



N° Réf :.....

Centre Universitaire de Mila

Institut des Sciences et de Technologie

Département de sciences et Technique

Projet de Fin d'Etude préparé En vue de l'obtention du diplôme
LICENCE ACADEMIQUE
En Hydraulique
Spécialité : Sciences Hydrauliques

Thème :
Etude de réseau d'AEP du chef lieu de la
commune d'AIN TINN

Préparé par :

ACHOUB HOUCIN
BELDJAATIT AMIN
BOUTEMINE RAHMA
BOUKEZZOULA HOSNA

Dirigé par :

ATHAMENA.ALI

Année universitaire : 2013/2014

REMERCIEMENT

Nous rend grasse a dieu de nous avoir donné le courage et patience pour faire nôtres devoir.

Nous tient a remercié vivement nos parents et notre encadreur « Mr. ATHAMENA ALI » pour nous avoir appuyé tout au long projet de fin d'étude, nous lui sommes surtout reconnaissants pour son souci constant de l'avancement de notre projet et son suivi continu de notre travail malgré son occupation.

Nous tenons également à exprimer nous sincères remerciements à tous ceux qui ont contribués de loin ou de pré à l'élaboration de ce projet de fin d'étude.

INTRODUCTION.....	7
RAPPEL HYDRAULIQUE	8
CHAPITRE I : INTRODUCTION GENERALE	11
I.1.GENERALITE SUR L’EAU	12
I.2.LE CYCLE DE L’EAU	13
I.3. LES SOURCES D’EAU	14
I.4.LE SYSTEME D’ALIMENTATION EN EAU POTABLE.....	14
I.5.LE RESEAU D’EAU POTABLE.....	14
I.6.L’OBJECTIF D’AEP	14
 CHAPITRE II : LA MORPHOLOGIE DU CENTRE	
II.1. CADRE ADMINISTRATIF ET GEOGRAPHIQUE.....	16
II.2. LE CADRE PHYSIQUE DE LA COMMUNE.....	19
II.3. L’HYDROGEOLOGIE.....	19
II.4. CLIMATOLOGIE.....	19
4 .1 .LES TEMPERATURES.....	19
4.2. LA PLUVIOMETRIE.....	19
4.3. LE VENT.....	19
II.5. GEOLOGIE.....	20
II.6. AGRICULTURE.....	20
II.7. LES RESSOURCE.....	20
7.1. FICHE TECHNIQUE DU FORAGE N°1.....	21
7.2. COUPE LITHOSLIGRAPHIQUE DU FORAGE N°1.....	22
 7.3. CARACTERISTIQUE PHYSICO-CHIMIQUE D’EAU DUFORAGEN°1.....	23
 CHAPITRE III : ETUDE DES BESOINS EN EAU	
III.1.EVALUATION DE LA POPULATION.....	25
III.2 ETAT ET TYPOLOGIE DE L’HABITAT.....	27
III.3 NORMES UNITAIRE DE CONSOMMATION	28
III.4. EVALUATION DE LA DEMAND GLOBALE EN EAU.....	28

4.1 .EVALUATION DES BESOINS DOMESTIQUE	28
4.2. EVALUATION DES BESOINS PUBLICS.....	28
4.2.1. EVALUATION DES BESOINS SCOLAIRE.....	28
4.2.2. CALCUL DES BESOINS EN EAU POUR L'EQUIPEMENT SCOLAIRE	29
4.2.3. EQUIPEMENTS SANITAIRES.....	29
4.2.4. EQUIPEMENTS SOCIOCULTURELS.....	29
4.2.5. EQUIPEMENTS ADMINISTRATIFS.....	30
4.2.6. EQUIPEMENTS COMMERCIAUX.....	30
III.5 ETUDES DES VARIATIONS DES DEBITS.....	31
5.1. LA VARIATION JOURNALIER.....	31
5.2. LA VARIATION HORAIRE.....	31
5.3. LA VARIATION DE POINTE.....	32
III.6.ETUDE DES DEBITS.....	32
6.1. DEBIT MOYEN JOURNALIER.....	32
6.2. DEBIT MAXIMAL JOURNALIER.....	32
6.3. DEBIT DE POINTE.....	33
6.4. TABLEAU RECAPITULATIF DES BESOINS EN EAU.....	34

CAPITRE IV : CALCUL DE RESEAU DE DISTRIBUTION PROJETE

IV.1.GENERALITE.....	36
IV.2.CONCEPTION DE TYPE DE RESEAU.....	37
2.1. CHOIX DE TYPE DE RESEAU.....	37
2.2. CHOIX DE TYPE DE MATERIAUX.....	37
2.3. LES PARAMETRE DE RESEAU.....	37
IV.3.DIMENSIONNEMENT DE RESEAU.....	38
3.1. HYPOTHESE DE CALCUL.....	38
3.1.1. LE DEBIT SPECIFIQUE.....	38
3.1.2. LE DEBIT EN ROUTE.....	39
3.1.3. LE DEBIT TRANSITE.....	39
3.2. CALCUL HYDRAULIQUE DE RESEAU.....	39
3.2.1. CALCUL DE DIAMETRE.....	39
3.2.2. CALCUL DES PERTES DE CHARGE LINEARE.....	39
3.2.3 LES PERTES DE CHARGE SINGULIERES.....	39
3.2.4. CALCUL DES PRESSIONS AU SOL.....	40
IV.4 .LES RESULTATS DE CALCUL DU RESEAU.....	40
4.1. RESULTATS HYDRAULIQUE.....	40
4.2. RESULTATS DE RESEAU AU SOL.....	42
IV.5.LES ACCESSOIRES.....	47
5.1. LES VANNES DE SECTIONNEMENT.....	47
5.2.LES COUDES.....	47
5.3. LES RACCORDS A BRIDES MAJOR.....	47
5.4. LE CONE DE REDUCTION A BRIDES.....	48

5.5. LA PLAQUE PLEINE.....	48
5.6. LES TES.....	48
5.7. LES VENTOUSES.....	49
CHAPITRE V : ADDUCTION	
V.1.DEFINITION.....	51
V.2. TRACE DES CONDUITES.....	52
2.1. TRACE EN PLAN.....	52
2.2. PROFIL EN LONG.....	52
2.3 POSE DES CONDUITES.....	53
V.3.DIMENSIONNEMENT DE LA CONDUITE D'ADDUCTION.....	54
3.1. DONNEES DE DIMENSIONNEMENT.....	54
3.2. PARAMETRES DE DIMENSIONNEMENT.....	54
3.3 . LES CONDITIONS DE PARAMETRE DU DIMENSIONNEMENT.....	54
V.4.CALCUL DE DIAMETRE DE LA CONDUITE D'ADDUCTION.....	55
4.1. CONDITIONS TECHNICO-ECONOMIQUES.....	55
V.5. CALCUL DES PERTES DES CHARGES.....	56
5.1. PERTES DE CHARGE LINEAIRE.....	56
5.1.2. FORMULE DE DARCY – WEIBACH.....	56
5.1.3.FORMULE DE COLEBROOK-WHITE.....	57
5.1.4. FORMULE DE CHEZY-MANNING.....	57
5.2. PERTES DE CHARGE SINGULIERE.....	57
5.3 .PERTES DE CHARGE TOTALES.....	58
V.6. CALCUL DE LA HAUTEUR GEOMETRIQUE.....	58
V.7.CALCUL DE LA HAUTEUR MANOMETRIQUE TOTALE.....	58
V.8.CALCUL DE LA PUISSANCE DE LA POMPE.....	58
V.9.CALCUL DU TEMPS DE POMPAGE	59
V.10.LES RESERVOIRS DE DISTRIBUTION.....	60
10.1. LE ROLE DES RESERVOIRS.....	60
10.2. EMLACEMENT GEOGRAPHIQUE DES RESERVOIRS.....	60
10.3. VOLUME DES RESERVOIRS.....	60
CHAPITRE VI : OUTIL INFORMATIQUE	
VI.1.PRESENTATION DE LOGICIEL EPANET.....	63
VI.2. CE QU'EST EPANET.....	64
VI.3.CAPACITES POUR LA MODELISATION HYDRAULIQUE.....	64
VI.4.LES ETAPES DE L'UTILISATION D'EPANET.....	65
VI.5.LES DONNEES SAISEES.....	65
5.1. LONGUEUR DES CONDUITES.....	65
5.2. DIAMETRES DES CONDUITES.....	65
5.3. ALTITUDE DES NŒUDS.....	65
5.4. DEMANDE DE BASE DES NŒUDS.....	65
CONCLUSION GENERALE.....	68

INTRODUCTION

La problématique de l'eau potable figure au cœur des objectifs du plan de développement national et aux saut des responsables locaux face aux difficultés rencontrées dans la commune d'Ain Tinn dans la wilaya de Mila à savoir la discontinuité de service

(quelques heures de distribution selon les quartiers), très importantes pertes d'eau sur le réseau très mal connues, faible ratio de facturation et de recouvrement des factures, on assiste actuellement à des efforts par l'organisme gestionnaire qui visent à définir et mettre en œuvre des mesures permettant d'améliorer la situation de l'alimentation en eau potable de la dite localité.

Cadrement avec cette problématique de l'eau potable dans zone périurbaine, notre thème s'intitule « **étude de réseau d'AEP de la commune d'Ain Tinn wilaya de Mila** », il s'inscrit dans une démarche qui sert d'une part à certaines réponses sur le système d'AEP, sur les besoins et les caractéristiques de la consommation actuelle et future, sur l'évolution des rendements et sur le dimensionnement de réseau.

Et d'autre part à préconiser certaines actions techniques au niveau d'étude et certaines actions économiques pour une amélioration de la réalisation, et satisfaire les besoins actuels et futurs, la demande qualitative et quantitative en eau potable de chef lieu de la commune d'Ain Tinn .

RAPPEL HYDRAULIQUE

L'hydraulique étudie les lois des écoulements des liquides ainsi que leurs applications Elle est basée sur les principes de la mécanique des fluides surtout la célèbre équation de Bernoulli.

En effet, l'énergie d'un écoulement d'eau dans une conduite circulaire est exprimée sous la forme d'une charge. Cette charge correspondant au poids d'une colonne d'eau ayant la même énergie est donnée par l'équation de Bernoulli :

$$H = h + P + \frac{v^2}{2g}$$

Avec :

H : la charge totale m

h : l'altitude de la section de mesure par rapport à une référence (m).

P : la pression dans la section de mesure (m).

V : la vitesse de l'eau (m/s).

g : L'accélération de la pesanteur m/s².

La charge totale en un point est la somme algébrique de l'énergie potentielle H, de l'énergie de la pression P et de l'énergie cinétique $V^2/2g$. Dans notre cas, on négligera l'énergie cinétique dans les calculs car la vitesse de circulation des eaux dans les réseaux d'AEP comprise entre 0,5 et 1,5 m/s, donc elle n'aura pas une grande influence sur la charge totale même si on l'introduit dans les calculs.

Lors de son passage dans une conduite circulaire entre deux sections 1 et 2, l'eau perd une quantité de sa charge à cause du frottement contre les parois internes de la conduite :

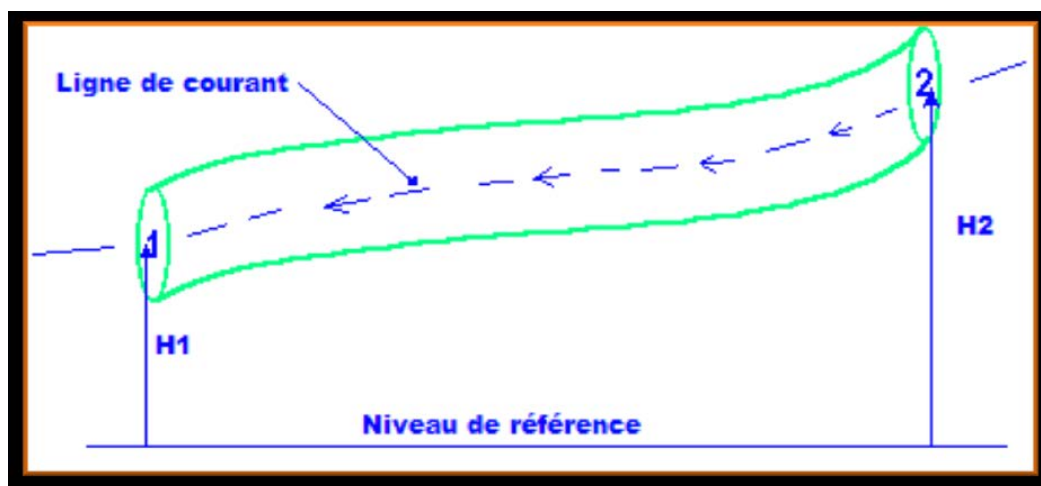


Figure 1 : Représentation de la charge totale entre 2 sections

$$H_2 = H_1 + \Delta H$$

H1: charge totale à la Section 1.

H2: charge totale à la Section 2.

ΔH : pertes de Charge.

NOTIONS PRINCIPALES DANS UN RESEAU D'AEP :

- **Pression nominale** : elle correspond à la pression de service admissible dans une conduite, en bar, pour le transport de l'eau à 20 °C.
- **Diamètre nominale** : c'est le diamètre extérieur de la conduite pour les conduites en plastique, et le diamètre intérieur pour les conduites en fonte. Son unité est le mm.
- **Le débit** : C'est la quantité d'eau qui s'écoule à travers la section interne de la conduite pendant une unité de temps. Contrairement à la pression, le débit qui entre dans un nœud est le même qui sort de celui-ci, son unité est le m³/s.
- **La vitesse** : c'est la longueur de tuyaux parcourue par l'eau dans un temps donné, son unité est le m/s.

Cette vitesse peut être déterminée par l'utilisation de la formule de calcul du débit :

$Q = S \times V \quad \rightarrow \quad V = \frac{Q}{S}$
--

CHAPITRE I

INTRODUCTION GENERALE

I.1.GENERALITE SUR L'EAU

I.2.LE CYCLE DE L'EAU

I.3. LES SOURCES D'EAU

**I.4.LE SYSTEME D'ALIMENTATION EN EAU
POTABLE**

I.5.LE RESEAU D'EAU POTABLE

I.6.L'OBJECTIF D'AEP

L'eau est indispensable à la vie et nous en consommons tous, chaque jour. Elle a beau représenter 70% de la surface de la planète.

I.1.GENERALITE SUR L'EAU :

L'eau est un élément sous forme liquide en condition standards (température et pression), composé sous sa forme pure de molécules qui associent deux atomes d'hydrogène et un atome d'oxygène sous la forme H_2O .

L'eau recouvre 70% des 509 millions de km^2 de la surface du globe. On estime son volume à environ 1,4 milliards de milliards de litres d'eau. Ce volume d'eau est stable.

L'eau de la planète bleue se répartit de la manière suivante :

- 97,20% : eaux salées
- 2,15% : glaces polaires
- 0,63% : eaux souterraines
- 0,019% : lacs, fleuves, et rivières
- 0,001% : eaux dans l'atmosphère



L'eau douce et liquide qui est la plus facilement utilisable pour nos besoins. Sur la totalité de cette eau, seule une partie est réellement accessible, le reste étant renfermé dans des nappes souterraines profondes

I.2.LE CYCLE DE L'EAU :

- **L'EVAPORATION :**

Sous l'action du soleil, une partie de l'eau de mer s'évapore pour former des nuages. Avec les vents, ces nuages arrivent au dessus des continents où ils s'ajoutent à ceux déjà formés.

- **PRECIPITATION :**

Lorsqu'il pleut, qu'il neige ou qu'il grêle sur ces mêmes continents, une partie de l'eau de ces précipitations repart plus ou moins rapidement dans l'atmosphère, soit en s'évaporant directement, soit du fait de la transpiration des végétaux et des animaux.

