⁺	10	0,2564	1,282
Totaux	96	4,7998	22,117
Chlorures Cl	20	0,56	2,28
Sulfates SO ₄ ²⁻	64	1,33	6,65
Bicarbonates HCO ₃ ⁻	187	3	15
Phosphates PO ₄ ⁼	0,1	0,002	0,01
Nitrite NO ₂ ⁻	0,01	0,0002	0,001
Fluoré F ⁻	0,5	0,026	0,13
Totaux	271,61	4,9186	24,591

Les résultats de l'analyse chimique sont exprimés soit en milligramme par litre (Mg/l) soit milliequivalent par litre (Meq/l) soit en degré français (°F)

Pour obtenir le poids en meq de l'ion on divise la masse atomique (M) par la valence (V).

Si l'eau contient N mg/l de l'ion en question, la concentration en milliequivalent est calculé comme ce suit

$$\frac{N}{M} = \frac{N \cdot V}{M}$$

Exemple : pour Mg²⁺ : N = 12 V = 2 M = 24

$$C = \frac{N \cdot V}{M} = \frac{12 \cdot 2}{24} = 1$$

pour les sulfates SO₄²⁻ N = 64 M = 96 V = 2

$$C = \frac{N \cdot V}{M} = \frac{64 \cdot 2}{96} = 1,33$$

Le degré français = $\frac{1}{5} C$

PRINCIPAUX TITRES DE L'EAU

Titre hydrotimétrique TH : est sensiblement égal à la dureté de calcium et magnésium exprimé en °F

$$TH = 12,5 + 5 = 17,5$$

Titre alcalimétrique complet TAC est sensiblement = à la dureté CO_3^{2-} et HCO_3^- , OH^- dans ce cas le TAC exprimé teneur bicarbonate

$$TAC = 15^\circ \text{°F}$$

Titre en sels d'acide fort / égal à la somme des teneurs en sulfates, chlorures, nitrate $6,65 + 2,8 = 9,45$

. MINÉRALISATION

La minéralisation de l'eau est égal a la somme des anions et cations mg/l
 $M = 96 + 271,61 = 367,61 \text{ Mg/l}$

Controle resultats de l'analyse

La somme des anions exprimés en meq/l doit être exactement égale a la somme des cations exprimés en meq/l

En pratique l'erreur ne doit pas dépasser 5% si l'erreur dépasse 5% c'est adire l'ommission d'ion

$$\text{Erreurs} := \frac{4,9186 - 4,7998 \cdot 100}{4,7998} = 2,47 \%$$

Tableau rassemblent les resultats

!			!
!	anios	= 4,7998 meq/l	!
!	Cation	= 4,9186 meq/l	!
!	Mineralisation	= 367,61 mg/l	!
!	TAC	= 15	!
!	TA	= 0	!
!	SAP	= 9,45	!

b . CARACTERISTIQUE PHYSIQUE

La couleur

en periode de pluie l'eau prendra la couleur brune beige inacceptable .

Matière en suspension peut dépasser 1120 mg/l

C H A I N E D E T R A I T E M E N T

Le traitement permet d'obtenir à partir d'une eau impure, une eau propre à la consommation humaine .

on distingue :

- le pretraitement
- la clarification
- desinfection

3.1 P R E T R A I T E M E N T

Les eaux contiennent inévitablement du sable, du limon, des débris de végétation, des corps flottants, des matières en suspension et entretiennent par fois une flore importante . Des traitements préparatoire visant supprimer ces matières étrangères sont donc essentiels .

ces opérations sont :

degrillage - tamisage - dessablage - microtamisage des huiles de surface - débouillage

3.2 C L A R I F I C A T I O N

La clarification consiste à éliminer les matières colloïdales et les matières en suspension, susceptibles de donner à l'eau une couleur ou une turbidité inacceptable .

Etapes sont les suivants

- Coagulation
- floculation
- Decantation
- Filtration

A) P R I N C I P E D E L A C O A G U L A T I O N - F L O C U L A T I O N

Afin de rassembler les particules en suspension et d'accélérer leur chute, on ajoute à l'eau à traiter des coagulants et des floculants, par réaction . Les coagulants sont des précipités qui emprisonnent et absorbent les particules organiques , les floculants les particules et les grosses molécules organiques, les coagulants Les floculants apportent des qualités supplémentaires telles qu'une plus grande masse du floc et meilleure vitesse de sédimentation , ce qui permet d'utiliser au brownien la capacité des installations

Coagulation

Ces processus comportent en premier lieu, la distabilisation d'une suspension colloïdale et en second lieu l'aggrégation des particules en petits amas, ou flocons sous l'action du mouvement .

$-\frac{dN}{dt} = \frac{KKT}{V} N^2$ dans laquelle

$\frac{dN}{dt}$ = Taux de décroissance du nombre de particules .

$\frac{dN}{dt}$

Coloide par unité de volume

f = fraction des collisions qui donnent lieu a une agregation

T : Temperature en °K

N : nombre de colloide par unité de volume à un moment t

t : le temps

K : une constante

- traitement physico - chimique visant à à réaliser le processus coagulation .

- Processus de grossissement et l'uniformisation des flacons sous l'influence douce agitation

$-\frac{dN}{dt} = \frac{2}{3} f G d^3 N^2$

$(-\frac{dN}{dt})$: est le taux de décroissance du nombre de flacons attribuable

au brassage dans un volume unitaire f: est fraction de collision qui resultent en une agregation

d: diametre des flacons à une moment donnée t

N: le nombre de flacons par unité de volume au moment t

G: est une du degré de brassage efficace.

type de coagulation utilises

Sulfate d'aluminium ; de qualite commerciale est un sel hydraté dont la

formule chimique est $Al_2(SO_4)_3 \cdot 14 H_2O$

- Formule chimique $Al_2(SO_4)_3 \cdot 14 H_2O$

- Masse moleculaire 594

- Teneur exprimée en $Al_2(SO_4)_3 \cdot 14 H_2O$: 48,3%

- PH = 2,4

- Temperature de cristalisation - 16,7° C

- Densité a 20° C 1,328

- Viscosité à 20° C 0,021 Pa.s

le sulfate d'aluminium qui réagit avec les sels hydrates d'après la réaction



le temps de coagulation de ce sel pour le PH = 7 et de 0 = 5

B) Type des adjuvant utilisé

Le processus de coagulation peut etre nettement amelioré par l'adjonction de substances qu'on appelle adjuvants de coagulation .certain s adjuvant agissent plutot sur la floculation ou adjuvants de flaculation .

Les adjuvants sont les suivants

- argilé et autres minéraux
- silice activée

- Les polyelectrolytes

- La décantation

- la décantation reside dans l'utilisation des forces de gravite pour sepaer une particule de densité supérieure a celle du liquide jusqu'a une surface ou ou une zone stackoge suivat de sens de l'écoulement, la décantation peut etre verticale ou horisontale.

X Decanteurs à circulation horizontale

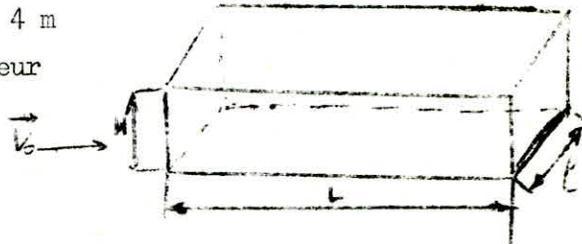
a) déconteurs à bassin recatangulaire

l'eau circule dans la longueur, la stabilté de l'écoulement se'obtient par :

$$L/H \geq 10 \quad H : 2,5 + 4 \text{ m}$$

L : Langeur l : largeur

$$L = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{6} \right)$$



Il existe bassin simples

(1) Chute libre .

(2) Chute avec flaculation



(3) Chute freine de régime de chute dans un decanteur rectangulaire

(h) Decanteur a bassin circulaire

l'eau est conduit vers le centre et coule vers le bord on trouve des decanteurs circulaire à racleurs mecanique, decanteur à l'écoulement vertical.

l'eau arrive par le cylindre centrale et sort par les bords .

La vitesse dans le cylindre d'amenée ne doit pas dépasser 0,10 m/s

FILTRATION

La filtration est le passage de l'eau en milieu poreux a pour but de retenir sur un support les les matières minerales ou organique en suspension apportées par l'eau traité préalablement en distingue trois type de filtres à eau .

