

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ALIMENTATION EN EAU POTABLE
ET
ASSAINISSEMENT DE LA VILLE DE
BORDJ-EL-KIFFAN

6 PLANS

Proposé par :

Lca S.ET.HY.AL

Etudié par :

B. BELKACEMI

H. BENAOUA

Dirigé par :

Mr. M. BOUACHE

PROMOTION : JANVIER 85

المعهد الوطني للعلوم الهندسية
المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique
BIBLIOTHEQUE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي
Ministère de l'Enseignement Supérieur

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D ALGER

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

en vue de l'obtention du Diplôme d'Ingenieur d'Etat en hydraulique

THEME :

ALIMENTATION EN EAU POTABLE
ET
ASSAINISSEMENT DE LA VILLE DE
BORDJ-EL-KIFFAN

Proposé par :

La S.E.T.HY.AL

Etudié par :

B. BELKACEMI

H. BENAOUA

Dirigé par :

Mr. M. BOUACHE

Promotion Janvier 1985

الموضوع: تموين المياه الصالحة للشرب والتطهير لمدينة برج الكيفان

ملخص الموضوع

- تعالج هذه الأطرحة المسائل الخاصة بتموين المياه الصالحة للشرب وتصريف المياه الملوثة لمدينة برج الكيفان.
- التموين بالمياه الصالحة للشرب:
- نقل المياه عن طريق الدفع بالضغط من الآبار إلى الخزان.
- توزيع المياه على السكان والمؤسسات والمرافق الأخرى.
- تصريف المياه الملوثة:
- حسب القيسات للأنابيب المجمعة الرئيسية والثانوية.
- يجرى التصريف بواسطة شبكة عن طريقة انحدارية باتجاه البحر.

SUJET: ALIMENTATION EN EAU POTABLE ET
ASSAINISSEMENT DE LA VILLE DE BORDJ-EL-KIFFAN

RESUME DU SUJET

La présente thèse traite les problèmes concernant l'A.E.P et l'assainissement de la ville de BORDJ-EL-KIFFAN

L'Alimentation en Eau Potable:

L'adduction par refoulement des forages au réservoir, distribution d'eau pour les usagers.

Assainissement:

- Dimensionnement des collecteurs principaux et secondaires
- Le rejet se fait par système séparatif (mode gravitaire) vers la mer.

SUBJECT: FEEDING OF DRINKING WATER AND SEWERAGE
OF BORDJ - EL-KIFFAN

SUMMARY OF SUBJECT

The present thesis discusses the problems concerning the drinking water supply and the sewerage system for the city of BORDJ-EL-KIFFAN.

Drinking water supply: Pressure main from borewells to reservoir, distribution to the users and commercial establishments.

Sewerage: Designing the principal and secondary collectors and disposal to the sea in separated system

REMERCIEMENT

Nous tenons a remercier notre promoteur Monsieur BOUACHE pour toute la collaboration que nous avons trouvée en lui.

L'honneur revient à nous d'avoir fait cet humble projet et nous remercions vivement le Directeur Technique de la S.E.T.H.E.A.L Monsieur KASMI de nous l'avoir proposé.

Nous remercions aussi Monsieur G. LAPRAY pour le soutien qu'il apporte aux jeunes ingénieurs et pour toute l'ampleur qu'il ne cesse de donner au laboratoire de Genie Hydraulique. Ainsi que notre chef de Département Mr KETTAB.

Toute notre gratitude à nos professeurs qui nous ont guidés au cours de notre formation.

Notre respect aux membres de jury qui nous fera l'honneur d'apprécier notre travail.

On remercie Mademoiselles(M.W) pour la frappe de cette thèse.

DEDICACES

Je dédie cet humble et modeste travail en signe de respect et de reconnaissance.

A ma mère et mes frères pour leurs sacrifices consentis à mon égard, qui ont fait tous leurs possibles pour que je réussisse et pour leur soutien moral qu'ils m'ont témoigné durant toute ma formation.

A mon petit frère Abdelhalim

A mes belles soeurs

A l'omage ^{h m} de mon père et ^{de} tous les Martyrs de la Guerre de libération Algérienne.

Bouamama BELKACEMI

--- DEDICACES ---

Le present couronnement de mes études sera d'abord une respectueuse pensée et un signe de reconnaissance et de respect à mes parents pour tout le sacrifice qu'il ont consenti à mon égard

A mes frères et sœurs qui sont à l'origine de toutes mes promesses par leurs soutien moral dont j'ai bénéficié .

-A ma très chere Leila qui m'a soutenu moralement durant toute ma formation en lui souhaitant beaucoup de bonheur et de reussite dans sa vie .

-A tous mes amis (es) et tous ceux qui m'ont aidés de près ou de loin à la realisation de ce modeste travail .

--- BENAOUDA ---

Table des Matières

Chapitre I

A) Introduction

- 1-1) But de l'étude
- 1-2) Situation géographique
- 1-3) Données climatique
- 1-4) Pluviometrie
- 1-5) Relief
- 1-6) Situation actuelle de Bordj El Kiffan

Chapitre II

Demographie

- 2-1) Evolution de la population
- 2-2) Consommation moyenne journalière et saisonnière par habitants
- 2-2-1) Evolution probable de la population dans la superficie d'étude
- 2-2-2) Demandes estimées
- 2-3) Debits fictifs

Chapitre III

Reservoir (horizon 2005)

- 3-1) Rôles du reservoir
- 3-2) Capacité théorique du reservoir
- 3-3) Volume du réservoir
- 3-4) Conclusion
- 3-5) Considération techniques
- 3-5-1) Conception
- 3-5-2) Dimensions du reservoir
- 3-5-3) Arrivée de l'eau
- 3-5-4) Implantation du reservoir

Chapitre IV

Reseaux de Distribution

- 4-1) Hypothèse
- 4-2) Methode de calcul
- 4-3) Principe de la methode (methode de HARDY-CROSS)
- 4-4) Debit correctif
- 4-5) Etude du reseau de la ville BEK (Horizon 1995) et Horizon 2005

- 4-5-1) Introduction
- 4-5-2) Détermination des débits aux noeuds (Horizon 1995)
- 4-5-3) Choix de la vitesse d'écoulement
- 4-5-3) Distribution (Horizon 1995)
- 4-5-4) Calcul des pressions aux sol (Horizon 1995)
- 4-5-5) Détermination des débits au noeuds (Horizon 2005)
- 4-5-6) Distribution (Horizon 2005)
- 4-5-7) Dimensionnement de la conduite d'amenée
 - a) Dimensionnement de la conduite d'amenée
 - b) Calcul des pertes de charges dans la conduite d'amenée
 - c) Cote piéométrique du point (A : point de liaison réseau res.)
- 4-6) Equipement du réseau
 - A) Choix du matériaux des conduites
 - B) Appareils et accessoires du réseau

Chapitre V

Champ Captant

- 5-1) Implantation des forages
- 5-2) Essais effectués
- 5-3) Interpretation des essais
 - 5-3-1. Essai a blanc
 - 5-3-2. Essai de pompage de longue durée
 - 5-3-2-1) Parametre caracterisant une nappe
 - 5-3-2-2) Expression de la transmissivité
 - 5-3-2-3) Expression du coefficient d'emmagasinement
 - 5-3-3) Essai de remontée de la nappe après arrêt de pompage.

Chapitre VI

Admission

- 6-1) Introduction
- 6-2) Etude technique
- 6-3) Présentation des deux variantes
- 6-4) Volume de la poche de reprise (1ere variante)
- 6-5) Calcul du diamètre économique de la conduite d'aduction (7-R)
 - 6-5-1) Matériaux de la conduite
 - 6-5-2) Etude économique
 - 6-5-2-1) Methode de calcul
 - 1) Calcul de l'amortissement
 - 2) Amortissement

Chapitre VIIPompes et stations de pompages

7-1) Introduction

- a) Couplage des pompes
- b) Choix des pompes

b-1) Choix des pompes pour la deuxième variante

b-2) " " " " première "

b-2-1) " " entre forage et bache de reprise

b-2-2) " " bache et reservoir

- Point de fonctionnement
- Caracteristique de la conduite
- Point de fonctionnement désiré
- Calcul de la pompe semblable

Chapitre VIIIProtection contre le coup de belier

8-1) Etude du phénomène

8-2) Causes et effets

8-3) Moyen de protection

8-4) Etude mathématique

8-5) Interpretation physique du phénomène

8-6) Etude du coup de belier

8-6-1) Fonctionnement du reservoir d'air

8-6-2) Principe de calcul

8-6-3) Méthode de calcul

8-6-4) Calcul des quantités citées

8-6) Application

8-7) Equipement du dispositif anti-belier

8-8) Construction de l'epure *de Bergeron*a) Pente de la droite $-\frac{a}{g \cdot A}$

b) Echelle des pressions

c) Echelle des vitesses

Chapitre IXProtection contre la corrosion

9-1) Corrosion externe

9-1-1) Corrosion par formation de file

9-1-2) Corrosion par suite de l'influence d'une source électrique externe

9-2) Protection contre la corrosion

9-2-1) Condition de pose de la conduite

9-2-2) Protection cathodique

9-3) Corrosion interne

Assainissement de B.E.K

Chapitre I

Milieu Naturel

- 1-1) Situation
- 1-2) Relief
- 1-3) Assainissement actuel
- 1-4) Sols
- 1-5) Climat

Chapitre II

-Données existantes

Chapitre III

-Etude de l'evolution de la population

Chapitre IV

-Schema directeur

- 4-1) Système envisagé
- 4-2) Schéma directeur
- 4-3) Les caractères linéaires du réseau
- 4-4) Solution technique
- 4-5) Curoge
- 4-6) Les deversoirs d'oroges

Chapitre V

-Calcul du reseau

- 5-1) Choix de materiaux de canalisation
- 5-2) Dimenssionnement du réseau
- 5-3) Conditions d'écoulement
- 5-4) Debits a evacuer (des eaux usées)
- 5-5-1) Regards de visite
- 5-5-2) Chasse d'eau

Chapitre VI

-Les eaux pluviolles

- 6-1) Calcul du debit a evacuer
 - 6-1-1) Temps de concentration
 - a) Methode de calcul du temps de conscentration
- 6-2) Calcul du reseau des eaux pluviolles
 - 6-2-1) Fosse de ceinture Ouest
 - 6-2-2) Fosse de ceinture Est
 - 6-2-3) Canal D'orage Ouest
 - 6-2-4) Canal D'orage Est

I) INTRODUCTION

1-1 But de l'étude

Inégalement répartie en très faible quantité dans le monde, l'eau constitue une essence dans la survie de tout être, ainsi bien animal que végétal. Sa vitalité a depuis l'antiquité incité l'homme à mettre au point des moyens permettant son extraction, son transport, son stockage, son utilisation et son rejet sous forme d'égouts. Ces moyens, jadis traditionnels ont connus de nos jours une amélioration considérable grâce au développement de la science et de la technique. Ainsi, le transport de l'eau du point de captage jusqu'aux citoyens, et les rejets d'eaux usées, connus actuellement sous les termes d'alimentation en eau potable et assainissement ; Nécessitent une étude minutieuse, laquelle fait l'objet de cet ouvrage pour la ville de Bordj-El-Kiffan.

En matière de l'alimentation en eau potable de la ville de Bordj-El-Kiffan et certaines zones voisines, il a été décidé la réalisation d'un champ captant au "Hamiz" comprenant huit (8) forages.

1-2 Situation Géographique

La ville de Bordj-El-Kiffan est située à 20 Km à l'Est de la ville d'Alger, limitée

- Au Nord par la Mer
- Au Sud par la RNS 5
- A l'Ouest par la commune d'El-Harrach
- A l'Est par le Hamiz.

1-3 Données Climatique

Le climat est semblable à celui des régions littorales de la capitale.

Les caractéristiques les plus importantes sont :

Mois Humides	Précipitation Moyennes [mm]
Novembre	102,1
Décembre	112,9
Janvier	97,9
Mois Secs	Precipitation Moyennes
Juillet	1,7
Aout	4,5
Septembre	32,3

Les températures moyennes annuelles sont de l'ordre de 18°C. Elles varient entre 18°C et 23°C.

Le mois d'Aout est le plus chaud, sa température moyenne est de l'ordre est de 25°C. La température maximale atteint 31°C tandis que la minimale est de 19°C. Par ailleurs le mois le plus froid est Janvier. La température maximale est de 16°C, la température minimale est de 6°C ce qui nous amène à conclure que la température moyenne est de 11°C.

1-4 Pluviométrie

Les précipitation moyenne annuelle sont de 660, 3mm

- Maximum (1935-36) = 994mm
- Minimum (1946-47) = 410,6mm

1-5 Relief

Le relief de la ville est plat (Attitude moyenne 10m) nous distinguons deux bassins versants séparés par une serie de collines, l'une vers le Nord (littoral) l'autre vers le Sud (bab-essouar) la pente est moyenne.

1-6 Situation actuelle de Bordj-El-Kiffan.

A présent l'alimentation se fait à partir du reservoir de Belfort d'une capacité de 2000 m³.

Les caractéristiques de l'adduction sont les suivantes :

Une conduite de 400 mm de diamètre portant du réservoir, et longue de 3510m suivie d'un second tronçon de 1340m de long et de 300 mm de diamètre.

Actuellement l'état du reseau de distribution et la capacité des installations sont insuffisantes pour satisfaire les besoins de la population.

L'alimentation est assurée par un reseau ramifié composé d'un tronçon de 250mm de diamètre et d'un ensemble de conduites de 40,50, 60 et 80 mm de diamètres, vu les faibles diamètres la vetusté du réseau et le manque de distribution une rénovation totale s'impose.

Notons que l'urbanisation à moyen et à long terme nécessite l'extension du réseau et de la capacité d'adduction, concernant l'assainissement la ville de B.E.K est datée d'un réseau de type unitaire. Le fonctionnement, l'état et l'etendue du réseau existant n'ont pas été reconue lors de l'enquête menée dans ce but ; la majorité des regards sont enfouis sous béton des rues-seul le collecteur principal à pu être situé et déterminé à son exécutoire au mer.

II) DEMOGRAPHIE

2-1 Evolution de la population

Les chiffres relatifs à l'évolution de la population sont repris du livre "R.A.D.P" wilaya d'Alger, commune de Bordj-El-Kiffan.

Monographie/Alger Septembre 1976 pag 15.

Accroissement Naturel 3,5%

Migration 1,0%

Moyenne global d'accroiss. 4,5%

L'estimation de la population pour différentes horizons se fera à partir de la formule des intérêt composés qui expriment un accroissement géometrique

$$P_n = P_o (1 + \frac{\alpha}{100})^n \quad (1)$$

Po : nombre d'habitants référentiel (recensement de 1976 pour notre cas)

Pn : nombre d'habitants au terme de "n" années

α : accroissement annuel global

Application

Po = 45391 hab

α = 4,5%

- Pour l'horizon 1995 nous aurons :

$$P_n = 45391 (1 + \frac{4,5}{100})^{19} = 104756 \text{ hab}$$

- Pour l'horizon 2005 nous aurons :

$$P_n = 45391 (1 + \frac{4,5}{100})^{29} = 162683 \text{ hab}$$

Le territoire de Bordj-El-Kiffan fait 2327 H

La superficie du terrain d'étude et de 339,2 Ha

Nous avons partagé le terrain en 6 quartiers d'habitat homogène vu la diversité du mode d'occupation.

Quartier	Centre Ville	Lido	Verte Rive	Djenina	Mouchons	Collines Mouchons
Densité Hab/ha	194	135	40	65	52	12
Superficie Ha	61,9	37,2	76,5	34,1	51,5	78,0
Nombre d'étoges	2 + 3	1 + 2	1 + 2	1 + 2	1 + 2	1

Ces chiffres sont relatifs à l'année 1979 calcul du nombre d'habitants par quartier.

$$P = d.s \text{ où } d : \text{densité hab/ha} \\ s : \text{superficie en ha}$$

horizon 1995 et 2005 :

à partir de la formule (1) on a estimé la population de chaque quartier pour les horizons 1995 et 2005.

Ainsi on peut calculer leurs densités à partir de $d = \frac{P}{s}$ (2)

Exemple : Verte Rive

Nombre d'habitants en 1979

$$P = s.d \quad P = 40 \times 76,5 = 3060 \text{ hab}$$

$$\text{horizon 1995} : P = 3060 \left(1 + \frac{4,5}{100} \right)^{16} = 6189 \text{ hab}$$

$$\text{horizon 2005} : P = 3060 \left(1 + \frac{4,5}{100} \right)^{26} = 9611 \text{ hab}$$

Densités

$$\text{Horizons 1995 ; } d = \frac{6186}{76,5} = 81 \text{ hab/ha}$$

$$\text{horizons 2005 ; } d = \frac{9611}{76,5} = 126 \text{ hab/ha}$$

en outre l'évolution probable de l'habitat, figure dans le tableau N°1

2-2 Consommations moyenne journalière et saisonnière par habitant

On prend une dotation de 180l/j/hab pour l'horizon 1995 et 200l/j/hab pour l'horizon 2005 pour améliorer les ressources car la dotation actuelle est de 100l/j/hab.

Ces consommations quotidiennes individuelles tiennent compte des besoins des collectivités (écoles, mosquées, bains, etc...), des petites industries, manufacture ainsi des services municipaux.

Vu le caractère peu urbanisé de la ville le coefficient de pointe saisonnier est pris égal à 1,5 les consommations saisonnières sont donc :

$$1979 : 100 \times 1,5 = 150 \text{ l/j/hab}$$

$$1995 : 180 \times 1,5 = 270 \text{ l/j/hab}$$

$$2005 : 200 \times 1,5 = 300 \text{ l/j/hab}$$

Les demandes estimées pour les différents quartiers sont regroupées dans le tableau N°2.

2-3 Débits fictifs

On calcul les débits fictifs continus moyen et saisonnier à partir des demandes estimées

Exemple : - (en 1995)

$$\text{Debit fictif continu moyen} = \frac{9526,58 \times 1000}{86400} = 110,26 \text{ l/s}$$

$$\text{Debit fictif saisonnier} = \frac{14290,02 \times 1000}{86400} = 165,41 \text{ l/s}$$

Année	Debits l/s	Debit fictif moyen	Debit fictif saisonnier
1979		30,3	45,4
1995		110,25	165,41/s
2005		190,37	285,56

EVOLUTION PROBABLE DE LA POPULATION

Tab 1

Quartiers	Surfaces ha	Population			Densité hab/hab			Nombre d'etage		
		1979	1995	2005	1979	1995	2005	1979	1995	2005
Centre Ville	61,9	12257	24700	38495	198	401	622	2-3	2-4	2-4
Lido	37,2	5022	10156	15773	135	273	424	1-2	2-3	2-4
Verte Rive	76,5	3060	6189	9611	40	81	126	1-2	1-2	1-2
Djenina	34,1	2217	4484	6963	65	132	204	1-2	1-2	1-3
Mouhous	51,5	2678	5416	8411	52	105	163	1-2	2-3	2-3
Colline Mouhous	78,0	936	1893	2940	12	24	38	1	1	1
	339,2	26170	52926	82193						

DEMANDES ESTIMEES

(tab.2)

Quartiers	Demandes Moyennes m ³ /j			Demandes saisonnieres m ³ /j		
	1979	1995	2005	1979	1995	2005
	1001/j/hab	1801/j/hab	2001/j/hab	1501/j/hab	2701/j/hab	3001/j/hab
Centre Ville	1225,7	4461,84	7699	1838,6	6692,76	11548,5
Lido	502,2	1828,08	3154,60	753,3	2742,12	4731,90
Verte Rive	306,0	1114,02	1922,2	459	1671,03	2883,3
Djenina	221,7	807,12	1392,60	332,60	1210,68	2088,9
Mouhous	267,8	974,88	1682,20	401,7	1462,32	2523,3
Colline Mouhous	93,60	340,74	598	140,4	511,11	897
Σ	2617	9526,68	16448,60	3925,60	14290,02	24672,9

III RESERVOIR (Horizon 2005)

3-1 Rôles du Réservoir

Il a pour rôle d'assurer :

- Une régularité dans le fonctionnement du pompage, les hauteurs de refoulement des pompes sont stables et les débits constants.
- Il permet une régularité de la pression dans le réseau de distribution.
- Il permet un arrêt momentané plus ou moins long du refoulement sans produire une g au niveau de la distribution et cela en cas de :

- Défaillance de la source d'énergie
- Accident ou défaillance au niveau du refoulement
- Une eau est suspectée ou momentanément trouble

3-2 Capacité théorique du Reservoir

Le bien fait à tirer du reservoir est l'appui qu'il apporte durant les heures de for consommation et la faculté de stockage des heures creuses, le calcul de sa capacité est donc fonction des variations du débit.

Variation horaire du débit :

6H - 7H	7H - 11H	11H - 16H	16H - 18H	18H - 22H	22H - 6H
a	3a	1,1a	1,15a	0,5a	0,15a

a) le débit horaire moyen qui est égal à la valeur de la consommation journalière moyenne C répartie sur 24 heures.

$$(3) \quad a = \frac{C}{24} = \frac{16448,6}{24} = 685,36 \text{ m}^3/\text{h}$$

Remarque :

- Le débit est supposé constant pendant une tranche horaire.
- Il arrive au reservoir un débit a constant et un débit de 3a peut en sortir au moment de la pointe.

A la fin de chaque tranche horaire, on fait la différence entre le débit de l'adduction et le débit de distribution.

Le volume théorique du réservoir est la somme (en valeur absolue) des deux plus grandes différences (positives et négatives) augmenté d'une réserve d'incendie voir tableau de calcul N°3

CALCUL DE LA CAPACITE DU RESERVOIR

(tab.3)

Tranches Horaires	Coefficient a h i	Volume		Cumuls		Differences		Observation
		Apport	Consomma- tion	Apport	Consomma- tion	Positives	Negatives	
1	0,15	685,36	102,804	685,36	102,804	582,556		
2	0,15	"	102,804	1370,72	205,608	1165,112		
3	0,15	"	102,804	2056,08	308,412	1747,668		
4	0,15	"	102,804	2741,44	411,216	2330,224		
5	0,15	"	102,804	3426,8	514,02	2912,78		
6	0,15	"	102,804	4112,16	616,824	3495,336		
7	1	"	685,36,,	4797,52	1302,184	3495,336		
8	3	"	2056,08	5482,88	3358,192	2124,688		
9	3	"	2056,08	6168,24	5414,20	754,04		
10	3	"	2056,08	6853,6	7470,208		616,608	
11	3	"	2056,08	7538,96	9526,216		1987,256	
12	1,1	"	753,896	8224,32	10280,12		2055,8	
13	1,1	"	753,896	8909,68	11034,008		2124,328	
14	1,1	"	753,896	9595,04	11787,904		2192,864	
15	1,1	"	753,896	10280,4	12541,8		2261,4	
16	1,1	"	753,896	10965,76	13295,696		2329,936	
17	1,15	"	788,164	11651,12	14083,86		2432,74	
18	1,15	"	788,164	12336,48	14872,024		2535,544	
19	0,5	"	342,68	13021,84	15214,704		2192,864	
20	0,5	"	342,68	13707,2	15557,384		1850,184	
21	0,5	"	342,68	14392,56	15900,064		1507,504	
22	0,5	"	342,68	15077,92	16242,744		1164,824	
23	0,15	"	102,804	15763,28	16345,548		582,268	
24	0,15	"	102,804	16448,64	16448,64	0	0	

3-3 Volume du Réservoir

D'onc le volume utile du réservoir de la ville de B.E.K est :

$$Vu = (3495,336 + 2535,544) = 6030,88 \text{ m}^3$$

normalement en plus de cette capacité ci déterminée on ajoute une réserve d'incendie, mais puisqu'on a un grand volume on la néglige (120 m² réserve d'incendie est négligeable devant 6030,88 m³).

3-4 Conclusion

Dans notre cas on a un réservoir rectangulaire existant de capacité 20.000 m³ destiné pour l'alimentation de la ville de B.E.K et la Z.H.U.N de Bab-Ezzouar, ce qui nous amène à conclure que la capacité nécessaire pour B.E.K est contenue dans ces 20.000 m³.

3-5 Considération Techniques

3-5-1 Conception

On a deux réservoirs rectangulaires (deux compartiments juxtaposés) de 10.000 m³ chacun

3-5-2 Dimension du Réservoir

Surface : 2 X 44,60 X 44,60 m²

Hauteur d'eau : 5 m

Matelas d'air au dessus de l'eau : 92,5 cm

Hauteur intérieur entre le radier et le toit 5,925 m

ce réservoir est exécuté en Béton Armé.

3-5-3 Arrivée de l'eau

Pour protéger l'adduction contre une entrée d'air à la suite d'un coup de Béliet et maintenir l'équilibre de l'eau, l'arrivée sera noyée.

3-5-4 Implantation du Réservoir

On raison de sa superficie et sa cote le réservoir est implanté en un site qui est le seul possible.

Côte du radier 36,5 m N.G.A

Côte du trop plein 41,5m N.G.A

IV RESEAUX DE DISTRIBUTION

4-1 Hypothèses

- Les réseaux à étudier seront du type maillé
- Nous supposons les débits de soutirage concentrés aux noeuds.
- Les conduites secondaires seront piquées sur les tronçons des mailles et constitueront des réseaux ramifiés.

4-2 Méthodes de Calcul

Le calcul se fait par le méthode de **Hardy Gross** qui repose sur les approximations successives.

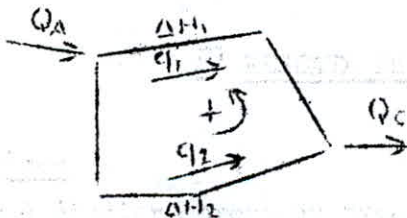
Cette méthode est basée sur les lois suivantes :

1er loi

En chaque noeud du réseau la somme des débits entrent est égale à la somme des débits sortants.

2ème loi

La somme algébrique des pertes de charges est nulle le long d'un parcours orienté et fermé (le long de chaque maille).



$$Q_A = q_1 + q_2 = Q_C$$

$$\Delta H_1 - \Delta H_2 = 0$$

4-3 Principe de la Méthode

Il consiste :

- a fixer dans chaque maille une repartition supposée des débits ainsi qu'un sens découlement de manière a satisfaire la première loi
- a calculer la perte de charge dans chaque tronçon de la maille

La perte de charge se produisant le long d'une conduite est calculée par la formule de "Darcy-Weissbach".

$$H = J \cdot L_e = \frac{8 \cdot F_c \cdot Q^2}{\pi^2 \cdot g \cdot D^5} = r \cdot Q^2 \quad (4)$$

$$F_c = \left[0,86 \ln \left(\frac{\epsilon/D}{3,7} + \frac{2,51}{R \cdot V \cdot F} \right) \right]^2 \quad (\text{Coolbrook}) \quad (5)$$

$$R = \frac{V D}{\nu} = \frac{4Q}{\pi D \nu} \quad (6)$$

La résolution de l'équation de "Coolbrook" se fait par approximation successives, la première est donnée par formule de "NIKHRADSE" (valable uniquement en régime turbulent rugueux)

$$fr = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{D})^2 \quad (7)$$

r : résistance de la conduite $[m^{-5} \cdot s^2]$

Le long d'une maille l'équilibre des pertes de charges se traduit par :

$$\sum \Delta H = r Q_1^2 = 0 \quad (8)$$

Cette égalité n'est pas vérifiée du premier coup il est donc nécessaire de modifier la répartition initiale des débits Q_0 afin de rectifier en conséquence les valeurs des pertes de charges.

