

République algérienne démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil



Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme
Master professionnel en génie civil

Option : constructions Hydrauliques et Aménagements

Thème

Alimentation en eau potable de la nouvelle ville
d'Oued Falli

Présenté par :

TAKABECHT Tahar

ADJA Adelhakim Mazigh

Proposé par :

La subdivision d'hydraulique T.O

Encadré par:

Mr. DJEMAI Mouhammed

Promotion 2019/2020

Remerciements

Avant tout, nous remercions Dieu le tout puissant qui nous a donné sagesse et santé pour faire ce modeste travail.

Nous tenons à présenter nos respectueux remerciements à Monsieur DJEMAI Mohammed professeur au Département de Génie Civil de l'UMMTO, qui a bien voulu diriger ce mémoire, pour ses précieux conseils et l'intérêt constant qu'il a porté à ce travail.

Nous exprimons nos remerciements à Madame BOUZELHA Karima, Professeur au Département de Génie Civil de l'UMMTO pour son aide et orientations.

Nous voudrions remercier Madame CHABANE ingénieure à la subdivision d'hydraulique de Tizi Ouzou et monsieur BENDJEDDOU ingénieur au bureau d'étude groupe CNERU, pour avoir mis à notre disposition la documentation et les informations nécessaires.

Nous adressons nos vifs remerciements à tous nos enseignants du département de génie civil et plus particulièrement les enseignants de notre spécialité (CHA).

Nous tenons à remercier tous nos collègues en CHA, ainsi que tous les autres camarades du département de Génie Civil de la promotion 2019.

Enfin, nous rendons hommage à nos familles qui nous ont soutenu tout aux longs de notre cursus scolaire et universitaire jusqu'à l'obtention du diplôme de fin d'étude.

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.1. Introduction :	11
I.2. Situation géographique :	11
I.2.1. Situation à l'échelle communale :	11
I.2.2. Situation de la zone d'étude :	12
I.3. Topographie et pentes :	13
I.4. La géologie :	13
I.5. Occupation du sol :	13
I.6. Statut juridique :	13
I.7. Etude climatique :	14
I.7.1. La température :	14
I.7.2. La pluviométrie :	15
I.7.3. Diagramme ombrothermique :	17
I.8. Conclusion :	18

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

II.1. Introduction :	19
II.2. Evolution de la population :	19
II.3. Evaluation des besoins en eau :	20
II.3.1. La consommation moyenne journalière :	20
II.4. Les différents besoins de la zone d'étude :	21
II.4.1. Besoins domestique :	21
II.4.2. Besoins scolaire :	21
II.4.3. Besoins municipaux :	21
II.4.4. Besoins socioculturels :	21
II.5. Récapitulation des besoins :	21
II.6. Etude des variations des débits :	22
II.6.1. Variation de la consommation journalière :	22
II.6.2. Variation de la consommation horaire :	23
II.7. Estimation des besoins en stockage :	26
II.8. Conclusion :	26

Chapitre III : Etude de l'adduction

III.1. Introduction :	27
III.2. Types d'adduction :	27
III.2.1. Adduction gravitaire :	27

SOMMAIRE

III.2.2. Adduction par refoulement :	27
III.3. Choix du tracé :	28
III.4. Choix du type de matériaux :	29
III.5. Systèmes de raccordement :	29
III.6. Organes et accessoires de notre réseau :	31
III.7. Etude technico-économique de la conduite de refoulement :	32
III.7.1. Choix de la gamme des diamètres :	32
III.7.2. Calcul de la vitesse :	33
III.7.3. Calcul des pertes de charge :	33
III.7.4. Hauteur géométrique :	35
III.7.5. Hauteur manométrique :	36
III.7.6. La puissance absorbée par la pompe :	36
III.7.7. Energie consommée par la pompe :	37
III.7.8. Les frais d'exploitation :	37
III.7.9. Frais d'amortissement :	38
III.7.10. Bilan des frais :	39
III.8. Etude de la conduite de l'adduction gravitaire :	39
III.9. Conclusion :	40

Chapitre IV : Pose et protection des conduites

IV.1. Introduction :	41
IV.2. Type de pose des conduites :	41
IV.2.1. Pose en terre :	41
IV.2.2. Traversée d'une route :	41
IV.2.3. Butée et amarrage :	42
IV.3. Différentes mise en place des canalisations :	42
IV.3.1. Réalisation des fouilles :	42
IV.3.2. Préparation de la canalisation :	44
IV.3.3. Mise en eau et en pression :	44
IV.3.4. Essai général du réseau :	44
IV.3.5. Remblaiement de la tranchée :	45
IV.3.6. DESINFECTION DU RESEAU :	45
IV.4. Action de l'eau sur la conduite :	45
IV.4.1 L'entartrage :	45
IV.4.2 La corrosion :	45
IV.5 Conclusion :	46

SOMMAIRE

Chapitre V : Le coup de bélier

V.1.Introduction :	46
V.2. Définition :	46
V.2.1. Les causes de ce phénomène :	46
V.2.2. Les conséquences de ce phénomène :	46
V.3. Analyse physique du phénomène :	47
V.4. Les moyens de protection contre le coup de bélier.....	49
V.4.1 Volant d'inertie :	49
V.4.2 Soupape de décharge :	50
V.4.3 Cheminée d'équilibre :	50
V.4.4 Réservoir d'air :	51
V.5. Calcul hydraulique :	52
V.5.1 Donner de basse :	52
V.5.2 Calcule de la célérité des ondes :	52
V.5.3 Calculer de la valeur du coup de bélier :	52
V.5.4 Calcule de la surpression et dépression :	53
V.6 Conclusion:	53

Chapitre VI : Calcul des réservoirs

VI.1. Introduction :	54
VI.2. Définition d'un réservoir :	54
VI.3. Rôle des réservoirs :	54
VI.4. Implantation des réservoirs :	54
VI.5. Classification des réservoirs :	55
VI.6. Les équipements des réservoirs :	56
VI.7.Hygiène et sécurité :	58
VI.8. Entretien des réservoirs :	59
VI.9. Capacité des réservoirs :	59
VI.9.1. Le réservoir de transit :	59
VI.9.2. Le réservoir de stockage et de distribution :	60
VI.10. Conclusion :	62

Chapitre VII : Etude de la distribution

VII.1. Introduction :	63
VII.2. Définition :	63
VII.3. Présentation du logiciel EPANET :	63
VII.4. Caractéristiques principales du logiciel :	63

SOMMAIRE

VII.5. Les étapes d'utilisation d'EPANET :	64
VII.6. CLASSIFICATION DES RESEAUX :	64
VII.6.1. Réseau ramifié :	64
VII.6.2. Réseau maillé :	64
VII.7. Choix du type de tuyau :	64
VII.8. Pièces spéciales de raccordement :	65
VII.9. Dimensionnement du réseau de distribution :	65
VII.9.1. Calcul des débits :	65
VII.9.2. Calcul du réseau :	72
VII.9.2.1. Cas de pointe :	73
VII.9.2.2. Cas de pointe + incendie :	78
VII.10. Interprétation des résultats :	83
VII.11. Conclusion :	84
Conclusion générale	

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Situation à l'échelle communale.....	11
Figure I.2: présentation géographique de la zone d'étude.....	12
Figure I.3 : présentation géographique sur une carte d'état major.	13
Figure I.4 : Histogramme des températures moyennes mensuelles (1990-2006).....	15
Figure I.5 : Histogramme des précipitations moyennes mensuelles (station de DBK)	17
Figure I.6 : diagramme ombrothermique de Gaussen.	18
Figure II.1 : Répartition des quartiers.....	19
Figure III.1 : schéma d'adduction.	27
Figure III.2 : Schéma synoptique	28
Figure III.3 : profil en long de l'adduction gravitaire.....	28
Figure III.4 : profil en long de l'adduction par refoulement	29
Figure III.5 : bout à bout « bouteuse »	30
Figure III.6 : Raccordement par accessoires électro-soudable	30
Figure III.7 : coude et raccord d'adaptation.	31
Figure III.8 : vanne papillon.....	31
Figure III.9 : clapet anti retour.	31
Figure III.10 : crépine.....	32
Figure IV.1 : pose des conduites en terre	41
Figure IV.2 : traversée d'une route au moyen d'une gaine.	42
Figure IV.3.largeur des tranchées.....	43
Figure IV.4.lit de pose de la conduite.....	43
IV.3.2. Préparation de la canalisation :.....	43
Figure IV.5. Remblayage des tranchées	45
Figure V.1 : Le Coup de Bélier	46
Figure V.2: Conséquence du Coup de Bélier	46
Figure V.3 : représentation du phénomène pendant la phase 01 ($0 < t < T$)	47
Figure V.4 : représentation du phénomène pendant la phase 02 ($T < t < 2T$).....	48
Figure V.5 : représentation du phénomène pendant la phase 03 ($2T < t < 3T$).....	48
Figure V.6 : représentation du phénomène pendant la phase 04 ($3T < t < 4T$).....	49
Figure V.7 : volant d'inertie	50
Figure V.9 : Cheminée d'équilibre.....	51
Figure V.10 : Principe de la disposition d'un réservoir d'air	51
Figure VI.1 : Emplacement du réservoir en altitude.	55
Figure VI.2 : Emplacement des équipements hydrauliques dans un réservoir.....	56
Figure VI.3 : Schéma de la conduite d'adduction.	56

LISTE DES FIGURES

Figure VI.4 : Schéma de la conduite de distribution.	57
Figure VI.4 : Schéma de la conduite du trop-plein.	57
Figure VI.5 : La conduite de vidange.	57
Figure VI.6 : Schéma de la conduite By-pass.	58
Figure VI.7 : Schéma de la matérialisation de la réserve d'incendie.	58
Figure VI.8 : Capacité du réservoir de transit.	60
Figure VI.8 : Capacité du réservoir de distribution.	62
Figure VII.1 : l'état de réseau après simulation cas de pointe (présentation des vitesses).	75
Figure VII.2 : l'état de réseau après simulation cas de pointe (présentation des.	78
Figure VII.3 : l'état de réseau après simulation cas de pointe+incendie (présentation des.	80
Figure VII.4 : l'état de réseau après simulation cas de pointe+incendie (présentation des.	83
Figure VII.5 : Emplacement des décharges et ventouses dans le réseau.	84

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : caractéristiques de la station pluviométrique de DBK	14
Tableau I.2 : Températures mensuelles moyennes, maximales et minimales durant la	14
Tableau I.3: série pluviométrique (mm) de 1975 à 2005 (station de DBK).	16
Tableau I.4: Les moyennes interannuelles des températures et des précipitations.....	17
Tableau II.1 : estimation projeté de la population de la zone d'étude.	20
Tableau II.3: besoins scolaire.	21
Tableau II.4: besoins municipaux.....	21
Tableau II.5: besoins socioculturels.	21
Tableau II.6: récapitulation des besoins.	22
Tableau II.7: débit maximal journalier.	23
Tableau II.8: débit minimum journalier	23
Tableau II.9: valeurs de $\beta_{\max}$ en fonction du nombre d'habitant	24
Tableau II.10 : valeurs de $\beta_{\min}$ en fonction du nombre d'habitant.....	25
Tableau II.11 : récapitulatif des débits horaire.	25
Tableau III.1 : récapitulatif de résultats.....	36
Tableau III.2 : les frais d'exploitation.	37
Tableau III.3 : les frais d'amortissement.	38
Tableau III.4 : le bilan des frais.....	38
Tableau V.1 : caractéristique de la conduite	52
Tableau V.2 : les différentes valeurs de K en fonction du matériau.....	52
Tableau VI.1 : calcul le volume du réservoir de transite.....	59
Tableau VI.2. Calcul le volume du réservoir de distribution.	61
Tableau VII.1 : Calcul de débit en route du réseau.	66
Tableau VII.2 : Calcul des débits nodaux.	68
Tableau VII.3 : État des Arcs du Réseau.....	73
Tableau VII.4 : Etat des nœuds.	76
Tableau VII.5 : État des Arcs du Réseau.....	78
Tableau VII.6 : Etat des nœuds.	81

Liste des abréviations

A : L'amortissement annuel (Annuité).

AEP : Alimentation en Eau Potable.

a: La célérité de l'onde.

B : La valeur du coup de bélier.

BL : Le bilan en (DA).

Chw : coefficient de Hazen –William.

CR : Côte Radier.

CTN : Côte Terrain Naturel.

CTP : Côte Trop Plein.

D : Diamètre de la conduite.

Dot : Dotation moyenne journalière des consommateurs.

DA : Dinar Algérien.

Dext : Diamètre extérieur.

DHW : Direction d'Hydraulique de la Wilaya.

Dint : Diamètre intérieur.

DN : Diamètre Nominal.

E : Energie consommée par la pompe.

e: Epaisseur de la conduite.

Fam : Frais d'amortissements.

Fex : Frais d'exploitation.

g: Accélération de la pesanteur.

H : Hauteur.

h : hauteur de la lame d'eau

Hab : Habitants

Hg : Hauteur géométrique.

Hmt : La hauteur manométrique totale.

i : Taux d'annuité.

ju : Pertes de charge unitaire.

Liste des abréviations

JL : Pertes de charge linéaires.

Js : Pertes de Charge singulières.

JT : Pertes de charge totales.

K : coefficients de la nature du matériau

Kmax.h : Coefficients d'irrégularité maximum horaire.

Kmax.j : Coefficient d'irrégularité maximum journalier.

Kmin.h : Coefficients d'irrégularité minimum horaire.

Kmin.j : Coefficient d'irrégularité minimum journalier.

KWh : kilowatt heures.

L : Longueur de la conduite.

m.c.e : Mètre colonne d'eau.

Max : Maximum.

Min : Minimum.

ml : Mètre linéaire.

Moy : Moyenne.

Pa : Puissance absorbée par la pompe en (KW).

Pe : Prix unitaire du K.W.h.

PEHD : Polyéthylène à Haute Densité.

PN : Pression nominale.

PU : le prix unitaire de la conduite.

PU : plant d'urbanisme.

Q max j : débit maximum journalier.

Q min j : débit minimum journalier.

Q moy,j : débit moyen journalier.

Q moy,h : débit moyen horaire.

Q : débit transitant par la conduite.

Qi : Débit au nœud i.

Qr : Débit en route (l/s).

Liste des abréviations

Qsp : Débit spécifique.

R : Réservoirs.

Re : nombre de Reynolds.

SR : Station de reprise.

T : temps de pompage.

T: Temps mis par une onde, pour faire un aller-retour dans la conduite.

V : Vitesse d'écoulement.

Vinc : volume d'incendie dans le réservoir.

Vr : volume du réservoir.

α : Coefficient de vieillissement.

β : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant.

ε : Coefficient de la rugosité absolue du tuyau.

ε_0 : Rugosité à l'état neuf.

η : Rendement de la pompe.

λ : Coefficient de pertes de charge.

ν : Viscosité cinématique de l'eau.

Introduction générale

Introduction générale :

L'eau est une source naturelle indispensable à la vie. Cela est prouvé par les activités de tous les jours qui nous montrent qu'à l'absence de l'eau, la vie est pratiquement impossible.

La consommation de l'eau augmente avec l'évolution des moyens techniques (facilité de captage et de distribution de l'eau) et le niveau de vie de la population (acquisition d'appareils électroménagers, aménagement des salles de bain ...).

Les pays en voie de développement, dont fait partie l'Algérie, n'ont pas des ressources en eau considérable. Ces pays souffrent d'un déficit notable qui est dû en général à la pluviométrie annuelle faible selon les périodes et le risque de sécheresse s'étendant sur plusieurs années.

Devant de telles situations, il est impératif de concevoir des systèmes de protection de cette ressource et avoir un système judicieux d'adduction, de stockage et de distribution afin de satisfaire les besoins de la population et éliminé les pertes.

C'est dans ce contexte que s'inscrit notre projet qui consiste à l'alimentation en eau potable de la nouvelle ville (PU36) d'Oued Falli qui nous a été confié par le bureau d'étude « groupe CNERU ».

La zone d'étude sera alimentée par un réservoir de tête de capacité de 5000 m^3 ; le réservoir est alimenté par refoulement à partir de la station de reprise SR2000m³ qui est de son tour alimentée gravitairement du point de piquage situé sur la conduite du transfert du barrage de Taksebt ver la capitale Alger.

Notre travail se portera sur 07 chapitres :

- Nous débuterons par une présentation globale du site qui fera l'objectif du premier chapitre.
- Le deuxième chapitre consistera essentiellement à l'estimation des besoins en eau.
- Le troisième chapitre sera consacré pour le réseau d'adduction reliant le point de piquage et la station de reprise gravitairement et par refoulement de la station de reprise au réservoir R5000m³.
- Le quatrième chapitre prend en considération la pose et la protection des conduites
- Le cinquième chapitre reposera sur la protection de la conduite d'adduction par refoulement contre le coup de bélier afin d'avoir un réseau résistant et durable.
- Par la suite, le sixième chapitre reposera sur l'étude des réservoirs.
- Dans le septième chapitre, nous passerons au réseau de distribution ; le calcul du réseau s'effectuera par le logiciel Epanet.

Enfin, une conclusion générale dans laquelle seront souligné les principaux résultats.

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

I.1. Introduction :

Avant d'entamer n'importe quel projet d'alimentation en eau potable, la connaissance des données concernant les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet sont nécessaires.

L'objet de ce chapitre est de nous permettre de prendre les dispositions nécessaires lors de la réalisation des travaux, par exemple : le choix des engins à utiliser, le choix du type de matériaux pour les canalisations...etc.

I.2. Situation géographique :

I.2.1. Situation à l'échelle communale :

Tizi Ouzou est située à 200 mètres au-dessus du niveau de la mer, à une distance de 110 kilomètres de la capitale Alger, d'une trentaine de kilomètres de la méditerranée et de 40 kilomètres du massif du Djurdjura. Elle s'étend sur une superficie de 10 236 hectares, elle est limitée :

- Au Nord, par les communes de Sidi Naamane et d'Ait Aissa Mimoun.
- A l'Est, par les communes d'Ouaguenoun et Tizi Rached.
- Au Sud, par les communes d'Irdjen, Beni Aissi, Beni Zmenzer et Souk el Tenine.
- A l'Ouest, par les communes de Draa Ben Khedda et Tirmatine.

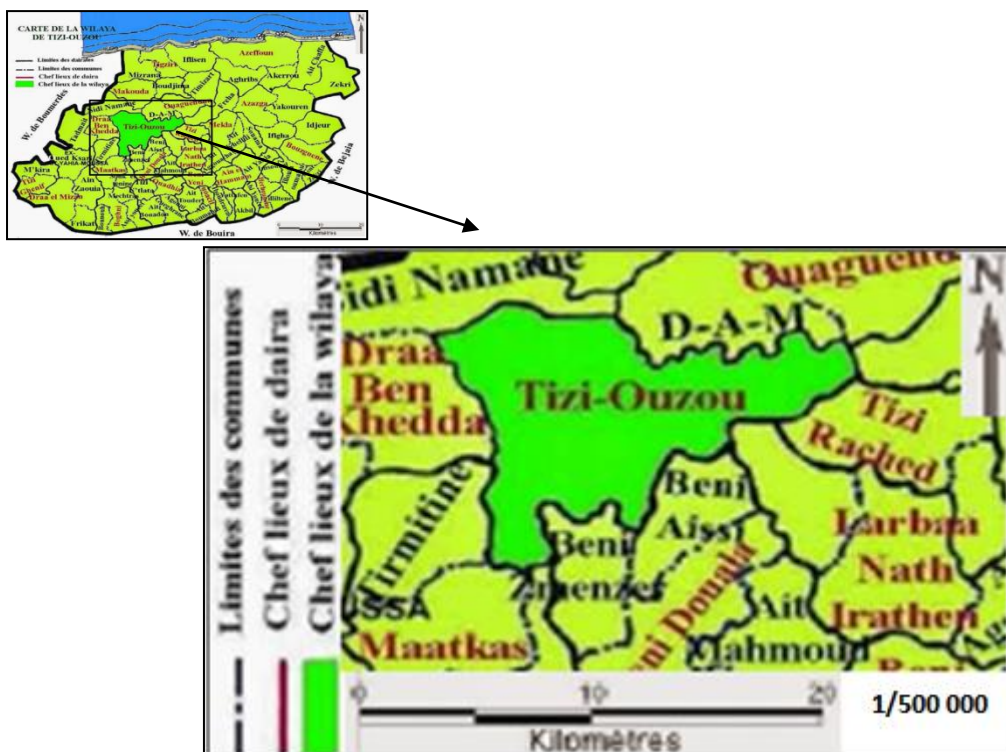


Figure I.1 : Situation à l'échelle communale.

I.3. Topographie et pentes :

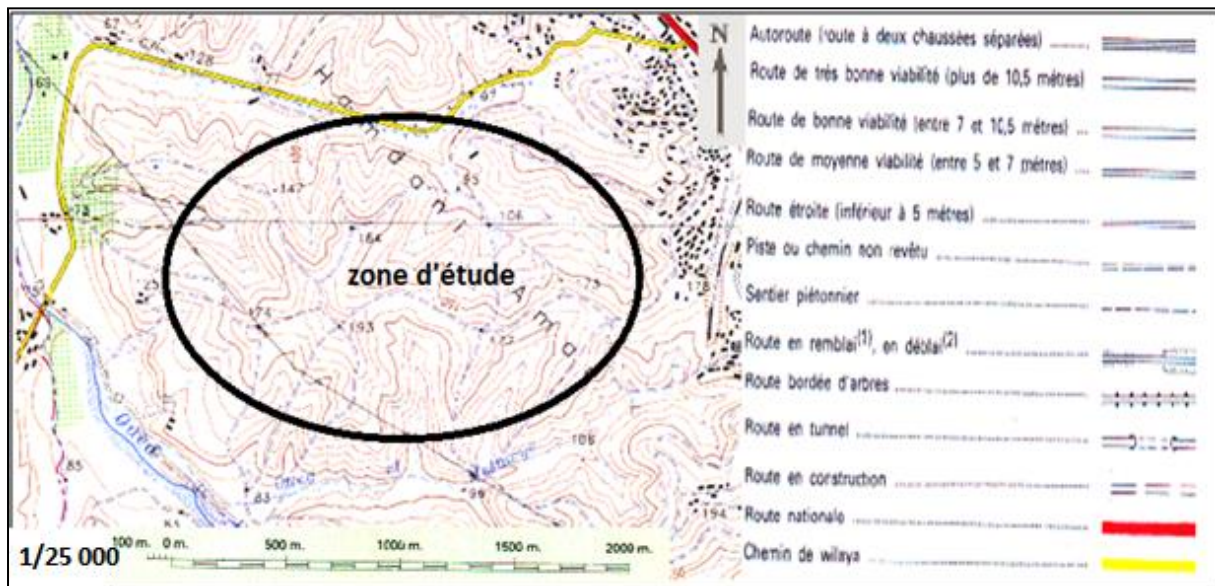


Figure I.3 : Carte topographique.

La zone d'étude constitue un versant allongé d'Est en Ouest, raviné par un réseau de ruissellement.

La carte des altitudes montre deux parties : la partie Ouest sous forme d'une colline qui culmine à une altitude de 170 m, tandis que dans la partie Est, les altitudes sont croissantes d'Ouest en Est pour atteindre les 190 mètres à l'extrême Est.

L'aire d'étude est plus au moins accidentée, avec des pentes douces (0 à 10%) qui se trouvent à la périphérie du périmètre. Le relief est presque tabulaire suivant la ligne des crêtes. Cependant les pentes plus raides "supérieures à 23%" se rencontrent à l'Ouest de la zone sur les versants des collines ou elles peuvent même dépasser les (45%) dans certains endroits.

I.4. La géologie :

La zone d'étude fait apparaître un seul type de terrain, ce sont les terrains sédimentaires constitués essentiellement de marnes qui occupent pratiquement toute la zone d'étude. Elles sont sensibles à la présence des eaux. (Source : bureau d'étude).

I.5. Occupation du sol :

La zone d'étude est actuellement non urbanisée. Elle renferme des terrains vierges, à l'exception de certaines bâtisses du côté Est (17 logements).

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

I.6. Statut juridique :

Selon le plan cadastral établi par la direction du cadastre de la wilaya de Tizi Ouzou, 42,9 hectares de terrains appartiennent à l'agence foncière de Tizi Ouzou et 56,94 hectares de terrains relèvent du domaine privés.

I.7. Etude climatique :

Sur le plan climatique, la zone d'étude est sous l'influence du climat méditerranéen, elle est caractérisée par des hivers humides et pluvieux et des étés chauds et secs.

Pour donner un aperçu général sur le climat de la zone d'étude nous avons utilisé les données recueillies au niveau de l'agence nationale des ressources hydriques (ANRH) de Tizi Ouzou et qui proviennent des mesures effectuées par la station de DBK vue qu'elle est proche et qu'elle présente le même relief que le site d'étude.