- les filtres a sable lent
- Les filtres a sable rapide
- Les filtres sous pression

X Filtre a sable lents .

le filtre lent fait usage d'un sable fin, plus au moins homogene dont la taille situe entre 0,25 et 0,35 mm d'une hauteur de couche d'environ 1m, il ne permet p que des debris spécifique s très faibles de l'ordre de 3,5m² S : et exige une

et d'autres micro-organismes aérobie

Filtre rapide

Il fonctionne sous pression atmosphérique, le débit spécifique admissible est normalement de $0,08 \text{ m}^3$ (ou $115 \text{ m}^3/\text{m}^2$) quand le filtre montre des signes de colmatage excessif on procède d'abord au decolmatage de surface puis au lavage contre courant. Le même sable sert donc indéfiniment la filtration rapide est normalement précédée d'un traitement de coagulation suivi de decontation

X Sauf quelques exceptions :

La vitesse est de $2,4 \text{ à } 12 \text{ m/h}$

- Filtre fermé ou sous pression

fonctionne comme les filtres ouverts le même principe, les parois sont construites en acier afin de supporter une pression de l'ordre de 10 atm

La filtration sous pression offre un moyen d'augmenter le débit spécifique, l'eau filtrée sans perte de pression, mais elle est déconseillée pour la filtration de l'eau de consommation

- La désinfection (traitement des eaux) Le procédé est un procédé qui sert à détruire les germes pathogènes et enlève les goûts et l'odeur. On peut distinguer deux procédés

- procédé classique

- procédé particuliers (conception par un spécialiste)

- procédé classique.

La chloration par excès avec éventuellement une destruction de l'excès de chlore par filtration sur charbon actif est la méthode la plus couramment employée pour les installations domestiques.

- Procédés particuliers : en présence de phénols ou de dérivés phénoliques

- L'ozonation

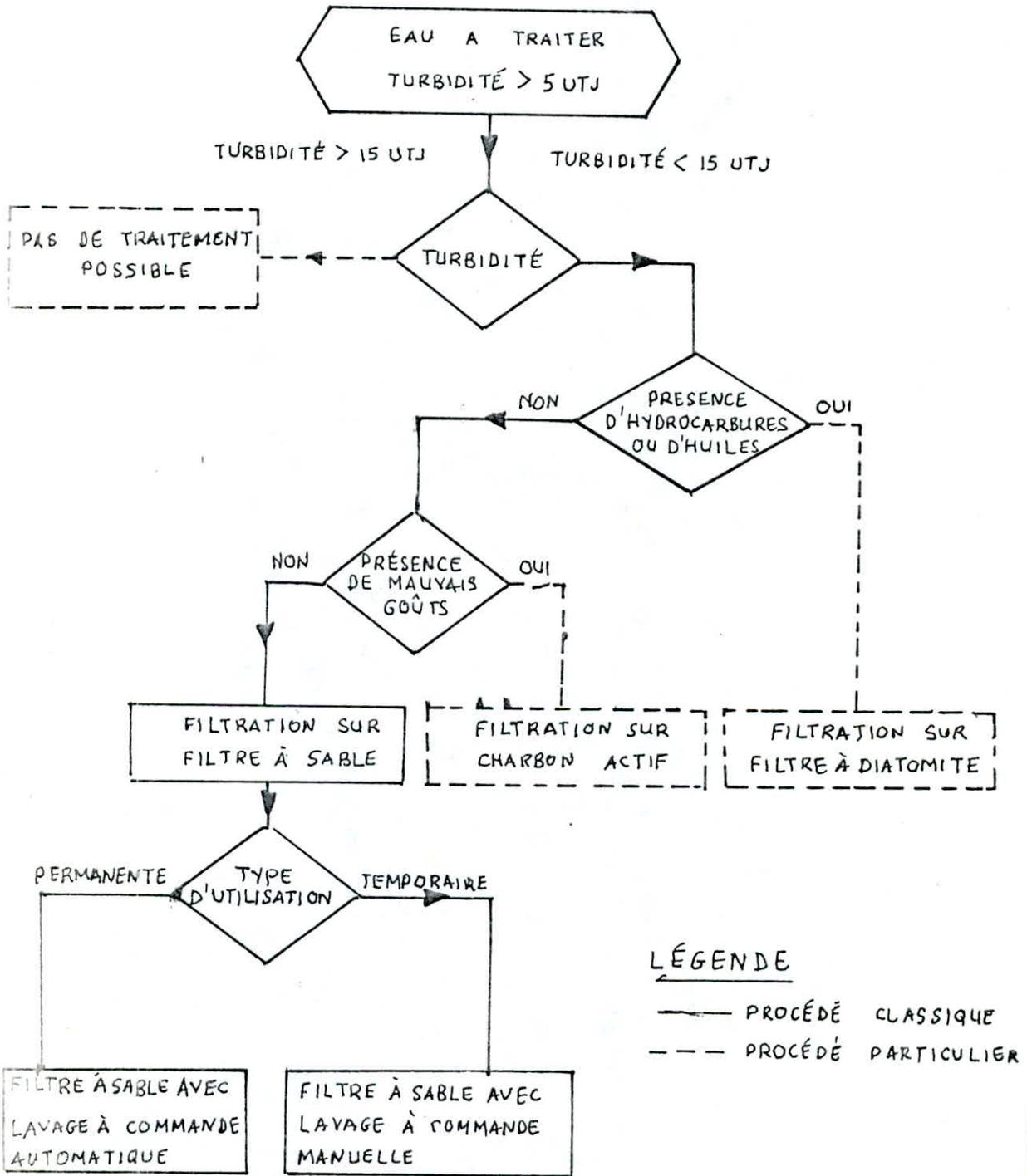
- Le peroxyde

- la désinfection peut être obtenue au moyen de rayons ultra violets

-- Choix du procédé désinfection

Le diagramme logique de la figure permet un choix du procédé le milieu adapté à une installation donnée.

FIGURE 2



Dimensionnement de la station

4.1. Bassin de préparation des réactifs :

En pratique et selon les normes, il sera utilisé 40 g/n³ de sulfate d'allumine . Dose de A S P G = 0,2 mg/l.

- quantité de sulfate consommée par jour :

$$X \text{ Al}_2(\text{S}_\text{o} \text{ u})_3 = \frac{A \cdot Q \cdot T}{1000} ; A = 40 \quad ; Q = 720 \text{ n}^3/\text{h}.$$

Pour un temps de travail de T = 24 h

$$X = \frac{40 \cdot 720 \cdot 24}{1000} = 619,2 \text{ kg/j}$$

Quantité de ASPG par jour :

$$\frac{0,2 \times 720 \cdot 24}{1000} = 3,456 \text{ kg}.$$

- Dimensions des appareils de préparations de coagulant la desité de la solution de sulfate d'aluminium est égal à 1,25 kg / n³.

4.2. Reactif désinfection :

- Prechloration : sera associe à la coagulation l'injection du réactif se fera dans la conduite d'amenée d'eau brute vers le melange rapide.

- Dimensionnement d'un poste de chloration.

- Quantité de chlore pour la prechloration dosé de cl₂ = 4g /n³

$$\frac{24 \times 720 \times 4}{1000} = 69,12 \text{ kg /j}$$

$$\text{par an} \quad X = 25,23 \cdot 10^3 \text{ kg}.$$

-Quantité de chlore nécessaire pour le poste de chloration dosé de

$$\text{cl}_2 = 2\text{g} / \text{n}^3.$$

$$24 \cdot 720 \cdot 2 = 34,56 \cdot 10^3 \text{ kg /j}$$

$$\text{par an} : 12,62 \cdot 10^3 \text{ kg}.$$

- Quantité de chlore consommé annuellement :

$$25,23 \cdot 10^3 + 12,62 \cdot 10^3 = 37,85 \cdot 10^3 \text{ kg /an}.$$

4.2. D i m e n s i o n n e m e n t :

- Dégrillage :

Afin d'éviter les risques de colmatage, on prévoit un dégrillage.

