



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

**ETUDE DU SYSTEME D'ALIMENTATION EN EAU
POTABLE DE LA CITE 1800+770 – OULED BELIL –
(W.BOUIRA)**

Présenté par :

BOUCHERAINE Samy

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
HACHEMI Abdelkader	M.C.A	Président
HADJ SADOK Nabila	M.A.A	Examineur
NACER Tarek	M.C.B	Examineur
DJOUDAR HALLAL Dahbia	M.C.A	Promoteur

Session novembre 2024

Dédicace

Je dédie ce léger travail :

*Avant tout, à mes très chers parents, qui
n'ont jamais hésité à me soutenir le long de mon
parcours d'études.*

A mon frère : Zinedine

A mes sœurs : Yasmine, Célia, Dalia

A mon oncle Aziz

A toute la famille BOUCHERAINE,

A tous mes amis

Remerciements

Premièrement, nous remercions « Dieu » qui nous a donné la force et la patience pour achever ce modeste travail.

Je tiens à remercier particulièrement ma promotrice : « Mme. DJOUDAR DAHBIA » Pour son soutien et ses orientations pour l'élaboration et le suivi de mon projet de fin d'étude.

Toute appréciation à nos professeurs et enseignants qui nous ont guidés le long de notre formation.

*Nos respects aux membres de jury
qui nous feront l'honneur de corriger ce travail.*

En fin j'adresse mes remerciements à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans l'élaboration de ce travail.

ملخص:

في إطار هذا المشروع الذي يتضمنه مذكرة نهاية الدراسة والذي يتناوله تزويد المياه الصالحة للشرب في المدينة الجديدة 1800+770 بلدية أولاد بليل ولاية البويرة، قمنا بتحديد المراحل المختلفة اللازمة لدراستنا. بدأنا بعرض موقع المشروع، ثم قمنا بتقدير احتياجات المياه للفئات المختلفة للمستهلكين.

فيما بعد، حددنا أن خزانًا بسعة 2000 م³ سيكون مناسبًا لتلبية هذه الاحتياجات. تم إجراء دراسة تقنية واقتصادية بعد ذلك لتحديد أقطار أنابيب الإمداد اللازمة. تمت مناقشة الجزء المتعلق بالضخ أيضًا، حيث اخترنا المضخات المناسبة لكل مقطع، مع إجراء فحص لمنع ظاهرة المطرقة.

أخيرًا، أنهينا عملنا بتنظيم موقع العمل، بما في ذلك تكلفة قدرها 141 مليون دينار على مدى 8 أشهر و11 يومًا.

Résumé

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude portant sur le système d'alimentation en eau potable de la nouvelle cité 1800+770 Ouled Belil, nous avons établi différentes étapes nécessaires à notre étude. Nous avons commencé par présenter le site du projet, puis nous avons procédé à une estimation des besoins en eau pour les différentes catégories d'utilisateurs.

Par la suite, nous avons déterminé qu'un réservoir d'une capacité de 2000 m³ serait approprié pour répondre à ces besoins. Une étude technico-économique a ensuite été réalisée afin de déterminer les diamètres des conduites d'adduction nécessaires. La partie relative au pompage a également été abordée, où nous avons sélectionné les pompes adéquates pour chaque tronçon, tout en effectuant une vérification pour prévenir le phénomène du coup de bélier.

Enfin, nous avons conclu notre travail en procédant à l'organisation de chantier, incluant un cout de 141 millions de dinars sur une durée de 8 mois et 11 jours.

Abstract :

This project tries to put forward various necessary steps for the study of the drinking water supply in the new 1800+770 housing Ouled Belil residential area. After presenting the project site, we proceeded with estimating the water needs for different categories of users. Subsequently, we determined that a reservoir with a capacity of 2000 m³ would be appropriate, followed by a techno- economic study to determine the diameter of the supply pipes. We also addressed the pumping aspect, where we selected suitable pumps for each section, followed by verifying the water hammer phenomenon. Final, we concluded the work by designing the construction site organization which cost 141 millions of dinars in 8 months and 11 days.

SOMMAIRE :

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude	1
Introduction :	1
I.1 Situation géographique :	1
I.1.1. Situation géographique de la wilaya de Bouira :	1
I.1.2. Situation géographique de la zone d'étude :	2
I.2 Situation actuelle :	2
I.3 Situation topographique :	2
I.3.1. Altitude :	2
I.3.2. Pente :	4
I.4 Situation géologique :	5
I.5 Hydrographie :	5
I.6 Description climatique :	5
I.6.1. Climat :	5
I.6.2. Température :	5
I.6.3. Précipitation :	5
I.6.4. Vent :	6
I.7 Situation hydraulique :	6
Conclusion :	6
Chapitre II : Estimation des besoins en eau	7
Introduction :	7
II.1 Evaluation de la population à desservir :	7
II.2 Evaluation des besoins en eau domestique :	7
II.2.1. Choix de la dotation :	7
II.2.2. Le débit moyen journalier :	7
II.2.3. Le débit moyen journalier pour les équipements :	8
II.2.4. Fuite et gaspillage :	9
II.2.5. Débit moyen journalier totale :	9
II.3 Variation de la consommation journalière :	9
II.3.1. Débit maximum journalier :	9
II.3.2. Débit minimum journalier :	10
II.4 Variation de la consommation horaire :	10
II.4.1. Débit moyen horaire :	10
II.4.2. Débit maximum horaire :	11
II.4.3. Débit minimum horaire :	11

II.5 Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :.....	12
Conclusion :	14
Chapitre III : Etude de stockage	14
Introduction :.....	15
III.1 Rôle des réservoirs :	15
III.2 Classification des réservoirs :	15
III.2.1. Position relative au sol :.....	15
III.2.2. La forme :	15
III.2.3. Selon le type d'exploitation :	15
III.2.4. Le matériau de réalisation :.....	16
III.3 Equipement des réservoirs :.....	16
III.4 Positionnement du réservoir :	16
III.5 Désignation du type du réservoir :	17
III.6 Etude de la capacité du réservoir :	17
III.7 Calcul analytique du volume du réservoir :.....	17
III.7.1. Dimensions du réservoir projeté :	19
III.7.1.1 La section du réservoir :	19
III.7.1.2 Le diamètre du réservoir :.....	19
III.7.1.3 Hauteur d'incendie :	19
III.7.1.4 Hauteur totale :	20
Conclusion :	20
Chapitre IV : Dimensionnement du Réseau de distribution	20
Introduction :.....	21
IV.1 Définition d'un réseau de distribution :.....	21
IV.2 Types de réseau de distribution :	21
IV.2.1. Réseau ramifié :	21
IV.2.2. Réseau maillé :	21
IV.2.3. Réseau Combiné (mixte) :	21
IV.2.4. Réseau étagé :	22
IV.3 Conception du réseau de distribution :.....	22
IV.4 Type de réseau retenu :	22
IV.5 Choix du type de Matériau :	22
IV.6 Principe du tracé du réseau :	22
IV.7 Calcul hydraulique du réseau :	23
IV.7.1. Calcul des débits de dimensionnement :	23

IV.7.1.1 Débit spécifique :	23
IV.7.1.2 Débit route :	23
IV.7.1.3 Débit aux nœuds :	24
IV.7.2. Calcul des débits :	24
IV.7.2.1 Cas de pointe :	24
IV.7.2.2 Cas de pointe +incendie :	26
IV.7.3. Description du logiciel EPANET 2.0 :	29
IV.7.3.1 Fonction et application :	29
IV.7.3.2 Plan du réseau projeté :	30
IV.7.4. Exécution de la simulation :	31
IV.7.4.1 Cas de pointe :	31
IV.7.4.2 Cas de pointe + incendie :	36
IV.8 Interprétation des résultats :	40
IV.8.1. Simulation finale en cas de pointe :	40
IV.8.2. Simulation finale en cas de pointe + incendie :	46
IV.9 Equipement du réseau de distribution :	51
IV.9.1. Type de tuyauterie :	51
IV.9.2. Dispositif d'incendie :	51
IV.9.3. Exigence technique :	51
IV.9.4. Les robinets de décharge :	51
IV.9.5. Les ventouses :	51
IV.9.6. La pression :	51
Conclusion :	52
Chapitre V : Dimensionnement de l'adduction	52
Introduction :	53
V.1 Types d'adduction :	53
V.1.1. Adduction gravitaire :	53
V.1.2. Adduction par refoulement :	53
V.1.3. Adduction mixte :	53
V.2 Choix du tracé :	54
V.3 Désignation de type de canalisation :	54
V.4 Description du schéma d'adduction :	55
V.5 Calcul hydraulique :	56
V.5.1. Adduction gravitaire :	56
V.5.2. Adduction par refoulement :	58

V.5.2.1 Diamètre économique :	58
V.5.2.2 Calcul de la vitesse :	58
V.5.2.3 Calcul des pertes de charge :	58
V.5.2.3.1 Pertes de charge linéaires :	58
V.5.2.3.2 Pertes de charge singulière :	59
V.5.2.3.3 Perte de charge totale :	60
V.5.2.1 Calcul de la hauteur manométrique totale :	60
V.5.2.2 Puissance absorbé par la pompe :	60
V.5.2.1 Energie consommée par la pompe :	60
V.5.2.1 Frais d'exploitation :	61
V.5.2.2 Frais d'amortissement :	61
V.5.2.3 Calcul du bilan :	61
V.5.2.4 Calcul du diamètre économique :	62
V.5.2.4.1 Proposition des variantes :	62
V.5.2.5 Dimensionnement de la variante 1 :	63
V.5.2.6 Dimensionnement de la variante 2 :	66
V.5.2.7 Interprétation des résultats :	68
V.5.2.8 Calcul des frais d'amortissement de la conduite gravitaire :	68
Conclusion :	68
Chapitre VI : Etude de pompage	68
Introduction :	69
VI.1 Définition d'une pompe :	69
VI.2 Choix du type de pompe :	69
VI.3 Choix du nombre de pompe :	69
VI.4 Courbe caractéristique d'une conduite de refoulement :	70
VI.5 Caractéristique de la pompe :	70
VI.5.1. Point de fonctionnement :	70
VI.5.2. Choix des pompes :	71
VI.5.3. Description de la pompe PM80/5D :	72
VI.5.4. Données technique :	72
VI.5.5. Courbe caractéristique de la conduite de refoulement :	73
VI.6 Etude de cavitation :	74
VI.6.1. Vérification de la cavitation :	75
VI.6.1.1 Calcul de la hauteur d'aspiration admissible :	76
VI.6.2. Calage de la pompe :	77

Conclusion :	78
Chapitre VIII : Protection anti-bélier	78
Introduction :	79
VII.1 Cause du phénomène :	79
VII.2 Moyens de protection contre le coup de bélier :	79
VII.2.1. Le volant d'inertie :	79
VII.2.1. Les soupapes de décharge :	80
VII.2.2. Les ventouses :	81
VII.2.3. Réservoir d'air :	82
VII.2.4. Les cheminées d'équilibre :	82
VII.2.5. Soupapes d'admission et de purge d'air :	83
VII.3 Aperçu physique du phénomène du coup de bélier :	83
VII.4 Calcul du volume du réservoir d'air anti-bélier :	85
VII.4.1. Méthode de VIBERT :	85
Conclusion :	86
Chapitre VIII : Organisation de chantier	86
Introduction :	87
VIII.1 Types de pose canalisation :	87
VIII.2 Les engins du terrassement :	87
VIII.3 Différents travaux à entamer :	87
VIII.3.1. Nivellement :	87
VIII.3.2. Excavation des tranchées :	87
VIII.3.2.1 Décapage de la couche végétale :	88
VIII.3.2.2 Elaboration des fouilles :	88
VIII.3.3. Largeur de la tranchée :	89
VIII.3.4. La profondeur de la tranchée :	89
VIII.3.5. La section de la tranchée :	90
VIII.3.6. Volume du déblai :	90
VIII.3.7. Lit de pose :	91
VIII.3.7.1 Volume du lite de sable :	91
VIII.3.7.2 Volume du remblai :	92
VIII.4 Devis quantitatif et estimatif du projet :	92
VIII.5 Planification des travaux :	93
VIII.5.1. Planification par la méthode a nœud :	94
Conclusion :	96

LISTE DES FIGURES

Figure I. 1 : Les limites administratives de la Wilaya de Bouira.....	1
Figure I. 2 : Situation de la région d'étude.....	2
Figure I. 3 : Carte des altitudes de la région de Ouled belil.	3
Figure I. 4 : Carte des pentes de la région de Ouled belil.	4
Figure II. 1: Graphique de consommation	14
Figure II. 2 : Courbe intégrale de consommation	14
Figure III. 1 : Représentation général d'un réservoir.	16
Figure IV. 1 : Plan du réseau projeté.....	30
Figure IV. 2 : Plan du réseau projeté détaillé.....	30
Figure IV. 3 : résultat de la simulation en cas de pointe.	31
Figure IV. 4 : résultat de la simulation en cas de pointe détaillé.	32
Figure IV. 5 : résultat de la simulation en cas de pointe + incendie.	36
Figure IV. 6 : simulation finale en cas de pointe.	41
Figure IV. 7 : simulation finale en cas de pointe + incendie.	46
Figure V. 1 : Schéma synoptique de l'adduction.....	55
Figure V. 2 : Tracé de la variante 1.....	62
Figure V. 3 : Tracé de la variante 2.....	63
Figure V. 4 : Bilan de la variante 1.	65
Figure V. 5 : Bilan de la variante 2.	67
Figure VI. 1 : Point de fonctionnement d'une pompe.	71
Figure VI. 2 : Les courbes caractéristiques des pompes choisie.....	73
Figure VI. 3 : Courbe illustrative du point de fonctionnement.....	74
Figure VI. 4 : Illustration de la cavitation dans une pompe centrifuge.	75
Figure VII. 1 : Volant d'inertie.	80
Figure VII. 2 : Soupape de décharge.....	81
Figure VII. 3: Ventouse a trois fonctions.....	81
Figure VII. 4 : Cheminée d'équilibre sur refoulement.....	82
Figure VII. 5 : Représentation du phénomène du coup de bélier.	83
Figure VII. 6 : Etape 1 du coup de bélier.	83
Figure VII. 7 : Etape 2 du coup de bélier.	84

Figure VII. 8 : Etape 3 du coup de bélier.	84
Figure VII. 9 : Etape 1 du coup de bélier.	84
Figure VIII. 1: Illustration d'une tranchée avec un système de circulation.....	89
Figure VIII. 2 : Durée totale des adductions.	95
Figure VIII. 3: Durée totale des conduites de distribution.....	95

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I. 1 : Températures mensuelles.....	5
Tableau I. 2 : Pluies mensuelles de la région	6
Tableau II. 1 : Besoins en équipements.	8
Tableau II. 2 : Débit maximum journalier.	9
Tableau II. 3 : Débit minimum journalier	10
Tableau II. 4 : Valeurs de β_{max} en fonction du nombre d'habitant.	11
Tableau II. 5 : Variation de la consommation maximale horaire.	11
Tableau II. 6 : Valeurs de β_{min} en fonction du nombre d'habitant.	12
Tableau II. 7 : Variation de la consommation minimale horaire.....	12
Tableau II. 8 : Consommation horaire en fonction du nombre d'habitant.....	13
Tableau III. 1 : Détermination de la capacité de stockage.....	18
Tableau III. 2 : Besoins de la population actuelle.	20
Tableau IV. 1 : valeur des débits en routes et aux nœuds dans le réseau projeté.	24
Tableau IV. 2 : valeur des débits dans le réseau projeté (pointe incendie)	27
Tableau IV. 3 : état des nœuds en cas de pointe.	33
Tableau IV. 4 : Paramètres hydraulique en cas de pointe.	34
Tableau IV. 5 : état des nœuds en cas de pointe + incendie.....	37
Tableau IV. 6 : Paramètres hydraulique en cas de pointe + incendie.	38
Tableau IV. 7 : Réducteurs de pressions proposées.....	40
Tableau IV. 8 : état des nœuds final en cas de pointe.....	42
Tableau IV. 9 : paramètres hydrauliques final en cas de pointe.....	44
Tableau IV.10 : état des nœuds final en cas de pointe + incendie.....	47
Tableau IV. 11 : paramètres hydrauliques final en cas de pointe + incendie.....	49
Tableau V. 1 : Les différentes adductions relatives à notre projet.....	53
Tableau V. 2 : Caractéristiques de tronçon gravitaire (MATMORA-SP).....	57
Tableau V. 3 : Données de départ.....	63
Tableau V. 4 : Les frais d'amortissement de la variante 1.....	64
Tableau V. 5 : Calcul des pertes de charge et Hmt de la variante 1.	64
Tableau V. 6 : Frais d'exploitation de la variante 1.....	64
Tableau V. 7 : Bilan de la variante 1.....	65
Tableau V. 8 : Données de départ de variante 2.	66
Tableau V. 9 : Les frais d'amortissement de la variante 2.....	66
Tableau V. 10 : Calcul des pertes de charge et Hmt de la variante 2.....	66
Tableau V. 11 : Frais d'exploitation de la variante 2.....	67
Tableau V. 12 : Bilan de variante 2.....	67
Tableau V. 13 : Choix final des variantes.	68

Tableau V. 14 : Frais d'amortissement de la conduite gravitaire.	68
--	----

Tableau VI.1: Données de départ.	71
Tableau VI.2 : Variante de pompes.	71
Tableau VI. 3 : Caractéristiques de la pompe choisie.	72
Tableau VI. 4 : Caractéristiques du moteur de la pompe.	72
Tableau VI. 5 : Variation de la charge (pompe et conduite) en fonction du débit	73
Tableau VI. 6 : Pression atmosphérique en fonction de la côte.	76
Tableau VI. 7 : Pression de vapeur en fonction de la côte.	76

Tableau VII. 1 : Données de départ.	85
---	----

Tableau VIII. 1: Volume du déblai et du décapage.	91
Tableau VIII. 2 : Volume du remblai et du sable.	92
Tableau VIII. 3 : Devis du projet.	93
Tableau VIII. 4 : Durée des taches des adductions.	94
Tableau VIII. 5 : Taches des conduites de distribution.	95

LISTE DES PLANCHES

Planche 1 : Plan de masse.

Planche 2 : Plan du système projeté.

Planche 3 : Profil en long de la conduite de refoulement.

Planche 4 : Profil en long de la conduite principale.

Introduction générale

Introduction générale :

L'eau est notre ressource naturelle la plus précieuse. Cela revêt une grande importance pour le développement social et économique d'un pays. Il est essentiel pour tous les besoins humains fondamentaux, notamment : la nourriture, l'eau potable, la santé et l'énergie.

Le problème de l'approvisionnement et de l'accès à l'eau est sans aucun doute l'un des problèmes majeurs auxquels l'humanité devra faire face au siècle prochain. En fait, on estime qu'aujourd'hui un cinquième des habitants de la planète n'ont pas accès à une eau adéquate et qu'un tiers n'a pas accès à une eau de qualité.

Dans ce contexte s'inscrit mon mémoire de fin d'étude qui consiste à l'étude du système d'alimentation en eau potable de la cité 1800 + 770 logements de OULED BELIL wilaya de Bouira à partir du barrage de Tilesdith, afin de satisfaire les besoins en eau de cette population à l'horizon futur mais aussi garantir un bon fonctionnement du système à savoir l'adduction et la distribution de l'eau potable.

Ce travail se compose essentiellement de trois parties dont la liaison entre elles est plus qu'évidente

La première partie consiste à faire une présentation globale du site concerné car il est nécessaire de savoir certaines données de reconnaissance de la zone d'étude, ensuite l'estimation des besoins en eau de cette population à l'horizon futur pour connaître les volumes d'eau nécessaire à la consommation, la répartition des débits dans le temps qui nous mène au dimensionnement des conduites de distribution.

En deuxième lieu, projeté un ouvrage de stockage qui est le réservoir tenu en compte des facteurs technique et économique pour l'emplacement de ce dernier, en effet l'étude de l'adduction nous permettra de dimensionner la conduite qui conduit à l'ouvrage de stockage en suivant quelques règles tels que le choix du tracé, le choix du type de conduite, étude du diamètre économique. Enfin l'intérêt se portera sur la station de pompage et le choix adéquat des pompes suivant les exigences du projet aussi bien que la protection anti-bélier.

Finalement, la dernière partie sera consacrée à l'organisation de chantier, les opérations qui nécessitent la réalisation de ce projet et nous achèverons par une conclusion générale.

Chapitre I :

Présentation de la zone d'étude

Introduction :

Pour assurer une bonne étude d'un réseau d'alimentation en eau potable (AEP), il est essentiel de collecter des données sur les caractéristiques de la zone d'étude. Ce chapitre fournit une vue d'ensemble de la zone de Ouled Bellil et des zones concernées par la caractérisation, y compris les données géographiques, naturelles et hydrauliques.

I.1 Situation géographique :**I.1.1. Situation géographique de la wilaya de Bouira :**

Elle est située à environ 80 km au sud-est d'Alger et au sud de la chaîne du Djurdjura dans l'Atlas tellien. Elle se trouve dans la vallée du fleuve Sahel qui est dominée au nord par le piton montagneux de Tikjda..

Elle est limitée par les wilaya suivantes :

- Au nord : par les wilayas de Boumerdes et de Tizi-Ouzou.
- A l'est : par les wilayas de Bejaia et de Bordj Bou Arreridj.
- Au sud, par les wilayas de M'sila et de Médéa.
- A l'ouest, par les wilayas de Médéa et de Blida.

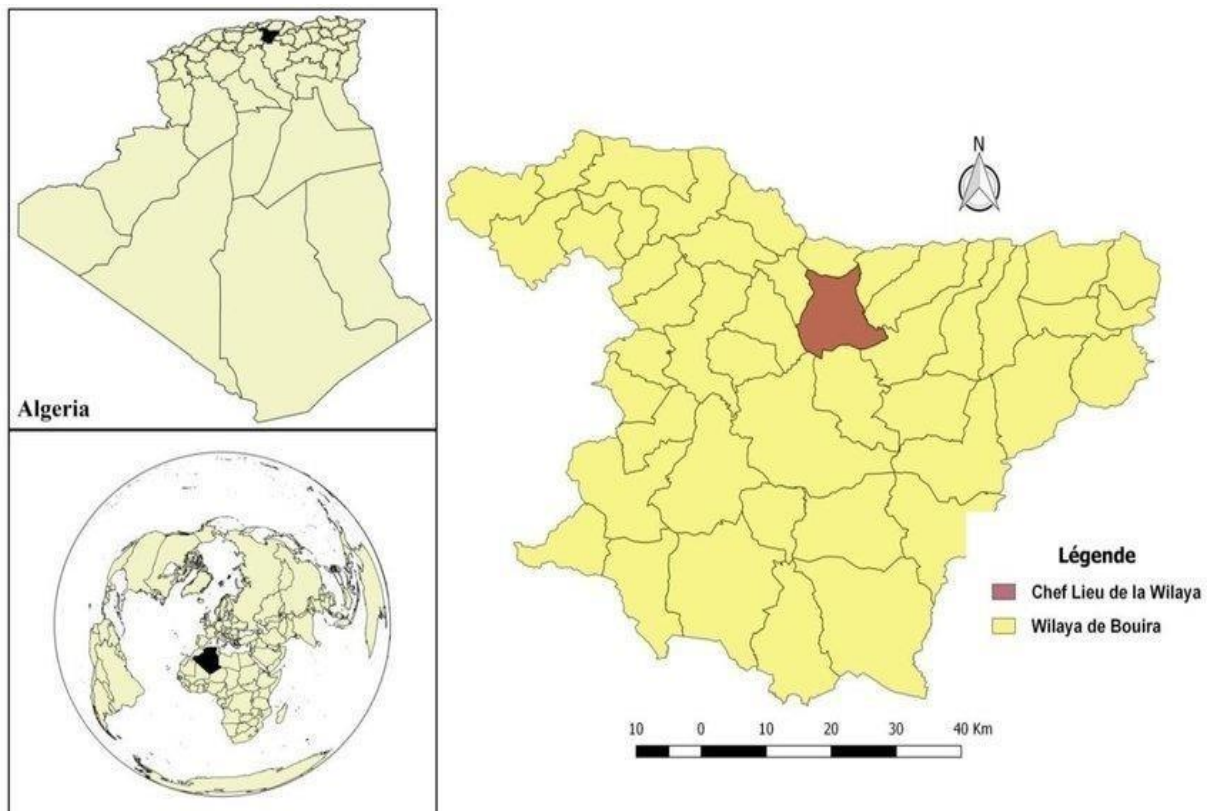


Figure I. 1 : Les limites administratives de la Wilaya de Bouira.

