



Faculté de Technologie
Département d'**Hydraulique**
Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement (LRHAE)

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

M^{elle} LAGAB Nedjma

M^{elle} HADJENE Katia

En vue de l'obtention du diplôme de **MASTER en Hydraulique**

Option : **Hydraulique urbaine**

INTITULE :

ETUDE D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DU VILLAGE LAAZIB, COMMUNE D'AKBOU, WILAYA DE BEJAIA.

Soutenu le 22 /06 /2023 devant le jury composé de :

- Président : **Mr BELHOCINE Mohamed**

Promoteur (s) : **Mr BERREKSI Ali**

Mme HAMMOU Salima

Examineur (s) : **Mr HAMMOUCHE Abderrahmane**

Année Universitaire : 2022/2023

Remerciement

En premier lieu nous remercierons le dieu tout puissant pour nous avoir donné le courage, la force et la patience pour réaliser ce modeste travail.

Nous adressons nos sincères remerciements à notre encadreur Mr Berreksi Ali pour son aide, ses précieux conseils, son orientation et le temps qu'il nous accordé pour notre encadrement.

Mr BEDJOU Abdelhamid. Nous sommes reconnaissants pour le temps qu'il nous a accordé tout au long de l'expérience enrichissante en répondant à nos questions

On remercie en particulier Mr OULBSIR Rafik et Mme HAMMOU Salima, les gérantes des bureaux d'études hydraulique, de nous avoir accueillis et fournis tous les moyens nécessaires pour la réalisation de ce présent travail

Nous voudrions remercier l'ensemble du personnel de la Subdivision d'hydraulique, la subdivision d'agriculture et l'APC de la commune d'Akbou, pour avoir mis à notre disposition tous les documents et données afin de réaliser ce modeste travail

Nous tenons à remercier profondément les membres de jury d'avoir Accepté de Juger Notre Travail.

Merci à nos familles de nous avoir encouragé et soutenu le long de notre cursus universitaire.

Katia et Nedjma

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance :

À ma maman chérie « Malika » et mon cher papa « Akli », nulle dédicace n'est susceptible d'exprimer mes profondes affections et mes immenses gratitude pour leurs sacrifices et soutiens afin d'atteindre mon objectif. Que dieu le tout puissant les protègent.

À mes sœurs : Wissam, Tasnim, Fairouz, Cylia, Maria.

À mes cousin(e)s : Anissa, Chanez, Nada, Bila, Dino, Wassim.

À mes grandes mères, mes oncles et mes tantes.

À ma binôme : LAGAB Nedjima et toute sa famille.

À toute la famille HADJENE et la famille FODIL PACHA.

À tous ceux qui ont contribué de près et de loin à ma formation.

- Katia -

Dédicaces

Je dédie ce modeste mémoire...

A toi papa, A toi maman

Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ma gratitude et ma reconnaissance envers vous, tout ce que j'ai atteint aujourd'hui est le fruit de vos efforts et de vos sacrifices pour ma réussite. Que Dieu vous protèges et vous gardes pour moi.

A toi mon cher fiancé Boukhalfa

Merci d'être à mes côtés à tout moment, de m'avoir encouragé à toujours faire de mon mieux.

A toute ma famille

Mes frères, mon grand-père, mes grands-mères, mes oncles, mes tantes, et toute la famille LAGAB

A ma binôme Hadjene Katia et toute sa famille

A ma chère amie et sœur Zahra et à tous ceux qui ont contribué de près et de loin à ma formation

- Nedjima -

<i>Introduction générale</i>	<i>1</i>
Chapitre I : Présentation du site et estimation des besoins	
<i>1.1 Introduction.....</i>	<i>2</i>
<i>1.2 Présentation du site.....</i>	<i>2</i>
<i>1.2.1 Situation géographique</i>	<i>2</i>
<i>1.2.2 Situation topographique.....</i>	<i>4</i>
<i>1.2.3 Le réseau hydrographique</i>	<i>4</i>
<i>1.2.4 Situation climatique.....</i>	<i>5</i>
<i>1.2.4.1 Pluviométrie</i>	<i>5</i>
<i>1.2.4.2 Température</i>	<i>5</i>
<i>1.2.4.3 La Grêle</i>	<i>5</i>
<i>1.2.4.4 La Gelée</i>	<i>6</i>
<i>1.2.5 La Situation des ressources en eau</i>	<i>6</i>
<i>1.2.5.1 Les forages (eaux souterraines).....</i>	<i>6</i>
<i>1.2.5.2 Barrage Tichy-haf (eaux superficielles).....</i>	<i>6</i>
<i>1.3 Estimation des besoins</i>	<i>6</i>
<i>1.3.1 Estimation de la population</i>	<i>6</i>
<i>1.3.2 Estimation des besoins en eau de la population</i>	<i>7</i>
<i>1.3.2.1 Dotation.....</i>	<i>7</i>
<i>1.3.2.2 Consommation moyenne journalière</i>	<i>8</i>
<i>1.3.3 Les différents types de besoins</i>	<i>8</i>
<i>1.3.3.1 Besoins domestiques.....</i>	<i>8</i>
<i>1.3.3.2 Besoins sanitaires.....</i>	<i>9</i>
<i>1.3.3.3 Besoins scolaires.....</i>	<i>9</i>
<i>1.3.3.4 Besoins socio-culturels.....</i>	<i>9</i>
<i>1.3.3.5 Besoins sportifs</i>	<i>9</i>
<i>1.3.3.6 Besoins industriels.....</i>	<i>10</i>
<i>1.3.3.7 Besoins des cheptels.....</i>	<i>10</i>
<i>1.3.3.8 Besoins des commerciaux.....</i>	<i>10</i>
<i>1.3.4 Estimation des besoins des équipements pour l'horizon 2053.....</i>	<i>10</i>
<i>1.3.5 Majoration de la consommation moyenne journalière $Q_{maj.j}$</i>	<i>11</i>
<i>1.3.6 Consommation maximale journalière $Q_{max.j}$</i>	<i>11</i>
<i>1.3.7 Consommation minimale journalière.....</i>	<i>12</i>

1.3.8 Débit moyen horaire.....	13
1.3.9 débit maximum horaire	13
1.4 Conclusion.....	14

Chapitre II : Réservoirs

2.1 Introduction.....	15
2.2 Rôles du réservoir	15
2.3 Classification des réservoirs	15
2.4 Exigences techniques à satisfaire dans la construction d'un réservoir	16
2.5 Choix du type de réservoir	16
2.6 Les équipements d'un réservoir	16
2.6.1 Conduite d'arrivée ou d'adduction	17
2.6.2 Conduite de départ ou de distribution.....	17
2.6.3 Conduite de trop-plein	18
2.6.4 Conduite de vidange.....	18
2.6.5 Conduite by-pass.....	19
2.6.6 Matérialisation de la réserve d'incendie	19
2.6.6.1 Système à deux prises.....	19
2.6.6.2 Système à siphon	20
2.7 Emplacement du réservoir	20
2.8 Entretien des réservoirs	21
2.9 Description du schéma synoptique des réservoirs de la zone d'étude.....	21
2.9.1 Description du logiciel Edraw Max	23
2.10 Capacité des réservoirs.....	23
2.10.1 La méthode analytique	24
2.10.2 La méthode pratique.....	24
2.11 Détermination de la capacité des réservoirs.....	24
2.11.1 La capacité de la bache à eau de la station de pompage.....	24
2.11.2 La capacité du réservoir Laazib.....	25
2.12 Détermination du diamètre du réservoir projeté	26
2.13 Détermination de la hauteur d'incendie	27
2.14 Conclusion.....	27

Chapitre III : Adduction

3.1 Introduction.....	28
-----------------------	----

3.2	<i>Les types d'adduction</i>	28
3.3	<i>Description du schéma d'adduction</i>	29
3.4	<i>Choix du tracé</i>	29
3.5	<i>Choix du type de conduite</i>	31
3.6	<i>Les équipements du système d'aadduction</i>	31
3.6.1	<i>Organes de sectionnement</i>	31
3.6.2	<i>Organes de protection</i>	31
3.6.3	<i>Organes de régulation</i>	32
3.7	<i>Etude technico-économique des conduites</i>	32
3.7.1	<i>Calcul du diamètre avantageux</i>	32
3.7.2	<i>Calcul de la vitesse</i>	33
3.7.3	<i>Calcul des pertes de charge</i>	33
3.7.3.1	<i>Pertes de charge linéaires (ΔH_L)</i>	33
3.7.3.2	<i>Pertes de charge singulières (ΔH_S)</i>	34
3.7.4	<i>Calcul de la hauteur manométrique totale (Hmt)</i>	35
3.7.5	<i>Calcul de la puissance absorbée par la pompe (Pa)</i>	35
3.7.6	<i>Calcul de l'énergie consommée par la pompe E</i>	35
3.7.7	<i>Calcul des frais d'exploitation (prix d'énergie)</i>	35
3.7.8	<i>Calcul des frais d'amortissement</i>	36
3.7.9	<i>Calcul du bilan B_L</i>	36
3.8	<i>Dimensionnement de l'adduction par refoulement</i>	36
3.8.1	<i>Tronçon station de pompage – Réservoirs jumelés Laazib</i>	36
3.9	<i>Conclusion</i>	39

Chapitre IV : Pompes

4.1	<i>Introduction</i>	40
4.2	<i>Classification des pompes</i>	40
4.2.1	<i>Les pompes volumétriques</i>	40
4.2.2	<i>Turbopompes</i>	40
4.3	<i>Choix des pompes</i>	41
4.4	<i>Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges</i>	41
4.4.1	<i>Hauteur manométrique totale (Hmt)</i>	41
4.4.2	<i>Le débit (Q)</i>	42
4.4.3	<i>La vitesse de rotation (N)</i>	42

4.4.4	La puissance.....	42
4.4.4.1	La puissance absorbée par la pompe (P_a).....	42
4.4.4.2	La puissance utile (P_u).....	42
4.4.5	Le rendement (η)	42
4.5	Les courbes Caractéristiques	42
4.5.1	Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.....	42
4.5.1.1	La courbe hauteur - débit « $H = f(Q)$ »	43
4.5.1.2	La courbe rendement - débit « $\eta = f(Q)$ »	43
4.5.1.3	La courbe des puissances absorbées - débit « $P_a = f(Q)$ »	43
4.5.2	La courbe caractéristique de la conduite	43
4.6	Point de fonctionnement de la pompe	44
4.6.1	Première variante : modification du temps de pompage	44
4.6.2	Deuxième variante : Régulation par étouffement	45
4.6.3	Troisième variante : Rognage de la roue	45
4.6.4	Quatrième variante : variation de la vitesse de rotation.....	45
4.7	Couplage des pompes.....	46
4.7.1	Couplage en série	46
4.7.2	Couplage en parallèle.....	47
4.8	Etude de la cavitation.....	47
4.9	Choix du type des pompes	48
4.9.1	La pompe (SP Laazib – réservoirs jumelés Laazib).....	48
4.10	Conclusion.....	52

Chapitre V : Coup de bélier

5.1	Introduction.....	53
5.2	Le coup de bélier	53
5.3	Causes principales du phénomène du coup de bélier	53
5.4	Les conséquences du phénomène de coup de bélier	53
5.5	Moyens de protection contre le coup de bélier	53
5.5.1	Les volants d'inertie	54
5.5.2	Cheminé d'équilibre.....	54
5.5.3	Les Soupapes de décharge	55
5.5.4	Les ventouses.....	55
5.5.5	Réservoirs d'air.....	56

5.6	Définition des pressions	56
5.6.1	Pression maximale de service PMS	57
5.6.2	Pression de service PS	57
5.6.3	Pression statique	57
5.6.4	Pression de fonctionnement admissible PFA	57
5.6.5	Pression nominale PN	57
5.6.6	Pression maximale admissible PMA	57
5.7	Etude du coup de bélier	57
5.7.1	Valeurs numériques du coup de bélier	57
5.7.1.1	Calcul de la valeur du coup de bélier pour le tronçon de refoulement	59
5.8	Tracé des profil en long par le logiciel COVADIS	60
5.9	Conclusion	61

Chapitre VI : Distribution

6.1	Introduction	62
6.2	Classification des réseaux de distribution	62
6.2.1	Réseau ramifié	62
6.2.2	Réseau maillé	62
6.2.3	Réseau étagé	63
6.2.4	Réseau mixte	63
6.3	Conception d'un réseau	64
6.4	Choix du tracé	64
6.5	Choix du type des matériaux	64
6.7	Equipements et accessoires du réseau de distribution	64
6.7.1	Les canalisation	64
6.7.2	Organes accessoires	64
6.7.2.1	Robinets vannes	64
6.7.2.2	Robinets de vidange (décharge)	65
6.7.2.3	Bouches ou poteau d'incendie	65
6.7.2.4	Régulateurs de pression	65
6.7.2.5	Pièces spéciaux de raccordement	65
6.8	Exigences d'un réseau de distribution	65
6.9	Description du réseau de distribution	65

6.10	Calcul hydraulique du réseau de distribution.....	66
6.10.1	Débit de pointe	66
6.10.2	Débit spécifique.....	67
6.10.3	Débit de route.....	67
6.10.4	Débit au nœud	67
6.11	Le calcul des débits en route et les débits aux nœuds	68
6.12	Modélisation et simulation du réseau hydraulique	72
6.12.1	Présentation de logiciel EPANET	72
6.12.2	Les étapes d'utilisation d'EPANET.....	74
6.12.3	Modélisation du réseau par logiciel EPANET.....	74
6.13	Résultats après simulation par logiciel Epanet.....	74
6.14	Conclusion.....	84
	Conclusion générale	85
	Références bibliographiques	86

Chapitre I : Présentation du site et estimation des besoins

Table 1.1 : Répartition moyenne mensuelle de la pluviométrie au niveau de la station Tifra (1968-2001).....	5
Table 1.2 : Répartition moyenne mensuelle des températures de la commune d'Akbou.....	5
Table 1.3 : Estimation de la population à l'horizon futur (2053).....	7
Table 1.4 : Besoins domestiques de la zone d'étude	8
Table 1.5 : Besoins sanitaires de la zone d'étude	9
Table 1.6 : Besoins scolaire de la zone d'étude	9
Table 1.7 : Besoins socio-culturels de la zone d'étude	9
Table 1.8 : Besoins sportifs de la zone d'étude.....	9
Table 1.9 : Besoins industriels de la zone d'étude	10
Table 1.10 : Besoins des cheptels de la zone d'étude	10
Table 1.11 : Besoins commerciaux de la zone d'étude	10
Table 1.12 : Estimation des différents besoins pour l'horizon futur de la zone d'étude	11
Table 1.13 : La consommation moyenne journalière majorée de la zone d'étude	11
Table 1.14 : Consommation maximale journalière de la zone d'étude	12
Table 1.15 : Consommation maximale journalière de la zone d'étude	12
Table 1.16 : débit moyen horaire de la zone d'étude.....	13
Table 1.17 : Variation des valeurs de β_{max}	14
Table 1.18 : Représentation des valeurs de β_{max} , $K_{max,h}$, $Q_{moy,h}$ et $Q_{max,h}$ pour l'horizon actuel et future	14

Chapitre II : Réservoirs

Table 2.1 : Variation du résidu dans le réservoir de la zone d'étude.....	25
Table 2.2 : Variation du résidu dans le réservoir (suite et fin).....	26

Chapitre III : Adduction

Table 3.1 : Calcul de la Hmt du tronçon SP Laazib– Réservoirs jumelés Laazib	37
Table 3.2 : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement (SP Laazib– Réservoirs jumelés Laazib).....	37
Table 3.3 : Calcul du bilan du tronçon SP Laazib– réservoirs jumelés Laazib	37
Table 3.4 : Diamètres calculés, pression nominale et matériau choisi pour les conduites de l'adduction étudiée.....	38

Chapitre IV : Pompes

Table 4.1 : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température	48
--	----

Table 4.2 : Caractéristiques de la pompe (Station de pompage Laazib).....	49
---	----

Table 4.3 : Représentation des frais d'exploitation et des puissances.....	52
--	----

Chapitre V : Coup de bélier

Table 5.1 :Caractéristiques du tronçon de refoulement	59
---	----

Table 5.2 : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier (refoulement).....	59
---	----

Chapitre VI : Distribution

Table 6.1 : Débit aux nœuds de Laazib Taslent	68
---	----

Table 6.1 : Débit aux nœuds du Laazib Taslent (suite).....	69
--	----

Table 6.1: Débit aux nœuds du Laazib Taslent (suite).....	70
---	----

Table 6.1 : Débit aux nœuds du Laazib Taslent (suite).....	71
--	----

Table 6.1: Débit aux nœuds du Laazib Taslent (suite et fin).....	72
--	----

Table 6.2 : Etat des nœuds du réseau sans réducteur de pression du Laazib Taslent	75
---	----

Table 6.2 : Etat des nœuds du réseau sans réducteur de pression du Laazib Taslent (suite)..	76
---	----

Table 6.2: Etat des nœuds du réseau sans réducteur de pression du Laazib Taslent (suite et fin)	77
--	----

Table 6.3: Etat des conduites du réseau sans réducteur de pression du Laazib Taslent	77
--	----

Table 6.3: Etat des conduites du réseau sans réducteur de pression du Laazib Taslent (suite)..	78
---	----

Table 6.3 : Etat des conduites du réseau sans réducteur de pression du Laazib Taslent (suite et fin)	79
--	----

Table 6.3 : Etat des nœuds avec réducteurs de pression du Laazib Taslent.....	80
---	----

Table 6.4 : Etat des nœuds avec réducteurs de pression du Laazib Taslent (suite).....	81
---	----

Table 6.4 : Etat des nœuds avec réducteurs de pression du Laazib Taslent (suite et fin).....	82
--	----

Table 6.4 : Etat des nœuds avec réducteurs de pression du Laazib Taslent (suite et fin)	83
---	----

Chapitre I : Présentation du site et estimation des besoins

Figure 1.1 : Situation géographique de la commune d'Akbou dans la Wilaya de Bejaia	3
Figure 1.2 : Situation géographique de la zone d'étude sur Google Earth.....	4

Chapitre II : Réservoirs

Figure 2.1 : Adduction avec chute libre.....	17
Figure 2.2 : Adduction noyée.....	17
Figure 2.3 : Conduite de distribution.....	18
Figure 2.4 : Conduite de trop plein et de vidange	18
Figure 2.5 : Conduite by-pass.....	19
Figure 2.6 : Système à deux prises.....	19
Figure 2.7 : Système à siphon	20
Figure 2.8 : Emplacement d'un réservoir	21
Figure 2.9 : Schéma synoptique des réservoirs de la zone d'étude	22
Figure 2.10 : L'interface Edraw Max	23

Chapitre III : Adduction

Figure 3.1 :Adduction gravitaire	28
Figure 3.2 : Adduction par refoulement.....	28
Figure 3.3 : Schéma du système d'adduction.....	30
Figure 3.4 : schéma général de l'adduction étudiée.....	38

Chapitre IV : Pompes

Figure 4.1 : Les trois essentiels des turbopompes.(DocPlayer.fr).....	40
Figure 4.2 : Courbe caractéristiques de la pompe et de la conduite	43
Figure 4.3 : Le point de fonctionnement d'une pompe	44
Figure 4.4 : Recherche de la réalisation de point de fonctionnement désiré	46
Figure 4.5 : Couplage en série.....	47
Figure 4.6 : couplage en parallèle.....	47
Figure 4.7 : Les courbes caractéristiques de la pompe (station de pompage Laazib).	49

Chapitre V : Coup de bélier

Figure 5.1 : Volant d'inertie	54
Figure 5.2 : Fonctionnement des cheminées d'équilibre	55
Figure 5.3 : Soupape de décharge	55
Figure 5.4 :Ventouse	56
Figure 5.5 : Réservoir d'air	56

Figure 5.6 : Interface du logiciel COVADIS..... 60

Figure 5.7 : Profil en long du trancon de l'adduction par refoulement 60

Chapitre VI : Distribution

Figure 6.1 : Schéma d'un réseau ramifié..... 62

Figure 6.2 : Schéma d'un réseau maillé 63

Figure 6.3 : schéma d'un réseau mixte 63

Figure 6.4 : Schéma d'ossature du réseau de distribution de Laazib Taslent..... 66

Figure 6.5 : Environnement de travail sur Epanet 73

Figure 6.6 : Résultats de la simulation sans réducteur de pression 75

Figure 6.7 : Résultats de la simulation avec réducteurs de pression 81

A : Amortissement annuel (Annuité).

a : Célérité de l'onde (m/s).

B : Valeur du coup de bélier (m).

B_L : Bilan en (DA).

CR : Cote radié.

CTP : Cote trop plein.

CP : Charge de piquage.

D : Diamètre de la conduite en (m).

D_r : Diamètre du réservoir (m).

D_{ext} : Diamètre extérieur de la conduite (mm).

D_{int} : Diamètre intérieur de la conduite (mm).

D_{max} : Diamètre maximal de la conduite (m).

D_{min} : Diamètre minimal de la conduite (m).

E : Energie consommée par la pompe (KWh).

e : Epaisseur de la conduite (mm).

e_u : Prix unitaire du KWh, fixé par la SONELGAS.

F_{am} : Frais d'amortissement (DA).

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

J : Perte de charge linéaire par unité de longueur (m/ml).

h : Perte de charge engendrée par le vannage (m).

H' : La distance entre le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe (m).

H₀ : Pression absolue de la conduite.

H_{asp} : Hauteur d'aspiration en (m).

H_d : Valeur minimale de la pression.

H_{inc} : Hauteur d'incendie.

H_g : Hauteur géométrique (m).

H₁ : La hauteur manométrique du point désiré (m).

H_r : Hauteur de l'eau dans le réservoir.

H_s : Valeur maximale de la pression.

i : Taux d'annuité.

g : Accélération de la pesanteur (9.81 m/s²).

K : Coefficient de rugosité de la conduite (mm).

- K_c** : Coefficient dépendant de la nature de la conduite.
- K_{max,j}** : Coefficient d'irrégularité journalière maximale.
- K_{max,h}** : Coefficient de variation maximale horaire.
- K_{min,j}** : Coefficient d'irrégularité journalière minimale.
- L** : Longueur de la conduite (m).
- L_{ij}** : Longueur du tronçon (i – j).
- m** : coefficient de rognage.
- N** : vitesse de rotation.
- N'** : Nouvelle vitesse de rotation.
- n** : Nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon de calcul (30 ans).
- P** : Pourcentage du débit maximum journalier à l'heure de pointe.
- P_a** : Puissance absorbée par la pompe (KW).
- P₀** : Population de l'année de référence (RGPH 2022).
- P₀** : Pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration en (m).
- PEHD** : Polyéthylène Haute Densité.
- P_{max}** : Résidu maximal dans le réservoir en (%).
- PN** : Pression nominale.
- Pn** : Population à l'horizon d'étude.
- Pu** : Puissance utile de la pompe.
- P_u** : Prix du mètre linéaire de la conduite (DA/ml).
- T_a** : Taux d'accroissement annuel de la population.
- q** : Dotation moyenne journalière (l/j/hab).
- Ni** : Nombre de consommateurs.
- NPSH_d** : La charge minimale disponible à l'aspiration.
- NPSH_r** : La charge nette minimale à l'aspiration.
- Q** : Débit qui doit transiter dans la conduite (m³/s).
- Q_{moy,j}** : Débit moyen journalier (m³/j).
- Q_{équipt} actuel** : Besoins d'équipements en 2023 (m³/j).
- Q_{équipt} futur** : Besoins d'équipements en 2053 (m³/j).
- Q_{dom} actuel** : Besoins domestiques en 2023 (m³/j).
- Q_{dom} futur** : Besoins domestiques en 2053 (m³/j).
- Q_{majoré,j}** : Débit moyen majoré journalier (m³/j).

- $Q_{\max,j}$** : Débit maximal journalier (m^3/j).
- $Q_{\min,j}$** : Débit minimal journalier (m^3/j).
- $Q_{\max,h}$** : Débit maximum horaire (m^3/h).
- $Q_{\text{moy},h}$** : Débit moyen horaire (m^3/j).
- Q_{des}** : Le débit désiré (m^3/s).
- Q_n** : Débit au nœud (l/s).
- Q_p** : Débit de pointe (l/s).
- Q_{pf}** : Le débit correspond au point de fonctionnement (m^3/s).
- Q_r** : Débit de route (l/s).
- Q_s** : Débit spécifique (l/s.m).
- R** : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m).
- R_e** : Nombre de Reynolds.
- $R+\text{max}$** : Résidu maximum positif (%).
- $R-\text{max}$** : Résidu maximum négatif (%).
- r** : pourcentage de rognage.
- T** : Température de l'eau en degré.
- T''** : Nouveau temps de pompage.
- T_v** : la pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée.
- T_f** : Temps de fermeture de la vanne.
- t** : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge.
- T_p** : Temps de pompage par jour.
- V** : Vitesse d'écoulement (m/s).
- $V_{\max}$** : volume maximal de stockage du réservoir.
- V_{inc}** : Volume d'incendie.
- $V_{\max}$** : Vitesse maximale de l'écoulement.
- $V_{\min}$** : Vitesse minimale de l'écoulement.
- V_r** : Volume du réservoir (m^3).
- V_{sp}** : Volume de la bâche à eau de la station de pompage.
- V_T** : Volume total de réservoir.
- V_u** : Volume utile de stockage de réservoir (m^3).
- v_0** : Vitesse de l'eau dans la conduite en régime permanent initial (m/s).
- ZAC** : Zone agricole commerciale.

$\alpha_{\max}$: Coefficient qui tient compte du confort et des équipements de l'agglomération.

$\beta_{\max}$: Coefficient qui varie en fonction du nombre d'habitants.

η : Rendement de la pompe.

ν : Viscosité cinématique.

λ : Coefficient de frottement de Darcy.

Φ : Diamètre de la tubulure (m).

ξ : Coefficient d'ouverture de la vanne.

θ : L'angle d'ouverture de la vanne.

π : 3.14.

ΔH_{asp} : Pertes de charge à l'aspiration (m).

ΔH_L : Pertes de charge linéaires (m).

ΔH_s : Pertes de charge singulières (m).

ΔH_t : Pertes de charge totales.

ΔH_v : Pertes de charge créées par la vanne.

ΔH_{Ref} : Pertes de charge au refoulement (m).

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

$\sum Q_c$: Somme des débits localisés au nœud considéré (l/s).

$\sum Q_r$: Somme des débits de route autour du nœud considéré (l/s).

Introduction générale

L'eau joue un rôle très important dans la continuité de la vie sur terre, elle est perçue comme une denrée qu'il faut protéger en construisant de nombreuses infrastructures hydrauliques pour satisfaire les besoins des citoyens en eau potable.

A cet égard, rien de plus simple et de plus habituel que d'ouvrir un robinet pour avoir de l'eau. Pourtant, on ne pense pas toujours que derrière ce geste banal, se cache la mise en œuvre des moyens et technologies complexes.

En Algérie, la problématique de l'eau représente une inquiétude majeure durant ce siècle, les ressources deviennent de plus en plus limitées et difficiles à exploiter, c'est pour cela que l'état Algérien s'est investi énormément, avec l'appui des partenaires, dans le développement du secteur de l'eau potable.

Dans ce contexte s'inscrit le thème de présent Mémoire de Fin d'Études, qui a pour objectif l'étude du réseau d'alimentation en eau potable du village Laazib, relevant de la commune d'Akbou, Wilaya de Bejaia.

La démarche adoptée dans ce contexte est répartie en six chapitres :

Le premier chapitre est consacré à la présentation du site et estimation des besoins actuels (2023) et à long terme (2053) des trois villages concernés par l'étude, à savoir : Laazib Taslent, Laazib Ferma et Laazib Thanoudha qui appartient à la commune d'Akbou, Wilaya de Bejaia.

Le second chapitre est destiné au dimensionnement des ouvrages de stockage servant à la distribution des différents villages.

Le dimensionnement du réseau d'adduction par une étude technico-économique, est l'objet du troisième chapitre.

Le quatrième chapitre se porte sur le choix de la pompe adéquate pour la station de pompage à l'aide du catalogue numérique du choix des pompes Caprari.

La protection de la chaîne d'adduction contre le phénomène du coup de bélier et la prise en compte des précautions nécessaires anti coup de bélier, est l'objet du cinquième chapitre.

Quant au dernier chapitre, il est réservé à l'étude du réseau de distribution du village Laazib Taslent, et ceci en exploitant le logiciel Epanet.

On terminera la présente étude par une conclusion générale.

Chapitre I
Présentation du site
et estimation des
besoins

1.1 Introduction

La présentation du site est nécessaire avant tout projet d'alimentation en eau potable. L'objectif ici est de connaître toutes les caractéristiques du lieu étudié et les facteurs qui influent sur la conception d'un projet. Pour cela, on a consacré le premier chapitre pour la présentation des villages concernés par l'étude, à savoir : Laazib Taslent, Laazib Ferma, Laazib Thanoudha qui appartiennent à la commune d'Akbou (Wilaya de Bejaia) du point de vue : géographique, topographique, climatique, démographique, urbain, rural, ... etc.

1.2 Présentation du site

La commune d'Akbou fut créée en 1874, après la fin de la résistance de Cheikh El Moukrani en 1871 et après la conquête de la Kabylie. Elle portait le nom de « Metz » pendant la période coloniale. En 1883, « Metz » est remplacée par « Kouba ». La population opta plutôt pour une anagramme, ainsi « Kouba » devînt « Akbou » dont l'étymologie décrirait mieux la colline ou le mont. Cette commune s'étend sur une superficie de 52.18 km, c'est un chef-lieu de Daïra à quatre communes : Akbou, Chellata, Ighram et Tamoukra. Outre l'existence d'une zone éparsée, la population se concentre en zones urbaines : Tifrit, Riquet et Laazib qui sont des gros bourgs [1].

