

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude du systeme d'alimentation en eau potable des zones rurales de Chebli (w. Blida).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0010-15

APA Citation (توثيق APA):

Benamarouch, Yasser (2015). Etude du systeme d'alimentation en eau potable des zones rurales de Chebli (w. Blida)[Mem Ing, ENSH].

The digital repository of the Higher National School for Hydraulics "Digital Repository of ENSH" is a platform for valuing the scientific production of the school's teachers and researchers.

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...) and broadcasting it online.

Digital Repository of ENSH is built on the open software platform and is managed by the Library of the National Higher School for Hydraulics.

المستودع الرقمي للمدرسة الوطنية العليا للري هو منصة خاصة بتقييم الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

يهدف المستودع الرقمي للمدرسة إلى حصر الإنتاج العلمي سواء كان منشورا أو غير منشور (أطروحات، مطبوعات، مقالات، دوريات، كتب....) و بثه على الخط.

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة و يتم إدارته من طرف مديرية المكتبة للمدرسة العليا للري.

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

DEPARTEMENT Hydraulique Urbaine

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

OPTION : Alimentation en eau potable

THEME :

**ETUDE DU SYSTEME D'ALIMENTATION EN EAU
POTABLE DES ZONES RURALES DE CHEBLI W.BLIDA**

Présenté par :

M^r : BENAMAROUCH YASSER

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M ^r B.SALAH	Professeur	Président
M ^{me} F.AMMOUR	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} W.MOKRANE	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} N.CHENITI	M.A.A	Examinatrice
M ^r A.HACHEMI	M.A.A	Promoteur

Septembre 2015

Remerciements

*Je rends grâce à dieu le surpuissant pour m'avoir donné la force
et les moyens afin de terminer ce travail*

*Je remercie aussi tous les enseignants de l'ENST qui m'ont
donné des conseils et des explications*

*Je tien à remercier particulièrement Monsieur A. Hachemi
pour ses orientations et pour le temps qu'il m'a accordé*

*Je remercie également mes chers amis Adel, Youcef et surtout
Meriem qui m'ont aidé pour l'élaboration de ce travail et qui
m'ont soutenu moralement*

Je vous remercie tous

Dédicace

*Je dédie ce modeste travail en signe de
reconnaissance à :*

*-Ma famille, mon père et mes frères Riadh et Bilel
et surtout ma chère mère qui m'a toujours
encouragé*

*-Tous mes amis de l'ENSH et de l'EPST Tlemcen
-Tous mes enseignants depuis le primaire jusqu'à
l'ENSH*

BENAMAROUCH Yasser

ملخص

الهدف من هذه الدراسة هو اعطاء بعد لنظام المياه الصالحة للشرب الخاص بالمناطق الريفية للشبلي المتواجدة بولاية البليدة، مع التحقق من أي خلل في الموارد المائية و خزانات المياه. تم الأخذ بعين الاعتبار الجانب التقني و الاقتصادي عند اعطاء الأبعاد لهذا النظام، مع القيام أيضا بحماية أنابيب المياه في حالة تغير مفاجئ للضغط. تم انشاء هذا النظام الجديد لأفق 2040 من أجل تلبية حاجيات المستهلكين للماء من وجهة نظر كمية التدفق و الضغط.

Résumé

Le but de notre étude est de dimensionner le système d'AEP des centres ruraux de CHEBLI dans la wilaya de BLIDA, en vérifiant les défaillances des ressources en eaux de la région et des ouvrages de stockage.

On a pris en considération l'aspect technique et économique lors du dimensionnement, en protégeant nos conduites en cas de changement brusque de pression.

La projection du nouveau système est faite à l'horizon 2040, afin satisfaire les besoin en eau des consommateurs en terme de débit et de pression.

Abstract

The purpose of this study is to dimension a system of drinking water in the rural centers of CHEBLI in BLIDA, we also checked water resources in the region and storage tanks for any failures.

We have taken into consideration the technical and economical aspect while dimensioning this system, we also protected our water pipes in case of sudden pressure changes

This system is built for the horizon of 2040 in order to satisfy the consumers' needs in terms of water flow and pressure.

Sommaire

Chapitre 1 : Présentation de la zone d'étude

Introduction générale.....	10
I-1) Introduction :	12
I-2) Situation géographique :.....	12
I-3) Situation climatique :	15
I-3-1) Le Climat :.....	15
I-3-2) La température :	15
I-3-3) La pluviométrie :	15
I-3-4) Le vent :.....	15
I-4) Situation géologique :.....	16
I-4-1) Hydrogéologie :.....	16
I-4-2) Sismicité :	16
I-4-3) Réseau hydrographique :.....	16
I-5) Situation démographique :	16
I-5-1) Equipement :	16
I-5-2) Population :	17
I-6) Situation hydraulique :	17
I-6-1) Les ressources en eau potable actuelles :	17
I-6-2) Les ouvrages de stockage actuels :.....	18
I-6-3) L'état actuel du réseau :.....	18
I-6-3-1) Haouch Ben Charif :.....	18
I-6-3-2) Haouch Djemâa :.....	19
I-6-3-3) Haouch Chaâbet Zaouch (Zaârour) :	20
I-6-3-4) Haouch Bouderdour :	20
I-6-3-5) Haouch Si Med Harrachi :.....	20
I-6-3-6) Haouch Rimou :	20
I-6-3-7) Haouch Calimentra :.....	20
I-6-3-8) Haouch Bouyajoura :.....	21
I-6-3-9) Haouch Verra :	22
I-7) Conclusion :.....	22

Chapitre 2 - Estimation des besoins en eaux

II-1) Introduction :	24
II-2) Evaluation de la population à l'horizon 2040 :	24
II-3) Consommation moyenne journalière :	25
II-3-1) Consommation moyenne domestique en eau potable :	25
II-3-2) Choix de la dotation :	26
II-3-3) Besoins moyens domestiques en eau potable :	26
II-3-4) Besoins en eau des équipements :	26
II-3-5) Récapitulation des besoins en eau :	27
II-4) Variation de la consommation journalière :	27
II-4-1) Consommation maximale journalière :	27
II-4-2) Consommation minimale journalière :	27
II-5) Variation de la consommation horaire :	28
II-5-1) Débit moyen horaire :	28
II-5-2) Débit maximum horaire :	29
II-5-3) Débit minimum horaire :	30
II-5-4) Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants :	32
II-6) Comparaison entre les ressources et les besoins :	33
II-7) Conclusion :	34

Chapitre 3 - Les ouvrages de stockage

III-1) Introduction :	36
III-2) Rôles des réservoirs :	36
III-3) Emplacement des réservoirs :	36
III-4) Vérification de la capacité des réservoirs existants à l'horizon 2040 :	37
III-4-1) Détermination de la capacité du réservoir par la méthode analytique :	37
III-5) Dimensionnement du château d'eau :	39
III-6) Equipements des réservoirs :	39
III-6-1) Conduite d'arrivée :	39
III-6-2) Conduite de distribution :	40
III-6-3) Conduite du trop-plein :	40
III-6-4) Conduite de vidange :	40
III-6-5) Système de matérialisation de la réserve d'incendie :	40
III-6-6) Conduite By-Pass :	40

III-7) Conclusion :	40
---------------------------	----

Chapitre 4 - Dimensionnement du réseau de distribution

IV-1) Introduction :	42
IV-2) Les différents types de réseaux :	42
IV-3) Choix du matériau des conduites :	42
IV-4) Etude des variantes proposées :	43
IV-4-1) Description des variantes :	43
IV-4-2) Avantages et inconvénients de chaque variante :	47
IV-5) Calcul hydraulique du réseau de distribution à l'horizon 2040 :	47
IV-5-1) Débit en route :	47
IV-5-2) Débit spécifique :	48
IV-5-3) Débits nodaux :	48
IV-5-4) Cote de radier du château d'eau :	54
IV-5-5) Dimensionnement du réseau :	55
IV-6) Accessoires du réseau de distribution :	60
IV-6-1) Les robinets :	60
IV-6-1-1) Les robinets-vannes :	60
IV-6-1-2) Les vannes papillons :	60
IV-6-2) Les ventouses :	60
IV-6-3) Les clapets d'air :	60
IV-6-4) Les poteaux d'incendie :	61
IV-6-5) Les entrées de service ou branchement :	61
IV-6-6) Les régulateurs de pressions :	61
IV-6-7) Les organes de mesure :	61
IV-6-7-1) Mesure de débit :	61
IV-6-7-2) Mesure de pression :	61
IV-6-8) Les bouches de lavage :	62
IV-6-9) Les moyens anti-béliers :	62
IV-7) Conclusion :	62

Chapitre 5 - Etude de l'adduction

V-1) Introduction :	64
V-2) Classification des adductions :	64
V-3) Le choix du tracé :	64

V-4) Etude d'implantation d'un forage :	64
V-5) Dimensionnement de la conduite d'adduction (Forage-Château d'eau) :	67
V-5-1) Description de l'adduction :	67
V-5-2) Diamètre économique :	67
V-5-2-1) Frais d'exploitation :	67
V-5-2-1) Frais d'amortissement :	69
V-6) Conclusion :	73

Chapitre 6 - Protection contre le coupe de bélier

VI-1) Introduction :	75
VI-2) Les causes du coup de bélier :	75
VI-3) Les conséquences du coup de bélier :	75
VI-4) Moyens de protection contre le coup de bélier :	75
VI-4-1) Les soupapes de décharge :	75
VI-4-2) Chambre d'équilibre :	76
VI-4-3) Réservoir d'air :	76
VI-5) Calcul du volume de réservoir d'air :	76
VI-6) Conclusion :	79

Chapitre 7 - Organisation de chantier

VII-1) Introduction :	81
VII-2) Différents travaux concernant l'adduction et le réseau :	81
VII-2-1) Implantation des tracés des tranchées sur le terrain :	81
VII-2-2) Excavation des tranchées :	81
VII-2-3) Pose du lit de sable :	81
VII-2-4) Pose des conduites :	81
VII-2-5) Epreuve des joints et de la canalisation :	81
VII-2-6) Remblayage des tranchées :	81
VII-3) Calcul des travaux de l'adduction et du réseau :	82
VII-3-1) Déblais d'excavation :	82
VII-3-1-1) La profondeur de la tranchée :	82
VII-3-1-2) Largeur de la tranchée :	82
VII-3-1-3) Capacité du godet :	84
VII-3-2) Lit de sable :	84
VII-3-3) Volume des conduites :	85

VII-3-4) Volume des remblais :.....	85
VII-4) Devis des travaux :.....	86
VII-5) Conclusion :	87
Conclusion générale	88
Bibliographie.....	89
Annexes.....	90

Liste des tableaux

Chapitre 1 - Présentation de la zone d'étude

Tableau I.01 : Température moyenne mensuelles (2014).....	15
Tableau I.02 : Précipitations moyennes mensuelles.....	15
Tableau I.03 : Répartition des logements des centres ruraux de CHEBLI.....	17
Tableau I.04 : Répartition des habitants des centres ruraux de CHEBLI.....	17
Tableau I.05 : Caractéristiques des forages dans la zone d'étude.....	18
Tableau I.06 : Les ouvrages de stockage dans la zone d'étude.....	18

Chapitre 2 - Estimation des besoins en eaux

Tableau II.01 : Répartition des localités selon leurs positions géographiques.....	24
Tableau II.02 : Population des centres ruraux de CHEBLI pour différents horizons.....	25
Tableau II.03 : Besoins moyens domestiques en eau des centres ruraux de CHEBLI.....	26
Tableau II.04 : Besoins en eau des équipements.....	26
Tableau II.05 : Récapitulation des besoins en eau.....	27
Tableau II.06 : Débits maximum et minimum journaliers des centres ruraux de CHEBLI.....	28
Tableau II.07 : Débits moyens horaires.....	28
Tableau II.08 : β_{max} en fonction de nombre d'habitants.....	29
Tableau II.09 : β_{max} pour chaque groupement des centres ruraux de CHEBLI.....	29
Tableau II.10 : $K_{max.h}$ pour chaque groupement des centres ruraux de CHEBLI.....	30
Tableau II.11 : Débits maximum journaliers des différents groupements.....	30
Tableau II.12 : β_{min} en fonction de nombre d'habitants.....	31
Tableau II.13 : β_{min} pour chaque groupement des centres ruraux de CHEBLI.....	31
Tableau II.14 : $K_{min.h}$ pour chaque groupement des centres ruraux de CHEBLI.....	31
Tableau II.15 : Débits minimum journaliers des différents groupements.....	31
Tableau II.16 : Débits horaires de la zone d'étude à l'horizon 2040.....	32

Tableau II.17 : Comparaison entre les ressources et les besoins.....	34
--	----

Chapitre 3 - Les ouvrages de stockage

Tableau III.01 : Détermination du volume de réservoir.....	38
--	----

Chapitre 4 - Dimensionnement du réseau de distribution

Tableau IV.01 : Avantages et inconvénients des types de matériau de conduites.....	43
Tableau IV.02 : Avantages et inconvénients de chaque variante.....	47
Tableau IV.03 : Les débits nodaux du réseau.....	49
Tableau IV.04 : Débit de dimensionnement de chaque tronçon.....	52
Tableau IV.05 : Pertes de charge du point défavorable jusqu'au château d'eau.....	55
Tableau IV.06 : Paramètres hydrauliques de chaque tronçon en cas de pointe.....	56
Tableau IV.07 : Les pressions au sol dans chaque nœud en cas de pointe.....	58

Chapitre 5 - Etude de l'adduction

Tableau V.01 : Caractéristiques des deux tronçons de l'adduction.....	69
Tableau V.02 : La H_{MT} pour différents diamètres pour le tronçon A-B.....	70
Tableau V.03 : Frais d'exploitation du tronçon A-B.....	70
Tableau V.04 : Frais d'amortissement du tronçon A-B.....	70
Tableau V.05 : Bilan total des frais du tronçon A-B.....	71
Tableau V.06 : La H_{MT} pour différents diamètres pour le tronçon B-C.....	71
Tableau V.07 : Frais d'exploitation du tronçon B-C.....	72
Tableau V.08 : Frais d'amortissement du tronçon B-C.....	72
Tableau V.09 : Bilan total des frais du tronçon B-C.....	72
Tableau V.10 : Frais total des tronçons A-B et B-C.....	73

Chapitre 6 - Protection contre le coupe de bélier

Tableau VI.01 : Caractéristiques des tronçons d'adduction.....	78
Tableau VI.02 : Célérité d'onde pour les deux tronçons d'adduction.....	79
Tableau VI.03 : Volume du réservoir d'air de chaque tronçon de l'adduction.....	79

Chapitre 7 - Organisation de chantier

Tableau VII.01 : Volume des déblais de l'adduction et du réseau.....	83
Tableau VII.02 : Capacité du godet en fonction du volume des déblais.....	84
Tableau VII.03 : Volume de sable total nécessaire pour le projet.....	84
Tableau VII.04 : Volume total des conduites.....	85
Tableau VII.05 : Volume des remblais total.....	86
Tableau VII.06 : Devis des différents travaux de pose des conduites.....	86

Liste des figures

Chapitre 1 - Présentation de la zone d'étude

Figure I.01 : Plan de situation de la commune de CHEBLI.....	12
Figure I.02 : Plan de situation de la zone d'étude.....	14
Figure I.03 : Château d'eau Ben Charif 300 m ³	19
Figure I.04 : Château d'eau de Calimentra 40 m ³	21

Chapitre 2 - Estimation des besoins en eaux

Figure II.01 : Evolution de la population pour différents horizons.....	25
Figure II.02 : Histogramme de la consommation horaire.....	33
Figure II.03 : Courbe cumulée de la consommation horaire.....	33

Chapitre 4 - Dimensionnement du réseau de distribution

Figure IV.01 : Schéma explicatif de la première variante.....	45
Figure IV.02 : Schéma explicatif de la deuxième variante.....	46

Chapitre 5 - Etude de l'adduction

Figure V.01 : Carte piézométrique hautes eaux (2004).....	66
Figure V.02 : Courbes des dépenses totales du tronçon A-B.....	71
Figure V.03 : Courbes des dépenses totales du tronçon B-C.....	73

Chapitre 7 - Organisation de chantier

Figure VII.01 : Schéma d'une tranchée.....83

Liste des planches

Planche n°1 : Plan de situation des centres ruraux avec réseau existant (Commune de CHEBLI) W.BLIDA

Planche n°2 : Plan de situation des centres ruraux avec réseau actuel (Commune de CHEBLI) W.BLIDA

Planche n°3 : Profil en long du réseau de distribution (Château d'eau proposé - Nœud 41) (Commune de CHEBLI) W.BLIDA

Planche n°4 : Profil en long de l'adduction en refoulement (Forage proposé - Forage de Ben Charif - Château d'eau proposé) (Commune de CHEBLI) W.BLIDA

Planche n°5 : Les accessoires et les organes d'un réseau d'AEP

Liste des annexes

Annexe n°1 : La variation horaire de la consommation en eau dans divers centres d'agglomération

Annexe n°2 : Tableau des diamètres selon le débit limite

Annexe n°3 : Tableau des prix des tubes PEHD-PN10

Annexe n°4 : Tableau des prix des tubes PEHD-PN16

Annexe n°5 : Abaque de VIBERT

Annexe n°6 : Volumes normalisés des réservoirs d'air

Introduction générale

Les ressources en eaux de surface et souterraines sont l'une des richesses capitales d'un pays. L'eau reste une ressource limitée et vulnérable qui est indispensable à la vie, au développement et à l'environnement. Sa protection et sa bonne gestion sont donc une nécessité. Pour arriver au consommateur elle passe par le système d'alimentation en eau potable qui est un ensemble complexe constitué d'ouvrages de pompage, de réservoirs, de canalisations et d'accessoires de robinetterie et des branchements qui desservent les installations intérieures des abonnés.

Le bon dimensionnement de ce réseau permettra de réduire son coût et aussi de limiter les fuites d'eau qui peuvent subvenir lors de sa mise en charge donc nous ferons une économie considérable.

Actuellement l'agglomération d'étude reconnaît un problème crucial en point de vue distribution en eau potable, le réseau existant est très ancien et il ne satisfait plus les besoins de l'agglomération

Dans ce cadre s'inscrit le thème de notre mémoire intitulé « Dimensionnement du système d'AEP des centres ruraux de CHEBLI (W, Blida).

Cela consiste à vérifier les ressources en eaux ainsi que les ouvrages de stockage et détecter tous les problèmes qui existent afin de dimensionner un nouveau système à l'horizon de 2040 qui assurera un débit et une pression suffisante.

Chapitre 1

Présentation de la zone d'étude

I-1) Introduction :

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, l'étude du site est nécessaire pour connaître toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet.

Dans ce chapitre nous allons présenter notre zone d'étude de point de vue géographique, climatique, géologique, démographique et hydraulique, ce qui nous permettra de prendre les dispositions nécessaires lors de la réalisation des travaux.

I-2) Situation géographique :

La commune de CHEBLI est située au nord-est de la wilaya de Blida, à environ 23 km au nord-est de Blida et à environ 29 km au sud d'Alger, elle a une superficie de 61,46 Km².

La figure I.01 montre le plan de situation de la commune de CHEBLI :

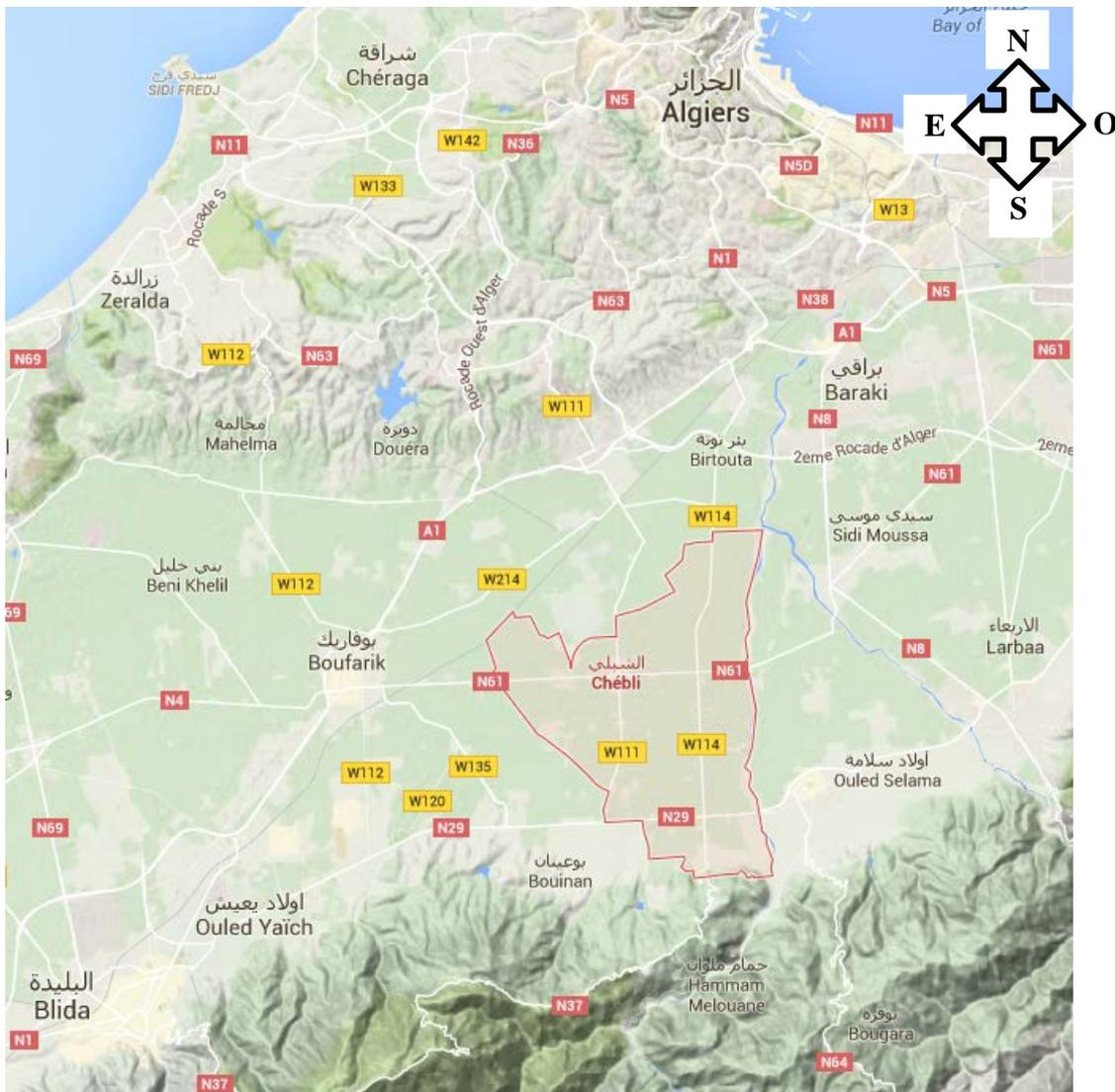


Figure I.01 : Plan de situation de la commune de CHEBLI

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

La présente étude concerne neuf agglomérations (localités) situées au Sud de la commune de CHEBLI, elles sont limitées :

- Au Nord par la RN N° 61.
- Au Sud par la RN N° 29.
- A l'Ouest par le CW N° 111.
- A l'Est par l'Oued El Harrach.