- Les pertes de charges singulières sont estimées à 10% des pertes de charges dûes aux frottements

$$\Delta H_T = 1,1 LG \frac{F_g}{\pi^2} \frac{8 Q^2}{D^5 \epsilon} \quad (9)$$

4-4 Débit Correctif (ΔQ)

ΔQ c'est la correction à apporter aux débits Q_0 , soit $Q_1 = Q_0 + \Delta Q$

l'équation (4) devient alors

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

(le terme ΔQ^2 est négligé devant Q)

d'où l'expression de ΔQ_0

$$\Delta Q_0 = - \frac{\sum r Q_0^2}{2 \sum r Q_0} \quad (10)$$

Chaque maille est calculée séparément et la valeur de ΔQ_0 est trouvée moyennant l'équation.

La correction ΔQ_0 ainsi calculée est ajoutée algébriquement à chacun des débits Q_0 . Les corrections à apporter au débit transité par une conduite commune à deux mailles s'ajoutent algébriquement à condition de changer le signe de la correction de la maille adjacente à celle considérée.

Si dans ces conditions, la deuxième loi n'est pas satisfaite, il faudra corriger les débits Q , d'une nouvelle valeur Q_1 calculé moyennant.

- Les approximations sont poursuivies jusqu'à ce que les valeurs de ΔQ soit inférieur à 1l/s et jusqu'à ce que les pertes de charges le long des mailles soient inférieurs à (0,5m) environ

Programme de calcul (T_I 59)

Equilibre d'un réseau maillé pour la méthode de HARDY.CROSS

Régime de l'écoulement transitoire

adresse	code	touche	adresse	code	touche	adresse	code	touche
000	76	2nd Lbl	057	50	2nd /x/	114	23	Lnx
001	11	Δ	058	55	+	115	65	x
002	42	STO	059	89	2nd EI	116	93	.
003	04	0 4	060	55	+	117	08	8
004	02	2	061	43	RCL	118	06	6
005	09	9	062	08	8	119	95	=
006	42	STO	063	55	+	120	33	x ²
007	05	05	064	43	RCL	121	35	1/x
008	00	0	065	00	0	122	42	STO
009	42	STO	066	95	=	123	15	15
010	02	2	067	42	STO	124	75	-
011	42	STO	068	12	12	125	43	RCL
012	03	3	069	43	RCL	126	13	14
013	9I	R/S	070	09	9	127	94	=
014	76	2nd Lbl	071	55	+	128	50	2nd/x/
015	12	B	072	43	RCL	129	22	inv
016	04	4	073	08	8	130	77	x>t
017	42	STO	074	95	=	131	35	1/x
018	06	06	075	42	STO	132	43	RCL
019	42	STO	076	13	13	133	15	15
020	07	07	077	23	Lnx	134	42	STO
021	72	2nd Lbl	078	65	x	135	14	14
022	13	C	079	93	.	136	61	GTO
023	01	1	080	08	8	137	34	\x
024	44	SUM	081	06	6	138	76	2ndLbl
025	07	7	082	75	-	139	35	1/x
026	73	RCL2nd Ind	083	01	1	140	43	RCL
027	05	5	084	93	.	141	15	15
028	72	STO2ndInd	085	01	1	142	65	x
029	07	7	086	04	4	143	43	RCL
030	97	2nd DSZ	087	95	= ²	144	10	10
031	06	6	088	33	x ²	145	55	+
032	13	C	089	35	1/x	146	01	1
033	71	SBR ₂	090	42	STO	147	02	2
034	33	x ²	09I	14	14	148	93	.
035	97	2nd DSZ	092	76	2ndLbl	149	00	0
036	04	4	093	34	x	150	09	9
037	12	B	094	53	(151	55	+
038	43	RCL	095	43	RCL	152	43	RCL
039	02	2	096	13	13	153	08	8
040	55	+	097	55	+	154	45	y ^x
041	43	RCL	098	03	3	155	05	5
042	03	3	099	93	.	156	65	x
043	65	x	100	07	7	157	43	RCL
044	01	1	101	85	+	158	11	11
045	00	0	102	02	2	159	65	x
046	00	0	103	93	.	160	43	RCL
047	00	0	104	05	5	161	11	11
048	94	-/+	105	01	1	162	50	2nd/x/
049	95	=	106	55	+	163	65	x
050	91	R/S	107	43	RCL	164	01	1
051	76	2nd Lbl ₂	108	12	12	165	93	.
052	33	x	109	55	+	166	01	1
053	04	4	110	43	RCL	167	05	5
054	65	x	111	14	14	168	95	=
055	43	RCL	112	34	√x	169	44	SUM
056	11	11	113	54)	170	02	2

171	66	2nd PAUSE
172	66	"
172	66	"
173	66	"
174	66	"
175	66	"
176	66	"
177	66	"
178	66	"
179	65	x
180	02	2
181	55	+
182	43	RCL
183	11	11
184	95	=
185	44	SUM
186	03	3
187	66	2nd PAUSE
188	66	"
189	66	"
190	66	"
191	66	"
192	66	"
193	66	"
194	66	"
195	92	INV SBR

Execution du programme :

Stockage des données > STO 00
 Precision 0,00000 x z t

caracteristiques	N° Registre	unité	observations
D_i	$30 + 4i$	m	$i = 0, 1, 2,$
i	$31 + 4i$	m n
L_{Gi}	$32 + 4i$	m	n variable suivant les portions
Q_i	$33 + 4i$	m^3/s	doit etre intro- duit avec le signe

RESULTAT :

- a - afficher le nombre de tronçons de la maille
- appuyer sur A affichage 0

b - appuyer sur B

N° TROÇON	1 ^è PASSE	2 ^è PASSE
1	H	$\sqrt{2rQ}$
2	H	$\sqrt{2rQ}$
3	"	"
·	"	"
·	"	"
n	"	"
è		

o- Q affiché
 RCL 02 → 3 AH
 RCL 03 → 21101

4-5- Etude du réseau de la ville (Horizons 1995 et 2005) 4.5-1 Introduction

a) Les altitudes s'échelonnent entre 36,5m (niveau du radier du réservoir) et 3m N.G.A.

b) La pression au sol ^dassurer pour des constructions à 4 niveaux et égale à 24,5m.

Il est prévu des immeubles à 5 niveaux (R+4) au centre ville de B.E.K et LIDO.

Alors la pression au sol nécessaire pour alimenter telles constructions est calculée comme suite

- 3 m de dénivellation par étage soit :

$$3 \times 5 = 15 \text{ m}$$

- 0,5 m de perte de charge par niveau soit :

$$0,5 \times 5 = 2,5 \text{ m}$$

- 4 m de perte de charge pour déclenchement d'un chauffe-eau instantané

- 3 m de perte de charge dans les réseaux intérieurs on a alors au total 24,5 m.

Ces deux points sus-cités nous amène à examiner une distribution gravitaire.

Le maillage est tracé en fonction de la forme de l'agglomération.

4-5-2 Détermination des débits aux noeuds

Le travail consiste en la composition de chaque maille en parties élémentaires en menant la médiatrice de chaque tronçon, on délimite ainsi autour de chaque noeud une zone susceptible d'être alimenté par celui-ci.

Après avoir déterminé la superficie revenant à chaque noeud, on calcul :

- Le nombre d'habitants probable vu la densité
- Le besoin journalier en considérant la dotation individuelle
- Le débit au noeud vu le coefficient de pointe horaire.

voir tableau N° 4-

4-5-3 Choix de la vitesse d'écoulement

Le choix de la vitesse d'écoulement, conditionne en effet le choix des diamètres

Nous prenons une vitesse moyenne $V = 1\text{m/s}$

Le diamètre est déterminé par l'équation

$$Q_0 = V \frac{\pi D^2}{4} \quad D = \sqrt[4]{\frac{4 Q_0}{\pi V}} \quad (11)$$

avec $V = 1\text{m/s}$

Q_0 = débit supposé en 1ère Approximation

Nous prenons le diamètre supérieur normalisé.

Détermination des Débits de soutirage

Horizon 1995

Tab 4

Nœud	Quartier	Densité hab/ha	Surface ha	Population Possible	Consommation Spécifique l/j/hab	Volume journalier m ³	Debit Moyen l/s	Debit de pointe l/s
A	Mouhous	105	9,48	996	180	179,28	2,07	6,21
C	Mouhous	105	21,70	2279	"	410,22	4,75	14,25
D	Mouhous	105	20,32	2134	"	384,12	4,45	13,35
E	LIDO	273	5,18	1414	"	254,52	9,95	8,65
E	Djenina	132	18,35	2422	"	435,96	5,05	15,15
F	Djenina	132	15,75	2079	"	374,22	4,33	12,99
G	Lido	273	12,42	3391	"	610,38	7,06	21,18
H	Lido	273	19,60	5351	"	963,18	11,15	33,45
I	Centre Ville	401	8,27	3316	"	596,88	6,91	20,73
K	Centre Ville	401	12,23	4904	"	882,72	10,22	30,66
L	Centre Ville	401	8,51	3413	"	614,34	7,11	21,33
B	Centre Ville	401	26,82	10755	"	1935,9	22,4	67,2
V	Collines Mouhous	24	26,72	641	"	115,38	1,34	4,02
T	Collines Mouhous	24	25,45	611	"	109,98	1,27	3,81
S	Collines Mouhous	24	11,53	277	"	49,86	0,58	1,74
Q	Verte Rive	81	17,12	1387	"	249,66	2,89	8,67
P	Verte Rive	81	22,33	1809	"	325,62	3,77	11,31
O	Colline Mouhous	24	7,87	139	"	34,02	0,39	1,17
O	Verte Rive	81	20,31	1645	"	296,1	3,43	10,29
M	Centre Ville	401	6,07	2434	"	438,12	5,07	15,21
N	Colline Mouhous	24	6,43	154	"	27,72	0,32	0,96
N	Verte Rive	81	16,74	1356	"	244,08	2,82	8,46
			339,2	52957		9532,26	110,33	330,99

4-5-4 Calcul des Pressions au Sol (Horizon 1995)

a) Dimensionnement de la conduite d'amenée reliant le reservoir au point

Donnée de Bases

$L = 140 \text{ m} ; \xi = 1 \text{ mm} ; Q = 330,99 \text{ l/s}$

on propose $V = 1 \text{ m/s}$

$D = \sqrt{\frac{4 Q_0}{\pi V}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 330,99 \cdot 10^{-3}}{\pi \cdot 1}} = 649 \text{ mm}$

on prend le diamètre normalisé supérieur

$D = 700 \text{ mm}$

$V = \frac{\pi D^2}{4 \cdot Q_0} = \frac{3,14 \cdot (700 \cdot 10^{-3})^2}{4 \cdot 330,99 \cdot 10^{-3}} = 1,16 \text{ m/s}$

$\frac{\xi}{D} = \frac{1 \cdot 10^{-3}}{700 \cdot 10^{-3}} = 1,4 \cdot 10^{-6}$

$R = \frac{V \cdot D}{\nu} = \frac{1,16 \cdot 700 \cdot 10^{-3}}{10^{-5}} = 8,12 \cdot 10^6$ } Moody Regime Turb. Turbulent

b) Calcul des pertes de charges dans la conduite d'amenée

$\Delta H_g = \frac{8 F_n \cdot L_e \cdot Q^2}{2 \cdot g \cdot D^5}$ (Darcy Weisbach)

$F_n = (1,14 - 0,86 \ln \frac{g \cdot D}{\xi})^{-2}$ (Nikuradzé)

On suppose que les pertes de charges singulières sont de 15% des pertes de charge linéaires.

$L_e = 1,15 L_g ; L_e = 1,15 \cdot 140 = 161 \text{ m}$

$BHt = 0,151 \text{ m}$

c) Cote piezométrique au point A

Dans la cote piezométrique au point A est le 41,5 m

N.G.A. (côte du trop plein du réservoir) = BH

$\sqrt{A} = 41,5 - 0,151 = 41,349 \text{ m}$

3- La vitesse d'écoulement est faible dans le tronçons KL

La cause c'est que le diamètre a été largement dimensionné.

- Les pressions aux noeuds sont comprises entre 7,669 et 27,909, elles sont compatibles avec les hauteurs des constructions. (voir tab N°5)

TABLEAU DE CALCUL DES PRESSIONS AU SOL (HORIZON)
1995

Maille	Tronçon	Q [t/s]	rQ ²	2r.Q	v m/s	Altitudes		côte piezomet.		Pression au sol [m]	Nœud
						Amont	Aval	Amont	Aval		
I	EF	18,157	6,7	738,18	1,02	13	9,0	36,128	29,428	20,428	F
	FG	5,1679	2,0	774,16	0,65	9,0	6,0	29,428	27,428	21,428	G
	GH	-16,012	-5,76	719,99	0,90	6,0	9,0	27,428	33,188	24,188	H
II	HE	5,457	-2,73	1002,3	0,69	9,0	13	33,188	35,918	22,918	E
	DE	47,615	1,37	57,72	0,97	15	13	37,498	36,128	23,128	E
	EH	5,457	2,73	1002,3	0,69	13	9,0	36,128	33,398	24,398	H
III	HI	43,995	-1,01	45,97	0,89	9,0	8,0	33,398	34,408	26,408	I
	ID	54,985	-3,09	112,62	1,11	8,0	15	34,408	37,498	22,498	D
	CD	115,95	2,95	50,95	1,2	18	15	40,448	37,498	22,498	D
IV	DI	54,985	3,09	112,62	1,12	15	8,0	37,498	34,408	26,408	I
	IK	-9,75	-3,48	714,67	0,55	8,0	10	34,408	37,888	27,888	K
	KC	37,75	-2,54	135,00	0,76	18	18	37,888	40,428	22,428	C
V	AC	167,95	1,32	15,73	1,05	34,0	18	41,349	40,029	22,02	C
	CK	37,75	2,54	135,0	0,76	18	10	40,029	37,489	27,489	K
	KL	-2,656	-0,42	320,58	0,34	10	10	37,489	37,909	27,909	L
VI	LB	-51,603	-2,94	114,55	1,05	10	14	37,909	40,849	26,849	B
	BA	-156,26	-0,82	10,49	0,98	14	34	40,849	41,669	7,669	A
	BL	51,603	2,94	114,55	1,05	14	10	37,909	34,968	24,968	L
VII	LM	27,617	3,14	227,81	0,87	10	8,0	34,968	31,828	23,828	M
	MN	5,328	2,75	1034,7	0,67	8,0	8,0	31,828	29,078	21,078	N
	NT	-19,70	-2,09	212,98	1,11	8,0	8,0	29,078	31,168	23,168	T
VIII	TV	-34,003	-5,12	304,39	1,08	8,0	12	31,168	36,288	24,288	V
	VB	-38,023	-1,34	70,80	0,77	12,0	14	36,288	37,628	13,628	B
	MO	7,0781	9,46	2674,4	0,9	8,0	7,0	31,828	22,368	15,368	O
IX	ON	-9,468	-6,71	1418,36	1,2	7,0	8,0	22,368	29,078	21,078	N
	NM	-5328	-2,75	1034,7	0,67	8,0	8,0	29,078	31,828	23,828	M
	TN	19,702	2,09	212,98	1,11	8,0	8,0	31,168	29,078	21,078	N
X	NQ	6,149	7,09	2308,9	0,78	8,0	7,0	29,078	21,988	14,988	Q
	QS	-8,743	-6,9	1525,07	1,11	7,0	9,0	21,988	28,888	19,888	S
	ST	-10,483	-2,26	432,63	0,59	9,0	8,0	28,888	31,148	23,148	T
XI	QN	-6,149	-7,09	2308,9	0,78	7,0	8,0	21,988	29,078	21,078	N
	NO	9,468	6,71	1418,36	1,20	8,0	7,0	29,078	22,368	15,368	O
	OP	5,085	5,67	2230,4	0,64	7,0	3,0	22,368	16,698	13,698	P
	PQ		-5,34	1716,19	0,65	3,0	7,0	16,698	22,038	15,038	Q

Détermination des débits de soutirage

Horizon. 2005

Tab 6

Nœud	Quartier	Densité hab/ha	Surface ha	popula- tion. Possible	Consom- ation Spécifique l/s, hab	Volumé Journé- lier m3	Débit moyen l/s	Debit de pointe l/s
A	Mouhous	163	9,40	1545	200	309	3,576	10,728
C	Mouhous	163	21,70	3537	"	707,4	8,1875	24,5625
D	Mouhous	163	20,32	3312	"	662,4	7,666	22,998
E	Lido	424	5,18	2196	"	439,2	5,083	15,249
E	Djemina	204	18,35	343	"	748,6	8,664	25,992
F	Djemina	204	15,75	3213	"	642,6	7,437	22,311
G	Lido	424	12,42	266	"	1053,2	12,119	36,567
H	Lido	424	19,60	8310	"	1662	19,236	57,708
I	Centre Ville	622	8,27	5144	"	1028,8	11,907	35,721
K	Centre Ville	622	12,23	7607	"	1521,4	17,608	52,324
L	Centre Ville	622	8,51	5293	"	1058,6	12,252	36,756
B	Centre Ville	622	26,82	16682	"	3336,4	38,615	115,845
V	Collines Mouhous	38	26,72	1015	"	203	2,349	7,047
T	Collines Mouhous	38	25,45	967	"	198,4	2,238	6,714
S	Collines Mouhous	38	11,53	438	"	87,6	1,014	3,042
Q	Verte Rive	126	17,12	2157	"	431,4	4,993	14,979
P	Verte Rive	126	22,33	2814	"	562,8	6,513	19,539
O	Collines Mouhous	38	7,07	299	"	59,8	0,692	2,076
O	Verte Rive	126	20,31	2559	"	511,8	5,923	17,766
M	Centre Ville	622	6,07	3775	"	755	8,738	26,214
N	Collines Mouhous	38	6,43	244	"	48,8	0,564	1,692
N	Verte Rive	126	16,74	2109	"	421,8	4,881	14,643
			339,2	32225		16445	190,3255	570,99

Calcul du Réseau (Horizon 2005).

apuzp 2,9

Caractéristique des Mailles				1 ^{ère} Approximation						1 ^{ère} Correction						2 ^{ème} Approximation						2 ^{ème} Correction						3 ^{ème} Approximation						3 ^{ème} Correction						4 ^{ème} Approximation						4 ^{ème} Correction					
Maille	Tronçons	Maille Adj.	Le [m]	D [mm]	Q ₀ [l/s]	r.Q ² [m]	r.r.Q	C.N	C.N.A	TOTAL	Q ₁ [l/s]	r.Q ² [m]	r.r.Q	C.N	C.N.A	TOTAL	Q ₂ [l/s]	r.Q ² [m]	r.r.Q	C.N	C.N.A	TOTAL	Q ₃ [l/s]	r.Q ² [m]	r.r.Q	C.N	C.N.A	TOTAL	Q ₄ [l/s]	r.Q ² [m]	r.r.Q	C.N	C.N.A	TOTAL	Q ₅ [l/s]																
I	EF		726	200	33,64	5,05	300,24	-1,15	-	-1,15	32,49	4,71	283,31	0,18	-	0,18	32,67	4,76	281,58	0,3	-	0,3	32,97	4,85	284,27	0,18	-	0,18	33,15																						
	FG		344	150	11,33	1,13	199,21	-1,15	-	-1,15	10,18	0,91	178,81	0,18	-	0,18	10,36	0,94	182,16	0,3	-	0,3	10,66	0,98	187,44	0,18	-	0,18	10,84																						
	GH		805	200	-25,24	-3,14	249,16	-1,15	-	-1,15	-26,39	-3,49	260,51	0,18	-	0,18	-26,21	-3,39	256,74	0,3	-	0,3	-25,91	-3,31	255,78	0,18	-	0,18	-25,73																						
	HE	II	385	150	-13,09	-1,74	282,2	-1,15	-0,606	-1,756	-14,84	-2,37	320,24	0,18	-1	-0,82	-15,66	-2,44	337,74	0,3	-0,57	-0,27	-15,936	-2,73	349,57	0,18	-0,308	-0,128	-16,064																						
					4,18	1050,8	ΔQ=-1,15					-0,19	1041,3	ΔQ=0,18				-0,32	1070	ΔQ=0,3				-0,2	1081,66	ΔQ=0,18																									
II	DE		849	350	87,97	0,80	18,21	0,606	-	0,606	88,576	0,81	18,34	1,0	-	1,0	89,576	0,83	18,54	0,57	-	0,57	90,146	0,84	18,66	0,308	-	0,308	90,454																						
	EH	I	585	150	13,09	1,84	282,2	0,606	1,15	1,756	14,846	2,37	320,24	1,0	-0,18	0,82	15,666	2,64	337,74	0,57	-0,3	0,27	15,936	2,73	349,54	0,308	-0,18	0,128	16,064																						
	HL		275	300	-63,86	-0,978	22,00	0,606	-	0,606	-69,254	-0,96	27,76	1,0	-	1,0	-68,254	-0,93	27,36	0,57	-	0,57	-67,68	-0,91	27,13	0,308	-	0,308	-67,37																						
	ID	III	539	300	-69,58	-1,90	54,67	0,606	-13,36	-13,75	-82,354	-2,66	64,63	1,0	-3,12	-2,12	-84,45	-2,8	66,36	0,57	-0,55	0,02	-84,43	-2,8	66,35	0,308	-0,2	0,108	-84,52																						
					-0,23	383,10	ΔQ=0,606					-0,43	438,8	ΔQ=1,0				-0,24	450,01	ΔQ=0,57				-0,14	455,7	ΔQ=0,308																									
III	CO		677	500	180,95	1,10	12,23	13,36	-	13,36	193,91	1,27	13,13	3,12	-	3,12	197,03	1,31	13,35	0,55	-	0,55	197,58	1,3	13,38	0,2	-	0,2	197,78																						
	DI	I	539	300	63,98	1,90	54,67	13,36	-0,606	-13,754	82,354	2,66	64,63	3,12	-1,0	2,12	84,45	2,8	66,36	0,55	-0,57	-0,02	84,434	2,8	66,35	0,2	-0,308	-0,108	84,32																						
	IK		1309	800	-56,00	-1,042	579,38	13,36	-	13,36	-22,64	-4,1	366,33	3,12	-	3,12	-19,52	-3,06	314,12	0,55	-	0,55	-18,97	-2,89	305,28	0,2	-	0,2	-18,77																						
	KC	IV	841	350	-77,73	-1,85	47,5	13,36	-1,35	-13,01	-65,78	-1,32	49,13	3,12	-2,42	0,70	-65,08	-1,29	39,75	0,55	-1,05	-0,5	-65,58	-1,31	40,05	0,2	-0,09	0,11	-65,47																						
					-9,26	699,7	ΔQ=13,36					-1,5	482,2	ΔQ=3,12				-0,24	459,59	ΔQ=0,55				-0,02	425,07	ΔQ=0,2																									
IV	AC		539	600	282,9	0,83	5,87	1,35	-	1,35	284,25	0,83	5,90	2,42	-	2,42	286,67	0,85	5,95	1,05	-	1,05	287,72	0,85	5,97	0,09	-	0,09	287,81																						
	CK	III	941	350	77,73	1,85	47,51	1,35	-13,36	-13,01	65,78	1,32	49,13	2,42	-3,12	-0,70	65,08	1,29	39,77	1,05	-0,55	0,5	65,58	1,3	40,05	0,09	-0,2	-0,11	65,47																						
	KL		251	150	-11,03	-0,86	156,26	1,35	-	1,35	-9,68	-0,66	157,74	2,42	-	2,42	-7,26	-0,37	102,85	1,05	-	1,05	-6,21	-0,27	87,98	0,09	-	0,09	-6,12																						
	LB	V	523	350	-96,5	-1,58	38,76	1,35	2,19	5,54	-92,96	-1,46	31,55	2,42	-0,65	1,77	-91,19	-1,41	30,95	1,05	0,49	1,54	-89,65	-1,36	30,43	0,09	-0,13	-0,04	-89,69																						
BA		386	600	-273,37	-0,57	4,11	1,35	-	1,35	-276,02	-0,56	4,09	2,42	-	2,42	-273,6	-0,55	4,05	1,05	-	1,05	-272,55	-0,55	4,04	0,09	-	0,09	-272,46																							
					-0,33	246,93	ΔQ=1,35					-0,53	218,83	ΔQ=2,42				-0,19	183,57	ΔQ=1,05				-0,015	168,43	ΔQ=0,09																									
V	BL	VI	523	350	96,50	1,58	38,76	-2,19	-1,35	-3,54	92,96	1,46	31,51	0,65	-2,42	-1,77	91,19	1,41	30,95	-0,49	-1,05	-1,54	89,65	1,36	30,43	0,13	-0,09	0,04	89,69																						
	LM		674	250	48,67	3,02	124,10	-2,19	-	-2,19	46,48	2,75	118,57	0,65	-	0,65	47,13	2,83	120,17	-0,49	-	-0,49	46,64	2,77	118,92	0,13	-	0,13	44,77																						
	MN	VI	407	150	10,32	1,21	256,2	-2,19	-0,23	-2,42	7,9	0,71	180,04	0,65	1,21	1,86	9,76	1,08	222,43	-0,49	-0,18	-0,67	9,09	0,94	209,17	0,13	0,16	0,29	9,38																						
	NT	VII	193	200	-32,72	-1,27	77,63	-2,19	-3,64	-5,83	-38,55	-1,74	31,22	0,65	1,19	1,84	-36,71	-1,59	27,10	-0,49	-0,13	-0,62	-31,33	-1,65	28,57	0,13	0,13	-37,01																							
VB		430	300	-65,03	-1,57	46,45	-2,19	-	-2,19	-67,32	-1,61	48,08	0,65	-	0,65	-66,57	-1,58	47,55	-0,49	-	-0,49	-67,06	-1,60	47,90	0,13	-	0,13	-66,93																							
					1,26	573,10	ΔQ=-2,19					-0,34	532,75	ΔQ=0,65				0,28	570,75	ΔQ=-0,49				-0,075	556,1	ΔQ=0,13																									
VI	MO		792	150	12,14	3,26	538,4	0,23	-	0,23	12,37	3,39	542,4	-1,21	-	-1,21	11,16	2,76	494,94	0,18	-	0,18	11,34	2,85	502,93	-0,16	-	-0,16	11,18																						
	ON	VIII	344	150	-16,20	-2,30	284,84	0,23	2,84	3,07	-13,13	-1,51	230,24	-1,21	-0,24	-1,45	-14,58	-1,86	256,36	0,18	0,23	0,47	-14,11	-1,75	248,10	-0,16	-0,03	-0,19	-14,30																						
	RH	IX	407	150	-10,32	-1,21	256,2	0,23	2,19	2,42	-7,9	-0,71	180,04	-1,21	-0,65	-1,26	-9,76	-1,08	222,43	0,18	0,49	0,67	-9,09	-0,94	209,17	-0,16	-0,13	-0,29	-9,38																						
						-0,85	1058,45	ΔQ=0,23					1,16	899,51	ΔQ=-1,21				-0,18	573,73	ΔQ=0,18				0,159	558,21	ΔQ=-0,16																								
VII	TN	V	193	200	32,72	1,27	77,63	3,64	2,19	5,83	38,55	1,74	31,44	-1,19	-0,65	-1,24	36,71	1,59	27,10	0,13	0,49	0,62	37,33	1,65	28,57	-0,13	-0,13	-0,26	37,07																						
	NQ	VIII	787	150	10,54	1,43	463,17	3,64	2,84	6,48	16,99	6,36	748,77	-1,19	-0,24	-1,43	15,56	5,33	685,72	0,13	0,29	0,42	15,98	5,62	704,24	-0,13	-0,03	-0,16	15,82																						
	QS		380	150	-15,51	-2,58	350,03	3,64	-	3,64	-11,87	-1,49	252,57	-1,19	-	-1,19	-13,06	-1,81	277,90	0,13	-	0,13	-12,93	-1,77	275,14	-0,13	-	-0,13	-13,06																						
	ST		737	150	-18,55	-3,10	269,55	3,64	-	3,64	-14,91	-4,58	615,83	-1,19	-	-1,19	-16,10	-5,34	664,44	0,13	-	0,13	-15,97	-5,26	659,09	-0,13	-	-0,13	-16,10																						
					-5,9	1636,39	ΔQ=3,64					2,03	1708,02	ΔQ=-1,19				-0,23	1715,16	ΔQ=0,13				0,23	1727,87	ΔQ=-0,13																									
VIII	PN	IX	787	150	-10,31	-2,43	463,17	-2																																											