- **RUISSELLEMENT :**

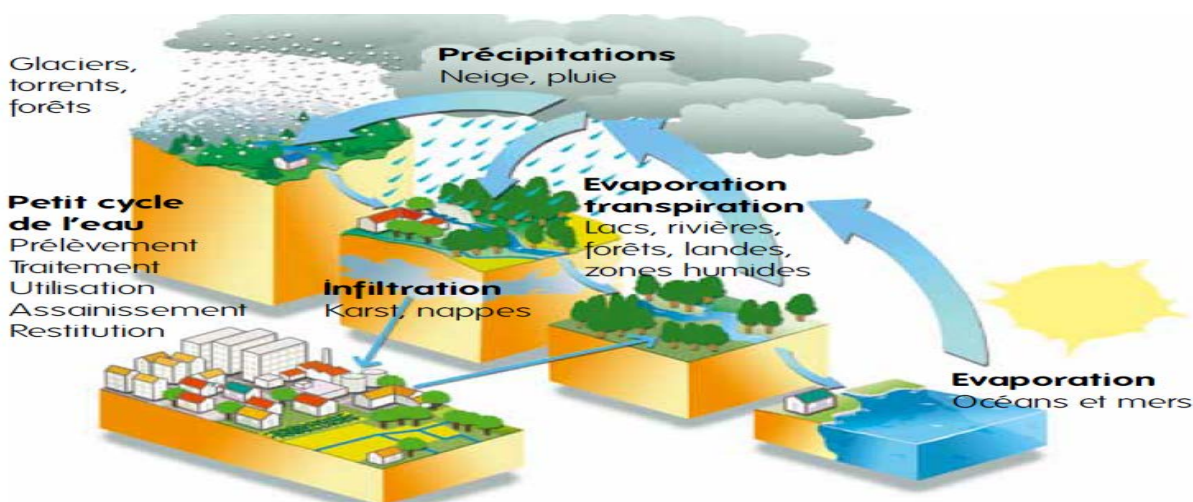
Une deuxième partie, en ruisselant sur le sol, rejoint assez vite les rivières et les fleuves puis la mer.

- **INFILTRATION :**

Quant au reste, il s'infiltre dans le sol et est stocké en partie dans des nappes.

Cette eau finira aussi par retourner à la mer, à beaucoup plus longue, voire très longue, échéance, par le biais des cours d'eau que ces nappes alimentent. C'est ce mouvement perpétuel de l'eau sous tous ses états qu'on appelle le grand cycle de l'eau.

Les activités humaines peuvent parfois perturber ce cycle et provoquer ou amplifier des phénomènes de pénuries ou d'inondation.



Les présents travaux étudient l'état des ressources mondiales d'eau potable et ce qui peut être réalisé pour améliorer cette situation. Ils sont divisés en sections sur les sources, le traitement et la distribution de l'eau potable.

I.3. LES SOURCES D'EAU

▪ EAU DE SURFACE :

L'eau de surface est celle que l'on retrouve dans les lacs, les rivières et les fleuves. Cette eau peut seulement être consommée si elle est filtrée, désinfectée et surveillée.

▪ LES EAUX SOUTERRAINES :

Les eaux souterraines peuvent être captées des différentes manières suivant leur origine. Il peut s'agir de puits ou forages pour les eaux issues de nappes phréatiques ou profondes, ou de captage de sources pour les eaux qui émergent naturellement.

L'eau potable propre est un besoin humain plus que fondamental. Malheureusement, plus d'un sixième de la population du globe n'a toujours pas accès à cette précieuse ressource et le problème est particulièrement grave dans les pays en développement.

La section sur les sources liste l'emplacement et le mode de préservation de ces zones. Les types de sources disponibles déterminent aussi le genre de techniques de gestion à utiliser pour optimiser l'exploitation de l'eau jusqu'à la dernière goutte.

Enfin, puisque la majorité des consommateurs ne vivent pas à proximité des sources d'eau potable, la section sur la distribution décrit les différentes manières de transporter l'eau et de l'amener à ceux qui l'utilisent chaque jour

I.4.LE SYSTEME D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE :

C'est l'ensemble des éléments et des ouvrages permettant la production, l'adduction et la distribution de l'eau (ressources, captage, traitement, stockage, canalisations et tous les équipements associés).

- **Une eau potable : est une eau que l'on peut boire sans risque pour la santé**

I.5.LE RESEAU D'EAU POTABLE :

Est l'ensemble des canalisations permettant le transport d'eau potable.

L'eau est un besoin humain fondamental. Chaque personne a besoin de 20 à 50 litres d'eau potable au moins par jour, pour boire, cuisiner et simplement se laver.

I.6.L'OBJECTIF D'AEP :

L'objectif du projet de APE de la commune d'AIN TINN est d'assurer à la Population l'alimentation en eau potable disponibles en quantité suffisante chez soi.

CHAPITRE II

LA MORPHOLOGIE DU CENTRE

II.1. CADRE ADMINISTRATIF ET GEOGRAPHIQUE

II.2. LE CADRE PHYSIQUE DE LA COMMUNE

II.3. L'HYDROGEOLOGIE

II.4. CLIMATOLOGIE

4.1 .LES TEMPERATURES

4.2. LA PLUVIOMETRIE

4.3. LE VENT

II.5. GEOLOGIE

II.6. AGRICULTURE

II.7. LES RESSOURCES

7.1. FICHE TECHNIQUE DU FORAGE N°1

7.2. COUPE LITHOSLIGRAPHIQUE DU FORAGE N°1

7.3. CARACTERISTIQUE PHYSICO-CHIMIQUE D'EAU DU FORAGE N°1

I.1. CADRE ADMINISTRATIF ET GEOGRAPHIQUE :

La commune D' AIN TINN situe a 12 kilomètres au nord- est de la wilaya de Mila ,
proximité de la route national N°79 avec une superficie totale De : 3725 (ha).

Entre les coordonnées :

- Lambert longitudinal (822.00 - 826.25 KM. NGA)
- Lambert méridiennes (349.60 - 351.50 km. NGA)

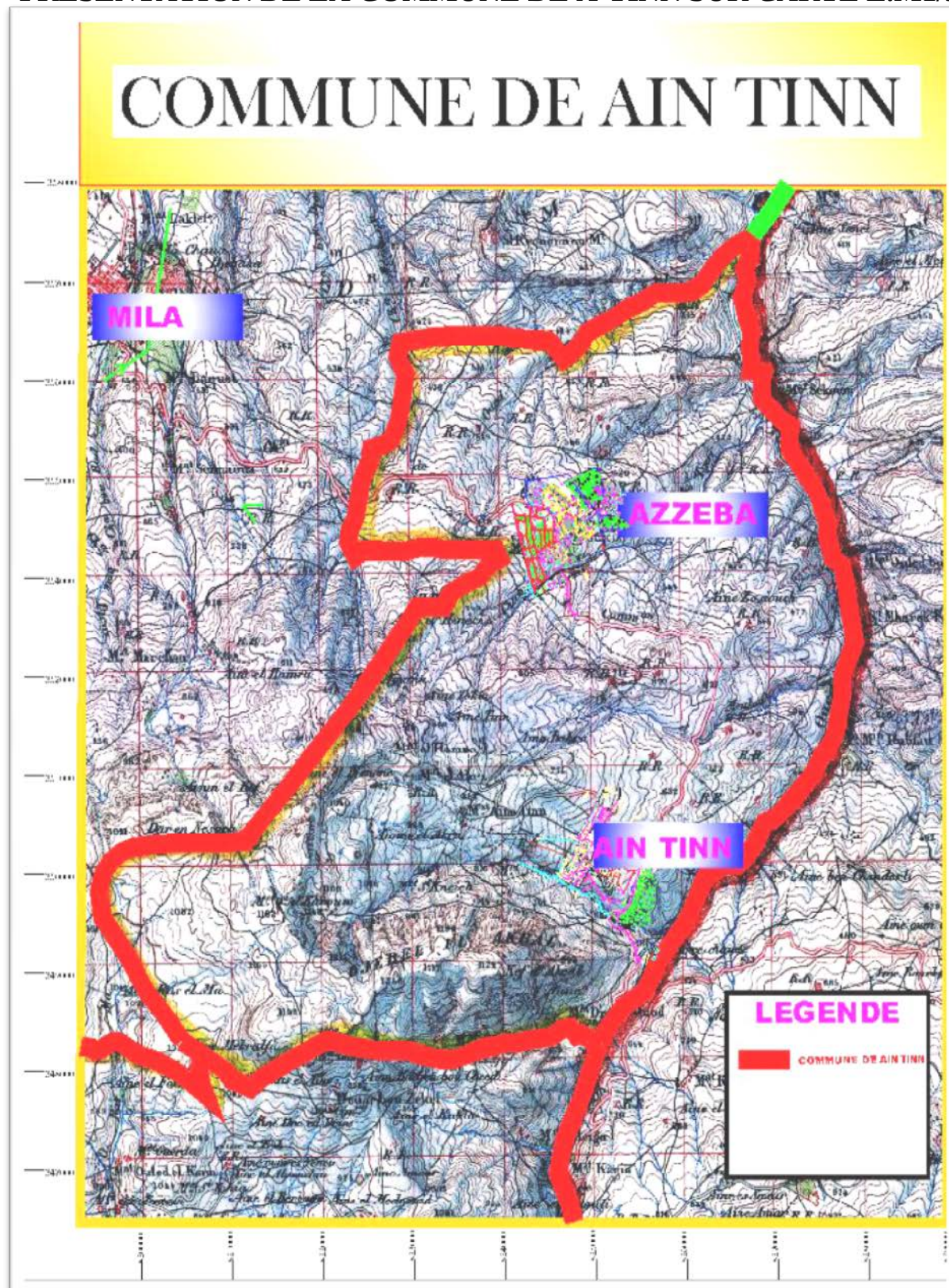
Elle est limitée par :

- commune de Mila au nord-est ouest.
- la commune de sidi khlifa au sud.
- la wilaya de Constantine a l'est.

WILAYA DE MILA

LIMITES ADMINISTRATIFS





II.2. LE CADRE PHYSIQUE DE LA COMMUNE :

La commune D'AIN TINN Constituées d'ensembles a la fois morphologique et géologique divers par leur forme et leur nature

- Au nord un ensemble des collines très ravines prolonge les bas piémonts du bassin de Mila.
- Au centre le massif de djbel lakhal dresse ses barres calcaires à plus de 900 mètre d'altitude.
- Au sud la plaine de sidi khlifa.

La commune de Ain tinn appartient au domaine bioclimatique à tendance semi aride caractérise par un hiver froid, humide et un été chaud , avec des transitions plus au moins courte en raison de l'influence du relief.

II.3. L'HYDROGEOLOGIE

Le réseau hydrographique caractérise par la faiblesse des eaux de ruissellement du en grand partie de à l'irrégularité de la pluviométrie.

II.4. CLIMATOLOGIE:

4.1 .LES TEMPERATURES : les températures affichées différent d'une saison à une autre elles varient d'une moyenne de 5.5 ° à 30.2° en saison respectivement hivernale et estivale.

4.2. LA PLUVIOMETRIE : les précipitations enregistrer varie annuellement de 350 (mm) à 700 (mm).

4.3.LE VENT : d'après les mesures afficher de la station de Ain-Elbay pour la période 2008-2012 nous avons remarque que la vitesse moyenne mensuelle est de l'ordre de 2.46(m/s).

Le tableau ci de sous indiquera les variations de la vitesse du vent mensuelle durant une année

Mois	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	moy
V (m/s)	2.7	2.8	2.8	2.3	2.4	2.3	2.2	2.5	2.2	2.1	2.6	2.7	2.46

Les vents dominant sont de secteur nord ouest, ces vents sont généralement suivis par des pluies en hiver.

II.5. GEOLOGIE:

La géologie de la région est caractérisée par des dépôts mio-pliocènes analogues à ceux du bassin de Mila, soulignée les argiles, marnes, calcaire lacustres et conglomérats.

II.6. AGRICULTURE :

Selon la classification des sols nous distinguerons trois grandes catégories :

- Les terres à fortes potentialités agricoles situées au nord de la commune.
- Les terres à moyennes potentialités agricoles situées au périmètre de l'agglomération chef lieu de la commune.
- Les terres à faibles potentialités agricoles situées au sud de la commune recouvrant essentiellement le massif de djbel Lakhal.

II.7. LES RESSOURCES :

Les ressources qui approvisionnent le centre d'AIN TINN sont deux forages F1 et F2. Les deux forages situés à HAMMAM SKHOUN .

Les Caractéristiques des forages sont :

Non du forage	coordonnées			Année de mise en service	Profondeur du forage (m)	Niveau (m)			Débit (l/s)
	x	y	z			St (m)	Dy (m)	Calage de la pompe (m)	
F1	825573.05	348982.54	548.96	1990	210	1.8	-	65	33
F2	825522.35	348925.77	524.28	1996	330	19.9	-	70	40

MINISTERE DE L'HYDRAULIQUE DE
L'ENVIRONNEMENT ET DES FORETS

HYDRAULIQUE

SOUS DIRECTION DE MOBILISATION DES
RESSOURCES SOUTERRAINES.

FICHE	FORAGE
-------	--------

N D'INVENTAIRE

- TYPE DE POINT D'EAU : Puits ; Forage d'Exploitation; Forage de Reconnaissance.
- LOCALISATION : Commune : Du Tinn; Nom du Forage : ANT I.
- CARACTERISTIQUES
- * Année et Entreprise de réalisation: Hydro Forage Nord } du 1-12-89
an 15-03-90
- * Profondeur (M.L) 210 m
- * Type d'Aquifère (Libre, captif)
- * Débit Mobilisé en L/sec .(débit critique d'Exploitation) 33 l/s
à l'air l'ft.
- * Niveau statique 1,80 m
- Niveau dynamique -
- * Salinité (Gr /L)
- * Utilisation de la ressource .

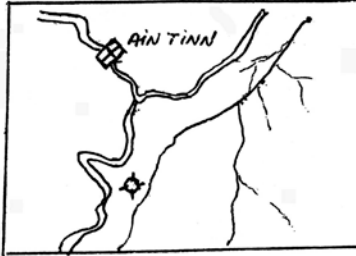
- AUTRES OBSERVATIONS .

Tubage de Type A.P.I.
Tubes crépinés : Lanternés.

