

Higher National School of Hydraulic

The Library

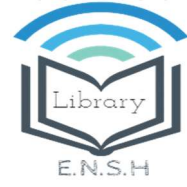
Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

**Etude du réseau d'alimentation en eau potable de Sidi Rached
(w. Tipaza).**

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0006-08

APA Citation (توثيق APA):

**Camarafode, Mohamoud (2008). Etude du réseau d'alimentation en eau potable de
Sidi Rached (w. Tipaza)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، مباحثات، مقالات الدورات، 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
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
ARBAOUI ABDELLAH

DEPARTEMENT DE SPECIALITES

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE

Spécialité : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable

THEME :

**ETUDE DU RESEAU D'ALIMENTATION EN
EAU POTABLE DE LA VILLE DE SIDI RACHED
W.TIPAZA**

Présenté par :
M^r. CAMARA FODE MOHAMOUD

Promoteur :
M^r SALAH.B M.C

Devant le jury composé de :

President: - M^r T.KHETTAL

Examineurs:
- M^r A. AYADI
- M^{me}.KAHLERASS
- M^r .A HACHEMI
- M^r .RASSOUL

Juillet 2008

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance en témoignage de ma profonde affection à :

- *Mes deux parents que la terre leurs soient légers.*
- *Mon grand frère Namory Camara*
- *Tous mes frères et sœurs.*
- *A Kadidiatou Camara pour son grand soutien moral*
- *Tous mes amis de l'E.N.S.H*
- *Tous mes amis du MALI*
- *Toute personne qui a contribué de près ou de loin à ma réussite.*

Camara Fodé Mohamoud

خلاصة

هذه الدراسة تهدف من خلالها تحديد مشروع لتزويد مياه صالحه للشرب لمقاطعة بلدة سيدي رشيد

الدراسة تعتمد على معالجة مجموعة المستويات المطبقة لتحقيق البنية التحتية المائية من اجل ضمان

تغذية مائية منتظمة ومتواصلة في حي سيدي رشيد

Résumé:

Cette étude a pour but de dimensionner un projet d'alimentation eau potable du chef lieu de la commune de SIDI- RACHED. L'étude consiste à traiter l'ensemble des niveaux pouvant impliquer la réalisation d'infrastructures hydrauliques pour assurer une alimentation en eau régulière et permanente dans la ville de SIDI-RACHED.

Abstract:

This survey has the goal of proportionalising the Drinking water chiefly of the township of SIDI-RACHED. The survey consists of checking the set levels capable of implying the realisation of hydraulic infrastructures to assure regular and permanent drinking water in the township of SIDI-RACHED.

Sommaire

Sommaire:

Introduction générale

CHAPITRE I : Présentation de la ville de Sidi-rached

I-1	Situation géographique	1
I-2	Evolution historique	2
I-3	Climatologie	2
I-4	La pluviométrie	2
I-5	La température	2
I-6	Le vent	2
I-7	Les pentes	3
I-8	La géologie	3
I-9	Hydrologie	4
I-10	Le relief	4
I-11	Séismicité	5
I-12	Situation actuelle	5
I-12-1	La population de Sidi-Rached	5
I-12-2	Infrastructures existantes	6
1	Caractéristique des forages	6
2	Stockage	6
3	Ressources en eaux	7
4	Réseau de distribution	7
I-13	Situation d'hydraulique	7
I-13-1	Alimentation en eau potable	7
1	Agglomération de Sidi-rached	7
2	Douars Essence	8
3	Douars Kerz	8
I-13-2	Assainissement	8
I-14	Etude des besoins en eau	8
I-14-1	Evolution Démographique	8
I-14-2	Infrastructures scolaires	10
I-14-3	Infrastructures sanitaires	11
	Conclusion	11
	<u>CHAPITRE II : Calcul des besoins en eau et comparaison avec les besoins actuels</u>	12
	Introduction	12
II-1	Evolution de la population	12
II-1-1	Taux d'accroissement	12
II-1-2	Population de référence	13
II-2	Catégorie des besoins	13
II-3	Estimation des besoins	13
II-3-1	Choix de la norme unitaire de la consommation	13
II-3-2	Besoins domestiques	14
II-3-2-1	Détermination de la consommation moyenne journalière	14

Sommaire

II-3-3	Besoins sanitaires	15
II-3-4	Besoins scolaires	15
II-3-5	Besoins socioculturels et sportives	16
II-3-6	Besoin en eau du marché	16
II-3-7	Besoins administratifs	16
II-4	Récapitulatif de la consommation en eau moyenne en eau totale	17
II-5	Caractéristique de la consommation en eau	18
II-5-1	Etude de la variation de la consommation	18
II-5-2	Consommation maximale journalière	18
II-5-3	Coefficient d'irrégularité journalière minimal	19
II-5-4	Coefficient d'irrégularité journalière	19
II-5-5	Calcul du coefficient d'irrégularité horaire	19
II-6	Détermination du débit de pointe	21
II-7	Evolution de la demande en eau potable 2008 à 2025	23
II-7-1	Calcul des besoins en eau pour 2008	23
	Remarque	25
II-7-2	Variation des débits horaires de la ville de SIDI-RACHED en	25
	Remarque	26
II-7-3	Variation des débits horaires de la ville de SIDI-RACHED en	27
	Conclusion	30
		31

CHAPITRE III : Les Reservoirs

	Introduction	31
III-1	Le Rôle du réservoir	31
III-1-1	Emplacement des réservoir	31
III-1-2		31
III-1-3		31
III-2		32
III-3		32
III-4		32
III-4-1		33
III-4-1-1		33
III-4-1-2		33
III-4-2		33
III-4-3		34
III-4-4		34
III-5		34
III-6		37
III-7		39
III-8		40
III-8-1		40
III-8-2		43

CHAPITRE IV : Equipement

	Introduction	50
IV-1	Les robinets vannes	50
IV-2	Les vannes papillons	51
IV-2-1	Les vannes d'isolement	51

Sommaire

IV-2-2	Les vannes a clapets de non retour	51
IV-2-3	Les vannes de réduction de pression	51
IV-3	Les ventouses	51
IV-4	Les clapets d'air	52
IV-5	Les régulateurs de pression	52
IV-5-1	Régulateur de pression aval	52
IV-5-2	Régulateurs de pression amont	52
IV-6	Les compteurs	52
IV-7	Robinets de charge	53
IV-8	Poteaux d'incendies	53
IV-9	Raccordements	53
IV-9-1	Tés	53
IV-9-2	Les cônes	53
IV-9-3	Les coudes	53
IV-9-4	Croix de jonction	53
	Conclusion	54
		55

CHAPITRE V : Les réservoirs

	Introduction	55
V-1-	Le Rôle du réservoir	55
V-2-	Emplacement des réservoirs	55
V-3-	Choix du type du réservoir	56
V-4-	Détermination de la capacité du réservoir	56
V-5-	Principe de calcul	56
V-6-	Détermination analytique de la capacité de réservoir	56
	Remarque	58
	Conclusion	58

CHAPITRE VI : Protection des conduites contre la corrosion

et le coup de bélier

	Introduction	59
VI.1	La Protection des conduites contres la corrosion	59
VI-1-1	Généralité	59
VI-1-2	Les facteurs de la corrosion	59
VI-1-3	La corrosion interne	61
VI-1-4	Corrosion externe	62
VI-1-5	<i>Protection des conduites contre la corrosion</i>	62
VI-1-5-1	Corrosion externe	62
VI15.1.1	Protection cathodique	63
VI1512	<i>Protection cathodique par anode réactive ou consommable</i>	63
VI1513	<i>Protection cathodique par soutirage du courant</i>	63
VI-1-5-2	Corrosion interne des conduites	64
VI-2	Protection des conduites contre le coup de bélier	64
VI-2-1	Généralité	64
VI-2-2	Les risques dus aux coup de bélier	65
VI-2-3	Interprétation physique du coup de bélier	66
VI-2-4	Moyen de protection contre le coup de bélier	66
VI-2-5	Principe de fonctionnement du réservoir anti-bélier	70
VI-2-6	Dimensionnement du réservoir d'air	71

Sommaire

VI-2-6-1	Calcul de la célérité d'ondes	71
VI-2-6-2	Valeur numérique du coup de bélier	71
	Remarque	72
VI-2-6-3	Calcul simplifié d'un réservoir d'air	72
	Remarque	75
	Conclusion	75

CHAPITRE VII : Gestion du réseau

	Introduction	76
VII-1	Rendement des réseaux	76
VII-1-1	Rendement primaire	76
VII-1-2	Rendement de production	76
VII-1-3	Paramètre agissant sur le rendement	77
VII-2	Action d'amélioration et de réduction des pertes	77
VII-2-1	Origine des fuites	77
VII-2-2	Volumes perdus et paramètres de rendement	78
VII-2-3	Action de réduction des fuites	78
VII-2-3-	La recherche des fuites	78
VII-2-3-	Surveillance du réseau	78
VII-2-3-	Méthodes acoustiques traditionnelles	79
VII-2-3-	Méthodes nouvelles	79
VII-2-3-	Le comptage	80
VII-2-3-	Incidence de la pression	81
VII-3	Prévention, contrôle et surveillance de la qualité de l'eau	81
VII-4	Surveillance et entretien courant des adductions et de réseaux	82
VII-5	Lutte contre le vieillissement des réseaux	83
VII.5.1	Protection contre la corrosion	83
VII-5-2	Protection des conduites de refoulement contre les surpressions et	84
VII-5-3	Rénovations des conduites	84
VII-5-	Nettoyage classique	85
VII-5-	Rénovation moderne	85
VII-6	Automatisme et contrôle centralisé d'un réseau d'eau potable	85
VII-6-1	Les objectifs	86
VII-6-2	L'architecture de l'automatisation	89
VII-6-3	Les moyens d'automatisation	90
VII-6-4	Les contraintes soulevées par l'automatisation	90
VII641	Les problèmes humains	90
VII642	La fiabilité	90
	Conclusion	90
	<u>CHAPITRE VIII : Devis estimatif</u>	91

	Introduction	91
VIII-1	Les opérations pour la réalisation du réseau	91
VIII-2	Calcul du volume déblai	91
VIII-3	Calcul du volume de sable pour le lit de pose	92
VIII-4	Calcul du remblaiement des tranchées	92
	Conclusion générale	
	Bibliographie	
	Annexe	

Sommaire

Liste des tableaux

CHAPITRE I	1
Tableau N°I-1 : Pluies moyennes à SIDI-RACHED (période 1998 à 2006)	2
Tableau N°I-2 : La population de SIDI-RACHED en 1998	5
Tableau N°I-3 : Les caractéristiques techniques des deux forages	6
Tableau N°I-4 : Caractéristiques des infrastructures de stockage	6
Tableau N°I-5 : Evolution démographique des centres concernés par l'étude	9
Tableau N°I-6 : Détermination du nombre d'habitants à différents horizons	10
Tableau N°I-7 : Détermination du nombre d'élèves en école primaire et CEM	10
CHAPITRE II	12
Tableau N°II-1 : Nombre des habitants pour différents horizons	13
Tableau N°II-2 : Nombre unitaire domestique	14
Tableau N°II-3 : Consommation de la population pour différents horizons	14
Tableau N°II-4 : Besoins sanitaires	15
Tableau N°II-5 : Détermination de la consommation en eau des élèves de l'école primaire et CEM	15
Tableau N°II-6 : Détermination de la consommation en eau du lycée en crèche	15
Tableau N°II-7 : Besoins socioculturels et sportifs	16
Tableau N°II-8 : Besoins administratifs	16
Tableau N°II-9 : Récapitulation de la consommation en eau totale en 2008	17
Tableau N°II-10 : Récapitulation de la consommation en eau totale en 2025	17
Tableau N°II-11 : Calcul de la consommation maximale journalière en 2008	20
Tableau N°II-12 : Calcul de la consommation maximale journalière en 2025	21
Tableau N°II-13 : Valeurs de coefficient β en fonction des habitants	22
Tableau N°II-14 : Taux de perte dans le réseau pour différents horizons	23
Tableau N°II-15 : Taux de raccordement pour différents horizons	23
Tableau N°II-16 : Répartition des pourcentages des débits en fonction du nombre d'habitant	24
Tableau N°II-17 : Variation des débits horaires 2008	26
Tableau N°II -18 : Variation des débits horaires 2025	28
CHAPITRE III	31
Tableau N°III-1 : Calcul de la capacité de réservoir	33
CHAPITRE IV	35
Tableau N°IV-1 : Détermination des débits de la zone I	39
Tableau N°IV-2 : Détermination des débits de la zone II	39
Tableau N°IV-3 : Calcul des débits aux nœuds de la zone I (cas de pointe)	40
Tableau N°IV-4 : Calcul des débits aux nœuds de la zone II (cas de pointe)	41
Tableau N°IV-5 : Calcul des débits aux nœuds de la zone I (cas de pointe + incendie)	42
Tableau N°IV-6 : Calcul des débits aux nœuds de la zone II (cas de pointe + incendie)	43
Tableau N°IV-7 : Calcul des paramètres hydrauliques de la zone I cas de pointe	44

Liste des tableaux

Tableau N°IV-8 : Calcul des pressions de la zone I cas de pointe	45
Tableau N°IV-9 : Calcul des paramètres hydrauliques de la zone II cas de pointe	45
Tableau N°IV-10 : Calcul des pressions de la zone II cas de pointe	46
Tableau N°IV-11 : Calcul des paramètres hydrauliques de la zone I cas de pointe + incendie	47
Tableau N°IV-12 : Calcul des pressions de la zone I cas de pointe + incendie	48
Tableau N°IV-13 : Calcul des paramètres hydrauliques de la zone II cas de pointe + incendie	48
Tableau N°IV-14 : Calcul des pressions de la zone II cas de pointe + incendie	49
CHAPITRE VI	
	59
Tableau N°VI-1 : Récapitulatif	69
Tableau N°VI-2 : Calcul du coup de bélier	72
Tableau N°VI-3 : Calcul du volume d'air au niveau des pompes	73
CHAPITRE VII	
	76
Tableau N°VII-1 : Objectifs de l'automatisation	87
CHAPITRE VIII	
	91
Tableau N°VIII-1 : Calcul du volume de déblai du réseau de distribution	91
Tableau N°VIII-2 : Calcul du volume de sable	92
Tableau N°VIII-3 : Calcul du volume des remblais du réseau de distribution	93
Tableau N°VIII-4 : Devis estimatif	93

Liste des figures

Figure I-01 : Situation géographique	1
Figure II-01 : Diagramme de la consommation total en 2008	27
FigureII-02 : Diagramme de la consommation cumulée (intégrale) en 2008	27
Figure II-03 : Diagramme de la consommation total en 2025	29
Figure II-04 : Diagramme de la consommation cumulée (intégrale) en 2025	29
Figure III-01 : Répartition définitive des débits (l/s) pendant l'heure de pointe de la zone I	46
Figure III-02 : Répartition définitive des débits (l/s) pendant l'heure de pointe de la zone II	47
Figure III-03 : Répartition définitive des débits (l/s) pendant l'heure d'incendie de la zone I	48
Figure III-04 : Répartition définitive des débits (l/s) pendant l'heure d'incendie de la zone II	49
Figure VI-01 : Le type du réservoir anti-bélier à choisir	74
Figure VII-01 : Architecture de l'automatisation	89

Liste des planches

Liste des planches

Planche 1 : Plan de situation de SIDI-RACHED W. Tipaza

Planche 2 : Réseau d'A E P de la ville de SIDI-RACHED W. Tipaza

Planche 3 : Profil en long de la zone I de SIIDI-RAHED W. Tipaza

Planche 4 : Profil en long de la zone II de SIDI-RACHED W. Tipaza

Planche 5 : Schéma vertical du système d'A E P de SIDI-RACHED W. Tipaza

INTRODUCTION GENERALE :

Dans le contexte que l'eau est une source de la vie, l'homme conscient, depuis de millénaires n'a cessé de s'organiser pour maîtriser la science relative à l'eau, et pour pouvoir transporter, garder et gérer en se basant sur des méthodes empiriques.

Certes, actuellement l'évolution de la science a rendu l'homme à connaître des complexes systèmes de captage, d'adduction et de distribution de l'eau à des degrés de potabilité améliorés qui lui a facilité sa gestion.

Les pays en voie de développement qui n'ont pas des ressources en eau considérables dont l'Algérie fait partie, souffrent d'un déficit notable qui est dû en général aux causes suivantes :

- Une pluviométrie annuelle faible selon les périodes
- Risque de sécheresse s'étendant sur plusieurs années.
- Une baisse des taux de régénération de la nappe phréatique.

Cadrement avec des nouveaux systèmes basés sur la bonne politique de gestion, nous élaborons ce mémoire de thème : Etude du réseau d'alimentation en eau potable de la ville de SIDI RACHED, dans le but de satisfaire quantitativement et qualitativement, les besoins en eau des consommateurs, conformément au plan de développement national et ceci, en dimensionnant tous les ouvrages nécessaires, de la source jusqu'au robinet afin d'assurer, un débit suffisant et une pression minimale pour tous les consommateurs de la commune.

chapitre 1

The image features the text 'chapitre 1' in a stylized, lowercase, cursive font. The text is rendered in a gradient of yellow and gold. Below the main text, there is a shadowed, semi-transparent version of the same text, creating a 3D effect. The background is plain white.

CHAPITRE I PRESENTATION DE LA VILLE DE SIDI-RACHED:

I-1.Situation géographique:

Le territoire de la commune de SIDI RACHED s'étend sur une superficie de 4126.74 ha. Elle est située géographiquement à cheval, sur les collines du sahel qui surplombe le littoral et la plaine de la Mitidja, dans sa partie Nord-Ouest. La commune de SIDI RACHED appartient administrativement à la Daïra de AMEUR ELAIN, Wilaya de TIPAZA dont elle est équidistante par rapport aux deux chefs-lieux d'une dizaine (10) de kilomètres environ.

Elle est limitée

- au Nord : par les communes de TIPAZA et AIN TAGOURAIT
- à l'Est : par les communes de ATTATBA
- à l'Ouest : par la commune de HADJOUT
- au Sud : par la commune de BOURKIKA et AMEUR EL AIN

Notre commune est traversée dans sa partie médiane par la route nationale 67 qui la relie à HADJOUT à l'Ouest et à ATTATBA puis KOLEA à l'Est. Elle communique avec le littoral au Nord par le C. W. 106 qui la relie à TIPAZA et le C. W. 40 à AIN TAGOURAIT au travers du relief collinaire qui forme le bourrelet côtier du sahel.

On constate que le territoire communal est assez bien desservi par un réseau routier multi directionnel et d'assez bonne qualité.

Figure I.1 : Situation géographique de la ville de SIDI-RACHED



Source : ANRH (Blida)

I-2 Evolution Historique :

La nomination de l'actuel SIDI RACHED est MONTEBELLO. C'est une agglomération de création coloniale qui remonte à 1869. Mais bien avant les français, les romains se sont eux aussi intéressés à cette région puisqu'ils sont les premiers à penser à l'assèchement du lac HALLOULA en creusant un tunnel vers la mer afin de le rendre cultivable.

Cette œuvre reprise est achevée par les colons en 1930 en y apportant les aménagements nécessaires.

L'intérêt purement agricole de cette région n'a jamais été démenti. La multitude de fermes coloniales sur le territoire communal en est la preuve. Leurs activités consisteraient en l'exploitation de ces terres à hautes potentialités et dont les richesses étaient destinées à la métropole.

Après l'indépendance, la ville s'est quelque peu densifiée avec la construction de quelques équipements et habitats.

I-3. Climatologie :

N'ayant pas de données propres à la région, nous extrapolons avec des données prises au niveau des stations les plus proches, quoi que bien fiable du fait de la diversité morphologique en allant de la côte (Bou-Ismaïl) vers la plaine (Ameur-El-ain).

I-4 : La pluviométrie :

On peut dire qu'elle est assez abondante (du moins hors des périodes de sécheresse). La moyenne annuelle varie entre 650 et 800 mm de pluie par an. Les pluies torrentielles sont fréquentes en automne et en hiver et sont souvent accompagnées de grêle.

Tableau N° I-1 : Pluies moyennes à SIDI-RACHED (période 1998 à 2006)
Selon l'agence nationale des ressources hydrauliques (A.N.R.H) on a :

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Pluviométries Mensuelles (mm)	0	1.2	23.9	79.9	27.6	20.9	54.3	43	36.4	6.7	1.4	0

I-5. La température :

Les températures minimales moyennes de 8° C en décembre, 7° C en janvier et 7,50° C en février. Les températures maximales atteignent les 30°C en juin, 35°C en juillet et 37°C en Août. L'amplitude thermique entre la saison froide et la saison chaude est très importante. La proximité de la côte contribue toute fois à créer un climat assez agréable pendant la saison chaude.

I-6. Le vent :

Les vents du Nord-Ouest atténués par le mont CHENOUA et pénétrant la seule issue, la cluse de oued Nador, sont dominants pendant l'hiver. En été, les vents du Sud (Sirocco) pénètrent par les gorges de la chiffa et la cluse de oued Djer influent sur la région et soufflent pendant 4 à 6 jours.

I-7. Les pentes :

La déclivité est une variable importante qui peut avoir un impact sur la trame urbaine les réseaux de base et, le coût de la construction en général.

Au delà d'un certain degré de déclivité (20% en général), les terrains sont classés défavorables à la construction.

Nous avons donc dressé une carte des pentes sur tout le territoire de la commune et avons défini plusieurs classes des pentes.