I.1.2. Situation géographique de la zone d'étude :

Ouled Bellil est un village faisant partie de la commune de BOUIRA, Daira de BOUIRA wilaya de BOUIRA en Algérie. Située sur un terrain en pente, lui permettant une bonne relation visuelle avec le centre, cette zone est localisée au niveau de la partie Sud-Ouest de l'agglomération chef- lieu.

La partie concernée par l'étude représente Le village de Ouled Bellil., elle est limitée par :

- Au Nord : une piste.
- Au Sud : terrains agricoles.
- A l'Est : habitat individuel.
- A l'Ouest : habitat individuel.



Figure I. 2 : Situation de la région d'étude

I.2 Situation actuelle :

Le nouveau pôle urbain de la zone de Ouled belil est constitué de 1800 logement AADL et 770 LPA regroupés dans une seule zone qui se caractérise par 48 bloc des étages de R+9 et R+8 bâti sur un terrain en pente.

I.3 Situation topographique :

I.3.1. Altitude :

La topographie est un facteur primordial, à prendre en compte lors de l'élaboration d'un projet d'alimentation en eau potable. Dans le cas du village de Ouled Bellil, avec des altitudes oscillantes entre **499** mètres et **663** mètres, comme on peut le distinguer sur la

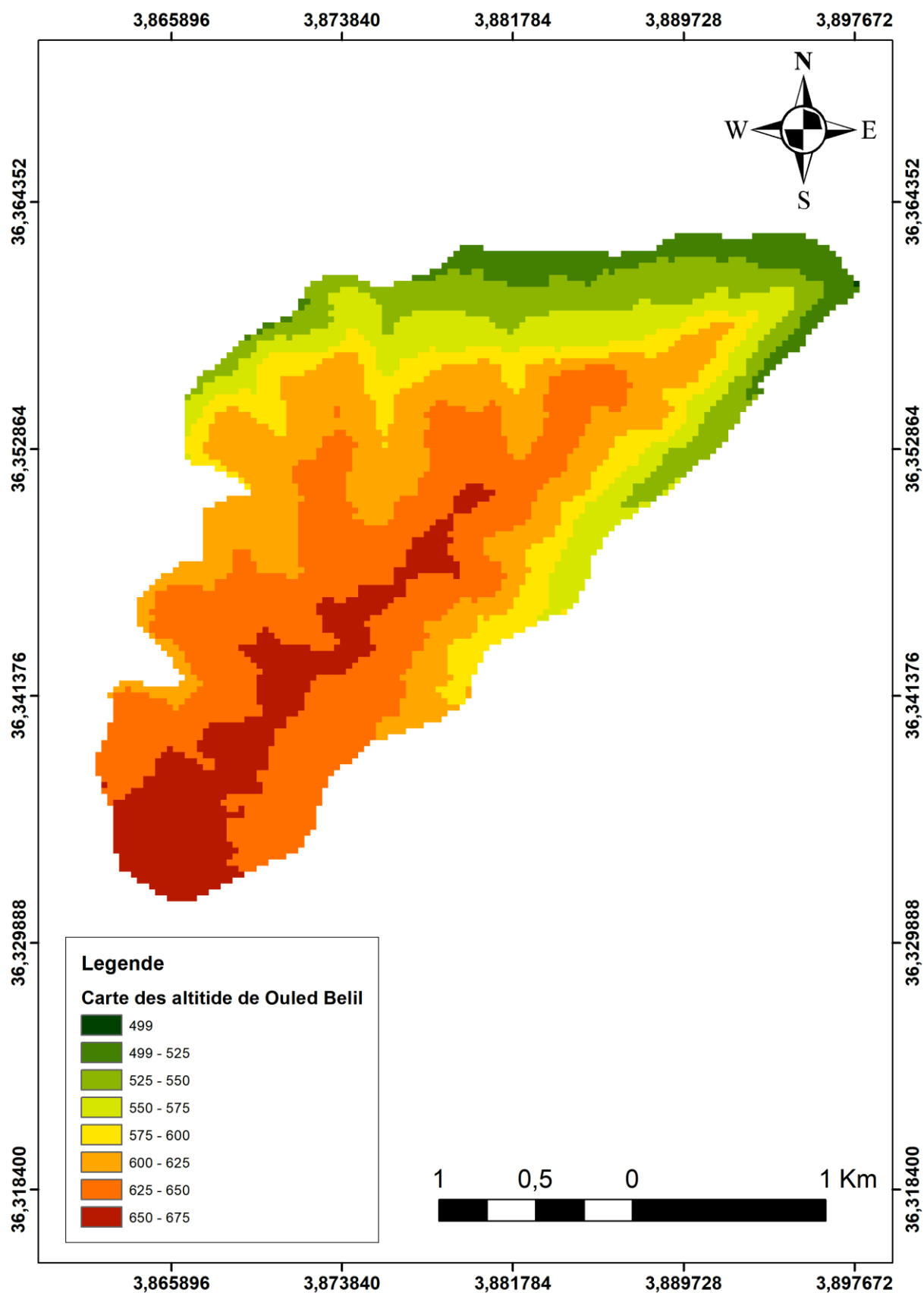


Figure I. 3 : Carte des altitudes de la région de Ouled belil.

I.3.2. Pente :

La carte ci-dessous Figure I. 4 illustre deux grande catégories de pente :

Les zones caractérisées par des pentes faibles qui se situe particulièrement au sud-ouest de la carte et augmente considérablement en se dirigeant au nord-est vers notre zone d'étude.

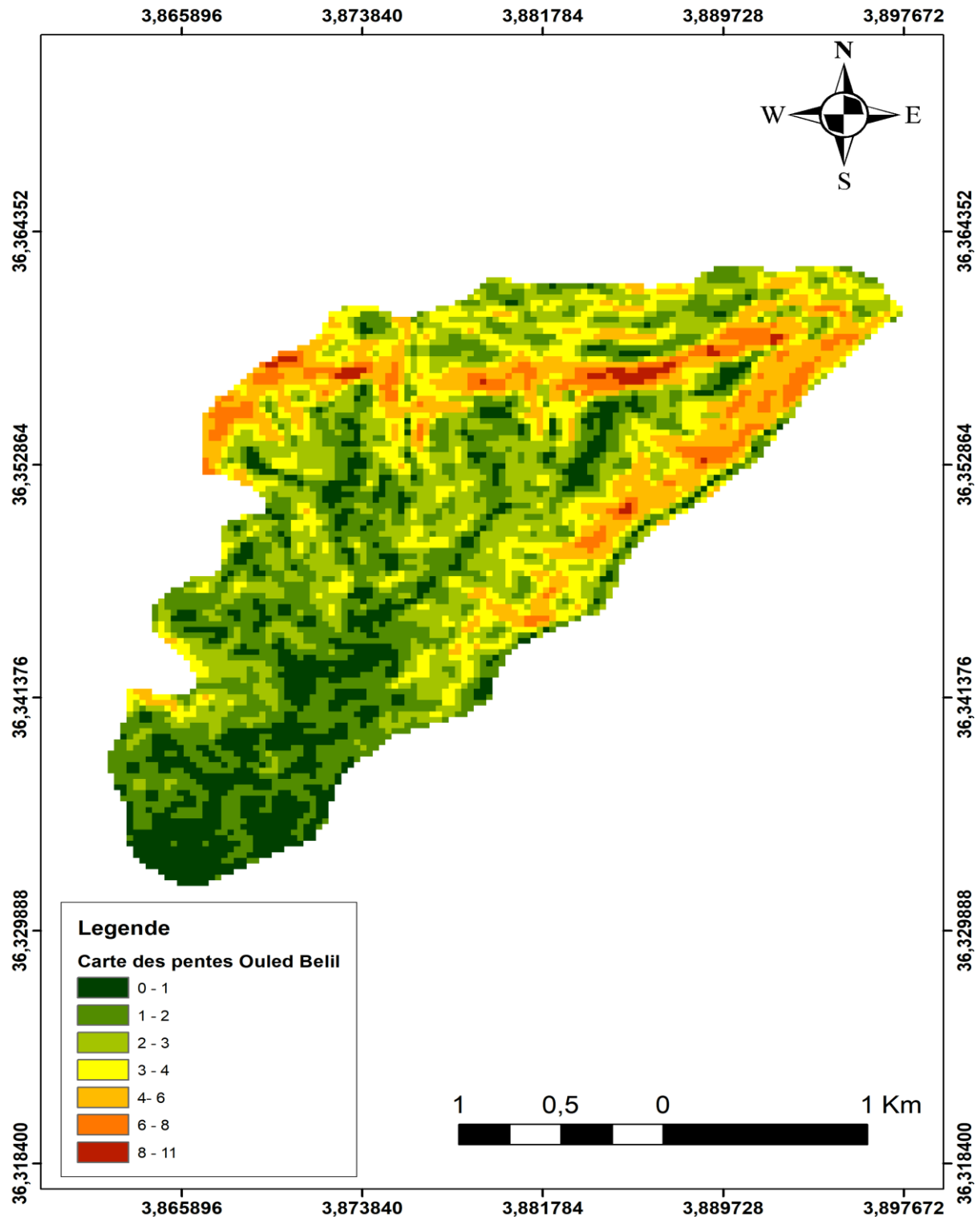


Figure I. 4 : Carte des pentes de la région de Ouled belil.

I.4 Situation géologique :

La commune de Bouira se distingue en majorité alluvionnaires et se caractérisent par une bonne perméabilité.

La ville de Bouira est protégée par des berges boisées qui favorisent leur stabilité, et qui jouent également un rôle régulateur du régime des écoulements et découragent l'érosion.

I.5 Hydrographie :

Tous les cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement, sont appelés réseau hydrographique. C'est une caractéristique importante des bassins versants.

Pour notre cas, le réseau hydrographique qui illustre notre zone d'étude est nommé Oued Eddous.

I.6 Description climatique :

I.6.1. Climat :

Le climat de la région est de type méditerranéen, caractérisé par :

- Les étés sont chauds et secs.
- Les hivers sont longs, frisquet et partiellement nuageux.

I.6.2. Température :

Les températures mensuelles de l'année (2022) sont représentées dans le tableau (I.1)

Tableau I. 1:Températures mensuelles

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc
Tmin	-1.1	1.2	1.5	1.7	7.1	12.1	16.4	15.7	12.7	11.2	3.2	4.1
Tmax	25.0	25.4	22.4	29.6	36.3	40.6	42.2	41.2	39.4	34.0	30.3	24.6
Tmoy	11.95	13.3	11.95	15.6	21.7	26.35	29.3	28.45	26.05	22.6	16.75	14.35

I.6.3. Précipitation :

Le tableau ci-dessous représente les pluies mensuelles de la région comme suit :

Tableau I. 2 : Pluies mensuelles de la région

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc
Pmin(mm)	0.2	0.4	0.2	0.3	0.2	0.3	0.3	3.0	0.3	2.0	0.7	0.3
Pmoy(mm)	7.0	22.0	14.0	40.0	9.0	0.3	0.3	3.0	28.0	15.0	15.0	7.0
Pmax(mm)	13.5	25.4	56.3	90.5	16.2	0.6	0.9	3.0	39.1	28.0	52.1	13.8

I.6.4. Vent :

La zone de Ouled Bellil., connaît une variationsaisonnière modérée de la vitesse horaire moyenne du vent au cours de l'année 2022. En effet, la période la plus venteuse s'étend sur 6 mois, d'octobre à mai, avec des vitesses moyennes supérieures à 11,5 kilomètres par heure. Le mois de décembre est le plus venteux de l'année, avec une vitesse horaire moyenne du vent de 12,6 kilomètres par heure. En revanche, le mois d'août est le plus calme de l'année à Ouled Bellil., avec une vitesse horaire moyenne du vent de 10,5 kilomètres par heure. Il est important de noter que ces données sont spécifiques à la région de Ouled Bellil. Et peuvent varier dans d'autres parties de la wilaya de Bouira.

I.7 Situation hydraulique :

La zone concernée sera alimentée par un réservoir semi-enterré MATMORA, ayant une capacité de $2 \times 2500 \text{ m}^3$ située plus précisément dans la commune de EL-ESNAM, wilaya de bouira, qui dessert actuellement la commune de Bechloul qui dispose de 14477 habitants en 2024 (APC Bouira).

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons exposé les données suffisantes afin d'aborder pour le mieux le projet de distribution et adduction du nouveau programme AADL de Ouled Belil étant donné que celui-ci est en cours de réalisation, avec l'intention de concevoir un système d'alimentation en eau potable optimal pour satisfaire les besoins en eau de cette agglomération.

Chapitre II :

Estimation des besoins en eau

Introduction :

Nous avons pour objectif de satisfaire les besoins en eau potable de la nouvelle ville AADL et LPA Ouled Bellil. Pour y parvenir, nous nous concentrons sur l'étude approfondie des projections de la demande en eau, qui sont étroitement liées à l'évolution démographique ainsi qu'à la diversité des modes de vie et des infrastructures locales existantes.

II.1 Evaluation de la population à desservir :

Le programme AADL de la zone de Ouled Belil va être distribué dans le 2ème semestre de l'année 2024, et selon la DRE (Direction Des Ressources en eau) de la Wilaya de Bouira, le nombre d'habitant moyen fixé par logement est de 6 donc :

$$N = (1800+770) * 6$$

N =15420 habitant

II.2 Evaluation des besoins en eau domestique :

Un système d'alimentation en eau potable doit satisfaire aux besoins de ceux qu'il dessert. Ces besoins sont différents et variés, ils peuvent être classé comme suit :

- Besoins domestique.
- Besoins public.
- Besoins industriels.

II.2.1. Choix de la dotation :

La dotation est définie comme une estimation de la consommation unitaire par catégorie d'utilisateur, la dotation moyenne par habitant est estimée comme suit :

- Ville moins de 20 000 habitant :150 à 200 l/j/hab.
- Vile de 20 000 à 100 000 habitant : 200 à 300 l/j/hab.
- Ville de plus de 100 000 habitant : 300 à 400 l/j/hab.

Pour notre projet on prend une valeur de 180 l/j par habitant (source BET-EL MOHANDISSIN)

II.2.2. Le débit moyen journalier :

En fonction des normes de consommation, les besoins journaliers propre à une agglomération sont déterminés par la formule suivante :

$$Q_{moy,j} = \frac{N*D}{1000} \left(\frac{m^3}{j} \right) \quad (II.1)$$

Avec :

$Q_{moy,j}$: consommation moyenne journalière en (m³/j).

N : nombre d'habitant.

D : dotation journalière l/j/ habitant.

A.N

$$Q_{moy,j} = \frac{15420 * 180}{1000}$$

$$Q_{moy,j} = 2775,6 \text{ m}^3/j$$

II.2.3. Le débit moyen journalier pour les équipements :

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation des équipements est estimée par mètre carré vu que le projet n'est pas opérationnel à l'heure actuelle.

Tableau II. 1 : Besoins en équipements.

Equipements	Surface (m ²)	Dotation (l/j/m ²)	Besoins (m ³ /j)
Ecole 1	5791,03	5	28,955
Ecole 2	4500	5	22,500
Ecole 3	3400,3	5	17,002
Ecole 4	3500	5	17,500
Centre Commercial	1520,56	5	7,603
Reserve d'équipements 1	1772,09	5	8,860
Reserve d'équipements 2	1290,25	5	6,451
Reserve d'équipements 3	2215,24	5	11,076
Reserve d'équipements 4	1370	5	6,850
Reserve d'équipements 5	390	5	1,950
Total	25749,47		128,747

(Source : BET El Mohandissin)

II.2.4. Fuite et gaspillage :

Les pertes en eau potable sont des situation fréquente dans un réseau d'alimentation en eau potable, on peut estimer celui-ci en majorant la consommation moyenne journalière de 10 % à 30 %, on prend 20 % comme perte dans le réseau.

II.2.5. Débit moyen journalier totale :

Le débit moyen journalier totale est calculé par la somme des débits moyen journalier domestique et des équipements en le majorant par le coefficient de fuite :

$$Q_{moy,j} = (Q_{dmoy,j} + Q_{emoy,j}) * 1,2 \quad (II.2)$$

$$Q_{moy,j} = 3485,217 \text{ m}^3/j$$

II.3 Variation de la consommation journalière :

Dans une année, il y a un jour où la consommation d'eau est la plus importante, et de même, il y a un jour où la consommation d'eau est la plus faible par rapport à la consommation moyenne d'eau. Nous pouvons déterminer un rapport qui exprime combien de fois la consommation maximale d'eau. La consommation $Q_{max,j}$ dépasse la consommation moyenne d'eau $Q_{moy,j}$. Comme la consommation minimale, ces rapports sont définie par les coefficients d'irrégularité journaliers maximum et minimum.

II.3.1. Débit maximum journalier :

Ce débit correspond à la journée de l'année ou la consommation en eau potable est la plus élevée.

$$Q_{max,j} = K_{max,j} * Q_{moy,j} \quad (II.3)$$

Avec :

$K_{max,j}$: Coefficient d'irrégularité journalier maximum, $K_{max} \in \{1.1 \sim 1.3\}$

$Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière exprimé en m^3/j

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

Tableau II. 2 : Débit maximum journalier.

$Q_{moy,j}$ (m^3/j)	$K_{max,j}$	$Q_{max,j}$ (m^3/j)
3485,217	1,2	4182,260

II.3.2. Débit minimum journalier :

Ce débit correspond à la journée de l'année où la consommation en eau potable est moins chargée.

$$Q_{min,j} = K_{min,j} * Q_{moy,j} \quad (II.4)$$

Avec :

$K_{min,j}$: Coefficient d'irrégularité journalière minimale $K_{min,j} \in \{0,7 \sim 0,9\}$

$Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière exprimé en m^3/j

On prend $K_{min,j} = 0,7$

Tableau II. 3 : Débit minimum journalier

$Q_{moy,j} (m^3/j)$	$K_{min,j}$	$Q_{min,j} (m^3/j)$
3485,217	0,7	2439 ,651

II.4 Variation de la consommation horaire :

Les systèmes de distribution d'eau, comprenant les réseaux et les réservoirs. Ils doivent être conçus en fonction de la demande horaire de pointe, qui est généralement utilisée comme norme de conception au cours de toute année de projet. De plus, nous établissons un coefficient de pointe horaire.

II.4.1. Débit moyen horaire :

On peut définir le débit moyen horaire comme la consommation moyenne de la journée la plus élevée de l'année. On peut le calculer comme suit :

$$Q_{moy,h} = \frac{Q_{max,j}}{24} m^3/j \quad (II.5)$$

Avec :

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

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

A.N :

$$Q_{moy,h} = \frac{4182,26}{24}$$

$$Q_{moy,h} = 174,261 m^3/h$$

II.4.2. Débit maximum horaire :

Ce débit est défini par la consommation maximale de l'heure la plus élevée, il joue un rôle important dans le dimensionnement du réseau de distribution, il est donné par la formule suivante :

$$Q_{max,h} = K_{max,h} * Q_{moy,h} \quad (II.6)$$

Avec :

$K_{max,h}$: coefficient d'irrégularité de la consommation horaire maximale et il est déterminé par la formule suivante :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} * \beta_{max} \quad (II.7)$$

Avec :

$$\alpha_{max} \in \{1,2 \sim 1,4\}$$

On prend :

$$\alpha_{max} = 1,3$$

Tableau II. 4 : Valeurs de β_{max} en fonction du nombre d'habitant.

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10 000	20 000	30 000
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15

Après interpolation linéaire on prend $\beta_{max} = 1,25$

Tableau II. 5 : Variation de la consommation maximale horaire.

Habitants	α_{max}	β_{max}	$K_{max,h}$	$Q_{moy,h}$ (m ³ /h)	$Q_{max,h}$ (m ³ /h)
15420	1,3	1,25	1,625	174,261	283,174

II.4.3. Débit minimum horaire :

Le calcul de ce débit peut nous être utile pour la détection des fuites et gaspillage d'eau, la présente formule nous aide à le calculer :

$$Q_{min,h} = K_{min,h} * Q_{moy,h} \quad (II.8)$$

Avec :

$K_{min,h}$: Coefficient d'irrégularité de la consommation horaire minimum et il est déterminé par la formule suivante :

$$K_{min,h} = \alpha_{min} * \beta_{min} \quad (II.9)$$

Avec : $\alpha_{max} \in \{0,4 \sim 0,6\}$

On prend : $\alpha_{min} = 0,5$

Tableau II. 6 : Valeurs de β_{min} en fonction du nombre d'habitant.

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10 000	20 000	30 000
β_{min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6

Après interpolation on prend $\beta_{min} = 0,45$

Tableau II. 7 : Variation de la consommation minimale horaire.

Habitants	α_{min}	β_{min}	$K_{min,h}$	$Q_{moy,h}$ (m ³ /h)	$Q_{max,h}$ (m ³ /h)
15420	0,5	0,45	0,225	174,261	39,209

II.5 Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :

Dans chaque agglomération distincte, le débit horaire varie selon les habitudes des habitants et selon la nécessité à la consommation, ce présent tableau représente la variation du débit horaire selon le nombre d'habitant :

$$Q_h = \frac{C_h * Q_{max,j}}{100} \quad (II.10)$$

Avec :

C_h : Pourcentage horaire.

Q_h : Débit horaire.

Tableau II. 8 : Consommation horaire en fonction du nombre d'habitant.

Heures	Agglomérations		Cumul	
	%	Q (m ³ /h)	%	Q cumulé (m ³ /h)
0_1	1,5	62,734	1,5	62,734
1_2	1,5	62,734	3	125,468
2_3	1,5	62,734	4,5	188,202
3_4	1,5	62,734	6	250,936
4_5	2,5	104,557	8,5	355,492
5_6	3,5	146,379	12	501,871
6_7	4,5	188,202	16,5	690,073
7_8	5,5	230,024	22	920,097
8_9	6,25	261,391	28,25	1181,489
9_10	6,25	261,391	34,5	1442,880
10_11	6,25	261,391	40,75	1704,271
11_12	6,25	261,391	47	1965,662
12_13	5	209,113	52	2174,775
13_14	5	209,113	57	2383,888
14_15	5,5	230,024	62,5	2613,913
15_16	6	250,936	68,5	2864,848
16_17	6	250,936	74,5	3115,784
17_18	5,5	230,024	80	3345,808
18_19	5	209,113	85	3554,921
19_20	4,5	188,202	89,5	3743,123
20_21	4	167,290	93,5	3910,413
21_22	3	125,468	96,5	4035,881
22_23	2	83,645	98,5	4119,526
23_24	1,5	62,734	100	4182,260

D'après le tableau II. 8 on constate que :

- $Q_{\max,h} = 261,391 \text{ m}^3/\text{h}$
- $Q_{\min,h} = 62,734 \text{ m}^3/\text{h}$

En connaissant les différents débits à chaque heure de la journée on peut désormais tracer le graphique et la courbe intégrale de consommation comme suit :

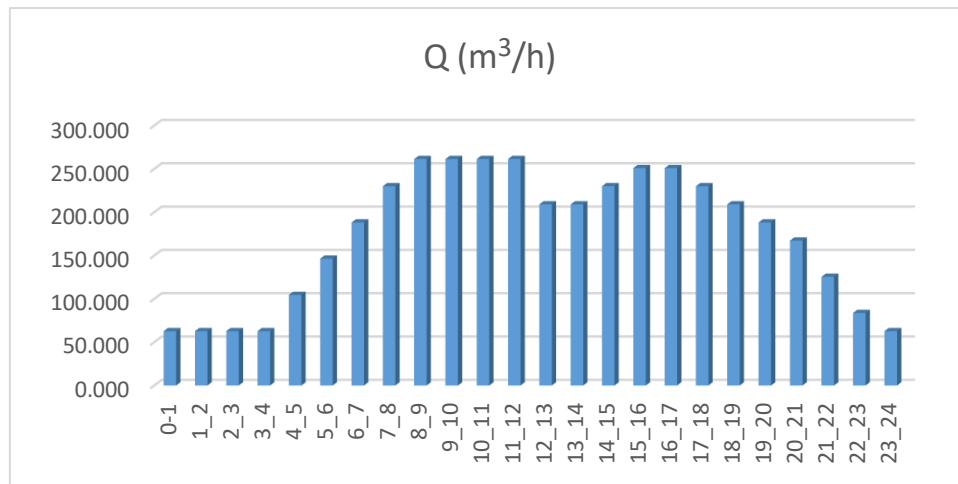


Figure II. 1: Graphique de consommation

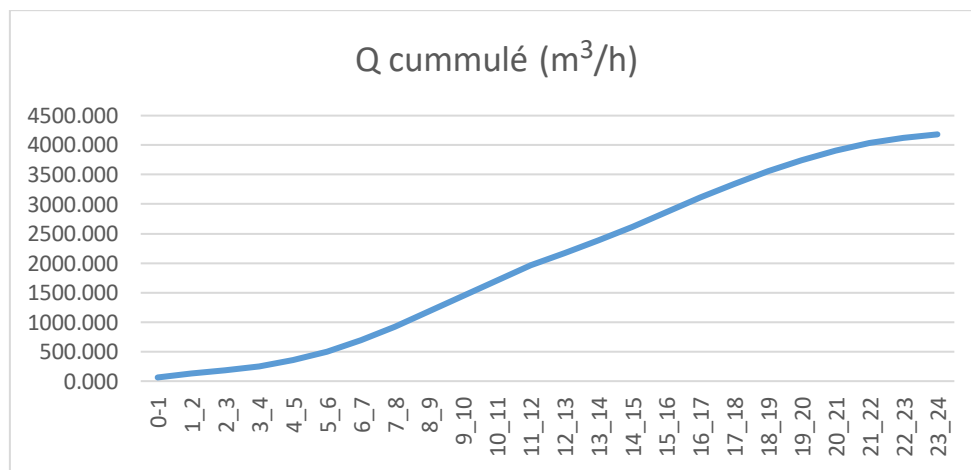


Figure II. 2 : Courbe intégrale de consommation

Conclusion :

A l'aide de la loi d'occupation par logement à l'état de saturation ainsi que la connaissance des différentes catégories de consommateur nous avons effectué un calcul détaillé sur la consommation journalière maximale et minimale bien que la détermination des débits horaire pour ensuite tracer le graphique et la courbe intégrale de consommation.