- L'espacement entre les barreaux de la grille est 30 mm, la vitesse de l'eau doit être comprise entre 0,60 à 1,00 m/s, la surface mouillée de

la grille est donné par la formule :

$$S = \frac{Q}{V \cdot ac}$$

Nous choisissons une vitesse de 0,9 m/s.

$$q = \text{débit} = 200 \text{ l/s} = 0,2 \text{ m}^3/\text{s}.$$

c : coefficient de colmatage .

$$c = 0,1 \div 0,3 \text{ grille manuelle}$$

$$c = 0,4 \div 0,5 \text{ grille automatique.}$$

a = espace libre entre les barreaux

espace libre entre les barreaux + épaisseur des barreaux

$$a = \frac{30}{30 + 20} = 0,6 \quad c = 0,3.$$

$$S = \frac{0,2}{0,9 \cdot 0,3 \cdot 0,6} = 1,85 \text{ m}^2$$

La hauteur d'eau maximum : H max = 0,5.

L'angle d'inclinaison = 60°

$$L = \frac{H_{\max}}{\sin 60^\circ} = \frac{0,5}{0,866} \approx 0,60 \text{ m.}$$

$$S = 1,85 \text{ m}^2$$

$$L = 0,60 \text{ m}$$

$$H = 0,50 \text{ m.}$$

B) Debouillage :

Dans cette étape, on sssaye d'éliminer le sable fins, et le plus possible de limons, elle se déroulera avant la clarification.

Cette opération sera réalisé dans un bassin rectangulaire dont la longueur est 2 fois ou plus que la largeur.

$$L = 2,5 l.$$

L : longueur du bassin

l : largeur du bassin.

temps de retension $t_s = 1$ heure

vitesse de l'eau $V = 2 \text{ m/h}$

$$Q = 200 \text{ l/s} = 720 \text{ m}^3/\text{h.}$$

S : surface horizontale

$$V : \text{volume du bassin} \Rightarrow 720 \cdot 1 = 720 \text{ m}^3$$

$$V = Q \cdot t_s.$$

$$Q = V \cdot S \Rightarrow S = \frac{Q}{V} = \frac{720}{2} = 360 \text{ m}^2.$$

$$S = L \cdot l \quad L = 2,5 l \quad \Rightarrow \quad S = l^2 \cdot 2,5l$$

$$l = \sqrt{\frac{S}{2,5}} = \sqrt{\frac{360}{2,5}} = 12 \text{ m.}$$

$$L = 2,5 \cdot 12 = 2,5 \cdot 12 = 30 \text{ m.}$$

$$H = \frac{V}{S} = \frac{720}{360} = 2 \text{ m.}$$

Caractéristique du bourqueur :

$$L = 30 \text{ m}$$

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

$$H = 2 \text{ m.}$$

C) le melangeur rapide :

le temps d'agitation rapide est de 1 à 3 minutes.

$$V_u = Qt \quad ; \quad Q = 200 \text{ l/s} \quad ; \quad t = 2,5 \text{ min} = 150 \text{ s.}$$

$$V_u = \frac{200 \cdot 150}{1000} = 30 \text{ m}^3$$

on prendra la hauteur de 2,5 m.

la section du bassin $3 \text{ m} \times 2 \text{ m}$.

Calcul de l'agitateur rapide :

nombre d'agitateurs n

$$n \left(\frac{L}{B H} \right)$$

(L,H) longueur et hauteur du bassin respectivement

B : coefficient $1 \leq B \leq 1,5$ on prend $B = 1$

$$n \left(\frac{3}{1 \cdot 2,5} \right) = 1,2.$$

Donc on aura un agitateur à 2 lames

- Dimension des lames.

Dans la pratique la distance entre les parois verticales et les lames est de 25 cm. La distance entre la lame inférieure jusqu'au fond du bassin et la lame supérieure à la surface de l'eau est de 15 cm.

La surface des deux lames doit être de 15 à 20% au minimum de la section latérale du bassin.

$$\text{on prend } S = 0,18 \times S$$

$$S = 0,18 \cdot 12 = 1,08 \text{ m}^2$$

$$\text{longueur de la lame } X = l - 2 \cdot 0,25 = 1 - 0,5 = 1,5 \text{ m}$$

l : largeur du bassin = 2 m.

$$\text{largeur de la lame } Y = \frac{S}{X} = \frac{1,08}{1,5} = 0,72 \text{ m.}$$

vitesse périphérique :

pour avoir une bonne agitation on prévoit des vitesses importantes

2 à 5 m/s. r : rayon de rotation

$$r = \frac{X}{2} = \frac{1,5}{2} = 0,75 \text{ m}$$

On prend une vitesse de 5 m/s.

Le nombre de tours est donné par la formule :

$$n = \frac{V}{2\pi r} = \frac{5 \cdot 60}{2\pi \cdot 0,75} = 63,7 \text{ trs/minute}$$

La puissance communiquée à l'eau par l'une des pales est donnée par l'expression :

$$P_a = \frac{1}{2} \rho S V_r^3 \text{ ct}$$

ct : coefficient de traînée

ρ : masse volumique de l'eau

S : l'aire de la pale mesurée sur le plan perpendiculaire à son mouvement.

V_r : vitesse relative de la pale, par rapport à l'eau qui l'entoure.

$$\text{ct} = f\left(\frac{X}{Y}\right) = f\left(\frac{1,5}{0,72}\right) = f(2,0) = 1,16$$

$$V_r = 0,75 \cdot V = 0,75 \cdot 5 = 3,75 \text{ m/s.}$$

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot 1,16 \cdot 1,08 \cdot 10^3 (3,75)^3 = 33,033 \text{ kw}$$

rendement du moteur : 0,85

$$\Rightarrow \text{puissance du moteur} \quad P_n = \frac{33,033}{0,85} = 38,86 \text{ kw}$$

Caractéristique du menageur rapide :

$$t = 150 \text{ s}$$

$$H = 2,5 \text{ m}$$

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

$$X = 1,5 \text{ m}$$

$$Y = 0,72 \text{ m}$$

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

$$V_r = 3,75 \text{ m/s}$$

$$n = 63,7 \text{ trs/min}$$

$$P_a = 33,033 \text{ kw}$$

$$P_n = 38,86 \text{ kw}$$

C) Flocculateur :

temps t de séjour de 10 à 30 mn.

On prend un temps $t_s = \frac{1}{4} \cdot 15 \text{ mn}$

$$V = Q_{t_s} \Rightarrow V = \frac{200 \cdot 15 \cdot 60}{1000} = 180 \text{ m}^3$$

On aura 2 bassins de 2,5 m de hauteur et de section 6x6 m²

Dimensionnement des mélangeur rapide

dimension des lames.

On prendra $V = 0,4$ m/s.

$$N \leq \frac{L}{H} \Rightarrow N \leq \frac{6}{2,5 \cdot 1} = 24 \Rightarrow N = 2$$

Surface d'une lame :

$$S = 0,18 \text{ s} \quad S = \frac{0,18 \times 36}{2} = 3,24 \text{ m}^2$$

$$X = 1 - 2 \times 0,25 = 6 - 0,5 = 5,5 \text{ m}$$

$$y = \frac{S}{X} = \frac{3,24}{5,5} = 0,6 \text{ m}$$

$$r = \frac{H - 2D}{2} = \frac{2,5 - 2 \times 0,15}{2} = 1,10 \text{ m}$$

Puissance d'agitation :

$$P_a = \frac{1}{2} ct \rho S V_r^3$$

$$V_r = 0,75 V = 0,75 \cdot 0,4 = 0,3 \text{ m/s.}$$

$$ct = f\left(\frac{X}{Y}\right) = f\left(\frac{5,5}{0,6}\right) = f(9,16) \Rightarrow ct = 1,25$$

$$P = \frac{1,25 \times 3,24 \times 1000 \times (0,3)^3}{2} = 54,675 \text{ kw}$$

Rendement du moteur : 0,85

$$P_m = \frac{54,675}{0,85} = 64,33 \text{ kw}$$

Vérification du nombre de Reynolds :

Il faut que le nombre des Reynolds soit inférieur à $5 \cdot 10^5$ pour éviter les cassures des floes.