1.2.1 Situation géographique

La commune d'Akbou est située au Sud-Ouest de la wilaya de Bejaia, en petite Kabylie dans la vallée de la Soummam. Elle est délimitée à l'Est par la Soummam, qui la sépare de la commune d'Amalou et au Sud par l'Oued Sahel, appelé localement "Assif Abbas", qui la sépare de la commune d'Aṭ-R'Zine, au Sud par la commune de Tazmalt, à l'Ouest par la municipalité d'Ighram et au Nord-Ouest par la ville de Chellata [2].

La situation géographique de la commune d'Akbou dans la Wilaya de Bejaia est présentée dans la figure (1.1) suivante :

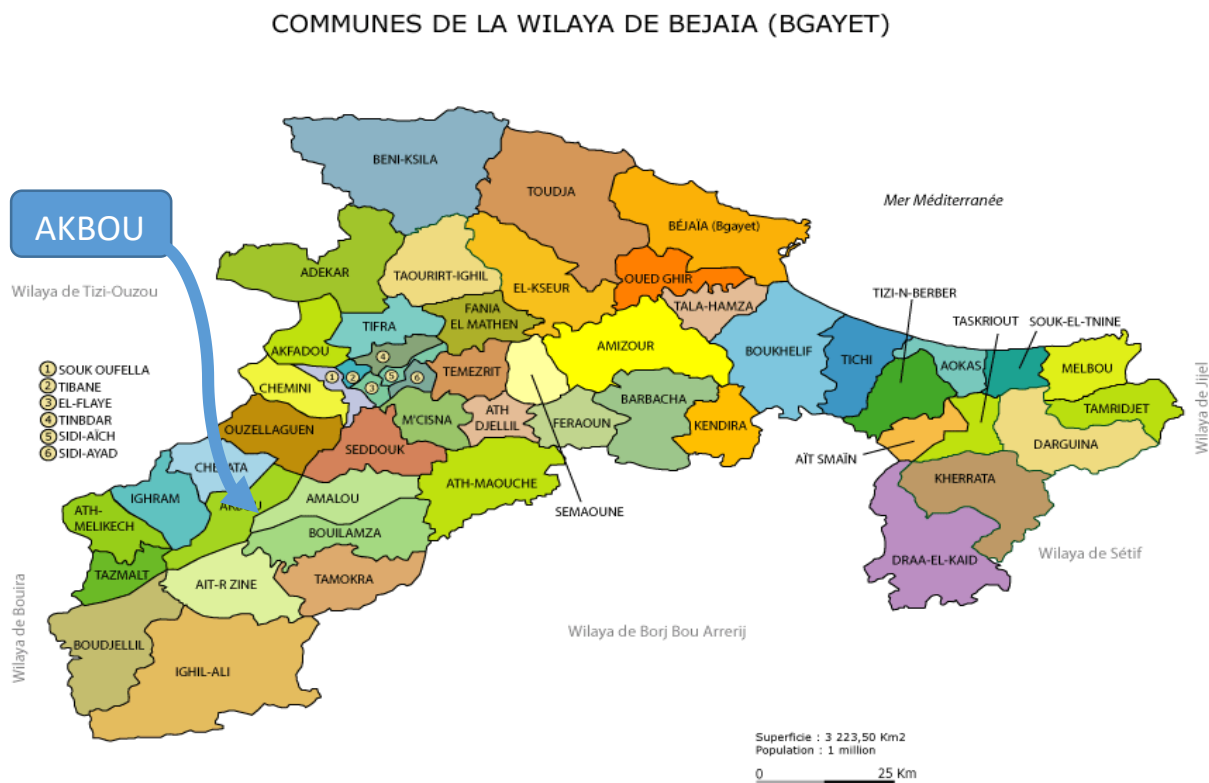


Figure 1.1 - Situation géographique de la commune d'Akbou dans la Wilaya de Bejaia

La zone concernée par l'étude se compose des trois localités suivantes : Laazib Taslent, Laazib Ferma, Laazib Thanoudha. Cette zone se situe à l'extrémité Nord de la commune d'Akbou au voisinage de la commune d'Ighzar Amokrane. Elle est délimitée par [3] :

- Au Nord : Par la commune Ighzar Amokrane ;
- Au Sud : Par la zone industrielle Thaharacheth ;
- A l'Est : Par l'Oued Soummam ;
- A l'Ouest : Par la Commune de Chellata.

La situation géographique de la zone d'étude est présentée dans la figure (1.2) suivante :

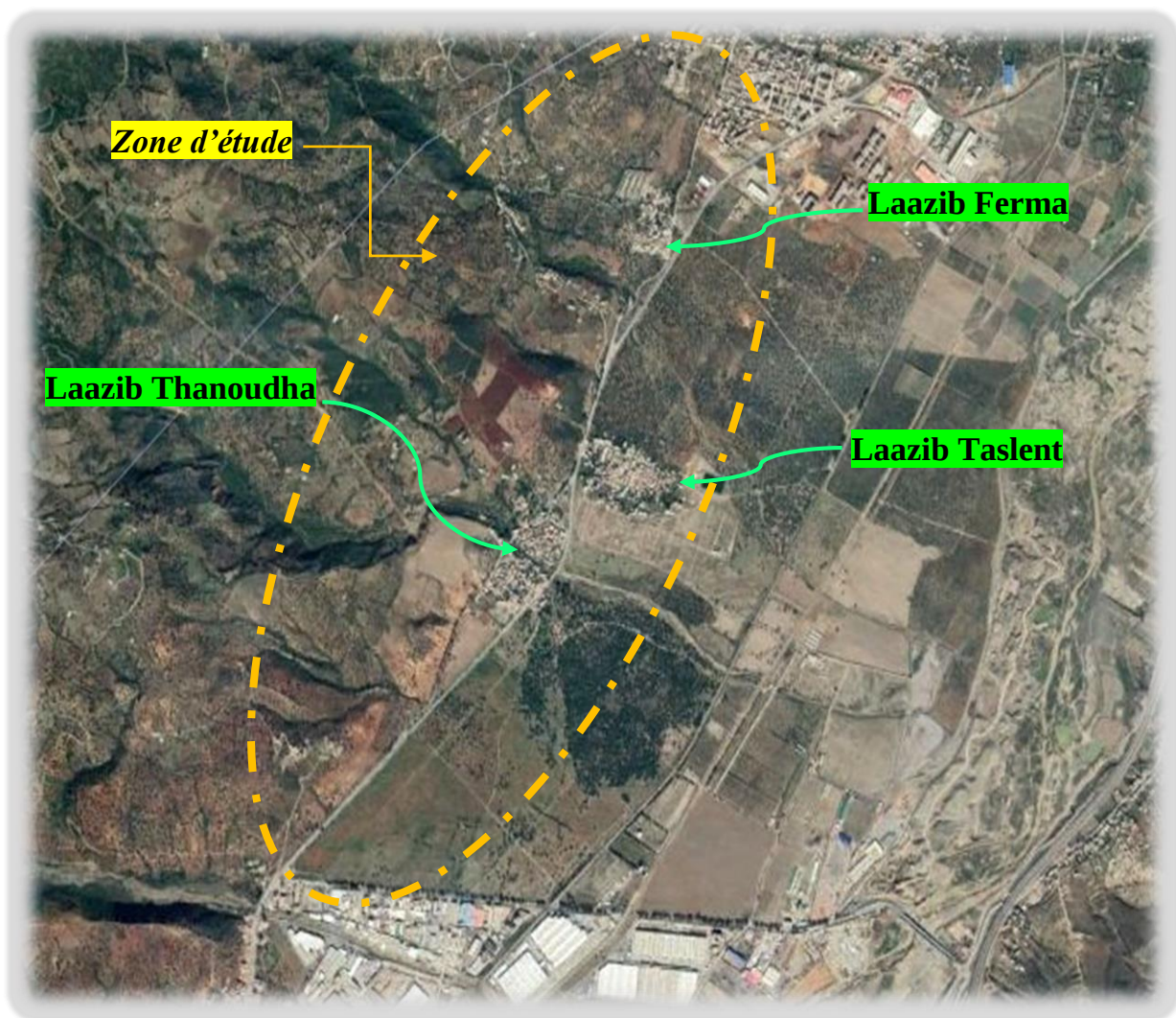


Figure 1.2 – Situation géographique de la zone d'étude sur Google Earth

1.2.2 Situation topographique

Du point de vue topographique, la zone d'étude se caractérise par [3] :

- Un relief accidenté ;
- Des terrains plats à pentes moyennes entre (0.5 à 15 %) en sa majeure partie ;
- Des terrains meubles à l'amont urbanisés (habitations regroupées), des terrains agricoles à l'aval vers l'Oued Soummam ;
- Les altitudes varient entre 350 m au point le plus haut et 150 m au point le plus bas.

1.2.3 Le réseau hydrographique

Le réseau hydrographique de la commune d'Akbou se compose essentiellement de l'Oued Soummam qui résulte de la jonction de deux Oueds : Oued Sahel et Oued Boussellam. L'Oued compte de nombreux affluents au niveau de la commune qui s'y attachent et qui forment les principaux bassins d'écoulement : Oued Illoula, Tifrit, Mechab et Tissiar [4].

1.2.4 Situation climatique

1.2.4.1 Pluviométrie

N'ayant pas de données propres à la commune d'Akbou (l'appareillage étant défectueux d'après la subdivision d'agriculture). Nous nous sommes référés aux données de la station Tifra qui est la plus voisine.

Les résultats obtenus sur la pluviométrie sont présentés dans la table (1.1) suivante [4] :

Table 1.1 – Répartition moyenne mensuelle de la pluviométrie au niveau de la station Tifra (1968-2001)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	jun	jul	Aut	Total
Pluie (mm)	41.2	63.5	87.9	142.7	127.2	99.5	97.8	75.2	55.6	20.1	4.9	9.2	824.9
Pluie (%)	5.0	7.7	10.7	17.3	15.4	12.1	11.9	9.1	6.7	2.4	0.6	1.1	100

Ainsi, la répartition mensuelle de la pluviométrie montre que les mois les plus humides, en hiver et au printemps, renferment plus de 70 % du total interannuel avec un maximum aux mois de Décembre et Janvier (142.7 et 127.2 mm), et que les mois secs, moins de 5%, se situent en été avec des précipitations non significatives.

1.2.4.2 Température

Les données disponibles sur les températures mensuelles, sont présentées dans la table (1.2) suivante [4] :

Table 1.2 - Répartition moyenne mensuelle des températures de la commune d'Akbou

<i>Température</i>	<i>Période</i>	Été	Hiver
T° moyenne maximale		38°C	12°C
T° moyenne minimale		22°C	04°C
T° moyenne		30°C	08°C

Le climat de la région d'étude est caractérisé par deux saisons [4] :

- Une saison chaude allant du mois de Mai au mois d'Octobre ;
- Une saison froide nettement plus longue, allant du mois d'Octobre au mois d'Avril.

1.2.4.3 La Grêle

La zone d'étude est caractérisée par une grêle [3] :

- Très fréquente en période d'automne (Septembre-Octobre) ;
- Survient aussi au printemps (Avril-Mai) ;
- Cause des dégâts appréciables.

1.2.4.4 La Gelée

La zone d'étude est caractérisée par une gelée qui fait son apparition généralement du mois de Décembre au mois de Mars et qui cause souvent des dégâts considérables [3].

1.2.5 La Situation des ressources en eau

L'alimentation en eau potable des trois localités : Laazib Thanoudha, Laazib Taslent, Laazib Ferma, est faite initialement à partir de deux ressources (souterraine et superficielle).

1.2.5.1 Les forages (eaux souterraines)

Il y a deux forages [3] :

- Le premier (UT11) de 12 l/s implanté au niveau de la plaine alluviale de l'Oued Soummam, coté bas du village Laazib Taslent ;
- Le deuxième de 8 l/s implante au voisinage de (UT11) à une distance de 185m du côté Sud de ce dernier.

D'après les services techniques de l'APC et l'ADE d'Akbou, les deux forages sont touchés par la salinité depuis Avril 2011 c'est pour cela qu'ils ont arrêté leurs exploitations. Ainsi, l'alimentation de la zone d'étude se fera à partir des eaux du barrage Tichy-haf.

1.2.5.2 Barrage Tichy-haf (eaux superficielles)

Le barrage de Tichy-Haf est du type poids-voûte situé dans le village de Mahfouda, commune de Bouhamza sur le territoire des Aït Aïdel, dans la Wilaya de Bejaia. Sa réalisation a débuté dans la fin des années 1990 par l'entreprise Hydrotchnika (Ex-Yougoslavie) mais elle a connu beaucoup de retard. Il a été réalisé par la suite en grande partie par Cosider Travaux Publics (Entreprise Algérienne). Mis en service en 2009, le barrage de Tichy-Haf produit 47 millions de mètres cubes par an destinés à l'alimentation en eau potable du couloir Akbou-Bejaia et 43 millions de mètres cubes par an pour l'irrigation. Il est composé essentiellement de quatre ouvrages, à savoir un barrage-voûte de 90 mètres de hauteur et d'une capacité de 80 millions de mètres cubes ; une station de traitement d'une capacité de 120 000 mètres cubes par jour ; une conduite d'eau traitée en B.P.A.T (Béton Précontraint à Ame en Tôle) d'une longueur de 70 km et des réservoirs de stockage d'une capacité totale de 42 000 m³ [5].

1.3 Estimation des besoins

1.3.1 Estimation de la population

L'évaluation des besoins en eau à différents horizons, peut se déterminer sur la base de l'évolution démographique de la population qui suit la loi des accroissements géométriques, donnée par la relation des intérêts composés suivante :

$$P_n = P_o \times (1+T_a)^n \quad (1.1)$$

Avec :

- **P_n** : Population à l'horizon d'étude ;
- **P_o** : Population de l'année de référence (RGPH 2022) [4] ;
- **T_a** : Taux d'accroissement annuel de la population en % pris égale à 1.7 [4] ;
- **n** : Nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon de calcul (30 ans).

Les horizons de calcul considérés sont :

- Actuel : 2023 (une durée d'une Année)

$$P_{2023} = P_{2022} (1 + 0.017)^1 = 1831 \text{ habitants (Exemple Laazib centre (Thanoudha))}$$

- Long terme : 2053 (une durée de 30 ans)

$$P_{2053} = P_{2023} (1 + 0.017)^{30} = 3036 \text{ habitants}$$

L'estimation de la population à l'horizon d'étude est mentionnée dans la table (1.3) suivante :

Table 1.3 – Estimation de la population à l'horizon futur (2053)

Localités	Nombre d'habitants		
	2022	2023	2053
Laazib Thanoudha	1800	1831	3036
Laazib Taslent	1360	1383	2293
Laazib Ferma	840	854	1416
Total	4000	4068	6745

1.3.2 Estimation des besoins en eau de la population

Les besoins en eau de la population sont évalués suivant une dotation journalière par habitant pour différents horizons.

1.3.2.1 Dotation

La dotation ou la norme de consommation est définie comme étant la quantité quotidienne d'eau que doit utiliser l'être humain par jour, dans ses différents usages comme la lessive, le bain, la cuisine,etc. Cette norme dépend du type de l'agglomération, du nombre d'habitants, et du niveau du confort des habitants.

Pour une agglomération urbaine on peut citer, par approximation, les chiffres ci-après [3] :

- Ville de moins de 20000 hab 150 à 200 (l/j/hab) ;
- Ville de 20 000 à 100 000 hab..... 200 à 300 (l/j/hab) ;
- Ville de 100 000 hab.....300 à 400 (l/j/hab).

De ce fait, nous adopterons pour la région d'étude une dotation de 150 l/j/hab à l'horizon actuel et une dotation de 200 l/j/hab à l'horizon futur [3].

1.3.2.2 Consommation moyenne journalière

Afin d'estimer La consommation moyenne journalière d'une agglomération, il est nécessaire de se pencher sur les différents paramètres de besoins, tels que les besoins :

- domestiques ;
- socioculturels ;
- scolaires ;
- sanitaires ;
- administratifs ;
- commerciaux, etc.

La consommation moyenne journalière se détermine par la formule suivante :

$$Q_{moy,j} = \sum \left(q \times \frac{Ni}{1000} \right) \quad (1.2)$$

Avec :

- $Q_{moy,j}$: Débit moyen journalier (m^3/j) ;
- q : Dotation moyenne journalière (l/j/hab) ;
- Ni : Nombre de consommateurs.

1.3.3 Les différents types de besoins

Les données sur les principaux équipements existants au niveau de la région d'étude ont été recueillies auprès des services d'APC d'Akbou, ADE, la subdivision d'agriculture et la subdivision d'hydraulique de la daïra d'Akbou [4] :

1.3.3.1 Besoins domestiques

On peut estimer les besoins en eau par la relation suivante :

$$\text{Besoin en eau (l/j)} = \text{nombre d'habitants} \times \text{la dotation (l/j/hab)} \quad (1.3)$$

Les besoins domestiques sont représentés dans la table (1.4) suivante :

Table 1.4 – Besoins domestiques de la zone d'étude

Localités	Nombre d'habitants		Besoins (m^3/j)		Besoins (l/s)	
	2023	2053	2023	2053	2023	2053
Laazib Thanoudha	1831	3036	274.65	607.2	3.179	7.028
Laazib Taslent	1383	2293	207.45	458.6	2.401	5.308
Laazib Ferma	854	1416	128.1	283.2	1.483	3.278
Total	4068	6745	610.2	1349	7.063	15.614

1.3.3.2 Besoins sanitaires

Les besoins sanitaires sont représentés dans la table (1.5) suivante :

Table 1.5 – Besoins sanitaires de la zone d'étude

Localité	Équipements	Effectifs	Dotation (l/j/eff)	Besoins (m ³ /j)	Besoins (l/s)
Zone d'étude	1 Polyclinique	50	15	0.75	0.009
	1 Pharmacie	5	15	0.075	0.001
	1 Salle de soins	5	15	0.075	0.001
Total				0.9	0.011

1.3.3.3 Besoins scolaires

Les besoins scolaires sont répartis dans la table (1.6) suivante :

Table 1.6 – Besoins scolaire de la zone d'étude

Localité	Équipements	Effectifs	Dotation (l/j/eff)	Besoins(m ³ /j)	Besoins(l/s)
Zone d'étude	2 Ecoles primaires	560	15	8.4	0.097
Total				8.4	0.097

1.3.3.4 Besoins socio-culturels

Les besoins socio-culturels sont représentés dans la table (1.7) suivante :

Table 1.7 – Besoins socio-culturels de la zone d'étude

Localité	Équipements	Effectifs	Dotation (l/j/eff)	Besoins(m ³ /j)	Besoins(l/s)
Zone d'étude	2 Mosquées	500	15	7.5	0.087
Total				7.5	0.087

1.3.3.5 Besoins sportifs

Les besoins sportifs sont représentés dans la table (1.8) suivante :

Table 1.8 – Besoins sportifs de la zone d'étude

Localité	Équipements	Surface(m ²)	Dotation(l/j/m ²)	Besoins(m ³ /j)	Besoins(l/s)
Zone d'étude	1 Stade communal	6900	10	69	0.799
Total				69	0.799

1.3.3.6 Besoins industriels

Les besoins industriels existants sont donnés dans la table (1.9) suivante :

Table 1.9 – Besoins industriels de la zone d'étude

Localité	Équipements	Dotation (l/j/Equip)	Besoins (m ³ /j)	Besoins (l/s)
Zone d'étude	1 Huilerie	1500	1.5	0.017
Total			1.5	0.017

1.3.3.7 Besoins des cheptels

Les besoins des cheptels sont représentés dans la table (1.10) suivante :

Table 1.10 – Besoins des cheptels de la zone d'étude

Localité	Cheptels	Nombre de têtes	Dotation (l/j/tête)	Besoins (m ³ /j)	Besoins (l/s)
Zone d'étude	Bovins	110	80	8.8	0.102
	Ovins	185	20	3.7	0.043
	18 poulaillers	1200	0.5	0.6	0.007
Total				13.1	0.152

1.3.3.8 Besoins commerciaux

Les besoins commerciaux sont représentés dans la table (1.11) ci-dessous :

Table 1.11 – Besoins commerciaux de la zone d'étude

Localité	Équipements	Nombre d'employer	Dotation (l/j/Equip)	Besoins (m ³ /j)	Besoins (l/s)
Zone d'étude	1 Restaurant	4	500	0.5	0.006
	3 Cafétérias	9	500	1.5	0.017
	2 Fast-foods	6	500	1	0.011
	1 Boulangerie	3	500	0.5	0.006
	10 Alimentations générales	10	100	1	0.011
Total				4.5	0.051

1.3.4 Estimation des besoins des équipements pour l'horizon 2053

En considérant les besoins actuels domestiques et ceux des équipements, on peut estimer les différents besoins d'équipements futurs en appliquant la formule suivante :

$$\frac{Q_{\text{équi}}^{\text{actuel}}}{Q_{\text{dom}}^{\text{actuel}}} = \frac{Q_{\text{équi}}^{\text{futur}}}{Q_{\text{dom}}^{\text{futur}}} \quad (1.4)$$

Avec :

- **$Q_{\text{équi}}^{\text{actuel}}$** : Besoins d'équipements en 2023 (m^3/j) ;
- **$Q_{\text{équi}}^{\text{futur}}$** : Besoins d'équipements en 2053 (m^3/j) ;
- **$Q_{\text{dom}}^{\text{actuel}}$** : Besoins domestiques en 2023 (m^3/j) ;
- **$Q_{\text{dom}}^{\text{futur}}$** : Besoins domestiques en 2053 (m^3/j).

Les résultats sont représentés dans la table (1.12) suivante :

Table 1.12 – Estimation des différents besoins pour l'horizon futur de la zone d'étude

Localité	Besoins domestiques $Q_{\text{dom}}(\text{m}^3/\text{j})$		Besoins d'équipements $Q_{\text{équi}}(\text{m}^3/\text{j})$		$Q_{\text{moy.j}}(\text{m}^3/\text{j})$	
	2023	2053	2023	2053	2023	2053
Zone d'étude	610.2	1349	104.9	231.908	715.1	1580.908

1.3.5 Majoration de la consommation moyenne journalière $Q_{\text{maj.j}}$

Les fuites au niveau du réseau de distribution et des conduites d'adduction dépendent en général de l'état du réseau, la nature de terrain et la qualité du matériau. A cet effet, on effectue une majoration de 20 % (réseau neuf) afin d'éviter toutes insuffisances dans les consommations moyennes journalières. Ainsi :

$$Q_{\text{majoré.j}} = 1.2 \times Q_{\text{moy.j}} \quad (1.5)$$

Avec :

- **$Q_{\text{majoré.j}}$** : Débit moyen majoré journalier (m^3/j) ;
- **$Q_{\text{moy.j}}$** : Débit moyen journalier (m^3/j).

Les résultats de la majoration de la consommation moyenne journalière pour la zone d'étude sont regroupés dans la table (1.13) suivante :

Table 1.13 – La consommation moyenne journalière majorée de la zone d'étude

Localité	$Q_{\text{moy.j}}(\text{m}^3/\text{j})$		$Q_{\text{majoré.j}}(\text{m}^3/\text{j})$	
	2023	2053	2023	2053
Zone d'étude	715.1	1580.908	858.12	1897.09

1.3.6 Consommation maximale journalière $Q_{\text{max.j}}$

Elle représente le débit du jour, le plus chargé de l'année, elle se détermine par la formule suivante :

$$Q_{max,j} = K_{max,j} \times Q_{majoré,j} \quad (1.6)$$

Avec :

- $Q_{max,j}$: Débit maximal journalier (m^3/j) ;
- $K_{max,j}$: Coefficient d'irrégularité journalière maximale qui tient compte de l'augmentation de la consommation. Il est compris entre 1.1 et 1.3, on prend $K_{max,j} = 1.2$.

D'où :

$$Q_{max,j} = 1.2 \times Q_{majoré,j}$$

Les résultats sont représentés dans la table (1.14) suivante :

Table 1.14 – Consommation maximale journalière de la zone d'étude

Localité	$Q_{majoré,j} (m^3/j)$		$Q_{max,j} (m^3/j)$	
	2023	2053	2023	2053
Zone d'étude	858.12	1897.09	1029.744	2276.508

1.3.7 Consommation minimale journalière

Elle représente le débit du jour le moins chargé de l'année, elle se détermine par la formule suivante :

$$Q_{min,j} = K_{min,j} \times Q_{majoré,j} \quad (1.7)$$

Avec :

- $Q_{min,j}$: Débit minimal journalier (m^3/j) ;
- $K_{min,j}$: Coefficient d'irrégularité journalière minimale qui tient compte d'une éventuelle sous-consommation. Il est compris entre 0.7 et 0.9, on prend $K_{min,j} = 0.8$.

D'où :

$$Q_{min,j} = 0.8 \times Q_{majoré,j}$$

Les résultats sont représentés dans la table (1.15) suivante :

Table 1.15 – Consommation maximale journalière de la zone d'étude

Localité	$Q_{majoré,j} (m^3/j)$		$Q_{min,j} (m^3/j)$	
	2023	2053	2023	2053
Zone d'étude	858.12	1897.09	686.496	1517.672

1.3.8 Débit moyen horaire

La consommation moyenne horaire est donnée par la formule suivante :

$$Q_{moy.h} = \frac{Q_{max.j}}{24} \quad (1.8)$$

Avec :

- $Q_{moy.h}$: Débit moyen horaire (m^3/h) ;
- $Q_{max.j}$: Débit maximum journalier (m^3/h).

Les résultats sont représentés dans la table (1.16) suivante :

Table 1.16 – débit moyen horaire de la zone d'étude

Localité	$Q_{max.j} (m^3/j)$		$Q_{moy.h} (m^3/j)$	
	2023	2053	2023	2053
Zone d'étude	1029.744	2276.508	42.906	94.854

1.3.9 Débit maximum horaire

Le débit maximum horaire peut être exprimé par la formule suivante :

$$Q_{max.h} = K_{max.h} \times Q_{moy.h} \quad (1.9)$$

Avec :

- $Q_{max.h}$: Débit maximum horaire (m^3/h) ;
- $Q_{moy.h}$: Débit moyen horaire (m^3 /j) ;
- $K_{max.h}$: Coefficient de variation maximale horaire.

D'où :

$$K_{max.h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad (1.10)$$

Avec :

- α_{max} : Coefficient qui tient compte du confort et des équipements de l'agglomération, compris entre 1.2 et 1.3, on prend $\alpha_{max} = 1.3$;
- β_{max} : Coefficient qui varie en fonction du nombre d'habitants et qui est représenté dans la table (1.17) ci-dessous :

Table 1.17– Variation des valeurs de $\beta_{\max}$

Nombre d'habitants $\times(10^3)$	< 1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	100	300	$>10^3$
valeurs de $\beta_{\max}$	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.03	1

A travers la table (1.17) ci-dessus, on détermine les valeurs de $\beta_{\max}$ et donc le coefficient $K_{\max,h}$, et ceci afin de trouver $Q_{\max,h}$ pour l'horizon actuel (2023) et futur (2053), ces valeurs sont représentées dans la table (1.18) suivante :

Table 1.18 – Représentation des valeurs de $\beta_{\max}$, $K_{\max,h}$, $Q_{moy,h}$ et $Q_{\max,h}$ pour l'horizon actuel et futur

Horizon d'étude	Nombre d'habitants	$\alpha_{\max}$	$\beta_{\max}$	$K_{\max,h}$	$Q_{moy,h}$	$Q_{\max,h}$
Actuel (2023)	4068	1.3	1.5	1.95	42.906	83.667
Futur (2053)	6745	1.3	1.38	1.794	94.854	170.168

1.4 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté les différentes caractéristiques concernant la commune d'Akbou et des 3 localités concernées par l'étude, à savoir : Laazib Thanoudha, Laazib Taslent et Laazib Ferma. Nous avons aussi estimé les différents besoins de la zone d'étude. En effet, en intégrant toutes les catégories de consommation, le total des besoins en eau à l'horizon 2053 est évalué à 2276.508 m³/j. Les résultats obtenus nous permettront par la suite d'évaluer les capacités optimales des réservoirs, garantir le bon fonctionnement du système tout en assurant aux habitants des quantités d'eau suffisantes.

Chapitre II

Réservoirs

2.1 Introduction

La plupart des installations d'adduction et de distribution d'eau comporte des réservoirs. Le réservoir est un ouvrage hydraulique très important dans un réseau d'alimentation en eau potable. Il permet le stockage de l'eau pour une utilisation ultérieure, assurant ainsi une interface entre la production et la distribution de l'eau potable.

Dans ce présent chapitre, nous allons aborder l'étude des ouvrages et de la capacité de stockage nécessaire pour l'agglomération concernée.

2.2 Rôles du réservoir

Les réservoirs de stockage ont plusieurs fonctions dans les réseaux d'alimentation en eau potable, outre qu'ils peuvent assurer, aux heures de pointe, les débits maximaux demandés, ils peuvent avoir aussi d'autres rôles comme [6] :

- Régulateur et accumulateur : le réservoir est indispensable pour assurer la régulation entre le débit refoulé et celui consommé ;
- Augmentation des pressions : Il s'agit dans ce cas d'un réservoir d'équilibre. Il est placé à un point et une altitude de telle sorte qu'il puisse assurer la pression nécessaire dans des points très éloignés ;
- Il offre la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas ;
- Assurer une réserve pour satisfaire :
 - Les demandes en cas des imprévus (rupture, panne des pompes, réparations, extension du réseau, ... etc.) ;
 - Les besoins en cas d'incendie ;
- Briser la charge : Si le terrain se trouve dans un relief accidenté, en certains points du réseau où on peut avoir des pressions non admissibles.

