

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ DE BOUIRA



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées
Département De Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

Présenté par :

**BENINAL ABDERAOUF
OUANENNAS AMINE**

En vue de l'obtention du diplôme Master en :

Filière : HYDRAULIQUE
Option : Ressources hydrauliques

Thème :

**ETUDE D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA COMMUNE DE
REBAIA**

W- DE MEDEA.

Devant le jury composé de :

Mr TAIB Lyes

Dr . MERIDJA MADANI

Mr GHERNAOUT Redhouane

MAA

MCB

MCA

Président

Encadreur

Examineur

Année Universitaire 2021/2022

Remerciements

Tout d'abord nous remercions le DIEU tout puissant, de nous avoir donné tout le courage et la patience pour mener ce travail à terme.

Si nous portons l'entière responsabilité des limites et des imperfections de ce mémoire, nous témoignons notre gratitude et notre très grande reconnaissance à l'égard de notre encadreur Professeur MR MERIDJA MADANI, qui a accepté de diriger notre mémoire en manifestant un grand intérêt pour notre travail.

Nous voudrions également remercier tous mes camarades de master 02 RH.

Nous souhaitons adresser tous nos remerciements aux responsables de l'APC, l'ADE, DIRECTION D'HYDRAULIE et l'ONM de MEDEA, qui nous ont apporté leurs aides.

Nous exprimons notre gratitude à toutes les personnes rencontrées lors des recherches que nous avons effectuées et à ceux qui ont accepté de répondre à nos interrogations avec gentillesse.

Nos remerciements vont aux membres du jury pour avoir accepté de juger notre travail.

A tous ceux qui, d'une façon ou d'une autre, nous ont permis d'avancer, qu'ils trouvent ici l'expression de notre profonde reconnaissance.

A tous les enseignants de département d'hydraulique qu'ont faits de leurs mieux pour former les futurs cadres que nous sommes, merci.

A Mr BOURGHAIA TOUFIK le directeur de bureau d'étude hydraulique, wilaya de MEDEA, qui nous a aidés pour mieux compléter ce travail et nous a donné des conseils.

Merci

Dédicaces

Je dédie ce Travail :

A Mes très chers parents à qui je dois tout, je profite de les remercier pour Leur encouragement, leur aide, le soutien qu'ils m'ont apporté et le Sacrifice qu'ils ont fait pour moi, afin d'atteindre mon objectif, ainsi leur éducation qui est la monnaie courante dans ma vie, que Dieu les protège et les entoure de sa bénédiction

A mes Frères A mes deux Sœurs qui seront toujours présents dans ma pensée

A toute ma famille

A ma chère LAMIA qui ma toujours encouragé, je te souhaite plus de succès

A mes chers amis

A mes chers amis de la faculté,

A tous les enseignants de département d'hydraulique qu'ont faits de leurs mieux pour former les futurs cadres que nous sommes, merci.

A tous ceux qui m'aiment et qui me portent dans leurs cœurs.

Merci à vous tous

AMINE

Dédicaces

Je dédie ce Travail :

A mes très chers parents que Dieu les protège

A mes Frères : MOH, SID AHMED, NAZIH

A ma Sœur

A Ma Femme : S

A toute ma famille

A mes chers amis de BOUIRA

Mon binôme et sa famille,

Tous mes amis (es) son exception et Toute les étudiants du
département d'hydraulique en particulier notre promotion.

A tous ceux qui m'aiment et qui me portent dans leurs cœurs

Merci à vous tous.

BENINAL. Abderaouf

Résumé

Ce mémoire est consacré à l'étude et dimensionnement du réseau de distribution en eau potable de la localité REBAIA commune de REBAIA wilaya de MEDEA.

Après avoir recueilli les données du site d'étude, et présenté la zone d'étude, notre étude à débiter par l'évaluation de nombre de la population (consommateurs) à l'horizon 2052 qui c'est affirmer au nombre 11005 habitants. Ensuite l'estimation de la demande en eau potable des consommateurs a permis de calculer un débit de pointe de 215,19 m³/h, à partir duquel le réseau d'alimentation en eau potable a été dimensionné.

L'utilisation du logiciel EPANET a permis de dimensionner les conduites, et les résultats ont montrés que les pressions sont acceptables, qui varient entre 18m et 60m. Pour les vitesses le bilan est convenable et varient entre 0.5 m/s et 1.6m/s. Le choix du matériau de conduites a été au profit du PEHD.

Le dimensionnement du réservoir du stockage à été fait à l'aide de la méthode analytique, les résultats ont permis de déterminer sa capacité de 1000 m³, de forme circulaire de diamètre égale 15 m et de classe semi-enterré.

L'étude technico-économique de l'adduction, a permis de choisir pour le tronçon de refoulement SR-1000 un diamètre de 250 mm.

Pour la station de pompage nous avons opté une seule pompe de type (PM 125/5 C).le choix à été facilitée par l'utilisation d'un catalogue numérique (logiciel CAPRARI) et Une seconde pompe de secours est recommandée afin d'éviter les ruptures de pompage d'eau en cas de panne et de réparation éventuelle.

Mots clés : Alimentation en eau potable, réservoir, adduction, réseau de distribution, pression, pompe, vitesse, REBAIA, MEDEA.

ملخص

تم تكريس هذه الأطروحة لدراسة أبعاد شبكة توزيع مياه الشرب لبلدية الربعية ، ولاية المدية بعد جمع بيانات موقع الدراسة ، وعرض منطقة الدراسة ، نبدأ دراستنا بتقييم عدد السكان (المستهلكين) بحلول عام 2052 وهو ما يؤكد عدد سكانها البالغ 11005 نسمة. لقد جعل تقييم احتياجات المستهلكين من مياه الشرب من الممكن حساب ذروة التدفق 215,19 م³/س ، والتي تم إجراء تحجيم منها لشبكة إمدادات مياه الشرب. يسمح استخدام البرنامج EPANET بأبعاد الأنابيب ، وأظهرت النتائج أن الضغوط مقبولة ، وتتراوح ما بين 18 م و 60 م ، وبالنسبة للسرعات ، يكون التوازن مناسباً ويتراوح بين 0.5 م / ث و 1.6 م / ث. كان اختيار المواد الأنابيب لصالح PEHD تم تغيير حجم خزان التخزين باستخدام الطريقة التحليلية ، حيث أتاحت النتائج تحديد سعته البالغة 1000 متر مكعب ، ذات شكل دائري يبلغ قطره 15 أمتار وفئة شبه مدفونة. سمحت لنا الدراسة الفنية والاقتصادية تو باختيار جذوع احتياطية SR-R1000 بقطر 250 مم بالنسبة لمحطة الضخ اخترنا مضخة واحدة في النوع الموازي (PM 125/5 C) باستخدام البرنامج (logiciel CAPRARI)

الكلمات المفتاحية: إمدادات مياه الشرب ، الخزان ، النقل ، شبكة التوزيع ، الضغط ، السرعة ، الربعية ، المدية .

Abstract

This is devoted to the study and dimensioning of the drinking water distribution network the commune of REBAIA, wilaya of MEDEA.

After having collected the data of the study site, and presented the study area, our study to begin by the evaluation of number of the population (consumers) by 2052 which is to affirm to the number 11005 inhabitants. The assessment of the drinking water needs of the consumers made it possible to calculate the peak 215,15 m³ / h, from which the sizing of the drinking water supply network was made.

The use of the software EPANET allowed dimensioning the pipes, and the results showed that the pressures are acceptable, varying between 18m and 60m. For the speeds the balances is suitable and vary between 0.5m / s and 1.6m / s. The choice of pipe material was in favor of PEHD.

The sizing of the storage tank was done using the analytical method, the results made it possible to determine its capacity of 1000 m³, of circular shape of diameter equal to 15 m and semi-buried class.

The technical-economic study of deduction allowed us to choose for the SR-R1000 back-up trunks of diameter 250 mm.

For the pumping station we have opted for a single type pump (PM 125/5 C) has been facilitated by the use of a digital catalog (CAPRARI software) and A second emergency pump is recommended in order to avoid ruptures pumping water in case of breakdown and repair.

Key words: Drinking water supply, reservoir, conveyance, distribution network, pressure, speed, REBAIA , MEDEA.

S O M M A I R E

INTRODUCTION GENERAL	1
Chapitre 01	1
I PRESENTATION LA ZONE D'ETUDE	3
1.1 INTRODUCTION:	3
1.2 Localisation géographique :	3
1.3 Climatologie :	6
1.4 L'hydrologie :	6
1.5 L'Hydrogéologie :	7
1.6 Géologie :	7
1.6.1 La Quaternaire :	7
1.6.2 Le tertiaire :	8
1.6.2.a Marnes grises (mib) :	8
1.6.2.b Argiles rouges sableuses (mia) :	8
1.6.2.c Marnes brunes (e1b) :	8
1.6.2.d Marnes bleus noires à boules jaunes (e1) :	8
1.6.2.e Calcaires marneux à silles noir (eW.II) :	8
1.6.3 Secondaire :	8
1.6.3.a Argile et marne feuilletées (c8-10) :	8
1.6.3.b Marnes grises et calcaires marneux (c 8-9) :	8
1.6.3.c Ilyseh (c 2-1) :	8
1.6.3.d Trias (T) :	9
1.7 Séismicité :	9
1.8 Géotechnique :	9
1.8.1 La classe favorable ;	9
1.8.2 La classe moyennement favorable ;	9
1.8.3 La classe médiocre à défavorable :	10
1.9 Conclusion :	10
Chapitre 02	12
II LES BESOINS EN EAU DE L'AGGLOMERATION	13
11.1 INTRODUCTION:	13
11.2 Evolution démographique :	13
11.2.1 Répartition de la population résidente de la commune de REBAIA :	13
11.2.2 Estimation de la population du chef-lieu à l'horizon d'étude:	14
11.3 Catégories des besoins :	15
11.4 Estimation des besoins :	15
11.4.1 Choix de la norme unitaire de la consommation :	15
11.4.2 Besoins journaliers moyens :	16
11.4.3 Besoins domestiques :	16
11.4.4 Besoins publics :	17
11.4.5 Besoins scolaires :	18
11.4.6 Besoin commerciaux :	18
11.4.7 Besoins d'arrosage :	18
11.5 Récapitulation de la bossions en eau des équipements :	18
11.6 Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale :	19
Remarque :	19
11.7 CARACTERISTIQUE DE LA CONSOMMATION EN EAU :	19
11.7.1 Etude des variations des débits :	19
11.7.2 Calcul des consommations journalières maximales :	19
11.7.2.a Coefficient d'irrégularité journalière minimale :	20

II.7.2.b	Coefficient d'irrégularité horaire :	20
II.7.3	Calcul du débit de pointe :	21
II.8	Calcul de la consommation horaire par la méthode graphique :	22
II.9	Conclusion :	26
Chapitre 03		27
III	:DIAGNOSTIQUE ET RECOMMANDATION DU SYSTEME ACTUEL D'AEP	28
III.1	INTRODUCTION :	28
III.2	DESCRIPTIF DE LA STRUCTURE D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE :	28
III.3	Les ressources :	28
	Evolution de la Production en eaux de barrage :	28
III.3.1	Eaux de surface (Barrage d'OUED R'HOUB) :	29
III.3.2	Les puits :	29
III.3.3	La Station de Traitement :	31
III.3.4	La Station de Pompage KRIMA:	31
III.3.4.a	Caractéristique de la Station de Pompage :	31
III.3.5	Diagnostic des ouvrages de stockage :	31
III.3.5.a	Réservoir 200 m ³ :	31
III.3.5.b	Réservoir 100 m ³ :	31
III.3.5.c	Réservoir 50 m ³ :	32
III.4	REPRESENTATION DES RESEAUX :	32
III.4.1	L'ADDUCTION :	32
III.4.2	LE RESEAU DE DISTRUBUTION :	33
III.4.3	AUTRES PIECES :	34
III.5	Sondage du système d'alimentation en eau actuel :	34
III.6	MODE DE DISTRIBUTION D'EAU :	36
III.6.1	PLANNING DE DISTRIBUTION :	36
III.6.2	BILANS HYDRAULIQUE :	36
III.7	Conclusion :	36
Chapitre 04		37
IV	DIMENSIONNEMENT DU RESEAU.	38
IV.1	INTRODUCTION :	38
IV.2	CALCUL HYDRAULIQUE DU RESEAU ACTUEL :	38
IV.2.1	Calcul des débits:	38
IV.2.2	Calcul des débits en route :	39
IV.2.3	Détermination des débits nodaux:	39
IV.3	Calcul des débits donnés par le réservoir R 1000 :	44
IV.4	Vérification de la vitesse dans le réseau :	44
IV.5	Choix des conduites de distribution :	44
IV.6	PRESENTATION DU LOGICIEL EPANET :	46
IV.7	Simulation du réseau hydraulique :	47
IV.7.1	Interprétations des résultats :	54
IV.8	CALCUL DU RESEAU A L'HEURE DE POINTE + INCENDIE :	54
IV.8.1	Vérification de la condition d'incendie :	54
IV.9	Equipement du réseau de distribution :	59
IV.9.1	- Type de canalisation :	59
IV.9.2	- Appareils et accessoires du réseau :	60
	- Robinets vannes :	60
	- Bouches ou poteau d'incendie :	60
	- Clapets :	60
	- Ventouses :	60
	- Robinets de vidange :	60
	- Bouche d'arrosage : Ce sont des bouches situées aux alentours des jardins.	60

IV.9.3	- pièces spéciales de raccord :	60
IV.10	Conclusion :	61
Chapitre 05		62
V	LES RESERVOIRS	63
V.1	INTRODUCTION :	63
V.2	Rôle des réservoirs :	63
V.3	Emplacement des réservoirs :	63
V.4	Principe de fonctionnement :	64
V.4.1	Fonctions techniques d'un réservoir :	64
V.4.2	Fonctions économiques d'un réservoir :	64
V.5	Classifications des réservoirs :	64
V.6	Choix du type de réservoir :	65
V.7	Détermination de la capacité :	65
V.8	Diamètre du réservoir :	67
V.9	Équipements du réservoir :	67
V.10	Conclusion :	69
Chapitre 06		70
VI	-ETUDE D'ADDUCTION :	78
VI.1	-INTRODUCTION :	78
VI.2	Quelques notions simples sur l'adduction :	78
VI.2.1	Choix du tracé	78
VI.2.2	Profil d'une adduction :	78
VI.2.3	La ligne piézométrique	78
VI.2.4	L'air dans la tuyauterie :	79
VI.3	Théorie de l'étude technico-économique :	79
VI.4	Calcul du diamètre économique :	80
VI.4.1	Calcul de la vitesse :	80
VI.4.2	Calcul des pertes de charge :	80
VI.4.2.a	Pertes de charge linéaire	80
VI.4.2.b	Pertes de charge singulière :	81
VI.4.2.c	Les pertes de charge totale :	81
VI.5	Détermination de la hauteur manométrique :	82
VI.6	Détermination de la puissance :	82
VI.7	Energie consommée par la pompe :	82
VI.8	Frais d'exploitation :	82
VI.9	Frais d'amortissement :	82
VI.10	Bilan économique :	83
VI.11	Calcul de l'adduction :	83
VI.11.1	Conduite de refoulement entre la station et le réservoir R1000 :	83
VI.11.2	Calcul du diamètre du Tronçon SP – R 1000 :	84
VI.12	Conclusion :	87
Chapitre 07		88
VII	-Choix de la pompe	89
VII.1	INTRODUCTION :	89
VII.2	Types de pompes :	89
VII.2.1	Pompes volumétriques :	89
VII.2.2	Pompes centrifuges :	89
VII.3	Principe de fonctionnement d'une pompe centrifuge :	89
VII.3.1	Amorçage des pompes centrifuges :	91
VII.3.2	Commande automatique des pompes centrifuges :	91

VII.3.2.a	Commande par ligne pilote :	91
VII.3.2.b	Commande sans ligne pilote :	91
VII.4	- Paramètres hydrauliques des pompes :	92
VII.5	Couplage des pompes :	92
VII.5.1	Pompes en série :	92
VII.5.2	Pompe en parallèle :	93
VII.6	.Caractéristique de la pompe :	94
VII.6.1	Recherche du point de fonctionnement désiré :	94
VII.6.2	Choix des pompes :	95
VII.7	Caractéristique de conduite :	95
VII.8	Etude de la cavitation :	96
VII.9	Etude et choix des pompes :	97
VII.9.1	Élévation de la station de pompage KRIMA vers le réservoir R1000 :	97
VII.9.2	Choix de la pompe :	98
VII.10	Etude de la cavitation :	100
VII.10.1	Calcul de la pression à la cote d'aspiration :	100
VII.11	Conclusion :	101
Chapitre 08		102
VIII	PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER	103
VIII.1	INTRODUCTION :	103
VIII.2	Interprétation physique du coup de bélier :	103
VIII.3	Moyen de protection contre le coup de bélier :	104
VIII.4	Etude du coup de bélier :	104
VIII.4.1	Célérité des ondes :	104
VIII.4.2	les caractéristiques de la conduite de refoulement de la ville de REBAIA :	105
VIII.5	Réservoir d'air :	106
VIII.5.1	Dimensionnement du réservoir d'air :	106
VIII.6	Conclusion :	107
Chapitre 09		108
IX	ORGANISATION DE CHANTIER	109
IX.1	INTRODUCTION :	109
IX.2	Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :	109
IX.3	Excavation des tranchées :	109
IX.3.1	La profondeur H_{tr} :	110
IX.3.2	Largueur de la tranchée :	110
IX.4	Choix de l'excavateur et le précède d'excavation :	110
IX.5	Rendement d'exploitation de la pelle choisie :	113
IX.6	Aménagement du lit de pose des conduites :	113
IX.6.1	Pose des conduites :	114
IX.6.2	Epreuve de joint et de la canalisation :	114
IX.6.3	Remblaiement de la tranchée :	114
IX.7	Conclusion :	114
Conclusion Générale		115

Liste des figures

Figure I-1-La commune de REBAIA	4
Figure I-2- Ville de REBAIA.	5
Figure I-4 La ville de REBAIA	11
Figure II-1 Répartition de la population	14
Figure II-2 Evolution Démographique de la commune de REBAIA	15
Figure II-3 Graphe représente le besoin en eau de la commune de REBAIA	17
Figure II-4 Graphique de consommation pour les habitants.	25
Figure II-5 Courbe cumulée	25
Figure II-6 Variation de débit maximum journalier.	25
Figure III-1 Un barrage de 10 m de hauteur au-dessus du lit mène à une retenue de 900 000 m ³ à 75 % de vieillissement.	34
Figure III-2 Reservoir d'eau brut.....	34
Figure III-4 Vanne de Station de traitement.	34
Figure III-3 Chamber de vanne 01.....	35
Figure III-5 -Une station de traitement mono bloc, de 10 l/s de capacité, à proximité de barrage R'HOUB.....	35
Figure III-6 Bâche d'eau 50 m ³ de la station de pompage SP KRIMA. Manque mur de clôture..	35
Figure IV-1 tuyaux PEHD	45
Figure IV-2 Barre d'outils d'Epanet	46
Figure IV-3 Schéma descriptif de la distribution (1 000M ³)	47
Figure IV-4 Variation de la vitesse et la pression dans le réseau R1000 (cas de pointe)	53
Figure IV-5 Variation de la vitesse et la pression dans le réseau R 1000 (a l'heur de pointe +incendie):	59
Figure V-1 montre les différents équipements d'un réservoir	68
Figure VI-1 L'emplacement préférable des ventouses	79
Figure VI-2 variation des frais totaux en fonction diamètre Tronçon SP-R1000.....	85
Figure VI-3 Synoptique des conduits d'adduction.	86
Figure VII-1 Classification des pompes	90
Figure VII-2 Constitution d'une pompe centrifuge	90
Figure VII-3 Couplage de deux pompes identiques en série.....	92
Figure VII-4 Couplage de deux pompes différentes en série.	93
Figure VII-5 Couplage de deux pompes identiques en parallèle.....	93
Figure VII-6 Couplage de deux pompes différentes en parallèle.....	94
Figure VII-7 Principe de détermination du point de fonctionnement dans une conduite.....	95
Figure VII-8 Calcul du NPSH disponible pour une pompe en charge	97
Figure VII-9 Calcul du NPSH disponible pour une pompe en dépression.....	97
Figure VII-10 Le point de fonctionnement de la pompe	100
D'après la figure (VII-11), le point de fonctionnement de la pompe coïncide avec le point désiré, par conséquent, cette pompe ne nécessite aucune modification.....	100
Figure VIII-1 Réservoir d'air.....	106
Figure IX-1 Pelle mécanique	111

Liste des tableaux

Tableau I-1 Précipitation annuelles	6
Tableau II-1 Répartition de la population.....	13
Tableau II-2 Population à l'horizon d'étude.....	14
Tableau II-3 Normes unitaires de la consommation.....	16
Tableau II-4 Besoins en eau en question des différents horizons:.....	16
Tableau II-5 détermination des besoins publics.	17
Tableau II-6 Détermination des besoins scolaires.....	18
Tableau II-7 Détermination des besoins commerciaux:	18
Tableau II-8 Détermination des besoins d'arrosage:.....	18
Tableau II-9 Récapitulation de la bossions en eau des équipements:.....	18
Tableau II-10 Récapitulation de la bossions en eau moyenne totale:.....	19
Tableau II-11 Besoins maximums en question des différents horizons:	20
Tableau II-12 Les valeurs de β en fonction de la population:	21
Tableau II-13 Réparation des débits horaires en fonction du nombre d'habitants	23
Tableau II-14 variation des débits horaires	24
Tableau III-1 Description du réseau d'adduction :	32
Tableau III-2 Répartition linéaire du réseau d'adduction par nature de matériau :	33
Tableau III-3 Etat du réseau de distribution	33
Tableau IV-1 Détermination de débit spécifique.....	39
Tableau IV-2 détermination des débits aux nœuds (R1000):	40
Tableau IV-3 État des nœuds du réseau R 1000 après la simulation:	48
Tableau IV-4 État des Arcs du Réseau R01 après la simulation:	50
Tableau IV-5 État des nœuds du réseau R 1 000 après la simulation (à l'heure de pointe + incendie):	54
Tableau IV-6 État des Arcs du Réseau R01 après la simulation (a l'heure de pointe + incendie) :	56
Tableau V-1 Détermination de la capacité du reservoir	66
Tableau VI-1 Frais d'amortissement, tronçon SP-(R1000) :	84
Tableau VI-2 Frais d'exploitation, tronçon SP-(R1000) :	84
Tableau VI-3 Frais totaux (bilan) tronçon SP-(R1000) :	84
Tableau VII-1 Résultats de calcul pour la courbe caractéristique de la conduite de refoulement:	98
Tableau VII-2 Caractéristiques de la pompe donnée par CAPRARI:	99
Tableau IX-1 calcul du volume a excaver :	112
Tableau IX-2 Capacité du godet en fonction du volume de terrassement.....	112

Liste Des Symboles

A : L` Amortissement annule ;
Bl : Bilan (DA) ;
Cr : la cote plein de réservoir (m) ;
Cp : la cote de l`axe de la pompe (m) ;
D : diamètre (mm) ;
Dint : diamètre intérieure(m) ;
Dext : diamètre extérieur(m) ;
E : Energie consommée par la pompe (kWh) ;
E : Epaisseur de la conduite (mm) ;
è : Prix unitaire du kWh (DA) ;
Fam : Frais d`amortissement (DA) ;
Fexp : frais d`exploitation (DA) ;
g : Accélération de la pesanteur ($g= 9.81\text{m/s}^2$) ;
Hinc : Hauteur de la réserve d`incendie dans le réservoir (m) ;
Hg : Hauteur géométrique en (m) ;
Hmt : Hauteur manométrique (m) ;
h : la hauteur de réservoir (m) ;
i : Taux d`annuité ($i=8\%$) ;
 ΔH_r : perte de charge au refoulement (m) ;
 ΔH_t : perte de charge totale (m) ;
 ΔH_l : perte de charge linéaire (m) ;
 ΔH_s : Perte de charge singulière(m) ;
K : Rugosité absolue ;
 K_{maxj} : coefficient de variation journalière maximale ;
 K_{minj} : coefficient de variation journalière minimale ;
 $K_{max h}$: coefficient de variation maximale horaire ;
L : Longueur de la conduite (m) ;
 L_i : Longueur du tronçon concerné (m) ;
N : Nombre d`habitants ;
n : Nombre d`année séparant de référence et l`horizon de calcul ;
PA : Pression d`arrivée d`eau au réservoir (m) ;
 P_a : puissance absorbée par la pompe (kW) ;
 P_u : Prix unitaire de la conduite (DA/ml);

$P_{max\%}$: Résidu maximale dans le réservoir (%) ;
 $P\%$: Pourcentage de variation maximale (%) ;
 PEHD : Polyéthylène haute densité ;
 Q : débit véhiculé dans la conduite (m³/s) ;
 Q_p : débit de pointe (m³/s) ;
 Q_r : débit de route (l/s) ;
 Q_{ci} : Débit concentré au nœud « i » en (L /s) ;
 Q_{ni} : Débit au nœud « i » en (l /s) ;
 Q_{sp} : Débit spécifique (l/s/ml) ;
 $Q_{max\ h}$: Débit maximum horaire (m³/h) ;
 $Q_{max\ j}$: Débit maximum journalière (m³ /j) ;
 $Q_{moy\ j}$: Débit moyenne (m³ /j) ;
 $Q_{moy\ j\ maj}$: Débit moyenne journalière (m³ /J) ;
 Re : Nombre de REYNOLDS ;
 t : temps de pompage par jour en (heur) , dans notre cas $t=8h$;
 T : Durée d'utilisation de la conduite ($t = 30ans$) ;
 T : Température de l'eau (C°) ;
 T : taux d'accroissement moyen annuel de la population ;
 V : vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s) ;
 V_{total} : Volume totale du réservoir (m³) ;
 $V_{incendie}$: Volume de réservoir d'incendie ($V_{incendie} = 120\ m^3$) ;
 α_{max} : Coefficient dépendant du niveau de vie et du confort , il varie de 1.1 et 1.3 ;
 β_{max} : Coefficient dépendant du nombre d'habitant ;
 λ : coefficient de perte de charge linéaire ;
 ν : Viscosité cinématique de l' eau ;
 η :Rendement de pompe en (%) ;

Introduction
Générale

INTRODUCTION GENERAL

L'eau est un élément essentiel de la vie humaine, que ce soit pour la santé et la survie de base, ou pour la production alimentaire et l'activité économique. Cependant, nous savons maintenant que plus d'un milliard de personnes n'ont pas accès à une eau propre et de base et que plus de 2 milliards n'ont pas accès à un assainissement, ce qui entraîne des maladies d'origine hydrique. Beaucoup pensent que la reconnaissance de l'eau comme un droit humain dans les forums internationaux est l'étape la plus importante pour relever le défi de fournir aux gens cet élément essentiel de la vie.

Et pour cette raison, le gouvernement algérien, représenté par le ministère des ressources en eau, vise à rendre l'eau potable accessible à tous les citoyens sans discrimination, avec un plan équilibré pour un même objectif de recherche et la réalisation de plusieurs projets. Selon le relief, l'eau potable doit être acheminée vers des points de collecte par aspiration, drainage, gravité ou brassage. Toute planification supplémentaire doit étudier les options d'itinéraire les plus techniques et les plus économiques. Dans notre projet, nous nous intéressons davantage à la recherche technique, et dans certains cas privilégions la recherche économique.

L'état du système actuel n'assure ni la qualité ni la quantité d'eau demandées à cause du manque des ressources et le développement démographique important de la Commune de REBAIA, pour cela il faut créer un nouveau réseau pour couvrir le manque d'eau, par un branchement (piquage) à partir d'une conduite qui relie le barrage de K. ACERDUN de BOUIRA avec les réseaux de la nouvelle ville de BOUGUEZOUL, qui transporte des grands débits avec des hautes charges.

Pour cela nous diviserons notre travail par des chapitres contenant les étapes d'analyser, estimer et calculer les différents paramètres de réalisation du projet qui assure une bonne alimentation en eau pour cette région.

Le premier chapitre fera l'objet d'étude de connaissance de la zone d'étude du côté géologique, hydraulique et démographique, pour bien orienter nos calculs et chiffres, puis nous passerons, dans le second chapitre à estimer et évaluer les besoins en eau pour les différentes utilisations journalières dans la région d'étude.

Le troisième chapitre sera consacré au diagnostic et recommandation du système actuel d'AEP pour vérifier l'état du système de distribution en eau de la ville de REBAIA et la détermination de leur défaillance.

Passant par ces données nous calculerons, dans le quatrième chapitre les dimensions des conduites et les paramètres hydrauliques, les vitesses, les pressions, les pertes de charge la HMT de chaque pompe dans le système d'alimentation.

Pour assurer la bonne distribution, nous allons passer, dans le cinquième chapitre aux calculs des ouvrages de reprise et de stockage, en vérifiant l'état et les capacités des ouvrages existants.

L'étude technico-économique de l'adduction dans le sixième chapitre , a permis de choisir pour le tronçon de refoulement SR-1000 un diamètre de 250 mm.

Dans le septième chapitre nous allons effectuer le choix des pompes selon les résultats obtenus.

Enfin nous discuterons et estimerons les étapes de réalisation, le délai de réalisation pour le projet, les conditions du travail, et la protection du système.

Chapitre 01

I PRESENTATION LA ZONE D'ETUDE

I.1 INTRODUCTION :

La commune de REBAIA a une superficie de 15 432 hectares et est située dans la *wilaya* de MEDEA, à 60 km de *chef-lieu de la wilaya* et à 36 km de son *chef-lieu de Daïra de BERROUGHIA*.

I.2 Localisation géographique :

La commune est bordée au sud par les communes de Souagui de Sidi Ziane et Ain Boucif, traversées par une route unique d'importance régionale, C.W 64 laissant C.W 20 nord et RN 60 sud. Elle est limitée par :

- ✓ La commune d'Ouled Deid au Nord-Ouest ;
- ✓ La commune de Souagui au Nord-est ;
- ✓ La commune d'Ain Boucif au sud ;
- ✓ La commune de Tlatat des Douairs à l'Ouest ;
- ✓ La commune de Sidi Ziane à l'Est.

Les coordonnées Lambert ou se situé notre site d'étude sont :

X= 531 à 550

Y= 296 à 310

Situé à plus 800 mètres d'altitude sur le versant de l'Atlas Tellien.

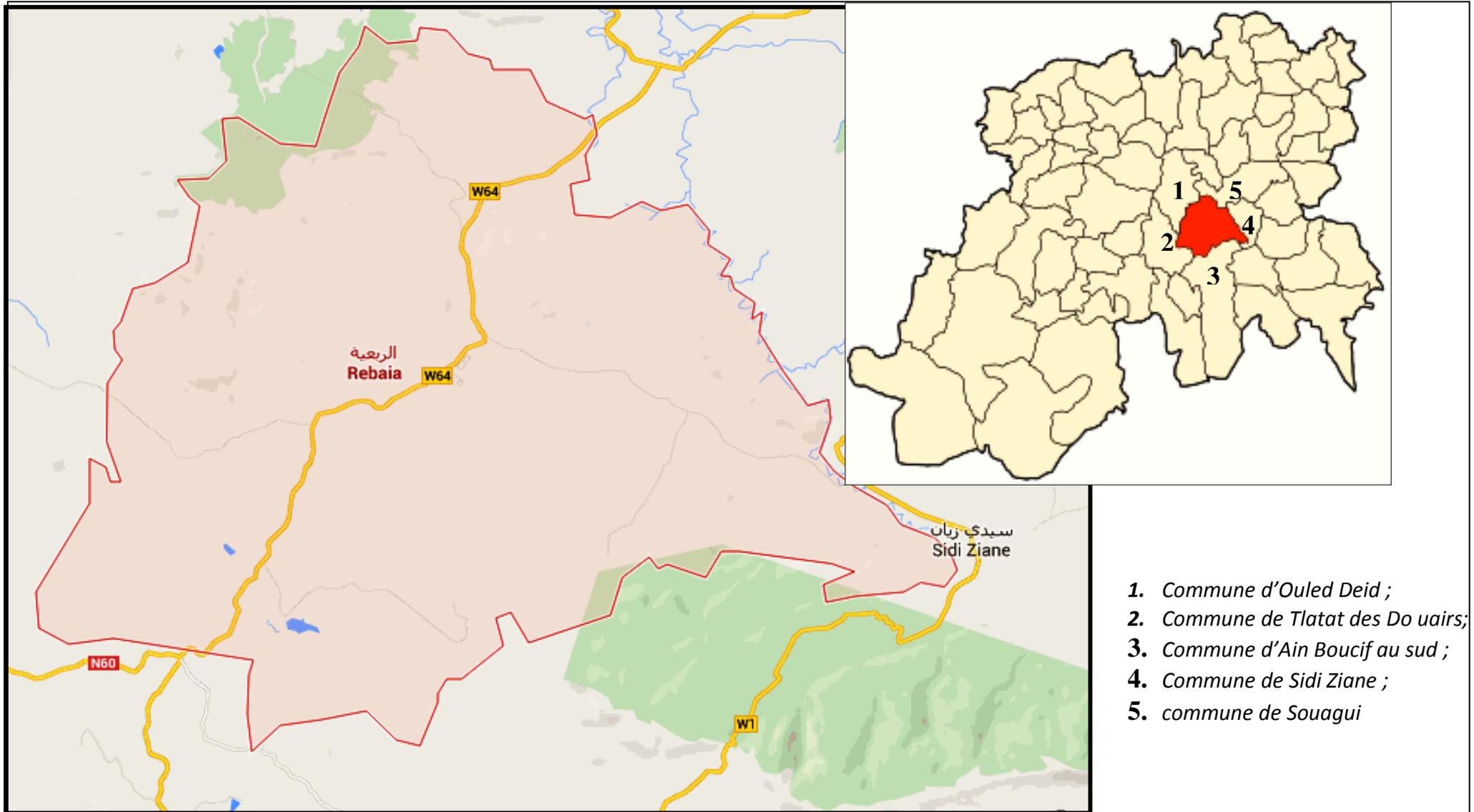


Figure I-1-La cmmune de REBAIA

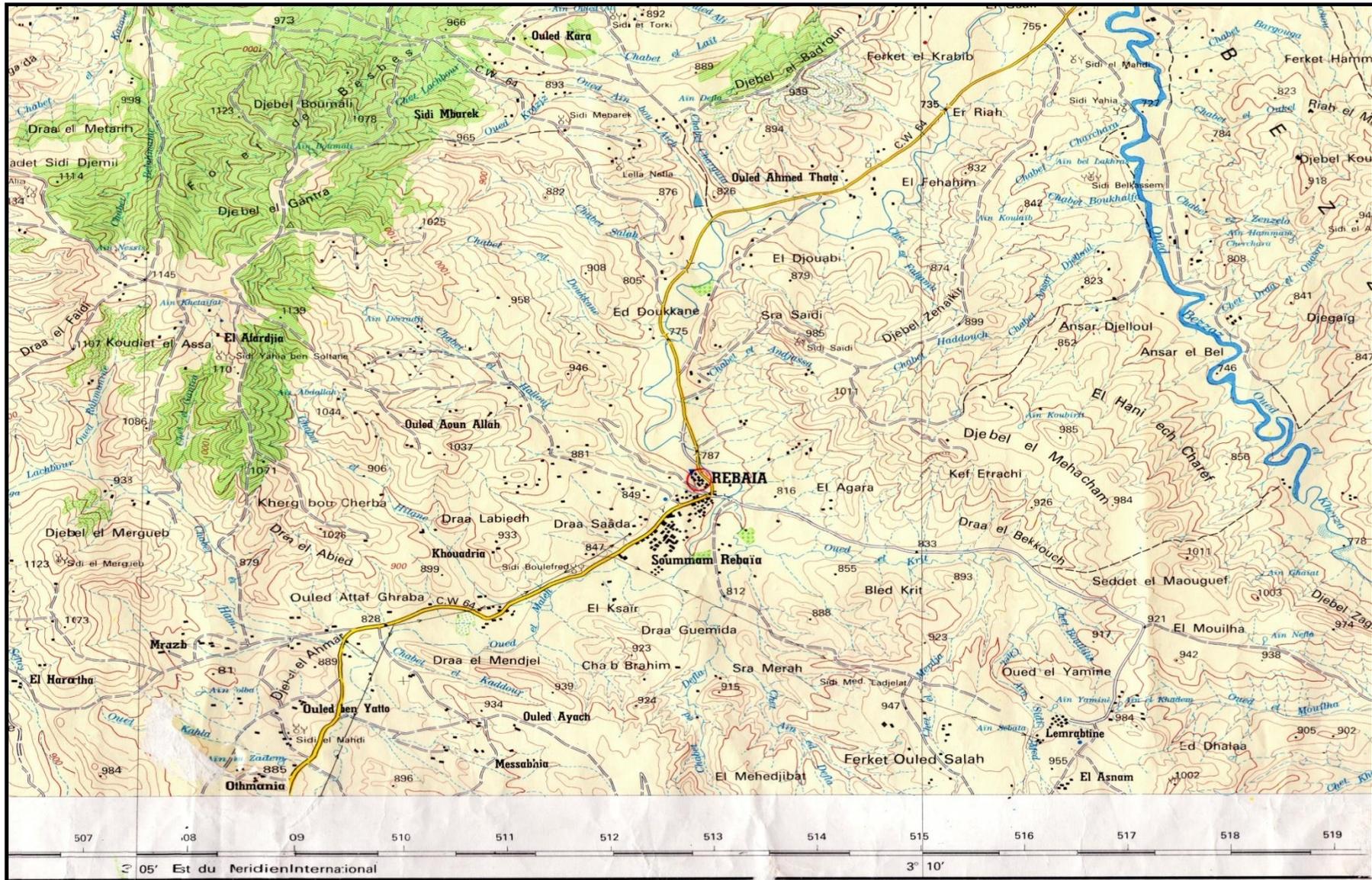


Figure I-2- Ville de REBAIA.