Tableau I.1 : caractéristiques de la station pluviométrique de DBK

station	code	source	Coordonnées		
			x	y	z
DBK	021804	ANRH	615,2	382,45	90

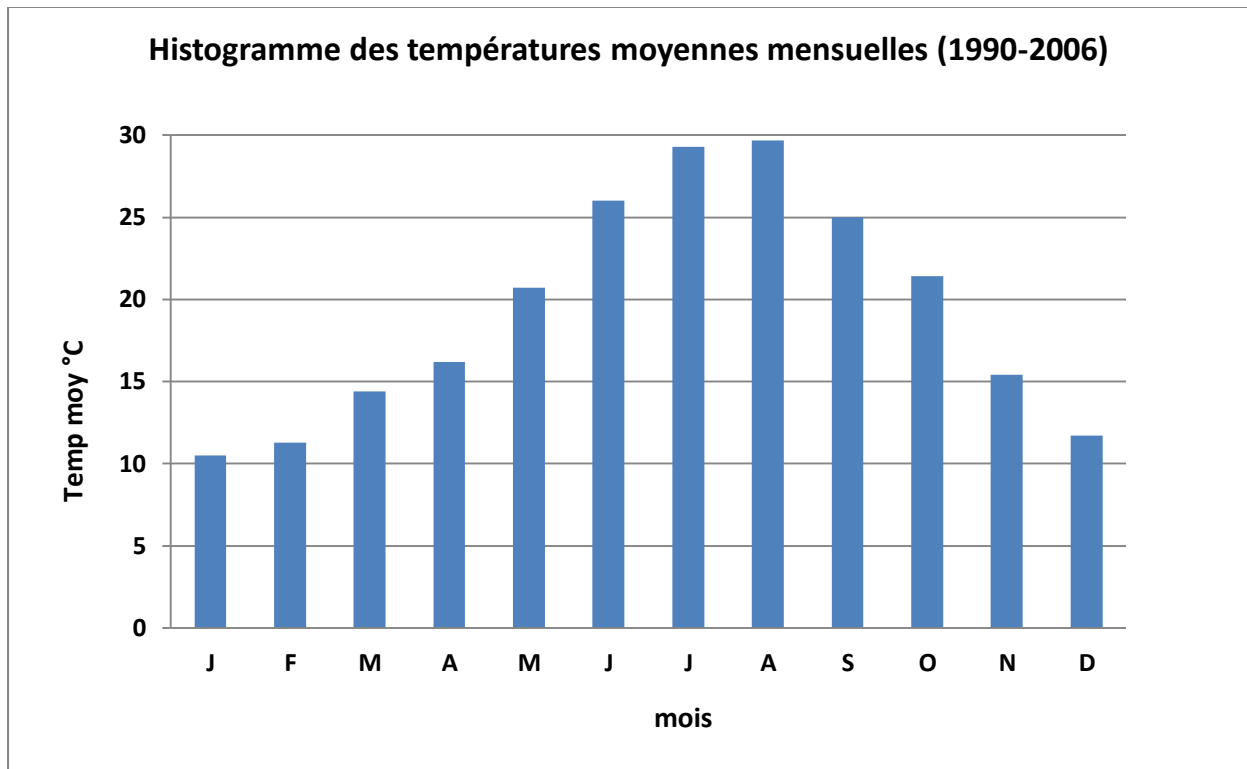
I.7.1. La température :

Les données récupérées auprès des services météorologiques de la station de DBK sont celles de la période allant de 1990-2006, elles sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau I.2 : Températures mensuelles moyennes, maximales et minimales durant la période [1990-2006] (station de DBK).

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
T moy °c	10.5	11.3	14.4	16.2	20.7	26	29.3	29.7	25	21.4	15.4	11.7	19.3
T max °c	15.8	17.5	21	22.8	28	33.8	37.7	38	33.4	28.4	21.2	16.9	26.2
T min °c	6.3	6.9	9	10.6	14.9	19.4	22.3	23.2	18.9	16.3	11.2	7.8	13.9

Ces données montrent que le minimum est en Janvier (6,3°C), le maximum en Août (38°C) et que la température moyenne annuelle est de 19,3°C.



**Figure I.4 : Histogramme des températures moyennes mensuelles (1990-2006)
station de DBK**

I.7.2. La pluviométrie :

La pluviométrie est un facteur climatique essentiel qui dépend de l'altitude et de l'exposition des versants aux vents humide.

La série des pluies observées à la station de DBK est illustré dans le tableau ci-dessous (source ANRH) :

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

Tableau I.3: Série pluviométrique (mm) de 1975 à 2005 (station de DBK).

années	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	total
1975	69.9	210.6	64	74.5	96.1	8.2	37.8	0	30.4	20.2	314.5	64.5	990.7
1976	101.3	39.3	12	76.2	25.7	4.6	1.3	7.5	7.5	103	103.7	138.3	620.8
1977	114.6	36.3	97.3	128.6	89.4	0.3	0	0.4	1.5	17.9	94.4	13.9	594.6
1978	47.9	161.5	98	59.9	11.4	6.3	7	2.1	3.8	70.7	77.6	39.1	585.3
1979	137.2	32.3	143	121.7	21	0	0	2.5	94	80.3	150.1	37.3	819.4
1980	35.6	65.7	97.3	73.5	31.2	0	0	44.3	2	57.7	82.3	267.2	756.8
1981	224.9	152.2	29.5	20	43	7.6	0	2.6	2.3	52.2	25.3	116	675.6
1982	2	62.9	44.9	12.4	11.5	0	0	32.7	135	96	201.2	161.5	760.1
1983	123.5	138.1	78	31.7	?	0	0	?	0.5	38.4	77.6	56	543.8
1984	118.5	33.5	241.4	11.3	70.4	0	3	0	48	109	26.7	180.6	842.2
1985	80.4	110.3	210.2	49.7	2	18.6	4.6	3.1	37.2	76	70.5	63.5	726.1
1986	179.5	213.2	68.1	3.2	17.9	5.5	0	3.6	11.8	41	101.5	254.7	900
1987	46.8	56.1	72.9	60.1	10.1	29.3	25	0	31	19.8	113.6	47	511.7
1988	46.7	37.9	15.7	107.6	2.6	13.8	5.2	9.2	54.4	8.6	74.4	261.8	637.9
1989	66.7	0	33.3	55.3	68.7	21.8	26.8	0	21.7	20	74.2	33.7	422.2
1990	103.9	130.5	67.3	38.8	20	2.7	0	1.5	6.2	55	43.3	167.6	636.8
1991	143.8	51.4	86.5	137.4	53.1	22.7	2.9	0	4.8	132	36.7	13.7	684.7
1992	37.9	53.8	20.2	103.6	47.6	0	0.2	5.8	2.8	58	111.3	160	601.2
1993	99.5	70.2	3.8	46.9	7.3	0.6	0	20.1	57.3	35.6	63.2	93.3	497.8
1994	251.2	56.2	98.2	33.4	1.2	16.5	0.2	25.4	71.3	77.2	29.4	121.1	781.3
1995	174.1	200.7	62.4	139.9	46.3	19.2	6.4	9.9	10.5	27.1	36.3	63.2	796
1996	38.1	14.2	26	79.9	20.8	4.6	0	10.7	34.4	97	54.4	51.4	431.5
1997	43.3	129.5	64.1	103.7	243.8	0.3	0	3.6	45.6	79.7	215.8	127.8	1057.2
1998	116.6	102.8	75.1	16.7	24	0.1	0	1.5	22.7	76.5	113.1	88.5	637.6
1999	18.3	7.1	5.4	29.5	32.3	7	0.6	0	22.7	21.2	141.1	235.5	520.7
2000	252.4	74.8	2.5	31.7	30	0	0	1.7	5.9	71.7	83.5	56.6	610.8
2001	76.9	26.8	42	54	35.3	1.2	0	19.2	16.3	1.6	25.1	57.7	356.1
2002	271.7	90.2	55.4	120.8	32.4	0	0	0	13	33.4	192.3	259.7	1068.9
2003	115.3	48.9	115.8	74	134.7	6.7	1.3	7.3	18.7	46.5	72.3	181	822.5
2004	140.1	115.8	23.6	54.8	1.8	0	0.6	0.5	35.1	30.8	86.9	167	657
2005	121	168.8	31.1	20	61.7	2.7	1.5	2.7	16.8	52.9	71.1	94.3	644.6
moyenne	109.7	86.83	67.26	63.57	43.11	6.46	4.01	7.26	27.9	55.1	95.59	118.5	685.23

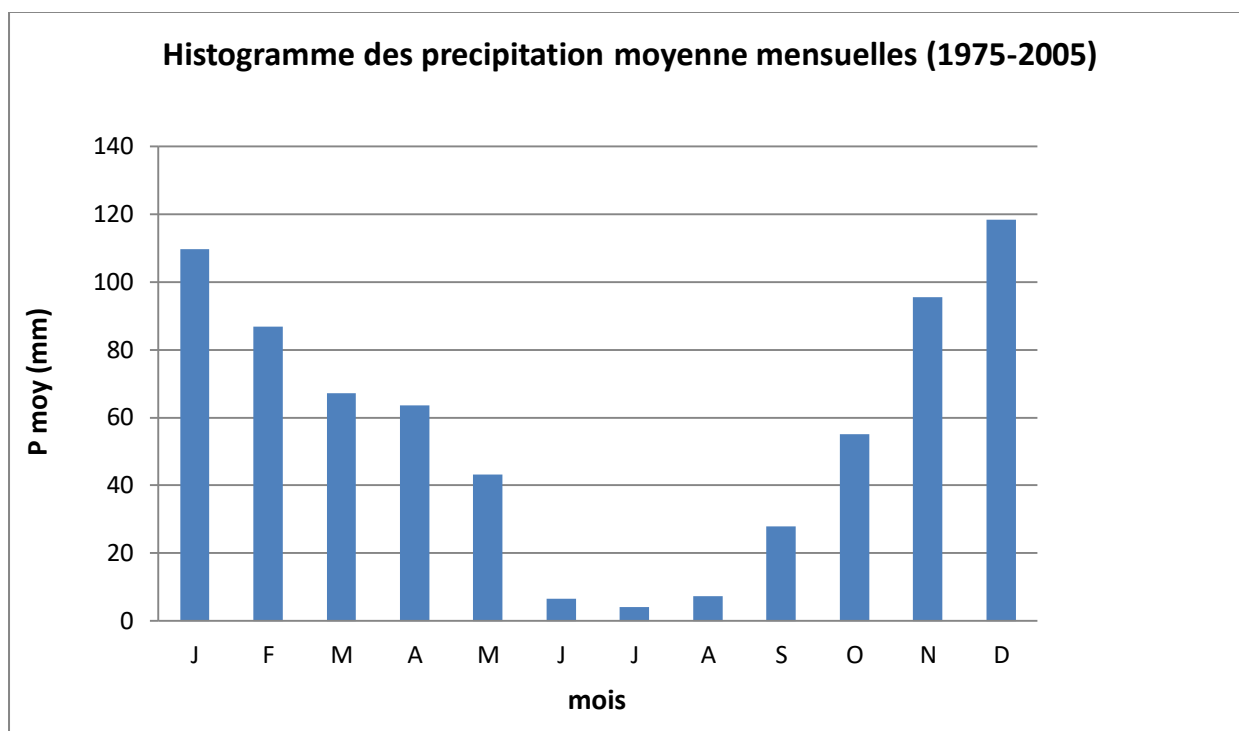


Figure I.5 : Histogramme des précipitations moyennes mensuelles (station de DBK)

Tableau I.4: Les moyennes interannuelles des températures et des précipitations.

mois	J	F	M	A	M	J	JL	A	S	O	N	D	année
Pmoy (mm)	109.7	86.83	67.26	63.57	43.1	6.46	4.013	7.26	27.9	55.1	95.59	119	688.27
Tmoy (°C)	10.5	11.3	14.4	16.2	20.7	26	29.3	29.7	25	21.4	15.4	11.7	19.3

I.7.3. Diagramme ombrothermique :

Le diagramme de BAGNOULS et GAUSSEN (1953) permet la détermination de la période sèche.

Sur le diagramme sont reportés :

- En abscisses, les mois de l'année.
- En ordonnées :
 - A gauche : les précipitations mensuelles qui varie entre 6,46 mm et 109,7 mm.
 - A droite : les températures moyennes qui varie entre 10,5 °C et 29,7 °C.

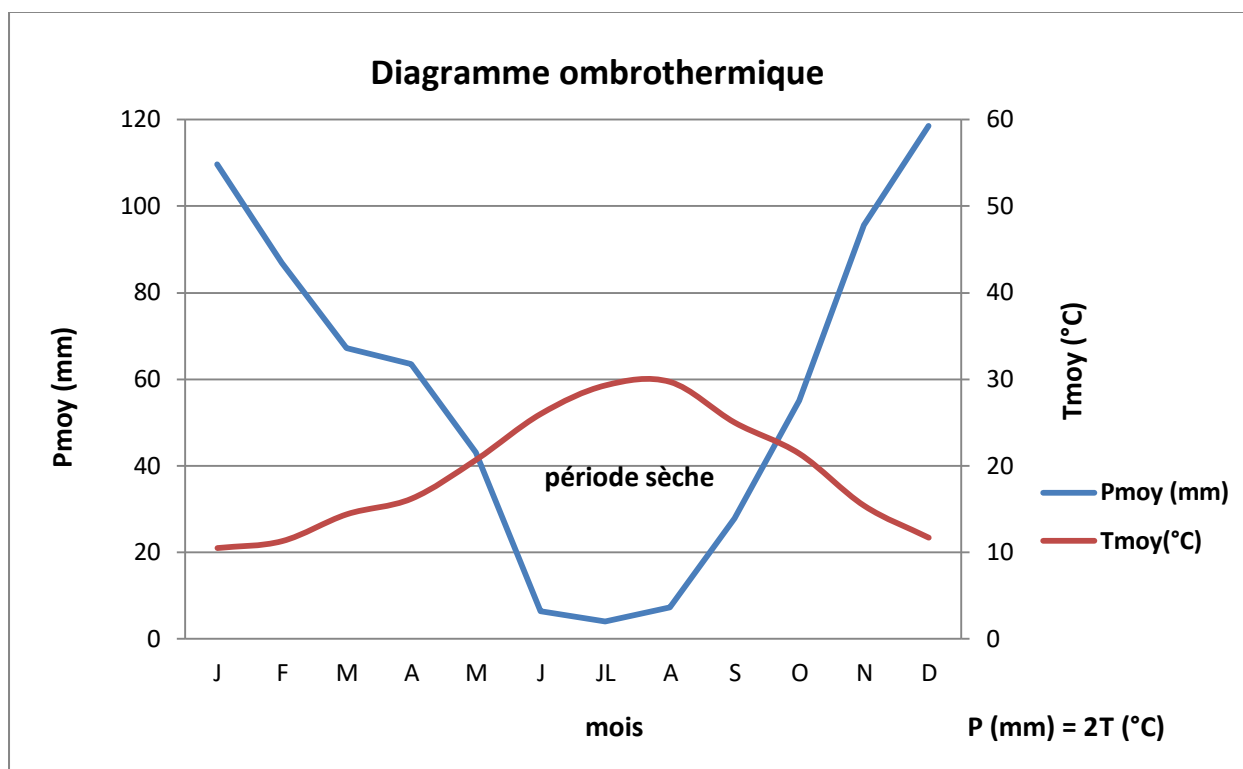


Figure I.6 : Diagramme ombrothermique de Gaussen.

De l'analyse du diagramme, il s'avère que la zone comprend deux périodes ; l'une humide qui s'étale sur 7 mois (Octobre à Mai) et l'autre sèche qui s'étale sur 5 mois (de Mai à Octobre). La période sèche est représentée par l'intersection des deux courbes.

I.8. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons défini les données concernant notre région d'étude du point de vue topographique, géologique ainsi qu'une étude climatique. Ces données nous serviront pour cerner les difficultés pouvant survenir au cours ou après réalisation du projet dans le cas où les précautions nécessaires ne seront pas prises.

Chapitre II

Estimation des besoins en eau

II.1. Introduction :

Afin d'estimer avec exactitude suffisante la quantité d'eau nécessaire à la consommation de notre agglomération, on procède, dans ce chapitre à l'évaluation de ses besoins en eau en considérant les différentes catégories de consommateurs présentes.

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs, à savoir les différents équipements et l'amélioration du mode de vie de la population.

II.2. Evolution de la population :

La population actuelle de la zone d'intervention est de 85 habitants. Cette population est répartie sur les 17 logements recensés sur le site, avec un effectif de 05 personnes/logement.

La superficie totale du site est de 99.84 hectare, il se divise en trois parties, la première représente les trois quartiers A, B et C qui appartiennent à l'agence de wilaya de gestion et de régulation foncière urbaine et occupent environ 43 hectare, dont une surface de 25.11 hectare destinée à l'habitat. La deuxième représente le lotissement BENSADOK avec une superficie de 9.65 hectare, dont les lots réservés à l'habitat occupent environ 5.69 hectare. Et le reste des terrains sont des terrains privés (Bureau d'étude).

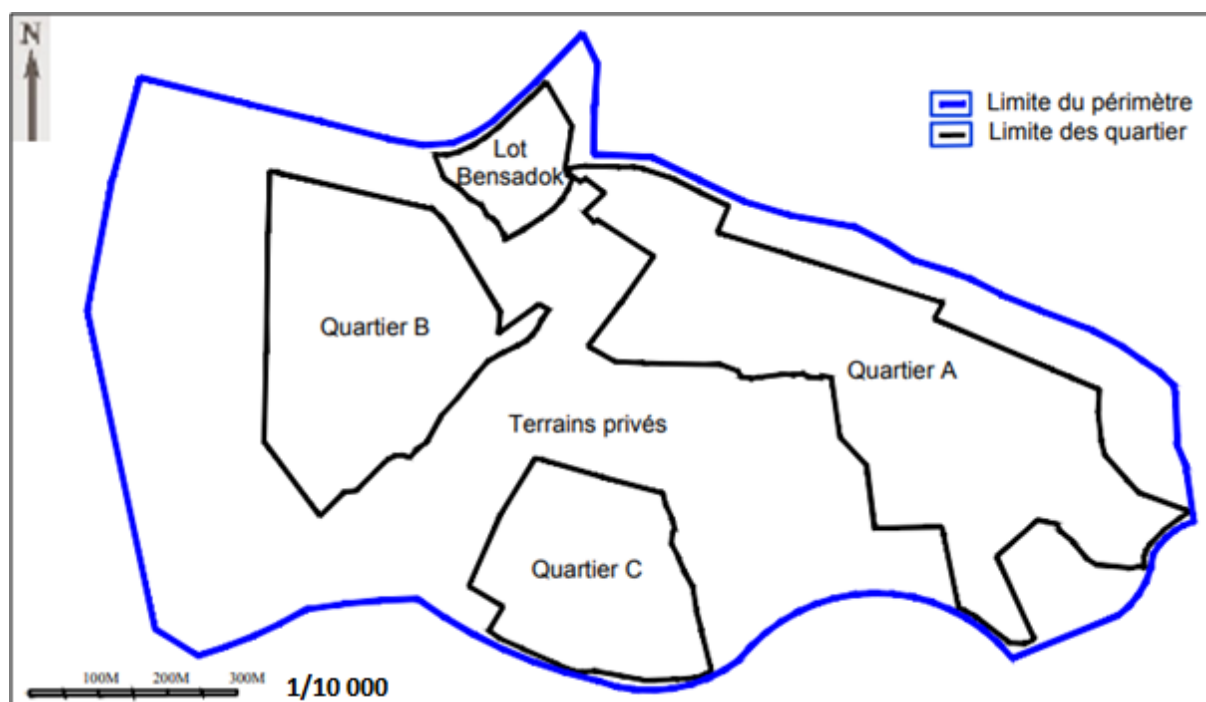


Figure II.1 : Répartition des quartiers.

Chapitre II : estimation des besoins en eau

Tableau II.1 : Estimation projeté de la population de la zone d'étude.

Logements	Désignation du quartier	Surface (m2)	Nombre de logements	Nombre hab/logement	Effectif de la population
Existant	/	/	17	5	85
Projet d'habitat approuvé	Quartier (A)	430 000	2 900	6	17 400
	Quartier (B+C)		2 080	6	12 480
	Lotissement BENSADOK	15 402	154	5	770
		41 571	250	5	1 250
Projet possible sur le site	Terrain privé	16 866	169	5	845
		14 172	85	5	425
		19 188	77	5	385
		42 737	427	5	2 135
		51 302	308	5	1 540
		12 380	50	5	250
Total	/	/	6517	/	37 565

L'aménagement proposé confirme que la zone d'intervention aura une capacité de 6517 logements avec le nombre de 5à6 habitants par logement.

Notre cas est un cas spécial ; on n'estimera pas la population à long terme car la zone est saturée.

Notre zone ne connaîtra pas une extension, donc le nombre d'habitant est fixe à long terme (Bureau d'étude).

II.3. Evaluation des besoins en eau :

L'évaluation des quantités d'eau nécessaires à une agglomération urbaine ou rurale n'est jamais faite avec certitude, car chaque catégorie de besoins en eau dépend de nombreux paramètres dont l'évolution dans le temps est très difficile à cerner. Ils sont évolués suivant une dotation journalière par habitant.

D'après les normes préconisées par A. Dupont, on estime qu'une dotation de **200 l/j/hab** serait largement suffisante (DHW de Tizi Ouzou).

II.3.1. La consommation moyenne journalière :

La consommation moyenne journalière représente la quantité d'eau moyenne consommée par l'ensemble de la population et pour d'autres équipements, pendant une journée. Celle-ci est exprimée par la relation de Bonin suivante [10] :

$$Q_{\text{moy},j} = \frac{P \cdot D}{1000} \text{ m}^3/\text{j}$$

Avec:

$Q_{\text{moy},j}$: débit moyen journalier en m^3/j ;

P : nombre d'habitants ;

Chapitre II : estimation des besoins en eau

D : dotation en l/j/hab.

II.4. Les différents besoins de la zone d'étude :

II.4.1. Besoins domestique :

Tableau II.2: Les besoins domestique.

Nbr d'habitants	Dotation (l/j/hab)	Q _{moy,j} (m ³ /j)	Q _{moy,j} (l/s)
37565	200	7513	86,96

II.4.2. Besoins scolaire :

Au niveau de notre zone d'étude, il existe une seule école primaire, un CEM et un lycée. Et les besoins de ce secteur sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II.3: Besoins scolaire.

Désignation	Nombre d'élève	Dotation (l/j/élève)	Q _{moy,j} (m ³ /j)	Q _{moy,j} (l/s)
Ecole primaire	700	10	7	0,08
CEM	800	10	8	0,09
Lycée	800	10	8	0,09
Total	/	/	23	0,26

II.4.3. Besoins municipaux :

Tableau II.4: Besoins municipaux.

Désignation	Superficie (m ²)	Dotation (l/j/m ²)	Q _{moy,j} (m ³ /j)	Q _{moy,j} (l/s)
Siège APC	1333	3	4	0,05

II.4.4. Besoins socioculturels :

Tableau II.5: Besoins socioculturels.

Désignation	Nombre d'usagers	Dotation (l/j/u)	Q _{moy,j} (m ³ /j)	Q _{moy,j} (l/s)
Maison de jeunes	1666	3	5	0,06
Mosquée	800	25	20	0,23
Bibliothèque	500	2	1	0,01
Total	/	/	26	0,30

II.5. Récapitulation des besoins :

Tableau II.6: Récapitulation des besoins.

Besoins	$Q_{moy,j}$ (m ³ /j)	$Q_{moy,j}$ (l/s)
Domestique	7513	86,96
Scolaire	23	0,26
Municipaux	4	0,05
Socioculturels	26	0,30
Total	7566	87,57

II.6. Etude des variations des débits :

Le débit moyen appelé par les consommateurs est soumis à plusieurs variations en raison de l'irrégularité de la consommation.

Pour tenir compte de cet aspect important, on affecte au débit moyen journalier des coefficients d'irrégularités permettant d'évaluer la consommation minimale et maximale afin de dimensionner le réseau en conséquence.

II.6.1. Variation de la consommation journalière :

Du fait de l'existence d'une irrégularité de la consommation journalière au cours de l'année, on doit tenir compte de cette variation en déterminant les rapports $K_{max,j}$ et $K_{min,j}$:

- Coefficient maximum d'irrégularité journalière $K_{max,j}$

$$K_{max,j} = \frac{Q_{max,j}}{Q_{moy,j}}$$

Ce coefficient $K_{max,j}$ varie entre **1,1 et 1,3**, il indique de combien de fois la consommation maximal dépasse la consommation moyenne journalière.

Il tien compte de l'augmentation de la consommation individuelle, du gaspillage et d'éventuelles fuites dans le réseau.

Pour notre cas, on prend **$K_{max,j} = 1,2$** .

- Coefficient minimum d'irrégularité journalière $K_{min,j}$

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

Ce coefficient $K_{min,j}$ varie entre **0,7 et 0,9**, il indique de combien de fois la consommation minimale est inferieur a la consommation moyenne journalière.

Il tien compte d'une éventuel non consommation.

Pour notre cas, on prend **$K_{min,j} = 0,8$** .

$$Q_{max,j} = K_{max,j} * Q_{moy,j}$$

$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} * Q_{\text{moy},j}$$

Tableau II.7: Débit maximal journalier.

Zone	$Q_{\text{moy},j}$	$K_{\max,j}$	$Q_{\max,j}$
PU36 Oued falli	m^3/j	/	m^3/j
	7566	1,2	9079,2

Tableau II.8: Débit minimum journalier

Zone	$Q_{\text{moy},j}$	$K_{\min,j}$	$Q_{\min,j}$
PU36 Oued falli	m^3/j	/	m^3/j
	7566	0,8	6052,8

II.6.2. Variation de la consommation horaire :

Il nous permet de déterminer la plus grande ou la plus faible charge de réseau à fin de le dimensionner et de prévoir les risques des dépôts dans les conduites.

➤ Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy},h} = Q_{\max,j} / 24 \text{ (m}^3/\text{h)}$$

Avec :

$Q_{\max,j}$: débit maximum journalier (m^3/j)

$$Q_{\text{moy},h} = 9079,2 / 24 = 378,3 \text{ m}^3/\text{h}$$

➤ Débit maximum horaire :

Le débit maximum horaire correspond au coefficient maximum horaire, ce dernier peut être décomposé en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération, à savoir $\alpha_{\max}$ et $\beta_{\max}$.