2.3 Classification des réservoirs

Les réservoirs sont classés selon [6,7] :

- **La nature des matériaux de construction**, on distingue les réservoirs :
 - Métalliques ;
 - Maçonneries ;
 - Béton armé, ordinaire ou précontraint.
- **La situation des lieux**, ils peuvent être :
 - Enterrés ;
 - Semi enterré ;

- Surélevés.
- **Leur forme géométrique**, ils peuvent être :
 - Circulaire ;
 - Rectangulaires ;
 - De forme quelconque.
- **Les considérations esthétiques** :
 - Soit affirmer les fonctions de l'ouvrage ;
 - Soit s'intégrer au paysage.
- **Leur mode de fermeture**, on distingue :
 - Les réservoirs couverts ;
 - Les réservoirs non couverts.
- **Leur utilisations**, on distingue :
 - Réservoir principal d'accumulation et de stockage ;
 - Réservoir d'équilibre (réservoir tampon) ;
 - Réservoir de traitement.

2.4 Exigences techniques à satisfaire dans la construction d'un réservoir

Les principales exigences sont [6,8] :

- **Résistance** : le réservoir doit dans toutes ses parties équilibrer les efforts auxquels il est soumis ;
- **Étanchéité** : il doit constituer pour le liquide qu'il contient un volume sans fuite ;
- **Durabilité** : le réservoir doit durer dans le temps, c'est-à-dire que le matériau dont il est constitué doit conserver ses propriétés initiales après un contact prolongé avec le liquide qu'il est destiné à contenir.

2.5 Choix du type de réservoir

Le choix de type de réservoir est fonction, généralement, du relief de la zone d'étude, notre choix est porté sur des réservoirs circulaires semi-enterrés pour plusieurs raisons, notamment :

- Économie sur les coûts de construction ;
- L'étanchéité est assurée ;
- Étude architecturale simplifiée ;
- Conservation de l'eau à une température constante.

2.6 Les équipements d'un réservoir

Les réservoirs sont dotés de plusieurs équipements, dont on cite essentiellement :

2.6.1 Conduite d'arrivée ou d'adduction

La conduite d'arrivée peut être de type refoulement, comme elle peut être gravitaire. Cette conduite, à son débouché dans le réservoir, doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve son niveau maximum. L'obturation peut se faire soit par un robinet flotteur si l'adduction effectuée est gravitaire, soit par un dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement. L'arrivée des eaux par la conduite peut être soit par le haut (Figure 2.1), soit par une conduite noyée à partir d'un plan d'eau (Figure 2.2). Mais de préférence, dans la cuve en siphon noyé ou par le bas, toujours à l'opposé de la conduite de départ, pour permettre le renouvellement d'eau par mélange en créant des perturbations et écoulements par rouleaux [7].

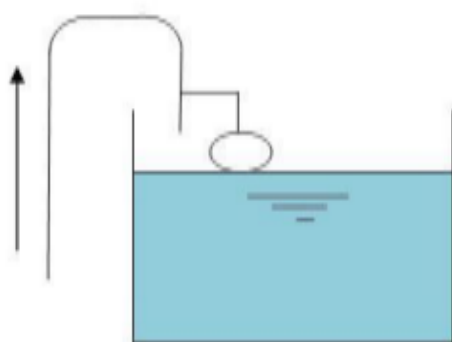


Figure 2.1 – Adduction avec chute libre [8]

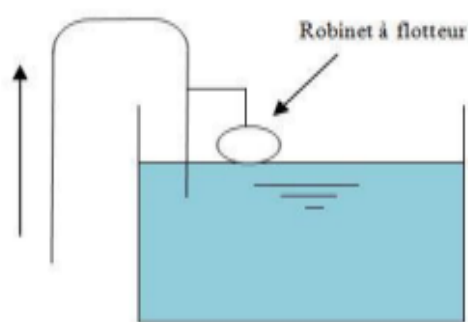


Figure 2.2 – Adduction noyée [8]

2.6.2 Conduite de départ ou de distribution

Le départ de la conduite de distribution dans le réservoir doit être à l'opposé de celle d'arrivée, à quelques centimètres au-dessus du radier (15 à 20 cm) pour éviter l'introduction dans la distribution des boues ou des sables décantés. Il y a lieu aussi de réserver un minimum de 0.5 m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau pour faciliter le passage de l'eau. Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite [9]

La conduite de distribution est représentée dans la figure (2.3) suivante :

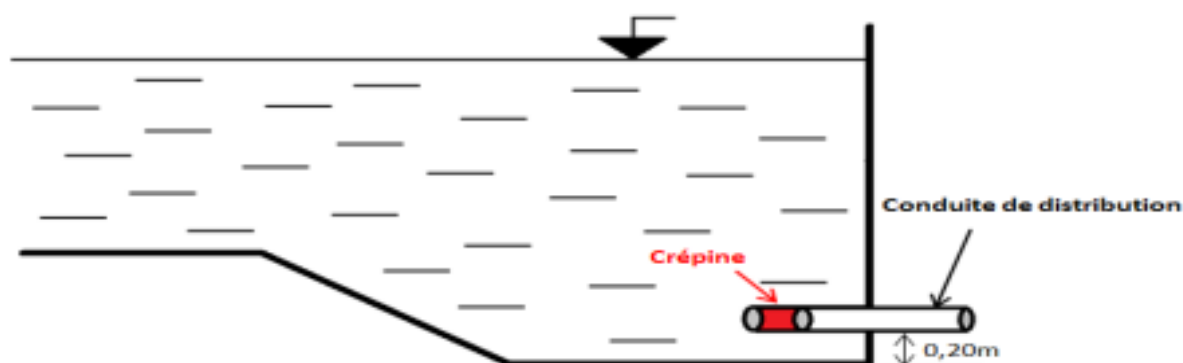


Figure 2.3 – Conduite de distribution [10]

2.6.3 Conduite de trop-plein

La conduite de trop-plein devra évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir quand l'eau atteint sa limite maximale ou en cas de défaillance du système d'arrêt des pompes, la canalisation de trop-plein débouchera à un exutoire voisin. Cette conduite doit être aménagée par un joint hydraulique en forme de siphon afin d'éviter l'introduction de certains corps nocifs dans la cuve [9] (Figure 2.4).

2.6.4 Conduite de vidange

La conduite de vidange se trouve au plus bas point du réservoir. Elle permet l'évacuation de l'eau en cas de nettoyage ou de réparation. Cette conduite est munie d'un robinet vanne, et se raccorde généralement à la conduite de trop-plein. Le robinet vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts de sable [9] (Figure 2.4).

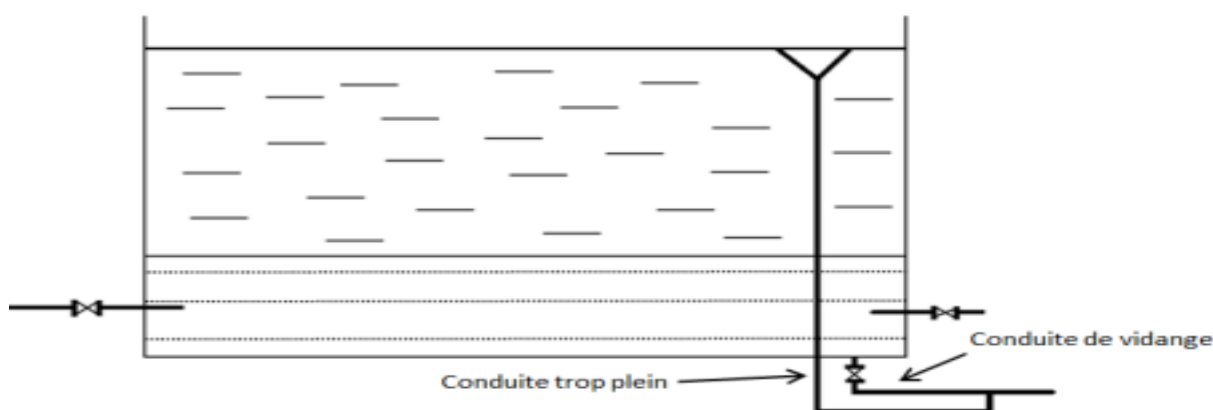


Figure 2.4 – Conduite de trop plein et de vidange [10]

2.6.5 Conduite by-pass

C'est un tronçon de conduite qui relie la conduite d'adduction et la conduite de distribution. Il permet d'assurer la continuité de la distribution en cas d'indisponibilité (nettoyage) ou de réparation du réservoir. Son principe de fonctionnement est comme suit [8] :

- En temps normal : La vanne d'amenée (1) et la vanne de distribution (2) sont ouvertes, la vanne (3) fermée ;
- En by-pass : On ferme (1) et (2) et on ouvre (3).

Le schéma de la conduite by-pass est illustré dans la figure (2.5) ci-après.

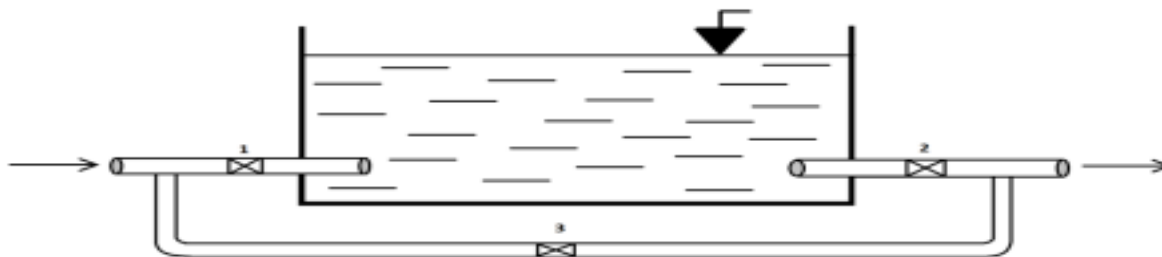


Figure 2.5 – Conduite by-pass [10]

2.6.6 Matérialisation de la réserve d'incendie

La réserve d'incendie doit être toujours disponible afin de répondre aux besoins urgents dus aux incendies. Pour conserver cette réserve, des dispositions sont prises pour empêcher le passage de l'eau de la réserve d'incendie dans la distribution, on distingue deux types de dispositions [8] :

2.6.6.1 Système à deux prises

- En temps normal : La vanne d'incendie (1) est fermée et la vanne de distribution (2) est ouverte ;
- En cas d'incendie : (1) est ouverte.

Le système à deux prises est présenté dans la figure (2.6) suivante :

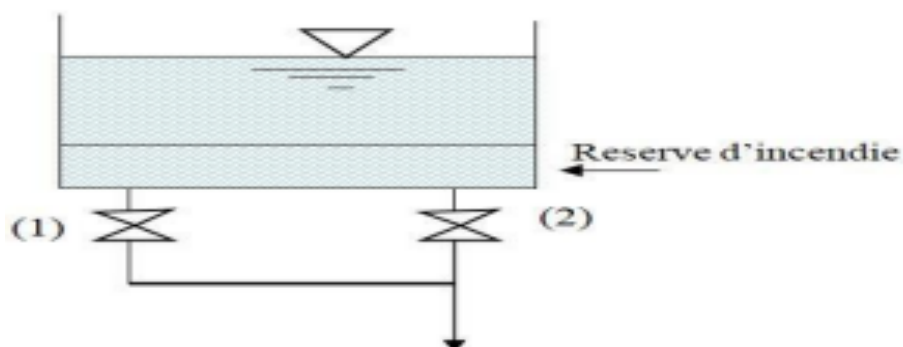


Figure 2.6 – Système à deux prises [8]

2.6.6.2 Système à siphon

C'est le système le plus adopté qui a l'avantage de renouveler constamment la réserve d'incendie, il est constitué par un siphon qui se désamorce quand le niveau de la réserve est atteint [8] :

- En service normal : La vanne (1) est ouverte et la vanne (2) est fermée ;
- En cas d'incendie : il suffit d'ouvrir la vanne (2).

Le système à siphon est présenté dans la figure (2.7) suivante :

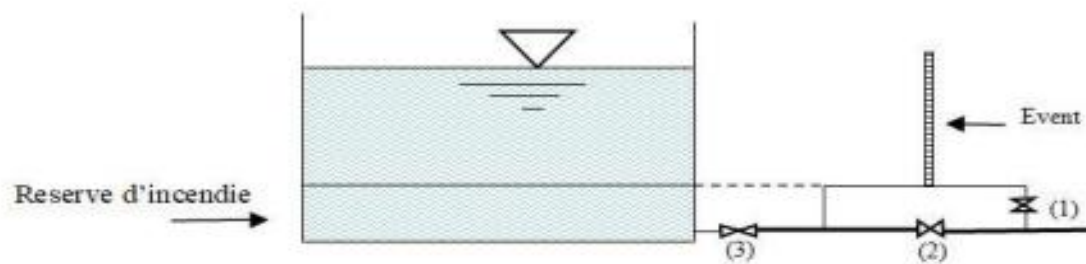


Figure 2.7 - Système à siphon [8]

2.7 Emplacement du réservoir

Lors de l'emplacement du réservoir il faut assurer aux abonnés une pression suffisante au moment du débit de pointe. Le meilleur emplacement n'est déterminé qu'après une étude technico-économique approfondie, en prenant en considération les conditions suivantes :

- L'emplacement des réservoirs dépend essentiellement de [6] :
 - Données topographiques ;
 - La nature du terrain.

Pour cela, on doit respecter les conditions suivantes :

- L'emplacement du réservoir doit se faire à l'extrémité de la ville ou au centre de la ville (pour diminuer la perte de charge) ;
- L'emplacement doit être à la plus haute côte piézométrique exigée sur le réseau (pour que la distribution se fait par gravité).

Le schéma d'emplacement du réservoir est représenté dans la figure (2.8) suivante :

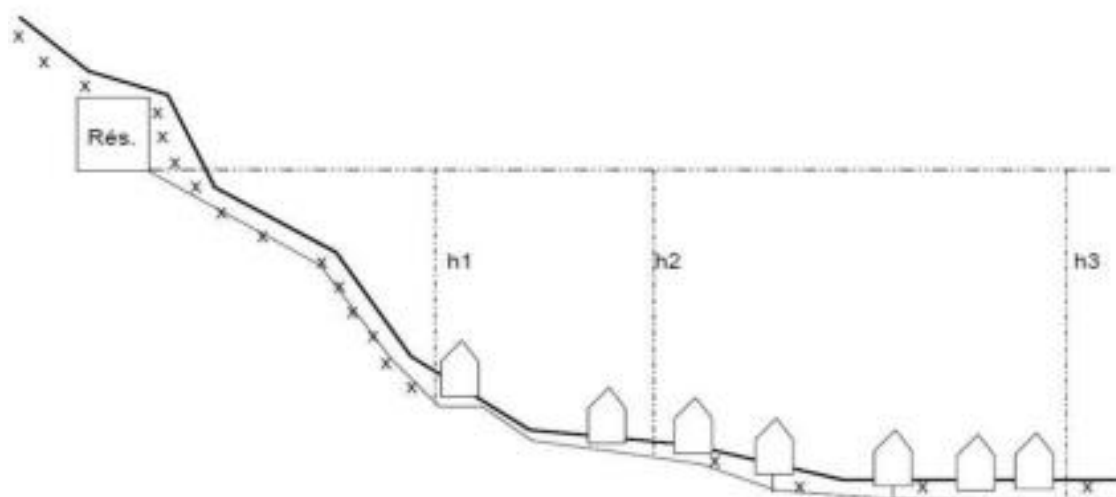


Figure 2.8 – *Emplacement d'un réservoir*

2.8 Entretien des réservoirs

Les structures des réservoirs doivent faire l'objet d'une surveillance régulière pour empêcher l'apparition des fissures, ainsi que des phénomènes de corrosion sur les parties métalliques en raison de l'atmosphère humide qui y règne.

Un soin particulier doit être apporté au nettoyage des cuves ; opération comportant plusieurs étapes telles que [7] :

- 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.

2.9 Description du schéma synoptique des réservoirs de la zone d'étude

La zone d'étude est alimentée par les eaux du barrage Tichy-haf par un piquage de la conduite venant du réservoir Sidi Ali vers le réservoir de la ZAC (Zone Agricole et Commercial). L'eau sera acheminée gravitairement vers la bêche d'aspiration de la station de pompage Laazib ensuite par refoulement vers le réservoir de stockage Laazib. Celui-ci assure une distribution gravitaire vers les trois villages concernés par l'étude : Laazib Thanoudha, Laazib Taslent et Laazib Ferma.

Le schéma synoptique des réservoirs de la zone d'étude est illustré sur la figure (2.9) suivante :

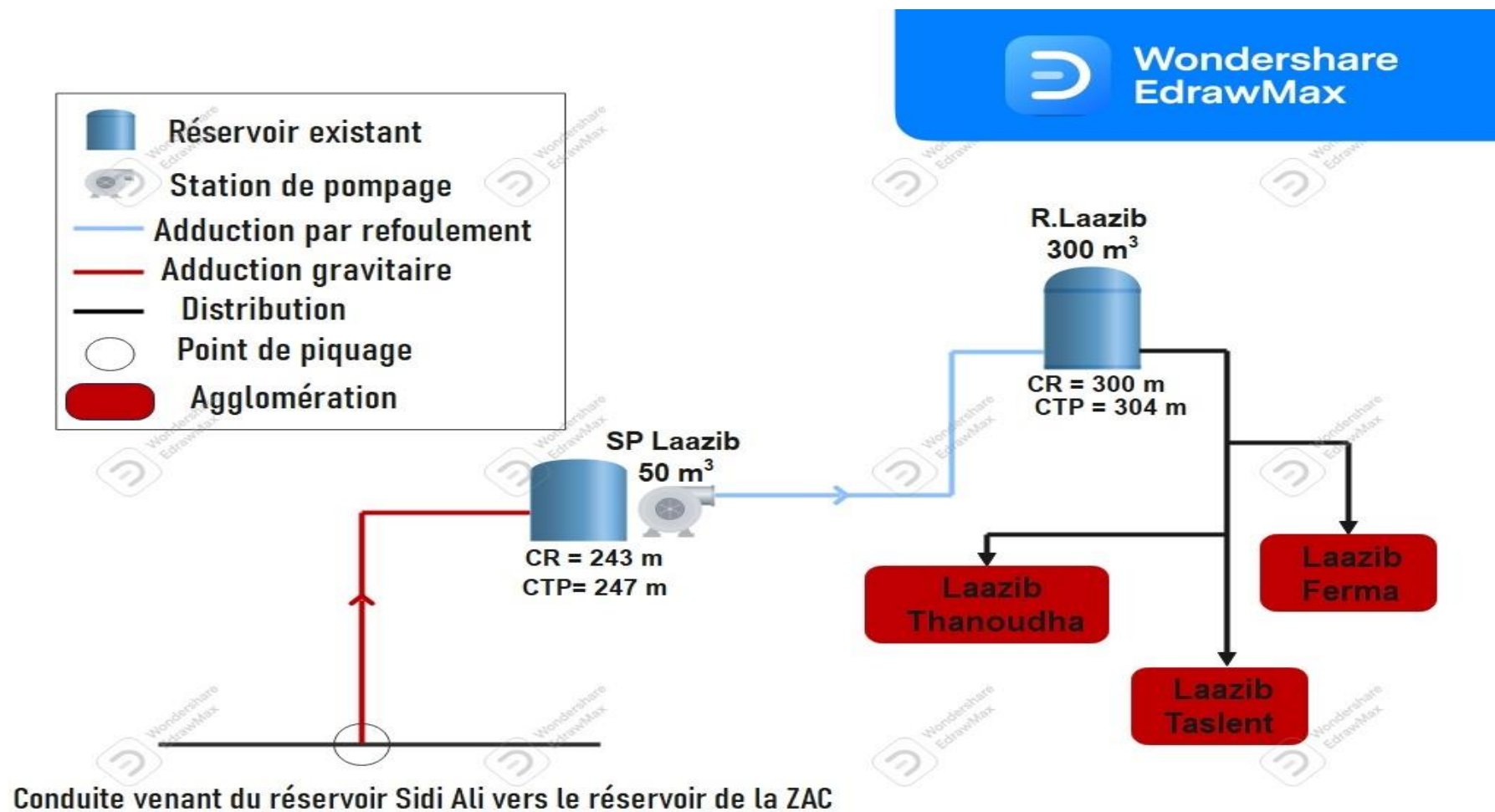


Figure 2.9 – Schéma synoptique des réservoirs de la zone d'étude

2.9.1 Description du logiciel Edraw Max

Edraw Max est un logiciel de conception qui permet de créer des diagrammes variés, il propose des outils puissants permettant de réaliser rapidement des graphiques de toutes sortes. Les fonctionnalités d'Edraw sont très complètes. Il possède néanmoins plus de fonctions que les outils de dessin habituellement intégrés dans les suites bureautiques. Ce logiciel nous a permis de dessiner le schéma synoptique des réservoirs [8].

L'écran de travail se présente sous la forme suivante (Figure 2.10)

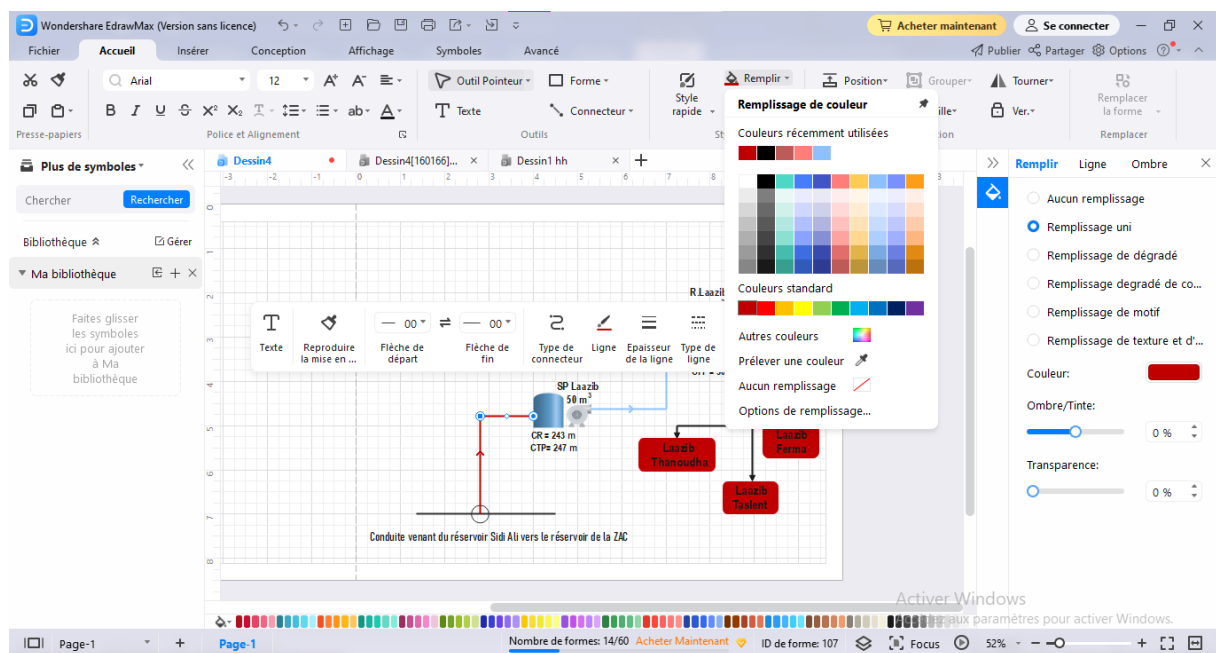


Figure 2.10 - L'interface Edraw Max

2.10 Capacité des réservoirs

La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée et à la sortie. Elle est calculée comme suit :

$$V_T = V_u + V_{inc} \quad (2.1)$$

Avec :

- V_T : Volume totale du réservoir en (m³) ;
- V_{inc} : Réserve d'incendie = 120 m³ ;
- V_u : Volume utile de stockage du réservoir (réserve de distribution) en (m³).

Deux méthodes de calcul ont été suivies afin d'estimer le volume utile nécessaire à la demande future [8].

2.10.1 La méthode analytique

Le volume maximal de stockage du réservoir, pour la consommation, est déterminé par la formule suivante :

$$V_{max} = \frac{Q_{max,j}}{100} \times P_{max} \quad (2.2)$$

Avec :

- $Q_{max,j}$: Débit maximal journalier (m^3/j) ;
- P_{max} : Résidu maximal dans le réservoir en (%), déterminé par la relation ci-après :

$$P_{max} = |R+max| + |R-max| \quad (2.3)$$

Avec :

- $|R+max|$: Résidu maximum positif (%) ;
- $|R-max|$: Résidu maximum négatif (%).

Pour déterminer la valeur de P_{max} , on doit suivre les étapes suivantes :

- Nous avons déjà déterminé les valeurs du coefficient de variation horaire $K_{max,h}$ pour la zone concernée par l'étude. La répartition de la consommation maximale journalière sur les 24 heures se détermine à l'aide du tableau de distribution du débit journalier (Annexe 1) ;
- On répartit ensuite, le débit de pompage tout au long de la journée ;
- La différence entre l'apport et la distribution pour chaque heure de la journée sera portée dans la colonne des surplus ou des déficits selon son signe ;
- On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure. La valeur maximale trouvée (P_{max}) sera le pourcentage du volume de stockage.

2.10.2 La méthode pratique

La capacité du réservoir doit être prise au minimum égale à 50% de la plus forte consommation journalière. Elle se calcule par la formule suivante :

$$V_u = 0.5 \times Q_{max,j} \quad (2.4)$$

2.11 Détermination de la capacité des réservoirs

2.11.1 La capacité de la bache à eau de la station de pompage

Ce réservoir se trouve au niveau de la station de pompage Laazib. Son volume est déterminé en considérant quatre heures d'arrêt de pompage dans la chaîne de refoulement. Le débit total à refouler est 26.35 l/s (2276.508 m^3/j).

Le volume se détermine par la formule suivante :

$$V_{sp} = Q_{max.h} \times t \quad (2.5)$$

Avec :

- **V_{sp}** : Volume de la bêche à eau de la station de pompage ;
- **$Q_{max.h}$** : Débit arrivant à la station de pompage (m³/h) ;
- **t** : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (t=0.25h).

$$V_{sp} = 94.854 \times 0.25$$

$$V_{sp} = 23.71 \text{ m}^3$$

La capacité calculée de la bêche à eau est de 23.71 m³. Par ailleurs, la capacité de la bêche à eau existante est de 50 m³, donc elle est suffisante.

2.11.2 La capacité du réservoir Laazib

Ce réservoir assure le stockage de l'eau entrant par refoulement de la station de pompage (20/24). Il assure aussi une distribution gravitaire pour l'ensemble de la population des trois villages : Laazib Thanoudha, Laazib Taslent et Laazib Ferma, dont le nombre d'habitants est de l'ordre de 6745 avec $Q_{max.j} = 2276.508 \text{ m}^3/\text{j}$, à l'horizon 2053.

La vérification de la capacité du réservoir existant (Laazib) est donnée dans la table (2.1) suivante :

Table 2.1 – Variation du résidu dans le réservoir de la zone d'étude

Heures	Apports		Distribution		Surplus	Déficit	Résidu
	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	%	%
0 – 1	5	113.825	0.9	20.488	4.1		4.1
1 – 2	5	113.825	0.9	20.488	4.1		8.2
2 – 3	5	113.825	0.9	20.488	4.1		12.3
3 – 4	5	113.825	1	22.765	4		16.3
4 – 5	5	113.825	1.35	30.732	3.65		19.95
5 – 6	5	113.825	3.85	87.645	1.15		21.1
6 – 7	5	113.825	5.2	118.378		-0.2	20.9
7 – 8	5	113.825	6.2	141.143		-1.2	19.7
8 – 9	5	113.825	5.5	125.207		-0.5	19.2
9 – 10	5	113.825	5.85	133.175		-0.85	18.35
10 – 11	5	113.825	5	113.825			18.35
11 – 12	5	113.825	6.5	147.973		-1.5	16.85

Table 2.2 – Variation du résidu dans le réservoir (suite et fin)

	Apports		Distribution		Surplus	Déficit	Résidu
Heures	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	%	%
12 – 13	5	113.825	7.5	170.738		-2.5	14.35
13 – 14	5	113.825	6.7	152.526		-1.7	12.65
14 – 15	5	113.825	5.35	121.793		-0.35	12.3
15 – 16	5	113.825	4.65	105.857	0.35		12.65
16 – 17	5	113.825	4.5	102.442	0.5		13.15
17 – 18	5	113.825	5.5	125.207		-0.5	12.65
18 – 19	0	0	6.3	143.420		-6.3	6.35
19 – 20	0	0	5.35	121.793		-5.35	1
20 – 21	0	0	5	113.825		-5	-4
21 – 22	0	0	3	68.295		-3	-7
22 – 23	5	113.825	2	45.530	3		-4
23 – 24	5	113.825	1	22.765	4		0
Total	100	2276.508	100	2276.508			

D'après la table (2.1) ci-dessus :

- **Résidu maximal** : $P_{\max} = |R_{\max}| + |R_{\min}| = |21.1| + |7|$

$$P_{\max} = 28.1\%.$$

- **Volume maximal** : $V_{\max} = \frac{Q_{\max,j}}{100} \times P_{\max} = \frac{2276.508}{100} \times 28.1$

$$V_{\max} = 639.69 \text{ m}^3$$

- **Volume total** : $V_T = V_u + V_{\text{inc}} = 639.69 + 120,$

$$V_T = 759.69 \text{ m}^3$$

La capacité totale du réservoir existant est de 300 m³, alors que le volume calculé est estimé à 759.69 m³. On propose alors de projeter un réservoir de 500 m³ qui sera jumelé avec l'existant.

2.12 Détermination du diamètre du réservoir projeté

La capacité du réservoir à projeter est de 500 m³ avec la hauteur du réservoir = 4m.