I.3 Climatologie :

Le climat de la région est continental subhumide avec 500 à 600 mm de précipitations annuelles, tombant principalement en hiver, et le reste de l'année est influencé par le climat saharien, mais les extrêmes sont modérés par les altitudes plus élevées. Dans toute la région : 800-1100m 550 mm/an répartis en 74 jours/an La température maximale en juillet est de 34,2°C, et les températures minimales sont de 0.6°C en janvier.

Le Gelé dure pendant tout l'hiver, alors que la neige tombe en moyenne de 12 jours par an.

Tableau I-1 Précipitation annuelles

MOIS	Janv	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc
Pluie	97	60	51	45	43	19	05	08	37	30	72	83
Nb/J	10	07	08	06	06	05	02	03	05	05	09	09

550 mm/an répartis en 74 jours/an

Les températures maximales sont de 34.2°C en juillet, et les températures minimales sont de 0.6°C en janvier.

I.4 L'hydrologie :

La commune de REBAIA possède deux importantes rivières, l'Oued EL MALLAH qui coule en son milieu et l'Oued Khrerza qui s'étend vers l'Est. De nombreux chaabats, formant un grand drain poilu depuis les hauts plateaux, se jettent dans le canal El Mallah, qui à son tour se divise dans le oued Isser. Le réseau est hiérarchisé . A noter que l'eau du oued El MALLAH a une forte salinité, ce qui crée des problèmes pour l'irrigation des terres agricoles avec des rendements moyens.

I.5 L'Hydrogéologie :

Les formations géologiques les plus privilégiées pour le stockage des eaux souterraines sont le faciès gréseux oligocène (OB) et les formations argileuses miocènes. Le premier s'étend au sud-est de la commune et le second s'étend au nord-ouest de la commune. Parfois, un faible isolement du massif provoque l'émergence de sources de résurrection alignées le long de l'accident, il y en a 85. Il reste le chef-lieu reste de REBAIA. La nappe phréatique qui est incluse dans les alluvions récentes mais qui a un faible potentiel. Deux puits sont utilisés pour alimenter l'AEP la commune. En raison des réserves limitées de l'aquifère, la commune pompe une heure par jour. La source d'Ein Malouf a été utilisée pour augmenter cette tendance, mais le déficit existe toujours.

I.6 Géologie :

La géologie de la commune de REBAIA, est de type secondaire, tertiaire avec un recouvrement quaternaire, correspondant à l'Atlas Tellien ou s'individualisent certaines montagnes de Bibans.

La stratigraphie se lit du faciès le plus récent au plus ancien.

I.6.1 La Quaternaire :

Les alluvions récentes (a2) occupent les fonds des Oueds EL MALLAH et Kherza, ce sont des alluvions torrentielles formées de terre hétérogènes, de graviers et de cailloux.

Notons qu'au Sud-Ouest du site, ce faciès occupe une grande surface à Bled Taia.

Les alluvions anciennes (q) :

Sont des terrasses caillouteuses à éléments grossières. Surélevées de plus de 50m au-dessus du lit mineur des oueds, ou se trouve parfois sous la forme d'îlots situés à diverses altitudes.

Les éboulis (A) occupent une superficie importante, au Nord-Ouest de la commune, ou ils dessinent une sorte de mains.

Ce sont des gros blocs de calcaires ou de grès emballés dans les argiles.

Certains indices de solifluctions peuvent apparaître sur les versants pentus.

I.6.2 Le tertiaire :

I.6.2.a Marnes grises (mib) :

Ce sont des marnes d'origine marine, entre occupée de blocs de gré calcaireux, situé au Nord, et Nord-Ouest de la commune.

I.6.2.b Argiles rouges sableuses (mia) :

C'est une formation d'une grande épaisseur d'origine continentale ou les argiles rouges alternent avec les lits de cailloutis ; elle se trouve en contrebas des éboulis, (grés) (OB) dit (de BOGHURI) occupent la région Sud-est de la commune, d'une manière presque uniforme, c'est une série épaisse : degrés grossières à huitres et de grés fines.

I.6.2.c Marnes brunes (e1b) :

A lit calcaires marneux jaunâtres, apparait sous formes de lentille à la limite Sud-Ouest, et près de DRAADJADIDA au sud de la commune.

I.6.2.d Marnes bleues noires à boules jaunes (e1) :

Calcairifère, se situé au Nord de l'oued Kourit près de la rive orientale de l'oued El Mallah.

I.6.2.e Calcaires marneux à silles noir (eW.II) :

Se présente sous forme d'une bande, longeant à l'Est le facies de marnes bleu-noir (e1).

I.6.3 Secondaire :

I.6.3.a Argile et marne feuilletées (c8-10) :

Elles possèdent des lits de calcaires, noirs et des lits minces de microgrès.

Nous avons sur le site deux grandes étendues l'une à la limite Nord-est à l'Est de l'oued Kherza, et une autre longeant la limite Sud-ouest, pénétrant à l'intérieur de la commune, selon une direction Sud-ouest-Nord-est.

I.6.3.b Marnes grises et calcaires marneux (c 8-9) :

Ce facies affleure au Nord de notre site.

I.6.3.c Hysch (c 2-1) :

Lambeau unique à Draa Djadida et Mont El Kherrouba au sud de la commune.

I.6.3.d Trias (T) :

Il jalonne les contacts anormaux sous forme de masse de gypse blanc, d'argile bariolée, de bloc de doloris et de cargneules.

I.7 Séismicité :

L'activité sismique dans la zone REBAIA est moyenne, des secousses d'intensité IV à IX oscille sur l'échelle de Mercalli, ont été enregistré dans un rayon de 60 km sans provoquer de dégâts au niveau communal, cependant les règles de sécurité parasismique, doivent être suivies au niveau des ouvrages importants.

I.8 Géotechnique :

L'étude des trois paramètres majeurs : les pentes, la géologie, et l'hydrogéologie, grâce au croisement de ces derniers, peut aboutir à un zonage géotechnique qui laisse émerger des plages de terrain avec leurs caractéristiques.

Nous avons pu déterminer quatre classes :

- Une classe favorable ;
- une classe moyenne ;
- une classe à, propriété variable ;
- une classe médiocre à défavorable.

I.8.1 La classe favorable ;

Elle comprend les conglomérats et les grès (mia) pour la pente de 0 à 15%, les marnes et les grès de l'oligocène (OB) pour les pentes de 0 à 10%, les terrasses caillouteuses (q) et les marnes calcaires (2 IV-II).

Les terrains favorables se situent surtout au Nord-Ouest, et au Sud de l'agglomération de REBAIA, l'assise de fondation possède de bonnes caractéristiques mécaniques et géotechniques. Les grès, les cailloutis et les marnes calcaires offrent de bonnes possibilités de se fonder sur un substratum sain, à faible profondeur et à faible coût.

I.8.2 La classe moyennement favorable ;

Elle comprend :

- les alluvions récentes pour les terrains situés en dehors du périmètre du lit de l'oued ;

- les marnes calcaires (c8-10) pour les pentes de 0 à 15% ;
- Les marnes et grés (OB) pour les terrains supérieurs à 15%.

Ce sont des terrains à potentiel moyen. Des précautions doivent être prises pour les alluvions récentes qui sont constituées par des remous sableux plus ou moins argileux, car on constate la présence de gypse (étude CEM-LNTPB) qui pourrait causer des désordres en relations avec des circulations d'eau dans le voisinage immédiat des fondations.

I.8.3 La classe médiocre à défavorable :

Comprend les terrains qui ont de mauvaise caractéristique géotechnique, des terrains pentus, les zones de faibles, les instructions volcaniques du trias et les fonds d'oueds.

Les facies sont :

- ✓ Les alluvions récentes limoneuses de fond d'oued surtout l'oued El Mallah ;
- ✓ Les massifs élevés à près de 1000 m ;
- ✓ Les argiles et les marnes pour les pentes supérieures à 15% ;
- ✓ Les roches métamorphiques et volcaniques.

I.9 Conclusion :

L'étude du site et sa présentation dans le premier chapitre ont permis de recueillir toutes les données de la zone d'étude pouvant conduire à la conception de ce projet, à savoir la situation géographique, administrative, climatologique, géologique, sismique.



Figure I-3 La ville de REBAIA

Chapitre 02

II LES BESOINS EN EAU DE L'AGGLOMERATION

II.1 INTRODUCTION :

Pour calculer la demande en eau d'une agglomération, il est nécessaire de fixer les normes de consommations unitaires, qui doivent rester valables tant que les critères qui ont contribué à l'établissement de ces normes restent inchangés.

En règle générale, les normes objectives résultent de l'adéquation des critères sociopolitiques et socio-économique procèdent à la fois de :

- ✓ La volonté politique des pouvoirs publics qui fixent pour chaque période de planification les objectifs qualitatifs et quantitatifs du secteur de l'alimentation en eau potable.
- ✓ Des ressources en eau susceptibles d'être mobilisés pour satisfaire les besoins en eau domestiques (qualité et quantité) ...etc.

Pour l'essentiel, on peut dire que l'évaluation des besoins en eau d'alimentation postule la satisfaction d'un niveau sanitaire générale en étroite une relation et dépendance avec le développement socio-économique du pays.

II.2 Evolution démographique :

Le calcul du nombre de la population s'inspire pré recensement de 2008.

Pour estimer le nombre de la population, on utilise la formule de la croissance géométrique :

II.2.1 Répartition de la population résidente de la commune de REBAIA :

Le recensement 2008 d'après l'APC de REBAIA

Tableau II-1 Répartition de la population

Agglomération	Nombre d'habitant actuel
Chef-Lieu	3 095
Zone Eparses	2 251
Total	5 346

(Source : PDAU2016)

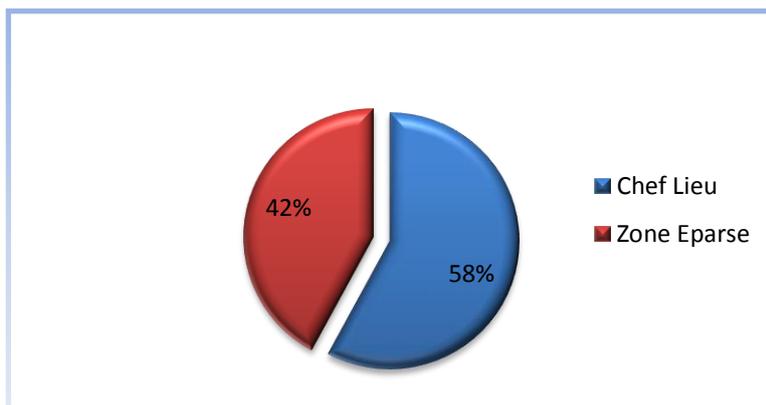


Figure II-1 Répartition de la population

II.2.2 Estimation de la population du chef-lieu à l'horizon d'étude :

La formule de l'estimation de la population est suivante :

$$P = P_0 \cdot (1+X)^t \quad \dots\dots\dots (II.01)$$

Où:

P : Population à l'horizon d'étude.

Po: Population de base (2008).

X : (taux d'accroissement = 1,45 %.(Source : APC REBAIA)

t : Nombre d'années de différence entre l'année de référence et

L'année considérée.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

HORIZON	Recensement 2008	Actuel 2022	Court terme 2027	Horizon 2032	Moyen terme 2037	Horizon 2047	Long terme 2052
Taux d'accroissement (%)		1,45	1,50	1,80	1,80	1,80	1,80
Chef-Lieu	3095	3786	4079	4459	4875	5827	6371
Zone Eparses	2251	2754	2966	3243	3546	4238	4634
Total	5346	6540	7045	7702	8421	10066	11005

Tableau II-2 Population à l'horizon d'étude

Les schémas suivants représentent l'Evolution Démographique :

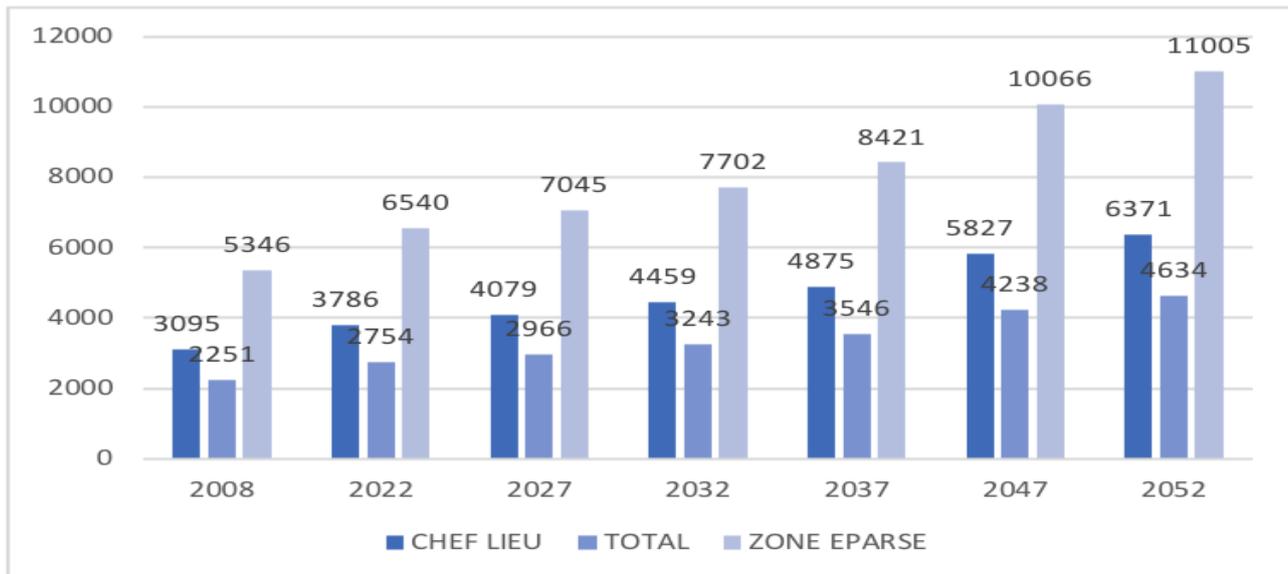


Figure II-2 Evolution Démographique de la commune de REBAIA

II.3 Catégories des besoins :

Vu l'urbanisation, le niveau de vie et le confort que tend à connaître la ville rebaia, il est nécessaire de se pencher sur différentes catégories de besoins telle que :

- 1- Besoins domestiques ;
- 2- Besoins sanitaires ;
- 3- Besoins scolaires ;
- 4- Besoins commerciaux ;
- 5- Besoins socioculturels et sportifs ;
- 6- Besoins publics ;
- 7- Besoins d'arrosages.

II.4 Estimation des besoins :

Bien que certains pays disposent de réglementations visant à définir les besoins en eau potable, la quantification rigoureuse de ces besoins repose généralement sur des statistiques. Pour bien dimensionner la canalisation on doit d'abord bien estimer la quantité d'eau a consommée à l'horizon d'étude. Cette procédure permet d'éviter le surdimensionnement ou le sous dimensionnement d'une canalisation.

II.4.1 Choix de la norme unitaire de la consommation :

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation d'une agglomération est généralement évaluée en litre par habitant et par 24 heures, par carré de surface de végétaux, par mètre cube, par tonne de productivité, par tête d'animal, par véhicule... etc.

Cette quantité d'eau s'appelle la norme de consommation c'est à dire la norme moyenne journalière de la consommation en litre par jour et par usager qui dépend de certains critères dont les principaux sont :

- ✓ Le niveau de vie de la population ;
- ✓ Le nombre d'habitants ;
- ✓ Le développement urbain de la ville ;
- ✓ Ressources existantes.

Cette norme est fixée à 200 l/j/hab.à long terme et répartie comme suit :

Tableau II-3 Normes unitaires de la consommation

Destination	Norme unitaire [l/j/hab.]
Boisson	3 à 5
Cuisine	4 à 5
Lavabo	8 à 12
Douche	20 à 30
Blanchissage sur place	15 à 20
Baignoire	100 à 150
Ménage	3 à 8
Arrosage privé	30 à 40

II.4.2 Besoins journaliers moyens :

Les calculs se basent sur la fixation impérative des normes pour chaque horizon. Le débit moyen journalier au cours de l'année est :

$$Q_{moy,j}=(q*N)/1000 \dots\dots\dots (II.02)$$

Avec :

$Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière [m³/j].

N: Nombre de consommation [hab.].

q: Norme moyenne journalière de la consommation [l/j/hab].

II.4.3 Besoins domestiques :

Pour le calcul des besoins on a opté à une dotation de 200 l/j/hab.

Tableau II-4 Besoins en eau en question des différents horizons:

HORIZON		Recensement 2008	Actuel 2022	Court terme 2027	Horizon 2032	Moyen terme 2037	Horizon 2047	Long terme 2052
Dotation (l/hab/j)		150			200			
Débit moyj(m³/j)	Chef-Lieu	464.25	567.91	815.74	891.84	975.05	1165.48	1274.22
	Zone Eparse	337.65	413.04	593.29	648.64	709.16	847.66	926.74
	Total	801.90	980.95	1409.02	1540.48	1684.21	2013.14	2200.96

Le schéma c'est-après représente le besoin en eau de la commune de **REBAIA**.

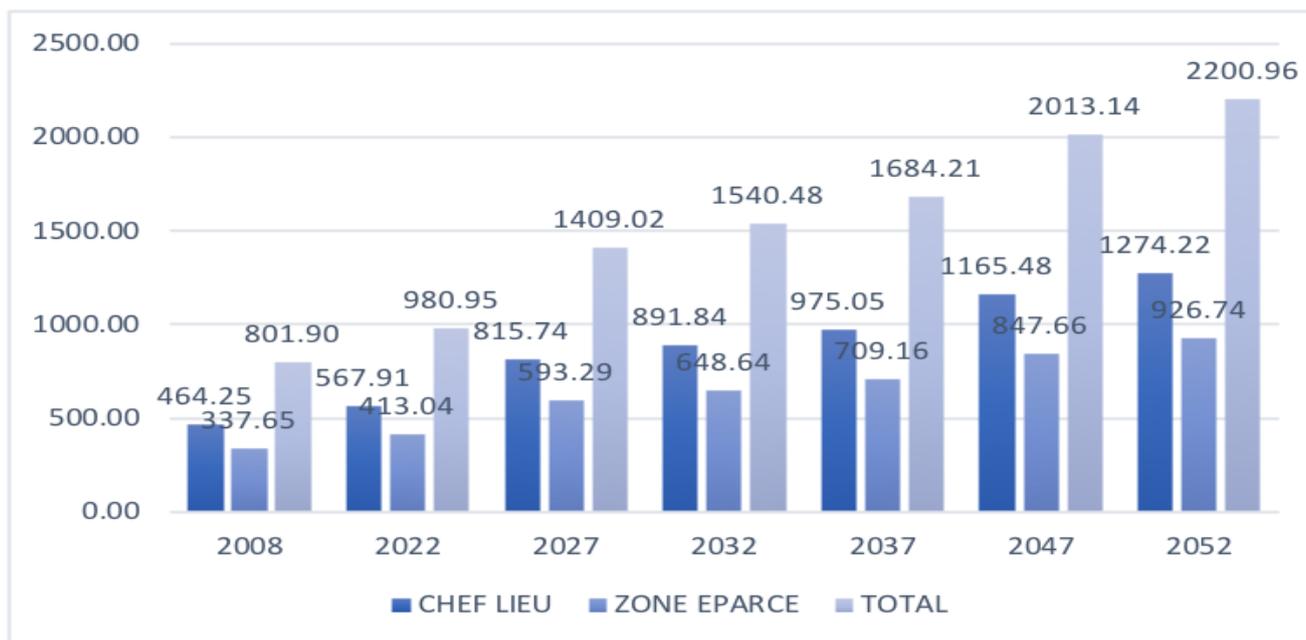


Figure II-3 Graphe représente le besoin en eau de la commune de REBAIA

II.4.4 Besoins publics :

Le tableau suivant, nous montre les besoins en eau administratifs.

Tableau II-5 détermination des besoins publics.

Nature de l'établissement	Surface [m2]	Dotation [l/j/m2]	Consommation moyenne journalière [m3/j]
Centre de santé	700	5	3.5
Salle de soins (ZE)	350	5	1.75
A.P.C	700	5	3.5
Gendarmerie	4300	5	21.5
2*Mosquées	1000 fidèles	10	10
Ecole coranique	100 élèves	20	2
Bibliothèque	250	5	1.25
P.T.T	85	5	0.425
Salle polyvalente	215	5	1.075
Centre culturel	620	5	3.1
Stade communal	12 750	5	63.75
Garde communal	1 680	5	8.4
Total			120.25

II.4.5 Besoins scolaires :

Le tableau ci-dessous, illustre les besoins scolaires en eau potable :

Tableau II-6 Détermination des besoins scolaires

Nature de l'établissement	Nombre d'élèves	Dotation l/j/élève	Consommation moyenne journalière [m3/j]
Ecoles	300	30	9
Ecoles	300	30	9
CEM	500	30	15
Total			33

II.4.6 Besoin commerciaux :

Tableau II-7 Détermination des besoins commerciaux:

Nature de l'établissement	Nombre d'unité	Dotation L/j/unité	Consommation moyenne journalière [m3/j]
Centre commerciale	240	6	1.44
20 LOCOUT	1000	6	6
Commerce privé	1000	6	6
Marche hebdomadaire	1000	6	6
Total			19.44

II.4.7 Besoins d'arrosage :

Tableau II-8 Détermination des besoins d'arrosage:

Nature de l'établissement	Superficie (m2)	Dotation L/j/unité	Consommation moyenne journalière [m3/j]
Rues	10000	5	50
Jardin public	2000	5	10
Total			60

II.5 Récapitulation de la bossions en eau des équipements :

Tableau II-9 Récapitulation de la bossions en eau des équipements:

Type de besoins	Consommation moyenne journalière [m3/j]
publics	120.25
Scolaires	33
Commerciaux	19.44
arrosage	60

Total	232.69
--------------	---------------

II.6 Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale :

Après avoir étudié les besoins en eau en détail, dressons un tableau récapitulatif afin de pouvoir calculer le débit total requis pour desservir la localité à l'horizon d'étude.

Tableau II-10 Récapitulation de la bossions en eau moyenne totale:

Type de besoins	Consommation moyenne journalière [m3/j]	
	Actuel 2022	Long Terme 2052
Domestiques	980.95	2200.96
Equipement	232.69	232.69
Total	1213.64	2433.65

Remarque :

Il a été conclu que la consommation journalière max actuelle (1507.92 m3 / j) est supérieure au débit du barrage (600 m3 / j), de sorte que de nouvelles sources d'eau doivent être trouvées. Pour pallier ce manque, la Direction des Ressources en Eau a lancé une adduction à partir du système K-ACERDONE.

II.7 CARACTERISTIQUE DE LA CONSOMMATION EN EAU :

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous nécessite une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur (agent, élève, lit,...).

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population,). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à l'autre.

II.7.1 Etude des variations des débits :

En raison de l'irrégularité dans la consommation et en tenant compte des fuites qui peuvent avoir lieu, le débit exigé par les consommateurs sera déterminé en affectant au débit moyen journalier un coefficient qui tient compte des pertes et des saisons. Ce dernier représente le coefficient d'irrégularité de la consommation journalière définie comme étant le rapport entre la consommation maximale journalière [Q_{max,j}] et la consommation moyenne journalière [Q_{moy,j}].

$$K_{\max,j} = Q_{\max,j} / Q_{\text{moy}} \dots\dots\dots (II.03)$$

II.7.2 Calcul des consommations journalières maximales :

Le débit maximum journalier est :

$$Q_{\max.j} = Q_{\text{moy.j}} K_j \dots\dots\dots (II.04)$$

K_j : coefficient d'irrégularité journalière.

Tel que :

$K_j = 1.1 \div 1.3$ [besoins domestiques].

$K_j = 1.0$ [autres besoins].

Tableau II-11 Besoins maximums en question des différents horizons:

Nature des Consommations	Débit moyen Journalier $Q_{\text{moy.s}}$ [m3/j]		Coefficient d'irrégularité [Kj]	Débit maximum Journalier $Q_{\text{max.j}}$ [m3/j]	
	Actuel 2022	Long Terme 2052		Actuel 2022	Long Terme 2052
Domestiques	980.95	2200.96	1.3	1275.23	2861.25
Equipement	232.69	232.69	1	232.69	232.69
Total	1213.64	2433.65	/	1507.92	3093.94

II.7.2.a Coefficient d'irrégularité journalière minimale :

Ce coefficient est défini comme étant le rapport entre la consommation journalière minimale et la consommation moyenne journalière, nous permet de déterminer le débit minimum journalier en envisageant une sous consommation en fonction de l'importance de l'agglomération variant entre 0.7 et 0.9.

Donc, on a : $K_{\min.j} = Q_{\min.j} / Q_{\text{moy.j}} \dots\dots\dots (II.05)$

II.7.2.b Coefficient d'irrégularité horaire :

Le débit moyen subit non seulement des variations journalières ou saisonnières mais aussi des variations horaires :

$$Q_{\text{moy,h}} = Q_{\text{max,j}}/24 \dots\dots\dots (II.06)$$

Avec ;

$Q_{\text{moy,h}}$: débit moyen horaire [m3/h].

✓ Le coefficient d'irrégularité horaire maximale est donné par :

$$K_{\text{max,h}} = \alpha_{\text{max}} \cdot \beta_{\text{max}} \dots\dots\dots (II.07)$$

✓ Le coefficient d'irrégularité horaire minimale est donné par :

$$K_{\text{min,h}} = \alpha_{\text{min}} \cdot \beta_{\text{min}} \dots\dots\dots (II.08)$$

Avec ;

α : Coefficient qui dépend du niveau des confort des conditions locales et du niveau de développement.

$\alpha_{\text{max}} = 1.2 \div 1.4$; on prend $\alpha_{\text{max}} = 1.3$

$\alpha_{\text{mn}} = 0.4 \div 0.6$; on prend $\alpha_{\text{mn}} = 0.5$

β : Coefficient qui dépend du nombre d'habitants [population].

Tableau II-12 Les valeurs de β en fonction de la population:

Nbre d'habitants	1000	1500	2000	10000	20000	50000
β_{max}	2	1.8	1.5	1.3	1.2	1.15
β_{min}	0.1	0.1	0.1	0.4	0.5	0.6

D'après le nombre de la population de REBAIA les valeurs de β_{max} et β_{min} Correspondants sont :

$$(20\ 000-10\ 000) \Leftrightarrow (1.2-1.3) \text{ et } (20\ 000 -11005) \Leftrightarrow (1.2-(1.3-x)) \Rightarrow \beta_{max} = 1.29$$

$$(20\ 000-10\ 000) \Leftrightarrow (0.5-0.4) \text{ et } (20\ 000 -11005) \Leftrightarrow (0.5-(0.4+x)) \Rightarrow \beta_{min} = 0.41$$

Donc : $K_{max,h} = 1.3 \times 1.29 = 1.67$

$K_{min,h} = 0.5 \times 0.41 = 0.2$

Doc :

$$K_{max,h} = 1,67$$

ET

$$K_{min,h} = 0,2$$

II.7.3 Calcul du débit de pointe :

En raison des variations journalière et horaire, il y a lieu d'appliquer au débit moyen un coefficient de majoration à fin d'obtenir le plus fort débit instantané que l'on peut avoir dans une conduite.

Donc, le coefficient de pointe sera égal au produit des deux coefficients journalier et horaire.

$$K_p = K_{maxj} * K_{maxh} \dots\dots\dots (II.09)$$

Avec ;

- K_p : Coefficient de pointe.
- K_j : Coefficient d'irrégularité journalière
- K_h : Coefficient d'irrégularité horaire.

*** Pour l'agglomération, on a :**

$K_p = 1.3 \times 1.67 K_p = 2.17$

On a :

$$Q_p = Q_{moy.j} * K_p \dots\dots\dots (II.10)$$

Avec :

Q_p : débit de pointe.

$Q_{moy.j}$: débit moyen journalier.

Donc :

Actuel 2022 : $Q_p = 980.95 \times 2.17 + 232.69 \times 1.67$

Long Terme 2052 : $Q_p = 2200.96 \times 2.17 + 232.69 \times 1.67$

$$Q_p = 2\,517.25 \text{ M3/j} = 104.88 \text{ M3/h} \quad \text{pour 2022}$$

$$Q_p = 5\,164.67 \text{ M3/j} = 215.19 \text{ M3/h} \quad \text{pour 2052}$$

II.8 Calcul de la consommation horaire par la méthode graphique :

Les conduites devront pouvoir transiter les eaux à plus fort débit instantané, l'heure de pointe est l'heure pour laquelle la consommation est maximale.

Le débit horaire demandé pour chaque groupe de consommation est :

$$Q_{Max/h} = P\% * Q_{moy .j} / 100 \quad \dots\dots\dots (II.11)$$

Avec ;

Q_h : Débit horaire nécessaire [m3/j]

P% : pourcentage horaire.

Tableau II-13 Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

Heure	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	Plus de 100000	Agglomération rurale
0-1	1	1,5	3	3,35	0,75
01-02	1	1,5	3,2	3,25	0,75
02-03	1	1,5	2,5	3,3	1
03-04	1	1,5	2,6	3,2	1
04-05	2	2,5	3,5	3,25	2
05-06	3	3,5	4,1	3,4	5,5
06-07	5	4,5	4,5	3,85	5,5
07-08	6,5	5,5	4,9	4,45	5,5
08-09	6,5	6,25	4,9	5,2	3,5
09-10	5,5	6,25	5,6	4,05	3,5
10-11	4,5	6,25	4,8	4,85	6
11-12	5,5	6,25	4,7	4,6	8,5
12-13	7	5	4,4	4,6	8,5
13-14	7	5	4,1	4,55	6
14-15	5,5	5,5	4,2	4,75	5
15-16	4,5	6	4,4	4,7	5
16-17	5	6	4,3	4,65	3,5
17-18	6,5	5,5	4,1	4,35	3,5
18-19	6,5	5	4,5	4,4	6
19-20	5	4,5	4,5	4,3	6
20-21	4,5	4	4,5	4,3	6
21-22	3	3	4,8	4,2	3
22-23	2	2	4,6	3,75	3
23-24	1	1,5	3,3	3,7	1

Remarque :

Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération.

Pour notre cas nous choisissons la répartition variant de 10000 à 50 000 hab.