➤ Coefficient maximum d'irrégularité horaire $K_{\max,h}$

$$K_{\max,h} = \frac{Q_{\max,h}}{Q_{\text{moy},h}}$$

Avec :

$Q_{\max,h}$: débit maximum horaire en m^3/h ;

$Q_{\text{moy},h}$: débit moyen horaire en m^3/h .

Chapitre II : estimation des besoins en eau

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} * \beta_{\max}$$

Avec :

$\alpha_{\max}$: coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail et le niveau de développement local. Il varie de 1,2 à 1,4.

Pour notre cas on prend $\alpha_{\max} = 1,34$ (source DHW).

$\beta_{\max}$: Coefficient qui dépend du nombre de population, il est donnée par le tableau ci-dessous :

Tableau II.9: Valeurs de $\beta_{\max}$ en fonction du nombre d'habitant

Nombre d'habitants	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
$\beta_{\max}$	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03

$$K_{\max,h} = 1,34 * 1,15 = 1,54$$

Donc :

$$Q_{\max,h} = K_{\max,h} * Q_{\text{moy},h}$$

$$Q_{\max,h} = 1,54 * 378,3 = 582,58 \text{ m}^3/\text{h} \text{ soit } 161,83 \text{ l/s.}$$

➤ Débit minimum horaire :

Ce débit est utilisé pour le dimensionnement mécanique du réseau de distribution, il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{\min,h} = K_{\min,h} * Q_{\text{moy},h} \text{ (m}^3/\text{h)}$$

Avec:

$Q_{\text{moy},h}$: débit moyen horaire en m^3/h

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} * \beta_{\min}$$

Avec :

$\alpha_{\min}$: coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail et le niveau de développement local. Il varie de 0,4 à 0,6.

Pour notre cas on prend $\alpha_{\min} = 0,5$.

$\beta_{\max}$: Coefficient qui dépend du nombre de population, il est donnée par le tableau ci-dessous :

Chapitre II : estimation des besoins en eau

Tableau II.10 : Valeurs de $\beta_{\min}$ en fonction du nombre d'habitant

Nombre d'habitants	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
$\beta_{\min}$	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83	0,83

$$K_{\min,h} = 0,5 * 0,7 = 0,35$$

Donc :

$$Q_{\min,h} = 0,35 * 378,3 = 132,4 \text{ m}^3/\text{h}$$

Tableau II.11 : Récapitulatif des débits horaire.

Zone	$Q_{\text{moy},h} \text{ (m}^3/\text{h)}$	$K_{\text{max},h}$	$Q_{\text{max},h} \text{ (m}^3/\text{h)}$	$K_{\min,h}$	$Q_{\min,h} \text{ (m}^3/\text{h)}$
PU36 Oued Falli	378,3	1,54	582,58	0,35	132,4

II.8. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons estimé les différents besoins en eau potable de la zone d'étude, nous avons trouvé un débit $Q_{\text{max},j} = 9079,2 \text{ m}^3/\text{j}$, ce débit nous permettra par la suite de dimensionner le réseau d'adduction.

Après calcul du volume de réservoir on a bien trouvé que le réservoir existant R 5000 m³ est suffisant en termes de capacité pour satisfaire les besoins en eau potable de la zone d'étude.

Chapitre III

Etude de l'adduction

III.1. Introduction :

Le but de ce présent chapitre est de parvenir à satisfaire la demande des consommateurs, et pour cela, on est appelé à faire une étude technico-économique pour dimensionner le réseau d'adduction.

L'adduction c'est le transport de l'eau depuis le lieu de prélèvement, qui est une source, un forage, un captage ou une retenue jusqu'au voisinage de la zone d'utilisation ou au réservoir de stockage par un ensemble d'installation. [10]

III.2.Types d'adduction :

On a deux types d'adduction :

III.2.1.Adduction gravitaire :

C'est l'adduction du point de piquage qui se situe sur la conduite de transfert du barrage Taksebt vers Alger jusqu'à la station de reprise.

III.2.2.Adduction par refoulement :

C'est l'adduction de la station de reprise vers le réservoir de distribution.



Figure III.1 : Schéma d'adduction.

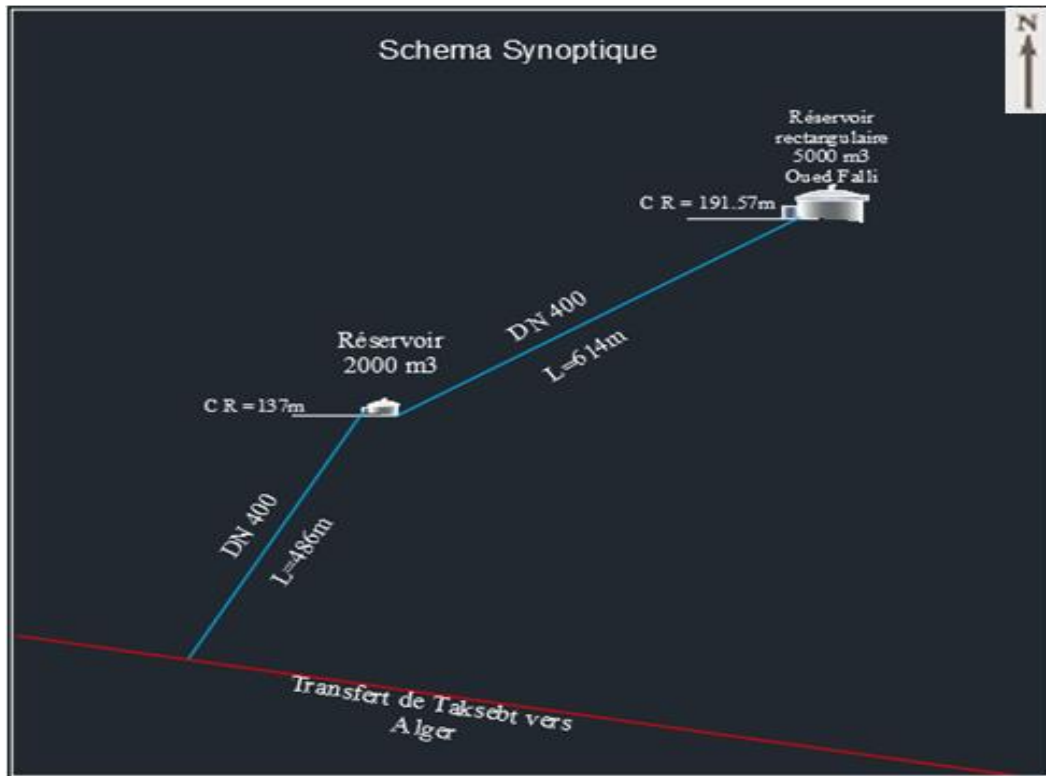


Figure III.2 : Schéma synoptique

III.3. Choix du tracé :

Pour effectuer un tracé meilleur de la conduite d'adduction on doit s'efforcer de réunir dans la mesure du possible les conditions suivantes :

- Avoir un itinéraire aussi direct que possible pour des raisons économiques ;
- Eviter la traversée des massifs boisés,
- Eviter les contres pontes,
- éviter la multiplication des ouvrages couteux ou fragiles. (Traversée de rivières, route, chemin de fer, etc...). [7]



Figure III.3 : Profil en long de l'adduction gravitaire

Chapitre III : Etude de l'adduction

La cote du point de piquage est de 80 m avec une pression de 7 bar en ce point (source : DHW) ;

L'eau sera transféré en gravitaire du point de piquage vers la station de reprise R2000m³ qui se situe a une cote (cote radier) de 137m dont la longueur est de 486m.



Figure III.4 : Profil en long de l'adduction par refoulement

De la station de reprise l'eau sera refoulée vers le réservoir de distribution R5000m³ qui a une cote radié de 191,57m dont la longueur est 614 m.

III.4. Choix du type de matériaux :

Le choix du type de canalisation destinée à l'adduction d'eau potable doit répondre à plusieurs critères hydrotechniques et économiques, parmi eux on cite :

- La disponibilité sur le marché ;
- La durabilité du matériau ;
- La résistance à la corrosion ;
- La facilité de mise en œuvre.

Les tuyaux le plus couramment utilisés sont:

- Tuyaux en fonte ;
- Tuyaux en acier ;
- Tuyaux en polyéthylène haut densité (PEHD).

Le choix du type des conduites d'adduction de la présente étude est porté sur le **PEHD**.

III.5. Systèmes de raccordement :

Pour les tubes en PEHD il existe trois systèmes de raccordement :

➤ **Bout à bout :**

Le soudage bout à bout par élément chauffant est utilisé pour assembler les tubes en polyéthylène d'épaisseurs identiques. Ce procédé consiste à porter à la température de soudage par un outil chauffant à une température $T = 230^{\circ}\text{C}$ pendant six minutes les extrémités des tubes (accords).

Après retraitage d'outil chauffant, les extrémités plastifiées sont mises en contact et sont maintenues en pression de 50 bars une contre l'autre pendant un cycle complet de refroidissement qui est de 43 minutes. [6]



Figure III.5 : Bout à bout « bouseuse »

➤ **Raccordement par accessoires électro-soudables :**

Les raccords électro-soudables sont équipés d'un fil résistant raccorde à une source d'énergie, par des bornes situées à l'extérieur de la zone de soudage, une tension est appliquée aux bornes du raccord après grattage, nettoyage et positionnement des pièces à raccorder.

La surface de ces derniers est fusionnée grâce à la disposition de la puissance électrique, un mélange intime entre les polyéthylènes du tube et du raccord, assure la cohésion et l'étanchéité parfaite entre le raccord et le tube. Ce type de raccordement est très recommandé. [6]



Figure III.6 : Raccordement par accessoires électro-soudable

➤ **Raccordement par accessoires à compression (mécanique):**

Ces raccords sont soit en matières plastique soit métallique.

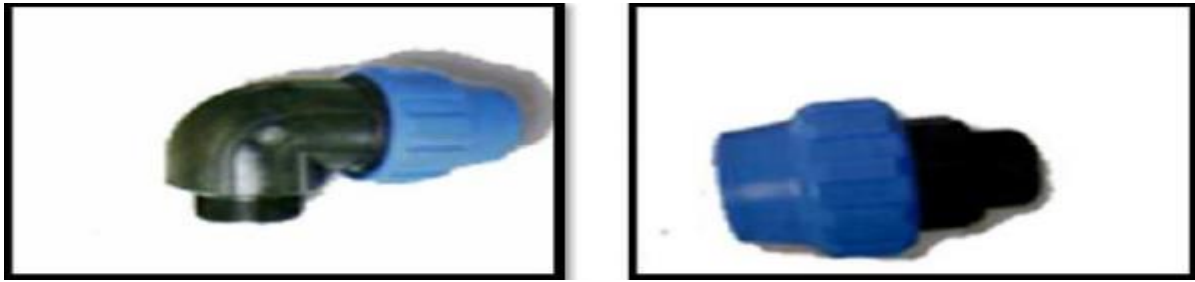


Figure III.7 : Coude et raccord d'adaptation.

III.6. Organes et accessoires de notre réseau :

➤ Les robinets :

Les robinets sont des pièces à bride, ils doivent toujours être posés en endroits accessibles, en principe des chambres en maçonnerie ou la manœuvre s'effectue à l'aide d'un volant placé sur la tête du robinet, il peut aussi être effectué de la surface du sol en introduisant la tige de manœuvre à l'intérieur d'une bouche spéciale dite bouche à clé.

On utilise parfois des robinets appelés vannes papillons dont la simplicité de fonctionnement et l'étanchéité à la fermeture mérite une attention particulière.



Figure III.8 : Vanne papillon.

➤ Clapet anti retour :

Le clapet anti retour est destiné à assurer le passage de l'eau dans un certain sens et à l'arrêter dans le sens opposé. Il trouve son utilisation à la station de pompage ou il doit obligatoirement équiper la canalisation de refoulement à la sortie de la pompe.



Figure III.9 : Clapet anti retour.

➤ Crépine :

La crépine est constituée par un cylindre perforé qui refuse l'accès des corps solide dans la pompe. Il est noter qu'une crépine doit toujours être immergée pour éviter l'entrée d'air.



Figure III.10 : Crépine.

III.7. Etude technico-économique de la conduite de refoulement :

Le dimensionnement de la conduite de refoulement s'établit en cherchant le diamètre économique qui permet de donner un cout de revient minimum entre les dépenses d'exploitation et celles d'amortissement, en effet plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever plus les pertes de charge seront plus importantes.

➤ Caractéristique du transfert :

Longueur de la Conduite (m)	Temps de pompage (h)	Débit à transféré (m ³ /s)	Cote du radier SR R2000m ³ (m)	Cote du radier Du R5000m ³ (m)
614	20	0,1261	137	191,57

III.7.1. Choix de la gamme des diamètres :

Pratiquement, pour faire un bon choix de diamètre optimal on doit trouver une gamme des diamètres, cette gamme est déterminée par les formules suivantes :

➤ Expression générale : $D = K \cdot \sqrt{Q}$

➤ Formule de **BONNIN** : $D = \sqrt{Q}$ si $K = 1$

$$D_{\text{éco(int)}} = \sqrt{Q} = \sqrt{0,10508 * 1000} = 355,11 \text{ mm} \Rightarrow D_{\text{N(ext)}} = 500\text{mm}$$

➤ Formule de **BRESS** : $D = 1,5 \sqrt{Q}$ si $K = 1,5$

$$D_{\text{éco}} = 1,5 \sqrt{Q} = 1,5 \sqrt{0,10508 * 1000} = 532,66 \text{ mm} \Rightarrow D_{\text{N(ext)}} = 630\text{mm}$$

➤ Formule de **Pavlovski** : $D = 1,38 * Q^{0,48}$

$$D_{\text{éco}} = 1,38 * 0,10508^{0,48} * 1000 = 510,77 \text{ mm} \Rightarrow D_{\text{N(ext)}} = 630\text{mm}$$

Avec :

D : diamètre de la conduite en mètre (m) ;

Q : débit en (m³/s).

On prend la gamme des diamètres normalisés [400 ; 500 ; 630] mm pour l'étude technico-économique.

III.7.2. Calcul de la vitesse :

Elle est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

V : la vitesse d'écoulement en (m/s) ; il faut vérifier la condition **0,5 m/s < V < 1,5 m/s**

Q : le débit en (m³/s) ;

D_n : le diamètre normalisé de la conduite en (m).

III.7.3. Calcul des pertes de charge :

On rencontre deux types de pertes de charge dans les conduites :

Pertes de charge linéaire.

Pertes de charge singulière.

➤ Pertes de charge linéaire **J_L** :

On appelle pertes de charge linéaire celles qui sont dues aux frottements de l'eau contre les parois des canalisations ; elles sont déterminées par la formule de **DARCY-WEISBACH** :

$$J_u = \frac{\lambda.V^2}{D.2g}$$

Avec :

D : diamètre intérieure de la conduite en m ;

V : vitesse de l'écoulement dans la conduite en m/s ;

g : l'accélération de la pesanteur $g = 9,81 \text{ m/s}^2$;

λ : coefficient de frottement qui dépend de la nature de la paroi et du régime d'écoulement ;

- **Détermination de λ :**

Pour le calcul de λ , trois cas se présentent :

✓ **Régime turbulent** : λ est donné par la formule de **Nikuradze** :

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

✓ **Régime de transition** : λ est donné par la formule de **Colebrook White** :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{\varepsilon}{3,7 D} + \frac{2,51}{Re \sqrt{\lambda}} \right]$$

✓ **Régime laminaire** : λ est donné par la formule de **Poiseuille** :

$$\lambda = \frac{64}{Re}$$

- **Détermination du nombre de Reynolds :**

$$Re = \frac{V.D}{\nu}$$

Avec :

V : vitesse d'écoulement en m/s ;

D : diamètre intérieur de la conduite en m ;

ν : viscosité cinématique de l'eau prise égale à $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ à une température de 20°C.

Nous avons :

Si **$Re < 2000$** $\Rightarrow$ le régime est laminaire ;

Si **$2000 < Re < 4000$** $\Rightarrow$ le régime est critique ;

Si **$Re > 4000$** $\Rightarrow$ le régime est turbulent.

 La rugosité :

La rugosité absolue des tuyaux est donnée par la formule suivante :

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \alpha t$$

Avec :

ε : la rugosité telle que ;

ε_0 : rugosité à l'état neuf ;

α : coefficient de vieillissement.

Chapitre III : Etude de l'adduction

Dans le cas de notre étude les pertes de charge unitaires sont obtenues à partir de l'équation de **HAZEN WILLIAMS** suivante :

$$J_u = 1,218.10^{10} \frac{Q^{1,852}}{C_{hw}^{1,852} D^{4,871}}$$

Avec :

J_u : pertes de charges unitaire ;

D : diamètre intérieure de la conduite.

C_{hw} : coefficient de **HAZEN WILLIAMS** qui dépend de la nature de la paroi interne de la conduite.

$$J_L = J_u * L$$

Avec :

L : la longueur de la conduite.

J_L : pertes de charge linéaires qu'elles sont déterminées par les formules suivantes :

➤ **Pertes de charges singulières J_S :**

Elles sont causées par les singularités telles que les coudes, les vannes et les branchements... etc.

Elles sont estimées à 15% des pertes de charges linéaire.

$$J_S = 0,15 * J_L$$

➤ **Pertes de charge totale J_T :**

Elles représentent la somme des pertes de charges linéaires et singulières :

$$J_T = 1,15 * J_L$$

III.7.4. Hauteur géométrique :

La hauteur géométrique (H_g) est la différence entre le plan d'eau de pompage et le lieu à alimenter. Elle représente également la hauteur d'élévation entre la cote trop plein du réservoir et la cote du radier de la station de reprise.

$$H_g = (C_{TP} + 0,5) - (C_R + 0,2)$$

Avec :

H_g : la hauteur géométrique ;

Chapitre III : Etude de l'adduction

C_{TP} : cote trop plein du réservoir d'arrivée ;

C_R : cote du radier de la station de reprise ;

$0,5$: la lame d'air ;

$0,2$: l'emplacement de la conduite.

III.7.5. Hauteur manométrique :

Elle présente la somme de la hauteur géométrique (H_g) et la perte de charge (J_T) le long de la conduite. Elle est donnée par la formule suivante :

$$H_{mt} = H_g + J_T$$

Avec :

H_{mt} : la hauteur manométrique ;

H_g : la hauteur géométrique ;

J_T : les pertes de charge totale.

Tableau III.1 : Récapitulatif de résultats.

DN (mm)	D_{int} (mm)	D (m)	Q (m ³ /s)	V(m/s)	L(m)	Chw	J_u (m)	J_L (m)	J_T (m)	H_g (m)	H_{mt} (m)
400	327.4	0.3274	0.1261	1.5	614	150	0.003	1.74	2.01	59.87	61.88
500	409.2	0.4092	0.1261	0.96	614	150	0.001	0.59	0.68	59.87	60.55
630	515,6	0.4856	0.1261	0.60	614	150	0.0003	0.19	0.22	59.87	60.09

III.7.6. La puissance absorbée par la pompe :

Elle représente le travail effectué par la pompe pour élever un débit (Q) à la hauteur manométrique (H_{mt}) ; elle est donnée par la formule suivante :

$$P_{abs} = \frac{\rho \cdot g \cdot Q \cdot H_{mt}}{\eta}$$

Avec :

P_{abs} : la puissance absorbée par la pompe en (Watt) ;

ρ : masse volumique en (Kg/m³) ;

g : l'accélération de la pesanteur ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$) ;

Q : débit refoulé par la pompe en (m³/s) ;

Chapitre III : Etude de l'adduction

Hmt : la hauteur manométrique totale.

η : rendement de la pompe ($0,7 \leq \eta \leq 0,8$).

III.7.7. Energie consommée par la pompe :

C'est l'énergie électrique consommée annuellement par la pompe durant une année pour relever un débit (Q) à une hauteur (Hmt) ; elle est donnée par la formule suivante :

$$E = P * t * 365$$

Avec :

E : énergie consommée par la pompe en (Kwh/an) ;

P : la puissance absorbée par la pompe en (Kw) ;

t : nombre d'heure de pompage.

III.7.8. Les frais d'exploitation :

Les frais d'exploitations annuelles sont évalués par la relation suivante :

$$F_{ex} = E * p_u$$

Avec :

F_{ex} : frais d'exploitation en (DA) ;

E : énergie consommée par la pompe en (Kwh) ;

p_u : prix unitaire imposé par la SONELGAZ en ($p_u = 4,8$ DA/Kwh).

Tableau III.2 : Les frais d'exploitation.

DN (mm)	g	Hmt (m)	ρ (Kg/m ³)	Q (m ³ /s)	η	Puissance (Kw)	t (h)	Energie (Kwh/an)	Pu (DA/an)	Frais (DA)
400	9,81	61,88	1000	0,1261	0,75	102,02	20	745 016,95	4,8	3 576 081,34
500	9,81	60,55	1000	0,1261	0,75	99,86	20	729 011,34	4,8	3 499 254,44
630	9,81	60,09	1000	0,1261	0,75	99,11	20	723 508,89	4,8	3 472 842,68

III.7.9. Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement sont constitués par le prix de reviens de la conduite depuis la fourniture jusqu'à la pose, multiplié par le coefficient d'Annuité A :

$$F_a = P_{uc} \cdot L \cdot A$$

Avec :

Chapitre III : Etude de l'adduction

F_a : frais d'amortissement ;

P_{uc} : prix par mètre linéaire de la conduite, compte tenu de la pose, fourniture et terrassements ;

L : longueur de la conduite ;

A : annuité d'amortissement donnée par la formule suivante :

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

Avec :

i : indice d'annuité adopté égale à 8% en Algérie ;

n : nombre d'années d'amortissement.

Tableau III.3 : Les frais d'amortissement.

DN (mm)	Epaisseur (mm)	longueur de la conduite(m)	prix unitaire (DA/ml)	Prix (DA)	annuité A	Frais (DA)
400	36.3	614	17 887.07	10 982 660.98	0.09	965 927.08
500	45.4	614	27 887.57	17 122 967.98	0.09	1 505 968.23
630	57.2	614	44 277.88	27 186 618.32	0.09	2 391 068.15

III.7.10. Bilan des frais :

Le bilan des frais est calculé pour chaque diamètre incluant les frais d'amortissement et les frais d'exploitation. Il y'a donc intérêt à choisir le diamètre qui permettra d'obtenir le prix de revient minimal.

Bilan des frais = frais d'exploitation + frais d'amortissement

Tableau III.4 : Le bilan des frais.

DN (mm)	D _{int} (mm)	frais d'exploitation (DA)	frais d'amortissement (DA)	bilan des frais (DA)
400	327.4	3 576 081,34	965 927.08	4 542 008,42
500	409.2	3 499 254,44	1 505 968.23	5 005 222,67
630	515.6	3 472 842,68	2 391 068.15	5 863 910,83

Le diamètre de la conduite d'adduction par refoulement reliant la station de reprise et le réservoir de distribution R5000 est celle qui a le prix de revient minimal (**DN 400 mm**) dont le matériau utilisé est le **PEHD PN16 bar**.

III.8. Etude de la conduite de l'adduction gravitaire :

➤ Caractéristique du transfert :

Longueur de la Conduite (m)	Débit à transféré (m ³ /s)	Cote du point De piquage (m)	La pression au Point de piquage (m)	Cote du trop plein du R2000m ³ (m)
486	0,10508	80	70	141,5

➤ Calcul du diamètre :

$$D_{c(int)} = \sqrt{Q} = \sqrt{0,10508} * 1000 = 324,16 \text{ mm}$$

On prend : $D_{N(ext)} = 400 \text{ mm}$ qui nous donne un $D_{int} = 327,6 \text{ mm}$

➤ Calcul de la vitesse :

$$V = \frac{4.Q}{\pi . D_n^2} = \frac{4*0,10508}{3,14 * 327,6^2} = 1,25 \text{ m/s}$$

La vitesse vérifie la condition d'écoulement $0,5 \text{ m/s} < V < 1,5 \text{ m/s}$

➤ Calcul de la hauteur géométrique :

$$H_g = (80 + 70) - 141,5 = 8,5 \text{ m}$$

➤ Calcul des pertes de charge :

Formule de HAZEN WILIAMS :

$$J_u = 1,218.10^{10} \frac{Q^{1,852}}{C_{hw}^{1,852} D_n^{4,871}} \quad (\text{pertes de charge unitaire}).$$

Avec :

Chw : coefficient de HAZEN WILIAMS (150 pour le PEHD)

$$J_u = 1,218*10^{10} \frac{105,08^{1,852}}{150^{1,852} * 327,4^{4,871}} = 0,0035 \text{ m};$$

$$J_L = J_u * L = 0,0035 * 486 = 1,72 \text{ m (pertes de charge linéaire)} ;$$

$$J_s = 15\% * J_L = 0,15 * 1,71 = 0,26 \text{ m (pertes de charge unitaire)} ;$$

$$J_T = J_L + J_s = 1,71 + 0,26 = 1,98 \text{ m (pertes de charge totale).}$$

➤ **Calcul de la pression au sol :**

$$P_{\text{sol}} = H_{\text{géo}} - J_T = 8,5 - 1,97 = \mathbf{6,53 \text{ m.}}$$

Le diamètre de la conduite d'adduction gravitaire reliant le point de piquage et la station de reprise SR2000m³ est le **D_N = 400 mm** avec une vitesse de **1,25 m/s** dont le matériau utilisé est **PEHD PN 06 bar**.

III.9. Conclusion :

Le dimensionnement des conduites de notre chaîne d'adduction, a été fait sur la base de besoins en eau de la population.

On a déterminé le diamètre de la conduite de l'adduction gravitaire et le diamètre économique de la conduite d'adduction par refoulement (**400 mm** pour les deux conduites).

Pour le matériau utilisé, notre choix s'est porté sur le PEHD, voir les avantages qu'il présente.