$$R_e = \frac{V_r \cdot Y \cdot P}{\mu}$$

μ : Viscosité dynamique

$$\mu = 1 \cdot 10^{-3} \text{ Pa}\cdot\text{s à } t = 15^\circ\text{c}$$

$$R_e = \frac{0,3 \cdot 0,60}{1,1 \cdot 10^{-3}} = 1,6 \cdot 10^5 < 5 \cdot 10^5$$

D) Dimensionnement du décanteur :

On choisira un décanteur horizontal statique. On prendra un temps de retention $t_s = 3$ heures $t_s = 2 \frac{1}{2}$ h.

$$\text{le Volume} = V = qt_s = 720 \cdot 2 = 1440 \text{ m}^3$$

La profondeur on la prend $H = 2,5$ m

$$S = \frac{V}{H} = \frac{1440}{2,5} = 576 \text{ m}^2$$

On réalise 2 décanteurs de surfaces égales :

$$S_1' = S_2' = \frac{S}{2} = \frac{576}{2} = 288 \text{ m}^2$$

$$\frac{L}{H} > 10 ; \frac{1}{L} = \frac{1}{3} \div \frac{1}{6} \Rightarrow \frac{1}{L} = \frac{1}{4}$$

$$\Rightarrow L = 41 \Rightarrow S = 41^2 \Rightarrow 1 = \sqrt{\frac{S}{4}} = \sqrt{\frac{288}{4}}$$

$$1 = 8,5 \Rightarrow L = 8,5 \cdot 4 = 34 \text{ M.}$$

Vérification de la stabilité de l'écoulement

$$\frac{L}{H} = \frac{34}{2,5} = 13,6 > 10$$

Vérification des vitesses

La vitesse verticale doit être de 1,2 m/h

$$V_v = \frac{h}{t} = \frac{2,5}{2} = 1,25 \text{ m/h}$$

La vitesse horizontale V_h est de 7,2 m/h à 18,5 m/h.

$$V_h = \frac{34}{2} = 17 \text{ m/h.}$$

E) filtration :

On choisit un filtre rapide

Conception du filtre

Le filtre rapide se compose de :

- le corps du filtre
- la couche filtrante
- le circuit de lavage du filtre
- les régulateur de débits.

corps du filtre est constitué en béton armé.

couche filtrante est constituée

- d'un lit de sable de silice ayant une hauteur de 0,5 à 0,9m
est constitué de grain dans la taille moyenne se situe entre 0,5 à 0,8mm.

- d'un fond de filtre constitué soit d'un plancher poreux ou perforé surmonté ou non d'une couche support de gravier, soit d'un réseaux de drains collecteurs enfouis dans une épaisseur couche de galets et de gravier.

Hauteur d'eau surnageant est de 1,20m.

hauteur de sécurité $H = 20\text{cm}$ au dessus du niveau d'eau.

Calcul de la surface filtrante :

$$Q = 720 \text{ m}^3/\text{h}$$

La vitesse de filtration est de 8m/h

La surface filtrante sera égale à $S = \frac{Q}{V}$

$$S = \frac{720}{8} = 9 \text{ m}^2$$

On prévoit 4 filtres de $22,5 \text{ m}^2$ de 7 de longueur de 3,2 m de largeur.
Il faut que la profondeur du bassin soit supérieure ou égale à 2,3 m.

$$H = 0,80 + 0,08 + 0,6 + 1,2 + 0,2 = 2,88 \text{ m.}$$

C) Mode de lavage :

Le lavage est nécessaire pour éviter le colmatage de certains zones du filtre.

Il y a deux méthodes de lavage :

- lavage par simple retour d'eau
- lavage par retour d'eau et d'air comprimé.

F) Bassin de désinfection :

$$V = Qt_s \quad t_s \text{ est pris} = 20 \text{ mn}$$

$$V = 0,2 \cdot 20 \cdot 60 = 240 \text{ m}^3$$

avec une hauteur de $2,4 \text{ m}^3$ ou à une surface de 100 m^2
de section de $(12 \times 8) \text{ m}^2$.

- La perte de charge a travers la grille est donnée par la formule

$$DH = K_1 K_2 K_3 \frac{V^2}{2g}$$

V : Vitesse d'approche dans le cannal en m/s

K_1 : Coef qui depend de l'encrasement prés egal $K = 1$
pour une grille propre

$K_2 = 0,76$ Coef qui depend de la section horizontale des bareaux

$K_3 = 1,16$ Coef qui depend de la section de passage entre les bareaux

$V = 0,8$ m/s $g = 98$ m/s

DEBOURBOUR

1) Arrivé d'eau brute

en admes une vitesse de 0,45 m/s

$$Q = 200 \text{ l / s}$$

$$S = \frac{Q}{V} = \frac{200 \cdot 10^3}{0,45} = 0,444 \text{ m}^2$$

on prévoit un orifive de 75 cm de diametre

$$\text{perte de charge dans l'orifice } DH = \frac{V^2}{2g}$$

V : Vitesse

: coefficient de perte de charge

$$g = 9,8 \text{ m/s}$$

$$Re = \frac{VR}{\nu} \quad \nu = 1,14 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$R \text{ rayon brydrolique} = \frac{\pi D^2/4}{\rho \pi D} = \frac{D}{4} = \frac{75}{4} = 18,75 \text{ cm} = 0,1875 \text{ m}$$

$$\text{si } Re > 10^5$$

si non ou Re

$$\xi = 2,85$$

$$\xi = \xi_{Q_1} + \xi_{Re}$$

$$Re = \frac{VR}{\nu} = \frac{0,45 \cdot 0,1875}{1,14 \cdot 10^{-6}} = 0,074 \cdot 10^6 = 7,4 \cdot 10^4 \approx 5 \cdot 10^5$$

donc on aura $\xi = \xi_{Q_1} + \xi_{Re}$

$$\xi_{Q_1} = 0,865$$

$$= 1,73$$

$$\xi_{Re} = 0,865$$

$$DH = \frac{1,73 (0,45)^2}{2 \cdot 9,8} = 0,0178 \text{ m} \quad 1,8 \text{ cm}$$

2° Sortie

- 88 -

$$V = 0,6 \text{ m/s}$$

$$S = \frac{Q}{V} = \frac{200 \cdot 50^3 \cdot 0,3333}{0,6} \text{ m}^2$$

on aura deux orifices de 0,45 m de diametre

$$DH = \sqrt{\frac{V^2}{2g}}$$

$$= 1,72$$

$$DH = \sqrt{\frac{V^2}{2g}} = 1,72 \left(\frac{0,45}{2,9,8} \right)^2 = 0,03159 = 4,2 \text{ cm}$$

M ALANGEUR RAPIDE

L'eau arrive dans une conduite de diametre 0,46 DM = 4,2 cm
on estime la perte de charge due à l'agitation à 8 cm

2°) la vitesse recommandée est de 0,36 m/s

la surface des orifice est donnée par la formule classique

$$S = \frac{Q}{V} = \frac{0,2}{0,36} = 0,555 \text{ m}^2$$

on choisit des orifices de 150 mm de diametre

$$DH = \sqrt{\frac{V^2}{2g}} = 1,858 \left(\frac{0,36}{2,98} \right)^2 = 0,0122 \text{ m } 1,2 \text{ cm}$$

perte de charge totale

$$= 0,134 \text{ m} = 134 \text{ cm}$$

FLOCLATEUR

1°) Arrivée

$$DH = 1,2 \text{ cm}$$

2°) sortie du floclateur

$$V = 0,4 \text{ m/s}$$

$$S = \frac{Q}{V} = \frac{0,2}{0,4} = 0,5 \text{ m}^2$$

on prévoit deux orifices de diametre 500 mm

perte de charge dans l'orifice

$$V = 0,4$$

$$= 1,788$$

$$DH = \sqrt{\frac{V^2}{2g}} = 1,788 \left(\frac{0,4}{2,9,8} \right)^2 = 0,01459 = 1,5 \text{ cm}$$

perte de charge dans le floclateur est estime à 15 cm

$$\text{perte de charge totale } DH_t = 15 + 1,2 + 1,5 = 17,7$$

DECANTEUR

Arrivée

L'eau doit être tranquilisée avant son entrée dans le decanteur donc on prévoit une chambre de tranquilisation

ensuite l'eau pénètre dans decanteur à une vitesse de 0,12 m/s

$$Q = 200 \text{ l/s}$$

$$V = 0,12 \text{ m/s}$$

$$S = \frac{Q}{V} = \frac{200}{0,12} = 1,666 \text{ m}^2$$

$$V = 0,12$$

on fait de choix des carrés de 0,21 on a 42 carrée
perte de charge a travers chaque carrée

$$V = 0,12 \text{ m}$$

$$f = 1,78$$

$$DH = \frac{1,78 (0,12)^2}{2 \cdot 9,8} = 0,0013 \text{ m} = 1,3 \text{ cm}$$

Sortie : on installera des ~~de~~versoir rectangulaire par paroi mince avec contraction laterale

avec une charge égale à 15 cm et une largeur de 1 m on aura un débit

$$Q = 0,1031 \text{ m}^2/\text{s} = 103,1 \text{ l/s}$$

le nombre de deversoir est

$$\frac{200}{103,1} = 1,93 \text{ on aura 2 deversoir un pour chaque decanteur}$$