Ces localités concernées par ce projet représentent approximativement une superficie de 4 Km², les altitudes moyennes des différentes localités varient de 60 m à 90 m NGA.

Ces agglomérations se caractérisent par un relief à légère pente (0 à 1 %).

La figure I.01 nous montre le plan de situation de la zone d'étude.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

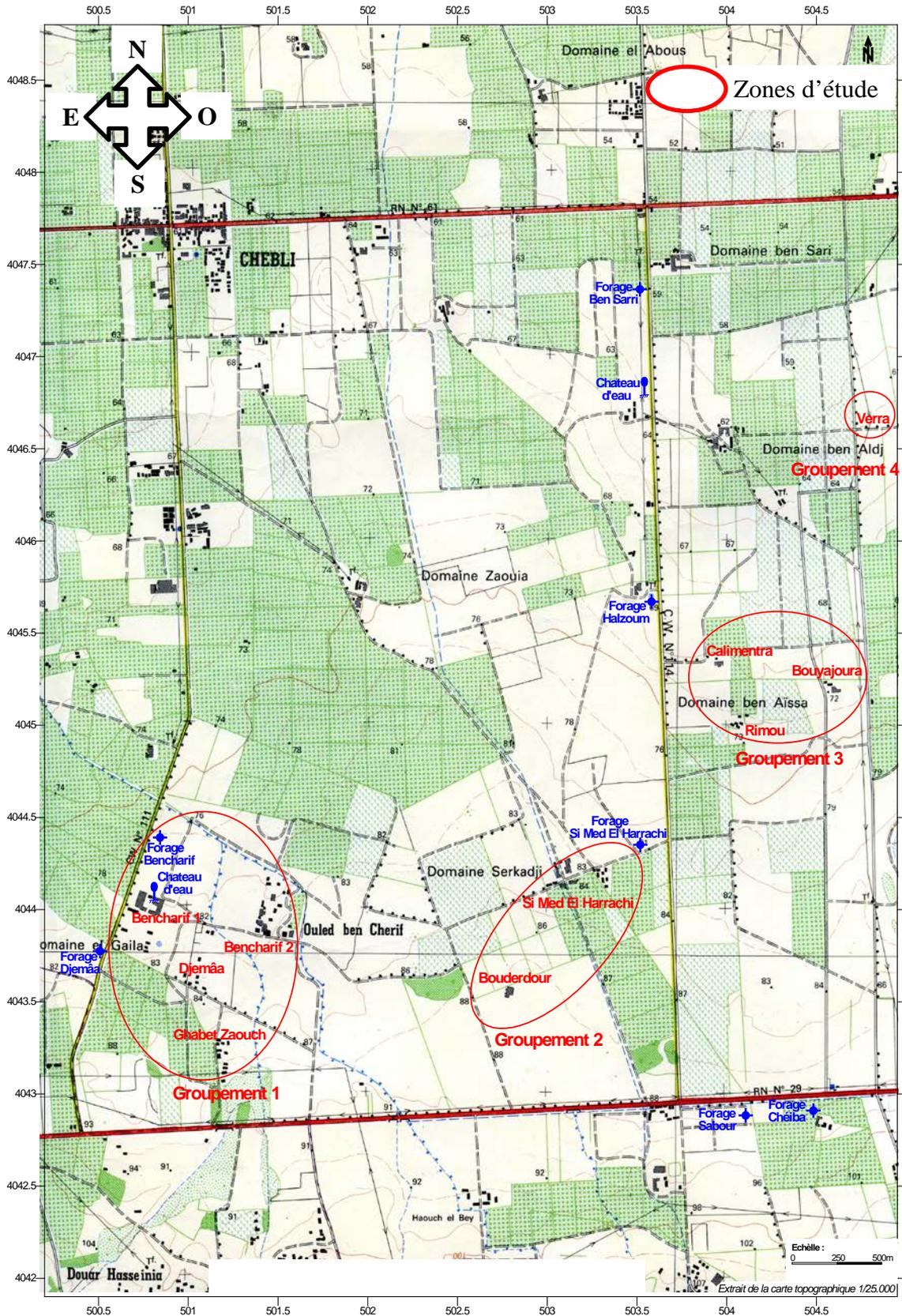


Figure I.02 : Plan de situation de la zone d'étude

I-3) Situation climatique :

I-3-1) Le Climat :

Le climat de CHEBLI et ces environ subit par sa situation géographique, la double influence de la mer et de la montagne, il subit pratiquement les mêmes variations que les zones côtières.

Le caractère essentiel du climat est de type méditerranéen, avec une saison humide et froide en hiver, sèche et chaude en été.

I-3-2) La température :

Les températures moyennes sont variées de 5°C en janvier à 33 °C en Août.

Tableau I.01 : Température moyenne mensuelles (2014)

T °C	Janv	Févr	Mars	Avri	Mais	Juin	Juil	Aôut	Sept	Octo	Nov	Déc
T_{min}	5,9	7,5	9,5	10,5	13,5	17,2	19	20,2	19	14,5	11,9	6,7
T_{max}	15,6	17,1	19,5	21,3	25,2	28,9	32,2	33,2	30,6	25,2	20,6	17,5
T_{moy}	10,8	12,3	14,5	15,7	19,4	23,5	25,6	26,7	24,8	19,9	16,2	21,1

Source : ANRH Blida

I-3-3) La pluviométrie :

Les pluies du printemps sont importantes mais l'été est sec, pluviométrie est irrégulière.

La nappe souterraine de Mitidja est alimentée directement à partir de ces pluies tombées sur les pentes de l'Atlas Blidéen.

Les pluies sont concentrées sur une partie de l'année (de octobre à avril) et les précipitations sont intenses de Novembre à Février quant au mois de Juin, Juillet et Août sont absent ou faibles.

La précipitation moyenne annuelle varie de 450mm à 970mm.

Tableau I.02 : Précipitations moyennes mensuelles

Mois	Janv	Févr	Mars	Avri	Mais	Juin	Juil	Aôut	Sept	Octo	Nov	Déc
P_{moy}	127	65	113	58	44	20	3	8	32	75	98	123

Source : APC

I-3-4) Le vent :

Le maximum de force des vents est au cours de l'hiver et le minimum est à la fin de l'été, avec des directions E-NE à N-NW. La vitesse moyenne annuelle des vents est de 2.4 à 2.8 m/s.

Le sirocco est arrêté par le contrefort du Djebel CHREA (Atlas Blidéen).

I-4) Situation géologique :

I-4-1) Hydrogéologie :

Du point de vue hydrogéologique, les formations plio-quadernaires (graviers, galets, sables et les limons sableux) constituent l'essentiel réservoir aquifère de cette nappe alluviale.

Le niveau statique de la nappe au niveau de la zone d'étude (Sud et Sud-Est de CHEBLI) ne dépasse pas 40m d'après la carte piézométrique [source ANRH- Blida] et l'écoulement se fait de Sud vers le Nord.

L'alimentation de la nappe se produit directement par les précipitations et les infiltrations efficaces.

I-4-2) Sismicité :

D'après la classification du CTC organisme de contrôle technique des constructions, la zone d'étude (Sud et Sud-Est de CHEBLI), se situe dans la zone trois (3) des sismicités. Elle sujette à des secousses moyennes à forts.

Donc il est nécessaire d'appliquer aux constructions les règles de sécurité parasismiques.

I-4-3) Réseau hydrographique :

Le réseau hydrographique est représenté par l'oued Harrach qui passe à l'Est de la zone d'étude, il prend sa naissance au niveau de l'Atlas de Tablat et sillonne toute la Mitidja pour joindre la mer Méditerranée.

Il existe aussi un petit oued qui passe entre les deux Ben Charif (1 et 2) à écoulement irréguliers, il coule fortement après une averse en hiver et il représente aussi un milieu de rejet pour les habitations en amont (Cas de l'usine El Hayet qui se spécialise dans le secteur des produits d'entretien ménager, elle se situe près de cette localité).

I-5) Situation démographique :

I-5-1) Equipement :

A l'origine, ces centres ruraux (Verra, Calimentra, Bouyajoura, Rimou, Bouderdour, Si Med Harrachi, Ghabet Zaouch, Djemâa et Ben Charif 1 et 2), étaient des parcelles agricoles avec des habitations très limitées.

Les habitations qui occupent ces centres soit en partie ou en totalité par des constructions ont subdivisé leurs parcelles par le morcellement et la vente des terrains ainsi que le partage des héritiers à leur héritage.

Il est à signaler l'existence des baraques utilisées généralement comme écuries et ceci indique que ces centres gardent toujours leurs caractères agricole et rural dans lequel l'élevage est source de vie pour ces habitations (cas de Ben Charif et Si Med Harrachi).

Le tableau I.01 résume le nombre de logements dans chaque centre rural.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.03 : Répartition des logements des centres ruraux de CHEBLI

N°	Nom de la région	Nombre de logements
01	Haouch Ben Charif	180
02	Haouch Djemâa	13
03	Haouch Chaâbet Zaouch (Zaârour)	50
04	Haouch Bouderdour	19
05	Haouch Si Med Harrachi	80
06	Haouch Rimou	24
07	Haouch Calimentra	21
08	Haouch Bouyajoura	51
09	Haouch Verra	12

I-5-2) Population :

Les principales sources d'information qui ont été la base pour mener cette analyse sont le recensement de 2008, sur cela s'ajoutent les données récentes fournies par les autorités locales, notamment par l'APC de la wilaya de BLIDA.

Le tableau I.02 résume le nombre d'habitants de chaque centre rural.

Tableau I.04 : Répartition des habitants des centres ruraux de CHEBLI (2008)

N°	Nom de la région	Nombre d'habitants
01	Haouch Ben Charif	1080
02	Haouch Djemâa	78
03	Haouch Chaâbet Zaouch (Zaârour)	300
04	Haouch Bouderdour	114
05	Haouch Si Med Harrachi	480
06	Haouch Rimou	144
07	Haouch Calimentra	126
08	Haouch Bouyajoura	306
09	Haouch Verra	72

I-6) Situation hydraulique :

I-6-1) Les ressources en eau potable actuelles :

Il existe 3 forages qui servent à l'alimentation en eau potable dans la zone d'étude, le tableau suivant résume les différentes caractéristiques de ces forages à l'état actuel.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.05 : Caractéristiques des forages existants dans la zone d'étude

Forage	Débit (l/s)	Etat	Caractéristiques	Observations
Ben Charif	5	En exploitation	$N_s = 59,3 \text{ m}$ $N_d = 89 \text{ m}$ Profondeur = 150 m	Alimente les localités de Ben Charif 1 et 2
Si Med El Harrachi	15	En exploitation	$N_s = 70 \text{ m}$ $N_d = 110 \text{ m}$ Profondeur = 159 m	Alimente les localités de Si Med El Harrachi, Rimou, Calimentra, Bouyajoura et Tabainet
Ben Sarri	12	En exploitation	$N_s = 59 \text{ m}$ $N_d = 66 \text{ m}$ Profondeur = 150 m	Alimente Ben Sarri, Boudjebar et Verra

Source : DHW

I-6-2) Les ouvrages de stockage actuels :

La capacité de stockage actuelle au niveau de la zone d'étude est résumée dans le tableau suivant.

Tableau I.06 : Les ouvrages de stockage dans la zone d'étude

Réservoir	Caractéristiques	Etat	Observation
Ben Charif 1	Capacité : 300 m ³ Hauteur du radier : 15m	Dégradé	Alimente Djemâa et Les deux Ben Charif
Ben Sarri	Capacité : 500 m ³ Hauteur du radier : 25m	Bon	Alimente Ben Sarri, verra, Boujebar et Halzoum
Rimou	Capacité : 1 m ³ Hauteur du radier : 8m	Très dégradé	Il s'agit d'une citerne abandonnée
Calimentra	Capacité : 40 m ³ Hauteur du radier : 10m	Dégradé	Alimente Calimentra
Bouyajoura	Capacité : 10 m ³ Hauteur du radier : 8m	Très dégradé	Il s'agit d'une citerne abandonnée

Source : APC

I-6-3) L'état actuel du réseau :

I-6-3-1) Haouch Ben Charif :

L'alimentation en eau potable pour ce centre rural est assurée par un forage situé au Nord de Ben Charif 1 (appelé aussi 40 Chahid) à l'intermédiaire d'un château d'eau installé au niveau de cette localité.

La conduite de refoulement (forage - château d'eau) est en fonte galvanisé Ø 110 en état moyen.

Le château d'eau se trouve en état dégradé, avec des fissures au niveau des poutres et poteaux ce qui constitue un risque véritable aux habitants.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Les conduites de distribution principales sont de type galvanisé et en fonte en Ø 90 et les conduites secondaires sont en Ø 50 et Ø 40 galvanisé alors que les branchements sont en Ø 20/27 galvanisé.

Le réseau se trouve en mauvais état, c'est à cause des décantations du sable et des matières organiques au niveau de ces conduites.

La distribution de l'eau pour cette localité se fait sur une moyenne de 3 à 5 heures par jour en hiver et d'une heure par jour en été.

Ce réseau de distribution n'assure ni les pressions ni les débits nécessaires, il est recommandé de rénover ce réseau.



Figure I.03 : Château d'eau Ben Charif 300 m³

I-6-3-2) Haouch Djemâa :

Dans cette localité il n'y a pas de réseau d'AEP. L'alimentation en eau potable pour les habitants est assurée par des puits domestique qui sont utilisés aussi pour l'irrigation des pépinières et arbres fruités.

Il est à signaler que les puits ont des profondeurs ne dépassent pas 30 m et se situent juste à proximité des fosses septiques, ce qui peut influencer sur la qualité des eaux de ces puits.

Il est nécessaire de contrôler la qualité de ces eaux qui sont destinées à l'alimentation humaine ainsi que l'indispensabilité de l'installation d'un réseau d'assainissement.

I-6-3-3) Haouch Chaâbet Zaouch (Zaârour) :

L'alimentation en eau potable de ce centre était assurée par les puits domestiques, mais ces derniers temps, ces puits sont totalement contaminés et deviennent non potable à cause des rejets des eaux usées de l'usine El Hayet.

I-6-3-4) Haouch Bouderdour :

Dans cette localité, il n'y a pas de réseau d'AEP et ses habitants souffrent la pauvreté d'eau et amènent l'eau de loin par des citernes.

I-6-3-5) Haouch Si Med Harrachi :

Cette localité est alimentée directement à partir d'un piquage sur la conduite de refoulement reliant le forage Si Med Harrachi et le réservoir Tabainet.

La conduite de refoulement est en fonte galvanisée Ø 90 et la conduite de piquage est aussi en fonte galvanisée Ø 50.

Le réseau de distribution de ce centre est réalisé au début des années 90, il est constitué par la conduite principale Ø 50 qui passe au centre de cette localité et les conduites secondaires sont des Ø 40 et Ø 32, alors que les branchements sont des Ø 20 / 27.

Ce réseau n'assure pas les débits et les pressions nécessaires pour ces habitants, surtout ceux qui se situent loin de la conduite principale.

La distribution de l'eau se fait une fois par deux jours (1 fois /2J) en hiver alors que en été cette localité souffre le manque d'eau et assure leurs besoins en eau à partir d'une sonde située au niveau de leur mosquée (au centre de si Med Harrachi).

I-6-3-6) Haouch Rimou :

Ce Haouch est alimenté directement partir d'un piquage en Ø 50, sur la conduite de refoulement reliant le forage Si Med Harrachi et réservoir Tabainet (Ø 90 galvanisé).

La conduite d'aménagé vers le réservoir (citerne de capacité 1m³) est de type galvanisée Ø 50, elle est réalisée au début des années quatre-vingt-dix et la distribution se fait par une conduite Ø 40 galvanisée.

Le réservoir de 1m³ est une citerne surmonté par la charpente métallique, Mais maintenant ce réservoir a été abandonné (très dégradé) et la distribution se fait directement sans réservoir.

Il est à signaler que ce réseau n'assure pas les débits et les pressions nécessaires et la distribution se fait une fois sur 2 jours en hiver alors que en été une fois / 4 jours et parfois une absence total de l'eau.

I-6-3-7) Haouch Calimentra :

C'est le même piquage Ø 50 qui alimente Haouch Rimou alimente aussi Haouch Calimentra.

L'alimentation en eau est assurée à l'intermédiaire d'un réservoir (de capacité 40 m³). Ce réservoir se trouve en état dégradé avec des poutres et poteaux fissurés et il constitue un

risque sur les habitants, les conduits secondaires sont des Ø 40 galvanisée et les branchements sont des Ø20/27.

La distribution en eau se fait une fois sur 2 jours en hiver et en été une fois sur 4 jours.



Figure I.04 : Château d'eau de Calimentra 40 m³

I-6-3-8) Haouch Bouyajoura :

C'est à partir de même piquage Ø 50 qui alimente Haouch Rimou et Calimentra que le centre de Bouyajoura est alimenté.

La conduite Ø 50 galvanisé a auparavant alimenté le réservoir (citerne d'eau d'une capacité 10 m³ et en suite la distribution se fait par une conduite Ø 40 galvanisée), alors que les branchements sont des Ø 20/27, mais pour ces dernières années ce réservoir a été abandonné vu la dégénérescence de cette citerne (dégradation de qualité), et l'alimentation se fait directement à partir de la conduite d'amené Ø50.

La distribution en eau se fait une fois par 2 jours en hiver et en été une fois sur 4 jours.

I-6-3-9) Haouch Verra :

La localité de Verra est alimentée directement à partir d'un piquage Ø50 galvanisé sur la conduite de distribution principale qui alimente Haouch Halzoum le Ø50. Cette conduite qui alimente Haouch Verra alimente aussi Haouch Boudjebar au même temps.

La distribution en eau se fait une fois sur deux jours mais avec des faibles débits et pressions.

I-7) Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons cité les données nécessaires concernant notre région de point de vue géologique, démographique ainsi que la situation hydraulique actuelle.

Après avoir fait un diagnostic des ouvrages de stockage et du réseau d'alimentation en eau potable des centres ruraux de CHEBLI, il est recommandé d'élaborer un nouveau système qui assure l'adduction, le stockage et la distribution de l'eau.

Chapitre 2

Estimation des besoins en eau

II-1) Introduction :

Pour dimensionner les différents composants du système d'alimentation en eau potable, nous nous basons sur les débits déterminés à partir des besoins en eau potable de l'agglomération étudiée.

Les consommateurs évoluent d'une année à une autre et diffèrent d'une agglomération à une autre. L'étude présente, se base sur le recensement de l'A.P.C de l'année 2008.

II-2) Evaluation de la population à l'horizon 2040 :

L'étude des besoins en eau est menée sur la base de recensement effectué en Avril 2008.

Comme indiqué précédemment, les localités concernées par ce projet sont réparties sur quatre groupements en fonction de leurs positions géographiques.

Le tableau suivant montre cette répartition.

Tableau II.01 : Répartition des localités selon leurs positions géographiques

Groupement 1	Groupement 2	Groupement 3	Groupement 4
- Ben Charif 1 et 2 - Chaâbet Zaouch - Djemâa	- Bouderdour - Si Med Harrachi	- Rimou - Calimentra - Bouyajoura	- Verra

La population concernée par cette étude est de 2700 habitants en 2008 (Source APC).

La population à moyen et à long terme sera estimée par la formule suivante :

$$P_n = P_0(1 + \tau)^n \dots \dots \dots II. 01$$

Avec :

P_n : Population à l'horizon d'étude.

P_0 : Population actuelle.

τ : Taux d'accroissement, on prend 2,3% (Source APC).

n : Nombre d'années à l'horizon considéré.

En appliquant la relation précédente, nous pouvons voir l'évolution de la population pour différents horizon.

Tableau II.02 : Population des centres ruraux de CHEBLI pour différents horizons

Groupement	2008	2015	2025	2040
Groupement 1	1458	1710	2146	3018
Groupement 2	594	696	874	1230
Groupement 3	576	675	848	1192
Groupement 4	72	84	106	149
Total	2700	3166	3974	5590

La figure suivante nous montre l'évolution de la population pour différents horizons.

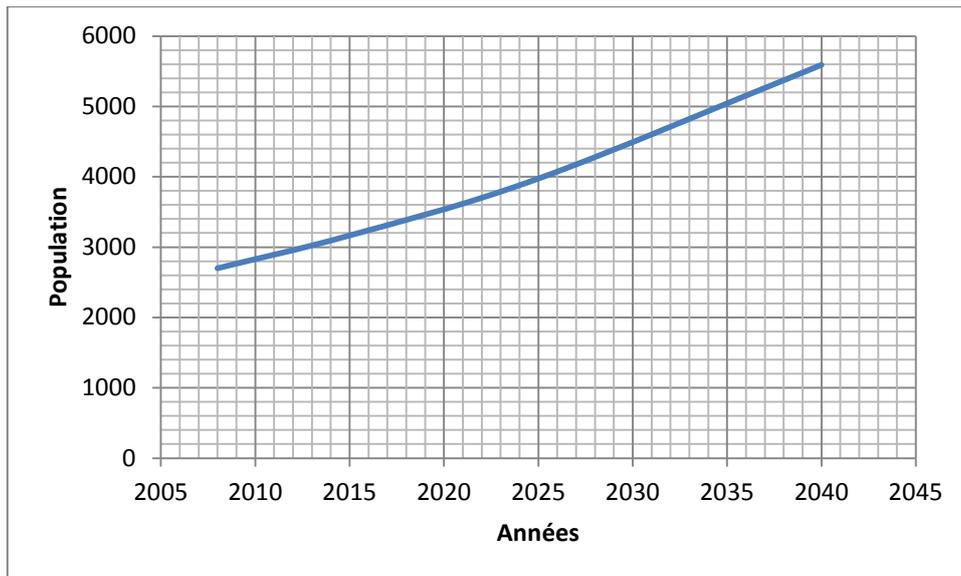


Figure II.01 : Evolution de la population pour différents horizons

II-3) Consommation moyenne journalière :

II-3-1) Consommation moyenne domestique en eau potable :

La consommation moyenne journalière domestique est donnée par la formule suivante :

$$Q_{moy.j} = \frac{dot \times N}{1000} \left(\frac{m^3}{j} \right) \dots \dots \dots II.02$$

Avec :

$Q_{moy.j}$: Consommation moyenne journalière (m^3/j).

dot : Dotation journalière (l/j.hab).