-Pentes de 0 à 5 % : cette catégorie couvre la totalité de la plaine.

-Pentes de 5 à 15% : cette catégorie marque la transition entre la plaine et la zone de relief.

-Pentes de 15 à 20 % : de même importance du point du vue surface, elles matérialisent les flancs bas des collines.

-Pente de 20 % et plus : elles matérialisent les flancs supérieurs des collines et occupent une surface assez importante

I-8. La Géologie :

La géologie est un périmètre important pour le zoning des terrains favorables ou défavorables à l'urbanisation en général et à toute construction en particulier.

La plaine de la Mitidja dans laquelle est situé le périmètre d'étude de SIDI RACHED est constituée essentiellement d'alluvions du quaternaire (récent et actuel) provenant des différents mouvements de mers anciennes (transgression et régression). Ce sont des sédiments constitués principalement :

*d'alluvions actuelles : dépôts de marais (lac de halloula) alluvions récentes) sables argileux plus ou moins Lubrifiés du villafranchien.

* de dunes lapidifiées, alluvions anciennes (argiles brunes rougeâtres) provenant du comblement de la Mitidja durant la pléistocène.

* de faciès argilo gréseux parfois calcaire avec ou sans galets (Sahel) du pliocène supérieur

* le pliocène inférieur est constitué essentiellement de marines et argiles brunâtres.

I-9. Hydrologie :

De tous les agents géodynamiques externes qui concourent à modeler, détruire et aplanir peu à peu la surface des sols, par l'enchaînement des processus d'érosion, de transport et de dépôt, l'eau est de loin la plus importante, la plus expressive, la plus complète.

Dans notre cas, les processus hydrodynamiques ont permis le remplissage en matériaux détritiques la zone Nord de la plaine MITIDJIENNE. Ces derniers ont été arrachés de la roche mère du flanc Nord du bourrelet, puis transportée vers l'aval où ils ont été déposés.

Le degré de ravinement des lits d'oued est plus accentué à l'ouest du site urbain du fait que le terrain est très accidenté.

Vers la partie basse, plusieurs oueds sillonnent la plaine (oued sidi ahmeur et ain, oued Djer, oued rassoula, oued ouerian). Leurs lits se confondent avec le relief et leur eau s'infiltrera ou alimentera le lac, tandis que d'autres oueds rejoindront plus bas l'oued ouérien dont le lit est calibré pour permettre le drainage des eaux recueillies le long de son parcours.

Un important réseau de drainage sillonne le lac HALLOULA et leur direction converge vers le tunnel qui évacue toutes les eaux vers la mer désengorgeant ainsi le lac.

Il existe également plusieurs sources disséminées, quoi que la plupart d'entre elles ne sont taries à cause de manque crucial de pluviométrie. La plus importante et celle qui coule toujours se trouve à 700 mètres environ au nord-ouest du douar TCHALABI.

Trois forages d'un débit de 5 à 8 l/s alimentent en eau potable les agglomérations et douars de la commune. Un quatrième forage situé hors communes (Nord-Est) permet l'alimentation de douar des 40 logements.

I-10. Le Relief :

Le territoire communal s'étend sur une superficie globale de 4123.74. Sa morphologie est marquée par deux types de reliefs.

Le sahel occupe longitudinalement la partie Nord du site sur 35% de la superficie environ.

La partie ouest, montre des escarpements plus ou moins prononcés par rapport à la partie Est où l'on a une régularité des formes des mamelons donnant ainsi naissance à des collines assez larges et à pentes plus douces. Ce phénomène s'explique par les manifestations tectoniques (orogéniques) qui

ont donné naissance au DJEBEL CHENOUA dont les premiers contreforts se manifestent à 7 km à l'ouest de la limite communale. La plus haute altitude rencontrée est de 293 m vers le Nord-Est de la ville.

La plaine : 65% de la superficie de la commune, elle se distingue par un sol très plat, ne comportant aucune aspérité sur une grande étendue. C'est au Sud immédiat de la elle rencontre le lac HALLOULA que le manque de pluviométrie des dernières décennies a mis complètement à sec. La dénivelée en ce lieu est de 5 m environ (53 m d'altitude au centre et 58 aux bords).

Pendant les grandes crues, les eaux du lac sont drainées par un système de canaux vers un tunnel de 3 km de long qui évacue les eaux recueillies à l'extrême Nord de la plaine vers la mer.

I-11 : Séismicité :

A l'échelle régionale, l'analyse sismique englobe, dans notre cas, l'Atlas tellien et ses environs.

D'après les manifestations sismiques récentes et les publications du ministère des travaux publics, l'Atlas tellien constitue en Algérie, l'un des éléments géologiques les plus proches du plissement Alpin. Sidi-rached est implanté dans l'une des régions où la sismicité est importante pour être considérée sérieusement.

Il est donc indispensable, pour la construction à Sidi-Rached, d'appliquer le règlement en vigueur, qui prescrit les règles générales applicables à la construction parasismique ainsi que les procédés constructifs de consolidation tendant à résister aux effets du séisme.

I-12 SITUATION ACTUELLE :

I-12-1 La population de Sidi-Rached :

La population recensée dans le cadre de la nouvelle opération de recensement (Mars 1998) est :

Tableau N° I-2 : La population de SIDI-RACHED en 1998, selon L'APC de la commune.

SIDI RACHED	KREZ	ESSERHANE
4503	393	218

La population sera estimée à partir d'un taux de croissance variable. La croissance démographique et les besoins en eau potable seront étudiés pour les différents horizons suivants : 2008, 2018 et 2025.

I-12-2 Infrastructures Existantes :

1- Caractéristiques des Forages :

Tableau N° I-3 : les caractéristiques techniques des deux forages

Forages	Coordonnées	Débit (l/s)	HMT (m)	N.S	N.D	Profondeur pompe	Année de Réalisation
F1	X=486.550,00 Y=362.770,00	Q=11	80	29.70	31.70	54	1982
F2	X=483.965,00 Y=362.070,00	Essais de débit non effectués : Exploité avec une pompe de débit Q=11 l/s et HMT 80					1996

Source : L'APC de la commune de Sidi-rached

2- Stockage:

Sidi-Rached dispose d'un réservoir de stockage d'une capacité de 1000 m³, qui alimente la zone base. Pour la zone haute, il sera prévu un autre réservoir. Sur la conduite maîtresse du réseau de distribution de la zone haute, il sera prévu le raccordement dans le réservoir de la zone base. Les besoins cumules de Sidi-Rached et des douars Esserhane, Krez, Chibani et Hamada sont de :

- Population : 4503+393+218 = 5114 habitants
- Dotation théorique : 150 l/j/Hab
- Besoins moyens : 767,100 m³
- Autonomie de stockage : 12 Heures
- Besoins : 383,550 m³ + Réserve incendie (120 m³) = 503,550 m³

Le réservoir 1000 m³ suffit donc pour assurer le stockage de cette ressource. IL peut même stocker pour près de 24 heures des besoins des centres sus cites.

Tableau N° I-4 : Caractéristiques des infrastructures de stockage

Réservoir	Capacité	Destination
R1	1000 m ³	Distribution : AEP de la zone (II)
R2	500 m ³	Distribution : AEP de la zone (I)

Source : L'APC de la commune de Sidi-rached

3- Ressources en eaux :

A partir des données de la population actuelle de Sidi-Rached et des douars Krez et Esserhane :

Sidi-Rached : 4503 habitants

Krez : 393 habitants

Esserhane : 218 habitants

Avec la mise en service du nouveau forage (F) dont le débit d'exploitation est égal à celui du forage existant, cette dotation devrait être égale à 371,68 l/j/hab. L'analyse sommaire des chiffres ci-dessus montre qu'il serait économique d'alterner le fonctionnement des forages. (Par semaine) ou de diminuer le temps fonctionnement de chacun des forages (12h/24).

4- Réseau de distribution :

On peut énoncer que du point de vue capacité, l'infrastructure existante est suffisante pour alimenter le réseau de distribution dont les calculs de dimensionnement ont été effectués par le bureau d'études SARTHU pour l'horizon 1993.

Seulement, l'extension du périmètre urbain vers le Nord jusqu'au pied du réservoir met les nouveaux lotissements dans une situation de non satisfaction de leurs besoins de manière gravitaire à partir du réservoir 1000 m³ existant. Par ailleurs, on se rend compte aussi, que le réseau de distribution est devenu plus long que celui projeté par SARTHU. Pour cela, la nécessité d'étager le réseau et de créer un réservoir de stockage 500 m³ pour la zone I est devenue nécessaire.

Ce projet a donc pour consistance le dimensionnement des réseaux de distribution de deux (02) zones.

I-13- SITUATION D'HYDRAULIQUE :

I-13-1 Alimentation en eau potable :

1-Agglomération de SIDI-RACHED :

L'agglomération chef-lieu de SIDI-RACHED est alimentée en sa totalité par un réseau d'alimentation en eaux potables existantes et projetées constituées par les éléments suivants :

-Les forages F1 de 10l/s et F3 de 10l/s qui se trouve à l'Est de la ville et au nord de la RN67

-Un réservoir principal de 1000 m³ se trouvant à l'extrême Nord de la ville , renforcé par un petit réservoir de 500 m³ projeté par le service hydraulique sont alimentés par deux (02) conduites de refoulement de diamètre (200 et 150) mm.

Un réseau de distribution d'eau potable alimente toute la ville avec des conduites de diamètres variant entre Φ 80 et 150.

Les conduites projetées ont un diamètre de $\Phi 80$ à $\Phi 150$ mm en acier et seront enterrées à 1 m de profondeur.

2-Douars Esserhane :

Dont le réseau d'ALEP est constitué d'un réservoir de 100m³, une conduite de distribution de $\Phi 100$ mm et une conduite de refoulement de diamètre $\Phi 80$ alimentée par une pompe de refoulement à partir de l'agglomération chef-lieu.

3-Douar Krez :

Il est alimenté par un réservoir de 250 m³ à partir du forage F1, qui est à son tour alimenté par une conduite de $\Phi 80$, branchée directement sur la conduite de refoulement allant à l'ACL.

I-13-2-Assainissement :

L'agglomération de SIDI-RACHED dispose d'un réseau d'assainissement de type unitaire avec un schéma d'évacuation par zones étagées. Il prend aussi les eaux usées provenant du chef lieu de la commune de Meurad. Les écoulements des eaux pluviales et usées se font dans la direction Sud – Nord en aval des exutoires et, se déversent dans l'Oued Meurad. La partie Est rejette dans l'Oued Boumliha.

Le réseau d'assainissement est composé de :

- De cinq collecteurs de sections circulaires de diamètres variant de 300 mm à 1000 mm ainsi que des galeries de sections rectangulaires ayant plusieurs dimensions.

- D'un seul déversoir d'orage du type Bazin.

- De Quatre points de rejet.

En vue de protéger l'environnement et permettre l'exploitation des eaux épurées dans l'irrigation, il est prévu une station d'épuration pour le traitement des eaux usées.

I-14- ETUDE DES BESOINS EN EAU :

I-14-1- Evolution Démographique :

L'enjeu de la projection de la population et des équipements est de satisfaire la demande en eau actuelle et future tout en préservant la ressource et de prolonger le développement du système d'alimentation afin de le maintenir en service le plus longtemps possible.

▪ Secteur domestique :

L'évolution démographique dans cette zone suit la loi des accroissements donnée par la relation :

$$P_x = P_{1998} (1 + \tau)^{x-1998}$$

Où :

P_x : la population à l'horizon X considéré (ex 2025)

P_0 : la population de l'année de référence 1998

$x-1998$: Période pour laquelle on recherche la croissance démographique (ex 2025-1998)

Et τ : le taux d'accroissement annuel de la population

Le tableau ci dessous donne le nombre d'habitants à différents horizons.

Tableau N° I-5 : Evolution démographique des centres concernés par l'étude

ZONE	RGPH 1998	Taux d'acc %	Actuell 2008	Taux d'accr %	Moy Terme 2018	Taux d'accr %	Long Terme 2025
Sidi-Rached	4503	3	6052	2.5	7747	2	8899
Krez	393	3	528	2.5	676	1.70	761
Esserhane	218	3	293	2.27	367	2	422
Total	5114		6873		8790		10082

Source : L'APC de la commune de sidi-rached

Le plan de développement de l'aménagement de l'urbanisme (PDAU) de SIDI RACHED a dégagé 04 plans d'occupation des sols (POS) ruraux qui englobent tous les centres de la commune. Leurs systèmes d'AEP devront être étudiés dans le cadre d'étude d'exécutions suivant les périmètres de ces POS, et uniquement après maîtrise des périmètres à aménager ou à restructurer. Cette étude prend en charge uniquement les POS urbains POS 1U et POS 2U, avec les centres actuellement alimentés par le chef lieu.

Tableau N° I-6 : détermination du nombre d'habitants à différents horizons

Année	(Population habitants)
2008	6873
2018	8790
2025	10082

I-14-2-Infrastructures scolaires :

Sidi-Rached: chef – lieu de la commune comprend actuellement 3 écoles primaires, 1 CEM (collège d'enseignement moyen), un Lycée occupant une surface de 9000 m² et une crèche occupant aussi une surface de 2000 m² dont ont estime leurs dotation à 10 l/s/m², le régime actuel de ces établissements est l'externat.

Tableau N° I-7 : détermination du nombre d'élèves en école primaire et CEM

Centres	Nombre d'élèves	Régime
1 école primaire	455	externat
1 école primaire	440	externat
1 école primaire	305	externat
1 CEM	600	externat
Total	1800 élèves	

Source : L'APC de la commune de sidi-rached

I-14-3- Infrastructures sanitaires :

Il existe actuellement dans la ville de Sidi-Rached un centre sanitaire qui se compose :

- d'un centre de santé occupant une surface de 1000 m²

I-14-4- services municipaux et administratifs :

Parmi les grands consommateurs d'eau on cite

- un marché
- une station de lavage pouvant recevoir 15 voitures /j.
- les mosquées occupant une surface de 4000 m²
- Stade de foot occupant une surface de 12000 m²

CONCLUSION :

Tout travail d'aménagement dans le domaine de l'alimentation en eau potable passe par la détermination des besoins en eau de l'agglomération et donc par le recensement et la projection de la population et des équipements au service de l'agglomération. Lors de la sortie de reconnaissance, du site nous avons remarqué sur le réseau de distribution qui est en acier un état de corrosion très avancé.

Les différentes informations présentées dans ce chapitre représentent les premières données de base pour élaboration de notre travail. Information sur les nombres des populations que compte notre commune et de même les différents équipements et leurs analyses.

IV Secteurs de Consommation :

Toute planification spatiale doit tenir compte de l'évolution de la population, de ses mouvements dans le temps et dans l'espace et ses besoins en matière de logements et équipements.

IV-1 Dotation Théorique :

La dotation théorique à adopter pour le projet est égale à 150 l/j/hab

IV-2 Besoins Moyens Journaliers :

Les besoins moyens journaliers sont déterminés sur la base d'une dotation théorique préalablement arrêtée. Cette dotation théorique arrêtée à 150 l/j/hab dépend du niveau de vie et des types des installations sanitaires.

Tableau N° 7: Besoins Moyens Journaliers des centres concernés par l'Etude

HORIZON CENTRE	Besoins en eau (l/s) pour divers horizons				
	1998	2008	2013	2018	2023
SIDI-RACHED	7.82	10.51	12.18	14.12	16.37
D.KREZ	0.68	0.92	1.06	1.23	1.43
D.ESSERHANE	0.38	0.51	0.59	0.68	0.79
Totaux	8.88	11.94	13.83	16.03	18.59

IV-3) Consommation Moyenne Totale :**Tableau N° 08:** nombre d'habitants à l'horizon 2023

horizon	population	Besoins m3/j
2023	10707	1606.18

Estimations des besoins de la zone (I) :

La zone (I) s'étale sur une superficie de 19.17 ha. En se basant sur une densité homogène de 241 hab/ha, la population de la zone I sera de 4620 ha, et le débit de pointe de la zone I sera égal à 23.42 l/s.

Estimations des besoins de la zone (II):

La zone (II) s'étale sur une superficie de 22.67 ha. En se basant sur une densité homogène de 241 hab/ha, la population de la zone II sera de 5462 ha, et le débit de pointe de la zone II sera égal à 27.69 l/s.

V- Classification des équipements :V-1) Besoins scolaires :

En principe, les besoins scolaire à estimer dépendent du mode de séjour des élèves dans l'établissement (externat) pour le cas d'externat, ils s'avère très délicat de déterminer la norme consommée, ou le séjour très réduit des élèves, de ce fait nous norme estimée à 10 l/j/élèves

Tableau N°9 : détermination de la consommation scolaire

établissements	Nombre d'élèves	Norme l/j/ élève	Consommation en m3/j
Ecole primaire	455	10	4.55
Ecole primaire	440	10	4.40
Ecole primaire	305	10	3.05
CEM	600	10	6
			18

V-2) Besoins en eau du marché :

Les besoins en eau du marché sont généralement destinés aux lavages et entretiens , dans ce cas on peut estimer , les besoins en eau de 10 m³/j

V-3 Besoins sanitaires :**Tableau N° 10 : Besoins sanitaires**

Type de consommateurs	Dotation l/j	Consommation m3/j
Polyclinique	4000	4.00
Centre de santé	4000	4.00
		8.00

V-4 Besoins publics pour le lavage des rues et l'arrosage :

La consommation des besoins en eau d'arrosage et le lavage des rues est illustrée dans le tableau suivante :

Tableau N° 11 : consommations d'arrosages

Type de consommateurs	Surface m2	Dotation l/j/m2	Consommation m3/j
Rues	21500	5	107.50
Jardin D'agrément	1600	15	9

V-5) Consommation moyenne totale de l'agglomération :

Le débit total moyen de la commune de Sidi-Rached: (chef lieu) on peut résumer sur le tableau ci-dessous , en tenant compte des différents besoins en eau , pour l'horizon 2023

Tableau N°12 : Tableau récapitulatif de la consommation moyenne totale

Catégories de consommateurs	Consommation journalière (m³/j)
domestiques	1606.18
marché	10
sanitaire	8
jardin	9
lavages des voitures	3
rues	107.5
scolaire	18
mosquée	40
Somme	1801.68

Chapitre II:

Chapitre II

CHAPITRE II

CALCUL DES BESOINS EN EAU ET COMPARAISON AVEC LES BESOINS ACTUELS

Introduction :

Les besoins en eau potable d'une agglomération dépendent du mode de vie de la population. Le calcul des besoins de la commune de SIDI-RACHED que se soit pour l'agglomération ou l'agriculture, exige une fixation impérative des normes de consommations unitaires qui doivent rester valables tant que les critères, qui ont contribué à l'établissement de ces normes restent inchangés.

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

- la volonté politique du pouvoir public qui fixe pour chaque période de planification les objectifs qualitatifs et quantitatifs.
- des ressources en eau susceptibles d'être mobilisées pour satisfaire qualitativement et quantitativement, les besoins en eau pour la consommation.

Nous pouvons dire que l'évaluation des besoins en eau potable de SIDI-RACHED que nous les citerons ci après, nous permet de connaître la consommation journalière et de dimensionner les ouvrages nécessaires hydrauliques de la dite commune.

II- 1 -Evaluation de la population

Le réseau d'alimentation en eau potable de la région est conçu, tenant compte de la croissance démographique et l'évolution de la population dans le temps.

SIDI-RACHED croit à un rythme d'environ 3%; le nombre d'habitants dans le futur est estimé par la formule suivante :

$$P_n = P_0 (1+\tau)^n$$

P_n : population à l'horizon donné

P_0 : population de l'année de référence

n : nombre d'années séparant l'année de référence et l'année de l'horizon.

τ : taux d'accroissement

II- 1- 1- Taux d'accroissement

Le taux d'accroissement de la population est l'augmentation du nombre d'habitants d'une région au cours d'une période donnée. Il indique le nombre de naissances et de décès enregistrés pendant la période et, le nombre de personne qui sont émigrés ou immigrés.

Selon le service technique de la commune de SIDI-RACHED, la population avait atteint 5114 habitants en 1998.

II -1-2- Population de référence :

La commune de SIDI-RACHED comprend actuellement une population de 6873 habitants.

Le tableau suivant nous présente le nombre d'habitants pour les différents Horizons.

Tableau N° II-1 : Nombre des habitants pour différents horizons

<i>Année</i>	<i>Evaluation de la population</i>
1998	5114
2008	6873
2018	8790
2025	10082

II- 2- Catégorie des besoins :

Vu, l'urbanisation, le niveau de vie et le confort que SIDI-RACHED tend à les connaître, il est préférable de se pencher sur les différentes catégories des besoins tels que :

- Besoins domestiques
- Besoins scolaires
- Besoins sanitaires
- Besoins socioculturels et sportifs
- Besoins administratifs.

II- 3 - Estimations des besoins

II- 3 -1- Choix de la norme unitaire de la consommation :

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation en eau potable est généralement estimée en litre par habitant et par jour ,par carré de surface de végétaux ,par mètre cube ,par tonne de productivité ,par tête d'animal,par véhicule ,etc..

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

- le niveau de vie de la population
- le nombre d'habitants
- le développement urbain
- les ressources existantes.

Les services d'hydrauliques préconisent trois dotations qui progressent en fonction du développement sanitaire et industriel qui pourra avoir lieu respectivement :

- 150 l/s/Hab à l'horizon 2008
- 170 l/s/Hab à l'horizon 2018 (moyen terme)
- 200 l/s/Hab à l'horizon 2025 (long terme)

Tableau N° II-2 : Norme unitaire domestique.