Chapitre III :

Etude de stockage

Introduction :

Les réservoirs se distinguent dans la plupart des système d'alimentation en eau potable. Dans ce chapitre, nous continuerons à déterminer les dimensions des réservoirs qui alimentent la zone d'étude bien que l'évaluation leur capacité afin de répondre à la demande de la zone concernée.

III.1 Rôle des réservoirs :

Les réservoirs d'eau potable présentent de nombreux avantages :

- Ils stockent l'excès d'eau pendant les périodes de faible utilisation et le rejettent pendant les périodes de pointe.
- Fournir une pression suffisante aux consommateurs tenus en compte des pressions fluctuantes de la station de pompage (arrêt et déclenchement de la pompe).
- Ils assurent une pression suffisante dans le réseau de distribution et un fonctionnement uniforme des pompes.
- Ils protègent l'eau des fortes variations de température et la maintiennent en sécurité.
- La distribution continue de l'eau est assurée en cas de panne à la station de pompage, de panne de courant ou de bris de canalisation.
- Ils agissent contre des possibilités d'incendies par le biais d'une réserve d'eau stockée.

III.2 Classification des réservoirs :

Les réservoirs peuvent être triés en fonction de divers critères :

III.2.1. Position relative au sol :

- Réservoirs enterrés.
- Réservoirs semi-enterrés.
- Réservoirs sur sol.
- Réservoirs surélevés : la cuve du réservoir étant disposée sur une tour.

III.2.2. La forme :

- Réservoirs circulaires.
- Réservoirs triangulaires.

III.2.3. Selon le type d'exploitation :

- Réservoir principal d'accumulation et de stockage.
- Réservoir d'équilibre (réservoir tampon).
- Réservoir de traitement.

III.2.4. Le matériau de réalisation :

- Réservoirs métalliques.
- Réservoirs en maçonnerie.
- Réservoirs en béton armé ordinaire ou précontraint.

III.3 Equipement des réservoirs :

Tout type de réservoir doit être muni de :

- D'une conduite d'arrivée ou d'alimentation.
- D'une conduite de départ ou de distribution.
- D'une conduite de vidange.
- D'une conduite de trop-plein.
- Du système de matérialisation d'incendie.
- D'une conduite by-pass.

Toutes ces conduites doivent normalement mener à une chambre de manœuvre (voir figure III.1).

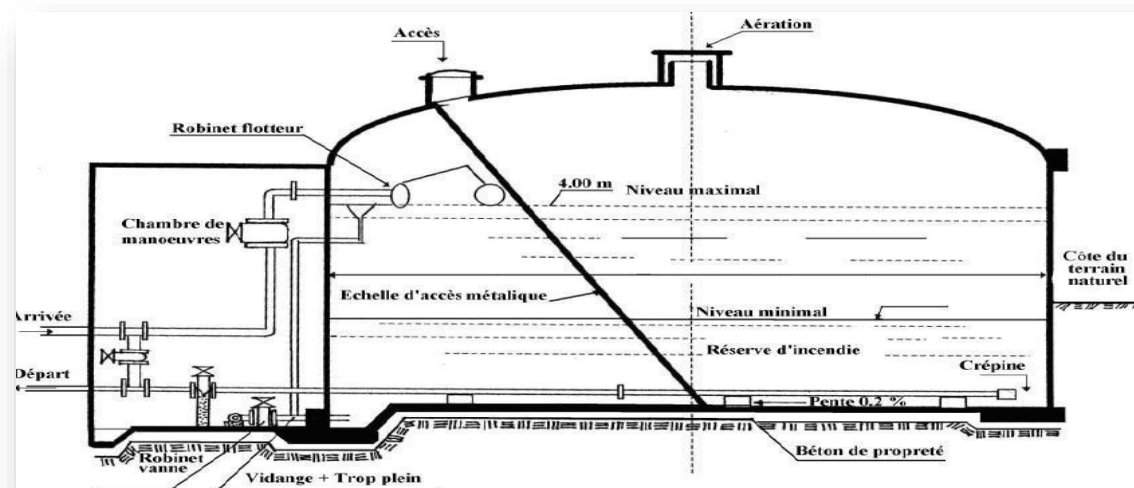


Figure III. 1 : Représentation général d'un réservoir.

III.4 Positionnement du réservoir :

Le bon fonctionnement du réseau de distribution d'eau est relatif à l'emplacement du réservoir, en effet le positionnement de ce dernier doit être choisi avec soin tenu en compte de certaines conditions :

Le réseau de distribution doit être alimenté par gravité, cela implique une cote de radier supérieur à celle du point le plus haut du réseau (cote piézométrique) de manière à approvisionner l'agglomération avec une pression confortable.

En général, l'emplacement optimal réservoirs est soit à la limite du plan d'occupation du sol (à l'extrémité de la zone d'étude), où le point le plus proche du champ de captage.

III.5 Désignation du type du réservoir :

Il est opportun de recourir à un réservoir enterré ou semi-enterré, car ces deux modèles fournissent plusieurs atouts tel que :

- Economie sur les frais de construction.
- Etanchéité plus facile à réaliser.
- Stockage adéquat avec une température constante.

Pour notre projet on opte pour un réservoir semi-enterré de forme circulaire en vue de la disposition du sol et la topographie (terrain en pente).

III.6 Etude de la capacité du réservoir :

Pour calculer la capacité du réservoir, il est impératif de tenir en compte quelques paramètres :

- Le nombre d'habitant (15420 habitant).
- la durée de pompage (20h, de minuit jusqu'à 20h).
- le débit maximum journalier ($Q_{\max,j} = 4182,260 \text{ m}^3 / j$).

On peut estimer cette capacité par deux méthodes : la première appelé méthode graphique qui se base sur la courbe de consommation totale et la courbe d'apport du débit pompé en fonction de la durée de pompage, et la deuxième nommée méthode analytique.

III.7 Calcul analytique du volume du réservoir :

Cette méthode tient en compte le régime de consommation journalier ainsi que le temps de fonctionnement de la pompe (20h), le volume est déduit par le calcul du résidu dans le réservoir pour chaque heure de la journée à partir de la différence entre l'apport et la consommation comme le montre le tableau ci-dessous :

Tableau III. 1 : Détermination de la capacité de stockage

Heures	Distribution %	Apports %	Surplus %	Déficit %	Résidu	
0-01	1,5	5	3,5		3,5	-7
1_2	1,5	5	3,5		7	3,5
2_3	1,5	5	3,5		10,5	0
3_4	1,5	5	3,5		14	3,5
4_5	2,5	5	2,5		16,5	6
5_6	3,5	5	1,5		18	7,5
6_7	4,5	5	0,5		18,5	8
7_8	5,5	5		-0,5	18	7,5
8_9	6,25	5		-1,25	16,75	6,25
9_10	6,25	5		-1,25	15,5	5
10_11	6,25	5		-1,25	14,25	3,75
11_12	6,25	5		-1,25	13	2,5
12_13	5	5	0		13	2,5
13-14	5	5	0		13	2,5
14-15	5,5	5		-0,5	12,5	2
15-16	6	5		-1	11,5	1
16-17	6	5		-1	10,5	0
17-18	5,5	5		-0,5	10	-0,5
18-19	5	5	0		10	-0,5
19-20	4,5	5	0,5		10,5	0
20-21	4	0		-4	6,5	-4
21-22	3	0		-3	3,5	-7
22-23	2	0		-2	1,5	-9
23-24	1,5	0		-1,5	0	-10,5

Le volume total du réservoir est calculé comme suit :

$$V_t = V_u + V_{inc} \quad (III.1)$$

Avec :

V_u : Volume utile m³

V_{inc} : Volume d'incendie estimé à 120 m³

$$V_u = \frac{|V_{min}| + V_{max}}{100} * Q_{max,j}$$

$$V_u = \frac{|-10,5| + 18,5}{100} * 4182,26$$

$$V_u = 1212,856 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_u + V_{inc} = 1212,856 + 120$$

$$V_t = 1332,856 \text{ m}^3$$

On prend un réservoir normalisé de 2000 m^3

III.7.1. Dimensions du réservoir projeté :

III.7.1.1 La section du réservoir :

Pour hauteur de 5m on admet :

$$V = S * H \quad (\text{III.2})$$

Avec :

V : volume du réservoir m^3

S : section du réservoir m^2

H : hauteur d'eau dans réservoir m.

III.7.1.2 Le diamètre du réservoir :

$$S = \frac{\pi * D^2}{4} \quad (\text{III.3})$$

$$S = 400 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 * S}{\pi}}$$

$$D = 22,57 \text{ m}$$

III.7.1.3 Hauteur d'incendie :

$$H_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \quad (\text{III.4})$$

H_{inc} : hauteur de la réserve d'incendie.

V_{inc} : volume d'incendie estimé à 120 m^3

$$H = \frac{120}{400} = 0,3$$

$$H = 0,3 \text{ m}$$

III.7.1.4 Hauteur totale :

$$H_t = H + H_i + R \quad (\text{III.5})$$

H_t : hauteur totale du reservoir .

H_i : hauteur de la réserve d'incendie.

R : marge de sécurité (0,3 m)

$$H_T = 5,8 \text{ m}$$

On prend :

$$H_T = 6\text{m}$$

Remarque:

Il est impératif de calculer les besoins et le volume nécessaire de la population desservi actuellement pour avoir une idée sur la ressource disponible, tenant en compte l'horizon d'étude (30 ans) ainsi que le taux d'accroissement qui est de 2% (APC BOUIRA).

Tableau III. 2 : Besoins de la population actuelle.

Population (2024)	Population (2054)	$Q_{\max,j} \text{ (m}^3/\text{j)}$	$Q_{\max,h} \text{ (m}^3/\text{h)}$	Volume nécessaire (m^3)
14447	26169	5652,50	353,28	1759,226

- En additionnant les deux volumes, on obtient un volume de 3092 m^3 , donc la ressource est assurée

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons pu déterminer le volume nécessaire à notre agglomération ce qui a abouti à la projection d'un réservoir semi-enterrés de forme circulaire de capacité 2000 m^3

Chapitre IV :

Dimensionnement du Réseau de distribution

Introduction :

Le nouveau pôle urbain de OULED BELIL n'admet pas encore un réseau de distribution actif à ce jour. De ce fait, l'achèvement de ce chapitre nous permettra de donner une description détaillée sur le fonctionnement du réseau de distribution en déterminant les paramètres hydrauliques de ce dernier ainsi que de déterminer les diamètres des conduites de façon optimal pour satisfaire pour le mieux les besoins de cette agglomération.

IV.1 Définition d'un réseau de distribution :

Un réseau de distribution est un ensemble de conduites connectées entre elles à travers des points de jonction appelé : nœuds.

Ce système assure l'arrivée de l'eau aux habitants par le biais des branchements particuliers.

IV.2 Types de réseau de distribution :

On distingue plusieurs types de réseau de distribution relatif à la disposition et l'importance des agglomérations comme suit :

IV.2.1. Réseau ramifié :

Ce type de réseau se compose essentiellement d'une conduite principale ayant des ramifications dite : conduites secondaires. De ce fait, il est recommandé aux agglomérations dont la disposition est éparpillée.

L'inconvénient majeur de ce réseau est qu'il n'assure pas une distribution de retour, donc une panne peut priver les consommateurs d'eau pendant un bout de temps.

IV.2.2. Réseau maillé :

Les réseaux maillés constituent une série de conduites formant une boucle fermée, contrairement au réseau ramifié, ce dernier assure une distribution de retour et assure une continuité d'alimentation en cas de défaillance d'une des conduites.

Ce réseau présente un coût de réalisation élevé et une certaine difficulté de calcul en vue de la sécurité qu'il offre.

IV.2.3. Réseau Combiné (mixte) :

Il s'agit d'un réseau maillé, comprenant certaines succursales nécessaires, qui peut fournir de l'eau à certaines zones reculées de la ville (zones rurales ou zones industrielles).

IV.2.4. Réseau étagé :

Le réseau étagé est utilisé lorsque la disposition du terrain est très accidentée qui induit à des fortes pressions. De ce fait, l'implantation d'un deuxième réservoir est primordiale dont ce dernier va exercer comme un brise de charge.

IV.3 Conception du réseau de distribution :

La conception d'un réseau d'alimentation en eau potable nécessite de prendre en considération les éléments suivant :

- L'emplacement des quartiers.
- L'emplacement des consommateurs.
- Le relief.

IV.4 Type de réseau retenu :

Compte tenu de la bonne répartition des équipements et des quartiers du pôle Ouled Belil ; on opte pour un réseau composé de deux grandes maille.

IV.5 Choix du type de Matériau :

Plusieurs paramètres influent sur le choix du type de matériau des canalisations comme :

- Le diamètre.
- Le prix de la conduite.
- La durée de vie du matériau.
- La nature de terrain.
- La pose canalisation.

Remarque : dans notre cas nous avons opté pour les conduites en **PEHD**.

IV.6 Principe du tracé du réseau :

Le tracé du réseau exige le respect de certaines conditions comme suit :

- Détecter les quartiers ayant les plus grandes densités de population.
- Détecter les consommateurs les plus importants.
- Déterminer un sens principal pour garantir la distribution aux consommateurs.
- En se basant sur ce sens, tracer les conduites principales et secondaires.
- Minimiser : les zones rocheuses, passage inaccessible, terrain accidenté.

IV.7 Calcul hydraulique du réseau :

La détermination des débits dans un réseau maillé de la manière suivante :

- Déterminer la longueur de chaque tronçon du réseau.
- Calculer le débit route.
- Déterminer le débit spécifique.
- Déterminer les débits aux nœuds.

IV.7.1. Calcul des débits de dimensionnement :

On peut décrire le réseau projeté dans le nouveau pôle urbain d'Ouled belil comme un système de distribution avec un réservoir de tête. Les paramètres hydrauliques seront calculés dans deux cas suivant :

- Cas de pointe.
- Cas de pointe + incendie

IV.7.1.1 Débit spécifique :

Pour le calcul de ce débit on suppose que la répartition des habitants tout au long du réseau est uniforme.

Le débit spécifique se calcule avec la loi suivante :

$$q_{sp} = \frac{Q_r}{\sum L} \text{ (L/s/ml)} \quad (\text{IV.1})$$

Avec :

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

$$Q_r : \text{débit en route total} \quad Q_r = Q_{maxh} - \sum Q_{Cons} \quad (\text{IV.2})$$

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

IV.7.1.2 Débit route :

Le débit route se calcule pour chaque tronçon comme suit :

$$Q_r = q_{sp} * L_i \quad (\text{IV.3})$$

Q_r : débit en route total.

qsp : débit spécifique.

li : la longueur du tronçon.

IV.7.1.3 Débit aux nœuds :

Les débits correspondant en chaque nœud seront calculés par la formule suivante :

$$Q_{n,i} = 0,5 \sum Q_{ri,k} + Q_{Cons} \quad (IV.4)$$

Avec :

$Q_{n,i}$: Débit au nœud i.

$\sum Q_{ri,k}$: Somme des débits route des tronçons reliés au nœud i.

Q_{Cons} : Débit concentrés au nœud i (pour notre projet on n'a pas du débit concentré : $Q_{conc} = 0$).

IV.7.2. Calcul des débits :

IV.7.2.1 Cas de pointe :

D'après le tableau de Consommation horaire **II. 8** du chapitre II, on peut rappeler que les débits maximum horaire (pointe) est de :

$$Q_{\max,h} = 261,391 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{pte} = 72,609 \text{ l/s}$$

Q_{pte} : débit de pointe de consommation.

Ce qui un débit spécifique de : $q_{sp} = \frac{261,391 \cdot 1000}{4787,607 \cdot 3600} = 0,015166 \text{ l/s/ml}$

Les résultats de calcul des débits aux nœuds sont mentionnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV. 1 : valeur des débits en routes et aux nœuds dans le réseau projeté.

Nœuds	Tronçon	Longueurs(m)	qsp	Qr (l/s)	Qn (l/s)
N2	P2	81,351	0,015166	1,234	2,592
	P5	260,518	0,015166	3,951	
N3	P2	81,351	0,015166	1,234	1,315
	P3	92,065	0,015166	1,396	
N4	P3	92,065	0,015166	1,396	1,459
	P4	100,404	0,015166	1,523	

Tableau IV. 1 : valeur des débits en routes et aux nœuds dans le réseau projeté (suite).

N5	P4	100,404	0,015166	1,523	0,761
N6	P5	260,518	0,015166	3,951	3,707
	P9	112,616	0,015166	1,708	
	P11	76,735	0,015166	1,164	
	P6	38,959	0,015166	0,591	
N7	P6	38,959	0,015166	0,591	0,964
	P8	49,41	0,015166	0,749	
	P7	38,743	0,015166	0,588	
N8	P7	38,743	0,015166	0,588	0,294
N9	P8	49,41	0,015166	0,749	0,375
N10	P9	112,616	0,015166	1,708	1,389
	P10	70,564	0,015166	1,070	
N11	P10	70,564	0,015166	1,070	0,535
N12	P11	76,735	0,015166	1,164	5,498
	P30	409,162	0,015166	6,205	
	P17	199,616	0,015166	3,027	
	P12	39,513	0,015166	0,599	
N13	P12	39,513	0,015166	0,599	2,152
	P14	121,568	0,015166	1,844	
	P13	122,703	0,015166	1,861	
N14	P13	122,703	0,015166	1,861	0,930
N15	P14	121,568	0,015166	1,844	1,999
	P15	142,106	0,015166	2,155	
N16	P15	142,106	0,015166	2,155	2,024
	P16	124,859	0,015166	1,894	
N17	P16	124,859	0,015166	1,894	0,947
N18	P17	199,616	0,015166	3,027	3,892
	P19	174,561	0,015166	2,647	
	P18	139,116	0,015166	2,110	
N19	P18	139,116	0,015166	2,110	1,055
N20	P19	174,561	0,015166	2,647	4,347
	P39	154,37	0,015166	2,341	
	P23	196,385	0,015166	2,978	
	P20	47,971	0,015166	0,728	
N21	P20	47,971	0,015166	0,728	2,064
	P22	170,945	0,015166	2,593	
	P21	53,281	0,015166	0,808	
N22	P21	53,281	0,015166	0,808	0,404
N23	P22	170,945	0,015166	2,593	1,296

Tableau IV. 1 : valeur des débits en routes et aux nœuds dans le réseau projeté (suite).

N24	P28	207,428	0,015166	3,146	4,980
	P23	196,385	0,015166	2,978	
	P29	221,192	0,015166	3,355	
	P24	31,767	0,015166	0,482	
N25	P24	31,767	0,015166	0,482	1,516
	P26	55,689	0,015166	0,845	
	P25	112,428	0,015166	1,705	
N26	P25	112,428	0,015166	1,705	0,853
N27	P26	55,689	0,015166	0,845	1,187
	P27	100,909	0,015166	1,530	
N28	P27	100,909	0,015166	1,530	0,765
N29	P28	207,428	0,015166	3,146	1,573
N30	P29	221,192	0,015166	3,355	5,182
	P31	52,987	0,015166	0,804	
	P30	409,162	0,015166	6,205	
N31	P32	141,712	0,015166	2,149	2,100
	P33	31,546	0,015166	0,478	
	P31	52,987	0,015166	0,804	
	P40	50,741	0,015166	0,770	
N32	P32	141,712	0,015166	2,149	1,075
N33	P33	31,546	0,015166	0,478	2,774
	P35	208,068	0,015166	3,156	
	P34	126,196	0,015166	1,914	
N34	P34	126,196	0,015166	1,914	0,957
N35	P37	278,819	0,015166	4,229	4,376
	P35	208,068	0,015166	3,156	
	P36	90,13	0,015166	1,367	
N36	P36	90,13	0,015166	1,367	0,683
N37	P37	278,819	0,015166	4,229	3,743
	P38	60,477	0,015166	0,917	
	P39	154,37	0,015166	2,341	
N38	P38	60,477	0,015166	0,917	0,459
N39	P40	50,741	0,015166	0,770	0,385

IV.7.2.2 Cas de pointe +incendie :

Cette situation tient en compte le débit réservé aux incendies accumulés par le réservoir de distribution, de ce fait 17 l/s qui doivent être fourni au nœud le plus défavorable soit le nœud **N2**. Ce choix de nœud se justifie par la différence de cote la plus petite entre ce dernier et la cote radier du réservoir.

Tableau IV. 2 : valeur des débits dans le réseau projeté (pointe incendie)

Nœuds	Tronçon	Longueur (m)	qsp	Qr (l/s)	Qn (l/s)
N2	P2	81,351	0,015166	1,234	19,592
	P5	260,518	0,015166	3,951	
N3	P2	81,351	0,015166	1,234	1,315
	P3	92,065	0,015166	1,396	
N4	P3	92,065	0,015166	1,396	1,459
	P4	100,404	0,015166	1,523	
N5	P4	100,404	0,015166	1,523	0,761
N6	P5	260,518	0,015166	3,951	3,707
	P9	112,616	0,015166	1,708	
	P11	76,735	0,015166	1,164	
	P6	38,959	0,015166	0,591	
N7	P6	38,959	0,015166	0,591	0,964
	P8	49,41	0,015166	0,749	
	P7	38,743	0,015166	0,588	
N8	P7	38,743	0,015166	0,588	0,294
N9	P8	49,41	0,015166	0,749	0,375
N10	P9	112,616	0,015166	1,708	1,389
	P10	70,564	0,015166	1,070	
N11	P10	70,564	0,015166	1,070	0,535
N12	P11	76,735	0,015166	1,164	5,498
	P30	409,162	0,015166	6,205	
	P17	199,616	0,015166	3,027	
	P12	39,513	0,015166	0,599	
N13	P12	39,513	0,015166	0,599	2,152
	P14	121,568	0,015166	1,844	
	P13	122,703	0,015166	1,861	
N14	P13	122,703	0,015166	1,861	0,930
N15	P14	121,568	0,015166	1,844	1,999
	P15	142,106	0,015166	2,155	
N16	P15	142,106	0,015166	2,155	2,024
	P16	124,859	0,015166	1,894	
N17	P16	124,859	0,015166	1,894	0,947
N18	P17	199,616	0,015166	3,027	3,892
	P19	174,561	0,015166	2,647	
	P18	139,116	0,015166	2,110	
N19	P18	139,116	0,015166	2,110	1,055
N20	P19	174,561	0,015166	2,647	4,347
	P39	154,37	0,015166	2,341	
	P23	196,385	0,015166	2,978	

	P20	47,971	0,015166	0,728	
--	-----	--------	----------	-------	--

Tableau IV. 2 : valeur des débits dans le réseau projeté (pointe incendie) (suite).