Sortie du deversoir

La vitesse doit être $\geq 0,6 \text{ m/s}$ afin d'éviter les dépôts des floes restant

$$Q = 200 \text{ l/s} \quad V = \frac{Q}{S} \Rightarrow S \leq \frac{Q}{0,6}$$

$$S = \frac{Q}{0,6} \text{ on prend } S = \frac{Q}{0,6} = \frac{0,2}{0,6} = 0,3333$$

La charge H égale à 0,5 cm

$$\text{largeur} = 0,34 \text{ m}$$

Filtre

pour les calcul des pertes de charge on applique le formule de carman kozeny

$$DH = \frac{36 \text{ m}}{g} \frac{(1-n)^2}{n^2} \frac{V}{\psi^2 D^2} \quad ; \psi : \text{coefficient de sphericité} = 0,9$$

$$= 9,8 \text{ M/s}^2 \quad n : \text{porosité}$$

coefficient de sphericité dans notre cas = 0,9

-O- NOMENCLATURE DES PLANCHES -O-

-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-

Planche N° 1 : plan de situation.

Planche N° 2 : schéma générale du réseau maillé.

Planche N° 3 : adduction gravitaire de la station de traitement à la bache de reprise N° 1.

Planche N° 4 : adduction par refoulement de la bache de reprise N° 1 à la bache d'accumulation N° 1.

Planche N° 5 : adduction gravitaire de la bache d'accumulation N° 1 ou réservoir d'accumulation de la ville de Bouhadjar.

Planche N° 6 : prise d'eau flottante.

Planche N° 7 : plan de situation de la prise d'eau flottante et la station de traitement.

Planche N° 8 : plan de la station de traitement.

$$v = 1,14 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$DH = 36 \frac{1,41 \cdot 10^6}{9,8} \frac{(1-0,4)^2}{0,4^2} \frac{8/3600}{(0,9)^2 (0,6)^2}$$

$$DH = 0,0886 \text{ m} \quad DH = 9 \text{ cm}$$

pour la couche intermédiaire (sable gros)

$$D = 1 \text{ mm}$$

$$m = 0,36$$

$$DH = 0,11 \text{ m}$$

pour la couche du gravier

$$D = 40 \text{ mm}$$

$$m = 0,22 \quad DH = 0,0001 \text{ m} \quad DH = 0$$

la perte de charge totale égale la somme des pertes des charges de sable
parce que DH dans le gravier = 0

$$DH = 0,11 + 0,09 = 0,2 \text{ m} = 20 \text{ cm}$$

La particularité de ce projet réside à l'étude et dimensionnement de la station de traitement en eau potable ainsi que l'étude de la station de pompage flottante du barrage CHEFFIA.

Pour ce qui concerne la station de traitement l'inexistence des normes algériennes nous a contraint d'utiliser des normes étrangères qui sont différentes de la réalité de notre pays. Mais pour être dans les normes universelle nous avons utilisé celle de l'O.M.S.

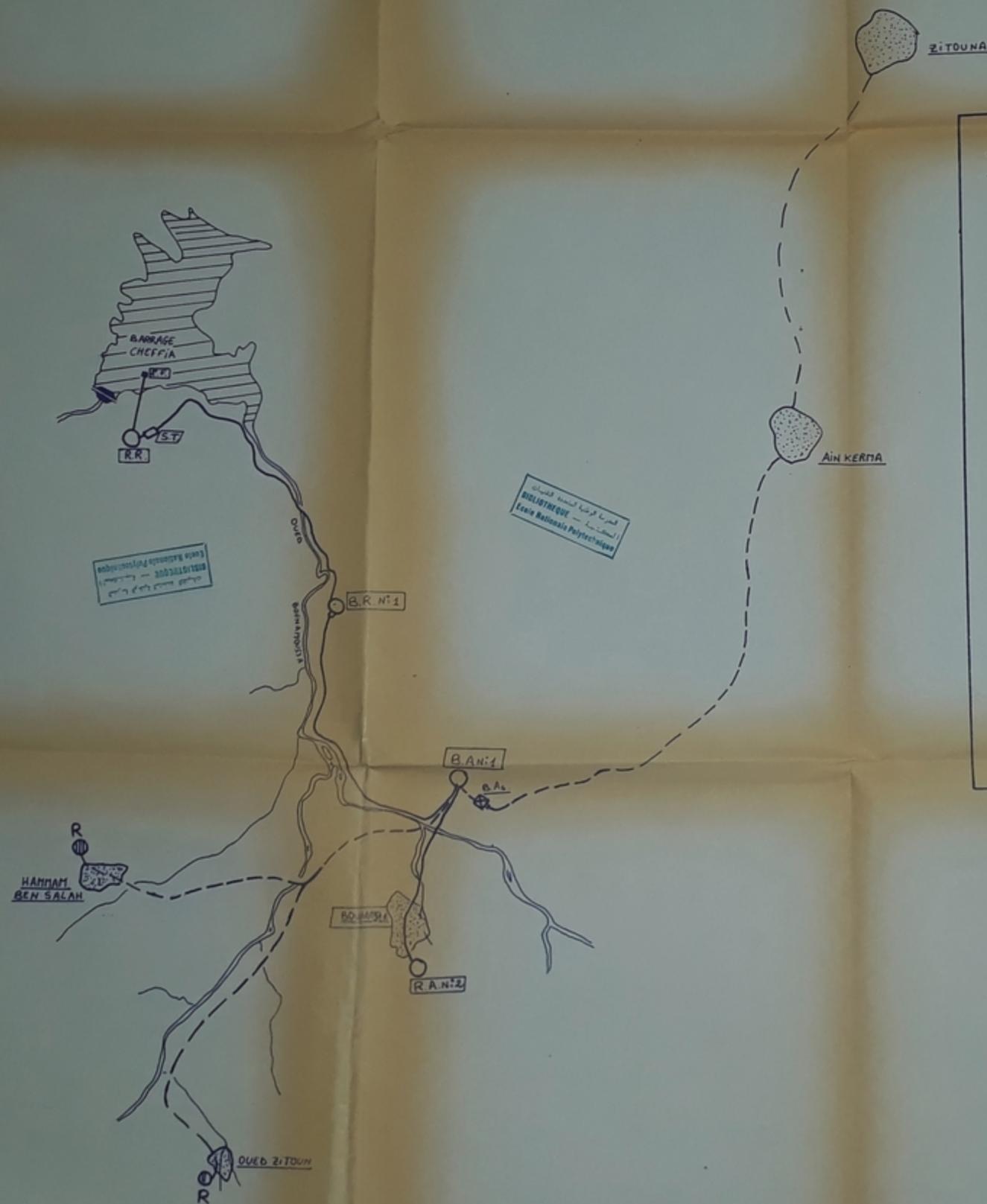
La station de pompage flottante étant une solution particulière dépendante des conditions de réalisation du projet, en effet, le barrage de CHEFFIA ne pouvant plus répondre aux besoins à partir de la tour de prise celle-ci est utilisée vers la ville de ANNABA, la zone industrielle et l'irrigation. Néanmoins la technique préconisée pour sa réalisation nous a permis d'avoir de nouvelles connaissances dont l'utilisation devient plus importante.

Enfin nous souhaitons que cette modeste étude puisse servir de référence pour les projets d'alimentation en eau potable.