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

II- 3- 2- Besoins domestiques :

II- 3- 2-1-Détermination de la consommation moyenne journalière

Le débit moyen journalier au cours de l'année est donné par l'expression suivante:

$$Q_{\text{moy}} = \frac{NQ_i}{1000}$$

Q_{moyj} : consommation moyenne journalière [m^3/j]

N : nombre d'habitants à l'horizon donné

Q_i : débit de dotation.

Le tableau suivant représente la consommation de la population à l'horizon envisagé.

Tableau N° II-3 : Consommation de la population pour différents horizons

Année	Nombre d'habitants	Dotation l/j/habitant	Consommation moy journalière [m^3/j]
1998	5114	90	460.26
2008	6873	150	1030.95
2018	8790	170	1494.3
2025	10082	200	2016.4

II-3-3- Besoins sanitaires

Le tableau suivant représente les besoins en eau sanitaire
On prend une dotation de 5 l/j/m².

Tableau N° II-4: Besoins sanitaires

Désignation	Nombre	Surface (m ²)	Dotation (l/j/m ²)	Consommation Moy journalière [m ³ /j]
Centre de soins	1	1000	5	5
TOTAL				5

II- 3- 4- Besoins scolaires :

En principe , les besoins scolaires à estimer dépendent du mode de séjour des élèves dans l'établissement (externat) pour le cas d'externat , il s'avère très délicat de déterminer la norme consommée , ou le séjour très réduit des élèves , de ce fait ont estimé ces normes à 10 l/j/élèves.

Tableau N° II-5 : détermination de la consommation en eau des élèves de l'école primaires et CEM.

établissements	Nombre d'élèves	Norme l/j/ élève	Consommation en m ³ /j
Ecole primaire	455	10	4.55
Ecole primaire	440	10	4.40
Ecole primaire	305	10	3.05
CEM	600	10	6
			18

Tableau N° II-6: Détermination de la consommation en eau du Lycée et Crèche

Désignation	Nombre	Surface (m ²)	Dotation (l/j/m ²)	Consommation Moy journalière [m ³ /j]
Lycée	1	9000	10	90
Crèche	1	2000	10	20
TOTAL				110

II- 3- 5- Besoins socioculturels et sportifs :**Tableau N° II-7 : Besoins socioculturels et sportifs**

Désignation	Surface (m ²)	Dotation (l/j/unité)	Consommation Moy journalière [m ³ /j]
Stade de foot	12000	5	60
Mosquée	4000	5	20
TOTAL			80

II-3-6 Besoins en eau du marché :

Les besoins en eau du marché sont généralement destinés aux lavages et entretiens , dans ce cas on peut estimer , les besoins en eau de 10 m³/j.

II- 3- 7 - Besoins administratifs-

Pour ces besoins administratifs nous avons considéré la dotation par unité de surface. Le tableau suivant nous montre les besoins publics en eau .

Tableau N° II-8 : Besoins administratifs

Nature de l'élément	Surface (m ²)	Dotation (l/j/m ²)	Consommation Moy journalière [m ³ /j]
A P C	600	5	3
Police	1400	5	7
Gendarmerie	1600	5	8
Protection Civile	1000	5	5
TOTAL			23

II - 4 - Récapitulation de la consommation moyenne en eau totale

Après une étude détaillée des différents besoins en eau, nous dressons un tableau récapitulatif de toutes les différentes catégories de consommations afin qu'on puisse calculer la consommation moyenne journalière.

Tableau N° II-9 : Récapitulation de la consommation en eau totale en 2008

Types des besoins	Consommation moyenne journalière [m ³ /j]
Domestiques	1030.95
Sanitaires	5
Scolaires	128
Socioculturels et Sportifs	80
Administratifs	23
Lavages des voitures	3
Marche	10
TOTAL	1279.95

Tableau N° II-10 : Récapitulation de la consommation en eau totale en 2025

Types des besoins	Consommation moyenne journalière [m ³ /j]
Domestiques	2016.4
Sanitaires	5
Scolaires	128
Socioculturels et Sportifs	80
Administratifs	23
Lavages des voitures	3
Marche	10
TOTAL	2265.4

II-5- Caractéristiques de la Consommation en eau :

II-5-1- Etudes de la variation de la consommation

L'évaluation des besoins élémentaires ou unitaire est délicate, car elle dépend de la façon dont on se sert de l'eau, par exemple, la quantité nécessaire pour une douche n'est pas la même d'un usager à l'autre, elle varie avec la satisfaction qu'il en tirera. C'est pourquoi les variations de débits sont différentes d'une région à une autre et, même les dotations se différencient d'un pays à un autre.

II-5-2- Consommation maximale journalières

Au sein d'une agglomération, l'eau appelée à la consommation varie dans le temps. Cette variation peut être journalière, hebdomadaire mensuelle ou annuelle et dépend du mode de vie de la population.

Par ailleurs, il faut noter que l'existence des fuites et de gaspillage, occasionnées au niveau du réseau en fonction de l'état de ce dernier, est liée à tous ces facteurs. Pour tenir compte de l'irrégularité de la consommation, nous devons prendre en considération un certain nombre de coefficients d'irrégularité, qui étant défini comme le rapport entre la consommation maximale journalier [Q_{maxj}] et la consommation moyenne journalière [Q_{moyj}].

$$K_{maxj} = \frac{Q_{maxj}}{Q_{moyj}} \dots\dots\dots(1)$$

$K_{maxj} : = 1.1 - 1.3$ besoins domestiques

$K_{maxj} : = 1$ autres besoins.

L'évaluation de la consommation maximale journalière est donnée par l'expression suivante :

$$Q_{maxj} = Q_{moyj} * K_{maxj}$$

K_j : le Coefficient d'irrégularité journalière

II-5-3- Coefficient d'irrégularité journalier minimal

Ce coefficient est défini comme étant le rapport entre la consommation journalière minimale et la consommation moyenne journalière, il nous permet de connaître le débit minimum journalier, en envisageant une sous consommation en fonction de l'importance de l'agglomération. Il varie entre 0.7 et 0.9. IL est donné par expression suivant :

$$K_{\min j} = \frac{Q_{\min j}}{Q_{\text{moy}j}}$$

II-5-4-Coefficient d'irrégularité journalière :

Le Coefficient d'irrégularité tient compte des gaspillages et des fuites éventuelles pouvant être occasionnés dans le réseau de distribution pour palier à ce problème, nous majorons de 30 % pour en tenir compte ($K_j=1.30$)

II-5-5-Calcul du coefficient d'irrégularité horaire :

Ce coefficient est défini comme étant le rapport de la consommation horaire sur la consommation moyenne horaire, il tient compte des variations horaire du débit : d'ou

$$K_{\max h} = Q_{\max h} / Q_{\text{moy}h}$$

Ou par la formule :

$$K_{\max h} = \alpha \max * \beta \max$$

$K_{\max h}$: le Coefficient d'irrégularité horaire maximale

α : le coefficient qui tient compte du confort de la population

β : ce coefficient dépend du nombre d'habitants

la population de la commune de SIDI-RACHED sera de 10082 habitants à l'horizon 2025.

Tableau N° II-11- : Calcul de consommation maximale journalière en 2008

Nature de consommation	Débit moyen journalier (m ³ /j)	Coefficient D'irrégularité	Débit maximal journalier (m ³ /j)
Domestique	1030.95	1.3	1340.24
Scolaire	128	1.3	166.4
Sanitaire	5	1.3	6.5
Socioculturel et sportif	80	1.3	104
Administration	23	1.3	29.9
Lavages des voitures	3	1	3
Marche	10	1.3	13
TOTAL			1663.04

Q_{maxj}=1663.04 m³/j

Tableau N° II-12- : Calcul de consommation maximale journalière en 2025

Nature de consommation	Débit moyen journalier (m ³ /j)	Coefficient D'irrégularité	Débit maximal journalier (m ³ /j)
Domestique	2016.4	1.3	2621.32
Scolaire	128	1.3	166.4
Sanitaire	5	1.3	6.5
Socioculturel et sportif	80	1.3	104
Administration	23	1.3	29.9
Lavages des voitures	3	1	3
Marche	10	1.3	13
TOTAL			2944.12

Q_{maxj}=2944.12 m³/j

II- 6- Détermination du débit de pointe

La détermination de débit de pointe s'effectue en fonction du nombre d'habitants, du degré de développement des installations sanitaires et du régime de consommation.

La connaissance de ce débit est fondamentale dans un projet d'Alimentation en Eau potable. Ceci nous permet de connaître les heures pendant lesquelles la consommation est maximale (heures de pointe), à fin de dimensionner le réseau des distributions à l'intérieur de l'agglomération. Pour déterminer ce débit nous devons prendre en compte le coefficient d'irrégularité horaire.

le débit de pointe est donné par la relation suivante:

$$Q_p = K_p \cdot Q_{moy}$$

Avec

- Q_p : débit de pointe
- Q_{moy} : débit moyen journalier
- K_p : coefficient de pointe

Or

$$K_p = K_{maxj} \cdot K_{maxh}$$

Le coefficient K_{maxh} est donné par la relation suivante :

$$K_{maxh} = \alpha_{max} \cdot \beta_{max}$$

α_{max} : Coefficient qui dépend du niveau des confort des conditions locales et du niveau de développement.

$$\alpha_{max} = 1.2 - 1.3$$

$$\alpha_{min} = 0.4 - 0.6$$

Nous prenons $\alpha_{max}=1.25$ et $\alpha_{min}=0.45$

β : coefficient qui dépend du nombre d'habitants ; ces valeurs sont données sur le tableau suivant :

Tableau N° II-13- : valeurs de coefficients β en fonction des habitants

Nombre d'habitant	1000	1500	2000	10000	20000	50000
β_{max}	2	1.8	1.5	1.3	1.2	1.15
β_{min}	0.1	0.1	0.1	1.4	0.5	0.6

Source : Cours de M^r Salah Boualen

Pour la ville de SIDI-RACHED, la population est de 10082 habitants en 2025, nous avons déduit les valeurs des coefficients β à partir du tableau N°10 on trouve :

$$\beta_{max} = 1.25$$

$$\beta_{min} = 0.9$$

Et par la suite nous avons calculé K_{maxh}

$$K_{maxh} = \alpha_{max} \cdot \beta_{max}$$

$$K_{maxh} = 1.25 \cdot 1.25 = 1.56$$

Donc le coefficient de pointe qui est

$$K_p = K_{maxj} \cdot K_{maxh}$$

$$K_p = 1.3 \cdot 1.56 = 2$$

$$K_p = 2$$

Partant de ce coefficient de pointe ; nous déterminons notre débit de pointe qui est :

$$Q_p = K_p \cdot Q_{moyj}$$

On trouve $Q_p = 1279.95 \cdot 2 = 2559.9 \text{ m}^3/\text{j}$ pour l'horizon 2008

Et $Q_p = 2265.4 \cdot 2 = 4530.8 \text{ m}^3/\text{j}$ pour l'horizon 2025

Le débit maximum journalier $Q_{maxj} = 1471.58 \text{ m}^3/\text{j}$ pour l'horizon 2008 et $Q_{maxj} = 2559.9 \text{ m}^3/\text{j}$ pour l'horizon 2025, ceci nous permet de dimensionner la conduite d'adduction ainsi que le réservoir de stockage et le débit de pointe Q_p , nous permet de dimensionner le réseau de distribution.

II-7- Evolution de la demande en eau potable 2008 à 2025

Les dotations recommandées ci-dessus ont été adoptées pour calculer la demande en eau future, ces résultats tiennent compte des taux de pertes d'eau dans le réseau et des taux de raccordement.

Le taux de pertes dans le réseau a été estimé pour les services à 30%. Dans notre étude, ce taux de perte est considéré uniformément reparti dans le réseau, faute de recherche de fuite in situ. Nous essayons de garder ce même taux de fuite jusqu'à 2025.

Tableau N° II-14- : Taux de perte dans le réseau pour différents horizons

Année	2006	2010	2020	2025	2030
Taux de pertes (%)	30	30	30	30	30

Les taux de raccordements pris en considération sont donnés comme suit :

Tableau N° II-15- : Taux de raccordement pour différents horizons

Année	2006	2010	2020	2025	2030	2035
Taux de raccordement	0,85	0,90	0,95	0,95	0,95	0,95

II-7-1- Calcul des besoins en eau pour 2008

Population : 6873 habitants

Dotation : 150 l/j/ Habitant

Tableau N° II-16

Répartition des pourcentages des débits en fonction du nombre d'habitants..... [1]

Heures	Nombre d'habitants				
(h)	Plus de 100000	50001 à 100000	10001 à 50000	Moins de 10000	Agglomération de type rurale
1	2	3	4	5	6
0-1	3,50	3,00	1,50	0,90	0,75
1-2	3,25	3,20	1,50	1,20	0,75
2-3	3,30	2,50	1,50	0,90	1,00
3-4	3,20	2,60	1,50	1,00	1,00
4-5	3,25	3,50	2,50	2,35	3,00
5-6	3,40	4,10	3,50	3,85	5,50
6-7	3,85	4,50	4,50	5,20	5,50
7-8	3,45	4,90	5,50	6,20	5,50
8-9	5,20	4,90	6,25	5,50	3,50
9-10	5,05	4,60	6,25	4,85	3,50
10-11	4,85	4,90	6,25	5,00	6,00
11-12	4,60	4,70	6,25	6,50	8,50
12-13	4,60	4,40	5,00	7,50	8,50
13-14	4,55	4,10	5,00	6,70	6,00
14-15	4,75	4,10	5,50	5,35	5,00
15-16	4,70	4,40	6,00	4,65	5,00
16-17	4,65	4,30	6,00	4,50	3,50
17-18	4,35	4,10	5,50	5,50	3,50
18-19	4,40	4,50	5,00	6,30	6,00
19-20	4,30	4,50	4,50	5,35	6,00
20-21	4,30	4,50	4,00	5,00	6,00
21-22	4,20	4,80	3,00	3,00	3,00
22-23	3,75	4,60	2,00	2,00	3,00
23-24	3,70	3,30	1,00	1,00	1,00

Remarque :

Ce tableau ci-dessus nous donne le pourcentage du débit maximal en fonction du nombre d'habitants. En 2008 nous avons une population de 6873 habitants, donc on se situe dans la 5^{ème} ligne.

II-7-2- Variation des débits horaires de la ville de SIDI-RACHED en 2008

La variation de la consommation selon le tableau N° II-16 se trouve à une population moins de 10000 habitants. La population de SIDI-RACHED est de 6873 habitants (voir tableau N° II-1).

Le tableau N° II-17 nous donne le graphique de consommation de la ville de SIDI-RACHED en 2008. De ce graphique, nous avons calculé les différents débits dont nous avons besoins pour le calcul hydraulique de notre réseau en 2008 à savoir : Q_{maxh} , Q_{moyh} , Q_{minh} .

Tableau N° II-17: Variation des débits horaires 2008

Heures	Consommation Totale Q_{maxj}		Consommation Cumulée(intégrale)	
	2	3	4	5
(h)	(%)	(m ³ /h)	(%)	(m ³ /h)
0-1	1	16,63	1,00	16,63
1-2	1	16,63	2,00	33,26
2-3	1	16,63	3,00	49,89
3-4	1	16,63	4,00	66,52
4-5	2	33,26	6,00	99,78
5-6	3	49,89	9,00	149,67
6-7	5	83,15	14,00	232,83
7-8	6,5	108,10	20,50	340,92
8-9	6,5	108,10	27,00	449,02
9-10	5,5	91,47	32,50	540,49
10-11	4,5	74,84	37,00	615,32
11-12	5,5	91,47	42,50	706,79
12-13	7	116,41	49,50	823,20
13-14	7	116,41	56,50	939,62
14-15	5,5	91,47	62,00	1031,08
15-16	4,5	74,84	66,50	1105,92
16-17	5	83,15	71,50	1189,07
17-18	6,5	108,10	78,00	1297,17
18-19	6,5	108,10	84,50	1405,27
19-20	5	83,15	89,50	1488,42
20-21	4,5	74,84	94,00	1563,26
21-22	3	49,89	97,00	1613,15
22-23	2	33,26	99,00	1646,41
23-24	1	16,63	100,00	1663,04
Total	100	1663,04		

Remarque :

Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération, qui est dans notre cas Q_{moyj} .

1 : Répartitions horaires.

2 : Pourcentages de Q_{maxj} .

3 : Débits horaires exprimés en pourcentages par rapport au débit maximal journalier.

4 : Pourcentages cumulés.

5 : Débits horaires cumulés exprimés en pourcentages.

Figure II-01 : Diagramme de la consommation totale 2008

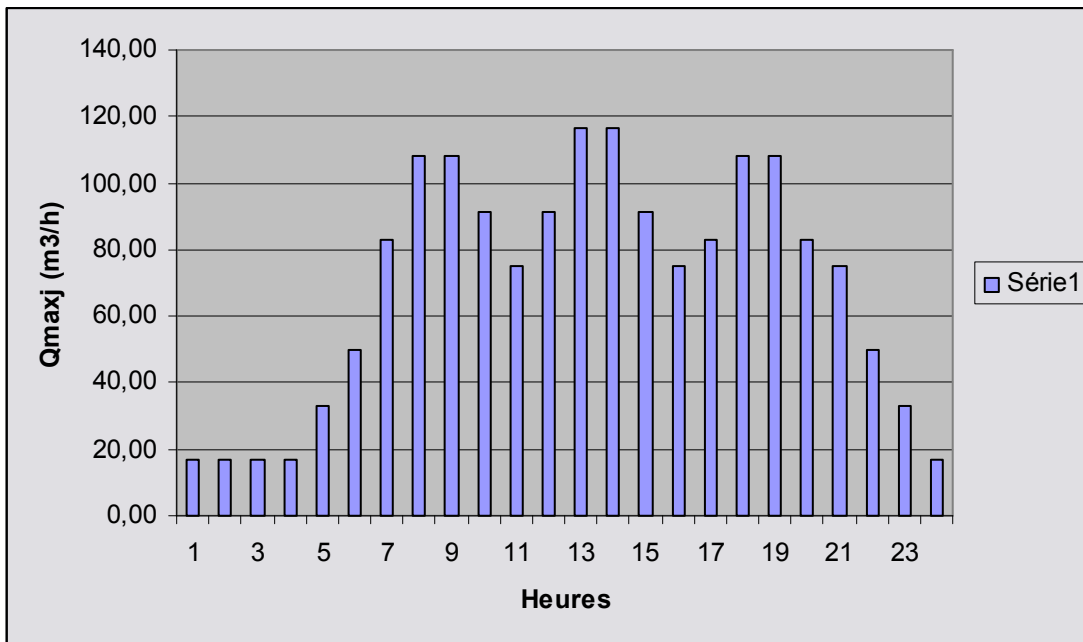
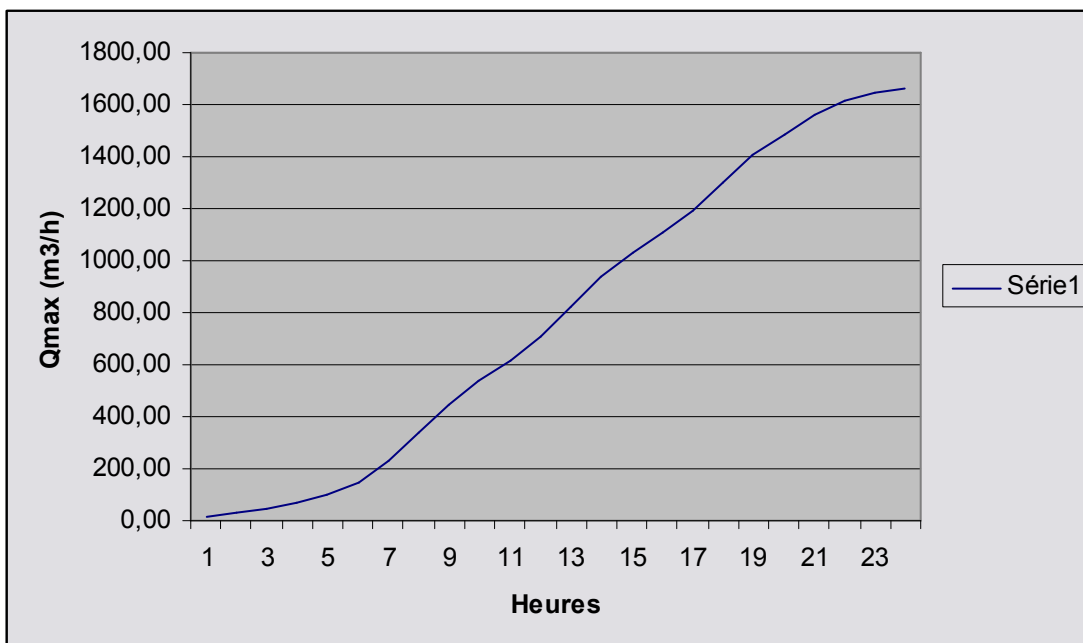


Figure II-02 : Diagramme de la consommation Cumulée (intégrale) 2008



II-7-3- : Variation des débits horaires de la ville de SIDI-RACHED en 2025

Notre répartition variant entre 10001 à 50000 habitants puisque le nombre de la population pour 2025 reste dans la fourchette 10001 et 50000, cette répartition est indiquée dans le tableau N° II-16.

Le tableau N° II-18 nous donne le graphique de consommation de la ville de SIDI-RACHED en 2025. De ce graphique, nous avons calculé les différents débits dont

nous avons besoin pour le calcul hydraulique de notre réseau en 2025 à savoir :
 Q_{maxh} , Q_{moyh} , Q_{minh} .