Chapitre IV

Pose et protection des conduites

IV.1. Introduction :

Une canalisation a pour rôle de transporter un débit souhaiter en résistant aux éventuelles comme : la surpression, la dépression, le poids de l'eau, celui du terrain ainsi que les charges roulantes, c'est pour cela que la pose et la protection des conduites sont des facteurs importants dans l'assurer la protection, la stabilité et la durabilité des conduites.

IV.2. Type de pose des conduites :

Le choix de type de pose dépend essentiellement de la topographie du terrain, de la disposition des lieux et des différents obstacles qui peuvent être rencontrés. Dans le cadre de notre projet les poses de conduite adoptée sont :

IV.2.1. Pose en terre :

Les conduites sont posées en tranchée ouverte sur un lit de pose en sable de 10 cm et remblayée. Les pentes minimales suivantes devront être respectées lors de la pose de la conduite sont de 2‰ pour les tronçons ascendants et 4‰ pour les tronçons descendants.

Le remblai sera exécuté jusqu'à une hauteur de 20 à 30 cm au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite (remblai de calage). Il sera réalisé avec un matériau expurgé d'éléments durs de diamètres supérieurs à 1 cm. Les déblais complémentaires seront déversés dans la fouille sans criblage ni damage.

Dans le cas de pose sous la chaussée, la conduite doit être couverte de 20 cm de sable au-dessus de sa génératrice supérieure et de tout venant concasser 0/20, bien compactée par couche de 20 cm avec une dame sauteuse, puis un revêtement en bicouche. [6]



Figure IV.1 : Pose des conduites en terre

IV.2.2. Traversée d'une route :

Pour protéger les tuyaux des charges importantes qui peuvent causer des ruptures et par suite des infiltrations nuisibles à la conduite on prévoit d'enrober nos conduites dans du béton ou les protégés par de gaines dans notre cas on a opté pour les gaines. [8]

Les gaines : ce sont des buses de diamètres supérieurs dans lesquelles les conduites sont introduites.

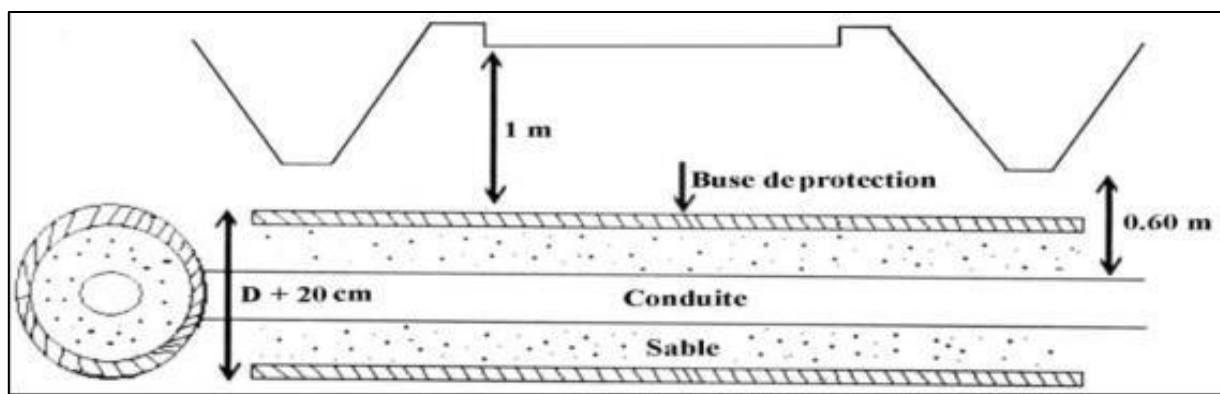


Figure IV.2 : Traversée d'une route au moyen d'une gaine.

IV.2.3. Butée et amarrage :

C'est une disposition spéciale distinguée dans la pose des conduites utilisées dans des changements de direction ou dans l'assemblage, afin d'assurer la stabilité et la résistance des canalisations à la poussée exercée par l'eau au niveau des canaux, des coudes et extrémités (réseau de distribution) ou la rupture pourra survenir. On construit alors des massifs en béton qui s'opposent au déboîtement des joints. [8]

IV.3. Différentes mises en place des canalisations :

IV.3.1. Réalisation des fouilles :

➤ Terrassements :

La profondeur de couverture au-dessus de la génératrice supérieure des conduites d'eau potable en PEHD est au minimum de 0,90 m pour les conduites passant sous des zones de trafic et de 0,80 m pour les conduites passant dans des zones dont les températures peuvent passer en dessous de 0°C. [9]

Ce qui nous donne une profondeur de la tranchée variante entre 0.6m et 1.3m qui peut se calculer par la formule suivante :

$$H=H1+H2+D$$

Avec :

H : profondeur de la tranchée (m).

H1 : profondeur du lit de pose prise égale à 0.2 m.

H2 : distance verticale séparant la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol (m).

D : diamètre de la conduite (m).

➤ Largeur des tranchées :

La largeur de la tranchée doit être au minimum 0.60 m et cela pour faciliter les travaux. Elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, en laissant 0.30 m d'espace de chaque côté. [8]

Elle est donnée par la formule suivante :

$$B = D + (2 \times 0,30)$$

Avec :

B : largeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

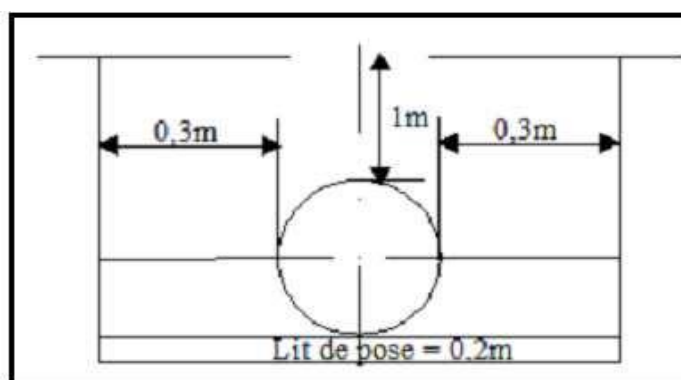


Figure IV.3. Largeur des tranchées.

➤ Lit de pose :

Notre lit de pose est constitué de matériaux contenant moins de 5 % de particules inférieures à 0,1mm et ne contenant pas d'éléments de diamètre supérieur à 5mm (sable propre). En terrain aquifère, le lit de pose est constitué de matériaux de granularité comprise entre 6mm et 20mm.

Le lit de pose a une épaisseur minimale de 0,10m. [9]

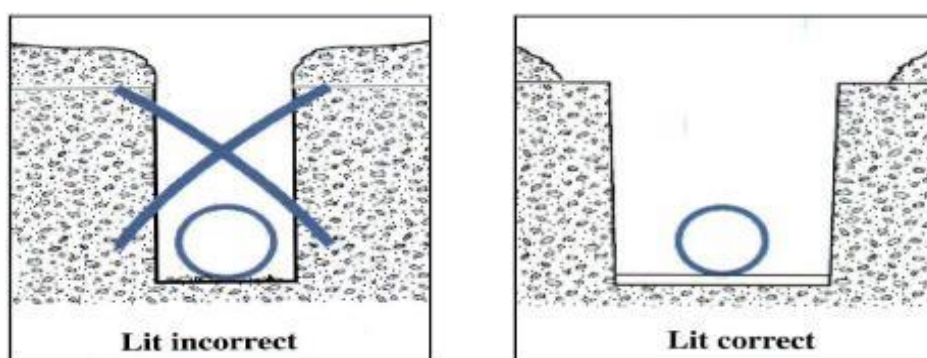


Figure IV.4. Lit de pose de la conduite

IV.3.2. Préparation de la canalisation :

Avant la descente en fouille, les tuyaux sont examinés en vue d'éliminer ceux qui auraient subi des chocs, et de les débarrasser de tous corps étranger. Pour faciliter le nivellement, ils sont calés sur bois avant l'exécution des joints. [8]

IV.3.3. Mise en eau et en pression :

➤ Mise en eau :

La mise en eau de la conduite est réalisée à l'aide d'un dispositif de raccordement provisoire; elle est effectuée progressivement.

Les poches d'air résiduelles se dissolvent dans l'eau de façon réversible pendant l'épreuve et provoquent une chute de la pression. Pour réduire ce phénomène, il faut effectuer lentement le remplissage de la canalisation par les points bas du réseau en veillant à ne pas dépasser un débit de l'ordre de : [9]

0,1 litre / seconde pour un diamètre inférieur à 90 mm ;

0,5 litre / seconde pour un diamètre compris entre 90 et 160 mm ;

2 litres / seconde à partir d'un diamètre supérieur à 160 mm.

➤ Mise en pression :

Les épreuves sont réalisées comme suit :

- Appliquer une pression d'épreuve égale à la pression maximale de service de la conduite, et au moins égale à 600 kPa, et la maintenir 30 minutes en pompant pour l'ajuster ;
- Ramener la pression à 300 kPa à l'aide de la vanne de purge. Fermer la vanne pour isoler le tronçon à essayer ; enregistrer ou noter les valeurs de la pression aux temps suivants :

Entre 0 et 10 minutes 1 lecture toutes les 2 minutes (5 mesures) ;

Entre 10 et 30 minutes 1 lecture toutes les 5 minutes (4 mesures) ;

Entre 30 et 90 minutes 1 lecture toutes les 10 minutes (6 mesures).

Les valeurs successives doivent être croissantes puis éventuellement stables, par suite de la réponse viscoélastique du polyéthylène. [9]

IV.3.4. Essai général du réseau :

L'essai général du réseau est une étape très importante pour d'adduction dans le but de connaître leur degré d'efficacité, il est procédé à une mise en pression générale du réseau par l'intermédiaire d'un réservoir, les robinets et les vannes de branchement et de raccordement étant fermées. Après 48 heures de mise en pression, les pertes de charge par rapport à la capacité du réseau sont constatées, elle ne doit pas dépasser 2%. [8]

IV.3.5. Remblaiement de la tranchée :

La mise en place du remblai depuis le fond de la fouille jusqu'à une hauteur de 0.3 m au-dessus de la génératrice supérieure, est effectuée manuellement avec la terre des déblais expurgée de tous les éléments susceptibles de porter atteinte aux revêtements extérieurs des canalisations. Le remblaiement est achevé avec du tout-venant à l'aide d'engins mécaniques.

Un grillage avertisseur de couleur bleu est installé à 0,30mètre au-dessus de la génératrice supérieure du tuyau, ce grillage avertisseur sera systématiquement détectable. [8]

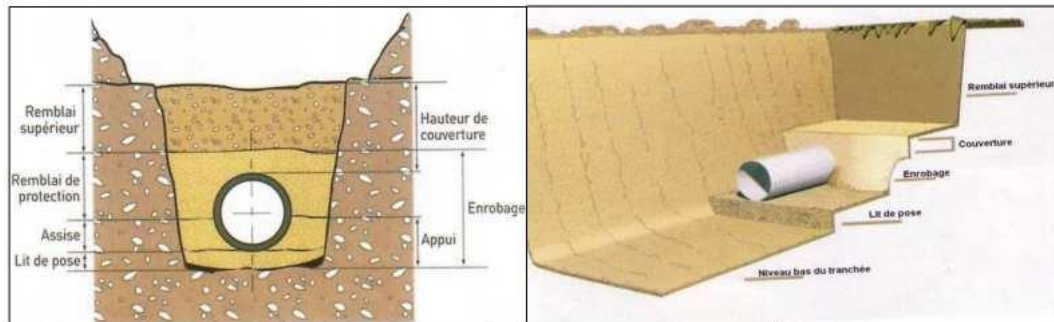


Figure IV.5. Remblayage des tranchées

IV.3.6. DESINFECTION DU RESEAU :

Avant de livrer l'eau à la consommation publique, une fois les travaux d'adduction et de distribution achevés, on commence avec un premier rinçage on injecte de l'eau à haute pression pour jusqu'à obtenir une eau claire après on procède à la désinfection du réseau selon les instructions du laboratoire. Cette désinfection peut s'effectuer soit au chlore, soit au permanganate de potasse, l'essentiel que la solution stérilisante puisse atteindre les extrémités du réseau.

Après un temps de contact suffisant de cette solution, si aucun problème n'est survenu on procède à un rinçage à l'eau clair qui est égale à deux fois le volume des conduites. [9]

IV.4. Action de l'eau sur la conduite :

IV.4.1. L'entartrage :

C'est le dépôt des tartres sur les canalisations qui sont formés principalement par les carbonates de calcium présent dans l'eau qui se transforment en calcite par le simple stockage de l'eau, au contact de l'air, par les températures élevées...etc.

Pour remédier à ce problème on utilise des produits chimiques appelé détartrant. [4]

IV.4.2. La corrosion :

Comme les tuyaux en PEHD ne rouillent pas ou ne pourrissent pas, ils ne sont pas aussi sensibles à la corrosion et prolongent donc considérablement la durée de vie du tuyau.

Mais pour éviter tout problème de corrosion, le PE revêtu intérieur ou multicouche sera imposé dans le cas d'un traitement au dioxyde de chlore.

IV.5. Conclusion :

Dans ce chapitre, on a présenté les normes et technique de pose des conduites en PEHD et aussi les moyens de les protéger pour une durée de vie maximale.

Chapitre V

Coup de bélier

V.1. Introduction :

Le risque d'apparition du coup de bélier dans une conduite d'écoulement peut engendrer d'importants dégâts pour les canalisations, ainsi dans ce chapitre on est amené à étudier ce phénomène afin de réduire son effet et donner une longévité maximale à notre installation.

V.2. Définition :

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire causé par une modification rapide du régime d'écoulement, qui engendre des ondes de pression. Ces dernières se propagent le long de la canalisation et s'ajoutent algébriquement à la pression nominale initiale régnant en chaque point, causant ainsi des variations des pressions soit surpression ou dépression dangereuses pour la conduite et son équipement. [8]

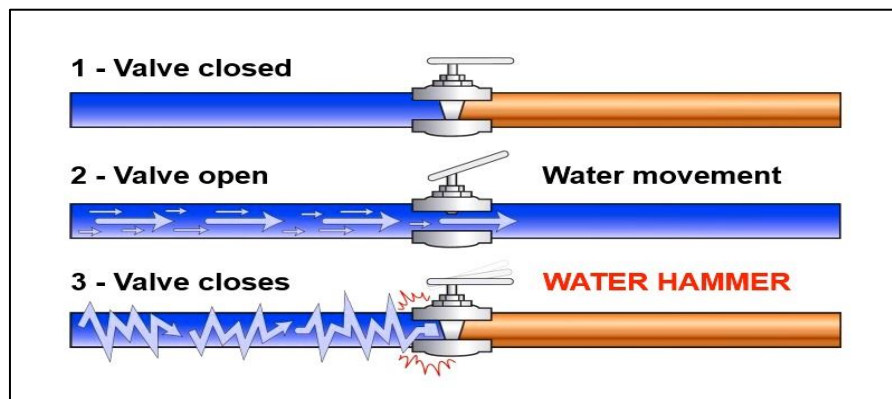


Figure V.1 : Le Coup de Bélier

V.2.1. Les causes de ce phénomène :

- Fermeture instantané ou trop rapide d'une vanne ou d'un robinet ;
- Démarrage d'une pompe ;
- Arrêt brusque du groupe électropompe alimentant la conduite de refoulement débitant sur un réservoir.

V.2.2. Les conséquences de ce phénomène :

- Déboîtement des conduites ou rupture des joints ;
- Détérioration des accessoires (vanne, robinet, ...) ;
- Rupture de la conduite, éclatement dû à la surpression et l'écrasement qui est dû à la dépression.

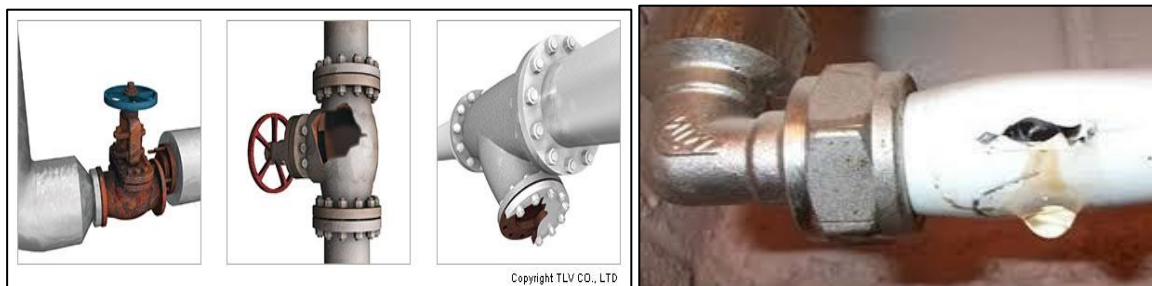


Figure V.2: Conséquence du Coup de Bélier

V.3. Analyse physique du phénomène :

En régime transitoire, il y a variation des caractéristiques hydrauliques de l'écoulement dans le temps et en tout point de la conduite.

Dans ce paragraphe on essaiera d'expliciter le phénomène durant la période d'oscillation de l'onde de pression.

Prenons le cas de l'arrêt d'une ou plusieurs pompe(s), alors le débit à travers la conduite est brusquement interrompu et les clapets de retour qui se trouvent à l'aval des pompes se ferment pour éviter la vidange de la conduite.

Quatre phases peuvent alors être envisagées pour notre analyse.

(On prendra comme unité de temps d'un aller-retour d'onde c'est-à-dire : L/a) :

➤ Phase 01 :

Par suite de son inertie, la colonne va pour poursuivre son chemin ascendant, mais, n'étant plus alimentée, il va en résulter, derrière elle une dépression (l'eau se déprime).

Chaque tranche considérée de la conduite se contracte successivement par diminution élastique du diamètre. Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse ou célérité désignée par a .

Si la distance entre la pompe et le réservoir est : L le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est L/a . Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur. [3]

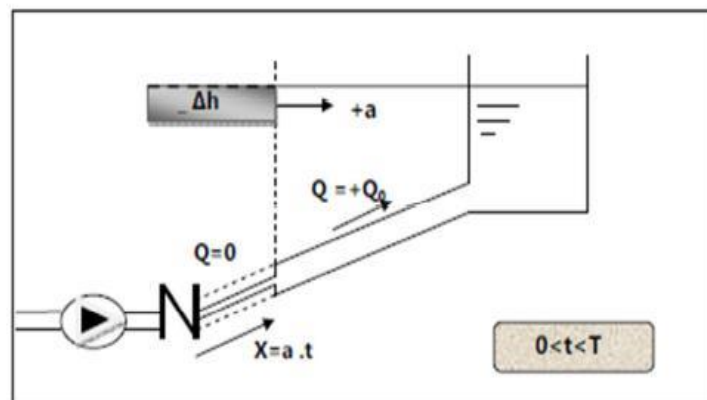


Figure V.3 : Représentation du phénomène pendant la phase 01 ($0 < t < T$)

➤ Phase 02 :

Par suite de son élasticité, la conduite reprend son diamètre primitif et cela de proche en proche en partant du réservoir, l'eau alors revient dans la conduite et au bout d'un nouveau temps L/a , c'est-à-dire à $2L/a$ depuis l'origine du phénomène, tout l'eau est redescendu mais va se trouver arrêter par le clapet anti retour de la pompe. [3]

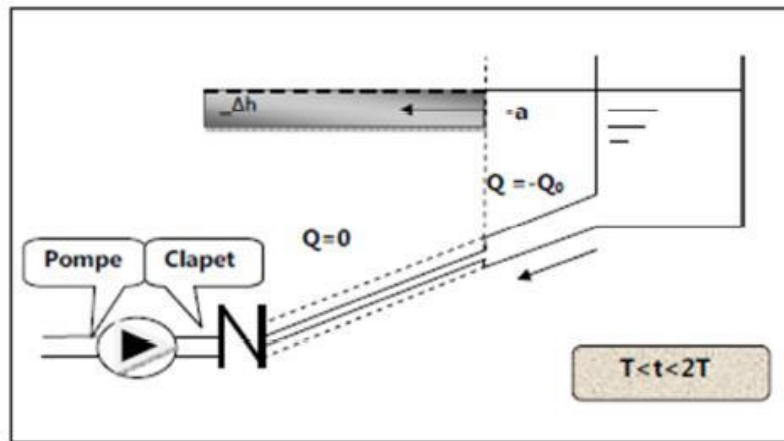


Figure V.4 : Représentation du phénomène pendant la phase 02 ($T < t < 2T$)

➤ **Phase 03 :**

En raison de cet arrêt, l'eau en contact avec le clapet va se comprimée, provoquant une dilatation de la conduite. Les tranches d'eau suivantes subiront le même sort causant les mêmes conséquences pour la conduite, l'onde de pression gagnant de proche en proche dans le sens pompe-réservoir.

Au bout d'un nouveau temps L/a (**$3L/a$ depuis l'origine**), toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée et immobile. [3]

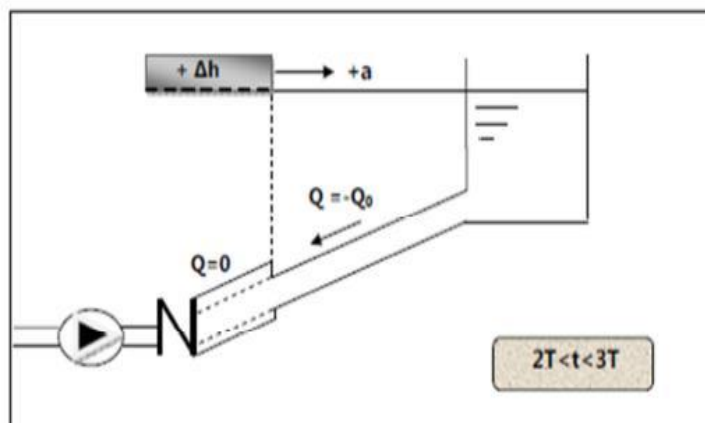


Figure V.5 : Représentation du phénomène pendant la phase 03 ($2T < t < 3T$)

➤ **Phase 04 :**

Grâce à l'élasticité de la conduite, agissant comme un ressort, celle-ci reprend son diamètre initial, de proche en proche en partant du réservoir. Au bout d'un nouveau temps L/a (**$4L/a$ depuis l'origine**) nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

La période du mouvement est donc de $T = 4L/a$. Le phénomène est amorti par les pertes de charge résultant du frottement de l'eau dans la conduite. Dans le cas d'un arrêt brusque d'une pompe, le phénomène du coup de bélier est donc caractérisé, tout d'abord, par une dépression, puis par une surpression. [3]

L'analyse du phénomène, dans le cas d'une fermeture rapide d'une vanne située à l'extrémité d'une conduite d'adduction en provenance d'un réservoir est exactement le même sauf qu'il commence par une surpression puis une dépression (**phases 03 et 04 ensuite 01 et 02**).

Le phénomène du coup de bélier se reproduirait indéfiniment (répétition de ses 4 phases) avec la même intensité à chaque fois, s'il n'était amorti par les pertes de charge dues aux frottements de l'eau avec les parois internes de la canalisation. [3]

A la suite de cette analyse on arrive au fait que le coup de bélier qui accompagne la fermeture d'une vanne est un phénomène périodique de période $T = \frac{4L}{a}$

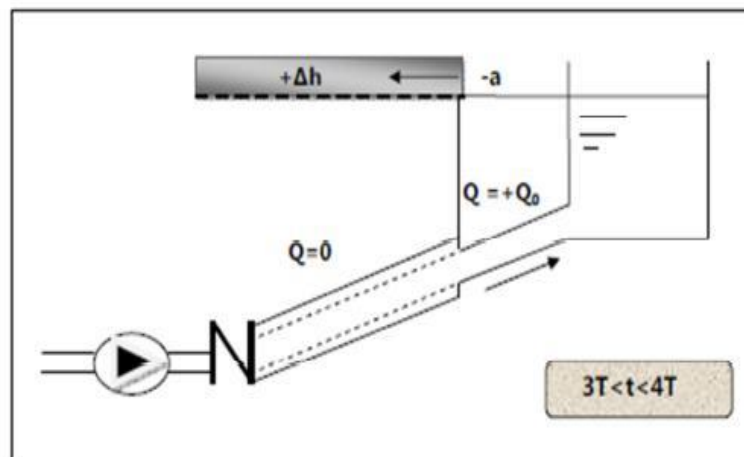


Figure V.6 : Représentation du phénomène pendant la phase 04 ($3T < t < 4T$)

V.4. Les moyens de protection contre le coup de bélier

Les effets du coup de bélier ne peuvent être totalement supprimés, mais il convient de les limiter à une valeur compatible avec la résistance des installations, les appareils anti-bélier devront avoir pour effets de limiter la surpression et la dépression.