Tableau II-14 variation des débits horaires

Heures (h)	Consommation total Q max. m ³ /J			Courbe de la consommation Cumulée (intégrale)		
	%	2022	2052	%	2022	2052
		M ³ /h	M ³ /h		M ³ /h	M ³ /h
0-1	1,5	22.62	46.409	1.5	22.619	46.409
1-2	1,5	22.62	46.409	3	45.238	92.818
2-3	1,5	22.62	46.409	4.5	67.856	139.227
3-4	1,5	22.62	46.409	6	90.475	185.636
4-5	2,5	37.70	77.349	8.5	128.173	262.985
5-6	3,5	52.78	108.288	12	180.950	371.273
6-7	4,5	67.86	139.227	16.5	248.807	510.500
7-8	5,5	82.94	170.167	22	331.742	680.667
8-9	6,25	94.25	193.371	28.25	425.987	874.038
9-10	6,25	94.25	193.371	34.5	520.232	1067.409
10-11	6,25	94.25	193.371	40.75	614.477	1260.781
11-12	6,25	94.25	193.371	47	708.722	1454.152
12-13	5	75.40	154.697	52	784.118	1608.849
13-14	5	75.40	154.697	57	859.514	1763.546
14-15	5,5	82.94	170.167	62.5	942.450	1933.713
15-16	6	90.48	185.636	68.5	1032.925	2119.349
16-17	6	90.48	185.636	74.5	1123.400	2304.985
17-18	5,5	82.94	170.167	80	1206.336	2475.152
18-19	5	75.40	154.697	85	1281.732	2629.849
19-20	4,5	67.86	139.227	89.5	1349.588	2769.076
20-21	4	60.32	123.758	93.5	1409.905	2892.834
21-22	3	45.24	92.818	96.5	1455.143	2985.652
22-23	2	30.16	61.879	98.5	1485.301	3047.531
23-24	1,5	22.62	46.409	100	1507.920	3093.94
total	100	1507.92	3093.940			

Remarque : on remarque que les résultats théoriques et les résultat graphique sont très proche

Donc : Le débit de pointe horaire Q_{maxh} pour la commune de REBAIA est de 215.19m³/h et survient entre 08h et midi.

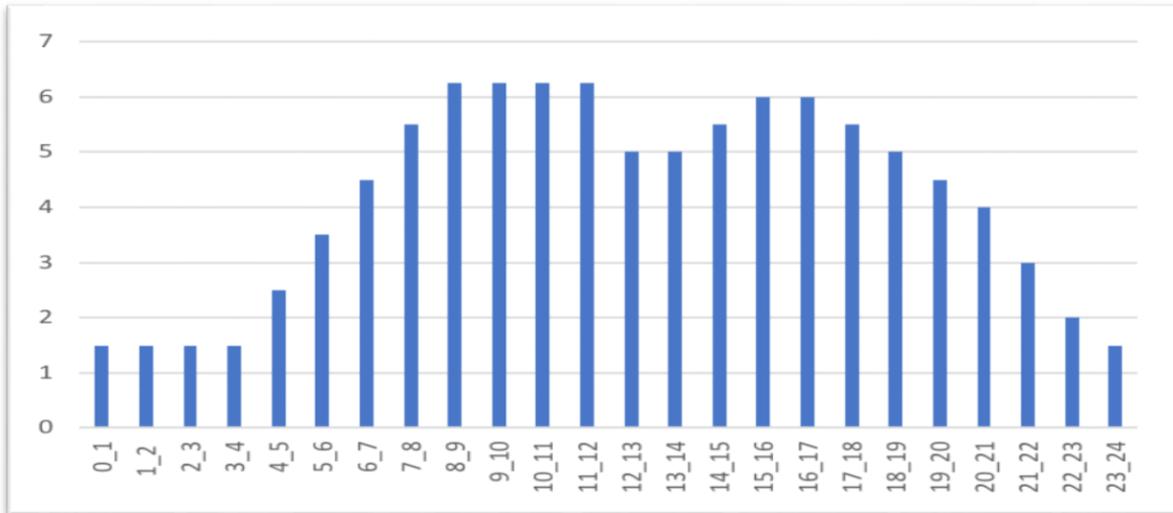


Figure II-4 Graphique de consommation pour les habitants.

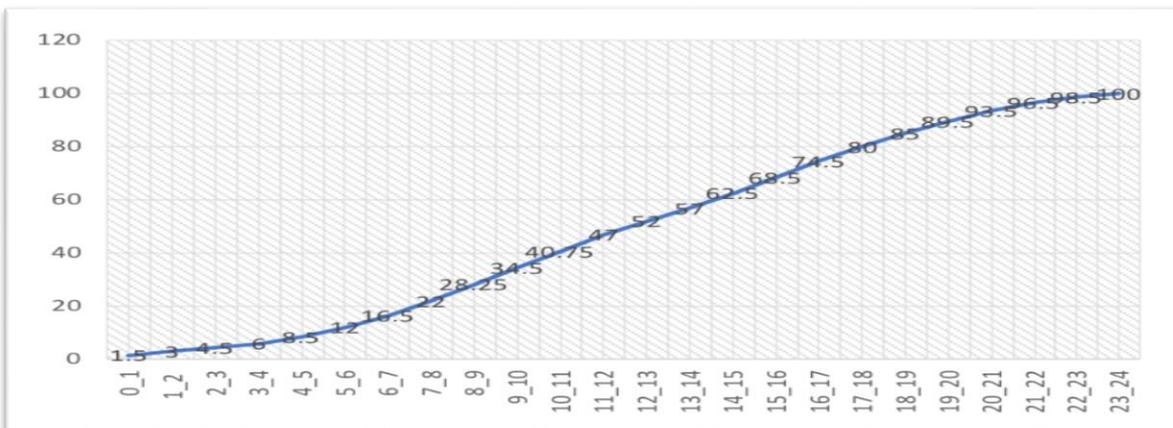


Figure II-5 Courbe cumulée

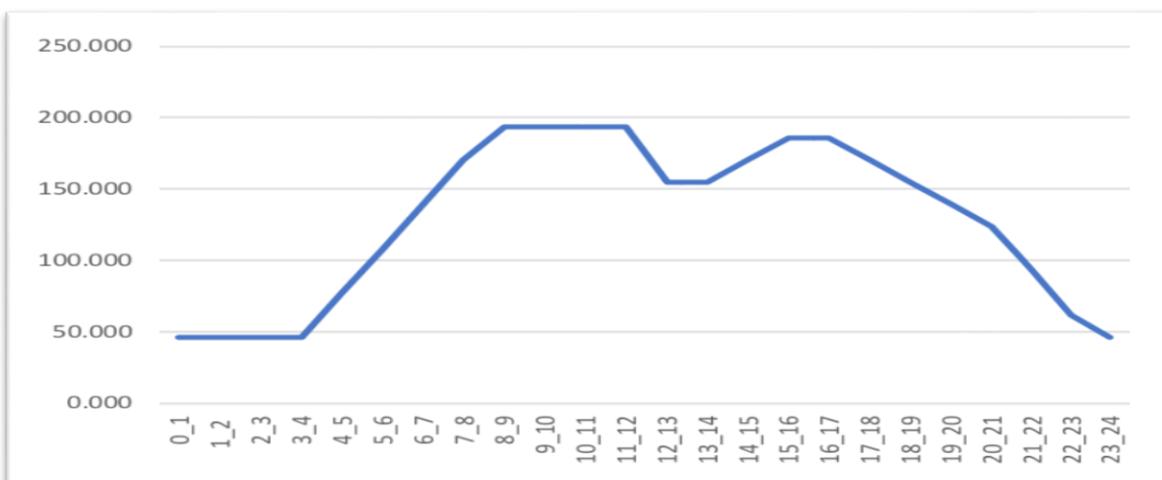


Figure II-6 Variation de débit maximum journalier.

II.9 Conclusion :

L'objectif de ce chapitre est d'estimer la croissance démographique et les besoins en eau potable de la zone d'étude à l'horizon 2052.

Selon les calculs, les besoins en eau sont estimés 215.19 m³/h qui est égal à 59.775 l/s.

On constate que les ressources existantes ne peuvent pas satisfaire la totalité des besoins en eau potable de la commune à l'horizon 2052, donc pour combler ce déficit on projette une nouvelle adduction à partir de système K-ACERDONE.

Chapitre 03

III : DIAGNOSTIQUE ET RECOMMANDATION DU SYSTEME ACTUEL D’AEP

III.1 INTRODUCTION :

Le but de ce diagnostic est de vérifier l'état du système de distribution d'eau dans la commune de REBAIA et d'identifier sa défaillance. Le système d'alimentation d'eau est principalement composé des prises d'eau par la station de traitement qui exploite le barrage de OUEDR'HOUB et d'anciens puits actuellement abandonnés. La demande est régulée par des stations de pompage et des réservoirs qui alimentent tous les abonnés au réseau de distribution.

III.2 DESCRIPTIF DE LA STRUCTURE D’ALIMENTATION EN EAU POTABLE :

A partir de l'étude de la commune REBAIA sur l'approvisionnement en eau potable alimenté du système Koudiet-Accerdoune, réalisé en 2015, Il est recommandé de vérifier l'état du système pour une gestion durable du réseau de distribution (AEP). Actuellement, la commune de REBAIA est principalement alimentée par les ressources en eau de surface. Les eaux souterraines ne représentent qu'un faible pourcentage des autres ressources de surface.

Par conséquent, le système d'adduction en eau potable de la commune de REBAIA se compose actuellement de quatre parties importantes :

- ✓ **Adduction à partir des puits abandonnés.**
- ✓ **Adduction principale pour alimenter la ville de REBAIA à partir de barrage d’OUED R’HOUB.**
- ✓ **Adduction secondaire pour alimenter des zones éparses.**
- ✓ **Adduction à partir de système K-ACERDONE en cour de lancement.**

III.3 Les ressources :

Les investigations menées auprès des services compétents, ont permis de recenser les ressources en eau existantes suivantes :

Evolution de la Production en eaux de barrage :

VOLUMES DES EAUX	M3/mois	M3/j
Station de traitement (Barrage d’OUED R’HOUB)	18 000	600

(Source : ADE Berrouaghia)

On constate que les ressources en eau de surface représentent le produit total (100%).

III.3.1 Eaux de surface (Barrage d'OUED R'HOUB) :

La ville de REBAIA est actuellement alimentée par le barrage OUED R'HOUB, situé du côté sud-ouest de la commune. Ce dernier alimente gravitairement la station de traitement qui a son tour refoule ses eaux dans la conduite d'adduction vers la station de pompage SP KRIMA qui refoule vers les réservoirs de stockages, trois (03) réservoirs de capacité 200,100 et 50 m³.

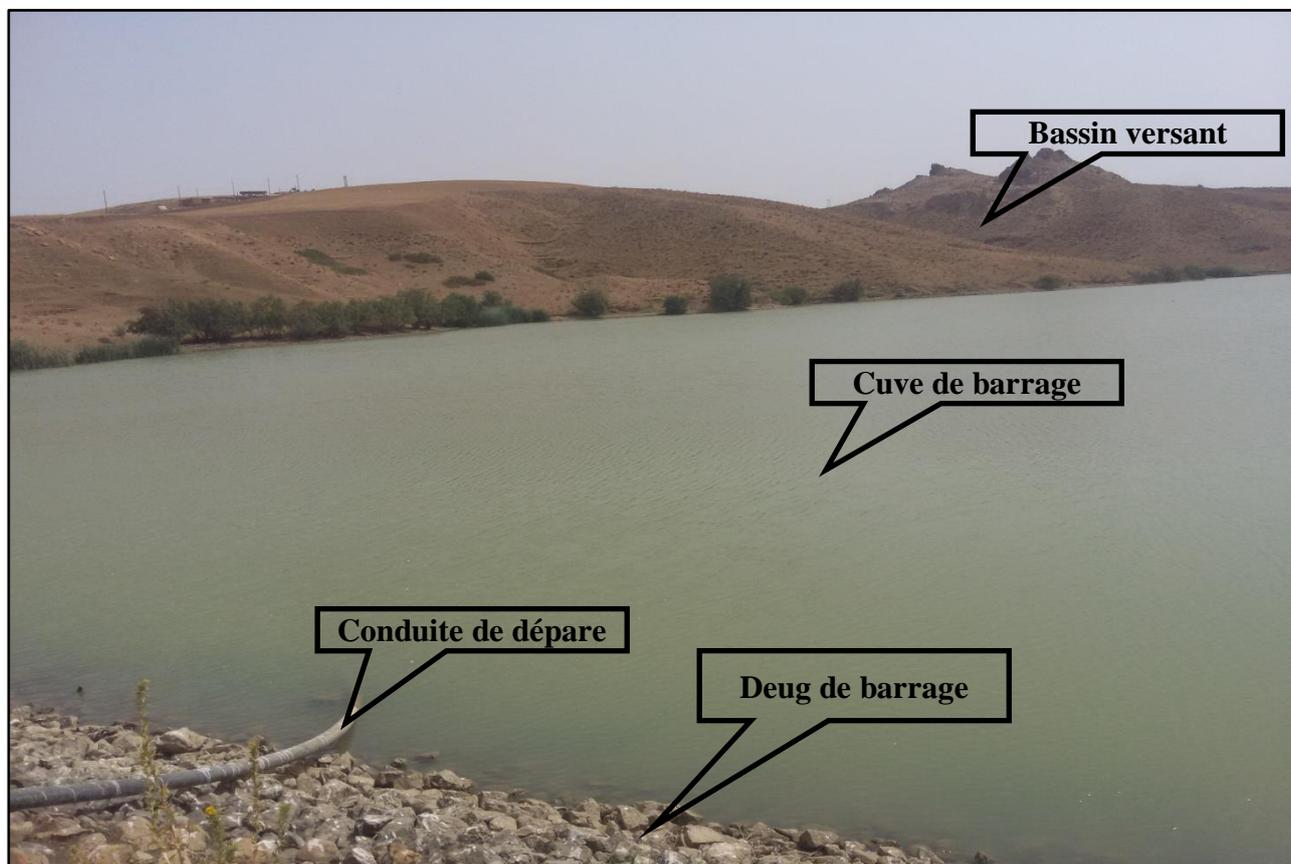


Figure N° III-01-: Barrage Oued R'HOUB.

III.3.2 Les puits :

Les caractéristiques de ces puits sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau N°III-01-: Les caractéristiques des puits.

Puits	Coordonne (Km)		Remarque	Recommandation
P1	X=512.760	Y=3987.778	Eau salée. Débite faible et Abandonné.	-
P2	X=512.836	Y=3987.546	Les équipements sont en mauvais état. Débit faible et Abandonné.	Entretenu et réhabilité.
P3	X=512.766	Y=3897.498	Sécher bien et Abandonné. Mauvais état.	Non exploité.

Donc le débit d'exploitation de ces puits est : nul. Tous les puits sont inexploités



Puits N°01 :Ce puits est en mauvais état.



Puits N°02 :Les équipements sont en mauvais état. Débit faible et Abandonné.

III.3.3 La Station de Traitement :

Situé à l'aval du Barrage d'Oued R'HOUB de REBAIA, à 08 km de chef-lieu de la commune, en coordonnées géographiques (508549, 3981481, 720), il alimente la commune.

III.3.4 La Station de Pompage KRIMA :

Situé au bord de la chemine de wilaya CW64 REBAIA, a 3.2 km de chef-lieu de la commune, en coordonnées géographiques (5093.400, 3985.822,759), elle alimente les réservoirs de stockage.

III.3.4.a Caractéristique de la Station de Pompage :

Débit	10l/s
Transfert annuel moyen	...m3/an
Longueur de conduite	4,46 km
Diamètre de la conduite	160 mm
Nombre total de pompes	2(1 de service, 1 de secours)
Hauteur pratique de refoulement (variable selon les débits)	81 m(Hg)

III.3.5 Diagnostic des ouvrages de stockage :

Le stockage de l'eau potable de la ville de REBAIA est assuré par trois (03) réservoirs semi enterré cités comme suite :

Réservoir	Coordonne (Km)		Alti Z en m NGA	Remarque
	LatitdX	LongtdY		
R200	855.916	3987.397	856	Manque mur de clôture
R100	840.472	3987.410	824	Des branchements Elicite
R50	5835.686	3897.444	805	

Tous les réservoirs circulaires semi enterrée à parois latérales en béton armé.

III.3.5.a Réservoir 200 m³ :

Assure la distribution en eau potable de la zone haute de REBAIA et le quartier EL-KTIFAT, il est équipé des conduites suivantes :

- ✓ Conduite d'arrivée de DN110 en PEHD.
- ✓ Conduite de distribution de DN110 en PEHD.
- ✓ Conduite de trop plein de DN150 en acier.
- ✓ Conduite de vidange de DN150 en acier.

III.3.5.b Réservoir 100 m³ :

Assure la distribution en eau potable de la zone centre-ville de REBAIA et le quartier EL-ESSANA OUBAR, il est équipé des conduites suivantes :

- ✓ Conduite d'arrivée de DN160 en PEHD.
- ✓ Conduite de distribution de DN160 en PEHD.
- ✓ Conduite de trop plein de DN150 en acier.
- ✓ Conduite de vidange de DN150 en acier.

III.3.5.c Réservoir 50 m³ :

Assure la distribution en eau potable de la zone ancienne ville de REBAIA, il est équipé des conduites suivantes :

- ✓ Conduite d'arrivée de DN90 en PEHD.
- ✓ Conduite de distribution de DN110 en PEHD.
- ✓ Conduite de trop plein de DN110 en acier.
- ✓ Conduite de vidange de DN110 en acier.

III.4 REPRÉSENTATION DES RESEAUX :

III.4.1 L'ADDUCTION :

Les ressources en eau sont acheminées depuis l'extérieur du centre-ville, traduisant une grande longueur d'adduction. Le système d'adduction de la ville identifie trois conduites d'adduction. La plage de diamètre est comprise entre 90 mm et 200 mm. Les types de conduites utilisées sont : Acier galvanisé et PEHD, longueur Linéaire totale 27306 ml, incluant notamment la station de refoulement.

Tableau III-1 Description du réseau d'adduction :

Adduction	Nœud de départ	Nœud d'arrivée	Nature (D en mm)	L (ml)	Etat de la conduite
PRINCIPALE	Barrage	Chambre des vannes 01	PEHD Ø110 mm	72	Bonne état
	Chambre des vannes	R50m3 d'eau brut	PVC Ø110 mm	84	fuite
	R50m3 d'eau brut	Station de Traitement	PVC Ø110 mm	96	Bonne état
	Station de Traitement	Station de pompage	PVC Ø200 mm	4550	Bonne état
	Station de pompage	Chambre des vannes 02	PEHD Ø160 mm	3 155	Bonne état
	Chambre des vannes 02	Chambre des vannes 03	PEHD Ø160 mm	487	Mauvais état
	Chambre des vannes 03	Chambre des vannes 04	PEHD Ø110 mm	553	fuite
	Chambre des vannes 02	Réservoir R200	PEHD Ø110 mm	636	Bonne état
	Chambre des vannes 03	Réservoir R100	PEHD Ø160 mm	147	Mauvais état
	Chambre des vannes 03	Réservoir R50	PEHD Ø90 mm	307	fuite
ABANDONNEE	AIN SEBAA	Réservoir R50	AG Ø80 mm	895	Mauvais état
	PUIT P1	PUIT P3	AG Ø80 mm	285	Mauvais état
	PUIT P2	PUIT P3	AG Ø40 mm	83	Mauvais état
	PUIT P3	Réservoir R50	AG Ø80 mm	105	Mauvais état
	Réservoir R50	Réservoir R100	AG Ø80 mm	237	Mauvais état
<i>Linéaire total des adductions</i>				11694	

Tableau III-2 Répartition linéaire du réseau d'adduction par nature de matériau :

N°	Nature	Linéaire (ml)	Répartition %
01	Acier galvanise Ø 80 mm	1 542 ml	13,19 %
02	Acier galvanise Ø 40 mm	83 ml	0,71 %
03	PVC Ø 200 mm	4 550 ml	38,91 %
04	PEHD Ø 160 mm	3 789 ml	32,40 %
05	PEHD Ø 110 mm	1 423 ml	12,17 %
05	PEHD Ø 90 mm	307 ml	2,62 %
Total		11 694 ml	•

Remarque :

Les conduites d'adduction en acier galvanise ont été abandonnés et ne sont plus exploites.

III.4.2 LE RESEAU DE DISTRUBUTION :

Si la collectivité responsable de l'approvisionnement en eau potable fait face à des problèmes de gestion, d'exploitation ou de qualité de l'eau, il est fortement recommandé d'initier une étude couramment appelée « plan directeur ».

Dans cette partie de notre travail, nous aborderons les étapes du diagnostic. Il décrit également la méthodologie de mise en œuvre des étapes clés pour configurer le diagnostic réseau dans les meilleures conditions. Ce dernier permet de signaler les dysfonctionnements du réseau d'eau potable.

Le réseau de distribution de REBAIA couvre la quasi-totalité de la ville et il est de type maillé et ramifié (mixte). Ce réseau a été réalisé lors du développement et de l'extension de la ville, avec une longueur totale de 6 024.72 ml. L'état du réseau de distribution et les caractéristiques de tous les tronçons sont indiqués dans le tableau ci-dessous.

Tableau III-3 Etat du réseau de distribution

N° du tronçon	Tronçon		Diamètre DN mm	Longueur en ml	Matériaux de la conduite	état de la conduite
	du	au				
1	0	1	110	630	PEHD	Bon état
2	1	6	110	366	PVC	fuites
3	1	13	90	284	PEHD	Bon état
4	0	72	90	650	PEHD	Bon état
5	R100	16	160	145	PEHD	fuites
6	16	23	110	229	PVC	fuites
7	23	28	90	330	PVC	fuites
8	28	33	90	274	PVC	fuites
9	33	18	90	203	PVC	fuites

10	27	38	90	213	PVC	fuites
11	28	49	90	295	PVC	fuites
12	17	75	90	215	PVC	fuites
13	R50	55	110	95	PVC	fuites
14	55	65	160	324	PVC	fuites
15	55	63	160	324	PVC	fuites

III.4.3 AUTRES PIECES :

Selon l'enquête et les sondages menés au niveau de la zone d'étude, le nombre total de pièces spéciales est le suivant :

- 1- Douze (12) vannes installées dans le réseau de distribution.
- 2- Vanne au niveau de l'adduction.
- 3- Vanne de vidange.

III.5 Sondage du système d'alimentation en eau actuel :

Les principaux ouvrages sont :



Figure III-1 Un barrage de 10 m de hauteur au-dessus du lit mène à une retenue de 900 000 m3 à 75 % de vieillissement.



Figure III-3 Vanne de Station de traitement.



Figure III-2 Reservoir d'eau brut



Figure III-4 Chamber de vanne 01.



Figure III-5 -Une station de traitement mono bloc, de 10 l/s de capacité, à proximité de barrage R'HOUB.



Figure III-6 Bâche d'eau 50 m3 de la station de pompage SP KRIMA. Manque mur de clôture.



Figure III.7 Conduite, de PEHD 160mm de diamètre et de 3 155 ml de longueur, reliant la station de traitement à la station pompage SP KRIMA. En bonne état

III.6 MODE DE DISTRIBUTION D'EAU :

Les modes de distribution d'eau potable de la ville REBAIA sont par quartier et par tranche horaire, c'est pourquoi la répartition se fait pour chaque ouvrage de stockage.

III.6.1 PLANNING DE DISTRIBUTION :

La distribution d'eau s'effectue entre huit (08) heures et dix (10) heures, à partir des réservoirs pour chaque unité, dans une période de retour de deux (02) jours à trois (03) jours.

III.6.2 BILANS HYDRAULIQUE :

Le bilan hydraulique a pour but de connaître à partir de plusieurs indicateurs techniques l'état du réseau sur une période de temps précise et de déterminer les points sensibles et les anomalies, et permet également de définir et de guider des solutions pour améliorer le fonctionnement du réseau.

III.7 Conclusion :

La situation du système d'approvisionnement en eau potable de la ville de REBAIA est caractérisée par des insuffisances et le réseau de distribution ne peut garantir un fonctionnement convenable. Trois puits sont mis hors service et le fonctionnement de l'installation de traitement des eaux doit être déterminé en répétant les tests de pompage dès qu'un défaut se produit. Les ouvrages de stockages présentent certaines anomalies.

Pour corriger les anomalies enregistrées, il est nécessaire d'insérer d'autres adductions (à partir de système K-ACERDONE) pour augmenter la production, de projeter d'autres réservoirs pour équilibrer le système de distribution, et de procéder à la rénovation des conduites anciennes.

Chapitre 04

IV DIMENSIONNEMENT DU RESEAU.

IV.1 INTRODUCTION :

Après avoir évalué les besoins en eau de l'agglomération, une sélection du réseau doit être faite pour distribuer l'eau aux différentes catégories de consommateurs recensés au niveau de l'agglomération.

La mise en place du réseau a pour but de répondre à la demande des consommateurs en débit et en pression. Pour ce faire, les différents tronçons des canalisations du réseau doivent avoir des diamètres optimaux et être dimensionnés en conséquence.

IV.2 CALCUL HYDRAULIQUE DU RESEAU ACTUEL :

La détermination des débits dans un réseau existant s'effectue de la manière suivante :

1. On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau.
2. On calcule les débits en route pendant les heures considérées (l'heure de pointe).
3. On détermine le débit spécifique en considérant les débits en route.
4. Sachant le débit spécifique ; on détermine les débits supposé concentrés aux nœuds.

IV.2.1 Calcul des débits :

Dans notre projet, on fait une simulation.

Détermination du débit spécifique :

Défini comme étant le rapport entre le débit de pointe et la somme des longueurs des tronçons du réseau, on suppose que les besoins domestiques sont uniformément répartis sur toute la longueur du réseau :

$$Q_{sp} = Q_{\text{pointe}} / \Sigma L_i \quad \dots\dots\dots(IV.01)$$

Q pointe : débit de pointe (l/s).

Q_{sp} : débit spécifique (l/s/m).

Σ L_i : Somme des longueurs du tronçon (m).

Tableau IV-1 Détermination de débit spécifique

Heure de pointe	Q_{Pointe} (l/s)	215.19m ³ /h 59.775 l/s
	$\sum_{i=1}^{n=100} L_i$ (m)	6024,72
	q_{sp} (l/s/m)	0.00980

IV.2.2 Calcul des débits en route :

Le débit en route se définit comme étant le débit réparti uniformément le long d'un tronçon de réseau le débit en route est donné par la formule suivante :

Avec : $Q_{ri} = Q_{sp} * L_i$ (IV.02)

Q_{ri} : débit en route dans le tronçon i (l/s).

Q_{sp} : débit spécifique (l/s/m).

L_i : longueur du tronçon (m).

IV.2.3 Détermination des débits nodaux :

C'est le débit concentré en chaque point de jonction des conduites du réseau, il est déterminé comme suit :

Où : $Q_{ni} = 0.5 \sum Q_{ri-k} + \sum Q_{ci}$ (IV.03)

Q_{ni} : débit au nœud i (l/s).

$\sum Q_{ri-k}$: la somme des débits en route des tronçons reliés au nœud i (l/s).

$\sum Q_{ci}$: la somme des débits concentrés au nœud i (l/s).

Tableau IV-2 détermination des débits aux nœuds (R1000):

N° Nœuds	N° Tronçons	Longueur (m)	Qsp (l/s/m)	Q _r (l/s)	0,5Q _r (l/s)	Q _n (l/s)
1	1-R1000	145	0,00980	1,439	0,719	2,655
	1-2	20		0,198	0,099	
	1-44	250,20		2,482	1,241	
	1-65	120		1,191	0,595	
2	2-1	20		0,198	0,099	0,534
	2-40	34		0,337	0,169	
	2-3	53,56		0,531	0,266	
3	3-2	53,56		0,531	0,266	0,873
	3-20	97		0,962	0,481	
	3-4	25,41		0,252	0,126	
4	4-3	25,41		0,252	0,126	0,663
	4-5	37,28		0,370	0,185	
	4-20	71		0,704	0,352	
5	5-4	37,28		0,370	0,185	0,641
	5-19	66		0,655	0,327	
	5-6	26		0,258	0,129	
	6-5	26		0,258	0,129	0,622
6	6-7	22,43		0,223	0,111	0,712
	6-21	77		0,764	0,382	
7	7-6	22,43		0,223	0,111	0,688
	7-22	77,19	0,766	0,383		
	7-8	44	0,437	0,218		
8	8-7	44	0,437	0,218	0,663	
	8-9	94,69	0,939	0,470		
9	9-8	94,69	0,939	0,470	0,921	
	9-10	39	0,387	0,193		
10	10-9	39	0,387	0,193	1,085	
	10-23	56,6	0,562	0,281		
	10-11	90,15	0,894	0,447		
11	11-10	90,15	0,894	0,447	0,806	
	11-24	58	0,575	0,288		
	11-12	70,66	0,701	0,351		
12	12-11	70,66	0,701	0,351	0,590	
	12-25	58,66	0,582	0,291		
	12-13	33,25	0,330	0,165		
13	13-12	33,25	0,330	0,165		

Chapitre 04 : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU

	13-14	75,44		0,748	0,374	
	13-32	10,2		0,101	0,051	
14	14-13	75,44		0,748	0,374	0,623
	14-29	30,1		0,299	0,149	
	14-15	20,1		0,199	0,100	
15	15-14	20,1		0,199	0,100	0,556
	15-66	62		0,615	0,308	
	15-16	30		0,298	0,149	
16	16-15	30		0,298	0,149	0,436
	16-17	57,84		0,574	0,287	
17	17-16	57,84		0,574	0,287	0,954
	17-24	44		0,437	0,218	
	17-18	90,4		0,897	0,448	
18	18-17	90,4		0,897	0,448	1,137
	18-23	29,64		0,294	0,147	
	18-26	37,1		0,368	0,184	
	18-19	72		0,714	0,357	
19	19-18	72		0,714	0,357	0,854
	19-05	66		0,655	0,327	
	19-20	34,23		0,340	0,170	
20	20-19	34,23		0,340	0,170	
	20-04	71		0,704	0,352	
	20-03	1,003		0,962	0,481	
21	21-06	77		0,764	0,382	0,382
22	22-07	77,19	0,00980	0,766	0,383	0,383
23	23-10	56,6		0,562	0,281	0,882
	23-18	29,64		0,294	0,147	
	23-24	91,61		0,909	0,454	
24	24-23	91,61		0,909	0,454	1,273
	24-11	58		0,575	0,288	
	24-17	44		0,437	0,218	
	24-25	63		0,625	0,313	
25	25-24	63		0,625	0,313	0,604
	25-12	58,66		0,582	0,291	
26	26-18	37,1		0,368	0,184	0,922
	26-27	24		0,238	0,119	
	26-28	124,8		1,238	0,619	
27	27-26	24		0,238	0,119	0,119
28	28-26	124,8		1,238	0,619	0,619
29	29-14	30,1		0,299	0,149	0,234

Chapitre 04 : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU

	29-30	17,14	0,170	0,085	
30	30-29	17,14	0,170	0,085	0,246
	30-31	32,36	0,321	0,161	
31	31-30	32,36	0,321	0,161	0,161
32	32-13	10,2	0,101	0,051	1,255
	32-33	242,8	2,409	1,204	
33	33-32	242,8	2,409	1,204	1,793
	33-37	92,15	0,914	0,457	
	33-34	26,51	0,263	0,132	
34	34`-33	26,51	0,263	0,132	0,711
	34-38	91,59	0,909	0,454	
	34-35	25,25	0,251	0,125	
35	35-34	25,25	0,251	0,125	1,125
	35-39	91,4	0,907	0,453	
	35-36	110,2	1,093	0,547	
36	36-35	110,2	1,093	0,547	0,547
37	37-33	92,15	0,914	0,457	0,457
38	38-34	91,59	0,909	0,454	0,454
39	39-35	91,4	0,907	0,453	0,453
40	40-02	34	0,337	0,169	0,820
	40-41	131,2	1,302	0,651	
41	41-40	131,2	1,302	0,651	1,218
	41-43	64,58	0,641	0,320	
	41-42	49,7	0,493	0,247	
42	42-41	49,7	0,493	0,247	0,247
43	43-41	64,58	0,641	0,320	0,320
44	44-01	250,2	2,482	1,241	3,566
	44-45	38,76	0,385	0,192	
	44-54	324,17	3,216	1,608	
	44-46	105,64	1,048	0,524	
45	45-44	38,76	0,385	0,192	0,192
46	46-44	105,64	1,048	0,524	1,460
	46-51	69,78	0,692	0,346	
	46-50	98,8	0,980	0,490	
	46-47	20	0,198	0,099	
47	47-46	20	0,198	0,099	0,796
	47-48	35,44	0,352	0,176	
	47-49	104,95	1,041	0,521	
48	48-47	35,44	0,352	0,176	0,176

Chapitre 04 : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU

49	49-47	104,95	0.00980	1,041	0,521	0,521
50	50-46	98,8		0,980	0,490	0,490
51	51-46	69,78		0,692	0,346	0,926
	51-52	59,45		0,590	0,295	
	51-53	57,41		0,570	0,285	
52	52-51	59,45		0,590	0,295	0,295
53	53-51	57,41		0,570	0,285	0,285
54	54-44	324,17		3,216	1,608	2,645
	54-55	83,3		0,826	0,413	
	54-58	73,78		0,732	0,366	
	54-61	51,86		0,515	0,257	
55	55-54	83,3		0,826	0,413	0,413
56	56-61	100,25		0,995	0,497	0,497
57	57-61	116,39		1,155	0,577	0,577
58	58-54	73,78		0,732	0,366	1,065
	58-59	60,39		0,599	0,300	
	58-60	80,6		0,800	0,400	
59	59-58	60,39		0,599	0,300	0,300
60	60-58	80,6		0,800	0,400	0,400
61	61-54	51,86		0,515	0,257	1,332
	61-56	100,25		0,995	0,497	
	61-57	116,39		1,155	0,577	
62	62-63	87,84		0,872	0,436	0,885
	62-64	60		0,595	0,298	
	62-65	30,63		0,304	0,152	
63	63-62	87,84		0,872	0,436	0,436
64	64-62	60		0,595	0,298	0,298
65	65-01	120		1,191	0,595	2,006
	65-62	30,63		0,304	0,152	
	65-66	253,7		2,517	1,259	
66	66-65	253,7	2,517	1,259	2,092	
	66-15	62	0,615	0,308		
	66-67	106	1,052	0,526		
67	67-66	106	1,052	0,526	1,130	
	67-68	38	0,377	0,189		
	67-69	83,73	0,831	0,415		
68	68-67	38	0,377	0,189	0,189	
69	69-67	83,73	0,831	0,415	0,961	
	69-70	71,75	0,712	0,356		
	69-76	38,15	0,379	0,189		
	70-69	71,75	0,712	0,356		

Chapitre 04 : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU

70	70-71	40,48	0,402	0,201	1,282
	70-72	66,13	0,656	0,328	
	70-73	80,15	0,795	0,398	
71	71-70	40,48	0,402	0,201	0,201
72	72-70	66,13	0,656	0,328	0,328
	73-70	80,15	0,795	0,398	
73	73-74	96,5	0,957	0,479	0,999
	73-75	24,77	0,246	0,123	
	74-73	96,5	0,957	0,479	
74	74-73	96,5	0,957	0,479	0,479
75	75-73	24,77	0,246	0,123	0,123
76	76-69	38,15	0,379	0,189	0,189

IV.3 Calcul des débits donnés par le réservoir R 1000 :

Le débit donné par le réservoir R₁(Q_{R1 000}) :

On a la somme de débits aux nœuds pour le cas de pointe :

$$\sum Q_{ni} = 59,775 \text{ l/s}$$

Donc :

$$Q_{R1} = 59,775 \text{ l/s.}$$

IV.4 Vérification de la vitesse dans le réseau :

On doit vérifier la vitesse au niveau de chaque tronçon à l'aide de l'équation de continuité. Cette vitesse doit être comprise dans l'intervalle [0.5 : 1.2] m/s pour éviter :

1. L'accumulation des dépôts solides.
2. L'érosion des conduites.
3. L'effet du régime transitoire.

IV.5 Choix des conduites de distribution :

Pour choisir le type de matériau à utiliser dans la construction des conduites, il faut prendre en considération les critères suivants :

✓ Le diamètre ; ✓ La pression de service supportée ; ✓ Les conditions de pose et de transport ; ✓ Le prix ; ✓ La durée de vie ; ✓ La disponibilité sur le marché.