7.2. COUPE LITHOSLIGRAPHIQUE DU FORAGE N°1 :

$\pm$ Chelle: $\frac{1}{1000}$

coordinates $x = 825,800$
 $y = 349,000$

Coupe Géologique			Coupe Technique		Extrait de la Carte de Constantine au 1/50.000
Age des formations	Profondeur	Lithologie			
	0m	sable + gravier		0m.	
	2	Terre arable		→ $\phi 18\frac{3}{8}$	
	3	sable + gravier		API	
	14	argile grise		TP $\phi 15\frac{3}{8}$	
	18	argile + gravier		API	
	22	argile jaune			
	24	argile + gravier			
	30	argile + passage gravier			
	34	argile			
	40	argile + gravier			
	44	argile			
	51	argile jaune			
	55	argile + gravier			
	59	argile grise			
	72	argile + gravier			
	77	argile jaune + gravier			
				62 63m	
				TC $\phi 15\frac{3}{8}$	
				API	
				TP $\phi 9\frac{3}{8}$ 93m	
				93m	
				TC $\phi 15\frac{3}{8}$	
				118m	
				120m	
				121m	
				TC $\phi 9\frac{5}{8}$ API	
				9" 5/8 API	
				TP $\phi 9\frac{5}{8}$ 150m	
				8,155m	
				TC $\phi 9\frac{5}{8}$	
				API	
				200m	
				TP $\phi 9\frac{5}{8}$	
				210m	

7.3. CARACTERISTIQUE PHYSICO-CHIMIQUE D'EAU DU FORAGE N°1

Paramètre	Forage N°1
T(c°)	17.8
PH	7.40
Turbidité (NTU)	0.6
O ₂ dissous (mg/l)	-
Conductivité (µs/cm)	913
T.D.S (mg/l)	-
Sal (‰)	-
Résidu sec (mg/l) à 180°	520.0
T.A (mg/l)	00
T.A.C (°F)	17.45
T.H (°F)	38.500
Cl ⁻ (mg/l)	33.42
HCO ₃ ⁻ (mg/l)	212.89
NH ₄ ⁺ (mg/l)	00
K ⁺ (mg/l)	2.05
Na ⁺ (mg/l)	21.12
Ca ⁺² (mg/l)	76.74
Mg ⁺² (mg/l)	22.41
Zn (mg/l)	00
Cd (µg/l)	0.001
Cu (mg/l)	<0.02
Fe (mg/l)	00
Pb (mg/l)	00

CHAPITRE III

ETUDE DES BESOINS EN EAU

III.1.EVALUATION DE LA POPULATION

III.2 ETAT ET TYPOLOGIE DE L'HABITAT

III.3 NORMES UNITAIRE DE CONSOMMATION

III.4. EVALUATION DE LA DEMAND GLOBALE EN EAU

4.1 .EVALUATION DES BESOINS DOMESTIQUE

4.2. EVALUATION DES BESOINS PUBLICS

4.2.1. EVALUATION DES BESOINS SCOLAIRE

**4.2.2. CALCUL DES BESOINS EN EAU POUR L'EQUIPEMENT
SCOLAIRE**

4 .2.3. EQUIPEMENTS SANITAIRES

4.2.4. EQUIPEMENTS SOCIOCULTURELS

4.2.5. EQUIPEMENTS ADMINISTRATIFS

4.2.6. EQUIPEMENTS COMMERCIAUX

III.5 ETUDES DES VARIATIONS DES DEBITS

5.1. LA VARIATION JOURNALIER

5.2. LA VARIATION HORAIRE

5.3. LA VARIATION DE POINTE

III.6.ETUDE DES DEBITS

6.1. DEBIT MOYEN JOURNALIER

6.3. DEBIT DE POINTE

6.2. DEBIT MAXIMAL JOURNALIER

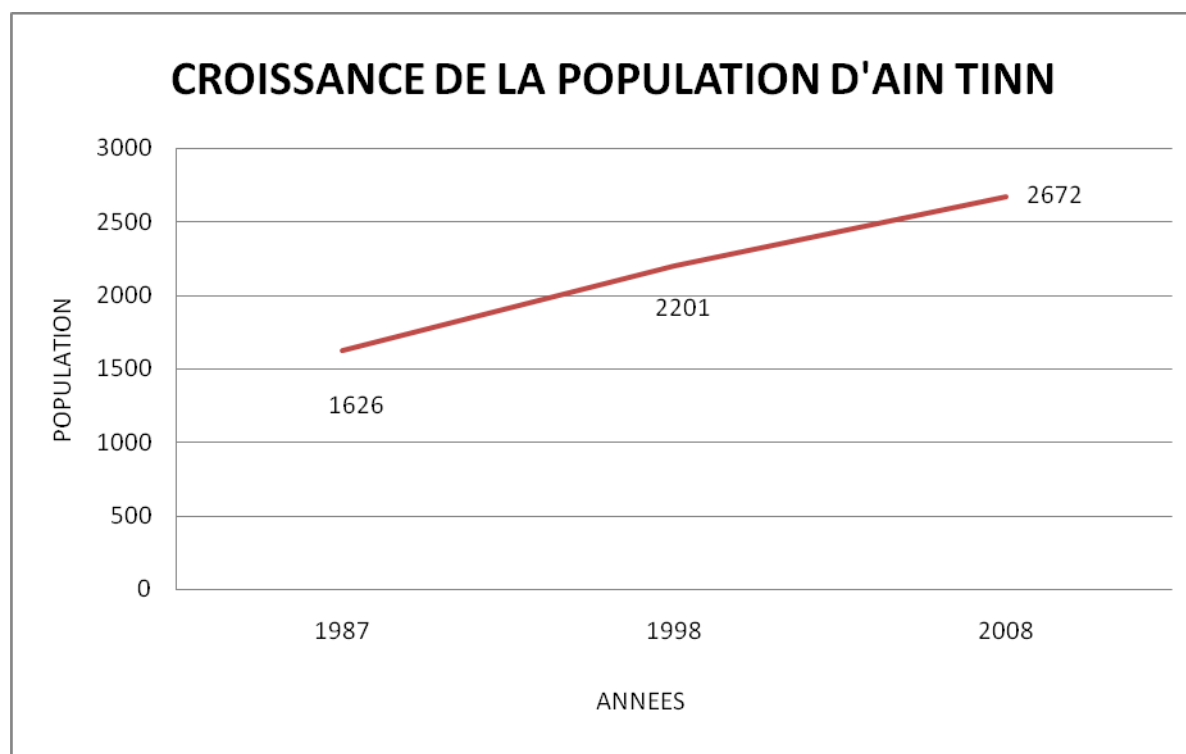
6.4. TABLEAU RECAPITULATIF DES BESOINS EN EAU

L'alimentation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateurs, cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur. Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (l'augmentation de la population, équipements sanitaires, niveau de vie de la population...), elle diffère d'une période à autre et d'une agglomération à autre.

III.1.EVALUATION DE LA POPULATION :

Les données statistiques et les résultats de la Population de chef lieu de la commune de Ain TINN est donnés sous forme de tableau, conformément aux données de la direction de planification et d'aménagement du territoire (D.P.A.T), soit une population de l'ordre 2672 Habitants de l'année 2008, pour un taux d'accroissement adopté de 1.48%.

POPULATION	1987	1998	2008
AIN TINN C.L	1626	2201	2672



La population future pour le chef lieu de la commune d'Ain Tinn sera estimée par la formule des intérêts composés à l'horizon 2034.

On a :

$$P = P_0 \times (1+T)^n$$

P : Population à l'horizon considéré.

P₀ : Population au dernier recensement.

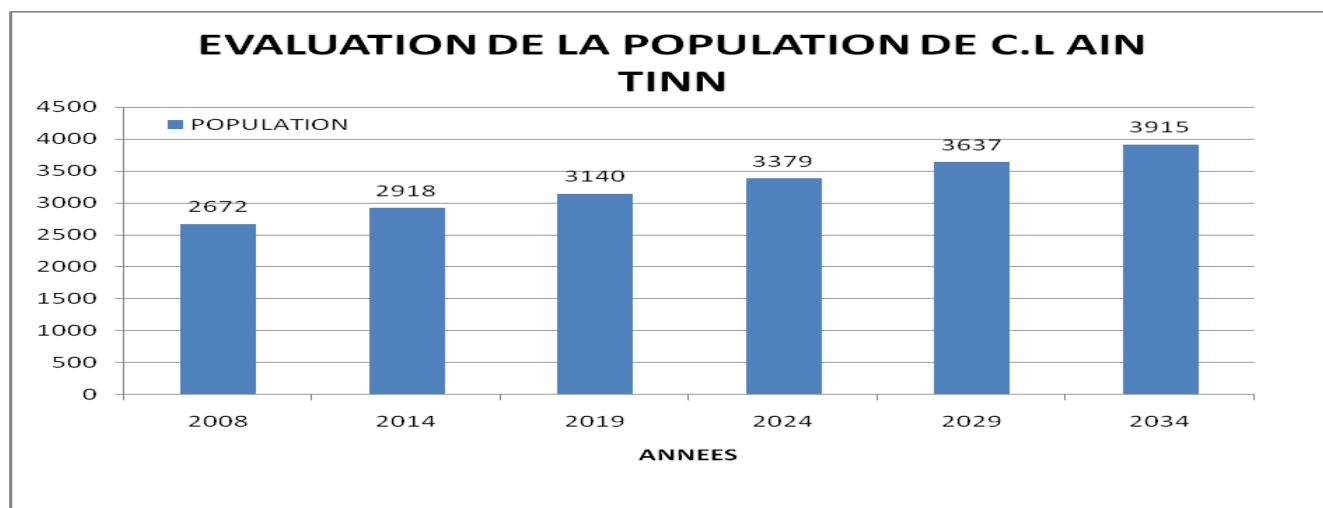
T : Taux d'accroissement en %.

N : Nombre d'années séparant les deux horizons.

Les résultats sont représentés dans tableau ci-dessous :

TABLEAU N°01 : Evaluation de la population a long terme

Agglomération	Population					
	2008	2014	2019	2024	2029	2034
C.L AIN TINN	2672	2918	3140	3379	3637	3915



III.2 ETAT ET TYPOLOGIE DE L'HABITAT :

L'analyse du tissu urbain de l'agglomération en étude a permis de faire ressortir plusieurs types de constructions, formant le cadre bâti de la ville.

- **Habitat coloniale:** il est structure par une hiérarchie de voie et dotée par les commodités de vie tel que le jardin qui centralisée le tissu urbain et l'ensemble des équipements a caractère administratif.
- **Habitat spontané :** L'Habitat précaire spontané est presque inexistant.
- **Habitat collectif:** il se matérialise sous forme de plusieurs blocs en R+3 et R+4. ainsi que plusieurs blocs en construction.
- **Habitat évolutif:** ce type d'Habitat se matérialise sous forme de petites Habitation individuelles organisées.
- **Zone d'activité:** cette zone occupe une très grande assiette foncière dans la partie sud-est de l'agglomération d'AIN TINN.
- **Equipements Publics Existantes :**

N°	EQUIPEMENT	SUPERFICIE (m ²)
01	Stade communal	7369.65
02	Salle de soin	4107.07
03	Siège APC	1795.01
04	PTT	1682.27
05	Garde communale	1250.00
06	Jardin public	7380.00
07	Ecole primaire	3363.72
08	Mosquée	4450.86
09	CEM	6537.70
10	maison de jeunes	4128.14
11	Cimetière chrétien	1483.18
12	Cimetière musulman	27410.15
13	Gendarmerie nationale	7320.55
14	Station météorologique	8261.61
15	SNTA	3271.87
16	CONDOTT	18628.67
17	COOPERATIVE APICULTURE	2841.87

Nous avons recensé un total de **486** logements au Niveau de l'agglomération chef lieu (Ain Tinn). La majorité des logements existants sont des habitats individuels, le logement collectif ne représente qu'un pourcentage ne dépassant pas dix pourcent du parc logement.

L'alimentation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateurs, cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur.

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

III.3 NORMES UNITAIRE DE CONSOMMATION :

Pour une étude des besoins en eau on retiendra les éléments de base ci après :

- ville de 5000 à 20000 habitant = 150 à 200 l/j/hab.
- ville de 20000 à 100000 habitant = 200 à 300 l/j/hab.
- ville au dessus de 100000 habitant = 300 à 400 l/j/hab.

Remarque : nous avons observé que le débit de forage F1 est très important. Alors on prend une dotation de 200(l/j/hab.).

III.4. EVALUATION DE LA DEMANDE GLOBALE EN EAU:

4.1 EVALUATION DES BESOINS DOMESTIQUE :

Besoin suivant croissance naturelle de la population.

$$\text{Consommation (m}^3/\text{j)} = \text{dotation} \times \text{population}$$

$$Q \text{ (l/s)} = (\text{consommation} \times 1000) \div (24 \times 3600)$$

ANNEE	POPULATION	DOTATION (L/J/HAB)	CONSOMMATION (M ³ /J)	DEBIT (L/S)
2008	2672	200	534,4	6,18518519
2014	2918	200	583,6	6,75462963
2019	3140	200	628	7,26851852
2024	3379	200	675,8	7,82175926
2029	3637	200	727,4	8,41898148
2034	3915	200	783	9,0625

4.2. EVALUATION DES BESOINS PUBLICS:

4.2.1. EVALUATION DES BESOINS SCOLAIRE:

Désignation	Population scolarisée en 2034	
	Ecole primaire	C.E.M
C.L Ain Tinn	470	519

total	989
--------------	------------

4.2.2. CALCUL DES BESOINS EN EAU POUR L'EQUIPEMENT SCOLAIRE :

Élèves scolaires	Dotation (l/j/élève)	Consommation (m ³ /j)	Débit (l/s)
989	150	148,35	1,72

4.2.3. EQUIPEMENTS SANITAIRES:

Désignation	Unité	Dotation (m ³ /j)	Besoin (m ³ /j)
Salle de soins (existe)	01	10	10
Maternité rurale (projeter)	01	10	10
TOTAL (m³/j)			20

4.2.4. EQUIPEMENTS SOCIOCULTURELS:

désignation	unité	Dotation (m ³ /j)	besoin (m ³ /j)
STADE COMMUNEL	01	10	10
JARDIN	01	10	10
MOSQUEE	02	10	20
MAISON DE JEUNE	01	08	08
CENTRE CULTUREL	01	05	05
AIRE DE JEUX	01	05	05
SALLE DE SPORT	01	10	10
TOTAL (m³/j)			68

4.2.5. EQUIPEMENTS ADMINISTRATIFS :

désignation	unité	Dotation (m ³ /j)	besoin (m ³ /j)
P.T.T (existe)	01	05	04
SIEGE A.P.C (existe)	01	05	04
GARDE COMMUNALE (existe)	01	05	03
GENDARMERIE NATIONALE (existe)	01	20	08
STATION METEOROLOGIQUE (existe)	01	05	04
DEPOT S.N.T.A (existe)	01	05	03
COOPERATIVE APICULTURE (existe)	01	05	03
BASE DE VIE CONDOTTE (existe)	01	70	70
PROTECTION CIVIL (projet)	01	10	08
TOTAL (m³/j)			130

4.2.6. EQUIPEMENTS COMMERCIAUX:

désignation	unité	Dotation (m ³ /j)	besoin (m ³ /j)
RESTAURANT	04	05	20
CAFEE	06	03	18
DOUCHE	02	10	20
MARCHEE	01	10	10
TOTAL (m³/j)			68

- **Les besoins publics totaux** en eau suivant la croissance naturelle de la population:

équipements	Besoins (m ³ /j)	Débit (l/s)
scolaires	148,35	1,720
Sanitaires	20	0,231

socioculturels	68	0,790
Administratifs	130	1,504
commerciaux	68	0,790
total	434,35	5,027

- Les besoins totaux (domestiques et public) :

catégories	Besoins (m ³ /s)	Débit (l/s)
domestiques	783	9,062
publics	434,35	5,027
total	1217,35	14,09

III.5 ETUDES DES VARIATIONS DES DEBITS :

5.1. LA VARIATION JOURNALIER : Dans un réseau d'alimentation en eau potable, La valeur de ce coefficient K_j est, en principe, déterminée à partir des statistiques sur la variation journalière de la consommation, sur les 365 jours de l'année. Généralement, cette valeur de K_j varie de 1,1 à 1,3, selon le climat et les activités estivales de l'agglomération

Et aussi dépend:

- l'âge et l'état du réseau.
- la compétence et l'efficacité du service de maintenance du réseau (rapidité de Détection des fuites, efficacité d'exécution des travaux, moyens humains, Équipement en matériels adéquats, organisation, etc.

- $K_j = 1,2$; pour un réseau neuf ou bien entretenu.

- $K_j = 1,25$ à $1,35$; pour un réseau moyennement entretenu.

Notre réseau est neuf .donc on prend une valeur pour le coefficient de majoration égale à : $K_j=1,2$.

$$K_j = \frac{Q_{max j}}{Q_{moy j}}$$

5.2. LA VARIATION HORAIRE :

C'est un coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que le degré de confort et de régime de travail de consommateurs.

D'une manière générale ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients :

α_{max} et β_{max} ; tel que $K_h = \alpha_{max} \times \beta_{max}$

Avec :

- $\alpha_{\max}$: coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime de travail, varié de 1,2 à 1,5 et dépend de niveau de développement local. Pour notre cas : $\alpha_{\max} = 1,25$.

- $\beta_{\max}$: coefficient et étroitement liée a l'accroissement de la population.