465-7 Calcul des pressions au sol (Horizon 2005)

a) Dimensionnement de la conduite d'amenée

données de bases.

$$L = 140 \text{ m} \quad \xi = 1 \text{ mm} \quad Q = 570,991/\text{s}$$

on propose $V = 1 \text{ m/s}$

$$D = \sqrt[4]{\frac{4 Q_0}{\pi V}} = \sqrt[4]{\frac{4 \times 570,99 \cdot 10^{-3}}{3,14 \times 1}} = 852 \text{ mm}$$

On prend le diamètre normalisé supérieur $D = 900$

$$V = \frac{\pi D^2}{4 Q_0} = \frac{3,14 (900 \cdot 10^{-3})^2}{4 \times 570,99 \cdot 10^{-3}} = 1,11 \text{ m/s}$$

$$\frac{\xi}{D_h} = \frac{1 \cdot 10^{-3}}{900 \cdot 10^{-3}} = 1,11 \cdot 10^{-3}$$

$$R = \frac{V \cdot D}{\nu} = \frac{1,11 \cdot 900 \cdot 10^{-3}}{10^{-6}} = 9,955 \cdot 10^5 \quad \left. \begin{array}{l} \text{Moody} \\ \implies \end{array} \right\} \text{Regime de Transition}$$

b) Calcul des pertes de charges dans la conduite d'amenée.

$$\Delta H_t = \frac{8 \cdot f_r \cdot L \cdot Q^2}{\pi^2 \cdot g \cdot D^5} \quad (\text{Darcy Weisbach})$$

$$f_r = \left[0,86 \ln \left(\frac{\xi / D_h}{3,7} = \frac{2,51}{R \sqrt{f_r}} \right) \right]^{-2} \quad (\text{Coolbrook})$$

On remplace premièrement sous la racine

$$f_1 = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{\xi}{D_h} \right)^{-2} \quad \text{on tire } f_r \text{ et continu les itérations } f_3,$$

$f_4 \dots$ etc jusqu'à avoir f constante on s'arrête et c'est notre valeur réelle

$$L_e = 1,15 L_g = 140 \times 1,15 = 161 \text{ m}$$

$$\implies \Delta H = 0,150 \text{ m}$$

c) cote piezométrique du point A

Donc la cote piezometrique au point A est 41,5m N.G.A

(côte du trop plein du reservoir) - ΔH

$$\downarrow A = 41,5 - 0,150 = 41,35 \text{ m}$$

Tableau des pressions au sol (Horizon 2005)

Maille	Tronçon	Q [l/s]	rQ ²	z.r.Q	V m/s	Altitudes		Cote piezométrique		Pression au Sol [m]	Nœud
						Amont	Aval	Amont	Aval		
I	EF	33,15	4,9	225,05	1,05	13,0	9,0	38,46	33,56	24,56	F
	FG	10,84	1,03	190,6	0,61	9,0	6,0	33,56	32,53	26,53	G
	GH	-25,73	-3,26	254,0	0,81	6,0	9,0	32,53	33,79	26,79	H
	HE	-16,064	-2,7	346,32	0,91	9,0	13,0	35,79	38,49	25,49	E
II	DE	90,45	0,84	18,72	0,94	15,0	13,0	39,30	38,46	25,46	E
	EH	16,06	2,78	346,32	0,91	13,0	9,0	38,46	35,68	26,68	H
	HI	-67,376	-0,91	27,01	0,95	9,0	8,0	35,68	36,59	28,59	I
III	ID	-84,326	-2,79	66,26	1,19	8,0	15,0	36,59	39,38	24,38	D
	CD	197,78	1,19	12,72	1,007	18,0	15,0	40,49	39,30	24,30	D
	DI	84,326	2,79	66,26	1,19	15,0	8,0	39,30	36,51	28,51	I
	IK	-18,77	-2,83	302,06	0,59	8,0	10,0	36,51	39,34	29,34	K
IV	KC	-65,45	-1,3	39,98	0,65	10,0	18,0	39,34	40,64	22,64	C
	AC	287,81	0,86	5,79	1,05	34,0	18,0	41,35	40,49	22,49	C
	CK	65,45	1,3	39,98	0,65	18,0	10,0	40,49	39,19	29,19	K
	KL	-6,12	-0,265	86,7	0,35	10,0	10,0	39,49	39,155	29,455	L
V	LB	-89,69	-1,36	30,44	0,93	10,0	14,0	39,455	40,815	26,815	B
	BA	-272,46	-0,55	4,04	0,96	14,0	34,0	40,815	41,36	7,36	A
	BL	89,69	1,36	30,44	0,93	14,0	10,0	40,815	39,455	29,455	L
	LM	46,77	2,78	119,26	0,95	10,0	8,0	39,455	36,675	28,675	M
VI	MN	9,38	1,0	213,78	0,53	8,0	8,0	36,675	35,675	27,675	N
	NT	-37,07	-1,63	87,95	1,18	8,0	8,0	35,675	37,305	29,305	T
	TV	-59,88	-1,88	62,94	0,84	8,0	12,0	37,305	39,185	27,185	V
	VB	-66,93	-1,6	47,81	0,94	12,0	14,0	39,185	40,785	26,785	B
VII	MO	11,18	2,77	495,83	0,63	8,0	7,0	36,675	33,905	26,905	O
	ON	-14,30	-1,79	251,44	0,80	7,0	8,0	33,905	35,695	27,695	N
	NM	-9,38	-1,0	213,78	0,53	8,0	8,0	35,695	36,695	28,695	M
VIII	TN	37,07	1,63	87,95	1,18	8,0	8,0	37,305	35,675	27,305	N
	NQ	15,82	5,51	697,19	0,89	8,0	7,0	35,675	30,165	23,165	Q
	QS	-13,06	-1,81	277,9	0,74	7,0	9,0	30,165	31,975	22,975	S
IX	ST	-16,10	-5,34	664,45	0,91	9,0	8,0	31,975	37,315	29,315	T
	QN	-15,82	-5,51	697,19	0,89	7,0	8,0	30,165	35,675	27,675	N
	NO	14,30	1,79	251,44	0,80	8,0	7,0	35,675	33,885	26,885	O
	OP	5,64	6,79	247,28	0,71	7,0	3,0	33,885	26,915	23,915	P
	PQ	-13,90	-3,12	449,9	0,78	3,0	7,0	26,915	30,035	23,035	Q

4-6) Equipement du reseaux

4-6-A Conduites

la situation géographique de la ville de B.E.K (près de la mer) dont le terrain est corrosif, il est preferable de prévoir des conduites en ~~ma~~inte ciment qui sont sensibles à la corrosion dues au courants vagabands.

paroié intérieur de la conduite étant lisse, le risque d'antartage^{est} est minimisé. Les seuls désavantages étant l'impossibilité de façonner des pièces spéciales sur place (té, scodes, croix etc...) comme pour les conduites en acier, pour cela est souhaitable de prévoir les pièces nécessaires.

4-6-B Appareils et accessoires du réseau (voir planche N°1)

Robinet vannes

ils sont disposés dans tous le réseau, afin d'isoler les tronçons en cas d'avarie pour faciliter l'intervention et regler l'écoulement dans la direction voulue.

Ventouses

elles sont disposées aux points hauts du réseau afin de permettre l'évacuation de l'air contenu dans les conduites.

ces ventouses peuvent être remplacées par des bouches de lavage.

Decharge

ce sont des robinets placés aux points bas du tracé des conduites en vue de leurs décharge.

l'évacuation se fait à l'égout voisin

Bouches de lavage

elles sont utilisées pour le lavage des ~~co~~ ~~l~~ivaux et des rues.

pour permettre un lavage par gravité, il est nécessaire de les disposer aux points hauts des voies et des ~~co~~ ~~l~~ivaux (dont la mesure où ces bouches sont exploités tous les jours).

Bouches d'arrosage

elles sont disposés aux alentours des espaces verts pour permettre leurs entretien.

Bouches d'incendie

les poteaux d'incendie sont raccordés sur les conduites capables de fournir un débit minimal de 17l/s sous une pression de 10m.

les poteaux doivent être espacés de 200 à 300 m les uns des autres et réparties suivant l'importance des risques à défendre.

à l'ère des villes

c) Pièces spéciales

Ce sont des pièces de raccordement normalisées

Vous distinguons :

- Les coudes à deux emboitements à différents angles qui permettent d'effectuer les changements de direction.
- Les tés à 2 ou 3 emboitements qui permettent la prise des canalisations secondaire sur la canalisation principale.
- Les croix à 4 emboitements (même rôle que les tés)
- Les cônes de réduction pour raccorder des tuyaux de diamètre différents.
- Les bouts d'extrémité pour la mise en place des appareils hydrauliques à brides. (rabinets).

V CHAMP CAPTANT

5-1 Implantation des Forages 1

à huit (8) forages, chacun à 160 m de profondeur sont implantés, au hamiz (voir coordonnées indiquées dans le tableau de la page suivante)

5-2 Essais Effectués (voir Table)

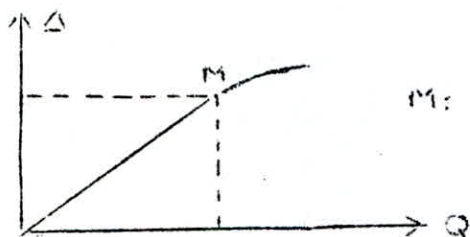
fin de déterminer le comportement des forages et de l'aquifère 3 essais ont été effectués pour chaque forages :

- Essai a blanc à débit variable
- Essai de pompage de longue durée
- Essai de remonter de la nappe consécutif à l'arrêt du pompage
- Essai réalisé par la SO.NA.G.T.H.E.R à l'aide de la pompe RECTA 225

5-3 Interprétation des Essais

5-3-1 Essai a blanc

Les résultats relatifs à ces essais nous permettent de tracer la courbe caractéristique de chaque forage $Q = F(\Delta)$, cette courbe présente un premier tronçon presque rectiligne correspondant aux petites dénivellation suivi d'un second d'allure croissante.



M: limite de quasi-proportionnalité

Le débit d'exploitation de chaque forage est pris à la limite de quasi-proportionnalité

5-3-2 Essai de Pompage de longue durée :

5-3-2-1 Paramètre caractérisant une nappe

La transmissivité T : Elle est définie pour une nappe captive et traduit une perméabilité relative à l'épaisseur de cette nappe.

Le coefficient d'emmagasinement (S) : Il est définie comme étant le volume d'eau libéré par un prisme de section unité relatif à une baisse du niveau piezométrique égal à l'unité.

Il dépend de la nature du sol et traduit la propriété du sol a restituer l'eau souterraine.

5-3-2-2 : Expression de la transmissivité

La formule utilisée est celle de Jacob

$$\Delta = \frac{0,183 Q}{T} \log \frac{2,25 T}{r^2 S} \quad (12)$$

ou bien

$$\Delta = \frac{0,183 Q}{T} \log \frac{2,25 T}{r^2 S} + \frac{0,183 Q}{T} \log t \quad (13)$$

Résultats des Essais

Tab 8

Forages	Coordonnées		Essai à blanc à débit variable			Essai de pompage de longue durée	Essai de remontée de la nappe consécutif à l'arrêt de la pompe.
	X	Y	Débit (l/s)	niveau statique par rapport au sol (m)	Rebattement (m)	Transmissivité $T (m^2/s) 10^{-2}$	Transmissivité $T (m^2/s) 10^{-2}$
F1	549,25	380,95	50	6,60	15	1,60	0,70
F2	549,50	380,45	60	9,40	21	0,74	0,82
F3	548,80	380,05	50	9,30	26	1,19	3,40
F4	550,25	380,18	70	9,10	14	2,97	2,00
F5	550,75	380,00	60	9,30	14	0,70	3,70
F6	550,48	380,90	70	10,97	13	5,50	3,10
F7	549,75	381,30	50	10,10	26	2,00	3,20
F8	549,02	382,20	50	6,30	18	1,20	1,90

où Q : débit de pompage en m^3/S

T : transmissivité : (m^2/S)

t : durée de pompage (S)

r : distance du centre du forage à l'endroit où est relevé le rabattement (

Δ : rabattement (m)

Δ : rabattement (m)

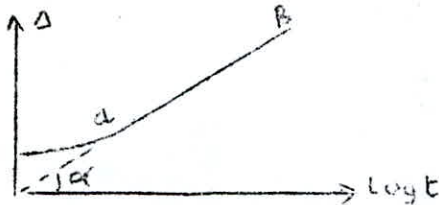
SS: coefficient d'emmagasinement.

En posant :

$$B = \frac{0,183 Q}{T} \log \frac{2,25 T}{r^2 S} \text{ et } A = \frac{0,183 Q}{T}$$

formule devient $\Delta = B + A \log t$ (14)

cette fonction est représentée sur un diagramme semilogarithmique où le temps t porté en abscisse et les rabattements en ordonnées.



Le coefficient angulaire de la droite ab est $A = \frac{0,183 Q}{T} = \text{tg } \alpha$

$$\text{d'où } T = \frac{0,183 Q}{\text{tg } \alpha} \quad (15)$$

5-3-2-3 Expression du coefficient d'emmagasinement

t_0 est le temps au bout duquel le rabattement dans un forage est nul : on peut écrire alors.

$$\Delta = \frac{0,183 Q}{T} \log \frac{2,25 T t_0}{r^2 S} = 0$$

$\frac{0,183 Q}{T}$ étant différent de zéro

$$\text{ce qui donne } \log \frac{2,25 T t_0}{r^2 S} = 0 \Rightarrow \frac{2,25 T t_0}{r^2 S} = 1$$

$$\text{d'où : } S = \frac{2,25 T t_0}{r^2} \quad (16)$$

En l'absence de piezomètres, les niveaux ont été relevés dans les forages même. Ce qui empêche d'approcher le coefficient d'emmagasinement S . À titre indicatif, nous signalons qu'il est estimé à 5% (cette valeur est tirée du rapport de synthèse sur la MITIDJA).

5-3-3 Essais de remontée de la nappe après arrêt du pompage

permettent de déterminer uniquement la transmissivité T et nous renseignent sur l'alimentation de la nappe. La formule utilisée étant celle de JACOB.

$$\Delta = \frac{0,183 Q}{T} \log \frac{T}{t'} \quad (17)$$

où t : temps mesuré depuis le début du pompage

t' : temps mesuré depuis l'arrêt du pompage

La représentation de cette fonction dans un diagramme semi-logarithmique permet de déduire la transmissivité.

NB : Les deux derniers essais nous donne une transmissivité moyenne de la nappe.

$$T = 2,23 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2/\text{s}$$

3-4 Considération sur l'exploitation de la nappe

En égard des valeurs de la transmissivité et du coefficient d'emagasinement, la nappe se prête bien à l'exploitation, pour ne pas affecter l'agriculture de cette région les débits préconisés constitueront des valeurs limites d'exploitation. L'équilibre dans l'écoulement et la bonne tenue du massif filtrant sont conditionnés par une sollicitation continue et régulière de l'aquifère.

6-1 Introduction

Pour une adduction par refoulement, le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir.

6-2 Etude technique

Choix du tracé

On a étudié le tracé des conduites d'adduction sur un plan topographique.

Le choix du tracé a été effectué en respectant le mieux possible les impératifs suivants :

- Choix du tracé le plus court possible, afin de réduire les frais d'investissements.
- Choix d'un profil en long, aussi régulier que possible avec une rampe dans le même sens vers le réservoir tout en évitant les contres pentes qui peuvent donner lieu à des poches d'air et qui dans le cas de refoulement lors d'un arrêt brusque peuvent faire apparaître en ces points des cavitations entraînant une rupture de la veine liquide pouvant provoquer des désordres graves (vibrations, dessèlements des joints...etc) et pouvant aller jusqu'à l'éclatement de la conduite.
- Les tracés doivent suivre si possible l'accotement des routes pour faciliter l'acheminement du matériel.

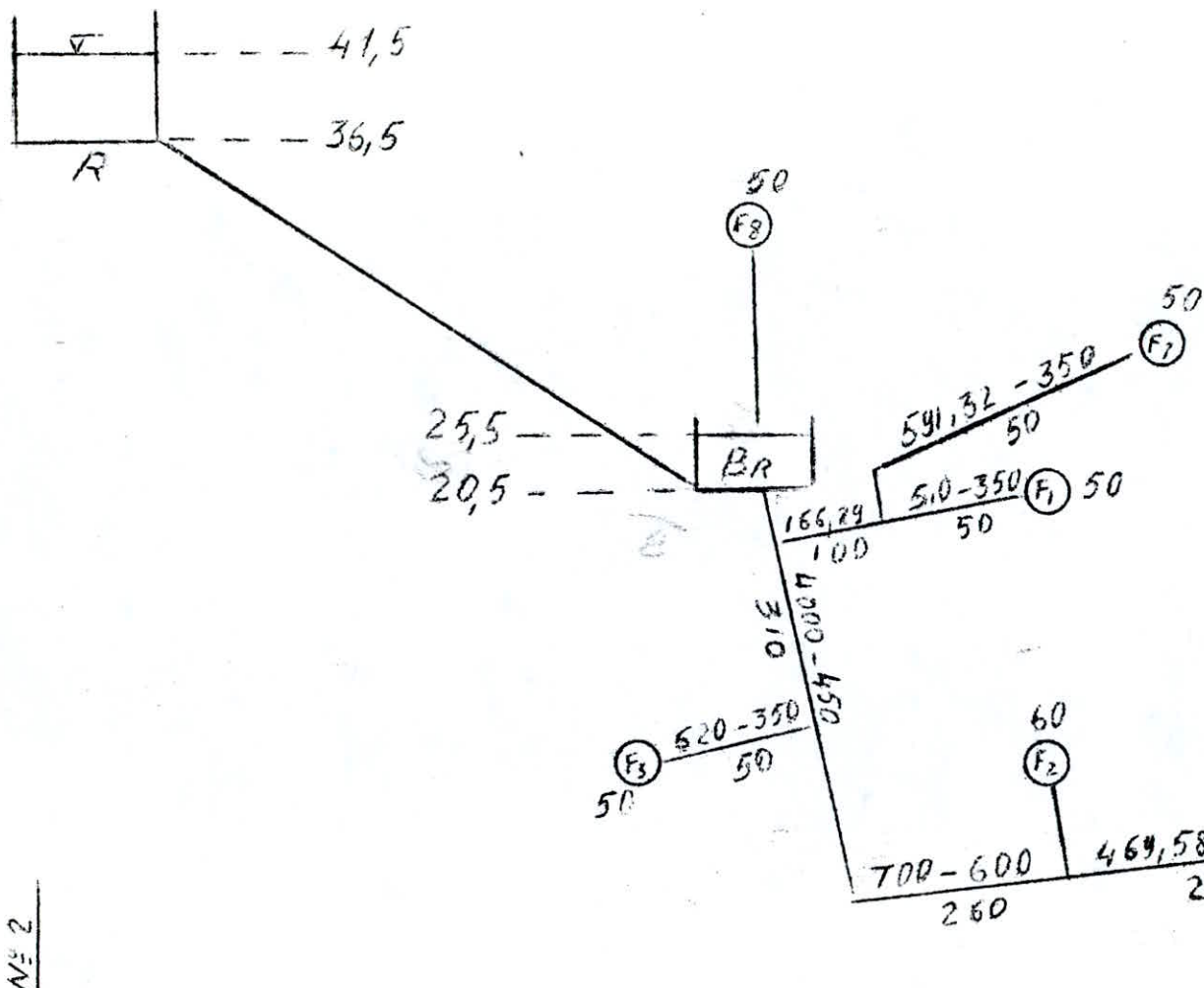
Les coudes doivent être largement ouverts afin d'éviter les butées importantes.

Nous nous proposons d'étudier deux variantes dont chacune présente des avantages et des inconvénients.

6-3 Présentation des deux variantes

- Première variante :

On relie les huit forages par des conduites de diamètres et de longueurs différentes dans un collecteur principal (1-2-3-4-5-6-7) à une bache de reprise située au point 7 et à partir de cette dernière on assure l'adduction vers le réservoir par une seule conduite (voir schéma n°2) de longueur 7280 m.



$$\frac{L(m) - D(mm)}{Q(L/s)}; F_i = F_{or}$$

Schema N° 2

Schema du reseau du champ de captage

- Deuxième variante :

Les huit forages sont reliés par des conduites de diamètres et de longueurs différentes dans le même collecteur (1-2-3-4-5-6-7) à partir du point 7 une conduite unique de 7280 m de long rejoint le réservoir (voir schéma n°1)

N.B.

On a jugé utile de considérer ces deux variantes car la 2ème existe actuellement sur terrain.

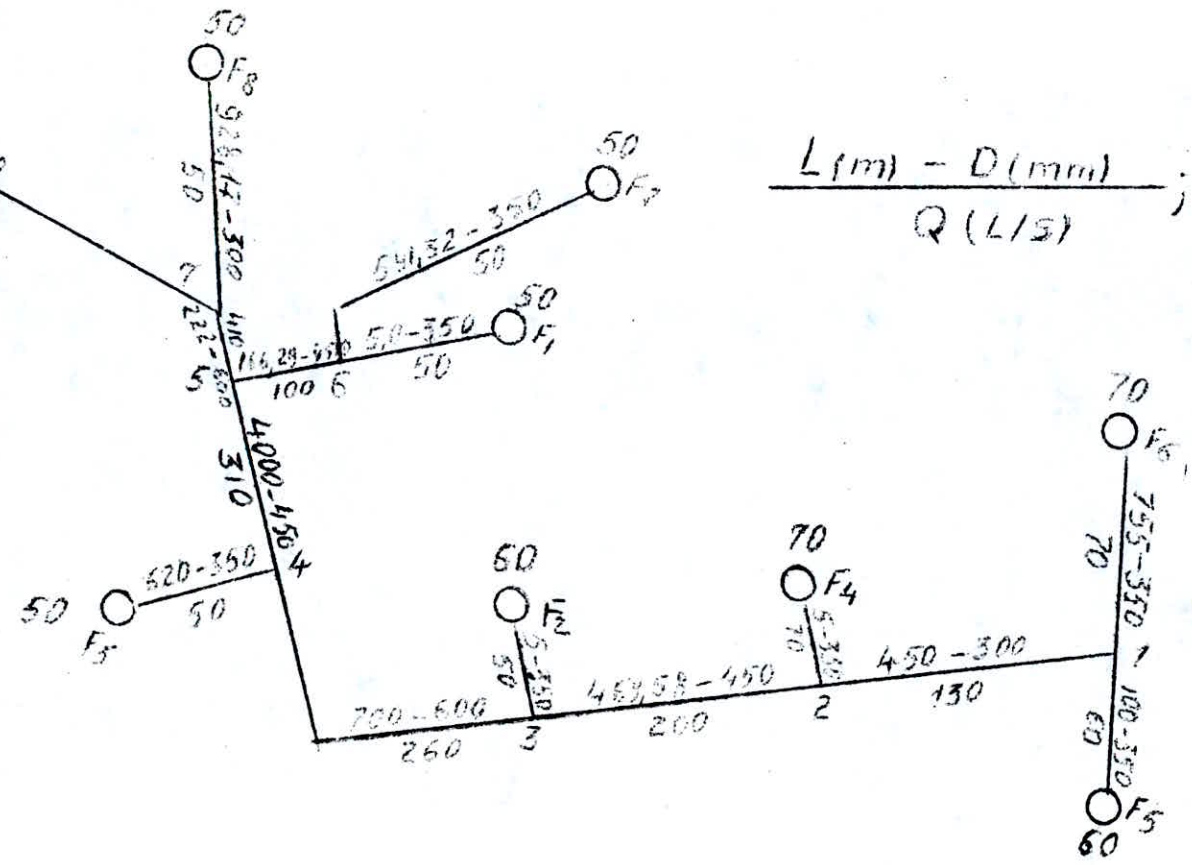
La première représente les avantages suivants :

- Présente plus de sécurité pour les installations vu que la conduite 7-R est longue par rapport aux autres tronçons et vu la différence de niveau entre la **bache** de reprise réservoir, ainsi que le débit véhiculer par cette conduite.
- La capacité de **bache** de reprise :
peut être considéré comme volume de secours.
- Pour réaliser cette variante à partir de ce qui existe sur terrain (2ème variante) on aura que peu de modifications (il s'agit de l'installation de la bache de reprise et sa station de pompage en point 7)

Les inconvénients de cette première variante c'est que la réalisation d'une bache de reprise et ses installations est coûteuse et nous augmente les frais d'investissement par rapport à la 2ème variantes.



7280-700
460



$$\frac{L(m) - D(mm)}{Q(L/S)} ; F_i = \text{Forage}$$

schéma N°1

Schéma du réseau du champ de captage
(variante "2")

TABLEAU DES CAPACITES DE LA BACHE DE REPRISE

EN Fonction des heures de Pompage

Tab 9

Temps de Pompage	debit entrant Q_1 m^3/h	debit sortant Q_2 m^3/h	Volume m^3	Volume normalisé m^3	Illustrations du temps de pompage
12/24	1526,4	1526,4	18316,8	20.000	
2X6/24	1526,4	1526,4	9158,4	10?000	
3X4/24	1526,4	1526,4	6105,6	6000	
4X3/24	1526,4	1526,4	4579,2	4500	
6X2/24	1526,4	1526,4	3052,8	3000	
12X1/24	1526,4	1526,4	1526,4	1500	

6-4 Volume de la bache de reprise

Nous retiendrons un temps de pompage de $6 \times 24 / 24$ h est ce pour réduire le volume de la bache

$$V = 3000 \text{ m}^3 \text{ (voir tableau)}$$

Dimensions de la bache

- surface = $(20 \times 30) \text{ m}^2 = 600 \text{ m}^2$

- hauteur d'eau : 5 m

- matelas d'air aux dessus de l'eau : 1m

- hauteur intérieur entre le radier et le toit : 6m

Pour protéger l'adduction (entre forages et BR) contre une entrée d'air à la suite d'un coup de belier et maintenir l'équilibre de l'eau, l'arrivée sera noyée

6-5 Calcul du Diametre Economique de la Conduite d'Adduction (7R)

La conduite (7R) vehicule le même débit et a le même cheminement pour les deux variantes car l'emplacement de la bache de reprise (1ère variante) se situé au même point que le nœud de jonction (7) de la deuxième variante.

6-5-1 Matériau de la Conduite

Nous optons pour des conduite en acier pour les avantages qu'elles presentent.

- Permet un assemblage par soudure
- Se presente sous forme de grande longueur ce qui nous permet de limiter le nombre de joints
- Offre une bonne flexibilité.