BIBLIOGRAPHIE

- A.DUPONT : HYDRAULIQUE URBAINE TOME 1&2
EXERCICE ET PROJET 3 EDITION EYROLLES.
- J.BONNIN : HYDRAULIQUE URBAINE -EDITION EYROLLES.
- C.GOMELLA ET H.GUERRE : DISTRIBUTION D'EAU DANS
LES AGGLOMERATIONS URBAINE ET RURALES.
-EDITION EYROLLES-
- A.LENCASTRE : MANUEL D'HYDRAULIQUE GENERALE
-EDITION EYROLLES-
- M.CARLIER : HYDRAULIQUE GENERALE ET APPLIQUEE
-EDITION EYROLLES-
- A.G.H.T.M : LES STATIONS DE POMPAGE D'EAU.
-EDITION TECHNIQUE ET DOCUMENTATION-*(1981).
- L.DUCROS : POMPES HYDRAULIQUES ETAAPPAREILS ELEVATOIRES.
- CATALOGUES : JEUMONT SCHNEIDER.

- MONQUE TARDAT - HENRY : Chimie des eaux - 1984.
- GRRIL GOMELA et HENRI GUERREE : Traitement des eaux publics, industrielles et privées.
Eyrolles, 1978.
- L. GERMAIN - L. COLAS - J. ROUQUET : Traitement des eaux destinées à l'alimentation.
Dunod Technique, 1977.
- JEAN RODIE : L'analyse de l'eau.
Dunod Technique, 1975.
- JEAN PAUL BEAUDRY : Traitement des eaux, 1984.
- DEGREMONT : Memento Technique de l'eau.
8^{ème} édition, 1978.



——— Adduction projetée
 - - - Adduction pour l'étude ULTERIEURE

P.F. : Brise d'eau flottante.
 R.R. : Reservoir de régulation (1000 m³)
 S.T. : station de traitement.
 B.R. : Bache de prise (1000 m³)
 B.A. : Bache d'accumulation (2000 m³)
 R.A. : Reservoir d'accumulation (2000 m³)

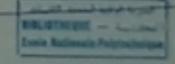
* Caractéristiques du projet :

- P.F. - R.R. :
 Conduite de régulation
 L. 1430 m dont 280 m lacustre
 débit Q = 200 l/s ; diamètre Ø 500 mm.
- S.T. - B.R.N.1 :
 Conduite granitaire
 L. 7500 m
 Q. 200 l/s
 Ø 400 mm.
- B.R.N.1 - B.A.N.1 :
 Conduite de régulation
 L. 5900 m
 Q. 200 l/s
 Ø 500 mm
- B.A.N.1 - R.A.N.2 :
 Conduite granitaire
 L. 3395 m
 Q. 106 l/s
 Ø 250 mm.
- B.A.s. : bache d'aération, prévue pour l'étude ultérieure, alimentant AIN KERMA et ZITOUNA
- Matériau de la conduite : ACIER

planche 80
 -1-

ECOLE NATIONALE
 POLYTECHNIQUE

Etude d'une Adduction
 Venant du Barrage Cheffia
 Vers la Ville de Bouhadjar



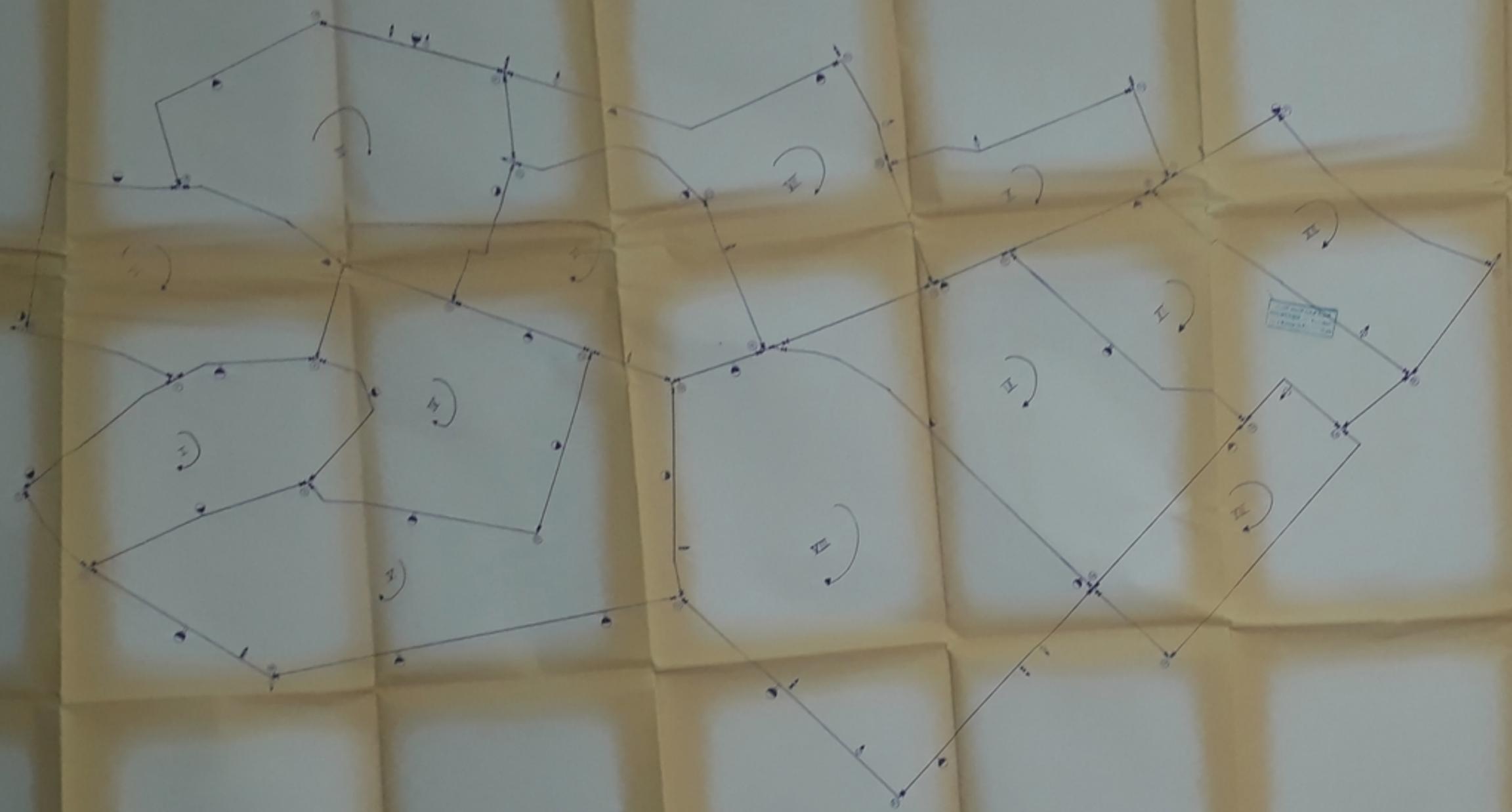
PLAN DE SITUATION

Planche N: 1 | Echelle 1: 50000

Propose par : D H E F

Etudié M: A. SAICHI
 par : M: E BENBELKHIR

Dirigé M: SALAH
 par : M: NAKIB



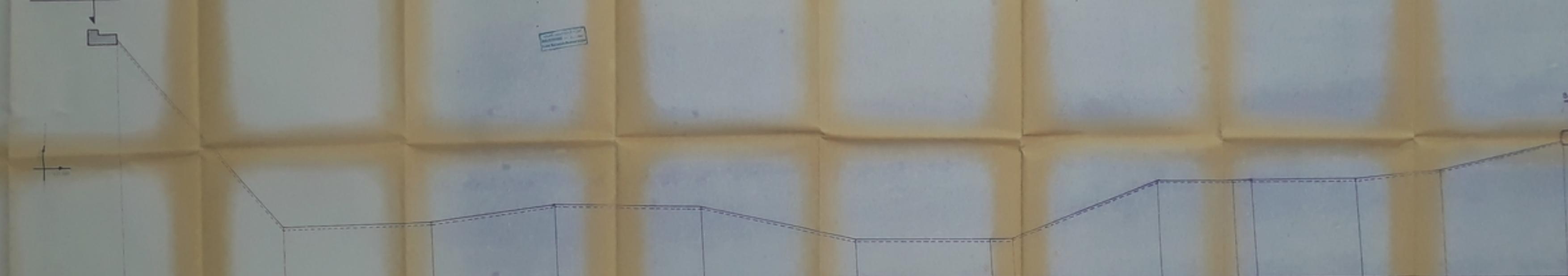
LEGENDE	
—	Candule Principale
⊙	Niveau du terrain
⊥	Regard de Vidange
⊕	Regard de Ventouse
⊕	Regard de Branchement
⊕	Regard de Sectionnement
⊙	Niveau D'origine