Le diamètre du réservoir est calculé comme suit :

$$D_r = \sqrt{\frac{4 \times V_r}{\pi \times H_r}} \quad (2.6)$$

Avec :

- D_r : Diamètre du réservoir (m)
- V_r : Volume du réservoir (m^3) ;
- H_r : Hauteur de l'eau dans le réservoir, pris égale 4m

$$D_r = \sqrt{\frac{4 \times 500}{\pi \times 4}}$$

$$D_r = 12.61m$$

Donc pour un diamètre normalisé on prend : D_r : 13m

2.13 Détermination de la hauteur d'incendie

La hauteur d'incendie se détermine par la formule :

$$H_{inc} = \sqrt{\frac{4 \times 120}{\pi \times D_r^2}} \quad (2.7)$$

$$H_{inc} = \sqrt{\frac{4 \times 120}{\pi \times (13)^2}}$$

$$H_{inc} = 1 m$$

2.14 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons vérifié et dimensionné le réservoir de stockage à l'horizon 2053 des trois localités : Laazib Thanoudha, Laazib Taslent et Laazib ferma. Ceci nous a amené à l'implantation d'un nouveau réservoir qui sera jumelé à l'ancien avec une capacité de 500 m^3 et un diamètre de 13 m.

Après ce dimensionnement, on va s'intéresser à l'étude des conduites d'adduction, qui sera bien détaillée dans le prochain chapitre.

Chapitre III

Adduction

3.1 Introduction

L'adduction rassemble les techniques permettant d'acheminer l'eau depuis une source à travers des ouvrages hydrauliques ou un réseau de conduites vers le point d'utilisation (réservoir de stockage ou de distribution).

L'objectif de ce chapitre est de dimensionner le réseau transportant l'eau vers les trois villages concernés par l'étude tout en satisfaisant la condition économique.

3.2 Les types d'adduction

On opte pour deux types d'adduction suivant la nature du relief de la région, à savoir :

- **Adduction gravitaire** : le lieu de captage se situe à une cote supérieure à la cote piézométrique de l'ouvrage d'arrivée, ce qui fait intervenir la pesanteur seule dans l'écoulement des eaux dans les conduites du réseau d'adduction, elle s'effectue soit par un aqueduc grâce à la pente soit par une conduite forcée où l'écoulement se fait sous pression (Figure 3.1) ;
- **Adduction par refoulement** : le lieu de captage se situe à une cote inférieure à la cote piézométrique de l'ouvrage d'arrivée, ce qui exige l'utilisation d'un système de pompage pour créer une pression dans les conduites du réseau d'adduction (Figure 3.2).

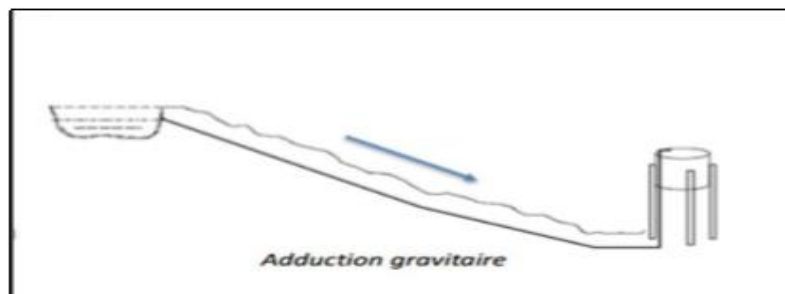


Figure 3.1 - Adduction gravitaire [8]

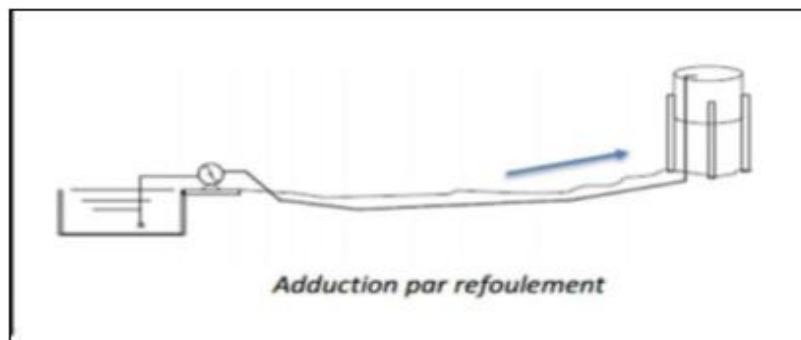


Figure 3.2 – Adduction par refoulement [8]

3.3 Description du schéma d'adduction

Pour la présente étude, le piquage se fait à partir de la conduite d'alimentation en eau potable Sidi Ali – la ZAC.

Le départ de la chaîne d'adduction est la station de pompage Laazib d'une capacité de 50 m³ à une cote de 243 m. Celle-ci refoule un débit de 0.03162 m³/s vers les deux réservoirs jumelés de Laazib (un réservoir existant d'une capacité de 300 m³ et un réservoir projeté d'une capacité de 500 m³) à une cote de 300 m et un linéaire de 492 m. Le schéma du système d'adduction fait par le logiciel Edraw Max est illustré dans la figure (3.3).

3.4 Choix du tracé

Pour établir un bon schéma d'adduction il faudra respecter certaines conditions qui sont les suivantes [6] :

- Le choix de tracé du profil de la conduite doit tenir compte de certains impératifs d'ordre technique et économique.
- Respecter les impératifs du profil en long avec le moins possible de sur profondeur ;
- Le tracé doit être plus régulier et plus court possible pour avoir un réseau économique ;
- Eviter les profils horizontaux, qui peuvent perturber le régime d'écoulement ;
- Eviter les traversées des obstacles (routes, voies ferrées, etc.) car cela exige la réalisation des ouvrages spéciaux ;
- Eviter les contres pentes, qui peuvent causer en exploitation des cantonnements d'air difficile à évacuer ; en période d'arrêt de pompe, il peut y'avoir une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des aplatissements de canalisation ;
- Le tracé se fera de préférence le long des routes ou des voies publiques, en évitant de traverser les propriétés privées afin de faciliter la pose de canalisation et leur exploitation et permettre un accès rapide pour l'entretien et la réparation.

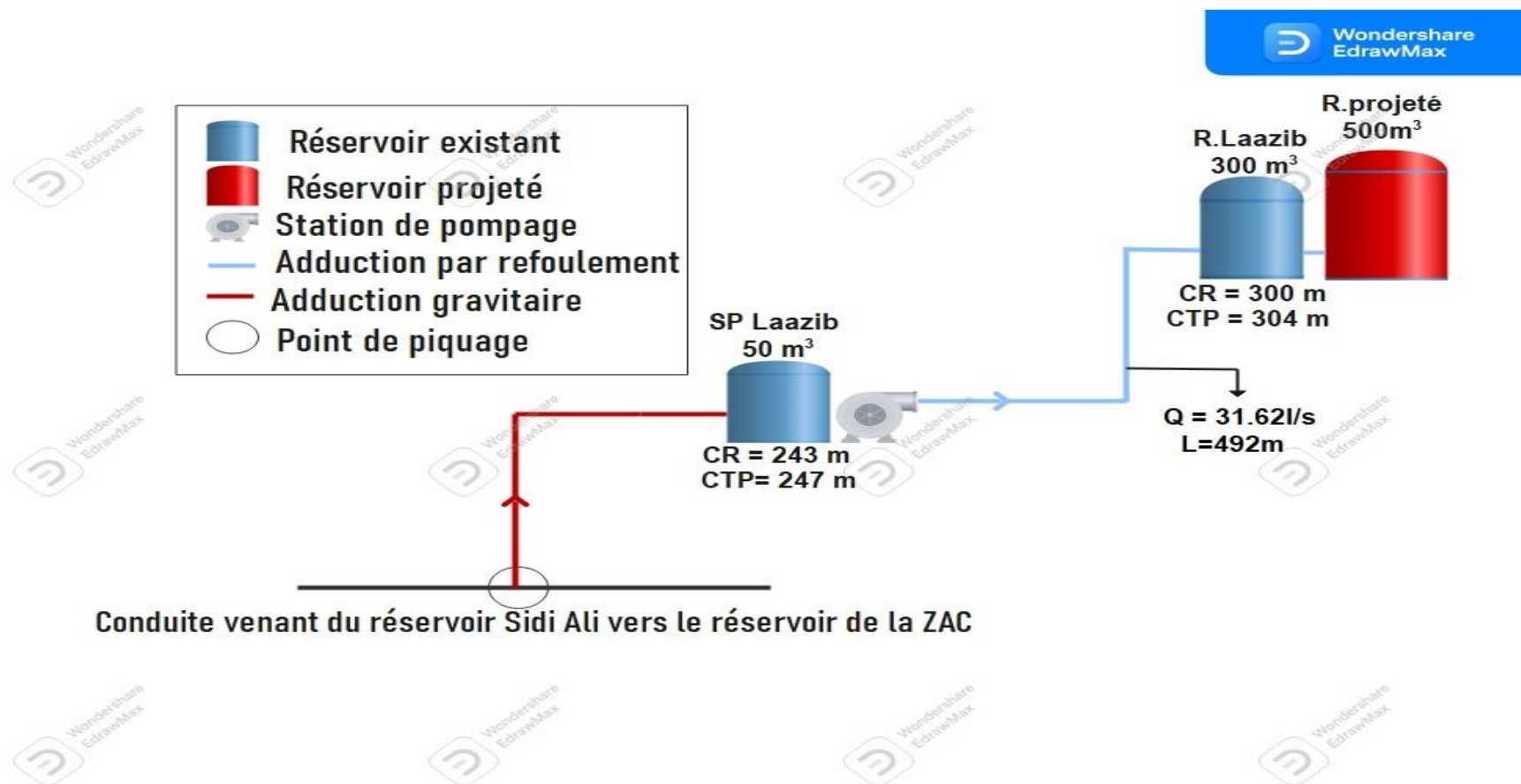


Figure 3.3 – Schéma du système d'adduction

3.5 Choix du type de conduite

Le choix du type des conduites de transport du fluide dépend de leur faisabilité technique qu'économique.

➤ **Du côté technique :**

- Résistance aux pressions, aux attaques chimiques et à la résistance des charges mobiles ;
- Bonne étanchéité, adaptation aux terrains de pose ;
- Facilité de mise en service et d'entretien.

➤ **Du côté économique,** cette faisabilité dépend :

- Du prix du transport et de la fourniture ;
- De leur disponibilité sur le marché local.

Parmi les matériaux utilisés dans l'alimentation en eau potable on peut citer :

- Matériaux métallique (Acier, Fonte) ;
- Matériaux en matière thermoplastique : Poly Chlorure de Vinyle (PVC Vinyle), Polyéthylène (PE).

Notre choix s'est porté sur le PEHD (Polyéthylène Haute Densité) pour la partie de l'adduction par refoulement tenant compte des avantages suivants :

- Facilité de pose (grande flexibilité) ;
- Répond parfaitement aux normes de potabilité ;
- Disponible sur le marché national ;
- Coefficient de rugosité très faible ;
- Résiste à la corrosion et à l'entartrage.

3.6 Les équipements du système d'adduction

Les accessoires hydrauliques qui devront être utilisés pour l'équipement du réseau d'adduction sont [13] :

3.6.1 Organes de sectionnement

Ils permettent l'isolement d'une partie de l'adduction dans le cas des travaux de réparation, ainsi que le réglage du débit. A savoir :

- Robinet vanne à opercule ;
- Robinet vanne papillon.

3.6.2 Organes de protection

Ils permettent la protection contre les différents phénomènes qui se traduisent au niveau du

système de canalisation. On distingue :

- **Les ventouses** : Se placent aux points hauts des canalisations, Permet d'évacuer l'air contenu dans les conduites ;
- **Clapet anti-retour** : destiné à assurer le passage d'un flux dans une direction tout en empêchant le flux dans la direction opposée ;
- **Vannes de vidange** : Ce sont des robinets qui jouent le même rôle que la ventouse, mais se place aux points bas des canalisations.

3.6.3 Organes de régulation

Ce sont des vannes permettant la régulation du débit et de la pression en amont ou en aval. On citera :

- **Vanne de régulation du débit** : limite et stabilise le débit d'une valeur de consigne constante quelles que soient les variations de pression amont et aval ;
- **Vanne de régulation de la pression amont** : maintient la pression amont à une valeur de consigne, quelles que soient les variations de pression et de débit à l'aval ;
- **Vanne de régulation de la pression aval** : fournit une pression constante à l'aval.

3.7 Etude technico-économique des conduites

Elle consiste à étudier le choix le plus économique pour le diamètre de la conduite, qui repose sur les deux critères suivant :

➤ *Techniquement* :

Le diamètre de la conduite doit pouvoir faire transiter le plus grand débit avec une vitesse d'écoulement acceptable, qui doit être comprise entre 0.5 et 2m/s, en assurant une pression de service compatible avec la résistance de la conduite ;

➤ *Les frais d'investissement* :

Les frais d'exploitation et les frais d'amortissement qui sont proportionnelles aux diamètres des conduites doivent présenter un bilan minimal

3.7.1 Calcul du diamètre avantageux

➤ Pour les conduites de refoulement :

Selon [6] le diamètre se détermine par les deux formules suivantes :

$$\text{- Formule de BONNIN : } D = \sqrt{Q} \quad (3.1)$$

$$\text{- Formule de BRESS : } D = 1,5 \times \sqrt{Q} \quad (3.2)$$

➤ Pour les conduites gravitaires :

Le diamètre se détermine avec le choix de la vitesse d'écoulement qu'est compris entre V_{min}

et V_{max}

$$D_{min} = [(4 \times Q) / (\pi \times V_{max})]^{1/2} \quad (3.3)$$

$$D_{max} = [(4 \times Q) / (\pi \times V_{min})]^{1/2} \quad (3.4)$$

Avec :

- V_{min} : Vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0.5 m/s ;
- V_{max} : Vitesse maximale de l'écoulement qui est de 2 m/s ;
- D_{min} : Diamètre minimal de la conduite (m) ;
- D_{max} : Diamètre maximal de la conduite (m) ;
- Q : Débit qui doit transiter dans la conduite (m³/s).

3.7.2 Calcul de la vitesse

La vitesse d'écoulement se détermine par la relation suivante :

$$V = [(4 \times Q) / (D^2 \times \pi)] \quad (3.5)$$

Avec :

- D : Diamètre de la conduite en (m).

3.7.3 Calcul des pertes de charge

On distingue deux types de pertes de charge :

- Les pertes de charge linéaires ;
- Les pertes de charge singulières.

3.7.3.1 Pertes de charge linéaires (ΔH_L)

Elles sont déterminées par la formule de Darcy-Weisbach suivante [12] :

$$\Delta H_L = J \times L = (\lambda \times L \times V^2) / (2 \times g \times D) \quad (3.6)$$

Avec :

- ΔH_L : Pertes de charge linéaires (m)
- J : Perte de charge linéaire par unité de longueur (m/ml) ;
- L : Longueur de la conduite (m) ;
- g : Accélération de la pesanteur (9.81 m/s²) ;
- λ : Coefficient de frottement de Darcy.

Le coefficient de Darcy caractérise l'écoulement ainsi que la nature de la rugosité des canalisations, il se détermine par les trois formules suivantes :

a. Régime turbulent rugueux

Formule de Nikuradze [13] :

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \times \ln \frac{K}{D})^{-2} \quad (3.8)$$

Avec :

- **K** : Coefficient de rugosité de la conduite (mm), pour les tubes en PEHD sa valeur est variée comme suit [13] :

$$K = 0.01 \text{ si } D \leq 200 \text{ mm ;}$$

$$K = 0.02 \text{ si } D > 200 \text{ mm.}$$

b. Régime transitoire

Formule de Colebrook [13] :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{K}{3.71 \times D} + \frac{2.51}{Re \times \sqrt{\lambda}} \right] \quad (3.9)$$

Avec :

- **Re** : Nombre de Reynolds donné par la formule suivante :

$$Re = \frac{V \times D}{\nu} \quad (3.10)$$

Avec :

- **V** : Vitesse d'écoulement (m/s) ;
- **ν** : Viscosité cinématique, déterminée par la formule de Stokes suivante [13] :

$$\nu = [0.0178 / (1 + 0.0337 \times T + 0.000221 \times T^2)] \quad (3.11)$$

Avec :

- **T** : Température de l'eau en degré, à T=20°C : $\nu = 0.01 \text{ Stokes} = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

3.7.3.2 Pertes de charge singulières (ΔH_S)

Les pertes de charge singulières sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires, dans le cas des adductions ; elles sont générées par les singularités telles que les coudes, les vannes, robinets, ventouses, changement de direction ou de section, ...etc.

$$\Delta H_S = 0.1 \times \Delta H_L \quad (3.12)$$

Avec :

- **ΔH_S** : Pertes de charge singulières (m) ;
- **ΔH_L** : Pertes de charge linéaires (m).

Donc, les pertes de charge totale représentent la somme des pertes de charge singulières et linéaires pour chaque conduite de longueur L [14], pour le PEHD elles se déterminent par la relation suivante :

$$\Delta H_t = 1.1 \times \Delta H_L \quad (3.13)$$

3.7.4 Calcul de la hauteur manométrique totale (Hmt)

La hauteur manométrique totale représente une hauteur d'élévation fictive qui résulte de la somme de la hauteur géométrique et des pertes de charge résultant de l'aspiration et du refoulement. Elle se calcule par la relation suivante :

$$Hmt = H_g + \Delta H_t \quad (3.14)$$

Avec :

- H_g : Hauteur géométrique (m).

3.7.5 Calcul de la puissance absorbée par la pompe (Pa)

La puissance absorbée par la pompe représente la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe, elle se détermine avec la formule suivante [14] :

$$P_a = \frac{g \times Hmt \times Q}{\eta} \quad (3.15)$$

Avec :

- P_a : Puissance absorbée par la pompe (KW) ;
- η : Rendement de la pompe (0,7÷0,8) on prend $\eta = 75\%$;
- Hmt : Hauteur manométrique de la pompe (m).

3.7.6 Calcul de l'énergie consommée par la pompe E

L'énergie consommée tout au long d'une année par la station de pompage est le produit de la puissance de pompage par le nombre d'heures de pompage par jour par le nombre du jour d'une année ; elle se détermine par la relation suivante [14] :

$$E = P_a \times T_p \times 365 \quad (3.16)$$

Avec :

- E : Energie de consommation (KWh /an) ;
- T_p : Temps de pompage par jour ($T_p=20$ h).

3.7.7 Calcul des frais d'exploitation (prix d'énergie)

Les frais d'exploitation se déterminent comme suit [14] :

$$F_{exp} = E \times e_u \quad (3.17)$$

Avec :

- ***Fexp*** : frais d'exploitation (DA) ;
- ***E*** : Energie consommée par la pompe (KWh) ;
- ***e_u*** : Prix unitaire du KWh, fixé par la SONELGAZ (4.67 DA).

3.7.8 Calcul des frais d'amortissement

Les frais d'amortissements sont fonction du taux d'annuité et de la durée d'amortissement de la conduite, ils sont calculés à partir de la formule suivante [14] :

$$Fam = P_u \times L \times A \quad (3.18)$$

Avec :

- ***Fam*** : Frais d'amortissement (DA) ;
- ***P_u*** : Prix du mètre linéaire de la conduite (DA/ml) ;
- ***A*** : Amortissement annuel (Annuité) :

$$A = [(i) / ((1+i)^n - 1)] + i \quad (3.19)$$

Avec :

- ***i*** : Taux d'annuité = 8 % ;
- ***n*** : Nombre d'années sur lesquelles s'effectuera l'amortissement (n = 30ans).

D'où :

$$A = [(0.08) / ((1+0.08)^{30} - 1)] + 0.08 = 0.0888$$

Soit : $A = 0.0888$

3.7.9 Calcul du bilan B_L

Le bilan se détermine par la formule suivante [14] :

$$B_L = Fexp + Fam \quad (3.20)$$

Avec :

- ***B_L*** : Bilan en (DA).

3.8 Dimensionnement de l'adduction par refoulement

3.8.1 Tronçon station de pompage – Réservoirs jumelés Laazib

Caractéristiques du tronçon :

- $Q = 0.03162 \text{ m}^3/\text{s}$;
- $L = 492 \text{ m}$;
- $H_g = \text{CTP (R)} - \text{CR (SP)} = 304 - 243 = 61 \text{ m}$.

En utilisant les formules (3.1) et (3.2), on trouve :

$$- D_{BONNIN} = 0.161\text{m}$$

$$- D_{BRESS} = 0.242\text{ m}$$

On choisit le PEHD comme matériau, les diamètres normalisés sont : 160, 200, et 250 mm.

➤ **Calcul de la hauteur manométrique totale :**

Les résultats des différents calculs sont représentés dans la table (3.1) suivante :

Table 3.1 - Calcul de la Hmt du tronçon SP Laazib– Réservoirs jumelés Laazib

Dext (m)	Dint (m)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Re	L (m)	Λ	ΔH_i (m)	ΔH_t (m)	Hmt (m)
0.160	0.1308	0.03162	2.35	307380	492	0.0880	93.17	102.49	163.49
0.200	0.1636	0.03162	1.5	245400	492	0,0787	27.14	29.85	90.85
0.250	0.2046	0.03162	0.96	196416	492	0.1003	11.33	12.46	73.46

➤ **Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement (SP Laazib– Réservoirs jumelés Laazib)**

Les résultats sont représentés dans la table (3.2) suivante :

Table 3.2 - Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement (SP Laazib– Réservoirs jumelés Laazib)

Dext (m)	Pa (KW)	E (KWh)	Fexp (DA)	Prix (DA)	L (m)	Fam (DA)
0.160	67.62	493626	2305233.42	1773.11	492	77466.47
0.200	37.57	274261	1280798.87	2764.71	492	120789.07
0.250	30.38	221774	1035684.58	4302.52	492	187975.38

➤ **Calcul du bilan (SP Laazib– réservoirs jumelés Laazib)**

Les résultats sont donnés dans les tables (3.3) ci-dessous :

Table 3.3 - Calcul du bilan du tronçon SP Laazib– réservoirs jumelés Laazib

Dext (m)	Fexp (DA)	Fam (DA)	B _L (DA)
0.160	2305233.42	77466.47	2382699.89
0.200	1280798.87	120789.07	1401587.94
0.250	1035684.58	187975.38	1223659.96

Le diamètre économique est 250 mm, avec une pression nominale de 16 Bars (PN16) et un bilan minimal de 1223659.96 DA et une vitesse de 0.96 m/s.

Le diamètre retrouvé est mentionné dans la table (3.4) suivante :

Table 3.4 - Diamètre calculé, pression nominale et matériau choisi pour la conduite
d'adduction étudiée

Tronçon	Type d'adduction	Diamètre (mm)	Pression nominale (bar)	Matériau
SP Laazib –Réservoirs jumelés Laazib	Par refoulement	250	16	PEHD

Le schéma général de l'adduction étudiée est donné dans la figure (3.4) ci-après :

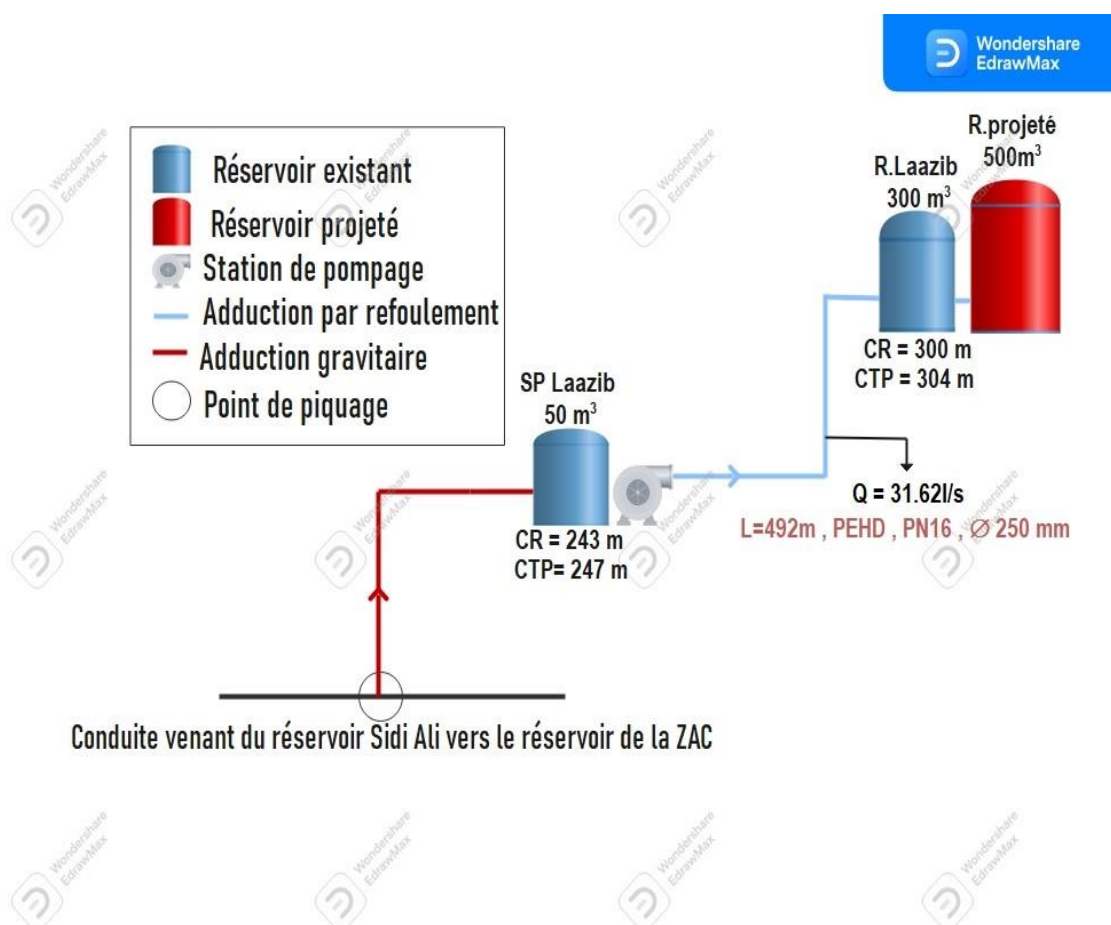


Figure 3.4 – schéma général de l'adduction étudiée

3.10 Conclusion

A travers ce chapitre consacré à l'adduction, on a effectué une étude technico-économique afin de pouvoir faire le dimensionnement la conduite d'adduction par refoulement, ce dernier a été fait sur la base des besoins maximums en eau de la population. Le choix définitif de diamètre est fait sur la base de cette étude afin d'assurer une vitesse et une perte de charge acceptables avec un bilan moins coûteux.

Chapitre IV

Pompes

4.1 Introduction

Après avoir fini la partie adduction, nous entamerons la partie étude des pompes, dans laquelle on utilise le catalogue numérique Caprari pour spécifier le choix et les caractéristiques hydrauliques de la pompe. La pompe est une machine qui permet de transformer l'énergie mécanique de son moteur d'entraînement en énergie hydraulique, c'est-à-dire qu'elle transmet au courant liquide qui la traverse une certaine puissance qui lui permet de s'élever d'un point bas à basse pression vers un autre point à haute pression.

4.2 Classification des pompes

On distingue deux types des pompes [6] :

4.2.1 Les pompes volumétriques

Elles sont caractérisées par un déplacement du liquide du point de l'aspiration vers le point de refoulement qui se fait par un mouvement de :

- Translation ;
- Rotation ;
- Mixte (translation et rotation).

4.2.2 Turbopompes

Dans les turbopompes on trouve une roue, munie d'aubes, animée d'un mouvement de rotation, fournit au fluide de l'énergie cinétique dont une partie est transformée en pression, par réduction de vitesse dans un organe appelé récupérateur.

Suivant le type de la roue et son mode d'action, on distingue dans la catégorie des turbopompes :

- Les pompes centrifuges ;
- Les pompes hélices ;
- Les pompes hélico-centrifuges.

Les différents schémas des turbopompes sont représentés dans la figure (4.1) suivante :

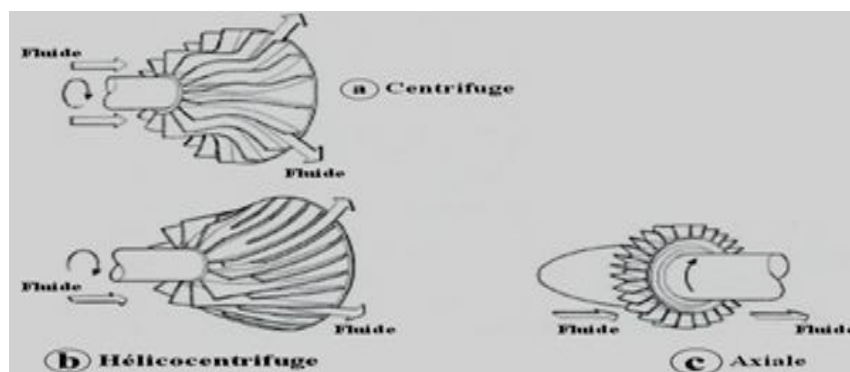


Figure 4.1 – Les trois types des turbopompes

Les pompes centrifuges sont les plus utilisées dans le domaine de l'alimentation en eau potable pour les avantages qu'elles présentent, à savoir :

- Elles constituent des groupes légers et peu coûteux ;
- Elles assurent le refoulement des débits importants à des hauteurs considérables ;
- Elles présentent un bon rendement.

On peut classer les pompes centrifuges comme suit :

- **Suivant la forme de la roue :**
 - Pompes centrifuges radiales ;
 - Pompes centrifuges axiales.
- **Suivant la forme du corps de la pompe :**
 - Pompe à volute ou colimaçon ;
 - Pompe à diffuseur circulaire.
- **Suivant le nombre de roue :**
 - Pompes monocellulaires : lorsqu'il n'y a qu'une roue ;
 - Pompes multicellulaires : lorsqu'il y a plus d'une roue.
- **La position de son axe :**
 - Pompe à axe horizontal ;
 - Pompe à axe vertical.