6-5-2 Etude Economique

6-5-2.1 Méthode de calcul

Pour centrer un intervalle sur lequel portera l'étude technico-économique on utilise la formule empirique suivante :

$$D = K Q^\alpha \quad (18)$$

où K : coefficients qui varient selon les auteurs

D : diamètre économique

Q : debit vehicule

d'après RONNIN, $K = 1 \left[\sqrt{\frac{S}{m}} \right]$ et $\alpha = 0,5 [-]$

où $D = \sqrt{Q} \quad (19) \Rightarrow D = \sqrt{0,46} = 0,678 \text{ m}$

$$D = 678 \text{ mm}$$

d'après BRESS $K = 1,5 \left[\sqrt{\frac{S}{m}} \right]$ et $\alpha = 0,5 [-]$

$$D = 1,5 \sqrt{Q} \quad D = 1,5 \sqrt{0,46} \Rightarrow D = 1017 \text{ mm}$$

Donc l'intervalle des valeurs des diamètres sur lequel consiste notre étude est comprise ^{entre} (700-1000)

- Calcul C

Le calcul est effectué par un programme qui sera établi par les formules suivantes:

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2}$$

V : vitesse de l'eau [m/s]
 Q : débit véhiculé [m³/s]
 D : diamètre de la conduite [m]

$$R = \frac{V \cdot D}{\nu}$$

R : nombre de REYNOLDS
 ν : Viscosité cinématique [m²/s]

$$F_n = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{\xi}{D}\right)^{-2}$$

F_n : Coefficient de frottement de NIKURADZE

$$F_c = \left[0,86 \ln \left(\frac{\xi/D}{3,7} + \frac{2,51}{R \sqrt{f}}\right)\right]^{-2}$$

F_c : coefficient de frottement de COOLEBROOK
 ξ : rugosité absolue de la conduite (m)

$$\Delta H_t = \frac{8F_c L_G Q^2}{\pi^2 \cdot g \cdot D^5} = \frac{F_c \cdot 1,15 \cdot L_G Q^2}{12,09 \cdot D^5}$$

ΔH_t : perte de charge totale (m)

L_G : longueur géométrique de la conduite (m)

$$H_{mt} = H_G + \Delta H_t \quad (21)$$

H_G ; hauteur géométrique de refoulement (m)

H_{mt} : hauteur monométrique totale (m)

$$P_a = \frac{\rho \cdot g \cdot Q \cdot H_{mt}}{\eta} = \frac{9,8 \cdot Q \cdot H_{mt}}{\eta} \quad (22)$$

P_a : puissance absorbée par le groupe (KW)

η : rendement du groupe

$$E = P_a \times t \quad (23)$$

E : énergie consommée (KWh)

t : période de calcul annuel (h)

$$F_{ex} = a + C \cdot E + P_d \cdot C_1 + P_2 \cdot C_2 \quad (24)$$

a : terme fixe DA/mois ou DA/an

c : prix moyen du KWh DA/BWh

Pd : puissance mise à la disposition (KW)

C₁ : prix de la puissance mise à la disposition
(DA/an/KW) ou (DA/mois/KW)

C₂ : taxe sur la Pa (DA/an /KW) , (DA/mois/KW)

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad (25)$$

i : taux d'intérêt

n : durée de l'amortissement (année)

A : annuité DA/an

$$P_c = P_u \cdot L_G \quad (26)$$

P_c : prix de la conduite (DA)

P_u : prix du mètre lineaire de la consuite (DA/m)

$$F_{am} = P_c \cdot A \quad (27)$$

F_{am} : frais d'amortissement

$$Bilan = F_{ex} + F_{am}$$

Application :

1) Calcul du prix moyen du KWH d'energie (c)

$$C = \sum e_i n_i \quad (28)$$

a) heures de pointes : 17h - 21h

$$e_1 \cdot n_1 = \frac{4}{24} \cdot 0,4735 = 0,0789 \text{ DA}$$

b) heures pleines 6-17h et de 21 h - 22h 30

$$e_2 \cdot n_2 = \frac{12,5}{24} \cdot 0,0981 = 0,0511 \text{ DA}$$

c) heures creuses 22h30 - 6h

$$e_3 \cdot n_3 = \frac{1,5}{24} \cdot 0,0248 = 0,0078$$

$$C = 0,1378 \text{ DA/KW}$$

$$C_1 = 25,2 \text{ DA/KW/an}$$

$$C_2 = 117,6 \text{ DA/KW/an}$$

$$C_L = 336 \text{ DA/an}$$

Les puissances mises à disposition sont normalisés (125 KW, 250KW, 800KW)
et sont nécessaires aux differentes stations

Calcul de l'Amortissement

a) Annuité

$i = 0,12$ (taux d'interet)

$n = 50$

$$A = \frac{0,12}{(1 + 0,12)^{50} - 1} + 0,12 = 0,1204167 \text{ DA}$$

On rapporte le coût des équipements electro-mecaniques à 1 mètre de Hmt et
1l/s de debit vehicule :

$$P_{em} = 130 \text{ DA/Hmt/l/s}$$

$$P_{st} = Q \cdot Hmt \cdot P_{em}$$

$$F_{am} = (P_{st} + P_{em}) \cdot a$$

Les calculs sont présentés sous forme de tableau (10, 11, 12)

Détermination du Diamètre économique

Code	Touche	Adresse	Code	Touche	Adresse	Code	Touche	Adresse	Code	Touche
76	2nd Lbl	027	43	RCL	054	07	7	081	95	=
11	A	028	01	1	055	85	+	082	50	2nd/x1
04	4	029	95	=	056	02	2	083	22	Inv
65	x	030	42	STO	057	93	.	084	77	2nd x >= t
43	RCL	031	19	19	058	55	5	085	61	GTO
04	4	032	23	lnx	059	01	1	086	43	RCL
55	÷	033	65	x	060	55	÷	087	21	21
89	2nd π	034	93	.	061	43	RCL	088	42	STO
55	÷	035	08	8	062	18	18	089	21	20
43	RCL	036	06	6	063	55	÷	090	61	GTO
01	1	037	75	-	064	43	RCL	091	32	x >= t
33	x ²	038	01	1	065	20	20	092	76	2nd Lbl
95	-	039	93	.	066	34	√x	093	61	GTO
42	STO	040	01	1	067	95	=	094	43	RCL
17	17	041	04	4	068	23	lnx	095	21	21
65	x	042	95	=	069	65	x	096	65	x
43	RCL	043	33	x ²	070	93	.	097	01	1
04	1	044	35	1/x	071	08	8	098	93	.
55	÷	045	42	STO	072	06	6	099	01	1
43	RCL	046	20	20	073	95	=	100	05	5
00	0	047	76	2nd Lbl	074	33	x ²	101	65	x
95	=	048	32	x <= t	075	35	1/x	102	43	RCL
42	STO	049	43	RCL	076	42	STO	103	03	3
18	18	050	19	19	077	21	21	104	55	÷
43	RCL	051	55	÷	078	75	-	105	43	RCL
02	2	052	03	3	079	43	RCL	106	01	1
55	÷	053	93	.	080	20	20	107	45	y ^x

SUITE DU PROGRAMME

Adresse	Code	Touche	Adresse	Code	Touche	Adresse	Code	Touche	Adresse	Code	Touche
108	05	X	134	04	4	160	43	RCL	186	54)
109	55	÷	135	55	÷	161	12	12	187	85	+
110	01	1	136	43	RCL	162	85	+	188	43	RCL
111	02	2	137	06	6	163	43	RCL	189	14	14
112	93	.	138	95	=	164	11	11	190	95	=
113	00	0	139	42	STO	165	65	X	191	42	STO
114	09	9	140	24	24	166	43	RCL	192	28	28
115	65	X	141	65	X	167	13	13	193	65	X
116	43	RCL	142	43	RCL	168	95	=	194	53	(
117	04	4	143	07	7	169	42	STO	195	43	RCL
118	33	x ²	144	95	=	170	27	27	196	16	16
119	95	=	145	42	STO	171	43	RCL	197	65	X
120	42	STO	146	25	25	172	14	14	198	43	RCL
121	22	22	147	65	X	173	55	÷	199	03	3
122	85	+	148	43	RCL	174	53	(200	54)
123	43	RCL	149	08	8	175	53	(201	42	STO
124	05	5	150	95	=	176	01	1	203	29	29
125	95	=	151	42	STO	177	85	+	204	95	=
126	42	STO	152	26	26	178	43	RCL	205	42	STO
127	23	23	153	85	+	179	14	14	206	30	30
128	65	X	154	43	RCL	180	54)	207	85	+
129	09	9	155	09	9	181	45	X	208	43	RCL
130	93	.	156	85	+	182	43	RCL	209	27	27
131	08	8	157	43	RCL	183	15	15	210	95	=
132	65	X	158	10	10	184	75	-	211	42	STO
133	43	RCL	159	65	X	185	01	1	212	31	31
									212	91	R/5

STOCKAGE DES DONNÉES

0,000001 x t

Reg. mémoire	Contenu	Unité
00	Y	m ² /s
01	D	m
02	E	m
03	L ₀	m
04	Q	m ³ /s
05	H _g	m
06	n	—
07	t (temp)	h
08	C = Σ C _{ini}	DA/kwh
09	a	DA
10	P _d	kwh
11	P _d	KVA
12	C ₁	DA/kwh / mois an
13	C ₂	DA/KVA / an mois
14	i	—
15	m	ans
16	P _u	DA/m

2^{ème} RESULTATS Appuyer sur A

Affichage : bilan en DA/AN

Reg. Mémoire	Contenu	Unité
17	V	m/s
18	R	—
19	E/D	—
20	F _{t_{n-1}}	—
21	F _{t_n}	—
22	ΔH _t	m
23	H _{mt}	m
24	P	KW
25	E	KW/h
26	P _e	DA
27	F _{ex}	DA/an
28	A	DA/DA/AN
29	P _s	DA
30	F _{am}	DA/an
31	Bilan	DA/an

3^{ème} Explication

Pour chaque diamètre

STOCKER D en 01
P_u en 16

appuyer sur A

Ce programme tiendra compte que de 2 postes de depenses.

-frais d'amortissement de la conduite

(fourniture et pose)

-frais d'exploitation

TABEAU DES FRAIS D'EXPLOITATION

Tab 10

Diamètres (mm)	Longueurs (m)	H _t (m)	HMTs (m) Hg = 21 m	Puissance KW	Energie KWh	Frais Annuelle (DA)
700	7280	17,536	38,54	279,99	2452712	1735814
800	"	8,80	29,80	216,50	1896540	568962
900	"	4,76	25,76	187,15	1639434	491830
1000	"	2,75	23,75	172,54	1511450	453435

TABEAU DES FRAIS D'INVESTISSEMENT

Tab 11

Diamètres (mm)	Longueurs (m)	Prix Unitaire (DA)	Prix de la conduite (DA)	HMT (m)	Prix de la conduite	Frais (DA) A = 0,120467 DA
700	7280	714	5394480	38,54	5394480	649603
800	"	811	5904080	29,80	5904080	710969
900	"	882	6420960	25,76	6420960	773212
1000	"	990	7207200	23,75	7207200	867891

Bilan

tob12

Diamètres	700	800	900	1000
Amortissement (DA)	649603	710969	773212	867891
Exploitation (DA)	735814	568962	491830	453435
Total (DA)	1385417	1279931	1265042	1321326

Conclusion :

Le diamètre économique est le \emptyset 800, cependant la direction générale des infrastructure Hydraulique (D.G.I.H) organisme chargé de l'étude de l'exploitation à posé une conduite de 0,7 de diamètre en raison de sa disponibilité dans son stock.

7-1 Introduction

L'importance de l'eau et sa disponibilité en faible quantité inégalement répartie dans le monde ont depuis longtemps incité l'homme à mettre au point des machines permettant son extraction et son transfert jusqu'aux points éventuels d'utilisation au de rejet.

Connues de nos jours sous la dénomination de pompes, ces machines sont de plusieurs types, lesquels peuvent être groupés en deux grandes catégories : les pompes axiales et les pompes centrifuges.

Pour ce qui nous concerne, notre choix portera sur les pompes de la dernière catégorie et ce pour les raisons suivantes :

- Leur développement a été très rapide, grâce aux progrès réalisés dans l'emploi de la force motrice électrique, ce qui rend leur utilisation plus universelle.

- Elles permettent de refouler des débits de toute grandeur à des hauteurs de plus de quinze (15 mètres), ce qui semble très intéressant pour notre adduction.

Selon les conditions qui s'imposent on peut être amené à opter pour des pompes à axes vertical ou horizontal, immergées ou à l'air libre, mono ou multi-cellulaire leur couplage pouvant se faire soit en série soit en parallèle.

Les pompes, les moteurs qui les entraînent et d'autres dispositifs inhérents, à leur fonctionnement nécessitent une protection et un entretien rationnels d'où la nécessité d'implanter une station de pompage.

Ainsi dans ce chapitre nous examinerons le choix des pompes qui devront assurer les refoulements.

a) Couplage des pompes :

Le couplage des pompes doit se faire de la manière la plus économique possible en rapport avec les contraintes techniques. Pour choisir tel ou tel mode de couplage, il n'importe d'en étudier les avantages et les inconvénients

- Couplage en série :

Dans ce cas pour un débit donné, les hauteurs de refoulement s'ajoutent

- Couplage en parallèle :

Ici la hauteur de refoulement reste la même alors que les débits refoulés s'ajoutent mais ce dernier mode de couplage exige moins d'espace que le premier et son exploitation est plus facile ; c'est donc cet avantage qui nous amènera désormais sauf cas exceptionnel, à admettre le couplage en parallèle des pompes.

b) Choix des pompes :

- Calcul des hauteurs manométriques

$$H = H_g + \Delta H_t + \Delta H_a$$

H_g : Hauteur géométrique entre le plan de pompage et le niveau du trop plein du réservoir

ΔH_t : Perte de charge au refoulement comptée à partir du forage jusqu'au réservoir

ΔH_a : Perte de charge à l'aspiration (évaluée à 2 m pour chaque forage)

- Calcul des pertes de charges dans les conduits de refoulement

Les pertes de charge dues aux frottements sont exprimées par la formule de Darcy-Weissbach

$$H_f = \frac{f_c \cdot L \cdot V^2}{D \cdot 2 \cdot g}$$

L'équation de continuité s'écrit :

$$Q = V \cdot A = V \cdot \pi \cdot \frac{D^2}{4} \quad V = \frac{4Q}{\pi \cdot D^2}$$

- Les pertes de charges singulières peuvent être exprimées par la longueur équivalente L_{eq} . C'est à dire par la longueur d'une conduite, ayant des caractéristiques bien déterminées, occasionnant la même perte de charge lors du passage du même débit.

$$\Delta H_y = \frac{f_c \cdot L_{eq} \cdot V^2}{D \cdot 2 \cdot g}$$

D'où la perte de charge totale

$$\Delta H_t = \Delta H_f + \Delta H_y = \frac{f_c (L + L_{eq}) V^2}{D \cdot 2 \cdot g}$$

$$\Delta H_t = \frac{8 f_c (L + L_{eq}) Q^2}{D^5 \cdot \pi^2 \cdot g} = 1,15 L_g \frac{f_c \cdot 8 \cdot Q^2}{\pi^2 \cdot D^5 \cdot g}$$

on pose $L_{eq} = 1,15 L_g$ $L_e = L_g + L_{eq}$

d'où

$$\Delta H_t = L_e \frac{f_c \cdot 8 \cdot Q^2}{\pi^2 \cdot D^5 \cdot g} = K \cdot Q^2$$

Le coefficient de frottement f_c est calculé moyennant la formule de Colebrook-White

$$f_c = \left[0,86 \ln \left(\frac{\epsilon/D}{3,7} + \frac{2,51}{R \cdot f} \right) \right]^{-2}$$

avec $R = \frac{VD}{\nu} = \frac{4Q}{\pi \cdot D \cdot \nu}$

La résolution de cette équation se fait par approximation successive, la première est donnée par la formule de NIKURADSE (valable uniquement en régime turbulent rugueux)

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

Le programme suivant établi sur la calculatrice programmable (T.I 59) permet de calculer le gradient de perte de charge J, la perte de charge totale ΔH_t pour chaque tronçon.

```

2nd Lbl B (RCL 7 + 3,7 + 2,51 + RCL6 + RCL8  $\sqrt{X}$ ) Ln X X.86 = X2 1/X STO9 - RCL 8 =
2nd ! X! INV 2nd X > t RCL RCL9 STO 8 GTO B 2nd Lbl RCL RCL 9 X RCL 3 X2 + 19,6
+ RCL 2 = STO 10 R/S 2nd Lbl C. RCL 10 X RCL4 = STO 11 R/S 2nd Lbl D X.15 = R/S
2nd Lbl E + RCL 11 = R/S (résultats, voir tab 13)
    
```

Execution

- 1 stockage des données
- Y → 00 ; Z → 01 , D → 02
- V → 03 ; Lg → 04

Precision 0,000001 X<ST

Resultats

2 Appuyer sur

- A ⇒ Re B ⇒ J
- C ⇒ ΔH_f D ⇒ ΔH_y
- E ⇒ ΔH_t

D-1 Choix des pompes pour la deuxième variante (voir tab 14)

Un groupe electro-pompe vertical (pompes immergés) est disposé au dessus de chaque forage. Les pompes refoulent par l'intermediaire de conduites de diametres et de longueurs differentes dans le collecteur principal 1-2-3-4-5-7.

Les pompes prevues (pompes JEUMOWT - SCHMEIDR. type 12220R) fonctionnement noyées elles comportent 3 ou 4 roues suivant la hauteur manometrique à satisfaire et compte tenu d'un rendement acceptable.

$N = 2850 \text{ t /minute}$

type	moteurs
12220 R. 3h	GB 60
" 3	GB 75
" 4c	GB 95
" 2	GB 50
" 2h	GB 40
" 3h	GB 60

CALCUL DES PERTES DE CHARGE

60613

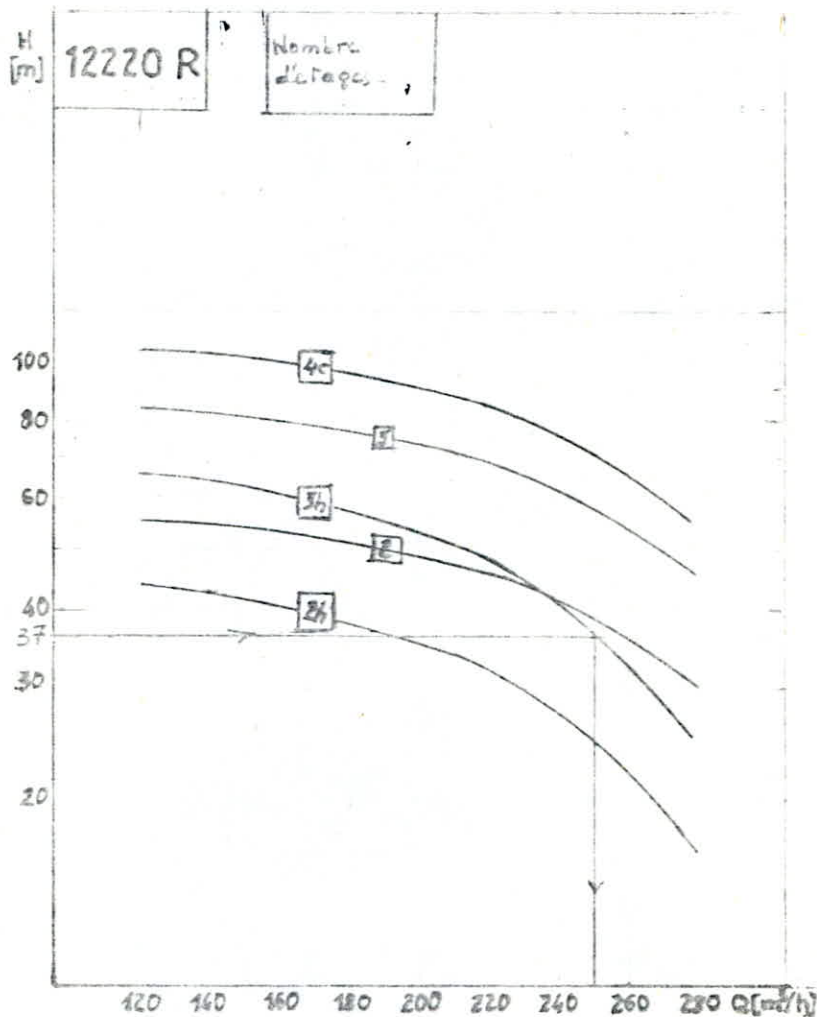
Tronçon	m Longueur m	l/s Debit	m Diamètre	m/s Vitesse	m/Km J	m Δ Ht
F6-1	755,00	70	0,35	0,73	2,074	1,647
F5-1	100,00	60	0,35	0,62	1,529	0,165
1-2	450,00	130	0,50	0,66	1,093	0,517
F4-2	5,00	70	0,35	0,73	2,074	0,011
2-3	469,58	200	0,45	1,26	4,463	2,186
F2-3	5,00	60	0,35	0,62	1,509	0,008
3-4	700,00	250	0,50	0,92	1,651	1,213
F3-4	52,00	50	0,35	0,52	1,050	0,068
4-5	400,00	310	0,60	1,10	2,344	0,964
F1-6	5,00	50	0,35	0,52	1,050	0,006
F7-6	591,32	50	0,35	0,52	1,050	0,652
6-5	166,29	100	0,45	0,63	1,114	0,194
5-7	222,00	410	0,60	1,45	4,094	0,954
F8-7	928,17	50	0,30	0,71	2,364	2,304
7-R	7280	460	0,70	1,20	2,294	17,536

Détermination de HMT et Choix des Pompes entre Forage-Reservoir

(2ème variante)

Forages	Ns	cote du Terrain N.G.A. (m)	Rabattement Δ (m)	Hgt (m)	ΔH (m)	Pcl. c colonne d'aspiration (m)	HMT (m)	nombre d'etages	HMT (m)	Q l/s	η %	P K
F ₁	6,60	21,94	15,00	41,16	18,69	2 2	61,85	3 h	62	45	70	39
F ₂	8,40	19,50	21,00	52,40	20,70	2 2	75,10	3 h	75	56	74	55,6
F ₃	9,30	20,35	26,00	56,45	19,54	2	77,99	3	78	50	73	52,4
F ₄	9,10	20,60	14,00	22,00 44,00	22,88	2	68,88	4 c	69	70	74	64
F ₅	9,30	21,36	14,00	43,44	23,56	2	69,00	3	69	61	74	56
F ₆	10,97	19,75	13,00	45,72	25,04	2	72,76	4 c	73	69	73	67
F ₇	10,10	19,99	26,00	57,61	19,34	2	80,95	3	79	49	72	52
F ₈	6,30	14,86	18,00	50,94	19,84	2	70,78	3	73	53	74	51

Courbes Caractéristiques des pompes



Exemple pour la
 pompe (Forage F4)
 $H_{mt} = 37 \text{ m}$
 $Q = 252 \text{ m}^3/h = 70 \text{ l/s}$
 Pompe choisie
 12220 R R
 Nombre d'étages 3



choix des pompes entre Forages - BR

(1^{ère} variante)

(tab 15)

Forage	NS	du terrain NGA	m	Hgt	H M	pdc colonne d'Asp	H H T (m)	nombre d'étage	EMT	Débits l/s	%	P KW
F1	6,60	21,94	15	26,66	1,154	2	29,84	2h	30	55	73	26,0
F2	9,40	19,5	21	37,9	3,164	2	43,064	2h	43	65	74	37
F3	9,30	20,35	26	41,95	2,004	2	45,954	2h	46	57	74	38
F4	9,10	20,60	14	29,5	5,344	2	36,84	3h	37	70	72	35
F5	9,30	21,36	14	28,94	6,024	2	36,96	2h	37	50	72,5	25,0
F6	10,97	19,75	13	3,22	7,504	2	40,72	3h	41	68	73	37,5
F7	10,10	19,99	26	43,11	1,004	2	45,91	2h	47	55	74	34,0
F8	6,30	14,86	18	36,14	2,304	2	40,74	2h	41	45	71	25,5

b-2 Choix des pompes pour la Première variante

b-2-1 Entre forages et Bache de reprise (voir tab 15)

Un groupe electro-pompe vertical (pompe immergé est disposé au dessus de chaque forage. Les pompes refoulent par l'intermediaire de 8 conduites de diamètres et de longueurs différentes dans le collecteur principal.

A -2-3-4-5-7 (point 7 Baches de reprise)

Les pompes prevues (pompes JEUMONT-SCHNEIDER Type 1222OR) fonctionneront noyées Elles comporteront 2 ou 3 roues suivant la hauteur manometrique à satisfaire et compte tenu d'un rendement acceptable $N = 2850$ t/minute

b-2-2 Entre Bache de reprise et reservoir

L'option pour un mode de couplage en parallèle nous fait proposer deux pompes identiques refoulant chacune.

$$\text{- un debit } \frac{Q}{2} = \frac{1656M^3/h}{2} = 828 \text{ m}^3/h$$

$$\text{- à la hauteur Hmt} = 38,036 \text{ m}$$

Une troisième pompe identique devant assurer le secours

Les pompes prevues (pompes JEUMONT -SCHNEIDER à axe horizontal, type NC20, nombre de tours $N = 1450$ tr/min , $d = 1$, $\varphi = 1 \text{ mm}^2/s$, $\alpha = 382$)

- Point de fonctionnement

Le choix de la pompe ne suffit pas pour juger de son bon fonctionnement, il faut compter ce choix par l'étude du point de fonctionnement.

En effet comme toutes les pompes, la pompe choisie à plusieurs caractéristique fournies dans le catalogue parmi lesquelles nous nous retiendrons ici que la caractéristique QH (voir fig)

Par ailleurs la conduite chargée de vehiculer le debit désiré presente une caractéristique "C" qui exprime la variation des pertes de charge le long de la conduite en fonction du debit. Les caractéristiques de la conduite et de la pompe s'interceptent au point P'appelée point de fonctionnement.

- Caractéristique de la conduite

Comme nous venons de le dire la caractéristique de la conduite presente les variations de DH en fonction de Q où

ΔH - pertes de charge dans la conduite

Q - debit vehiculé par la conduite

La courbe caractéristique de la conduite est tracé d'après les valeurs du débit et la H_{mt} ; valeurs calculées moyennant la formule $H = H_g + \Delta H$

- Point de fonctionnement désiré

Le point de fonctionnement p' correspond à une hauteur d'élévation H_{Mt} = 39m pour un débit Q₀' = 1700 m³/h , or le point de fonctionnement désiré est le point de coordonnées :

$$Q_0 = 1656 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_{Mt} = 38,036 \text{ m}$$

Pour réaliser ce point "P" plusieurs solutions sont possibles à savoir

1) Vanner sur le refoulement de manière à avoir le débit Q₀ désiré, tout en acceptant la caractéristique (Q,H) ; mais ici, il s'en suit une augmentation de la consommation d'énergie, ce qui constitue un gaspillage. A côté de cet inconvénient nous pouvant citer d'autres tels que :

- Une chute très sensible du rendement de la pompe et partant de celui global du groupe pompe et moteur ; il en résulte alors un gaspillage d'énergie

- Sur le plan mécanique, la pompe est bruyante par suite des chocs qui se produisent à la sortie de la roue, les valeurs Q et H n'étant pas celles pour lesquelles la pompe a été construite.

2) Une deuxième solution consiste à déterminer les caractéristiques d'une nouvelle pompe semblable à la première avec le rendement maximal, cette solution serait plus bénéfique du fait qu'ici les pertes d'énergies sont moins importantes ; mais bien que séduisantes, elles se heurtent aux vitesses fixes de rotation des moteurs électriques asynchrones et pour y remédier il faut faire appel à un moteur à vitesse variable, à un moteur thermique ou à une turbine.