Tableau N° II-18 : Variation des débits horaires 2025

Heures	Consommation Totale Q_{maxj}		Consommation Cumulée (intégrale)	
	2	3	4	5
1 (h)	(%)	(m ³ /h)	(%)	(m ³ /h)
0-1	1,5	44,16	1,50	44,16
1-2	1,5	44,16	3,00	88,32
2-3	1,5	44,16	4,50	132,49
3-4	1,5	44,16	6,00	176,65
4-5	2,5	73,60	8,50	250,25
5-6	3,5	103,04	12,00	353,29
6-7	4,5	132,49	16,50	485,78
7-8	5,5	161,93	22,00	647,71
8-9	6,25	184,01	28,25	831,71
9-10	6,25	184,01	34,50	1015,72
10-11	6,25	184,01	40,75	1199,73
11-12	6,25	184,01	47,00	1383,74
12-13	5	147,21	52,00	1530,94
13-14	5	147,21	57,00	1678,15
14-15	5,5	161,93	62,50	1840,08
15-16	6	176,65	68,50	2016,72
16-17	6	176,65	74,50	2193,37
17-18	5,5	161,93	80,00	2355,30
18-19	5	147,21	85,00	2502,50
19-20	4,5	132,49	89,50	2634,99
20-21	4	117,76	93,50	2752,75
21-22	3	88,32	96,50	2841,08
22-23	2	58,88	98,50	2899,96
23-24	1,5	44,16	100,00	2944,12
Total	100	2944,12		

Figure II-03 : Diagramme de la consommation totale 2025

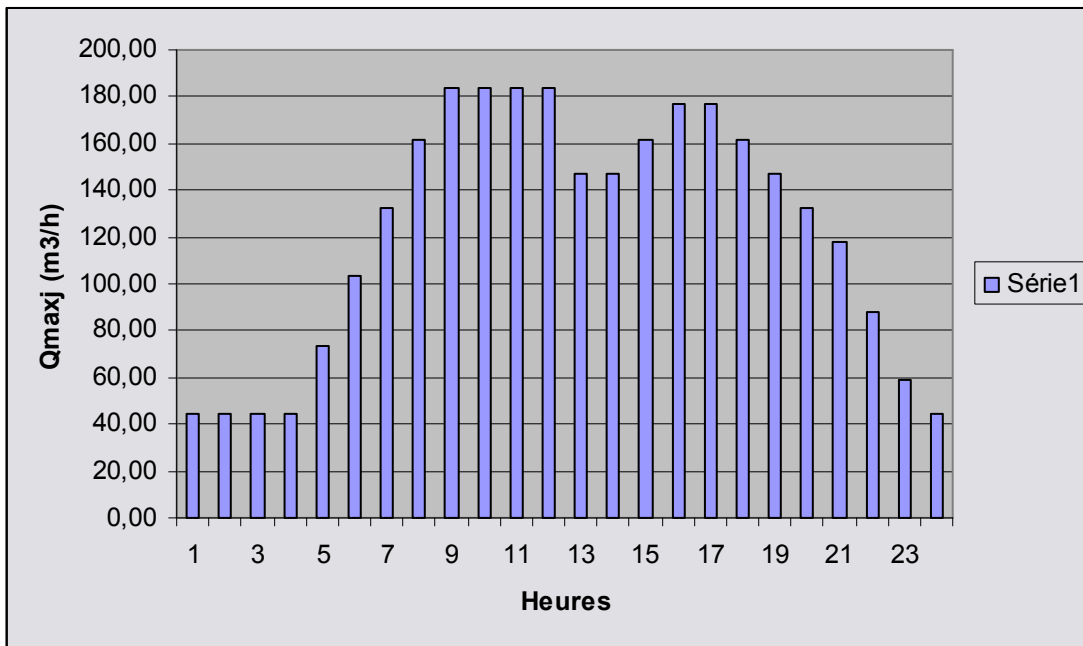
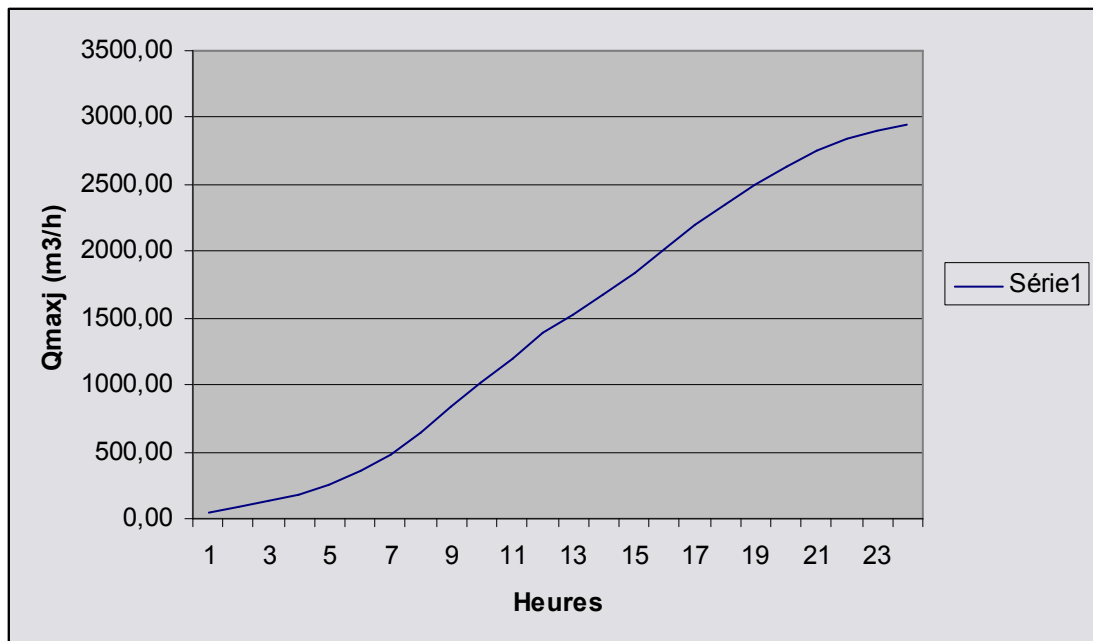


Figure II-04 : Diagramme de la consommation Cumulée (intégrale) 2025



Conclusion :

L'étude des différentes catégories des besoins que nous avons effectuée, est basée sur les dotations qui sont fixées selon le plan du développement national.

Le débit maximal journalier de SIDI-RACHED consommé par la commune de SIDI-RACHED à l'horizon 2008 à 2025 sont respectivement $1663.04 \text{ m}^3/\text{h}$ et $2944.12 \text{ m}^3/\text{h}$. On voit que la consommation augmente en 2025 car les habitudes de la commune vont changer. Et ceci nous permet par la suite de calculer dans le chapitre précédent le débit maximal journalier de la consommation.

Chapitre III:



CHAPITRE III LES RESERVOIRS

Introduction :

Un réservoir est une enveloppe, qui contient un liquide qui peut être généralement de l'eau, soit potable (réservoir d'eau des distributions publiques), soit usée (eau d'égouts) parmi les liquides autres que l'eau, les plus courants sont : le lait, les hydrocarbures, etc.

Dans le cas des réseaux d'eau, le réservoir est un ouvrage intermédiaire entre les réseaux d'adductions et les réseaux de distributions. Ces derniers possèdent des débits non uniformes durant la journée ; d'où le rôle du réservoir est de gérer les débits selon la demande.

III- 1- Le Rôle du réservoir :

Les réservoirs constituent une réserve qui permet d'assurer aux heures de pointe le débit maximal demandé ; de plus il peut aussi:

- * Régulariser le fonctionnement de la pompe
- * Régulariser la pression dans le réseau de distribution
- * Coordonner le régime d'adduction au régime de distribution
- * Jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.
- * Lutter contre l'incendie.
- * Jouer le rôle de relais.

III -2 - Emplacement des réservoirs

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre .Pour cela nous sommes amenés à tenir compte de certaines considérations techniques et économiques suivantes :

- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est-à-dire que la cote du radier doit être supérieure à la cote piézométrique maximale dans le réseau.

-Pour des raisons économiques, il est préférable que son remplissage se fait gravitairement, ce qui implique qu'on puisse le placer à un point bas par rapport à la prise d'eau.

- L'implantation doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de la ville ou à proximité du centre important de consommation.

- La présence des reliefs dans la région peut faciliter, l'implantation d'un réservoir semi enterré, qui sera toujours plus économique qu'un réservoir surélevé.

III -3- Choix du type du réservoir :

Nous savons qu'il existe plusieurs types de réservoirs tels que : réservoirs enterrés, semi enterrés ou surélevés appelés aussi châteaux d'eaux.

Notre étude consiste à maintenir un ouvrage de stockage d'eau pour satisfaire quantitativement les consommateurs de la région dans l'avenir.

Le choix du type est basé sur les avantages suivants:

- Economie sur les frais de construction
- Etude architecturale très simplifiée
- Etanchéité plus facile à réaliser
- Conservation de la température constante de l'eau emmagasinée.

III- 4 - Détermination de la capacité du réservoir :

Pour satisfaire au rôle qu'il doit jouer, le réservoir doit avoir une capacité suffisante. Cette dernière doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie, c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et, d'autre part de la variation de la demande.

Le plus souvent, la capacité est calculée en tenant compte des variations journalières, du jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

III-5 - Principe de calcul :

Pour estimer la capacité d'un réservoir, nous devons procéder:

Soit à la méthode graphique, qui tient compte de la courbe de consommation totale déduite, à partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport de débit pompé.

Soit à la méthode analytique qui tient aussi compte des débits d'apport et des débits de départ.

III- 6 - Détermination analytique de la capacité de réservoir :

La détermination de la capacité de réservoir par cette méthode analytique, exige deux régimes distincts :

Le régime de consommation de l'agglomération caractérisé par le graphique de consommation.

Le régime d'apport à partir de la source vers le réservoir.

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, en ajoutant bien sûr la réserve minimale destinée à l'incendie, estimée à 120m³.

Le volume utile est donné par la relation suivante :

$$V_u = \frac{(P\%Q_{\max j})}{100}$$

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

Tableau n° 19 : Calcul de la capacité de réservoir

HEURE	Consommation En %	Apport d'eau %	Eau stockée dans le réservoir %	Eau distribuée du réservoir %	Reste d'eau %
0-1	1.5			1.5	8.5
1-2	1.5			1.5	7.0
2-3	1.5			1.5	5.5
3-4	1.5			1.5	4
4-5	2.5	5	2.5		6.5
5-6	3.5	5	1.5		8
6-7	4.5	5	0.5		8.5
7-8	5.5	5		0.5	8
8-9	6.25	5		1.25	6.75
9-10	6.25	5		1.25	5.5
10-11	6.25	5		1.25	4.25
11-12	6.25	5		1.25	3
12-13	5.0	5		0	3
13-14	5.0	5		0	3
14-15	5.5	5		0.5	2.5
15-16	6.0	5		1.0	1.5
16-17	6.0	5		1.0	0.5
17-18	5.5	5		0.5	0
18-19	5.0	5		0	0
19-20	4.5	5	0.5		0.5
20-21	4.0	5	1.0		1.5
21-22	3.0	5	2.0		3.5
22-23	2.0	5	3.0		6.5
23-24	1.5	5	3.5		10

D'où le volume utile sera :

$$V_U = (2944.12 * 10) / (100) = 294.41 \text{m}^3$$

Et le volume de réservoir $V_t = V_u + V_{inc}$

Avec V_{inc} : volume réservé pour l'incendie ; il est estimé à 120m^3

Donc

$$V_t = 294.41 + 120 = 414.41 \text{m}^3$$

On peut arrondir ce volume totale à 500m^3

Remarque :

Dans notre étude, nous sommes arrivés à déterminer un réservoir de capacité 500m^3 , qui est inférieur à nos deux (2) réservoir existant 1000m^3 et 500m^3 .

Le réservoir 500m^3 à été projeté afin d'augmentée la pression au point le plus défavorable du réseau on peut donc dire que c'est un réservoir d'équilibre et qui satisfait les besoins en cas d'isolement des 02 autres réservoirs. Sinon le réservoir 1000m^3 suffit donc pour assurer le stockage de cette ressource.

Toute fois nous pouvons dire que, le réservoir qui a été réalisé de volume 1500m^3 peut servir la commune jusqu'à l'horizon 2025 et par conséquent ,nous jugeons inutile de projeter un autre réservoir d'autant plus que celui qui est déjà fait peut satisfaire l'agglomération.

Conclusion.

La détermination de la capacité du réservoir nous a permis de vérifier s'il y a intérêt de projeter un réservoir, mais le calcul nous a amené à un volume de 500m^3 plus petit que le réservoir existant de volume 1500m^3 . Pratiquement on peut déterminer le volume du réservoir en prenant 50% de Q_{maxj} . On a jugé nécessaire de dire que le réservoir 1500m^3 est largement suffisant pour alimenter la commune à l'horizon étudié. Dans notre étude nous n'avons pas besoin de dimensionner un autre réservoir.

Chapitre IV :

Chapitre

CHAPITRE IV TRACE ET DIMENSIONNEMENT DU RESEAU

Introduction

L'eau stockée dans le réservoir, doit être distribuée à l'aide des canalisations sur lesquelles des branchements seront piqués en vue de satisfaire les consommateurs. Toute fois, une étude préliminaire doit être faite à fin d'attribuer un diamètre adéquat à la canalisation, permettant d'assurer le débit maximal à tous les besoins domestiques, industriels ou agricoles.

IV- 1- Les types de réseaux

Les réseaux de distribution sont repartis en trois types :

- le réseau ramifié
- le réseau maillé
- le réseau étage.

IV- 1-1- Le réseau ramifié

Le réseau ramifié est constitué par une conduite principale et des conduites, secondaires branchées tout le long de la conduite principale. C'est un réseau arborescent qui n'assure aucune distribution du retour, il suffit q'une panne se produit sur la conduite principale, toute la population à l'aval sera privée d'eau.

IV- 1-2-Le Réseau étage

Le réseau étagé est caractérisé par des différences de niveau très importantes, ce qui fait la distribution de l'eau par le réservoir donne des fortes pressions aux points les plus bas (normes de pressions ne sont pas respectées)

En effet, ce système nécessite l'installation d'un réservoir intermédiaire, alimenté par le premier qui permet de régulariser la pression dans le réseau.

IV- 1- 3 -Le réseau maillé

Un réseau maillé est constitué d'une série des tronçons, disposés de telle manière qu'il soit possible, de décrire une ou plusieurs boucles fermées, en suivant son tracé. Contrairement aux réseaux ramifiés ; le réseau maillé assure une distribution de retour en cas de panne d'un tronçon.

Ils sont utilisés généralement dans les zones urbanisées et tendent à se généraliser dans les agglomérations rurales, sous forme associés à des

réseaux ramifiés (limitation de nombres de mailles en conservant certaines ramifications).

Pour notre étude, nous avons un réseau maillé constitué sous forme des boucles fermées. Ce réseau présente les avantages suivants :

- une alimentation de retour
- isolation du tronçon accidenté par un simple manœuvre robinet.

IV -2- Conception d'un réseau

Pour concevoir un réseau de distribution, nous sommes appelés à prendre en compte un certain nombre des facteurs, qui peuvent influencer sur le réseau parmi lesquels, nous avons :

- L'emplacement des quartiers
 - l'emplacement des consommateurs
- le relief
- le souci d'assurer un service souple et précis.

IV-3- Principe du tracé du réseau

Le tracé du réseau exige un certain nombre des conditions qu'il faut respecter.

-Tout d'abord, il faut repérer les endroits où les besoins sont importants, c'est-à-dire les quartiers ayant une forte densité de population.

-Déterminer l'itinéraire (sens) principal pour assurer la distribution aux consommateurs.

-Tracer les conduites principales, parallèlement entre elles et doivent être situées sur les côtes géodésiques les plus élevées pour bien répartir l'eau.

-Les conduites principales doivent être reliées entre elles, par des conduites secondaires pour former des boucles à fin d'alimenter l'intérieur des quartiers.

IV-4- Calcul hydraulique du réseau maille

Le dimensionnement et la détermination des débits dans un réseau maillé s'effectuent de la manière suivante :

Tout d'abord nous déterminons

- la longueur de chaque tronçon du réseau maillé
- les débits routes pendant les heures considérées
- les débits spécifiques en considérant les débits routes
- les débits supposés concentrés aux nœuds.

IV-4-1- Calcul des débits

IV-4-1-1- Les débits routes

Il se définit comme étant le débit reparti uniformément le long d'un tronçon de réseau, le débit route est donné par la relation suivante :

$$\sum Q_r = Q_{cons} - \sum Q_{conc}$$

Avec

$\sum Q_r$: Le débit route global

Q_{cons} : le débit consommé

$\sum Q_{conc}$: Somme de débits concentrés

IV-4-1-2-Determination du débit spécifique

Le débit spécifique est défini comme étant le rapport entre le débit route et la somme des longueurs de tous les tronçons

$$Q_{spe} = \frac{\sum Q_r}{\sum L_i}$$

Q_{spe} : débit spécifique (l/s/m)

$\sum L_i$: somme des longueurs des tronçons du réseau (m)

IV-4-2 - Les débits aux nœuds

Le débit au nœud est celui qui est concentré à chaque point de jonction des conduites du réseau, il doit être déterminé à partir de la relation suivante :

$$Q_n = 0.55 \sum Q_{ri-k} + \sum Q_{conc}$$

Avec

Q_n : débit au nœud i

$\sum Q_{ri-k}$: somme des débits route des tronçons reliés au nœud i

$\sum Q_{conc}$: somme des débits concentrés au nœud i.

Ces débits énumérés ci-dessus nous permettent de dimensionner le réseau de distribution dans les deux cas : cas de pointe et cas de pointe +incendie.

IV-4-3- Estimations des besoins de la zone (I) :

*On sais que la densité totale est égale au rapport du nombre d'habitant

$$\text{totale sur la surface totale : } d_T = \frac{nbhab_T}{S_T} = \frac{10082}{41.84} = 241ha / ha$$

Avec $S_T = S_1 + S_2 = 41.84ha$; S_1 : surface de la zone I

S_2 : surface de la zone II

*Le nombre de population est égale a la densité multiplier par la surface de la zone : $nbhab_1 = S_1 * d_T = 19.17 * 241 = 4620hab$

*Détermination du débit de pointe dans la zone est donnée par la formule

$$\text{suivant : } Q_{pie1} = \frac{Q_{pie} * nbhab_1}{nbhab_T} = \frac{51.11 * 4620}{10082} = 23.42 \text{ l/s}$$

IV-4-4- Estimations des besoins de la zone (II):

*On sais que la densité totale est égale au rapport du nombre d'habitant

$$\text{totale sur la surface totale : } d_T = \frac{nbhab_T}{S_T} = \frac{10082}{41.84} = 241ha / ha$$

Avec $S_T = S_1 + S_2 = 41.84ha$; S_1 : surface de la zone I

S_2 : surface de la zone II

*Le nombre de population est égale a la densité multiplier par la surface de la zone : $nbhab_2 = S_2 * d_T = 22.67 * 241 = 5462hab$

*Détermination du débit de pointe dans la zone est donnée par la formule

$$\text{suivant : } Q_{pie2} = \frac{Q_{pie} * nbhab_2}{nbhab_T} = \frac{51.11 * 5462}{10082} = 27.69 \text{ l/s}$$

IV- 5- Cas de pointe

Le cas de pointe est détecté à partir du graphique de consommation entre 8 heures et 12 heures.

Le tableau suivant nous résume les débits de calcul pour ce cas de pointe.

Tableau N° IV-1 : Détermination des débits de calcul de la zone I.

HEURE DE POINTE DE LA ZONE (I)	Q_{cons} (l/s)	23.42
	Q_{conc} (l/s)	-----
	Q_{route} (l/s)	23.42
	$\sum Li$ (m)	2307.33
	Q_{spc} (l/s/m)	0.010

Tableau N° IV-2: Détermination des débits de calcul de la zone II.

HEURE DE POINTE DE LA ZONE (II)	Q_{cons} (l/s)	27.69
	Q_{conc} (l/s)	-----
	Q_{route} (l/s)	27.69
	$\sum Li$ (m)	2777.79
	Q_{spc} (l/s/m)	0.009

Ces données nous permettent de calculer les débits aux nœuds du réseau et le débit route de chaque tronçon.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants.