N21	P20	47,971	0,015166	0,728	2,064
	P22	170,945	0,015166	2,593	
	P21	53,281	0,015166	0,808	
N22	P21	53,281	0,015166	0,808	0,404
N23	P22	170,945	0,015166	2,593	1,296
N24	P28	207,428	0,015166	3,146	4,980
	P23	196,385	0,015166	2,978	
	P29	221,192	0,015166	3,355	
	P24	31,767	0,015166	0,482	
N25	P24	31,767	0,015166	0,482	1,516
	P26	55,689	0,015166	0,845	
	P25	112,428	0,015166	1,705	
N26	P25	112,428	0,015166	1,705	0,853
N27	P26	55,689	0,015166	0,845	1,187
	P27	100,909	0,015166	1,530	
N28	P27	100,909	0,015166	1,530	0,765
N29	P28	207,428	0,015166	3,146	1,573
N30	P29	221,192	0,015166	3,355	5,182
	P31	52,987	0,015166	0,804	
	P30	409,162	0,015166	6,205	
N31	P32	141,712	0,015166	2,149	2,100
	P33	31,546	0,015166	0,478	
	P31	52,987	0,015166	0,804	
	P40	50,741	0,015166	0,770	
N32	P32	141,712	0,015166	2,149	1,075
N33	P33	31,546	0,015166	0,478	2,774
	P35	208,068	0,015166	3,156	
	P34	126,196	0,015166	1,914	
N34	P34	126,196	0,015166	1,914	0,957
N35	P37	278,819	0,015166	4,229	4,376
	P35	208,068	0,015166	3,156	
	P36	90,13	0,015166	1,367	
N36	P36	90,13	0,015166	1,367	0,683
N37	P37	278,819	0,015166	4,229	3,743
	P38	60,477	0,015166	0,917	
	P39	154,37	0,015166	2,341	
N38	P38	60,477	0,015166	0,917	0,459
N39	P40	50,741	0,015166	0,770	0,385

IV.7.3. Description du logiciel EPANET 2.0 :

EPANET est un logiciel de modélisation hydraulique qui détermine la qualité de l'eau pour les systèmes de distribution d'eau potable. Il intègre des outils avancés de modélisation, d'optimisation et de gestion parfaite du réseau. Il aide les ingénieurs et les services publics dans l'analyse, la conception et l'optimisation des systèmes de distribution d'eau, notamment pour l'analyse de la quantité de flux disponible pour la lutte Contre l'incendie, l'analyse de la concentration des constituants et la gestion de la consommation d'énergie.

IV.7.3.1 Fonction et application :

Le modèle EPANET a pour objectif une compréhension de l'écoulement et de l'usage de l'eau dans les systèmes de distribution. Il peut être utilisé pour différents types d'application dans l'analyse des systèmes de distribution.

On peut citer quelques exemples :

- La recherche de stratégies alternatives pour gérer le réseau.
- L'utilisation en alternance des différentes ressources du système.
- Modifier le régime de pompage ou de marnage des réservoirs.
- Analyses de qualité de l'eau et Sécurité du système.

IV.7.3.2 Plan du réseau projeté :

Le réseau projeté est le suivant :

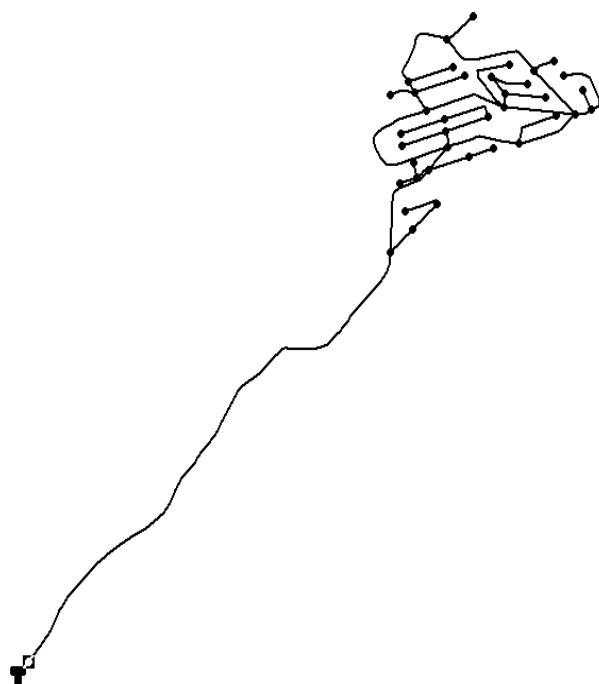


Figure IV. 1 : Plan du réseau projeté.

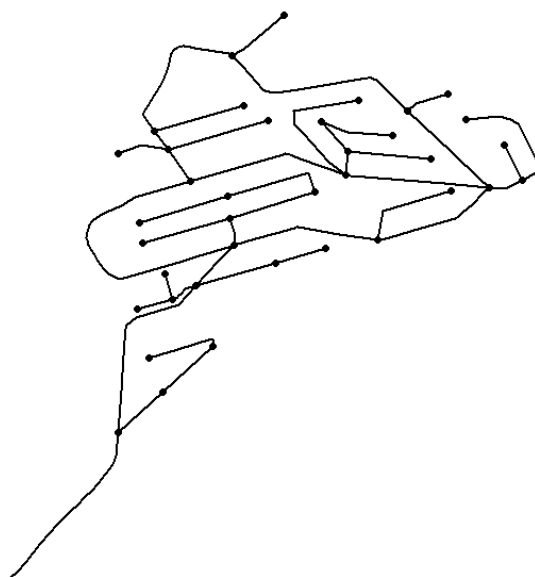


Figure IV. 2 : Plan du réseau projeté détaillé.

IV.7.4. Exécution de la simulation :

La réussite de la simulation à l'aide du logiciel EPANET 2.0 nécessite certaines données tels que : demande de base des nœuds, cote radier du réservoir. Dans le but d'avoir des vitesses et des pressions suivant les normes, il est primordial de d'effectuer plusieurs itérations concernant les diamètres des canalisations.

Remarque : étant donné que la cote radier du réservoir projeté n'est pas encore déterminé, une balance entre cette dernière, les pressions, les vitesses et les diamètres doit être pris en considération.

Les résultats de simulation sont illustrés dans les figures et les tableaux suivant :

IV.7.4.1 Cas de pointe :

Les résultats de simulation en cas de pointe sont comme suivis :

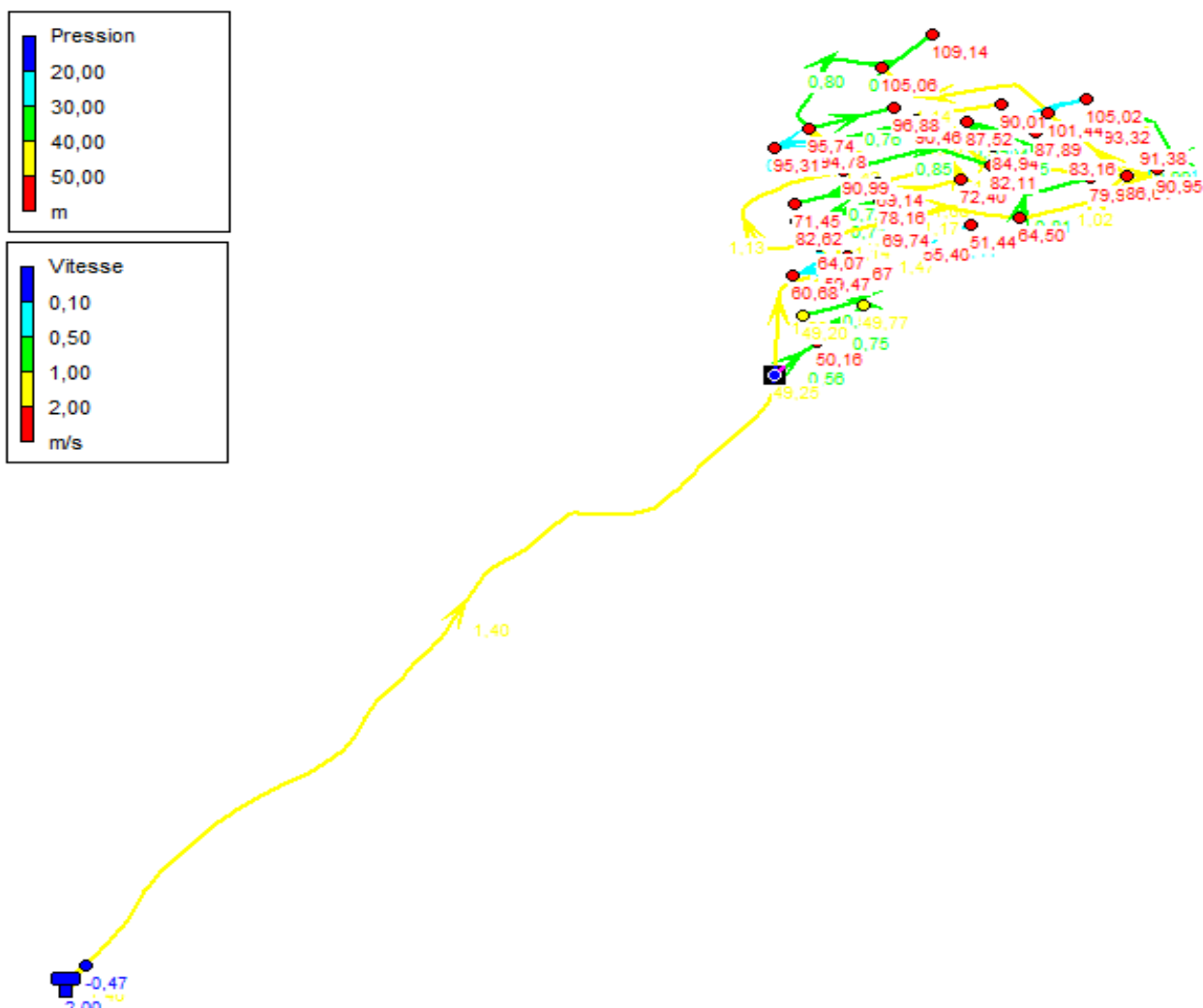


Figure IV. 3 : résultat de la simulation en cas de pointe.

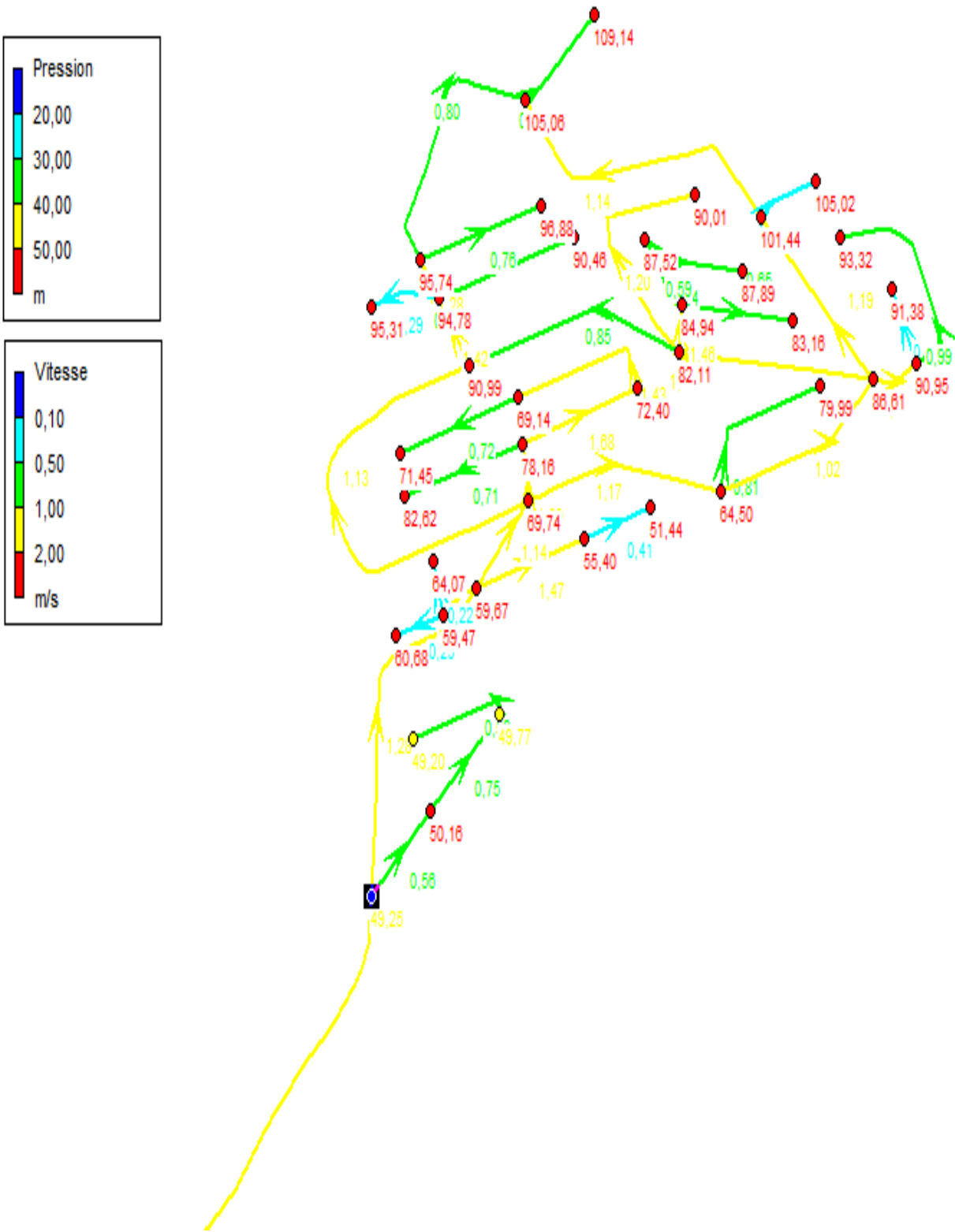


Figure IV. 4 : résultat de la simulation en cas de pointe détaillé.

La charge et la pression dans le réseau de distribution sont données par le tableau suivant :

Tableau IV. 3 : état des nœuds en cas de pointe.

ID Nœud	Altitude m	Demande LPS	Charge m	Pression m
Nœud n2	610,511	2,59	649,76	49,25
Nœud n3	610,244	1,32	649,41	50,16
Nœud n4	610,510	1,46	648,28	49,77
Nœud n5	606,794	0,76	647	49,2
Nœud n6	588,624	3,71	648,29	59,67
Nœud n7	586,745	0,96	646,21	59,47
Nœud n8	582,064	0,29	646,13	64,07
Nœud n9	585,361	0,38	646,04	60,68
Nœud n10	584,554	1,39	639,95	55,4
Nœud n11	588,040	0,54	639,48	51,44
Nœud n12	578,206	5,5	647,95	69,74
Nœud n13	567,623	2,15	645,78	78,16
Nœud n14	561,481	0,93	644,1	82,62
Nœud n15	566,469	2	638,87	72,4
Nœud n16	562,294	2,02	631,43	69,14
Nœud n17	557,575	0,95	629,02	71,45
Nœud n18	582,185	3,89	646,68	64,5
Nœud n19	563,467	1,05	643,46	79,99
Nœud n20	559,224	4,35	645,84	86,61
Nœud n21	550,981	2,06	641,93	90,95
Nœud n22	550,339	0,4	641,72	91,38
Nœud n23	542,676	1,3	636	93,32
Nœud n24	560,963	4,98	643,07	82,11
Nœud n25	556,761	1,52	641,7	84,94
Nœud n26	556,764	0,85	639,92	83,16
Nœud n27	552,877	1,19	640,4	87,52

Tableau IV. 3 : état des nœuds en cas de pointe (suite).

Nœud n28	551,204	0,76	639,09	87,89
Nœud n29	542,677	1,57	632,69	90,01
Nœud n30	550,270	5,18	641,26	90,99
Nœud n31	545,142	2,1	639,92	94,78
Nœud n32	545,995	1,08	636,46	90,46
Nœud n33	543,344	2,77	639,08	95,74
Nœud n34	539,507	1	636,39	96,88
Nœud n35	530,407	4,38	635,46	105,06
Nœud n36	525,386	0,68	634,52	109,14
Nœud n37	541,605	3,74	643,04	101,44
Nœud n38	537,720	0,46	642,74	105,02
Nœud n39	544,424	0,38	639,74	95,31

Le calcul des paramètres hydrauliques en cas de pointe sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV. 4 : Paramètres hydraulique en cas de pointe.

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Débit LPS	Vitesse m/s
Tuyau p1	1447,43	257,4	72,65	1,4
Tuyau p2	81,35	90	3,53	0,56
Tuyau p3	92,06	61,4	2,22	0,75
Tuyau p4	100,3	40,8	0,76	0,58
Tuyau p5	257,571	257,4	66,52	1,28
Tuyau p6	38,42	40,8	1,63	1,25
Tuyau p7	36,25	40,8	0,29	0,22
Tuyau p8	49,39	40,8	0,38	0,29
Tuyau p9	112,5	40,8	1,92	1,47
Tuyau p10	70,48	40,8	0,54	0,41
Tuyau p11	75,88	257,4	59,26	1,14

Tableau IV. 4 : Paramètres hydraulique en cas de pointe (suite).

Tuyau p12	38,05	90	8,05	1,89
Tuyau p13	90	40,8	0,93	0,71
Tuyau p14	121,6	61,4	4,97	1,68
Tuyau p15	142	51,4	2,97	1,43
Tuyau p16	124,8	40,8	0,95	0,72
Tuyau p17	199,1	204,6	38,53	1,17
Tuyau p18	136,4	40,8	1,05	0,81
Tuyau p19	172,8	204,6	33,58	1,02
Tuyau p20	47,22	51,4	3,76	1,81
Tuyau p21	53,28	40,8	0,4	0,31
Tuyau p22	170,3	40,8	1,3	0,99
Tuyau p23	196,3	130,8	17,88	1,33
Tuyau p24	31,49	61,4	4,32	1,46
Tuyau p25	112,4	40,8	0,85	0,65
Tuyau p26	55,55	51,4	1,95	0,94
Tuyau p27	100,8	40,8	0,76	0,59
Tuyau p28	205,9	40,8	1,57	1,2
Tuyau p29	220,7	102,2	7	0,85
Tuyau p30	407,8	90	-7,18	1,13
Tuyau p31	52,74	90	9	1,42
Tuyau p32	141,7	40,8	1,08	0,82
Tuyau p33	31,49	73,6	5,44	1,28
Tuyau p34	126,1	40,8	1	0,76
Tuyau p35	207,2	51,4	1,67	0,8
Tuyau p36	89,7	40,8	0,68	0,52
Tuyau p37	277,9	61,4	-3,39	1,14
Tuyau p38	60,35	40,8	0,46	0,35
Tuyau p39	153,2	90	-7,59	1,19
Tuyau p40	50,7414	40,8	-0,38	0,29

IV.7.4.2 Cas de pointe + incendie :

La procédure est identique au cas de pointe sauf au nœud N2, les résultats sont illustrés dans la figure suivante :

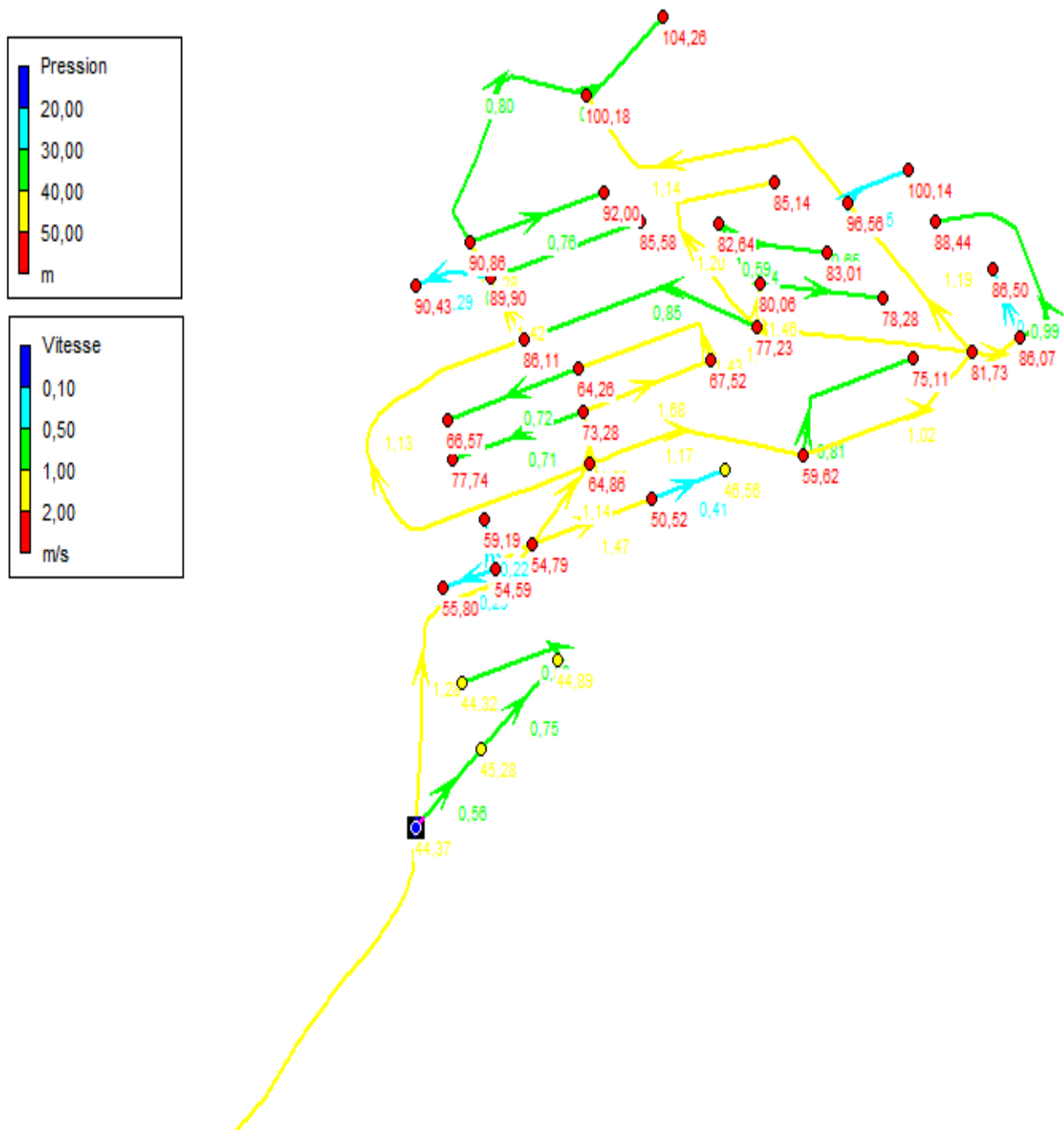


Figure IV. 5 : résultat de la simulation en cas de pointe + incendie.

Les charges et les pressions sont illustrées dans le tableau suivant :

Tableau IV. 5 : état des nœuds en cas de pointe + incendie.