Les appareils les plus utilisés sont :

V.4.1. Volant d'inertie :

Le volant d'inertie est un disque, dont la masse est concentrée près de la périphérie. Calé sur l'arbre du groupe motopompe, le volant peut protéger une conduite contre l'arrêt interprétatif de la pompe en accumulant de l'énergie pendant la marche normale, qui va être utilisée ainsi pour allonger le temps d'arrêt de la pompe (il ne lute que contre la dépression). Les caractéristiques géométriques du volant sont déterminées en fonction de la puissance de la pompe et du temps d'arrêt minimum pour limiter suffisamment la valeur du coup de bélier. [8]

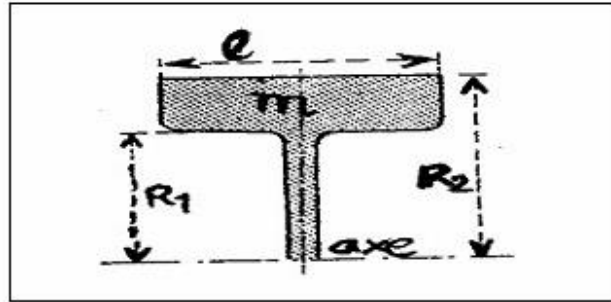


Figure V.7 : Volant d'inertie

V.4.2. Soupape de décharge :

C'est un ressort à boudin qui, en exploitation normale, par sa compression, obture un orifice placé sur la conduite au point à protéger. (Elle ne lute que contre la surpression), il s'ouvre très rapidement pour libérer le débit de retour dans la conduite, il permet ainsi de limiter la valeur de cette Surpression. Cette soupape ne s'ouvre que si la pression dans la conduite dépasse de 5 % la pression maximale de fonctionnement normal. [8]

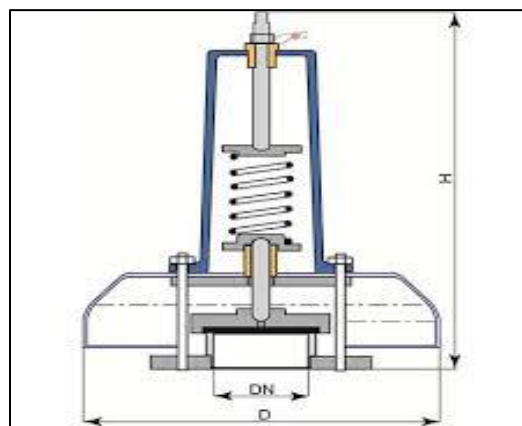


Figure V.8 : Soupape de décharger

V.4 .3. Cheminée d'équilibre :

A la place d'un réservoir d'air sous pression, on peut utiliser un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Elles servent à injecter de l'eau dans la conduite en cas de dépression et à en réserver en cas de surpression. Elles sont établies pour des hauteurs géométriques faibles et des conditions topographiques favorables.

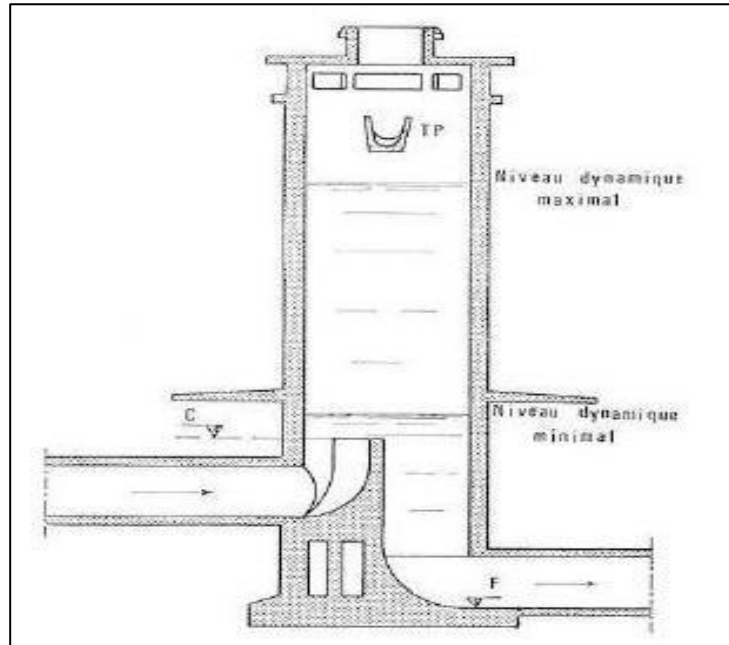


Figure V.9 : Cheminée d'équilibre

V.4.4 Réservoir d'air :

C'est un réservoir placé sur la conduite et contenant de l'eau et de l'air sous pression. La pression dans l'air, en marche normale, équilibre la pression dans la conduite. En cas de coup de béliet, ce réservoir va alimenter la conduite en eau lors de la dépression (par suite de la dilatation du volume d'air) et récupérer l'eau à partir de la conduite lors de la surpression (par suite de la compression du volume d'air). Ainsi, il permet de limiter aussi bien la dépression que la surpression. Il est considéré comme le meilleur moyen de protection contre le coup de béliet et le plus utilisé à cause de simplicité et son efficacité. [8]

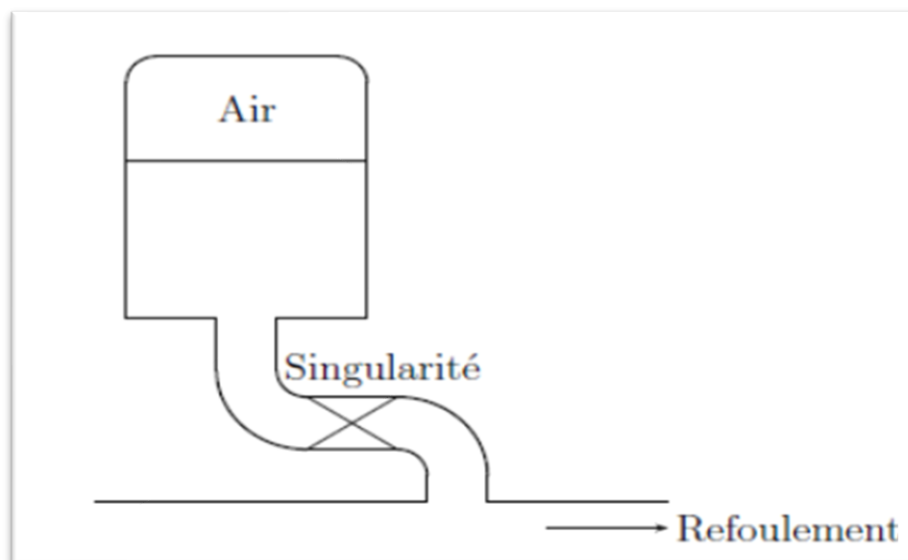


Figure V.10 : Principe de la disposition d'un réservoir d'air

V.5. Calcul hydraulique :

V.5.1 Donner de basse :

Les caractéristiques de la conduite de refoulement sont données dans le tableau suivant :

Tableau V.1 : caractéristique de la conduite

Caractéristiques de la conduite	Valeurs
Longueur de la conduite L	614 m
Débit Q	126.1 l/s
Vitesse d'écoulement V	1.5 m/s
Hauteur géométrique H_g	59.87 m
Diamètre extérieur de la conduite D	0.400 m
paisseur de la conduite e	0.363 m

V.5.2 Calcule de la célérité des ondes :

La célérité des ondes du coup du bélier dans une conduite en PEHD est donnée par la formule d'ALLIEVI suivante :

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K * \frac{D}{e}}}$$

Avec :

C : célérité d'onde (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (mm) ;

e : paisseur de la conduite (mm) ;

k : Coefficient qui dépend du matériau.

Tableau V.2 : les différentes valeurs de K en fonction du matériau.

matériau	fer	acier	Fonte grise	Fonte ductile	Amiante De ciment	béton	PVC	PEHD	PEBD
K	0.5	0.5	1	0.59	4	5	33	83	5000

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 83 * \frac{0.400}{0.0363}}} = 319.04 \text{ m/s}$$

L'intervalle d'un aller-retour sera :

$$\Theta = \frac{2L}{C} = \frac{2 * 614}{319.04} = 3,85 \text{ s}$$

V.5.3 Calculer de la valeur du coup de bélier :

$$B = \frac{C * V}{g}$$

Avec :

B : valeur du coup de bélier exprimé en mètre de hauteur d'eau ;

C : la célérité des ondes ;

V : vitesse de l'eau dans la conduite (m/s) ;

g : accélération de la pesanteur, égale à 9,81 m/s².

$$B = \frac{319.04 * 1.5}{9.81} = 48.78 \text{ m}$$

V.5.4 Calcule de la surpression et dépression :

$$H_0 = H_g + 10 = 59.87 + 10 = 69.87 \text{ m}$$

➤ **La surpression maximale :**

$$H_{\max} = H_0 + B = 69.87 + 48.78 = 118.65 \text{ m}$$

$$H_{\max} = 118.65 \text{ m} = 11.9 \text{ bar} < 16 \text{ bar}$$

➤ **La dépression maximale :**

$$H_d = H_0 - B = 69.87 - 48.78 = 21.09 \text{ m}$$

$$H_d = 21.09 \text{ m} = 2.11 \text{ bars} < 16 \text{ bars}$$

V.6. Conclusion :

Au terme de ce chapitre, nous pouvons conclure que la conduite reliant la station de pompage et le réservoir 5000m³ n'a pas besoin d'installer un anti-bélier car la surpression maximale est de **11.9 bars** et notre conduite en PEHD de pression nominale est de **16 bars** suffira largement.

Chapitre VI

Calcul des réservoirs

VI.1. Introduction :

Après avoir évalué les besoins en eau de la population, et les modes d'adduction (gravitaire et refoulement), on s'intéressera dans ce chapitre à l'étude de l'ouvrage hydraulique (réservoir) nécessaire pour notre réseau de distribution.

VI.2. Définition d'un réservoir :

Un réservoir est un ouvrage hydraulique ; qui a pour rôle primordiale de contenir un liquide (le stockage) qui est généralement de l'eau.

Dans le cas des réseaux d'alimentation en eau potable, le réservoir est un ouvrage intermédiaire entre le réseau d'adduction et le réseau de distribution ; ce dernier possède des débits non uniformes durant la journée.

VI.3. Rôle des réservoirs :

Les réservoirs jouent un rôle primordial dans l'adduction et la distribution de l'eau ; leurs nombreux rôles peuvent être classés en deux fonctions qui se résument comme suit :

- Fonction technique :
 - Régulation des débits ;
 - Sécurité d'approvisionnement ;
 - Régulation de la pression ;
 - Simplification de l'exploitation ;
 - Réacteur participant au traitement.
- Fonction économique :
 - Réduction des investissements sur les ouvrages de production ;
 - Réduction des investissements sur le réseau de distribution ;
 - Réduction des dépenses d'énergie.

VI.4. Implantation des réservoirs :

Le choix du site d'implantation d'un réservoir est généralement effectué sur la base des considérations techniques, économiques et dépend aussi des conditions topographiques et de la nature du sol. En effet, l'objectif recherché est de prévoir à réaliser un système d'adduction et de distribution techniquement satisfaisant et peu coûteux. Pour cela nous sommes amenés à respecter les conditions suivantes : [6]

- La cote du radier doit être supérieure à la cote piézométrique maximale dans le réseau.
- Il est avantageux qu'un réservoir soit établi le plus près possible de l'agglomération.

L'analyse de notre zone d'étude montre que le relief est topographiquement accidenté, donc notre réservoir de distribution est placé sur la cote maximale et au point le plus près de l'agglomération.

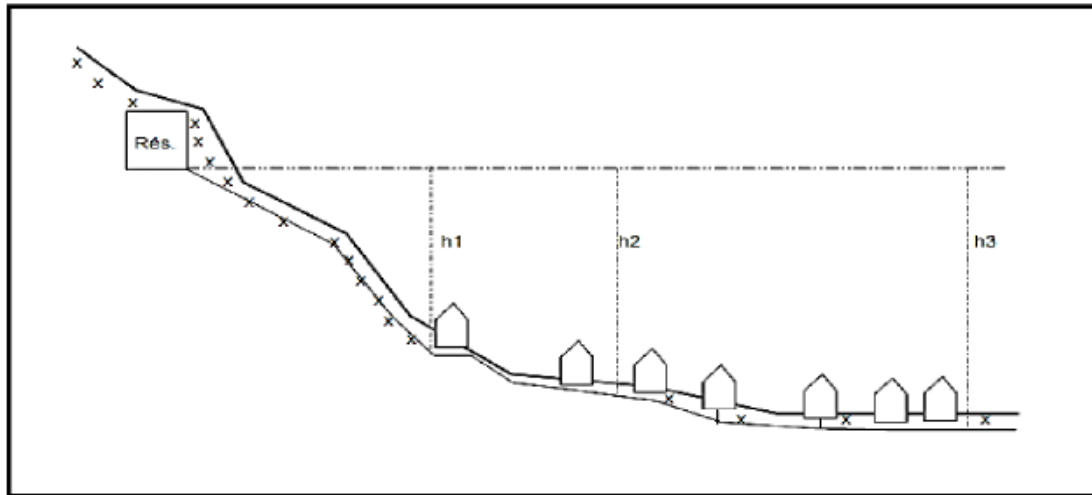


Figure VI.1 : Emplacement du réservoir en altitude.

VI.5. Classification des réservoirs :

Il existe plusieurs types de réservoirs qui sont classés selon plusieurs caractéristiques tel que :

➤ **Selon les matériaux de constructions :**

- Réservoir métallique ;
- Réservoir en maçonnerie ;
- Réservoir en béton armé ou béton précontraint.

Dans notre cas nos réservoirs sont en béton armé.

➤ **Selon le site d'implantation ou selon les conditions topographiques :**

- Enterrés ;
- Semi-enterrés ;
- Poser au sol ;
- Surélever (château d'eau).

Dans notre cas nos réservoirs sont posés au sol.

➤ **Selon l'usage :**

- Réservoir principale d'accumulation de stockage ;
- Réservoir d'équilibre ;
- Réservoir de traitement.

Dans notre cas nos réservoirs sont dédiés au stockage.

➤ **Selon la forme géométrique :**

- Réservoir cylindrique ;
- Réservoir rectangulaire ;
- Il y'a aussi des réservoirs de forme quelconque (sphérique, conique ...).

Dans notre cas nos réservoirs sont rectangulaires.

VI.6. Les équipements des réservoirs :

Pour permettre leur exploitation, les réservoirs sont munis de plusieurs conduites, organes et accessoires sont :

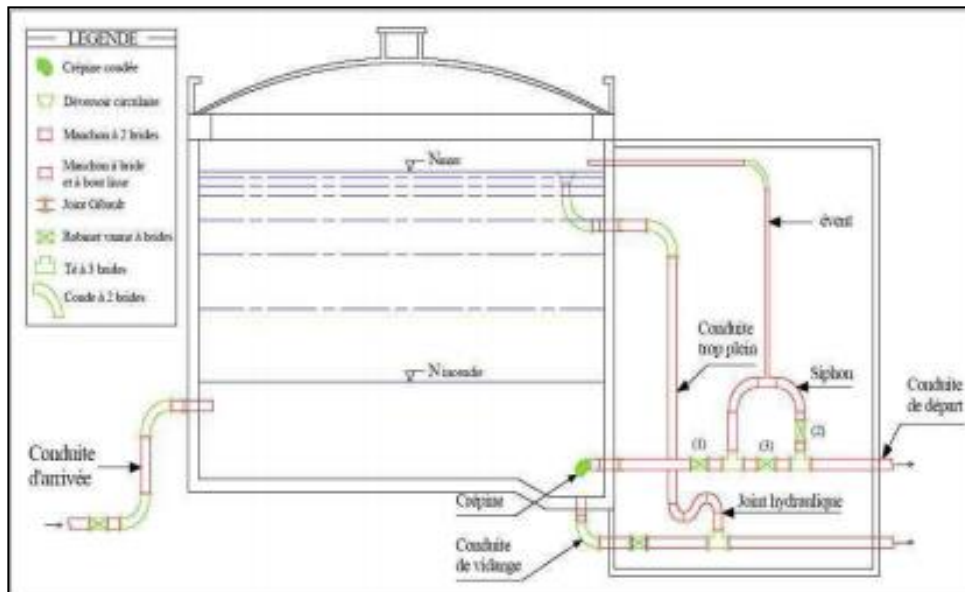


Figure VI.2 : Emplacement des équipements hydrauliques dans un réservoir

➤ Conduite d'adduction (d'arrivée) :

La conduite d'arrivée à son débouché dans le réservoir et doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve son niveau maximum. [6]

Nous avons une obturation par robinet flotteur pour l'adduction gravitaire et un dispositif permettant l'arrêt du moteur pour l'adduction par refoulement.

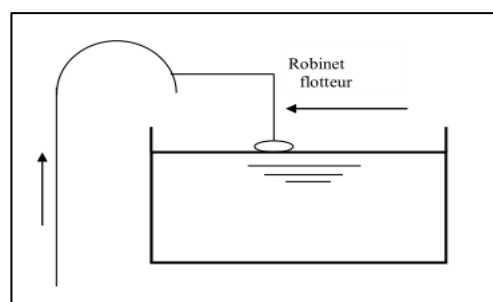


Figure VI.3 : Schéma de la conduite d'adduction.

➤ Conduite de distribution (de départ) :

La conduite de distribution est placée à 0,20 m au-dessus de radier afin, d'éviter l'entraînement dans la conduite de distribution d'éventuels dépôts décantés dans le réservoir. [6] L'orifice du départ est muni d'une crépine pour empêcher la pénétration des matières en suspension.

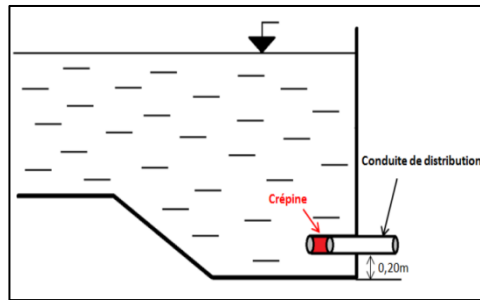


Figure VI.4 : Schéma de la conduite de distribution.

➤ Conduite du trop-plein :

Cette conduite a pour but d'assurer l'évacuation du débit d'adduction excédentaire lorsque le niveau de l'eau atteint sa limite maximale dans le réservoir, lors de la défaillance du système d'arrêt des pompes et de la vanne flotteur.

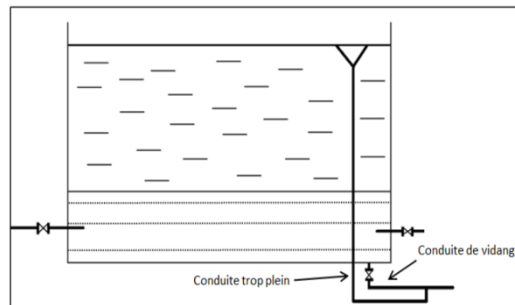


Figure VI.4 : Schéma de la conduite du trop-plein.

➤ Conduite de vidange :

C'est une conduite au point bas du réservoir généralement raccordée à la conduite trop plein, elle va permettre la vidange totale pour le nettoyage et l'éventuelle réparation de réservoir. Elle comporte un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable.

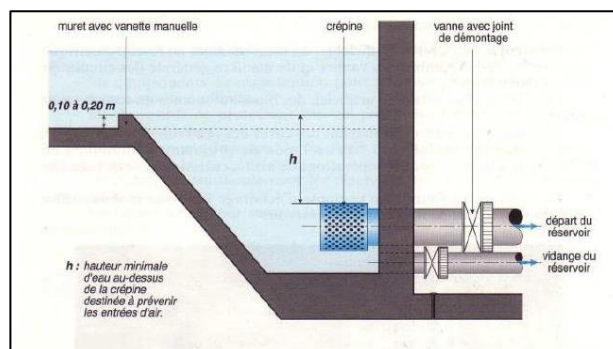


Figure VI.5 : La conduite de vidange.

➤ Conduite By-pass :

Afin d'assurer la continuité de la distribution au moment de nettoyage du réservoir, on doit relier la conduite d'arrivée à celle de distribution par un tronçon de conduite appelé By-pass.

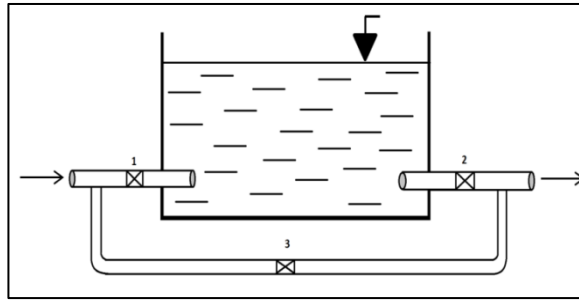


Figure VI.6 : Schéma de la conduite By-pass.

➤ Matérialisation de la réserve d'incendie :

La réserve d'incendie doit être toujours disponible afin de répondre aux besoins urgents dus aux éventuels sinistres (incendies). Pour éviter que cette réserve puisse passer dans la distribution nous adopterons un dispositif qui est schématisé dans la figure ci-dessous [2] :

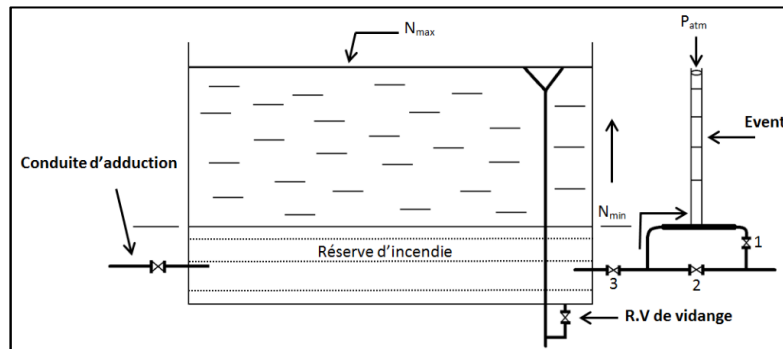


Figure VI.7 : Schéma de la matérialisation de la réserve d'incendie.

En temps normal, la vanne (2) est fermée et la vanne (1) ouverte, en cas d'incendie, il suffit d'ouvrir la vanne (2). La vanne (3) supplémentaire est prévue pour permettre les réparations sans vider le réservoir.

VI.7. Hygiène et sécurité :

Les réservoirs d'eau potable doivent suivre certaines normes d'hygiène et de sécurité afin de protéger l'eau de toute pollution en provenance de l'extérieur. Par conséquent, les réservoirs doivent [2] :

- Comporter une couverture qui protège l'eau contre les variations de la température et l'introduction des corps étrangers ;
- Être à l'abri des contaminations ;
- Être aéré : il y'a lieu de percer quelques orifices munis d'épaisses plaques de verre afin de laisser passer la lumière ;
- Être parfaitement étanche et ne doit recevoir aucun enduit susceptible d'altérer la qualité de l'eau ; être muni d'un robinet de puisard pour faciliter le contrôle de l'eau.
- La circulation de l'eau doit être régulière à l'intérieur du réservoir pour éviter toute stagnation.

VI.8. Entretien des réservoirs :

Un soin particulier est à apporter au nettoyage des cuves, opération comportant plusieurs étapes telles que : [6]

- L'isolement et vidange de la cuve ;
- Elimination des dépôts sur les parois ;
- Examen des parois et réparations éventuelles ;
- Désinfection des parois à l'aide des produits chlorés ;
- Remise en service.

VI.9. Capacité des réservoirs :

La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte de l'apport et de la distribution. Le plus souvent, la capacité des réservoirs est calculée pour satisfaire les variations journalières du débit de consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

La méthode de calcul est la méthode analytique qui consiste à faire un calcul de résidus entre un régime d'alimentation qui est caractérisé par un débit constant avec un régime de consommation caractérisé par un débit variable (en fonction de la consommation des habitants).

Pour calculer les volumes des réservoirs nous utilisons le débit horaire qui est donnée par la formule suivante :

$$a = \frac{Q_{max,j}}{24}$$

Soit :
$$a = \frac{9079,2}{24} = 378,3 \text{ m}^3/\text{h}$$

VI.9.1. Le réservoir de transite :

Pour le réservoir de transit de la station de reprise projeté à la cote 137m qui est alimenté gravitairement on a (alimentation continue) :

Le débit horaire entrant « a » ;

Le débit sortant est « 1,2a »

Chapitre VI : Calcul des réservoirs

Tableau VI.1 : Calcul le volume du réservoir de transit.

Heur	Entré	Entré cum	Sortie	Sortie cum	Différence
00h-01h	a	a	1.2a	1.2a	-0.2a
01h-02h	a	2a	1.2a	2.4a	-0.4a
02h-03h	a	3a	1.2a	3.6a	-0.6a
03h-04h	a	4a	1.2a	4.8a	-0.8a
04h-05h	a	5a	1.2a	6a	-1a
05h-06h	a	6a	1.2a	7.2	-1.2a
06h-07h	a	7a	1.2a	8.4a	-1.4a
07h-08h	a	8a	1.2a	9.6a	-1.6a
08h-09h	a	9a	1.2a	10.8a	-1.8a
09h-10h	a	10a	1.2a	12a	-2a
10h-11h	a	11a	1.2a	13.2a	-2.2a
11h-12h	a	12a	0	13.2a	-1.2a
12h-13h	a	13a	0	13.2a	-0.2a
13h-14h	a	14a	0	13.2a	0.8a
14h-15h	a	15a	0	13.2a	1.8a
15h-16h	a	16a	1.2a	14.4a	1.6a
16h-17h	a	17a	1.2a	15.6a	1.4a
17h-18h	a	18a	1.2a	16.8a	1.2a
18h-19h	a	19a	1.2a	18a	1a
19h-20h	a	20a	1.2a	19.2a	0.8a
20h-21h	a	21a	1.2a	20.4a	0.6a
21h-22h	a	22a	1.2a	21.6a	0.4a
22h-23h	a	23a	1.2a	22.8a	0.2a
23h-24h	a	24a	1.2a	24a	0

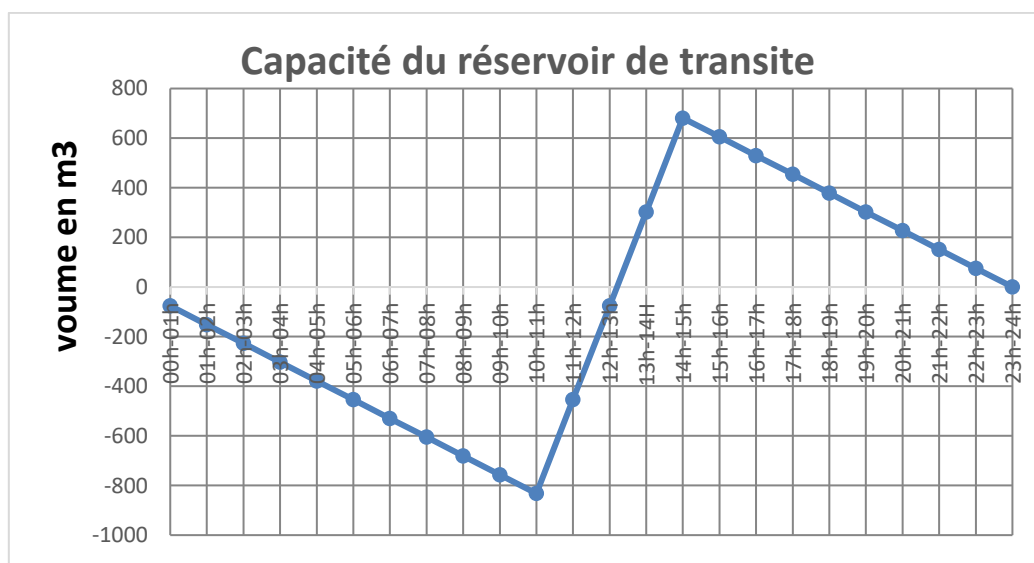


Figure VI.8 : Capacité du réservoir de transit.