Tableau N° IV-3 : Calcul des débits aux nœuds de la zone I
(cas de pointe)

NŒUD	TRON	LONG (m)	Qsp (l/s/m)	Qroute (l/s)	Q noeud (l/s)	Q conc (l/s)	Qnoeud (l/s)																																																																						
1	1-2	292.62	0.010	2.97	3.12	0	3.12																																																																						
	1-7	321.68		3.27				2	2-1	292.62	2.97	2.89	0	2.89	2-3	277.55	2.82	3	3-4	214	2.17	3.75	0	3.75	3-7	247.43	2.51	3-2	277.55	2.82	4	4-3	214	2.17	3.37	0	3.37	4-5	450.14	4.57	5	5-4	450.14	4.57	3.43	0	3.43	5-6	225.30	2.29	6	6-5	225.30	2.29	2.56	0	2.56	6-7	278.61	2.83	7	7-1	321.68	3.27	4.30	0	4.30	7-3	247.43	2.51	7-6	278.61	2.83	Total			
2	2-1	292.62		2.97	2.89	0	2.89																																																																						
	2-3	277.55		2.82				3	3-4	214	2.17	3.75	0	3.75	3-7	247.43	2.51		3-2	277.55	2.82				4	4-3	214	2.17	3.37	0	3.37	4-5	450.14	4.57	5	5-4	450.14	4.57	3.43	0	3.43	5-6	225.30	2.29	6	6-5	225.30	2.29	2.56	0	2.56	6-7	278.61	2.83	7	7-1	321.68	3.27	4.30	0		4.30	7-3	247.43				2.51	7-6	278.61	2.83	Total					23.42
3	3-4	214		2.17	3.75	0	3.75																																																																						
	3-7	247.43		2.51																																																																									
	3-2	277.55		2.82																																																																									
4	4-3	214		2.17	3.37	0	3.37																																																																						
	4-5	450.14		4.57																																																																									
5	5-4	450.14		4.57	3.43	0	3.43																																																																						
	5-6	225.30		2.29																																																																									
6	6-5	225.30		2.29	2.56	0	2.56																																																																						
	6-7	278.61		2.83																																																																									
7	7-1	321.68		3.27	4.30	0	4.30																																																																						
	7-3	247.43	2.51																																																																										
	7-6	278.61	2.83																																																																										
Total					23.42		23.42																																																																						

Tableau N° IV-4 : Calcul des débits aux nœuds de la zone II
(cas de pointe)

NŒUD	TRON	LONG (m)	Qsp (l/s/m)	Qroute (l/s)	Q noeud (l/s)	Q conc (l/s)	Qnoeud (l/s)
A	A-B	231.02	0.009	2.30	2.22	0	2.22
	A-I	214.00		2.13			
B	B-A	231.02		2.30	4.03	0	4.03
	B-J	300.58		3.00			
	B-C	278.23		2.77			
C	C-B	278.23		2.77	2.83	0	2.83
	C-D	289.36		2.88			
D	D-C	289.36		2.88	3.58	0	3.58
	D-E	176.54		1.76			
	D-J	252.14		2.51			
E	E-D	176.54		1.76	2.43	0	2.43
	E-F	311.89		3.11			
F	F-E	311.89		3.11	2.91	0	2.91
	F-G	271.23		2.70			
G	G-F	271.23		2.70	1.82	0	1.82
	G-H	93.48		0.93			
H	H-G	93.48		0.93	2.26	0	2.26
	H-J	243.78		2.43			
	H-I	115.54		1.15			
I	I-A	214.00		2.13	1.64	0	1.64
	I-H	115.54	1.15				
J	J-H	243.78	2.43	3.97	0	3.97	
	J-D	252.14	2.51				
	J-B	300.58	3.00				
Total					27.69		27.69

IV- 6- Cas de pointe +incendie

Le cas de pointe +incendie est celui dans lequel on tient compte de l'incendie qui est susceptible de se déclencher, nous avons considéré que l'incendie aura lieu au nœud 3 pour la zone I avec un débit d'incendie de 7.79 l/s et au nœud 5 pour la zone II avec un débit d'incendie de 9.21 l/s, les endroits où la population est très dense.

Le calcul des débits nodaux pour le cas de pointe+incendie est donné dans les tableaux suivants.

Tableau N° IV-5 : Calcul des débits aux nœuds de la zone I
(cas de pointe+incendie)

Nœud	TRON	LONG (m)	Q _{spc} (l/s/m)	Q _{route} (l/s)	Q _{noeud} (l/s)	Q _{conc} (l/s)	Q _{noeud} (l/s)
1	1-2	292.62	0.010	2.97	3.12	0	3.12
	1-7	321.68		3.27			
2	2-1	292.62		2.97	2.89	0	2.89
	2-3	277.55		2.82			
3	3-4	214		2.17	3.75	7.79	11.54
	3-7	247.43		2.51			
	3-2	277.55		2.82			
4	4-3	214		2.17	3.37	0	3.37
	4-5	450.14		4.57			
5	5-4	450.14		4.57	3.43	0	3.43
	5-6	225.30		2.29			
6	6-5	225.30		2.29	2.56	0	2.56
	6-7	278.61		2.83			
7	7-1	321.68		3.27	4.30	0	4.30
	7-3	247.43		2.51			
	7-6	278.61		2.83			
Total					23.42		31.21

Tableau N° IV-6 : Calcul des débits aux nœuds de la zone II
(cas de pointe+incendie)

NŒUD	TRON	LONG (m)	Qsp (l/s/m)	Qroute (l/s)	Q noeud (l/s)	Q conc (l/s)	Qnoeud (l/s)
A	A-B	231.02	0.009	2.30	2.22	0	2.22
	A-I	214.00		2.13			
B	B-A	231.02		2.30	4.03	0	4.03
	B-J	300.58		3.00			
	B-C	278.23		2.77			
C	C-B	278.23		2.77	2.83	0	2.83
	C-D	289.36		2.88			
D	D-C	289.36		2.88	3.58	0	3.58
	D-E	176.54		1.76			
	D-J	252.14		2.51			
E	E-D	176.54		1.76	2.43	9.21	11.64
	E-F	311.89		3.11			
F	F-E	311.89		3.11	2.91	0	2.91
	F-G	271.23		2.70			
G	G-F	271.23		2.70	1.82	0	1.82
	G-H	93.48		0.93			
H	H-G	93.48	0.93	2.26	0	2.26	
	H-J	243.78	2.43				
	H-I	115.54	1.15				
I	I-A	214.00	2.13	1.64	0	1.64	
	I-H	115.54	1.15				
J	J-H	243.78	2.43	3.97	0	3.97	
	J-D	252.14	2.51				
	J-B	300.58	3.00				
Total					27.69		36.90

IV -7 - Calcul de réseau

Pour une raison de complexité de notre réseau ,nous avons utilisé un logiciel (LOOP) permettant de calculer les paramètres hydrauliques ainsi que les pressions sur tous les nœuds du réseau ;pour le cas de pointe et le cas de pointe +incendie.

IV-8 - Calcul des paramètres hydrauliques

IV- 8 - 1 Cas de pointe.

Les tableaux suivants nous récapitulent les résultats des paramètres hydrauliques (cas de pointe)

Tableau N° IV-7: Calcul des paramètres hydrauliques de la zone I cas de pointe.

COND N°	DU NŒU	AU NŒU	LONG (m)	DIAM (mm)	HWC	DEBIT (l/s)	VITESSE (m/s)	P.D.C (m)
1	1	2	292.62	125	106	10.24	0.83	2.91
2	2	3	277.55	100	106	7.35	0.94	4.43
3	3	4	214.00	100	106	4.84	0.62	1.57
4	4	5	450.14	50	106	1.47	0.75	10.66
5	6	5	225.30	50	106	1.96	1.00	9.14
6	7	6	278.61	75	106	4.52	1.02	7.35
7	1	7	321.68	125	106	10.06	0.82	3.09
8	7	3	247.43	50	106	1.23	0.63	4.25
9	55R	1	242.20	150	106	23.42	1.33	4.58

REMARQUE

COND : Conduite

NOEU : Noeud

DIAM : Diamètre

LONG : Longueur

P.D.C : Perte De Charge.

H.W.C Coefficient de William HAZEN.

Tableau N° IV-8: Calcul des pressions de la zone I cas de pointe.

NOEUD	DEBIT (L/S)	COTE (M)	HGL (M)	PRESSION (M)
55R	23.42	155.45	157.25	1.80
1	-3.12	113.29	152.67	39.38
2	-2.89	105.00	149.76	44.76
3	-3.75	78.00	145.33	67.33
4	-3.37	66.70	143.75	77.05
5	-3.43	67.20	133.09	65.89
6	-2.56	80.60	142.23	61.63
7	-4.30	88.38	149.58	61.20

Tableau N° IV-9 : Calcul des paramètres hydrauliques de la zone II cas de pointe

COND N°	DU NŒU	AU NŒU	LONG (m)	DIAM (mm)	HWC	DEBIT (l/s)	VITESS (m/s)	P.D.C (M)
1	B	A	231.02	100	106	7.30	0.93	3.64
2	B	C	278.23	125	106	9.11	0.74	2.23
3	C	D	289.36	100	106	6.28	0.80	3.45
4	D	E	176.54	75	106	3.26	0.74	2.54
5	E	F	311.89	50	106	0.83	0.42	2.57
6	G	F	271.23	75	106	2.08	0.47	1.70
7	H	G	93.48	75	106	3.90	0.88	1.88
8	I	H	115.54	75	106	3.44	0.78	1.83
9	A	I	214.00	100	106	5.08	0.65	1.72
10	B	J	300.58	100	106	7.25	0.92	4.68
11	J	H	243.78	75	106	2.73	0.62	2.52
12	J	D	252.14	50	106	0.56	0.28 LO	0.99
13	66R	B	488.41	200	106	27.69	0.88	3.10

REMARQUE

COND : Conduite

NOEU : Noeud

DIAM : Diamètre

LONG : Longueur

P.D.C : Perte De Charge.

H.W.C Coefficient de William HAZEN.

Tableau N° IV-10 : Calcul des pressions de la zone II cas de pointe.

NOEUD	DEBIT (l/s)	COTE (m)	HGL (m)	PRESSION (m)
66R	27.69	110.00	113.60	3.60
A	-2.22	78.00	106.86	28.86
B	-4.03	75.67	110.50	34.83
C	-2.83	75.00	108.27	33.27
D	-3.58	59.70	104.82	45.12
E	-2.43	56.00	102.28	46.28
F	-2.91	57.00	99.71	42.71
G	-1.82	61.40	101.42	40.02
H	-2.26	63.80	103.30	39.50
I	-1.64	66.70	105.14	38.44
J	-3.97	62.20	105.82	43.62

Remarque :

Nous constatons dans les deux (02) zones que les vitesses sont proches de 2m/s ce qui est acceptable.

IV-8- 2- Cas de pointe +incendieTableau N° IV-11 : calculs des paramètres hydrauliques de la zone I
(cas de pointe +incendie).

COND N°	DU NŒU	AU NŒU	LONG (m)	DIAM (mm)	HWC	DEBIT (l/s)	VITESSE (m/s)	P.D.C (m)
1	1	2	292.62	125	106	16.26	1.32	6.84
2	2	3	277.55	100	106	13.37	1.70	13.39
3	3	4	214.00	100	106	4.36	0.56	1.30
4	4	5	450.14	50	106	0.99	0.50	5.15
5	6	5	225.30	50	106	2.44	1.24	13.67
6	7	6	278.61	75	106	5.00	1.13	8.85
7	1	7	321.68	125	106	11.83	0.96	4.18
8	7	3	247.43	50	106	2.53	1.29	16.07
9	55R	1	242.20	150	106	31.21	1.77	7.79

REMARQUE

COND : Conduite

NOEU : Noeud

DIAM : Diamètre

LONG : Longueur

P.D.C : Perte De Charge.

H.C.W : Coefficient de William HAZEN.

Tableau N° IV-12: Calcul des pressions de la zone I
(cas de pointe+incendie)

NOEUD	DEBIT (L/S)	COTE (M)	HGL (M)	PRESSION (M)
55R	31.21	155.45	157.25	1.80
1	-3.12	113.29	149.46	36.17
2	-2.89	105.00	142.62	37.62
3	-11.54	78.00	129.23	51.23
4	-3.37	66.70	127.93	61.23
5	-3.43	67.20	122.77	55.57
6	-2.56	80.60	136.44	55.84
7	-4.30	88.38	145.29	56.91

Tableau N° IV-13 : calculs des paramètres hydrauliques de la zone II
(cas de pointe +incendie).

COND N°	DU NŒU	AU NŒU	LONG (m)	DIAM (mm)	HWC	DEBIT (l/s)	VITESS (m/s)	P.D.C (m)
1	B	A	231.02	100	106	8.56	1.09	4.88
2	B	C	278.23	125	106	15.12	1.23	5.69
3	C	D	289.36	100	106	12.29	1.56	11.95
4	D	E	176.54	75	106	10.68	1.36	5.63
5	F	E	311.89	50	106	0.96	0.49	3.35
6	G	F	271.23	75	106	3.87	0.88	5.36
7	H	G	93.48	75	106	5.69	1.29	3.77
8	I	H	115.54	75	106	4.70	1.06	3.27
9	A	I	214.00	100	106	6.34	0.81	2.59
10	B	J	300.58	100	106	9.20	1.17	7.26
11	J	H	243.78	75	106	3.25	0.74	3.49
12	J	D	252.14	50	106	1.98	1.01	10.35
13	66R	B	488.4	200	106	36.90	1.17	5.27

REMARQUE

COND : Conduite
 NOEU : Noeud
 DIAM : Diamètre
 LONG : Longueur
 P.D.C : Perte De Charge.
 H.C.W : Coefficient de William HAZEN.

Tableau N° IV-14 : Calcul des pressions de la zone II
 (cas de pointe+incendie)

NOEUD	DEBIT (L/S)	COTE (M)	HGL (M)	PRESSION (M)
66R	36.90	110.00	113.60	3.60
A	-2.22	78.00	103.44	25.44
B	-4.03	75.67	108.33	32.66
C	-2.83	75.00	102.64	27.64
D	-3.58	59.70	90.69	30.99
E	-11.64	56.00	85.07	29.07
F	-2.91	57.00	88.42	31.42
G	-1.82	61.40	93.80	32.40
H	-2.26	63.80	97.57	33.77
I	-1.64	66.70	100.85	34.15
J	-3.97	62.20	101.07	38.87

Remarque

Nous remarquons que les paramètres hydrauliques calculés répondent à la marge souhaitée. Pour les vitesses nous avons obtenu des valeurs qui se situent entre la marge de 0.5 à 2 m/s et cela pour éviter

L'accumulation des dépôts solides

L'érosion des conduites.

Chapitre V :

Chapitre

CHAPITRE V

EQUIPEMENT DU RESEAU

Introduction :

Les appareils qui sont utilisés pour notre réseau de distribution sont les suivants : robinet vanne, ventouses, clapet d'air, poteaux d'incendie, bouche de lavage les compteurs, les réglages de pressions et les matériaux de raccordement. Ces matériaux sont confectionnés et choisis, principalement en fonction des conditions de travail des conduites. Le choix du matériau idéal du point de vue technico-économique nécessite une étude approfondie des facteurs qui influencent l'état de la conduite lors de son service, et des caractéristiques de chaque matériau.

Le long d'une canalisation, différents accessoires sont installés pour :

Assurer un bon écoulement.

Régulariser les pressions et assurer les débits.

Protéger les canalisations.

Soutirer les débits.

Les appareils qui sont utilisés pour notre réseau de distribution sont les suivants :

V-1- Les robinets vannes :[1]

Ce sont des appareils de sectionnement, leur rôle est de permettre l'isolement des tronçons du réseau de distribution lors de leur réparation et permettent aussi la régularisation des débits ils sont utilisés pour le cas de manœuvre lente, pour les gros diamètres. L'obturation est obtenue par une rotation de 90° de la partie tronconique. Généralement ce robinet vanne est court-circuité pour faciliter l'ouverture si celui-ci se trouve entre deux biefs (Amont sous pression Aval vide).

Les robinets d'arrêt ou de prise sont utilisés dans le réseau (petit diamètre) au niveau des branchements ($\Phi < 100$ mm), sont à quart de tour.

V-2- Les vannes papillons :

Ce sont des vannes à survitesse utilisée surtout niveau des réservoirs d'eau (sortie de la conduite). C'est une vanne déséquilibrée se fermant sous la pression de l'eau, à ne pas utiliser à l'aval d'une conduite. Elle occasionne une faible perte de charge et présente une manœuvrabilité importante (avantage). Pour la régulation, la manœuvre de

l'obturateur est limitée à 60° car au-delà du gain le débit est faible et le couple de manœuvre augmente rapidement à partir de 60° et présente même un maximum vers 80°, ce qui est préjudiciable à la stabilité de fonctionnement.

Il existe plusieurs types de vannes qui satisfont à des besoins variés :

V-2-1- Les vannes d'isolement :

Pour l'isolement de certains tronçons qu'on veut inspecter, réparer ou entretenir.

Pour les gros diamètres 350 mm on utilise des robinets à papillon.

Pour les petits diamètres on utilise des robinets vannes. L'espace qui sépare les RV doit être telle que la longueur des conduites mises hors services ne dépasse pas 150 à 200 m. Pour les conduites principales. Cette longueur peut atteindre 300 à 350 m. Là où les conduites se croisent le nombre de vanne doit être égal au nombre de branches moins 1.

V-2-2- Les vannes à clapet de non retour :

Les vannes dirigent l'écoulement dans un seul sens. On les installe à la jonction de deux paliers de pression ou sur la conduite de refoulement des pompes et sur les conduites où sont installés les compteurs d'eau.

V-2-3- Les vannes de réduction de pression :

Ces vannes permettent de ramener la pression à une valeur souhaitée ou de réduire la pression d'une valeur prédéterminée

V-3-Les ventouses :[1]

On trouve sur le marché deux types de ventouses

Ventouse simple : Assure le dégazage des conduites à haute pression.

Ventouse à deux orifices : Réunis en un seul appareil.

La ventouse est formée d'une enceinte en communication avec la conduite dans laquelle un flotteur vient obturer l'orifice calibré. Le flotteur est cylindrique ou sphérique. Il peut être couvert d'une enveloppe en caoutchouc. Ces appareils se placent au niveau des points hauts des conduites ou se rassemble l'air, soit au moment du remplissage soit au cours de fonctionnement. C'est également en ces points qu'il faut faire une admission de l'air lors des vidanges.

V-4- Les Clapets D'air :

Il existe deux types de clapets :

* Clapet à simple effet : entrée d'air uniquement.

Ce clapet ne peut s'ouvrir que sous l'effet d'une dépression dans la conduite. Il est monté en dérivation sur une tubulure en col de cygne.

* Clapet à double effets : entrée et sortie d'air à basse pression se présente sous une forme plus proche de la ventouse : enceinte comportant un flotteur

Venant obturer un orifice.

V-5- Les régulateurs de pression :[1]**V-5-1- Régulateurs de pression aval :**

Ce sont des organes de vannage qui introduisent automatiquement une perte de charge variable, de manière à ce que la pression aval soit maintenue à une valeur constante de consigne, quelque soit le débit et la pression amont. Le réglage du clapet se fait directement par l'action de la pression aval sur un piston ou une membrane venant contrebalancer l'effet d'un ressort ou d'un contrepoids. Leur étanchéité à débit nul nécessite une surpression par rapport à la pression de réglage de 1 à 2 bars. En eau chargée il faut maintenir ces appareils en état de propreté pour limiter les frottements entre pièces mobiles et éviter le coincement. Les régulateurs de pression aval sont généralement utilisés pour limiter la pression dans les canalisations présentant une pente importante. Cela peut permettre de limiter les caractéristiques mécaniques de ces conduites.

V-5-2- Régulateurs de pression amont :

Ce sont les mêmes appareils que les régulateurs aval mais inversés. Le réglage étant effectué par la pression amont. Cet appareil est destiné principalement à maintenir une pression suffisante dans une conduite gravitaire.

V-6- Les compteurs :

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

V-7- Robinets de décharge :

Ce sont des appareils qu'on place au niveau des points bas de la conduite en vue de vider. Celle-ci dans le but de chasser le dépôt qui s'est formé dans la conduite ou la réparation de ce dernier. Le vidange se fait soit dans un égout (cas d'un réseau urbain), soit en fossé ou en plein air (cas d'une conduite en campagne). Ce robinet sera posé dans un regard en maçonnerie facilement accessible.

V-8- Les poteaux d'incendie :

Les poteaux d'incendie sont plus nombreux et rapprochés lorsque les débits d'incendie sont plus élevés. Les poteaux d'incendie doivent comporter au moins deux prises latérales de 65 mm de diamètre auxquelles on ajoute une prise frontale de 100mm si le débit d'incendie excède 500 l/min, ou si la pression de l'eau est faible. Les poteaux d'incendie doivent être reliés aux conduites du réseau par des conduites de raccordement d'au moins 100 mm de diamètres, capable d'assurer un débit de 17 l/s et une pression minimale de 1 bars, dotée aussi d'une vanne d'isolement. La distance qui sépare les poteaux d'incendie situés le long des rues ne doit pas dépasser 200 m. Dans le cas où les risques d'incendie sont élevés, la distance sera de 100 m.

Pour les protéger contre le gel, on doit garder les poteaux d'incendies vides de toute eau. Pour se faire on place à leurs pieds des pierres dans lesquelles on les draine après les avoir utilisés. On choisit le côté de la rue où on installe les poteaux d'incendie de façon à minimiser la longueur de leur branchement à la conduite de distribution.

V-9- Raccordements :

V-9-1- Tés : on envisage des tés à deux ou trois emboîtements permettant le raccordement des conduites présentant des diamètres différents. Ils sont utilisés aussi en cas de soutirage ou l'ajout d'un débit.

V-9-2- les cônes : Permettent le raccordement des conduites ayant des diamètres différents. Ils peuvent être placés au niveau de l'emplacement des robinets vannes et d'autres accessoires. On les rencontre également à l'entrée et sortie des pompes.

V-9-3- Les coudes : Ce sont des pièces qu'on utilise dans les cas de changement de direction. On rencontre des coudes à un emboîtement à deux emboîtement ou à bout lisse. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butés, convenablement dimensionnés.

V-9-4- Croix de jonction :

Elles sont utilisées au niveau des nœuds pour des conduites perpendiculaires. On distingue des croix à emboîtement à brides ou à brides et bout lisses.