N : Nombre d'habitants.

II-3-2) Choix de la dotation :

Le choix de la dotation est basé sur les facteurs suivants :

- La situation économique du consommateur et le confort.
- Le type et la disponibilité des ressources.
- Le type de l'agglomération et du consommateur.
- Les habitudes des consommateurs.

Nous fixons à priori une dotation unitaire raisonnable d'ici à l'horizon 2040 de 180 l/j.hab.

II-3-3) Besoins moyens domestiques en eau potable :

Les besoins domestiques pour les différents centres ruraux de CHEBLI sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau II.03 : Besoins moyens domestiques en eau des centres ruraux de CHEBLI

Horizon	Groupement	Population	Dotation (l/j.hab)	Besoins moyens (m ³ /j)
2040	Groupement 1	3018	180	543,24
	Groupement 2	1230	180	221,40
	Groupement 3	1192	180	214,56
	Groupement 4	149	180	26,82
	Total	5590	180	1006,20

II-3-4) Besoins en eau des équipements :

Les équipements sont installés au niveau des localités de Ben Charif et Si Med El Harrachi, et sont indiqués dans le tableau ci-dessous.

Tableau II.04 : Besoins en eau des équipements

Zone	Equipement	Unité	Nombre	Dotation	Q _{moy.j} (m ³ /j)
Ben Charif	- Salle de soin	Malade	133	15 l/j.malade	2
	- Ecole primaire	Elève	400	30 l/j.élève	12
	- Marché hebdomadaire	m ²	500	5 l/j.m ²	2,5
	- Mosquée	Fidèle	2000	10 l/j.fidèle	20
Total					36,5
Si Med El Harrachi	- Ecole primaire	m ²	200	30 l/j.élève	6
	- Mosquée	Fidèle	1000	10 l/j.fidèle	10
Total					16
Total avec majoration x2					105

II-3-5) Récapitulation des besoins en eau :

Le tableau suivant résume les besoins moyens en eau potable des centres ruraux de CHEBLI à l'horizon 2040.

Tableau II.05 : Récapitulation des besoins en eau

Groupement	Catégorie des besoins	$Q_{moy.j}$ (m ³ /j)	Total (m ³ /j)
Groupement 1	Domestique	543,24	616,24
	Equipement	73	
Groupement 2	Domestique	221,40	253,40
	Equipement	32	
Groupement 3	Domestique	214,56	244,56
	Equipement	30	
Groupement 4	Domestique	26,82	31,82
	Equipement	5	
Total (m ³ /j)			1146,02

II-4) Variation de la consommation journalière :

II-4-1) Consommation maximale journalière :

Elle est définie à partir du coefficient d'irrégularité maximum journalier $K_{max.j}$, dont l'utilité est de savoir de combien de fois le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier, car la consommation varie d'un jour à l'autre au cours de l'année. La consommation maximale journalière est déterminée par la formule suivante :

$$Q_{max.j} = K_{max.j} \cdot Q_{moy.j} \dots \dots \dots II.03$$

Avec :

$Q_{max.j}$: Débit maximum journalier (m³/j).

$Q_{moy.j}$: Débit moyen journalier (m³/j).

$K_{max.j}$: Coefficient d'irrégularité maximum journalier, il varie entre 1,1 et 1,3.

Pour notre étude, on prend : $K_{max.j} = 1,2$

II-4-2) Consommation minimale journalière :

Elle est définie à partir du coefficient d'irrégularité minimum journalier $K_{min.j}$, il nous indique de combien de fois le débit minimum journalier est inférieur au débit moyen journalier. La consommation minimale journalière est donnée par la formule suivante :

$$Q_{min.j} = K_{min.j} \cdot Q_{moy.j} \dots \dots \dots II.04$$

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Avec :

$Q_{min.j}$: Débit minimum journalier (m^3/j).

$Q_{moy.j}$: Débit moyen journalier (m^3/j).

$K_{min.j}$: Coefficient d'irrégularité minimum journalier, il varie entre 0,7 et 0,9.

Pour notre étude, on prend : $K_{min.j} = 0,8$

Les débits maximum et minimum journaliers des centres ruraux de CHEBLI sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.06 : Débits maximum et minimum journaliers des centres ruraux de CHEBLI

Groupement	$Q_{moy.j}$ (m^3/j)	$K_{max.j}$	$Q_{max.j}$ (m^3/j)	$K_{min.j}$	$Q_{min.j}$ (m^3/j)
Groupement 1	616,24	1,2	739,49	0,8	492,99
Groupement 2	253,40	1,2	304,08	0,8	202,72
Groupement 3	244,56	1,2	293,47	0,8	195,65
Groupement 4	31,82	1,2	38,18	0,8	25,46
Total	1146,02	1,2	1375,22	0,8	916,82

II-5) Variation de la consommation horaire :

II-5-1) Débit moyen horaire :

C'est le rapport entre le débit maximum journalier sur le nombre d'heures de la journée. Il est donné par la formule suivante :

$$Q_{moy.h} = \frac{Q_{max.j}}{24} \dots \dots \dots II. 05$$

Avec :

$Q_{moy.h}$: Débit moyen horaire (m^3/h).

$Q_{max.j}$: Débit maximum journalier (m^3/j).

Les débits moyens horaires des centres ruraux de CHEBLI sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.07 : Débits moyens horaires

Groupement	$Q_{max.j}$ (m^3/j)	$Q_{moy.h}$ (m^3/h)
Groupement 1	739,49	30,81
Groupement 2	304,08	12,67
Groupement 3	293,47	12,23
Groupement 4	38,18	1,59
Total (m^3/j)	1375,22	57,30

II-5-2) Débit maximum horaire :

C'est le débit de l'heure là où il y'a une forte consommation, il est utilisé pour le dimensionnement du réseau de distribution, il est donné par la formule suivante :

$$Q_{max.h} = Q_{moy.h} \cdot K_{max.h} \dots \dots \dots II.06$$

Avec :

$Q_{max.h}$: Débit maximum horaire (m³/h).

$Q_{moy.h}$: Débit moyen horaire (m³/h).

$K_{max.h}$: Coefficient d'irrégularité horaire maximum. Il représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée, il est déterminé par la formule suivante :

$$K_{max.h} = \alpha_{max} \cdot \beta_{max} \dots \dots \dots II.07$$

Avec :

α_{max} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime du travail, il dépend du niveau de développement local, il varie entre 1,1 et 1,4.

Pour notre étude, nous prenons : $\alpha_{max} = 1,2$

β_{max} : Coefficient lié à l'accroissement de la population, sa valeur est obtenue à partir du tableau suivant :

Tableau II.08 : β_{max} en fonction de nombre d'habitants

Nombre d'habitants	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15

Le tableau suivant résume les valeurs des β_{max} pour chaque groupement des centres ruraux de CHEBLI :

Tableau II.09 : β_{max} pour chaque groupement des centres ruraux de CHEBLI

Groupement	Nombre d'habitants	β_{max}
Groupement 1	3018	1,57
Groupement 2	1230	1,91
Groupement 3	1192	1,92
Groupement 4	149	2

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Le tableau suivant montre la valeur de $K_{max.h}$ pour chaque groupement :

Tableau II.10 : $K_{max.h}$ pour chaque groupement des centres ruraux de CHEBL

Groupement	α_{max}	β_{max}	$K_{max.h}$
Groupement 1	1,2	1,57	1,88
Groupement 2	1,2	1,91	2,29
Groupement 3	1,2	1,92	2,30
Groupement 4	1,2	2	2,40

Le Tableau suivant résume les débits maximum journaliers des différents groupements :

Tableau II.11 : Débits maximum journaliers des différents groupements

Groupement	$Q_{moy.h}$ (m ³ /h)	$K_{max.h}$	$Q_{max.h}$ (m ³ /h)
Groupement 1	30,81	1,88	57,92
Groupement 2	12,67	2,29	29,01
Groupement 3	12,23	2,30	28,13
Groupement 4	1,59	2,40	3,82
Total (m ³ /h)			118,88

II-5-3) Débit minimum horaire :

Ce débit est utilisé pour la détermination de l'épaisseur des conduites, car quand la consommation est minimale la pression augmente ce qui aide à la détection des fuites. Il est donné par la relation suivante :

$$Q_{min.h} = Q_{moy.h} \cdot K_{min.h} \dots \dots \dots II.08$$

Avec :

$Q_{min.h}$: Débit minimum horaire (m³/h).

$Q_{moy.h}$: Débit moyen horaire (m³/h).

$K_{min.h}$: Coefficient d'irrégularité horaire minimum. Il représente la diminution de la consommation horaire pour la journée, il est déterminé par la formule suivante :

$$K_{min.h} = \alpha_{min} \cdot \beta_{min} \dots \dots \dots II.09$$

Avec :

α_{min} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime du travail, il dépend du niveau de développement local, il varie entre 0,4 et 0,6.

Pour notre étude, nous prenons : $\alpha_{min} = 0,5$

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

β_{min} : Coefficient lié à l'accroissement de la population, sa valeur est obtenue à partir du tableau suivant :

Tableau II.12 : β_{min} en fonction de nombre d'habitants

Nombre d'habitants	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000
β_{min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6

Le tableau suivant résume les valeurs des β_{min} pour chaque groupement des centres ruraux de CHEBLI :

Tableau II.13 : β_{min} pour chaque groupement des centres ruraux de CHEBLI

Groupement	Nombre d'habitants	β_{min}
Groupement 1	3018	0,13
Groupement 2	1230	0,1
Groupement 3	1192	0,1
Groupement 4	149	0,1

Le tableau suivant montre la valeur de $K_{min.h}$ pour chaque groupement :

Tableau II.14 : $K_{min.h}$ pour chaque groupement des centres ruraux de CHEBLI

Groupement	α_{min}	β_{min}	$K_{min.h}$
Groupement 1	0,5	0,13	0,07
Groupement 2	0,5	0,1	0,05
Groupement 3	0,5	0,1	0,05
Groupement 4	0,5	0,1	0,05

Le Tableau suivant résume les débits minimum journaliers des différents groupements :

Tableau II.15 : Débits minimum journaliers des différents groupements

Groupement	$Q_{moy.h}$ (m ³ /h)	$K_{min.h}$	$Q_{min.h}$ (m ³ /h)
Groupement 1	30,81	0,07	2,16
Groupement 2	12,67	0,05	0,63
Groupement 3	12,23	0,05	0,61
Groupement 4	1,59	0,05	0,08
Total (m ³ /h)			3,48

II-5-4) Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants :

Le débit horaire d'une agglomération varie en fonction du nombre d'habitants. Cette variation est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximum journalier de cette agglomération. Nous avons une agglomération de type rural, donc en se basant sur l'annexe n°1 qui montre la variation horaire de la consommation en eau dans divers centres d'agglomération, nous pourrions déduire le débit en chaque heure des centres ruraux de CHEBLI. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.16 : Débits horaires de la zone d'étude à l'horizon 2040

Heure	Consommation de l'agglomération		Consommation cumulée	
	C_h (%)	Q_h (m^3/h)	C_h (%)	Q_h (m^3/h)
00-01	0,75	10,31	0,75	10,31
01-02	0,75	10,31	1,50	20,63
02-03	1,00	13,75	2,50	34,38
03-04	1,00	13,75	3,50	48,13
04-05	3,00	41,26	6,50	89,39
05-06	5,50	75,64	12,00	165,03
06-07	5,50	75,64	17,50	240,66
07-08	5,50	75,64	23,00	316,30
08-09	3,50	48,13	26,50	364,43
09-10	3,50	48,13	30,00	412,57
10-11	6,00	82,51	36,00	495,08
11-12	8,50	116,89	44,50	611,97
12-13	8,50	116,89	53,00	728,87
13-14	6,00	82,51	59,00	811,38
14-15	5,00	68,76	64,00	880,14
15-16	5,00	68,76	69,00	948,90
16-17	3,50	48,13	72,50	997,03
17-18	3,50	48,13	76,00	1045,17
18-19	6,00	82,51	82,00	1127,68
19-20	6,00	82,51	88,00	1210,19
20-21	6,00	82,51	94,00	1292,71
21-22	3,00	41,26	97,00	1333,96
22-23	2,00	27,50	99,00	1361,47
23-24	1,00	13,75	100,00	1375,22

D'après le tableau, nous trouvons :

$$Q_{max.h} = 116,89 \text{ m}^3/h \text{ et } Q_{min.h} = 10,31 \text{ m}^3/h$$

Nous obtenons l'histogramme de la consommation horaire et la courbe cumulée.

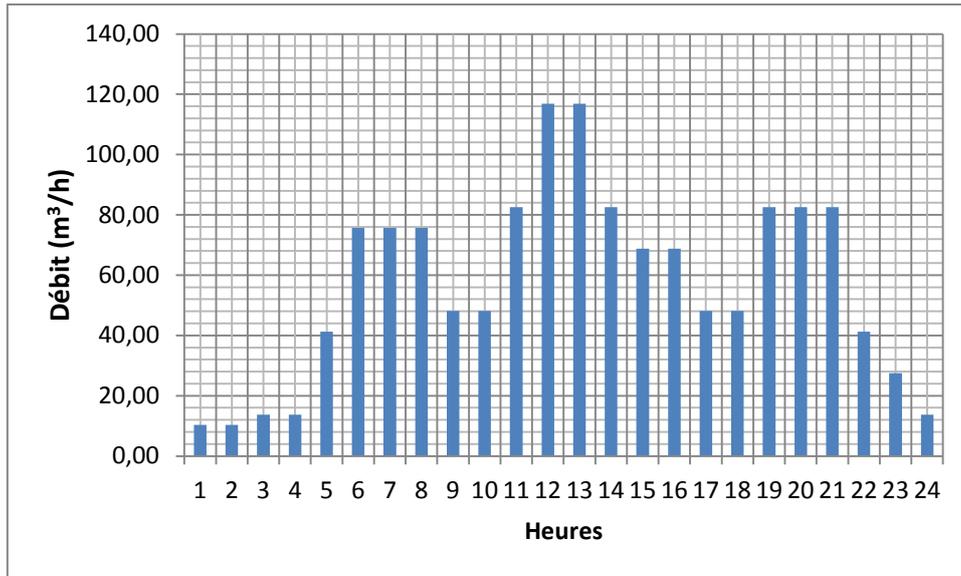


Figure II.02 : Histogramme de la consommation horaire

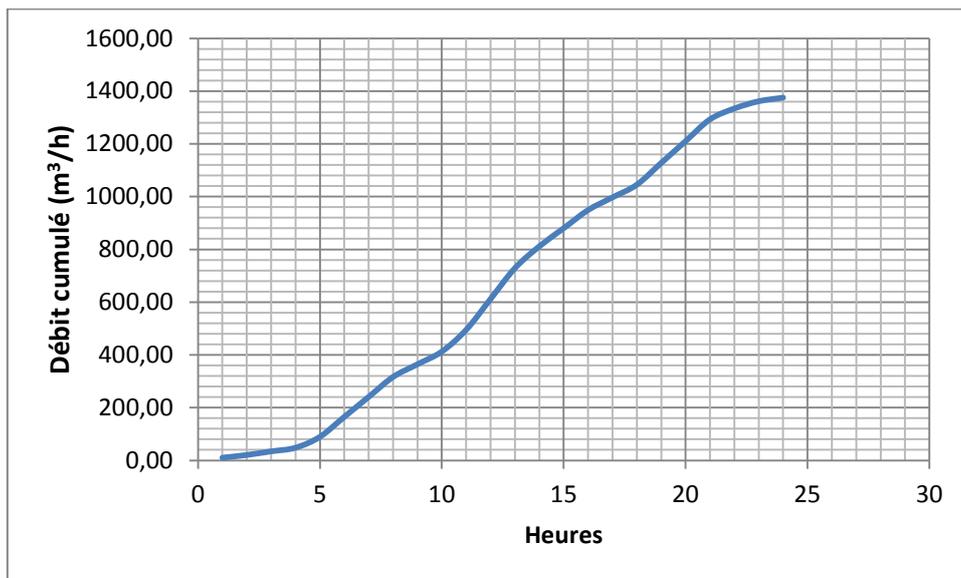


Figure II.03 : Courbe cumulée de la consommation horaire

II-6) Comparaison entre les ressources et les besoins :

Dans le but de voir si notre débit d'eau disponible satisfait les besoins calculés, ayant le débit d'eau disponible des ressources, et après le calcul des besoins en eau des centres ruraux de CHEBLI, nous pouvons faire une comparaison entre les ressources et les besoins.

Le tableau suivant résume la différence :

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Tableau II.17 : Comparaison entre les ressources et les besoins

Désignation	Valeur
Débit maximum journalier (m ³ /j)	1375,22
Ressources disponibles (m ³ /j)	432
Déficit (m ³ /j)	943,22
Déficit (l/s)	10,92

Nous remarquons que les ressources en eau disponibles ne sont pas suffisantes pour satisfaire nos besoins en eau à l'horizon de 2040. Ce qui nous oblige à implanter un autre forage vu l'existence d'une nappe souterraine dans cette région.

II-7) Conclusion :

Ce chapitre nous a permis d'évaluer les besoins en eau des centres ruraux de CHEBLI, ce qui aide à dimensionner notre réseau d'alimentation en eau potable.

Après la comparaison entre les ressources en eau disponibles et les besoins, nous avons trouvé que les ressources ne sont pas suffisantes pour satisfaire nos besoins à l'horizon d'étude (2040), avec un déficit de 10,92 l/s.

Chapitre 3

Les ouvrages de stockage

III-1) Introduction :

Les réservoirs sont des ouvrages intermédiaires entre les réseaux d'adduction et les réseaux de distribution et qui jouent un rôle très important dans la distribution.

Le but de ce chapitre est de vérifier l'état et la capacité de nos réservoirs existants à l'horizon 2040, tenant compte des besoins déterminés pour cet horizon. La connaissance de cette capacité de stockage nous indiquera si nous devons projeter d'autres réservoirs de stockage ou non.

III-2) Rôles des réservoirs :

Le rôle des réservoirs a sensiblement changé au cours du temps, servant tout d'abord de réserve d'eau, le réservoir doit assurer les fonctions suivantes :

- L'emmagasinement d'eau pendant les heures creuses de consommation et restitution de l'eau pendant les autres heures où la consommation devient importante.
- Dans le cas où le réseau est étendu longitudinalement, et que de faibles pressions apparaissent aux points les plus éloignés du réservoir principal, on construit dans cette zone un deuxième réservoir appelé réservoir d'extrémité.
- Assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe.
- Assurer la réserve d'incendie.
- Il peut également jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.
- Jouer le rôle de relais.

III-3) Emplacement des réservoirs :

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème. On doit toujours tenir compte des considérations suivantes :

- Pour des raisons d'économie, il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport à la prise d'eau.
- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération.
- Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, on doit les implanter de préférence en extrémité du réseau.
- La cote du radier doit être supérieure à la plus haute cote piézométrique exigée dans le réseau.

- L'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les habitants d'une pression suffisante.

III-4) Vérification de la capacité des réservoirs existants à l'horizon 2040 :

Vu qu'il n'y a pas un réservoir en bon état, nous sommes obligés d'implanter un nouveau réservoir qui satisfait les besoins des centres ruraux de CHEBLI. En tenant compte des critères d'emplacement des réservoirs, nous avons choisis de le mettre au niveau de Chabet Zaouch, dont la hauteur du radier est à déterminer.

Pour estimer le volume de réservoir, nous pouvons utiliser soit la méthode graphique soit la méthode analytique.

a) Méthode graphique :

Elle tient compte de la courbe de consommation totale (intégrale) déduite à partir des coefficients de variation horaire de la consommation, et de la courbe d'apport du débit pompé en fonction de la durée de pompage. La capacité est déduite à partir des extremums des cumuls de la consommation vis-à-vis de celle des apports.

b) Méthode analytique :

Cette méthode utilise les coefficients de variation horaire du régime de consommation.

Elle sera utilisée pour notre calcul.

III-4-1) Détermination de la capacité du réservoir par la méthode analytique :

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 ci-dessous.