ID Nœud	Altitude m	Demande LPS	Charge m	Pression m
Nœud n2	610,511	19,59	644,88	44,37
Nœud n3	610,244	1,32	644,53	45,28
Nœud n4	610,510	1,46	643,4	44,89
Nœud n5	606,794	0,76	642,12	44,32
Nœud n6	588,624	3,71	643,41	54,79
Nœud n7	586,745	0,96	641,33	54,59
Nœud n8	582,064	0,29	641,25	59,19
Nœud n9	585,361	0,38	641,16	55,8
Nœud n10	584,554	1,39	635,07	50,52
Nœud n11	588,040	0,54	634,6	46,56
Nœud n12	578,206	5,5	643,07	64,86
Nœud n13	567,623	2,15	640,9	73,28
Nœud n14	561,481	0,93	639,22	77,74
Nœud n15	566,469	2	633,99	67,52
Nœud n16	562,294	2,02	626,55	64,26
Nœud n17	557,575	0,95	624,15	66,57
Nœud n18	582,185	3,89	641,8	59,62
Nœud n19	563,467	1,05	638,58	75,11
Nœud n20	559,224	4,35	640,96	81,73
Nœud n21	550,981	2,06	637,05	86,07
Nœud n22	550,339	0,4	636,84	86,5
Nœud n23	542,676	1,3	631,12	88,44
Nœud n24	560,963	4,98	638,19	77,23
Nœud n25	556,761	1,52	636,82	80,06
Nœud n26	556,764	0,85	635,04	78,28
Nœud n27	552,877	1,19	635,52	82,64

Tableau IV. 5 : état des nœuds en cas de pointe + incendie (suite).

Nœud n28	551,204	0,76	634,21	83,01
Nœud n29	542,677	1,57	627,81	85,14
Nœud n30	550,270	5,18	636,38	86,11
Nœud n31	545,142	2,1	635,04	89,9
Nœud n32	545,995	1,08	631,58	85,58
Nœud n33	543,344	2,77	634,2	90,86
Nœud n34	539,507	1	631,51	92
Nœud n35	530,407	4,38	630,58	100,18
Nœud n36	525,386	0,68	629,65	104,26
Nœud n37	541,605	3,74	638,16	96,56
Nœud n38	537,720	0,46	637,86	100,14
Nœud n39	544,424	0,38	634,86	90,43

Le calcul des paramètres hydrauliques en cas de pointe sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV. 6 : Paramètres hydraulique en cas de pointe + incendie.

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Débit LPS	Vitesse m/s
Tuyau p1	1447,43	257,4	89,65	1,72
Tuyau p2	81,35	90	3,53	0,56
Tuyau p3	92,06	61,4	2,22	0,75
Tuyau p4	100,3	40,8	0,76	0,58
Tuyau p5	257,571	257,4	66,52	1,28
Tuyau p6	38,42	40,8	1,63	1,25
Tuyau p7	36,25	40,8	0,29	0,22
Tuyau p8	49,39	40,8	0,38	0,29
Tuyau p9	112,5	40,8	1,92	1,47
Tuyau p10	70,48	40,8	0,54	0,41

Tableau IV. 6 : Paramètres hydraulique en cas de pointe + incendie (suite).

Tuyau p11	75,88	257,4	59,26	1,14
Tuyau p12	38,05	90	8,05	1,89
Tuyau p13	90	40,8	0,93	0,71
Tuyau p14	121,6	61,4	4,97	1,68
Tuyau p15	142	51,4	2,97	1,43
Tuyau p16	124,8	40,8	0,95	0,72
Tuyau p17	199,1	204,6	38,53	1,17
Tuyau p18	136,4	40,8	1,05	0,81
Tuyau p19	172,8	204,6	33,58	1,02
Tuyau p20	47,22	51,4	3,76	1,81
Tuyau p21	53,28	40,8	0,4	0,31
Tuyau p22	170,3	40,8	1,3	0,99
Tuyau p23	196,3	130,8	17,88	1,33
Tuyau p24	31,49	61,4	4,32	1,46
Tuyau p25	112,4	40,8	0,85	0,65
Tuyau p26	55,55	51,4	1,95	0,94
Tuyau p27	100,8	40,8	0,76	0,59
Tuyau p28	205,9	40,8	1,57	1,2
Tuyau p29	220,7	102,2	7	0,85
Tuyau p30	407,8	90	-7,18	1,13
Tuyau p31	52,74	90	9	1,42
Tuyau p32	141,7	40,8	1,08	0,82
Tuyau p33	31,49	73,6	5,44	1,28
Tuyau p34	126,1	40,8	1	0,76
Tuyau p35	207,2	51,4	1,67	0,8
Tuyau p36	89,7	40,8	0,68	0,52
Tuyau p37	277,9	61,4	-3,39	1,14

Tuyau p38	60,35	40,8	0,46	0,35
Tuyau p39	153,2	90	-7,59	1,19
Tuyau p40	50,7414	40,8	-0,38	0,29

IV.8 Interprétation des résultats :

La simulation par le biais du logiciel EPANET nous a fourni les détails suivant :

- Les vitesses de La grande majorité des conduites sont dans les normes 0.5 -3 m/s sauf 6 conduites soit : P7, P8, P10, P21, P38, P40.
- Les pressions de 67 % des nœuds dépassent largement la limite de 7bars (70 mce).

Alternatives :

Pour résoudre le dépassement des pressions la barre des 7 bars, on propose des réducteurs de pressions réparties sur 4 zones du réseau de distribution comme suit :

Tableau IV. 7 : Réducteurs de pressions proposées.

Vanne	Nœud initial	Nœud final	Mode de fonctionnement	Consigne (bar)
Réducteur de pression 1	N13'	N13	En régulation	2
Réducteur de pression	N19'	N19	En régulation	1.5
Vanne frontière	N30'	N30	Fermé	/
Réducteur de pression 4	N20'	N20	En régulation	3

IV.8.1. Simulation finale en cas de pointe :

La figure ci-dessous nous montre l'état du réseau de distribution avec des régulateurs de pressions :

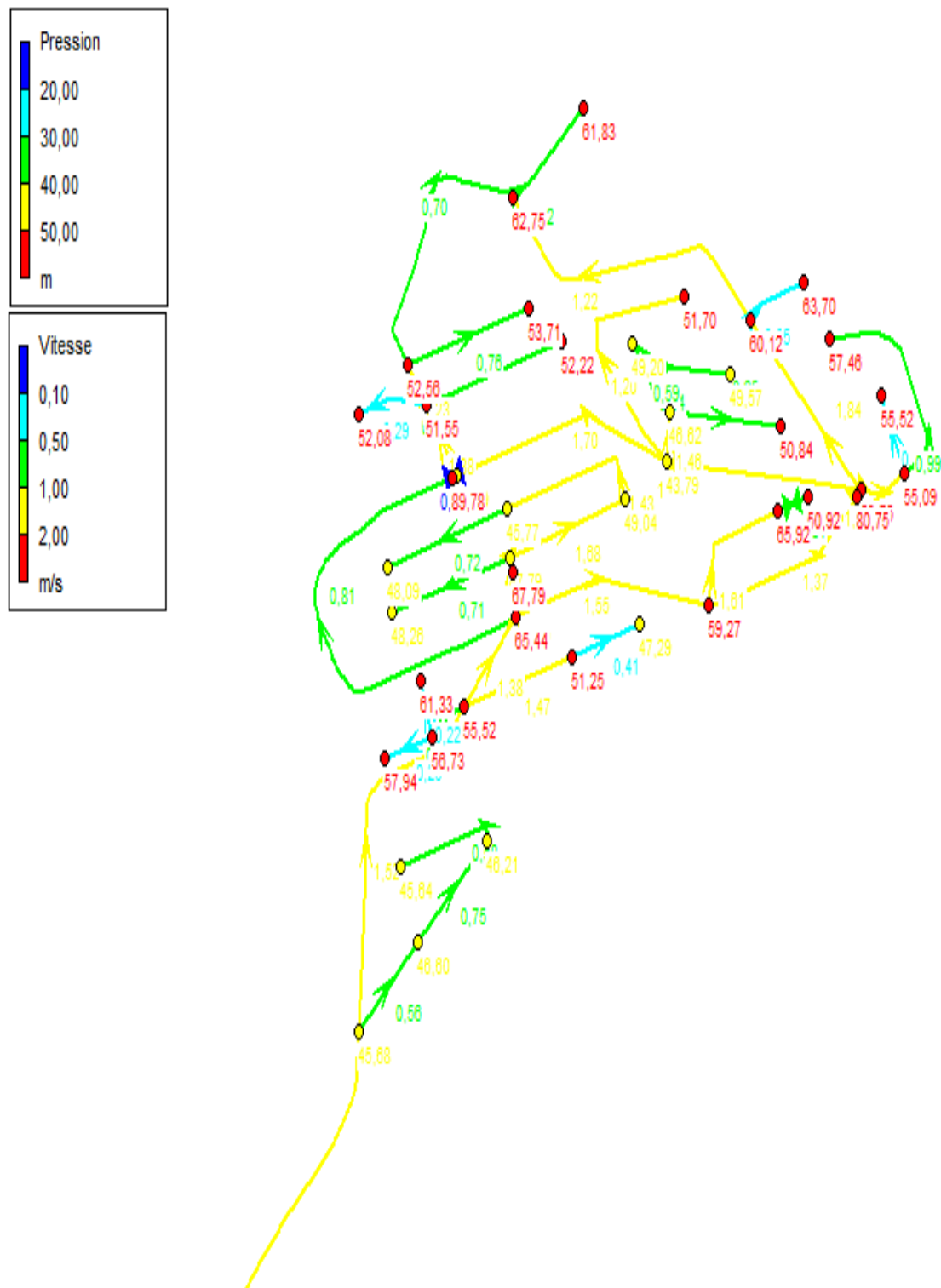


Figure IV. 6 : simulation finale en cas de pointe.

Les charges et les pressions sont illustrées dans le tableau suivant :

Tableau IV. 8 : état des nœuds final en cas de pointe.

ID Nœud	Altitude m	Demande LPS	Charge m	Pression m
Nœud n2	610,511	2,59	646,19	45,68
Nœud n3	610,244	1,32	645,84	46,6
Nœud n4	610,510	1,46	644,72	46,21
Nœud n5	606,794	0,76	643,43	45,64
Nœud n6	588,624	3,71	644,14	55,52
Nœud n7	586,745	0,96	643,47	56,73
Nœud n8	582,064	0,29	643,39	61,33
Nœud n9	585,361	0,38	643,3	57,94
Nœud n10	584,554	1,39	635,8	51,25
Nœud n11	588,040	0,54	635,33	47,29
Nœud n12	578,206	5,5	643,64	65,44
Nœud n13'	574,623	2,15	642,42	67,79
Nœud n13	574,623	2,15	622,42	47,79
Nœud n14	572,481	0,93	620,74	48,26
Nœud n15	566,469	2	615,51	49,04
Nœud n16	562,294	2,02	608,07	45,77
Nœud n17	557,575	0,95	605,66	48,09
Nœud n18	582,185	3,89	641,46	59,27
Nœud n19'	563,467	1,05	629,38	65,92
Nœud n19	563,467	1,05	614,38	50,92
Nœud n20'	559,224	4,35	639,97	80,75
Nœud n20	559,224	4,35	609,97	50,75
Nœud n21	550,981	2,06	606,07	55,09
Nœud n22	550,339	0,4	605,85	55,52
Nœud n23	542,676	1,3	600,13	57,46
Nœud n24	560,963	4,98	604,75	43,79

Tableau IV. 8 : état des nœuds final en cas de pointe (suite).

Nœud n25	556,761	1,52	603,39	46,62
Nœud n26	550,764	0,85	601,6	50,84
Nœud n27	552,877	1,19	602,08	49,2
Nœud n28	551,204	0,76	600,78	49,57
Nœud n29	542,677	1,57	594,37	51,7
Nœud n30'	550,270	5,18	640,05	89,78
Nœud n30	550,270	5,18	597,96	47,69
Nœud n31	545,142	2,1	596,69	51,55
Nœud n32	540,995	1,08	593,22	52,22
Nœud n33	543,344	2,77	595,91	52,56
Nœud n34	539,507	1	593,22	53,71
Nœud n35	530,407	4,38	593,16	62,75
Nœud n36	530,386	0,68	592,22	61,83
Nœud n37	541,605	3,74	601,72	60,12
Nœud n38	537,720	0,46	601,42	63,7
Nœud n39	544,424	0,38	596,5	52,08

Les paramètres hydrauliques sont décrits comme suit :

Tableau IV. 9 : paramètres hydrauliques final en cas de pointe.

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Débit LPS	Vitesse m/s
Tuyau p1	1447,43	257,4	85,38	1,64
Tuyau p2	81,351	90	3,53	0,56
Tuyau p3	92,0645	61,4	2,22	0,75
Tuyau p4	100,302	40,8	0,76	0,58
Tuyau p5	257,571	257,4	79,26	1,52
Tuyau p6	38,421	51	1,63	0,8
Tuyau p7	36,247	40,8	0,29	0,22
Tuyau p8	49,391	40,8	0,38	0,29
Tuyau p9	112,542	40,8	1,92	1,47
Tuyau p10	70,478	40,8	0,54	0,41
Tuyau p11	75,8805	257,4	71,99	1,38
Tuyau p12	38,05	90	10,2	1,6
Tuyau p13	90	40,8	0,93	0,71
Tuyau p14	121,6	61,4	4,97	1,68
Tuyau p15	142	51,4	2,97	1,43
Tuyau p16	124,8	40,8	0,95	0,72
Tuyau p17	199,1	204,6	51,11	1,55
Tuyau p18	136,4	40,8	2,11	1,61
Tuyau p19	172,8	204,6	45,11	1,37
Tuyau p20	47,22	51,4	3,76	1,81
Tuyau p21	53,28	40,8	0,4	0,31
Tuyau p22	170,3	40,8	1,3	0,99
Tuyau p23	196,3	130,8	24,83	1,85
Tuyau p24	31,49	61,4	4,32	1,46
Tuyau p25	112,4	40,8	0,85	0,65
Tuyau p26	55,55	51,4	1,95	0,94

Tableau IV. 9 : paramètres hydrauliques final en cas de pointe (suite).

Tuyau p27	100,8	40,8	0,76	0,59
Tuyau p28	205,9	40,8	1,57	1,2
Tuyau p29	220,7	102,2	13,96	1,7
Tuyau p30	407,8	90	-5,18	0,81
Tuyau p31	52,74	90	8,78	1,38
Tuyau p32	141,7	40,8	1,08	0,82
Tuyau p33	31,49	73,6	5,22	1,23
Tuyau p34	126,1	40,8	1	0,76
Tuyau p35	207,2	51,4	1,44	0,7
Tuyau p36	89,7	40,8	0,68	0,52
Tuyau p37	277,9	61,4	-3,61	1,22
Tuyau p38	60,35	40,8	0,46	0,35
Tuyau p39	153,2	73,6	-7,82	1,84
Tuyau p40	50,7414	40,8	-0,38	0,29
Vanne3	Sans Valeur	204,6	40,76	1,24
Vanne4	Sans Valeur	90	/	/
Vanne1	Sans Valeur	90	8,05	1,27

IV.8.2. Simulation finale en cas de pointe + incendie :

La figure ci-dessous nous montre l'état du réseau de distribution avec des régulateurs de pressions :

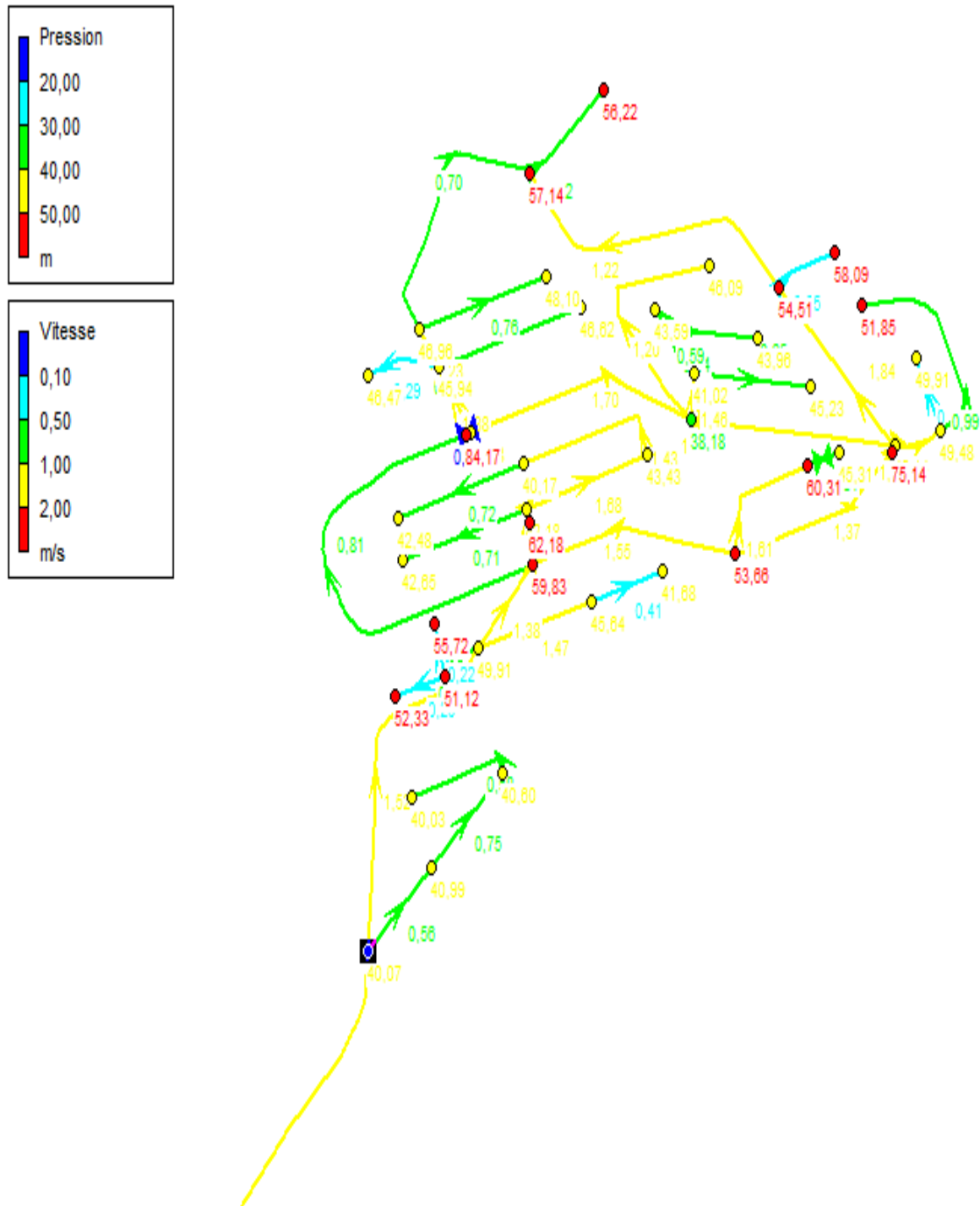


Figure IV. 7 : simulation finale en cas de pointe + incendie.

Les charges et les pressions sont illustrées dans le tableau suivant (cas de pointe + incendie) :

Tableau IV.10 : état des nœuds final en cas de pointe + incendie.

ID Nœud	Altitude m	Demande LPS	Charge m	Pression m
Nœud n2	610,511	19,59	640,58	40,07
Nœud n3	610,244	1,32	640,23	40,99
Nœud n4	610,510	1,46	639,11	40,6
Nœud n5	606,794	0,76	637,83	40,03
Nœud n6	588,624	3,71	638,53	49,91
Nœud n7	586,745	0,96	637,86	51,12
Nœud n8	582,064	0,29	637,78	55,72
Nœud n9	585,361	0,38	637,69	52,33
Nœud n10	584,554	1,39	630,19	45,64
Nœud n11	588,040	0,54	629,72	41,68
Nœud n12	578,206	5,5	638,03	59,83
Nœud n13'	574,623	2,15	636,81	62,18
Nœud n13	574,623	2,15	616,81	42,18
Nœud n14	572,481	0,93	615,13	42,65
Nœud n15	566,469	2	609,9	43,43
Nœud n16	562,294	2,02	602,46	40,17
Nœud n17	557,575	0,95	600,05	42,48
Nœud n18	582,185	3,89	635,85	53,66
Nœud n19'	563,467	1,05	623,77	60,31
Nœud n19	563,467	1,05	608,77	45,31
Nœud n20'	559,224	4,35	634,36	75,14
Nœud n20	559,224	4,35	604,36	45,14
Nœud n21	550,981	2,06	600,46	49,48
Nœud n22	550,339	0,4	600,25	49,91
Nœud n23	542,676	1,3	594,52	51,85

Tableau IV. 10 : état des nœuds final en cas de pointe + incendie (suite).

Nœud n24	560,963	4,98	599,14	38,18
Nœud n25	556,761	1,52	597,78	41,02
Nœud n26	550,764	0,85	596	45,23
Nœud n27	552,877	1,19	596,47	43,59
Nœud n28	551,204	0,76	595,17	43,96
Nœud n29	542,677	1,57	588,77	46,09
Nœud n30'	550,270	5,18	634,44	84,17
Nœud n30	550,270	5,18	592,35	42,08
Nœud n31	545,142	2,1	591,08	45,94
Nœud n32	540,995	1,08	587,61	46,62
Nœud n33	543,344	2,77	590,3	46,96
Nœud n34	539,507	1	587,61	48,1
Nœud n35	530,407	4,38	587,55	57,14
Nœud n36	530,386	0,68	586,61	56,22
Nœud n37	541,605	3,74	596,11	54,51
Nœud n38	537,720	0,46	595,81	58,09
Nœud n39	544,424	0,38	590,89	46,47

Le calcul des paramètres hydrauliques finals en cas de pointe +incendie sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV. 11 : paramètres hydrauliques final en cas de pointe + incendie.

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Débit LPS	Vitesse m/s
Tuyau p1	1447,43	257,4	102,39	1,97
Tuyau p2	81,351	90	3,53	0,56
Tuyau p3	92,0645	61,4	2,22	0,75
Tuyau p4	100,302	40,8	0,76	0,58
Tuyau p5	257,571	257,4	79,26	1,52
Tuyau p6	38,421	51	1,63	0,8
Tuyau p7	36,247	40,8	0,29	0,22
Tuyau p8	49,391	40,8	0,38	0,29
Tuyau p9	112,542	40,8	1,92	1,47
Tuyau p10	70,478	40,8	0,54	0,41
Tuyau p11	75,8805	257,4	71,99	1,38
Tuyau p12	38,05	90	10,2	1,6
Tuyau p13	90	40,8	0,93	0,71
Tuyau p14	121,6	61,4	4,97	1,68
Tuyau p15	142	51,4	2,97	1,43
Tuyau p16	124,8	40,8	0,95	0,72
Tuyau p17	199,1	204,6	51,11	1,55
Tuyau p18	136,4	40,8	2,11	1,61
Tuyau p19	172,8	204,6	45,11	1,37
Tuyau p20	47,22	51,4	3,76	1,81
Tuyau p21	53,28	40,8	0,4	0,31
Tuyau p22	170,3	40,8	1,3	0,99
Tuyau p23	196,3	130,8	24,83	1,85
Tuyau p24	31,49	61,4	4,32	1,46
Tuyau p25	112,4	40,8	0,85	0,65
Tuyau p26	55,55	51,4	1,95	0,94

Tuyau p27	100,8	40,8	0,76	0,59
-----------	-------	------	------	------

Tableau IV. 11 : paramètres hydrauliques final en cas de pointe + incendie (suite).

Tuyau p28	205,9	40,8	1,57	1,2
Tuyau p29	220,7	102,2	13,96	1,7
Tuyau p30	407,8	90	-5,18	0,81
Tuyau p31	52,74	90	8,78	1,38
Tuyau p32	141,7	40,8	1,08	0,82
Tuyau p33	31,49	73,6	5,22	1,23
Tuyau p34	126,1	40,8	1	0,76
Tuyau p35	207,2	51,4	1,44	0,7
Tuyau p36	89,7	40,8	0,68	0,52
Tuyau p37	277,9	61,4	-3,61	1,22
Tuyau p38	60,35	40,8	0,46	0,35
Tuyau p39	153,2	73,6	-7,82	1,84
Tuyau p40	50,7414	40,8	-0,38	0,29
Vanne3	Sans Valeur	204,6	40,76	1,24
Vanne4	Sans Valeur	90	0	0
Vanne1	Sans Valeur	90	8,05	1,27
Vanne2	Sans Valeur	40,8	1,05	0,81

Remarque :

D'après la simulation effectuée, on a réussi à concevoir un réseau de distribution avec des vitesses et des pressions dans les normes mais aussi de déterminer la cote de radier manquante tel que :

$$C_R = 657,5 \text{ m}$$

Avec :

$$CTN = 659,99 \text{ m}$$

$$CTP = 663,5 \text{ m}$$

IV.9 Equipement du réseau de distribution :**IV.9.1. Type de tuyauterie :**

Le réseau de distribution est doté d'un raccordement de tuyaux en PEHD (PN16), de longueur qui peut atteindre jusqu'à 8 m, et les diamètres utilisés dans notre réseau variant entre 50 mm et 315 mm.