4.3 Choix des pompes

Le choix du type de pompe à installer se fait de façon à [6] :

- Assurer le débit de refoulement et la hauteur manométrique de la pompe ;
- Assurer un rendement maximum ;
- Avoir une vitesse de rotation assez importante ;
- Vérifier la condition de non cavitation.

4.4 Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges

4.4.1 Hauteur manométrique totale (Hmt)

C'est la somme de la hauteur géométrique et des pertes de charge à l'aspiration et au refoulement. Elle est donnée comme suit :

$$H_{mt} = H_g + \Delta H_{asp} + \Delta H_{ref} \quad (4.1)$$

Avec :

- **Hmt** : Hauteur manométrique totale (m) ;

- H_g : Hauteur géométrique (m) ;
- ΔH_{asp} : Pertes de charge à l'aspiration (m) ;
- ΔH_{ref} : Pertes de charge au refoulement (m).

4.4.2 Le débit (Q)

C'est le volume refoulé pendant l'unité de temps, il s'exprime en (l/s).

4.4.3 La vitesse de rotation (N)

C'est le nombre de tour effectué par la pompe pendant une unité de temps.

4.4.4 La puissance

On distingue deux types de puissance :

4.4.4.1 La puissance absorbée par la pompe (P_a)

Elle est exprimée par la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe en (Kw). Cette puissance est donnée par la loi suivante :

$$P_a = \frac{g \times H_{mt} \times Q}{\eta} \quad (4.2)$$

Avec :

- P_a : Puissance absorbée par la pompe (Kw) ;
- Q : Débit refoulé par la pompe (m³/s) ;
- g : Accélération de la pesanteur (m/s²) ;
- η : rendement total de l'installation.

4.4.4.2 La puissance utile (P_u)

Elle traduit la puissance transmise au fluide par la pompe. Cette puissance est donnée par la formule suivante :

$$P_u = g \times H_{mt} \times Q \quad (4.3)$$

4.4.5 Le rendement (η)

C'est le rapport entre la puissance utile P_u et la puissance absorbée par la pompe P_a . Il est calculé comme suit :

$$\eta = \frac{P_u}{P_a} \quad (4.4)$$

4.5 Les courbes Caractéristiques

4.5.1 Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

Les courbes principales qui caractérisent une pompe centrifuge et qui expriment ses performances sont [6] :

4.5.1.1 La courbe hauteur - débit « $H = f(Q)$ »

Elle présente les variations des différentes hauteurs d'élévation en fonction du débit.

4.5.1.2 La courbe rendement - débit « $\eta = f(Q)$ »

Elle exprime les variations des rendements en fonction du débit.

4.5.1.3 La courbe des puissances absorbées - débit « $Pa = f(Q)$ »

Elle présente les variations de la puissance absorbée par la pompe en fonction du débit.

4.5.2 La courbe caractéristique de la conduite

La caractéristique de la conduite est déterminée par la formule suivante :

$$H_c = H_g + (R \times Q^2) \quad (4.5)$$

Avec :

- H_g : Hauteur géométrique (m) ; π
- Q : Débit (m^3/j) ; π^2
- R : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite, il se détermine par la formule suivante : π^5

$$R = \frac{8 \times \lambda \times L}{g \times \pi^2 \times D^5} \quad (4.6)$$

Avec :

- λ : Coefficient de frottement ;
- L : Longueur de la conduite (m) ;
- g : Accélération de la pesanteur (m/s^2) ;
- D : Diamètre de la conduite (m).

Les différentes courbes définies ci-dessus sont représentées dans la figure (4.2) suivante :

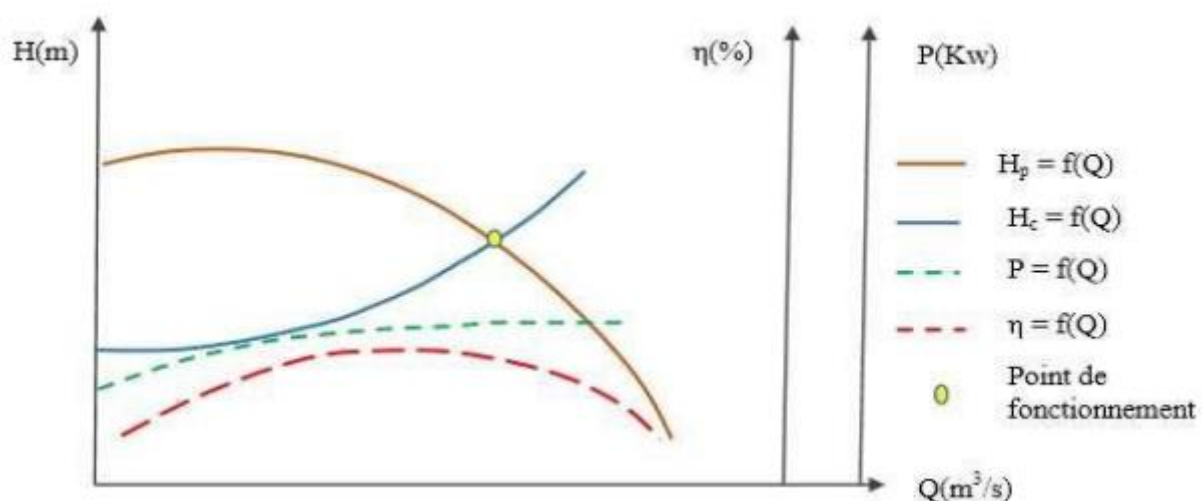


Figure 4.2 – Courbes caractéristiques de la pompe et de la conduite

4.6 Point de fonctionnement de la pompe

Il est défini comme étant le point d'intersection de la courbe caractéristique de la pompe « $H = f(Q)$ » avec la courbe caractéristique de la conduite « $H_c = f(Q)$ » (Figure 4.3).

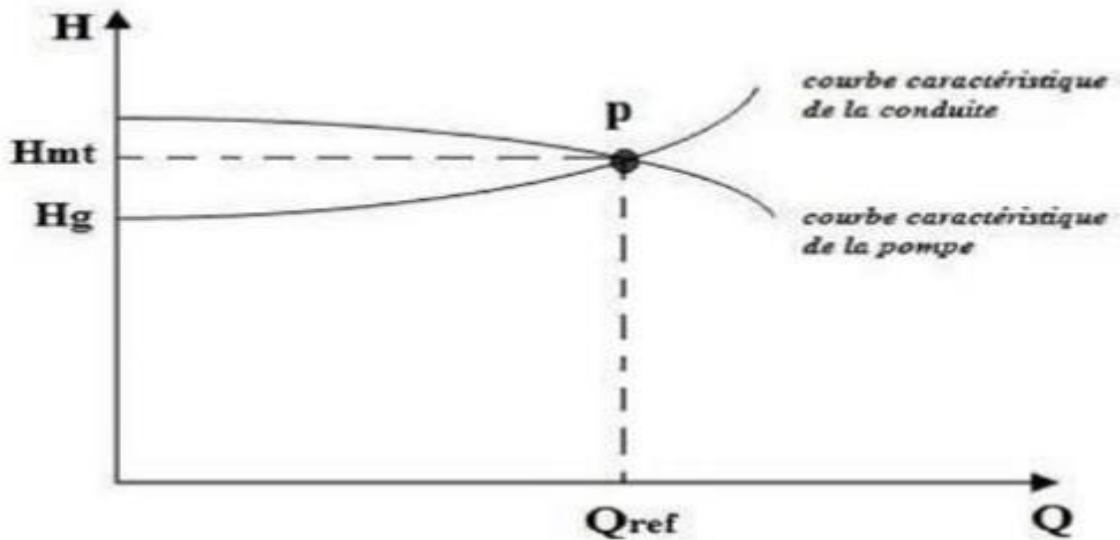


Figure 4.3 – Le point de fonctionnement d'une pompe [11]

Dans le cas où le point de fonctionnement ne correspond pas avec le point désiré, on sera dans l'obligation d'apporter quelques modifications afin d'adopter la pompe aux conditions de travail désirées [6].

Le point de fonctionnement peut être obtenu par la modification de l'un des paramètres de fonctionnement de la pompe et ça suivant quatre variantes, à savoir [8] :

4.6.1 Première variante : modification du temps de pompage

Cette méthode consiste à trouver un nouveau temps de pompage à partir de la formule suivante :

$$T'' \times Q_{pf} = T_p \times Q_{des} \quad (4.7)$$

D'où :

$$T'' = T_p \times Q_{des} / Q_{pf} \quad (4.8)$$

Avec :

- T'' : Nouveau temps de pompage ;
- T_p : Temps de pompage, pris égal à 20h ;
- Q_{des} : Débit désiré (m^3/s) ;
- Q_{pf} : Débit correspond au point de fonctionnement (m^3/s).

4.6.2 Deuxième variante : Régulation par étouffement

Cette méthode consiste à vanner au refoulement pour créer une perte de charge afin d'obtenir le débit désiré. La valeur des pertes de charge s'exprime par la relation suivante :

$$h = H' - H_1 \quad (4.9)$$

Avec :

- h : Perte de charge engendrée par le vannage (m) ;
- H' : La distance entre le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe (m) ;
- H_1 : La hauteur manométrique du point désiré (m).

Donc, la puissance absorbée par la pompe sera donnée par :

$$P_a = \frac{g \times Q' \times H'}{\eta} \quad (KW) \quad (4.10)$$

Avec :

- η : Rendement de la pompe (%).

4.6.3 Troisième variante : Rognage de la roue

Cette méthode consiste à diminuer le diamètre extérieur de la roue pour la même vitesse de rotation (N), et cela dans le but de ramener le point de fonctionnement au point désiré, on aura alors :

$$m = \left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^{1/2} \times \left(\frac{H_1}{H_2}\right)^{1/2} \quad (4.11)$$

Avec :

- m : coefficient de rognage

- **Le pourcentage de rognage (r) :**

$$r = 1 - m \quad (\%) \quad (4.12)$$

- **La puissance absorbée par la pompe (Pa) :**

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} \quad (KW) \quad (4.13)$$

4.6.4 Quatrième variante : variation de la vitesse de rotation

La diminution de la vitesse de rotation entraîne la diminution du débit ainsi que la puissance absorbée. On trace la parabole d'équation $H = aQ^2$ (courbe iso-rendement) qui passe par le point $P_1 (Q_1, H_1)$ (Figure 4.4) et qui coupe la courbe caractéristique de la pompe au point $P_3 (Q_3, H_3)$.

- La nouvelle vitesse de rotation (N') :

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_3} \quad (4.14)$$

- La puissance absorbée par la pompe (P_a) :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} \text{ (KW)} \quad (4.15)$$

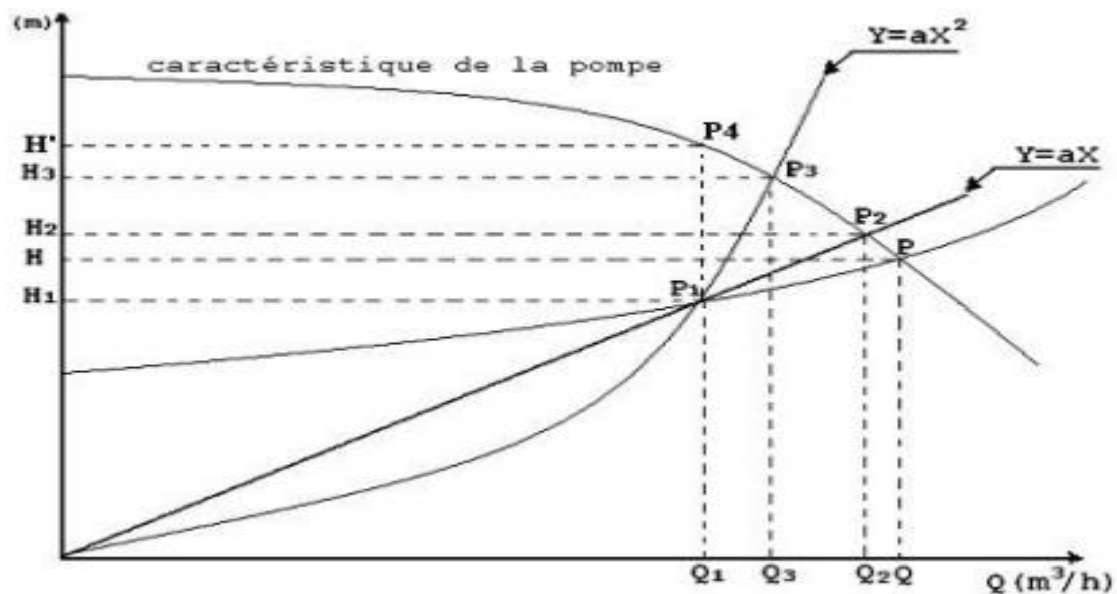


Figure 4.4 – Recherche du la réalisation de point de fonctionnement désiré

4.7 Couplage des pompes

Dans certains cas, la hauteur manométrique totale et le débit appelé ne sont pas satisfaits par une seule pompe, donc on sera obligé d'utiliser un couplage de pompes. Les pompes peuvent être couplées en parallèle ou en série.

4.7.1 Couplage en série

Ce type de couplage est utilisé lorsqu'on veut augmenter la hauteur de refoulement, dans ce cas [11] :

- Le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de la seconde ;
- Le même débit traverse les deux pompes, les hauteurs engendrées s'ajoutent.

Le couplage en série est représenté dans la figure (4.5) ci-dessus :

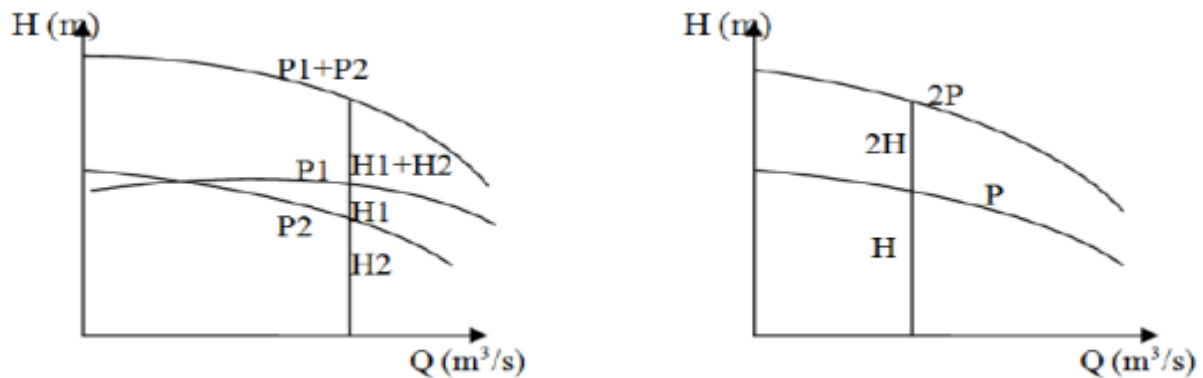


Figure 4.5 – Couplage en série

4.7.2 Couplage en parallèle

Ce type de couplage est utilisé lorsqu'on désire, pour une même hauteur de refoulement, augmenter le débit, dans ce cas [11] :

- Chaque conduite de refoulement aboutit à un collecteur général commun ;
- Le débit de collecteur commun est la somme des débits des pompes mis en parallèle.

La figure (4.6) ci-dessous représente le couplage en parallèle.

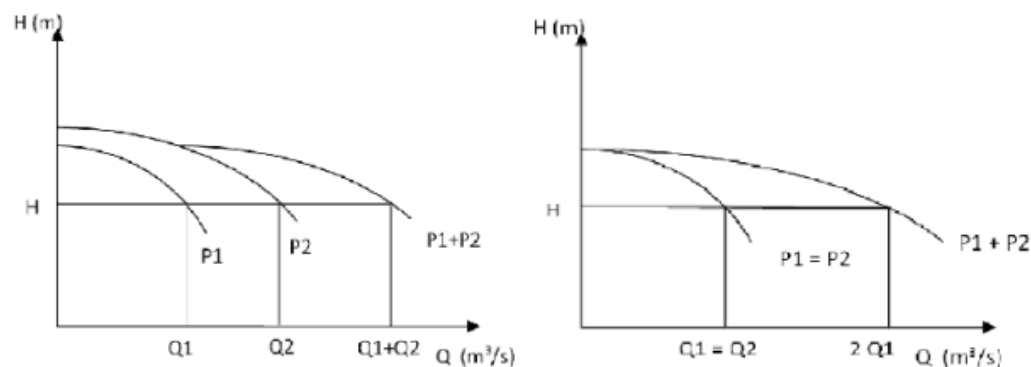


Figure 4.6 – Couplage en parallèle

4.8 Etude de la cavitation

La cavitation est un phénomène qui décrit la naissance de cavités remplies de vapeurs ou gaz dans un liquide en mouvement. Quand le liquide coule dans le tuyau d'aspiration et qu'il entre dans l'œil de l'impulseur, sa vitesse augmente, ce qui entraîne une réduction de pression. La pression du liquide est réduite à une valeur égale ou inférieure à sa pression de vapeur, là où les petites bulles de gaz commencent à se former. Continuant son mouvement dans l'impulseur, le liquide arrive à une zone de pression plus élevée et les cavités de vapeur disparaissent, cette disparition cause le bruit relié à la cavitation [11].

Afin d'éviter la cavitation dans le fonctionnement de la pompe, il faut vérifier la condition suivante :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r \quad (4.16)$$

Pour une alimentation en charge :

$$(NPSH)_d = \frac{p_0}{g \times \rho} + H_{asp} - (\Delta H_{asp} + T_v) \quad (4.17)$$

Pour une alimentation en dépression :

$$(NPSH)_d = \frac{p_0}{g \times \rho} - H_{asp} - (\Delta H_{asp} + T_v) \quad (4.18)$$

Avec:

- H_{asp} : Hauteur d'aspiration en (m) ;
- ΔH_{asp} : Perte de charge à l'aspiration en (m) ;
- P_0 : Pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration en (m) ;
- T_v : la pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée.

Les valeurs de la tension de vapeur en fonction de la température sont données dans la table (4.1) suivante :

Table 4.1 – Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température [11]

T°(C)	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
T _v (m)	0.06	0.083	0.125	0.24	0.43	0.75	1.26	2.03	4.1	4.8	10.3

4.9 Choix du type des pompes

Le choix de la pompe s'effectue en choisissant celle dont les caractéristiques se rapprochent le plus possible des données à respecter (débit, Hmt).

4.9.1 La pompe (SP Laazib – réservoirs jumelés Laazib)

➤ Caractéristiques de la conduite :

- L = 492 m ;
- Hmt = 73.46 m ;
- Hg = 61 m ;
- Q = 31.62 l/s.

➤ **Caractéristiques de la pompe :**

À partir du catalogue numérique Caprari, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal de type (PM 80/ 2 A)

Les caractéristiques de la pompe 1 sont regroupées dans le tableau (4.2) ci-dessous :

Table 4.2 – Caractéristiques de la pompe (Station de pompage Laazib)

N(tr/min)	$\eta(\%)$	Pa(Kw)	Q (l/s)	Hmt (m)	(NPSH) _r (m)
2900	71.8	32.5	32.2	74	6.25

- Point de fonctionnement P2 (32.2 l/s ; 74 m) ;
- Point désiré P1 (31.62 l/s ; 73.46 m).

Les courbes caractéristiques de la pompe sont représentées dans la figure (4.7) suivante :

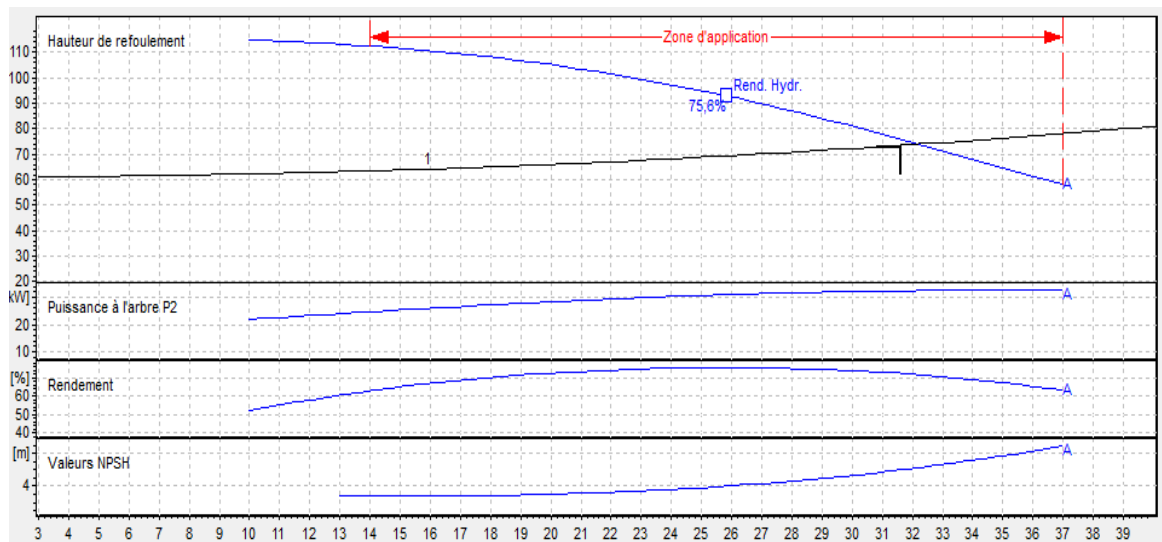


Figure 4.7 – Les courbes caractéristiques de la pompe (station de pompage Laazib).

Dans notre cas, il nous faut une seule pompe et autre de secours.

D'après la figure (4.7) ci-dessus, on remarque que le point de fonctionnement (32.2 l/s ; 74 m) ne coïncide avec le point désiré (31.62 l/s ; 73.46 m), donc cette pompe nécessite des modifications.

➤ **Réalisation du point de fonctionnement**

Pour la réalisation du point désiré, on fait appel soit à :

A. Réduction ou augmentation du temps de pompage

En appliquant la relation (4.8), le nouveau temps de pompage (T') sera :

$$T'' = 20 \times \frac{31.62}{32.2}$$

$$T'' = 19.64 \text{ h}$$

-La puissance absorbée par la pompe :

$$P_a = \frac{g \times Q_p \times H_p}{\eta} = \frac{9.81 \times 0.0322 \times 74}{0.781}$$

$$P_a = 29.93 \text{ KW}$$

-Calcul des frais d'exploitation

En appliquant les relations (3.16) et (3.17) du chapitre précédent on trouve :

$$F_{exp} = E \times e_u = P_a \times T_p \times 365 \times e_u$$

$$F_{exp} = 29.93 \times 19.64 \times 365 \times 4.67 = 1001977.44 \text{ DA}$$

B. Régulation par étouffement (le vannage)

En appliquant la relation (4.9), on trouve la perte de charge créée par la vanne d'étouffement qui est égale à :

$$h = H' - H_1 = 74 - 73.46 = 0.54 \text{ m}$$

-La puissance absorbée par la pompe

$$P_a = \frac{g \times Q_p \times H_p}{\eta} = \frac{9.81 \times 0.03162 \times 74}{0.781}$$

$$P_a = 29.39 \text{ KW}$$

-Calcul des frais d'exploitation

En appliquant les relations (3.16) et (3.17) du chapitre précédent on trouve :

$$F_{exp} = E \times e_u = P_a \times T_p \times 365 \times e_u$$

$$F_{exp} = 29.39 \times 20 \times 365 \times 4.67 = 1001934.49 \text{ DA}$$

C. Rognage de la roue

Dans le cas des pompes centrifuges multicellulaires, cette méthode est très difficile à réaliser, en raison du nombre de cellules qu'il faut rogner.

D. Variation de la vitesse de rotation

En appliquant la relation (4.14), la nouvelle vitesse de rotation de la pompe s'écrit comme suit :

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_3} = 2900 \times \frac{31.62}{Q_3}$$

L'équation de la courbe iso-rendement s'écrit :

$$H_3 = \frac{H_1}{Q_1^2} \times Q^2 \quad \Rightarrow \quad H_3 = 0.0734 \times Q^2$$

▪ **Courbe caractéristique de la pompe**

On a :

$$H' = a \times Q^2 + b$$

D'après la courbe caractéristique de la pompe on tire deux points, tels que :

a) $H_1 = 74 \text{ m}$ $Q_1 = 32.2 \text{ l/s}$

b) $H_1 = 118 \text{ m}$ $Q_1 = 3 \text{ l/s}$

On remplace les coordonnées des points dans l'équation et on va avoir le système d'équations suivant :

$$74 = a \times (32.2)^2 + b$$

$$118 = a \times (3)^2 + b$$

Donc, l'équation de la courbe caractéristique de la pompe sera comme suit :

$$H' = -0.0428 \times Q^2 + 118$$

On pose :

$$H' = H_3 \quad \Rightarrow \quad -0.0428 \times Q^2 + 118 = 0.0734 \times Q^2$$

On trouve : $Q_3 = 31.87 \text{ l/s}$, $H_3 = 74.55 \text{ m}$, $P_3 (31.87 ; 74.55)$

Alors :

$$N' = 2900 \times \frac{31.62}{31.87} = 2877.25 \text{ tr/min}$$

-La puissance absorbée par la pompe

$$P_a = \frac{g \times Q_3 \times H_3}{\eta} = \frac{9.81 \times 0.03187 \times 74.55}{0.781}$$

$$P_a = 29.84 \text{ KW}$$

-Calcul des frais d'exploitation

En appliquant les lois (3.16) et (3.17) du chapitre précédent on trouve :

$$F_{exp} = E \times e_u = P_a \times T_p \times 365 \times e_u$$

$$F_{exp} = 29.84 \times 20 \times 365 \times 4.67 = 1017275.44 \text{ DA}$$

Les résultats obtenus sont présentés dans la table (4.3) suivante :

Table 4.3 – Représentation des frais d'exploitation et des puissances

Les variantes	F _{exp} (DA)	Pa (KW)
Réduction ou augmentation du temps de pompage	1001977.44	29.93
La régulation par étouffement (le vannage)	1001934.49	29.39
Variation de la vitesse de rotation	1017275.44	29.84

Du côté économique, notre choix se portera sur la régulation par étouffement (le vannage) qui présente la variante la plus économique avec des frais d'exploitation de 1001934.49 DA. Du côté pratique, choix idéal est la diminution de temps de pompage.

➤ **Vérification de la cavitation**

On fixe $H_a = 1 \text{ m}$; $\Delta H_a = 0 \text{ m}$

$(NPSH)_r = 6.25 \text{ m}$

En appliquant la relation (4.17), on aura :

$$(NPSH)_d = 10.33 + 1 - (0 + 0.24) = 11.09 \text{ m}$$

D'où :

$(NPSH)_d > (NPSH)_r$, donc la pompe ne cavite pas.

4.10 Conclusion

Durant ce chapitre, et à l'aide du catalogue numérique Caprari, nous avons déterminé le type de pompe qui assure le débit et la charge nécessaire pour le transport de l'eau. Ainsi, le choix s'est porté sur une pompe multicellulaire à axe horizontal de type PM 80/ 2 A. Après nous avons vérifié le non cavitation de cette pompe.

Chapitre V
Coup de bélier

5.1 Introduction

Pour bien choisir les paramètres de protection des conduites lors de la réalisation d'un réseau d'eau potable, il est nécessaire de connaître les phénomènes contribuant à leur dégradation ; parmi ces phénomènes on a le coup de bélier qui constitue un risque probable sur les équipements d'adduction, c'est pourquoi dans ce présent chapitre nous allons analyser ce phénomène afin de protéger les équipements d'éventuelles dégradations.

5.2 Le coup de bélier

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire qui s'apparait dans les conduites d'adduction à écoulement gravitaire ou par refoulement, il résulte d'un écoulement non permanent apparaissant dans une conduite lorsqu'une grande variation de débit se produit à l'extrémité aval de celle-ci [8].

5.3 Causes principales du phénomène du coup de bélier

Les causes les plus fréquentes engendrant le phénomène sont [15] :

- Fermeture instantanée des vannes dans les conduites d'adduction ;
- La coupure brusque de l'alimentation électrique dans une station de pompage ;
- L'arrêt ou démarrage des pompes débitant dans une conduite déjà alimentée ;
- La modification ou la mise en marche de l'opération d'une turbine ;
- Démarrage d'un groupe électropompe à vanne ouvert.

5.4 Les conséquences du phénomène de coup de bélier

Les principales conséquences du coup de bélier sont [6] :

- Bruit et émissions sonores ;
- Eclatement et écrasement de la conduite dû à la surpression et la dépression ;
- Erosion rapide et parfois la détérioration brutale des différents matériels ;
- Usure des joints à cause des fuites au niveau des raccords.

5.5 Moyens de protection contre le coup de bélier

Le phénomène du coup de bélier ne peut pas être complètement éliminé mais il est conseillé de rechercher leur limitation à une valeur adéquate à la résistance des installations. Généralement, une conduite en écoulement gravitaire peut être protégée d'une manière satisfaisante en imposant une vitesse d'ouverture et de fermeture des vannes, afin de limiter les surpressions et dépression à des valeurs raisonnables. Toutefois, on trouve des difficultés à contrôler l'ampleur de ce phénomène en présence d'une station de pompage, à cause de l'arrêt brutal des pompes résultant de la coupure du courant qui alimente les moteurs électriques.

Les dispositifs de protection contre le coup de bélier sont les suivants :

- Volant d'inertie ;
- Cheminée d'équilibre ;
- Soupapes de décharge ;
- Les ventouses ;
- Les réservoirs d'air.

5.5.1 Les volants d'inertie

C'est un moyen placé sur l'arbre du groupe électropompe dont la spécificité est qu'il continue à assurer l'alimentation malgré l'arrêt du moteur, peut permettre l'augmentation du temps d'arrêt, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier. Ce procédé est utilisé seulement pour limiter les dépressions (Figure (5.1)).