Le tableau suivant donné ça variation en fonction du nombre d'habitats :

Popx10 ⁰³	1.00	1.50	2.50	4.00	6.00	10.00	20.00	30.00	100.00	300.00	>1000
$\beta_{\max}$	2.00	1.80	1.60	1.50	1.40	1.30	1.20	1.15	1.10	1.03	1.00
$\beta_{\min}$	0.10	0.10	0.10	0.20	0.25	0.40	0.50	0.60	0.70	0.83	1.00

Pour notre cas on a un nombre des habitats variable en fonction du temps donc $\beta_{\max}$ variable d'où : k_2 sera variable donc :

Le calcul de $\beta_{\max}$:

$\beta_{\max}$ pour le nombre de 3915 habitats :

En doit interpolé la valeur de $\beta_{\max}$ entre les deux valeurs de $2,5 \cdot 10^3$ et $4 \cdot 10^3$

$$(2,5 \cdot 10^3) - (4 \cdot 10^3) \rightarrow 1,6 - 1,5$$

$$3915 - (4 \cdot 10^3) \rightarrow \beta_{\max} - 1,5$$

$$\bullet (\beta_{\max} - 1,5) \times ((2,5 \cdot 10^3) - (4 \cdot 10^3)) = (3915 - 4000) \times (1,6 - 1,5)$$

$$\bullet \beta_{\max} = 1,49$$

Donc : $K_h = 1,25 \times 1,49$

$$\bullet K_h = 1,86$$

5.3.LA VARIATION DE POINTE :

$$K_p = K_j \times K_h$$

III.6.ETUDE DES DEBITS :

6.1. DEBIT MOYEN JOURNALIER : le débit moyen journalier est défini comme étant le débit d'une journée et l'addition des pertes qui sont définie dans un ordre de 20% de la consommation total journalier (Notre réseau est neuf .donc on prend une valeur pour le coefficient de perte égale à : $K_{\text{perte}}=1,2$).

$$Q_{\text{moy j}} (\text{l/s}) = (Q_{\text{dom}} + Q_{\text{pub}}) \times K_{\text{perte}}$$

$$\bullet Q_{\text{moy j}} = (9,0625 + 5,027) \times 1,2$$

$$\bullet Q_{\text{moy j}} = 16,9 (\text{l/s}).$$

6.2. DEBIT MAXIMAL JOURNALIER :

le débit maximal journalier est défini comme étant le débit d'une journée où la consommation est maximale pendant une journée. Il est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max j} \text{ (l/s)} = Q_{\text{moy } j} \cdot K_j$$

- $Q_{\max j} = 16,9 \times 1,2$
- $Q_{\max j} = 20,29 \text{ (l/s)}$

6.3. DEBIT DE POINTE :

$$Q_p \text{ (l/s)} = Q_{\max j} \times K_h$$

- $Q_p = 20,29 \times 1,86$
- $Q_p = 37,74 \text{ (l/s)}$

6.4. TABLEAU RECAPITULATIF DES BESOINS EN EAU:

Selon (Croissance naturelle)

années	2008	2014	2019	2024	2029	2034
populations	2672	2918	3140	3379	3637	3915
Dotation (l/j/h)	200	200	200	200	200	200
Besoins domestiques (m ³ /j)	534,40	583,60	628,00	675,80	727,40	783,00
Besoins publics (m ³ /j)	296,45	323,77	348,44	375,00	403,59	434,35
consommations (m ³ /j)	830,85	907,37	976,44	1050,80	1130,99	1217,35
Pertes (m ³ /j)	166,17	181,47	195,29	210,16	226,20	243,47
$Q_{\text{moy},j}$ (m ³ /j)	997,02	1088,84	1171,73	1260,96	1357,18	1460,82
$Q_{\max,j}$ (m ³ /j)	1196,42	1306,61	1406,08	1513,16	1628,62	1752,98

$Q_{\text{moy.j}} \text{ (l/s)}$	11,54	12,60	13,56	14,59	15,71	16,91
$Q_{\text{max.j}} \text{ (l/s)}$	13,85	15,12	16,27	17,51	18,85	20,29
$Q_{\text{pointe}} \text{ (l/s)}$	25,76	28,13	30,27	32,57	35,06	37,74

CHAPITRE IV

CALCUL DE RESEAU DE DISTRIBUTION

PROJTE

IV.1.GENERALITE

IV.2.CONCEPTION DE TYPE DE RESEAU

2.1. CHOIX DE TYPE DE RESEAU

2.2. CHOIX DE TYPE DE MATERIAUX

2.3. LES PARAMETRE DE RESEAU

IV.3.DIMENSIONNEMENT DE RESEAU

3.1. HYPOTHESE DE CALCUL

3.1.1. LE DEBIT SPECIFIQUE

3.1.2. LE DEBIT EN ROUTE

3.1.3. LE DEBIT TRANSITE

3.2. CALCUL HYDRAULIQUE DE RESEAU

3.2.1. CALCUL DE DIAMETRE

3.2.2. CALCUL DES PERTES DE CHARGE LINEARE

3.2.3 LES PERTES DE CHARGE SINGULIERES

3.2.4. CALCUL DES PRESSIONS AU SOL

IV.4 .LES RESULTATS DE CALCUL DU RESEAU

4.1. RESULTATS HYDRAULIQUE

4.2. RESULTATS DE RESEAU AU SOL

IV.5.LES ACCESSOIRES

5.1. LES VANNES DE SECTIONNEMENT

5 .2.LES COUDES

5.3. LES RACCORDS A BRIDES MAJOR

5.4. LE CONE DE REDUCTION A BRIDES

5.5. LA PLAQUE PLEINE

5.6. LES TES

5.7. LES VENTOUSES

IV.1.GENERALITE :

Les réseaux de distribution d'eau ont pour objectif de ramener l'eau, à partir du ou des réservoirs, jusqu'aux consommateurs (ou abonnés), fournir le débit maximal avec une pression au sol (ou charge) minimale compatible avec la hauteur des immeubles.

Le système de distribution est le dernier maillon de la chaîne du système classique d'approvisionnement en eau potable.

Quatre exigences sont recherchées:

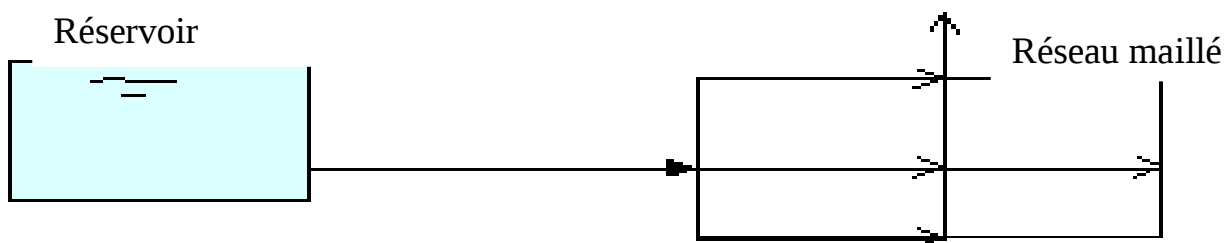
- L'accessibilité technique et financière aux usagers.
- Une qualité de l'eau répondant aux normes de potabilité.
- La continuité du service.
- Une pression de service suffisante.

Suivant la structure et l'importance de l'agglomération on distingue ces différentiels types des réseaux de distribution, les plus utilisés:

- **Un réseau ramifié** est un réseau construit sous forme d'arbre allant des conduites primaires aux conduites tertiaires. L'écoulement s'y effectue dans un seul sens.



- **Un réseau maillé** est un réseau de conduites dont la plupart des extrémités des tronçons sont connectées pour former des mailles.



Eventuellement, on peut utiliser d'autres types de réseaux.

- **Un réseau mixte**, qui est un réseau maillé comportant, en cas de besoin, quelques ramifications permettant d'alimenter quelques zones isolées de la ville.

- **Un réseau étagé**, dans le cas où la topographie est très tourmentée.

Un réseau à alimentation distincte: réseau d'eau potable et réseau d'eau non potable.

IV.2. CONCEPTION DE TYPE DE RESEAU :

2.1. CHOIX DE TYPE DE RESEAU :

Dans notre étude on adopte un réseau ramifié car il donne une grande compatibilité avec le tissu urbain de notre ville présente un avantage pour cela et aussi il présente l'avantage d'être plus économique, que les autres type de réseaux et la facilité de calculé.

2.2. CHOIX DE TYPE DE MATERIAUX :

L'étude d'un réseau d'AEP exige de prendre en compte les types des matériaux utilisées pour une compatibilité technique avec l'étude. Selon la gamme des diamètres et de pressions.

Alors on choisie Les conduites en polyéthylène haute densité (PEHD), sont des conduites flexibles dont l'usage s'est répandu pour les petits diamètres, notamment les branchements. Elles ont pratiquement les mêmes Caractéristiques que les conduites PVC. Leur conditionnement se fait en rouleaux de 25, 50 ou 100 m.

Aussi En raison de sa nature non métallique, le matériau utilisé est totalement résistant à toutes les formes de corrosion métallique. Etant constitués d'un matériau insipide et sans odeur, les tubes en PEHD restent neutres pour tous les fluides transportés. Le PEHD est complètement inerte et est largement utilisé pour transporter des liquides destinés à la consommation humaine. Le PEHD est le plus inerte chimiquement de tous les matériaux bruts en plastique, et est par conséquent extrêmement résistant aux produits chimiques et à la corrosion. Les eaux agressives issues des sols à haute teneur en sulfate et celles à faible dureté n'attaqueront pas les tubes en PE.

A cause de leur surface interne lisse comme un miroir, les tubes en PEHD présentent de faibles pertes de charge.



2.3. LES PARAMETRE DE RESEAU :

Le réseau doit satisfaire les conditions des paramètres suivantes:

- **Vitesse** : La vitesse de l'eau dans le diamètre choisi d'un tronçon de distribution quelconque sera entre **0,50** et **1,50** (m/s).

$$0,5 \leq v \leq 1,5 \text{ (m/s)}.$$

Les vitesses inférieures à **0,50** mis favorisent le dépôt solide dans les canalisations. Les vitesses supérieures à **1,50** mis risquent de favoriser les fuites et les coups de bélier, et de créer les cavitations et les bruits.

- **Pression :**

Le réseau doit satisfaire les conditions de pression suivantes:

$$12 \leq P \leq 60 \text{ (m)}$$

- Une charge minimale de 12(m) doit être prévue sur les orifices de puisage (Robinet) les plus élevés.
- En vue de la bonne tenue des canalisations et des joints (limitation des fuites et des bruits), il faut éviter des pressions supérieures à 60 (m). Si, néanmoins, de telles pressions devaient se manifester, il faudrait prévoir soit des réducteurs de pression sur le réseau (brise charge) soit une distribution étagée.

IV.3.DIMENSIONNEMENT DE RESEAU :

Un réseau de distribution est subdivisé en tronçons délimités par des nœuds (points particuliers: réservoir, croisement de conduites, prélèvements importants, changement de diamètre, extrémité du réseau, vanne,...).

- **Le nœud :** est la rencontre de deux ou plusieurs conduites, un lieu de concentration de points de livraison .de l'eau aux usagers.
- **Le tronçon :** est la portion de conduite comprise entre deux nœuds.

Le débit entrant et le débit sortant se définissent par rapport au nœud et exprime le bilan des écoulements à ce nœud.

3.1. HYPOTHESE DE CALCUL :

3.1.1. LE DEBIT SPECIFIQUE :

C'est le rapport entre le débit de pointe et la somme des longueurs des tronçons de distribution :

$$Q_{sp} = \frac{Q_{point}}{\sum L}$$

Q_{sp} : le débit spécifique en (l/s/ml) .

Q_{pointe} : débit de pointe en (l/s).

L : la somme des longueurs des tronçons en (m).

$$Q_{SP} = \frac{37,74}{9396,3}$$

$$Q_{sp} = 0,00401647 \text{ (l/s/ml)}$$

3.1.2. LE DEBIT EN ROUTE :

Le Débit est donné par l'expression suivante :

$$Q_{\text{route}} = Q_{\text{sp}} \times L_i$$

Q_{route} : le débit en route en (l/s) .

Q_{sp} : le débit spécifique en (l/s/ml).

L_i : longueur du tronçon(i) en (m).

3.1.3. LE DEBIT TRANSITANT :

C'est le débit transitant dans un tronçon de la conduite sans être consommé.

3.2. CALCUL HYDRAULIQUE DE RESEAU :

3.2.1. CALCUL DE DIAMETRE:

- Par l'équation de continuité :

$$Q = S.V$$

On suppose que : $V=1(\text{m/s})$

Donc :

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi}}$$

- Par la formule de Bresse:

$$D = 1,5 \cdot \sqrt{Q}$$

- Formule de Bonin :

$$D = \sqrt{Q}$$

3.2.2. CALCUL DES PERTES DE CHARGE LINEARE:

$$\Delta H_L = J.L$$

J : perte de charge linéaire unitaire donné par la formule D-W calculé par EPANET en (m/km).

L : la longueur du tronçon en (m).

3.2.3 LES PERTES DE CHARGE SINGULIERES :

Les pertes de charge singulière sont négligées.

$$\Delta H_s = 0$$

3.2.4. CALCUL DES PRESSIONS AU SOL :

Il est donné par la formule suivante :

$$P = (\text{cote piézo} - \text{cote}_N(i))$$

P : pression au nœud (i), en (m).

Cote piézo : cote piézométrique de nœud(i) en (m)

Cote N: cote au nœud (i), en (m)

IV.4 .LES RESULTATS DE CALCUL DU RESEAU :

Les résultats concernant les différents calculs de réseau sont représentés dans les tableaux suivants :

- une longueur totale du réseau de distribution égale à : 9396,3 (m).