Projeter des conduites en PEHD se justifie par les nombreux avantages qu'elle représente. Il est important de déclarer que ces conduites engendrent des pertes de charges linéaires comme singulières.

IV.9.2. Dispositif d'incendie :

Les bouches d'incendie doivent être connectées aux conduites appropriées soit une conduite capable de véhiculer un débit de 17l/s dont le diamètre de celles-ci doit être au minimum 90 mm afin d'assurer une pression de 1 bar.

IV.9.3. Exigence technique :

Les canalisations seront en PEHD, les piquages des bâtiments seront en diamètre 32 PEHD avec doit être au minimum collier pris en charge et un robinet ¼ de tour DN32 avec plaque d'assise et tube à longe.

La note calcul du réseau est vérifiée avec le diamètre intérieur des conduites.

IV.9.4. Les robinets de décharge :

Ce sont des robinets placés aux endroits des points les plus bas du réseau de distribution ou d'adduction afin de permettre la vidange des conduites à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.

IV.9.5. Les ventouses :

Ces équipements garantissent le dégazage de l'air accumulé dans la conduite suite à leur emplacement dans les points les plus hauts. Ils doivent être constamment contrôlés.

IV.9.6. La pression :

Au sein de ce réseau, on a pu assurer une pression au moins égale 43,36 m. Conformément à la loi suivante : $P = 4n + 10$, il est souhaitable de rappeler que la pression moyenne pour un bâtiment de R+8 est de 40 à 43m, et pour un R+9 est de 43 à 46 m, cela nous conduit à renoncer à installer des surpresseurs.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons conçu et dimensionné un réseau d'alimentation en eau potable de type maillé par le biais du logiciel EPANET 2.0.

Le calcul des différents débits ainsi que simulation nous a permis d'avoir des vitesses et de pression dans les normes avec des canalisations de type PEHD PN 16.

Chapitre V :

Dimensionnement de l'adduction

Introduction :

L'adduction de l'eau est définie comme le transport de l'eau sur de longues distances depuis la zone de captage jusqu'aux réservoirs de stockage ou de distribution.

Dans ce chapitre, il s'agit de dimensionner l'adduction composé de deux parties interconnectées : la première gravitaire à partir d'un réservoir existant vers une station de pompage projetée. La deuxième, de cette dernière vers le réservoir de distribution projeté ; afin d'assurer l'acheminement de l'eau aux consommateurs avec un coût optimal.

V.1 Types d'adduction :

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

- Adduction gravitaire.
- Adduction par refoulement.
- Adduction mixte.

V.1.1. Adduction gravitaire :

Dans ce type d'adduction, l'écoulement se fait de façon gravitaire sous l'intervention d'aucune force extérieure.

Dans la conduite gravitaire, la source d'eau doit se situer à une cote piézométrique supérieure à celle de l'ouvrage d'accueil, on peut souligner que l'écoulement peut se faire à surface libre ou en charge.

V.1.2. Adduction par refoulement :

Dans ce cas les eaux sont relevées de manière que la cote du point de captage est inférieure à celle du point d'arrivée, la nécessité d'installer une station de pompage est donc inéluctable.

V.1.3. Adduction mixte :

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relai entre les deux types de conduites est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

Le tableau suivant montre les différentes adductions relatives à notre projet :

Tableau V. 1: Les différentes adductions relatives à notre projet.

Adduction	Type
MATMORA - SP	Gravitaire
SP – Réservoir	Refoulement

V.2 Choix du tracé :

Le choix du tracé est une procédure délicate, car il faudra prendre certaines précautions et respecter certaines conditions, qui sont les suivantes :

- Il est important de chercher un profil en long aussi régulière que possible, pour éliminer les contres pentes.
- En raison d'économie, le tracé doit être le plus court possible.
- Eviter les traversées d'oueds, les zones marécageuses, les routes, les voies ferrées autant que possible.
- Le tracé en plan tient compte de la réalisation du profil en long idéal, avec des coudes largement ouvert afin d'éviter les butées importantes.
- Si possible, il est préférable d'éviter les terrains trop accidentés ou rocheux.
- Opter pour un terrain stable le long du tracé.

V.3 Désignation de type de canalisation :

Le choix du type de tuyauterie utilisé est basé sur certains critères qui doivent être respectés dans la mesure du possible, notamment :

- Le diamètre avantageux.
- La pression à supporter.
- La nature du terrain et les conduites de poses.
- La disponibilité sur le marché.

Dans notre projet nous avons adopté des conduites en **PEHD PN 16**, en raison des multiples avantages qu'elles présentent, tels que :

- Résiste à la corrosion, à l'abrasion, aux sels de déglacage et à la vibration assurant ainsi la pérennité des infrastructures.
- Facile à poser (grande flexibilité). Possibilité d'enroulement en couronnes pour les petits diamètres.
- Répond parfaitement aux normes de potabilité.
- Se raccorde facilement au réseau existant (fonte, acier ... etc.).
- Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très faible).

V.4 Description du schéma d'adduction :

Dans le cadre de notre étude, le point de démarrage de notre adduction est à partir de deux réservoirs d'une capacité de deux fois 2500 m³, qui sont situées à MATMOURA commune d'ELASNAM, situé à une cote terrain de 599 m. L'eau s'écoulera de façon gravitaire sur une conduite en PEHD au long de 12898 m jusqu'à la station de pompage projeté située à une cote terrain de 509 m. L'eau sera ensuite refoulée vers le réservoir projeté (R2000) située à une cote de terrain de 659.99 m (voir figure I).

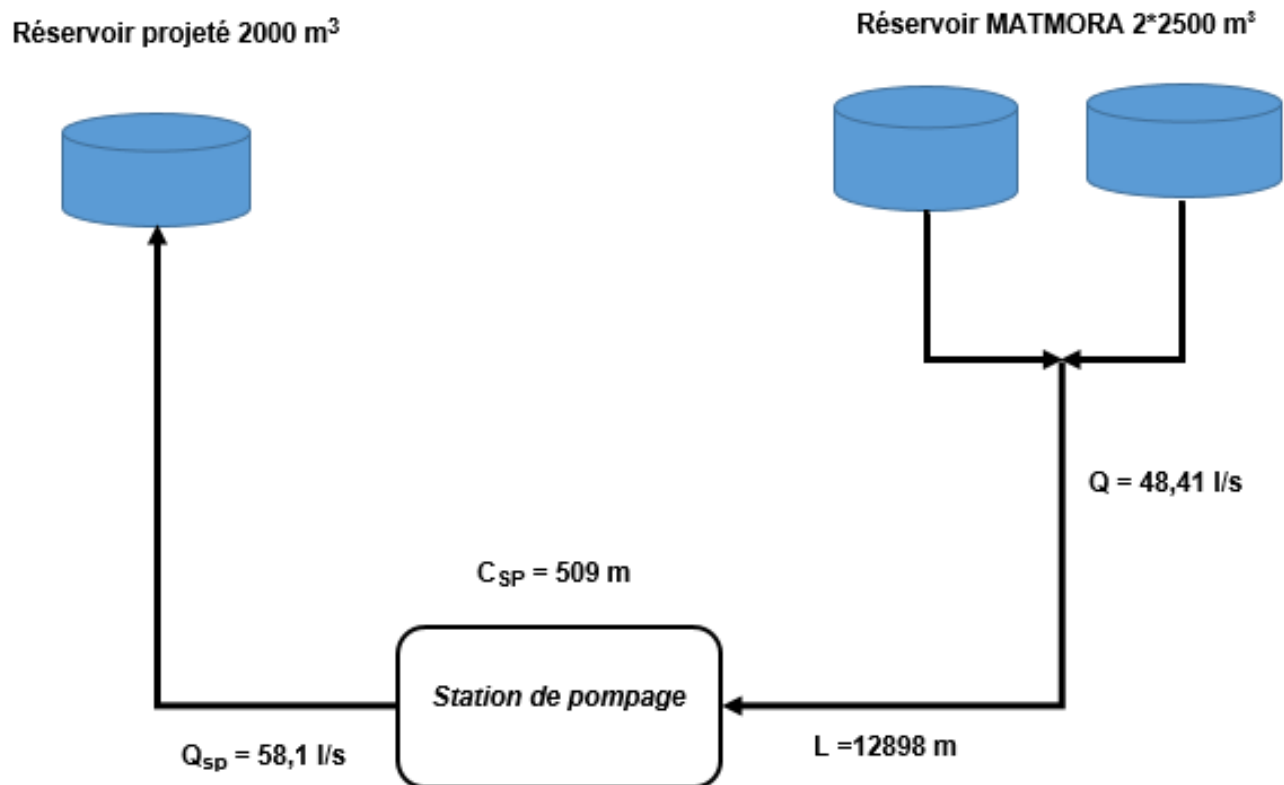


Figure V. 1 : Schéma synoptique de l'adduction.

V.5 Calcul hydraulique :**V.5.1. Adduction gravitaire :**

Ce tronçon relie les deux réservoirs de MATMORA de capacité $2*5000 \text{ m}^3$ ayant une cote radier de 600.5 m avec la station de pompage de cote 509 m.

Le diamètre de l'adduction étant inconnu, donc on va se baser sur le calcul de ce dernier par L'intermédiaire de la charge disponible Hd.

Dont : $H_d = 600.5 - 509$

$$H_d = 91.5 \text{ m}$$

On suppose que la charge disponible est égale à la perte de charge engendrée dans la conduite.

D'où : $\Delta h = H_d$

$$Q = \frac{Q_{max,j}}{24h} = \frac{4182,26 \text{ m}^3}{24 \text{ h}}$$

$$Q = 48,406 \text{ l/s}$$

En appliquant la formule DARCY – WEISBECH :

$$\Delta h = \frac{8 * \lambda * L_e * Q^2}{g * \pi^2 * D^5} \Rightarrow D = \sqrt[5]{\frac{8 * \lambda * L_e * Q^2}{g * \pi^2 * \Delta h}} \quad (V.1)$$

Avec :

Q : débit véhiculé par l'adduction (m³/s).

D : diamètre nominal de la conduite (m).

ΔH : Perte de charge linéaire.

λ : Coefficient de perte de charge interne.

L_e : longueur équivalente.

- Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires.

$$\Delta h_t = 1.1 * \Delta h_p^{lin} \Rightarrow L_e = 1.1 * L_g \quad (V.2)$$

Δh_t : Perte de charge totale (m)

Δh_p^{lin} : Perte de charge linéaire (m).

L_g = longueur géométrique.

AN :

$$L_e = 1.1 * 12898$$

$$L_e = 14187,8 \text{ m}$$

Pour le calcul du premier diamètre, on suppose que le régime est turbulent rugueux et on donne une valeur initiale à $\lambda = 0.020$:

$$D = \sqrt[5]{\frac{8 * 0.02 * 14187,8 * 0.048406^2}{9.81 * \pi^2 * 91.5}} = 226.824 \text{ mm}$$

- Calcul de Coefficient de perte de charge interne. λ :

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \quad (\text{V.3})$$

ε : rugosité en (mm).

On prend $\varepsilon = 0.01 \text{ mm}$ (PEHD comme matériau)

AN :

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{0.01}{226,82})^{-2} = 0.01048659471$$

On calcul la première itération :

$$D = \sqrt[5]{\frac{8 * 0.0104866 * 14187,8 * 0.048406^2}{9.81 * \pi^2 * 91.5}} = 200,261 \text{ mm}$$

Calcul de. λ :

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{0.01}{200.261})^{-2} = 0.01072049$$

Après 4 itérations la valeur de λ se stabilise : $\lambda = 0.01072078$ pour $D = 200.229 \text{ mm}$

$D_{\text{calculé}} = 200 \text{ mm}$

Tableau V. 2 : Caractéristiques de tronçon gravitaire (MATMORA-SP)

Gamme	Dexterieur (mm)	DiIntérieur (mm)	Epaisseur (mm)	λ	Débit (m3/s)	Longueur (m)	Vitesse (m/s)	ΔH (m)	Cote d'arrivé (m)
PEHD PN16	315	257.8	28.6	0.010	0.0484	12898	0.93	25,86	509

V.5.2. Adduction par refoulement :**V.5.2.1 Diamètre économique :**

En pratique, le diamètre optimal est déterminé en fonction d'une fourchette de vitesse à respecter, ce diamètre peut être calculé par les formules suivantes :

- **Formules de BRESS :** $D = 1.5\sqrt{Q}$ (V.4)

- **Formule de BONNIN :** $D = \sqrt{Q}$ (V.5)

D : diamètre économique en mètre.

Q : Débit véhiculé en (m³/s).

On prendra tous les diamètres compris entre D1 et D2, mais le choix final se portera sur le diamètre pour lequel le coût sera minimal et la vitesse d'écoulement sera comprise entre 0.5 m/s et 2 m/s.

V.5.2.2 Calcul de la vitesse :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{4*Q}{\pi*D^2} \quad (V.6)$$

Avec :

V : vitesse d'écoulement en (m/s).

Q : débit véhiculé en (m³/s).

D : diamètre intérieure de la conduite (m).

V.5.2.3 Calcul des pertes de charge :**V.5.2.3.1 Pertes de charge linéaires :**

La formule de calcul des pertes de charge linéaire DARCY-WIESBACH est la suivante :

$$\Delta ht = \frac{8*\lambda*Le*Q^2}{g*\pi^2*D^5} \quad (V.7)$$

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

Q : Débit à refouler (m³/s).

L: longueur géométrique de la conduite (m).

λ : Coefficient de frottement de DARCY, il caractérise l'écoulement ainsi que la nature de rugosité de la canalisation, il est donné par deux formules :

- Pour un régime turbulent rugueux :

On a la formule de **NIKURADZI** qui est la suivante :

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \quad (\text{V.8})$$

Avec :

ε : Coefficient de rugosité de la conduite (mm). Sa valeur est comprise entre 0.01 mm et 0.02 mm pour le PEHD.

- Pour un régime transitoire :

On a la formule de **COOLEBROOK** qui est la suivante :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{2.51}{Re \sqrt{\lambda}} + \frac{k}{3.71 * D} \right) \quad (\text{V.9})$$

Avec :

K : Coefficient de rugosité équivalent de la paroi qui varie comme suit :

- Pour les tubes en PEHD : $K = 0.01$ si $D \leq 200$ mm / $K = 0.02$ si $D > 200$ mm

Re : nombre de Reynolds donné par la formule suivante :

$$Re = \frac{V * D}{\nu} \quad (\text{V.10})$$

Avec ;

Re : Nombre de Reynolds.

V : vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (m).

ν : viscosité cinématique de l'eau (m²/s) $\nu = 10^{-6}$ m²/s.

V.5.2.3.2 Pertes de charge singulière :

Elles sont générées par les singularités telles que les courbes, les vannes, les clapets. On considère généralement que les pertes de charge singulière sont égales à 15% des pertes de charge linéaire.

$$\Delta H_S = 0.15 * \Delta H_L \quad (\text{V.11})$$

V.5.2.3.3 Perte de charge totale :

Elle représente la somme des pertes de charge linéaire et singulières :

$$\Delta HT = \Delta HL + \Delta HS = 1.15 * \Delta HL$$

$$\Delta HT = 1.15 * \Delta HL \quad (V.12)$$

V.5.2.1 Calcul de la hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale est la somme de pertes de charge et de la hauteur géométrique.

$$Hmt = Hg + \sum \Delta h \quad (V.13)$$

Tel que :

Hg : Hauteur géométrique (m).

Δh : Pertes de charge totales (m).

V.5.2.2 Puissance absorbée par la pompe :

C'est la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe, elle est déterminée par la formule suivante :

$$Pa = \frac{Q * g * Hmt}{\eta_p} \quad (V.14)$$

Tel que :

Pa : la puissance absorbée par la pompe (KW).

Hmt : hauteur manométrique totale.

η_p : Rendement de la pompe en (82%).

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

g : pesanteur (9,81 m/s²).

V.5.2.1 Energie consommée par la pompe :

$$E = P * T * 365 \text{ (kwh)} \quad (V.15)$$

Tel que :

T : nombre d'heures de pompage (20h).

P: la puissance de la pompe (KW)

V.5.2.1 Frais d'exploitation :

Elles sont données par la formule suivante :

$$F_{\text{exp}} = E * e_u \quad (\text{V.16})$$

Tel que :

E : énergie consommée par la pompe (KWh) ;

e_u : prix unitaire du KWh, fixé par SONELGAZ (**4.67 Da**).

V.5.2.2 Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement seront calculés à partir de la formule suivante :

$$F_{\text{am}} = P_u * L * A \quad (\text{V.17})$$

Tel que :

P_u : prix unitaire de la conduite (Da/ml) ;

L : longueur de la conduite (m).

A : amortissement annuel, il est donné par la formule suivante :

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad (\text{V.18})$$

Avec :

i : Taux d'annuité (i=8%).

n : Nombre d'année sur lequel s'effectuera l'amortissement (n= 30ans).

Soit : A =0.0888

V.5.2.3 Calcul du bilan :

Les frais totaux seront calculés comme suit :

$$B = F_{\text{exp}} + F_{\text{am}} \quad (\text{V.19})$$

Avec :

B : bilan (Da) ;

F_{exp} : frais d'exploitation (Da) ;

F_{am} : frais d'amortissement (Da) ;

V.5.2.4 Calcul du diamètre économique :**V.5.2.4.1 Proposition des variantes :****Variante 1 :**

L'idée de cette proposition est de suivre la limite de terrain qui englobe notre zone d'étude, c'est à dire : adopter le contour des bâtiments qui nous conduit au cheminement de la conduite principale du réseau de distribution, comme le montre la figure ci-dessous :



Figure V. 2 : Tracé de la variante 1.

Variante 2 :

Le concept de cette variante est de simplement suivre parallèlement le chemin wilaya N°127, sur une longueur de 2339 m ; ensuite se redresser de manière directe vers le réservoir de distribution comme on peut l'apercevoir sur la figure suivante :



Figure V. 3 : Tracé de la variante 2.

V.5.2.5 Dimensionnement de la variante 1 :

Données de départ :

Tableau V. 3 : Données de départ.

$Q_{\max j}$ (m^3/s)	TF (h)	$\frac{Q_{\max j}}{T_f}$ (m^3/s)	C_{TP} (m)	C_{SP} (m)	H_g (m)	L (m)
4182,26	20	0,058087	663,5	509	154,5	3078,406

Les frais d'amortissement correspondant aux différents diamètres sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau V. 4 : Les frais d'amortissement de la variante 1.

Dext (mm)	Dint (mm)	L (m)	EP (mm)	prix unitaire (Da)	Annuité	Fam (DA)
125	102,2	3078,406	11,4	1120	0,0888	306165,957
160	130,8	3078,406	14,6	1260	0,0888	344436,702
200	163,6	3078,406	18,2	1900	0,0888	519388,677
250	204,6	3078,406	22,7	3050	0,0888	833755,508
315	257,8	3078,406	28,6	4850	0,0888	1325807,939
400	327,4	3078,406	36,3	7500	0,0888	2050218,463

Le calcul des pertes de charge et de la Hmt de la variante 1 sont représentés comme suit :

Tableau V. 5 : Calcul des pertes de charge et Hmt de la variante 1.

Dint (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Re	λ	L (m)	Hg (m)	Δh (m)	Hmt (m)
102,2	58,087	7,084	724032,364	0,0121301	3078,406	154,5	1074,861	1229,361
130,8	58,087	4,325	565719,477	0,0115882	3078,406	154,5	299,033	453,533
163,6	58,087	2,765	452298,946	0,0111172	3078,406	154,5	93,718	248,218
204,6	58,087	1,768	361662,305	0,0106797	3078,406	154,5	29,429	183,929
257,8	58,087	1,113	287029,122	0,0102541	3078,406	154,5	8,897	163,397
327,4	58,087	0,690	226011,324	0,0098402	3078,406	154,5	2,584	157,084

Les frais d'exploitation qu'offre les différents diamètres sont décrits dans le tableau suivant :

Tableau V. 6 : Frais d'exploitation de la variante 1.

Diamètre (mm)	Pa (kw)	E (kwh)	F expl
125	854,305	6236430,14	29124128,75
160	315,169	2300731,102	10744414,24
200	172,491	1259184,062	5880389,57
250	127,816	933053,2298	4357358,583
315	113,547	828895,2282	3870940,716
400	109,161	796873,7016	3721400,187

Après avoir calculé les frais d'amortissement et d'exploitation, il est l'heure de faire le bilan comme suit :

Tableau V. 7 : Bilan de la variante 1.

Dext (mm)	Finv	Fexp	Bilan
125	3753980,789	29124128,75	32878109,542
160	4223228,388	10744414,24	14967642,632
250	6368360,267	5880389,57	12248749,838
200	10222894,11	4357358,583	14580252,696
315	16256077,52	3870940,716	20127018,240
400	25138264,21	3721400,187	28859664,399

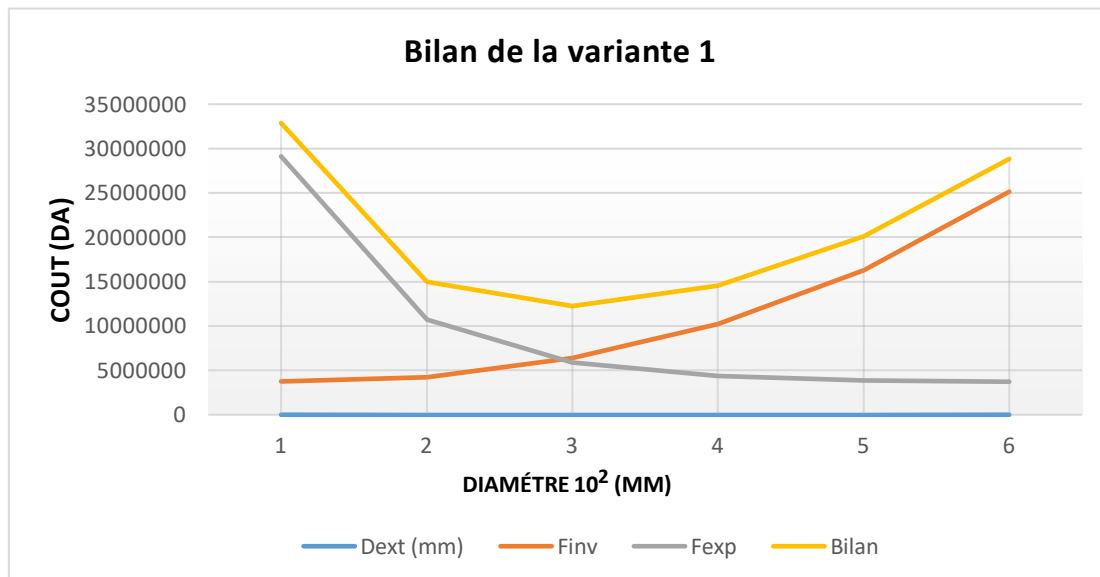


Figure V. 4 : Bilan de la variante 1.

Les résultats de la figure (V.4) Indiquent que le diamètre le plus avantageux est le ϕ 315 mm (PEHD DN315 PN16), offrant une vitesse de 1.11 m/s.

V.5.2.6 Dimensionnement de la variante 2 :

Données de départ :

Tableau V. 8 : Données de départ de variante 2.

$Q_{\max j}$ (m ³ /s)	TF (h)	$\frac{Q_{\max j}}{T_f}$ (m ³ /s)	C _{TP} (m)	C _{SP} (m)	Hg (m)	L (m)
4182,26	20	0,058087	663,5	509	154,5	2997,847

Les frais d'amortissement correspondant aux différents diamètres sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau V. 9 : Les frais d'amortissement de la variante 2.