Chapitre III : Les ouvrages de stockage

Tableau III.01 : Détermination du volume de réservoir

Heure	Consommation (%)	Refoulement (%)	Stockage	Déficit	Résidu
00 - 01	0,75	0,00		0,75	6,25
01 - 02	0,75	0,00		0,75	5,50
02 - 03	1,00	0,00		1,00	4,50
03 - 04	1,00	0,00		1,00	3,50
04 - 05	3,00	5,00	2,00		5,50
05 - 06	5,50	5,00		0,50	5,00
06 - 07	5,50	5,00		0,50	4,50
07 - 08	5,50	5,00		0,50	4,00
08 - 09	3,50	5,00	1,50		5,50
09 - 10	3,50	5,00	1,50		7,00
10 - 11	6,00	5,00		1,00	6,00
11 - 12	8,50	5,00		3,50	2,50
12 - 13	8,50	5,00		3,50	-1,00
13 - 14	6,00	5,00		1,00	-2,00
14 - 15	5,00	5,00		0,00	-2,00
15 - 16	5,00	5,00		0,00	-2,00
16 - 17	3,50	5,00	1,50		-0,50
17 - 18	3,50	5,00	1,50		1,00
18 - 19	6,00	5,00		1,00	0,00
19 - 20	6,00	5,00		1,00	-1,00
20 - 21	6,00	5,00		1,00	-2,00
21 - 22	3,00	5,00	2,00		0,00
22 - 23	2,00	5,00	3,00		3,00
23 - 24	1,00	5,00	4,00		7,00

Le volume résiduel est donné par la formule suivante :

$$V_r = \frac{a(\%) \times Q_{max.j}}{100} \dots \dots \dots III. 01$$

Avec :

$$a(\%) = 7 + |-2| = 9 \%$$

$$V_r = \frac{9 \times 1375,22}{100} = 123,77 \text{ m}^3$$

Puisque le débit de pointe + incendie qui est $32,47 + 17 = 49,47$ l/s est presque deux fois plus grand que le débit de pointe donc on opte pour des bâches d'incendie là où il y'a le plus de risque d'incendie, alors nous avons choisis de projeter deux réservoirs de 75m^3 dans les nœuds les plus défavorable qui sont N31 et N41. Le volume total du réservoir sans prenant compte de la réserve d'incendie sera :

$$V_t = V_r = 123,77 \text{ m}^3$$

Vu la topographie de notre région nous optons pour un réservoir de type surélevé (châteaux d'eau), afin de satisfaire convenablement notre besoin en pression.

III-5) Dimensionnement du château d'eau :

Nous prenons une forme circulaire grâce à ses avantages (facilité de l'entretien, forme plus stable...), le diamètre est calculé comme suit :

$$V = \frac{\pi D^2}{4} \times H \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4V}{\pi H}} \dots \dots \dots III. 02$$

Avec :

V : Volume du château d'eau (m^3).

D : Diamètre du château d'eau (m).

H : Hauteur de la cuve (m).

Nous prenons une hauteur de 4m, Le diamètre du château d'eau sera :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 123,77}{\pi \times 4}} \Rightarrow D = 6,28 \text{ m}$$

En prenant compte d'une hauteur d'un mètre pour l'espace d'air, le volume total du réservoir sera :

$$V_t = \left(\frac{\pi \cdot D^2}{4} \times 1 \right) + 123,77 = 154,71 \text{ m}^3$$

Il y'a intérêt à normaliser la capacité du réservoir afin que les coffrages puissent être réutilisés. Dans notre cas, la capacité normalisée est de 150 m^3 .

Pour dimensionner les bâches nous suivons les mêmes étapes de dimensionnement du château d'eau, nous prenons une hauteur de 3m, le diamètre sera : $D = 5,65 \text{ m}$

III-6) Equipements des réservoirs :

III-6-1) Conduite d'arrivée :

La conduite d'adduction doit pouvoir s'obstruer quand l'eau atteint son niveau maximum.

Pour éviter la perte des eaux nous devons faire une obturation par robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire, ou un dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

III-6-2) Conduite de distribution :

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0,15 m ou 0,20m au-dessus du radier en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou du sable qui pourraient éventuellement se décanter dans la cuve.

III-6-3) Conduite du trop-plein :

La conduite du trop-plein est destinée à empêcher l'eau de dépasser le niveau maximal, elle devra évacuer la totalité des débits arrivant en excès.

L'extrémité de cette conduite doit être ménagée d'un joint hydraulique constitué d'un siphon afin d'éviter l'introduction de certains corps nocifs dans la cuve.

III-6-4) Conduite de vidange :

La conduite de vidange part du point bas du réservoir, et se raccorde sur la canalisation de trop plein. Elle comporte un robinet vanne et permet la vidange du réservoir lors du nettoyage.

III-6-5) Système de matérialisation de la réserve d'incendie :

Ce dispositif permet la conservation du volume d'eau destiné à la lutte contre l'incendie tout en le renouvelant pour éviter sa contamination. C'est le système à évent. Il est constitué de trois robinets vannes.

III-6-6) Conduite By-Pass :

C'est un tronçon de conduite qui relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ dans le cas d'un réservoir unique non compartimenté. Cette conduite fonctionne quand le réservoir est isolé pour son entretien.

III-7) Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons calculé la capacité de stockage de notre futur réservoir à l'aide de la méthode analytique. Vu qu'il n'y a pas un réservoir en bon état (tous les châteaux d'eau sont fissurés ou contaminés), nous avons projeté un nouveau château d'eau de volume 100m^3 afin de satisfaire les besoins en eau potable des centres ruraux de CHEBLI.

Chapitre 4

Dimensionnement du réseau de distribution

IV-1) Introduction :

L'eau stockée dans le réservoir, doit être distribuée à l'aide des canalisations sur lesquelles des branchements seront piqués dans le but de satisfaire les consommateurs.

Dans ce chapitre nous allons procéder à la projection du réseau de distribution en eau potable à l'horizon de 2040. Ce travail nécessitera l'utilisation d'une méthode informatique. Le plan de masse et la structure de l'agglomération nous facilite le tracé pour former le réseau.

IV-2) Les différents types de réseaux :

Selon la disposition des conduites, on peut distinguer trois types de réseaux :

- Réseau ramifié : C'est un réseau qui est constitué par la conduite principale et des conduites secondaires (branches), c'est un réseau arborescent. Il n'assure aucune distribution de retour, il suffit qu'une panne se produise dans la conduite principale et toute la population d'aval sera privée d'eau.
- Réseau maillé : C'est un réseau qui est constitué d'une série de tronçon disposés de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs boucles fermées en suivant son tracé, une telle boucle s'appelle une maille. Contrairement au réseau ramifié, un réseau maillé assure une distribution de retour en cas de panne d'un tronçon.
- Réseau mixte (combiné) : C'est un réseau qui est constitué des mailles et des ramifications à la fois.

Dans notre cas, on s'intéresse plus au réseau ramifié à cause de la structure de l'agglomération et la position des logements.

IV-3) Choix du matériau des conduites :

Le choix du matériau utilisé est en fonction de la pression supportée, de l'agressivité du sol et du facteur économique (coût et disponibilité sur le marché) ainsi que la bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes...etc.). Parmi les matériaux utilisés on peut citer les plus utilisés : l'acier, la fonte, les matières plastiques (les polychlorures de vinyle «PVC», les polyéthylènes «PE», Les polyéthylènes à haute densité «PEHD »).

Le tableau suivant résume les avantages et les inconvénients de chaque type de conduites :

Chapitre IV : Dimensionnement du réseau de distribution

Tableau IV.01 : Avantages et inconvénients des types de matériau de conduites

Type de matériau	Avantages	Inconvénients
Fonte	<ul style="list-style-type: none">- bonne résistance aux forces internes.- très rigides et solides.- longueur des conduites varie de 6 à 16 m, donc nous obtenons une réduction des joints.- facilité de pose.	<ul style="list-style-type: none">- les tuyaux en fonte sont très lourds et très chers.- risque de déformation des conduites pendant leur transport.- cout très élevé pendant la pose et mauvaise résistance au cisaillement.
PVC (polychlorure de vinyle)	<ul style="list-style-type: none">- bonne résistance à la corrosion.- disponible sur le marché.- une pose de canalisation facile.	<ul style="list-style-type: none">- risque de rupture.
PEHD (polyéthylène à haute densité)	<ul style="list-style-type: none">- bonne résistance à la corrosion.- disponibilité sur le marché.- résistance aux conditions climatiques.- souplesse à l'utilisation.- légèreté et facilite d'utilisation.- facilité du transport et du stockage.- possibilité de raccordement.- un bon rapport qualité prix.- bonne durée de vie élevée.	<ul style="list-style-type: none">- nécessite une grande technicité pour la jonction.

Pour notre étude nous optons pour les conduites en PEHD -PN10- à cause de leurs avantages.

IV-4) Etude des variantes proposées :

IV-4-1) Description des variantes :

Selon la topographie de la région et les ressources et les ouvrages hydrauliques, on peut imposer deux variantes :

Variante 1 :

Pour cette variante on a proposé d'alimenter :

- Les groupements 1, 2 et 3 : à partir de forage Ben Charif plus un autre forage proposé à projeter à proximité de forage Ben Charif (Vers le Nord de 200 à 300m), et la distribution d'eau se fait à l'intermédiaire d'un château d'eau installer au niveau de Chabet Zaouch de 150 m³, à travers deux conduites principaux :
 - La première alimente le groupement 1.
 - La deuxième alimente les groupements 2 et 3.

Chapitre IV : Dimensionnement du réseau de distribution

- Le groupement 4 : à partir d'un piquage sur la conduite de distribution principale qui alimente Ben Sarri.

Variante 2 :

Pour cette variante on a proposé d'alimenter :

- Le groupement 1 : à partir de forage Ben Charif plus un autre forage à proximité de forage Ben Charif, et la distribution se fait à l'intermédiaire d'un château d'eau installé au niveau de Chabet Zaouch de 75 m^3 .
- Les groupements 2 et 3 : à partir de forage Halzoum (augmentation de débit de ce forage), et la distribution se fait à l'intermédiaire de réservoir Tabainet.
- Le groupement 4 : à partir de même piquage que la variante 1.

Chapitre IV : Dimensionnement du réseau de distribution

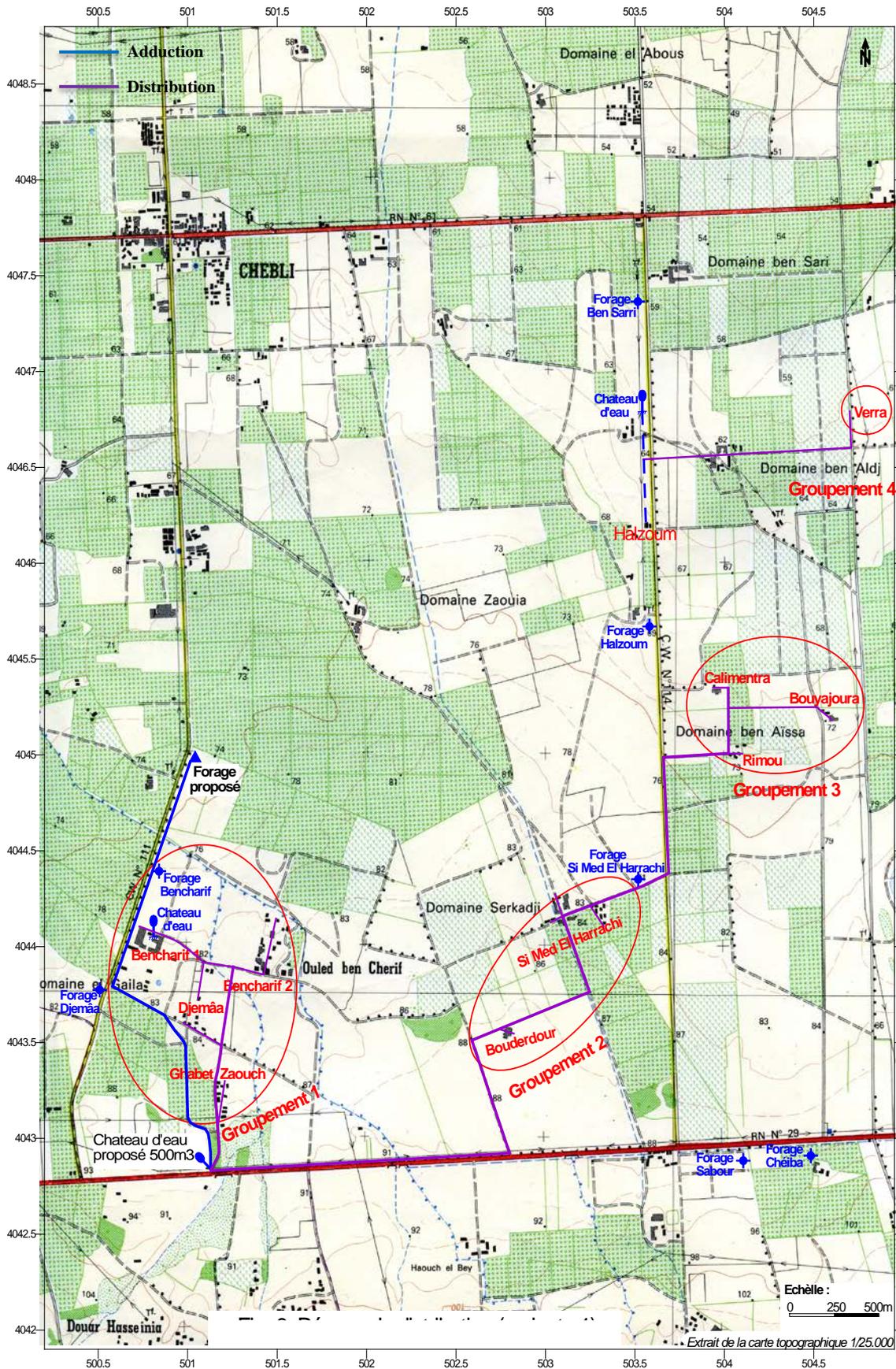


Figure IV.01 : Schéma explicatif de la première variante

Chapitre IV : Dimensionnement du réseau de distribution

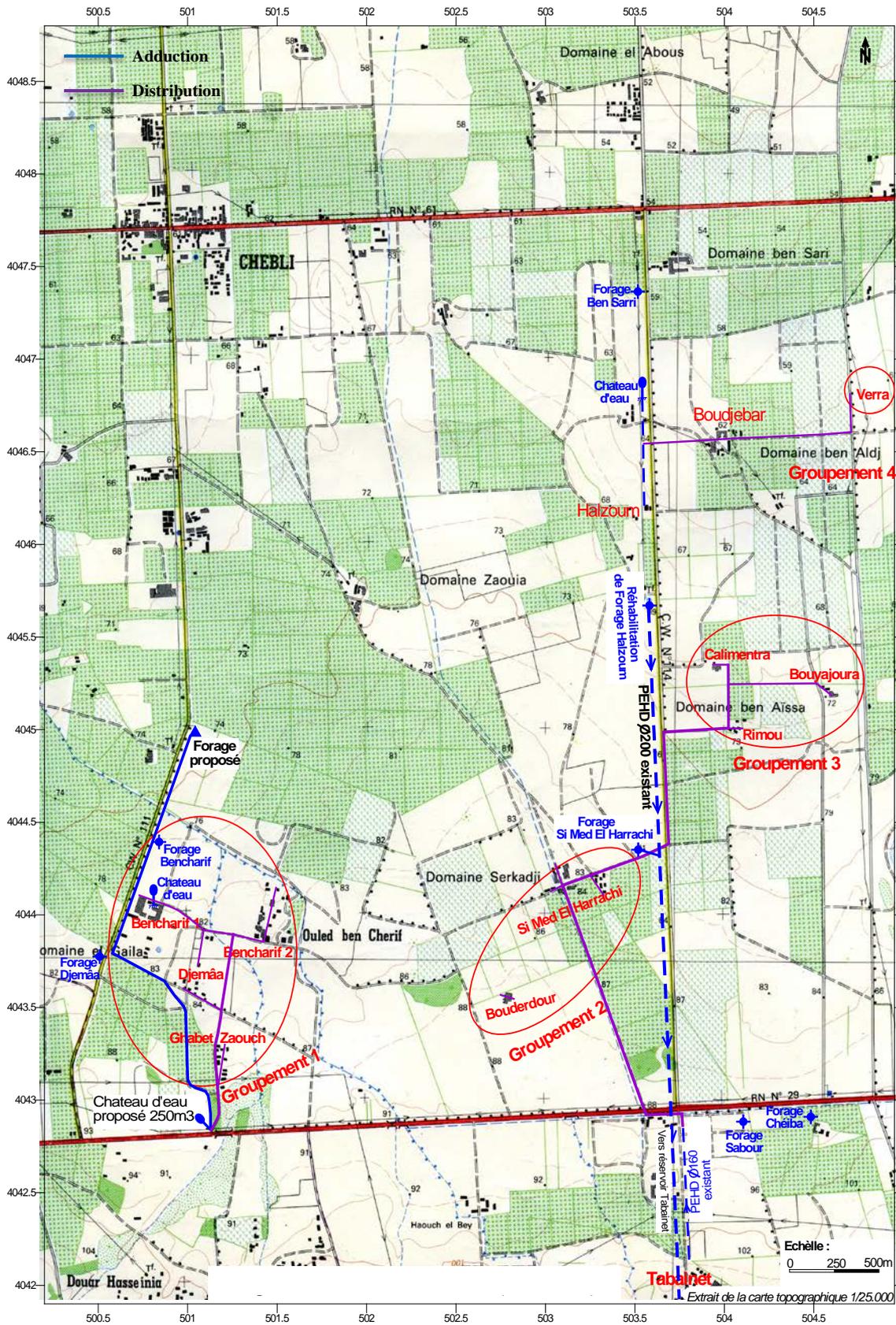


Figure IV.02 : Schéma explicatif de la deuxième variante

Chapitre IV : Dimensionnement du réseau de distribution

IV-4-2) Avantages et inconvénients de chaque variante :

Le tableau suivant nous montre les avantages et les inconvénients de chaque variante :

Tableau IV.02 : Avantages et inconvénients de chaque variante

Variante	Avantages	Inconvénients
Variante 1	Le réseau de distribution assure la pression pour tous les centres	Le linéaire de réseau de distribution est un peu long
Variante 2	Le linéaire de réseau de distribution est moins long par rapport à la variante 1	La pression est insuffisante pour les centres éloignés

D'après le tableau précédent, on opte pour la première variante car les pressions sont assurées pour tous les centres.

IV-5) Calcul hydraulique du réseau de distribution à l'horizon 2040 :

Le dimensionnement du réseau de distribution se base sur la connaissance des différents paramètres suivant :

- La longueur de chaque tronçon du réseau.
- Les débits supposés concentrés aux nœuds (s'ils existent).
- Les débits en route de chaque tronçon du réseau.
- Le débit spécifique.
- Les débits nodaux.

Le calcul du réseau de distribution se fera pour le cas de pointe.

IV-5-1) Débit en route :

Le débit en route global du réseau est donné par la relation suivante :

$$Q_r = Q_{max.h} - Q_{conc} \dots \dots \dots IV. 01$$

Avec :

Q_r : Débit en route (m^3/h).

$Q_{max.h}$: Débit maximum horaire (m^3/h).

Q_{conc} : Débit supposé concentrer aux nœuds, dans notre cas : $Q_{conc} = 0$

Donc le débit en route sera :

$$Q_r = Q_{max.h} - Q_{conc} = 116,89 - 0 \Rightarrow Q_r = 116,89 \text{ m}^3/h = 32,47 \text{ l/s}$$

IV-5-2) Débit spécifique :

C'est le rapport entre le débit en route global et la somme des longueurs des tronçons qui assure un débit en route dans le réseau, il exprime le débit véhiculé par mètre linéaire, il peut être calculé comme suit :

$$q_{sp} = \frac{Q_r}{\Sigma l_i} \dots \dots \dots IV.02$$

Avec :

q_{sp} : Débit spécifique ($m^3/h.ml$).

Σl_i : Somme des longueurs des tronçons qui assure un débit en route (m).

Donc le débit spécifique sera :

$$q_{sp} = \frac{Q_r}{\Sigma l_i} = \frac{116,89}{8442} \Rightarrow q_{sp} = 0,0138 \text{ m}^3/h.ml = 3,846 \times 10^{-3} \text{ l/s.ml}$$

Les débits en route dans chaque tronçon sont calculés par la relation suivante :

$$q_{ri} = q_{sp} \times l_i \dots \dots \dots IV.03$$

Avec :

q_{ri} : Débit en route dans chaque tronçon (l/s).

q_{sp} : Débit spécifique (l/s.ml).

l_i : Longueur de chaque tronçon (m).

IV-5-3) Débits nodaux :

Ce sont les débits qui sont consommés dans chaque nœud du réseau, ils sont calculés par la formule suivante :

$$Q_{ni} = 0,5 \sum q_{ri} + Q_{conc} \dots \dots \dots IV.04$$

Avec :

Q_{ni} : Débit nodal (l/s).

q_{ri} : Débit en route du tronçon début-fin au nœud (l/s).