Calcul de la pompe semblable

Les caractéristiques de la pompe disponible

Diamètre de la roue $D = 0,382 \text{ m}$

Vitesse de rotation $N = 1450 \text{ trs/min}$

H	$Q \text{ m}^3 / \text{h}$	$\eta \%$
42,5	800,00	70,0
42,0	900,00	75,0
41,5	1000,00	80,0
41,0	1150,00	83,0
39,5	1450,00	85,0
39,0	1700,00	85,5
37,0	1940,00	85,0
36,0	2100,00	83,0

H	$Q \text{ m}^3 / \text{h}$	$\eta \%$
34,0	2300,00	80,0
32,0	2500,00	75,0
30,0	2600,00	70,0
30,0	2600,00	70,0

Le diamètre et la vitesse de synchronisme que devra avoir la pompe homologue qui sera construite pour élever un débit d'eau $Q = 1656 \text{ m}^3/\text{h}$ à une hauteur $H = 38,036 \text{ m}$

Les éléments concordants avec le rendement maximum (pour la pompe disponible)

$$\eta = 85,5\% \quad H_1 = 39,0 \text{ m} \quad Q = 1700,0 \text{ m}^3/\text{h}$$

Les caractéristiques de la pompe homologue fonctionnant avec le même rendement et avec les nouvelles valeurs de $H = 38,036 \text{ m}$ et de $Q = 1656 \text{ m}^3/\text{h}$ peuvent être calculées en application.

$$(29) \quad D = \left(\frac{Q}{Q_1} \right)^{1/2} \cdot \left(\frac{H_1}{H} \right)^{3/4} \cdot D_1 = \left(\frac{0,46}{0,472} \right)^{1/2} \cdot \left(\frac{39}{38,036} \right)^{3/4} \cdot 0,382$$

$$D = 0,379 \text{ m}$$

$$(30) \quad N = \left(\frac{Q_1}{Q} \right)^{1/2} \cdot \left(\frac{H}{H_1} \right)^{3/4} \cdot N_1 = \left(\frac{0,472}{0,46} \right)^{1/2} \cdot \left(\frac{38,036}{39,0} \right)^{3/4} \cdot 1450 =$$

$$N = 1441 \text{ trs/min}$$

La valeur la plus proche d'une vitesse de synchronisme est $N = 1450$ trs/min
pour maintenir la hauteur exigée $H = 38,036$ m

On doit modifier la valeur du diamètre

$$(31) \quad D = \frac{N_1}{N} \cdot D_1 \cdot \sqrt{\frac{H}{H_1}} = \frac{1450 \cdot 0,382}{1450} \cdot \sqrt{\frac{38,036}{39}} = 0,377 \text{ m}$$

Le débit concordant avec le meilleur rendement est alors

$$(32) \quad Q = \left(\frac{D}{D_1}\right)^3 \cdot \left(\frac{N}{N_1}\right) \cdot Q_1 = \left(\frac{0,377}{0,382}\right)^3 \cdot \left(\frac{1450}{1450}\right) \cdot 0,4720$$

$$Q = 1656 \text{ m}^3/\text{h}$$

avec $N = 1450$ et $D = 0,377$ m ; on peut composer le tableau des caractéristiques de la nouvelle pompe (par transformation de celle de la pompe étalonnée)

$$(33) \quad H = \left(\frac{N}{N_1}\right)^2 \left(\frac{D}{D_1}\right)^2 H_1 = \left(\frac{1450}{1450}\right)^2 \left(\frac{0,377}{0,382}\right)^2 H_1 =$$

$$\hat{H} = 0,97399 H_1$$

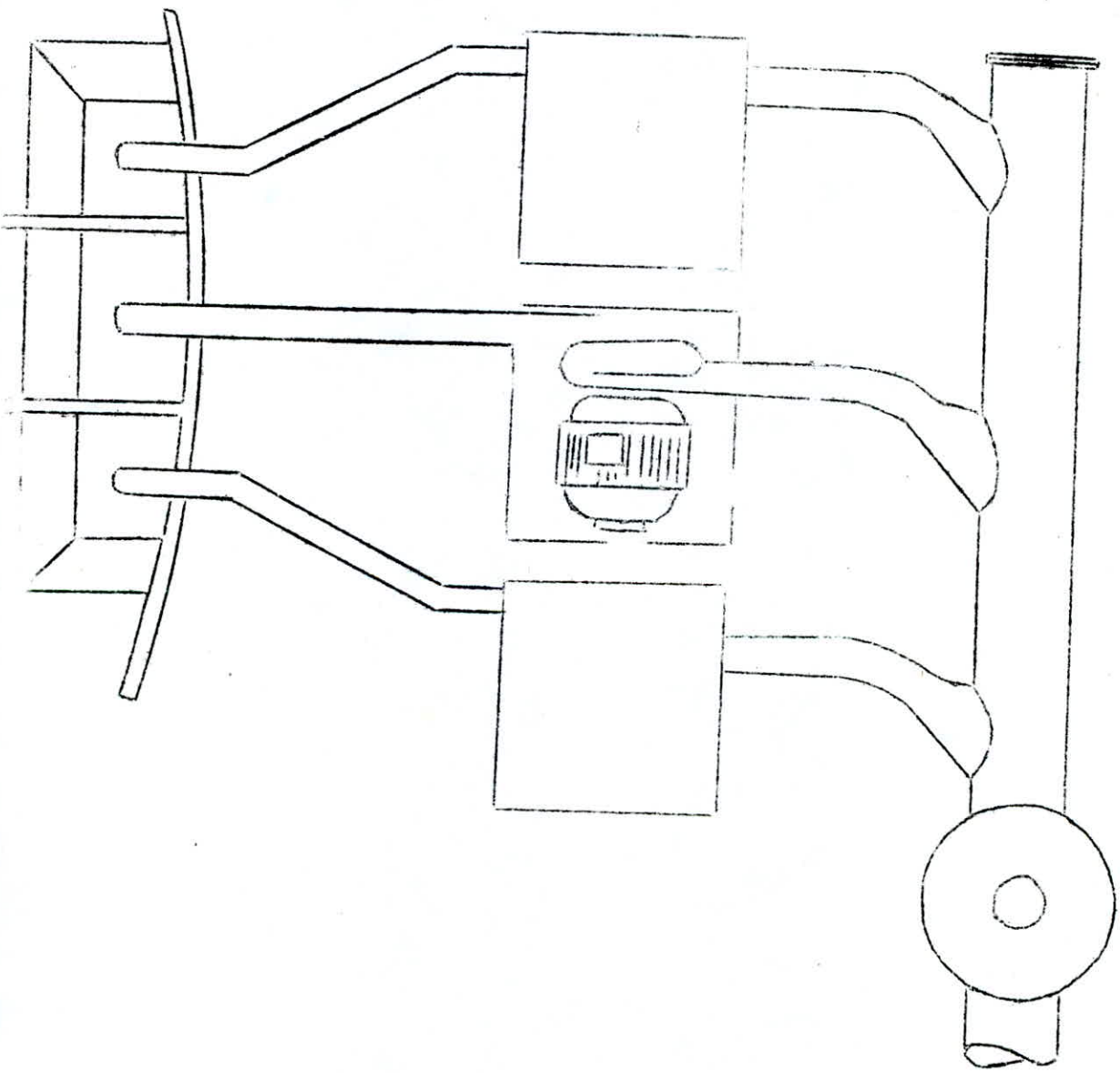
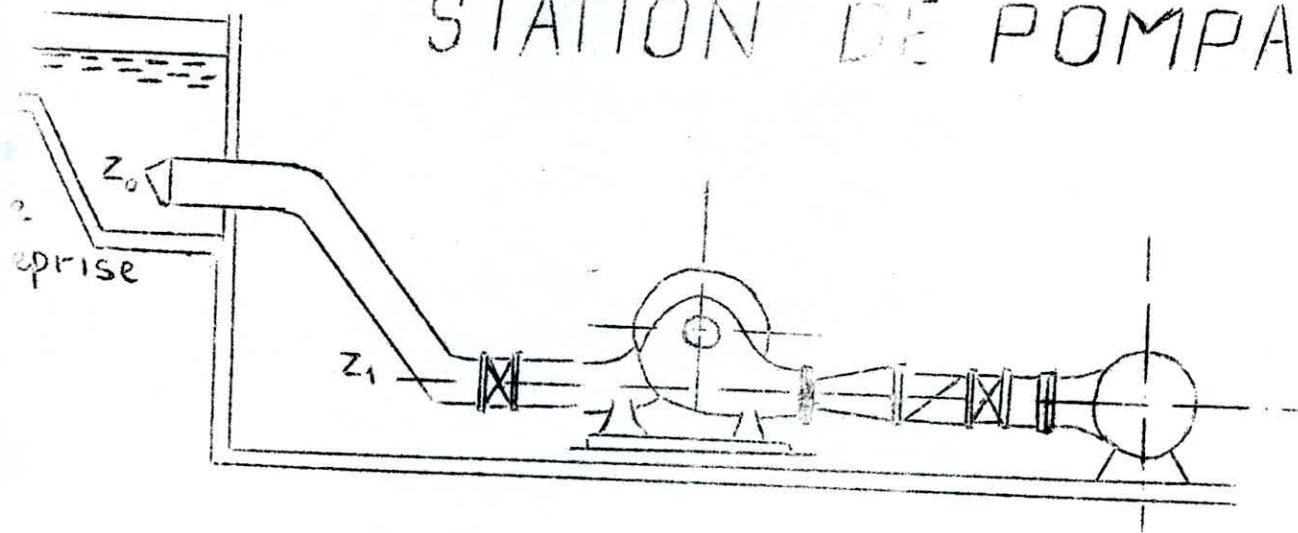
$$(34) \quad Q = \left(\frac{D}{D_1}\right)^3 \cdot \left(\frac{N}{N_1}\right) \cdot Q_1 = \left(\frac{0,377}{0,382}\right)^3 \cdot \left(\frac{1450}{1450}\right) \cdot Q_1 =$$

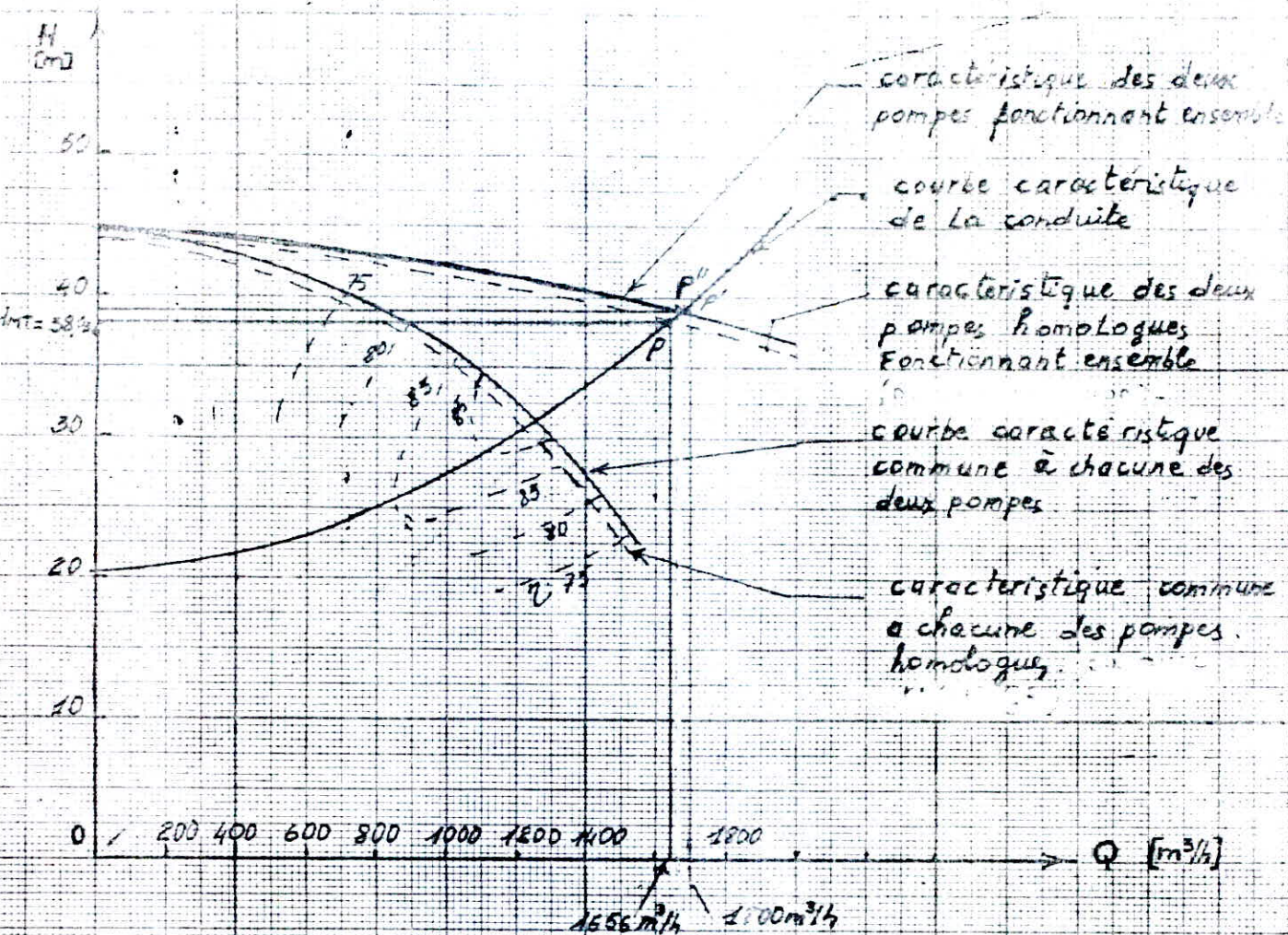
$$Q = 0,96124 Q_1$$

Ainsi les caractéristiques de la nouvelle pompe sont :

Hm	Q m ³ / h	n %
41,4	769,0	70,0
40,9	865,1	75,0
40,4	961,2	80,0
39,9	1105,4	83,0
38,5	1393,8	85,0
38,0	1660,0	85,5
36,0	1864,8	85,0
35,0	2018,6	83,0
33,0	2210,8	80,0
31,0	2403,1	75,0
29,2	2500,0	70,0

STATION DE POMPAGE





caractéristique de la conduite BR-reservoir

Q m³/s	Q m³/h	v m/s	Re	F _n · 10 ²	F _c · 10 ²	J	ΔH _L	ΔH _E	H ₀ + ΔH _E
0,055	200	0,14	93000	2,179308	2,4017	0,0000343	0,25	0,23	20,79
0,11	400	0,28	196000	11	2,30328	0,0001316	0,96	1,10	21,60
0,16	600	0,42	294000	11	2,2672	0,0002315	2,12	2,44	22,95
0,22	800	0,57	399000	11	2,2475	0,000332	3,37	4,45	24,95
0,27	1000	0,7015	490000	11	2,2370	0,000338	5,31	6,68	27,18
0,33	1200	0,86	602000	11	2,2283	0,001201	8,74	10,05	30,55
0,39	1400	1,01	709376,5	11	2,2222	0,00165	12,02	13,32	34,32
0,44	1600	1,14	798000	11	2,2188	0,002039	15,3	17,48	37,98
0,50	1800	1,29	903000	11	2,2154	0,002684	19,94	22,47	42,97

8-1 Etude du Phénomène :

Le coup de belier est un phénomène oscillatoire caractérisé par des variations de pressions, qui se propagent dans le milieu constitué par l'eau, elles sont dues à un changement instantané du régime hydraulique et engendrant une onde de propagation ou célérité.

8-2 Cause et effet :

Le changement instantané du régime hydraulique crée le phénomène du coup de belier dû aux causes suivantes :

- Arrêt brusque du groupe électro-pompe : (par disjonction)
- Fermeture ou ouverture instantanée d'une vanne
- Démarrage simultané ou séparé d'un ou de plusieurs groupes électro-pompes.

Le coup de belier peut dans de nombreux cas provoquer une rupture de la canalisation soit par :

- Ecrasement : suite à une forte dépression
- Eclatement : suite à une surpression

Les variations de pression peuvent aussi donner lieu à :

- Un déboîtement de la conduite
- Une rupture des joints
- Une détérioration des accessoires (robinetterie)
- Un bruit désagréable dans la conduite

Mis à part le bruit désagréable tous les effets entraîneront une perte d'eau qui peut être considérable.

8-3 Moyens de Protection :

Toutes ces considérations nous montrent qu'il est impératif de prendre des précautions afin d'atténuer les effets du coup de belier aussi il est nécessaire prévoir certaines dispositions.

- Parmi les procédés et les dispositifs les plus utilisés, on distingue*
- Les volant d'inertie : lient l'arbre de la pompe, ils permettent d'augmenter (en restituant l'énergie accumulée durant le fonctionnement normal) la durée de la période d'arrêt, ceci permet une réduction de la dépression.
 - Les soupapes de décharges : c'est un organe qui s'ouvre dès que la pression dépasse une valeur prédéterminée (onde de pression positive)
 - Les cheminées d'équilibre : il s'agit d'un réservoir ouvert à l'air libre dont la cote maximale est supérieure à la surpression maximale. Cette cheminée va injecter de l'eau dans la conduite en cas de dépression, et recevra l'eau en cas de surpression.

3-4 Etude Mathématique

2 équations différentielles définissant le coup de belier ont été établies Allievi. Elles sont obtenues en expliquant à une tranche de canalisation.

- Le théorème de quantité de mouvement

- L'équation de continuité en faisant intervenir la compressibilité du

liquide et l'élasticité des parois de la conduite :

$$\frac{\partial H}{\partial x} = \frac{-1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} \quad (35)$$

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{c^2}{g} \frac{\partial V}{\partial x} \quad (36)$$

La solution du système d'équation est de la forme :

$$H - H_0 = F\left(t - \frac{x}{c}\right) + f\left(t + \frac{x}{c}\right) \quad (37)$$

$$V - V_0 = -\frac{g}{c} \left[F\left(t - \frac{x}{c}\right) - f\left(t + \frac{x}{c}\right) \right] \quad (38)$$

où H_0 : pression statique

H : pression en régime transitoire

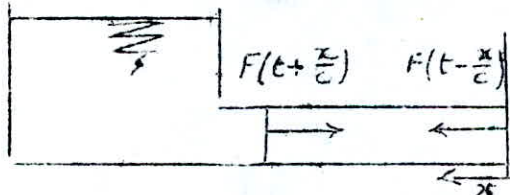
C : célérité des ondes

V_0 : vitesse en régime normal

V : vitesse en régime transitoire

F et f représentent des fonctions d'ondes

3-5 Interpretation Physique du Phénomène



Supposons un observateur mobile, se déplaçant à la célérité des ondes c , selon la loi $x = ct + c^te$

x : positif dans le sens contraire de l'écoulement

La perturbation $f\left(t - \frac{x}{c}\right)$ se déplace à la vitesse c dans le sens $x > 0$

La perturbation $f\left(t + \frac{x}{c}\right)$ se déplace à la vitesse c dans le sens $x < 0$

En un point d'abscisse X au temps t , l'accroissement de pression est la somme des amplitudes des deux ondes F et f arrivant à ce point à l'instant considéré. Les ondes se croisant n'ont pas d'effet l'une sur l'autre.

5) Expression de la célérité :

Alliévi donne la formule suivante :

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \frac{D}{t'}}} \quad (39)$$

où D = diamètre intérieur de la conduite (m)

t' = épaisseur de la conduite (m)

K = coefficient dépendant du matériaux

K = 0,5 (acier) ; 1 (fonte) ; 4,4 (amiante-ciment)

8-6 Etude du Coup de Belier

Le problème tel qu'il se présente est assez complexe et nécessite un traitement sur ordinateur, dans la présente étude nous protégerons la conduite Bache de reprise-Reservoir à l'aide d'un reservoir d'air (1ère variante).

8-6-1 Fonctionnement du Reservoir d'air

L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction des groupes, est réalisé à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique.

A la disjonction du groupe, une partie de l'eau est chassée dans la conduite.

En effet, à ce moment, la pression de l'air de la cloche est encore supérieure à celle qui s'exerce au réservoir. Après diminution progressive, puis annulation de la vitesse, l'eau de la conduite revient en arrière et remonte dans la cloche en augmentant la pression dans la conduite de refoulement. La dissipation d'énergie de l'eau peut être obtenue à la base de la cloche. Le réservoir protège ainsi l'installation aussi bien contre les dépressions que contre les surpressions.

8-6-2 Principe de Calcul

Le calcul permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans la conduite de refoulement et le volume du réservoir.

Les caractéristiques du réservoir d'air (volume V_0 en régime normal et position du dispositif d'étranglement) sont fixées.

Si le premier essai n'est pas concluant (valeurs inadmissibles pour la dépression ou la surpression, ou les deux à la fois), les calculs sont alors recommencés à partir de nouvelles caractéristiques du réservoir ou de l'étranglement, ou les deux.

8-6-3 Méthode de Calcul

Le calcul est effectué à l'aide d'un programme basé sur la méthode graphique de Bergeron.

Notations Utilisées.

- hg : Hauteur géométrique d'élevation
- hatm : Hauteur d'eau correspondant à la pression atmosphérique
- hasp : Hauteur géométrique entre le plan de pompage et le point P
- H : Hauteur à l'arrêt du plan d'eau dans le réservoir par rapport à
- Sc : Pertes de charges dans la conduite
- Sr : Pertes de charges au passage de l'organe d'étranglement
- Z : Pression absolue (en mètre d'eau) de l'air dans le réservoir
- U : Volume d'air dans le réservoir
- ΔU : Variation du volume d'air entre les temps t_{i-1} et t_i
- Qzip : Débit dans la conduite quand l'onde arrive en P au temps t_i
- Ac : Section de la conduite de refoulement
- H : Pression absolue dans la conduite au point P

8-6-4 Calcul des Quantités Citées

a) On ne considère que les états finals, c'est à dire ceux observés à la fin d'un intervalle de temps $t_i = i \frac{2L}{c}$ (40)

b) L'augmentation ΔU_i du volume d'air ou sa diminution, est exprimée par le volume correspondant de l'eau que ce réservoir écoule vers la conduite où reçoit de celle-ci au cours du régime transitoire. Ce n'est pas le volume d'eau qui circule dans la conduite de refoulement pendant t_i et avec une vitesse moyenne V_{mi} qui est supposée égale à la moyenne arithmétique des vitesses au début et à la fin de t_i .

$$V_{mi} = (V_2 (i-1)P + V_{2ip}) / 2 \quad (41)$$

$$\Delta U_i = A_c t_i V_{mi} \quad (42)$$

c) Le volume d'air U_i du réservoir sera égal au volume d'air de l'état précédent U_{i-1} augmenté de la variation ΔU_i

$$U_i = U_{i-1} + \Delta U_i \quad (43)$$

d) La nouvelle pression dans le réservoir d'air sera exprimée par le rapport de poission en admettant une transformation adiabatique de l'air

$$Z_i = Z'_0 U_0^{1,4} / U_i^{1,4} \quad (44)$$

e) La perte de charge dans la conduite de refoulement

$$(45) \quad S_c = \frac{f L V^2}{D \cdot 2 \cdot g} = \frac{V^2}{2g} \text{ en supposant le régime turbulent}$$

f) Pendant la phase de pression la p.d.c au passage de la tuyère d'air au cours de la phase de surpression, l'eau revient dans le réservoir et la tuyère se comporte comme un ajutage rentrant (ajutage de Borda)

Formule de Borda-Carnot

$$\Delta h = \frac{(V_m - V_D)^2}{2g} = S_r \quad (46)$$

avec :

V_D : vitesse de l'eau dans la turbulence

V_m : vitesse de l'eau dans la section contractée

L'équation de continuité s'écrit :

$$V_c D_c^2 = V_D D_t^2 = V_m D_c^2 \quad (47)$$

d_c : diamètre de la section contractée

d'autre part $m = \frac{d_c^2}{d^2} \Rightarrow d_c^2 = m d^2 \quad (48)$

m : coefficient de contraction de l'orifice

En éliminant d_c^2 entre (47) et (48) il vient

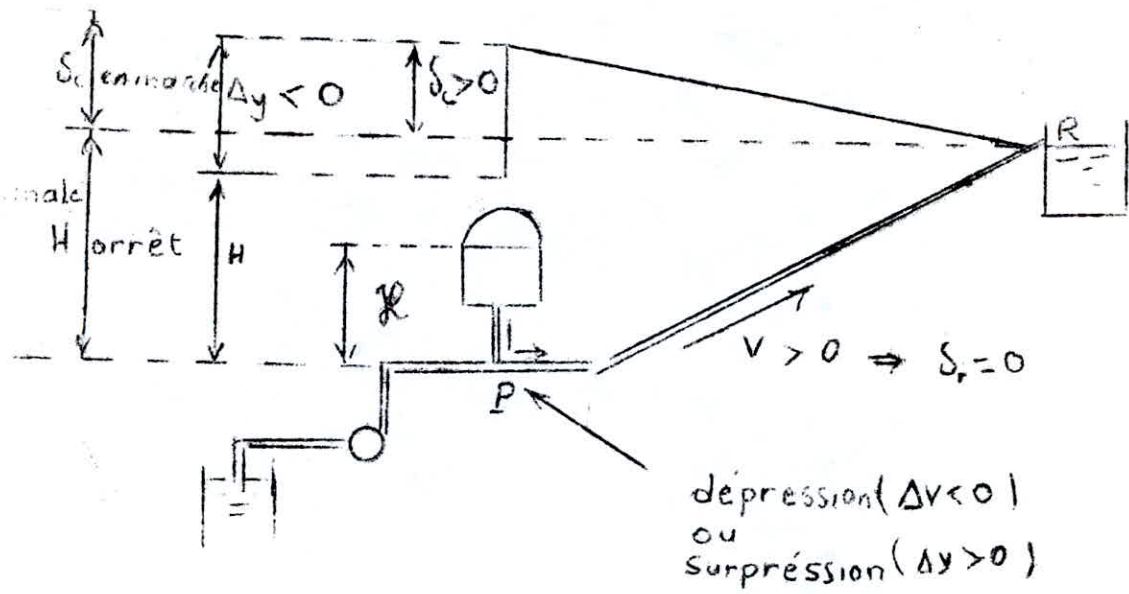
$$V_D D_t^2 = V_m \cdot m d^2 \Rightarrow V_m = V_D \frac{D_t^2}{m \cdot d^2} \quad (49)$$

En éliminant V_m entre (46) et (49) la formule (46) s'écrit :

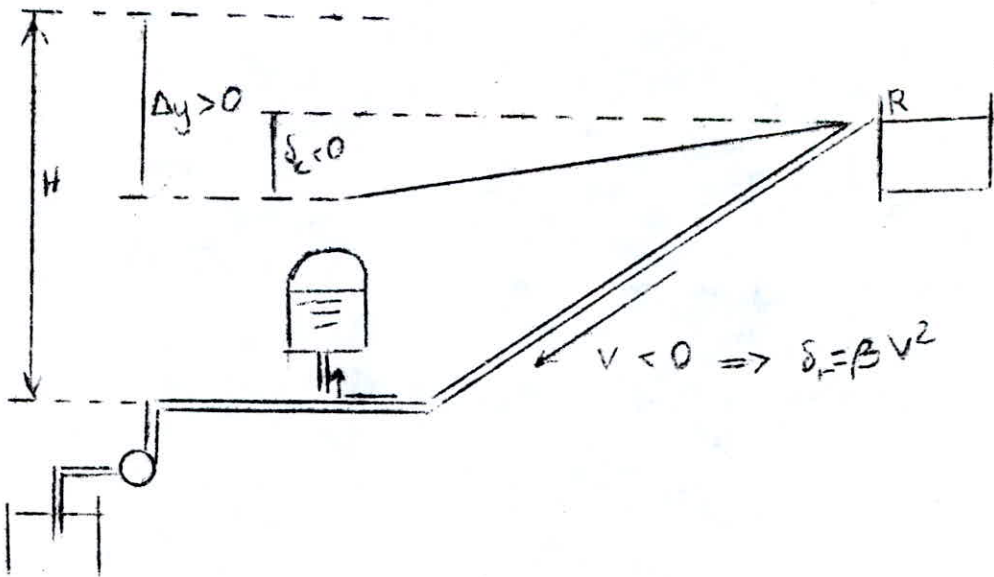
$$S_r = \frac{V_D^2}{2g} \left(\frac{D_t^2}{m d^2} - 1 \right)^2 = \frac{D_c^4}{2g} \left(\frac{1}{m d^2} - \frac{1}{D_t^2} \right)^2 V_c^2 = B V_c^2$$

$$S_r = B V_c^2 \quad (50)$$

COUP de Belier: Arrêt des pompes.



$$\Delta y = Z - S_c - (h_{eq} + h_{atm} - h_{asp} - \mathcal{H})$$



$$\Delta y = Z - S_c + S_r + Z'_0$$

PROGRAMME

Nombre de pas utilisés : 329.