4.1. RESULTATS HYDRAULIQUE :

tronçon	Longueur (m)	Qsp (l/s)	Q en Route (l/s)	Q transitant (l/s)	Q tronçon (l/s)	D interieur (mm)	Dext commercial (mm)	vitesse réel (m/s)	PDC lineare (m/ml)	PDC Totale (m)
R_2	412,69	0,004016475	1,65755889	36,08	37,74	221,64	250	0,9787	0,00408	1,6838
2_3	156,56		0,62881926	15,17	15,8	141	160	1,0124	0,0076	1,1899
3_4	187,13		0,75160289	0,74	1,49	42,6	50	1,0459	0,03646	6,8228
4_5	37		0,14860956	0,35	0,5	24,8	32	1,0356	0,07222	2,6721
3_8	68,8		0,27633345	13,40	13,68	110,2	125	1,435	0,02015	1,3863
8_9	43,5		0,17471664	0,20	0,37	24,8	32	0,7664	0,04001	1,7404
10_11	28,25		0,11346541	0,00	0,11	24,8	32	0,2278	0,00469	0,1325
4_12	59		0,236972	0,00	0,24	24,8	32	0,4971	0,01781	1,0508
5_13	87,7		0,35224482	0,00	0,35	24,8	32	0,7249	0,0372	3,2624
2_6	45,05		0,18094218	1,05	1,23	42,6	50	0,8634	0,02551	1,1492
6_7	57,78		0,2320719	0,00	0,23	24,8	32	0,4764	0,01714	0,9903
6_16	60		0,24098847	0,58	0,82	34	40	0,9036	0,03701	2,2206
16_17	144,35		0,5797781	0,00	0,58	24,8	32	1,2013	0,09538	13,768
18_20	48,83		0,19612445	2,04	2,24	53,6	63	0,9932	0,02472	1,2071
20_21	40,82		0,16395249	1,63	1,79	42,6	50	1,2565	0,05194	2,1202
21_22	20		0,08032949	0,85	0,93	34	40	1,0248	0,0473	0,946
22_23	99,82		0,40092449	0,00	0,4	24,8	32	0,8285	0,04743	4,7345
24_25	73,28		0,29432726	0,00	0,29	24,8	32	0,6007	0,0266	1,9492
18_19	85,31		0,34264545	10,29	10,63	96,8	110	1,4451	0,024	2,0474
8_18	41,35		0,16608122	12,87	13,04	110,2	125	1,3679	0,01837	0,7596
20_26	63		0,2530379	0,00	0,25	24,8	32	0,5178	0,0201	1,2663
21_27	31,39		0,12607714	0,56	0,69	34	40	0,7604	0,02704	0,8488
27_28	31,56		0,12675994	0,00	0,13	24,8	32	0,2693	0,00572	0,1805

27_29	110,07	0,004016475	0,44209336	0,00	0,44	24,8	32	0,9113	0,05703	6,2773
19_30	171,6		0,68922704	0,14	0,83	42,6	50	0,5826	0,01221	2,0952
30_31	35,84		0,14395045	0,00	0,14	24,8	32	0,29	0,00718	0,2573
32_33	164,54		0,66087073	16,25	16,91	141	160	1,0835	0,00866	1,4249
35_36	331,84		1,33282692	0,00	1,33	53,6	63	0,5897	0,00928	3,0795
32_39	94,2		0,3783519	0,18	0,56	24,8	32	1,1599	0,08901	8,3847
33_41	37,86		0,15206373	13,12	13,27	141	160	0,8503	0,00546	0,2067
45_44	28,03		0,11258178	11,30	11,41	110,2	125	1,1969	0,01422	0,3986
44_43	97,47		0,39148578	9,29	9,68	110,2	125	1,0154	0,0104	1,0137
41_42	194,66		0,78184694	0,00	0,78	34	40	0,8595	0,03376	6,5717
45_46	193,26		0,77622388	0,00	0,78	34	40	0,8595	0,03331	6,4375
44_47	182,63		0,73352875	0,00	0,73	34	40	0,8044	0,02994	5,4679
43_48	235		0,94387152	0,00	0,94	34	40	1,0359	0,04823	11,334
49_50	50,65		0,20343444	0,00	0,2	24,8	32	0,4142	0,01346	0,6817
43_51	21,62		0,08683618	6,50	6,59	96,8	90	0,8959	0,0266	0,5751
51_52	96,94		0,38935704	6,11	6,5	79,2	90	1,3201	0,02593	2,5137
52_53	48,23		0,19371457	2,68	2,87	53,6	63	1,2726	0,03962	1,9109
53_54	42,28		0,16981654	0,00	0,17	24,8	32	0,3521	0,00968	0,4093
53_55	22,57		0,09065183	2,02	2,11	42,6	50	1,4811	0,07077	1,5973
55_56	93,16		0,37417477	0,00	0,37	24,8	32	0,7664	0,04166	3,881
55_57	43,18		0,17343137	1,47	1,64	42,6	50	1,1512	0,04392	1,8965
57_58	109,1		0,43819738	0,00	0,44	24,8	32	0,9113	0,05608	6,1183
57_59	131,53	0,004016475	0,5282869	0,50	1,03	34	40	1,135	0,05701	7,4985
61_60	134,35		0,53961336	1,21	1,75	42,6	50	1,2284	0,04957	6,6597
19_62	263,06		1,0565738	5,12	6,18	79,2	90	1,2551	0,02353	6,1898
62_63	224,38		0,90121656	4,22	5,12	63,8	75	1,6024	0,04945	11,096
63_64	51		0,2048402	1,92	2,12	42,2	50	1,5165	0,07481	3,8153
64_66	149		0,59845471	0,00	0,6	24,8	32	1,2427	0,10133	15,098
64_65	83,71		0,33621909	0,97	1,31	34	40	1,4436	0,09041	7,5682
65_67	242,89		0,97556151	0,00	0,98	34	40	1,0799	0,05135	12,472
63_68	116,59		0,46828077	1,63	2,1	42,6	50	1,4741	0,07059	8,2301
68_71	46,98		0,18869398	0,88	1,07	34	40	1,1791	0,0614	2,8846
71_72	28,5		0,11446953	0,00	0,11	24,8	32	0,2278	0,00476	0,1357
71_73	50,89		0,20439839	0,57	0,77	34	40	0,8485	0,03267	1,6626
73_74	52,03		0,20897717	0,35	0,56	24,8	30	1,1599	0,0905	4,7087
74_75	65,66		0,26372172	0,10	0,36	24,8	32	0,7456	0,08781	5,7656
76_69	41,34		0,16604106	0,00	0,17	24,8	32	0,3521	0,0093	0,3845
76_70	44,36		0,17817081	0,00	0,18	24,8	32	0,3728	0,01057	0,4689
52_81	218,85		0,87900546	2,36	3,24	63,8	75	1,014	0,02056	4,4996
81_80	9		0,03614827	0,00	0,04	24,8	32	0,0828	0,00041	0,0037
81_82	29,06		0,11671875	2,20	2,32	53,6	63	1,0287	0,02644	0,7683
82_61	58,58		0,23528508	1,75	1,99	53,6	63	0,8824	0,01962	1,1493
84_85	56,14		0,22548488	0,94	1,17	42,6	50	0,8213	0,02308	1,2957
85_87	203,54		0,81751323	0,00	0,82	34	40	0,9036	0,03673	7,476
59_89	39,36		0,15808844	0,34	0,5	24,8	32	1,0356	0,07263	2,8587
89_91	53,34		0,21423875	0,00	0,21	24,8	32	0,435	0,0148	0,7894
89_90	32,37		0,13001328	0,00	0,13	24,8	32	0,2693	0,00598	0,1936
75_92	22,73		0,09129447	0,00	0,09	24,8	32	0,1864	0,00319	0,0725

19_96	62,91	0,004016475	0,25267642	3,02	3,27	53,6	63	1,4499	0,05097	3,2065
96_98	98,31		0,39485961	2,30	2,69	53,6	63	1,1928	0,035	3,4409
98_99	136,47		0,54812828	0,00	0,55	24,8	32	1,1392	0,08571	11,697
98_100	191,23		0,76807043	0,98	1,75	42,6	50	1,2284	0,04947	9,4601
100_101	98,66		0,39626538	0,58	0,98	34	40	1,0799	0,05179	5,1096
101_102	87,69		0,35220466	0,00	0,35	24,8	32	0,7249	0,03719	3,2612
101_103	57,63		0,23146943	0,00	0,23	24,8	32	0,4764	0,01706	0,9832
60_105	301,32		1,21024412	0,00	1,21	34	40	1,3334	0,07748	23,346
84_32	53		0,21287315	17,47	17,68	141	160	1,1329	0,00943	0,4998
9_10	19,43		0,0780401	0,11	0,19	24,8	32	0,3935	0,01205	0,2341
22_24	39,5		0,15865075	0,29	0,45	24,8	32	0,9321	0,05971	2,3585
33_34	20,44		0,08209674	2,14	2,22	53,6	63	0,9844	0,02432	0,4971
34_35	30		0,12049424	1,33	1,45	53,6	63	0,6429	0,01091	0,3273
34_37	171,15		0,68741962	0,00	0,69	34	40	0,7604	0,0265	4,5355
33_38	188,3		0,75630216	0,00	0,76	34	40	0,8375	0,03171	5,971
39_40	45		0,18074136	0,00	0,18	24,8	32	0,3728	0,01085	0,4883
41_45	37,57		0,15089895	12,18	12,33	141	160	0,7901	0,00475	0,1785
44_49	168,11		0,67520954	0,20	0,88	34	40	0,9697	0,0421	7,0774
43_104	438,53		1,76134459	0,00	1,76	42,6	50	1,2354	0,0502	22,014
85_86	31,6		0,1269206	0,00	0,13	24,8	32	0,2693	0,00573	0,1811
68_76	54,83		0,2202233	0,34	0,56	25,2	32	1,1234	0,09063	4,9692
96_97	82,25		0,33035503	0,00	0,33	24,8	32	0,6835	0,07663	6,3028
53_88	99,7		0,40044251	0,00	0,4	24,8	32	0,8285	0,04732	4,7178
2_84	50,53		0,20295246	18,85	19,05	141	160	1,2206	0,01088	0,5498
82_83	55		0,2209061	0,00	0,22	24,8	32	0,4557	0,01565	0,8608

4.2. RESULTATS DE RESEAU AU SOL :

tronçon	Q propre(l/s)	PDC TOTAL(m)	cote pièzo(m)	cote TN amont(m)	Cote TN aval(m)	Pression(m)
R_2	1,66	1,6837752	712,31	710	677,05	35,26
2_3	0,63	1,189856	711,12	677,05	683,82	27,3
3_4	0,75	6,8227598	704,3	683,82	680,4	23,9
4_5	0,15	2,67214	701,63	680,4	679	22,63
3_8	0,28	1,38632	709,74	683,82	673,95	35,79
8_9	0,17	1,740435	708	673,95	671,79	36,21
9_10	0,08	0,2341315	707,76	671,79	672	35,76
10_11	0,11	0,1324925	707,63	672	675,79	31,84
4_12	0,24	1,05079	703,25	680,4	674,74	28,51
5_13	0,35	3,26244	698,37	679	673,64	24,73
2_6	0,18	1,1492255	711,17	677,05	673,03	38,14
6_7	0,23	0,9903492	710,17	673,03	675,48	34,69
6_16	0,24	2,2206	708,94	673,03	667,93	41,01
16_17	0,58	13,768103	695,18	667,93	670,69	24,49
8_18	0,17	0,7595995	708,98	673,95	670,03	38,95
18_19	0,34	2,04744	706,93	670,03	664,51	42,42

18_20	0,2	1,2070776	707,77	670,03	668,18	39,59
20_21	0,16	2,1201908	705,65	668,18	686,19	19,46
21_22	0,08	0,946	704,7	686,19	668,4	36,3
22_23	0,4	4,7344626	699,97	668,4	670,7	29,27
22_24	0,16	2,358545	702,35	668,4	670,73	31,62
24_25	0,29	1,949248	700,4	670,73	673,72	26,68
20_26	0,25	1,2663	706,5	668,18	662,9	43,6
21_27	0,13	0,8487856	704,8	686,19	665,71	39,09
27_28	0,13	0,1805232	704,62	665,71	662,31	42,31
27_29	0,44	6,2772921	698,52	665,71	664,92	33,6
19_30	0,69	2,095236	704,83	664,51	660,87	43,96
30_31	0,14	0,2573312	704,58	660,87	664,24	40,34
84_32	0,21	0,49979	711,26	675,21	674,27	36,99
32_33	0,66	1,4249164	709,84	674,27	679,16	30,68
33_34	0,08	0,4971008	709,34	679,16	681,3	28,04
34_35	0,12	0,3273	709,02	681,3	684,14	24,88
35_36	1,33	3,0794752	705,94	684,14	691,74	14,2
34_37	0,69	4,535475	704,81	684,14	685,56	19,25
33_38	0,76	5,970993	703,87	679,16	683,49	20,38
32_39	0,38	8,384742	702,88	674,27	666,82	36,06
39_40	0,18	0,48825	702,39	666,82	666,52	35,87
33_41	0,15	0,2067156	709,63	679,16	675,26	34,37
41_42	0,78	6,5717216	703,06	675,26	679,9	23,16
44_43	0,39	1,013688	708,04	669,23	661	47,04
45_44	0,11	0,3985866	709,06	671,24	669,23	39,83
41_45	0,15	0,1784575	709,46	675,26	671,24	38,22
45_46	0,78	6,4374906	703,02	671,24	674,38	28,64
44_47	0,73	5,4679422	703,59	669,23	672,6	30,99
43_48	0,94	11,33405	696,71	661	661,38	35,33
44_49	0,68	7,077431	701,98	669,23	666,42	35,56
49_50	0,2	0,681749	701,3	666,42	661,54	39,76
43_51	0,09	0,575092	707,47	661	657,28	50,19
51_52	0,39	2,5136542	704,95	657,28	653,4	51,55
52_53	0,19	1,9108726	703,04	653,4	648,39	54,65
53_54	0,17	0,4092704	702,63	648,39	649,39	53,24
53_55	0,09	1,5972789	701,45	648,39	645,9	55,55
55_56	0,37	3,8810456	697,57	645,9	646,47	51,1
55_57	0,17	1,8964656	699,55	645,9	641,44	58,11
57_58	0,44	6,118328	693,43	641,44	645,54	47,89
57_59	0,53	7,4985253	692,05	641,44	633,51	58,54
61_60	0,54	6,6597295	691,88	656	645,77	46,11
82_61	0,24	1,1493396	698,54	655,1	656	42,54
19_62	1,06	6,1898018	700,74	664,51	645,41	55,33
62_63	0,9	11,095591	689,64	645,41	631,27	58,37

63_64	0,2	3,81531	685,83	631,27	626,66	59,17
64_65	0,34	7,5682211	678,26	626,66	619,5	58,76
64_66	0,6	15,09817	670,73	626,66	629,3	41,43
65_67	0,98	12,4724015	665,79	619,5	626,95	38,84
63_68	0,47	8,2300881	681,41	631,27	633,2	48,21
76_69	0,17	0,384462	676,06	639	638	38,06
76_70	0,18	0,4688852	675,98	639	640	35,98
68_71	0,19	2,884572	678,53	633,2	633	45,53
71_72	0,11	0,13566	678,39	633	634	44,39
71_73	0,2	1,6625763	676,87	633	630,59	46,28
73_74	0,21	4,708715	672,16	630,59	631,14	41,02
74_75	0,26	5,7656046	666,39	631,14	626,95	39,44
68_76	0,22	4,9692429	676,45	633,2	639	37,45
81_80	0,04	0,00369	700,45	654,7	652,11	48,34
52_81	0,88	4,499556	700,46	653,4	654,7	45,76
81_82	0,12	0,7683464	699,69	654,7	655,1	44,59
82_83	0,22	0,86075	698,83	655,1	652,55	46,28
2_84	0,2	0,5497664	711,76	683,82	675,21	36,55
84_85	0,23	1,2957112	710,47	675,21	678,41	32,06
85_86	0,13	0,181068	710,29	678,41	681	29,29
85_87	0,82	7,4760242	702,99	678,41	683	19,99
53_88	0,4	4,717804	698,33	648,39	648,66	49,67
59_89	0,16	2,8587168	689,19	633,51	629,64	59,55
89_90	0,13	0,1935726	689	629,64	631,02	57,98
89_91	0,22	0,789432	688,4	629,64	626,88	61,52
75_92	0,09	0,0725087	666,32	626,95	626,89	39,43
19_96	0,25	3,2065227	703,72	664,51	659,01	44,71
96_97	0,33	6,3028175	697,42	659,01	657,48	39,94
96_98	0,39	3,44085	700,28	657,48	650,66	49,62
98_99	0,55	11,6968437	688,59	650,66	656,7	31,89
98_100	0,77	9,4601481	690,82	650,66	633,19	57,63
100_101	0,4	5,1096014	685,71	633,19	627,38	58,33
101_102	0,35	3,2611911	682,45	627,38	626,64	55,81
101_103	0,23	0,9831678	684,73	627,38	623,68	61,05
43_104	1,76	22,014206	686,03	661	664	22,03
60_105	1,21	23,3462736	668,53	645,77	633	35,53

REMARQUE : nous avons enregistré quelques vitesse faible au niveau de certain tronçon cela ne présente pas une grande problème pour les raisons suivants :