Pour notre cas, on a choisi comme matériau pour les conduites du réseau de distribution, le PEHD, en raison des caractéristiques mécaniques et hydrauliques qu'il présente :

Chapitre 04 : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU

- ✓ Facilité de pose (grande flexibilité) ;
- ✓ Faible au niveau des branchements (réduction de risque de fuite) ;
- ✓ Résiste à l'entartage ;
- ✓ Résiste à la corrosion interne et externe et microbiologique ;
- ✓ Durée de vie prouvée par l'expérience. Le test de vieillissement qui est théoriquement de 50 ans à une température de 20°C ;
- ✓ Bonnes caractéristiques hydrauliques ;
- ✓ Coefficient de la rugosité très faible ;
- ✓ Répond parfaitement aux normes de potabilité ;
- ✓ Disponibilité sur le marché ;
- ✓ Bonne résistance mécanique, et existence d'une large gamme PN06, PN10, PN16, PN20, PN25.

Inconvénient :

- ✓ Sensibles aux coups.
- ✓ Inflammables.
- ✓ la résistance diminue avec l'âge.
- ✓ sensibles à la température.
- ✓ fissures de résistance aux sollicitations mécaniques.



Figure IV-1 tuyaux PEHD

IV.6 PRESENTATION DU LOGICIEL EPANET :

Epanet est un logiciel servant à l'analyse de systèmes de distribution d'eau potable. Cette analyse comprend la simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression (conduites). C'est un logiciel du domaine public qui a été développé pour l'*Environmental Protection Agency*. On sait qu'un réseau est un composé de tuyaux, nœuds, pompes, vannes, bâches et réservoirs. Epanet peut calculer différentes variables comme la pression à chaque nœud, le niveau d'eau dans les réservoirs, ainsi que la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du système.

Le logiciel Epanet permet une analyse hydraulique de réseau à partir des caractéristiques physiques des tuyaux et dynamiques des nœuds. Il peut être utilisé pour différents types d'application dans l'analyse de systèmes de distribution. Epanet offre aussi une aide à la recherche de stratégies alternatives pour gérer un réseau (modification du régime de pompage, précision d'usage des stations de recoloration, planification des entretiens et des remplacements des éléments du réseau, etc). Epanet propose de maintenir et d'améliorer la qualité d'eau distribuée aux consommateurs.

Pour tracer un réseau nous devons utiliser la barre d'outils suivante :

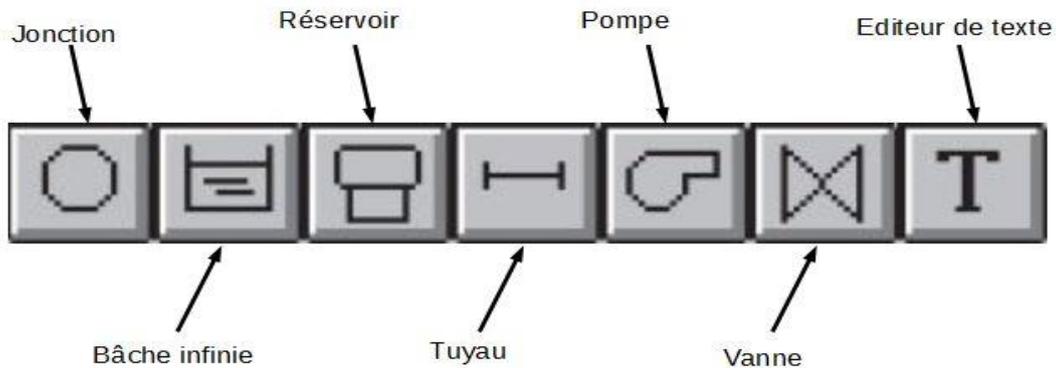


Figure IV-2 Barre d'outils d'Epanet

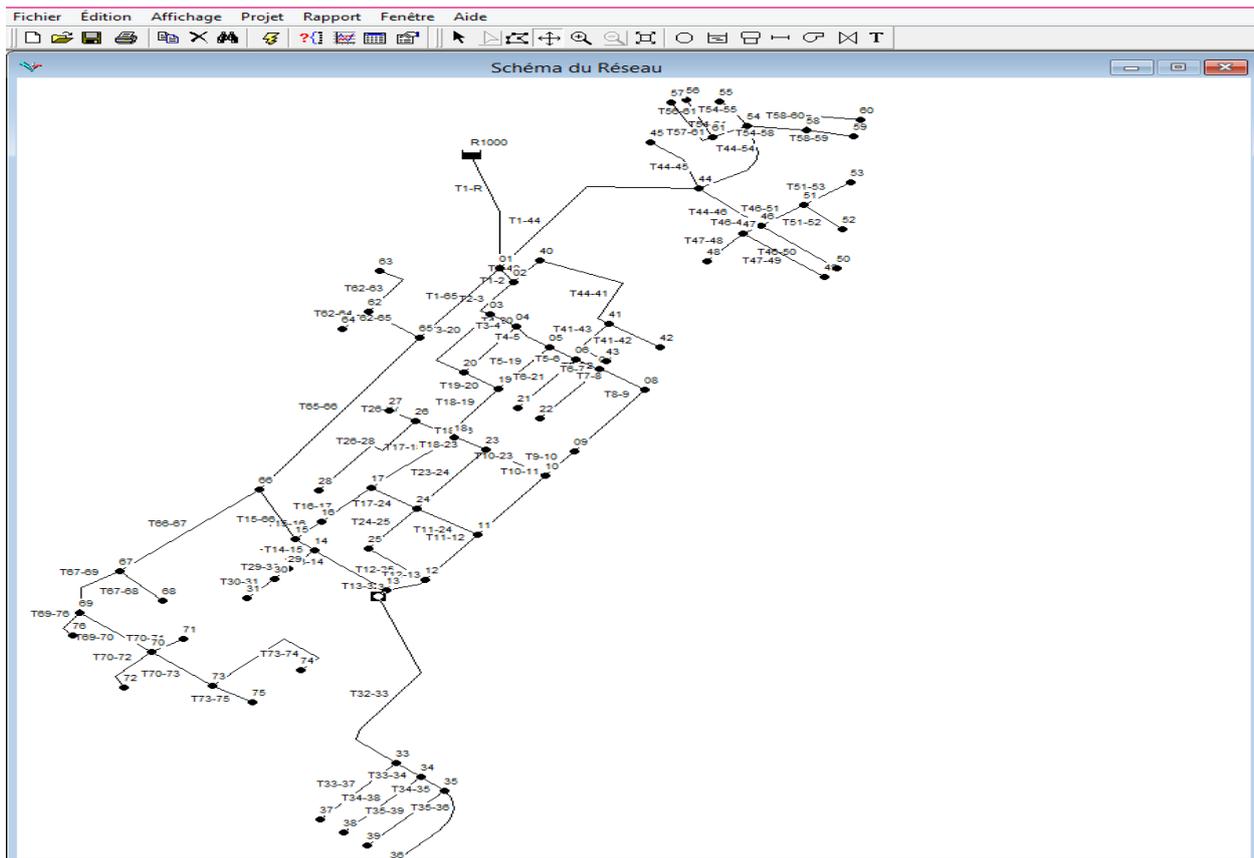


Figure IV-3 Schéma descriptif de la distribution (1 000M3)

IV.7 Simulation du réseau hydraulique :

A l'aide du logiciel EPANET qui est un logiciel développé pour la simulation du comportement des systèmes de distribution d'eau d'un point de vue hydraulique, et également d'un point de vue qualité de l'eau.

On fait entrer les débits et les altitudes de chaque nœud, ainsi que la longueur et les diamètres pour chaque conduite, après on lance la simulation du réseau et suite à plusieurs essais des diamètres de conduites, dans le but d'avoir des vitesses dans l'intervalle (0.5m/s – 1,2 m/s) pour chaque conduite, et aussi des pressions aux différents nœuds qui ne dépasse pas 60 m.c.e. Cependant, notre choix s'est porté sur des conduites en PEHD PN 10

Les résultats de simulation des tronçons sont regroupés dans les tableaux et les figure ci-après :

Tableau IV-3 État des nœuds du réseau R 1000 après la simulation:

	Altitude	Demande Base	Charge	Pression
ID Noeud	m	LPS	m	m
Noeud 32	799	1,255	832,87	33,87
Noeud 01	814	2,655	843,54	29,54
Noeud 02	807	0,534	843,48	36,48
Noeud 03	820	0,873	843,17	23,17
Noeud 04	803	0,663	842,9	39,9
Noeud 05	802	0,641	842,64	40,64
Noeud 06	801	0,622	842,43	41,43
Noeud 07	800	0,712	842,31	42,31
Noeud 08	799	0,688	841,83	42,83
Noeud 09	798	0,663	841,13	43,13
Noeud 10	798	0,921	840,64	42,64
Noeud 11	799	1,085	833,83	34,83
Noeud 12	799	0,806	833,39	34,39
Noeud 13	799	0,59	832,97	33,97
Noeud 14	802	0,623	838,96	36,96
Noeud 15	803	0,556	839,8	36,8
Noeud 16	803	0,436	839,42	36,42
Noeud 17	801	0,954	839,23	38,23
Noeud 18	800	1,137	839,98	39,98
Noeud 19	800	0,854	840,8	40,8
Noeud 20	801	1,003	841,11	40,11
Noeud 21	799	0,382	840,34	41,34
Noeud 22	799	0,383	840,2	41,2
Noeud 23	799	0,882	839,63	40,63
Noeud 24	800	1,273	838,39	38,39
Noeud 25	800	0,604	836,9	36,9
Noeud 26	802	0,922	839,46	37,46
Noeud 27	803	0,119	838,38	35,38
Noeud 28	802	0,619	831,05	29,05
Noeud 29	802	0,234	836,79	34,79
Noeud 30	802	0,246	834,84	32,84
Noeud 31	802	0,161	832,28	30,28

Chapitre 04 : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU

Noeud 33	797	1,793	831,19	34,19
Noeud 34	798	0,711	830,62	32,62
Noeud 35	798	1,125	828,81	30,81
Noeud 36	797	0,547	822,9	25,9
Noeud 37	796	0,457	827,68	31,68
Noeud 38	798	0,454	827,19	29,19
Noeud 39	797	0,453	825,39	28,39
Noeud 40	808	0,82	843,02	35,02
Noeud 41	802	1,218	840,92	38,92
Noeud 42	800	0,247	838,71	38,71
Noeud 43	801	0,32	836,26	35,26
Noeud 44	800	3,566	842,91	42,91
Noeud 45	800	0,192	841,83	41,83
Noeud 46	795	1,46	842,32	47,32
Noeud 47	795	0,796	841,59	46,59
Noeud 48	794	0,176	840,75	46,75
Noeud 49	793	0,521	839,54	46,54
Noeud 50	793	0,49	838,04	45,04
Noeud 51	794	0,926	841,51	47,51
Noeud 52	793	0,295	837,83	44,83
Noeud 53	794	0,285	838,17	44,17
Noeud 54	791	2,645	839,19	48,19
Noeud 55	788	0,413	836,57	48,57
Noeud 56	789	0,497	833,26	44,26
Noeud 57	789	0,577	830,86	41,86
Noeud 58	792	1,065	838,03	46,03
Noeud 59	790	0,3	834,17	44,17
Noeud 60	791	0,4	835,64	44,64
Noeud 61	791	1,332	837,72	46,72
Noeud 62	809	0,885	842,47	33,47
Noeud 63	812	0,436	839,41	27,41
Noeud 64	811	0,298	838,68	27,68
Noeud 65	805	2,006	842,88	37,88
Noeud 66	807	2,092	841,85	34,85
Noeud 67	808	1,13	841,42	33,42
Noeud 68	805	0,189	840,39	35,39
Noeud 69	806	0,961	841,02	35,02
Noeud 70	804	1,282	839,39	35,39

Chapitre 04 : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU

Noeud 71	799	0,201	838,16	39,16
Noeud 72	800	0,328	834,39	34,39
Noeud 73	796	0,999	838,34	42,34
Noeud 74	797	0,479	834,33	37,33
Noeud 75	795	0,123	838,03	43,03
Noeud 76	806	0,189	839,99	33,99
Bâche R1000	844	Sans Valeur	844	0

Tableau IV-4 État des Arcs du Réseau R01 après la simulation:

	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
ID Arc	m	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau T05-19	66	42,6	1,29	0,91	27,78
Tuyau T03-20	97	63,8	3,29	1,03	21,14
Tuyau T07-22	77,19	27,2	0,38	0,66	27,3
Tuyau T06-21	77	27,2	0,38	0,66	27,17
Tuyau T10-23	56,6	32,6	0,5	0,59	17,77
Tuyau T12-25	58,66	27,2	0,58	1	59,75
Tuyau T02-40	34	63,8	2,6	0,81	13,61
Tuyau T01-02	20	176,2	17,05	0,7	2,86
Tuyau T44-20	71	42,6	1,22	0,86	25,1
Tuyau T17-18	90,4	32,6	0,33	0,39	8,36
Tuyau T11-24	58	32,6	1,09	1,31	78,56
Tuyau T12-13	33,25	42,6	0,85	0,59	12,58
Tuyau T11-12	70,66	53,6	1,07	0,48	6,19
Tuyau T13-32	10,2	96,8	6,8	0,92	10,21
Tuyau T32-33	242,8	96,8	5,54	0,75	6,93
Tuyau T33-37	92,15	27,2	0,46	0,79	38
Tuyau T34-38	91,59	27,2	0,45	0,78	37,54
Tuyau T35-39	91,4	27,2	0,45	0,78	37,38
Tuyau T35-36	110,8	27,2	0,55	0,94	53,33
Tuyau T14-29	30,1	27,2	0,64	1,1	72,05
Tuyau T26-28	124,8	27,2	0,62	1,07	67,42
Tuyau T41-43	64,58	21	0,32	0,92	72,16
Tuyau T18-26	37,1	53,6	1,66	0,74	14
Tuyau T02-03	53,56	141	13,91	0,89	5,97
Tuyau T03-04	25,41	110,2	9,75	1,02	10,54
Tuyau T44-41	131,2	53,6	1,78	0,79	16,05
Tuyau T04-05	37,28	110,2	7,87	0,82	7,01
Tuyau T19-20	34,23	77,2	3,51	0,75	9,12
Tuyau T05-06	26	96,8	5,93	0,81	7,89
Tuyau T06-07	22,43	96,8	4,93	0,67	5,56
Tuyau T07-08	44	77,2	3,84	0,82	10,81

Chapitre 04 : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU

Tuyau T08-09	94,69	77,2	3,15	0,67	7,45
Tuyau T09-10	39	63,8	2,48	0,78	12,44
Tuyau T10-11	90,15	32,6	1,07	1,28	75,56
Tuyau T18-23	29,64	42,6	0,82	0,57	11,75
Tuyau T17-24	44	63,8	3,12	0,98	19,13
Tuyau T24-25	63	42,6	1,19	0,83	23,64
Tuyau T13-14	75,44	63,8	6,54	1,21	79,31
Tuyau T33-34	26,51	63,8	3,29	1,03	21,19
Tuyau T14-15	20,1	77,2	7,8	1,67	42,01
Tuyau T29-30	17,14	21	0,41	1,18	113,82
Tuyau T30-31	32,36	16	0,16	0,8	78,94
Tuyau T15-16	30	77,2	-4,18	0,89	12,71
Tuyau T16-17	57,84	96,8	3,74	0,51	3,32
Tuyau T18-19	72	77,2	3,94	0,84	11,39
Tuyau T26-27	24	16	0,12	0,59	44,96
Tuyau T23-24	91,61	32,6	0,43	0,52	13,63
Tuyau T41-42	49,7	21	0,25	0,71	44,37
Tuyau T34-35	25,25	42,6	2,13	1,49	71,93
Tuyau T01-R	145	27,6	59,78	0,99	3,16
Tuyau T01-44	250,2	176,2	15,94	0,65	2,52
Tuyau T44-45	38,76	21	0,19	0,55	27,78
Tuyau T44-46	105,64	96,8	4,95	0,67	5,6
Tuyau T46-47	20	42,6	1,49	1,05	36,63
Tuyau T47-48	35,44	21	0,18	0,51	23,66
Tuyau T46-50	98,8	27,2	0,49	0,84	43,33
Tuyau T47-49	104,95	32,6	0,52	0,62	19,49
Tuyau T46-51	69,78	53,6	1,51	0,67	11,66
Tuyau T51-52	59,45	21	0,29	0,85	61,9
Tuyau T51-53	57,41	21	0,28	0,82	58,02
Tuyau T44-54	324,17	96,8	7,23	0,98	11,48
Tuyau T54-55	83,3	27,2	0,41	0,71	31,43
Tuyau T54-61	51,86	53,6	2,41	1,07	28,27
Tuyau T56-61	100,25	27,2	0,5	0,86	44,5
Tuyau T57-61	116,39	27,2	0,58	0,99	59,01
Tuyau T54-58	73,78	53,6	1,77	0,78	15,72
Tuyau T58-59	60,39	21	0,3	0,87	63,89
Tuyau T58-60	80,6	27,2	0,4	0,69	29,61
Tuyau T62-64	60	21	0,3	0,86	63,09
Tuyau T62-63	87,84	27,2	0,44	0,75	34,79
Tuyau T01-65	120	176,2	24,13	0,99	5,54
Tuyau T62-65	30,63	53,6	1,62	0,72	13,36
Tuyau T65-66	253,7	176,2	20,51	0,84	4,06
Tuyau T66-67	106	110,2	5,88	0,62	4,05
Tuyau T67-68	38	21	0,19	0,55	26,98
Tuyau T67-69	83,73	96,8	4,56	0,62	4,81

Chapitre 04 : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU

Tuyau T69-70	71,75	63,8	3,41	1,07	22,71
Tuyau T70-71	40,48	21	0,2	0,58	30,24
Tuyau T70-72	66,13	21	0,33	0,95	75,6
Tuyau T70-73	80,15	53,6	1,6	0,71	13,08
Tuyau T73-75	24,77	21	0,12	0,36	12,29
Tuyau T73-74	96,5	27,2	0,48	0,82	41,52
Tuyau T69-76	38,15	21	0,19	0,55	26,98
Tuyau T15-66	62	96,8	12,54	1,7	33,01

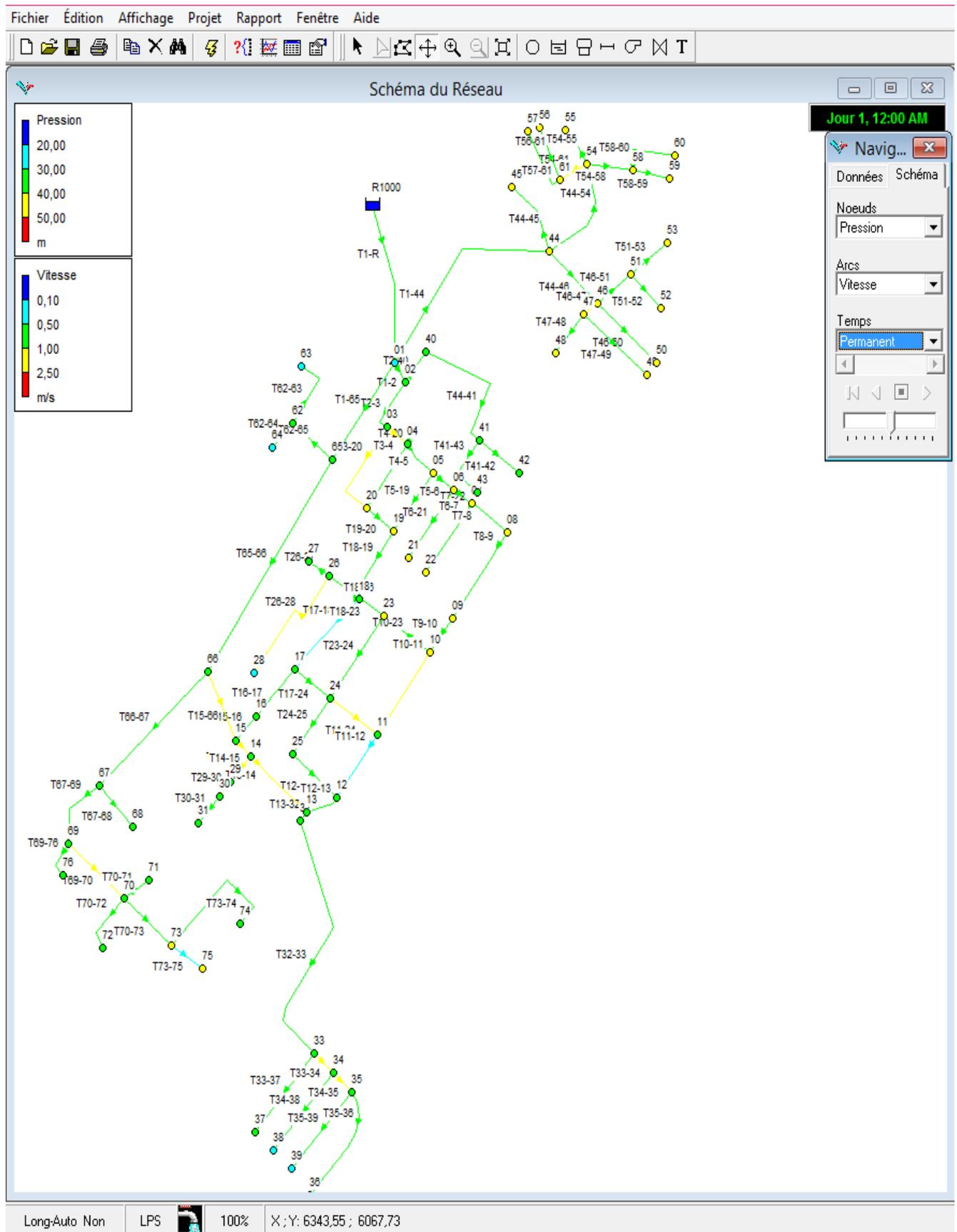


Figure IV-4 Variation de la vitesse et la pression dans le réseau R1000 (cas de pointe)

IV.7.1 Interprétations des résultats :

Les vitesses de l'eau dans les conduites sont dans les limites souhaitées, sont comprise entre 0.5 et 1.2m/s. Sauf quelques tronçons qui sont mentionnés sur le tableau (T17-18 et T73-75), si non ça peut provoquer des sérieux problèmes au niveau des installations des conduites pour cela il est conseillé de faire un entretien annuel pour ces deux tronçons et les conditions de pression au sol étaient vérifiées, varient entre 18m (R+1) et 60m (6bar)

IV.8 CALCUL DU RESEAU A L'HEURE DE POINTE + INCENDIE :

IV.8.1 Vérification de la condition d'incendie :

Il s'agit de refaire le calcul du réseau, avec les mêmes diamètres, en ajoutant un ou plusieurs débits d'incendie (17 l/s) aux points sensibles du réseau nœud n°03.

Il faut vérifier alors que les vitesses dans tous les tronçons sont inférieures à 2,5 m/s et que les pressions dans tous les nœuds sont supérieures à 10 m. Le nombre des débits d'incendie à ajouter dépend de l'importance de la ville et de son risque aux incendies.

Si ces conditions ne sont pas vérifiées, on modifie les diamètres de certains tronçons et on recommence les calculs dès le début.

Les résultats de simulation des tronçons sont regroupés dans les tableaux et les figures suivants :

Tableau IV-5 État des nœuds du réseau R 1 000 après la simulation (à l'heure de pointe + incendie):

ID Noeud	Altitude m	Demande Base LPS	Charge m	Pression m
Noeud 32	799	1,255	832,28	33,28
Noeud 01	814	2,655	843,26	29,26
Noeud 02	807	0,534	843,05	36,05
Noeud 03	820	17,873	841,61	21,61
Noeud 04	803	0,663	841,35	38,35
Noeud 05	802	0,641	841,1	39,1
Noeud 06	801	0,622	840,9	39,9
Noeud 07	800	0,712	840,79	40,79
Noeud 08	799	0,688	840,34	41,34
Noeud 09	798	0,663	839,68	41,68
Noeud 10	798	0,921	839,24	41,24
Noeud 11	799	1,085	833,15	34,15
Noeud 12	799	0,806	832,76	33,76
Noeud 13	799	0,59	832,39	33,39
Noeud 14	802	0,623	838,47	36,47
Noeud 15	803	0,556	839,33	36,33

Chapitre 04 : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU

Noeud 16	803	0,436	838,88	35,88
Noeud 17	801	0,954	838,66	37,66
Noeud 18	800	1,137	838,75	38,75
Noeud 19	800	0,854	839,46	39,46
Noeud 20	801	1,003	839,73	38,73
Noeud 21	799	0,382	838,81	39,81
Noeud 22	799	0,383	838,68	39,68
Noeud 23	799	0,882	838,44	39,44
Noeud 24	800	1,273	837,75	37,75
Noeud 25	800	0,604	836,26	36,26
Noeud 26	802	0,922	838,23	36,23
Noeud 27	803	0,119	837,15	34,15
Noeud 28	802	0,619	829,81	27,81
Noeud 29	802	0,234	836,3	34,3
Noeud 30	802	0,246	834,35	32,35
Noeud 31	802	0,161	831,8	29,8
Noeud 33	797	1,793	830,6	33,6
Noeud 34	798	0,711	830,04	32,04
Noeud 35	798	1,125	828,22	30,22
Noeud 36	797	0,547	822,31	25,31
Noeud 37	796	0,457	827,1	31,1
Noeud 38	798	0,454	826,6	28,6
Noeud 39	797	0,453	824,81	27,81
Noeud 40	808	0,82	842,59	34,59
Noeud 41	802	1,218	840,48	38,48
Noeud 42	800	0,247	838,28	38,28
Noeud 43	801	0,32	835,82	34,82
Noeud 44	800	3,566	842,63	42,63
Noeud 45	800	0,192	841,55	41,55
Noeud 46	795	1,46	842,04	47,04
Noeud 47	795	0,796	841,31	46,31
Noeud 48	794	0,176	840,47	46,47
Noeud 49	793	0,521	839,26	46,26
Noeud 50	793	0,49	837,76	44,76
Noeud 51	794	0,926	841,22	47,22
Noeud 52	793	0,295	837,54	44,54
Noeud 53	794	0,285	837,89	43,89
Noeud 54	791	2,645	838,91	47,91
Noeud 55	788	0,413	836,29	48,29
Noeud 56	789	0,497	832,98	43,98
Noeud 57	789	0,577	830,57	41,57
Noeud 58	792	1,065	837,75	45,75
Noeud 59	790	0,3	833,89	43,89
Noeud 60	791	0,4	835,36	44,36
Noeud 61	791	1,332	837,44	46,44

Chapitre 04 : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU

Noeud 62	809	0,885	842,17	33,17
Noeud 63	812	0,436	839,11	27,11
Noeud 64	811	0,298	838,38	27,38
Noeud 65	805	2,006	842,57	37,57
Noeud 66	807	2,092	841,5	34,5
Noeud 67	808	1,13	841,08	33,08
Noeud 68	805	0,189	840,05	35,05
Noeud 69	806	0,961	840,67	34,67
Noeud 70	804	1,282	839,04	35,04
Noeud 71	799	0,201	837,82	38,82
Noeud 72	800	0,328	834,04	34,04
Noeud 73	796	0,999	837,99	41,99
Noeud 74	797	0,479	833,99	36,99
Noeud 75	795	0,123	837,69	42,69
Noeud 76	806	0,189	839,64	33,64
Bâche R1000	844	/	844	0

Tableau IV-6 État des Arcs du Réseau R01 après la simulation (a l'heure de pointe + incendie) :

	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
ID Arc	m	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau T05-19	66	42,6	1,22	0,85	24,92
Tuyau T03-20	97	63,8	3,13	0,98	19,29
Tuyau T07-22	77,19	27,2	0,38	0,66	27,3
Tuyau T06-21	77	27,2	0,38	0,66	27,17
Tuyau T10-23	56,6	32,6	0,44	0,52	14,07
Tuyau T12-25	58,66	27,2	0,58	1	59,74
Tuyau T02-40	34	63,8	2,6	0,81	13,61
Tuyau T01-02	20	176,2	33,64	1,38	10,47
Tuyau T04-20	71	42,6	1,16	0,82	22,77
Tuyau T17-18	90,4	32,6	0,1	0,12	1,01
Tuyau T11-24	58	32,6	1,09	1,31	79,27
Tuyau T12-13	33,25	42,6	0,79	0,56	11,08
Tuyau T11-12	70,66	53,6	1,02	0,45	5,6
Tuyau T13-32	10,2	96,8	6,8	0,92	10,21
Tuyau T32-33	242,8	96,8	5,54	0,75	6,93
Tuyau T33-37	92,15	27,2	0,46	0,79	38
Tuyau T34-38	91,59	27,2	0,45	0,78	37,54
Tuyau T35-39	91,4	27,2	0,45	0,78	37,38
Tuyau T35-36	110,8	27,2	0,55	0,94	53,33
Tuyau T14-29	30,1	27,2	0,64	1,1	72,04
Tuyau T26-28	124,8	27,2	0,62	1,07	67,42
Tuyau T41-43	64,58	21	0,32	0,92	72,16

Chapitre 04 : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU

Tuyau T18-26	37,1	53,6	1,66	0,74	14
Tuyau T02-03	53,56	141	30,5	1,95	26,97
Tuyau T03-04	25,41	110,2	9,5	1	10,02
Tuyau T44-41	131,2	53,6	1,78	0,79	16,05
Tuyau T04-05	37,28	110,2	7,67	0,8	6,68
Tuyau T19-20	34,23	77,2	3,29	0,7	8,1
Tuyau T05-06	26	96,8	5,81	0,79	7,6
Tuyau T06-07	22,43	96,8	4,81	0,65	5,31
Tuyau T07-08	44	77,2	3,72	0,79	10,18
Tuyau T08-09	94,69	77,2	3,03	0,65	6,92
Tuyau T09-10	39	63,8	2,36	0,74	11,34
Tuyau T10-11	90,15	32,6	1,01	1,21	67,52
Tuyau T18-23	29,64	42,6	0,76	0,53	10,22
Tuyau T17-24	44	63,8	3,24	1,01	20,58
Tuyau T24-25	63	42,6	1,18	0,83	23,63
Tuyau T13-14	75,44	63,8	6,59	2,06	80,63
Tuyau T33-34	26,51	63,8	3,29	1,03	21,19
Tuyau T14-15	20,1	77,2	7,86	1,68	42,59
Tuyau T29-30	17,14	21	0,41	1,18	113,83
Tuyau T30-31	32,36	16	0,16	0,8	78,94
Tuyau T15-16	30	77,2	-4,53	0,97	14,82
Tuyau T16-17	57,84	96,8	4,09	0,56	3,92
Tuyau T18-19	72	77,2	3,66	0,78	9,87
Tuyau T26-27	24	16	0,12	0,59	44,96
Tuyau T23-24	91,61	32,6	0,31	0,37	7,57
Tuyau T41-42	49,7	21	0,25	0,71	44,37
Tuyau T34-35	25,25	42,6	2,13	1,49	71,93
Tuyau T01-R	145	277,6	76,78	1,27	5,1
Tuyau T01-44	250,2	176,2	15,94	0,65	2,52
Tuyau T44-45	38,76	21	0,19	0,55	27,78
Tuyau T44-46	105,64	96,8	4,95	0,67	5,6
Tuyau T46-47	20	42,6	1,49	1,05	36,63
Tuyau T47-48	35,44	21	0,18	0,51	23,66
Tuyau T46-50	98,8	27,2	0,49	0,84	43,33
Tuyau T47-49	104,95	32,6	0,52	0,62	19,49
Tuyau T46-51	69,78	53,6	1,51	0,67	11,66
Tuyau T51-52	59,45	21	0,29	0,85	61,9
Tuyau T51-53	57,41	21	0,28	0,82	58,02
Tuyau T44-54	324,17	96,8	7,23	0,98	11,48
Tuyau T54-55	83,3	27,2	0,41	0,71	31,43
Tuyau T54-61	51,86	53,6	2,41	1,07	28,27
Tuyau T56-61	100,25	27,2	0,5	0,86	44,5
Tuyau T57-61	116,39	27,2	0,58	0,99	59,01
Tuyau T54-58	73,78	53,6	1,77	0,78	15,72
Tuyau T58-59	60,39	21	0,3	0,87	63,89