Nombre de mémoires utilisées : 42

000	76	2nd Lbl	053	43	RCL	106	01	1	159	75	-
001	11	Λ	054	08	08	107	93	.	160	43	RCL
002	43	RCL	055	95	=	108	01	1	161	07	07
003	09	09	056	42	STO	109	04	4	162	35	1/x
004	75	-	057	32	32	110	95	=	163	33	x ²
005	43	RCL	058	42	STO	111	35	1/x	164	95	=
006	10	10	059	34	34	112	33	x ²	165	33	x ²
007	75	-	060	65	X	113	65	X	166	55	-
008	43	RCL	061	53	(114	43	RCL	167	01	1
009	11	11	062	89	2nd	115	08	08	168	09	9
010	95	=	063	65	X	116	55	-	169	93	.
011	42	STO	064	43	RCL	117	01	1	170	06	6
012	14	14	065	04	04	118	09	9	171	65	X
013	65	X	066	33	x ²	119	93	.	172	43	RCL
014	43	RCL	067	55	-	120	06	6	173	04	04
015	12	12	068	04	4	121	55	-	174	45	y ^x
016	45	y ^x	069	54)	122	43	RCL	175	04	4
017	01	1	070	42	STO	123	04	04	176	95	=
018	93	.	071	39	39	124	95	=	177	42	STO
019	04	4	072	95	=	125	42	STO	178	38	38
020	95	=	073	42	STO	126	37	37	179	00	0
021	42	STO	074	40	40	127	65	X	180	42	STO
022	35	35	075	43	RCL	128	43	RCL	181	31	31
023	43	RCL	076	13	13	129	17	17	182	91	R/S
024	00	00	077	55	-	130	33	x ²	183	76	2nd Lbl
025	55	-	078	43	RCL	131	85	+	184	12	B
026	01	1	079	39	39	132	43	RCL	185	42	STO
027	00	0	080	95	=	133	14	14	186	22	22
028	00	0	081	42	STO	134	95	=	187	77	2nd x ± t
029	00	0	082	17	17	135	42	STO	188	68	2nd NOP
030	55	-	083	42	STO	136	15	15	189	33	x ²
031	53	(084	18	18	137	35	1/x	190	65	X
032	01	1	085	09	9	138	65	X	191	43	RCL
033	85	+	086	93	.	139	43	RCL	192	38	38
034	43	RCL	087	08	8	140	35	35	193	95	=
035	00	00	088	55	-	141	95	-	194	42	STO
036	65	X	089	43	RCL	142	22	INV	195	20	20
037	43	RCL	090	33	33	143	45	y ^x	196	61	GTO
038	04	04	091	95	=	144	01	1	197	95	=
039	55	-	092	42	STO	145	93	.	198	76	2nd Lbl
040	43	RCL	093	36	36	146	04	4	199	68	2nd NOP
041	01	01	094	43	RCL	147	95	=	200	00	0
042	55	-	095	03	03	148	42	STO	201	42	STO
043	43	RCL	096	55	-	149	19	19	202	20	20
044	02	02	097	43	RCL	150	42	STO	203	76	2nd Lbl
045	95	=	098	04	04	151	16	16	204	95	=
046	34	√x	099	95	=	152	43	RCL	205	43	RCL
047	42	STO	100	23	lnx	153	05	05	206	22	22
048	33	33	101	65	X	154	35	1/x	207	65	X
049	35	1/x	102	93	.	155	55	-	208	50	2nd Lbl
050	65	X	103	08	8	156	43	RCL	209	65	X
051	02	2	104	06	6	157	06	06	210	43	RCL
052	65	X	105	75	-	158	33	x ²	211	37	37

COUP DE BELIER : ARRET DE POMPE

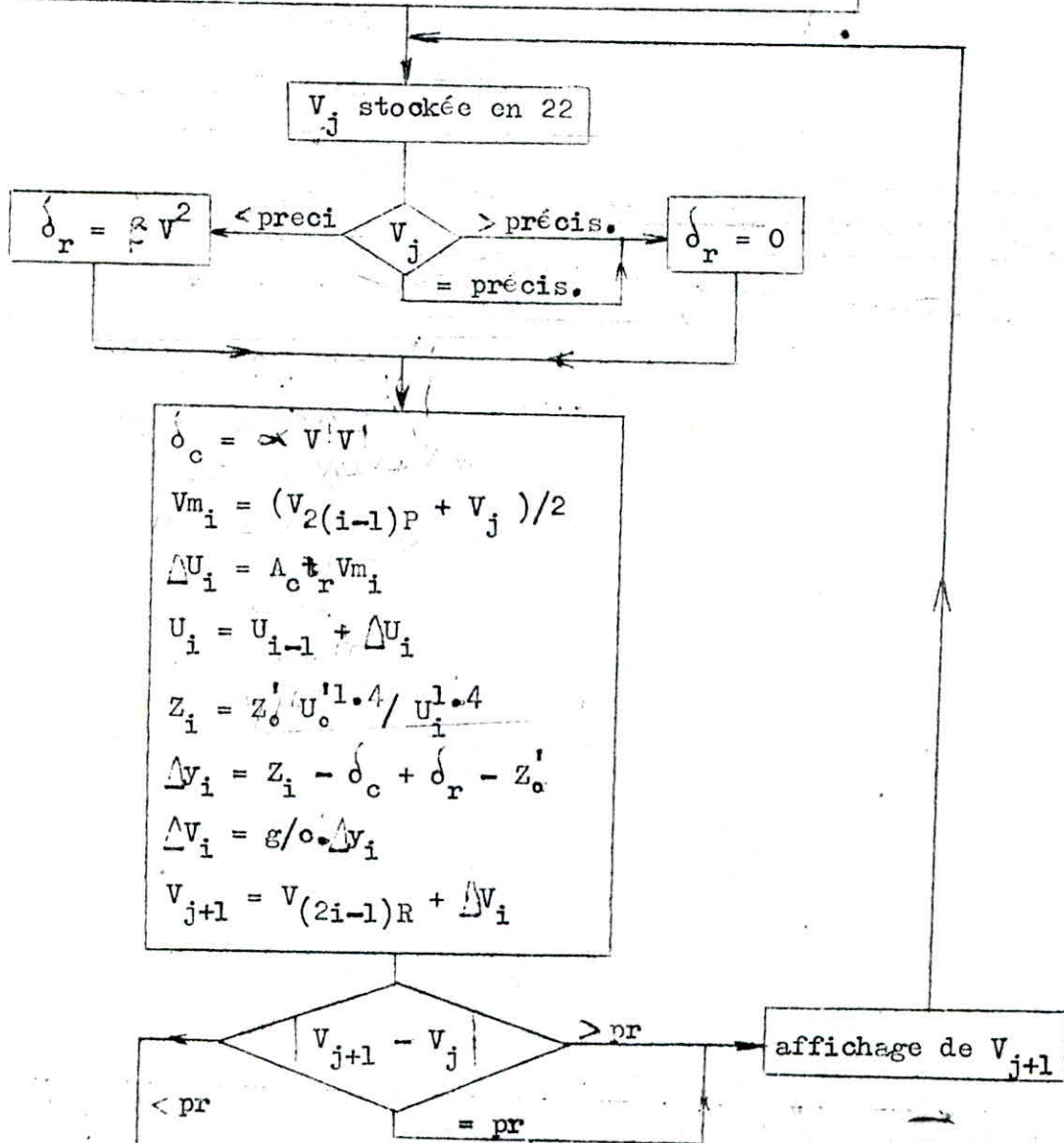
PROGRAMME (suite).

212 95 =	242 94 +/-	272 23 23	302 42 STO
213 42 STO	243 65 X	273 75 -	303 18 18
214 21 21	244 43 RCL	274 43 RCL	304 43 RCL
215 43 RCL	245 35 35	275 22 22	305 26 26
216 22 22	246 95 =	276 95 =	306 42 STO
217 85 +	247 42 STO	277 50 2nd x	307 19 19
218 43 RCL	248 27 27	278 22 INV	308 43 RCL
219 17 17	249 75 -	279 77 2nd $x \geq t$	309 27 27
220 95 =	250 43 RCL	280 69 2nd OP	310 85 +
221 55 +	251 21 21	281 43 RCL	311 43 RCL
222 02 2	252 85 +	282 23 23	312 20 20
223 95 =	253 43 RCL	283 12 B	313 85 +
224 42 STO	254 20 20	284 76 2nd Lbl	314 43 RCL
225 24 24	255 75 -	285 69 2nd OP	315 10 10
226 65 X	256 43 RCL	286 43 RCL	316 95 =
227 43 RCL	257 14 14	287 23 23	317 42 STO
228 40 40	258 95 =	288 42 STO	318 28 28
229 95 =	259 42 STO	289 17 17	319 01 1
230 42 STO	260 30 30	290 65 X	320 44 SUM
231 25 25	261 65 X	291 43 RCL	321 31 31
232 85 +	262 43 RCL	292 39 39	322 43 RCL
233 43 RCL	263 36 36	293 95 =	323 34 34
234 19 19	264 95 =	294 42 STO	324 44 SUM
235 95 =	265 42 STO	295 41 41	325 32 32
236 42 STO	266 29 29	296 43 RCL	326 43 RCL
237 26 26	267 85 +	297 23 23	327 31 31
238 45 y^x	268 43 RCL	298 85 +	328 91 R/S
239 01 1	269 18 18	299 43 RCL	
240 93 .	270 95 =	300 29 29	
241 04 4	271 42 STO	301 95 =	

ANALYSE DU PROGRAMME

A : Calcule $Z'_0, Z'_0 U_0^{1.4}, c, t_r, A_c, A_c t_r, V_0, g/o, \alpha, Z_0, U_0, \beta$
 Initialise t_1 à t_r, V_{OP} et V_{1R} à V_0, U_{i-1} à U_0, N_i à 0.

B : une valeur hypothétique V_j de V_{2iP} étant affichée



$V_{2(i-1)P} = V_{j+1}$
 $Q_{2iP} = V_{j+1} \cdot A_c$
 $V_{(2i+1)R} = V_{j+1} + \Delta V_i$
 $U_{i-1} = U_i$
 $H_i = Z_i + \delta_r + \beta$
 $N_i = N_i + 1$
 $t_i = t_i + t_r$
 N. affiche

COUP DE BELIER : ARRET DE POMPE

NOTICE D'EMPLOI

) Stocker :

La précision absolue dans le registre T

K en 00 : coefficient d'élasticité de l'eau (Pa)

E en 01 : module d'élasticité de la conduite (Pa)

t en 02 : épaisseur de la conduite (m)

ϵ en 03 : rugosité de la conduite (m)

D_c en 04 : diamètre de la conduite (m)

m en 05 : coefficient de contraction de l'orifice

d en 06 : diamètre de l'orifice (m)

D_t en 07 : diamètre de la tubulure (m)

L en 08 : longueur de la conduite (m)

$H_g + h_{atm}$ en 09 - h_{asp} en 10 - U_o en 12 (volume d'air au repos)

Q_o en 13 : débit nominal (en fonctionnement normal)

2) Appuyer sur A : 0 à l'affichage

RCL 14 : Z'_o = pression dans le réservoir d'air à l'arrêt

RCL 15 : Z_o = pression dans le réservoir, pompe en fonctionnement

RCL 16 : U_o = volume d'air du réservoir, pompe en fonctionnement

RCL 33 : c = célérité de propagation des ondes (m/s)

RCL 34 : t_r = temps d'aller et retour de l'onde dans la conduite

RCL 35 : constante de calcul = $Z'_o U_o^{1.4}$

RCL 36 : g/c

RCL 37 : α - RCL 38 : B

RCL 39 : A_c = section de la conduite - RCL 40 : $A_c^{tr} t_r$

3) Afficher une valeur hypothétique de V_{2ip} Appuyer sur B : affichage de N_i

$V_{(2i+1)R}$ 18 - U_i 19 - δ_r 20 - δ_c 21 - V_{2ip} 23

V_{m_i} 24 - ΔU_i 25 - U_i 26 - Z_i 27 - H_i 28

ΔV_i 29 - Δy_i 30 - N_i 31 - t_i 32 - Q_{2ip} 41

Recommencer le processus 3) pour le calcul au pas suivant

pour recommencer les calculs depuis l'arrêt de la pompe, appuyer sur A.

8-7 Application

Données : conduite en Acier

$$K = 2 \cdot 10^9 \text{ Pa} ; E = 2 \cdot 10^{11} \text{ Pa} ; t' = 0,011 \text{ m} ; \xi = 0,001 \text{ m}$$

$$Dc = 0,7 \text{ m} ; L = 7280 \text{ m} ; Q_0 = 0,465 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$hg + hatm = 30,5 \text{ m} ; hasp = 2 \text{ m}$$

Caractéristique du réservoir d'air

$$Dt = 0,350 \text{ m} ; d = 0,130 \text{ m} ; m = 0,6$$

Resultats

A.

$$Z_0 = 24,5 ; Z_1 = 41,38 ; U_0 = 2,06 ; c = 1105,54$$

$$tr = 13,17 ; Z_0 U_0^{1,4} = 114,06 ; g/c = 0,00886$$

$$\alpha = 11,56 ; \beta = 100,23 ; A_0 = 0,38 ; Actr = 5,068$$

B voir tableau N° 15

un volume

A la lumière des résultats obtenus, l'air peut occuper ^{un volume} maximum $U = 12,746 \text{ m}^3$

Mais le réservoir doit contenir encore de l'eau à ce moment pour éviter le passage de l'air dans la conduite. Nous retiendrons un volume total de 15 m^3

8-7 Equipement du dispositif anti-belier

La cuive comportera

- une vanne d'isolation pour les interventions
- un clapet anti-retour
- un niveau d'eau visible dans les prises
devront permettre d'observer les niveaux minimal et maximal atteints.
- un manomètre à la partie supérieur.

Valeur hypothétique V_{2IP}	$V_{(2i+1)R}$ m/s	S_r m	S_c m	V_{2IP} m/s	V_{mi} m/s	ΔU_i m ³	$\frac{U_i}{V_i}$	$\frac{U_i}{V_i}$	ΔV_i m/s	Δy_i m	N_i	t_i s	U_i m ³	Q_{2IP} m ³ /s
0,9568	0,705	0,000	10,58	0,9568	1,082	5,487	6,729	4,729	-0,252	-28,358	1	26,340	7,550	0,368
0,497	0,288	0,000	2,858	0,497	0,727	2,654	3,857	3,357	-0,208	-23,50	2	39,510	11,235	0,191
0,099	-0,090	0,000	0,114	0,099	0,297	1,511	3,232	2,232	-0,189	-21,364	3	52,580	12,746	0,098
-0,226	-0,363	5,152	-0,594	-0,226	-0,063	-0,322	3,350	12,503	-0,136	-15,400	4	65,850	12,423	0,030
-0,392	-0,121	15,114	-1,778	-0,392	-0,209	-1,568	4,077	23,112	-0,028	-3,259	5	79,020	10,855	-0,1509
-0,417	-0,413	17,465	-2,014	-0,417	-0,404	-2,051	5,427	26,832	0,003	0,407	6	92,190	8,803	-0,160
-0,4013	-0,388	16,142	-1,862	-0,4013	-0,409	-2,074	7,906	28,048	0,012	1,411	7	105,366	6,729	-0,1524
-0,3628	-0,3368	13,193	-1,522	-0,3628	-0,382	-1,936	12,715	29,909	0,0259	2,931	8	118,530	4,79265	-0,1396
-0,277	-0,217	7,691	-0,887	-0,277	-0,3199	-1,621	22,668	34,360	0,0598	6,747	9	131,700	3,171	-0,1066
-0,0956	0,0258	0,0173	-0,1058	-0,0956	-0,1868	-0,9444	27,187	42,104	0,1215	13,7106	10	144,870	2,226	-0,0368
0,1229	0,220	0,000	0,1708	0,1229	0,0136	0,6691	35,628	39,628	0,0970	10,953	11	158,040	2,295	0,04732
0,2038	0,1875	0,000	0,480	0,2038	0,1633	0,828	23,148	27,148	-0,016	-1,8318	12	171,210	2,1240	0,07844

8-8 Construction de l'épure

Il s'agit du diagramme de BERGERON où l'axe des abscisses est gradué selon les vitesses de l'eau.

La droite $\frac{a}{g \cdot A}$ part du point de coordonnées (V_0, Z_0) respectivement vitesse et pression absolue de l'écoulement normale (pertes de charges non comprises).

L'intersection de la droite $\frac{a}{g \cdot A}$ avec l'horizontale passant par la valeur de la pression regnant dans la conduite donne un point a partir duquel la droite $\frac{a}{g \cdot A}$ se refléchi sur l'horizontale passant par la valeur $Z_0 + 10$.

La construction de l'épure se fait ainsi et se poursuit de la même façon et cela durant un aller retour de l'eau (période où l'intensité du coup de belier est maximale)

a) Pente de la droite $\frac{a}{g \cdot A}$

Les abscisses sont graduées selon les vitesses de l'eau dans la conduite au lieu des débits.

$$\varnothing = 700 \text{ mm}$$

$$A = 0,38 \text{ m}^2$$

$$a = 1106,567 \text{ m/s}$$

$$\frac{a}{g \cdot A} = \frac{1106,0369}{9,81 \times 0,38} = -296,69 \text{ (T L}^{-2}\text{)}$$

b) Echelle des pressions

Elle est graduée à raison de 1 cm pour 5m

c a d

$$1 \text{ cm} \rightarrow 5 \text{ m}$$

$$x \leftarrow 296,69$$

$$\} \Rightarrow \alpha = 59,33$$

c) Echelle des vitesses

Cette échelle est graduée à raison de 1 cm pour 0,1 m/s

$$\text{soit } 0,1 \times 0,38 = 0,038 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$1 \text{ cm} \rightarrow 0,038$$

$$X \leftarrow 1 \text{ m}^3/\text{s}$$

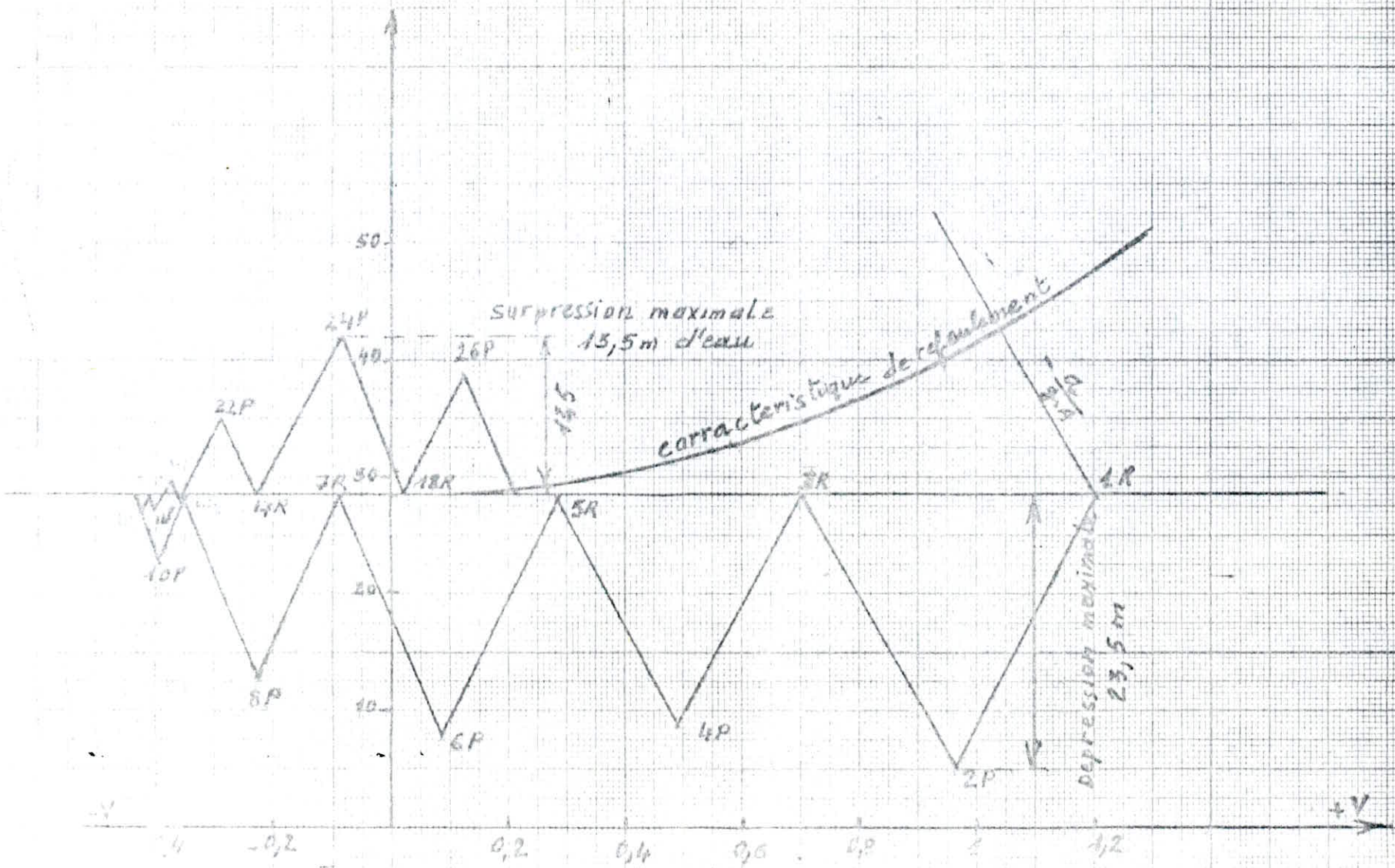
$$\} \Rightarrow X = 26,315 \text{ cm}$$

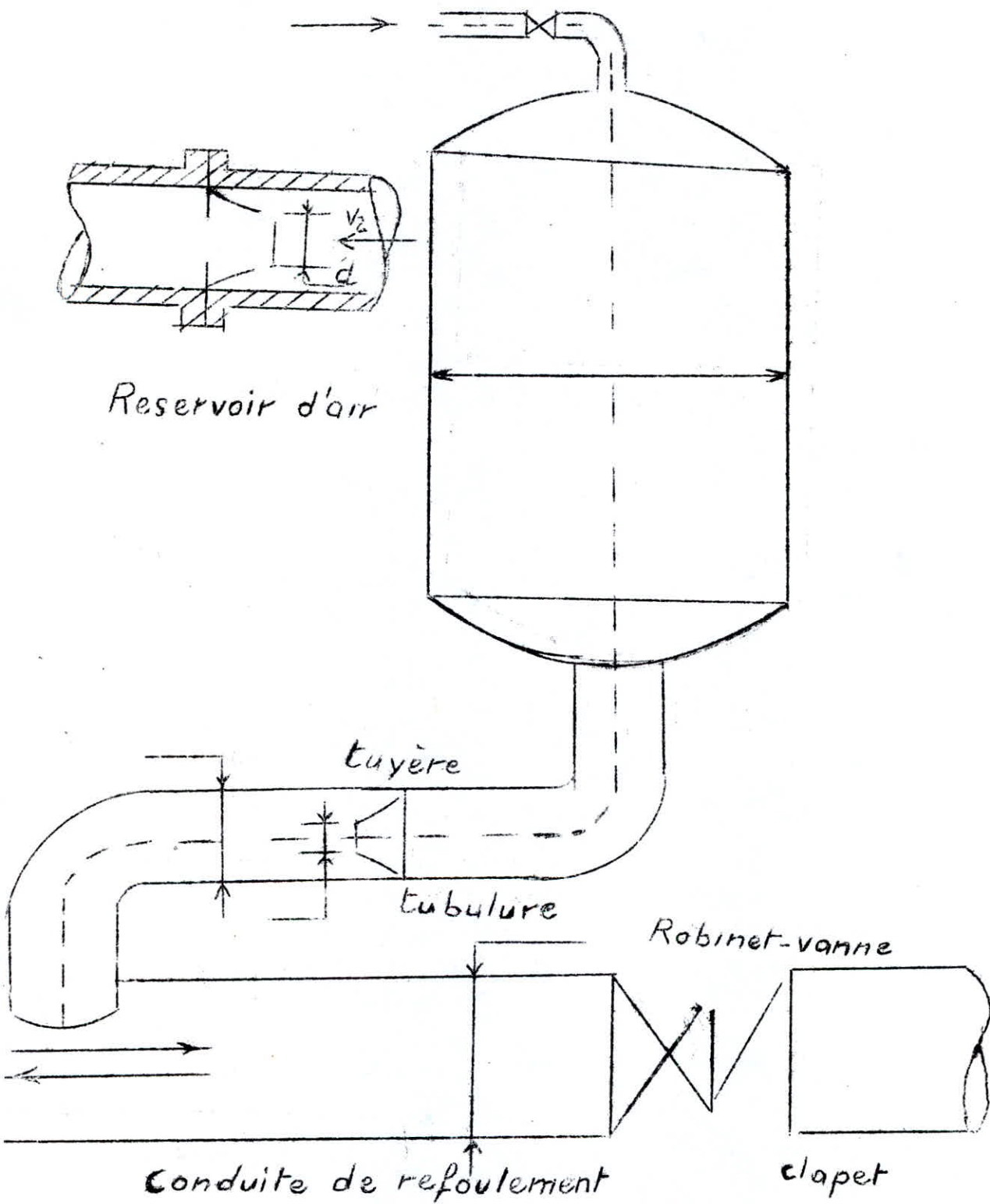
$$\text{donc } \tan \alpha = \frac{59,33}{26,315} = 2,25 \Rightarrow \alpha = 66,08^\circ$$

Remarque

Tout comme l'arrêt brusque la conduite de refoulement doit être protégée au démarrage du groupe.

Le coup de belier à l'arrêt brusque étant plus dangereux qu'au démarrage, on s'est limité à l'étude du coup de belier à l'arrêt brusque, quand au démarrage il sera impératif d'opérer à vanne fermée qu'on ouvrira lentement





SCHEMA D'UN RESERVOIR D'AIR

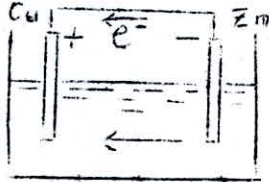
IX PROTECTION DES CANALISATIONS
CONTRE LA CORROSION

Nous examinerons brièvement et d'une manière générale les causes de la corrosion, ses effets sur les conduites en acier et les moyens de les protéger.

9-1 Corrosion externe

9-1-1 Corrosion par formation de pile

Lorsque deux métaux différents sont partiellement immergés dans une solution ionique, il se crée une pile électrique.



Il s'établit un courant galvanique et l'on peut mesurer entre les électrodes une différence de potentiel.

Le métal le plus électropositif (le zinc) fournit les électrons, en même temps il se dissout sous forme d'ions Zn^{2+} dans la solution.



A l'autre électrode, les ions de la solution captent les électrons cédés par le zinc et se transforment en molécules.