Chapitre VI : Calcul des réservoirs

$$V_R = \text{déficit max} + \text{déficit min} + V_{inc}$$

$$V_R = -2,2a + 1,8a + 120 \text{ m}^3 = 4a + 120 \text{ m}^3$$

$$V_R = 4 \times 378,3 + 120 = 1633,2 \text{ m}^3$$

Donc le réservoir de 2000m³ de la station de reprise existant est largement suffisant.

VI.9.2. Le réservoir de stockage et de distribution :

Pour le réservoir de stockage et de distribution projeté à la cote 191,57m qui est alimenté par refoulement à partir de la station de reprise on a (alimentation discontinue) :

- Le temps de pompage est de 20h/24h ;
- Le débit horaire entrant est « 1,2a ».

Quant aux débits sortants, nous savons qu'ils sont variables selon l'heure de la journée, le jour de la semaine et la saison, ...etc. Les débits varient selon les agglomérations ; généralement on utilise les valeurs suivantes : [1]

- De 6 heures à 7 heures = a ;
- De 7 heures à 11 heures = 3,5a ;
- De 11 heures à 16 heures = 0,4a ;
- De 16 heures à 18 heures = 2a ;
- De 18 heures à 22 heures = 0,5a ;
- De 22 heures à 6 heures = 0,125a

Tableau VI.2. Calcul le volume du réservoir de distribution.

Heur	Entré	Entré cum	Sortie	Sortie cum	Différence
00h-01h	1.2a	1.2a	0.125a	0.125a	1.075a
01h-02h	1.2a	2.4a	0.125a	0.25a	2.15a
02h-03h	1.2a	3.6a	0.125a	0.375a	3.225a
03h-04h	1.2a	4.8a	0.125a	0.5a	4.3a
04h-05h	1.2a	6a	0.125a	0.625a	5.375a
05h-06h	1.2a	7.2a	0.125a	0.750a	6.45a
06h-07h	1.2a	8.4a	a	1.750a	6.65a
07h-08h	1.2a	9.6a	3.5a	5.25a	4.35a
08h-09h	1.2a	10.8a	3.5a	8.75a	2.05a
09h-10h	1.2a	12a	3.5a	12.25a	-0.25a
10h-11h	1.2a	13.2a	3.5a	15.75a	-2.55a
11h-12h	0	13.2a	0.4a	16.15a	-2.95a
12h-13h	0	13.2a	0.4a	16.55a	-3.35a
13h-14h	0	13.2a	0.4a	16.95a	-3.75a
14h-15h	0	13.2a	0.4a	17.35a	-4.15a
15h-16h	1.2a	14.4a	0.4a	17.75a	-3.35a
16h-17h	1.2a	15.6a	2a	19.75a	-4.15a

Chapitre VI : Calcul des réservoirs

17h-18h	1.2a	16.8a	2a	21.75a	-4.95a
18h-19h	1.2a	18a	0.5a	22.25a	-4.25a
19h-20h	1.2a	19.2a	0.5a	22.75a	-3.55a
20h-21h	1.2a	20.4a	0.5a	23.25a	-2.85a
21h-22h	1.2a	21.6a	0.5a	23.75a	-2.15a
22h-23h	1.2a	22.8a	0.125a	23.875a	-1.075a
23h-24h	1.2a	24a	0.125a	24a	0

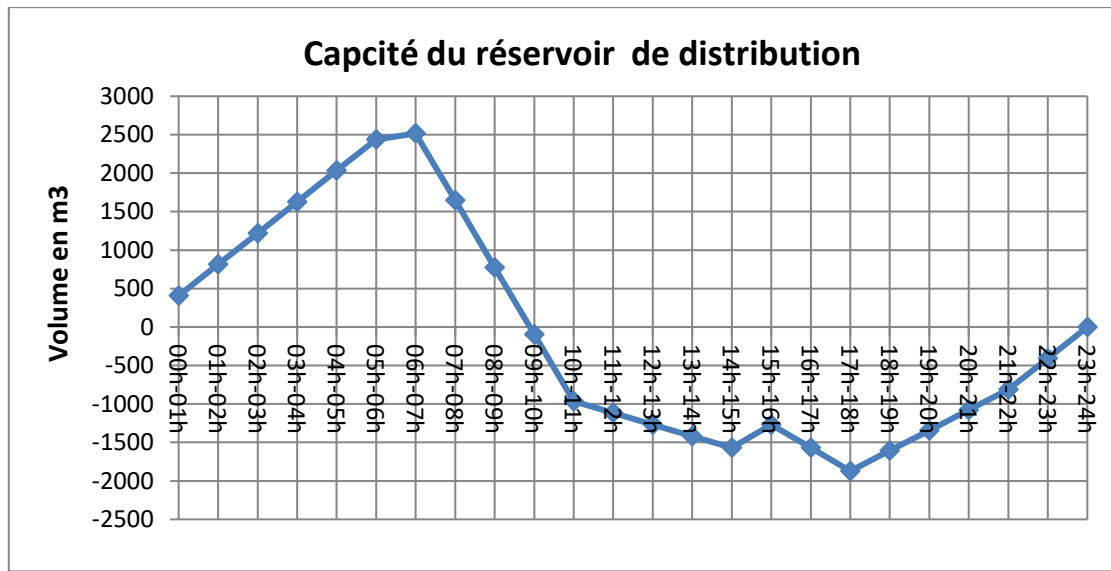


Figure VI.8 : Capacité du réservoir de distribution.

La capacité du réservoir est égale à la somme du plus grand excès et le plus grand déficit en ajoutant la réserve d'incendie : $V_R = \text{déficit max} + \text{déficit min} + V_{inc}$

D'après le tableau on a :

$$V_R = /6,65a/ + /-4,95a/ + 120 \text{ m}^3 = 11,6a + 120\text{m}^3$$

$$V_R = 11,6 * 378,3 + 120 = 4508,28 \text{ m}^3$$

Donc le réservoir de 5000m^3 existant est largement suffisant.

VI.10. Conclusion :

Dans ce chapitre notre étude nous a amené à trouver que les deux réservoirs ; le $R2000\text{m}^3$ de transition et le $R5000\text{m}^3$ de distribution vont satisfaire largement les besoins de notre région d'étude.

Les deux réservoirs sont rectangulaires en béton armé et posés au sol.

Chapitre VII

Etude de la distribution

VII.1. Introduction :

Pour la modélisation de notre réseau de distribution, nous faisons appel à un logiciel de simulation du comportement hydraulique dans les réseaux sous pression dit « EPANET ». Les étapes de calcul de ce logiciel ainsi que les résultats obtenus seront présentés et interprétés dans ce chapitre.

VII.2. Définition :

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et de la qualité de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonction de tuyaux), pompes, vannes, bâches et réservoirs. [2]

VII.3. Présentation du logiciel EPANET :

EPANET calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau. [2]

Cet outil offre une aide à la recherche de stratégies alternative pour gérer le réseau, comme par exemple :

- ✓ Régulation des pressions dans le réseau ;
- ✓ Détection des zones de fonctionnement déficitaire ;
- ✓ Dimensionnement de réseaux ;
- ✓ Amélioration de la gestion des équipements d'eau ;
- ✓ Le dimensionnement de travaux d'amélioration du réseau ou d'extension ... etc.

VII.4. Caractéristiques principales du logiciel :

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

- ✓ Logiciel gratuit ;
- ✓ Dimensionnement de réseaux ;
- ✓ Taille de réseau illimitée ;
- ✓ Pour calculer les pertes de charge, il dispose des formules de Hazen Williams, Darcy-Weisbach, et Chezy Manning. Ces formules sont laissées au choix de l'utilisateur ;
- ✓ Il inclut les pertes de charge singulières aux coudes, aux tés, etc.
- ✓ Régulation des pressions dans le réseau ;
- ✓ Géométrie des réservoirs aux formes variées possible ;
- ✓ Détection des zones de fonctionnement déficitaire ;
- ✓ Simulation de différents types de vannes et clapets.

VII.5. Les étapes d'utilisation d'EPANET :

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

- ✓ Dessiner un réseau représentant le système de distribution ;
- ✓ Saisir les propriétés des éléments du réseau ;
- ✓ Décrire le fonctionnement système ;
- ✓ Sélectionner un ensemble d'options de simulation ;
- ✓ Lancer une simulation hydraulique ou une analyse de la qualité ;
- ✓ Visualiser les résultats d'une simulation.

VII.6. CLASSIFICATION DES RESEAUX :

Les réseaux de distributions sont principalement de deux (02) types :

- Les réseaux ramifiés ;
- Les réseaux maillés.

VII.6.1. Réseau ramifié :

Le réseau ramifié présente l'avantage d'être économique mais il manque de souplesse et de sécurité. Dans ce type de réseau les conduites ne comportent aucune alimentation en retour. Une rupture (panne) sur la conduite principale prive d'eau tous les abonnés situés en aval. [5]

VII.6.2. Réseau maillé :

Le réseau maillé est constitué d'un ensemble de conduite formant des boucles fermées (mailles). Contrairement au réseau ramifié, le réseau maillé permet une alimentation en retour ; une simple manœuvre de vanne isole le tronçon accidenté et l'alimentation des autres abonnés se poursuit. Le réseau maillé est certes coûteux mais il est très fiable et offre plus de sécurité. [5]

VII.7. Choix du type de tuyau :

On a choisi comme matériau des conduites du réseau de distribution le **PEHD** en raison des caractéristiques mécaniques et hydrauliques qu'il présente :

- Facile à poser (grande flexibilité), possibilité d'enroulement en couronnes pour les petits diamètres ;
- Fiable au niveau du branchement, pas de fuite ;
- Durée de vie 50 ans prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement ;
- Coefficient de rugosité très faible et présente une bonne résistance à l'entartrage ;
- Répond parfaitement aux normes de potabilité ;
- Résiste à la corrosion interne, externe et microbiologique.

VII.8. Pièces spéciales de raccordement :

- **Les Tés** : utilisés pour le raccordement des canalisations secondaires aux canalisations principales.
- **Les coudes** : utilisés en cas de changement de direction.
- **Les cônes de réduction** : ce sont des organes de raccordement en cas de changement de diamètre.

VII.9. Dimensionnement du réseau de distribution :

Le dimensionnement du réseau de distribution a pour but de réaliser des canalisations qui devront en conséquence présenter un diamètre suffisant, une vitesse admissible de façon à assurer le débit maximal avec une pression au sol suffisante.

VII.9.1. Calcul des débits :

- **Débit de pointe** : c'est le débit par lequel se fait le dimensionnement du réseau de distribution. Dans notre cas, le débit de pointe est :

$$Q_p = Q_{\max,h} = 161,83 \text{ l/s}$$

- **Débit spécifique** : c'est le volume d'eau consommé à travers un mètre linéaire de canalisation pendant une seconde. Il est donné par la formule suivante :

$$Q_{sp} = \frac{Q_p}{\sum Li} = \frac{161,83}{17\,052,43} = 0,0095 \text{ l/s/m}$$

Avec :

Q_p = débit de pointe (l/s) ;

$\sum Li$ = somme des Longueurs des tronçons du réseau.

- **Débit en route** : C'est le débit consommé d'une façon uniforme le long d'un tronçon. Il est donné par la formule suivante :

$$Q_r = Q_{sp} * Li$$

Avec :

Q_r : Débit en route (l/s) ;

Q_{sp} : Débit spécifique (l/s) ;

Li : Longueur du tronçon i (m).

Chapitre VII : Etude de la distribution

Tableau VII.1 : Calcul de débit en route du réseau.

Tronçons	Longueur	Qsp	Débit de route
	m	l/s/m	l/s
R-1	121.84	0.0095	1.156
1-2	270.93	0.0095	2.571
2-3	88.64	0.0095	0.841
2-4	348.49	0.0095	3.307
4-5	101.57	0.0095	0.964
5-6	492.91	0.0095	4.678
5-7	465.23	0.0095	4.415
4-8	61.01	0.0095	0.579
8-9	61.04	0.0095	0.579
9-10	207.74	0.0095	1.971
10-11	79.6	0.0095	0.755
10-12	217.36	0.0095	2.063
9-13	96.84	0.0095	0.919
13-14	138.27	0.0095	1.312
13-15	80.55	0.0095	0.764
15-16	64.52	0.0095	0.612
15-17	117.44	0.0095	1.115
17-18	58.7	0.0095	0.557
17-51	243.23	0.0095	2.308
13-19	344.87	0.0095	3.273
1-20	75.26	0.0095	0.714
20-21	273.13	0.0095	2.592
20-22	13.99	0.0095	0.133
22-23	77.8	0.0095	0.738
23-24	69.98	0.0095	0.664
24-25	26.28	0.0095	0.249
25-26	144.75	0.0095	1.374
25-27	136.65	0.0095	1.297
24-28	167.26	0.0095	1.587
28-29	341.83	0.0095	3.244
28-30	145.5	0.0095	1.381
30-31	603.33	0.0095	5.726
30-32	69.95	0.0095	0.664
32-33	634.68	0.0095	6.023
32-61a	35	0.0095	0.332
23-34	192.42	0.0095	1.826
22-35	80.04	0.0095	0.760
35-36	29.85	0.0095	0.283
36-37	333.22	0.0095	3.162
36-38	131.14	0.0095	1.245
35-39	91.74	0.0095	0.871

Chapitre VII : Etude de la distribution

39-40	34.35	0.0095	0.326
40-41	126.05	0.0095	1.196
41-41a	269.43	0.0095	2.557
41a-43	287.51	0.0095	2.729
41a-41b	170.82	0.0095	1.621
41-42	277.68	0.0095	2.635
40-44	98.49	0.0095	0.935
44-45	101.72	0.0095	0.965
45-46	39.67	0.0095	0.376
46-47	49.36	0.0095	0.468
47-48	552.36	0.0095	5.242
46-49	253.85	0.0095	2.409
46-50	681.58	0.0095	6.468
8-52	911.37	0.0095	8.649
52-52a	115.29	0.0095	1.094
52a-52b	80.62	0.0095	0.765
52a-53d	85.12	0.0095	0.808
53d-53c	190	0.0095	1.803
53d-56	258.5	0.0095	2.453
56-64	365	0.0095	3.464
56-55a	194	0.0095	1.841
56-57c	133.9	0.0095	1.271
57c-57a	127	0.0095	1.205
57c-58	167	0.0095	1.585
58-58b	149	0.0095	1.414
58-58a	162.3	0.0095	1.540
58a-59	252	0.0095	2.392
58a-66	240	0.0095	2.278
52-53	126.41	0.0095	1.200
53-54	286	0.0095	2.714
53-62	41.81	0.0095	0.397
62-62a	280	0.0095	2.657
52-63	101.96	0.0095	0.968
63-63a	73.95	0.0095	0.702
63-63b	300	0.0095	2.847
63b-54b	208	0.0095	1.974
63b-57	511	0.0095	4.849
61a-57d	305	0.0095	2.894
61a-61	50.27	0.0095	0.477
61-60b	27.48	0.0095	0.261
61-61b	312.5	0.0095	2.966
60b-60	115.5	0.0095	1.096
60-60a	182	0.0095	1.727
60-57b	422	0.0095	4.005

Chapitre VII : Etude de la distribution

- **Débit aux nœuds :**

Le débit de chaque nœud est donné par la formule suivante : [5]

$$Q_n = \frac{\Sigma Q_r}{2}$$

Avec :

Q_n : débit au nœud considéré [l/s] ;

ΣQ_r : somme des débits de route des tronçons relié au nœud.

Tableau VII.2 : Calcul des débits nodaux.

Nœuds	Altitude	Tronçons	Qroute	q
	m		l/s	l/s
1	153.17	R-1	1.156	2.22
		1-2	2.571	
		1-20	0.714	
2	151.59	1-2	2.571	3.36
		2-3	0.841	
		2-4	3.307	
3	141.86	2-3	0.841	0.42
4	148.78	2-4	3.307	2.43
		4-5	0.964	
		4-8	0.579	
5	138.7	4-5	0.964	5.03
		5-6	4.678	
		5-7	4.415	
6	124.6	5-6	4.678	2.34
7	113.91	5-7	4.415	2.21
8	143.43	4-8	0.579	4.90
		8-9	0.579	
		8-52	8.649	
9	131.96	8-9	0.579	1.73
		9-10	1.971	
		9-13	0.919	
10	138.49	9-10	1.971	2.39
		10-11	0.755	
		10-12	2.063	
11	143.44	10-11	0.755	0.38
12	105	10-12	2.063	1.03
13	115.76	9-13	0.919	3.13

Chapitre VII : Etude de la distribution

		13-14	1.312	
		13-15	0.764	
		13-19	3.273	
14	121.33	13-14	1.312	0.66
		13-15	0.764	
15	106.23	15-16	0.612	1.25
		15-17	1.115	
16	105.22	15-16	0.612	0.31
		15-17	1.115	
17	94.16	17-18	0.557	1.99
		17-51	2.308	
18	87.69	17-18	0.557	0.28
19	91.14	13-19	3.273	1.64
		1-20	0.714	
20	134.37	20-21	2.592	1.72
		20-22	0.133	
21	124.65	20-21	2.592	1.30
		20-22	0.133	
22	131.36	22-23	0.738	0.82
		22-35	0.760	
		22-23	0.738	
23	121.85	23-24	0.664	1.61
		23-34	1.826	
		23-24	0.664	
24	115.08	24-25	0.249	1.25
		24-28	1.587	
		24-25	0.249	
25	113.18	25-26	1.374	1.46
		25-27	1.297	
26	120.28	25-26	1.374	0.69
27	107.89	25-27	1.297	0.65
		24-28	1.587	
28	99.38	28-29	3.244	3.11
		28-30	1.381	
29	89.15	28-29	3.244	1.62
		28-30	1.381	
30	84	30-31	5.726	3.89
		30-32	0.664	
31	100.68	30-31	5.726	2.86
		30-32	0.664	
32	81.02	32-33	6.023	3.51
		32-61a	0.332	

Chapitre VII : Etude de la distribution

33	80.3	32-33	6.023	3.01
34	125.74	23-34	1.826	0.91
35	146.64	22-35	0.760	0.96
		35-36	0.283	
		35-39	0.871	
36	148.87	35-36	0.283	2.35
		36-37	3.162	
		36-38	1.245	
37	134.1	36-37	3.162	1.58
38	156.14	36-38	1.245	0.62
39	151.68	35-39	0.871	0.60
		39-40	0.326	
40	149.33	39-40	0.326	1.23
		40-41	1.196	
		40-44	0.935	
41	145.74	40-41	1.196	3.19
		41-42	2.635	
		41-41a	2.557	
41a	127.8	41-41a	2.557	3.45
		41a-43	2.729	
		41a-41b	1.621	
41b	103.78	41a-41b	1.621	0.81
42	103.78	41-42	2.635	1.32
43	112.76	41a-43	2.729	1.36
44	130.03	40-44	0.935	0.95
		44-45	0.965	
45	127.02	44-45	0.965	0.67
		45-46	0.376	
46	112.04	45-46	0.376	4.86
		46-47	0.468	
		46-49	2.409	
		46-50	6.468	
47	104.9	46-47	0.468	2.86
		47-48	5.242	
48	68.48	47-48	5.242	2.62
49	96.21	46-49	2.409	1.20
50	91.13	46-50	6.468	3.23
51	113.66	17-51	2.308	1.15
52	135.84	8-52	8.649	5.96
		52-52a	1.094	
		52-53	1.200	
		52-63	0.968	

Chapitre VII : Etude de la distribution

52a	129.82	52-52a	1.094	1.33
		52a-52b	0.765	
		52a-53d	0.808	
52b	141.78	52a-52b	0.765	0.38
53	133.56	52-53	1.200	2.16
		53-54	2.714	
		53-62	0.397	
62	115.59	53-62	0.397	1.53
		62-62a	2.657	
54	99.52	53-54	2.714	1.36
62a	99.65	62-62a	2.657	1.33
63	133.05	52-63	0.968	2.26
		63-63a	0.702	
		63-63b	2.847	
63a	118.58	63-63a	0.702	0.35
63b	129.2	63-63b	2.847	4.84
		63b-54b	1.974	
		63b-57	4.849	
54b	113.62	63b-54b	1.974	0.99
57	92.67	63b-57	4.849	2.42
52b	141.78	52a-52b	0.765	0.38
52a	129.82	52-52a	1.094	1.33
		52a-52b	0.765	
		52a-53d	0.808	
53d	126.96	52a-53d	0.808	2.53
		53d-56	2.453	
		53d-53c	1.803	
53c	111.04	53d-53c	1.803	0.90
56	119.58	53d-56	2.453	4.51
		56-64	3.464	
		56-55a	1.841	
		56-57c	1.271	
55a	97.57	56-55a	1.841	0.92
64	145	56-64	3.464	1.73
57c	113.16	56-57c	1.271	2.03
		57c-57a	1.205	
		57c-58	1.585	
57a	96.36	57c-57a	1.205	0.60
58	121.29	57c-58	1.585	2.27
		58-58a	1.540	
		58-58b	1.414	
58a	137.27	58-58a	1.540	3.10

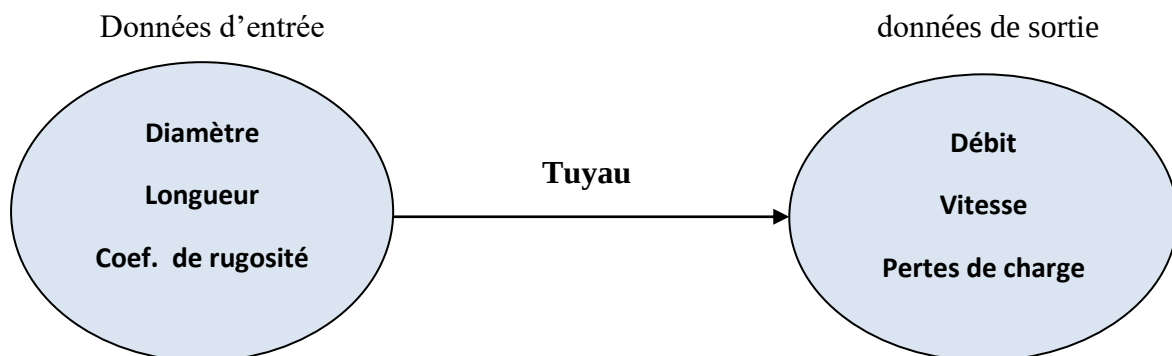
Chapitre VII : Etude de la distribution

		58a-66	2.278	
		58a-59	2.392	
58b	121.63	58-58b	1.414	0.71
59	107.57	58a-59	2.392	1.20
66	141	58a-66	2.278	1.14
61a	80.71	32-61a	0.332	1.85
		61a-57d	2.894	
		61a-61	0.477	
57d	92.67	61a-57d	2.894	1.45
61	80.45	61a-61	0.477	1.85
		61-60b	0.261	
		61-61b	2.966	
61b	77.11	61-61b	2.966	1.48
60b	80.09	61-60b	0.261	0.68
		60b-60	1.096	
60	90.4	60b-60	1.096	3.41
		60-60a	1.727	
		60-57b	4.005	
57b	104.99	60-57b	4.005	2.00
60a	83.43	60-60a	1.727	0.86

VII.9.2. Calcul du réseau :

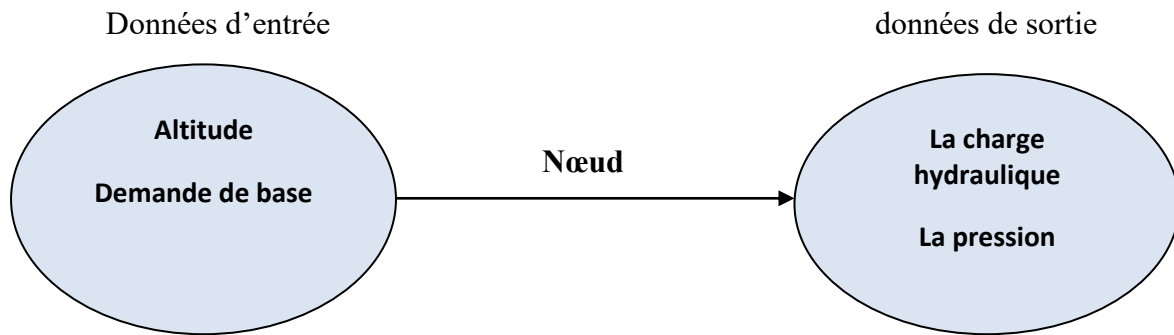
- Pour les tuyaux :

Pour le calcul de perte de charge, nous avons opté pour la formule de Hazen-Williams en prenant le coefficient de rugosité de Hazen-Williams égale à 150.