Le tableau suivant résume les débits en route et nodaux du réseau :

Chapitre IV : Dimensionnement du réseau de distribution

Tableau IV.03 : Les débits nodaux du réseau

Nœuds	Tronçons début-fin	Longueur (m)	q_r (l/s)	Q_{conc} (l/s)	Q_n (l/s)
01	01-03	72	0,28	0	0,14
02	02-03	72	0,28	0	0,14
03	03-01	72	0,28	0	0,44
	03-02	72	0,28		
	03-03'	82	0,32		
03'	03'-03	82	0,32	0	0,72
	03'-04	290	1,12		
04	04-03'	290	1,12	0	0,63
	04-05	36	0,14		
	04-06	60	0,00		
06	06-04	60	0,00	0	0,55
	06-07	133	0,51		
	06-08	148	0,58		
07	07-06	133	0,52	0	0,26
08	08-06	148	0,58	0	0,49
	08-08'	102	0,40		
	08-09	44	0,00		
08'	08'-08	102	0,40	0	0,20
09	09-08	44	0,00	0	0,93
	09-10	41	0,16		
	09-11	431	1,70		
11	11-09	431	1,70	0	1,43
	11-13	233	0,00		
	11-12	396	1,16		
12	12-11	396	1,16	0	0,58
13	13-11	233	0,00	0	0
	13-14	134	0,00		
	13-33	139	0,00		
14	14-13	134	0,00	0	0,29
	14-15	73	0,29		
	14-16	63	0,29		
15	15-14	73	0,29	0	0,14
16	16-14	63	0,25	0	0,17
	16-17	21	0,08		
	16-18	28	0,00		
18	18-16	28	0,00	0	0,09
	18-19	47	0,18		
	18-20	37	0,00		
20	20-18	37	0,00	0	0,08
	20-21	39	0,15		
	20-22	147	0,00		
22	22-20	147	0,00	0	0,12
	22-23	59	0,23		
	22-24	148	0,00		
23	23-22	59	0,23	0	0,12

Chapitre IV : Dimensionnement du réseau de distribution

Nœuds	Tronçons début-fin	Longueur (m)	q_r (l/s)	Q_{conc} (l/s)	Q_n (l/s)
24	24-22	148	0,00	0	0,75
	24-26	31	0,00		
	24-25	376	1,50		
25	25-24	376	1,50	0	0,75
26	26-24	31	0,00	0	0,68
	26-28	40	0,00		
	26-27	341	1,36		
27	27-26	341	1,36	0	0,68
28	28-26	40	0,00	0	0,67
	28-30	34	0,00		
	28-29	338	1,34		
29	29-28	338	1,34	0	0,67
30	30-28	34	0,00	0	0,89
	30-32	160	0,63		
	30-31	291	1,15		
31	31-30	291	1,15	0	0,58
32	32-30	160	0,63	0	0,32
33	33-13	139	0,00	0	0,71
	33-34	113	0,44		
	33-35	245	0,97		
34	34-33	113	0,44	0	0,22
35	35-33	245	0,97	0	0,86
	35-37	52	0,20		
	35-36	136	0,54		
36	36-35	136	0,54	0	0,27
37	37-35	52	0,20	0	0,90
	37-37'	312	1,23		
	37-38	462	0,00		
	37-40	90	0,36		
37'	37'-37	312	1,23	0	0,61
38	38-37	462	0,00	0	0,34
	38-39	70	0,28		
	38-39'	102	0,40		
39	39-38	70	0,28	0	0,14
39'	39'-38	102	0,40	0	0,20
40	40-37	90	0,36	0	0,18
	40-Château	20	0,00		
	40-78	2429	0,00		
41	41-42	387	1,44	0	0,76
42	42-41	387	1,44	0	0,94
	42-43	82	0,32		
	42-46	437	0,00		
43	43-42	82	0,32	0	0,66
	43-44	124	0,50		
	43-45	130	0,51		
44	44-43	124	0,50	0	0,24

Chapitre IV : Dimensionnement du réseau de distribution

Nœuds	Tronçons début-fin	Longueur (m)	q_r (l/s)	Q_{conc} (l/s)	Q_n (l/s)
45	45-43	130	0,51	0	0,26
46	46-42	437	0,00	0	0
	46-49	52	0,00		
	46-50	196	0,00		
49	49-46	161	0,64	0	0,32
50	50-46	196	0,00	0	0,28
	50-51	117	0,46		
	50-52	28	0,11		
	50-55	1412	0,00		
51	51-50	117	0,46	0	0,24
52	52-50	28	0,11	0	0,28
	52-53	52	0,20		
	52-54	63	0,26		
53	53-52	52	0,20	0	0,10
54	54-52	63	0,26	0	0,12
55	55-50	1412	0,00	0	0,44
	55-57	64	0,26		
	55-56	160	0,64		
56	56-55	160	0,64	0	0,32
57	57-55	64	0,26	0	0,13
	57-59	16	0,00		
59	59-57	16	0,00	0	0,18
	59-61	45	0,00		
	59-60	90	0,36		
60	60-59	90	0,36	0	0,18
61	61-59	45	0,00	0	0,18
	61-63	20	0,00		
	61-62	90	0,36		
62	62-61	90	0,36	0	0,18
63	63-61	20	0,00	0	0,23
	63-64	92	0,36		
	63-65	26	0,10		
64	64-63	92	0,36	0	0,18
65	65-63	26	0,10	0	0,42
	65-66	135	0,54		
	65-67	49	0,19		
66	66-65	135	0,54	0	0,26
67	67-65	49	0,19	0	0,25
	67-68	30	0,12		
	67-74	896	0,00		
	67-71	48	0,19		
70	70-67	109	0,32	0	0,16
73	73-67	100	0,20	0	0,10
74	74-67	896	0,00	0	0,18
	74-76	43	0,00		
	74-75	93	0,38		
75	75-74	93	0,38	0	0,18

Chapitre IV : Dimensionnement du réseau de distribution

Nœuds	Tronçons début-fin	Longueur (m)	q_r (l/s)	Q_{conc} (l/s)	Q_n (l/s)
76	76-74	43	0,00	0	0,10
	76-78	47	0,00		
	76-77	50	0,20		
77	77-76	50	0,20	0	0,10
78	78-76	47	0,00	0	0,10
	78-79	53	0,21		
	78-40	2429	0,00		
79	79-78	53	0,21	0	0,10
Château	Château-40	20	0,00	0	0
Piquage	Piquage-Verra	1640	5,44	0	2,72
Verra	Verra-Piquage	1640	5,44	0	2,72
Total (l/s)					32,47

Pour le cas de pointe + incendie, nous optons pour installer deux bâches d'incendie d'un volume de 75m^3 chacune dans les nœuds N31 et N41.

Ayant le débit maximum horaire et le débit nodal dans chaque nœud, nous pouvons déterminer le débit de dimensionnement de chaque tronçon de notre réseau en cas de pointe. Le tableau suivant résume le débit de dimensionnement de chaque tronçon :

Tableau IV.04 : Débit de dimensionnement de chaque tronçon

Tronçon	Débit (l/s)
Château → 40	27,03
40 → 37	18,59
37 → 38	0,68
38 → 39	0,14
38 → 39'	0,20
37 → 37'	0,62
37 → 35	16,39
35 → 36	0,27
35 → 33	15,26
33 → 34	0,22
33 → 13	14,33
13 → 11	7,15
11 → 12	0,79
11 → 09	4,73
09 → 08	3,71
08 → 08'	0,20
08 → 06	3,01
06 → 07	0,26
06 → 04	2,19
04 → 03'	1,47
03' → 03	0,74
03 → 02	0,14

Chapitre IV : Dimensionnement du réseau de distribution

Tronçon	Débit (l/s)
03 → 01	0,14
13 → 14	7,17
14 → 15	0,15
14 → 16	6,76
16 → 18	6,55
18 → 20	6,36
20 → 22	6,21
22 → 23	0,12
22 → 24	5,98
24 → 25	0,75
24 → 26	4,48
26 → 27	0,68
26 → 28	3,13
28 → 29	0,67
28 → 30	1,79
30 → 31	0,58
30 → 32	0,32
40 → 78	9,37
78 → 79	0,11
78 → 76	9,16
76 → 77	0,10
76 → 74	8,96
74 → 75	0,19
74 → 67	8,59
67 → 73	0,52
67 → 70	0,68
67 → 65	7,48
65 → 66	0,27
65 → 63	6,80
63 → 64	0,18
63 → 61	6,38
61 → 62	0,18
61 → 59	6,02
59 → 60	0,18
59 → 57	5,66
57 → 55	5,44
55 → 56	0,32
55 → 50	4,67
50 → 51	0,23
50 → 52	0,51
52 → 53	0,10
52 → 54	0,13
50 → 46	3,64
46 → 49	1,09
46 → 42	2,87
42 → 41	0,77

Chapitre IV : Dimensionnement du réseau de distribution

Tronçon	Débit (l/s)
42 → 43	1,17
43 → 44	0,25
43 → 45	0,26
Piquage - Verra	5,44

IV-5-4) Cote de radier du château d'eau :

Pour déterminer la cote du radier du château d'eau on doit imposer une certaine pression minimale au point le plus défavorable par rapport au château d'eau. Puis on calcule les pertes de charge des tronçons jusqu'au château d'eau. Les diamètres des conduites de ces tronçons sont tirés depuis l'annexe n°2, qui donne les diamètres des conduites PE100-PN10 selon le concept du débit limite. Tout en tenant compte des vitesses admissible, qui doivent être entre 0,3 m/s et 2 m/s.

La perte de charge totale dans un tronçon est donnée par la formule de Darcy-Weisbach :

$$\Delta H = \frac{K' \cdot L_e \cdot Q^\beta}{D^m} \dots \dots \dots IV. 05$$

Avec :

ΔH : Perte de charge totale (m).

K' : Coefficient qui dépend du type de matériau, pour notre cas : $K' = 0,001052$.

β : Exposant qui tient compte du régime d'écoulement, on prend : $\beta = 1,77$.

m : Exposant qui tient compte du type de matériau, on prend : $m = 4,774$.

L_e : Longueur équivalente (m), $L_e = 1,15 L_g$.

Le tableau suivant donne la perte de charge en cas de pointe de chaque tronçon jusqu'au château d'eau :

Chapitre IV : Dimensionnement du réseau de distribution

Tableau IV.05 : Pertes de charge du point défavorable jusqu'au château d'eau

Tronçon	Longueur (m)	Longueur équivalente (m)	Débit (l/s)	Diamètre (mm)	ΔH (m)
41 - 42	387	445,05	0,77	63	1,44
42 - 46	437	502,55	2,87	90	3,03
46 - 50	196	225,40	3,64	90	2,07
50 - 55	1412	1623,80	4,67	125	4,78
55 - 57	64	73,60	5,44	125	0,28
57 - 59	26	29,90	5,66	110	0,23
59 - 61	45	51,75	6,02	110	0,44
61 - 63	20	23,00	6,38	110	0,22
63 - 65	26	29,90	6,80	110	0,32
65 - 67	49	56,35	7,48	110	0,71
67 - 74	896	1030,40	8,59	160	2,75
74 - 76	43	49,45	8,96	125	0,46
76 - 78	47	54,05	9,16	125	0,52
78 - 40	2429	2793,35	9,37	200	3,00
40 - Château	20	23,00	27,03	200	0,16
$\Sigma \Delta H$ (m)					20,43

En imposant une pression de 8m (R+1) au nœud 41, la hauteur du radier du château d'eau sera calculée par la relation suivante :

$$H_R = C_R - C_{TC} = C_{P41} + \Sigma \Delta H - C_{TC} \dots \dots \dots IV.06$$

Avec :

$\Sigma \Delta H$: La somme des pertes de charge du point défavorable jusqu'au château d'eau (m).

C_{P41} : La cote piézométrique au nœud 41, $C_{P41} = 79,03 + 8 = 87,03 \text{ m}$

C_{TC} : Côte du terrain du château d'eau, $C_{TC} = 82,7 \text{ m}$

La hauteur du radier sera :

$$H_R = 87,03 + 20,43 - 82,70 = 24,76 \text{ m}$$

Donc nous prenons une hauteur de 25m.

IV-5-5) Dimensionnement du réseau :

Maintenant que nous avons la hauteur du château d'eau, nous devons calculer la pente hydraulique moyenne de la conduite maitresse (nœud 41 jusqu'au château d'eau), et nous refaisons le même travail pour les autres conduites maitresses. Nous déterminons après des diamètres calculés qui seront normalisés par la suite. Pour les nœuds d'extrémités, nous devons supposer une pression minimale de 8m et on calcule les diamètres.

Chapitre IV : Dimensionnement du réseau de distribution

La pente hydraulique moyenne est donnée par la relation suivante :

$$I_{moy} = \frac{\Delta H_d}{\Sigma L_i} \dots \dots \dots IV.07$$

Avec :

I_{moy} : Pente hydraulique moyenne

ΔH_d : La charge disponible le long de la conduite maitresse (m).

ΣL_i : La somme des longueurs des tronçons formant la conduite maitresse (m).

Donc les diamètres seront calculés comme suit :

$$D = \left(\frac{K' \cdot Q^{1,77}}{I_{moy}} \right)^{\frac{1}{4,774}} \dots \dots \dots IV.08$$

Le tableau suivant résume les diamètres et les différents paramètres hydrauliques de chaque tronçon en cas de pointe :

Tableau IV.06 : Paramètres hydrauliques de chaque tronçon en cas de pointe

Tronçon	Longueur (m)	Débit (l/s)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	ΔH (m)
Château → 40	20	27,03	250	0,71	0,06
40 → 37	90	18,59	160	1,19	1,08
37 → 38	462	0,68	50	0,45	4,14
38 → 39	70	0,14	25	0,38	1,09
38 → 39'	102	0,20	25	0,54	2,99
37 → 37'	312	0,62	32	1,01	20,54
37 → 35	52	16,39	160	1,05	0,50
35 → 36	136	0,27	25	0,72	6,79
35 → 33	245	15,26	160	0,98	2,08
33 → 34	113	0,22	25	0,59	3,93
33 → 13	139	14,33	160	0,92	1,06
13 → 11	233	7,15	125	0,75	1,68
11 → 12	396	0,79	50	0,52	4,63
11 → 09	431	4,73	110	0,64	2,77
09 → 08	44	3,71	90	0,75	0,48
08 → 08'	102	0,20	25	0,54	2,99
08 → 06	148	3,01	90	0,61	1,12
06 → 07	133	0,26	25	0,70	6,21
06 → 04	60	2,19	75	0,64	0,62
04 → 03'	290	1,47	63	0,61	3,39

Chapitre IV : Dimensionnement du réseau de distribution

Tronçon	Longueur (m)	Débit (l/s)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	ΔH (m)
03' → 03	82	0,74	50	0,49	0,85
03 → 02	72	0,14	25	0,38	1,12
03 → 01	72	0,14	25	0,38	1,12
13 → 14	134	7,17	110	0,97	1,80
14 → 15	73	0,15	25	0,40	1,29
14 → 16	63	6,76	110	0,92	0,76
16 → 18	28	6,55	110	0,89	0,32
18 → 20	37	6,36	110	0,86	0,40
20 → 22	147	6,21	110	0,84	1,53
22 → 23	59	0,12	25	0,32	0,70
22 → 24	148	5,98	110	0,81	1,44
24 → 25	376	0,75	50	0,49	4,01
24 → 26	31	4,48	90	0,91	0,47
26 → 27	341	0,68	50	0,45	3,06
26 → 28	40	3,13	75	0,91	0,77
28 → 29	338	0,67	40	0,69	8,56
28 → 30	34	1,79	63	0,74	0,56
30 → 31	291	0,58	40	0,60	5,71
30 → 32	160	0,32	32	0,52	3,27
40 → 78	2429	9,37	160	0,60	8,70
78 → 79	53	0,11	25	0,29	0,54
78 → 76	47	9,16	160	0,59	0,16
76 → 77	50	0,10	25	0,27	0,43
76 → 74	43	8,96	160	0,57	0,14
74 → 75	93	0,19	25	0,51	2,49
74 → 67	896	8,59	160	0,55	2,75
67 → 73	48	0,52	32	0,84	2,31
67 → 70	109	0,68	40	0,70	2,83
67 → 65	49	7,48	160	0,48	0,12
65 → 66	135	0,27	25	0,72	6,74
65 → 63	26	6,80	160	0,44	0,05
63 → 64	92	0,18	25	0,48	2,24
63 → 61	20	6,38	160	0,41	0,04
61 → 62	90	0,18	25	0,48	2,19
61 → 59	45	6,02	160	0,39	0,07
59 → 60	90	0,18	25	0,48	2,19
59 → 57	16	5,66	160	0,36	0,02
57 → 55	64	5,44	160	0,35	0,09
55 → 56	160	0,32	32	0,52	3,27
55 → 50	1412	4,67	125	0,49	4,78
50 → 51	117	0,23	32	0,37	1,33
50 → 52	28	0,51	32	0,83	1,30
52 → 53	52	0,10	25	0,27	0,45
52 → 54	63	0,13	25	0,35	0,86
50 → 46	196	3,64	125	0,38	0,43
46 → 49	213	1,09	50	0,72	4,40

Chapitre IV : Dimensionnement du réseau de distribution

Tronçon	Longueur (m)	Débit (l/s)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	ΔH (m)
46 → 42	437	2,87	110	0,39	1,16
42 → 41	387	0,77	63	0,32	1,44
42 → 43	82	1,17	75	0,34	0,28
43 → 44	124	0,25	40	0,26	0,55
43 → 45	130	0,26	32	0,42	1,84
Piquage - Verra	1640	5,44	110	0,74	13,52

Après avoir calculé les diamètres et les pertes de charge de chaque tronçon, on peut calculer les pressions dans les nœuds. Le tableau suivant résume les cotes piézométriques et les pressions dans chaque nœud du réseau en cas de pointe :

Tableau IV.07 : Les pressions au sol dans chaque nœud en cas de pointe

N° du nœud	Cote terrain (m)	Cote piézométrique (m)	Pression (m)
1	71,47	90,89	19,42
2	71,10	90,89	19,79
3	71,41	92,01	20,60
3'	71,29	92,86	21,57
4	72,64	96,25	23,61
6	72,53	96,87	24,34
7	71,80	90,66	18,86
8	72,72	97,99	25,27
8'	72,35	95,00	22,65
9	73,10	98,47	25,37
11	76,24	101,24	25,00
12	74,25	96,61	22,36
13	77,84	102,92	25,08
14	76,12	101,12	25,00
15	76,06	99,83	23,77
16	75,88	100,36	24,48
18	75,80	100,04	24,24
20	75,53	99,64	24,11
22	75,12	98,11	22,99
23	74,98	97,41	22,43
24	75,41	96,67	21,26
25	71,70	92,66	20,96
26	75,61	96,20	20,59
27	72,47	93,14	20,67
28	75,69	95,43	19,74
29	72,10	86,87	14,77
30	75,84	94,87	19,03
31	73,04	89,16	16,12
32	75,22	91,60	16,38
33	78,49	103,98	25,49

Chapitre IV : Dimensionnement du réseau de distribution

N° du nœud	Cote terrain (m)	Cote piézométrique (m)	Pression (m)
34	77,94	100,05	22,11
35	81,60	106,06	24,46
36	82,37	99,27	16,90
37	81,65	106,56	24,91
37'	77,87	86,02	8,15
38	77,79	102,42	24,63
39	77,61	101,33	23,72
39'	78,18	99,43	21,25
40	82,60	107,64	25,04
41	79,03	87,69	8,66
42	78,80	89,13	10,33
43	78,15	88,85	10,70
44	79,18	88,30	9,12
45	78,44	87,01	8,57
46	77,72	90,29	12,57
49	76,79	85,89	9,10
50	78,79	90,72	11,93
51	79,05	89,39	10,34
52	78,94	89,42	10,48
53	79,28	88,97	9,69
54	78,10	88,56	10,46
55	82,90	95,50	12,60
56	83,46	92,23	8,77
57	83,10	95,59	12,49
59	83,16	95,61	12,45
60	82,53	93,42	10,89
61	83,20	95,68	12,48
62	82,34	93,49	11,15
63	83,19	95,72	12,53
64	82,20	93,48	11,28
65	83,13	95,77	12,64
66	82,28	89,03	6,75
67	82,95	95,89	12,94
70	82,19	93,06	10,87
73	82,94	93,58	10,64
74	83,32	98,64	15,32
75	83,94	96,15	12,21
76	83,47	98,78	15,31
77	83,92	98,35	14,43
78	83,28	98,94	15,66
79	83,85	98,40	14,55
Château	82,70	107,70	25,00
Piquage	64,76	89,04	24,28
Verra	67,13	75,52	8,39

Chapitre IV : Dimensionnement du réseau de distribution

Après avoir dimensionné le réseau, nous remarquons que les pressions et les vitesses sont largement suffisantes dans tout le réseau.

Après avoir fait ça, nous devons accessoriser notre réseau avec les différents accessoires hydrauliques.

IV-6) Accessoires du réseau de distribution :

Pour assurer un bon fonctionnement de notre réseau de distribution, nous avons intérêt à équiper des accessoires qui ont pour rôles :

- Assurer un bon écoulement.
- Régularisation des pressions.
- Protection des conduites.
- Isolement et vidanges des conduites.
- Changement du sens d'écoulement.
- Mesure des débits et pressions.

IV-6-1) Les robinets :

IV-6-1-1) Les robinets-vannes :

Ce sont des appareils de sectionnement utilisés pour le cas de manœuvres lentes pour les gros diamètres. Généralement ce robinet-vanne est court-circuité pour faciliter l'ouverture s'il se trouve entre une partie amont sous pression et une partie aval vide. Au niveau des branchements, on utilise des robinets d'arrêt ou de prise.

IV-6-1-2) Les vannes papillons :

Ce sont des vannes à survitesse qui sont utilisés au niveau de la conduite de départ du réservoir d'eau. Elle est déséquilibrée, elle se ferme sous la pression de l'eau donc elle ne peut pas être placée à l'aval de la conduite.

IV-6-2) Les ventouses :

Il existe deux types de ventouses :

- Les ventouses simples : Elles assurent le dégazage des conduites à haute pression.
- Les ventouses à deux orifices réunis en un seul appareil.

Les ventouses se placent au niveau des points hauts des conduites où se rassemble l'air. C'est en ces points qu'il faut faire l'admission de l'air pour la vidange.

IV-6-3) Les clapets d'air :

Il existe deux types de clapets :

Chapitre IV : Dimensionnement du réseau de distribution

- Clapets à simple effet : Pour l'entrée d'air uniquement. Il ne peut s'ouvrir que sous l'effet d'une dépression dans la conduite.
- Clapets à double effets : Il est fait pour l'entrée et la sortie d'air à basse pression, et il a une forme proche à la ventouse.

IV-6-4) Les poteaux d'incendie :

Les poteaux d'incendie doivent être reliés aux conduites du réseau par des conduites de raccordement d'au moins 150 mm de diamètres dotées d'une vanne d'isolement. La distance séparant les poteaux d'incendie le long des rues ne doit pas dépasser 200 m, ou bien 100m si les risques d'incendie sont élevés.

IV-6-5) Les entrées de service ou branchement :

Elle relie la conduite de distribution au domicile de l'utilisateur. On utilise des conduites d'au moins 20 mm qu'on raccorde à la conduite de distribution à l'aide d'un robinet de prise.

IV-6-6) Les régulateurs de pressions :

Il existe deux types de régulateurs :

- Les régulateurs de pressions aval : c'est sont des organes de vannage qui introduisent une perte de charge variable, de manière à ce que la pression aval soit maintenue à une valeur constante, quel que soit le débit et la pression en amont.
- Les régulateurs de pressions amont : Ce sont les mêmes que les régulateurs aval mais inversés. Le réglage étant effectué par la pression amont. Il est destiné à maintenir une pression suffisante dans une conduite gravitaire.

IV-6-7) Les organes de mesure :

IV-6-7-1) Mesure de débit :

Les plus utilisés dans les installations hydrauliques sont :

- Le diaphragme.
- Le venturi.
- La tuyère.

Ce sont des appareils déprimogènes.

IV-6-7-2) Mesure de pression :

Les appareils les plus utilisés sont :

- Manomètre à aiguilles.
- Manomètre à soufflet.