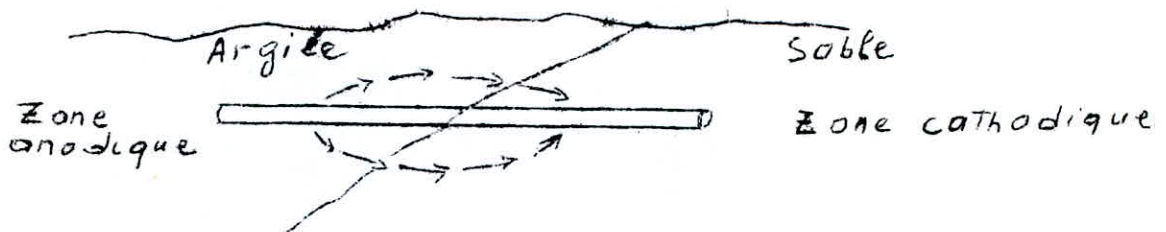
- le cuivre devient cathode et se trouve protégé
- le zinc devient anode et se trouve attaqué

Les métaux sont classés par ordre d'électropositivité de croissante.

Mg, Al, Zn, Fe, Pb, Cu,.....

Une différence de potentiel se manifeste également lorsque deux électrodes du même métal plongent dans le même électrolyte mais de concentrations différentes : il ya alors formation d'une pile dite géologique.

Ainsi la différence de concentration des gaz dissous dans le sol, et la différence de concentration des sels peuvent aboutir du fait de l'hétérogénéité, à la formation d'une pile géologique dont la conduite en acier représente le circuit extérieur.



9-1-2 Corrosion par suite de l'influence d'une source électrique extérieure

La corrosion est due à une électrolyse à la suite de courants dits vagabonds provenant d'installations à courant continu situé au voisinage de la conduite.

9-2 Protection contre la corrosion

9-2-1 Conditions de pose de conduites

- A la mise en terre, les conduites doivent être revêtues d'une enveloppe parfaitement isolante.
- Il faut assurer au droit des joints une bonne continuité de l'enrobage.
- La pose doit être effectuée avec soin pour ne pas détériorer la protection.
- Une attention sera observée lors du remblaiement en vue d'éviter la formation de pile géologique.

9-2-2 Protection cathodique

Elle est recommandée pour avoir une sécurité quasi-totale car le revêtement peut vieillir ou se détériorer accidentellement.

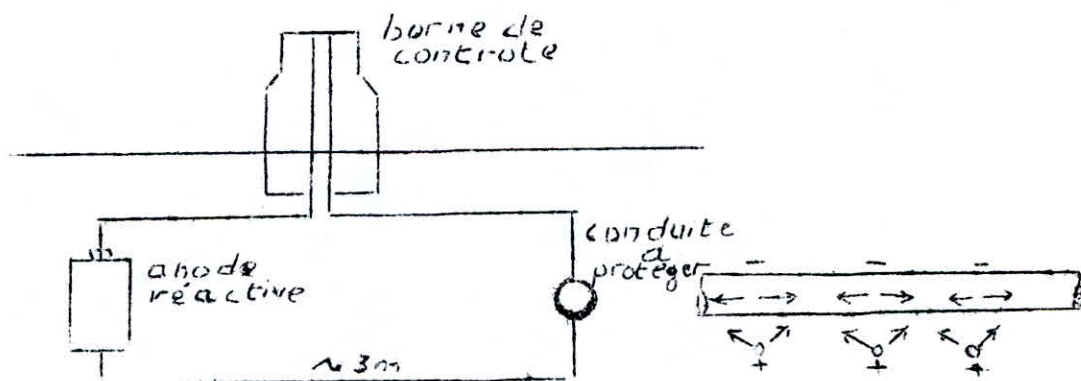
L'agressivité des terrains est liée à leur résistance.

Pratiquement, la protection cathodique est nécessaire quand la résistivité moyenne du sol est inférieure à $50 \Omega \cdot m$.

Il existe deux modes de protection

- Protection par anode réactive

Il s'agit de constituer avec un métal moins électropositif que le fer, une pile. Ceci est réalisé en reliant de place en place la conduite à un métal plus électropositif que le fer. (zinc ou magnésium)



Les anodes réactives sont des cylindres de 15 à 30 kg que l'on en fait dans les zones de terrain agressif à 3 m environ de la conduite. Elles sont entourées d'une bouillie à base d'argile colloïdale qui permet d'entretenir une humidité favorable. La liaison avec la conduite est assurée par un câble isolé. Pour vérifier les potentiels, des bornes de contrôle sont disposées de place en place. L'espacement des anodes est fonction de la surface S de la canalisation à protéger, de la densité i du courant de protection et de l'intensité I probable de l'anode. Le nombre n d'anodes à prévoir est donné par la formule.

$$n = \frac{Si}{I} \quad (51) \quad S \text{ [m}^2\text{]}; i \text{ [mA/m}^2\text{]}; I \text{ [mA]}$$

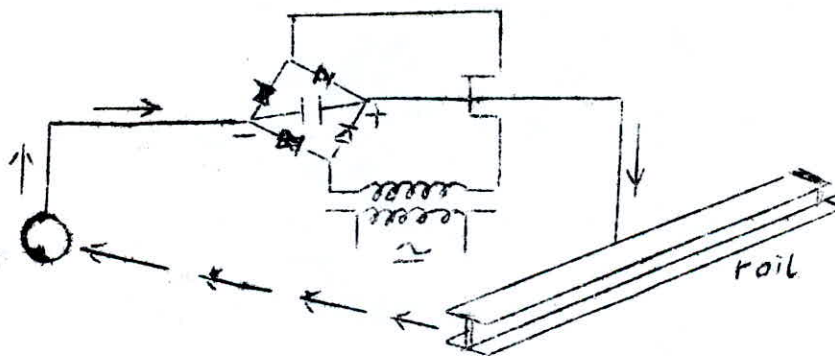
Ce dispositif convient pour des tronçons de petit diamètre et de faible longueur.

- Protection par soutirage de courant.

La conduite est reliée à la borne négative d'une source électrique de courant continu (courant alternatif redressé).

La borne positive est raccordée à une prise de terre ordinairement constituée par de vieux rails enterrés dans un milieu humide à une distance assez grande de la conduite (100 m par exemple).

Le courant quitte le rail et regagne le pôle négatif de la source électrique en passant par la conduite. Il y a alors dissolution anodique du rail.



9-3 Corrosion interne

À côté du problème envisagé ci-haut, il faut ajouter celui se rapportant à la corrosion interne. C'est ainsi qu'il arrive que les eaux fortement minéralisées provoquent dans les canalisations, des dépôts se fixant sur les parois, surtout si la vitesse est faible.

Ces dépôts constituent autant de petites piles et il en résulte des attaques locales du métal et, notamment, des perforations.

En conséquences, il faut prendre garde aux eaux présentant à la fois une faible résistivité et une teneur en fer. Il est indispensable d'exiger un revêtement intérieur très soigné.

Assainissement de la ville de Bordj El-Kiffan

La présente étude relative à l'assainissement de l'agglomération de Bordj El-Kiffan, s'intègre dans le cadre de l'assainissement du grand Alger, dont le projet relatif à cette zone est intitulé : "collecteur littoral" élaboré par le COMEDOR.

A long terme la commune de Bordj El-Kiffan est partagée en deux (2) bassins versants ;

a) Bassin versant littoral (dont l'assainissement est en partie l'objet de la présente étude) RN-24 collines mouhous jusqu'à la mer

b) Bassin versant de Bab-Ezzouar : collines mouhous RN-5 dont l'assainissement est actuellement en cours

Chapitre I

Milieu Naturel (voir chapitre I partie A.E.P)

- 1.1) Situation
- 1.2) Relief
- 1.3) Assainissement actuel
- 1.4) Sols^{1/2}
- 1.5) Climat
- 1.6) Pluviométrie

Chapitre II

Données existantes

Au cours de la reconnaissance effectuée par les agents de la "S.E.T. H.Y.A.L", ils ont noté qu'aucun réseau systématique n'existait.

L'évacuation actuelle des eaux usées se fait par voie naturelle, gravitairement vers la mer plaine.

Chapitre III

Etude de l'évolution de la population

(voir chapitre II, partie A.E.P)

Chapitre IV

Schema Directeur du resau projete

4.1) Système envisage

Vu l'ancienneté du réseau d'égout actuel nous avons jugé nécessaire son renouvellement complet.

En conformité avec le procès-verbal de la réunion du 2 Octobre 1978 tenu par les responsables de la D.H.W.A, nous avons prévu un réseau de type séparatif.

Ce principe est facilité par la morphologie du terrain (pente continue sud ou nord/urbanisme ou prochainement prévu).

Pour les eaux ménagères est conçu un réseau en forme de peigne.

Les eaux pluviales seront évacuées par une ^{ceinture} ceinture de caniveaux prévue au sud de la ville, dont les extrémités de collecteurs circulaires d'un diamètre aussi important aboutiront à la mer.

Pour l'évacuation des eaux pluviales nous avons prévu des caniveaux à ciel ouvert ou partiellement fermé, qui seront exécutés le long et sur la bordure de la nouvelle route en cours d'exécution par la DIEWA.

4.2 Schema directeur

Dans la configuration du réseau, nous avons évité les relevements et minimiser les pentes des collecteurs afin de diminuer l'usure des ouvrages.

Le collecteur principal du réseau projeté aboutira au collecteur projeté par le COMEDOR.

Les fossés de ceintures doivent être implantés suivant le tracé de la route nationale RN-24 projeté au sud.

Les tronçons intégrés au point de vue d'orage doivent avoir des tranchées à forte pente. Les ouvrages d'embouchures doivent être inclus au bout des tronçons.

4.3 Les caractères lineaires du réseau

En concordance avec la morphologie du relief du bassin versant a développer un schéma uniforme

- un système à plusieurs branchements, tous les branchements desservent un collecteur, avec des possibilités favorables des pentes (forme de peigne).
- possibilité de verser les eaux d'orage en plusieurs endroits.
- tout le long de la route nationale projetée, des canaux ouverts pour l'évacuation des eaux pluviales et par la suite rattachés au collecteur principal, seront mis place, les eaux pluviales seront ensuite versées à la mer à l'aide de deversoir, les fosses ouvertes, l'une sera appelé - Canal Est, l'autre Ouest.

4.4 Solution technique

La partie des eaux usées et ménagères sont amenées jusqu'au collecteur littoral du COMEDOR se terminant dans la cour de la caserne.

Les eaux pluviales sont calculés pour des orages retournant chaque deuxième année les durées des averses sont calculées separement pour chaque tranche du réseau pluvial.

Inexploitation en même temp signifie des obstacles qui provoquent la sedimentation des dechets.

On peut poser la question s'il est nécessaire de tenir compte des orages en periode de retour dix ans.

Dans ce cas on considèra que le caractère le plus important du réseau est économique. Il n'ya pas une difference importante entre les cas de 10 et de 2 ans de retour dans la capacité des ouvrages.

Le réseau est partagé en trois

- reseau d'assainissement réel ;
- réseau des eaux pluviales ;
- canaux ouverts.

Les réseaux en question ont un écoulement gravitaire.

4.5 Curage

Les tronçons ou les conditions d'autocurage ne sont pas vérifiées, nécessitent un nettoyage périodique soit par des chasses d'eau soit par les eaux pluviales.

4.6 Les déversoirs d'orages

En effets DOI est un ouvrage d'embouchure provisoire combiné pour divers rôles.

- le premier rôle est le branchement future au collecteur \varnothing 700 du système d'El-Harrach.
- le second rôle est la vidange par gravité du réseau d'assainissement jusqu'au branchement, quand le collecteur mentionné ci dessus sera accompagné ;
- le troisième rôle sera l'ouvrage de l'embouchure du canal ouest.

DO.II ; DO.III et DO.IV sont les deversoirs d'orage du système de canalisation d'orage tandis que DO.V est une simple embouchure du fossé de ceinture Est.

Chapitre V

Calcul du Réseau

5.1 Choix des matériaux de canalisation

Nous préconisons l'emploi des matériaux suivants :

- Diamètre 200 - 600 mm

Les conduites seront en amiante-ciment, vu leur disponibilité au marché.

- Diamètre 700-- 1400 mm en béton ou béton armé

Il (seront) sont revêtus intérieurement d'un enduit anti-corrosif

Le joint est rempli comme suite :

- 1/3 en tresse d'amiante ou en corde goudronnée matée
- 1/3 en mastic plastique
- 1/3 en mortier de ciment dosé moitié sable moitié ciment

5.2 Dimensionnement du réseau

Le calcul des caractéristiques techniques à été effectué pris suivant les différents diamètres.

- 1) Niveau de la section (h/d)
- 2) Vitesse d'écoulement (m/s)

Remarque :

Le diamètre minimal sera \varnothing 200 pour faciliter l'exploitation.

- si la vitesse est inférieure à ce qui est prévue ci-après, les regards de chasse sont indispensables.

- 3) pente d'écoulement (m/m)

5.3 Conditions d'écoulement

En système séparatif, les conditions d'autocurage sont les suivantes.

- a pleine ou a demi section, la vitesse d'écoulement doit être supérieur a 0,70 m/s, cette limite pouvant, à l'extreme rigueur, être abaissée a 0,50 m/s.

Le remplissage de la conduite doit être assuré aux 2/10 du diamètre pour le débit moyen, la vitesse d'écoulement étant alors, au minimum de 0,30m/s.

- si les équipements des chasses d'eau automatiques ne sont pas disponibles ou d'une autre façon leur pose n'est pas réalisable, on doit faire appel aux travaux de curage.

5.4 Debits a évacuer (des eaux usées)

Le tableau ci-joints fournies tous les détails des calculs de débit des eaux usées aux divers points du réseau qui sont indiqués sur les schémas de calcul.

Le tableau de calcul du réseau des eaux usées comportent des colonnes ou sont indiquées de gauche à droite les données suivantes.

- colonnes de 1 a 4 ; définissent le collecteur le repère (collecteur, tronçons, point) du bassin d'apport et le point de calcul considéré conformément au système de repérage adopté sur les schémas de calcul.

- la colonne 5 : nous montre la superficie assainie en Ha. "Si" tandis que la colonne 6, nous montre la densité "Di" de la population du bassin d'apport partiel.

- la **colonne** 7 ; nous montre la population "Pi" desservie par le collecteur qui se trouve à l'amont du point donné.

La population correspondant est d'onc

$$Pi = Si \times Di \quad (52)$$

- la colonne 8 nous montre le débits fictif continue partiel "qi" en (l/s) et s'établit par cette formule

$$qi = \frac{pi \times norme}{86400} \quad (53)$$

Pour l'horizon 2005 la norme de consommation d'eau est 200 l/J/hab.

d'ou le debits rejeter par chque habitant par jour est 80% X 200 l/J/hab = 160l/j/hab

$$qi = \frac{Pi \times 160}{86400}$$

- la colonne 9 ; nous montre le débits de pointe partiel en l/s

$$Qi = Cs \times Cp \times qi \quad (54)$$

Cs = coefficient saisonnier

Nous avons retenu comme coefficient saisonnier ;

$$Cs = 1,5$$

Correspondant à la consommation d'été

Cp : coefficient de pointe

Ont été pris en considération les coefficients suivant :

Débits Fictif Continue l/s	Coefficient de Multiplication
5	3,0
5 - 15	2,5
15 - 30	2,0
30 - 50	1,8
50 - 100	1,6
100 - 200	1,4
200 - 300	1,35

- colonne 10 longueurs des tronçons
- colonnes 11 a 15 (cotes et pentes)
- colonne 16 : le diamètre de la canalisation à été choisi a l'aide de l'aboque VII de (formule de BAZIN) a partir du débit à transiter de pointe et de la pente du radier.
- Ayant le diamètre et la pente, nous nous référent a la même aboque, nous avons tiré la vitesse à pleine section V_{ps} (colonne 18) et le débit a pleine section Q_{ps} (colonne 17).
- Après avoir déterminé le rapport des débits (colonne 19) $rQ = \frac{Q}{Q_{ps}}$ (55) (Q debit moyen des eaux usées).

Nous avons tiré le rapport des hauteurs $r_h = H/H_{ps}$ (56) (colonne 20) ainsi que le rapport des vitesse r_v d'après l'aboque \bar{X} (formule de BAZIN)

Base de calcul

$$(57) Q = V \cdot S \quad (I) \quad \text{ou } Q \text{ est le debit a evacuer en m}^3/\text{s}$$

V : vitesse d'ecoulement m/s
 S : section transversale de l'ouvrage occupé par l'eau en m^2

$$(58) V = K \cdot R^{2/3} I^{1/2} \quad \text{ou } R : \text{ est le royon hydraulique}$$

I : la pente de l'ouvrage

K : coefficient qui est fonction de la nature de l'effluent, de la nature de la canalisation et du type de joint.

Il a été appel aussi à la formule de "Chezy"

$$(59) V = C \sqrt{RI} \quad (5a) C : \text{ coefficient de Chezy}$$

$$(60) C = \frac{87}{1 + \frac{R}{\gamma}} \quad (4)$$

R

γ est un coefficient d'écoulement fonction de la nature des parois et de celle des eaux transportées.

Dans notre cas $\gamma = 0,46$ (dans le cas où des dépôts peuvent se former)

$$\text{d'où } C = 60 R^{1/4} \quad (61) \quad (61)$$

$$\text{ainsi } V = 60 R^{3/4} I^{1/2} \quad (62)$$

L'abaque VII a été établie selon les formules (5) et (6)

5.5 Ouvrages principaux

5.5.1 Regards de visite

Les regards de visite doivent figurer :

- A chaque jonction de canalisation
- A chaque changement de direction
- A chaque changement de pente.

Les regards de visite de section inférieurs sont mis sur le tracé des canalisations, l'espacement des regards est fixé en fonction des diamètres.

- a) Pour les canalisations plus petites et non praticables de 40 ou 50 m.
- b) Pour les canalisations plus grandes, tous les 50 a 200 m.

Les regards de chute sont prévues sur des conduites a forte pente pour qu'on puisse briser la vitesse de l'eau

5.5.2 Chasse d'eau

L'installation de chasse d'eau (5 pièces) comprend une chambre en maçonnerie dans laquelle est installé un appareil automatique de chasse d'eau, qui permet l'introduction et le refoulement des eaux de rincage.

- a) Fermeture des conduites par des portes de chasse ou par des vannes qui se laissent vite ouvrir.
- b) Remplissage des regards avec des eaux de rincage provenant d'une prise d'eau souterraine proche.
- c) Ouverture rapide de l'organe de fermeture relié au tronçon du canal a débomber, le raz de marée ainsi crée doit entrainer les matières solides déposées dans la canalisation.
- d) Disposition d'un trop-plein a la hauteur où les regards doivent être remplis d'eaux de rincage.
- e) Debourbage automatique au début des canalisations.

VI) Les Eaux pluviales

6.1 Calcul du debit a évacuer

Nous avons choisi, pour la détermination du débit, la methode dite rationnelle.

le débit Q_1 est donné par la formule

$$Q_1 = C.i.A \quad (l/s) \quad (63)$$

avec : "C" coefficient de ruissellement d'une surface donné qui est égale au rapport du volume d'eau qui ruisselle de cette surface au volume d'eau tombé sur elle.

"i" est l'intensité de la precipitation tirée du graphe ci-joint (qui nous a été donnée par le D.E.M.R.H service Hydrologie) en fonction du temps de concentration pour chaque tronçon et pour une période de retour d'orage de 2 ans.

6.1.1 Temps de consenstration

A intensités égales, les pluies qui occasionne le débit maximal en un point "M" d'un système hydrologique sont celles dont la durée est au moins égales au temps de consenstration.

Si la pluie se poursuit au dela du temps de consenstration avec la même intensité, le débit restera constant au point M est s'établie un régime permanent.

On zone urbaine le temps de consenstration

$$t_c = t_1 + t_2$$

- t_1 c'est le temps mis par l'eau ruisellant les aires, les cours, les toits...etc pour atteindre la bouche d'égout le plus proche (le temps de ruissellement superficielle).

- t_2 c'est le temps mis par l'eau pour s'écouler depuis la bouche la plus éloigné jusqu'au deversoir d'orage (dans notre cas).

a) Methodes de calcul du temps de consenstration

- Methode dite simplifiée (applicable en zones urbaines)

Il peut paraitre souvent vain, de vouloir effectuer des calculs avec une précision mathématique rigoureuse a partir de données plus ou moins empiriques et pour aboutir a choisir des diamètres de canalisations figurant dans les series commerciales.

Il peut d'onc frequemment être admis de simplifier l'application de la methode en addmettant, forfaitairement un temps de circulation superficielle égal a 5 minutes et une vitesse en égout égal a 1m/s.

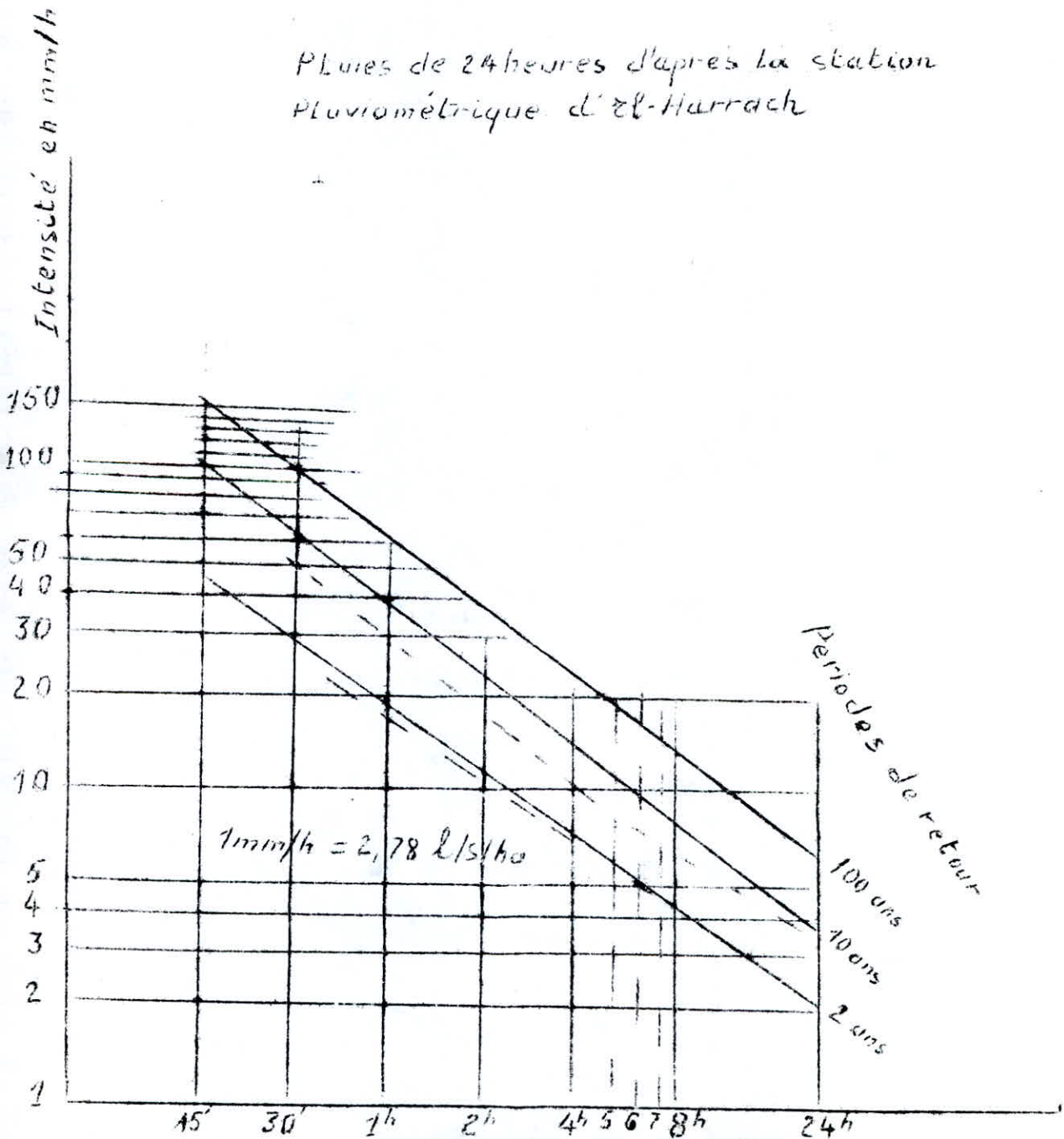
Si L est le parcours le plus long en égout depuis une extremité amont pour attendre l'entrée de l'égout a calculer, on a avec "tc" en [minutes] et "L" en [m]

$$t_c = t_1 + t_2 = 5 + \frac{L}{20} \quad (64)$$

D.E.M.R.H. SERVICE HYDROLOGIE

- Courbe Intensité moyenne - DURÉE
- Période de retour

Pluies de 24 heures d'après la station pluviométrique d'el-Harrach



- Calcul du t_c par les formules

Formule de GIANDOTTI

$$t_c = \frac{4 \sqrt{S} + 1,5 L}{0,8 \sqrt{h}} \quad (65)$$

- t_c : temps de concentration (heures)
 S : superficie du Bassin versant (Km^2)
 L : longueur du bassin (Km)
 h : difference de niveau entre la cote moyenne et son point de sortie.

Formule de VENTURA

$$t_c = 0,1272 \sqrt{\frac{S}{I}} \quad (66)$$

- I : pente moyenne
 S : superficie du bassin versant (Km^2)

6-2 Calcul du réseau

La formule utilisée est celui DE CHEZY

$$V = C \sqrt{RI} = CR^{1/2} I^{1/2}$$

avec

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} \quad (\text{formule de MANING-STRICKLER})$$

n : la valeur du coefficient de rugosité est choisie égale à $n = 0,012987 \sim 0,013$

ou $K = \frac{1}{n} = 77$ cette valeur est la plus ordinaire.

* Dans le cas, des tuyaux on a utilisé les tables et les abaques pour le calcul de l'écoulement en conduites sous pressions ou a surface libre (d'après la formule de Maning-STRICKLER). Table de valeurs de C et V pour une rugosité donnée ("A-ARSHYROPOULOS", DUNOD)

* Dans le cas des canaux ouverts (programme sur Hp 35) - Maning-Strickler

N.B : Le calcul du temps de concentration pour les collecteurs d'orages ouest et est se trouvent en zone urbaine s'effectue par la méthode dite simplifiée (par la formule N° (4)).

Tandis que pour les fosses de ceintures est et ouest, le calcul de " t_c " s'effectue par la formule de "VENTURA" (formule N°66)

6.2.1 Fosse de Ceinture Ouest

$$I = 0,0056 ; S = 0,85 \text{ Km}^2 \quad t_c = 1^h . 30'$$

Tenant compte d'un orage de $1^h 15'$ retournant chaque deuxième année

d'après le graphe $i = 18 \text{ mm/h}$

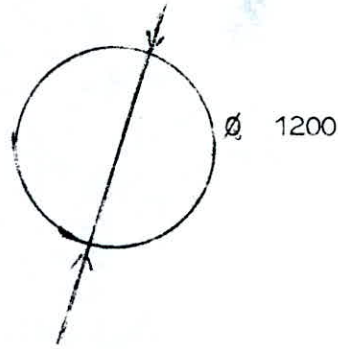
$$i = 18 \cdot 2,78 = 50,04 \text{ l/s/Ha}$$

$$q = C \cdot i = 0,7 \cdot 50,04 = 35,03 \text{ l/s/ha}$$

C : coefficient de ruissellement.