Dext (mm)	Dint (mm)	L (m)	EP (mm)	prix unitaire (Da)	Annuité	Fam (DA)
125	102,2	2997,8471	11,4	1120	0,0888	298153,8812
160	130,8	2997,8471	14,6	1260	0,0888	335423,1163
200	163,6	2997,8471	18,2	1900	0,0888	505796,7627
250	204,6	2997,8471	22,7	3050	0,0888	811936,9086
315	257,8	2997,8471	28,6	4850	0,0888	1291112,789
400	327,4	2997,8471	36,3	7500	0,0888	1996566,169

Le calcul des pertes de charge et de la Hmt de la variante 2 sont représentés comme suit :

Tableau V. 10 : Calcul des pertes de charge et Hmt de la variante 2.

Dint (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Re	λ	L (m)	Hg (m)	Δh (m)	Hmt (m)
102,2	58,087	7,084	724032,364	0,0121301	2997,847	154,5	1046,733	1201,233
130,8	58,087	4,325	565719,477	0,0115882	2997,847	154,5	291,208	445,708
163,6	58,087	2,765	452298,946	0,0111172	2997,847	154,5	91,265	245,765
204,6	58,087	1,768	361662,305	0,0106797	2997,847	154,5	28,659	183,159
257,8	58,087	1,113	287029,122	0,0102541	2997,847	154,5	8,664	163,164
327,4	58,087	0,690	226011,324	0,0098402	2997,847	154,5	2,517	157,017

Les frais d'exploitation qu'offre les différents diamètres sont décrits dans le tableau suivant :

Tableau V. 11 : Frais d'exploitation de la variante 2.

Diamètre (mm)	Pa (kw)	E (kwh)	F expl
125	834,759	6093738,968	28457760,98
160	309,731	2261033,482	10559026,36
200	170,787	1246742,752	5822288,651
250	127,280	929146,4574	4339113,956
315	113,386	827714,173	3865425,188
400	109,114	796530,6198	3719797,994

Après avoir calculé les frais d'amortissement et d'exploitation, il est l'heure de faire le bilan comme suit :

Tableau V. 12: Bilan de variante 2.

Dext (mm)	Finv	Fexp	Bilan
125	3655742,633	28457760,98	32113503,62
160	4112710,462	10559026,36	14671736,82
250	6201706,253	5822288,651	12023994,9
200	9955370,564	4339113,956	14294484,52
315	15830671,22	3865425,188	19696096,41
400	24480419,42	3719797,994	28200217,41

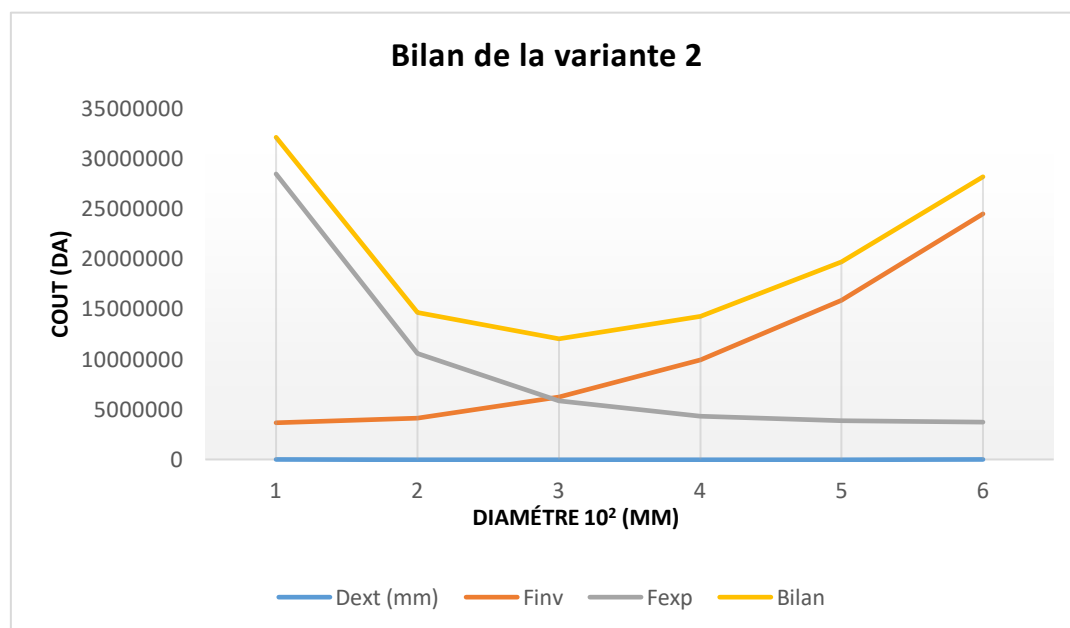


Figure V. 5 : Bilan de la variante 2.

Les résultats de la figure (V.5) Indiquent que le diamètre le plus avantageux est le ϕ 315 mm (PEHD DN315 PN16), offrant une vitesse de 1.11 m/s.

V.5.2.7 Interprétation des résultats :

Tableau V. 13 : Choix final des variantes.

Variante	Diamètre extérieur (mm)	Longueur (m)	Bilan (DA)
Variante 1	ϕ 315	3078,406	20127018,24
Variante 2	ϕ 315	2997,847	19696096,41

D'après le tableau V.13, on constate que la variante 2 est la variante retenue car elle apporte un cout financier et une longueur géométrique réduit.

V.5.2.8 Calcul des frais d'amortissement de la conduite gravitaire :

Connaissant le prix unitaire des canalisations ainsi que l'annuité, on peut déduire le frais d'amortissement de la conduite gravitaire dimensionné dans titre V.5.1 :

Tableau V. 14 : Frais d'amortissement de la conduite gravitaire.

Dext (mm)	Dint (mm)	L (m)	EP (mm)	prix unitaire (Da)	Annuité	Fam (DA)
315	257,8	12898	28,6	4850	0,0888	5554910,640

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons réussi à dimensionner l'adduction composé de deux partie ; la première gravitaire à partir d'un réservoir existant qui nous a donné un diamètre ϕ 315. La deuxième, de cette dernière vers le réservoir de distribution projeté avec un diamètre économique de ϕ 315 avec un cout optimal.

Chapitre VI :

Etude de pompage

Introduction :

Dans le contexte de ce chapitre, où nous abordons la sélection de la pompe pour la station de pompage, un outil essentiel vient à notre secours : le catalogue numérique. En utilisant le logiciel CAPRARI, nous sommes en mesure de consulter un vaste catalogue de pompes, offrant une multitude de modèles, de caractéristiques et de performances.

VI.1 Définition d'une pompe :

Dans le domaine de l'ingénierie hydraulique, le terme "pompe" désigne généralement toute machine conçue pour élever un fluide d'un niveau bas à un niveau supérieur, ayant des composants distincts elle peut être à axe :

- Horizontal.
- Vertical.
- Oblique.

VI.2 Choix du type de pompe :

Les normes de choix de pompes peuvent être dépendantes de plusieurs facteurs :

- Garantir le débit appelé Q_{app} et la hauteur manométrique totale H_{mt} .
- Rendement optimale.
- Puissance absorbée minimale.
- Bâtiment de la station de pompage le plus économique.
- Vitesse de rotation maximale.

Pour notre projet, il est impératif de choisir une pompe adéquate qui a l'aptitude d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale à la station de pompage projeté.

Pour cela, l'utilisation du logiciel (CAPRARI) nous assure la détermination des caractéristiques des pompes suivant le débit et la hauteur manométrique désirée.

VI.3 Choix du nombre de pompe :

Le choix du nombre de pompe est conditionné par divers paramètres, les plus importants sont :

- Nombre de pompes minimales.
- Rendement optimal.
- Charge nette d'aspiration requise (NPSH) r minimale.
- Nombre d'étages minimaux.

VI.4 Courbe caractéristique d'une conduite de refoulement :

La courbe caractéristique d'une conduite est une courbe qui désigne la variation des différentes hauteurs d'élévation en fonction du débit, elle est exprimée par la formule suivante :

$$H_c = H_g + R Q^2 \quad (\text{VI.1})$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique(m).

R : résistance de la conduite, elle calculé par la formule suivante :

$$R = 1.15 \frac{8 * \lambda * L}{g * \pi^2 * D^5} \quad (\text{VI.2})$$

Avec :

λ : coefficient de perte de charge.

L : longueur de la conduite(m).

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

D : diamètre de la conduite (m).

VI.5 Caractéristique de la pompe :**VI.5.1. Point de fonctionnement :**

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe (C_{cp}) installée et en fonctionnement [$H-Q$] et la courbe caractéristique de la conduite(C_{cc}) refoulant un débit de la pompe en fonctionnement [H_c-Q].

La pompe fonctionnera dans de bonnes conditions si le point de fonctionnement se trouve dans la zone non cavitationnelle et le débit lui correspondant dans plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal.

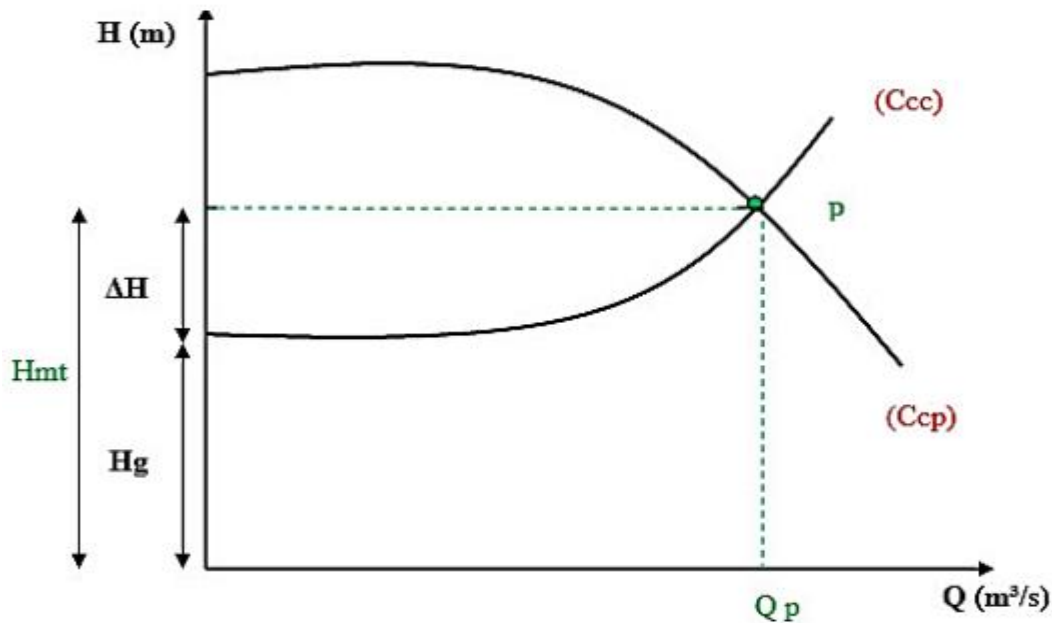


Figure VI. 1 : Point de fonctionnement d'une pompe.

VI.5.2. Choix des pompes :

Il s'agit d'introduire trois paramètres dans le logiciel CAPRARI : le débit appelé à être refoulé, la hauteur géométrique, la hauteur manométrique totale. Le logiciel nous propose des gammes de pompes selon la demande ; le choix final se basera sur les critères cités juste avant tel que :

Tableau VI.1: Données de départ.

Q_{total} (l/s)	Longueur (m)	H_g (m)	H_{mt} (m)
58.087	2997.847	154.5	163.164

Les résultats d'exécution du logiciel sont représentés dans le tableau ci-contre :

Tableau VI.2 : Variante de pompes.

Nombre de pompes	pompe	Q_{total} (l/s)	H_{mt}	$\eta_k\%$	Vitesse (tr/min)	P_{abs} (KW)	$(NPSH)_r$ (m)	Nombre d'étages
1	PM125/2C	58.1	165	74	2900	140	5.1	2
2	PM125/9D	29.05	164	74.6	1450	75	1.62	9
3	PM80/5D	19.37	164	74.3	2900	44.7	3.04	5
4	HVU50/4A+50	14.53	164	74.2	2900	32.4	3.7	/

D'après le tableau VI. 2 on constate que la variante de 3 pompes suivie d'une pompe de secours est la plus convenable pour notre projet car elle propose le meilleur équilibre entre les paramètres du tableau précédent.

VI.5.3. Description de la pompe PM80/5D :

- Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal
- Roues, diffuseurs et corps d'aspiration : en fonte
- Corps de refoulement et corps d'étage : en fonte (PMS: en fonte sphéroidale)
- Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut ; corps d'aspiration à bouche orientable
- Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable. Double palier
- Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement
- Hauteur d'arbre normalisée (UNI 2946)

VI.5.4. Données technique :

Tableau VI. 3 : Caractéristiques de la pompe choisie.

Données techniques	Caractéristiques
Q(l/s)	20.34
H(m)	164
Rendement %	74.3
Puissance (KW)	44.7
Vitesse (tr/min)	2900
(NPSH) _r (m)	3.04
Diamètre de refoulement (mm)	DN 80 (UNI PN 40)
Raccord d'aspiration (mm)	DN100 (UNI PN25)
Nombre de pompe	3+1 (secours)

Tableau VI. 4 : Caractéristiques du moteur de la pompe.

Moteur	Caractéristiques
N. pôles	2
Fréquence (Hz)	50
Puissance moteur (KW)	55
Tension nominale (V)	400
Vitesse nominale (tr/min)	2950

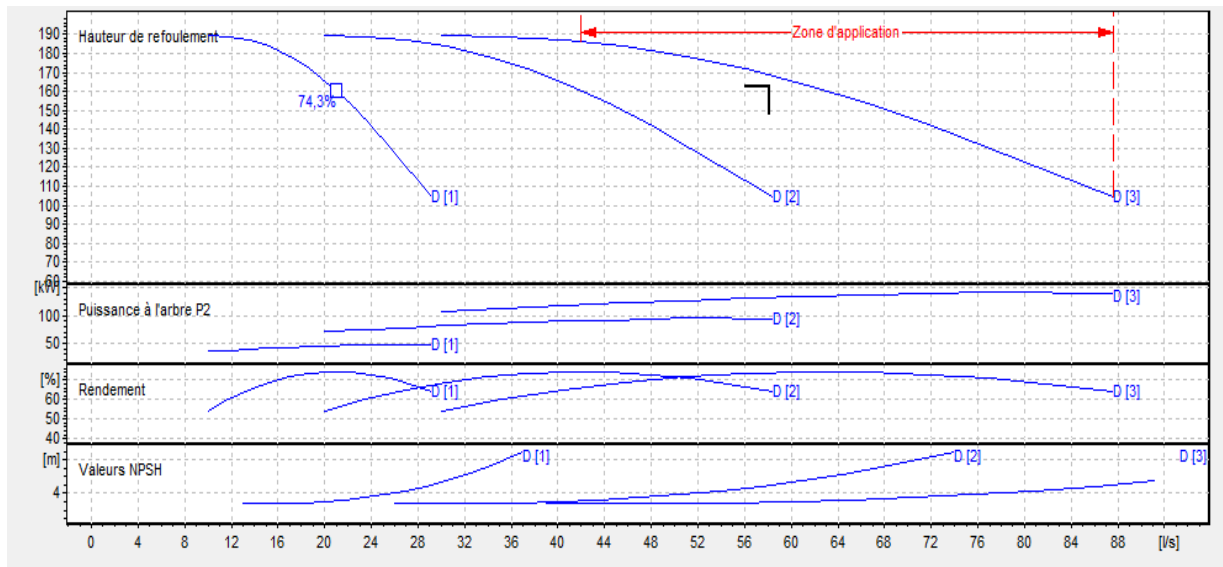


Figure VI. 2 : Les courbes caractéristiques des pompes choisies.

VI.5.5. Courbe caractéristique de la conduite de refoulement :

On se basant sur les données de départ, la figure VI.2 et la formule de DARCY-WEISBACH (cité dans de titre VI.4), on calcul la hauteur du point de fonctionnement ainsi que le débit du point de fonctionnement :

Tableau VI. 5 : Variation de la charge (pompe et conduite) en fonction du débit

N	Débit (L/s)	Hg (m)	Δh_t	Hc	Hpompe
1	0	154,5	0	154,5	189,5
2	0,005	154,5	0,0642	154,564	189,5
3	0,01	154,5	0,2568	154,757	189,5
4	0,015	154,5	0,578	155,078	189,5
5	0,02	154,5	1,027	155,527	189,5
6	0,025	154,5	1,605	156,105	189,5
7	0,03	154,5	2,311	156,811	189,5
8	0,035	154,5	3,145	157,645	189
9	0,04	154,5	4,108	158,608	187,5
10	0,045	154,5	5,200	159,700	184
11	0,05	154,5	6,419	160,919	180
12	0,055	154,5	7,767	162,267	172
13	0,06	154,5	9,244	163,744	165
14	0,065	154,5	10,849	165,349	157,5
15	0,07	154,5	12,582	167,082	146,5
16	0,075	154,5	14,444	168,944	132

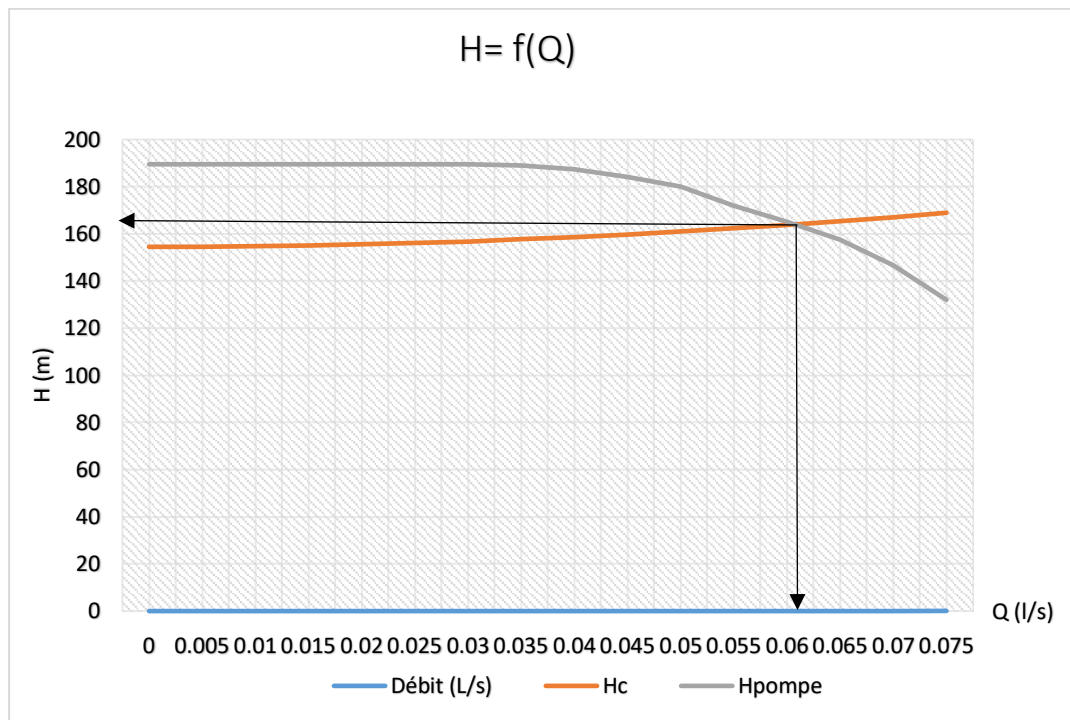


Figure VI. 3 : Courbe illustrative du point de fonctionnement.

Le graphe nous expose les données suivantes :

- $Q_p = 60.625 \text{ l/s}$
- $H_p = 165 \text{ m}$

Remarque :

La vérification du réglage de la pompe un élément indispensable pour le bon fonctionnement de cette dernière avec l'intervalle suivant :

$$0.9 \cdot Q_{pf} \text{ (l/s)} < \text{Débit pompé (l/s)} < 1.1 \cdot Q_{pf} \text{ (l/s)} \quad (\text{VI.3})$$

AN : $0.9 \cdot 60.625 < 58.087 < 1.1 \cdot 60.625$

$$54.56 \text{ (l/s)} < 58.087 \text{ (l/s)} < 66.69 \text{ (l/s)}$$

La pompe ne nécessite aucune adaptation ou modification.

VI.6 Etude de cavitation :

On appelle cavitation d'une pompe centrifuge la vaporisation, à l'entrée de la roue, d'une partie du liquide pompé. C'est en effet en ce point que la pression est en général la plus basse, qui induit a des formations de bulles de gaz au sein du liquide ou contre la parois

On considère en général que cette vaporisation est liée au fait que la pression statique tombe en dessous de la pression de vapeur saturante du fluide pompé. En réalité, il s'agit parfois de la création de bulles de gaz dissous dans le liquide (cas de l'eau notamment), on parle alors de cavitation apparente.



Figure VI. 4 : Illustration de la cavitation dans une pompe centrifuge.

Les effets de la cavitation peuvent être très néfastes pour la pompe :

- La création de bulle de vapeur à l'aspiration s'accompagnant de leur condensation brutale dans ou en sortie de roue, lorsque la pression remonte,
- Implosion des bulles de vapeur au niveau de la roue,
- Vibrations anormales,
- Bruit anormal (pompage de caillou...),
- Destruction des garnitures d'étanchéité suite aux vibrations,
- Arrachement de matière dans les zones d'implosion,
- Chute du débit pompé lorsqu'apparaît le phénomène de cavitation.

VI.6.1. Vérification de la cavitation :

La cavitation peut être prévue par le calcul du NPSH disponible à l'aspiration de la pompe, et sa comparaison avec le NPSH requis par la pompe.

Pour éviter toute cavitation, il faut satisfaire la condition suivante :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r \quad (VI.4)$$

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \quad (VI.5)$$

Avec :

r : marge de sécurité, $r = (0,3 - 0,5) \text{ m}$. Pour nos calculs : $r = 0,5 \text{ m}$

VI.6.1.1 Calcul de la hauteur d'aspiration admissible :

Pour une pompe quelconque avec une vitesse déterminée, cela implique un seuil d'aspiration à déterminer.

Quant à notre projet, opte pour une installation en charge au sein de la station de pompage donc :

$$(NPSH)d = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - \left(-h_{asp}^{adm} + \sum \Delta h_{asp} + \frac{V_{asp}^2}{2g} \right) = (NPSH)r + 0.5 \quad (VI.6)$$

$$h_{asp}^{adm} = (NPSH)r + 0.5 - \frac{P_{at}}{\varpi} + \frac{P_v}{\varpi} + \frac{V_{asp}^2}{2g} + \sum \Delta h_{asp} \quad (VI.7)$$

$\frac{P_{at}}{\varpi}$: Il dépend de l'altitude d'implantation de la station de pompage.

$\frac{P_v}{\varpi}$: Il dépend de la température du liquide pompé.

Tableau VI. 6 : Pression atmosphérique en fonction de la côte.

Cote H (m)	-50	0	100	300	500	1500	2000
$\frac{P_{at}}{\varpi}$ (m)	10,86	10,33	10,2	10,06	9,7	8,6	8,4

Tableau VI. 7 : Pression de vapeur en fonction de la côte.