Chapitre VII : Etude de la distribution

- Pour les nœuds :



Le calcul des paramètres hydrauliques sont établis par le logiciel EPANET. Après plusieurs essais de simulation pour pouvoir respecter les normes de pressions et de vitesses, voici les résultats de la répartition définitive des débits et des pressions ainsi que les autres paramètres, données dans les tableaux ci-dessous :

VII.9.2.1. Cas de pointe :

Tableau VII.3 : État des Arcs du Réseau.

N° Tuyau	Longueur	Diamètre	Rugosité	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
	m	mm		LPS	m/s	m/km
Tuyau 1	121.84	409.2	150	161.34	1.23	2.64
Tuyau 3	87.48	26	150	0.42	0.79	29.16
Tuyau 4	346.2	327.4	150	79.49	0.94	2.11
Tuyau 5	101.3	130.8	150	9.67	0.72	3.71
Tuyau 6	465.1	61.4	150	2.43	0.82	11.45
Tuyau 7	492.4	51.4	150	2.21	1.07	22.84
Tuyau 9	64.05	130.8	150	15.94	1.19	9.37
Tuyau 10	205.7	61.4	150	3.8	1.28	26.21
Tuyau 11	76.58	26	150	0.38	0.72	24.23
Tuyau 12	213	40.8	150	1.03	0.79	17.11
Tuyau 13	98.21	130.8	150	10.41	0.77	4.26
Tuyau 14	137.7	32.6	150	0.66	0.79	22.38
Tuyau 15	78.28	90	150	4.98	0.78	6.72
Tuyau 16	64.14	26	150	0.31	0.58	16.62
Tuyau 17	118	61.4	150	3.42	1.16	21.57
Tuyau 18	60.93	26	150	0.28	0.53	13.76
Tuyau 19	341	40.8	150	1.64	1.25	40.48
Tuyau 21	269.7	40.8	150	1.3	0.99	26.33
Tuyau 22	13.43	327.4	150	72.83	0.87	1.79
Tuyau 23	75.92	204.6	150	38.15	1.16	5.34
Tuyau 24	71.72	204.6	150	35.63	1.08	4.7
Tuyau 25	24.8	61.4	150	2.8	0.95	14.89
Tuyau 26	140.9	32.6	150	0.69	0.83	24.3

Chapitre VII : Etude de la distribution

Tuyau 27	137.5	32.6	150	0.65	0.78	21.75
Tuyau 29	340.6	40.8	150	1.62	1.24	39.57
Tuyau 30	150	163.6	150	26.85	1.28	8.28
Tuyau 31	604.9	61.4	150	2.86	0.97	15.49
Tuyau 32	68.45	130.8	150	20.1	1.5	14.4
Tuyau 33	633.9	51.4	150	3.01	1.45	40.47
Tuyau 34	192.3	40.8	150	0.91	0.7	13.6
Tuyau 35	79.41	204.6	150	33.86	1.03	4.28
Tuyau 36	29.79	90	150	4.55	0.72	5.68
Tuyau 37	333.22	40.8	150	1.58	1.21	37.78
Tuyau 38	129.6	32.8	150	0.62	0.73	19.35
Tuyau 40	34.35	204.6	150	27.75	0.84	2.96
Tuyau 41	123.6	130.8	150	10.13	0.75	4.05
Tuyau 41a	272.4	90	150	5.62	0.88	8.4
Tuyau 41b	270.5	32.6	150	0.81	0.97	32.7
Tuyau 42	274.6	40.8	150	1.32	1.01	27.08
Tuyau 43	286.3	40.8	150	1.36	1.04	28.62
Tuyau 44	91.68	130.8	150	16.39	1.22	9.87
Tuyau 45	104.9	130.8	150	15.44	1.15	8.84
Tuyau 46	38.35	130.8	150	14.77	1.1	8.14
Tuyau 47	49.12	90	150	5.48	0.86	8.02
Tuyau 48	547.7	51.4	150	2.62	1.26	31.3
Tuyau 49	253.1	40.8	150	1.2	0.92	22.7
Tuyau 50	683.5	61.4	150	3.23	1.09	19.4
Tuyau 53d	85.12	204.6	150	21.64	0.66	1.87
Tuyau 61b	312.5	40.8	150	1.48	1.13	33.47
Tuyau 60	115.5	102.2	150	6.27	0.76	5.54
Tuyau 60a	182	32.6	150	0.86	1.03	36.54
Tuyau 58'	149	40.8	150	0.71	0.54	8.59
Tuyau 58	167	130.8	150	8.42	0.63	2.87
Tuyau 52	915.8	327.4	150	46.55	0.55	0.78
Tuyau 52b	80.62	26	150	0.38	0.72	24.23
Tuyau 62a	280	51.4	150	1.33	0.64	8.92
Tuyau 63b	300	130.8	150	8.25	0.61	2.77
Tuyau 58a'	162.3	102.2	150	5.44	0.66	4.26
Tuyau 61	50.27	102.2	150	10.28	1.25	13.84
Tuyau 56	258.5	204.6	150	18.21	0.55	1.36
Tuyau 56'	133.9	130.8	150	11.05	0.82	4.76
Tuyau 60b	27.48	102.2	150	6.95	0.85	6.7
Tuyau 62	41.81	73.6	150	2.86	0.67	6.41
Tuyau 51	243.23	40.8	150	1.15	0.88	20.98
Tuyau 63a	73.95	26	150	0.35	0.66	20.81
Tuyau 53	252	51.8	150	1.2	0.57	7.1
Tuyau 57	240	51.8	150	1.14	0.54	6.45
Tuyau 72	127	32.6	150	0.6	0.72	18.76

Chapitre VII : Etude de la distribution

Tuyau 73	208	40.8	150	0.99	0.76	15.9
Tuyau 74	286	51.4	150	1.36	0.66	9.29
Tuyau 75	511	73.6	150	2.42	0.57	4.7
Tuyau 76	190	40.8	150	0.9	0.69	13.32
Tuyau 77	194	40.8	150	0.92	0.7	13.88
Tuyau 78	365	61.4	150	1.73	0.58	6.1
Tuyau 79	422	61.4	150	2	0.68	7.98
Tuyau 80	305	51.8	150	1.45	0.69	10.08
Vanne 2	270.3	327.4	150	83.27	0.99	7.48
Vanne 20	75.26	327.4	150	75.85	0.9	6.2
Vanne 63	100.4	130.8	150	10.86	0.81	4.99
Vanne 65	125.4	102.2	150	6.38	0.78	4.62
Vanne 67	114.9	204.6	150	23.35	0.71	3.85
Vanne 68	56.36	327.4	150	67.39	0.8	4.9
Vanne 69	36.76	130.8	150	13.58	1.01	7.8
Vanne 70	92.34	204.6	150	28.35	0.86	5.68
Vanne 8	167.3	204.6	150	31.58	0.96	35.1

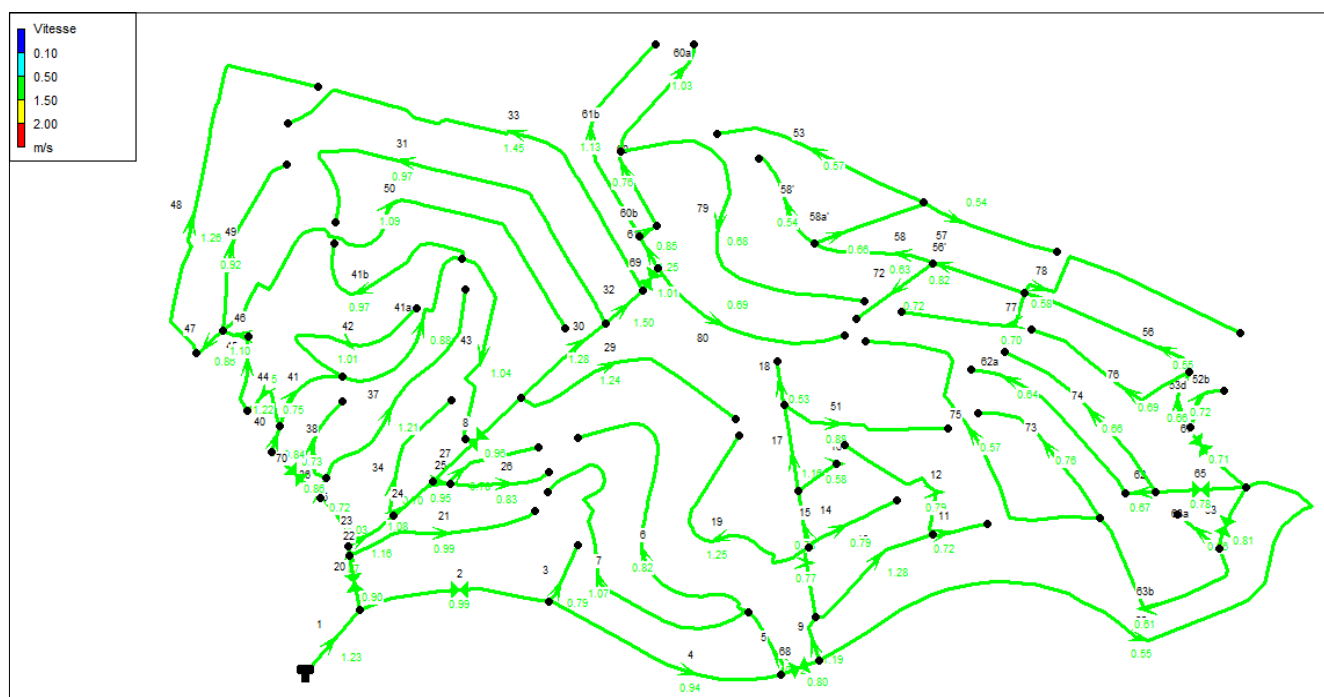


Figure VII.1 : L'état de réseau après simulation cas de pointe (présentation des vitesses).

Chapitre VII : Etude de la distribution

Tableau VII.4 : Etat des nœuds.

N° Nœud	Altitude	Demande Base	Charge	Pression
	m	LPS	m	m
Noeud 01	153.17	2.22	191.45	38.28
Noeud 02	151.59	3.36	183.97	32.38
Noeud 03	141.86	0.42	181.42	39.56
Noeud 04	148.78	2.43	183.24	34.46
Noeud 05	138.7	5.03	182.87	44.17
Noeud 06	113.91	2.43	177.54	63.63
Noeud 07	124.6	2.21	171.62	47.02
Noeud 08	143.43	4.9	178.35	34.92
Noeud 09	131.96	1.73	177.75	45.79
Noeud 10	138.49	2.39	172.36	33.87
Noeud 11	143.44	0.38	170.5	27.06
Noeud 12	105	1.03	168.71	63.71
Noeud 13	115.76	3.13	177.33	61.57
Noeud 14	121.33	0.66	174.25	52.92
Noeud 15	106.23	1.25	176.8	70.57
Noeud 16	105.22	0.31	175.74	70.52
Noeud 17	94.16	1.99	174.26	80.1
Noeud 18	87.69	0.28	173.42	85.73
Noeud 19	91.14	1.64	163.53	72.39
Noeud 20	134.37	1.72	185.25	50.88
Noeud 21	124.65	1.3	178.15	53.5
Noeud 22	131.36	0.82	185.22	53.86
Noeud 35	146.64	0.96	184.88	38.24
Noeud 47	104.9	2.86	176.56	71.66
Noeud 48	68.48	2.62	159.42	90.94
Noeud 32	81.02	3.51	147.15	66.13
Noeud 33	80.3	3.01	121.5	41.2
Noeud 30	84	3.89	148.14	64.14
Noeud 31	100.68	2.86	138.77	38.09
Noeud 46	112.04	4.86	176.96	64.92
Noeud 49	96.21	1.2	171.21	75
Noeud 50	91.13	3.23	163.7	72.57
Noeud 40	149.33	1.23	179.1	29.77
Noeud 41	145.74	3.19	178.6	32.86
Noeud 41a	127.8	3.45	176.31	48.51
Noeud 44	130.03	0.95	178.19	48.16
Noeud 45	127.02	0.67	177.27	50.25
Noeud 23	121.85	1.61	184.82	62.97
Noeud 34	125.74	0.91	182.2	56.46
Noeud 37	134.1	1.58	172.12	38.02
Noeud 36	148.87	2.35	184.71	35.84
Noeud 38	156.14	0.62	182.21	26.07

Chapitre VII : Etude de la distribution

Noeud 25	113.18	1.46	184.11	70.93
Noeud 27	107.89	0.65	181.12	73.23
Noeud 28	99.38	3.11	149.38	50
Noeud 29	89.15	1.62	135.9	46.75
Noeud 39	151.68	0.6	179.2	27.52
Noeud 43	112.76	1.36	168.12	55.36
Noeud 41b	103.78	0.81	167.47	63.69
Noeud 53	133.56	2.16	173.01	39.45
Noeud 52	135.84	5.96	177.63	41.79
Noeud 52a	129.82	1.33	173.78	43.96
Noeud 53d	126.96	2.53	173.62	46.66
Noeud 24	115.08	1.25	184.48	69.4
Noeud 61	80.45	1.85	138.65	58.2
Noeud 61b	77.11	1.48	128.19	51.08
Noeud 60b	83.09	0.68	138.47	55.38
Noeud 60	90.4	3.41	137.83	47.43
Noeud 60a	83.43	0.86	131.18	47.75
Noeud 58b	121.63	0.71	170.87	49.24
Noeud 58	121.29	2.27	172.15	50.86
Noeud 57c	113.16	2.03	172.63	59.47
Noeud 58a	137.27	3.1	171.46	34.19
Noeud 61a	80.71	1.85	139.35	58.64
Noeud 57	92.67	2.42	169.41	76.74
Noeud 52b	141.78	0.38	171.83	30.05
Noeud 62	115.59	1.53	172.74	57.15
Noeud 62a	99.65	1.33	170.25	70.6
Noeud 57a	96.36	0.6	170.25	73.89
Noeud 63	133.05	2.26	172.64	39.59
Noeud 63b	129.2	4.84	171.81	42.61
Noeud 64	145	1.73	171.04	26.04
Noeud 56	119.58	4.51	173.27	53.69
Noeud 26	120.28	0.69	180.69	60.41
Noeud 42	103.78	1.32	171.16	67.38
Noeud 53c	111.04	0.9	171.09	60.05
Noeud 55a	97.57	0.92	170.58	73.01
Noeud 63a	118.58	0.35	171.1	52.52
Noeud 54	99.52	1.36	170.35	70.83
Noeud 51	113.66	1.15	169.16	55.5
Noeud 57d	92.67	1.45	136.28	43.61
Noeud 57b	104.99	2	134.46	29.47
Noeud 59	107.57	1.2	169.67	62.1
Noeud 66	141	1.14	169.91	28.91
Noeud 54b	113.62	0.99	168.51	54.89

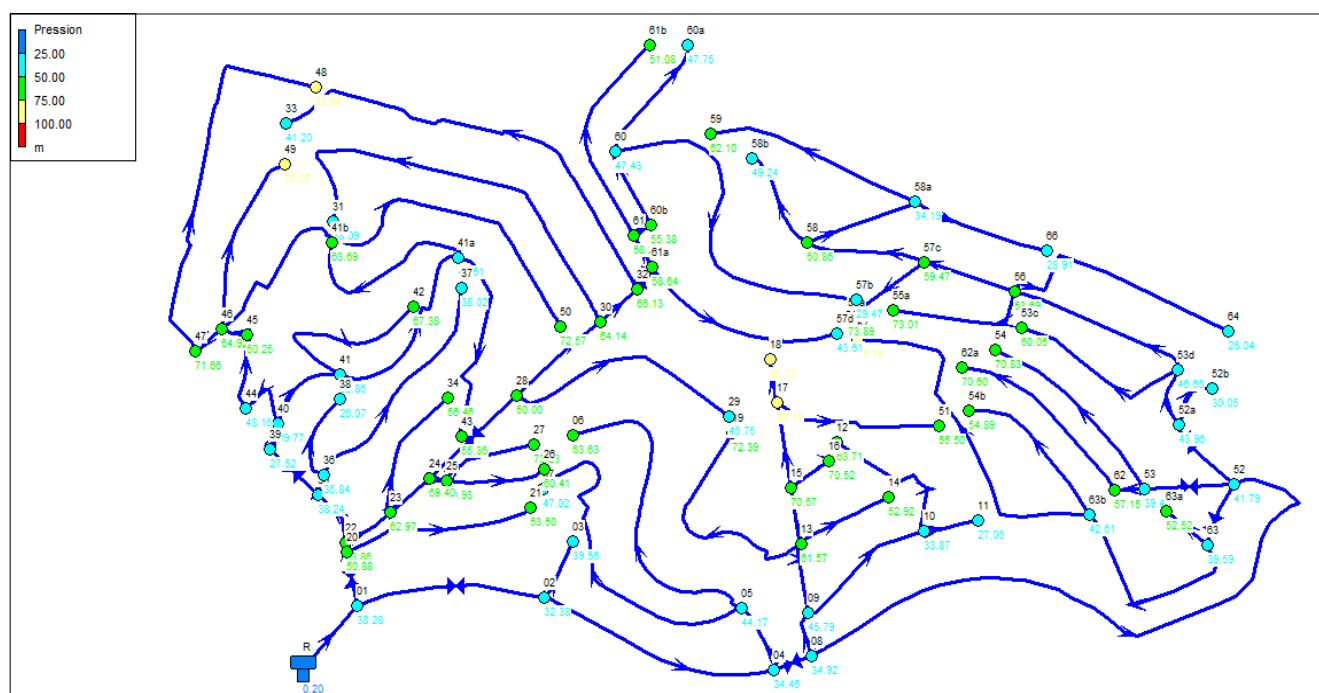


Figure VII.2 : L'état de réseau après simulation cas de pointe (présentation des pressions).

VII.9.2.2. Cas de pointe + incendie :

Tableau VII.5 : État des Arcs du Réseau.

N° Tuyau	Longueur	Diamètre	Rugosité	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
	m	mm		LPS	m/s	m/km
Tuyau 1	121.84	515.6	150	313.34	1.5	2.92
Tuyau 3	87.48	26	150	0.42	0.79	29.16
Tuyau 4	346.2	409.2	150	180.49	1.37	3.24
Tuyau 5	101.3	163.6	150	26.67	1.27	8.18
Tuyau 6	465.1	61.4	150	2.43	0.82	11.45
Tuyau 7	492.4	130.8	150	19.21	1.43	13.24
Tuyau 9	64.05	257.8	150	49.94	0.96	2.85
Tuyau 10	205.7	204.6	150	20.8	0.63	1.74
Tuyau 11	76.58	26	150	0.38	0.72	24.23
Tuyau 12	213	40.8	150	1.03	0.79	17.11
Tuyau 13	98.21	204.6	150	27.41	0.83	2.89
Tuyau 14	137.7	32.6	150	0.66	0.79	22.38
Tuyau 15	78.28	163.6	150	21.98	1.05	5.72
Tuyau 16	64.14	26	150	0.31	0.58	16.62
Tuyau 17	118	163.6	150	20.42	0.97	4.99
Tuyau 18	60.93	26	150	0.28	0.53	13.76
Tuyau 19	341	40.8	150	1.64	1.25	40.48
Tuyau 21	269.7	40.8	150	1.3	0.99	26.33
Tuyau 22	13.43	409.2	150	123.83	0.94	1.61

Chapitre VII : Etude de la distribution

Tuyau 23	75.92	327.4	150	89.15	1.06	2.6
Tuyau 24	71.72	327.4	150	86.63	1.03	2.47
Tuyau 25	24.8	61.4	150	2.8	0.95	14.89
Tuyau 26	140.9	32.6	150	0.69	0.83	24.3
Tuyau 27	137.5	32.6	150	0.65	0.78	21.75
Tuyau 29	340.6	40.8	150	1.62	1.24	39.57
Tuyau 30	150	257.8	150	60.85	1.17	4.11
Tuyau 31	604.9	130.8	150	19.86	1.48	14.09
Tuyau 32	68.45	204.6	150	37.1	1.13	5.07
Tuyau 33	633.9	130.8	150	20.01	1.49	14.28
Tuyau 34	192.3	40.8	150	0.91	0.7	13.6
Tuyau 35	79.41	204.6	150	33.86	1.03	4.28
Tuyau 36	29.79	90	150	4.55	0.72	5.68
Tuyau 37	333.22	40.8	150	1.58	1.21	37.78
Tuyau 38	129.6	32.8	150	0.62	0.73	19.35
Tuyau 40	34.35	204.6	150	27.75	0.84	2.96
Tuyau 41	123.6	130.8	150	10.13	0.75	4.05
Tuyau 41a	272.4	90	150	5.62	0.88	8.4
Tuyau 41b	270.5	32.6	150	0.81	0.97	32.7
Tuyau 42	274.6	40.8	150	1.32	1.01	27.08
Tuyau 43	286.3	40.8	150	1.36	1.04	28.62
Tuyau 44	91.68	130.8	150	16.39	1.22	9.87
Tuyau 45	104.9	130.8	150	15.44	1.15	8.84
Tuyau 46	38.35	130.8	150	14.77	1.1	8.14
Tuyau 47	49.12	90	150	5.48	0.86	8.02
Tuyau 48	547.7	51.4	150	2.62	1.26	31.3
Tuyau 49	253.1	40.8	150	1.2	0.92	22.7
Tuyau 50	683.5	61.4	150	3.23	1.09	19.4
Tuyau 53d	85.12	257.8	150	54.64	1.05	3.37
Tuyau 61b	312.5	40.8	150	1.48	1.13	33.47
Tuyau 60	115.5	102.2	150	6.27	0.76	5.54
Tuyau 60a	182	32.6	150	0.86	1.03	36.54
Tuyau 58'	149	130.8	150	17.71	1.32	11.39
Tuyau 58	167	257.8	150	41.42	0.79	2.02
Tuyau 52	915.8	327.4	150	96.55	1.15	3.02
Tuyau 52b	80.62	26	150	0.38	0.72	24.23
Tuyau 62a	280	51.4	150	1.33	0.64	8.92
Tuyau 63b	300	130.8	150	8.25	0.61	2.77
Tuyau 58a'	162.3	257.8	150	21.44	0.41	0.6
Tuyau 61	50.27	102.2	150	10.28	1.25	13.84
Tuyau 56	258.5	257.8	150	51.21	0.98	2.99
Tuyau 56'	133.9	257.8	150	44.05	0.84	2.26
Tuyau 60b	27.48	102.2	150	6.95	0.85	6.7
Tuyau 62	41.81	73.6	150	2.86	0.67	6.41
Tuyau 63a	73.95	26	150	0.35	0.66	20.81

Chapitre VII : Etude de la distribution

Tuyau 53	252	51.8	150	1.2	0.57	7.1
Tuyau 57	240	204.6	150	17.14	0.52	1.21
Tuyau 72	127	32.6	150	0.6	0.72	18.76
Tuyau 73	208	40.8	150	0.99	0.76	15.9
Tuyau 74	286	51.4	150	1.36	0.66	9.29
Tuyau 75	511	73.6	150	2.42	0.57	4.7
Tuyau 76	190	40.8	150	0.9	0.69	13.32
Tuyau 77	194	40.8	150	0.92	0.7	13.88
Tuyau 78	365	61.4	150	1.73	0.58	6.1
Tuyau 79	422	61.4	150	2	0.68	7.98
Tuyau 80	305	51.8	150	1.45	0.69	10.08
Vanne 2	270.3	409.2	150	184.27	1.4	15
Vanne 20	75.26	409.2	150	126.85	0.96	7.11
Vanne 63	100.4	130.8	150	10.86	0.81	4.99
Vanne 65	125.4	204.6	150	23.38	0.71	3.86
Vanne 67	114.9	257.8	150	56.35	1.08	8.9
Vanne 68	56.36	409.2	150	151.39	1.15	10.13
Vanne 69	36.76	130.8	150	13.58	1.01	7.8
Vanne 70	92.34	204.6	150	28.35	0.86	5.68
Vanne 8	167.3	327.4	150	82.58	0.98	34.53

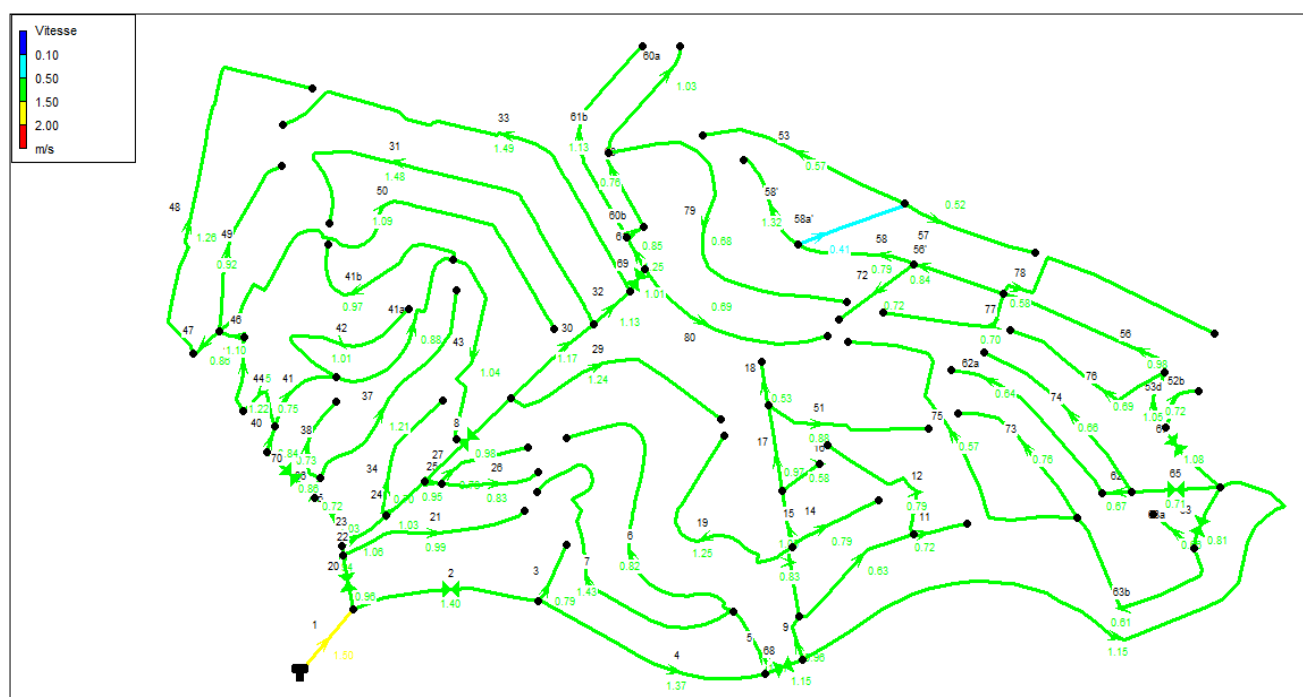


Figure VII.3 : L'état de réseau après simulation cas de pointe+incendie (présentation des vitesses).