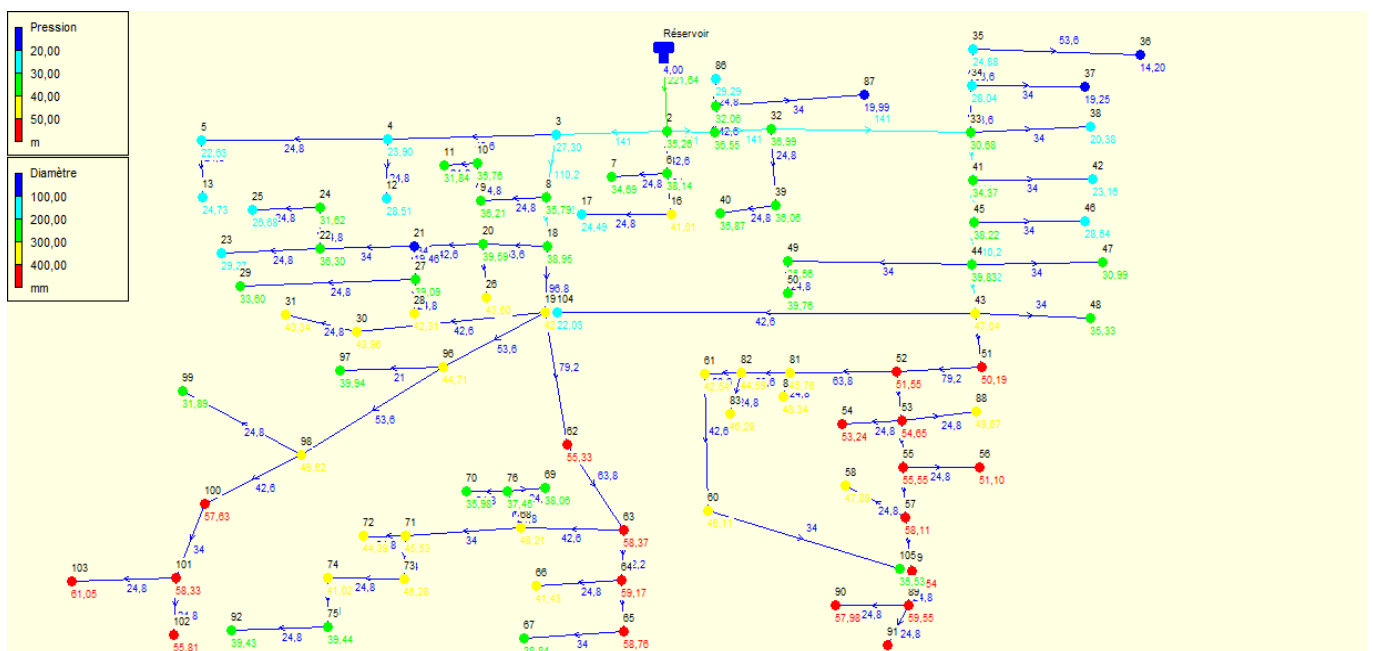
- Les schéma de réseau est ramifié et chaque fin de ramification est un branchement particulier ce qui permet de vidange des dépôt solide décanté suite a la faible vitesse.
- aux niveau de ces mêmes tronçon nous avons assuré une bonne pression ce qui permet l'alimentation en eau potable .

tronçon	Vitesse (m/s)	Pression (m)
9-10	0,3935	35,76
81-80	0,0828	48,34
89-90	0,269	57,98

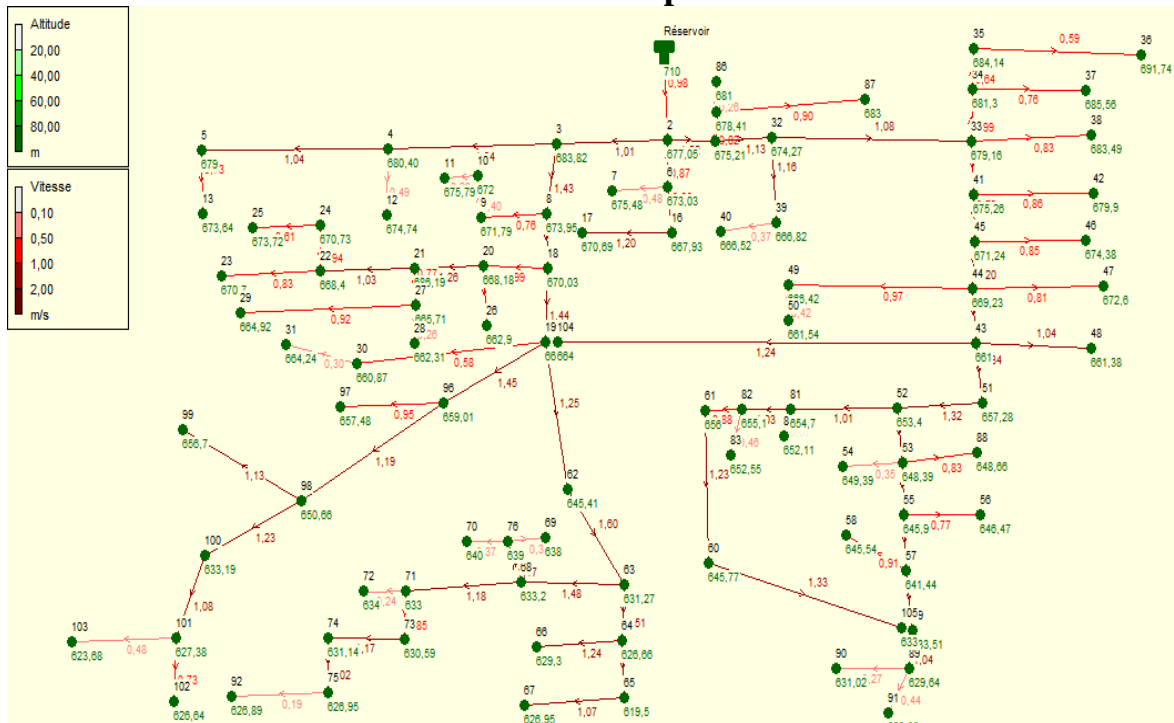
Et pour les surpressions qui existe aux extrémités les plus bas dans le réseau on crée des pertes de charge singulières localisé par des diaphragmes ou d'élargissements – rétrécissements pour réduit la pression (tronçons (89-91,101-103)).

LA SUMILATION EPANET DE RESEAU :

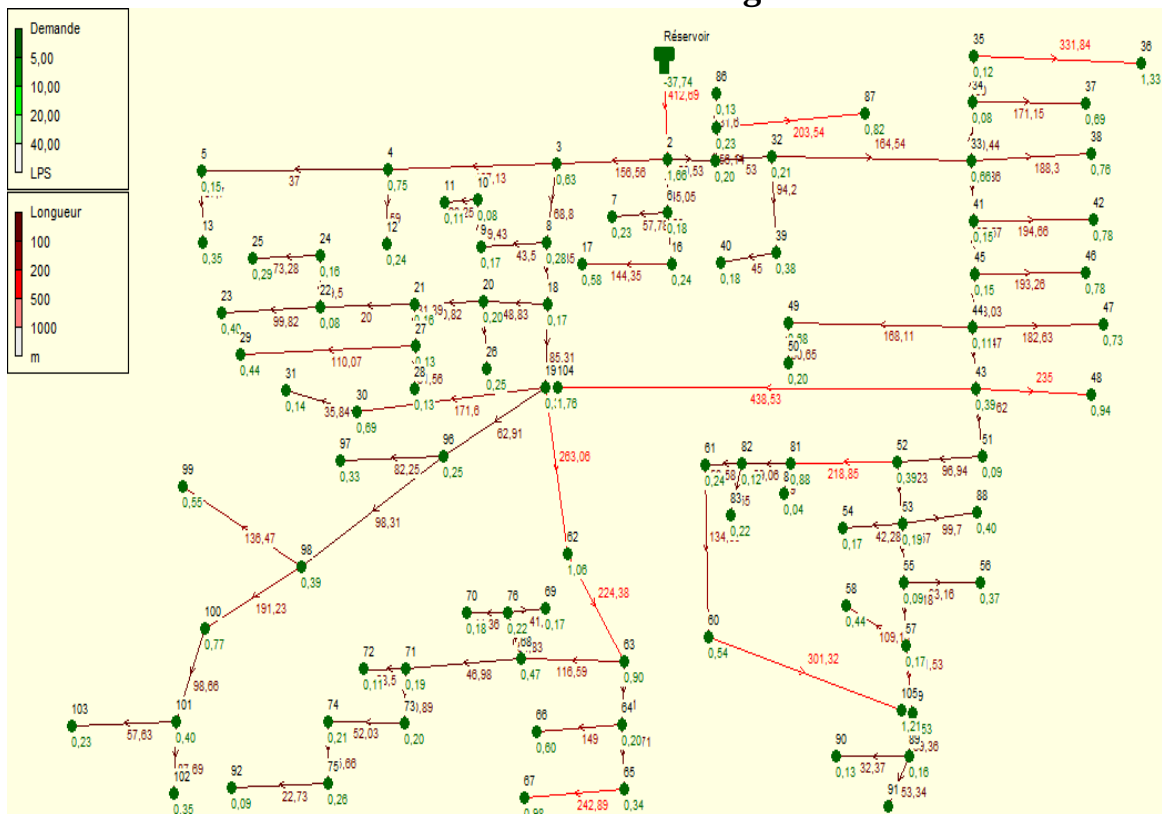
la pression-diamètre



Cote-pressure



demand –longueur



IV.5.LES ACCESSOIRES DE RESEAU D'AEP :

Il entre sous la dénomination d'accessoire toute pièce montée sur le réseau des conduites : les coudes, les té, les vannes,...Ceux-ci sont généralement identifiés par deux éléments : le (DN) et la (PN) .

5.1. LES VANNES DE SECTIONNEMENT :

Appelées aussi robinet-vanne, elles servent à isoler les différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur l'un d'entre eux, en tournant un vis qui abaisse ou élève verticalement, une sorte de lentille.



5.2.LES COUDES :

Ce sont des accessoires de déviation de la direction de circulation des eaux, ils existent en différents angles.



5.3. LES RACCORDS A BRIDES MAJOR :

C'est un organe monté avant l'entrée et après la sortie de chaque raccordement, il s'attache à la conduite en plastique pour lui permettre de se lier aux autres accessoires.



5.4. LE CONE DE REDUCTION A BRIDES :

Ce sont des organes de raccordements en cas de changement de diamètre, du grand au petit et inversement.



5.5. LA PLAQUE PLEINE :

C'est un bouchon qu'on monte à l'extrémité d'une conduite antenne pour arrêter la circulation des eaux. Dans les tuyaux attachés à ces plaques on aura souvent une stagnation des eaux, c'est ce qui nous mène à les éviter chaque fois qu'il est possible.



5.6. LES TES :

Accessoire en forme de « T » utilisé pour les raccordements des canalisations secondaires aux canalisations principales.



5.7. LES VENTOUSES :

Les ventouses sont des organes, qui sont placés aux points les plus hauts du réseau, pour réduire la formation de vide dans les installations hydrauliques. Les ventouses ont pour un rôle spécial, l'élimination des poches d'air dans la canalisation des conduites, en cas de vidange par pénétration d'air.



CHAPITRE V

ADDUCTION

V.1.DEFINITION

V.2. TRACE DES CONDUITES

2.1. TRACE EN PLAN

2.2. PROFIL EN LONG

2.3 POSE DES CONDUITES

V.3.DIMENSIONNEMENT DE LA CONDUITE D'ADDUCTION

3.1. DONNEES DE DIMENSIONNEMENT

3.2. PARAMETRES DE DIMENSIONNEMENT

3.3 . LES CONDITIONS DE PARAMETRE DU DIMENSIONNEMENT

V.4.CALCUL DE DIAMETRE DE LA CONDUITE D'ADDICTION

4.1. CONDITIONS TECHNICO-ECONOMIQUES

V.5. CALCUL DES PERTES DES CHARGES

5.1. PERTES DE CHARGE LINEAIRE

5.1.2. FORMULE DE DARCY – WEIBACH

5.1.3. FORMULE DE COLEBROOK-WHITE

5.1.4. FORMULE DE CHEZY-MANNING

5.2. PERTES DE CHARGE SINGULIERE

5.3 .PERTES DE CHARGE TOTALES

V.6. CALCUL DE LA HAUTEUR GEOMETRIQUE

V.7.CALCUL DE LA HAUTEUR MANOMETRIQUE TOTALE

V.8.CALCUL DE LA PUISSANCE DE LA POMPE

V.9.CALCUL DU TEMPS DE POMPAGE

V.10.LES RESERVOIRS DE DISTRIBUTION

10.1. LE ROLE DES RESERVOIRS

10.2. EMLACEMENT GEOGRAPHIQUE DES RESERVOIRS

10.3. VOLUME DES RESERVOIRS

V.1.DEFINITION :

Les conduites d'adduction ont pour fonction d'assurer le transfert de l'eau entre deux points :

- entre la source et la station de traitement ;
- entre la station de traitement et les stockages ou le réseau de distribution.
- entre la source et les stockages ou le réseau de distribution.

Il n'y a pas de distribution en route en dehors de prélèvements ponctuels pour d'autres localités ou de gros consommateurs (hôpitaux, industries) qui ont une certaine priorité d'alimentation, compte tenu de la nature des usages qui ne doivent pas souffrir d'interruption de la fourniture d'eau. Les conduites d'adduction doivent être posées et exploitées avec beaucoup de soins en raison de la sensibilité de leur rôle dans le système d'approvisionnement en eau potable. La longueur d'une conduite d'adduction peut varier de quelques kilomètres à plusieurs dizaines de kilomètres.

- conduite d'adduction Loumbila - Ouagadougou 18.5 km
- conduite d'adduction lac de Guiers - Dakar 240 km
- conduite d'adduction Mohon - Koudougou 52.6 km

• Type d'adduction :

D'un point de vue hydraulique, l'adduction peut être gravitaire ou par refoulement. L'adduction est dite gravitaire lorsque la source est située en altitude par rapport au site à alimenter. La force de déplacement de l'eau est l'énergie potentielle. Le débit transitant est modulé, permanent, commandé par l'aval.

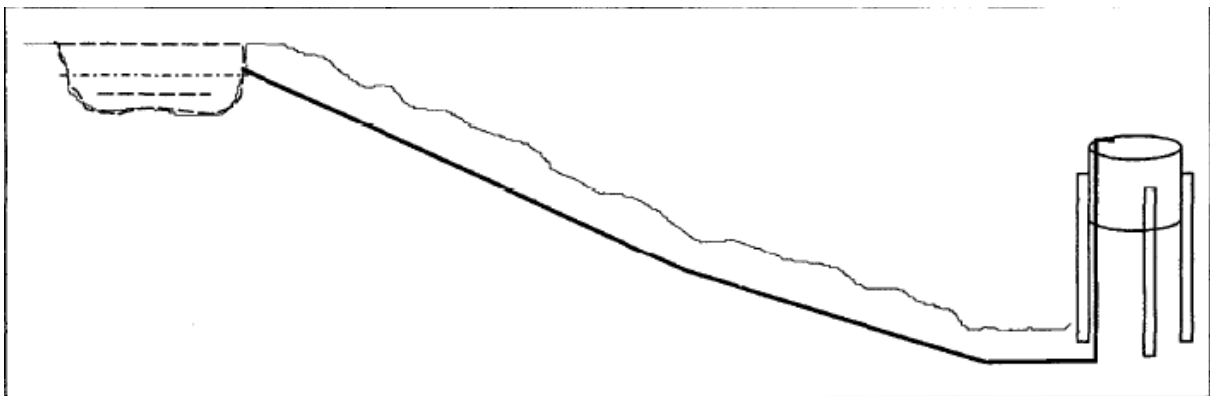


Figure : Adduction gravitaire à partir d'une source

L'adduction est dite par refoulement lorsque le déplacement de l'eau est dû par une pompe. Le débit transité est alors discontinu, variable dépendant du débit de pompage. Il est commandé par l'amont avec la mise en marche des pompes.