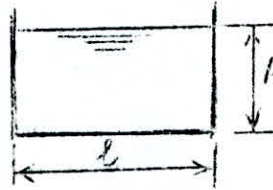
a) tronçon 0 - 0,53 Km

$$\begin{aligned} Q &= A \cdot q = 85 \cdot 0,035 = 2,98 \text{ m}^3/\text{s} \\ I &= 0,0064 \\ D &= 1200 \text{ mm} \\ V &= 2,65 \text{ m/s} \end{aligned}$$



b) tronçon 0,53 - 1,08 Km

$$\begin{aligned} Q &= 67 \cdot 0,035 = 2,35 \text{ m}^3/\text{s} \\ I &= 0,003 \\ l &= 1,50 \text{ m} \\ h &= 0,77 \text{ m} \\ F &= 1,15 \text{ m}^2 \\ V &= 2,04 \text{ m/s} \end{aligned}$$



c) tronçon 1,08 - 1,85 Km

$$\begin{aligned} Q &= 36 \cdot 0,035 = 1,26 \text{ m}^3/\text{s} \\ I &= 0,003 \\ l &= 1,00 \text{ m} \\ h &= 0,73 \text{ m} \\ F &= 0,73 \text{ m}^2 \\ V &= 1,73 \text{ m/s} \end{aligned}$$

d) tronçon 1,85 - 2,29 Km

$$\begin{aligned} Q &= 12 \cdot 0,035 = 0,42 \text{ m}^3/\text{s} \\ I &= 0,002 \\ l &= 1,00 \text{ m} \\ h &= 0,57 \text{ m} \\ F &= 0,57 \text{ m}^2 \\ V &= 0,74 \text{ m/s} \end{aligned}$$

6.2.2 Fosse de Ceinture Est

$$I = 0,004 \quad S = 0,59 \text{ Km}^2 \Rightarrow tc = 1,54 \text{ heures} = 1 \text{ h } 30'$$

Tenant compte d'un orage de 1h 30' retournant 2ème année à l'embouchure du canal $i = 18 \text{ mm/h}$

$$i = 18 \cdot 2,75 = 50,04 \text{ l/s/Ha}$$

$$q = c \cdot i = 0,7 \cdot 50,04 = 35,03 \text{ l/s/Hab}$$

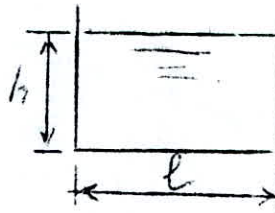
a) tronçon 0 - 0,65 Km

$$\frac{0,07 - 0,50}{Q = 59 \cdot 0,035 = 2,07 \text{ m}^3/\text{s}} \quad \frac{0,50}{0,67}$$

$I = 0,003$	$I = 0,0078$
$D = 1200 \text{ } \emptyset$	$D = 1000 \text{ } \emptyset$
$V = 1,84 \text{ m/s}$	$V = 2,65 \text{ m/s}$

b) 0,65 - 0,9 Km

$$\begin{aligned}
 Q &= 43 \cdot 0,035 = 1,5 \text{ m}^3/\text{s} \\
 I &= 0,0035 \\
 l &= 1,0 \text{ m} \\
 h &= 0,79 \text{ m} \\
 F &= 0,79 \text{ m}^2 \\
 V &= 1,9 \text{ m/s}
 \end{aligned}$$

c) 0,9 - 1,3 Km

$$\begin{aligned}
 Q &= 29 \cdot 0,035 = 1,02 \text{ m}^3/\text{s} \\
 I &= 0,003 \\
 l &= 1,0 \text{ m} \\
 h &= 0,62 \text{ m} \\
 V &= 1,65 \text{ m/s}
 \end{aligned}$$

d) 1,3 - 1,79 Km

$$\begin{aligned}
 Q &= 8 \cdot 0,035 = 0,28 \text{ m}^3/\text{s} \\
 I &= 0,002 \\
 l &= 1,0 \text{ m} \\
 h &= 0,28 \text{ m} \\
 F &= 0,28 \text{ m}^2 \\
 V &= 1,0 \text{ m/s}
 \end{aligned}$$

6.2.3 Canal D'orage Ouest

$$t_c = t_1 + t_2$$

$$t_1 = 5 \text{ mm}$$

$$t_2 = \frac{L}{60} = \frac{1040 \text{ m}}{60} = 17,3 \text{ mm}$$

$$t_c = 5 + 17,3 = 22,3$$

Tenant compte d'un orage de 22' retournant chaque deuxième année

$$i = 44 \text{ mm/h}$$

$$i \cdot 2,75 = 116,76 \text{ l/s/ha}$$

$$q = 0,6 \cdot 116,76 = 70,06 \text{ l/s/ha}$$

$$c : \text{coefficient de ruissellement} = 0,6$$

a) troncon 0 - 0,16 Km

$$\begin{aligned}
 Q &= 2,44 \text{ m}^3/\text{s} \\
 I &= 0,0108 \\
 D &= 1000 \text{ mm} \\
 V &= 3,11 \text{ m/s}
 \end{aligned}$$

b) 0,16 - 0,6 Km

$$\begin{aligned}
 Q &= 1,64 \\
 I &= 0,0155 \\
 D &= 800 \text{ mm} \\
 V &= 3,24 \text{ m}
 \end{aligned}$$

c) 0,6 - 0,9 Km

$$\begin{aligned} Q &= 15 \cdot 0,03114 = 0,47 \text{ m}^3/\text{s} \\ I &= 0,0027 \\ D &= 700 \text{ } \emptyset \text{ mm} \\ V &= 1,23 \text{ m/s} \end{aligned}$$

d) 0,9 - 1,04 Km

$$\begin{aligned} Q &= 15 \cdot 0,03114 = 0,47 \text{ m}^3/\text{s} \\ I &= 0,0016 \\ D &= 500 \text{ } \emptyset \text{ mm} \\ V &= 2,44 \text{ m/s} \end{aligned}$$

6.2.4 Canal D'orage Est

$$t_c = t_1 + t_2 = 5 \text{ mm} + \frac{1045}{60} = 22'$$

Tenant compte d'un orage de 22' retournant 2ème année

$$\begin{aligned} i &= 44 \text{ mm/h} \\ i &= 44 \cdot 2,78 = 116,76 \text{ l/s/ha} \\ q &= c \cdot i = 0,6 \cdot 116,76 = 70,06 \text{ l/s/ha} \end{aligned}$$

a) troncon 0,05 - 0,3 Km

$$\begin{aligned} Q &= 59 \cdot 0,07 = 4,13 \text{ m}^3/\text{s} \\ I &= 0,0037 \\ D &= 1400 \text{ mm} \\ V &= 2,70 \text{ m/s} \end{aligned}$$

b) 0,3 - 0,48 Km

$$\begin{aligned} Q &= 56 \cdot 0,07 = 3,92 \text{ m}^3/\text{s} \\ I &= 0,0033 \\ D &= 1400 \text{ mm} \\ V &= 2,60 \text{ l/s} \end{aligned}$$

c) 0,48 - 0,745

$$\begin{aligned} Q &= 34 \cdot 0,07 = 2,38 \text{ m}^3/\text{s} \\ I &= 0,004 \\ D &= 1200 \text{ mm} \\ V &= 2,12 \text{ m/s} \end{aligned}$$

d) 0,745 - 0,970 Km

$$\begin{aligned} Q &= 22 \cdot 0,07 = 1,54 \text{ m}^3/\text{s} \\ I &= 0,0043 \\ D &= 1000 \text{ mm} \\ V &= 1,96 \text{ m/s} \end{aligned}$$

e) 0,970 - 1,045 Km

$$\begin{aligned} Q &= 16 \cdot 0,07 = 1,12 \text{ m}^3/\text{s} \\ I &= 0,0074 \\ D &= 800 \text{ mm} \\ V &= 2,24 \text{ m/s} \end{aligned}$$

Conclusion

- Les conditions d'antocourage ne sont pas vérifiées dans certains tronçons secondaires (voir tableau de calcul du réseau des eaux usées), la cause est que ces diamètres ont été largement dimensionnés ($D > 200$ mm pour faciliter l'exploitation.)

Ces tronçons nécessitent un nettoyage périodique, soit par des chasses d'eau soit par les eaux pluviales.

- Le calcul des temps de concentration pour les fosses de ceinture "Est" et "Ouest" ont été effectués par la formule de "VENTURA", faute d'inexistence d'une formule propre à la région de Bordj El-Kiffan.
- Les diamètres des collecteurs d'eaux pluviales sont importants ceci facilite le rejet directement à la mer.

CONCLUSION GENERALE

Le long de cette étude, nous avons été guidé par les impératifs techniques, auxquels doivent répondre les diverses installations, tout en ayant vu les considérations économiques du projet.

L'un des problèmes auquel nous nous sommes heurtés est l'absence d'éléments numériques et des coefficients expérimentaux (dotations, coefficients horaires %, etc....) nous permettant l'estimation ou l'obtention des résultats précis.

Pour obtenir certains éléments numériques, on a souvent eu recours, faute de mieux à des ouvrages étrangers.

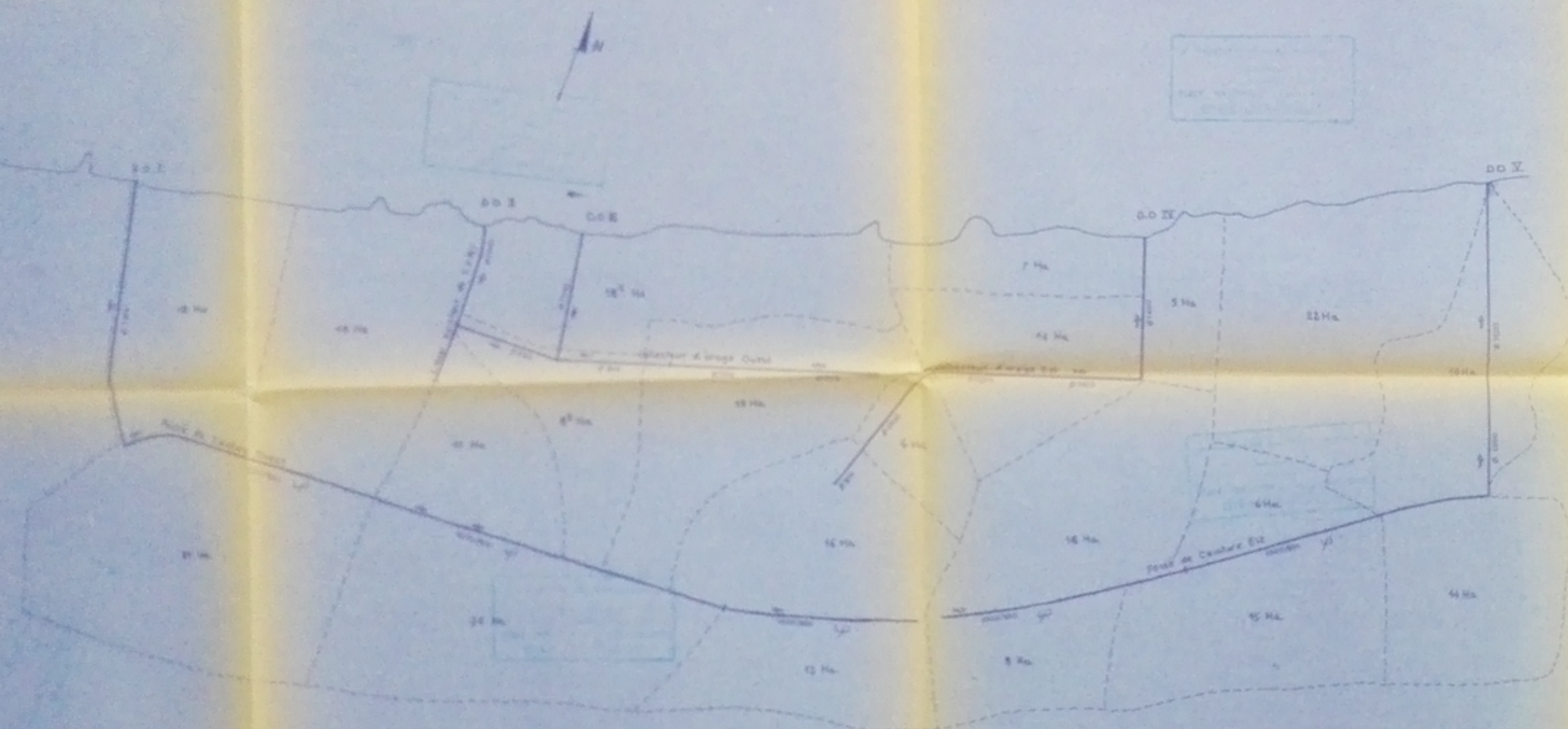
Nous pensons qu'il est nécessaire pour arriver à des études reflétant la réalité, de se pencher sur ces problèmes, afin d'établir des données propres à notre pays.

Aussi, par manque d'informations sur la production nationale en matière d'équipements hydraulique, nos choix se sont portés sur des équipements produits par des entreprises étrangères (le choix des pompes, aurait pu être effectué sur les pompes SONACOME "BEROUAGHIA" à la place des pompes JEUMONT-SCHWEIDER).

Enfin, nous souhaitons que cette modeste étude puisse servir de référence pour le projet d'alimentation en eau potable et l'assainissement de la ville de Bordj EL-Kiffan.

BIBLIOGRAPHIE

- P. ARGHYROPOULOS : Editions DUNOD, année 1958 (calcul de l'écoulement en conduites sous pressions ou a surface libre.)
- M. CARLIER : Editions EYROLLES, année 1980 (Hydraulique Générale et Appliquée.)
- A. DUPONT : Edition EYROLLES, année 1979 (Hydraulique Urbaine Tomes I et II)
- H. GUERREE et C. GOMELLA : Editions EYROLLES, année 1982 [Les eaux usées dans les agglomérations urbaines ou rurales (par collecte)]
- G. LAPRYAY : Cours d'Hdraulique (E.N.P.A)
- Avant projet : A.E.P et Assainissement de B.E.K (S.ET.HY.AL)



LEGENDE

- Limite de bassins versants
- Collecteur d'égout
- Fossé de ceinture
- Surface de bassins versants

VILLE NATIONALE MULTIMÉDIATIQUE
BIBLIOTHÈQUE

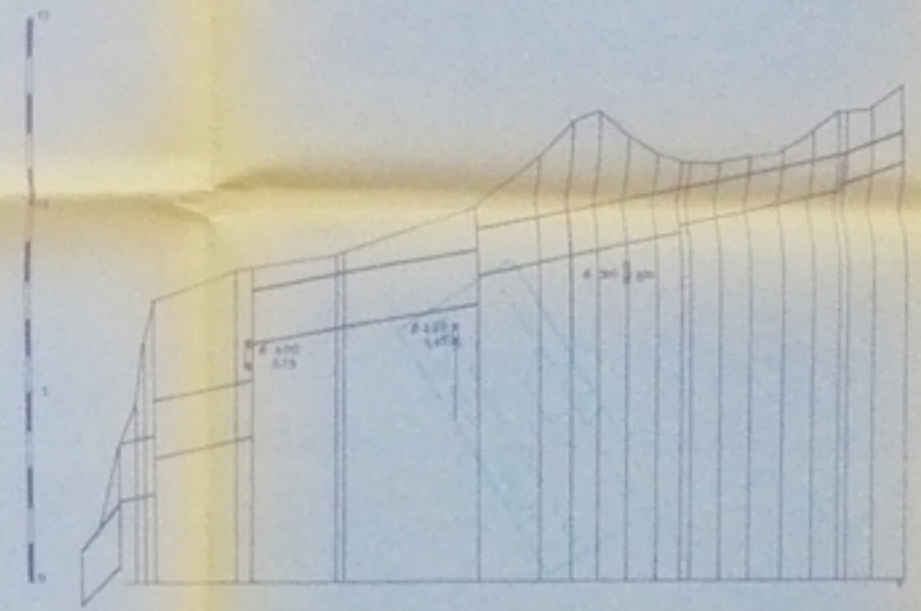
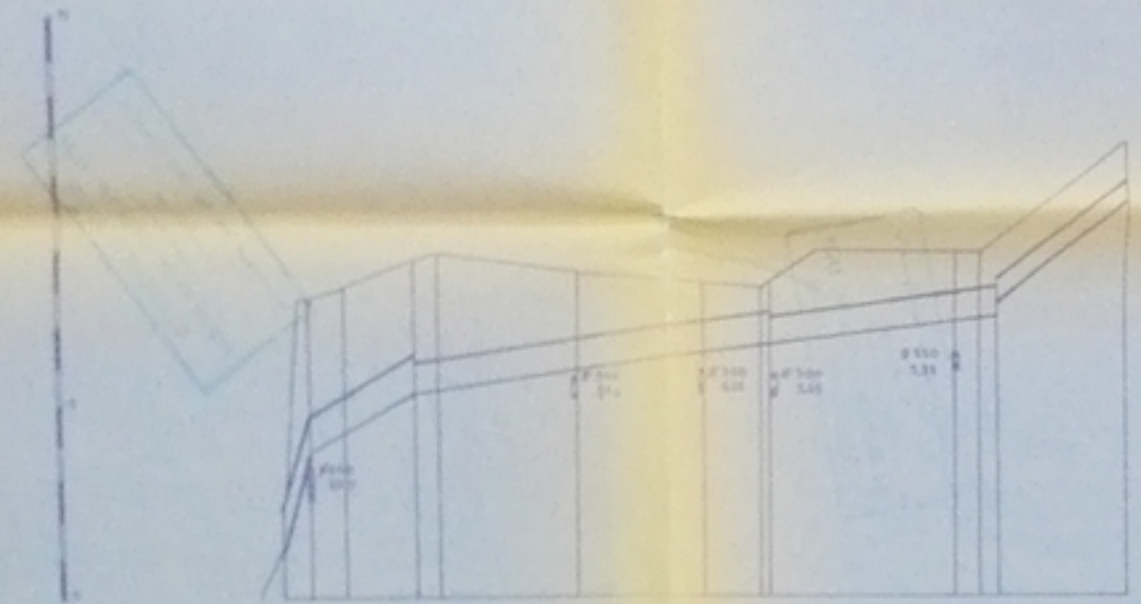
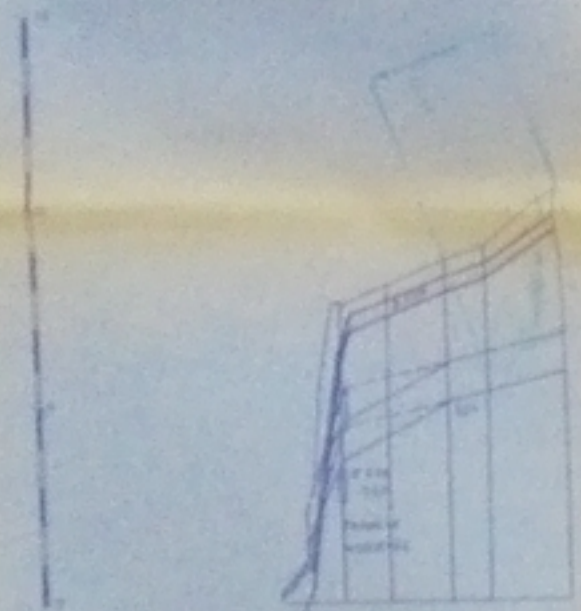
RH052/95

République Algérienne Démocratique et Populaire ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER DEPARTEMENT GENIE HYDRAULIQUE			
Titre de l'étude	SCHEMA DE CALCUL DES EAUX SUPERFICIELLES DE LA VILLE DE BORDJ-EL KIFFAN		
Dressé par	M ^r BERKROUBA .H M ^r BELKACEMI .B	PLANCHE N° 3	Echelle : 1/5000
Contrôle par	M ^r BOUACHE M ^r		Promotion Jan 83
Proposé par	SE. TH. Y. AL		Date: 23.11.74

LES COLLECTEURS DE "CERI"
 projetés par sodetec
 (1978)

COLLECTEUR D'ORAGE OUEST

COLLECTEUR D'ORAGE EST

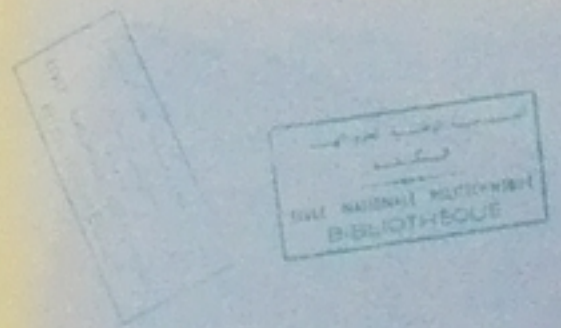


PROFIL EN LONGUEUR
PROFIL EN TRAVERSE
PROFILS PARTICULIERS
PROFILS ALTERNES
PROFILS DE DETAIL
PROFILS DE RELEVÉ

100	100	100
200	200	200
300	300	300
400	400	400
500	500	500
600	600	600
700	700	700
800	800	800
900	900	900
1000	1000	1000

0.00	0.00	0.00	0.00
0.01	0.01	0.01	0.01
0.02	0.02	0.02	0.02
0.03	0.03	0.03	0.03
0.04	0.04	0.04	0.04
0.05	0.05	0.05	0.05
0.06	0.06	0.06	0.06
0.07	0.07	0.07	0.07
0.08	0.08	0.08	0.08
0.09	0.09	0.09	0.09
0.10	0.10	0.10	0.10

0.00	0.00	0.00	0.00
0.01	0.01	0.01	0.01
0.02	0.02	0.02	0.02
0.03	0.03	0.03	0.03
0.04	0.04	0.04	0.04
0.05	0.05	0.05	0.05
0.06	0.06	0.06	0.06
0.07	0.07	0.07	0.07
0.08	0.08	0.08	0.08
0.09	0.09	0.09	0.09
0.10	0.10	0.10	0.10



Ecole Nationale Polytechnique D'Alger
 Genie Hydraulique

Etude d'Assainissement de La Ville de
 Bordj El-Kiffan

PLAN des RESEAUX d'ORAGES

Dressé par	M. BERRAOUJ H. M. BELKACEMI B.	PLANCHE N° 4	Echelle: H x L 1:1000 1:1000
Contrôle par	M. BOUKANE M.		Préparation Janvier 83
proposé par	SE. TH. Y. AL.		Date: 23.10.83

Dimensionnement Des Collecteurs Des Eaux Usées
DE BORDJ EL-KIFFAN (Hamzan 2005)

Collecteur	Trançon	N° Des Bassins D'APPORT	Points	Surfaces Des Bassins D'APPORT Ha	densites De Population h/ha	Population basservie	DEBITS FICTIF CONTINUE	DEBIE De Pointe	Longueurs des TRONÇONS	CÔTE				Pente	diametre AMMEDI	Pleine Section		V ₁₀ m/s	H ₂ O ₂ (cm)	v ₁₀ %	Vitesse de L'eau pour les 10 de P ₁₀	Observations			
										TERRAIN		RADIER				Q ₁₀ %	H ₂ %						Q ₂ %	H ₂ %	v ₁₀ %
										Amont	Aval	Amont	Aval												
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	
A-0	1-2	1	1	18,00	38	684	12,66																		
		2	2am	3,60	38	365	0,673																		
		3	42	7,20	38	270	0,507																		
A-4	45-48	4	42am	10,00	38	380	0,703																		
	49-51	5	41	1,5	163	245	0,453	4,7667	325	10,6	8,9	9,15	7,2	0,006	250	43	0,36	0,03	0,06	0,36	15	0,301	0,516	14,0,1	
A-4	52-53	6	41	1,5	163	245	0,453	3,0057	225	18,7	18	17,25	15,9	0,006	200	22	0,36	0,02	0,05	0,02	10	0,019	0,40	1,0,5	
	54-55	7	41	1,5	163	245	0,453	2,463	250	18,3	18	17,4	15,9	0,006	200	22	0,36	0,02	0,05	0,02	10	0,019	0,36		
	56-57	8	41	1,5	163	245	0,453	2,916	14.374																
A-4	49-51	7	41	1,5	163	245	0,453	2,05																	
	52-53	8	41	1,5	163	245	0,453	2,05																	
	54-55	9	41	1,5	163	245	0,453	2,05																	
A-4	56-57	10	41	1,5	163	245	0,453	2,05																	
	58-59	11	41	1,5	163	245	0,453	2,05																	
A-0	60-61	12	41	1,5	163	245	0,453	2,05																	
	62-63	13	41	1,5	163	245	0,453	2,05																	
A-0	64-65	14	41	1,5	163	245	0,453	2,05																	
	66-67	15	41	1,5	163	245	0,453	2,05																	
A-0	68-69	16	41	1,5	163	245	0,453	2,05																	
	70-71	17	41	1,5	163	245	0,453	2,05																	
A-0	72-73	18	41	1,5	163	245	0,453	2,05																	
	74-75	19	41	1,5	163	245	0,453	2,05																	
A-0	76-77	20	41	1,5	163	245	0,453	2,05																	
	78-79	21	41	1,5	163	245	0,453	2,05																	
A-0	80-81	22	41	1,5	163	245	0,453	2,05																	
	82-83	23	41	1,5	163	245	0,453	2,05																	
A-0	84-85	24	41	1,5	163	245	0,453	2,05																	
	86-87	25	41	1,5	163	245	0,453	2,05																	
A-0	88-89	26	41	1,5	163	245	0,453	2,05																	
	90-91	27	41	1,5	163	245	0,453	2,05																	
A-0	92-93	28	41	1,5	163	245	0,453	2,05																	
	94-95	29	41	1,5	163	245	0,453	2,05																	
A-0	96-97	30	41	1,5	163	245	0,453	2,05																	
	98-99	31	41	1,5	163	245	0,453	2,05																	
A-0	100-101	32	41	1,5	163	245	0,453	2,05																	
	102-103	33	41	1,5	163	245	0,453	2,05																	
A-0	104-105	34	41	1,5	163	245	0,453	2,05																	
	106-107	35	41	1,5	163	245	0,453	2,05																	
A-0	108-109	36	41	1,5	163	245	0,453	2,05																	
	110-111	37	41	1,5	163	245	0,453	2,05																	
A-0	112-113	38	41	1,5	163	245	0,453	2,05																	
	114-115	39	41	1,5	163	245	0,453	2,05																	
A-0	116-117	40	41	1,5	163	245	0,453	2,05																	
	118-119	41	41	1,5	163	245	0,453	2,05																	
A-0	120-121	42	41	1,5	163	245	0,453	2,05																	
	122-123	43	41	1,5	163	245	0,453	2,05																	
A-0	124-125	44	41	1,5	163	245	0,453	2,05																	
	126-127	45	41	1,5	163	245	0,453	2,05																	
A-0	128-129	46	41	1,5	163	245	0,453	2,05																	
	130-131	47	41	1,5	163	245	0,453	2,05																	
A-0	132-133	48	41	1,5	163	245	0,453	2,05																	
	134-135	49	41	1,5	163	245	0,453	2,05																	
A-0	136-137	50	41	1,5	163	245	0,453	2,05																	
	138-139	51	41	1,5	163	245	0,453	2,05																	
A-0	140-141	52	41	1,5	163	245	0,453	2,05																	
	142-143	53	41	1,5	163	245	0,453	2,05																	
A-0	144-145	54	41	1,5	163	245	0,453	2,05																	
	146-147	55	41	1,5	163	245	0,453	2,05																	
A-0	148-149	56	41	1,5	163	245	0,453	2,05																	
	150-151	57	41	1,5	163	245	0,453	2,05																	
A-0	152-153	58	41	1,5	163	245	0,453	2,05																	
	154-155	59	41	1,5	163	245	0,453	2,05																	
A-0	156-157	60	41	1,5	163	245	0,453	2,05																	
	158-159	61	41	1,5	163	245	0,453	2,05																	
A-0	160-161	62	41	1,5	163	245	0,453	2,05																	
	162-163	63	41	1,5	163	245	0,453	2,05																	
A-0	164-165	64	41	1,5	163	245																			