Conclusion :

Les accessoires utilisés dans notre réseau sont choisis de telle façon à supporter les pressions de service.

Le schéma de distribution adopté nous a permis l'obtention des résultats convenables.

Les modifications apporter nous permet d'obtenir l'équilibre entre la demande et la production d'eau.

Chapitre VI:

Chapitre VI

CHAPITRE VI PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION ET DU COUP DE BELIER

Introduction :

Dans l'exploitation des systèmes hydrauliques (alimentation en eau potable) les ingénieurs sont confrontés au problème récurrent de la corrosion et du coup de béliet, qui nuit au bon fonctionnement des ces systèmes. Dans cette optique, la protection des conduites doit être envisagé pour lutter contre ces deux phénomènes.

VI.1 La Protection des conduites contres la corrosion :

VI-1-1-Généralité :

La corrosion est définie comme étant l'attaque du métal, due à des phénomènes extérieurs et intérieurs, qui sont en liaison soit avec la nature du sol soit avec les installations électriques, situées au voisinage du réseau soit aussi avec la nature de l'eau transportée.

Toute fois, dans le domaine qui nous concerne, la corrosion est liée directement au phénomène électrochimique, s'agissant d'un échange d'électron en présence d'autre électrolyse. D'où il y a dissolution du métal.

En général, ce phénomène peut endommager la conduite par perforation, c'est pourquoi nous sommes appelés à attacher, une grande importance à cette corrosion et plus particulièrement les conduite en acier, lesquels ordinairement sont plus vulnérables, pour cela nous allons considérer la protection externe et interne des conduites d'adduction et de distribution.

VI-1-2- Les facteurs de la corrosion :

La corrosion peut être causée par plusieurs facteurs parmi lesquels, nous avons :

❖ L'eau :

Les eaux distribuées ne sont jamais dans des conditions d'équilibre parfait. Les eaux sont soit agressives, soit incrustantes.

Si les eaux sont agressives, de défauts ou malfaçons du revêtement intérieur, peuvent favoriser la localisation et l'accélération des phénomènes de corrosion.

La nature des ressources en eau peut se changer et, une eau précédemment incrustante peut devenir agressive, c'est-à-dire qu'après dissolution de la couche calcaire précédemment formée, la corrosion

intérieure sera généralisée si, aucune mesure de protection n'a été préalablement prise.

Le lecteur trouvera les moyens de rectifier la qualité de l'eau, pour éviter ces inconvénients.

Enfin, les conduites peuvent être agressées par corrosion interne due à des phénomènes électrochimiques locaux, entraînant à des endroits donnés, une diminution rapide de l'épaisseur des conduites.

❖ **Le PH :**

Le PH est un facteur qui agit considérablement sur les métaux, il est très corrosif envers l'acier si, sa valeur est inférieure à 10, donc nous avons intérêt à augmenter le PH de l'eau circulant dans les canalisations (en acier surtout) tout en veillant sur son oxydation, à fin de diminuer la corrosion.

❖ **La température**

Les fortes variations de la température entraînent l'accélération de la corrosion. On admet donc, pour une variation de 30°C, le taux de corrosion est multiplié par deux.

❖ **Le métal**

Parmi les métaux, l'acier qui est le plus vulnérable à la corrosion par rapport aux autres. Il est conseillé de mettre un enduit spécial à la conduite en acier, à sa partie intérieure.

❖ **La vitesse de l'eau.**

L'excès de vitesse de l'eau dans les conduites, peut contribuer à la destruction du précipité calcique protecteur, il provoque une détérioration des canalisations.

❖ **L'homme**

L'homme aussi a sa part à la détérioration des canalisations, en effet, il intervient :

- Dans la qualité de la conduite et le choix de remblai.
- La mauvaise installation des joints qui perturbe la circulation de l'eau.

❖ **Hétérogénéité du terrain**

La traversée des terrains de natures différentes par une conduite, peut être influencée sur la corrosion de cette dernière. Ceci induit à des différents électrolytes ; et la différence de potentiel du métal par rapport à cet électrolyte va varier. D'où la corrosion de la conduite va se déclencher.

❖ Hétérogénéité du métal

L'assemblage des métaux des natures différentes peut aussi encourager la corrosion. Etant donné que la différence de potentiel de ces métaux est différente, il peut s'établir par conséquent, une circulation d'électrons à l'intérieur de métaux surtout au niveau de leur liaison, le courant électrique ainsi établi, sort du métal en direction d'électrolyte et le métal se corrode.

- La corrosion interne :

Liée à la qualité de l'eau et à ses différentes caractéristiques la corrosion interne peut provenir:

- Du pH, du taux d'oxygène dissous, de l'écart par rapport à l'équilibre calcocarbonique.
- De l'oxydation d'ions ferreux en ions ferriques principalement avec une eau douce, acide ou désaérée. Une coloration noire de l'eau est liée à la présence de manganèse. Ce phénomène, qui génère une eau rouge et des dépôts, est fréquemment constaté sur les conduites en fonte grise et en acier non revêtues.
- Du développement d'un bio film bactérien sur les parois affectant inévitablement tous les types de conduites.

De plus, la corrosion des conduites et la formation de dépôts sont favorisées :

- par une stagnation de l'eau dans le réseau, notamment dans les conduites en antenne, les zones soumises aux variations saisonnières importantes de population et les canalisations surdimensionnées
- par une turbidité et des concentrations en ions métalliques élevées.

Des risques de contamination sont à craindre lorsque le bio film se développe ou lorsqu'une plus forte consommation de chlore est enregistrée.

Ces phénomènes de corrosion interne peuvent entraîner une diminution du diamètre intérieur de la paroi liée à l'existence de dépôts et une fragilisation de la structure interne de la canalisation.

- **Corrosion externe :**

La corrosion externe correspond à un échange d'ions entre le sol et la paroi de la conduite, avec des origines diverses telles que :

- les courants « *vagabonds* » du sol, générés par la proximité d'installations électriques en courant continu (voies de chemin de fer, tramways, ouvrages miniers,...), augmentent les risques de corrosion des canalisations métalliques qui sont d'excellents conducteurs. En l'absence de protection, le phénomène de corrosion externe est accéléré ;
- l'hétérogénéité du sol : plus la texture du sol est fine, plus il retient l'eau et plus la corrosion est importante. L'évaluation de la corrosivité du milieu ambiant est définie sous la norme AFNOR NF 250 « Evaluation de la corrosivité des sols vis-à-vis des canalisations en matériaux ferreux » ;
- l'hétérogénéité de surface : lors de mauvaises conditions de pose des canalisations, une partie de la pellicule superficielle d'oxyde peut être enlevée, entraînant une discontinuité et la création d'un phénomène de pile électrique;
- l'hétérogénéité de contact : la présence de différents métaux, soit au niveau des raccordements de canalisation, soit au niveau des colliers et des vannes des branchements peut aussi générer des phénomènes de pile électrique.
En outre, le phénomène de corrosion peut interagir avec d'autres faits gênants
 - l'entartrage, la prolifération et fixation bactérienne dans les réseaux
 - qui aggravent souvent l'attaque des matériaux.

VI-1-5- Protection des conduites contre la corrosion

VI-1-5-1- Corrosion externe :

Si une protection appropriée n'est pas envisagée la tuyauterie peut se détruire du fait des perforations en forme de caractère ou attaque sous forme de couche de rouille.

La conduite peut être protégé comme suite :

- Revêtir convenablement les tuyaux d'une enveloppe isolante (mélange de bitume et de soie de verre imprégnée)
- assurer au droit des joints une parfaite continuité de l'enrobage.

- poser la conduite de façon à éviter la détérioration de cette protection.
- Eviter la formation des pile géologique.

VI-1-5-1-1- **Protection cathodique :**

La mesure de la résistivité permet de se prononcer sur l'agression du sol et de l'eau sur la conduite, cette protection s'impose dès que la résistivité moyenne du sol est inférieure à 50Ω/m

* Principe de protection cathodique :

Former avec un métal plus électronégatif que le fer, une pile où le fer jouera le rôle de la cathode, ou bien :

- Relier la conduite d'une part à la source d'énergie électrique extérieure, et d'autre part à une anode enterrée dans le sol destinée à se corroder

VI-1-5-1-2- protection cathodique par anode réactive ou consommable :

Elle consiste à relier de place en place, la conduite à une pièce de métal plus électronégatif que le fer, de manière à former des piles où la conduite formera le rôle de la cathode.

Les anodes réactives sont de 15 à 30 Kg que l'on enfouit dans le sol à 3m de la conduite. Elles sont disposées dans les terrains agressifs. Pour vérifier le potentiel, on dispose de borne de contrôle.

Le nombre d'anode à prévoir est :

$$n = \frac{S.i}{I}$$

S : surface de la canalisation à protéger (m²)

i : densité du courant de protection.

I : densité du courant de l'anode (m.A) = 250mA

VI-1-5-1-3 protection cathodique par soutirage du courant :

Elle consiste à partir d'une source de courant continu, à relier la conduite à la borne négative de cette source. La borne positive est reliée à une prise de terre formée de vieux rails enfouis dans un milieu humide distant de 100m de la conduite. Les vieux rails se dissolvent anodiquement quand le courant quitte la prise de terre afin de rejoindre le pôle négatif de la source électrique en passant par la conduite. En présence de courants vagabonds cette méthode protège bien les conduites.

VI-1-5-2- corrosion interne des conduites :

Elle est due à l'agressivité de certaines eaux. Les eaux fortement minéralisées provenant des dépôts sur les parois de la conduite, surtout quand la vitesse d'écoulement est faible, il en résulte des perforations, pour pallier à ce phénomène, il faut :

- Eviter les faibles vitesses d'écoulement.
- Revêtir soigneusement les conduites intérieurement.
- Chasser l'air aux points hauts de la canalisation.
- La pose doit se faire avec soin

VI-2- Protection des conduites contre le coup de bélier

VI.2.1 Généralité :

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ou par refoulement.

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné des variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent engendrer d'énormes dommages matériels et quelques fois des pertes de vie humaines. Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire dont les causes les plus fréquentes sont les suivantes :

1. L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
2. La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
3. Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
4. Modification de la vitesse d'une pompe.
5. Variation d'un plan d'eau.
6. La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier.

Le coup de béliet, dont la brutalité est susceptible d'entraîner des ruptures de tuyaux, peut atteindre des valeurs très élevées pouvant être égale à plusieurs fois la pression de service sur les réseaux à basse pression.

Il est donc de toute première importance d'étudier des moyens propres à limiter ses effets puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés notamment, pour résister à une pression intérieure donnée.

Les risques dus aux coups de béliet sont de plusieurs ordres :

VI.2.2 Les risques dus aux coups de béliet

- **Risque de forte pression** : les coups de béliet provoquent des surpressions qui s'ajoutent à la pression initiale. Si la somme (pression initiale) plus (surpression) est supérieure à la pression maximale admissible des tuyaux, il y a des risques de rupture des tuyaux et de déboîtement des joints.
- **Risque de pression négative** : une autre conséquence des coups de béliet peut être l'apparition d'une pression relative négative. Si cette pression devient inférieure à -10mCE , il se produit une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est défavorable, c'est à dire si la poche de vapeur peut se former sur une grande distance, la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints peuvent être aspirés. Une autre conséquence de la cavitation est la détérioration de l'enduit intérieur du tuyau, mais le risque le plus grave est celui d'éclatement de la conduite lors du retour à des pressions positives: les pressions obtenues à ce moment sont en effet souvent très importantes.
- **Fatigue du tuyau** : comme autre conséquence des coups de béliet, on peut citer la fatigue qu'entraîne pour le matériau une alternance rapide de fortes et de faibles pressions même si chaque onde de surpression n'est pas suffisante en elle-même pour créer la rupture.

VI.2.3 Interprétation physique du coup de bélier

1^{ère} phase

L'eau poursuit son ascension, mais la conduite n'est plus alimentée, il va donc se produire à partir de la pompe une dépression ; de tranche en tranche l'eau se déprime et la conduite se contracte successivement par diminution élastique de son diamètre. L'onde de dépression se propage jusqu'au réservoir à la vitesse a . Le temps mis par cette onde pour l'atteindre est L/a

2^{ème} phase

La conduite étant déformée dans les limites élastiques, elle reprend son diamètre initial. A partir du réservoir, les tranches successives de conduite se décontractent si bien que l'eau redescend dans la conduite et au bout du temps L/a (c'est-à-dire $2L/a$ depuis l'origine), toute l'eau est redescendue mais se retrouver arrêtée par le clapet de protection de la pompe qui bien sur s'est fermé.

3^{ème} phase

La première tranche de fluide en contact avec le clapet va être comprimée par les tranches suivantes provoquant une dilatation une dilatation de la conduite. Une onde de pression va parcourir la conduite dans le sens pompe - réservoir. Au bout du temps L/a (c'est-à-dire $3L/a$ depuis l'origine), toute la conduite est dilatée avec l'eau immobile et sous pression.

4^{ème} phase

L'élasticité permet à la conduite de reprendre, de proche en proche du réservoir à la pompe, son diamètre initial. Au bout du temps (c'est-à-dire $4L/a$ depuis l'origine), nous nous trouvons dans le même situation qu'au moment de la disjonction du moteur de la pompe. Le phénomène se reproduirait indéfiniment s'il n'était pas amorti par les pertes de charge régulières.

VI.2.4 Moyen de protection contre le coup de bélier. [4]

Les moyens et les équipements de protection contre le coup de bélier sont très variés. Ils sont choisis en fonction de la disposition de l'installation et des caractères géométriques de cette dernière.

Ces moyens peuvent protéger la conduite, des dépressions et des surpressions maximales, que nous citerons quelques uns:

Vanne à fermeture lente :

Cette solution ne permet de protéger que les adductions gravitaires, car elle ne remédie en aucun cas, à l'arrêt intempestif d'une pompe. Il s'agit en fait davantage, de limiter l'intensité du coup de bélier qui se produira.

Soupape de décharge :

La soupape de décharge est définie comme étant un appareil anti-bélier qui écrête les surpressions en dérivant un certain débit à l'extérieur de la conduite dès que la pression dépasse une certaine valeur de réglage, estimée généralement à $1,04 \div 1,1$ de la pression maximale admissible. Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin généralement, qui par sa compression obture en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est à dire où la compression à craindre est maximale.

L'ouverture doit pouvoir s'effectuer très rapidement pour que l'opération soit efficace. Il importe donc de réduire à l'extrême l'inertie de ces appareils et c'est sur ce point que les efforts de constructeurs ont particulièrement porté.

Cheminée d'équilibre :

La 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.

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. La présence d'une cheminée modifie le mouvement transitoire engendré par une disjonction. Au lieu d'un mouvement oscillatoire de période

$\frac{4L}{a}$ caractéristique du coup de bélier d'onde, s'instaure un mouvement

oscillatoire de période plus grande, l'oscillation en masse. On place la cheminée d'équilibre dans une galerie d'amenée en charge et dans une conduite forcée afin de :

Réduire la valeur des surpressions produites par le coup de bélier dans la conduite forcée.

Diminuer les surpressions dues au coup de bélier dans la galerie d'amenée.

Amortir les oscillations importantes.

Assurer l'alimentation de la veine liquide, en diminuant les dépressions engendrées par l'arrêt du moteur actionnant la pompe

Volant d'inertie :

Le volant d'inertie est un dispositif permettant d'augmenter le temps d'arrêt de la pompe, grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale.

Lorsque la pompe cesse d'être alimentée en énergie, elle continue à fonctionner par l'énergie cinétique de sa roue (généralement très faible) et de celle de l'eau, qui le plus souvent ne suffit pas pour assurer l'écoulement pendant un temps suffisant. Le volant d'inertie est donc un moyen de mettre progressivement en réserve, lors du démarrage de l'installation, une quantité d'énergie supplémentaire, sous forme cinétique, celle-ci est ensuite rendue à l'eau à travers la pompe au ralentissement progressif du volant et de celle-ci.

Réservoir d'air :

Le réservoir d'air est fréquemment utilisé si la topographie des lieux, combinée à une grande hauteur géométrique, et qui interdit l'implantation près de la pompe d'une cheminée, comportant un niveau libre à la pression atmosphérique. C'est un moyen permettant de protéger la conduite contre les dépressions et les surpressions.

Tableau N°-VI-1 : Récapitulatif

Appareils	Avantages	Inconvénients	Observations
Soupape de décharge	Coût limité Entretien et réglage facile Ne consomme pas d'énergie Indépendant, d'une installation électrique	Nécessite un entretien et un contrôle attentifs (ressort). Pertes considérables d'eau pendant le fonctionnement	Utilisé comme protection contre la surpression
Cheminée d'équilibre	Bon fonctionnement (ne comporte pas d'organes mécaniques susceptibles de fonctionnement défectueux). Importante durée de vie ; Indépendante d'une installation électrique ; Pas de pertes d'eau	Possibilités d'installation limitées. Ouvrage coûteux (hauteur généralement très développée).	Utilisé comme protection et pour la dépression et pour la surpression
Réservoir d'air	Bon fonctionnement ; Bonne sécurité ; Pas de pertes d'eau	Entretien et réglage compliqués qui exige du personnel qualifié. Coût élevé.	Utilisé comme protection contre la dépression et la surpression
Volant d'inertie	Dispositif économique Intéressant sur les installations qui ne s'arrêtent pas trop souvent.	Consommation d'énergie supplémentaire. Protection limitée par la puissance du moteur et les caractéristiques de démarrage. Inapproprié dans les stations à forte fréquence de démarrage.	Utilisé comme protection contre les dépressions

Parmi tout ces anti-béliers, on a remarqué que le réservoir d'air à anti-bélier est le meilleur anti-bélier en ligne, grâce à quelques avantages qu'il présente :

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

VI.2.5 Principe de fonctionnement du réservoir anti-bélier

En fonctionnement normal la pression de la conduite s'équilibre avec celle de l'air dans le réservoir. A la fermeture brusque d'une vanne ou à l'occasion d'une disjonction électrique, il se crée alternativement une surpression et une dépression.

Au moment de dépression, la pression de l'air dans le réservoir chasse l'eau vers la conduite pour combler cette baisse de pression. Quand la vitesse devient nulle, l'onde revient en arrière, et la conduite reprend progressivement, par élasticité sa forme normale.

La première tranche arrêtée par le clapet, qui se trouve en principe fermé, sera comprimée par les tranches suivantes. Il se crée une surpression qui progresse du clapet vers le réservoir. Et le mouvement reprend encore.

Au moyen d'une tuyère (ou d'une diaphragme) disposé sur le tuyau de raccordement conduite- réservoir d'air, l'énergie de l'eau est dissipée par perte de charge et l'on obtient un amortissement par compression de l'air dans le réservoir.

En conséquence, il convient de bien dimensionne le réservoir d'air en fonction des caractéristiques hydraulique et technique de l'installation, tout en évitant les dépenses inutiles par un sur dimensionnement.

VI.2.6 Dimensionnement du réservoir d'air :[2]

VI.2.6.1 Calcul de la célérité d'ondes :

La célérité est la vitesse de propagation des ondes .Elle est donnée par la formule suivant:

$$a : \text{Célérité en [m/s]} \qquad a = \frac{\left(\frac{k}{\rho}\right)^{1/2}}{\left(1 + \frac{k}{E} \frac{D}{e}\right)^{1/2}} \dots\dots\dots[1]$$

Avec :

k : Coefficient de compressibilité de l'eau ; k = 2.10⁹ à 20° c.

ρ : Masse volumique de l'eau ; ρ = 1000 kg / m³

E : Coefficient de l'élasticité de la conduite ; E = 2.10¹¹ Pas

e : Epaisseur de la conduite (m)

(k/ ρ)^{1/2} : Célérité de l'onde de pression des conduites très rigides.

$\left(1 + \frac{kD}{Ee}\right)^{1/2}$: Contribution de l'élasticité de la conduite.

VI.2.6.2 Valeur numérique du coup de bélier :

Le coup de bélier est étudié pour les deux cas :

* Cas de la fermeture brusque :

$$T : \text{inférieur à } \frac{2L}{c}$$

La valeur numérique du coup de bélier :

$$b = \frac{aV_0}{g} \quad (\text{m})$$

Où V : vitesse moyenne d'écoulement (m/s).

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

* Cas de la fermeture lente :

Elle est caractérisée par un temps de fermeture supérieure à $\frac{2L}{a}$ c'est-à-dire supérieure à un aller et retour d'onde la valeur du coup de bélier est

donné par la formule de **MICHAUD** : $b = \frac{2LV_0}{gT} \quad (\text{m}) \quad [4]$

L : la longueur de la conduite (m).

Remarque :

La formule de **MICHAUD** n'est valable que pour une loi de fermeture correspondant à une variation linéaire du débit, loi qui est rarement réalisée en pratique.

Pour les conduites de refoulement (notre cas) il est possible d'avoir comme valeur de la pression dans une conduite :

$$H_{\max} = Hg + \frac{aV_0}{g}$$

Cas de la surpression :

$$H_{\min} = Hg - \frac{aV_0}{g}$$

Cas de la dépression :

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau N°-VI-2 : Calcul Du Coup De Bélier :

Adduction	Q (l/s)	D (mm)	L (m)	e (mm)	a (m/s)	V ₀ (m/s)	Hg (m)	b (m)	Hmax (m)	Hmin (m)
F3- Réservoir 500m ³	10	150	1772	6	1340.72	0.57	83.10	77.90	161	5.20
F1- Réservoir 1000m ³	10	200	2268	6	1298.22	0.32	33.45	42.35	75.8	-8.90

VI.2.6.3 Calcul simplifié d'un réservoir d'air :

Exemple : refoulement de station de reprise – réservoir 500 m³ :

Le calcul est basé sur l'abaque de **VIBERT** qui donne le volume U₀ de l'air contenu dans la cloche sous un régime de marche à la vitesse V₀. Au marche normale les caractéristiques de l'air dans le réservoir sont données par Z₀, Z_{min} et Z_{max}.