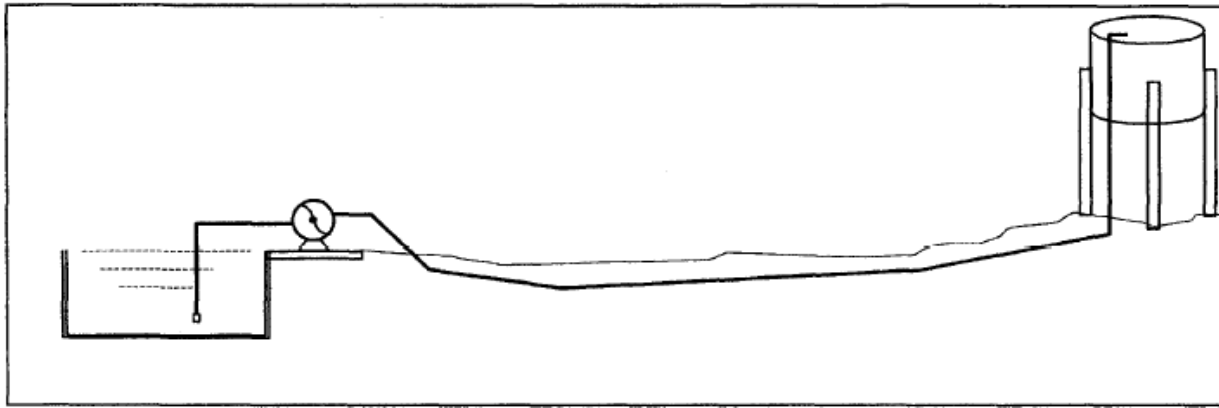


Figure : Adduction par refoulement

V.2. TRACE DES CONDUITES

2.1. TRACE EN PLAN

Les conduites d'adduction seront posées le long des voies de communication existantes pour des raisons économiques, de facilité de pose et de maintenance ultérieure des installations.

2.2. PROFIL EN LONG

Les conduites d'adduction sont souvent enterrées pour des raisons de protection, de commodité d'exploitation et de régularité de la température de l'eau. Elles ont des profils en long différents de celui du terrain naturel. Le choix d'un profil en long poursuit trois (3) objectifs.

- Minimiser les terrassements à l'exécution.
- Vidanger des tronçons de conduites en cas de maintenance curative ou préventive.
- évacuer l'air qui pourrait s'y accumuler dont les conséquences sont :
 - la réduction de débit
 - le gaspillage d'énergie
 - les coups de bélier.

Il faut éviter les tracés trop accidentés dont les conséquences sont la création de plusieurs zones de surpression et de dépression, la dégradation des jonctions des éléments de conduite, ainsi que la formation de poches d'air. Pour protéger et entretenir la conduite, le profil en long choisi tiendra compte de la nécessité d'accumuler l'air non dissous en des points hauts prédéterminés où seront installés les appareils, d'évacuation de cet air et de créer des points bas où seront construits des systèmes de décharge des conduites. En pratique, les dispositions suivantes seront prises :

- créer des pentes minimales supérieures à 0.3%.
- Réduire le nombre de changements de pente dû au relief du terrain naturel.

Lorsque le profil du terrain naturel est horizontal, il faut créer des pentes artificielles de 0.2 à 0.3% en partie montante sur une distance d'environ 100 m et 0.4 à 0.6% en partie descendante sur une distance d'environ 50 (m).

2.3. POSE DES CONDUITES

Les conduites d'adduction sont le plus souvent enterrées pour les protéger contre les intempéries (ensoleillement, réchauffement de l'eau, blocage par refroidissement du liquide (neige)). Elles doivent être enterrées afin d'éviter l'encombrement des voies de circulation sous lesquelles elles sont posées et de prévenir leur ovalisation ou leur écrasement par les charges trop lourdes, les chocs. La profondeur et la largeur minimales sont données par les formules ci-après :

$$H_{\min} \geq 0,5(m) + D_{\text{ext}}$$

$$L_{\min} \geq 0,4(m) + D_{\text{ext}}$$

D_{ext} = Diamètre extérieur de la conduite.

$H_{\min}$ = Profondeur minimale.

$L_{\min}$ = Largeur minimale.

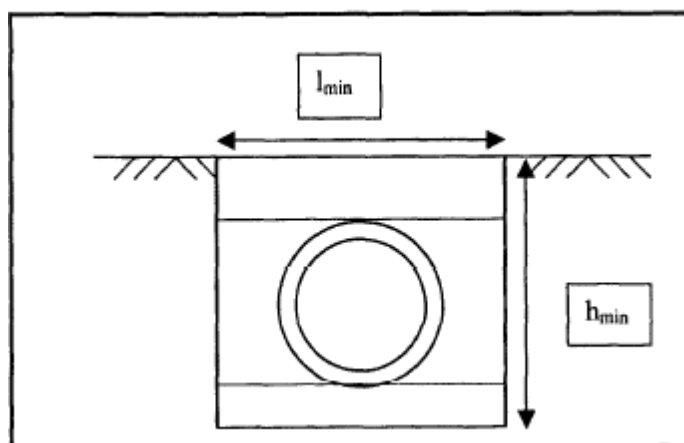


Figure : profil en travers une conduite.

De façon pratique les profondeurs de la tranchée seront comprises entre 0.80 et 5.00 m et une moyenne 1 m

$$0,5 < h < 0,8 \text{ (m)}$$

Dans certains cas la conduite peut être posée à même le sol ou suspendue pour le franchissement d'obstacle, tels que les ponts, les ravins, les talus des montagnes. Cette disposition n'est pas applicable aux conduites en matière plastique (PVC, PEHD) qui sont très sensibles à l'ensoleillement et aux variations de température. En cas de besoin, elles seront protégées par des fourreaux en matériaux plus résistants (fonte, acier).

Les angles doivent être correctement butés à tous les changements de direction observable sur le tracé en plan pour reprendre les poussées hydrauliques résultantes. Un verrouillage sur une certaine distance de part et d'autre du coude remplacera la butée lorsque par suite

de conditions particulières il manque la place pour construire une butée parce que le terrain est instable ou que la conduite est posée en aérienne.

L'exécution des joints fera l'objet d'une attention particulière au cours de la pose des conduites. Un essai de pression confirmera l'étanchéité et la stabilité de la conduite avant le remblai. Les essais de pression font l'objet de protocole que l'on retrouve dans les cahiers de charge des entreprises de travaux. La pression d'épreuve est la pression maximale de calcul de la conduite, majorée des effets du régime transitoire. La baisse de pression ne devra pas excéder 2 m après une attente de 30 minutes lorsque la pression d'épreuve a été atteinte.

V.3.DIMENSIONNEMENT DE LA CONDUITE D'ADDUCTION :

3.1. DONNEES DE DIMENSIONNEMENT :

Les données nécessaires pour le dimensionnement d'une conduite d'adduction sont :

- Les caractéristiques propres du site de prélèvement. Elles concernent les variations de débit (minimal, maximal).
- Les besoins prévisionnels de pointe à l'horizon de planification.
- L'altitude du point à alimenter par rapport au point de prélèvement.
- Le profil en long du terrain naturel.

3.2. PARAMETRES DE DIMENSIONNEMENT :

Il y a quatre paramètres :

- le débit $Q_{\max j}$
- le diamètre D
- la vitesse V
- la perte de charge ΔH

3.3. LES CONDITIONS DE PARAMETRE DU DIMENSIONNEMENT :

L'expérience qui intègre les contraintes techniques et économiques recommande une limitation de la vitesse à l'intérieur de la conduite à 1.5 m/s. La limite inférieure est donnée par la vitesse d'auto-curage qui dépend de la qualité de l'eau. Elle varie entre 0,2 et 0,3 m/s en fonction de la plus petite particule à éliminer par entraînement par la force tractive de l'eau. Dans des conditions de débit identique, à une vitesse faible correspond un diamètre élevé de la conduite et des risques de dépôt des matières en suspension ; A une vitesse élevée, les pertes de charges sont importantes avec des risques de coup de bélier et des dépenses en énergie plus élevées. La vitesse d'écoulement dans les conduites d'adduction se situe idéalement entre 0.8 et 1.2 m/s avec des limites allant de 0.5 à 1.5 (m/s) pour tenir compte du coût élevé de l'énergie.

Ces vitesses relativement élevées n'admettent ni les dépôts de sédiments, ni le développement de la culture microbienne fixée sur les parois des conduites ; elles justifient pourquoi les conduites d'adduction sont généralement peu encrassées.

Les limitations de pression sont données par deux paramètres. La pression minimale doit être supérieure à la pression atmosphérique, notamment aux points hauts. La pression

maximale est limitée à la pression maximale indiquée par les fabricants de conduite. PN 6, 10, 16, 20, 25 bars. Le transport expose les conduites aux intempéries telles que l'ensoleillement, les variations de température. Il est recommandé d'appliquer un coefficient de sécurité de 0.70 à 0.80 à la pression nominale marquée des conduites en plastique (PVC, PEHD) dont les caractéristiques sont modifiées par l'ensoleillement et les variations de températures.

V.4.CALCUL DE DIAMETRE DE LA CONDUITE D'ADDICTION :

4.1. CONDITIONS TECHNICO-ECONOMIQUES :

Du point de vue économique, la conduite de refoulement et la station de pompage sont liées.

Pour élever un débit Q à une hauteur H_g donnée on peut, a priori, utiliser une conduite de diamètre quelconque, il suffit de faire varier la puissance de la station de pompage. En effet, plus le diamètre est petit, plus la perte de charge J sera grande, plus la puissance fournie par la pompe est grande. Il existe donc un diamètre économique pour la conduite de refoulement résultant d'un compromis entre les deux tendances contradictoires suivantes :

- les frais d'achat et de pose de la conduite (F_{achat}) qui augmentent quand le diamètre de la conduite augmente: $F_{achat} \uparrow$ quand $D \uparrow$.
- les frais de fonctionnement de la station de pompage (F_e) qui décroissent quand le diamètre augmente, par suite de la diminution de la perte de charge: $F_e \downarrow$ quand $D \uparrow$.

Si on adopte donc un grand D , (F_{achat}) est grand et (F_e) est faible. Au contraire, si on adopte un petit D , (F_{achat}) est plus faible mais (F_e) est plus grand.

Le diamètre *le plus économique* (ou optimal) est alors donné par les dépenses totales minimales ($F_{achat} + F_e$ actualisé).

Quelques formules donnant le diamètre économique ont aussi été proposées. Sans les citer toutes, nous présentons la formule proposée par Bresse et Bonin :

- **Formule de Bresse :**

$$D = 1,5 \cdot \sqrt{Q_{max,j}}$$

- **Formule de Bonin :**

$$D = \sqrt{Q_{max,j}}$$

D : est le diamètre de la conduite en (m).

Q : est le débit véhiculé en (m^3/s).

LES DONNEES DE DIMENSIONNEMENT DE LA CONDUITE D'ADDICTION

<i>Cote de forage</i>	<i>549(m)</i>
<i>Cote de réservoir</i>	<i>710(m)</i>
<i>Débit max .j</i>	<i>20,29(l/s)</i>
<i>La longueur de la conduite</i>	<i>1280(m)</i>

V.5. CALCUL DES PERTES DES CHARGES :

5.1. PERTES DE CHARGE LINEAIRE :

Les pertes de charge linéaire sont dues d'une part, au frottement des filets d'eau en mouvements les uns sur les autres, et d'autre part, à leurs contact avec les parois internes tout au long de la conduite.

Pour les évaluer, on a utilisé depuis un temps une multitude de formules plus ou moins complexes. La plupart d'entre elles ont été abandonnées peu à peu à cause de la difficulté de leur application. En revanche, d'autres auteurs ont essayé de les transformer en tables pour faciliter leur utilisation, mais les plus connues restent les suivantes :

5.1.1. FORMULE DE WILLIAMS - HAZEN :

C'est la plus utilisée aux Etats-Unis, et elle n'est applicable que pour les écoulements d'eau. Son expression est la suivante (Générale des eaux, 2009):

$$H_L = \frac{10,674 \cdot L \cdot Q^{1,852}}{C^{1,852} d^{4,871}}$$

H_L : perte de charge, en(m).

Q: débit, en (m³/s).

L: longueur du tuyau, en(m).

d: diamètre du tuyau, en (m).

C: coefficient de rugosité de Hazen-williams.

5.1.2. FORMULE DE DARCY – WEIBACH :

La formule de Darcy-Weisbach est théoriquement la plus correcte et la plus largement utilisée en Europe, Elle s'applique à tous les régimes d'écoulement et à tous les liquides.

$$J = \frac{16\lambda Q^2}{2g\pi^2 D^5} = \frac{\lambda V^2}{2gD}$$

J : gradient de pertes de charges en (m/ml).

V : vitesse de l'écoulement en (m/s).

g : accélération de la pesanteur $g = 9.81(\text{m/s}^2)$.

D : diamètre en(m).

λ : coefficient de frottement.

5.1.3. LA FORMULE DE COLEBROOK -WHITE :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2\log \left(\frac{k}{3,71 \cdot D} + \frac{2,51}{Re \cdot \sqrt{\lambda}} \right)$$

$$Re = \frac{V \cdot D}{\mu}$$

Re : nombre de Reynolds.

Après avoir calculé le gradient de pertes de charge il suffit de le multiplier par la longueur de la conduite :

$\Delta H = J \cdot L$

ΔH : perte de charge en(m).

J : gradient de pertes de charge (m/ml).

L : longueur de la conduite en(m).

5.1.4. FORMULE DE CHEZY-MANNING :

La formule de Chezy-Manning est généralement utilisée pour les écoulements dans les canaux découverts (écoulement à surface libre) et pour les grands diamètres.

$$H_L = \frac{10,294 \cdot n^2 \cdot L \cdot Q^2}{d^{5,33}}$$

H_L : perte de charge, en (m).

Q : débit, en (m^3/s)

L : longueur du tuyau, en (m)

d : diamètre du tuyau, en (m)

n : coefficient de rugosité de Manning

5.2. PERTES DE CHARGE SINGULIERE :

Tous les accessoires montés dans le réseau (coudes, vannes, tés, cône de réduction,...), les déviations et les changements de diamètre sont à l'origine des pertes de charge singulière. Leur influence n'est plus comparée aux pertes de charge linéaire, et par conséquent on les estime à 25% de celles-ci-dessous :

$$\Delta H_s = 25\% \cdot \Delta H_L$$

5.3 .PERTES DE CHARGE TOTALES :

$$\Delta H_{Total} = \Delta H_L + \Delta H_s$$

V.6. CALCUL DE LA HAUTEUR GEOMETRIQUE :

C'est le dénivelé entre la cote de terrain naturel de forage et celle du réservoir donné par la formule suivante :

$$H_g = CTN_F - CTN_R$$

H_g : la hauteur géométrique en (m).

CTN_R : la cote de terrain naturel de réservoir en (m).

CTN_F : la cote de terrain naturel du forage en (m).

V.7.CALCUL DE LA HAUTEUR MANOMETRIQUE TOTALE :

C'est la hauteur géométrique entre deux points de relèvements (Point de départ et Point d'arrivée de l'eau) additionnée aux pertes de charge totale, cette hauteur est donnée par la formule suivante :

$$HMT = H_g + \Delta H_T$$

HMT : Hauteur manométrique totale en (m).

H_g : Hauteur géométrique en (m).

ΔH_T : les pertes de charge totale en (m).

V.8.CALCUL DE LA PUISSANCE DE LA POMPE :

Défini comme l'énergie consommée est déterminée au moyen par la formule suivante :

$$P = \frac{\rho \cdot g \cdot Q \cdot H_g}{\eta}$$

P : puissance absorbée de la pompe en (KW).

ρ : la masse volumique de l'eau (1000 kg/m³).

g : l'accélération de la pesanteur. g = 9,81 en (Kg.m/s²).

Q : débit en (m³/s).

H : hauteur manométrique totale (m).

η : rendement de la pompe en% (0.80%).

V.9.CALCUL DU TEMPS DE POMPAGE :

Le temps de pompage est la durée de fonctionnement de la pompe qui refoule le débit désiré vers le réservoir, donné par formule suivants :

$$T_p = \frac{Q_{\max.j}}{Q_{\text{forage}}}$$

T_p : temps de pompage en (heure).

$Q_{\max.j}$: débit max journalier en (m^3 /jour). $Q_{\max.j} = 1753,05(m^3/J)$.