Chapitre 04 : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU

Tuyau T58-60	80,6	27,2	0,4	0,69	29,61
Tuyau T62-64	60	21	0,3	0,86	63,09
Tuyau T62-63	87,84	27,2	0,44	0,75	34,79
Tuyau T01-65	120	176,2	24,54	1,01	5,72
Tuyau T62-65	30,63	53,6	1,62	0,72	13,36
Tuyau T65-66	253,7	176,2	20,92	0,86	4,22
Tuyau T66-67	106	110,2	5,88	0,62	4,05
Tuyau T67-68	38	21	0,19	0,55	26,98
Tuyau T67-69	83,73	96,8	4,56	0,62	4,81
Tuyau T69-70	71,75	63,8	3,41	1,07	22,71
Tuyau T70-71	40,48	21	0,2	0,58	30,24
Tuyau T70-72	66,13	21	0,33	0,95	75,6
Tuyau T70-73	80,15	53,6	1,6	0,71	13,08
Tuyau T73-75	24,77	21	0,12	0,36	12,29
Tuyau T73-74	96,5	27,2	0,48	0,82	41,52
Tuyau T69-76	38,15	21	0,19	0,55	26,98
Tuyau T15-66	62	96,8	12,94	1,76	35,11

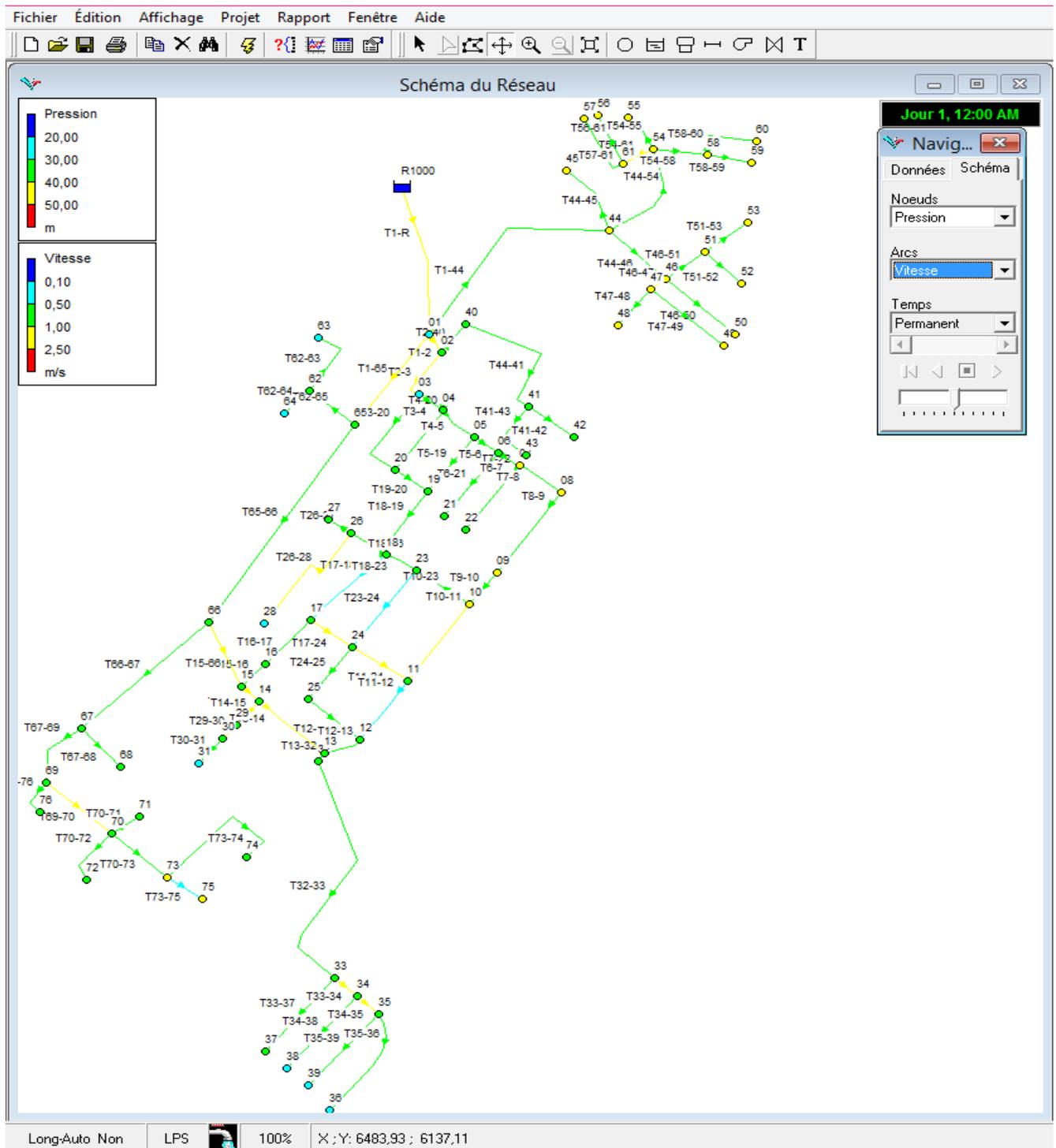


Figure IV-5 Variation de la vitesse et la pression dans le réseau R 1000 (a l'heur de pointe +incendie):

IV.9 Equipement du réseau de distribution :

IV.9.1 - Type de canalisation :

Le réseau de distribution sera constitué d'un assemblage de tuyaux en acier, les diamètres utilisés varient entre 16(D_{ex} 20) mm et 277,6(D_{ex} 300) mm.

IV.9.2 - Appareils et accessoires du réseau :

Les accessoires qui devront être utilisés pour l'équipement du réseau de distribution sont les suivants :

- Robinets vannes :

Ils sont placés au niveau de chaque nœud, et permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur l'un d'entre eux.

Les permettent aussi le réglage des débits, leur manœuvre s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé dite « béquille ». Celle-ci est introduite dans une bouche à clé placée sur le trottoir (facilement accessible).

- Bouches ou poteau d'incendie :

Les bouches ou les poteaux d'incendie doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit minimum 17(l/s) avec une pression de 10m (1 bar).

Ces derniers seront installés en bordure des trottoirs espacés de 50 à 200 m et repartis suivant l'importance des risques imprévus.

- Clapets :

Les clapets ont un rôle d'empêcher l'eau en sens contraire de l'écoulement prévu,

- Ventouses :

Les ventouses sont des organes qui sont placés aux points les plus hauts du réseau pour réduire la formation du vide dans les installations hydrauliques. Elles permettent de chasser et pénétrer l'air dans la conduite ainsi que la limitation de la dépression.

- Robinets de vidange :

Ce sont des robinets placés aux points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange de la conduite. Ces robinets seront posés l'intérieur d'un regard en maçonnerie.

- Bouche d'arrosage : Ce sont des bouches situées aux alentours des jardins.

IV.9.3 - pièces spéciales de raccord :

- a) **les Tes :** sont utilisés au niveau d'un réseau pour soutirer ou ajouter un débit.
- b) **les coudes :** ils sont utilisés pour le changement de direction.
- c) **les cônes :** ils sont utilisés pour raccorder deux conduites de diamètres différents.
- d) **les croix de jonction :** ils sont utilisés au niveau des nœuds pour le croisement des deux conduites perpendiculaires.

e) **les manchons** : ce sont des morceaux de 25 à 50 cm, utilisés pour le raccordement des accessoires et appareillages.

f) **Les compteurs** :

Le réseau de distribution nécessite l'emplacement des compteurs qui seront installés sur des points adéquats, et servent l'évaluation du rendement du réseau de distribution et le contrôle de la consommation.

IV.10 Conclusion :

A travers ce chapitre on a dimensionné le réseau de distribution de type mixte de la ville de REBAIA. Après avoir calculé les différents débits (Q_p , Q_s , Q_r et Q_n) et à l'aide du logiciel EPANET, en introduisant les débits et les altitudes de chaque nœud ainsi que les longueurs et les diamètres de chaque conduite. Après avoir lancé la simulation du réseau pour voir son comportement du point de vue hydraulique, On a constaté que les conditions de pression étaient vérifiées, varient entre 18m (R+1) et 60m. Pour les vitesses le bilan est convenable et varient entre 0.5 m/s et 1.2m/s.

Chapitre 05

V LES RESERVOIRS

V.1 INTRODUCTION :

Lorsque les besoins journaliers sont supérieurs au volume d'eau produit par la source en 24 heures, il est nécessaire de construire un réservoir de stockage. Le principe est de stocker l'eau pendant les périodes de faible demande de la population, et de pouvoir fournir un débit plus important lorsque la demande augmente.

Les réservoirs sont des ouvrages dont la durée de vie est généralement assez étendue. Ils trouvent le plus souvent des insuffisances au niveau de leur conception.

Ces raisons montrent l'importance qu'il convient d'accorder à la phase de conception de l'ouvrage.

Un ouvrage bien conçu sera facile à exploiter et requerra des travaux d'entretien faciles et simples.

La conception des réservoirs doit impérativement tenir compte des deux facteurs suivants :

- Conserver la qualité de l'eau stockée.
- Faciliter les conditions d'exploitation et d'entretien.

V.2 Rôle des réservoirs :

Le réservoir représente une réserve qui permet d'assurer le débit maximal requis aux heures de pointe, de permettre une lutte efficace contre l'incendie, en plus les réservoirs offrent les avantages suivants :

- ✓ Régularisation le fonctionnement de la station de pompage.
- ✓ Simplification l'exploitation.
- ✓ Assurer les pressions nécessaires en tout point du réseau.
- ✓ Coordination du régime d'adduction d'eau au régime de distribution.
- ✓ Maintenir l'eau d'une température constante et préserver des contaminations.
- ✓ Jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.
- ✓ Jouer le rôle de relais.

V.3 Emplacement des réservoirs :

L'emplacement du réservoir tient compte du relief permettant d'obtenir des dépenses minimales des frais d'investissement et l'exploitation.

Donc on est amené à prendre en considération les facteurs suivants :

- ✓ Le point le plus bas à alimenter.
- ✓ La hauteur maximale des immeubles (bâtiment).
- ✓ Les pertes de charge à partir du réservoir jusqu'au point le plus défavorable de la ville en question.
- ✓ L'état du relief de la ville qui pourra favoriser la construction d'un réservoir au sol
- ✓ qu'aux propriétés technico-économique suivant :
- ✓ Simplicité de réalisation du coffrage.
- ✓ Etanchéité plus facile à réaliser.

V.4 Principe de fonctionnement :

Les fonctions d'un réservoir dans un système d'alimentation en eau sont de deux natures complémentaires l'une à l'autre à savoir :

- ✓ Des fonctions techniques.
- ✓ Des fonctions économiques.

V.4.1 Fonctions techniques d'un réservoir :

- ✓ Régularité dans le fonctionnement du pompage ou les pompes vont refouler suivent un régime constant.
- ✓ Assurer la continuité de l'approvisionnement étant donné les répercussions susceptibles d'être provoquées par un arrêt de distribution de l'eau conséquent à un arrêt de pompage suite à :
 - ✓ Un accident au niveau de la conduite principale d'adduction ou même un simple nettoyage.
 - ✓ Un accident au niveau de la prise d'eau.
 - ✓ Une coupure d'électricité.
 - ✓ Le réservoir est un régulateur de pression et de débit.
 - ✓ Les réservoirs assurent un volume d'eau pour combattre les incendies.

V.4.2 Fonctions économiques d'un réservoir :

- ✓ Réduction du coût de l'investissement sur les ouvrages de production puisque dans le cas d'une adduction on dimensionne selon le débit ($Q_{moy.h}$) pour une adduction continue et (q_{st}) pour une adduction discontinue à la présence d'un réservoir et avec le débit (Q_{maxh}) dans le cas contraire.
- ✓ Réduction des dépenses d'énergie en réduisant la puissance consommée par les pompes.

V.5 Classifications des réservoirs :

Les réservoirs peuvent être classés de diverses façons selon les critères pris en considération :

1- Classification selon le matériau de construction :

Cette classification est basée sur la nature des matériaux de construction des réservoirs :

- ✓ Réservoir métalliques ;
- ✓ Réservoir en maçonnerie ;
- ✓ Réservoir en béton armé ;

2- Classification selon la situation des lieux :

Les réservoirs peuvent être classés selon leur position par rapport à la surface du sol :

- ✓ Réservoir en terre.
- ✓ Réservoir semi-enterré (sur surface).
- ✓ Réservoir sur élevés ou sur tour.

3 - Classification selon l'usage :

Vu les nombreux usages des réservoirs on peut les classer en :

1. Réservoir principal d'accumulation et de stockage.
2. Réservoir d'équilibre (réservoir tampon).
3. Réservoir de traitement.

4- Classification selon des considérations esthétiques :

Selon des servitudes d'esthétisme on peut affirmer les fonctions d'un réservoir comme on peut l'intégrer au paysage.

5- Classification selon la forme géométrique :

Généralement, on retrouve dans la pratique deux formes usuelles :

1. Réservoir cylindrique.
2. Réservoir rectangulaire (carré).

Comme on trouve parfois des réservoirs de formes quelconques (sphérique, conique, ...).

V.6 Choix du type de réservoir :

Nous savons qu'il existe des réservoirs enterrés, semi enterrés ou semi élevés dit (châteaux d'eau) pour le choix sera bien entendu une question d'espèce pour chaque cas, ce pendant à chaque fois que cela sera possible, il sera préférable d'avoir recours au réservoir enterré, semi enterré ou au plus élévation au-dessus du sol avec radier largement enterrer.

Pour Notre cas le réservoir choisi sera de type réservoir semi enterré est qui présente les avantages suivants :

1. **Économie sur les frais de construction.**
2. **Étude architecturale très simplifiée.**
3. **Étanchéité plus facile à réaliser.**

Conservation de la température constante de l'eau ainsi emmagasinée.

V.7 Détermination de la capacité :

Le calcul du volume du réservoir se fait à partir du débit rentrant et du débit sortant pour les différentes heures de la journée. La détermination de cette capacité, tient compte de la répartition journalière maximale du débit consommé caractérisé par le coefficient horaire.

1- Principe de calcul :

Pour estimer la capacité d'un réservoir, nous avons recours soit à la méthode graphique qui tient compte de la consommation totale déduite à partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport de débit pompé.

La capacité est déduite à partir des extremums cumule de la consommation vis à vis de celle des apports.

2- Détermination analytique de la capacité du réservoir d'alimentation :

La détermination analytique de la capacité du réservoir d'alimentation exige deux régimes distincts :

Le régime de consommation de notre agglomération caractérisée par la courbe de consommation.

Le régime d'apport d'eau à partir de la source vers le réservoir que nous avons fixé à raison de 20 heures d'apport du fait d'un captage divers de la source souterraine.

En conséquence, la capacité sera déduite à partir des résidus entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure pendant 24 heures comme le montre le tableau IV.1 en ajoutant bien entendu la réserve minimale destinée à l'incendie estimée 120 m³, le volume utile est donnée par :

$$V_u = P \% * Q_{\max j} / 100 \quad \dots\dots\dots (V.01)$$

P % : représente le maximum des restes de Q_{maxj} en pourcentage.

Le tableau suivant donne le calcul de la capacité du réservoir

Tableau V-1 Détermination de la capacité du réservoir

Heures (h)	Consommation horaires en %	Refolement d'eau en %	Q _{ar} - Q _{cons} %	(Q _{ar} - Q _{cons}) Cumulé %
0-1	1.5	4.167	2.667	8.833
1-2	1.5	4.167	2.667	11.500
2-3	1.5	4.167	2.667	14.167
3-4	1.5	4.167	2.667	16.833
4-5	2.5	4.167	1.667	18.500
5-6	3.5	4.167	0.667	19.167
6-7	4.5	4.167	-0.333	18.833
7-8	5.5	4.167	-1.333	17.500
8-9	6.25	4.167	-2.083	15.417
9-10	6.25	4.167	-2.083	13.333
10-11	6.25	4.167	-2.083	11.250
11-12	6.25	4.167	-2.083	09.167
12-13	5	4.167	-0.833	08.333
13-14	5	4.167	-0.833	07.500
14-15	5.5	4.167	-1.333	06.167
15-16	6	4.167	-1.833	04.333
16-17	6	4.167	-1.833	02.500
17-18	5.5	4.167	-1.333	01.167
18-19	5	4.167	-0.833	00.333
19-20	4.5	4.167	-0.333	00.000
20-21	4	4.167	0.167	00.167
21-22	3	4.167	1.167	01.333
22-23	2	4.167	2.167	03.500
23-24	1.5	4.167	2.667	06.167
Total	100	100	00.00	/

Actuel 2022 : $V_u = 19.167 * 1507.92 / 100 = 289.02 \text{ m}^3$

Long Terme 2052 : $V_u = 19.167 * 3093.94 / 100 = 593.01 \text{ m}^3$

Donc :

Actuel 2022 : $V_T = 289.02 + 120 = 409.02 \text{ m}^3$

Long Terme 2052 : $V_T = 593.01 + 120 = 713.01 \text{ m}^3$

Donc :

Actuel 2022 : $V_T = 500 \text{ M}^3$

Long Terme 2052 : $V_T = 1\ 000 \text{ M}^3$

On prend un réservoir de volume $V = 1\ 000 \text{ m}^3$

V.8 Diamètre du réservoir :

Le diamètre du réservoir est donné par la formule :

$V = (\pi D^2 / 4) * H$ (V.02)

Donc : $D = \sqrt{\frac{4V}{H\pi}}$ (V.03)

Avec :

V : volume du réservoir (m³) ;

D : diamètre du réservoir (m) ;

H : hauteur d'eau dans le réservoir (m) ; Pour la hauteur h peut être varrée entre (4 et 6) m.

Dans notre cas on peut prendre H= 4 m

AN : $D = \sqrt{\frac{4 * 1000}{4\pi}} = 17,84 \text{ m}$ on prend D= 18 m

V.9 Équipements du réservoir :

Le réservoir doit être équipé :

1. D'une conduite d'arrivée ou d'alimentation.
2. Une conduite de départ ou de distribution.
3. Une conduite de vidange.
4. Une conduite de trop –plein.
5. Système de matérialisation de la consigne d'incendie.
6. Conduit by –passe.

Ces conduites sont commandées dans une chambre de manœuvre.

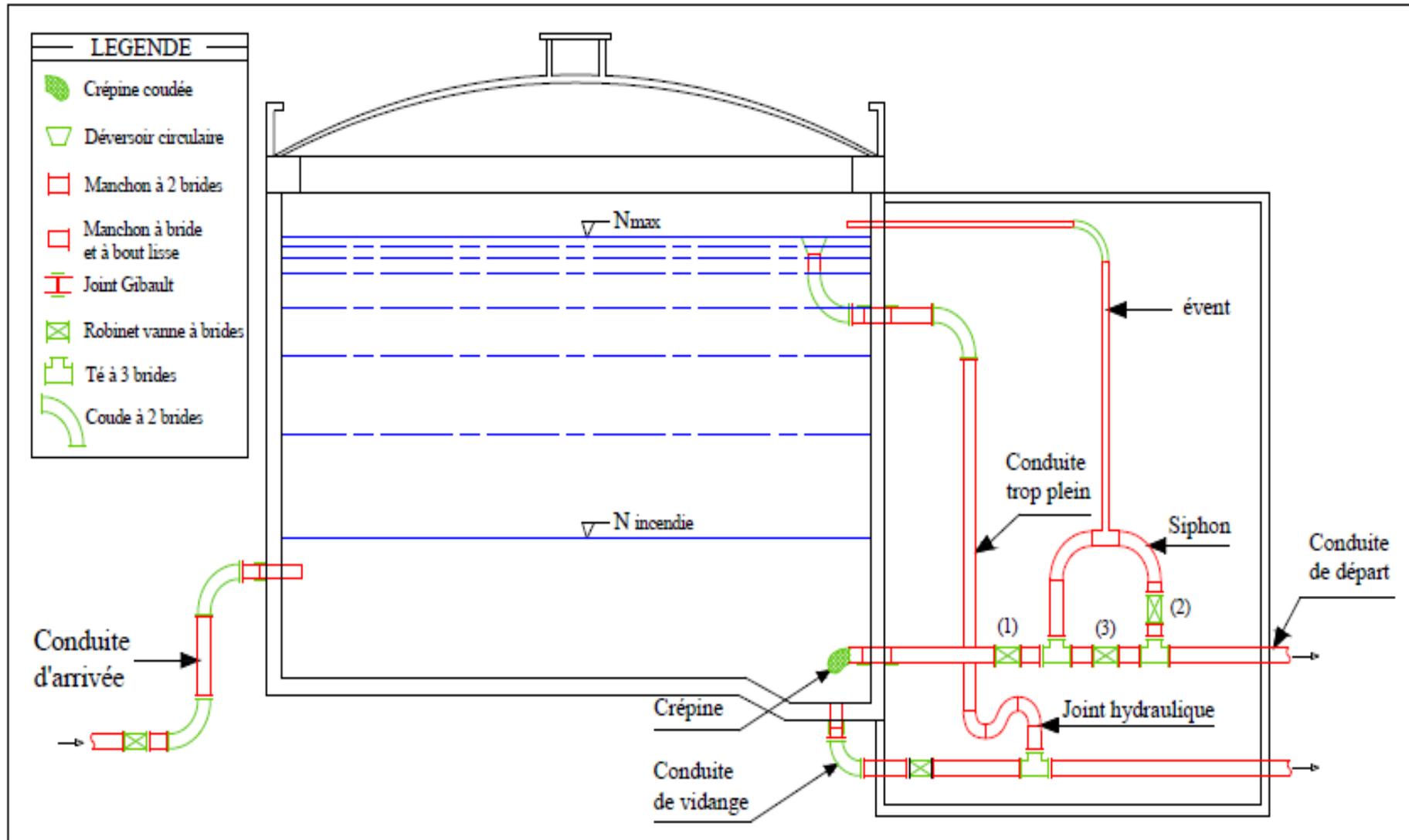


Figure V-1 montre les différents équipements d'un réservoir

V.10 Conclusion :

On voit que les réservoirs jouent un rôle très important (stockage et distribution). Par conséquent, il doit être bien conçu et bien construit (assurant l'étanchéité) afin qu'il puisse remplir toutes les fonctions dont il a besoin de manière durable. Une surveillance régulière et un entretien régulier du réservoir sont nécessaires

Les réservoirs existants seront remplacés par un seul réservoir de capacité de 1 000 m³, de type semi enterrés implantés au côté du terrain naturel de 844 m.

Chapitre 06

VI -ETUDE D'ADDUCTION :

VI.1 -INTRODUCTION :

L'adduction étant définie comme le transport des eaux de zone de captage aux zones d'utilisation.

Mais les conduites d'amenée (ou conduites d'adduction) peuvent être classées comme suit :

- ✓ L'adduction a écoulement gravitaire
- ✓ L'adduction a écoulement par refoulement
- ✓ L'adduction mixte

Pour faire le dimensionnement de cette conduite d'adduction, nous prenons en considération deux aspects, l'un économique et l'autre technique.

VI.2 Quelques notions simples sur l'adduction :

VI.2.1 Choix du tracé

Le choix du tracé est une procédure délicate, car il faudra prendre certaines précautions et respecter certaines conditions, qui sont les suivantes :

- ✓ Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible, pour éliminer les contre pentes.
- ✓ En raison d'économie, le trace doit être le plus court possible.
- ✓ Eviter les traversées d'Oueds, les zones marécageuses, les routes, les voies ferrées autant que possible.

Pour notre cas, nous étudions le trace d'une conduite d'adduction qui s'étant sur une longueur de 27306 mètres, et que nous devons bien entendu respecter toutes les conditions citées précédemment y compris la prise en compte du system de protection contre le phénomène de cavitation qui peut endommager la conduite (coup de bélier).

VI.2.2 Profil d'une adduction :

Le profil de l'adduction est une donnée indispensable pour visualiser le fonctionnement de cette dernière. Il peut être établi à partir d'un relevé de terrain. On y reporte en x les distances, en y les altitudes. Il est indispensable de choisir une échelle différente pour chacun des axes de façon à bien visualiser les reliefs le long de la trace.

VI.2.3 La ligne piézométrique

La ligne piézométrique permet de visualiser la pression exercée par l'eau en chaque point du trace. Elle correspond au niveau qu'atteindra l'eau dans un tuyau vertical connectés sur l'adduction.

VI.2.4 L'air dans la tuyauterie :

Au remplissage ou a la mise en service d'une adduction, le phénomène est particulièrement sensible. Il est illustre par la figure ci-dessous, profil d'une adduction présentant plusieurs points hauts et bas.

Dans de nombreux cas de figure de véritables bouchons d'air se produisent dans les points hauts. D'ou la nécessité :

- ✓ d'éviter les fonctionnements mixtes, a sur face libre et sous pression,
- ✓ De localiser les points haut,
- ✓ D'y installer un organe de dégazage : ventouse, brise charge, citerne, vanne
- ✓ D'accentuer les points hauts dans le cas d'un tronçon de pente très uniforme.

Il est recommande d'éviter des traces mous, ou les points hauts et les points bas n'apparaissent pas clairement, car il sera impossible de placer l'organe de dégazage de façon optimale. D'autre part, pour les tronçons très plats, on accentuera la pente située en aval de la ventouse

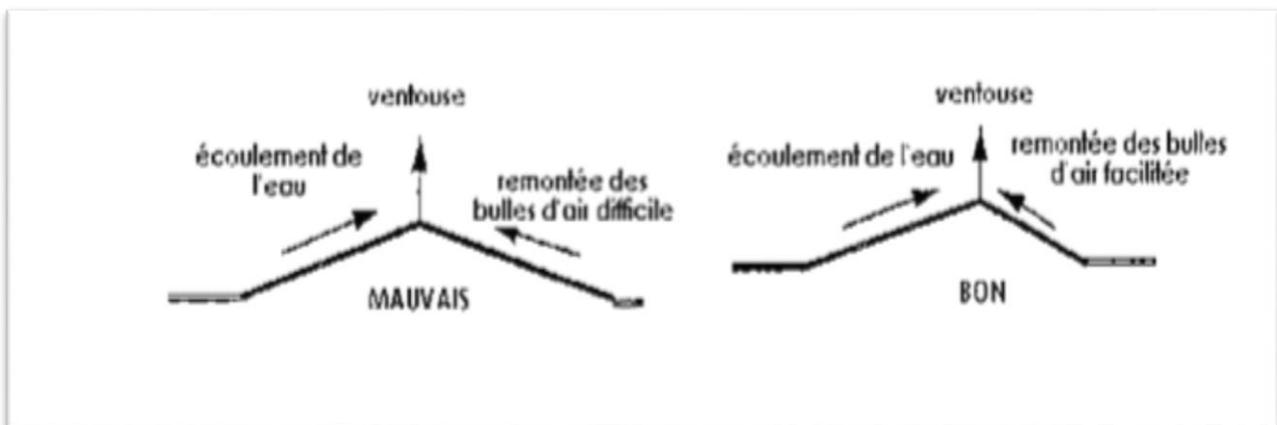


Figure VI-1 L'emplacement préférable des ventouses

Pour le choix de l'organe de dégazage il est indispensable de tenir compte de l'effet de l'ouvrage sur le fonctionnement de l'adduction sachant que :

la vanne de purge n'a pas d'effet sur le fonctionnement, et qu'elle sera actionnée manuellement, la ventouse fonctionne automatiquement, et ne casse la pression que si elle est négative, le brise charge ou la citerne casse la pression, qu'elle soit positive ou négative.

VI.3 Théorie de l'étude technico-économique :

Le dimensionnement de la conduit d'adduction (refoulement) s'établit en cherchant le diamètre

économique qui permet de donnée un cout de revient minimum entre les dépenses de fonctionnement et celles d'inversement, en effet plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever plus les charge seront plus importantes.

VI.4 Calcul du diamètre économique :

Pratiquement, pour faire un bon choix de diamètre optimal on doit trouver une gamme des diamètres correspondante à une vitesse d'écoulement comprise entre (0.5 m/s Et 1.5 m/s) mais dans certain cas la vitesse peut aller jusqu'à 2 m/s, cette gamme est déterminée par les deux formules suivantes :

La formule de BONNIN : $D1 = \sqrt[3]{Q}$ (VI.01)

✓ **La formule de BRESS :** $D2 = 1.5 \sqrt[3]{Q}$ (VI.02)

Avec :

D 1,2 : diamètre de la conduite en mètre ;

Q : débit véhiculé en (m³/s) ;

VI.4.1 Calcul de la vitesse :

Elle est donnée par la formule suivante :

$V = \frac{4Q}{\pi D^2}$ (VI.03)

- ✓ V : vitesse d'écoulement en (m/s) ;
- ✓ Q : débit transitant dans la conduite en (m³ /s) ;
- ✓ D n : diamètre normalisé de la conduite en (m) ;

VI.4.2 Calcul des pertes de charge :

Elles se présentent sous deux formes :

Les Pertes de charge linéaires

Les pertes de charge singulières

VI. 4. 2. a Pertes de charge linéaire

Elles sont déterminées par la formule DARCY-WEISBBACH :

$\Delta H_1 = J * L = \lambda * L * \frac{v^2}{2 * g * Da}$ (VI .04)

Avec:

- ✓ J: perte de charge linéaire(m/ml);

- ✓ L: longueur de la conduite(l);
- ✓ λ :coefficient de frottement de DARCY,
il caractérise l'écoulement ainsi que la nature de rugosité de la canalisation, il est donné par deux formules:

- ✓ pour un régime turbulent rugueux :

Formule de NIKURADZI :

$$\lambda = \frac{(1.146 - 0.86 \ln k)}{Dn} - 2 \dots \dots \dots (VI.05)$$

Avec:

k: coefficient de rugosité de la conduite (mm).Sa valeur est comprise entre 0.01mmet 0.02mm pour le PEHD

- pour le régime transitoire:

Formule De COOLEBROOK :

$$\frac{\lambda}{\sqrt{k}} = -2 \text{Log} \left(\frac{\epsilon}{3.7 Dn} + \frac{2.51}{Re \sqrt{\lambda}} \right) \dots \dots \dots (VI.06)$$

Avec :

Re: nombre de Reynolds qui est donné par la formule:

$$Re = V * Dn / \nu \dots \dots \dots (VI.07)$$

Avec:

v: viscosité cinématique, calculée par la formule de STOCKS :

$$\nu = \frac{0.0178}{(1 + 0.0337T + 0.000221T^2)} \dots \dots \dots (VI.08)$$

Avec:

T: température de l'eau en degré à t =20°C

VI.4.2.b Perte de charge singulière :

Elles sont générées par les singularités telles que les coudes, les vannes, les clapets...

On considère généralement que les pertes de charge singulière sont égal 15% des pertes de charge linéaire

$$\Delta H_s = 0.15 * \Delta H_L \dots \dots \dots (VI.09)$$

VI.4.2.c Les pertes de charge totale :

Elles représentent la somme des pertes de charge linéaire et singulières

$$\Delta H_t = \Delta H_L + \Delta H_s = 1.15 * \Delta H_L \dots \dots \dots (VI.10)$$

VI.5 Détermination de la hauteur manométrique :

Elle représenté une hauteur d`élévation fictive qui résulte de la somme de la hauteur géométrique et les pertes de charge résultantes de l`aspiration et du refoulement.

$H_{mt} = H_g + \Delta H_t$

VI.6 Déterminations de la puissance :

C`est la puissance mécanique absorbée au niveau de l`arbre de la pompe, elle est déterminée d`après la formule suivante :

$P_a = \frac{g \cdot h_{mt} \cdot Q}{\eta} \dots\dots\dots (VI .11)$

avec

- ✓ Pa: puissance absorbée par la pompe(kw);
- ✓ η: Rendement de la pompe(80%);
- ✓ Hmt: hauteur manométrique de la pompe(m);

VI.7 Energie consommée par la pompe :

Elle est fixée par la formule suivante :

$E = P \cdot t_p \cdot 365 \dots\dots\dots (VI .12)$

Avec:

- 0 Tp: nombre d`heures de pompage (8h pour les pompes);
- 1 P: puissance de la pompe en (k wh);

VI.8 Frais d`exploitation :

$F_{exp} = E \cdot e \dots\dots\dots (VI .13)$

Avec:

- E: énergie consommée par la pompe (kwh)
- e` : prix unitaire du k wh , fixé par la SONELGAZ (4.67DA)

VI.9 Frais d`amortissement :

Les frais d`amortissement seront calculés à partir de la formule suivante :

$F_{am} = P_u \cdot L \cdot A \dots\dots\dots (VI .14)$

Avec:

- ✓ Pu: prix unitaire de la conduite(Da/ml)

✓ A: L` Amortissement annule

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \dots\dots\dots(VI.15)$$

A: amortissement annule;

i: taux d`annuité=8%;

N: nombre d`années sur le quels` effectuera l`amortissement (n=30ans),

AN :

$$A = \frac{0.08 + 0.08}{(0.08 + 1)^{30} - 1} = 0.0888$$

$$A = 0.0888$$

VI.10 Bilan économique :

Les frais totaux seront calculés par la formule suivante :

$$B_l = F_{exp} + F_{amo}$$

Avec:

F_{amo}:frais d'amortissement en(DA).

F_{exp} :frais d'exploitation en(DA) .

B_l: billon en (DA).

VI.11 Calcul de l'adduction :

Le pompage de l'eau potable vers le réservoir de 1 000m³, reçoit de l'eau par refoulement à partir de la station **KRIMA**.