Z₀ : pression absolue (hauteur géométrique de refoulement +10 m).

Z_{min} : pression absolue relative à la dépression.

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

L'expression donnant U₀ est la suivante :

$$U_0 = \frac{V_0^2}{2gZ_0} \cdot \frac{LS}{f(Z/Z_0)}$$

U₀ : volume de l'air en m³.

V₀ : Vitesse d'écoulement m /s.

L : longueur de la conduite en m.

S : section de la conduite en m.

Pour notre cas : $S=0,05m^2$.

La charge tenant compte du coup de bélier :

$$Hg + \frac{aV_0}{g} = 161 \text{ m.}$$

La charge statique absolue :

$$Z_0 = Hg + 10 = 93.10 \text{ m.}$$

La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = Hg + \frac{aV_0}{g} + 10 = 171 \text{ m.}$$

$$\frac{Z_{\max}}{Z_0} = \frac{139,48}{103} = 1.84$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} = 0,017$$

$$\frac{h_0}{Z_0} = 0,000183$$

Abaque de **VIBERT** :

$$\frac{U_0}{LS} = 1.3.10^{-3} \Rightarrow U_0 = LS.1.3.10^{-3} = 1772.0,05.1.3.10^{-3} = 0,115m^3 = 115.18.litres$$

$$\text{Et } \frac{Z_{\min}}{Z_0} = 0,61 \Rightarrow Z_{\min} = 56.79m$$

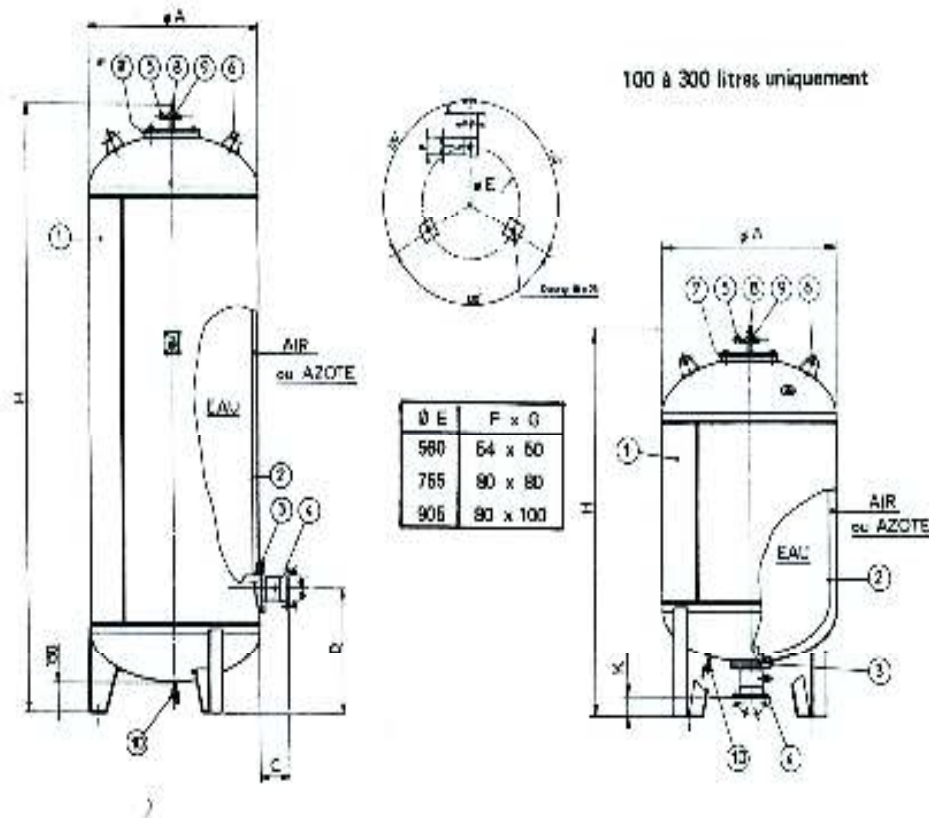
$$U_0 Z_0 = U_{\max} Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0 Z_0}{Z_{\min}} = 188.82.litres$$

En tenant compte de la sécurité : $U_f = 190$ litres.

Tableau N°-VI-3 : Calcul du volume d'air au niveau des pompes :

Adduction	Zmax (m)	Z ₀ (m)	Zmax/Z ₀	h ₀ /Z ₀	U ₀ /LS	U ₀ (L)	Zmin/Z ₀	Zmin (m)	Umax (L)
F3 réservoir 500m ³	171	93.10	1.81	1.80.10 ⁻⁴	1.3.10 ⁻³	115.18	0.61	56.79	190
F1 réservoir 1000m ³	85.8	43.45	1.97	1.20.10 ⁻⁴	6.5.10 ⁻⁴	73.71	0.63	27.37	120

La figure suivante représente le réservoir anti-bélier choisi dans les deux cas adduction



1. Réservoir en tôle d'acier soudée. Protection peinture intérieure et extérieure.
2. Vessie en butyl alimentaire interchangeable.
3. Ensemble bride et contre-bride de serrage de vessie.
4. Sortie d'eau standard DN 50 ou 80 à bride PN 10. Option : DN 100, 125, 150.
5. Valve de gonflage protégée fileté mâle 1/2" gaz.
6. Pattes d'alignage.
7. Orifice de visite avec couvercle. Etanchéité par joint spécial.
8. Piquage mano 1/2" gaz.
9. Croix de liaison femelle 1/2" gaz sur air ou azote.
10. Purga 3/8" gaz sur Air ou Azote.

Capacité	Références	Ø A	D	Ø E	H	Poids(kg)
100 litres	20300	630		560	810	62,5
200 litres	20301	630		560	1100	85
300 litres	20302	630		560	1460	100
500 litres	20303	630	580	560	2015	140
750 litres	20304	850	600	755	1765	220
1000 litres	20305	850	600	755	2215	265
1500 litres	20306	1000	630	805	2410	410
2000 litres	20307	1000	630	905	3070	490

Sortie	Référence	C	K	Poids (kg)
DN 50	22222 50 SIB	182	63	10,3
DN 80	22222 80 SIB	177	68	11,4
DN 100	22222 100 SIB	172	73	11,5
DN 125	22222 125 SIB	172	73	13
DN 150	22222 150 SIB	165	80	13,6

Figure VI-01 : le type du réservoir anti-bélier à choisir

Remarque :

On a choisi la méthode de **VIBERT** pour les raisons suivantes :
C'est une méthode graphique simplifiée pour la détermination du volume d'air.

- Valables pour les petites installations.
- Abstraction des pertes de charge dans la conduite.
- Non prise en compte de l'organe d'étranglement.

Conclusion :

Pour que le réseau de distribution et les conduites de refoulement soient bien protégés, il faut lutter contre deux phénomènes dangereux qui sont ; la corrosion et le coup de bélier. Le réservoir anti- bélier doit être bien dimensionné pour limiter le risque du coup de bélier sur les conduites de refoulement et éviter leur fissuration. Ces dernières doivent être dimensionnées en tenant compte de la valeur majoré du coup de bélier.

Chapitre VII:



CHAPITRE VII GESTION DU RESEAU

Introduction:

Le transport est nécessaire entre le point de captage et le point d'utilisation ; dans la pratique, ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre, quelquefois ils peuvent se trouver à des distances considérables. Du point de vue technique, on est conduit à séparer les ouvrages d'adduction et ceux de distribution.

VII.1. Rendement des réseaux :

Le rendement d'un réseau de distribution d'eau potable mesure l'écart entre le volume entrant dans le réseau et les volumes consommés ou facturés.

C'est un élément important pour le gestionnaire du service et il doit lui porter une attention constante.

En effet le rendement exprime les résultats de la gestion technique du distributeur et incite ce dernier à rechercher un optimum entre le produit de la vente de l'eau, le coût de cette dernière et de l'entretien du réseau.

Le gestionnaire doit donc évaluer régulièrement la situation technique et financière des réseaux d'adductions et de distribution et préciser les points sur lesquels l'effort doit être porté : réduction des fuites, amélioration du comptage, réduction des coûts d'entretien etc.... [3]

VII.1.1 Rendement primaire :

Il ne prend en compte que les volumes comptés pour les comparer aux volumes distribués.

$$R_p = \frac{\sum \text{volumes utilisés}}{\sum \text{volumes mis en distribution}} * 100 = \frac{V_u}{V_d} * 100$$

VII.1.2 Rendement de production :

Le rendement de production mesure l'écart entre le volume d'eau prélevé et le volume d'eau produit.

$$R_{pr} = \frac{\sum \text{volumes prélevés}}{\sum \text{volumes produits}} * 100$$

VII.1.3 Paramètres agissant sur le rendement

Les plus fréquemment cités sont :

- l'âge moyen du réseau ;
- la nature des canalisations et de leurs joints ;
- les conditions d'exploitation (pression, coups de bélier) ;
- la nature des terrains ;
- la longueur du réseau ;
- le nombre de branchements.

L'amélioration du rendement s'obtient par un affinage des comptages amont et aval, par une recherche et une détermination précise des volumes utilisés non comptés et par une recherche systématique des fuites.

Il faut donc poursuivre l'effort de maintien d'un haut rendement même lorsque ce dernier est supposé atteint. Une retombée appréciable réside dans l'excellente connaissance, (mise à jour en permanence grâce à la continuité de cet effort), des différentes composantes du réseau et dans la possibilité offerte ainsi à l'exploitant d'intervenir à bon escient.

VII.2. Actions d'amélioration et de réduction des pertes :

C'est seulement lorsque l'on a évalué l'ensemble des utilisations (maîtrisées ou clandestines) qu'on peut, par différence avec les volumes mis en distribution, calculer les pertes dues à l'état du réseau, c'est-à-dire les fuites.

VII.2.1 Origines des fuites :

Les fuites sont de différents types et peuvent affecter les différents éléments du réseau de distribution :

- **les réservoirs** : mauvaise étanchéité de la maçonnerie (mais en général ça se voit et ça se répare) ; mauvaise étanchéité des vidanges ;
- **la robinetterie** : essentiellement les presse-étoupe de vannes ou les raccordements des branchements ;
- **surtout les canalisations** : il s'agit soit des ruptures franches, les plus faciles à détecter car elles se manifestent extérieurement, soit des fentes, soit de la corrosion, soit, plus sournoises, des fuites aux joints. Ce sont celles-là, parce que nombreuses et difficiles à détecter, qui conduisent aux plus mauvais rendements de réseau.

VII.2.2 Volumes perdus et paramètres de rendement :

Les pertes nettes sont égales à la différence entre les volumes D1, fournis en tête et corrigés des erreurs de comptage, et l'ensemble du volume comptabilisé corrigé C1 et du volume utilisé non compté V1 : [4]

$$\text{Pertes nettes} = D1 - C1 - V1$$

Il en vient une appréciation plus précise du rendement du réseau :

- **Rendement net :**

$$R = \frac{C1 + V1}{D1} * 100$$

- **Pourcentage de perte nette :**

$$P = \frac{D1 - C1 - V1}{D1}$$

- **Indice de perte nette :**

$$I = \frac{D1 - C1 - V1}{365L}$$

Où L est la longueur du réseau

- **Indice de consommation nette :**

$$J1 = \frac{C1 + V1}{365L}$$

VII .2.3 Actions de réduction des fuites :

Les actions de réduction des fuites passent inévitablement par la recherche de ces dernières.

VII .2.3.1 La recherche des fuites :

VII .2.3.1.1 / Surveillance du réseau :

Elle comprend :

- le constat visuel des anomalies (affleurements d'eau, affaissements de terrain, présence d'eau aux bouches à clé, débits importants dans les égouts) ;
- le contrôle des débits et pressions sur le réseau et aux stations de pompage.

VII. 2.3.1.2 Méthodes acoustiques traditionnelles :

Elles consistent à déceler les bruits provoqués par la fuite à l'aide d'appareils mécaniques ou électroniques. Elles sont lentes et elles sont perturbées par les bruits ambiants.

L'écoute au sol est gênée par l'affaiblissement du bruit avec la profondeur (ou l'écart latéral par rapport à la conduite) ; l'écoute sur conduite est plus efficace sur les petits diamètres et sur les conduites métalliques.

Les appareils mécaniques dérivent du principe du stéthoscope.

Les appareils électroniques comportent un capteur, un amplificateur réglable, un filtre de fréquences, un casque d'écoute et un microampèremètre. À présent, le capteur est devenu microphone puis accéléromètre ; l'amplification est à réglage de la bande d'écoute par filtres.

VII .2.3.1.3 Méthodes nouvelles :

❖ Corrélation acoustique :

On procède à une écoute à deux microphones; un dispositif analyse les bruits captés en deux points éloignés de moins de 100 m de la même conduite; la courbe de corrélation de ces bruits est relativement plate s'il n'y a pas de génération de bruit entre les deux points d'écoute. Dans le cas contraire, la courbe de corrélation présente un maximum très net. Connaissant la vitesse de propagation (qui est celle de la vitesse du son dans l'eau), on peut localiser la fuite.

❖ Injection de SF₆ :

Quand on a la certitude d'une fuite dans une zone déterminée et que sa localisation précise est difficile à obtenir, on peut faire appel à une injection d'hexafluorure de soufre (SF₆), produit inodore, insipide et sans danger. SF₆ s'échappe par la fuite, pénètre dans le sol et la verticale de la fuite se détermine au moyen d'une sonde introduite dans de petits trous percés le long du tracé de la conduite. Cette méthode est longue et coûteuse ; elle peut s'utiliser quand la corrélation acoustique est en défaut (conduites en matière plastique ou impossibilité d'avoir deux accès à la conduite séparés de moins de 100 m).

Une variante consiste à utiliser des traceurs radioactifs.

❖ Thermographie infrarouge :

On détecte les fuites par mesure du gradient de température provoqué par la remontée de l'eau par capillarité du sous-sol. Cette technique est bien adaptée aux canalisations passant à travers champs. On obtient ainsi une cartographie rapide des zones potentielles de fuites par survol en hélicoptère, puis traitement différé des images infrarouges sur ordinateur.

❖ **Oreilles acoustiques :**

Le principe est de détecter le bruit de l'eau qui s'échappe des canalisations sous pression. La sensibilité de « l'oreille » s'étend sur une gamme de fréquences très large, et la période d'écoute est de l'ordre de 3 heures, ce qui permet de détecter des fuites faisant très peu de bruit.

❖ **Géoradar :**

Issu de la recherche militaire pour la détection de mines, son principe repose sur la vitesse de propagation d'ondes électromagnétiques dans le sol, variable en fonction des matériaux rencontrés et de la profondeur de l'objet détecté. Une poche d'eau se traduit par un ralentissement des ondes. L'interprétation des données fournies par le géoradar permet la double détection des conduites et des fuites.

❖ **Radio magnétotellurique :**

Cette technique vient de la géophysique et est basée sur la mesure de la résistivité apparente des terrains. Une zone de fuite est humide et s'exprime par une faible résistivité.

❖ **Bouchon de mousse dure en plastique envoyé dans le tuyau et véhiculé par l'eau :**

La pression varie au passage des joints, des appareils, des coudes, etc. Elle croît brutalement quand le bouchon atteint la fuite et donne une indication sur le débit de fuite. [4]

VII .2.3.2 / Le comptage :

Une fraction plus ou moins importante des pertes d'eau étant due au sous comptage, il est essentiel d'avoir une bonne gestion des parcs de compteur production et abonnés.

Pour l'exploitation rationnelle d'un système d'alimentation en eau potable, il est impératif de connaître avec précision les volumes d'eau en différents points des installations. Le choix de compteur est basé sur les critères suivants : débit nominal, diamètre, précision, la fiabilité, la qualité de l'eau, la pression de service.

Pour la pose de compteur, il est recommandé de :

- _lire attentivement la notice du constructeur,
- _vérifier la position possible de montage et tenir compte du sens de l'écoulement,
- _prévoir des longueurs droites à l'amont et à l'aval des compteurs,
- _prévoir des filtres à l'amont des compteurs,

Pour le bon fonctionnement des compteurs, lors de leur installation, on doit procéder de la manière suivante :

- _ Rincer les tuyauteries,
- _ installer le compteur dans la position voulue et dans le sens indiqué par la flèche (éviter les points hauts à cause risque se prise d'air),
- _ Ouvrir lentement la vanne amont, la vanne avale étant fermée afin d'éviter toute surcharge du compteur tournant à sec au début,
- _ Ouvrir lentement la vanne avale et vérifier le fonctionnement du compteur. [3]

VII .2.3.3 Incidence de la pression :

On a parfois proposé de baisser la pression des réseaux la nuit pour réduire le volume des pertes et ainsi améliorer le rendement. Cette possibilité doit être utilisée avec prudence car des variations quotidiennes de pression, surtout dans le cas de réseau anciens, peuvent au contraire provoquer des fuites à répétition.

[3]

VII .3. Prévention, contrôle et surveillance de la qualité de l'eau :

Tout service de distribution d'eau potable a pour objectif de performance d'assurer en permanence à l'utilisateur une eau conforme à la réglementation sanitaire. Or, le réseau en lui-même peut être à l'origine de non-conformités.

Le réseau de distribution de l'eau potable peut être décrit comme un véritable réacteur où l'eau et son contenant (conduite, ...) sont le siège d'interactions physico-chimiques et biologiques.

L'eau du robinet peut donc avoir une qualité différente de celle issue de l'usine de production du fait :

- _ de corrosion interne ;
- _ De dissolution de matériaux en contact avec l'eau ;
- _ De phénomènes de perméabilité ;
- _ De contamination par retour d'eau ou lors des interventions de réparations non maîtrisées ;
- _ De chloration en réseau ;
- _ De dégradation de la qualité bactériologique au sein du réseau du fait d'un temps de séjour trop long.

Les conditions qui contrôlent l'évolution de la qualité de l'eau dans le réseau sont complexes et font l'objet de travaux de recherche. [5]

Le maintien de la qualité de l'eau pendant sa distribution nécessite un suivi analytique de contrôle et de prévention.

Il est indispensable de procéder à des analyses périodiques sur la majorité du réseau pour obtenir une cartographie de la qualité sur des paramètres tels que le chlore, la bactériologie, la turbidité, l'absorbance UV...

Un point de prélèvement idéal sera constitué par une tubulure inox montée directement sur les canalisations et protégée des accès par un boîtier particulier. Le prélèvement doit pouvoir purger, laisser couler longtemps et flamber.

Les modules de qualité des modèles hydrauliques permettent de simuler et de prédire les évolutions des paramètres qualitatifs de l'eau. Ainsi le logiciel

Piccolo offre la résolution de l'évolution du chlore résiduel ainsi que la dispersion d'un composé dissout introduit en un point. Cet outil permet d'une part de définir les zones géographiques à problème, de définir les emplacements des postes de rechloration mais aussi de définir très rapidement la zone d'intervention en cas de contamination accidentelle. [3]

VII .4. Surveillance et entretien courant des adductions et de réseaux :

Les travaux d'entretien doivent garantir à la fois la salubrité et le rendement des réseaux.

L'entretien courant concerne tous les appareils de fontainerie qui doivent être visités périodiquement.

Parmi les principaux travaux d'entretien il y'a lieu de citer la détection de fuite d'eau et la désincrustation des canalisations.

Pour l'exploitant la première tâche est de suivre le fonctionnement des adductions et des réseaux. Cette surveillance systématique s'appuie sur les observations faites lors de l'entretien courant des ouvrages et sur l'interprétation des opérations faites à l'occasion des travaux de réparation.

Les opérations d'inspection et d'entretien devant être effectuées au niveau du réseau sont :

➤ **Contrôles mensuels :**

Il concerne :

- _ le tracé des conduites d'adduction : le but est de rechercher les affaissements éventuels, les écoulements d'eau, les travaux à proximité des conduites,
- _ les ouvrages en ligne : il s'agit de vérifier leur état, l'étanchéité de la fermeture des trappes de regard et des portes,
- _ Les ouvrages de croisement.

➤ **Contrôles semestriels :**

Il concerne :

- _ les ouvrages en ligne : vérifier l'état, l'étanchéité de la fermeture des trappes de regard et des portes,
- _ les réducteurs de pression, soupapes de sécurité et d'aération,
- _ les conduites et organes de robinetterie à l'intérieur des regards.

➤ **Contrôles annuels :**

Il concerne :

- _ les organes de sectionnement, dispositif de protection contre les ruptures de conduites (fonctionnement, état, étanchéité, accessibilité, position, position, etc.),

- _les réducteurs de pression, soupape de sécurité, et d'aération, fonctionnement étanchéité,
- _les bouches d'incendie : fonctionnement, état, vidange, plaques indicatrices, présence de clé et de tuyau de prise,
- _les conduites : étanchéité, nettoyage, en particulier des tronçons secondaires et ceux en bout du réseau, capacité de transit des conduites d'adduction et principales (mesure de débit et pression). [6]

VII .5. Lutte contre le vieillissement des réseaux :

Qu'elles soient posées en terre, ce qui est le cas général, ou en galeries, les conduites d'adduction gravitaire ou par refoulement, aussi bien que celles de distribution d'ailleurs, sont menacées de dégradation ou de destruction par des causes diverses naturelles ou artificielles. Leur bonne conservation dépend, en premier lieu, de la qualité du matériau dont elles sont constituées et surtout de son adaptation aux caractéristiques physico-chimiques des terrains dans lesquels elles sont posées. Ceci est vrai pour les différentes natures de matériaux, mais principalement pour les conduites métalliques : fer, fonte, acier, etc., ainsi que pour celles, telles que les conduites en béton armé, dans la constitution desquelles il entre des matériaux ferreux.