Q_{forage} : le débit de forage en (m^3 /heure). $Q_F = 118,8(m^3/l)$

Donc : $T_p = \frac{1753,05}{118,8} = 14,75 \text{ heures}$

Les résultats de calcul sont représentés dans les tableaux ci-dessous :

Remarque : les résultats obtenus par les formules précédentes donnent une gamme technico-économique à adopter.

Les tableaux : résumé d'étude technico-économique.

D.ext (mm)	160	200	250
e (mm)	17,78	22,22	27,78
D.int (mm)	124,44	155,56	194,44
D.int (m)	0,12	0,16	0,19
Q (l/s)	20,29	20,29	20,29
Q (m^3/s)	0,02029	0,02029	0,02029
V (m/s)	1,67	1,07	0,68
l	0,01715323	0,01764664	0,01835778
J (m/ml)	0,01955032	0,00659052	0,00224661
% J (m/ml)	1,25	1,25	1,25
L (m)	1280	1280	1280
ΔH (m)	31,28	10,54	3,59
Hg (m)	165,00	165,00	165,00
HMT(m)	196,28	175,54	168,59

DN (mm)	Prix au ml (DA)	L (ml)	Prix de la conduite (DA)	Annuité (%)	les Frais d'amortissement (DA)	Q (m^3/s)	HMT (m)
160	1947,5	1280	2492800	8,8	219366,4	0,02029	188,311677
200	3121,7	1280	3995776	8,8	351628,288	0,02029	172,858496
250	4846,33	1280	6203302,4	8,8	545890,611	0,02029	167,678844

DN (mm)	h	Pp (Kw)	n (h)	Pe (Kw.h)	E (DA/Kw)	Prix de l'énergie (DA)	Prix Total (DA)
160	0,6	62,4707982	15	342027,62	3	1026082,86	1245449,26
200	0,6	57,3443369	15	313960,244	3	941880,733	1293509,02
250	0,6	55,6260314	15	304552,522	3	913657,565	1459548,18

Après cette étude on n'a observé que trois diamètre techniquement valable : 160, 200, 250.

- la vitesse.
 - la Pression compatible à la contrainte de résistance de la canalisation adoptée.
 - La comparaison économique porte essentiellement sur les frais d'énergie en exploitation et sur les frais d'investissements liés à la fourniture et pose de la canalisation, les autres charges étant sensiblement identiques ou peu influents pour les trois diamètre .
- Finalement pour la conduite d'adduction on peut adopte :**
- un diamètre DN 160 (mm).
 - une pression nominale PN 20.

V.10.LES RESERVOIRS DE DISTRIBUTION :

10.1. LE ROLE DES RESERVOIRS:

Les réservoirs d'eau sont, en général, nécessaires pour pouvoir alimenter, convenablement, une agglomération en eau potable. Ils sont principalement imposés par la différence entre le débit de captage ou de refoulement d'eau (plutôt constant) et le débit d'eau consommé par l'agglomération (variable en fonction de l'heure de la journée).

En principe, les réservoirs se différencient d'après leur position par rapport au sol réservoirs enterrés et réservoirs surélevés.

10.2. EMLACEMENT GEOGRAPHIQUE DES RESERVOIRS:

Le réservoir d'eau doit être situé le plus près possible de l'agglomération à alimenter (en limite de l'agglomération). En effet, compte tenu du coefficient de pointe dont on doit affecter le débit horaire moyen de consommation pour déduire la consommation horaire maximale, la perte de charge sera généralement plus grande sur la conduite de distribution que sur la conduite d'adduction. Ceci fait que plus le réservoir s'éloigne de l'agglomération, plus la cote du plan d'eau doit être élevée (d'où une énergie de pompage plus grande).

10.3. VOLUME DES RESERVOIRS:

Différentes méthodes sont utilisées pour le calcul de la capacité utile des réservoirs.

- **Calcul forfaitaire:**

On prend, forfaitairement, une capacité des réservoirs égale a : 30% du débit max journalier.

Donc :

$V_R = 0,3 \cdot Q_{\max j}$

$$V_R = 525 \text{ m}^3$$

- **Selon la capacité de réservoir calculé on adopte un volume de 500 m³**

CHAPITRE VI

OUTIL INFORMATIQUE

VI.1.PRESENTATION DE LOGICIEL EPANET

VI.2. CE QU'EST EPANET

VI.3.CAPACITES POUR LA MODELISATION HYDRAULIQUE

VI.4.LES ETAPES DE L'UTILISATION D'EPANET

VI.5.LES DONNEES SAISEES

5.1. LONGUEUR DES CONDUITES

5.2. DIAMETRES DES CONDUITES

5.3. ALTITUDE DES NOEUDS

5.4. DEMANDE DE BASE DES NŒUDS

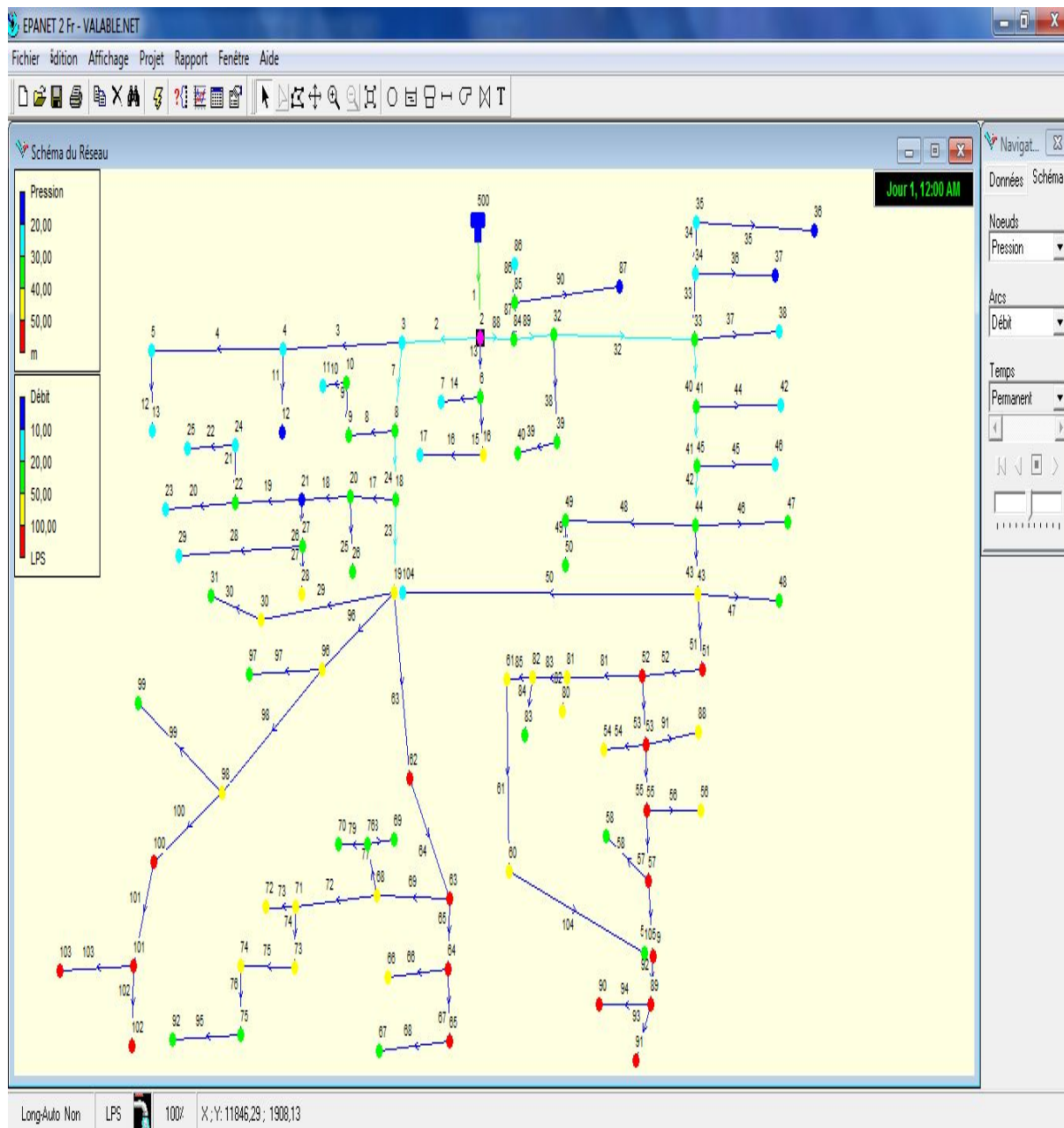
Fournir de l'eau de bonne qualité et à une pression suffisante aux Consommateurs, tel est le challenge quotidien des entreprises de distribution de l'eau. Une bonne gestion s'appuie aujourd'hui sur des outils de modélisation qui permettent:

- de préciser les études diagnostiques,
- d'étudier par anticipation les situations critiques
- d'optimiser les paramètres de fonctionnement dans une approche économique
- de réaliser des schémas directeurs.

Cet outil vise à sensibiliser les futurs techniciens et ingénieurs à la problématique de la **gestion des réseaux d'eau potable** à l'échelle d'une ou de plusieurs communes par une approche concrète et pratique reposant sur le logiciel **EPANET**, aujourd'hui très utilisé de part le monde.

Le Logiciel EPANET a été développé par l'agence Américaine de protection de l'Environnement (**EPA**) représentée par **Lewis A. Rossman** que nous remercions très sincèrement.

VI.1.PRESENTATION DE LOGICIEL EPANET :



VI.2. CE QU'EST EPANET :

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur les longs durés dans les réseaux sous pression .Un réseau et un ensemble des tuyaux, nœud (jonction de tuyau), pompes, vannes, bâches et réservoirs.

EPANET calcul le débit dans chaque tuyau, la pression a chaque nœud, le niveau de l'eau dans le réservoir et la concentration en substance chimique dans les différents parties du réseau, au cours d'une durée de simulations devisé on plusieurs étapes.

Le logiciel est également capable de calculé les temps des séjours et de suivre l'origine de l'eau.

EPANET a pour objectif une meilleure compréhension de l'écoulement et d'usage de l'eau dans les systèmes de distributions et peut être utilisé pour différents types d'applications dans l'analyse des systèmes de distributions.

VI.3.CAPACITES POUR LA MODELISATION HYDRAULIQUE :

Une modélisation hydraulique scrupuleuse et complète est la première condition pour pouvoir modélisé la qualité de l'eau de manière efficace.

EPANET contient un moteur de calcul hydraulique moderne ayant les caractéristiques suivantes :

- La taille du réseau étudié est illimitée.
- Pour calculé les pertes des charges due a la friction, il dispose des formules de HAZEN-WILLIAMS, DARCY-WEISBACH et CHEZY-MANNING.
- Il inclut les pertes des charges singulières aux coudes aux tés etc....
- Peut modéliser les pompes à vitesse fixé ou variable.
- Il peut calculer l'énergie consommé par une pompe et son cout.
- Il peut modéliser différents types des vanne comme des clapets anti retour, les vannes de contrôle de pression ou débit des vanne d'arrêt.
- Les réservoirs peuvent avoir des formes variées
- Il peut y avoir différents catégories de demande aux nœuds chaque une avec une caractéristique propre
- Il peut modéliser des consommations d'épandant de la pression (ex : buses)
- Le fonctionnement de la station de pompage peut être piloté par des commandes simple (heure de marché, arrêt en fonction d'un niveau du réservoir), ou des commandes élaborés plus complexes.

VI.4.LES ETAPES DE L'UTILISATION D'EPANET :

Les étapes classiques de l'utilisation d'EPANET pour modéliser un système de distribution d'eau sont les suivantes :

- Designer un réseau représentant le système de distribution ou importer une description de base du réseau enregistrer dans fichier format texte.
- Saisir les propriétés des éléments de réseau.
- D'écrire le fonctionnement du système.
- Sélectionner un ensemble d'option de la simulation.
- Lancer une simulation hydraulique ou une analyse de la qualité
- Visualiser les résultats de la simulation.

VI.5.LES DONNEES SAISEES :

5.1. LONGUEUR DES CONDUITES :

L'unité de longueur utilisée pour les tuyaux est le mètre. La construction du réseau a été facilitée par le fait qu'il m'a été possible d'importer un fichier comme fond d'écran représentant mon réseau. Ainsi, nous avons pu plus facilement représenter le réseau. Ensuite, il a fallu entrer la longueur de chaque tronçon, récupéré depuis un fichier Auto CAD qui montre le plan de situation de la zone d'étude par un autre logiciel appelé EPACAD.

5.2. DIAMETRES DES CONDUITES :

Le second paramètre à introduire est le diamètre interne des tuyaux en (mm), en se référant entre les diamètres internes et nominaux pour les conduites en REHD utilisées dans notre projet. Ce paramètre sera saisi dans un premier temps sans précaution car c'est pendant la simulation qu'on va le changer jusqu'à avoir les vitesses et les pressions nécessaires.

5.3. ALTITUDE DES NOEUDS :

C'est la première caractéristique à saisir pour un nœud, nous avons pu déterminer ces cotes au sol en se basant sur un fichier Auto CAD sur lequel on a reporté le levée topographique du site de l'étude. Son unité est le mètre.

5.4. DEMANDE DE BASE DES NŒUDS :

Paramètre propre aux nœuds: il s'agit d'insérer la demande en eau dans chacun d'eux en (l/s) .

CONCLUSION :

L'utilisation du logiciel informatique (EPANET, Auto CAD, EPACAD) dans le calcul des réseaux d'AEP a certainement changer la qualité des résultats qui se basaient auparavant sur les applications numériques de diverses formules de calcul. En effet, les besoins en eau définis à partir des hypothèses arrêtées a imposé de diviser l'étude en deux volets : le premier qui s'intéresse au piquage de l'eau vers la ville dans des conditions favorables, et le deuxième s'articule sur l'utilisation du logiciel de simulation hydraulique ENANET pour concevoir le réseau pas seulement le plus performant (vitesse et pressions respectées), mais aussi le moins coûteux possible (diamètre et longueur minimisés et nombre d'accessoires réduit).

CONCLUSION GENERALE

Vu le manque d'eau qui s'impose à notre agglomération, il a été décidé de faire un projet d'alimentation en eau potable pour la commune d'AIN TINN, à travers notre présent travail que nous arrivons ainsi au terme d'une étude que nous jugeons en mesure de venir à bout des problèmes d'approvisionnement en eau potable.

Lors de cette étude, nous avons essayés de :

- Elaborer un bilan de la situation régnante dans la région c.à.d, la topographie, climat, géologie,...
- Estimer les besoins de chaque catégorie de consommateurs
- Dimensionner le réseau à savoir ; détermination des diamètres, les pressions et les pertes de charges dans chaque tronçon.

Nous signalons que tout l'étude structurer suivant le plan de travail adopté, et que malgré les problèmes techniques rencontrés nous avons essayé chaque fois de se rapprocher le plus possible à la bonne marche de l'étude de ses deux volets technique et économique.

Du coté pédagogique, cette étude nous a permis de mettre en pratique, plusieurs connaissances que nous avons acquies durant notre cycle de formation, et j'espère que, ce modeste travail servira.

BIBLIOGRAPHIE ET REFERENCE

BIBLIOGRAPHIE ET REFERENCE

- DHW de MILA 2006 étude de diagnostique et de réhabilitation du réseau d'AEP d'AIN TINN et AZZABA.
- www.interplast.mc
- www.gov.ns.ca/nse/water/surfacewater/docs/SurfaceWaterQA.pdf
- www.groupekplast.com
- www.onep.org
- www.water.soil-training.com
- (Générale des eaux, 2009).
- Poly-Alimentation-en-Eau Potable -Moussa – Génie Civil - l'Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis,2002.
- cours-d'approvisionnement-en-eau-potable Ecole Inter - Etats Itigénieurs de l 'Equipement Rural -nov.-2003.
- Générale des eaux, EPANET 2.0 : Manuel de l'utilisateur, version française 2003.
- ONEP, Modélisation et simulation d'un réseau de distribution d'eau potable2005.
- ONEP, Hydraulique urbaine, document 2011.