VI.11.1 Conduite de refoulement entre la station et le réservoir R1000 :

Données de base

Le débit : Q_T=3093.94 m³/J = 0.03580m³ /s

La longueur : L= 4460 m

La cote trop plein réservoir : CTR = 840+6= 846 M

La cote axe de la pompe : Cap= 765 m

La hauteur géométrique : Hg = CTR – Cap = 846 – 765

=> Hg=81m

VI.11.2 Calcul du diamètre du Tronçon SP – R 1000 :

$$D = \sqrt{0.0358} = 0.189\text{m} = 189\text{mm}$$

$$D = 1.5\sqrt{0.0358} = 0.283\text{m} = 283\text{ mm}$$

Donc: $200\text{ mm} \leq D \leq 400\text{mm}$

Les frais d'amortissement, les frais d'exploitation ainsi que les frais totaux sont résumés dans les tableaux suivants :

a)Frais d'amortissement :

Tableau VI-1 Frais d'amortissement, tronçon SP-(R1000) :

Dex	epaisseur	Dint	longueur	prix unitair	Finv	Fa= Finv*A
mm	mm	mm	m	DA (TTC)	DA	DA
200	18,2	163,6	4460	2 892,94DA	12 902 512,40DA	1 145 743,10DA
250	22,7	204,6	4460	4 463,55DA	19 907 433,00DA	1 767 780,05DA
315	28,6	257,8	4460	6 844,50DA	30 526 470,00DA	2 710 750,54DA
400	36,3	327,4	4460	10 904,40DA	48 633 624,00DA	4 318 665,81DA

Finv : représentent les frais de fourniture, de pose des conduites et de terrassement (déblais remblais) sont fonction du diamètre des conduits.

b) Frais d'exploitation :

Tableau VI-2 Frais d'exploitation, tronçon SP-(R1000) :

Dex	Dint	Q	V	Re	Y	DHT	Hmt	puissance	energie
mm	mm	M3/S	m/s			m	m	KW	KWH
200	163,6	0,0358	1,70	278759,75	0,0113	52,252	133,252	58,4973	213515,13
250	204,6	0,0358	1,09	222898,81	0,0107	16,297	97,297	42,7133	155903,54
315	257,8	0,0358	0,69	176901,07	0,0102	4,894	85,894	37,7073	137631,48
400	327,4	0,0358	0,43	139294,73	0,0098	1,412	82,412	36,1788	132052,56

c)Frais totaux :

Après avoir calculé les frais d'exploitation et frais d'amortissement, on peut déduire le bilan global des frais, qui est donné dans le tableau

Tableau VI-3 Frais totaux (bilan) tronçon SP-(R1000) :

Dex	Dint	Fa= Finv*A	Fraix D'exp	Bilan
mm	mm	DA	DA	DA
200	163,6	3 528 787,68DA	997 115,65DA	2 142 858,75DA
250	204,6	1 767 780,05DA	728 069,54DA	2 495 849,59DA
315	257,8	2 710 750,54DA	642 739,01DA	3 353 489,54DA
400	327,4	4 318 665,81DA	616 685,44DA	4 935 351,25DA

Remarque :

D'après les résultats trouvés ci-dessin, on opte pour diamètre économique D=250mm avec une vitesse V=1.09m/s et une Hmt=97.297 m

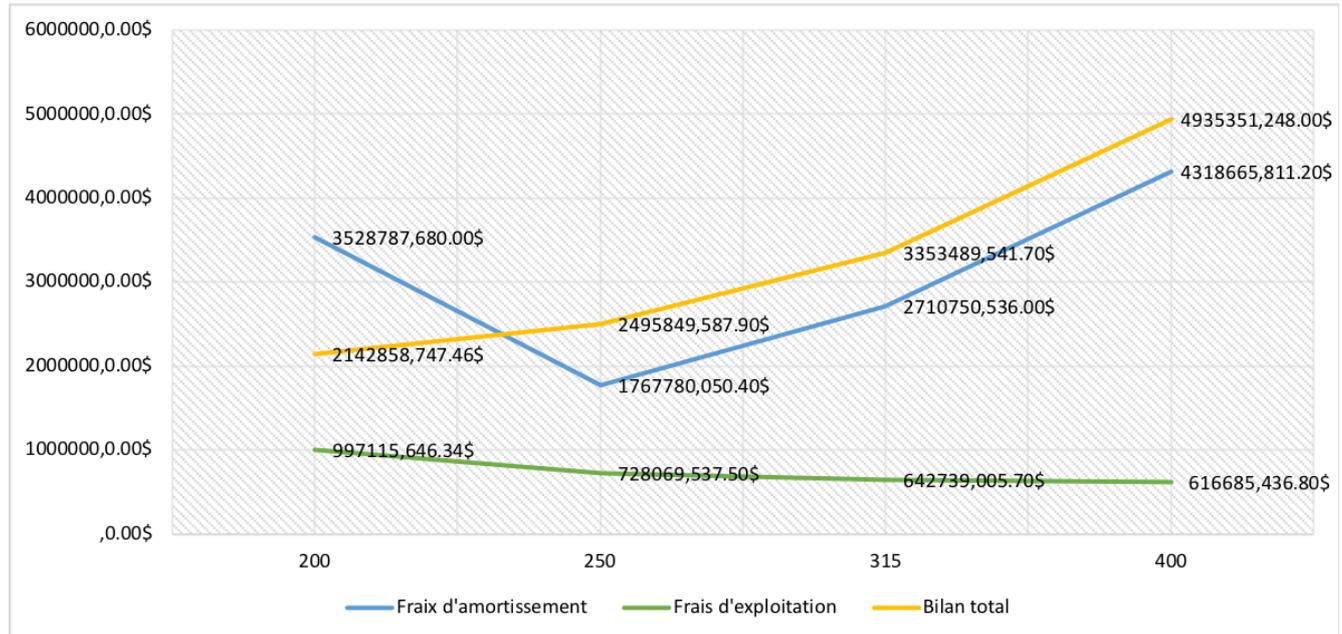


Figure VI-2 variation des frais totaux en fonction diamètre Tronçon SP-R1000.

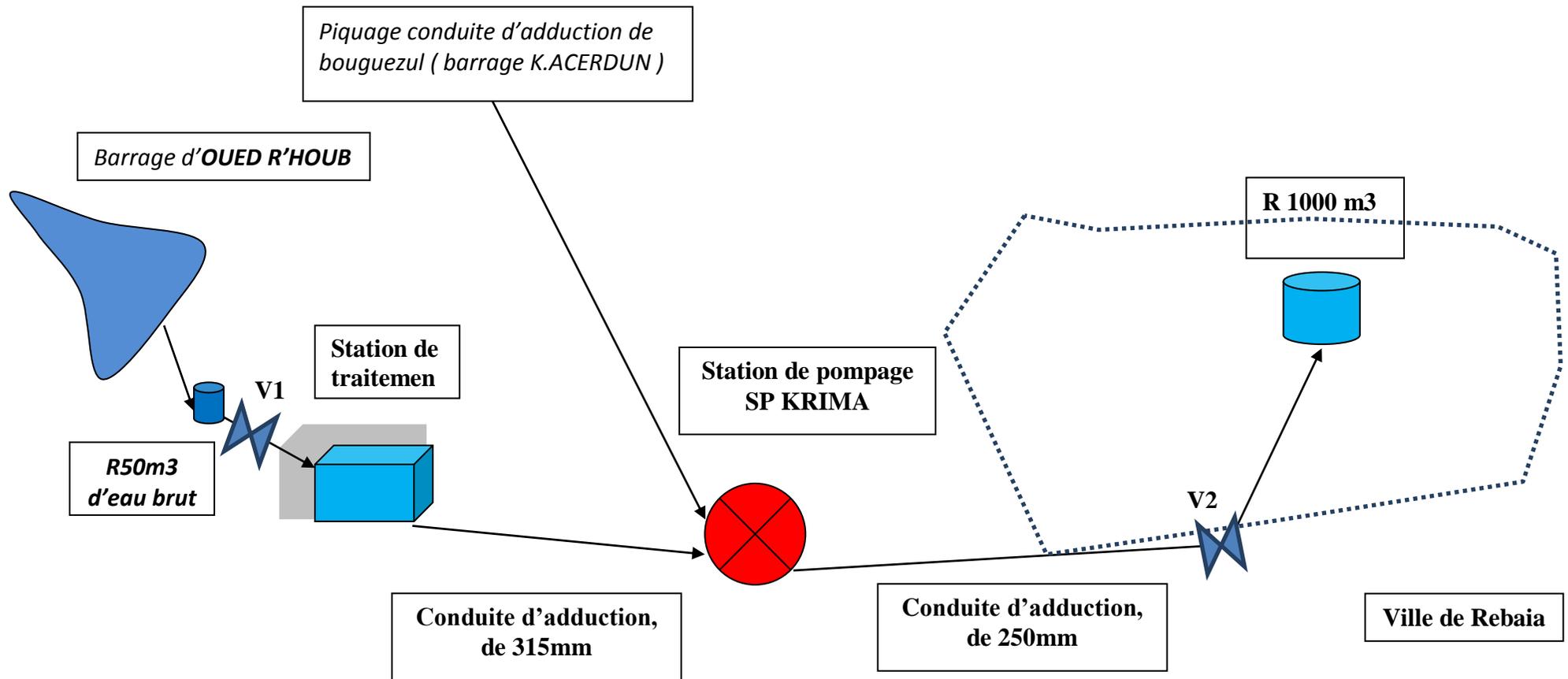


Figure VI-3 Synoptique des conduits d'adduction.

VI.12 Conclusion :

L'étude de l'adduction effectuée pour la commune de REBAIA wilaya de de MEDEA a été réalisée en se basant sur deux aspects. L'aspect technique qui nous a permis de faire une petite synthèse ou l'ensemble des paramètres hydraulique, vitesse, pression et pertes de charge ont été vérifiés, et l'aspect économique qui nous permis d'identifier les facteurs qui influent sur le coût du projet.

Chapitre 07

VII-Choix de la pompe

VII.1 INTRODUCTION :

Dans l'adduction par refoulement et Pour assurer l'élévation des fluides de la cote du départ (captage, station de pompage) vers la cote d'arrivée des eaux (en général un réservoir), il faut fournir à la colonne d'eau une énergie supplémentaire par l'intermédiaire d'une pompe.

VII.2 Types de pompes:

De par leur principe de fonctionnement, il existe deux types de pompe :

VII.2.1 Pompes volumétriques :

Dans ces pompes, l'écoulement du liquide est produit par la variation de volume d'une ou plusieurs capacités qui, alternativement, aspirent et refoulent le liquide. Des soupapes actionnées par la pression du liquide, assurent souvent au progression dans la direction choisie. Les pompes volumétriques procurent en général une très forte pression et un faible débit. Ces caractéristiques ne correspondent pas aux besoins l'adduction d'eau.

VII.2.2 Pompes centrifuges :

Dans le domaine de l'hydraulique, on utilise presque exclusivement des pompes centrifuges. La pompe centrifuge est une machine rotative qui pompe un liquide en le forçant au travers d'une roue à aube ou d'une hélice appelée impulseur (souvent nommée improprement turbine). Par l'effet de la rotation de l'impulseur, le fluide pompé est aspiré axialement dans la pompe, puis accéléré radialement, et en fin refoulé tangentiellement.

VII.3 Principe de fonctionnement d'une pompe centrifuge :

Le principe de fonctionnement d'une pompe centrifuge est le suivant : Supposant une pompe pleine d'eau ; sous l'effet de rotation de la turbine entraînée par le moteur, l'eau qui arrive dans la région axiale, ou œillard, est projetée à la périphérie, et de ce fait, engendre une dépression, ce qui engendre un appel des tranches suivantes et, par suite, un écoulement continu de la veine liquide, laquelle est recueillie par la volute ou par le diffuseur, et dirigée dans la conduite de refoulement.

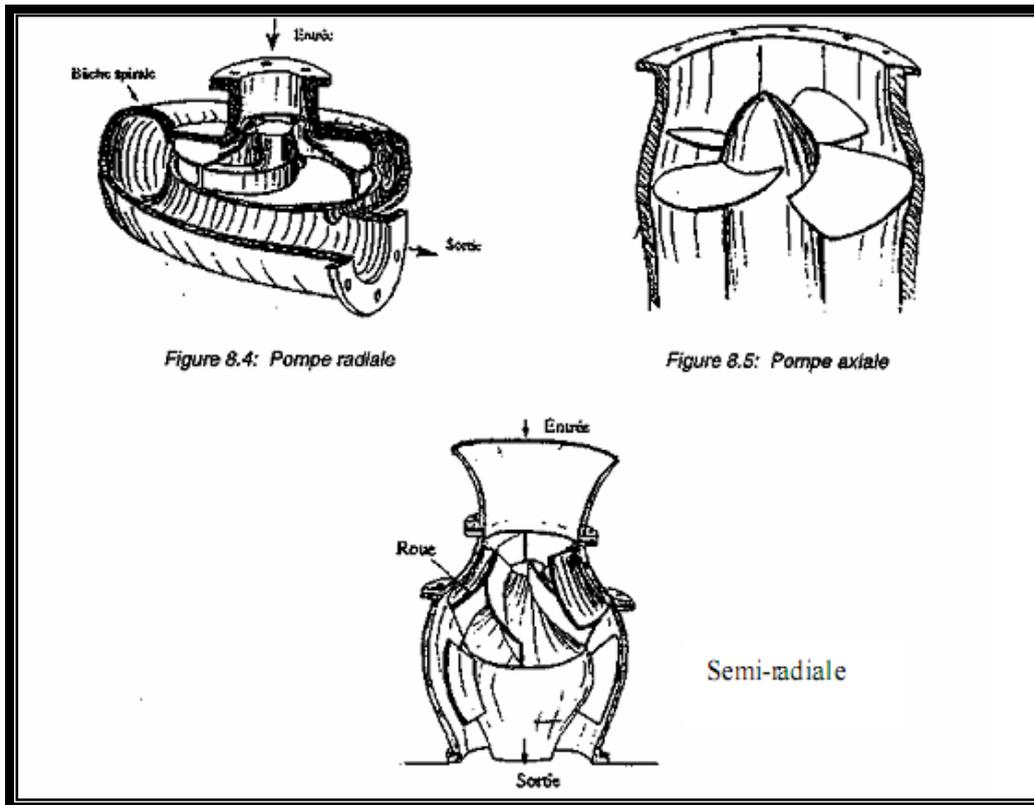


Figure VII-1 Classification des pompes

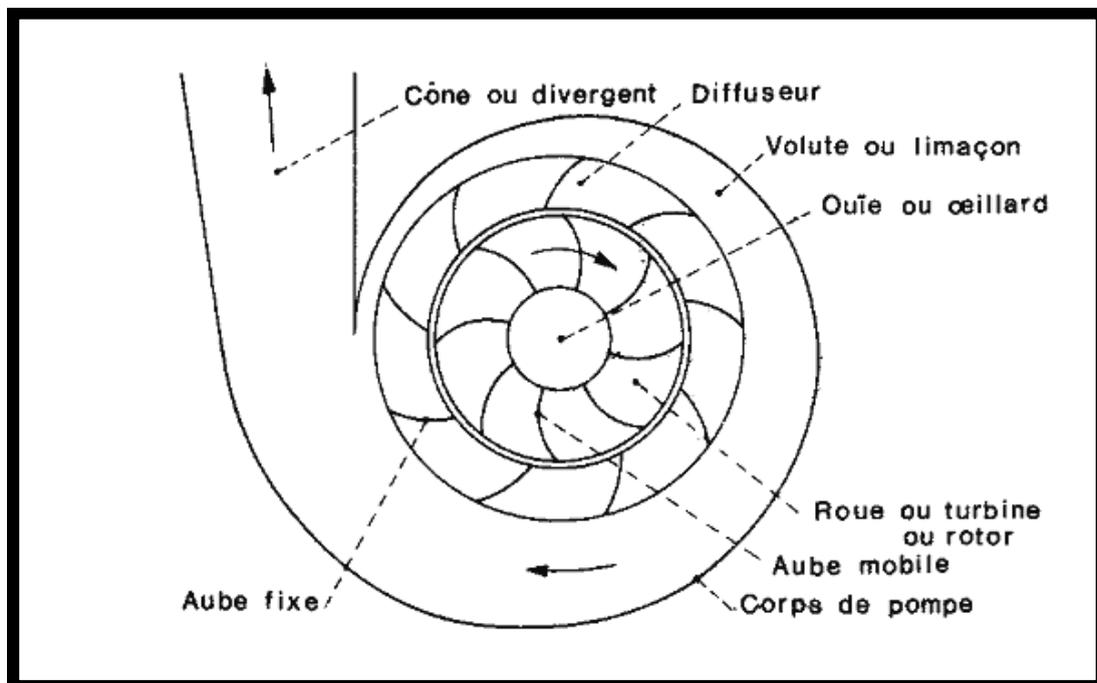


Figure VII-2 Constitution d'une pompe centrifuge

VII.3.1 Amorçage des pompes centrifuges :

L'amorçage des pompes est une opération qu'on effectue lorsqu'on désire faire fonctionner une pompe qui risque d'être vide, on procède alors au remplissage avec de l'eau. L'opération d'amorçage peut être réalisée dans les cas suivants :

- ✓ A la première mise en marche des pompes ;
- ✓ Après une réparation ;
- ✓ A l'occasion d'arrêt prolongé par suite de mauvais fonctionnement des clapets ou en raison de la présence d'un peu d'air dans la canalisation.

L'opération d'amorçage consiste donc à extraire cette air pour que l'eau puisse venir prendre sa place.

VII.3.2 Commande automatique des pompes centrifuges :

L'automatisation des installations d'un service d'eau est très intéressante, par l'avantage d'une réduction du personnel, mais elle ne peut pas assurer une sécurité totale à cause des défaillances du matériel, pour cela une commande manuelle doit obligatoirement être intégrée dans le système d'automatisation.

Cette automatisation doit réaliser les fonctions suivantes :

- ✓ L'arrêt du pompage lorsque le plan d'aspiration s'abaisse anormalement ;
- ✓ L'arrêt du pompage quand le réservoir est plein.

La reprise du pompage dès que les conditions d'aspiration redeviennent normales, au sitôt le plan d'eau dans le réservoir s'abaisse au dessous d'un certain niveau.

Les commandes sont réalisées différemment selon l'importance de la longueur qui sépare les deux cuves.

VII.3.2.a Commande par ligne pilote :

Lorsque la distance qui sépare la station de pompage et le réservoir est très importante, nous utilisons la commande sans ligne pilote. Le principe de fonctionnement est le suivant :

Lorsque l'eau dans le réservoir atteint un certain niveau, le servo-clapet est placée à la sortie du tuyau de refoulement pour bloquer cette dernière.

Il en résulte une surpression dans la canalisation, phénomène qui agit sur le relais hydroélectrique de la station de pompage. Ce relais coupe le circuit électrique qui alimente la pompe.

VII.3.2.b Commande sans ligne pilote :

Lorsque la distance qui sépare la station de pompage et le réservoir est très importante, nous utilisons ce genre de commande, Le principe de fonctionnement est le suivant :

Dés que l'eau dans le réservoir a atteint un certain niveau, le servo-clapet est placé au débouché de la canalisation de refoulement obstrue cette dernière.

Il en résulte une surpression dans la canalisation, phénomène qui agit sur le relais hydroélectrique dans la station de pompage, ce relais coupe le circuit électrique d'alimentation des pompes.

VII.4 – Paramètres hydrauliques des pompes :

- ✓ Le fonctionnement d'une pompe est caractérisé par :
- ✓ Le débit(Q)
- ✓ La hauteur créée par la pompe(HMT)
- ✓ La hauteur d'aspiration(Ha)
- ✓ La puissance(P)
- ✓ Le rendement(η)

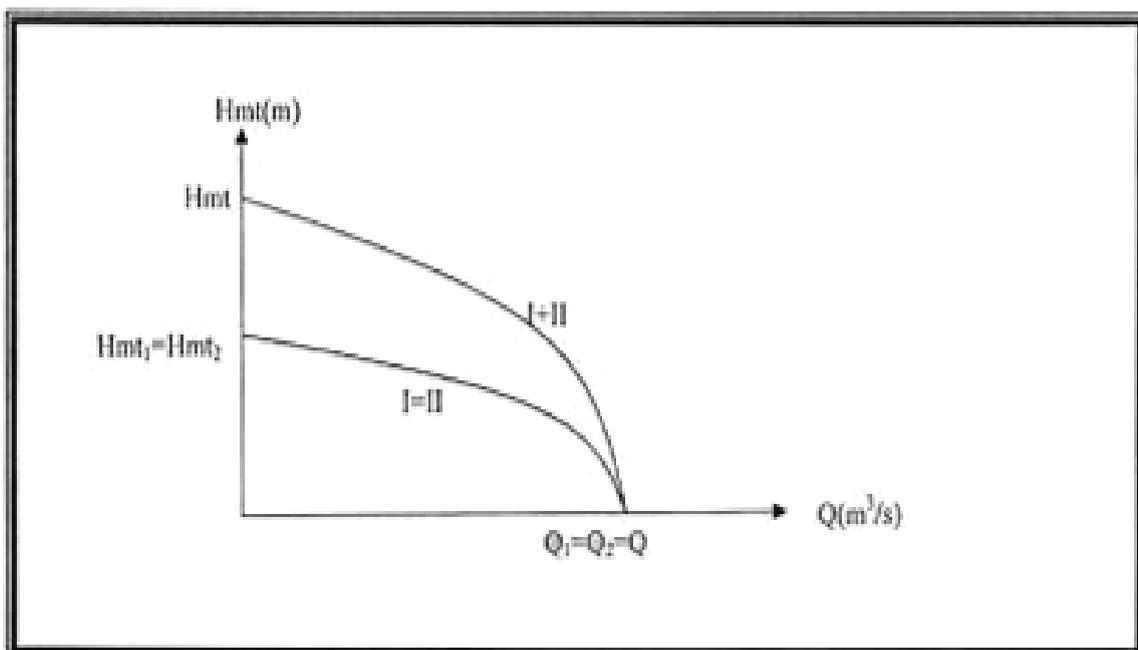
VII.5 Couplage des pompes :

Les pompes peuvent être couplées en série ou en parallèle selon le but recherché, augmenter la hauteur ou le débit.

Les différentes combinaisons possibles doivent être étudiées sur le plan économique et hydraulique.

VII.5.1 Pompes en série :

Les deux pompes sont couplées hydrauliquement en série, les débits qui les traversent sont les mêmes, La caractéristique résultante s'obtient en ajoutant la hauteur de refoulement pour chaque valeur du débit. Ce type de couplage est utilisé pour refouler un débit sensiblement constant à une hauteur importante.



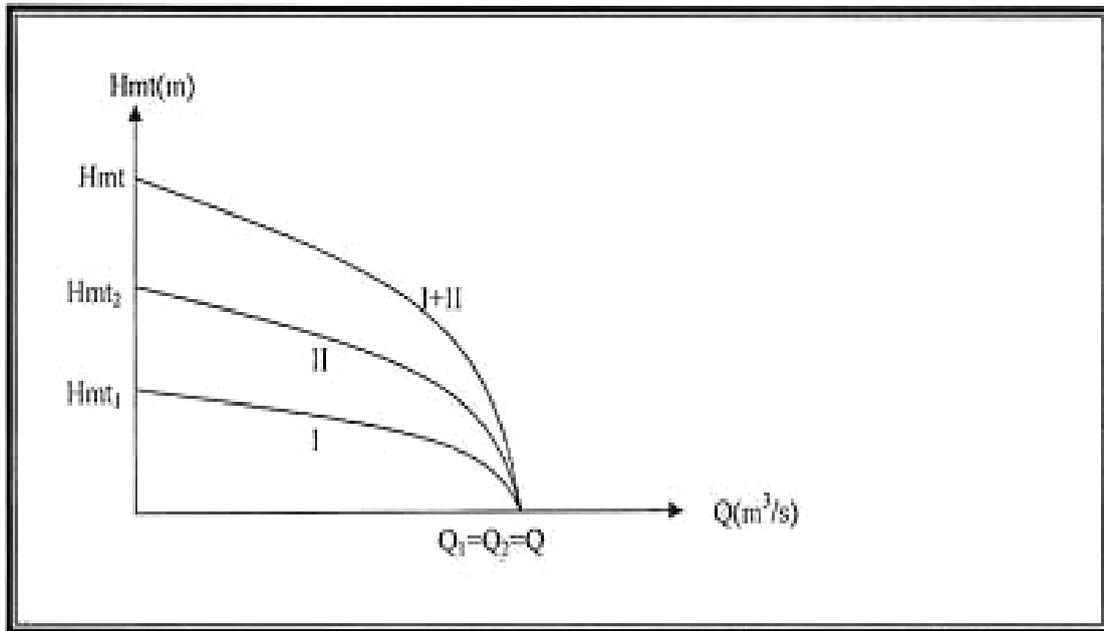


Figure VII-4 Couplage de deux pompes différentes en série.

VII.5.2 Pompe en parallèle :

Si deux pompes sont couplées hydrauliquement en parallèle, les hauteurs qu'elles fournissent sont nécessairement égales. La caractéristique résultante s'obtient en ajoutant les débits pour une même hauteur fournie.

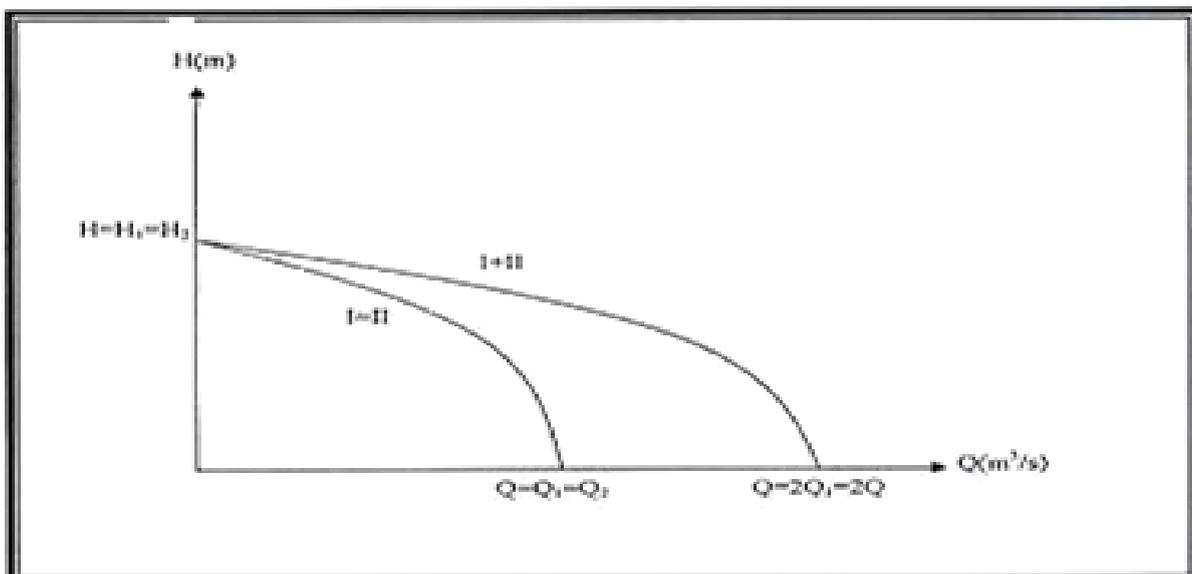


Figure VII-5 Couplage de deux pompes identiques en parallèle.

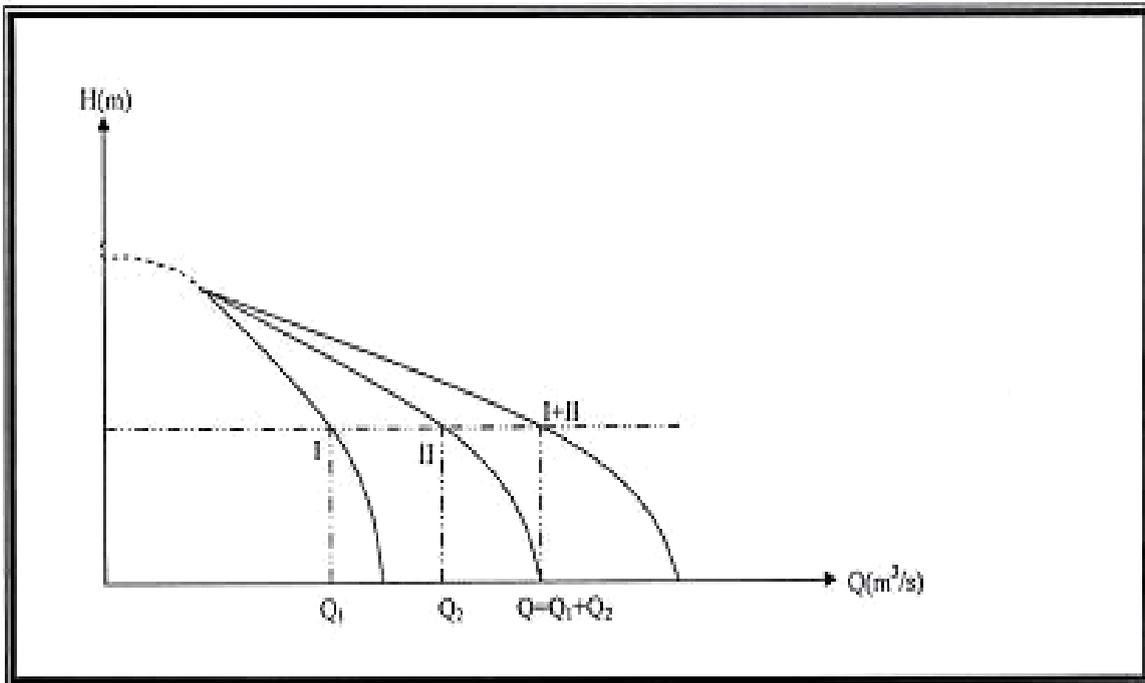


Figure VII-6 Couplage de deux pompes différentes en parallèle

VII.6 .Caractéristique de la pompe:

Q(m ³ /h)	0	80	90	100	110	120	130	140	150	180	195
100	98	97	96	95.5	94.5	94	93	92	88.4	86.4	

VII.6.1 Recherche du point de fonctionnement désiré:

La détermination de ce point est basée sur des considérations techniques et économiques ; les caractéristiques de la conduite ayant été déterminées, on trace la courbe qui représente les variations des pertes de charges totales en fonctions du débit. Le point de fonctionnement (p) qui représente l’intersection de la courbe caractéristique de la conduite et celle de la pompe ne coïncide pas généralement avec le débit désiré. Pour remédier à ce problème on envisage différentes méthodes :

Accepter le point de fonctionnement tel qu’il est donné :le débit à relever sera donc supérieur à celui désiré.

Accepter les caractéristiques de la pompe et vanner sur le refoulement:

Augmentation de la consommation d’énergie.

Rogner la roue a fin de faire passer les caractéristiques(Q,H)par le point désiré:

Baisse du rendement de la pompe.

Concevoir une pompe semblable susceptible de répondre aux besoins c'est-à-dire le débit, la vitesse et la hauteur nécessaire.

VII.6.2 Choix des pompes :

Le débit : le débit que la pompe est appelée à refouler.

La hauteur manométrique totale(HMT):c'est la hauteur à laquelle la pompe devra parvenir l'eau.

Le rendement : il est préférable que la pompe fonctionne dans la zone de rendement maximal afin d'éviter les pertes d'énergie

Dans le cas de notre projet, on choisira les pompes centrifuges en raison de leurs avantages En effet les pompes centrifuges accouplées aux moteurs électrique sont les avantages suivants :

- ✓ Légères
- ✓ Peu coûteuses
- ✓ Disponibles sur le marché national
- ✓ Peu encombrants
- ✓ D'un très bon rendement

.Point de fonctionnement:

Le point de fonctionnement **F** d'une pompe débitante dans une conduite définie par un débit **Q**, et une hauteur **H** est représenté par le point d'intersection de la courbe caractéristique de la pompe **Ccp** dite caractéristique débitante et la courbe caractéristique de la conduite **Ccc** dite caractéristique résistante.

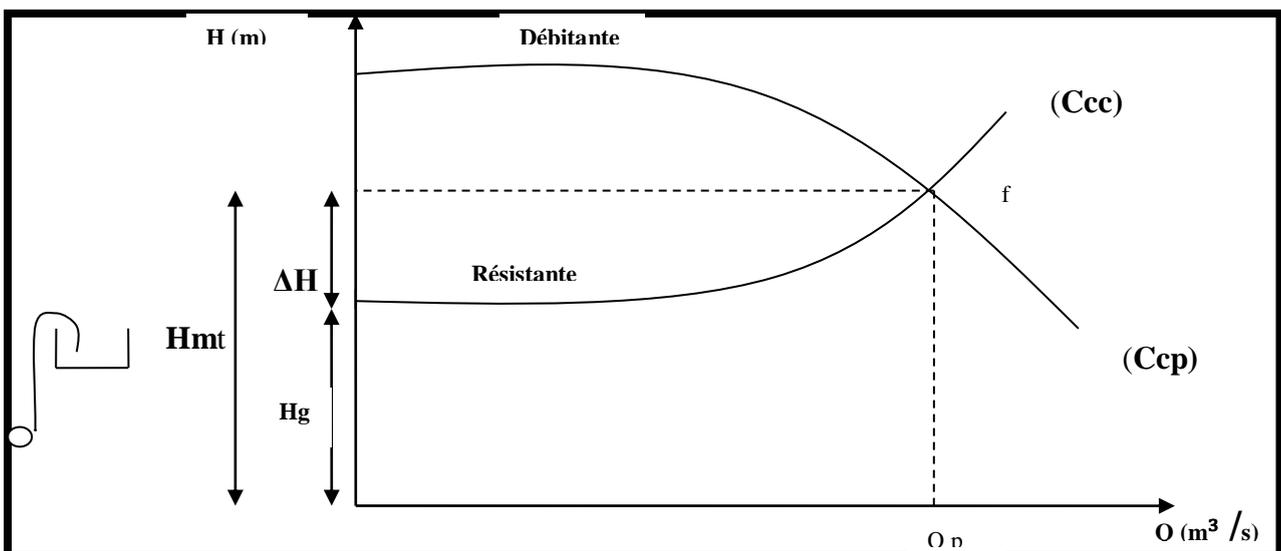


Figure VII-7 Principe de détermination du point de fonctionnement dans une conduite

VII.7 Caractéristique de conduite :

Equation de la conduite de refoulement

Si on présente la charge nécessaire en fonction du débit on aura:

$$H_{mt} = H_g + \Delta H_T \quad \dots\dots\dots(VII.01)$$

Avec:

H_{mt}: la hauteur manométrique totale [m].

H_g: la hauteur géométrique [m].

ΔH_T: la perte de charge totale [m].