Chapitre VII : Etude de la distribution

Tableau VII.6 : Etat des nœuds.

N° Nœud	Altitude	Demande Base	Charge	Pression
	m	LPS	m	m
Noeud 01	153.17	2.22	191.41	38.24
Noeud 02	151.59	3.36	176.41	24.82
Noeud 03	141.86	0.42	173.86	32
Noeud 04	148.78	2.43	175.29	26.51
Noeud 05	138.7	5.03	174.46	35.76
Noeud 06	113.91	2.43	169.13	55.22
Noeud 07*	124.6	19.21	167.94	43.34
Noeud 08	143.43	4.9	165.16	21.73
Noeud 09	131.96	1.73	164.98	33.02
Noeud 10*	138.49	19.39	164.62	26.13
Noeud 11	143.44	0.38	162.77	19.33
Noeud 12	105	1.03	160.98	55.98
Noeud 13	115.76	3.13	164.7	48.94
Noeud 14	121.33	0.66	161.62	40.29
Noeud 15	106.23	1.25	164.25	58.02
Noeud 16	105.22	0.31	163.18	57.96
Noeud 17*	94.16	18.99	163.66	69.5
Noeud 18	87.69	0.28	162.82	75.13
Noeud 19	91.14	1.64	150.89	59.75
Noeud 20	134.37	1.72	184.31	49.94
Noeud 21	124.65	1.3	177.2	52.55
Noeud 22	131.36	0.82	184.28	52.92
Noeud 35	146.64	0.96	183.94	37.3
Noeud 47	104.9	2.86	175.62	70.72
Noeud 48	68.48	2.62	158.48	90
Noeud 32	81.02	3.51	148.42	67.4
Noeud 33*	80.3	20.01	139.36	59.06
Noeud 30	84	3.89	148.76	64.76
Noeud 31*	100.68	19.86	140.24	39.56
Noeud 46	112.04	4.86	176.02	63.98
Noeud 49	96.21	1.2	170.27	74.06
Noeud 50	91.13	3.23	162.76	71.63
Noeud 40	149.33	1.23	178.16	28.83
Noeud 41	145.74	3.19	177.66	31.92
Noeud 41a	127.8	3.45	175.37	47.57
Noeud 44	130.03	0.95	177.26	47.23
Noeud 45	127.02	0.67	176.33	49.31
Noeud 23	121.85	1.61	184.09	62.24
Noeud 34	125.74	0.91	181.47	55.73
Noeud 37	134.1	1.58	171.18	37.08
Noeud 36	148.87	2.35	183.77	34.9
Noeud 38	156.14	0.62	181.27	25.13

Chapitre VII : Etude de la distribution

Noeud 25	113.18	1.46	183.54	70.36
Noeud 27	107.89	0.65	180.55	72.66
Noeud 28*	99.38	20.11	149.38	50
Noeud 29	89.15	1.62	135.9	46.75
Noeud 39	151.68	0.6	178.26	26.58
Noeud 43	112.76	1.36	167.18	54.42
Noeud 41b	103.78	0.81	166.53	62.75
Noeud 53*	133.56	19.16	158.54	24.98
Noeud 52	135.84	5.96	162.4	26.56
Noeud 52a	129.82	1.33	153.5	23.68
Noeud 53d	126.96	2.53	153.21	26.25
Noeud 24	115.08	1.25	183.91	68.83
Noeud 61	80.45	1.85	139.92	59.47
Noeud 61b	77.11	1.48	129.46	52.35
Noeud 60b	83.09	0.68	139.73	56.64
Noeud 60	90.4	3.41	139.09	48.69
Noeud 60a	83.43	0.86	132.44	49.01
Noeud 58b*	121.63	17.71	150.1	28.47
Noeud 58	121.29	2.27	151.8	30.51
Noeud 57c	113.16	2.03	152.13	38.97
Noeud 58a	137.27	3.1	151.7	14.43
Noeud 61a	80.71	1.85	140.61	59.9
Noeud 57	92.67	2.42	154.18	61.51
Noeud 52b	141.78	0.38	151.54	9.76
Noeud 62	115.59	1.53	158.27	42.68
Noeud 62a	99.65	1.33	155.77	56.12
Noeud 57a	96.36	0.6	149.75	53.39
Noeud 63	133.05	2.26	157.41	24.36
Noeud 63b	129.2	4.84	156.58	27.38
Noeud 64	145	1.73	150.21	5.21
Noeud 56	119.58	4.51	152.44	32.86
Noeud 26	120.28	0.69	180.12	59.84
Noeud 42	103.78	1.32	170.22	66.44
Noeud 53c	111.04	0.9	150.68	39.64
Noeud 55a	97.57	0.92	149.74	52.17
Noeud 63a	118.58	0.35	155.87	37.29
Noeud 54	99.52	1.36	155.88	56.36
Noeud 51	113.66	1.15	158.56	44.9
Noeud 57d	92.67	1.45	137.54	44.87
Noeud 57b	104.99	2	135.72	30.73
Noeud 59	107.57	1.2	149.91	42.34
Noeud 66*	141	17.14	151.41	10.41
Noeud 54b	113.62	0.99	153.27	39.65

* : le nœud ou sera réalisé le poteau d'incendie.

Il est à signaler que la simulation par Espanet en cas de pointe plus incendie est effectuée en injectant un débit de 17 l/s, soit 60 m³ /h correspondant à une réserve d'incendie de 120 m³ pour un seul poteau d'incendie déclenché sur une durée maximale de 02 heures et sous une pression minimale à assurer d'un (01) bar.

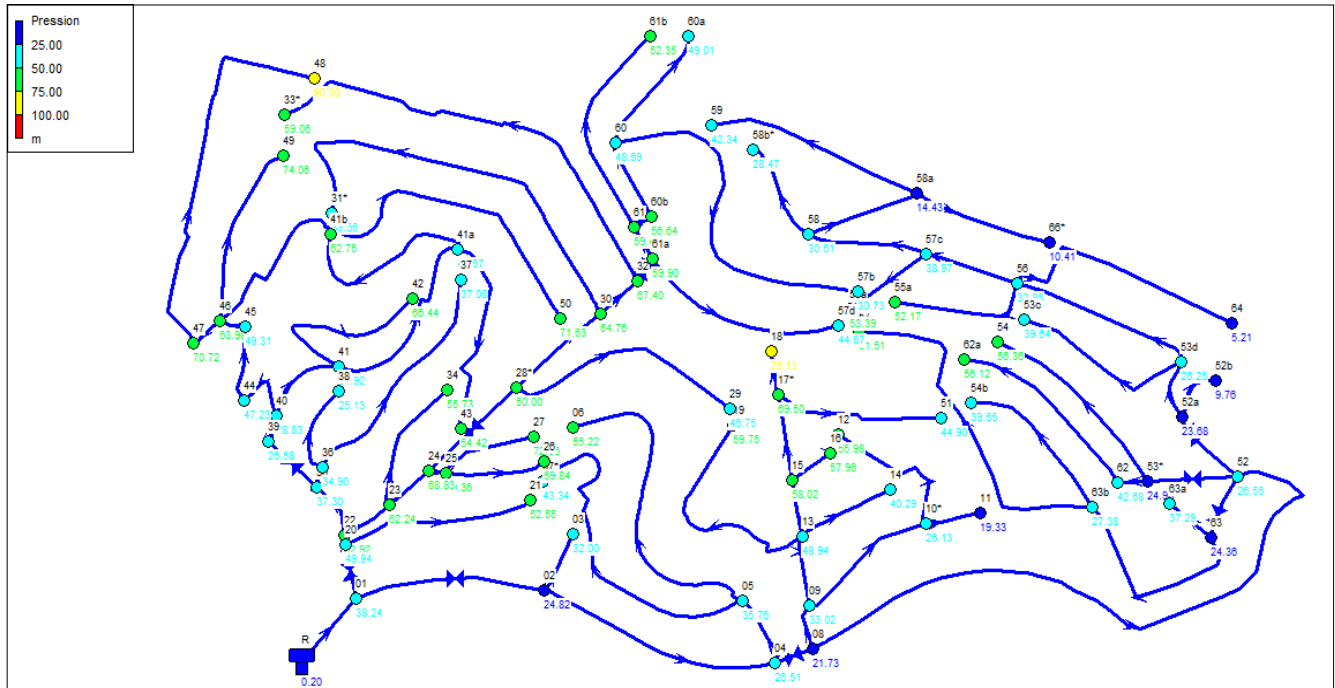


Figure VII.4 : L'état de réseau après simulation cas de pointe + incendie (présentation des pressions).

VII.10. Interprétation des résultats :

A la lumière des résultats obtenus il en ressort ce qui suit :

- Les vitesses à l'intérieur du réseau sont satisfaisantes à l'exception d'un seul tronçon où elle est légèrement inférieure à celle recommandée néanmoins demeure acceptable, elle avoisine la marge des vitesses réglementaires ($0.5 \leq V \leq 1.50$ m/s).
- Les pressions aux sols sont satisfaisantes en grande majorité à l'exception de certains nœuds où elles sont légèrement inférieures ou supérieures à celles recommandées néanmoins demeurent acceptables.

Pour remédier au problème de pressions dans les points défavorables, nous avons proposé d'installer des régulateurs de pression.

Pour avoir un bon fonctionnement du réseau de distribution nous plaçons des ventouses aux points hauts des canalisations pour évacuer l'air et des décharges aux points bas en vue de la vidange des conduites.

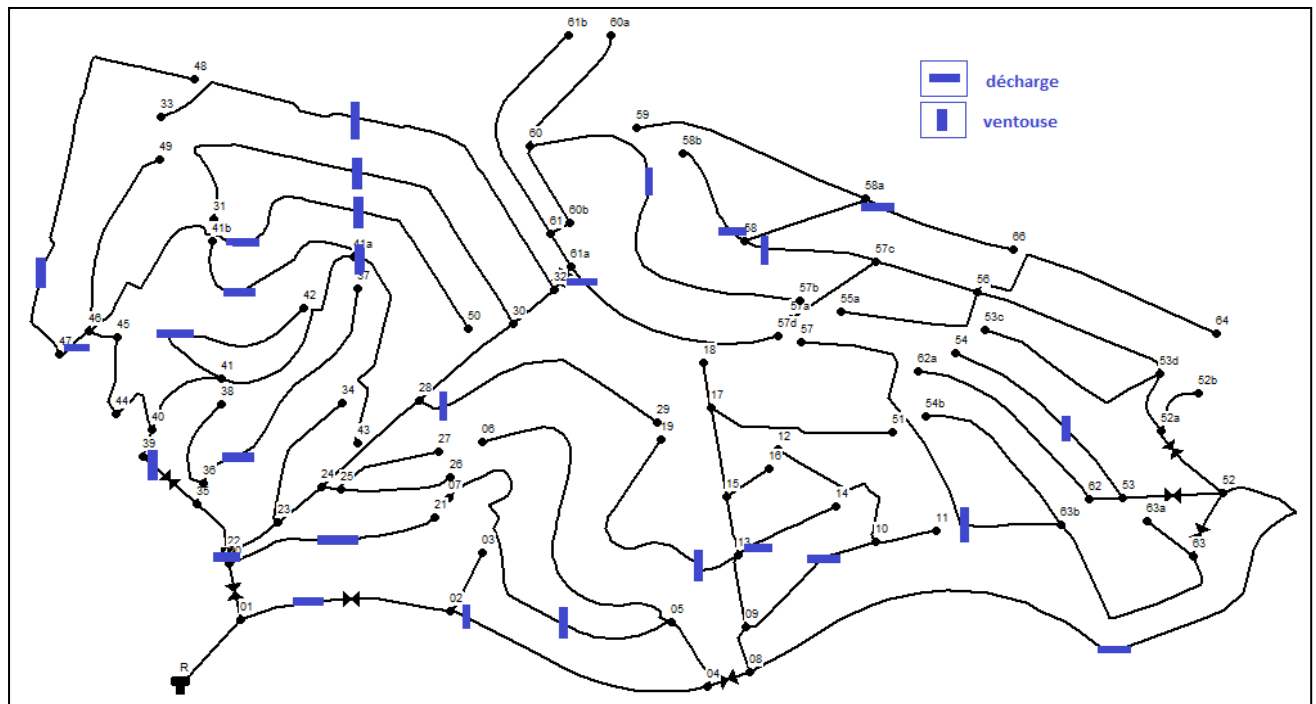


Figure VII.5 : Emplacement des décharges et ventouses dans le réseau.

VII.11. Conclusion :

Pour le dimensionnement de notre réseau de distribution nous avons utilisé le logiciel de modélisation Epanet pour déterminer les pressions aux nœuds et les vitesses dans les conduites. Les vitesses sont acceptables, les pressions peuvent être corrigées après l'installation des régulateurs de pression.

Conclusion générale

Au terme de cette étude nous avons essayé d'apporter une contribution à l'alimentation en eau potable de la nouvelle ville d'Oued Falli à partir d'un piquage sur la conduite du transfert du barrage Taksebt vers Alger.

D'après le bureau d'étude on n'estimera pas la population à long terme car la zone d'étude sera saturée à une population de 37565 habitants.

Les besoins en eau de notre zone sont estimés à 105,08 l/s.

Les conduites d'adductions, sont en PEHD (Poly Ethylène Haute Densité) de diamètre 400mm ou on a donné un petit aperçu sur les moyens de pose et de protection de ces conduites.

Dans le but de la protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier on a effectué des vérifications et calcul à ce propos, les résultats ont prouvé que notre installation n'a pas besoin d'une protection anti-bélier.

Les ouvrages de stockage sont dimensionnés selon les besoins en eau estimés, pour cela nous avons constaté que les deux réservoirs existants le R2000 de la station de reprise et le R5000 de distribution seront suffisants pour notre région.

Nous avons utilisé le logiciel de modélisation EPANET pour déterminer les pressions aux nœuds, les vitesses dans les conduites ; dans le but de bien dimensionner notre réseau et assurer un bon fonctionnement dans le temps.

Nous espérons que ce modeste travail sera un guide bibliographique pour les promotions futures.

Liste des annexes

Tube PEHD PN06

Code	Désignation Article	UM	Prix MI HT	Prix MI TTC
110020201	TUBE PEHD Ø 20 PN 06 EP. 2.0 mm	ML	32,21	37,68
110020251	TUBE PEHD Ø 25 PN 06 EP. 2.0 mm	ML	41,09	48,08
110020321	TUBE PEHD Ø 32 PN 06 EP. 2.0 mm	ML	53,95	63,12
110020401	TUBE PEHD Ø 40 PN 06 EP. 2.0 mm	ML	69,88	81,76
110060501	TUBE PEHD Ø 50 PN 06 EP 2.4 mm	ML	87,64	102,54
110060631	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 63 PN 06 EP. 2.5 mm	ML	131,72	154,11
110060751	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 75 PN 06 EP. 2.9 mm	ML	186,46	218,15
110060901	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 90 PN 06 EP. 3.5 mm	ML	257,19	300,91
110061101	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 110 PN 06 EP. 4.2 mm	ML	374,09	437,68
110061251	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 125 PN 06 EP. 4.8 mm	ML	477,23	558,36
110061601	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 160 PN 06 EP. 6.2 mm	ML	787,69	921,60
110062001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 200 PN 06 EP. 7.7 mm	ML	1 216,17	1 422,92
110062501	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 250 PN 06 EP. 9.6 mm	ML	1 898,66	2 221,44
110063151	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 315 PN 06 EP. 12.1 mm	ML	2 951,91	3 453,73
110064001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 400 PN 06 EP. 15.3 mm	ML	4 703,04	5 502,55
110065001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 500 PN 06 EP. 19.1 mm	ML	7 241,55	8 472,62
110066301	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 630 PN 06 EP. 19.1 mm	ML	11 492,57	13 446,30

Tube PEHD PN10

Code	Désignation Article	UM	Prix MI HT	Prix MI TTC
110030201	TUBE PEHD Ø 20 PN 10 EP. 2.0 mm	ML	34,32	40,15
110030251	TUBE PEHD Ø 25 PN 10 EP. 2.0 mm	ML	43,78	51,23
110070321	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 32 PN10 EP. 2.0 mm	ML	55,10	64,47
110070401	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 40 PN 10 EP. 2.4 mm	ML	83,50	97,69
110070501	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 50 PN10 EP. 3.0 mm	ML	128,66	150,53
110070631	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 63 PN10 EP. 3.8 mm	ML	203,83	238,48
110070751	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 75 PN 10 EP. 4.5 mm	ML	289,41	338,61
110070901	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 90 PN10 EP. 5.4 mm	ML	381,88	446,80
110071101	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 110 PN10 EP. 6.6 mm	ML	568,93	665,64
110071251	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 125 PN10 EP. 7.4 mm	ML	721,36	843,99
110071601	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 160 PN10 EP. 9.5 mm	ML	1 181,58	1 382,45
110072001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 200 PN10 EP. 11.9 mm	ML	1 848,65	2 162,92
110072501	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 250 PN10 EP. 14.8 mm	ML	2 869,93	3 357,81
110073151	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 315 PN10 EP. 18.7 mm	ML	4 322,93	5 057,83
110074001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 400 PN10 EP. 23.7 mm	ML	6 936,23	8 115,39
110075001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 500 PN10 EP. 29.7 mm	ML	10 783,03	12 616,15
110076301	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 630 PN10 EP. 37.4 mm	ML	17 077,20	19 980,32

Tube PEHD PN16

Code	Désignation Article	UM	Prix MI HT	Prix MI TTC
110080201	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 20 PN 16 EP. 2.0 mm	ML	33,20	38,84
110080251	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 25 PN 16 EP. 2.3 mm	ML	48,78	57,07
110080321	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 32 PN 16 EP. 3.0 mm	ML	79,24	92,71
110080401	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 40 PN 16 EP. 3.7 mm	ML	122,69	143,55
110080501	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 50 PN 16 EP. 4.6 mm	ML	190,29	222,64
110080631	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 63 PN 16 EP. 5.8 mm	ML	301,05	352,23
110080751	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 75 PN 16 EP. 6.8 mm	ML	423,18	495,12
110080901	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 90 PN 16 EP. 8.2 mm	ML	554,17	648,38
110081101	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 110 PN 16 EP. 10.0 mm	ML	822,24	962,02
110081251	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 125 PN16 EP. 11.4 mm	ML	1 048,61	1 226,87
110081601	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 160 PN16 EP. 14.6 mm	ML	1 713,83	2 005,18
110082001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 200 PN16 EP. 18.2 mm	ML	2 691,35	3 148,88
110082501	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 250 PN16 EP. 22.7 mm	ML	4 163,97	4 871,85
110083151	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 315 PN16 EP. 28.6 mm	ML	6 309,37	7 381,96
110084001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 400 PN16 EP. 36.3 mm	ML	10 192,06	11 924,71
110085001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 500 PN16 EP. 45.4 mm	ML	15 889,78	18 591,04
110086301	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 630 PN16 EP. 57.2 mm	ML	25 229,57	29 518,59

Liste des annexes

Tube PEHD PN20

Code	Désignation Article	UM	Prix MI HT	Prix MI TTC
110090201	Tube PEHD Ø 20 PN 20 EP. 3.0 mm	ML	38,00	44,46
110090251	Tube PEHD Ø 25 PN 20 EP. 3.5 mm	ML	60,57	70,86
110090321	Tube PEHD Ø 32 PN 20 EP. 4.4 mm	ML	93,71	109,64
110090401	Tube PEHD Ø 40 PN 20 EP. 5.5 mm	ML	146,28	171,15
110090501	Tube PEHD Ø 50 PN 20 EP. 6.9 mm	ML	226,56	265,07
110090631	Tube PEHD Ø 63 PN 20 EP. 8.6 mm	ML	361,70	423,18
110090751	Tube PEHD Ø 75 PN 20 EP. 10.3 mm	ML	508,54	595,00
110090901	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 90 PN 20 EP 10.1mm	ML	678,64	794,01
110091101	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 110 PN20 EP. 12.3 mm	ML	1 004,91	1 175,74
110091251	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 125 PN20 EP. 14.0 mm	ML	1 273,74	1 490,27
110091601	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 160 PN20 EP. 17.9 mm	ML	2 071,43	2 423,58
110092001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 200 PN20 EP. 22.4 mm	ML	3 242,24	3 793,42
110092501	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 250 PN20 EP. 27.9 mm	ML	5 043,49	5 900,88
110093151	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 315 PN20 EP. 35.2 mm	ML	7 705,89	9 015,89
110094001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 400 PN20 EP. 44.7 mm	ML	12 418,48	14 529,62
110095001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 500 PN20 EP. 55.8 mm	ML	19 337,24	22 624,58
110096301	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 630 PN 20 EP 70.3 mm	ML	30 722,26	35 945,05

Tube PEHD PN25

Code	Désignation Article	UM	Prix MI HT	Prix MI TTC
110240201	Tube PEHD Ø 20 PN 25 EP. 3.4 mm	ML	46,75	54,70
110240251	Tube PEHD Ø 25 PN 25 EP. 4.2 mm	ML	69,41	81,21
110240321	Tube PEHD Ø 32 PN 25 EP. 5.4 mm	ML	111,29	130,21
110240401	Tube PEHD Ø 40 PN 25 EP. 6.7 mm	ML	173,53	203,03
110241501	Tube PEHD Ø 50 PN 25 EP. 8.3 mm	ML	270,76	316,79
110240631	Tube PEHD Ø 63 PN 25 EP. 10.5 mm	ML	425,65	498,01
110240751	Tube PEHD Ø 75 PN 25 EP. 12.5 mm	ML	606,35	709,42
110240901	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 90 PN 25 EP 12.3 mm	ML	790,87	925,32
110241101	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 110 PN 25 EP 15.1 mm	ML	1 185,01	1 386,46
110241251	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 125 PN 25 EP 17.1 mm	ML	1 508,08	1 764,46
110241601	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 160 PN 25 EP 21.9 mm	ML	2 464,49	2 883,46
110242001	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 200 PN 25 EP 27.4 mm	ML	3 778,74	4 421,13
110242501	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 250 PN 25 EP 34.2 mm	ML	5 895,75	6 898,03
110243151	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 315 PN 25 EP 43.1 mm	ML	9 153,06	10 709,08
110244001	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 400 PN 25 EP 54.7 mm	ML	14 738,90	17 244,51

Valeurs de $\beta_{\max}$ en fonction du nombre d'habitant

Nombre d'habitants	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
$\beta_{\max}$	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03

Valeurs de $\beta_{\min}$ en fonction du nombre d'habitant

Nombre d'habitants	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
$\beta_{\min}$	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83	0,83

Bibliographie

- [1] Bouzelha K., 2017 ; cours d'alimentation en eau potable chapitre 2 les réservoirs de distribution master1 CHA.
- [2] Dekik D., Sadi Oufella N., Renou L. 2019 ; Etude de l'alimentation en eau potable des six villages de la commune d'Ighrem wilaya de Bejaia et la distribution avec logiciel Epanet ; mémoire de master en construction hydraulique et aménagement à l'UMMTO.
- [3] Dupont A. 1979 ; Hydraulique urbaine, tome 2 ; ouvrage de transport élévation et distribution des eaux ; Édition Eyrolles, Paris.
- [4] EDYA ; les causes et les conséquences du calcaire, de la corrosion et de l'embouage dans les sous station hydraulique.
- [5] Haffaressan N. 2019 ; alimentation en eau potable de la nouvelle ville d'Oued Zénati ; mémoire de master en hydraulique urbaine à l'université 8 mai 45 de Guelma.
- [6] Hefsi N. ; 2018 ; Etude de renforcement de l'alimentation en eau potable du versant ouest de la commune de Matkas ; mémoire de master en construction hydraulique et aménagement à l'UMMTO.
- [7] Houali K., Kebaili A. ; alimentation en eau potable de la ville de Mechtras ; thèse d'ingénieur en construction hydraulique et aménagement à l'UMMTO.
- [8] Khider N., mehenni T., Guici R. ; 2014 ; étude d'une alimentation en eau potable du chef-lieu d'Ouacif ; mémoire de master en construction hydraulique et aménagement à l'UMMTO.
- [9] Ministère des ressources en eau, direction de l'alimentation en eau potable ; 2014 ; Guide de pose des conduites d'eau potable partie 1 PEHD.
- [10] Sadi A., Habichi R. ; 2016 ; contribution au renforcement de l'alimentation en eau potable du village Ighil Imoula a partir du piquage sur la conduite Koudiat Asserdoune ; mémoire de master en construction hydraulique et aménagement à l'UMMTO.