IV-6-8) Les bouches de lavage :

On distingue deux types de bouches :

- Les bouches non congelables, simplement raccordées sur la canalisation et toujours sous pression.
- Les bouches congelables de mêmes conception mais placées sur un tube allongé de 75 à 80 cm qui se vide automatiquement lorsque la bouche est fermée

La distance entre bouche varie de 40 à 50 cm.

IV-6-9) Les moyens anti-béliers :

Cette partie est traitée dans un prochain chapitre.

IV-7) Conclusion :

Dans ce chapitre on a dimensionné notre réseau de distribution. On a utilisé un réseau ramifié à cause de la structure de l'agglomération, et le matériau choisit est le PEHD grâce à ses plusieurs avantages. Les pressions ainsi que les vitesses trouvées sont largement suffisantes et répondent aux valeurs admissibles.

Chapitre 5

Etude de l'adduction

V-1) Introduction :

Le but de ce présent chapitre, est de transporter de l'eau pour couvrir la demande en eau des consommateurs formant les quatre groupements. L'acheminement de l'eau pour n'importe quel réseau d'alimentation en eau potable doit avoir une adduction, soit en refoulement, soit gravitaire ou mixte. Pour cela, nous sommes appelés à faire une étude technico-économique pour dimensionner l'adduction destinée aux centres ruraux de CHEBLI.

V-2) Classification des adductions :

D'après leur fonctionnement, les adductions peuvent être classées en trois groupes :

- Adduction gravitaire : la source d'eau doit se situer à une cote supérieure à celle du réservoir d'accueil. On a intérêt à calculer le diamètre avantageux.
- Adduction par refoulement : la source d'eau se situe à une cote inférieure à celle du réservoir d'accueil. Dans ce cas, on doit calculer le diamètre économique.
- Adduction mixte : c'est une combinaison entre une adduction gravitaire-refoulement ou bien refoulement-gravitaire.

V-3) Le choix du tracé :

Quand nous traçons une adduction, il est préférable de respecter les recommandations suivantes :

- Avoir un itinéraire aussi direct que possible.
- Eviter l'implantation des ouvrages couteux ou fragile (cas de traversée d'une rivière, chemin de fer...).
- Favoriser un tracé en bordure de route ou chemin.
- Essayer d'éviter les contre-pentes qui donneront des cantonnements d'air.
- Si le terrain est accidenté, on a recours à avoir un tracé où l'adduction sera de type mixte. Dans ce cas nous devons chercher à raccourcir le tronçon de refoulement si possible.

V-4) Etude d'implantation d'un forage :

C'est dans le but d'assurer les besoins en eau de ces localités, il est indispensable de mobiliser les ressources hydriques souterraines pour ces habitants.

Du point de vue hydrogéologique, les formations plio-quaternaires (graviers, galets, sables et les limons sableux) constituent l'essentiel réservoir aquifère de cette nappe alluviale. La carte piézométrique montre que le niveau statique de la nappe au niveau de zone d'étude (Sud et Sud-Est de CHEBLI) ne dépasse pas 30m et l'écoulement se fait de Sud vers le Nord

(Figure V.01). L'alimentation de la nappe se produit directement par les précipitations et les infiltrations efficaces.

La carte piézométrique montre aussi que les courbes isopièzes sont serrées en amont par rapport en aval ce qui explique que le gradient hydraulique est très fort en amont par rapport en aval donc une perméabilité élevée en aval par rapport en amont (le gradient hydraulique est inversement proportionnelle à la perméabilité).

L'examen de la carte hydrogéologique, montre que le site favorable à l'implantation du forage est situé dans une zone perméable favorable à l'écoulement des eaux souterraines (aquifère plio-quaternaire constitué par les graviers, galets, sable et les limons sableux) où le niveau statique ne dépassant pas 30m. Nous proposons de réaliser un forage de 150m de profondeur au Nord de Ben Charif 1 à une distance de 800m à 1000m qui sera désigné à l'alimentation du groupement 1, 2 et 3.

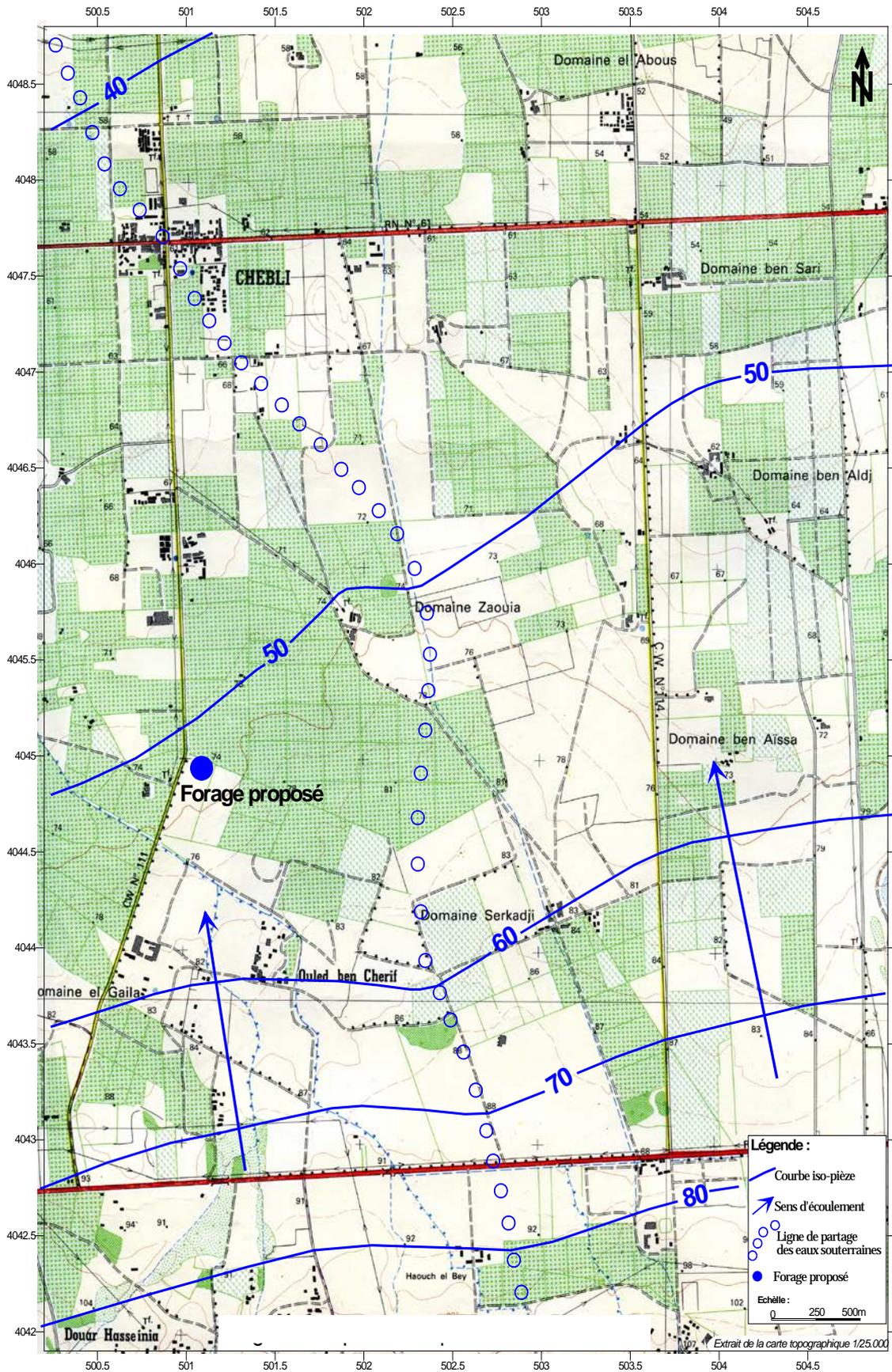


Figure V.01 : Carte piézométrique hautes eaux (2004)

V-5) Dimensionnement de la conduite d'adduction (Forage-Château d'eau) :

V-5-1) Description de l'adduction :

L'adduction est caractérisée par une conduite de refoulement qui relie le forage proposé et le forage Ben Charif en série pour joindre le réservoir.

Le choix du diamètre de la conduite de refoulement est lié à la consommation d'énergie de la pompe. En effet, plus le diamètre est réduit, plus les pertes de charge et l'énergie dépensée sont importantes.

Le diamètre optimal du refoulement correspond donc au minimum des charges annuelles d'amortissements et d'exploitation des conduites et des pompes.

Le choix de type de tuyau est établi sur des critères d'ordre technique à savoir le diamètre, la pression de service, condition de pose et sur des critères d'ordre économique à savoir le prix de fourniture et de transport.

Dans cette étude nous avons choisi les conduites PEHD -PN16-, qui sont plus économique vu les avantages qu'elles présentent d'ordre technique et économique.

V-5-2) Diamètre économique :

L'étude de dimensionnement consiste à déterminer le diamètre optimal en se basant sur les frais d'exploitation et les frais d'amortissement. L'intervalle de ce diamètre est déterminé approximativement par les formules suivantes qui donnent des diamètres calculés :

- Formule de Munier :

$$D = (1 + 0,02n)\sqrt{Q} = 230 \text{ mm} \dots \dots \dots V.03$$

Avec :

D : Diamètre (m).

Q : Débit de refoulement (m^3/s).

n : Nombre d'heures de pompages (h).

Pour la détermination du diamètre économique, nous envisageons plusieurs variantes de diamètres, et nous calculons les frais d'exploitation et les frais d'amortissement, le bilan total sera la somme de ces deux paramètres.

V-5-2-1) Frais d'exploitation :

Elles sont données par la formule suivante :

$$F_{exp} = e.E \dots \dots \dots V.04$$

Avec :

e : Prix d'énergie d'un KWh en DA, d'après Sonalgaz : $e = 4 \text{ DA/KWh}$

E : Charges annuelles d'exploitation.

$$E = P \cdot t \cdot 365 \dots \dots \dots V.05$$

Avec :

P : Puissance absorbée par la pompe en KW.

t : Nombre d'heures de pompage par jour, dans notre cas : $t = 20 \text{ h}$

$$P = \frac{\rho \cdot g \cdot Q \cdot H_{MT}}{\eta} \dots \dots \dots V.06$$

Avec :

ρ : La masse volumique de l'eau (kg/m^3).

Q : Débit de la pompe (m^3/s).

H_{MT} : Hauteur manométrique totale (m).

η : Rendement de la pompe, dans notre cas : $\eta = 70 \%$

On désigne par :

A → Forage proposé.

B → Forage existant de Ben Charif.

C → Château d'eau.

Nous divisons notre adduction en deux tronçons, nous déterminons d'abord le diamètre économique du tronçon A-B puis le tronçon B-C.

Nous commençons tout d'abord par calculer la H_{MT} pour différents diamètres :

$$H_{MT} = H_g + \Delta H \dots \dots \dots V.07$$

Avec :

H_g : La différence des hauteurs géométrique (m).

ΔH : La perte de charge totale (m), avec : $\Delta H = 1,1 \Delta H_l$

La perte de charge linéaire ΔH_l est donnée par la formule de Darcy-Weisbach :

$$\Delta H_l = \frac{8\lambda \cdot L \cdot Q^2}{\pi^2 \cdot g \cdot D^5} \dots \dots \dots V.08$$

Le coefficient de frottement λ est donné par la relation de Nikuradze :

$$\lambda = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D}\right)^{-2} \dots \dots \dots V.09$$

ε : La rugosité interne de la conduite, pour notre cas : $\varepsilon = 0,1 \text{ mm}$

V-5-2-1) Frais d'amortissement :

Elles sont données par la formule suivante :

$$F_{amo} = A \cdot c \dots \dots \dots V.10$$

Avec :

c : Cout total de la conduite (DA), avec : $c = \text{Prix unitaire} \times \text{Longueur} \dots \dots \dots V.11$

A : L'annuité d'amortissement qui amortit un capital investi à un taux « i » pour une période égale à la durée de vie du matériau, elle est donnée par la formule suivante :

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \dots \dots \dots V.12$$

Avec :

i : Taux d'anuité (8% en Algérie).

n : Nombre d'année d'amortissement, dans notre cas : $n = 30$

Donc on trouve : $A = 0,0888$

Le tableau suivant résume quelques caractéristiques des deux tronçons :

Tableau V.01 : Caractéristiques des deux tronçons de l'adduction

Tronçon	Longueur (m)	Débit (l/s)	H_g (m)
A-B	200	22,07	0,7
B-C	1840	27,07	41,85

a) Tronçon A-B :

Le tableau suivant résume la H_{MT} pour différents diamètres pour le tronçon A-B :

Chapitre V : Etude de l'adduction

Tableau V.02 : La H_{MT} pour différents diamètres pour le tronçon A-B

Diamètre extérieur (mm)	Diamètre intérieur (mm)	Vitesse (m/s)	λ	ΔH (m)	H_{MT} (m)
90	73,6	5,19	0,02152	88,22	88,92
110	90	3,47	0,02047	30,69	31,39
125	102,2	2,69	0,01984	15,76	16,46
160	130,8	1,64	0,01871	4,33	5,03
200	163,6	1,05	0,01776	1,34	2,04
250	204,6	0,67	0,01688	0,42	1,12
315	257,8	0,42	0,01604	0,12	0,82

Le tableau suivant donne les frais d'exploitation pour le premier tronçon :

Tableau V.03 : Frais d'exploitation du tronçon A-B

Diamètre (mm)	H_{MT} (m)	P (KW)	E (KWh)	F_{exp} (DA)
90	88,92	27,502	200768,163	803073
110	31,39	9,708	70870,598	283482
125	16,46	5,090	37155,884	148624
160	5,03	1,555	11348,021	45392
200	2,04	0,631	4609,800	18439
250	1,12	0,345	2521,846	10087
315	0,82	0,255	1862,153	7449

Le tableau suivant nous donne les frais d'amortissement du premier tronçon :

Tableau V.04 : Frais d'amortissement du tronçon A-B

Diamètre extérieur (mm)	Diamètre intérieur (mm)	Prix unitaire (DA)	c (DA)	F_{amo} (DA)
90	73,6	690,30	138060	12264
110	90	1006,20	201240	17876
125	102,2	1263,60	252720	22448
160	130,8	2082,60	416520	36998
200	163,6	3346,20	669240	59447
250	204,6	5148,00	1029600	91457
315	257,8	7839,00	1567800	139264

Le bilan total des frais du premier tronçon est résumé dans le tableau suivant :

Tableau V.05 : Bilan total des frais du tronçon A-B

Diamètre extérieur (mm)	Diamètre intérieur (mm)	F_{exp} (DA)	F_{amo} (DA)	Frais total (DA)
90	73,6	803073	12264	815337
110	90	283482	17876	301358
125	102,2	148624	22448	171072
160	130,8	45392	36998	82390
200	163,6	18439	59447	77886
250	204,6	10087	91457	101544
315	257,8	7449	139264	146713

La figure suivante montre les dépenses totales en fonction du diamètre choisis :

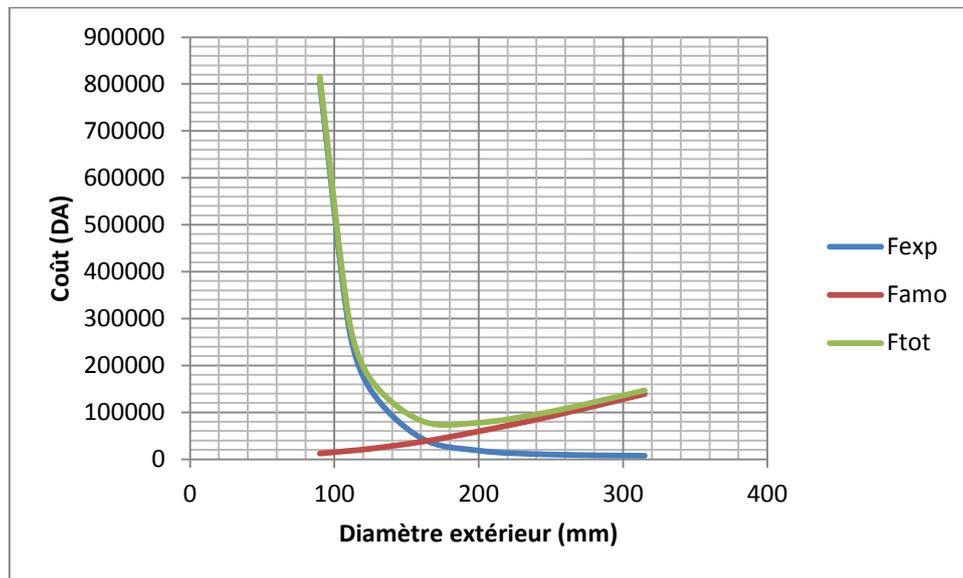


Figure V.02 : Courbes des dépenses totales du tronçon A-B

b) Tronçon B-C :

Le tableau suivant résume la H_{MT} pour différents diamètres pour le tronçon B-C :

Tableau V.06 : La H_{MT} pour différents diamètres pour le tronçon B-C

Diamètre extérieur (mm)	Diamètre intérieur (mm)	Vitesse (m/s)	λ	ΔH (m)	H_{MT} (m)
90	73,6	6,35	0,02152	1217,42	1259,27
110	90	4,25	0,02047	423,50	465,35
125	102,2	3,29	0,01984	217,43	259,28
160	130,8	2,01	0,01871	59,70	101,55
200	163,6	1,29	0,01776	18,51	60,36
250	22,7	0,82	0,01688	5,75	47,60
315	257,8	0,52	0,01604	1,72	43,57

Chapitre V : Etude de l'adduction

Le tableau suivant donne les frais d'exploitation pour le deuxième tronçon :

Tableau V.07 : Frais d'exploitation du tronçon B-C

Diamètre extérieur (mm)	Diamètre intérieur (mm)	H_{MT} (m)	P (KW)	E (KWh)	F_{exp} (DA)
90	73,6	1259,27	477,020	3482248,756	13928995
110	90	465,35	176,276	1286816,837	5147267
125	102,2	259,28	98,219	716995,841	2867983
160	130,8	101,55	38,467	280810,561	1123242
200	163,6	60,36	22,867	166926,155	667705
250	22,7	47,60	18,032	131637,116	526548
315	257,8	43,57	16,505	120487,472	481950

Le tableau suivant nous donne les frais d'amortissement du deuxième tronçon :

Tableau V.08 : Frais d'amortissement du tronçon B-C

Diamètre extérieur (mm)	Diamètre intérieur (mm)	Prix unitaire (DA)	c (DA)	F_{amo} (DA)
90	73,6	690,30	1270152	112824
110	90	1006,20	1851408	164456
125	102,2	1263,60	2325024	206526
160	130,8	2082,60	3831984	340385
200	163,6	3346,20	6157008	546911
250	22,7	5148,00	9472320	841402
315	257,8	7839,00	14423760	1281226

Le bilan total des frais du deuxième tronçon est résumé dans le tableau suivant :

Tableau V.09 : Bilan total des frais du tronçon B-C

Diamètre extérieur (mm)	Diamètre intérieur (mm)	F_{exp} (DA)	F_{amo} (DA)	Frais total (DA)
90	73,6	13928995	112824	14041819
110	90	5147267	164456	5311723
125	102,2	2867983	206526	3074509
160	130,8	1123242	340385	1463627
200	163,6	667705	546911	1214616
250	22,7	526548	841402	1367950
315	257,8	481950	1281226	1763176

La figure suivante montre les dépenses totales en fonction du diamètre choisis :

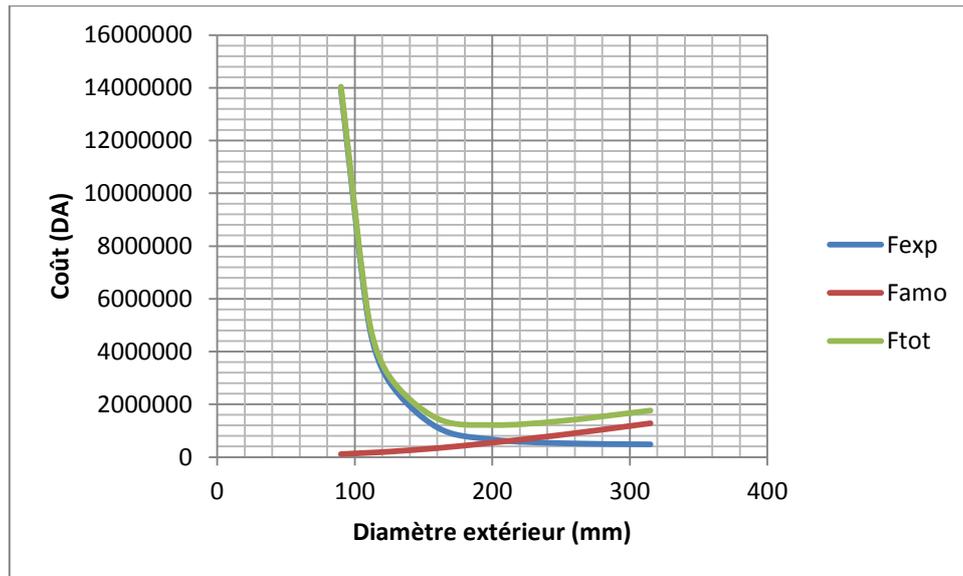


Figure V.03 : Courbes des dépenses totales du tronçon B-C

Le tableau suivant résume les frais total des deux tronçons :

Tableau V.10 : Frais total des tronçons A-B et B-C

Tronçon	Diamètre intérieur (mm)	Diamètre économique (mm)	Frais total (DA)
A-B	163,6	200	1541513
B-C	130,8	160	

V-6) Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons dimensionné notre adduction tout en respectant les critères techniques et économiques.

Nous remarquons que le diamètre économique correspond à celui qui a le minimum des frais.

Nous avons trouvé un diamètre économique de 200mm pour le premier tronçon et 160mm pour le deuxième, avec des dépenses totales de 1541513 DA.

Pour compléter notre adduction, il faut l'accessoiriser avec des moyens anti-béliers que nous allons les voir en détail au prochain chapitre.

Chapitre 6

Protection contre le coup de bélier

VI-1) Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons traiter la protection des conduites d'adduction contre le coup de bélier, qui est un phénomène de surpression qui apparaît au moment de la variation brusque de la vitesse d'un liquide, par suite d'une fermeture/ouverture rapide d'une vanne, d'un robinet ou du démarrage/arrêt d'une pompe.