Economiquement, cette solution n'est applicable que pour des conduites de refoulement de quelques centaines de mètres [6].

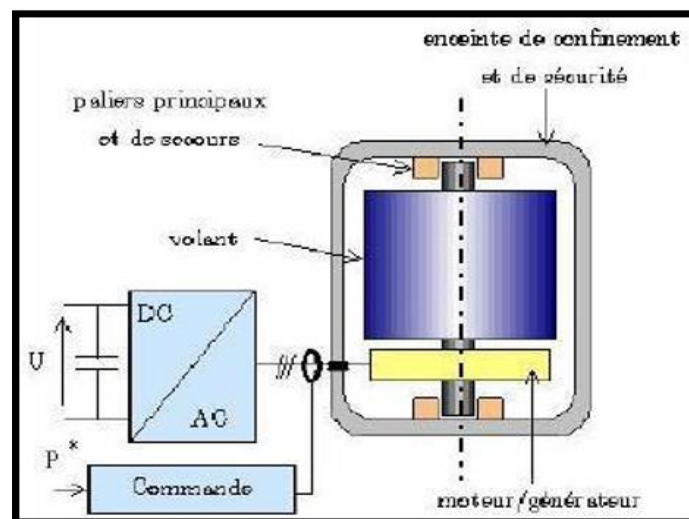


Figure 5.1 – Volant d'inertie [11]

5.5.2 Cheminée d'équilibre

Une cheminée d'équilibre est constituée d'un réservoir cylindrique à l'air libre et à axe verticale. Cette cheminée joue le même rôle que les réservoirs d'air, mais dans le cas des hauteurs de refoulement même moyennes, on arrive à des ouvrages de dimensions assez considérables (Figure (5.2)).

Les cheminées d'équilibre ont pour avantages :

- Un fonctionnement sans entretien ;
- La protection idéale pour les points difficilement accessibles.

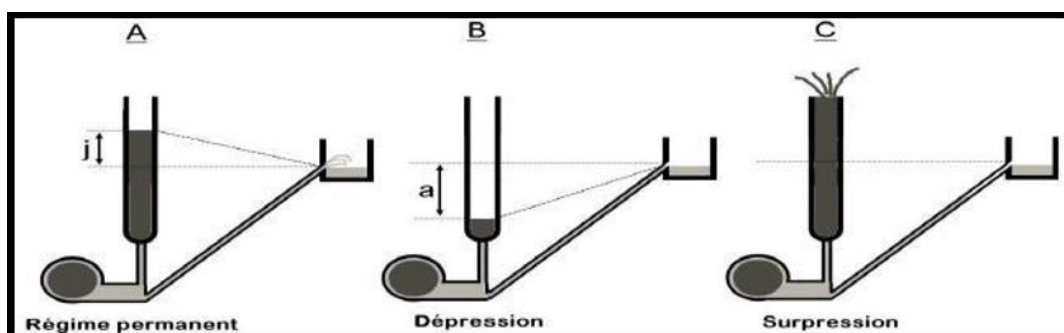


Figure 5.2 – Fonctionnement des cheminées d'équilibre [11]

5.5.3 Les Soupapes de décharge

Sont des équipements mécaniques qui en cas de surpression laissent passer un certain débit à l'extérieure de la conduite, et qui obstruent de nouveau l'ouverture pour éviter tout contact avec l'air une fois la pression se normalise (Figure (5.3)).

L'ouverture de ces soupapes doit se faire très rapidement, sous une pression légèrement supérieure (5% environ) à la pression normale pour que l'opération soit efficace.

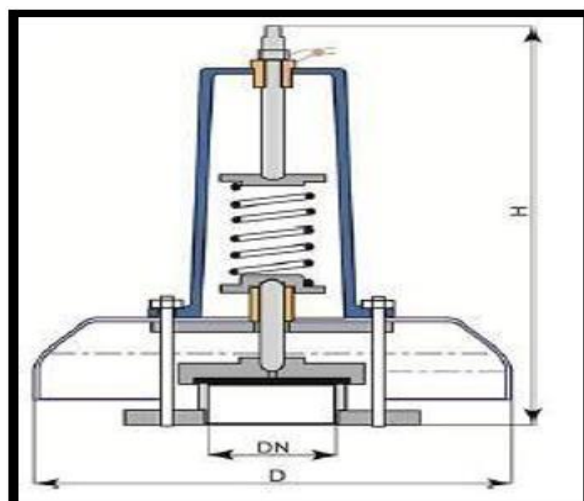


Figure 5.3 – Soupape de décharge [11]

5.5.4 Les ventouses

Appelée aussi reniflard, leurs rôle principal est d'évacuer l'air contenu dans la conduite, et leur admission dans ces conduites lorsqu'on procède à leur vidange (lorsqu'il y a apparition de la cavitation en un point haut) (Figure (5.4)).



Figure 5.4 – Ventouse [11]

5.5.5 Réservoirs d'air

Un réservoir à air comprimé appelé aussi accumulateur, réservoir anti-bélier, ballon d'air, cloche à air,...etc., est un récipient fermé dont la partie supérieure contient de l'air sous pression et la partie inférieure un certain volume d'eau. Ainsi, par exemple, lors d'un arrêt des pompes le réservoir se décomprime et fournit de l'eau à la conduite, réduisant l'abaissement de pression à cause du coup de bélier. Lorsque le sens de l'écoulement s'inverse, l'air du réservoir se comprime permettant ainsi de diminuer la pression dans la conduite et de stocker un volume d'eau. Ce dispositif offre une protection contre la surpression et la dépression, c'est l'appareil le plus répandu dans la protection contre le coup de bélier (Figure (5.5)).

Les avantages des réservoirs d'air sont :

- Ils peuvent être installés parallèlement au sol, cela offre une meilleure résistance au tremblement de terre et au vent ;
- Leurs dimensions réduites par rapport aux autres moyens (cheminée d'équilibre) ;
- Faciles à chauffer pour éviter les effets du gel.



Figure 5.5 – Réservoir d'air [11]

5.6 Définition des pressions

La pression est une notion fondamentale physique définie comme étant le rapport d'une unité de force sur une unité de surface. Cette notion de pression est largement utilisée en hydraulique,

mais elle est complexe parce qu'elle comprend plusieurs définitions selon les régimes d'écoulement, les règles de l'art ou les normes auxquelles on se réfère. On distingue [8] :

5.6.1 Pression maximale de service PMS

C'est la pression dynamique la plus élevée en régime permanent sur le réseau. La pression dynamique devient la Pression de Service (PS), si cette pression est invariable dans le temps.

5.6.2 Pression de service PS

C'est la pression dynamique d'un réseau lorsque ce dernier n'a qu'un seul régime de fonctionnement. Le régime est souvent variable, donc ces conditions sont rarement atteintes, ce terme de pression est donc à proscrire notamment auprès des fournisseurs.

5.6.3 Pression statique

C'est la pression supportée par le tuyau à débit nul, elle est facile à déterminer lorsqu'il s'agit d'un simple refoulement sur un réservoir, et particulièrement difficile à déterminer dans le cas d'un refoulement-distribution.

5.6.4 Pression de fonctionnement admissible PFA

C'est la pression hydrostatique maximale à laquelle un composant est capable de résister de façon permanente en service.

5.6.5 Pression nominale PN

C'est la pression qui sert souvent dans le dimensionnement d'une canalisation en PVC ou en PEHD, exprimée en bar (pour l'élément de canalisation ou de robinetterie) comme étant la pression pour laquelle l'équipement est capable de supporter une pression avec une sécurité convenable, sans défaillance pendant un temps à une température donnée. Il faut prendre beaucoup de précaution lorsque l'on utilise cette notion pour dimensionner un réseau, car cette pression varie dans le temps et selon la température.

5.6.6 Pression maximale admissible PMA

C'est la pression y compris le coup de bélier, à laquelle un composant est capable de résister lorsqu'il est soumis de façon intermittente en service.

5.7 Etude du coup de bélier

L'étude consiste à calculer les surpressions et les dépressions dans les différents tronçons des conduites de refoulement et gravitaires, et vérifier que ces valeurs ne dépassent pas la valeur de la pression de service.

5.7.1 Valeurs numériques du coup de bélier

La célérité de l'onde (a) est donnée par la formule d'Allievi ci-après [8] :

$$a = [9900 / (\sqrt{48.3 + \frac{Kc \times Dint}{e}})] \quad (5.1)$$

Avec :

- **a** : Célérité de l'onde du coup de bélier (m/s) ;
- **Kc** : Coefficient dépendant de la nature de la conduite (83 pour le PEHD et 0.6 pour la Fonte) ;
- **Dint** : Diamètre intérieur de la conduite (m) ;
- **e** : Epaisseur de la conduite (m).

Pour la valeur maximale du coup de bélier, on distingue deux cas à savoir :

a. 1er cas : Fermeture brusque

Le temps de fermeture (T_f) est tel que :

$$T_f < \frac{2 \times L}{a} \quad (5.2)$$

La valeur maximale du coup de bélier est donnée par la relation de Joukowski [8] :

$$B = \frac{a \times v_0}{g} \quad (5.3)$$

Avec :

- **B** : valeur du coup de bélier (m) ;
- **v₀** : vitesse de l'eau dans la conduite en régime permanent initial (m/s) ;
- **g** : accélération de la pesanteur ($g=9.81 \text{ m/s}^2$).
- La valeur maximale de la pression - surpression

$$H_s = H_0 + B \quad (5.4)$$

- La valeur minimale de la pression - dépression

$$H_d = H_0 - B \quad (5.5)$$

Avec :

$$H_0 = H_g + 10 \quad (5.6)$$

D'où :

- **H₀** : Pression absolue de la conduite ;
- **H_g** : Hauteur géométrique de refoulement ;
- **10** : Pression atmosphérique.

b. 2eme cas : fermeture lente

Le temps (T_f) est tel que :

$$T_f > \frac{2 \times L}{a} \quad (5.7)$$

La valeur maximale du coup de bélier sera calculée par la formule de Michaud [10] :

$$B = \frac{2 \times L \times v_0}{g \times T_f} \quad (5.8)$$

Avec :

- L : Longueur de la conduite (m) ;
- T_f : Temps de fermeture de la vanne (s).

Remarque :

La valeur maximale du coup de bélier lors d'une fermeture brusque est plus importante que celle de la fermeture lente. Donc, dans la présente étude on s'intéressera au cas de la fermeture brusque (le cas le plus défavorable), pour lequel on fera les calculs.

5.7.1.1 Calcul de la valeur du coup de bélier pour le tronçon de refoulement

➤ **Caractéristiques du tronçon :**

Les caractéristiques du tronçon sont données dans la table (5.1) ci-après :

Table 5.1 - Caractéristiques du tronçon de refoulement

Tronçon	Dext (mm)	Dint (mm)	e (mm)	V (m/s)	L (m)
station de pompage – Réservoirs jumelés Laazib	250	204.6	22.7	0.96	492

La valeur du coup de bélier pour ce tronçon est représentée dans la table (5.2) ci-après :

Table 5.2 - Calcul de la valeur maximale du coup de bélier (refoulement)

Tronçon	H _g (m)	H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	H _s (m)	H _d (m)	PN (bar)	Matériaux
Station de pompage – Réservoirs jumelés Laazib	61	71	350.81	34.33	105.33	36.67	16	PEHD

➤ **Interprétation des résultats :**

D'après le tableau (5.2) ci-dessus, la valeur de la dépression (H_d) et la valeur de la surpression (H_s) sont acceptables pour le tronçon Station de pompage – Réservoirs jumelés Laazib et ne présentent aucun risque sur les conduites.

5.8 Tracé des profil en long par le logiciel COVADIS

Ce logiciel, très développé, fonctionne sous Windows comme applicatif d'AUTOCAD, il nous a permis de tracer les profils en long du tronçon Station de pompage – Réservoirs jumelés Laazib.

L'écran de travail se présente sous la forme suivante (Figure (5.6)) :

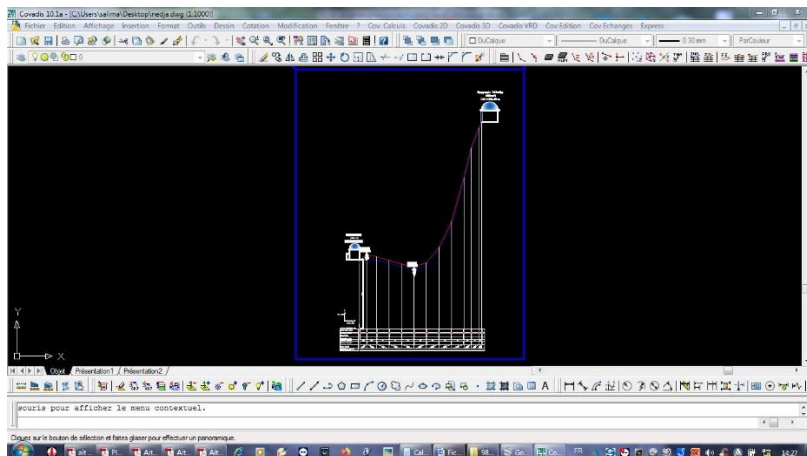


Figure 5.6 – Interface du logiciel COVADIS

Le tracé de profil en long est représenté dans la figure (5.7) ci-après.

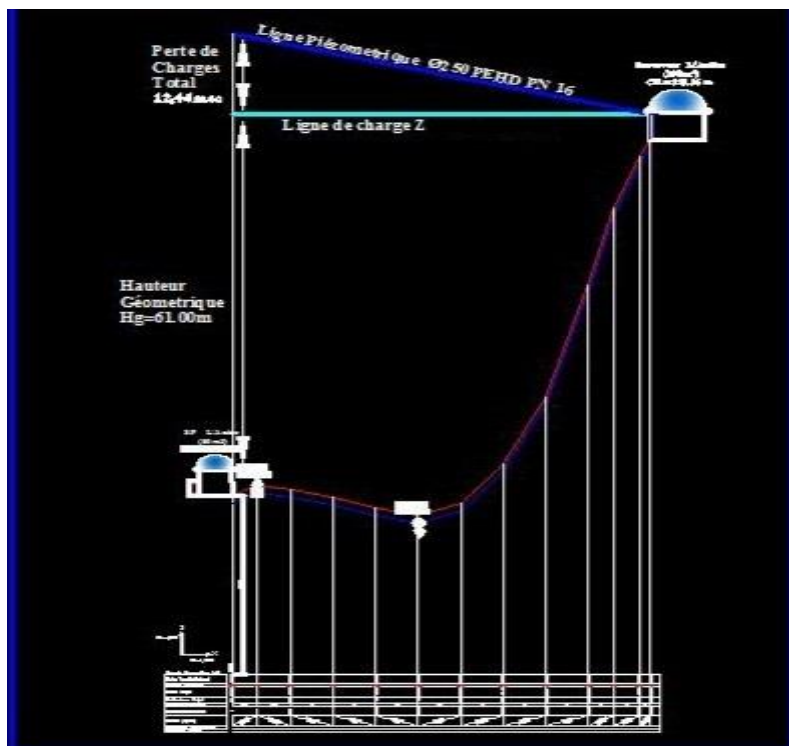


Figure 5.7 – Profil en long du tronçon de l’adduction par refoulement

5.9 Conclusion

A travers ce chapitre on a effectué une étude sur le phénomène du coup de bélier, où les valeurs des dépressions et des surpressions pour la conduite en refoulement sont acceptables et ne dépassent pas les pressions nominales, Donc, elle ne nécessite pas une protection contre le Coup de bélier.

Chapitre VI

Distribution

6.1 Introduction

Le réseau de distribution est un système composé de plusieurs éléments interconnectés qui travaillent ensemble pour ramener l'eau, à partir du réservoir, jusqu'aux consommateurs. Ce réseau doit être dimensionné de telle façon à satisfaire la demande de ces derniers en débit et en pression. Dans ce présent chapitre, nous allons dimensionner le réseau de distribution de la localité Laazib Taslent en exploitant le logiciel Epanet.

6.2 Classification des réseaux de distribution

Les réseaux de distribution peuvent être classés comme suit [10,16] :

- Réseau ramifié ;
- Réseau maillé ;
- Réseau étagé ;
- Réseau mixte.

6.2.1 Réseau ramifié

Les conduites ne comportent aucune alimentation en retour. Ce réseau est économique et le plus utilisé, parmi ses inconvénients, le manque de sécurité et de souplesse, une rupture sur la conduite principale prive tous les abonnés à l'aval d'eau. La Figure (6.1) ci-après représente un schéma d'un réseau ramifié.

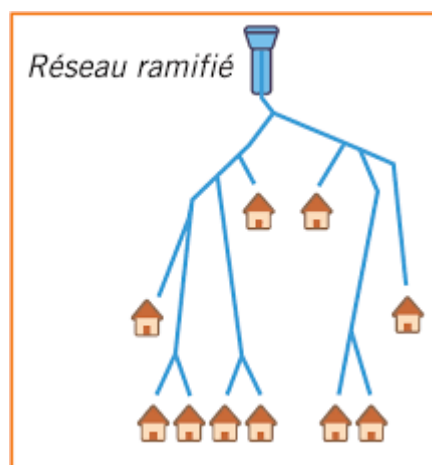


Figure 6.1 – Schéma d'un réseau ramifié

6.2.2 Réseau maillé

Ce réseau est constitué d'une série de tronçons disposés de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs boucles fermées permettant une alimentation, une simple manœuvre de robinet permet d'isoler le tronçon endommagé et de poursuivre néanmoins l'alimentation des abonnés à l'aval. Il est plus coûteux, mais en raison de la sécurité qu'il procure, il est

préférable au réseau ramifié. La Figure (6.2) ci-après représente un schéma d'un réseau maillé.

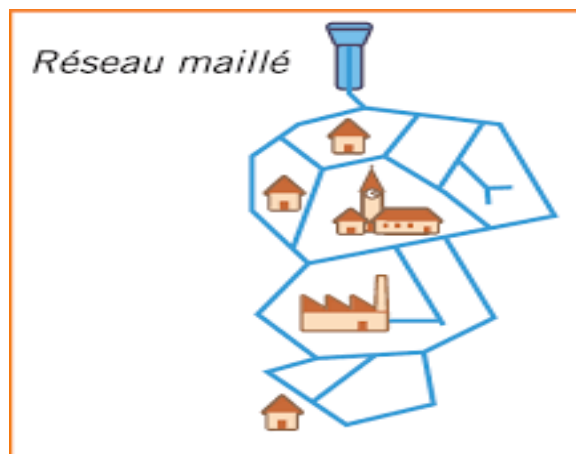


Figure 6.2 – Schéma d'un réseau maillé

6.2.3 Réseau étagé

Le réseau étagé est conseillé dans le cas d'agglomération présentant des différences de niveaux importantes, ce qui fait que la distribution par le réservoir projeté donne de fortes pressions au point le plus bas. Pour cela, une installation d'un réservoir intermédiaire alimenté par le premier régularise la pression dans le réseau.

6.2.4 Réseau mixte

Un réseau est mixte, lorsqu'il est constitué d'une partie ramifiée et une autre maillée. Il permet d'éviter les hautes pressions en cas de reliefs accidentés et des dénivelés importantes. Ce type de schéma est utilisé pour desservir les quartiers en périphérie de la ville par ramification issues des mailles utilisées dans le centre de cette ville. La Figure (6.3) ci-après représente un schéma du réseau mixte.

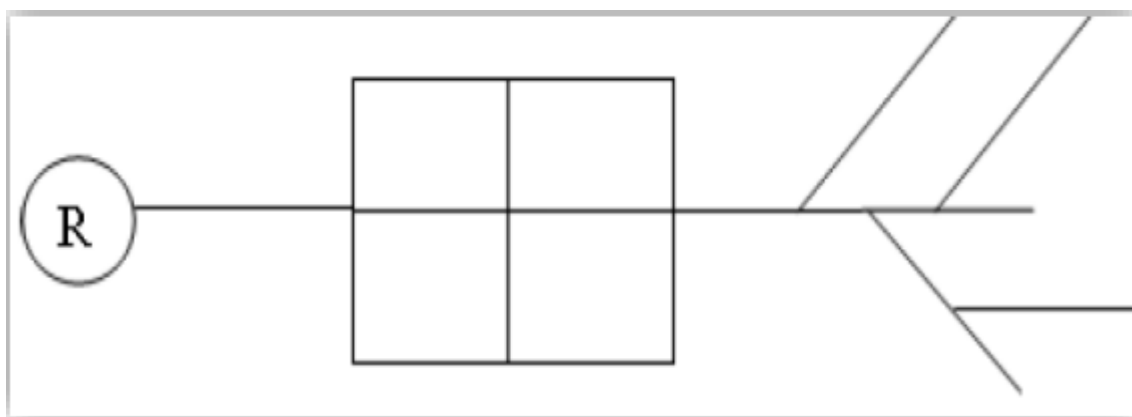


Figure 6.3 – schéma d'un réseau mixte [10]

6.3 Conception d'un réseau

Pour la conception d'un réseau de distribution, il est nécessaire de tenir compte de certains facteurs :

- Le relief et l'urbanisation de la région ;
- Le souci d'assurer un service souple et précis ;
- L'emplacement des quartiers et des consommateurs.

6.4 Choix du tracé

Pour la réalisation du tracé, il est important de penser aux points suivants [11] :

- Eviter les pentes trop fortes ;
- Eviter les zones rocheuses ;
- Préférer les zones accessibles ;
- Penser aux problèmes de propriété de terrain et d'autorisation ;
- Minimiser le nombre de passage difficiles (traversée de route, de ravine, ...etc.).

6.5 Choix du type du matériaux

Pour le cas de la présente étude on a choisi les conduits en PEHD, on doit tenir compte les paramètres suivants [16] :

- Le diamètre ;
- La pression de service à supporter par le matériau ;
- Les conditions de pose ;
- Le prix et la durée de vie du matériau ;
- La disponibilité du diamètre sur le marché.

6.7 Equipements et accessoires du réseau de distribution

Les accessoires du réseau de distribution sont résumés ci-après :

6.7.1 Les canalisations

- Conduites principales qui ont pour origine un réservoir ou une station de pompage. Elles assurent l'approvisionnement des conduites secondaires ;
- Conduites secondaires qui assurent la liaison entre les conduites principales et les branchements.

6.7.2 Organes accessoires

Les principaux organes accessoires sont [8] :

6.7.2.1 Robinets vannes

Nous les trouvons à chaque nœud, ils permettent l'isolement de divers tronçons du réseau lors

d'une réparation sur l'un d'entre eux.

6.7.2.2 Robinets de vidange (décharge)

Ils sont placés aux endroits des points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.

6.7.2.3 Bouches ou poteau d'incendie

Ils doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit de 17 l/s avec une pression de 10 m. Ils sont placés aux bordures des trottoirs, espacés de 200 à 300 m.

6.7.2.4 Régulateurs de pression

Ce sont des dispositifs permettant le réglage de la pression d'une façon à ne fournir au réseau de distribution que les pressions désirées.

6.7.2.5 Pièces spéciales de raccordement

- **Coudes** : Utilisés pour changement de direction ;
- **Les cônes** : Joignent des conduites de diamètres différentes ;
- **Tés** : Permettent le raccordement de la canalisation secondaire sur la canalisation principale.
- **Bouchons d'extrémités** : Ce sont des dispositifs placés aux extrémités des conduites de distribution servant comme obturateur final des tronçons.

On distingue aussi les ventouses, les clapets et les vanne de décharge qui sont présentés précédemment dans le chapitre adduction.

6.8 Exigences d'un réseau de distribution

Pour qu'un réseau soit performant, il faut que [8] :

- La pression soit supérieure à 1bar ;
- Sur la totalité du réseau, la pression maximale régnante ne doit en aucun cas dépasser les 6 bars (60mce). Ceci provoquera des désordres. À l'occasion, on peut prévoir une distribution étagée ou installer des réducteurs de pression ;
- Les vitesses doivent être entre 0,5 et 1,5 m/s ;
- Les diamètres doivent permettre l'écoulement des débits de pointe.

6.9 Description du réseau de distribution

Comme le village Laazib est partagé en trois localités, dans ce cas on a choisit de faire la distribution pour Laazib Taslent, cette distribution se fera gravitairement, à partir du réservoir existant d'une capacité de 300 m³ et un réservoir projeté ayant une capacité de 500 m³ dont la côte radié est 300 m.

Le réseau de distribution du village Laazib Taslent prend une ossature mixte. Le schéma d'ossature du réseau sur Epanet est illustré dans la figure (6.4) ci-après.

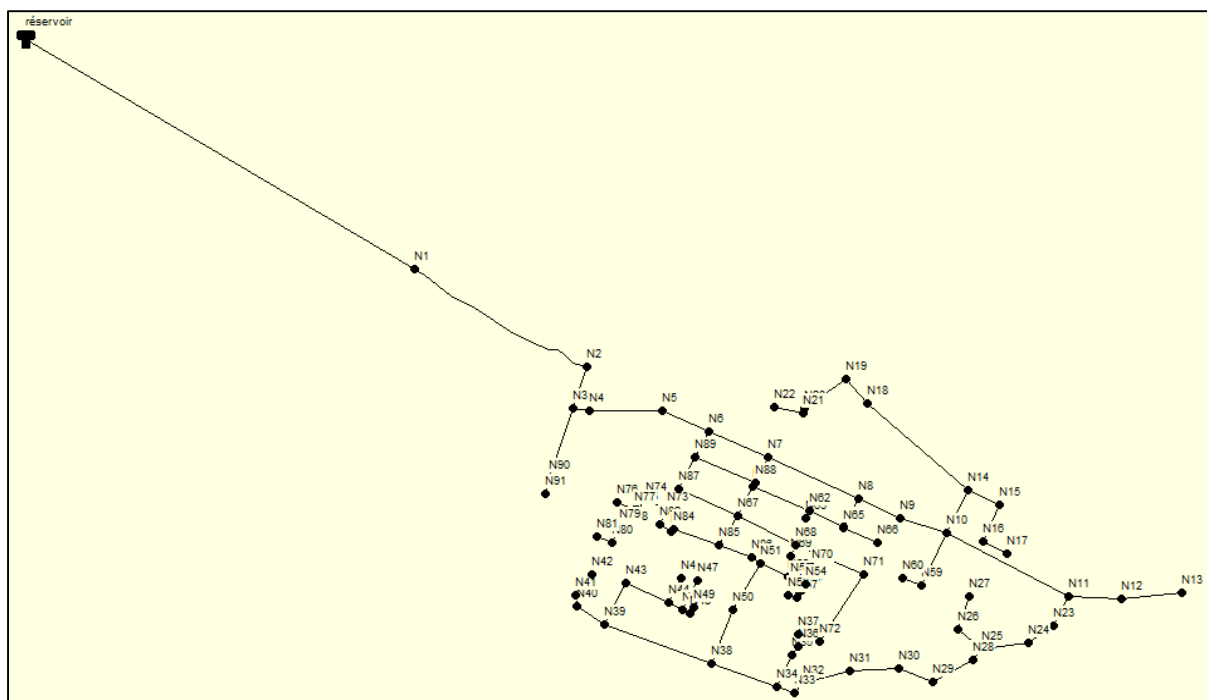


Figure 6.4 - Schéma d'ossature du réseau de distribution de Laazib Taslent

6.10 Calcul hydraulique du réseau de distribution

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

- On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau ;
- On détermine le débit spécifique en considérant les débits en route ;
- On calcule les débits en route pendant l'heure de pointe ;
- Connaissant les débits en route et ceux concentrés, on détermine les débits supposés concentrés aux nœuds.

6.10.1 Débit de pointe

C'est le débit qui représente la consommation maximale horaire, par lequel se fait le dimensionnement du réseau de distribution, il est donné par la relation suivante :

$$Q_p = Q_{max,j} \times P\% \quad (6.1)$$

Avec :

- Q_p : Débit de pointe (l/s) ;
- $Q_{max,j}$: Débit maximum journalier (m³/j) ;
- P : Pourcentage du débit maximum journalier à l'heure de pointe.

Le nombre d'habitants futur (2053) du réseau de distribution est estimé à 3036.

$$k_{max.h} = \beta_{max} \times \alpha_{max} \quad (6.2)$$

$$\beta_{max} = 1.64 \text{ et } \alpha_{max} = 1.3$$

Donc :

$$K_{max.h} = 2.132$$

À partir de la table des régimes de consommation (Annexe 1), l'heure de pointe est de 11 à 12 avec un pourcentage de 8.5 % de la consommation journalière.

$$Q_p = 774.01 \times 0.085 = 65.79 \text{ m}^3/\text{h} = 18.27 \text{ l/s.}$$

6.10.2 Débit spécifique

Il est défini comme étant le volume d'eau transitant dans un mètre de canalisation pendant une seconde, il est donné par la relation suivante :

$$Q_s = \frac{Q_p}{\sum L_i} \quad (6.3)$$

Avec :

- Q_s : Débit spécifique (l/s.m) ;
- Q_p : Débit de pointe (l/s) ;
- $\sum L_i$: La somme des longueurs des tronçons du réseau (m).

6.10.3 Débit de route

Il se définit comme étant le débit répartis uniformément le long d'un tronçon du réseau, il est donné par la relation suivante :

$$Q_r = Q_s \times L_{ij} \quad (6.4)$$

Avec :

- Q_r : Débit de route (l/s) ;
- L_{ij} : Longueur du tronçon (i – j).

6.10.4 Débit au nœud

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

$$Q_n = 0.55 \times \sum Q_r + \sum Q_c \quad (6.5)$$

Avec :

- Q_n : Débit au nœud (l/s) ;
- $\sum Q_r$: Somme des débits de route autour du nœud considéré (l/s) ;
- $\sum Q_c$: Somme des débits localisés au nœud considéré (l/s).