Cependant diverses méthodes sont employées pour protéger les conduites contre le vieillissement.

VII .5.1 / Protection contre la corrosion :

On doit protéger les canalisations menacées par l'un ou l'autre des deux procédés suivants, qui peuvent d'ailleurs être employés simultanément.

- a) Isolement du métal de l'électrolyte :** par emploi d'un revêtement isolant efficace : convient particulièrement en terrain très sec et de très forte résistivité.
- b) Protection cathodique de la conduite :** elle consiste à rendre le métal constituant cette dernière, passif ou autrement dit cathodique par rapport à une anode naturelle (rail électrifié, par exemple) ou artificielle (blocs de magnésium, déversoir).

Cette méthode implique l'utilisation d'une source de courant auxiliaire, d'origine galvanique (anodes réactives de magnésium) ou d'origine industrielle (protection électrique). Elle a permis d'obtenir d'heureux résultats dans la protection des réseaux constitués par des conduites en acier. Elle apporte, pour ce matériau, une sécurité supplémentaire.

VII .5.2 / Protection des conduites de refoulement contre les surpressions et les coups de bélier :

Dans les installations de moyenne importance, l'appareil le plus simple et le plus sûr est le réservoir d'air, muni ou non d'un diaphragme. Quand la conduite de longueur L et de section constante S est à caractéristique unique (caractères hydrauliques et mécaniques identiques sur toute sa longueur), le volume d'air W_0 nécessaire est donné par la formule suivante :

$$W = W_0 \sqrt{V^2 / 2g} * 1 / Z_0 F(Z / Z_0)$$

Avec $W = SL$ volume de la conduite à protéger,

$Z_0 = y_0 + y_a$ pression absolue au refoulement, exprimée en mètres d'eau,

$F(Z / Z_0) = 1/f(Z / Z_0)$,

$f(Z / Z_0) = (Z_0/Z) - \ln(Z_0/Z) - 1$

$Z = Z_{\max}$ pression absolue à ne pas dépasser, exprimé en mètre d'eau,

Ou $Z = Z_{\min}$ pression absolue minimale au-dessous de laquelle on ne veut pas descendre.

Les valeurs de $f(Z / Z_0)$ sont données par **M. Sliosberg**.

Pour l'application de cette formule, **A. Vibert** pose :

$$W_0 / W = \sqrt{V_0^2 / 2g} \left(\frac{1}{Z_0} \right) * F(Z / Z_0)$$

Cette expression donne le volume d'air nécessaire par unité de volume de la conduite et se prête à une interprétation graphique très intéressante.

Connaissant W_0 , on déduit $W_{0\max}$ et $W_{0\min}$ des relations :

$W_{0\max} = W_0 (Z_0 / Z_{\min})$ et $W_{0\min} = W_0 (Z_0 / Z_{\max})$. [4]

VII .5.3 Rénovation des conduites :

La valeur totale des conduites d'une distribution d'eau représente près de 80 % des investissements totaux. La durée de vie de l'enveloppe proprement dite d'une conduite peut atteindre ou dépasser le siècle. Un réseau vieillit surtout par la détérioration des parois internes par corrosion ou incrustations (ces dernières pouvant être elles-mêmes la conséquence de phénomènes de corrosion).

La rénovation d'une conduite, par ailleurs saine dans sa structure profonde, consiste à la nettoyer et à la revêtir intérieurement, le nettoyage étant en lui-même une rénovation partielle.

VII .5.3.1 Nettoyage classique :

Le nettoyage se fait généralement par un grattage mécanique, le grattoir étant soit tiré mécaniquement par câble, soit poussé hydrauliquement; cette dernière méthode a l'avantage d'empêcher l'accumulation, au sein de la conduite, des déchets résultant du grattage.

Dans certains cas, relativement rares, on utilise une attaque par un acide passivé, avec circuit fermé de circulation, ou encore des nettoyages par jets hydrauliques à très haute pression. Les revêtements posés après nettoyage, qui protègent les parois internes contre des attaques ou incrustations ultérieures et qui améliorent le coefficient de frottement, est constitués :

_de bitume, projeté par des bras rotatifs ; on l'utilise avec des conduites de diamètres 75 à 250 mm ;

_de mortier de ciment projeté par un applicateur centrifuge ; on l'utilise pour des conduites de 75 à 3 600 mm ; après application, on procède à un lissage de la paroi au moyen d'une truelle conique ou, pour les grands diamètres, avec un appareil à truelles multiples.

VII .5.3.2 Rénovations modernes :

Il s'agit de techniques sans tranchée :

- **Chemisages :**

Le principe est l'introduction d'une gaine souple, ou d'une canalisation PE pré déformée, dans une conduite existante.

La **gaine souple imprégnée de résine** est introduite et tractée par un treuil depuis la surface. Puis, on gonfle cette gaine sous basse pression d'air pour la plaquer sur la canalisation existante. Enfin, on chauffe à 70°C environ pour obtenir, sans espace annulaire, un tube rigide par polymérisation de la résine. Cette technique utilise des gaines de 60 à 150 m selon les diamètres, et les sections couramment traitées sont comprises entre 150 et 1 500 mm. Les reprises de branchements peuvent se faire de l'intérieur par découpe au robot.

- **Gainages :**

Une gaine, constituée d'une structure centrale en tissu polyester, d'un film intérieur en polyéthylène, et d'un film extérieur en polyester, est introduite dans la canalisation, pliée en U par un film en polyamide, et treuillée de l'extérieur. Après mise en pression, le film polyamide éclate et la gaine est en place. La gaine n'est pas structurante vis-à-vis des charges extérieures.

VII .6. Automatisation et contrôle centralisé d'un réseau d'eau potable :

Par automatisation on entend généralement les appareils de toutes natures qui permettent de substituer une machine à l'Homme pour un travail déterminé. Ici, il s'agira de tous les procédés faisant ou non appel à l'électronique, capable de participer aux multiples tâches d'exploitation des ouvrages du réseau. Cela inclut :

- Les automatismes simples à horloge ou manostat,

- Les asservissements,
- Les automates programmables,
- Les centrales d'alarme.

VII.6.1 Les objectifs :

Pour le gestionnaire, trois objectifs peuvent être fixées :

- Réduire ou simplifier les tâches d'exécution du personnel d'exploitation, d'où le plus souvent un gain de productivité,
- Diminuer les coûts de production,
- Augmenter la sécurité de fonctionnement.

Souvent d'ailleurs, l'automatisation d'un organe, d'un élément ou d'une fraction du réseau répondant à l'un des objectifs, a un effet sur les autres.

Le tableau VII -1 passe en revue un certain nombre de dispositifs d'automatisation et les classées par rapport à ces objectifs, montrant bien qu'ils répondent souvent à plusieurs objectifs.[7]

Tableau VII -1: L'objectifs de l'automatisation

	Organe ou fonction automatisée	Moyens de L'automatisation	Réduire les tâches du personnel	Diminuer les coûts en électricité ou produit de traitement	Améliorer la sécurité de fonctionnement	Observation
prélèvement	Alarme sur la qualité de l'eau de la rivière pour permettre le traitement.	_ mesure d'O ₂ , pH, température _ transmission à distance à la station.	§		§§	On peut dans un premier temps se limiter à transmettre les données
	Alarme sur les forages	_ niveau dans le forage-qualité de l'eau _ transmission locale vers les pompes.	§		§§	
Station de traitement	Asservissement du dosage des réactifs et pdts de traitement pour production de l'eau.	_ Commande du démarrage automatique des pompes doseuses en fonction d'un paramètre de, qualité de l'eau à l'entrée. _ transmission locale.	§§	§		Doivent pouvoir être adapté à des consignes différentes ou même passer en commande manuelle
	Automatisation des divers étages de traitement	_ soit asservissement des vannes ou pompes à la qlté de l'eau à l'entrée. _ Soit asservissement à une perte de charge.	§§	§	§	

Tableau VII-1: L'objectifs de l'automatisation (suite)

Station de refoulement	Démarrage automatique des pompes et moteurs.	<ul style="list-style-type: none"> _ Manostat ou prise de pression pour commander ouverture de la vanne et limiter les coups de bélier. _ comporte soit une commande séquentielle soit un automate programmable. 	§§		§	Est souvent couplé avec une commande à distance pour le démarrage.
	Asservissement des pompes de refoulement au niveau des réservoirs.	<ul style="list-style-type: none"> _ Sonde de niveau et dispositif de démarrage automatique avec automate programmable pour révision des consignes. _ Transmission entre réservoir et station de pompage. 	§§	§§	§	
	Suppresseur pour étage élevé de distribution ou pour relever la pression de distribution.	<ul style="list-style-type: none"> _ Asservissement du démarrage automatique avec prise de pression. 	§§	§	§	
Réseau	Transmission vers poste central, intermédiaire ou local de pression, débit et position des vannes.	<ul style="list-style-type: none"> _ Comporte les capteurs correspondants, les lignes de transmission et le cas échéant, les commandes en retour et les actionneurs. 	§§		§	En général, c'est l'amorce d'une commande centralisée.

Légende : §§ : Objectif prioritaire,
§ : Objectif secondaire.

VII .6.2 L'architecture de l'automatisation :

On trouve toujours quatre éléments successifs :
_ mesurer un paramètre grâce à des capteurs,
_ transmettre plus ou moins loin grâce aux lignes,
_ comparer les paramètres ou traiter les données,
_ agir en retour grâce à des lignes et à des actionneurs,

Lorsque l'automatisation est locale comme par exemple le démarrage d'une pompe avec ouverture progressive d'une vanne pour éviter un coup de bélier, les lignes de transmission sont courtes et ne représentent qu'une fraction minime du coup total. Si elle est semi locale, comme pour l'asservissement d'une pompe à un niveau de réservoir, la ligne de transmission est encore relativement courte et pèse un peu plus sur le coût global. Si au contraire il s'agit d'envoyer des informations à un poste central, l'importance du poids des lignes de transmission agissant dans un sens ou dans un autre, devient prépondérante dans le coût global.

On doit distinguer trois centres d'action :

- **Station locale :** pour les organes dont le fonctionnement dépend uniquement des conditions locales.
- **Station intermédiaire :** rassemblant des stations locales, correspondant à une partie du réseau.
- **Station centrale :** avec comme mission de rassembler, de traiter, de présenter et de stocker l'information, et celle de modifier, quand c'est nécessaire les points de consigne des automates locaux chargés du fonctionnement des ouvrages.

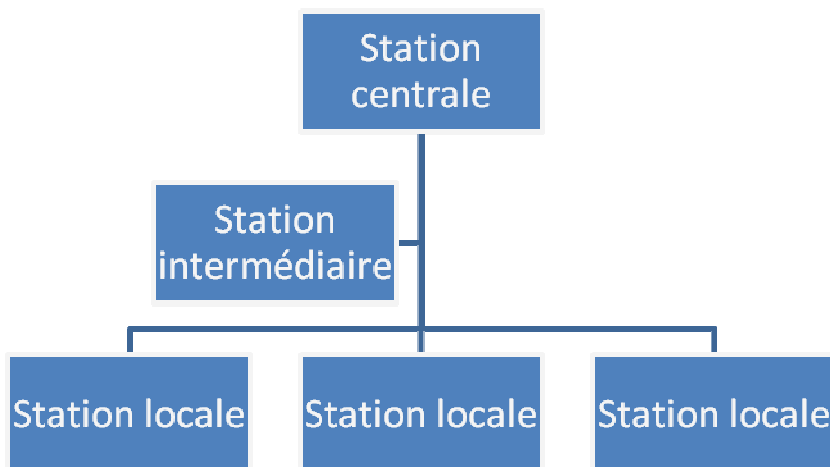


Figure VII-01 : Architecture de l'automatisation

VII .6.3 Les moyens d'automatisation :

Il existe des capteurs dont la fiabilité n'est plus à démontrer qui permettent de saisir les paramètres de décision. Ils concernent les niveaux, les pressions, les débits, les indicateurs de position d'organes, tels que vannes, moteurs ou pompes. Il existe aussi des capteurs concernant les paramètres de qualité tels que l'oxygène dissout, pH, opacité.

VII .6.4 Les contraintes soulevés par l'automatisation :

VII .6.4.1 Les problèmes humains :

On a vu que ces installations nouvelles conduisent à réduire les effectifs de l'exploitation ou à en freiner la progression. L'incidence financière de la diminution des effectifs et du recyclage des agents doit être pris en compte. Les économies de salaire peuvent être en effet, au moins au départ contrebalancées par le coût des mesures sociales à prendre. S'ajoute à ce problème concret, la difficulté psychologique de faire accepter par un ' ' professionnel qualifié' ' d'être partiellement remplacé par un outil informatique.

VII .6.4.2 La fiabilité :

La fiabilité des réseaux avant l'électronique dépendait certes des équipements choisis, mais aussi du nombre des agents d'exploitation. La diminution de ceux-ci découlant de l'automatisation peut faire craindre une diminution de la fiabilité réduisant les gains découlant du système lui-même.

Pour l'éviter, il faut procéder à une étude précise des points faibles et prévoir les équipements de secours indispensables pour pallier aux maillons fragiles de la chaîne.

Enfin, il est indispensable de vérifier l'efficacité des interventions de maintenance et de dépannage. [7]

Conclusion :

Même si l'automatisation pouvait supprimer toute présence humaine, il est certain qu'on ne pourrait pas aller jusque là. Il est en effet indispensable de maintenir un exploitant responsable entre la machine qui produit et l'utilisateur qui utilise, pour que ce service public soit assuré avec des garanties d'efficacité. Le développement des automatismes doit se limiter aux tâches répétitives, à celle de contrôle et de la surveillance, la responsabilité de l'exploitant étant d'interpréter les résultats et d'intervenir en temps voulu, avec des moyens adéquats.

Chapitre VIII:



CHAPITRES VIII**DEVIS ESTIMATIF****VIII-1- Introduction :**

L'étude du devis estimatif nous permet d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet, ce calcul consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain, on multiplie le volume des travaux par le prix unitaire.

VIII-2- Les opérations pour la réalisation du réseau :

Travaux de découpage de la tranche.

Fourniture et pose du lit de sable.

Pose des conduites.

Travaux de remblaiement de la tranche.

VIII-3- Calcul du volume de déblai :

Selon la largeur du godet de la pelle choisie, les volumes excavés pour chaque type de diamètre seront :

$$V = b \cdot H_{tr} \cdot L \quad [m^3].$$

Le tableau suivant donne le volume de déblai

Tableau N°VIII-1- : Calcul du volume de déblai du réseau de distribution

DIM (M)	LONG (M)	H _{tr} =1,20+diam (M)	b=diam+1 (M)	V déblai (M3)
0.050	1486.90	1.25	1.05	1951.56
0.075	1179.18	1.28	1.08	1630.10
0.100	1526.51	1.30	1.10	2182.91
0.125	892.53	1.33	1.13	1341.38
0.150	242.20	1.35	1.15	376.02
0.200	488.41	1.40	1.20	820.53
Volume total = 8302.50 (m ³)				

VIII-4- Calcul du volume de sable pour le lit de pose :

$$V_{ts} = \sum b_i \cdot e \cdot Li \quad \text{Avec } e = 0.2 \text{ m}$$

A partir du tableau suivant on tire la valeur du volume de sable

Tableau N°VIII-2 : Calcul du volume de sable.

DIM (M)	LONG (M)	e (M)	b=diam+1 (M)	V sable (M3)
0.05	1486.90	0.2	1.05	312.25
0.075	1179.18	0.2	1.08	254.70
0.100	1526.51	0.2	1.10	335.83
0.125	892.53	0.2	1.13	201.71
0.150	242.20	0.2	1.15	55.71
0.200	488.41	0.2	1.20	117.22
Volume _{sable} = 1277.42 (m ³)				

VIII-5-Calcul du remblaiement des tranchées :

V_r : Volume total du remblais ;

$$V_r = V_{df} - V_c - V_s$$

Ou :

V_{df} : volume total des déblais foisonnés ;

V_c : volume total occupé par les conduites ;

V_s : volume total de sable pour le lit de pose de la conduite ;

Avec :

$$V_c = S \cdot L = \frac{\pi D^2}{4} \cdot L \quad (D : \text{varie})$$

Le calcul des volumes : déblais, remblais et conduites sont donnés par le tableau suivant :

K_j : coefficient de foisonnement déterminé selon la nature du sol.

Puisque le sol de notre région est considéré limon argileux $K_j = 1.14 \div 1.28$

Donc : $V_{df} = 1.25 V_d$

Tableau N°VIII-3- : Calcul du volume des remblais du réseau de distribution

DIM	LONG	Htr=1,20+diam	b=diam+1	V _{df}	V conduite	V sable	V remblais
(M)	(M)	(M)	(M)	(M3)	(M ³)	(M ³)	(M ³)
0.05	1486.90	1.25	1.05	2439.45	2.92	312.25	2124.28
0.075	1179.18	1.28	1.08	2037.63	5.21	254.70	1777.72
0.100	1526.51	1.30	1.10	2728.64	11.98	335.83	2380.83
0.125	892.53	1.33	1.13	1676.73	10.95	201.71	1464.07
0.150	242.20	1.35	1.15	470.03	4.28	55.71	410.04
0.200	488.41	1.40	1.20	1025.66	15.34	117.22	893.10
Somme des volumes				10378.14	50.68	1277.42	9050.04

Tableau N° VIII-4 : devis estimatif

Désignation des travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire DA	Montant DA
1) déblais enterré Limon argileux		m ³	10378.14	250	2594535
2) lit de sable 20 cm		m ³	1277.42	2000	2554840
3) remblaiement de la tranche		m3	9050.04	200	1810008
4) fourniture transport et pose					
N°des tronçons du réseau	diamètre	ML			
45,65,73,EF,JD	Ø 50mm		1486.90	630.20	937044.38
DE,GF,HG,IH , JH,76	Ø 75mm		1179.18	695.15	819706.977
23,34,BA,AI,BJ , CD	Φ100m m		1526.51	720	1099087.20
12, 17, BC	Ø125mm		892.53	788.18	703474.30
55R1	Ø150mm		242.20	976.27	236452.594
66R2	Ø200mm		488.41	1492.27	728839.59
SOMME					11483988.04
TOTALE					13436266.01

CONCLUSION GENERALE

Notre étude a englobé tous les points qui touchent le plan spécifique à la réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable.

Nous signalons que durant notre étude, une priorité a été donnée surtout au côté technique pour assurer une pression convenable et un débit suffisant aux abonnés.

On constate que, d'ici l'horizon de calcul (2025) la population de la zone d'étude évoluera jusqu'à atteindre 10082 habitants, dont elle exigera une consommation en eau potable de 2944.12 m³/j.

Nous avons constaté que, quelques paramètres influant sur l'organisation du travail que nous n'avons pas bien détaillés, mais nous avons essayé de se rapprocher le maximum possible à la bonne marche du chantier afin de pouvoir réaliser ce système dans le délai accordé et avec le coût souhaité. Bien que cette étude de dimensionnement est faite pour l'horizon 2025, nous avons laissé le choix aux ingénieurs qui auront la chance de travailler sur le site, après une extension de la commune, d'utiliser à priori les matériaux des conduites qui peuvent adapter à la nature du terrain et qui peuvent supporter des fortes pressions.

Cette étude nous a permis de mettre en pratique, toutes les connaissances que nous avons acquises dans tous les domaines de l'hydraulique durant notre cycle de formation, et j'espère que, ce modeste travail servira, aux autorités civiles ainsi qu'aux entreprises d'exécutions des travaux, comme référence, pour la réalisation de ce projet.

Enfin je voudrai remercier d'avance l'honorable jury qui aura à apprécier ce travail et j'accepte sans réserve toutes les remarques ou suggestions nécessaires à l'enrichissement de cette étude.

Bibliographie

Bibliographie :

[1] : BOULEM Salah "Cours d'alimentation en eau potable" E.N.S.H 1993.

[2] : M.MEUNIER : paris (1980)
Le coup de belier et la protection des réseaux d'eaux sous pression.Engref.

[3] : PAULE Royet : édition 1994
"La surveillance et l'entretien des petits barrages" CEMAGREF.

[4] : C. GOMELLA et H. GUERREE : édition 1974
"La distribution d'eau dans les agglomérations urbaines et rurales"
EYROLLES.

[5] : FRANCOIS Valiron "Gestion des eaux" Ecole nationale des ponts et chaussées 1989.

[6] : AGEF : Mars 1996
"Procédure d'exploitation et de maintenance des systèmes d'alimentation en eau potable.

[3] : LYONNAISE DES EAUX "Mémento du gestionnaire de l'A.E.P et l'assainissement Tome I"

[4] : HUGUE Godart "Adduction et distribution d'eau" Technique de l'ingénieur traité construction.

[5] : OFFICE INTERNATIONAL DE L'EAU : Janvier 2005

"La gestion patrimoniale des réseaux d'eau potable: enjeux et recommandations.

[6] : ILIMI Yamina : promotion 1998
"Gestion des réseaux d'alimentation en eau potable (cas du réseau de la ville d'El-Kseur)" Mémoire de fin d'études ENSH.