Cette surpression peut être importante, elle se traduit souvent par un bruit caractéristique, et peut entraîner la rupture de la conduite dans les grosses installations, du fait de la quantité d'eau en mouvement. Ce problème peut être résolu avec la mise en place d'un anti-bélier.

VI-2) Les causes du coup de bélier :

Les actions qui entraînent un coup de bélier sont :

- Arrêt brutal des pompes.
- Démarrage des pompes.
- Fermeture brusque d'un robinet vanne.

VI-3) Les conséquences du coup de bélier :

Les risques dus au coup de bélier :

- Cas de fortes pressions : fissuration des conduites, dislocation des joints.
- Cas de pressions négatives : implosion de la conduite, aspiration des joints.
- L'alternance des surpressions et dépressions entraîne la fatigue de la conduite.

VI-4) Moyens de protection contre le coup de bélier :

Il existe plusieurs moyens ou appareils pour protéger les conduites d'adduction contre le coup de bélier, les plus utilisés sont les suivants :

VI-4-1) Les soupapes de décharge :

Leur rôle est d'éliminer localement les pressions supérieures à une valeur donnée, définie par la pression de tarage.

Il faut connaître la pression de tarage ainsi que les pertes de charge dans le branchement. Il existe aussi un temps de réaction avant le début de la décharge d'une soupape sauf dans le cas de déchargeur par anticipation.

Ce temps de réaction est fortement lié à la distance entre la soupape et le point de la conduite à protéger.

VI-4-2) Chambre d'équilibre :

La chambre d'équilibre ou cheminée d'équilibre est une réserve d'eau en contact permanent avec la conduite et dont la surface libre traduit exactement les variations de pression du fluide et les transforme en hauteur de colonne d'eau.

La cheminée doit donc avoir une section assez large pour combler la dépression sans se vider complètement et doit être assez haute pour ne pas déborder lorsqu'une surpression fait monter son niveau.

VI-4-3) Réservoir d'air :

Cet objet est souvent constitué d'un bocal étanche, connecté d'un côté au réseau, là où l'on doit amortir les coups de bélier. À l'intérieur de ce bocal se trouve une membrane en caoutchouc séparant d'un côté le liquide et de l'autre côté, un gaz ou de l'air sous pression.

Lorsqu'un coup de bélier s'enclenche, la surpression engendrée vient faire rentrer le liquide dans l'anti bélier, déformant la membrane. De ce fait, le coup de bélier se trouve atténué sur le réseau se trouvant après l'anti bélier.

Certains anti béliers ne comportent pas de membrane, ce qui pose un petit problème car, le gaz se dissolvant dans le liquide, il perd au fil du temps son effet amortisseur. Il faut donc, de temps en temps, réinjecter de l'air.

Il existe plusieurs méthodes pour la détermination du volume du réservoir d'air, les plus utilisées sont la méthode de BERGERON et la méthode de VIBERT.

Dans notre cas nous allons utiliser le réservoir d'air comme moyen de protection contre le coup de bélier grâce aux quelques avantages qu'il présente :

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

VI-5) Calcul du volume de réservoir d'air :

Pour le calcul du volume de réservoir d'air, nous allons utiliser la méthode de VIBERT car elle donne de bons résultats pour les petites installations (notre cas).

Quand la conduite de longueur (L) et de section constante (S) a des caractéristiques uniques (hydrauliques et mécaniques identiques sur toute sa longueur), le volume d'air U_0 nécessaire dans le cas du fonctionnement normal est donné par la formule suivante :

$$U_0 = \frac{v_0^2}{2g \cdot Z_0} \times \frac{L \cdot S}{f \left(\frac{Z}{Z_0} \right)} \dots \dots \dots VI. 01$$

Chapitre VI : Protection contre le coup de bélier

Avec :

Z_0 : La pression statique absolue en m.c.e, elle est égale à : $Z_0 = H_g + 10 \dots \dots \dots VI.02$

H_g : La hauteur géométrique (m).

v_0 : La vitesse d'écoulement initiale dans la conduite de refoulement (m/s).

$$f\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = \frac{Z_0}{Z_{min}} - 1 - \log \frac{Z_0}{Z_{min}} \dots \dots \dots VI.03$$

Z_{min} : La charge minimale absolue (m).

Nous posons :

$$h_0 = \frac{v_0^2}{2g} \dots \dots \dots VI.04$$

Nous aurons :

$$U_0 = \frac{h_0}{Z_0} \times \frac{L.S}{f\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} \Rightarrow \frac{U_0}{L.S} = \frac{h_0}{Z_0} \times \frac{1}{f\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} \dots \dots \dots VI.05$$

Dans le cas de coup de bélier :

$$Z = H_g + \frac{c \cdot v_0}{g} \dots \dots \dots VI.06$$

$$Z_{max} = Z + 10 \dots \dots \dots VI.07$$

Avec :

Z : La charge en tenant compte du coup de bélier (m).

Z_{max} : La charge maximale absolue (m).

c : La célérité d'onde (m/s), elle est calculée par la formule de B.SALAH qui prend en considération l'effet du sol sur la conduite quand elle est enterrée :

$$c = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{2aK(1 - v_m^2)(1 - v_s)}{aE_s(1 - v_m^2) + E_m e_m(1 - v_s)}}} \dots \dots \dots VI.08$$

Chapitre VI : Protection contre le coup de bélier

Avec :

K : Le coefficient d'élasticité de l'eau : $K = 2,07 \times 10^9 \text{ Pa}$

ρ : La masse volumique de l'eau : $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$

a : Le rayon intérieur de la conduite (m).

ν_m : Le coefficient de Poisson du matériau de la conduite, pour le PEHD : $\nu_m = 0,4$

ν_s : Le coefficient de Poisson du sol qui entoure la conduite : $\nu_s = 0,33$

E_m : Le module de Young du matériau de la conduite, pour le PEHD : $E_m = 1,2 \times 10^3 \text{ MPa}$

E_s : Le module de Young du sol qui entoure la conduite : $E_s = 200 \text{ MPa}$

e_m : L'épaisseur de la conduite (m).

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{max}}{Z_0} \\ \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \text{On tire} \left(\frac{U_0}{L.S}; \frac{Z_{min}}{Z_0} \right), \text{ voir annexe.}$$

$$U_0 Z_0 = U_{max} Z_{min} \Rightarrow U_{max} = \frac{U_0 Z_0}{Z_{min}} \dots \dots \dots VI.09$$

Avec :

U_{max} : Volume du réservoir d'air (m^3).

Nous ajoutons à la fin un volume de 100L qui est considéré comme un volume de sécurité.

Application :

Le tableau suivant résume quelques caractéristiques des deux tronçons de notre adduction :

Tableau VI.01 : Caractéristiques des tronçons d'adduction

Tronçon	Type de matériau	Diamètre (mm)	Longueur (m)	H_g (m)
A-B	PEHD	200	200	0,7
B-C	PEHD	160	1840	41,85

Nous calculons d'abord la célérité « c » pour les deux tronçons :

Chapitre VI : Protection contre le coup de bélier

Tableau VI.02 : Célérité d'onde pour les deux tronçons d'adduction

Tronçon	a (m)	e_m (m)	c (m/s)
A-B	0,0511	0,0114	518,23
B-C	0,0654	0,0146	518,31

Le tableau suivant nous donne le volume du réservoir d'air de chaque tronçon d'après l'abaque de VIBERT (voir annexe) :

Tableau VI.03 : Volume du réservoir d'air de chaque tronçon de l'adduction

Tronçon	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{Z_{max}}{Z_0}$	$\frac{U_0}{L.S}$	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$	U_0 (m ³)	U_{mgx} (m ³)	V_r (l)
A-B	$1,06 \times 10^{-3}$	6,48	-	-	-	-	-
B-C	$1,35 \times 10^{-3}$	2,07	$8,5 \times 10^{-3}$	0,560	0,314	0,561	661

A l'aide des volumes des réservoirs d'air normalisés (voir annexe), nous choisirons un réservoir d'un volume de 750 L pour le deuxième tronçon.

Pour le premier tronçon et vu que $\frac{Z_{max}}{Z_0} > 2$ donc nous ne pouvons pas utiliser la méthode de VIBERT, alors en utilisant la méthode de Puech et Meunier, nous trouvons un volume de 200L.

VI-6) Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons étudié le phénomène de coup de bélier, nous avons vu les causes qui entraînent ce phénomène et ses conséquences sur les conduites et les appareils hydrauliques.

Nous avons cité les différents moyens pour lutter contre le coup de bélier et nous avons choisi le réservoir d'air grâce à ses avantages.

Nous avons dimensionné le volume de réservoir d'air à l'aide de la méthode de VIBERT car elle donne de bons résultats pour les grandes adductions et c'est notre cas, nous avons trouvé un volume de 200 L pour le premier tronçon et 750 L pour le deuxième.

Chapitre 7

Organisation de chantier

VII-1) Introduction :

Le but de ce chapitre 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.

VII-2) Différents travaux concernant l'adduction et le réseau :

Pour arriver à utiliser les conduites d'adduction et de réseau, il faut passer par plusieurs étapes de travaux.

VII-2-1) Implantation des tracés des tranchées sur le terrain :

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacés de 50 m. On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances.

VII-2-2) Excavation des tranchées :

Nous commençons d'abord par l'enlèvement de la couche végétale puis on passe à l'excavation qui est une opération de terrassement. Elle est faite à l'aide d'une pelle hydraulique et les déblais sont posés à côté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites. La profondeur minimale de la tranchée excavée doit atteindre 1m, et la largeur de la tranchée doit être grande pour qu'un homme puisse travailler sans difficulté et elle augmente avec les diamètres des conduites à mettre en place.

VII-2-3) Pose du lit de sable :

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 15cm dans notre cas.

VII-2-4) Pose des conduites :

Avant la descente des conduites dans la fouille, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subies des chocs ; et on les descend lentement à 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 ne pas avoir des difficultés au raccordement des conduites.

VII-2-5) Epreuve des joints et de la canalisation :

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste à remplir en eau la conduite sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise lors du fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ et la variation de pression ne doit pas dépasser 0,2 bar.

VII-2-6) Remblayage des tranchées :

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

VII-3) Calcul des travaux de l'adduction et du réseau :

VII-3-1) Déblais d'excavation :

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers, Sachant que :

$$S_D = b \cdot H_{tr}$$

Avec :

S_D : Surface de chaque coupe (m²).

b : Largeur de la tranchée (m).

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

Le volume des déblais à excaver est donné comme suit :

$$V_{exc} = S_D \cdot L$$

Avec :

V_{exc} : Volume des déblais entre deux coupes (m³).

L : Distance entre deux coupes (m).

VII-3-1-1) La profondeur de la tranchée :

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite, elle est donnée comme suit :

$$H_{tr} = D + h_1 + h_s$$

Avec :

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

D : Diamètre de la conduite (m).

h_1 : Hauteur de la partie supérieure de la conduite à la surface du sol, on prend : $h_1 = 1 \text{ m}$

h_s : Epaisseur du lit de sable, on prend : $h_s = 0,15 \text{ m}$

VII-3-1-2) Largeur de la tranchée :

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite tout en laissant 30cm d'espace de chaque côté de la conduite, elle donnée comme suit :

$$b = D + 0,6$$

Avec :

b : Largeur de la tranchée (m).

D : Diamètre de la conduite (m).

La figure suivante montre un schéma d'une tranchée.

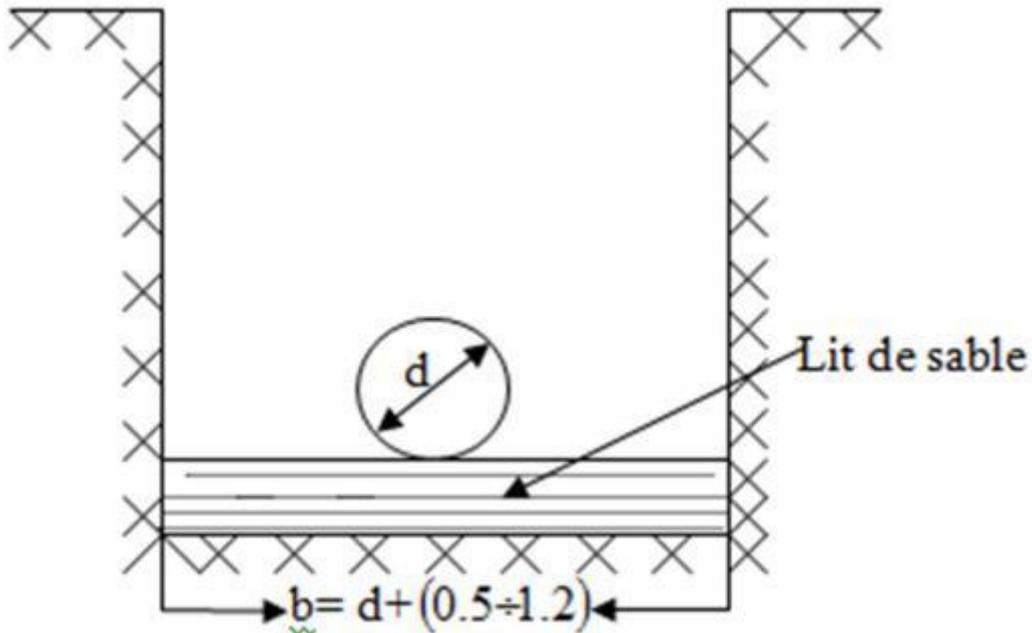


Figure VII.01 : Schéma d'une tranchée

Le tableau suivant résume le volume des déblais de l'adduction et du réseau :

Tableau VII.01 : Volume des déblais de l'adduction et du réseau

D (mm)	L (m)	H_{tr} (m)	b (m)	S_D (m²)	V_{exc} (m³)
20	2069	1,17	0,62	0,73	1500,85
25	1146	1,18	0,63	0,73	841,59
32	2380	1,18	0,63	0,75	1777,92
40	82	1,19	0,64	0,76	62,45
50	711	1,20	0,65	0,78	554,58
63	405	1,21	0,66	0,80	325,71
75	1425	1,23	0,68	0,83	1178,30
90	3481	1,24	0,69	0,86	2978,34
110	656	1,26	0,71	0,89	586,86
125	3658	1,28	0,73	0,92	3381,36
160	1840	1,31	0,76	1,00	1831,90
200	20	1,35	0,80	1,08	21,60
Total					15041,47

VII-3-1-3) Capacité du godet :

Après avoir calculé le volume total des déblais, nous calculons la capacité du godet de notre pelle.

Le tableau suivant nous donne la capacité du godet en fonction du volume des déblais :

Tableau VII.02 : Capacité du godet en fonction du volume des déblais

Volume des déblais excavés par une pelle (m ³)	$V \leq 10000$	$10000 \leq V \leq 20000$	$20000 \leq V \leq 100000$	$V \geq 100000$
Capacité du godet (m ³)	0,25÷0,35	0,50÷0,65	1,00÷1,25	1,50

Puisque nous avons un volume des déblais de 15041,47 m³, donc nous choisissons une pelle avec une capacité du godet égale à 0,6 m³.

VII-3-2) Lit de sable :

Le volume du lit de sable est donné comme suit :

$$V_s = S_s \times L$$

Avec :

V_s : Volume du lit de sable (m³).

L : Longueur de la tranchée (m).

S_s : Surface d'une coupe (m²), $S_s = h_s \times b$

h_s : Epaisseur du lit de sable, $h_s = 0,15 \text{ m}$

Le tableau suivant donne le volume de sable total dans notre projet :

Tableau VII.03 : Volume de sable total nécessaire pour le projet

D (mm)	L (m)	h_s (m)	b (m)	S_s (m²)	V_s (m³)
20	2069	0,15	0,62	0,093	192,42
25	1146	0,15	0,63	0,094	107,44
32	2380	0,15	0,63	0,095	225,62
40	82	0,15	0,64	0,096	7,87
50	711	0,15	0,65	0,098	69,32
63	405	0,15	0,66	0,099	40,28
75	1425	0,15	0,68	0,101	144,28
90	3481	0,15	0,69	0,104	360,28
110	656	0,15	0,71	0,107	69,86
125	3658	0,15	0,73	0,109	397,81
160	1840	0,15	0,76	0,114	209,76
200	20	0,15	0,80	0,120	2,40
Total					1827,35

VII-3-3) Volume des conduites :

Nous pouvons calculer le volume des conduites par la relation suivante :

$$V_c = S_c \times L$$

Avec :

V_c : Volume de conduite (m^3).

L : Longueur de la tranchée (m).

S_c : Surface de la conduite (m^2), $S_c = \frac{\pi \cdot D^2}{4}$

Le tableau suivant résume le volume total des conduites :

Tableau VII.04 : Volume total des conduites

D (mm)	L (m)	S_c (m^2)	V_c (m^3)
20	2069	0,00031	0,65
25	1146	0,00049	0,56
32	2380	0,00080	1,91
40	82	0,00126	0,10
50	711	0,00196	1,40
63	405	0,00312	1,26
75	1425	0,00442	6,30
90	3481	0,00636	22,15
110	656	0,00950	6,23
125	3658	0,01227	44,89
160	1840	0,02011	37,00
200	20	0,03142	0,63
Total			123,08

VII-3-4) Volume des remblais :

Le volume des remblais est donné comme suit :

$$V_R = S_R \times L$$

Avec :

V_R : Volume des remblais (m^3).

S_R : Surface des remblais (m^2), $S_R = S_D - S_S - S_C$

Avec :

S_D : Surface des déblais (m^2).

S_S : Surface du lit de sable (m^2).

Chapitre VII : Organisation de chantier

S_C : Surface des conduites (m^2).

Le tableau suivant résume le volume des remblais nécessaire au projet :

Tableau VII.05 : Volume des remblais total

D (mm)	L (m)	S_R (m^2)	V_R (m^3)
20	2069	0,63	1307,79
25	1146	0,64	733,59
32	2380	0,65	1550,38
40	82	0,66	54,48
50	711	0,68	483,86
63	405	0,70	284,17
75	1425	0,72	1027,72
90	3481	0,75	2595,91
110	656	0,78	510,76
125	3658	0,80	2938,67
160	1840	0,86	1585,15
200	20	0,93	18,57
Total			13091,05

VII-4) Devis des travaux :

Pour connaître le devis du projet, Nous devons connaître le prix de chaque étape de pose des conduites. Le tableau suivant résume le devis total de projet :

Tableau VII.06 : Devis des différents travaux de pose des conduites

Désignation des travaux	Unité	Prix unitaire (DA)		Quantité des travaux	Montant (DA)
Déblais	m^3	300		15041,47	4512441
Lit de sable	m^3	1500		1827,35	2741025
Conduites	ml	Φ 20 - PN10	37,78	2069	78167
		Φ 25 - PN10	45,63	1146	52292
		Φ 32 - PN10	76,05	2380	180999
		Φ 40 - PN10	115,83	82	9498
		Φ 50 - PN10	180,18	711	128108
		Φ 63 - PN10	269,10	405	108986
		Φ 75 - PN10	380,25	1425	541856
		Φ 90 - PN10	456,30	3481	1588380
		Φ 110 - PN10	678,60	656	445162
		Φ 125 - PN10	875,16	3458	3026303
		Φ 125 - PN16	1263,60	200	252720
		Φ 160 - PN16	2082,60	1840	3831984
		Φ 200 - PN10	2141,10	20	42822
Remblais	m^3	300		13091,05	3927315
Total					21468058

VII-5) Conclusion :

A partir de ce chapitre, nous avons remarqué que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement de travaux car elle nous définit le volume des travaux pour élaborer le chantier, les différents engins à utiliser, et surtout le coût total du projet qui a été estimé à 21468058 DA.

Conclusion générale

Dans le cadre de ce mémoire de fin d'étude, nous avons présenté en premier lieu un aperçu général sur le système d'alimentation en eau potable des centres ruraux de CHEBLI.

Dans ce cadre nous avons cités quelques problèmes existant au niveau du réseau de distribution (inexistence du réseau d'AEP, pression insuffisante...), les ouvrages de stockage (réservoirs endommagés et contaminés) et l'insuffisance des ressources.

Pour éliminer ces problèmes nous avons :

- Cherché un nouveau forage.
- Projeté un nouveau réservoir de 100m³ pour satisfaire les besoins de l'agglomération.
- Dimensionné l'adduction en refoulement à partir du nouveau forage jusqu'au nouveau château d'eau.
- Projeté un nouveau réseau de distribution de type ramifié à l'horizon 2040.

A la fin nous avons traité la partie de protection des conduites d'adduction contre le coup de bélier, en déterminant un volume de 750L pour le réservoir d'air, en trouvant un devis estimatif des travaux de ce projet de 21468058 DA.