Or les pertes de charges sont en fonction de la vitesse au carré, donc du débit au carré.

Alors :

$$H_{mt} = H_g + k(Q)^2 \quad \dots\dots\dots(VII.02)$$

VII.8 Etude de la cavitation :

La cavitation est la vaporisation du liquide contenu dans la pompe quand il est soumis à une pression inférieure à la tension de vapeur correspondante à sa température. Ce phénomène se produit à l'orifice d'aspiration de la pompe ; des bulles apparaissent dans les zones où la pression est la plus faible (entrée des aubes de roue des pompes centrifuges). Elles sont transportées dans les zones de pressions plus fortes où se produit leur condensation. Des implosions se produisent alors à des fréquences élevées et créent des surpressions locales très élevées (jusqu'à des centaines de bars) .

La cavitation est un phénomène à éviter absolument, car il entraîne de graves conséquences :

- ✓ Erosion du matériau des aubes de turbine des pompes centrifuges ;
- ✓ Augmentation du bruit et des vibrations générés par la pompe ;
- ✓ Chutes des performances des pompes avec diminution importante de la H_{mt}, du débit et du rendement.

Afin d'éviter le risque d'apparition de la cavitation dans les installations de pompage, il faut avoir :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r \quad \dots\dots\dots(VII.03)$$

Avec:

(NPSH)_d : (Net Positive Section Head) qui peut être traduite comme la charge d'aspiration disponible calculée par l'utilisateur (m) ;

(NPSH)_r : Charge d'aspiration requise qui est donnée par le constructeur (m).

Pour l'alimentation en charge :

$$(NPSH)_d = P_0 / g \cdot \rho + H_a - (J_{asp} + T_v) \quad \dots\dots\dots(VII.04)$$

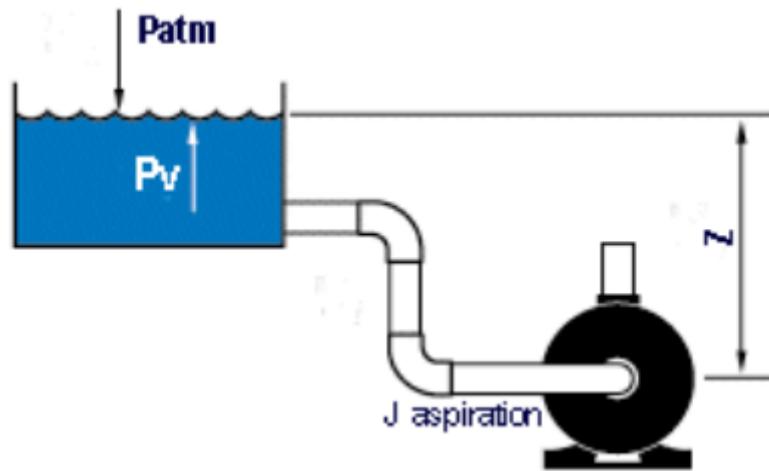


Figure VII-8 Calcul du NPSH disponible pour une pompe en charge

Pour l'alimentation en dépression :

$$(NPSH)_d = P_0 / g * \rho - Ha - (Jasp + Tv) \dots\dots\dots(VII.05)$$

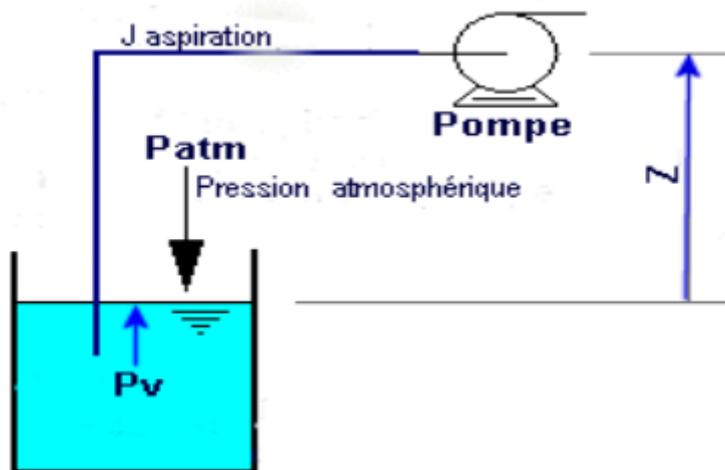


Figure VII-9 Calcul du NPSH disponible pour une pompe en dépression

VII.9 Etude et choix des pompes :

VII.9.1 Elévation de la station de pompage KRIMA vers le réservoir R1000 :

- ✓ Débit à relever : 128.914 m³/ h ;
- ✓ Hauteur manométrique totale d'élévation : H_{tm} = 97.297 m ;
- ✓ Hauteur géométrique : 81 m ;
- ✓ Longueur de la conduite : L 4 460 m ;
- ✓ Diamètre de la conduite : D_{int}= 204,6mm (D_{ext} = 250 mm) ;
- ✓ λ = 0,0107

VII.9.2 Choix de la pompe :

A). Caractéristiques de la conduite :

Equation de la conduite de refoulement :

$$H_{mt} = H_g + k Q^2 \quad \dots\dots\dots(VII.06)$$

Avec :

$$H_g = 81 \text{ m}$$

$$D_{ext} = 250 \text{ mm}$$

$$O\grave{u} : O\grave{u} : K = \frac{1,15 \cdot 8 \cdot \lambda \cdot L}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5} = \frac{1,15 \times 8 \times 0,0107 \times 4\,460}{9,81 \times (3,14)^2 \times (0,2046)^5}$$

$$K = 12\,660,47 s^2/m^5$$

Alors :

$$H_{mt} = H_g + KQ^2$$

$$H_{mt} = 81 + 12\,660,47Q^2 \quad \dots\dots\dots(VII.07)$$

Tableau VII-1 Résultats de calcul pour la courbe caractéristique de la conduite de refoulement:

Q [m3/h]	Q [m3/s]	Φ [mm]	ΔHT = k (Q)2 [m]	Hg [m]	HMT = Hg + ΔHT [m]
0	0	204,6	0	81	81
80	0,022	204,6	6,252	81	87,252
90	0,025	204,6	7,913	81	88,913
100	0,028	204,6	9,769	81	90,769
110	0,031	204,6	11,820	81	92,820
120	0,033	204,6	14,067	81	95,067
130	0,036	204,6	16,509	81	97,509
140	0,039	204,6	19,147	81	100,147
150	0,042	204,6	21,980	81	102,980
195	0,054	204,6	37,146	81	118,146

B). Caractéristique de la pompe :

Pour le choix de la pompe à installer sur le point de refoulement, nous utiliserons le logiciel « CAPRARI POMPES », au lieu des catalogues car il est plus pratique. Pour cela, il suffit d'introduire les caractéristiques requises de la pompe et on aura tout ce qui est disponible, à savoir les caractéristiques de la pompe, du moteur et le point de fonctionnement.

La pompe donnée par le catalogue numérique CAPRARI, est une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal de type (PM 125/ 5 C) dont les caractéristiques sont mentionnées :

Pompe :

- ✓ Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal
- ✓ Roues, diffuseurs et corps d'aspiration : en fonte
- ✓ Corps de refoulement et corps d'étage : en fonte (PMS: en fonte sphéroïdale)
- ✓ Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de Refoulement tourné vers le haut ; corps d'aspiration à bouche orientable
- ✓ Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une Douille en acier inoxydable. Double palier
- ✓ Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les Charges radiales et axiales dans les deux sens
- ✓ Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement
- ✓ Hauteur d'arbre normalisée (UNI 2946)

Données techniques / Caractéristiques :

Q : 36,15 l/s
 H : 97,7 m
 n. pôles : 4
 Fréquence : 50 Hz
 Monophasé / Triphasé : 3~
 Puissance moteur P2 : 55 kW
 Tension : 400 V
 Diamètre refoulement : DN 125 (UNI PN40)
 Raccord d'aspiration: DN150 (UNI PN25)

Tableau VII-2 Caractéristiques de la pompe donnée par CAPRARI:

N (Tr/min)	η (%)	P _a (kw)	NPSH _r (m)
1450	75.8	45.6	1.74

Le point de fonctionnement P2 (36.15 l/s, 97.7 m)

Le point désiré P1 (36.15 l/s, 97.7 m)

Le point de fonctionnement et désiré sont représentés dans la figure suivante :

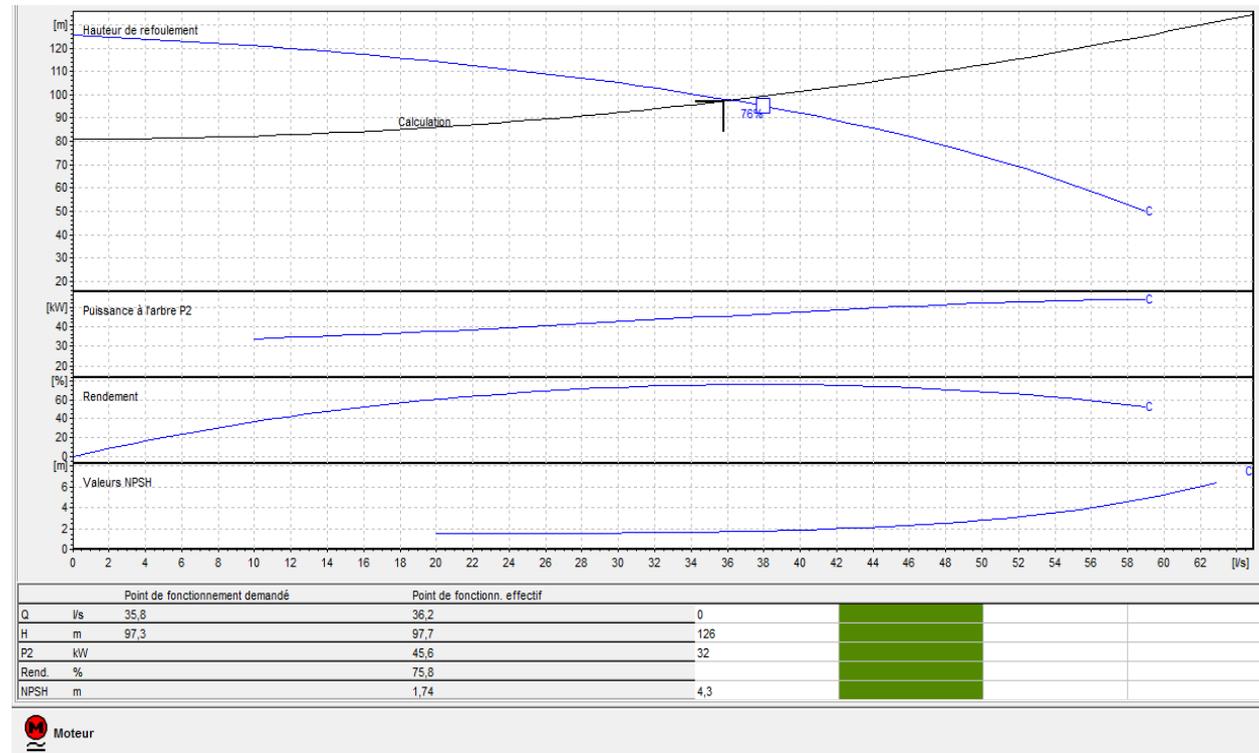


Figure VII-10 Le point de fonctionnement de la pompe

D'après la figure (VII-11), le point de fonctionnement de la pompe coïncide avec le point désiré, par conséquent, cette pompe ne nécessite aucune modification.

VII.10 Etude de la cavitation :

La cote du plan d'aspiration : $C_a = 765 \text{ m}$;
 Hauteur d'aspiration : $H_a = 1 \text{ m}$;
 Perte de charge d'aspiration : $J_{asp} = 0$ (négligeable) ;
 $(NPSH)_r = 1.74 \text{ m}$.

VII.10.1 Calcul de la pression à la cote d'aspiration :

$$P'_0 = 10.33 - (0.0012 * C_a) = 10,33 - (0,0012 * 765) = 9.41 \text{ m.}$$

$$NPSH_d = 9.41 + 1 - (0 + 0.24) = 10.17 \text{ m.}$$

$$NPSH_d = 10.17 \text{ m}$$

On a $NPSH_d > NPSH_r$

La pompe est en dehors de la zone de cavitation car il n'y a aucun risque de formation et implosion de bulles et la pompe fonctionne en toute sécurité.

VII.11 Conclusion :

Dans ce chapitre, le catalogue de pompes CAPRARI a été utilisé pour identifier les pompes les plus performantes. Après avoir calculé les hauteurs manométriques totales et les débits désirés, nous avons opté pour des pompes multicellulaires à axe horizontal.

Sélectionné comme type de pompe (PM125/5C) pour le tronçon de refoulement SP-R1000. Ses principales caractéristiques sont : Vitesse de rotation $N : 1\,450$ tr/min, Rendement moteur $\eta = 75,8\%$, puissance absorbée $P_a = 45,6$ kw, NPSHr = 1,74 m Point de fonctionnement P2 (36,15 l/s, 97,7 m).

Une vérification de la présence ou de l'absence de phénomènes de cavitation a terminé cette partie présente. Il s'agit d'un phénomène très impactant sur la pompe et il est recommandé d'ajouter une deuxième pompe de secours pour assurer une alimentation en eau continue en cas de panne ou de réparation éventuelle.

Chapitre 08

VIII PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER

VIII.1 INTRODUCTION :

Le coup de bélier est un phénomène transitoire, oscillatoire qui se manifeste dans des conduites en charge à écoulement gravitaire ou en refoulement. Ce phénomène peut être provoqué par diverses causes à savoir :

- ✓ Arrêt brutal d'un ou de plusieurs groupes électropompes alimentant une conduite de refoulement.
- ✓ Démarrage d'une pompe.
- ✓ Fermeture instantanée ou brusque d'une vanne placée au bout d'une conduite.

Le coup de bélier est caractérisé par des surpressions et des dépressions dont leurs variations peuvent provoquer des dommages pour la conduite.

VIII.2 Interprétation physique du coup de bélier :

Nous considérons dans un système analogue à notre système, c'est-à-dire une adduction par refoulement de la pompe jusqu'au réservoir avec une vitesse donnée.

Supposons qu'il se produit un arrêt brusque de la pompe ; cet arrêt provoque un phénomène oscillatoire qui peut être décrit en quatre phases :

1^{ère} phase

Après l'arrêt de la pompe, l'eau va suivre son chemin ascendant, il en résulte derrière la tranche d'eau considérée une dépression.

Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir suivant une distance (l) avec une célérité (c).

Au bout de ce temps la conduite est en dépression et le temps mis par l'onde est (l/c).

2^{ème} phase

La conduite reprend alors son diamètre primitif vu qu'elle a une certaine élasticité. Au bout d'une certaine période (l/c) ce qui fait au total (2l/c) depuis l'origine du phénomène, toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêter par le clapet de la pompe qui s'est fermé entre temps.

3^{ème} phase

En raison de cet arrêt la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimer, entraînant une dilatation de la conduite.

Au bout d'une nouvelle période (l/c) ce qui fait (3l/c) depuis l'origine, toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée immobile.

4^{ème} phase

Grâce à l'élasticité de la conduite, cette dernière reprend de proche en proche sa forme initiale allant du réservoir vers la pompe. au bout d'un nouveau temps (l/c) ce qui fait (4l/c) depuis

l'origine, nous retrouvons dans la même situation qu'au début de l'étude du phénomène. Ce phénomène se produirait indéfiniment s'il n'est pas freiné par les pertes de charge.

VIII.3 Moyen de protection contre le coup de bélier :

Nous disons qu'il n'est pas possible de supprimer totalement l'effet du coup de bélier mais on peut arriver à limiter ceci à une valeur compatible à la résistance des installations que pour la conduite de refoulement ou autres.

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

1. Les volants d'inertie qui interviennent dans la protection contre les dépressions.
2. Les soupapes de décharge qui interviennent dans la protection contre les surpressions.
3. Les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre qui interviennent à la fois dans la protection contre les dépressions et les surpressions.

Mais pour notre étude, nous avons choisi comme moyen de protection un réservoir d'air grâce à quelques avantages qu'il présente :

- Intervient dans la protection contre la dépression et la surpression.
- Simple à l'installer et facilement contrôler.
- Choisi, pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement.

VIII.4 Etude du coup de bélier :

✓ Détermination de la valeur de surpression et de dépression :

La valeur maximale de la surpression et de la dépression est donnée par les relations suivantes :

$$\Delta H_{\max} = \pm \frac{aV_0}{g} \dots\dots\dots(\text{VIII } 01)$$

a- La surpression :

$$H_s = H_g + H_{\max}$$

b- La dépression :

$$H_d = H_g - H_{\max}$$

V_0 : Vitesse d'écoulement en régime normal (m/s) ;

g : accélération de la pesanteur (9,81 m/s²)

a : Célérité en [m/s].

H_g : la hauteur géométrique[m]

VIII.4.1 Célérité des ondes :

La célérité des ondes du **coup de bélier** dans une conduite en **PEHD** est donnée par l'expression suivante :

$$a = \frac{1240}{\sqrt{1 + k \frac{D}{e}}} \dots\dots\dots(\text{VIII.02})$$

Avec :

K : coefficient dépendant du matériau (**K=0,66 pour le PEHD**) ;

a : Célérité des ondes en (m/s)

D : diamètre intérieur de la conduite (**D = 204.6 mm=0.2046m**)

e : épaisseur de la conduite (**l'Annexe**) **22.7 mm**

Avec :

- K = 0,5 pour l'acier ;
- K = 4,4 pour l'amiante ciment ;
- K = 1,7 pour la fonte ductile ;
- K = 5 pour la conduite en béton ;
- K = 0,66 pour le PEHD.

$$a = \frac{1240}{\sqrt{1 + k \frac{D}{e}}}$$

a=470.39 m/s

Elle est donnée par la relation suivante :

$$V_0 = \frac{Q}{A} = \frac{4Q}{\pi D^2} \quad V_0 = 1.09 \text{ m/s} \quad \dots\dots\dots(\text{VIII}.03)$$

Avec :

Q:le débit refoulé et D : diamètre de refoulement

VIII.4.2 les caractéristiques de la conduite de refoulement de la ville de REBAIA :

- o Longueur : L = 4460 m
- o Diamètre : D = 204.6 mm
- o Hauteur géométrique : Hg = 81 m

- Débit refoulé : Q = 0.0358m³/s

Application numérique :

Après les calculs on trouve que

a=470.39 m/s et V₀=1.09m/s

$$\Delta H_{\text{max}} = \pm \frac{aV_0}{g} \Delta H_{\text{MAX}} = (470.39 * 1.09) / 9.81 = 52.26 \text{ m}$$

La surpression :

H_s = H_g + H_{max} = 81+52.26=133.26m H_s = 133.26 m

La dépression :

H_d = H_g - H_{max} = 81-52.26=28.74m H_d= 28.74 m

Remarque :

Si la valeur de la dépression est inférieure à 1 bar il y aura un risque de cavitation, c'est à dire la formation d'une poche d'air, qui peut engendrer des conséquences fatales. C'est pas le cas dans notre étude, la valeur de la dépression est supérieur à 1 bar.

VIII.5 Réservoir d'air :

Comme étranglement à la base de la cloche, on a choisi la tuyère qui fonctionne au retour de l'eau comme un ajutage rentrant de BORDA et permet théoriquement d'avoir une perte de charge quatre (4) fois plus grande au retour qu'à l'aller.

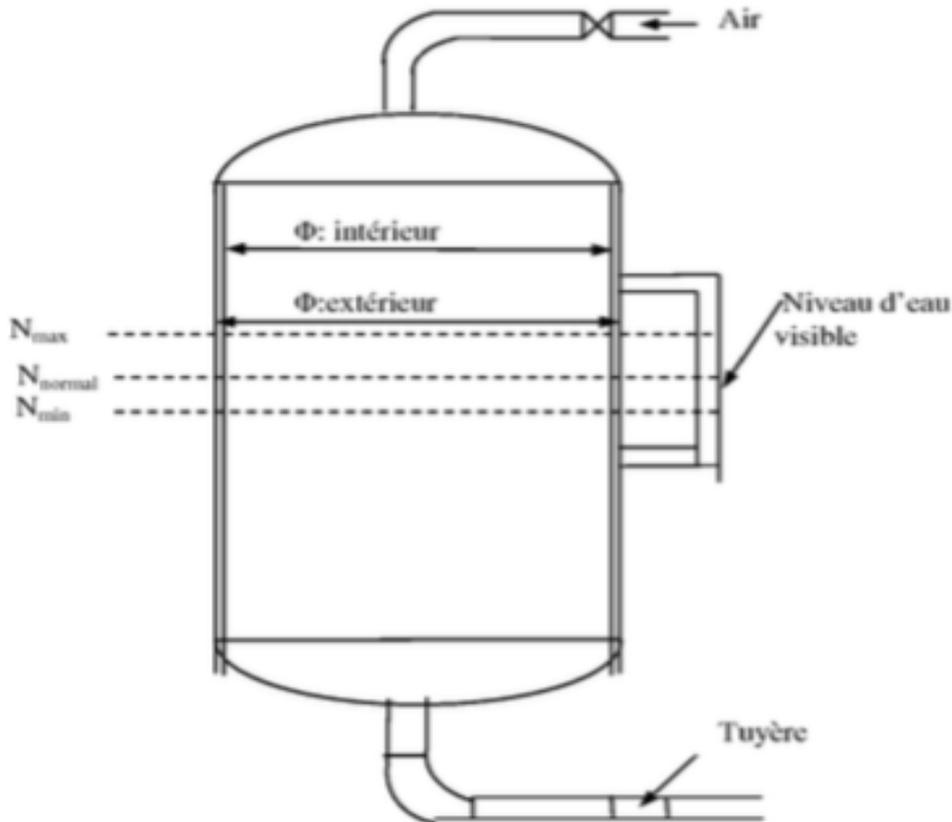


Figure VIII-1 Réservoir d'air

VIII.5.1 Dimensionnement du réservoir d'air :

Pour la détermination du volume d'air anti-bélier il y a plusieurs méthodes mais nous choisissons la méthode de VIBERT car :

- C'est une méthode graphique simplifiée de détermination du volume d'air.
- Abstraction des pertes de charges dans la conduite.
- Non prise en compte de l'organe d'étranglement.

Comme on a calculé la vitesse de la célérité : $c=470.39\text{m/s}$, nous devons l'augmenter de 5% car c'est un matériau en (PEHD) donc la nouvelle célérité sera donc : $c=493.90\text{ m/s}$

Et la charge en tenant compte du coup de bélier :

$$H_g + \frac{a.V_0}{g} = 81+52.26=133.26\text{m}$$

- La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = 133.26+10= 143.26 \text{ m}$$

- La charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10 = 81+10= 91 \text{ m}$$

$$h_0 = V_0^2/2g = 1.09^2/2g = 0.060 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } h_0/Z_0 = 0,060/91 = 6,65 * 10^{-4}$$

$$Z_{\max}/Z_0 = 143.26/91 = 1.574$$

On a les valeurs de (h_0/Z_0) et (Z_{\max}/Z_0) on peut tirer la valeur de $(U_0/L.S)$ à partir de l'abaque de VIBERT (l'Annex 02).

D'on la nécessiter de prévoir une protection anti-bélier contre la surpression.

Le calcul est basé sur l'abaque de VIBERT qui donne le volume U_0 de l'air contenu Dans la cloche sous un régime de marche à la vitesse V_0 .

En marche normale les caractéristiques de l'air dans le réservoir sont données par Z_0 et Z_{\max} .

Z_0 : pression absolue (hauteur géométrique de refoulement +10 m).

Z_{\max} : pression absolue relative à la surpression.

$$\text{Donc } U_0/L.S = 7.4 * 10^{-3}$$

$$Z_{\min}/Z_0 = 0,675$$

Application :

$$U_0 = 7.4 * 10^{-3} * L * S = 7.4 * 10^{-3} * 4460 * (0,0358/1.09) = 1.083 \text{ m}^3$$

$$U_0 = 1083 \text{ litres d'air.}$$

$$U_0 . Z_0 = U_{\max} . Z_{\min}$$

$$U_{\max} = U_0 * (Z_0/Z_{\min}) = 1083 * 1.481 = 1603.92 \text{ litres}$$

$$U_{\max} = 1063.92 \text{ litres}$$

En tenant compte de la sécurité nous prenons $U_{\max} = 1603.92 \text{ litres d'air}$

VIII.6 Conclusion :

Pour éviter et limiter un peu le risque du coup de bélier sur la conduite de refoulement, il faut bien dimensionner le réservoir anti- bélier, ainsi que le dimensionnement correct de la conduite de refoulement c'est à dire :

Tenir compte de la valeur majeure du coup de bélier (dans notre étude de la conduite de refoulement de REBAIA on a besoins de $(U_{\max} = 1603. \text{ litres d'air})$.

Chapitre 09

IX ORGANISATION DE CHANTIER

IX.1 INTRODUCTION :

L'organisation d'un chantier consiste à déterminer et coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais.

Les étapes à utiliser sur les chantiers pour la réalisation d'un réseau d'alimentation en eau potable (A.E.P) sont :

- Implantation des traces des tranchées sur le terrain.
- Excavation des tranchées,
- Pose des conduites.
- Epreuve de joint et de canalisation.
- Remblaiement des tranchées,

IX.2 Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :

a) Matérialisation :

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons places en ligne droite et espacées de 50 m. On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixes ou des bornes. La direction des axes et leurs extrémités est ainsi bien déterminée.

b) Nivellement :

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme. Lorsque le terrain compte des obstacles on précède au nivellement par cheminement et par un simple calcul, on détermine la hauteur de chaque point ainsi la profondeur de tranchée en point.

IX.3 Excavation des tranchées :

Cette opération se divise en deux étapes :

1.Enlevement de la couche végétale :

Pour la réalisation de cette opération, on opte pour un bulldozer ou un angledozer.

2.Excavation :

Selon les caractéristiques du terrain ; l'excavation sera réalisée mécaniquement. La profondeur minimale de la tranchée a excavé doit atteindre 1 m pour les raisons suivantes :

- a) Pour garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- b) Pour protéger la canalisation contre le gel.

La largeur de la tranchée doit être grande pour qu'un homme puisse travailler sans difficulté et elle augmente avec les diamètres des conduites a mettre en place. L'excavation des tranchées s'effectue par tronçon successive en commençant par les points hauts pour assurer s'il y lieu l'écoulèrent naturel des eau d'infiltration Donc l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

- ✓ La profondeur de la tranchée « H_{tr} »
- ✓ La largeur de la tranchée « b »

IX.3.1 La profondeur H_{tr} :

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite.

Elle est donnée par la relation suivante : $H_{tr} = D + h + h_1$

H_{tr} : profondeur de la tranchée (m).

D: diamètre de la conduite (m). h: hauteur de la génératrice supérieur de la conduite ala surface du sol. On prend : $h=1$ m.

h_1 : épaisseur du lit de pose $h_1=0,15$ m.

D'ou : $H_{tr} = 1,15 + D$ (m).

IX.3.2 Largueur de la tranchée :

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite on laisse 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0,6 \text{ m.}$$

b : largeur de la tranchée (m) et D : diamètre de la conduite (m).

IX.4 Choix de l'excavateur et le précède d'excavation :

Comme il a été mentionne précédèrent l'excavation sera réalisée

Mécaniquement alors le choix de l'engin (pelle mécanique équipée en retro ou en butée) se base sur leur champ d'application et l'exigence du chantier.



Figure IX-1 Pelle mécanique

. Pelle équipée en retro :

Les aptitudes de la pelle en retro sont :

- ✓ Creuser en dessous de la surface d'appui a son niveau.
- ✓ Peut excaver dans la direction de la machine.
- ✓ Creuser avec grande précision et rapidité des tranchées a talus verticaux.

. Pelle équipée en butée :

Les caractéristiques de la pelle en butée sont :

- ✓ Excavation en hauteur au dessus de l'assise de la machine.
- ✓ Ramassage des matériaux.

Connaissant la nature des travaux demandes et comparant le champ d'application ainsi que les caractéristiques de chacune des deux types de pelle, on opte pour une pelle équipée en retro aroue pneumatique pour atteindre un rendement optimal.

Pour déterminer les caractéristiques de la pelle, nous devons calculer le volume total excaver pour notre réseau.

Tableau IX-1 calcul du volume a excaver :

D (mm)	L (m)	b (m)	h (m)	S (m ²)	V (m ³)
20	56,36	0.62	1.17	0,725	40,884
25	682,76	0.625	1.175	0,734	501,402
32	1417,37	0.632	1.182	0,747	1058,809
40	491,71	0.64	1.19	0,762	374,486
50	308,14	0.65	1.2	0,780	240,349
63	545,16	0.663	1.213	0,804	438,428
75	387,7	0.675	1.225	0,827	320,579
90	295,02	0.69	1.24	0,856	252,419
110	934,81	0.71	1.26	0,895	836,281
125	168,69	0.725	1.275	0,924	155,933
160	53,56	0.76	1.31	0,996	53,324
200	643,9	0.8	1.35	1,080	695,412
315	145	0.915	1.465	1,340	194,369
				V total	5162,676

D'après ce tableau, le volume total du réseau y compris l'adduction est de 5162,676 m³,

A travers ce volume calculé, nous déterminons la capacité du godet pour notre pelle en retro.

Tableau IX-2 Capacité du godet en fonction du volume de terrassement

volume du terrassement par une pelle (m ³)	≤10000	≥10000	>20000	>100000
capacité du godet (m ³)	0.25-0.35	0.5-0.65	1-1.25	1.5

Comme le volume total est inférieur à 10 000 m³, on opte pour une pelle avec une capacité du godet égale à 0,35 m³,

IX.5 Rendement d'exploitation de la pelle choisie :

Le rendement de la pelle est donné par la relation :

$$R_p = \frac{3600 \cdot q \cdot K_r \cdot K_t}{T_c \cdot K_f} \text{ (m}^3 \text{/h)} \dots\dots\dots \text{(IX.01)}$$

Avec :

q : capacité du godet $0,35 \text{ m}^3$,

K_r : coefficient de remplissage du godet $K_r = 0,8 - 0,9$ on prend $K_r = 0,8$

K_t : coefficient d'utilisation du temps dépend de la nature du sol et de l'habilité du Conducteur:

$K_t = 0,7 - 0,9$ prenons $K_t = 0,8$

K_f : coefficient de foisonnement du sol $K_f = 1,2$.

T_c : la dure d'un cycle de remplissage du godet $T_c = 20 \text{ s}$.

AN : $(3600 \cdot 0,35 \cdot 0,8 \cdot 0,8) / 20 \cdot 1,2 = 33,60 \text{ m}^3 \text{/h}$

Si on prend une durée de travail de 8 heure par jour $R_p = 268,8 \text{ m}^3 \text{/j}$.

La durée d'excavation :

Connaissant le volume de terre à excaver et le rendement de l'engin le temps d'exploitation sera :

$$T = V / R_p \text{ (jour)} \dots\dots\dots \text{(IX.02)}$$

V : volume du sol excave (m^3) et R_p : capacité du godet en jour ($\text{m}^3 \text{/jour}$)

AN : $5162,676 / 268,80 = 19,20 \approx 20 \text{ jour}$

IX.6 Aménagement du lit de pose des conduites :

Avant la pose des conduites, on procédera aux opérations suivantes :

- Eliminer les grosses pierres des déblais places sur les cotes de la tranchée de façon à éviter leurs chutes accidentelles sur la canalisation une fois poses.
- Nivelier soigneusement le fond de la fouille pour que la pression soit constante entre les points de changement de pentes prévues,
- Etablir en suite le niveau du fond de la tranchée en confectionnant un lit de pose bien damer avec la terre meuble du sable, ce lit de sable est à une épaisseur d'environ 20 cm (pour notre cas nous avons pris 15 cm).

IX.6.1 Pose des conduites :

Avant la descente des conduites dans la fouille, on précède a un triage des conduites de tacon a écarter celles qui ont subies des chocs ; et on les descend lentement a l'aide d'un engin de levage, dans le fond de la fouille.

Au cours de pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour opérer correctement.

IX.6.2 Epreuve de joint et de la canalisation :

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on I 'effectue l'aide d'une pompe d'essai qui Consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,5 fois La pression de service a laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ ou la variation ne doit pas excéder 0.2 bar.

IX.6.3 Remblaiement de la tranchée :

Une fois les épreuves réussies, la mise en place du remblai bien tassée doit être effectuée manuellement on utilisant la terre des déblais (tout élément indésirable étant exclu).

IX.7 Conclusion :

Dans ce chapitre, différentes techniques et méthodes de travail sur le chantier ont été décrites pour une bonne réalisation de réseau d'alimentation en eau potable, et dans des conditions meilleures

*Conclusion
Générale*

Conclusion générale :

Tout le long de notre étude on a inclus tous les aspects du plan spécifique pour la mise en œuvre du projet d'approvisionnement en eau potable de la ville de REBAIA pour l'horizon 2052, dont la population atteindra : 1105 habitants.

La situation du système d'approvisionnement en eau potable de la ville de REBAIA est caractérisée par des insuffisances et le réseau de distribution n'assure pas un fonctionnement convenable.

Le problème de la pénurie d'eau dans la ville de REBAIA est également dû à la mauvaise gestion (manque de culture de gestion), au défectueux état du réseau de distribution d'eau dû aux piquages d'eau illégaux et à la négligence des citoyens.

Pour résoudre tous ces problèmes, un nouveau réseau de distribution de type mixte a été projeté avec une longueur totale de canalisation de 6024,72 ml en PEHD PN10.

Lors de cette étude, des priorités ont été données à l'aspect technique au profit de l'aspect économique afin assurer une pression et un débit suffisant aux abonnés.

L'ouvrage de stockage est dimensionné en fonction de la demande en eau estimée à l'horizon 2052 pour assurer la continuité du stockage. Nous avons opté pour un réservoir d'une capacité de 1000m³.

Après calcul des différents débits et utilisation du logiciel EPANET, nous avons saisi les débits et les altitudes de chaque nœud ainsi que les longueurs et les diamètres de chaque tronçon de canalisation. Après avoir lancé la simulation, la modélisation du logiciel EPANET des écoulements hydrauliques dans le réseau, montre que les conditions de vitesse et de pression sont dans des limites acceptables.