ECOLE NATIONALE
 POLYTECHNIQUE
 Etude d'une Adduction
 Venant du Barrage Chetta
 vers la ville Bouhadjar
 PLAN DE RESEAU
 HAUTE
 Plaque N° 2 | Echelle 1:2000
 Propose par: D.H.E.F.
 Etude M: A. SAICHI
 M: E. BENBELKHAIR
 Dirige M: SALAH
 par: M: NAKIB

24 04186
3

Station de Traitement

Bac de déversement



Station	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Distance horizontale (m)			200.00	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00
Distance cumulée (m)			200.00	400.00	600.00	800.00	1000.00	1200.00	1400.00	1600.00	1800.00	2000.00	2200.00	2400.00	2600.00
Cote de terrain (m)			1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
Cote de la conduite sup (m)			1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
Cote de la conduite inf (m)			1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
Quotient (m)			1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
Pente (%)			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

ECOLE NATIONALE
POLYTECHNIQUE

Etude d'une Adduction
Venant du Barrage Chellia
Vers la Ville de Bouharjel

PROFIL EN LONG GRAVITAIRE
RELANT LA STATION DE TRAITEMENT
A LA BACHE DE DEVERSEMENT

Planche N° 3

Projeté par D.M.E.F.

Etudié par M. A. SAÏCH
par M. E. BENBELKHAÏR

Dirigé par M. SALAH
par M. NAKIB

ÉCOLE NATIONALE
POLYTECHNIQUE

ÉCOLE NATIONALE
POLYTECHNIQUE

ÉCOLE NATIONALE
POLYTECHNIQUE

PLANCHE N° 4

ÉCOLE NATIONALE
POLYTECHNIQUE

Étude d'une Adduction
Venant du Barrage Chelha
Vers la Ville de Bouhadjar

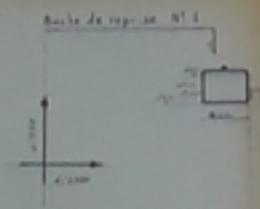
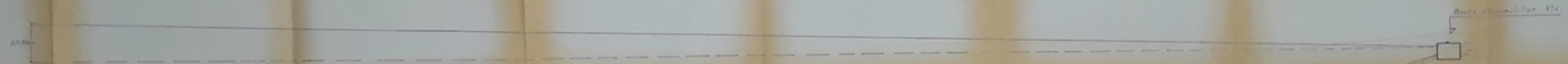
PROFIL EN LONG DE REPOULEMENT
RELIANT LA BACHE DE REPRISE
N°1 A LA BACHE D'ACCUMULATION

Planche N° 4

Proposé par D.H.E.F.

Étudié par M. A. SAÏCHI
M. E. BENBELKHIR

Dirigé par M. SALAH
M. NAHIB

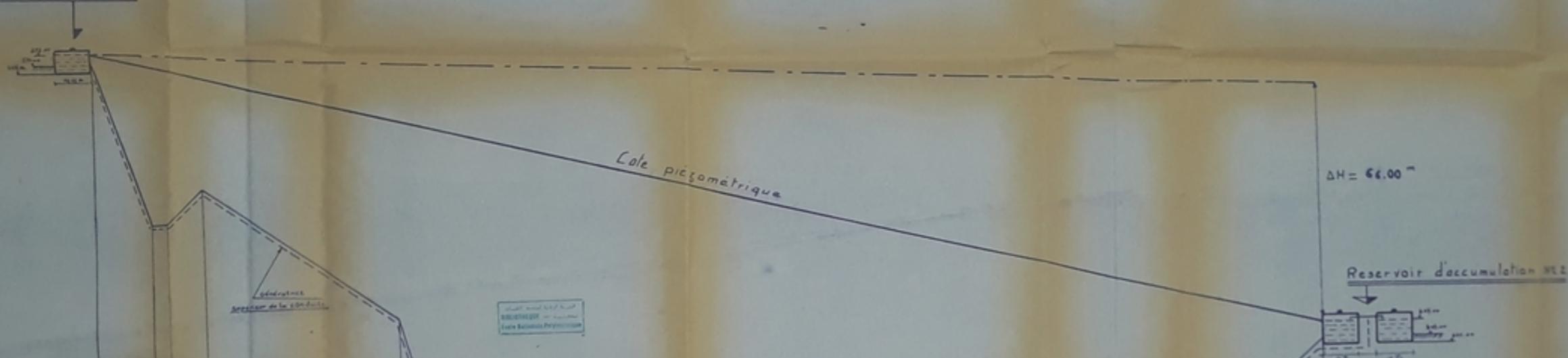


P.C. 180.00

Tranchée	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56
Longueur partielle (m)		10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
Longueur cumulée (m)			10.00	20.00	30.00	40.00	50.00	60.00	70.00	80.00	90.00	100.00	110.00	120.00
Cote de terrain (m)		100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
Cote de la génératrice Supérieure (m)		100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
Cote périmétrique (m)		100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
Diamètre (cm)		100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Rayon (m)		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Données, toutes en m, sauf longueur de tronçon

Boche d'accumulation N°1



$\Delta H = 66.00 \text{ m}$

Reservoir d'accumulation N°2



PC: 55'00

Troncans	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
Distances partielles	450	450	450	525	625	610	465	585	135	625	405	450	450	450	450	450	450	450
Distances cumulées					975	1600	2065	2530	3015	3640	4265	4715	5165	5615	6065	6515	6965	7415
Cotes du terrain					625	610	545	510	500	505	510	515	520	525	530	535	540	545
Cote de la génératrice sup					625	610	545	510	500	505	510	515	520	525	530	535	540	545
Cotes piézométriques					625	610	545	510	500	505	510	515	520	525	530	535	540	545
Diamètres																		
Pentes (‰)					0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

ECOLE NATIONALE
POLYTECHNIQUE

Etude d'une Adduction
Venant du Barrage Chelha
Vers la ville de Bouhadjar

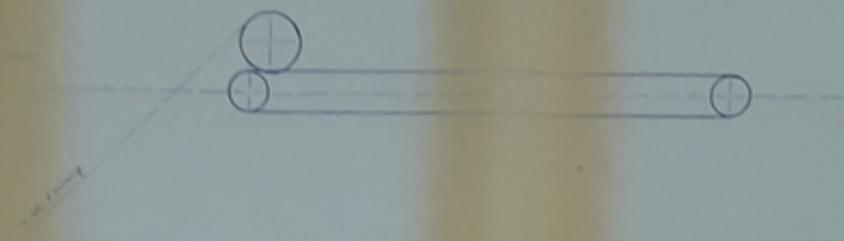
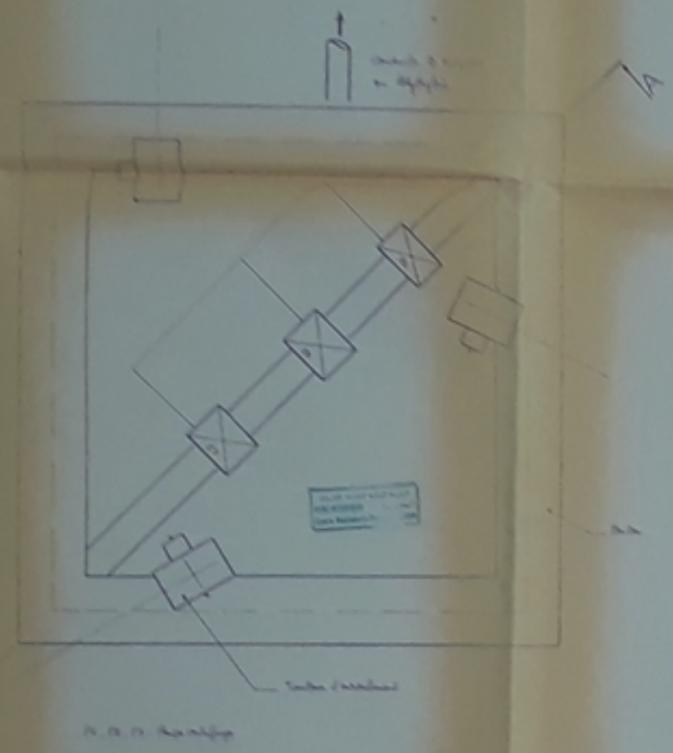
PROFIL EN LONG GRAVITAIRE
RELIANT LA BOUCHE D'ACCUMULATION N°1
AU RESERVOIR D'ACCUMULATION N°2