Bibliographie

[1] **Armando Lencastre** "Hydraulique générale", 1999

[2] **B.Salah** "Alimentation en eau potable des agglomérations", 2014

[3] **Dupont** "Hydraulique urbaine tome 2", 1993

[4] **Jacques Bonnin** "Hydraulique urbaine", 1986

Annexes

Annexe n°1 : La variation horaire de la consommation en eau dans divers centres d'agglomération

Heures	Nombres d'habitants				
	Moins de 10000	De 10000 à 50000	De 50000 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rural
00 - 01	1,00	1,50	3,00	3,35	0,75
01 - 02	1,00	1,50	3,20	3,25	0,75
02 - 03	1,00	1,50	2,50	3,30	1,00
03 - 04	1,00	1,50	2,60	3,20	1,00
04 - 05	2,00	2,50	3,50	3,25	3,00
05 - 06	3,00	3,50	4,10	3,40	5,50
06 - 07	5,00	4,50	4,50	3,85	5,50
07 - 08	6,50	5,50	4,90	4,45	5,50
08 - 09	6,50	6,25	4,90	5,20	3,50
09 - 10	5,50	6,25	5,60	5,05	3,50
10 - 11	4,50	6,25	4,80	4,85	6,00
11 - 12	5,50	6,25	4,70	4,60	8,50
12 - 13	7,00	5,00	4,40	4,60	8,50
13 - 14	7,00	5,00	4,10	4,55	6,00
14 - 15	5,50	5,50	4,20	4,75	5,00
15 - 16	4,50	6,00	4,40	4,70	5,00
16 - 17	5,00	6,00	4,30	4,65	3,50
17 - 18	6,50	5,50	4,10	4,35	3,50
18 - 19	6,50	5,00	4,50	4,40	6,00
19 - 20	5,00	4,50	4,50	4,30	6,00
20 - 21	4,50	4,00	4,50	4,30	6,00
21 - 22	3,00	3,00	4,80	4,20	3,00
22 - 23	2,00	2,00	4,60	3,75	2,00
23 - 24	1,00	1,50	3,30	3,70	1,00
Total	100	100	100	100	100

Annexe n°2: Tableau des diamètres selon le débit limite

Pertes de charge linéiques TUBES PE 100 – PN10 – Température d'eau = 10°C

		r = pertes de charge linéiques, mm C.E./m															
		G = débit, l/h															
		v = vitesse, m/s															
r	Øe	20	25	32	40	50	63	75	90	110	125	140	160	180	200	Øi	r
2	G	91	184	363	675	1.238	2.313	3.720	6.102	10.520	14.957	20.333	29.199	40.182	53.466	G	2
	v	0,11	0,14	0,16	0,19	0,23	0,27	0,30	0,34	0,40	0,44	0,47	0,52	0,56	0,61	v	2
4	G	135	273	539	1.004	1.839	3.437	5.528	9.067	15.633	22.226	30.215	43.390	59.710	79.451	G	4
	v	0,17	0,20	0,24	0,29	0,34	0,40	0,45	0,51	0,59	0,65	0,70	0,77	0,84	0,91	v	4
6	G	170	345	680	1.265	2.319	4.333	6.969	11.432	19.709	28.021	38.093	54.704	75.279	100.166	G	6
	v	0,21	0,26	0,31	0,36	0,42	0,50	0,57	0,64	0,74	0,82	0,88	1,07	1,16	1,14	v	6
8	G	200	406	801	1.491	2.733	5.107	8.214	13.474	23.230	33.028	44.899	64.478	88.729	118.064	G	8
	v	0,25	0,30	0,36	0,43	0,50	0,59	0,67	0,76	0,88	0,96	1,04	1,15	1,25	1,34	v	8
10	G	228	461	910	1.694	3.104	5.802	9.332	15.306	26.389	37.519	51.006	73.246	100.796	134.120	G	10
	v	0,29	0,34	0,41	0,48	0,57	0,67	0,76	0,86	1,00	1,09	1,18	1,30	1,42	1,53	v	10
12	G	253	512	1.010	1.880	3.445	6.439	10.356	16.987	29.287	41.639	56.606	81.289	111.864	148.847	G	12
	v	0,32	0,38	0,46	0,54	0,63	0,74	0,84	0,96	1,11	1,21	1,31	1,45	1,57	1,70	v	12
14	G	276	559	1.103	2.053	3.763	7.032	11.310	18.551	31.984	45.473	61.819	88.774	122.164	162.553	G	14
	v	0,35	0,42	0,50	0,59	0,69	0,81	0,92	1,05	1,21	1,32	1,44	1,58	1,72	1,85	v	14
16	G	298	604	1.191	2.216	4.061	7.590	12.207	20.022	34.519	49.079	66.720	95.813	131.851	175.442	G	16
	v	0,37	0,45	0,54	0,63	0,74	0,87	0,99	1,13	1,30	1,43	1,55	1,70	1,85	2,00	v	16
18	G	318	646	1.274	2.370	4.344	8.118	13.056	21.416	36.923	52.496	71.365	102.484	141.030	187.656	G	18
	v	0,40	0,48	0,57	0,68	0,79	0,94	1,06	1,21	1,39	1,53	1,66	1,82	1,98	2,14	v	18
20	G	338	686	1.353	2.517	4.613	8.622	13.867	22.745	39.214	55.754	75.794	108.844	149.782	199.301	G	20
	v	0,42	0,51	0,61	0,72	0,84	0,99	1,13	1,28	1,48	1,62	1,76	1,94	2,11	2,27	v	20
22	G	357	724	1.428	2.658	4.871	9.104	14.643	24.018	41.409	58.874	80.037	114.936	158.166	210.457	G	22
	v	0,45	0,54	0,64	0,76	0,89	1,05	1,19	1,35	1,56	1,71	1,86	2,04	2,22	2,40	v	22
24	G	375	761	1.501	2.794	5.120	9.568	15.389	25.243	43.520	61.876	84.117	120.795	166.229	221.185	G	24
	v	0,47	0,57	0,68	0,80	0,94	1,10	1,25	1,42	1,64	1,80	1,95	2,15	2,34	2,52	v	24
26	G	393	797	1.572	2.925	5.359	10.016	16.109	26.424	45.557	64.771	88.053	126.449	174.009	231.537	G	26
	v	0,49	0,59	0,71	0,83	0,98	1,15	1,31	1,49	1,72	1,89	2,05	2,25	2,45	2,64	v	26
28	G	410	831	1.639	3.051	5.591	10.449	16.806	27.567	47.527	67.573	91.862	131.918	181.536	241.553	G	28
	v	0,51	0,62	0,74	0,87	1,02	1,20	1,36	1,55	1,79	1,97	2,13	2,35	2,55	2,75	v	28
30	G	426	865	1.705	3.174	5.816	10.870	17.482	28.676	49.438	70.290	95.556	137.223	188.835	251.266	G	30
	v	0,53	0,64	0,77	0,91	1,06	1,25	1,42	1,62	1,87	2,05	2,22	2,44	2,66	2,86	v	30
35	G	466	944	1.862	3.466	6.352	11.871	19.092	31.316	53.991	76.763	104.355	149.859	206.224	274.403	G	35
	v	0,58	0,70	0,84	0,99	1,16	1,37	1,55	1,77	2,04	2,24	2,42	2,67	2,90	3,13	v	35
40	G	502	1.019	2.010	3.741	6.855	12.812	20.606	33.799	58.272	82.850	112.630	161.741	222.575	296.161	G	40
	v	0,63	0,76	0,91	1,07	1,25	1,48	1,67	1,91	2,20	2,41	2,62	2,88	3,13	3,37	v	40
45	G	537	1.090	2.150	4.001	7.333	13.704	22.400	36.152	62.329	88.618	120.471	173.002	238.071	316.780	G	45
	v	0,67	0,81	0,97	1,14	1,34	1,58	1,79	2,04	2,35	2,58	2,80	3,08	3,35	3,61	v	45
50	G	571	1.158	2.284	4.250	7.788	14.554	23.408	38.396	66.197	94.117	127.947	183.737	252.845	336.438	G	50
	v	0,72	0,86	1,03	1,21	1,42	1,68	1,90	2,16	2,50	2,74	2,97	3,27	3,56	3,83	v	50
60	G	633	1.285	2.534	4.716	8.643	16.152	25.978	42.612	73.465	104.451	141.996	203.913	280.608	373.380	G	60
	v	0,79	0,96	1,14	1,35	1,58	1,86	2,11	2,40	2,77	3,04	3,30	3,63	3,95	4,25	v	60
70	G	692	1.403	2.768	5.151	9.439	17.640	28.370	46.536	80.230	114.069	155.071	222.689	306.447	407.762	G	70
	v	0,87	1,04	1,25	1,47	1,72	2,03	2,30	2,62	3,03	3,32	3,60	3,96	4,31	4,65	v	70
80	G	747	1.514	2.987	5.559	10.187	19.038	30.620	50.226	86.592	123.114	167.367	240.346	330.746	440.093	G	80
	v	0,94	1,13	1,35	1,59	1,86	2,19	2,49	2,83	3,27	3,59	3,89	4,28	4,65	5,01	v	80
90	G	799	1.620	3.195	5.946	10.896	20.364	32.752	53.722	92.620	131.685	179.019	257.080	353.773	470.733	G	90
	v	1,00	1,21	1,44	1,70	1,99	2,35	2,66	3,03	3,50	3,84	4,16	4,57	4,97	5,36	v	90
100	G	848	1.720	3.393	6.315	11.572	21.627	34.784	57.056	98.368	139.857	190.128	273.033	375.726	499.944	G	100
	v	1,06	1,28	1,53	1,80	2,11	2,49	2,82	3,22	3,71	4,07	4,42	4,86	5,28	5,70	v	100

Se = surface extérieure, m²/m Si = section interne, mm² V = volume d'eau, l/m

Øe [mm]	20	25	32	40	50	63	75	90	110	125	140	160	180	200	Øe [mm]
Øi [mm]	16,8	21,8	28	35,2	44	55,4	66	79,2	96,8	110,2	123,4	141	158,6	176,2	Øi [mm]
Se [m²/m]	0,063	0,079	0,101	0,126	0,157	0,198	0,236	0,283	0,346	0,393	0,440	0,503	0,565	0,628	Se [m²/m]
Si [mm²]	222	373	616	973	1.521	2.411	3.421	4.927	7.359	9.538	11.960	15.615	19.756	24.384	Si [mm²]
V [l/m]	0,22	0,37	0,62	0,97	1,52	2,41	3,42	4,93	7,36	9,54	11,96	15,61	19,76	24,38	V [l/m]

Annexe n°3 : Tableau des prix des tubes PEHD-PN10



وحدة إنتاج أنابيب البلاستيك
 PRODUCTION TUBES PVC - PEhd - PEbd
 EAU - GAZ - IRRIGATION



TABLEAU DES PRIX DU TUBE PEHD
 Polyethelene Haute Densite Pression 10 Bars

TUBE PEHD PN 10					
DIAMETRES (Ext)	TYPE matière	Ep./mm	P.H.T/ML	P.T.T.C/ML	OBS
Ø 020	80	2.00	34.00	39.78	Rx de 200 & 100 Mètres
Ø 025	80	3.00	39.00	45.63	Rx de 200 & 100 Mètres
Ø 032	80	3.00	65.00	76.05	Rx de 200 & 100 Mètres
Ø 040	80	3.00	99.00	115.83	Rx de 200 & 100 Mètres
Ø 050	80	3.70	154.00	180.18	Rx de 100 Mètres
Ø 063	80	4.70	230.00	269.10	Rx de 100 Mètres
Ø 075	80	5.50	325.00	390.25	Rx de 100 Mètres
Ø 090	100	6.60	390.00	456.30	Longueur de 12 Mètres & Rx de 100 Mètres.
Ø 110	100	6.60	580.00	678.60	Longueur de 12 Mètres & Rx de 50Mètres.
Ø 125	100	7.40	748.00	875.16	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres.
Ø 160	100	9.50	1 200.00	1 404.00	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres.
Ø 200	100	11.90	1 830.00	2 141.10	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres.
Ø 250	100	14.80	2 950.00	3 451.50	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres.
Ø 315	100	18.70	4 550.00	5 323.50	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres.
Ø 400	100	23.70	7 500.00	8 775.00	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres.
Ø 450	100		11 000.00	12 870.00	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres.
Ø 500	100	23.70	11 550.00	13 513.50	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres.
Ø 630	100		17 700.00	20 709.00	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres.
Ø 800	100		32 500.00	38 025.00	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres.

OBS : * Du Diamètre 20 au Diamètre 110 : En Rouleaux
 * Du Diamètre 110 au Diamètre 400 : En Barres de 6 ou 12 Mètres à Souder

LES PRIX SONT DONNÉS À TITRE INDICATIF, ILS PEUVENT VARIER EN FONCTION
 DU PRIX DU COÛT DE LA MATIÈRE PREMIÈRE ET DE LA FLUCTUATION DES COURS
 DU DINAR.

B.P.N°10 - BORDJ - Algérie - Tél : (041) 27 43 46/47 - 27 45 68/69 - Djezzy : (070) 26.05.02/03
 Fax : (041) 27 43 47 - E-mail : contact@tubexalgerie.com - sarltubex@gmail.com

Annexe n°4 : Tableau des prix des tubes PEHD-PN16



وحدة إنتاج أنابيب البلاستيك
PRODUCTION TUBES PVC - PEhd - PEbd
EAU - GAZ - IRRIGATION



TABLEAU DES PRIX DU TUBE PEHD
 Polyethelene HauteDensite Pression 16 Bars
 A PARTIR DU 05/05/13

TUBE PEHD PN 16					
DIAMETRES (Ext)	TYPE DE matière	Ep./mm	PRIX.H.T/ML	P.T.T.C/ML	OBS
Ø 020	80	2.30	36.00	42.12	Rx de 200 & 100 Mètres
Ø 025	80	3.00	57.00	66.69	Rx de 200 & 100 Mètres
Ø 032	80	3.00	91.00	106.47	Rx de 200 & 100 Mètres
Ø 040	80	3.70	144.00	168.48	Rx de 200 & 100 Mètres
Ø 050	80	4.60	215.00	251.55	Rx de 100 Mètres
Ø 063	80	5.80	340.00	397.60	Rx de 100 Mètres
Ø 075	80	6.60	495.00	579.15	Rx de 100 Mètres
Ø 090	100	8.20	590.00	690.30	Longueur de 12 Mètres & Rx de 100 Mètres
Ø 110	100	10.00	860.00	1 006.20	Longueur de 12 Mètres & Rx de 50Mètres.
Ø 125	100	11.40	1 080.00	1 263.60	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres.
Ø 150	100	14.60	1 780.00	2 082.60	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres.
Ø 200	100	18.20	2 860.00	3 346.20	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres.
Ø 250	100	22.70	4 400.00	5 148.00	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres.
Ø 315	100	28.60	6 700.00	7 839.00	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres.
Ø 400	100	36.30	10 900.00	12 753.00	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres.
Ø 450	100		16 500.00	19 305.00	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres.
Ø 500	100	45.40	17 000.00	19 890.00	Longueur de 06 Mètres ou 6 Mètres.
Ø 630	100		26 200.00	30 654.00	Longueur de 06 Mètres ou 6 Mètres.

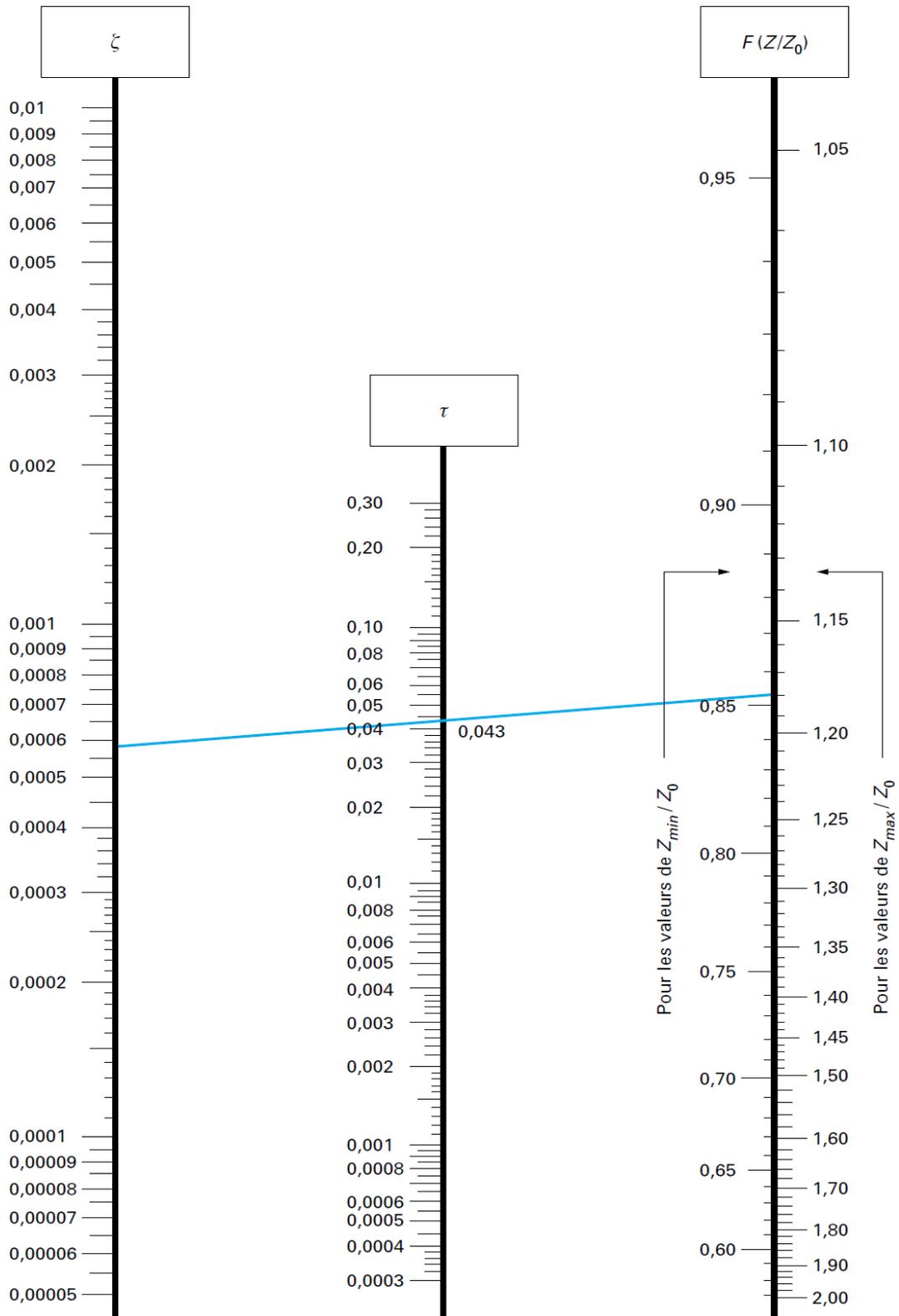
* Du Diamètre 20 au Diamètre 110 : En Rouleaux 200-100&50ml
 * Du Diamètre 110 au Diamètre 400 : En Barres de 6 ou 12 Mètres à Souder

LES PRIX SONT DONNÉS À TITRE INDICATIF, ILS PEUVENT VARIER EN FONCTION DU PRIX DU COÛT DE LA MATIÈRE PREMIÈRE OU DE LA FLUCTUATIONS DES COURS DU DINAR.



B.P. n° 10 - BINEI DRA - 31150 - Oran - ALGERIE - Tel : (041) 27 43 46/47 - 27 45 68/69 - Djazzy : (070) 26,05,02/03
 Fax : (041) 27 43 37 - E-mail : contact@tubexalgerie.com - sarltubex@gmail.com

Annexe n°5 : Abaque de VIBERT



$$\zeta = \frac{V_0^2}{2g} \frac{1}{Z_0} \quad \tau = \zeta F(Z/Z_0)$$

$$F(Z/Z_0) = \left[\frac{Z_0}{Z} - \ln \frac{Z_0}{Z} - 1 \right]^{-1}$$

Annexe n°6 : Volumes normalisés des réservoirs d'air

Gamme *eaux claires*

Suppression - Régulation - Protection anti-bélier

Hydrochoc

type CAR* - 100 à 2000 L

Le réservoir anti-bélier **Hydrochoc** est un accumulateur hydropneumatique à vessie qui amortit les coups de bélier des régimes transitoires.

FABRICATION SELON CODAP



PEINTURE

Interne. Primaire antirouille glycérophthalique, couleur ocre rouge, épaisseur 30 microns.
Externe. Laque monocouche résine uréthane, acrylique couleur orange, épaisseur 30 microns.



VESSIE

Butyl interchangeable qualité alimentaire avec ACS (Attestation Conformité Sanitaire).



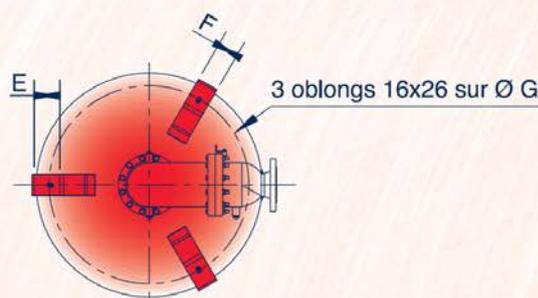
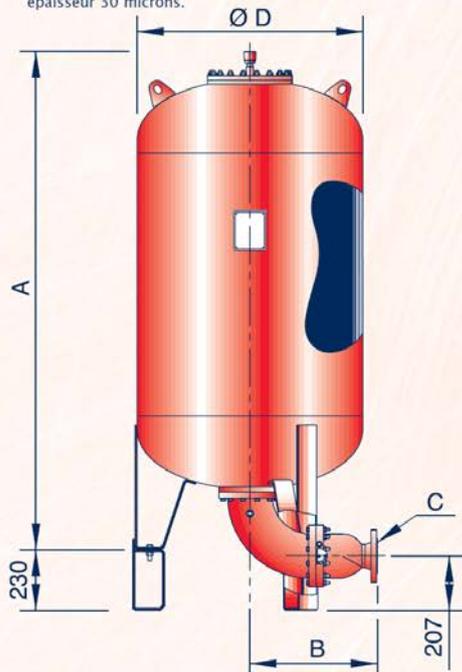
GARANTIE

"Hors pièces d'usure et sous réserve des conditions normales d'utilisation."



EMBALLAGE

Bull-pack pour les réservoirs. Carton pour les différents équipements et/ou pièces détachées.



Vue de dessous

Sortie C	B	Pds sortie (KG)
DN50	476	32
DN80	480	35
DN100	460	34
DN125	450	35
DN150	457	37

Gamme 16/24 bars

Ces cotes sont données à titre indicatif et peuvent être modifiées sans préavis.

Code	Vol.	A (mm)	Ø D (mm)	E	F	G	Poids sans sortie (kg)
HC-100-16/24-VF	100	791	630	54	50	560	90
HC-200-16/24-VF	200	1101	630	54	50	560	122
HC-300-16/24-VF	300	1450	630	54	50	560	160
HC-500-16/24-VF	500	2076	630	54	50	560	222
HC-750-16/24-VF	750	1893	850	80	80	755	362
HC-1000-16/24-VF	1000	2393	850	80	80	755	451
HC-1500-16/24-VF	1500	2472	1000	80	100	905	637
HC-2000-16/24-VF	2000	3178	1000	80	100	905	818

*CAR : Clapet Anti-Retour avec shunt incorporé réglable

CHARLATTE
réservoirs
FAYAT GROUP

17, rue Paul-Bert - 89400 Migennes - Tél. : 03 86 92 30 14 - Fax : 03 86 92 30 01
E-mail : reservoir@charlattereservoirs.fayat.com - www.charlatte.com

Création Vue de Face 04 70 05 05 10 - Édition 2006-F