Suite à une étude technico-économique, le diamètre de l'adduction a été choisi en tenant compte des conditions liées aux vitesses admissibles. Nous avons donc choisi le PEHD PN16 (polyéthylène haute densité) en raison de ses avantages. La longueur de la conduite est de 4 460 ml, de diamètre $D_{ex}= 250$ mm, avec un débit $Q= 35.80$ l/s, et de vitesse $v=1.09$ m/s.

Le choix de la pompe qui devrait refouler l'eau sur le tronçon SP-R1000, a été facilitée par l'utilisation d'un catalogue numérique (logiciel CAPRARI). On a opté pour une pompe de type (PM 125/5 C). De ce fait, il n'y a aucun risque de formation de bulles ou d'implosion, la pompe fonctionne sans risque de cavitation. Une seconde pompe de secours est recommandée afin d'éviter les ruptures de pompage d'eau en cas de panne et de réparation éventuelle.

Dans ce dernier chapitre, on a abordé légèrement certains paramètres qui influent sur l'organisation des travaux, et la réalisation de ce projet dans les meilleures conditions de fonctionnement du chantier, afin que ce projet puisse être réalisé dans le délai accordé et avec le coût souhaité. Tous les équipements hydrauliques, et matériaux de constructions, ainsi que les engins d'exécution utilisés sont de production nationale et disponible sur le marché local.

Enfin, on espère que notre modeste travail puisse servir à l'élaboration d'un nouveau réseau d'alimentation en eau potable de la commune de REBAIA.

Bibliographie

Bibliographie

- [1] Données : Recueillies auprès des services de l'APC de REBAIA W.MEDEA .
- [2] Données : ONM DE MEDEA PDAU 2016
- [3] BET U.H.U.E : : ENGINEERING DE L'HYDRAULIQUE URBAINE ET DE L'ENVIRONNEMENT. Rue de la république, Commune d'Ouled Deid, Berrouaghia, W-Médéa.
- [4] ETPBH : ENTREPRISE DES TRAVAUX PUBLICS BATIMENTS ET HYDRAULIQUE Cite Mohamedi B.P N° 51 Batem Berrouaghia W. Médéa.
- [5] DUPONT A. : Hydraulique urbaine, Tome 2 : ouvrage de transport -élévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles Paris 216, 1979.
- [6] CHEBILI N., KOURAT T. : Raccordement des villages de Boumahni Commune d'Ain Zaouia au transfert des eaux à partir du barrage koudiet Acerdoune de Bouira, Mémoire d'Ingénieur d'Etat en science agronomique, UMMTO, 2009.
- [7] GOUDJIL S., SADELLI H. : Alimentation en eau potable des localités M'nair I, M'nair II, Heddada, DHamnet El Fhel, Ain Belkacem Et Koudiet El Assa (W. Souk Ahras), Mémoire de Fin d'Etude, Master, Université A. Mira de Béjaia, juin 2017.
- [8] A.LENCASTRE « Hydraulique générale », Edition Eyrolles, Paris 1983.
- [9] ANDRE. DUPONT « Hydraulique urbaine », Tome II Eyrolles, Paris 1977.
- [10] B.SALAH : « Polycopie d'Alimentation en Eau Potable », ENSH 1994.
- [11] DEGREMONT : « Mémento du gestionnaire de l'AEP et de l'assainissement » tome I, Editions Eyrolles Paris 1978.
- [12] J. BONIN : Aide mémoire d'Hydraulique urbaine ». Editions Eyrolles Paris 1982.
- [13] M.MEUNIER « Les coup de bélier et la protection des réseaux d'eau sous pression », ENGREF, Paris 1980.
- [14] M. CARLIER « Hydraulique générale et appliquée », Edition Eyrolles, Paris 1972.
- [15] S.BENNIS « Hydraulique et hydrologie », 2^{em} Edition Revue et augmentée , Presses de L'université du Québec 2009

Logiciels utilisés :

AUTOCAD 2008 : pour tracer le réseau d'AEP ;
EPANET version 2.0 : pour simulation du réseau d'AEP ;
PUMP TUTOR CAPRARI : pour choisir la pompe

Annexes

ANNEXE

Annexe (1) : Statistiques des régimes de consommations des agglomérations

Heures (H)	Nombre d'habitant				
	Mois 10000	10000à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
00 – 01	01	1,5	03	3,35	0,75
01 – 02	01	1,5	3,2	3,25	0,75
02 – 03	01	1,5	2,5	3,3	01
03 – 04	01	1,5	2,6	3,2	01
04 – 05	02	2,5	3,5	3,25	03
05 – 06	03	3,5	4,1	3,4	5,5
06 – 07	05	4,5	4,5	3,85	5,5
07 – 08	6,5	5,5	4,9	4,45	5,5
08 – 09	6,5	6,25	4,9	5,2	3,5
09 – 10	5,5	6,25	4,6	5,05	3,5
10 – 11	4,5	6,25	4,8	4,85	06
11 – 12	5,5	6,25	4,7	4,6	8,5
12 – 13	07	05	4,4	4,6	8,5
13 – 14	07	05	4,1	4,55	06
14 – 15	5,5	5,5	4,2	4,75	05
15 – 16	4,5	06	4,4	4,7	05
16 – 17	05	06	4,3	4,65	3,5
17 – 18	6,5	5,5	4,1	4,35	3,5
18 – 19	6,5	05	4,5	4,4	06
19 – 20	5,0	4,5	4,5	4,3	06
20 – 21	4,5	04	4,5	4,3	06
21 – 22	03	03	4,8	3,75	03
22 – 23	02	02	4,6	3,75	02
23 – 24	01	1,5	3,3	3,7	01

Annexe (2) : Abaque de VIBERT

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

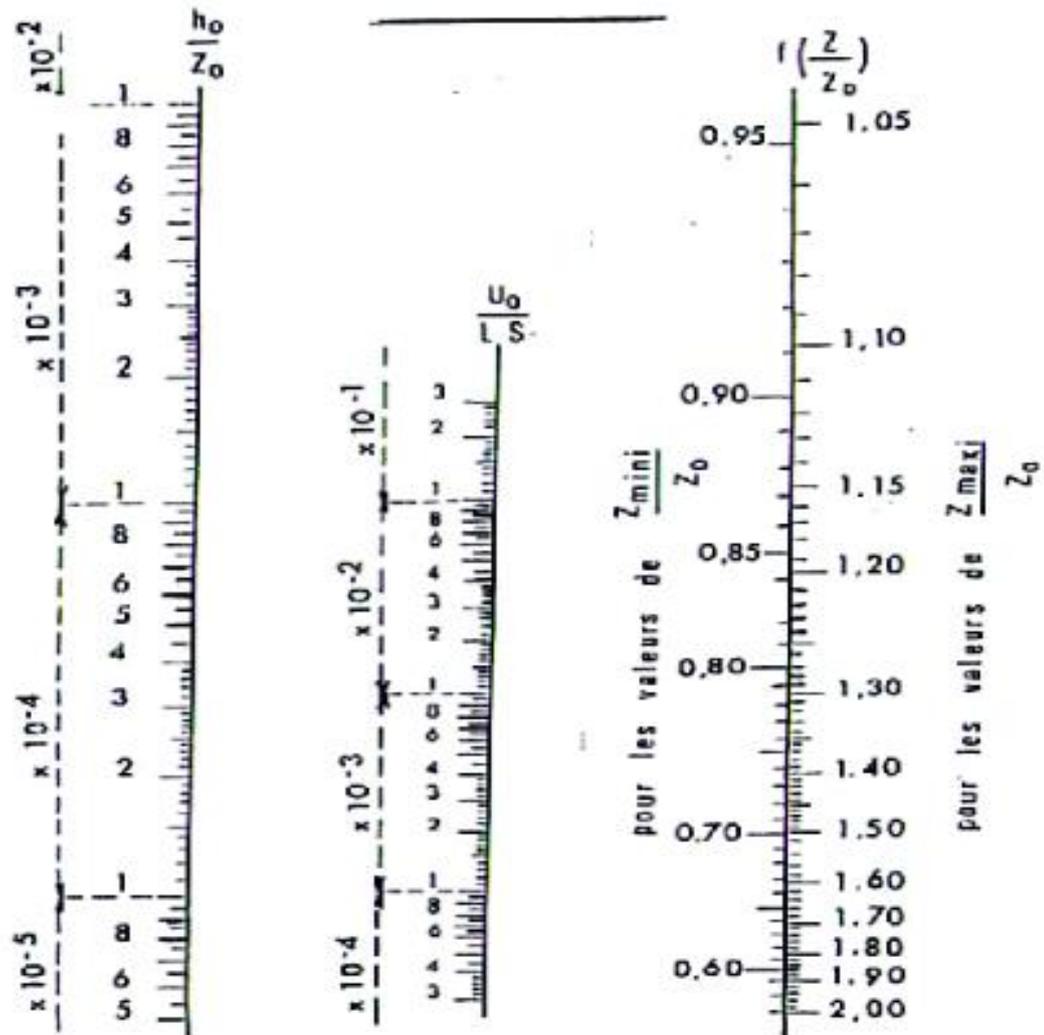
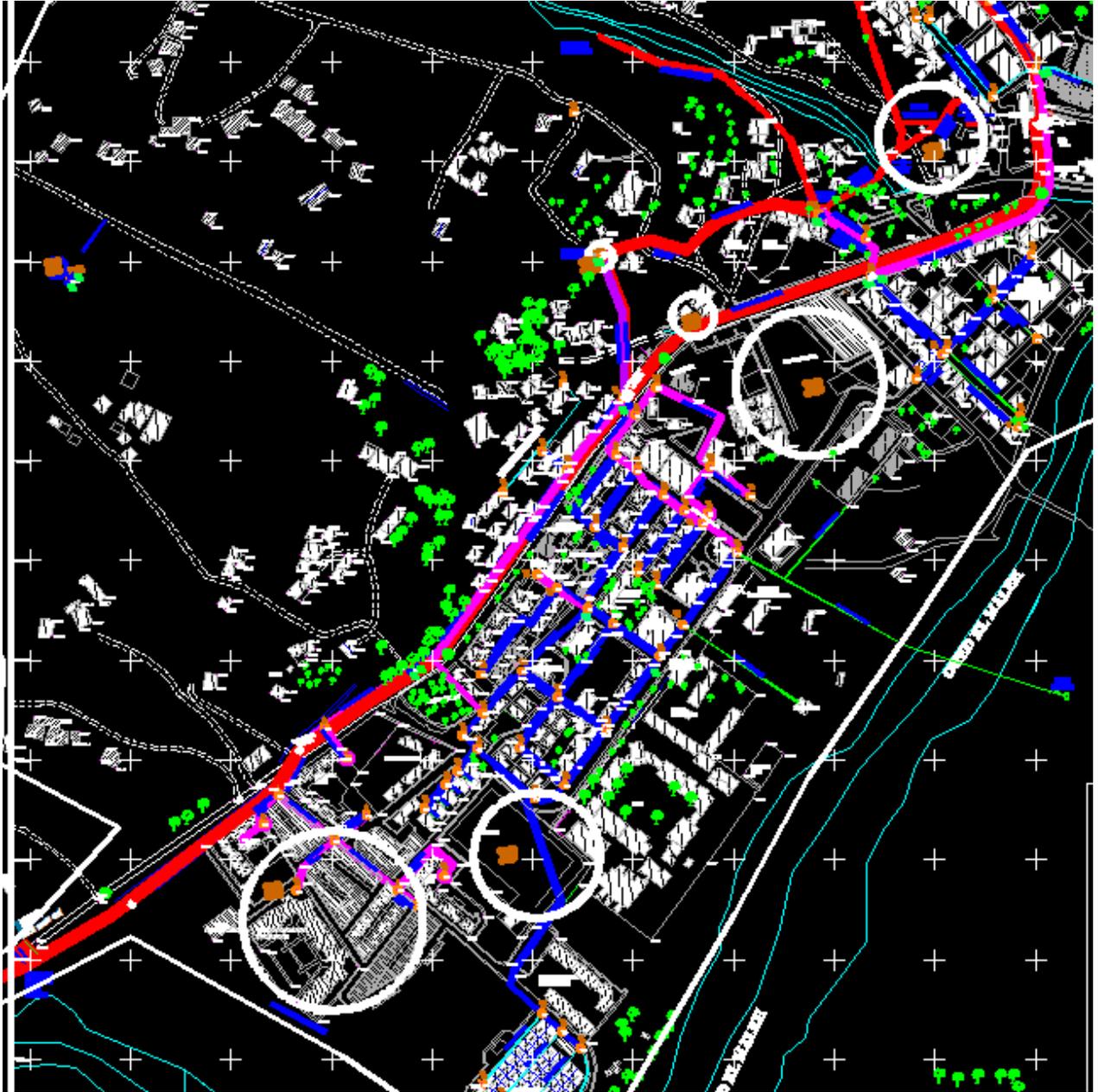


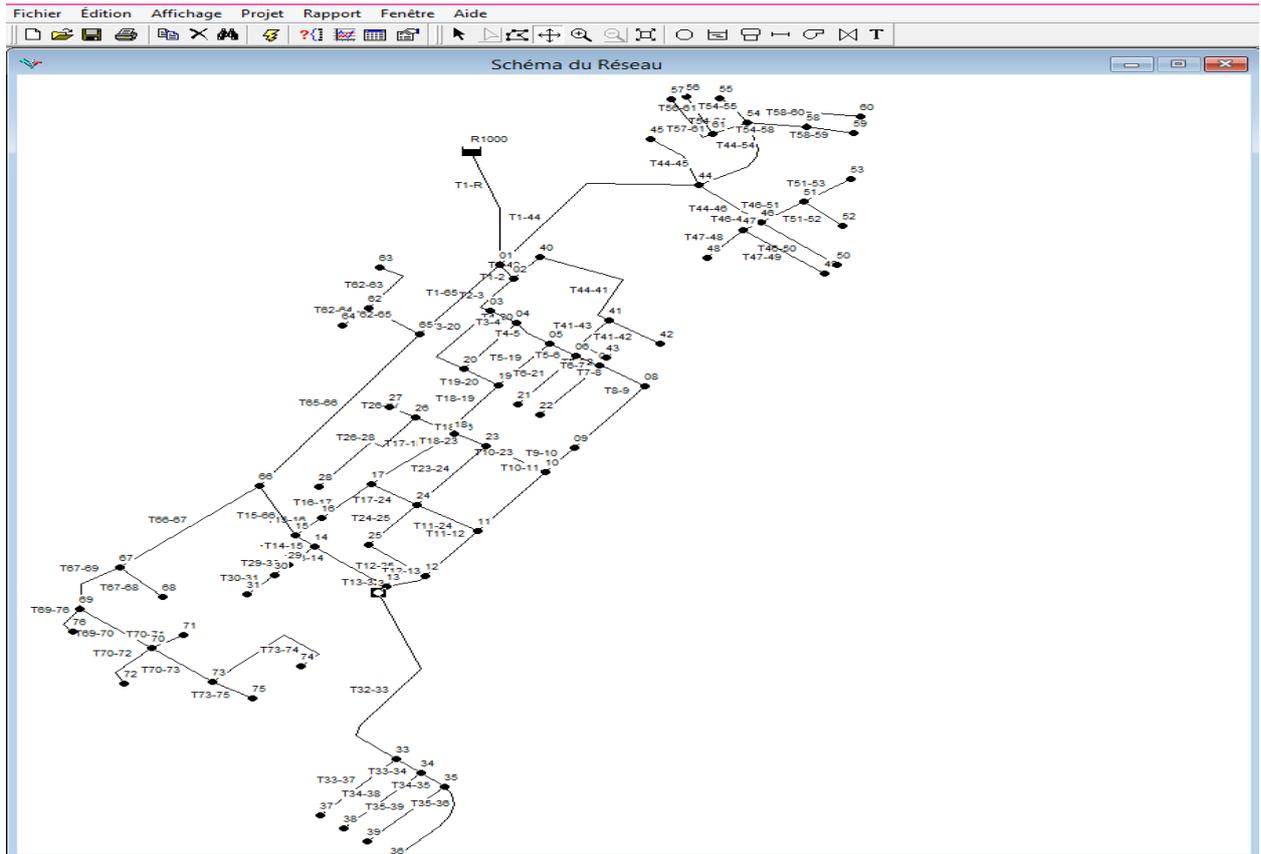
PLANCHE XXVII

Figure (4.8) : Abaque de Vibert

Annexe (3) : photo AUTOCAD DE LA VILLE DE REBAIA



Annexe (4) : Schéma descriptif de la distribution de la ville de REBAIA



Annexe 05 : Les caractéristiques Hydraulique de la pompe

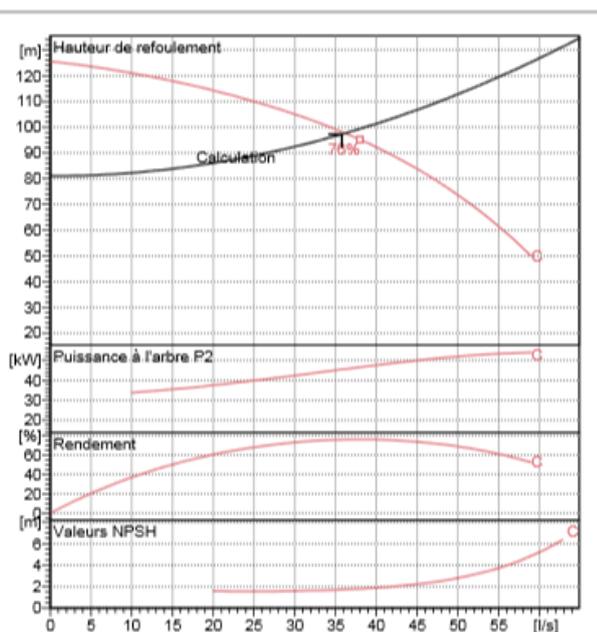
caprari

Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

PM 125/ 5 C	
Caractéristiques requises	
Débit	35,8 l/s
Hauteur de refoulement	97,3 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	36,2 l/s
Hauteur de refoulement	97,7 m
Puissance absorbée	45,6 kW
Rendement	75,8%
Hauteur manométrique H(Q=0)	126 m
Orif. de refoulement	125 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	55 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	1020 kg

Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements à billes	Acier
Presse-Etouple	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

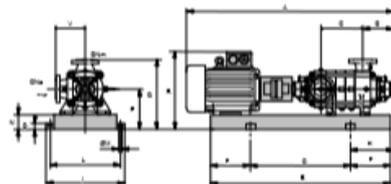


UNI/ISO 2548/C

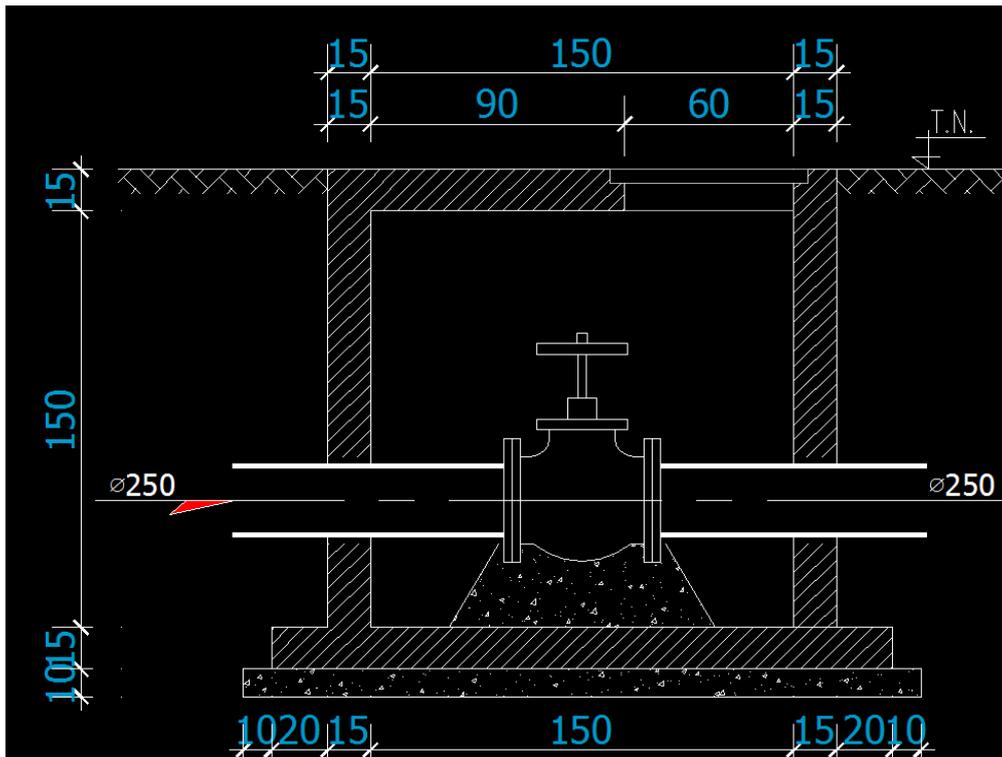
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

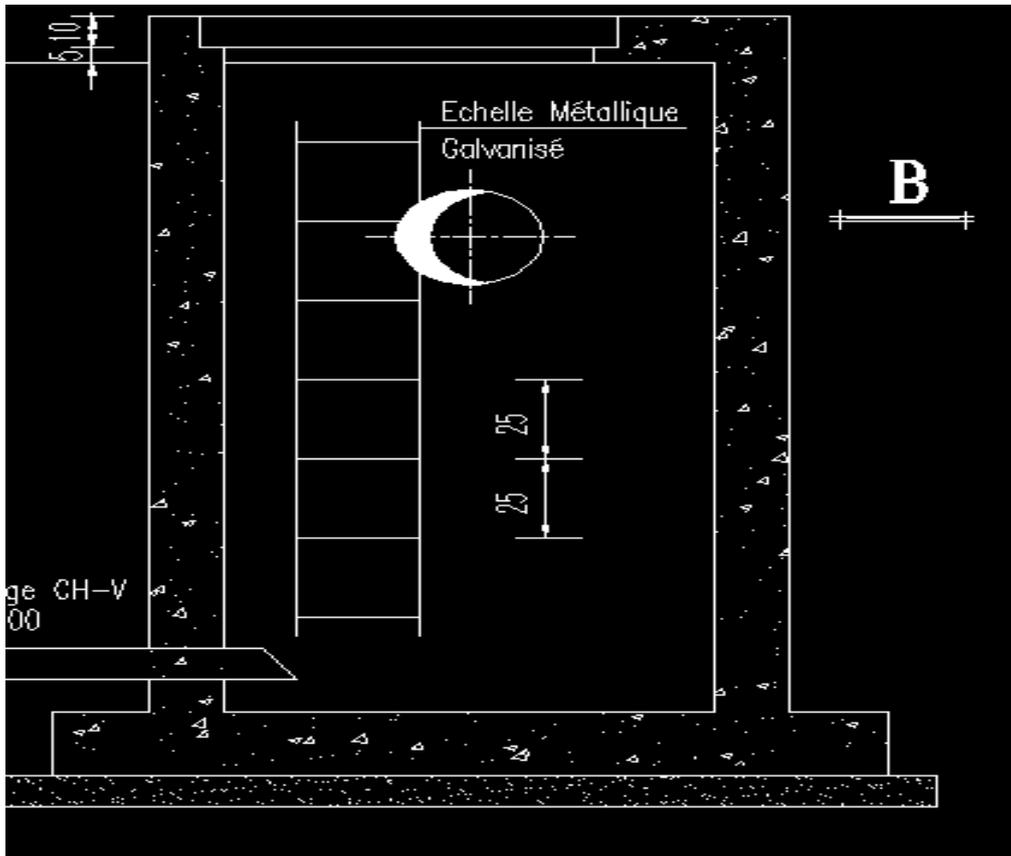
Dimensions mm

- A = 2220
- B = 1820
- C = 545
- D = 337
- DNa = 150
- DNm = 125
- E = 244
- F = 300
- G = 1220
- H = 544
- I = 720
- L = 670
- M = 20
- N = 140
- O = 45
- P = 420
- Q = 740
- R = 815
- V = 320

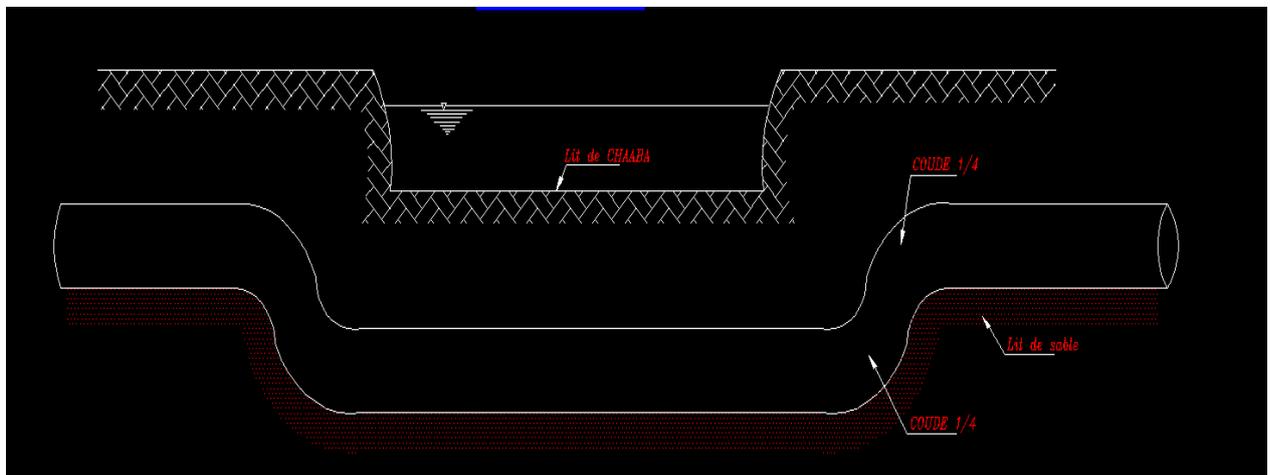
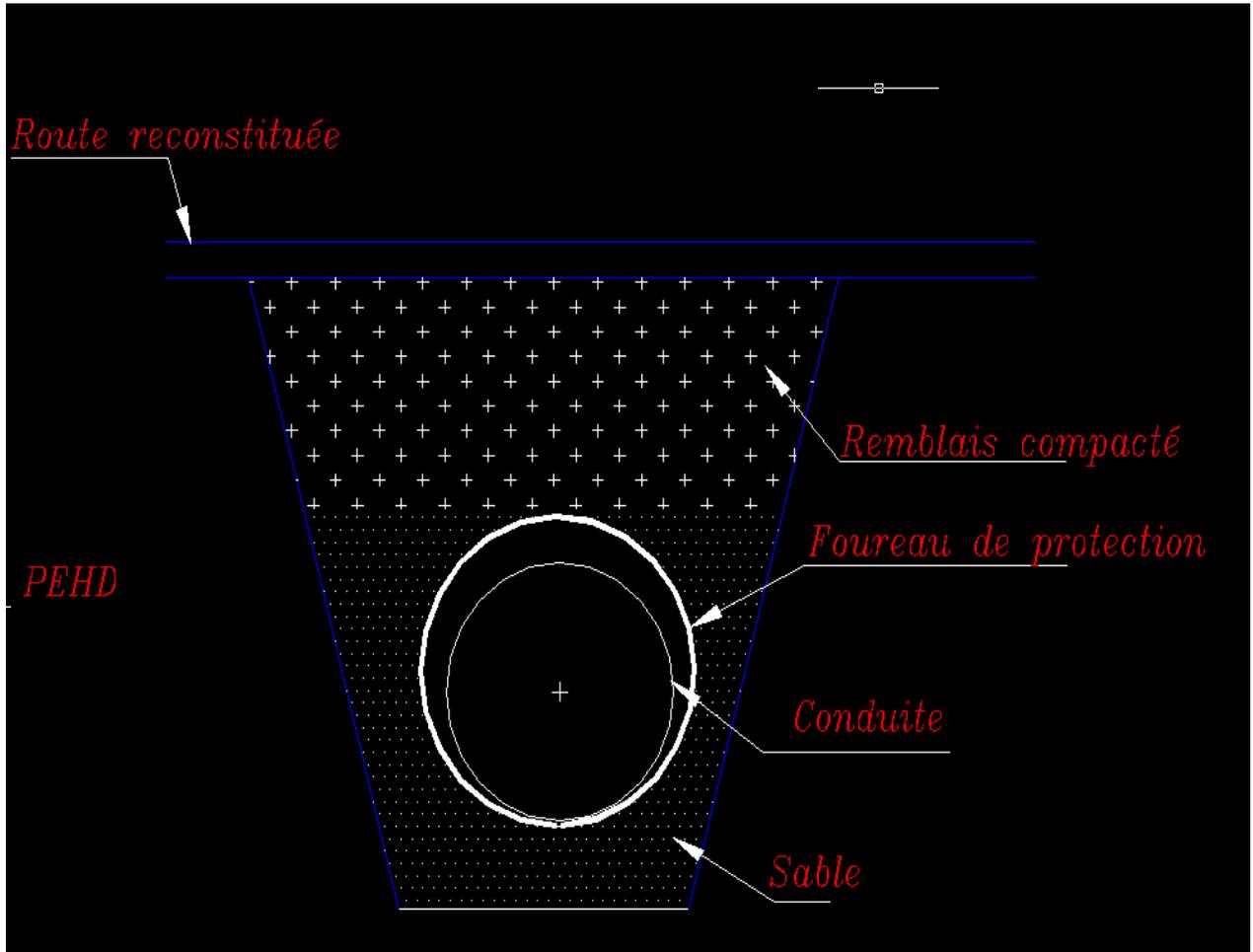


Annexe 06 : chambre a vanne de la conduite d'adduction D= 250mm

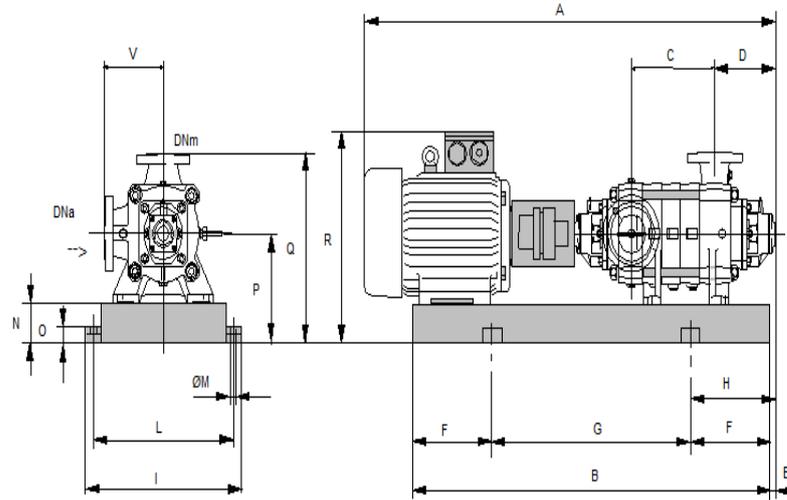




Annexe 07 : protection de la conduite d'adduction (traversée de route, rivières)



Annexe 08 : Dimensions et l'assemblage de la pompe type(PM125/5C)



Dimensions

A = 2226	E = 244	M = 20	V = 320
B = 1820	F = 300	N = 140	
C = 545	G = 1220	O = 45	
D = 337	H = 544	P = 420	
DNa = 150	I = 720	Q = 740	
DNm = 125	L = 670	R = 815	



Annexe 09 : prix unitaires des conduites en PEHD

Prix de Ventes - Tubes PEHD - Eau



SNTP Est - Groupe B N° 02 - El-Hamiz Dar El-Beida Alger
Mobile : 0550 99 11 27

Tel : 023 85 98 05 - Fax : 023 85 96 61

Site web : www.hydel.dz - E-mail : commercial@hydel.dz

RC : 13 B 0912792 - NIF : 001316099279242 - N°A/T : 162056587105

Hydraulique - Tuyauterie - Assainissement - AEP - Pompes - Traitement des Eaux - Chauffage - Anti-incendie

Ref : T-PEHD-PN04/21

LISTING PRIX DE VENTES - TUBES PEHD-EAU

Avril/2021

	DIM (mm)	PRIX DE VENTE T.T.C	CONDITIONNEMENT RL/SARRES		DIM (mm)	PRIX DE VENTE T.T.C	CONDITIONNEMENT RL/SARRES
PN6	63	-	-	PN8	63	189,00	100ML
	75	-	-		75	259,20	100ML
	90	-	-		90	388,80	100ML
	110	-	-		110	583,20	100ML
	125	-	-		125	734,40	100ML
PN10	20	33,34	100ML	PN16	20	39,40	100ML
	25	45,46	100ML		25	57,27	100ML
	32	66,68	100ML		32	88,64	100ML
	40	101,71	100ML		40	137,16	100ML
	50	145,47	100ML		50	215,16	100ML
	63	236,39	100ML		63	330,34	100ML
	75	330,34	100ML		75	462,16	100ML
	90	467,47	100ML		90	686,75	100ML
	110	697,05	100ML		110	1 004,67	100ML
	125	909,21	12ML		125	1 307,69	12ML
	160	1 482,15	12ML		160	2 078,94	12ML
	200	2 219,96	12ML		200	3 273,12	12ML
	250	3 485,24	12ML		250	4 924,82	12ML
	315	5 940,00	12ML		315	8 910,00	12ML
	400	9 504,00	12ML		400	14 580,00	12ML
500	15 336,00	12ML	500	22 464,00	12ML		
630	26 460,00	12ML	630	39 420,00	12ML		
710	33 480,00	12ML	710	49 680,00	12ML		
800	42 120,00	12ML	800	62 100,00	12ML		
PN20	20	58,32	100ML	PN25	20	64,80	100ML
	25	78,84	100ML		25	92,88	100ML
	32	120,96	100ML		32	143,64	100ML
	40	186,84	100ML		40	221,40	100ML
	50	282,96	100ML		50	334,80	100ML
	63	448,20	100ML		63	518,40	100ML
	75	631,80	100ML		75	723,60	100ML
	90	907,20	100ML		90	1 058,40	100ML
110	1 333,80	100ML	110	1 620,00	100ML		
125	1 728,00	12ML	125	2 052,00	12ML		
160	2 862,00	12ML	160	3 326,40	12ML		