6.11 Le calcul des débits en route et les débits aux nœuds

Les différents résultats des débits sont récapitulés dans la table (6.1) suivante :

Figure 6.1 – Débit aux nœuds de Laazib Taslent

Nœud	Tronçon	Longueur (m)	Qs (l/s)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
R	R-N1	508.76	0	0	0
N1	N1-R	508.76	0	0	0
	N1-N2	228.006	0	0	
N2	N2-N1	228.006	0	0	0.108739564
	N2-N3	49.192	0.004019115	0.197708299	
N3	N3-N2	49.192	0.004019115	0.197708299	0.337801783
	N3-N4	19.044	0.004019115	0.076540024	
	N3-N90	84.58	0.004019115	0.339936737	
N4	N4-N3	19.044	0.004019115	0.076540024	0.220573848
	N4-N5	80.74	0.004019115	0.324503336	
N5	N5-N4	80.74	0.004019115	0.324503336	0.30586871
	N5-N6	57.63	0.004019115	0.231621591	
N6	N6-N5	57.63	0.004019115	0.231621591	0.358478923
	N6-N7	72.02	0.004019115	0.289456654	
	N6-N89	32.52	0.004019115	0.130701616	
N7	N7-N6	72.02	0.004019115	0.289456654	0.478260001
	N7-N8	111.877	0.004019115	0.449646516	
	N7-N88	32.46	0.004019115	0.130460469	
N8	N8-N7	111.877	0.004019115	0.449646516	0.438950445
	N8-N9	51.677	0.004019115	0.2076958	
	N8-N64	35.02	0.004019115	0.140749403	
N9	N9-N8	51.677	0.004019115	0.2076958	0.233255562
	N9-N10	53.844	0.004019115	0.216405222	
N10	N10-N9	53.844	0.004019115	0.216405222	0.729719139
	N10-N59	65.859	0.004019115	0.264694887	
	N10-N14	55.07	0.004019115	0.221332657	
	N10-N11	155.34	0.004019115	0.624329306	
N11	N11-N10	155.34	0.004019115	0.624329306	0.558928259
	N11-N23	38.49	0.004019115	0.154695732	
	N11-N12	59.02	0.004019115	0.23720816	
N12	N12-N11	59.02	0.004019115	0.23720816	0.278725818
	N12-N13	67.071	0.004019115	0.269566054	
N13	N13-N12	67.071	0.004019115	0.269566054	0.14826133
N14	N14-N10	55.07	0.004019115	0.221332657	0.539351954
	N14-N15	39.527	0.004019115	0.158863554	
	N14-N18	149.397	0.004019115	0.600443706	
N15	N15-N14	39.527	0.004019115	0.158863554	0.189664242
	N15-N16	46.274	0.004019115	0.185980522	

Table 6.1 – Débit aux nœuds du Laazib Taslent (suite)

Nœud	Tronçon	Longueur (m)	Qs (l/s)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
N16	N16-N15	46.274	0.004019115	0.185980522	0.169846991
	N16-N17	30.562	0.004019115	0.122832189	
N17	N17-N16	30.562	0.004019115	0.122832189	0.067557704
N18	N18-N14	149.397	0.004019115	0.600443706	0.412353551
	N18-N19	37.145	0.004019115	0.149290022	
N19	N19-N18	37.145	0.004019115	0.149290022	0.209028337
	N19-N20	57.416	0.004019115	0.2307615	
N20	N20-N19	57.416	0.004019115	0.2307615	0.140736743
	N20-N21	6.251	0.004019115	0.025123487	
N21	N21-N20	6.251	0.004019115	0.025123487	0.087823689
	N21-N22	33.479	0.004019115	0.134555947	
N22	N22-N21	33.479	0.004019115	0.134555947	0.074005771
N23	N23-N11	38.49	0.004019115	0.154695732	0.161477988
	N23-N24	34.56	0.004019115	0.13890061	
N24	N24-N23	34.56	0.004019115	0.13890061	0.19193886
	N24-N25	52.27	0.004019115	0.210079135	
N25	N25-N24	52.27	0.004019115	0.210079135	0.228759378
	N25-N28	15.839	0.004019115	0.063658761	
	N25-N26	35.378	0.004019115	0.142188246	
N26	N26-N25	35.378	0.004019115	0.142188246	0.165054599
	N26-N27	39.29	0.004019115	0.157911024	
N27	N27-N26	39.29	0.004019115	0.157911024	0.086851063
N28	N28-N25	15.839	0.004019115	0.063658761	0.148767537
	N28-N29	51.461	0.004019115	0.206827671	
N29	N29-N28	51.461	0.004019115	0.206827671	0.203652369
	N29-N30	40.668	0.004019115	0.163449364	
N30	N30-N29	40.668	0.004019115	0.163449364	0.210348014
	N30-N31	54.49	0.004019115	0.21900157	
N31	N31-N30	54.49	0.004019115	0.21900157	0.241284146
	N31-N32	54.663	0.004019115	0.219696877	
N32	N32-N31	54.663	0.004019115	0.219696877	0.151919729
	N32-N33	14.063	0.004019115	0.056520813	
N33	N33-N32	14.063	0.004019115	0.056520813	0.077902906
	N33-N34	21.179	0.004019115	0.085120834	
N34	N34-N33	21.179	0.004019115	0.085120834	0.307106597
	N34-N35	40.725	0.004019115	0.163678454	
	N34-N38	77.026	0.004019115	0.309576343	
N35	N35-N34	40.725	0.004019115	0.163678454	0.115245105
	N35-N36	11.41	0.004019115	0.045858101	
N36	N36-N35	11.41	0.004019115	0.045858101	0.05642556
	N36-N37	14.116	0.004019115	0.056733826	
N37	N37-N36	14.116	0.004019115	0.056733826	0.031203604
N38	N38-N39	128.206	0.004019115	0.515274643	0.599232546
	N38-N650	65.851	0.004019115	0.264662734	

Table 6.1 – Débit aux nœuds du Laazib Taslent (suite)

Nœud	Tronçon	Longueur (m)	Qs (l/s)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
	N38-N34	77.026	0.00401911	0.309576343	
N39	N39-N38	128.206	0.00401911	0.515274017	0.48551653
	N39-N40	37.304	0.00401911	0.149928879	
	N39-N43	54.130	0.00401911	0.217554424	
N40	N40-N39	37.304	0.00401911	0.149928879	0.11065816
	N40-N41	12.756	0.00401911	0.051267767	
N41	N41-N40	12.756	0.00401911	0.051267767	0.0939467
	N41-N42	29.744	0.00401911	0.119544408	
N42	N42-N41	29.744	0.00401911	0.119544408	0.06574942
N43	N43-N39	54.130	0.00401911	0.217554424	0.2384124
	N43-N44	53.724	0.00401911	0.215922666	
N44	N44-N43	53.724	0.00401911	0.215922666	0.22462102
	N44-N45	31.897	0.00401911	0.128197552	
	N44-N46	15.994	0.00401911	0.064281645	
N45	N45-N44	31.897	0.00401911	0.128197552	0.07050865
N46	N46-N44	15.994	0.00401911	0.064281645	0.14097752
	N46-N47	37.452	0.00401911	0.150523708	
	N46-N48	10.330	0.00401911	0.041517406	
N47	N47-N46	37.452	0.00401911	0.150523708	0.08278804
N48	N48-N46	10.330	0.00401911	0.041517406	0.03838994
	N48-N49	7.037	0.00401911	0.028282477	
N49	N49-N48	7.037	0.00401911	0.028282477	0.01555536
N50	N50-N38	65.851	0.00401911	0.264662413	0.28160799
	N50-N51	61.544	0.00401911	0.247352106	
N51	N51-N50	61.544	0.00401911	0.247352106	0.23892524
	N51-N52	34.494	0.00401911	0.13863518	
	N51-N86	12.048	0.00401911	0.048422237	
N52	N52-N651	34.494	0.00401911	0.13863518	0.08653043
	N52-N53	4.651	0.00401911	0.018692881	
N53	N53-N52	4.651	0.00401911	0.018692881	0.04735577
	N53-N54	16.772	0.00401911	0.067408513	
N54	N54-N53	16.772	0.00401911	0.067408513	0.07414936
	N54-N55	16.772	0.00401911	0.067408513	
N55	N55-N54	16.772	0.00401911	0.067408513	0.04303201
	N55-N56	2.695	0.00401911	0.010831501	
N56	N56-N55	2.695	0.00401911	0.010831501	0.02585192
	N56-N57	9.000	0.00401911	0.03617199	
N57	N57-N56	9.000	0.00401911	0.03617199	0.04068887
	N57-N58	9.407	0.00401911	0.037807768	
N58	N58-N57	9.407	0.00401911	0.037807768	0.02079427
N59	N59-N10	65.859	0.00401911	0.264694565	0.19761301
	N59-N60	23.538	0.00401911	0.094601811	
N60	N60-N59	23.538	0.00401911	0.094601811	0.052031

Table 6.1 – Débit aux nœuds du Laazib Taslent (suite)

Nœud	Tronçon	Longueur (m)	Qs (l/s)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
N61	N61-N67	38.46	0.00401911	0.154574971	0.24707539
	N61-N88	4.51	0.00401911	0.018126186	
	N61-N62	68.803	0.00401911	0.276526825	
N62	N62-N61	68.803	0.00401911	0.276526825	0.26879145
	N62-N64	42.524	0.00401911	0.170908634	
	N62-N63	10.270	0.00401911	0.04127626	
N63	N63-N62	10.270	0.00401911	0.04127626	0.02270194
N64	N64-N62	42.524	0.00401911	0.170908634	0.17718126
	N64-N65	2.61	0.00401911	0.010489877	
	N64-N8	35.02	0.00401911	0.140749232	
N65	N65-N64	2.61	0.00401911	0.010489877	0.0979234
	N65-N66	41.689	0.00401911	0.167552677	
N66	N66-N65	41.689	0.00401911	0.167552677	0.09215397
N67	N67-N61	38.46	0.00401911	0.154574971	0.49760581
	N67-N68	73.726	0.00401911	0.296312904	
	N67-N85	40.123	0.00401911	0.161258751	
	N67-N87	72.80	0.00401911	0.292591208	
N68	N68-N67	73.726	0.00401911	0.296312904	0.38085328
	N68-N69	15.313	0.00401911	0.061544631	
	N68-N71	83.253	0.00401911	0.334602965	
N69	N69-N68	15.313	0.00401911	0.061544631	0.09479995
	N69-N70	27.573	0.00401911	0.11081892	
N70	N70-N69	27.573	0.00401911	0.11081892	0.10598956
	N70-N54	20.375	0.00401911	0.081889366	
N71	N71-N68	83.253	0.00401911	0.334602965	0.38629555
	N71-N72	91.501	0.00401911	0.367752584	
N72	N72-N71	91.501	0.00401911	0.367752584	0.20226392
N73	N73-N74	26.95	0.00401911	0.108315015	0.16141148
	N73-N82	19.92	0.00401911	0.080060671	
	N73-N87	26.15	0.00401911	0.105099727	
N74	N74-N73	26.95	0.00401911	0.108315015	0.09261376
	N74-N75	14.947	0.00401911	0.060073637	
N75	N75-N74	14.947	0.00401911	0.060073637	0.0403794
	N75-N77	3.32	0.00401911	0.013343445	
N76	N76-N77	21.31	0.00401911	0.085647234	0.04710598
N77	N77-N76	21.31	0.00401911	0.085647234	0.10988448
	N77-N78	25.08	0.00401911	0.100799279	
	N77-N75	3.32	0.00401911	0.013343445	
N78	N78-N77	25.08	0.00401911	0.100799279	0.0760924
	N78-N79	9.343	0.00401911	0.037550545	
N79	N79-N78	9.343	0.00401911	0.037550545	0.06533385
	N79-N80	20.213	0.00401911	0.08123827	

Table 6.1– Débit aux nœuds du Laazib Taslent (suite et fin)

Nœuds	Traçons	Longueurs (m)	Qs (l/s)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
N80	N80-N79	20.213	0.00401911	0.08123827	0.08400161
	N80-N81	17.788	0.00401911	0.071491929	
N81	N81-N80	17.788	0.00401911	0.071491929	0.03932056
N82	N82-N73	19.92	0.00401911	0.080060671	0.07787407
	N82-N83	15.309	0.00401911	0.061528555	
N83	N83-N82	15.309	0.00401911	0.061528555	0.0429038
	N83-N84	4.100	0.00401911	0.016478351	
N84	N84-N83	4.100	0.00401911	0.016478351	0.1275553
	N84-N85	53.604	0.00401911	0.215440372	
N85	N85-N67	40.123	0.00401911	0.161258751	0.29444884
	N85-N84	53.604	0.00401911	0.215440372	
	N85-N86	39.477	0.00401911	0.158662405	
N86	N86-N85	39.477	0.00401911	0.158662405	0.11389655
	N86-N51	12.048	0.00401911	0.048422237	
N87	N87-N73	26.15	0.00401911	0.105099727	0.31057673
	N87-N67	72.80	0.00401911	0.292591208	
	N87-N89	41.55	0.00401911	0.166994021	
N88	N88-N61	4.51	0.00401911	0.018126186	0.2420509
	N88-N7	32.46	0.00401911	0.130460311	
	N88-N89	72.530	0.00401911	0.291506048	
N89	N89-N6	32.52	0.00401911	0.130701457	0.32406084
	N89-N87	41.55	0.00401911	0.166994021	
	N89-N88	72.530	0.00401911	0.291506048	
N90	N90-N3	84.58	0.00401911	0.339936324	0.22838994
	N90-N91	18.74	0.00401911	0.075318121	
N91	N91-N90	18.74	0.00401911	0.075318121	0.04142497

6.12 Modélisation et simulation du réseau hydraulique

Le logiciel utilisé pour la modélisation et la simulation du réseau est Epanet.

6.12.1 Présentation du logiciel EPANET

Epanet est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitative de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pressions. Il calcule la vitesse et le débit dans chaque tuyau, le niveau de l'eau dans les réservoirs, la pression à chaque nœud, 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, au cours d'une durée de la simulation.

L'environnement de travail est illustré dans la figure (6.5) ci-après

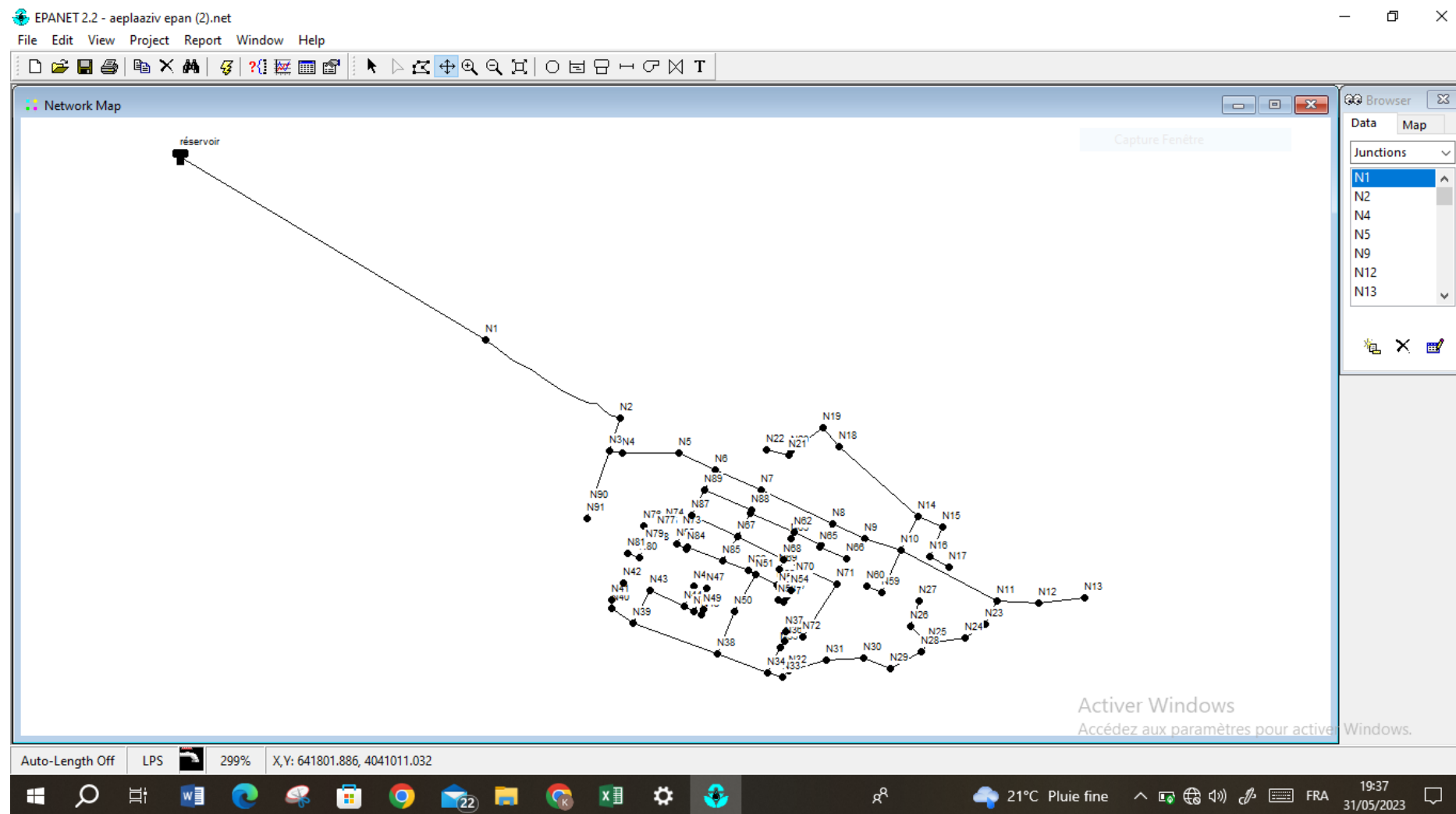


Figure 6.5 – Environnement de travail sur Epanet

6.12.2 Les étapes d'utilisation d'Epanet

Les étapes classiques d'utilisation d'Epanet pour modéliser un réseau de distribution d'eau sont les suivantes [17] :

- Dessiner un réseau dans un fichier avec format texte métafichier ;
- Saisir les différentes propriétés des éléments du réseau ;
- Décrire le fonctionnement du système ;
- Choisir un ensemble d'options de simulation ;
- Lancer une analyse de la qualité ou une simulation hydraulique ;
- Visualiser les résultats d'une simulation.

6.12.3 Modélisation du réseau par logiciel Epanet

Epanet modélise un système de distribution d'eau comme un ensemble d'arcs reliés à des nœuds. Les arcs représentent des tuyaux, des pompes et des vannes de contrôle. Les nœuds représentent des nœuds de demande, réservoirs et des bâches.

Dans le présent projet, la modélisation s'est portée en introduisant les différentes données du réseau [17].

- Au niveau des nœuds : l'altitude du nœud et la demande de base ;
- Au niveau des arcs : le diamètre, la longueur et la rugosité ;
- Au niveau des réservoirs : l'altitude et le diamètre.

6.13 Résultats après simulation par logiciel Epanet

Afin de déterminer les débits du tronçon qui sont automatiquement calculés par Epanet, on fait introduire quelques données en fixant un diamètre par défaut de 200mm et on lance la simulation.

Après la première simulation, on tire les débits obtenus moyennant le logiciel Epanet pour chaque tronçon afin de calculer les diamètres correspondants. Pour ce, on fixe une vitesse idéale de 1m/s et on calcul les diamètres suivant la formule $Q=V \times S$.

Pour ce projet, le choix est porté sur des conduites en PEHD PN16 (Annexe 4) car le calcul effectué avec le PN10 donne des pressions très importantes ; la valeur minimale de cette pression avoisine les 100mce.

Après avoir introduit les débits et les altitudes de chaque nœud ainsi que la longueur et les diamètres pour chaque conduite, la deuxième simulation peut être lancée dans le but d'avoir des vitesses dans l'intervalle (0.5m/s -1.5m/s) pour chaque conduite et aussi les pressions aux différents nœuds qui ne dépassent pas 60mce.

Les résultats de la simulation sans réducteur de pression sont présentés dans la figure (6.6) ci-après

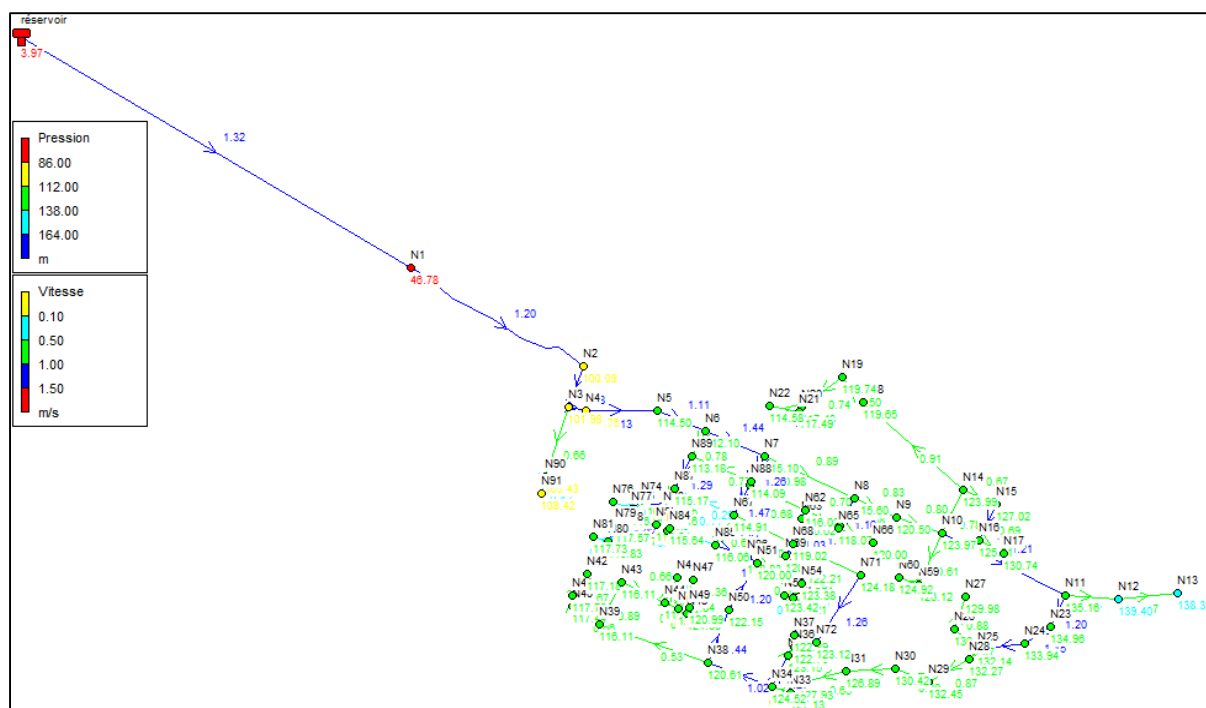


Figure 6.6 - Résultats de la simulation sans réducteur de pression du Laazib Taslent

Les résultats de simulation des nœuds sans réducteur de pression sont regroupés dans la table (6.2) ci-après.

Table 6.2– Etat des nœuds du réseau sans réducteur de pression du Laazib Taslent

N° du nœud	Altitudes (m)	Demandes (l/s)	Pressions (m)
1	253.15	3.76	46.78
2	199.83	0.58	100.09
3	197.93	0.69	101.98
4	193.16	0.45	106.75
5	185.40	0.62	114.50
6	187.81	1.47	112.10
7	184.79	1.25	115.10
8	184.28	0.9	115.6
9	179.38	0.48	120.50
10	175.91	1.49	123.97
11	164.69	1.42	135.16
12	160.45	0.57	139.40
13	161.49	0.30	138.34
14	175.89	2.20	123.99
15	172.85	0.39	127.02
16	173.91	0.35	125.91
17	169.05	0.14	130.74
18	180.18	0.84	119.65

Table 6.2 – *Etat des nœuds du réseau sans réducteur de pression du Laazib Taslent (suite)*

N° du nœud	Altitudes (m)	Demandes (l/s)	Pressions (m)
19	180.10	0.43	119.74
20	182.40	0.29	117.43
21	182.33	0.18	117.49
22	185.21	0.15	114.58
23	164.89	0.33	134.96
24	165.90	0.39	133.94
25	167.69	0.58	132.14
26	168.84	0.34	130.97
27	169.80	0.18	129.98
28	167.56	0.30	132.27
29	167.38	0.42	132.45
30	169.40	0.43	130.42
31	172.92	0.49	126.89
32	171.88	0.31	127.93
33	172.68	0.16	127.13
34	175.29	1.19	124.52
35	176.62	0.24	123.15
36	176.97	0.12	122.79
37	176.87	0.06	122.89
38	179.17	1.71	120.61
39	183.67	0.99	116.11
40	182.33	0.23	117.44
41	182.01	0.19	117.76
42	182.56	0.13	117.18
43	183.65	0.49	116.11
44	180.52	0.58	119.24
45	181.20	0.14	118.53
46	179.34	0.36	120.41
47	180.36	0.17	119.36
48	187.75	0.08	121
49	178.76	0.03	120.99
50	177.67	0.57	122.15
51	179.84	0.49	120
52	176.69	0.18	123.16
53	176.53	0.10	123.32
54	176.47	0.15	123.38
55	176.53	0.09	123.34
56	176.50	0.05	123.34
57	176.62	0.08	123.21
58	176.41	0.04	123.42
59	173.75	0.4	126.12
60	174.94	0.11	124.92
61	185.84	0.79	114.04
62	183.84	0.86	116.02

Table 6.2 – *Etat des nœuds du réseau sans réducteur de pression du Laazib Taslent (suite et fin)*

N° du nœud	Altitudes (m)	Demandes (l/s)	Pressions (m)
63	183.24	0.05	116.62
64	182.07	0.36	117.78
65	181.78	0.2	118.07
66	179.83	0.19	120
67	184.97	1.02	114.91
68	180.85	0.78	119.02
69	179.69	0.19	120.17
70	177.64	0.22	122.21
71	175.68	0.79	124.18
72	176.66	0.41	123.12
73	184.41	0.47	115.46
74	183.34	0.19	116.51
75	183.10	0.08	116.74
76	181.61	0.10	118.21
77	182.87	0.22	116.96
78	182.76	0.16	117.07
79	182.25	0.13	117.57
80	182.96	0.17	116.83
81	182.05	0.08	117.73
82	184.33	0.16	115.54
83	184.14	0.09	115.72
84	184.22	0.26	115.64
85	183.81	0.90	116.06
86	181.01	0.23	118.83
87	184.70	0.63	115.17
88	185.79	0.49	114.09
89	186.71	0.66	113.18
90	194.47	0.47	105.43
91	191.47	0.08	108.42

Les résultats de simulation des tronçons sans réducteur de pression sont regroupés dans la table (6.3) ci-après.