Planche : N° 5

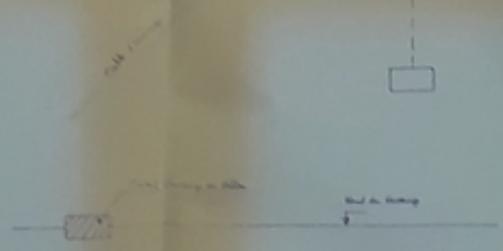
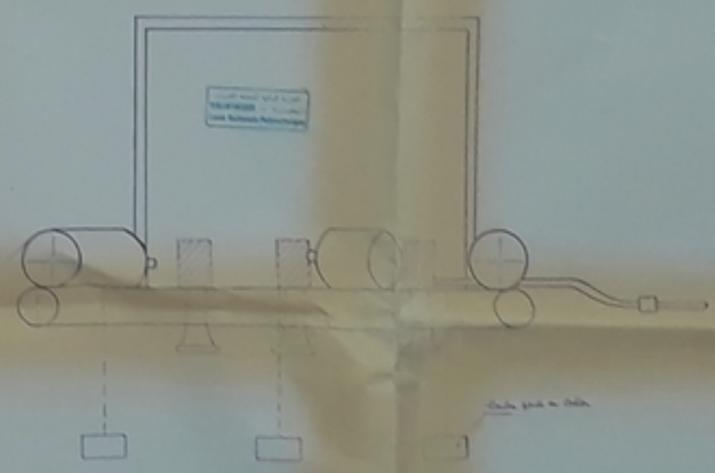
Propose par : D.H.E.F

Etudie M: A. SAICHI
par : M: E. BENBELKHIR

Dirige M: SALAH
par : M: NAKIB



COUPE AA



ÉCOLE NATIONALE
POLYTECHNIQUE

Étude d'une Adduction
Venant du Barrage Chellia
Vers le village de Bouzegar

PLAN DE PRISE D'EAU
FLOTTANTE

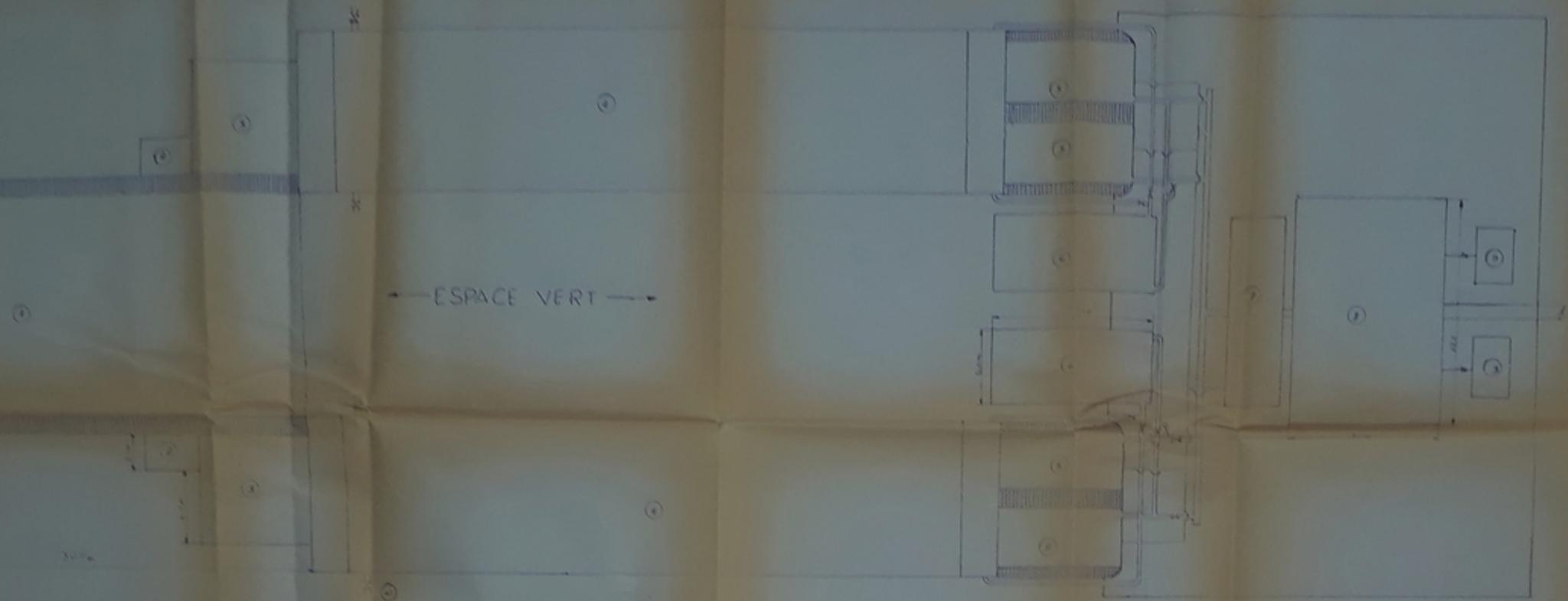
Marché N° 4

Proposé par O. H. B. F.

Étude M. A. SAÏCH
par M. F. BÉDELAKH

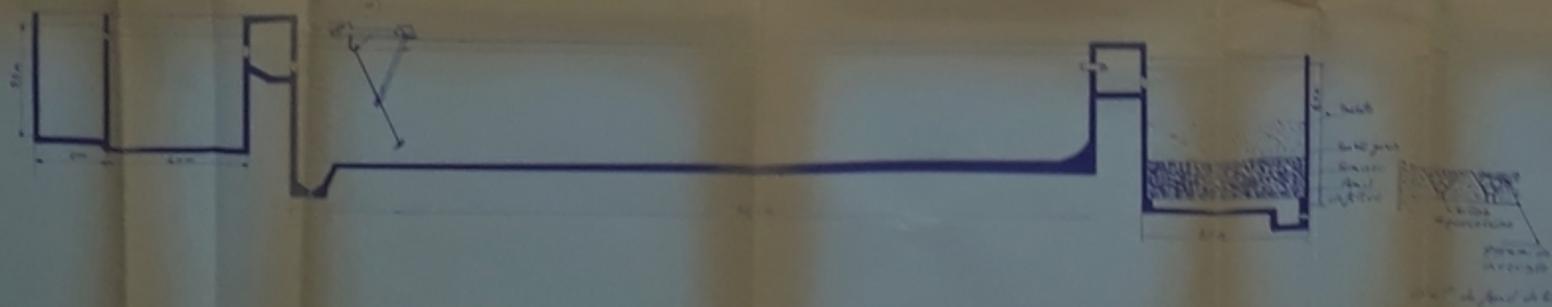
Dirige M. SALAN
par M. NAKIB

VUE EN PLAN



- 1. Bassin de lavage
- 2. Bassin d'égouttement
- 3. Décolorateur
- 4. Précipitant
- 5. Filtre
- 6. Bassin d'eau de lavage
- 7. Soufflerie d'air
- 8. Bassin de stérilisation
- 9. Chloromètre
- 10. Extraction de la boue
- 11. Raccourc

COUPE LONGITUDINALE



Model 10
198

ECOLE NATIONALE
POLYTECHNIQUE

Etude d'une Adduction
venant du Barrage Cheffia
Vers la Ville de Bouhadjar

PLAN DE LA STATION
DE TRAITEMENT

Claquette N: 8

Proposé par: D.H.E.F.

Etude: M. A. SAICHI
DR: M. E. BENBELKHEK

Dirige: M. SALAH
DR: M. NAKIB