Table 6.3 – *Etat des conduites du réseau sans réducteur de pression du Laazib Taslent*

Conduite	Longueurs (m)	Diamètres intérieur (mm)	Demandes (l/s)	Vitesses (m/s)
R-N1	508.76	204.6	43.25	1.32
N1-N2	228.006	204.6	39.49	1.2
N2-N3	49.19	204.6	38.91	1.18
N3-N4	19.04	204.6	37.67	1.15
N4-N5	80.74	204.6	37.22	1.13
N5-N6	57.63	204.6	36.59	1.11

Table 6.3– Etat des conduites du réseau sans réducteur de pression du Laazib Taslent (suite)

Conduite	Longueurs (m)	Diamètres intérieure (mm)	Demandes (l/s)	Vitesses (m/s)
N6-N7	72.02	163.6	30.19	1.44
N7-N8	111.88	163.6	18.64	0.89
N8-N9	51.68	163.6	17.36	0.83
N9-N10	53.84	163.6	16.89	0.8
N10-N11	155.34	102.2	9.93	1.21
N11-N12	59.02	40.8	0.87	0.67
N12-N13	67.07	26	0.3	0.57
N10-N14	55.07	90	4.95	0.78
N14-N15	39.52	40.8	0.87	0.67
N15-N16	46.27	20.4	0.48	1.48
N16-N17	30.56	16	0.14	0.69
N14-N18	149.397	51.4	1.88	0.91
N18-N19	37.145	51.4	1.04	0.5
N19-N20	57.416	32.6	0.62	0.74
N20-N21	6.251	20.4	0.33	1.01
N21-N22	33.479	16	0.15	0.75
N11-N23	38.49	90	7.64	1.2
N23-N24	34.560	90	7.31	1.15
N24-N25	52.270	90	6.92	1.09
N25-N26	35.378	26	0.51	0.97
N26-N27	39.290	16	0.18	0.88
N25-N28	15.839	90	5.82	0.92
N28-N29	51.461	90	5.52	0.87
N29-N30	40.668	90	5.1	0.8
N30-N31	54.490	90	4.67	0.73
N31-N32	54.663	90	4.18	0.66
N32-N33	14.063	90	3.87	0.61
N33-N34	21.179	90	3.71	0.58
N34-N35	40.725	20.4	0.41	1.27
N35-N36	11.410	20.4	0.18	0.55
N36-N37	14.116	16	0.06	0.32
N34-N38	77.026	51.4	2.11	1.02
N38-N39	128.206	90	3.39	0.53
N39-N40	37.304	32.6	0.55	0.66
N40-N41	12.756	26	0.33	0.61
N41-N42	29.744	16	0.13	0.67
N39-N43	54.130	51.4	1.85	0.89
N43-N44	53.724	51.4	1.36	0.66
N44-N45	31.897	16	0.14	0.72
N44-N46	15.994	32.6	0.64	0.77
N46-N47	37.452	16	0.17	0.84
N46-N48	10.330	16	0.11	0.55
N48-N49	7.037	16	0.03	0.16
N38-N50	65.851	51.4	2.99	1.44

Table 6.3– Etat des conduites du réseau sans réducteur de pression du Laazib Taslent (suite)

Conduite	Longueurs (m)	Diamètres intérieure (mm)	Demandes (l/s)	Vitesses (m/s)
N50-N51	61.544	61.4	3.57	1.2
N51-N52	34.494	51.4	1.23	0.59
N52-N53	4.651	51.4	1.41	0.68
N53-N54	16.772	51.4	1.51	0.73
N54-N55	7.93	20.4	0.27	0.81
N55-N56	2.695	16	0.18	0.89
N56-N57	9.00	16	0.13	0.62
N57-N58	9.41	16	0.04	0.21
N10-N59	65.86	32.6	0.51	0.61
N59-N60	23.54	16	0.11	0.53
N61-N62	68.80	40.8	1.28	0.98
N62-N63	10.27	16	0.05	0.23
N62-N64	42.52	26	0.37	0.7
N65-N66	41.69	20.4	0.19	0.58
N67-N68	73.73	90	4.31	0.68
N68-N69	15.31	51.4	2.33	1.12
N69-N70	27.57	51.4	2.14	1.03
N70-N54	20.38	51.4	1.92	0.93
N68-N71	83.25	51.4	1.2	0.58
N71-N72	91.50	20.4	0.41	1.26
N73-N74	26.95	32.6	1.13	1.36
N74-N75	14.95	32.6	0.94	1.13
N77-N76	21.31	16	0.1	0.48
N77-N78	25.08	26	0.54	1.02
N78-N79	9.34	20.4	0.38	1.18
N79-N80	20.21	16	0.25	1.25
N80-N81	17.79	16	0.08	0.4
N73-N82	19.92	26	0.36	0.68
N82-N83	15.31	20.4	0.2	0.62
N83-N84	4.10	20.4	0.12	0.36
N84-N85	53.60	20.4	0.14	0.44
N85-N86	39.48	51.4	3.05	1.47
N86-N51	12.05	51.4	2.82	1.36
N85-N67	40.12	90	4.09	0.64
N67-N87	72.80	20.4	0.08	0.25
N88-N89	72.53	51.4	1.59	0.77
N89-N87	41.55	51.4	2.69	1.29
N87-N73	26.15	51.4	1.97	0.95
N75-N77	3.32	40.8	0.86	0.66
N88-N61	4.51	102.2	11.4	1.39
N61-N67	38.46	90	9.33	1.47
N65-N64	2.61	20.4	0.39	1.19
N64-N8	35.02	20.4	0.38	1.16
N7-N88	32.46	102.2	10.3	1.26

Table 6.3– *Etat des conduites du réseau sans réducteur de pression du Laazib Taslent (suite et fin)*

Conduite	Longueurs (m)	Diamètres intérieure (mm)	Demandes (l/s)	Vitesses (m/s)
N3-N90	84.58	32.6	0.55	0.66
N90-N91	18.74	16	0.08	0.42
N6-N89	32.52	90	4.94	0.78

➤ **Remarque :**

D'après les résultats obtenus de la simulation et la table (6.2), on remarque que la pression au niveau de la majorité des nœuds dépasse la pression maximale pour la distribution (60mce). Pour cela, on doit placer des réducteurs pour baisser la pression au niveau de ces nœuds. Pour cela, on commence par l'emplacement d'un premier réducteur de pression au niveau du deuxième tronçon (N1-N2) et on le règle à une pression quelconque. Ensuite on lance la simulation dans le but de vérifier les pressions aux nœuds. On fait varier la valeur de la pression jusqu'à l'obtention de pression aux nœuds qui varient entre 10mce et 60mce.

Dans le présent cas, les réducteurs de pressions doivent être positionnés comme suit :

- Le premier réducteur de pression réglé à 60mce sera placé au niveau du tronçon N1-N2 ;
- Le deuxième réducteur de pression réglé à 25mce sera placé au niveau du tronçon N5-N6.

Les résultats de la simulation avec réducteurs de pression sont représentés dans la figure (6.7) ci-après.

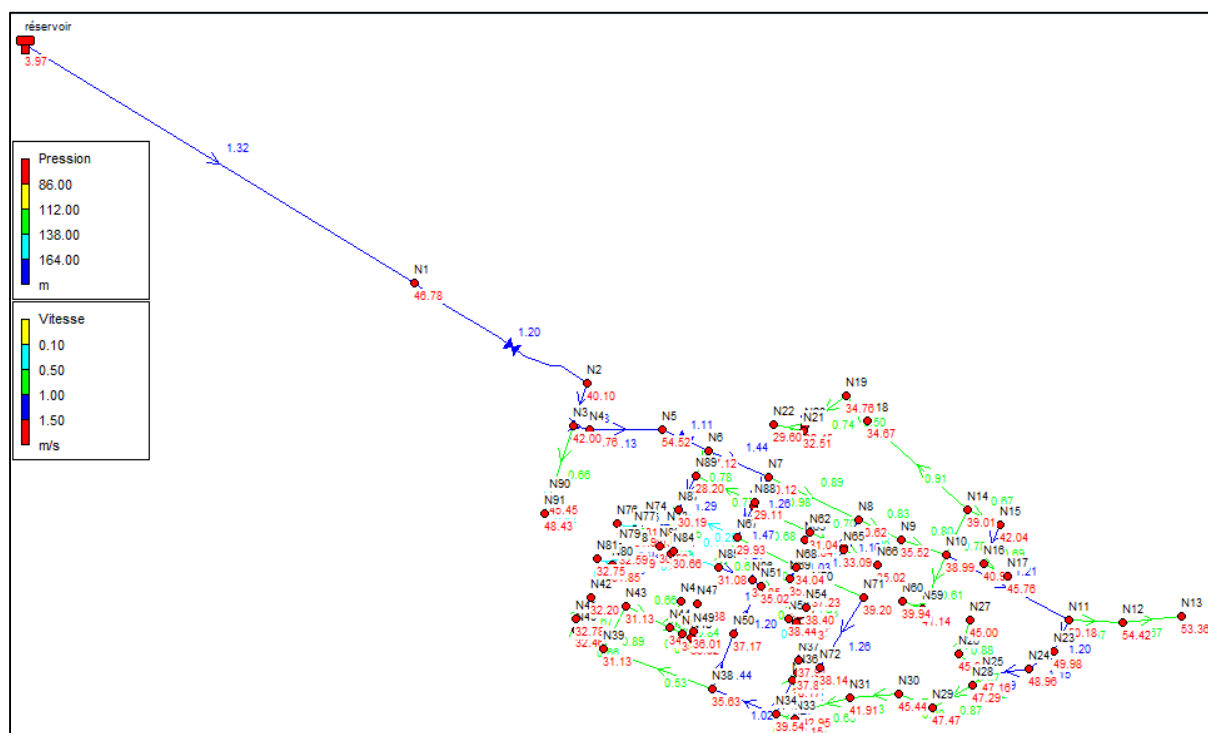


Figure 6.7 – Résultats de la simulation avec réducteurs de pression du Laazib Taslent

Les résultats de simulation des nœuds avec réducteurs de pression sont regroupés dans la tables (6.4), ci-après.

Table 6.4 – Etat des nœuds avec réducteurs de pression du Laazib Taslent

N° du nœud	Altitudes (m)	Demandes (l/s)	Pressions (m)
1	253.15	3.76	46.78
2	199.83	0.58	40.10
3	197.93	0.69	42
4	193.16	0.45	46.76
5	185.40	0.62	54.52
6	187.81	1.47	27.12
7	184.79	1.25	30.12
8	184.28	0.9	30.62
9	179.38	0.48	35.52
10	175.91	1.49	38.99
11	164.69	1.42	50.18
12	160.45	0.57	54.42
13	161.49	0.30	53.36
14	175.89	2.20	39.01
15	172.85	0.39	42.04
16	173.91	0.35	40.93
17	169.05	0.14	45.76
18	180.18	0.84	34.67
19	180.10	0.43	34.76
20	182.40	0.29	32.45

Table 6.4 – Etat des nœuds avec réducteurs de pression du Laazib Taslent (suite)

N° du nœud	Altitudes (m)	Demandes (l/s)	Pressions (m)
21	182.33	0.18	32.51
22	185.21	0.15	29.6
23	164.89	0.33	49.98
24	165.90	0.39	48.96
25	167.69	0.58	47.16
26	168.84	0.34	45.99
27	169.80	0.18	45
28	167.56	0.30	47.29
29	167.38	0.42	47.47
30	169.40	0.43	45.44
31	172.92	0.49	41.91
32	171.88	0.31	42.95
33	172.68	0.16	42.15
34	175.29	1.19	39.54
35	176.62	0.24	38.17
36	176.97	0.12	37.81
37	176.87	0.06	37.91
38	179.17	1.71	35.63
39	183.67	0.99	31.13
40	182.33	0.23	32.46
41	182.01	0.19	32.78
42	182.56	0.13	32.20
43	183.65	0.49	31.13
44	180.52	0.58	34.26
45	181.2	0.14	33.55
46	179.34	0.36	35.43
47	180.36	0.17	34.38
48	187.75	0.08	36.02
49	178.76	0.03	36.01
50	177.67	0.57	37.17
51	179.84	0.49	35.02
52	176.69	0.18	38.18
53	176.53	0.10	38.34
54	176.47	0.15	38.4
55	176.53	0.09	38.33
56	176.5	0.05	38.36
57	176.62	0.08	32.23
58	176.41	0.04	38.44
59	173.75	0.4	41.14
60	174.94	0.11	39.94
61	185.84	0.79	29.06
62	183.84	0.86	31.04
63	183.24	0.05	31.64
64	182.07	0.36	32.8

Table 6.4 – Etat des nœuds avec réducteurs de pression du Laazib Taslent (suite et fin)

N° du nœud	Altitudes (m)	Demandes (l/s)	Pressions (m)
65	181.78	0.2	33.09
66	179.83	0.19	35.02
67	184.97	1.02	29.93
68	180.85	0.78	34.04
69	179.69	0.19	35.19
70	177.64	0.22	37.23
71	175.68	0.79	39.2
72	176.66	0.41	38.14
73	184.41	0.47	30.48
74	183.34	0.19	31.53
75	183.1	0.08	31.76
76	181.61	0.10	33.23
77	182.87	0.22	31.98
78	182.76	0.16	32.09
79	182.25	0.13	32.59
80	182.96	0.17	31.85
81	182.05	0.08	32.75
82	184.33	0.16	30.56
83	184.14	0.09	30.74
84	184.22	0.26	30.66
85	183.81	0.90	31.08
86	181.01	0.23	33.85
87	184.7	0.63	30.19
88	185.79	0.49	29.11
89	186.714	0.66	28.2
90	194.466	0.47	45.45
91	191.468	0.08	48.43

➤ **Remarque :**

D'après la table (6.3) les valeurs des vitesses trouvées par Epanet pour les différents tronçons sont données dans l'intervalle (0,5 m/s – 1,5 m/s). Cependant il y'a quelques tronçons où la vitesse est inférieure à la vitesse minimale, vu que le nombre d'habitants alimentés par ces conduites est faible par rapport aux autres tronçons.

6.14 Conclusion

Dans ce dernier chapitre, nous avons dimensionné le réseau de distribution de la localité Laazib Taslent dont le réseau est de type mixte avec un linéaire de 4545.777 m. La détermination des paramètres hydrauliques tels que le débit, les pressions et le diamètre a été réalisée à l'aide du logiciel Epanet.

Après la simulation du réseau, on a constaté une forte pression au niveau des nœuds, pour cela on a opté pour l'installation de deux réducteurs de pression dans certains traçons. Le réseau est dimensionné avec des conduites en PEHD (PN16) avec des diamètres intérieurs compris entre 16 mm et 204.6 mm.

Au cours de ce travail, nous avons établi les différentes phases nécessaires pour la réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable du village Laazib, commune d'Akbou (Wilaya de Bejaia) pour l'horizon 2053 du moment que le système actuel n'arrive pas à satisfaire les besoins de la population.

La population de la zone concernée a été estimée à 6745 habitants à l'horizon 2053 en se basant sur un taux d'accroissement démographique annuel de 1,7%. La consommation journalière pour cet horizon est de l'ordre de $2276.508 \text{ m}^3/\text{j}$ soit 26.35 l/s pour les trois villages de l'aire d'étude : Laazib Taslent, Laazib Ferma et Laazib Thanoudha.

Nous avons vérifié la capacité du réservoir existant de Laazib, cette vérification nous a montré que la capacité de ce dernier est insuffisante pour satisfaire la demande des consommateurs pour l'horizon 2053, alors nous avons projeté un réservoir de 500 m^3 jumelé avec le réservoir existant. Aussi, cette vérification nous a montré que la capacité de la bache à eau existante de 50 m^3 de la station de pompage Laazib est suffisante.

On a entamé par la suite le dimensionnement du réseau d'adduction avec une étude technico-économique pour le choix des diamètres tout en respectant les conditions relatives aux vitesses acceptables. La chaîne d'adduction est composée d'un tronçon en refoulement de diamètre de 250mm, le matériau des conduites adopté est le PEHD avec une pression nominale de 16 Bars (PN16).

L'utilisation du catalogue numérique Caprari, nous a permis de choisir le type de la pompe adéquate au réseau d'adduction. Ainsi, le choix s'est porté sur une pompe multicellulaire à axe horizontal de type PM 80/ 2 A.

L'étude du phénomène du coup de bélier nous a amené à déduire qu'une protection anti bélier n'est pas indispensable, la surpression et la dépression sont acceptables.

La dernière étape de la conception du projet est la distribution. Le dimensionnement a été établi par le logiciel Epanet, nous avons opté pour un réseau mixte avec des conduites en PEHD (PN16), les diamètres intérieurs des canalisations varient entre 16 et 204.6 mm, avec un linéaire de 4545.77 m. Après la simulation du réseau, on a constaté une forte pression au niveau des nœuds, pour cela on a opté pour l'installation de deux réducteurs de pression dans certains traçons.

- [1] <https://www.vitamedz.com/fr/Algerie/la-commune-d-akbou-82522-Articles-0-0-1.html>
- [2] **MEZIAN, L.** : « Etude anthroponymique de la commune d'Akbou : cas des prénoms enregistrés en 2019. Approche morphologique et sémantique, wilaya de Bejaia ». Projet de Fin d'Etudes, Master, Université de Bejaia, 2021, 73 pages.
- [3] Données recueillies auprès du Bureau d'étude technique (hydraulique urbaine, rurale et agricole).
- [4] Données recueillies auprès des services d'APC, ADE, subdivision d'hydraulique et d'agriculture.
- [5] https://fr.wikipedia.org/wiki/Barrage_de_Tichy-haf
- [6] **DUPONT, A.** : « Hydraulique urbaine », Tome II : Ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux, Édition Eyrolles, 1979, 484 pages.
- [7] **HAMMOU, S.** : « Alimentation en eau potable du village Mliha, commune Chellata, daïra d'Akbou, wilaya de Bejaia ». Mémoire fin du cycle diplôme d'ingénieur, Master, Université de Tizi Ouzou, 2013.
- [8] **CHABI, F., CHABANA, R.** : « Etude du réseau d'AEP du chef-lieu de Tizi N'tleta et du village Ighil Imoula, wilaya de Tizi-Ouzou ». Mémoire de Fin d'Etude. Master, Université de Bejaia, 2022, 86 pages.
- [9] **BONNIN, J.** Hydraulique Urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance. Édition Eyrolles, Paris, 1986, 228 pages.
- [10] **BOUCHAMA, D., ABBASI, M.** : « Etude de réseau d'alimentation en eau potable de village Beni-Metrane commune Taher, wilaya de Jijel ». Mémoire de Fin d'Etude, Master, Université de Bejaia, 2021, 90 pages.
- [11] **MEKIDECHE, O., YAKOUBI, S.** : « Etude de l'alimentation en eau potable de la cité Ain El Djenna, commune Oulad Rabah, daïra de Sidi Maarouf, wilaya de Jijel ». Mémoire de Fin d'Etude. Master, Université de Bejaia, 2022, 94 pages.
- [12] **ALILECHE, D., DERDAR, N.** : « Etude de dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de la commune d'Ait Bouaddou, wilaya de Tizi-Ouzou ». Mémoire de fin d'études, Master, Université de Bejaia, 2016, 88 pages
- [13] **HUGUES, G** : Adduction et distribution d'eau technique de l'ingénieur, Doc C5 195.
- [14] **CARLIER, M** : Hydraulique générale et appliqué, Edition EYROLLES, 1980.
- [15] Catalogue PEHD, STMP CHIALI.

[16] **ATMANI, A., ALIANE, M.** : « Alimentation en eau potable de la commune de CHEMINI, Wilaya de Bejaia ». Mémoire de Fin d'Etude. Master, Université de Bejaia, 2019, 119 pages.

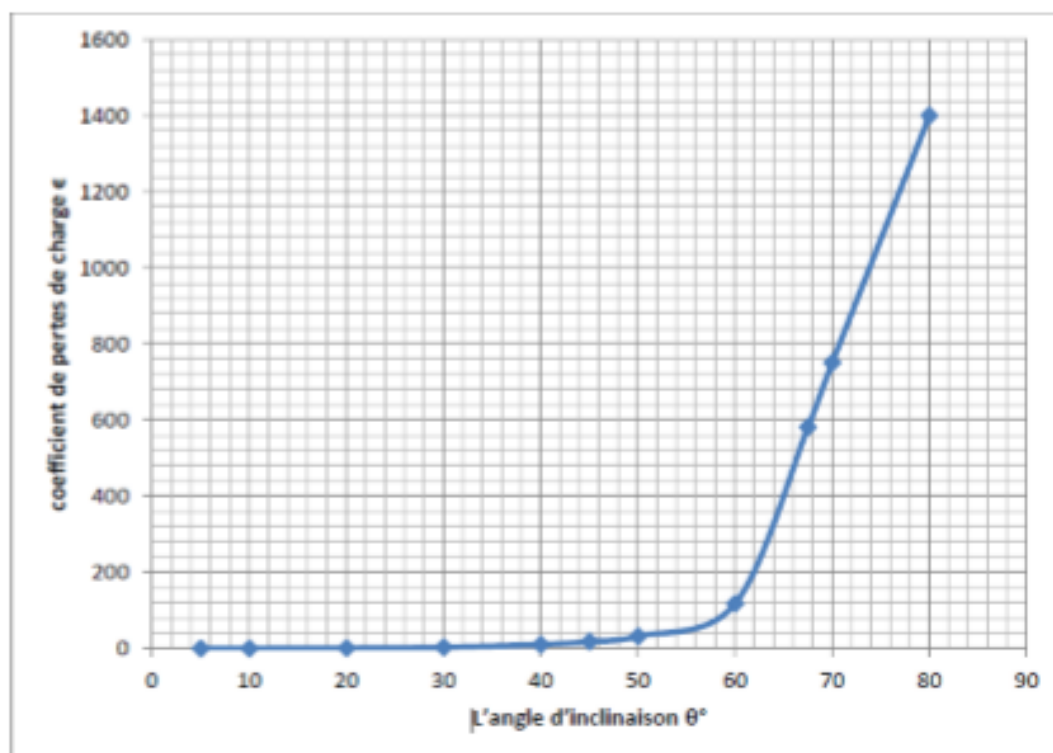
[17] **ABBAS, M., BAKOUCHE, H.** : « Etude d'alimentation en eau potable de la commune de Kherrata à partir du barrage d'Ighil Emda, Wilaya de Bejaia ». Mémoire de Fin d'Etude. Master, Université de Bejaia, 2019, 84 pages.

Annexe 1 : Régime de consommation des agglomérations

[illegible]

Annexe 2 : Evolution du coefficient d'ouverture de la vanne ξ d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture.

Angle d'inclinaison θ	0-5	10	20	30	40	45	50	60	70	80
Coefficient de pertes de charge ϵ	0.25	0.52	1.54	3.91	10.8	18.7	32.6	118	751	1400

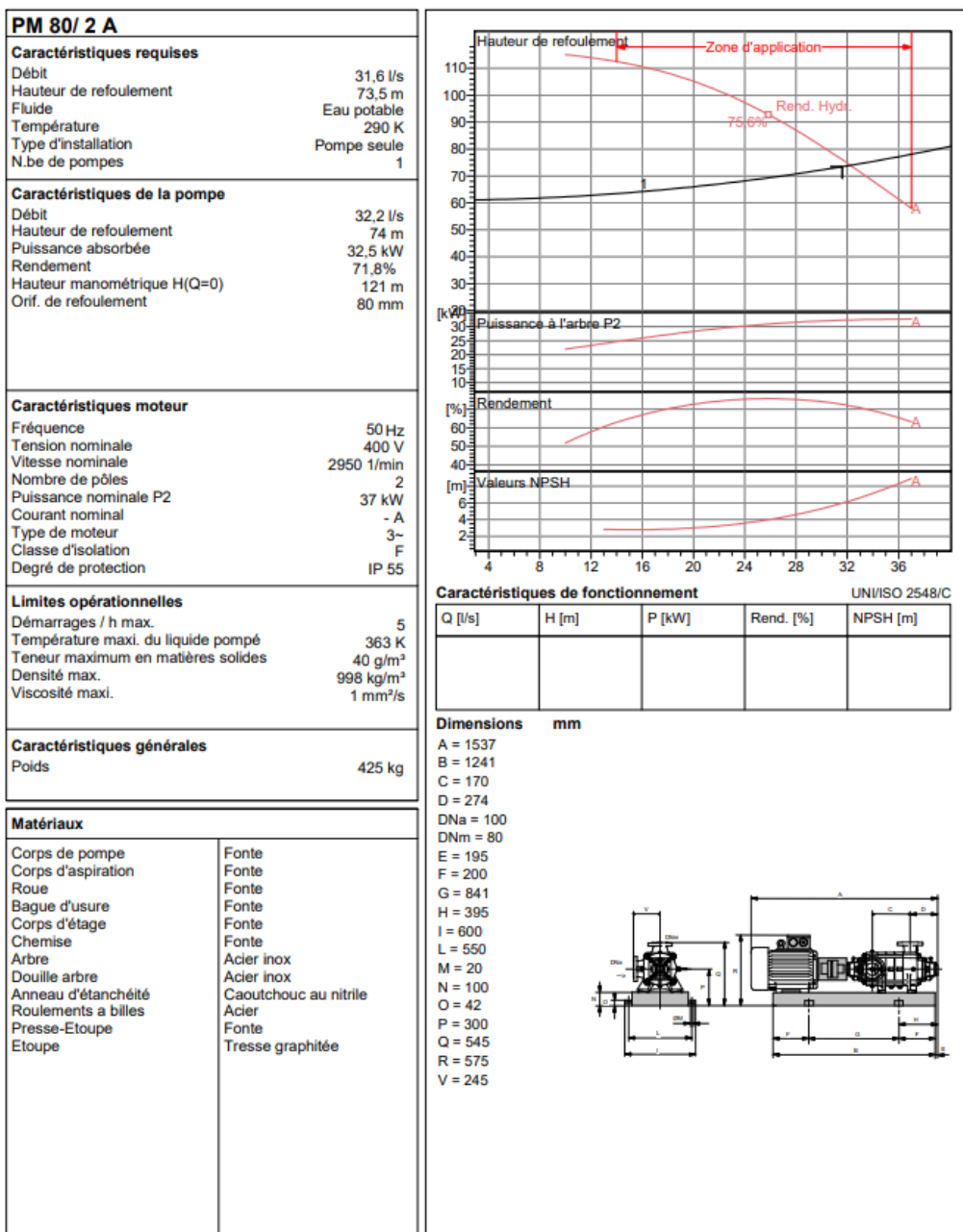


Représentation graphique de l'évolution du coefficient de singularité d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture

Annexe 3 : Caractéristique de la pompe (Station de pompage Laazib) donné par CAPRARI

caprari

Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

Notes:

Date
01.05.2023Page
1

Offre n°

Pos.N°

Annexe 4 : Diamètres intérieure et extérieure des conduites en PEHD (PN10, PN16 et PN20)

PN 10 / SDR 17				
Diam. (mm)	Ep. (mm)	Poids KG/ml	Prix HT m	Prix TTC m
-	-	-	-	-
-	-	-	-	-
32	2.0	0.200	52.94	63
40	2.4	0.310	81.51	97
50	3.0	0.460	126.05	150
63	3.8	0.720	193.28	230
75	4.5	1.020	277.31	330
90	5.4	1.460	386.55	460
110	6.6	2.172	579.83	690
125	7.4	2.771	739.50	880
160	9.5	4.540	1'201.68	1'430
200	11.9	7.088	1'873.95	2'230
250	14.8	11.200	2'957.98	3'520
315	18.7	17.527	4'630.25	5'510
400	23.7	28.400	7'504.20	8'930
500	29.7	44.500	11'756.30	13'990
630	37.4	70.500	18'613.45	22'150

PN 16 / SDR 11				
Diam. (mm)	Ep. (mm)	Poids KG/ml	Prix HT m	Prix TTC m
20	2.0	0.120	33.61	40
25	2.3	0.170	50.42	60
32	3.0	0.280	75.63	90
40	3.7	0.430	117.65	140
50	4.6	0.670	184.87	220
63	5.8	1.050	277.31	330
75	6.8	1.470	394.96	470
90	8.2	2.131	563.03	670
110	10.0	3.161	840.34	1'000
125	11.4	4.101	1'084.03	1'290
160	14.6	6.709	1'773.11	2'110
200	18.2	10.458	2'764.71	3'290
250	22.7	16.280	4'302.52	5'120
315	28.6	26.000	6'865.55	8'170
400	36.3	42.000	11'092.44	13'200
500	45.4	65.500	17'294.12	20'580
630	57.2	104.000	27'462.18	32'680

PN 20 / SDR 9				
Diam. (mm)	Ep. (mm)	Poids KG/ml	Prix HT m	Prix TTC m
20	2.3	0.130	33.61	40
25	3.0	0.210	58.82	70
32	3.6	0.330	92.44	110
40	4.5	0.500	134.45	160
50	5.6	0.790	210.08	250
63	7.1	1.250	336.13	400
75	8.4	1.760	470.59	560
90	10.1	2.550	680.67	810
110	12.3	3.820	1'016.81	1'210
125	14.0	4.940	1'310.92	1'560
160	17.9	8.070	2'134.45	2'540
200	22.4	12.650	3'344.54	3'980
250	27.9	19.650	5'193.28	6'180
315	35.2	31.200	8'243.70	9'810
400	44.7	50.300	13'285.71	15'810
500	55.8	78.500	20'731.09	24'670
630	71.0	127.600	33'689.08	40'090

ملخص

في هذا المذكرة قمنا بإجراء دراسة فنية واقتصادية لتزويد مياه الشرب لقرية لعزيب من محطة الضخ لعزيب التابعة لبلدية اقبو، ولاية بجاية وذلك لمشروع أفق 30 سنة. بعد تقديم منطقة الدراسة، شرعنا في تقدير الاحتياجات الحالية والمستقبلية. بعد ذلك، قمنا بتحديد حجم الخزان وأنبوب الإمداد، من أجل حماية الشبكة، قمنا بالتحقق من ظاهرة المطرقة المائية ولاحظنا أن نتائج الضغوط العالية والمنخفضة لا تشكل خطراً على الأنابيب. أخيراً، قمنا بتحديد ابعاد شبكة التوزيع لقرية لعزيب ثاسلنت. فيما يتعلق بالبرامج، من أجل معايرة و تنفيذ المخطط، استغلنا برنامج قوئل ايرث، قلوبل ماير، كابرياري لاختيار المضخة المناسبة، بالإضافة الى الايانات لمحاكاة شبكة التزويد.

الكلمات المفتاحية: تزويد مياه الشرب، الخزان، التقريب، المضخة، المطرقة المائية، الحمل والتوزيع.

Résumé

Dans ce présent mémoire, nous avons réalisé une étude technico-économique d'alimentation en eau potable de village Laazib à partir de la station de pompage Laazib appartenant à la commune d'Akbou, Wilaya de Bejaia sur un horizon projet de 30 ans. Après avoir présenté la zone d'étude, nous avons procédé à l'estimation des besoins actuel et futur. Par la suite, nous avons conçus et dimensionné le réservoir et la conduite d'adduction, suivie du choix de pompe adéquate pour la station de pompage Laazib. Dans le but de protéger le réseau, nous avons procédé à la vérification du phénomène du coup de bélier et on a abouti à des résultats des surpressions et dépressions qui ne présentent pas de risque pour la conduite. En dernier lieu, nous avons conçu et dimensionné le réseau de distribution du village Laazib Taslent. Concernant les logiciels, pour le calage et la réalisation des plans, nous avons exploité Google Earth, Goba Mapper et Autocad, COVADIS pour le tracé des profils en long, Caprari pour le choix de la pompe et Epanet pour la simulation du réseau.

Mots clés : Alimentation en eau potable, Réservoir, Adduction, pompe, Coup de bélier, Distribution.

Abstract

In this present report, we conducted a techno-economic study of the drinking water supply for the village of Laazib, starting from the Laazib pumping station owned by the municipality of Akbou, Bejaia Province, over a projected horizon of 30 years. After presenting the study area, we proceeded to estimate the current and future needs. Subsequently, we designed and sized the reservoir and the supply pipeline, followed by the selection of an appropriate pump for the Laazib pumping station. In order to protect the network, we carried out verification of the water hammer phenomenon and obtained results of pressures and depressions that do not pose a risk to the pipeline. Finally, we designed and sized the distribution network for the village of Laazib Taslent.

As for the software used, we employed Google Earth, Global Mapper, and AutoCAD for calibration and plan creation, COVADIS for longitudinal profile layout, Caprari for pump selection, and EPANET for network simulation.

Keywords: Drinking water supply, Reservoir, Supply pipeline, Pump, Water hammer, Distribution