Temperature (°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
$\frac{P_v}{\varpi}$	0,09	0,12	0,24	0,43	0,75	1,25	4,82	10,33

D'où nous tirons les valeurs voulu tel que :

La côte de la station de pompage est de 509 m alors : $\frac{P_{at}}{\varpi} = 9.69$

La température ambiante est considérée égale à 20°C donc : $\frac{P_v}{\varpi} = 0.24$

-Vérification de la vitesse d'aspiration :

Les vitesses d'aspiration doit satisfaire cet intervalle $0.7 < V < 1$ (m/s) pour $D < 250$ mm

$$Da = (1.2-1.5) da \quad (VI.8)$$

$$Da = 1.5 * 100$$

$$Da = 150 \text{ mm}$$

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * Da^2} = 1.15 \text{ m/s (la vitesse n'est pas vérifié, on augmente le diamètre)}$$

Pour $D_a = 225$ mm on aura $V = 0.97$ m/s.

$$\sum \Delta h_{asp} = 1.15 \frac{8 \cdot 0.01 \cdot 5 \cdot (0.02034)^2}{9.81 \cdot \pi^2 \cdot (0.1643)^5} = 0.017 \text{ m} \quad (L_{asp} = 5\text{m})$$

$$\frac{V_{asp}^2}{2g} = 0.047 \text{ m}$$

$$h_{asp}^{adm} = 3.04 + 0.5 - 9.69 + 0.24 + 0.047 + 0.017 = -5.846 \text{ m}$$

Donc, on change le type d'installation, on opte une installation en aspiration.

$$h_{asp}^{adm} = \frac{P_{at}}{\varpi} - \left((NPSH)r - 0.5 - \frac{P_v}{\varpi} - \sum \Delta h_{asp} + \frac{V_{asp}^2}{2g} \right) \quad (VI.9)$$

$$h_{asp}^{adm} = 5.46 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\varpi} - \left(\frac{P_v}{\varpi} + h_{asp}^{adm} + \sum \Delta h_{asp} + \frac{V_{asp}^2}{2g} \right) \quad (VI.10)$$

$$(NPSH)_d = 9.69 - (0.24 + 0.017 + 0.047 + 5.846) = 3.54 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r$$

D'où la pompe est loin du risque de cavitation.

VI.6.2. Calage de la pompe :

Le calage de la pompe sert exactement à calculer la cote exacte de l'axe de la pompe par rapport au niveau du plan d'aspiration afin d'éviter le risque de cavitation.

Le plan d'aspiration ou bien Le niveau minimum du plan d'aspiration est régi par la formule suivante :

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} + h_{asp}^{adm} - r \quad (VI.11)$$

∇_{axe} : Niveau de l'axe de la pompe

∇_{min} : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration.

r : Marge de sécurité, $r = (0.1 - 0.3)$ m, on prend $r = 0.2$ m

$$\nabla_{axe} = 509 + 5.46 - 0.2$$

La côte de l'axe de la pompe est : $\nabla_{axe} = 514.26$ m

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons réussi à identifier les pompes adéquate pour de la station de pompage, de la sorte leur nombre. Notre choix final s'est porté sur 3 pompes centrifuge multicellulaire a axe horizontal, ceci est bénéfique pour l'exploitation efficace de la station de pompage selon la demande de notre réseau.

Chapitre VIII :

Protection anti-bélier

Introduction :

Le coup de bélier résulte d'un écoulement non permanent qui apparaît dans une conduite lorsqu'on provoque une variation importante et souvent rapide du débit à l'extrémité aval de celle-ci. C'est-à-dire que chaque tranche d'eau de la conduite subit des variations brusques de pression et de vitesse à des instants différents (propagation par ondes) ; le coup de bélier est donc un phénomène "oscillatoire".

Dans cette partie, notre objectif était de vérifier la présence du phénomène du coup de bélier et de sélectionner l'outil de protection approprié pour les conduites de notre réseau, au cas où ce phénomène se produirait.

VII.1 Cause du phénomène :

Les principales causes sont :

- Fermeture instantanée (trop rapide) d'un robinet vanne placé au bout d'une conduite d'adduction.
- Arrêt brutal par disjonction inopinée d'un ou de plusieurs groupes de pompes, alimentant une conduite de refoulement débitant dans un réservoir.
- Démarrage d'un groupe d'électropompes à vanne ouverte.
- Démarrage ou arrêt d'une pompe débitant dans une conduite déjà alimentée.

Le phénomène du coup de bélier est caractérisé principalement par l'apparition de surpressions et/ou de dépressions qui peuvent atteindre des grandeurs assez considérables, ce qui aura pour conséquence la rupture des conduites soit par éclatement ou aplatissement.

VII.2 Moyens de protection contre le coup de bélier :

Les appareils anti-bélier devront avoir essentiellement pour effet de limiter la surpression et la dépression. Les principaux types de protection anti-bélier sont explicités dans ce qui suit.

- Le volant d'inertie
- Les soupapes de décharge.
- Les ventouses (Les reniflards).
- Les réservoirs d'air.
- Les cheminées d'équilibre.
- Soupapes d'admission et purge d'air.

VII.2.1. Le volant d'inertie :

La spécificité de ce moyen est qu'il continue à assurer l'alimentation de la veine liquide, et ce malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe. Ce volant (Figure (VIII.1)), qui est placé sur l'arbre du groupe, restitue l'énergie cinétique accumulée pendant la marche en régime normal au moment

de la disjonction et permet ainsi de prolonger le temps d'arrêt de l'ensemble du groupe, et donc, de diminuer l'intensité du coup de bélier. En d'autres termes, la vitesse de rotation diminue lentement et il en est de même de son débit. La masse du volant est généralement accumulée près de la périphérie. Le volant d'inertie est généralement peu ou non utilisable, pour les raisons suivantes :

- Ce procédé est utilisé seulement pour limiter les dépressions.
- Dans le cas d'une conduite de refoulement assez grande, il faut envisager des volants avec des poids considérables, et par conséquent le système ne sera en aucun cas économique.
- Par ailleurs, plus le volant est lourd, plus le moteur doit être puissant pour pouvoir vaincre, au démarrage, l'inertie de ce volant, ce qui peut conduire à des appels d'intensité de courant inadmissibles.
- Ce procédé est finalement utilisé pour la protection des conduites à longueurs de refoulement faibles ou moyennes et qui n'excèdent pas quelques centaines de mètres.

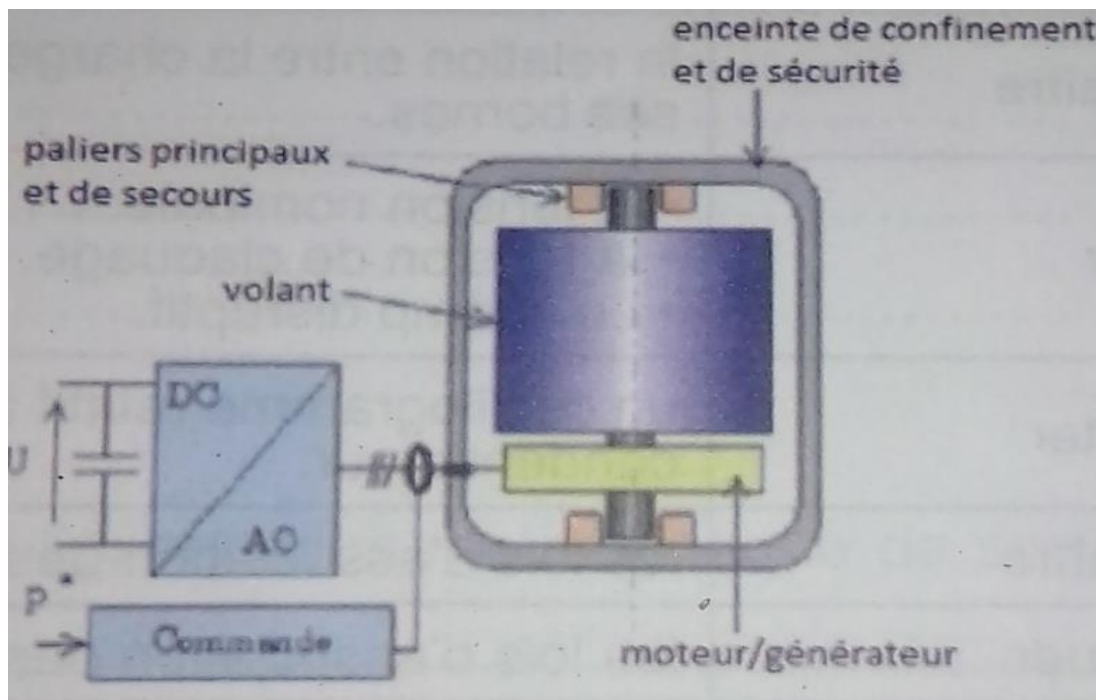


Figure VII. 1 : Volant d'inertie.

VII.2.1. Les soupapes de décharge :

Le rôle d'une soupape consiste à dévier un certain débit à l'extérieur de la conduite à protéger, dès que la pression atteint une certaine valeur de réglage estimée généralement à environ 1.04 à 1.10 de la pression maximale admissible. L'ouverture doit pouvoir s'effectuer très rapidement pour que l'opération soit efficace :

- Les soupapes permettent la protection contre les surpressions uniquement.
- Le nombre de soupapes dépend de l'importance de l'installation et est compris généralement entre 1 et 6.
- L'utilisation des soupapes nécessite une surveillance attentive et un entretien continu.
- Il faut aussi prévoir l'évacuation vers l'extérieur de l'eau libérée.



Figure VII. 2 : Soupape de décharge.

VII.2.2. Les ventouses :

On distingue des ventouses à trois fonctions à savoir, l'évacuation de l'air contenu dans les conduites, l'admission de l'air dans ces conduites lorsqu'on procède à leur vidange et l'élimination des poches d'air qui se manifestent aux points hauts du circuit (qui peuvent provoquer des coups de bélier), d'où leur installation en des points hauts. Il y a également des ventouses à fonction unique en l'occurrence, l'évacuation des poches d'air seulement. Une ventouse est constituée en principe d'un flotteur sphérique en caoutchouc logé dans un corps en fonte.



Figure VII. 3: Ventouse a trois fonctions.

VII.2.3. Réservoir d'air :

Le réservoir d'air est l'appareil le plus utilisé pour la protection contre le coup de bélier. C'est un récipient contenant de l'air comprimé dans sa partie supérieure et de l'eau dans sa partie inférieure. Ces appareils sont aussi appelés "accumulateur, cloche à air, ballon d'air, réservoir anti-bélier...etc."

Par ailleurs, un compresseur d'air est habituellement utilisé pour garder le volume d'air dans certaines limites (à cause des fuites) d'une part, et d'autre part, un clapet anti-retour est souvent prévu entre la pompe et le ballon d'air.

VII.2.4. Les cheminées d'équilibre :

Une cheminée d'équilibre est constituée d'un réservoir cylindrique à l'air libre et à axe vertical. Elle joue le même rôle que les réservoirs d'air, mais malheureusement on arrive à des ouvrages de dimensions assez considérables dans le cas des hauteurs de refoulement moyennes et grandes.

Une cheminée d'équilibre est généralement aménagée en dérivation à la jonction d'une galerie d'amenée en charge et d'une condition forcée dans le but de réduire la valeur des surpressions produites par le coup de bélier.

Les cheminées d'équilibre doivent être établies de façon à remplir les conditions suivantes :

- L'amortissement des oscillations doit être aussi important et aussi rapide que possible.
- Leur volume doit être aussi petit que possible pour préserver l'aspect économique.

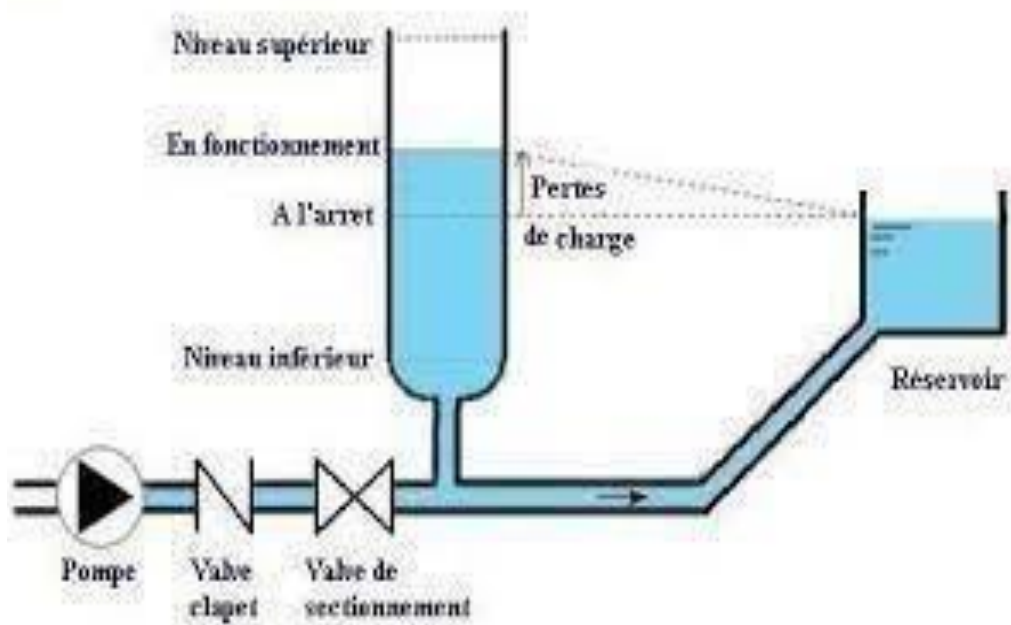


Figure VII. 4 : Cheminée d'équilibre sur refoulement

VII.2.5. Soupapes d'admission et de purge d'air :

Les soupapes de décharge sont des équipements mécaniques qui s'ouvrent pour réduire la surpression. Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement, qui par sa compression, obture en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite, le cas échéant, le débit de retour de la conduite correspond à la valeur de la surpression admissible.

VII.3 Aperçu physique du phénomène du coup de bélier :

Lorsque la vanne se ferme brusquement, les particules liquides font face à un obstacle insurmontable. Leur énergie cinétique se métamorphose en énergie potentielle. Cela se manifeste lorsque le liquide est comprimé et que la conduite se dilate. ; ce qui entraîne une légère hausse de la masse volumique de l'eau.

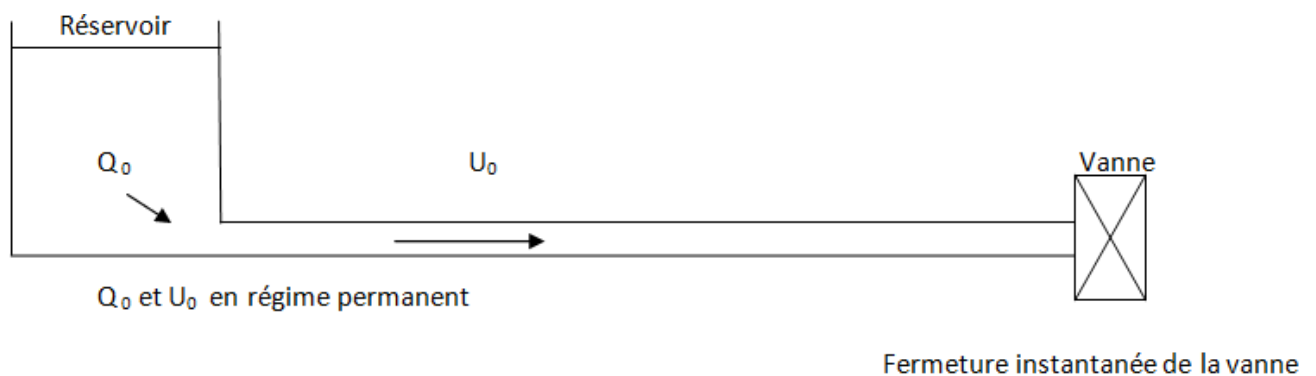


Figure VII. 5 : Représentation du phénomène du coup de bélier.

Etape 1 :

Une fois la vanne fermée, l'eau continue son chemin et s'accumule au niveau aval de la conduite qui engendre un gonflement de cette dernière, une onde de surpression se forme dès le début de la vanne et s'étend jusqu'au réservoir en suivant une distance de L , avec une célérité a .

Après cette période, la conduite sera en surpression et l'onde prendra le temps requis égale à $\frac{L}{a}$

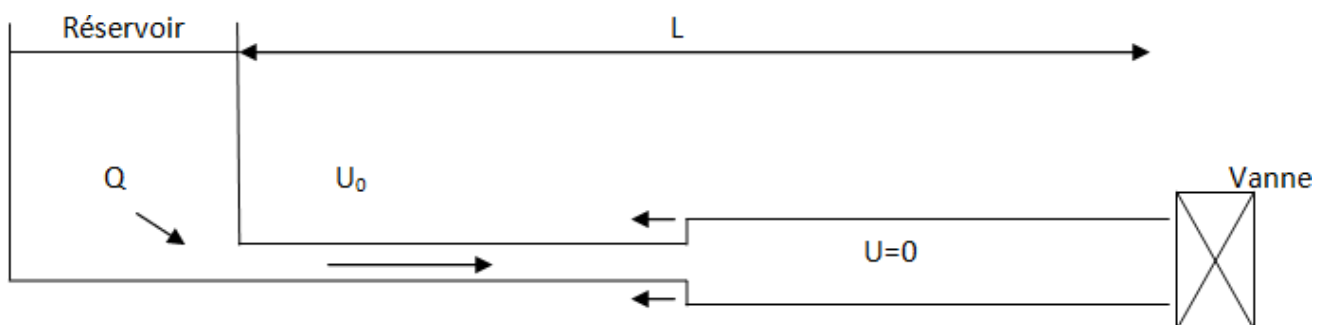


Figure VII. 6 : Etape 1 du coup de bélier.

Etape 2 :

La pression redevient normale suite à l'arrivée de l'onde au réservoir amont, le diamètre également.

Le fluide circule dans le sens inverse de l'écoulement. Cette propagation se produit dans l'intervalle temps $t = \frac{L}{a}$ jusqu'à $t = \frac{2L}{a}$

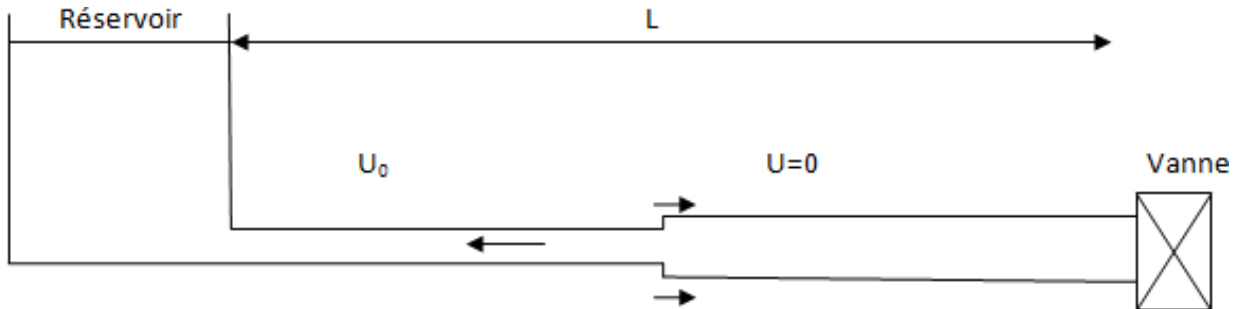


Figure VII. 7 : Etape 2 du coup de bélier.

Etape 3 :

Déplacement de l'onde de dépression de la vanne vers le réservoir. La conduite sera totalement dépressée dans le temps $t = \frac{2L}{a}$ à $t = \frac{3L}{a}$

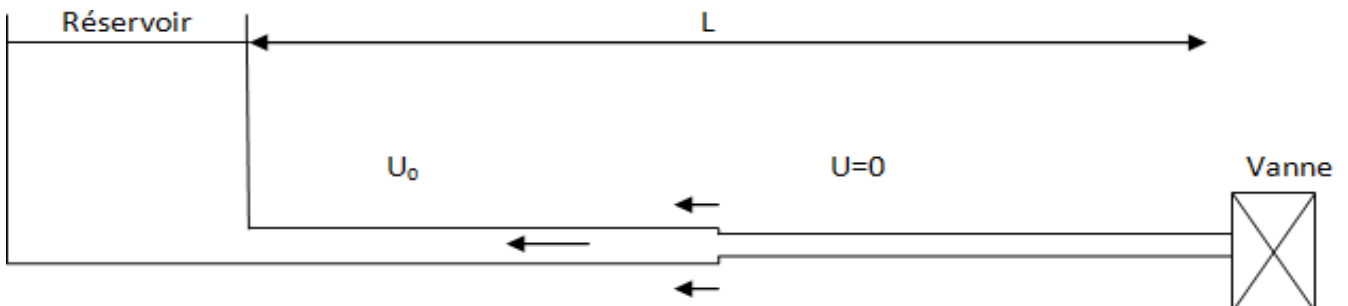


Figure VII. 8 : Etape 3 du coup de bélier.

Etape 4 :

Le départ de l'onde de surpression provoque l'évacuation du fluide du réservoir à la conduite suite à l'élasticité de cette, dans le temps imparti $t = \frac{3L}{a}$ à $t = \frac{4L}{a}$



Figure VII. 9 : Etape 1 du coup de bélier.

VII.4 Calcul du volume du réservoir d'air anti-bélier :

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air.

Tableau VII. 1 : Données de départ.

Conduite	Matériau	Dint (mm)	Epaisseur (mm)	a (m)	V (m/s)	Hg (m)	$h_0 = \frac{V_0^2}{2g}$
SP-R	PEHD	257.8	28.6	0.1289	1.11	154.5	0.0628

VII.4.1. Méthode de VIBERT :

La célérité d'onde à l'aide de la formule améliorée par Mr. SALAH, B pour les conduites enterrées

Est à déterminer :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K \cdot 2 \cdot a \cdot (1 - \nu_m^2) \cdot (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) \cdot a \cdot E_s + E_m \cdot e_m \cdot (1 - \nu_s)}}} \quad (\text{VII.1})$$

C : célérité d'onde en (m/s).

K : Coefficient d'élasticité de l'eau, $K = 2,07 \cdot 10^9$ Pas.

ρ : Masse volumique de l'eau, $\rho = 1000$ kg / m³.

E_m : module de Young du matériau de la conduite en PEHD, $E_{m,pehd} = 3 \cdot 10^9$ Pas

E_s : module de Young du sol ; $E_s = 2 \cdot 10^8$ Pas.

ν_m : Coefficient de poisson du matériau. $\nu_{m,pehd} = 0.46$.

ν_s : Coefficient de poisson du sol entourant la conduite. $\nu_s = 0.33$.

e_m : Epaisseur de la conduite (m).

a : rayon intérieur de la conduite (m).

AN : **C = 669.248 m/s**

- La charge tenant compte du coup de bélier :

$$Z = H_g + \frac{C \cdot V_0}{g} \quad (\text{VII.2})$$

V_0 : Vitesse moyenne de refoulement (m/s).

H_g : Hauteur géométrique (m).

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

- La charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10 \quad (\text{VII.3})$$

$$Z_0 = 164.5 \text{ m}$$

- La charge maximale absolue :

$$Z_{max} = Z_0 + \frac{C \cdot V_0}{g} \quad (\text{VII.4})$$

$$Z_{max} = 240.225 \text{ m}$$

$$\frac{Z_{max}}{Z_0} = 1.46$$

$$\frac{U_0}{LS} = 9 \cdot 10^{-3}$$

⇒ Abaque de VIBERT

$$\frac{h_0}{Z_0} = 3.82 \cdot 10^{-4}$$

$$\frac{Z_{min}}{Z_0} = 0.765$$

$$U_0 = 2100 \text{ litre d'air}$$

$$U_0 \cdot Z_0 = U_{max} \cdot Z_{min} \Rightarrow U_{max} = U_0 / (Z_{min} Z_0)$$

$$U_{max} = 2745.1 \text{ litre d'air}$$

Conclusion :

Ce chapitre a examiné les divers moyens de se prémunir contre le phénomène du coup de bélier, les méthodes de calcul des réservoirs d'air, ainsi que leur volume qui est nécessaire a la station de pompage.

Chapitre VIII :

Organisation de chantier

Introduction :

Pour que notre projet soit mené à bien dans les meilleures conditions possibles, planifier et coordonner la mise en œuvre des ressources requises pour la réalisation et l'exécution des travaux dès que possible sont des éléments à ne pas prendre à la légère. Cette démarche est appelé organisation de chantier.

VIII.1 Types de pose canalisation :

Pour la réalisation de tout type de projet hydraulique, il existe des pose canalisation suivante :

- Pose de canalisation dans un terrain ordinaire.
- Pose de canalisation dans un terrain peu consistant.
- Pose canalisation dans un terrain marécageux.
- Pose de canalisation en galerie.
- Traversée d'une rivière.
- Pose canalisation sans ouverture de tranchée.

VIII.2 Les engins du terrassement :

Les engins de terrassement sont des machines utilisées pour creuser, déplacer, transporter, et niveler la terre et les matériaux ; les principaux types d'engins de terrassement sont :

- Une pelle hydraulique.
- Un chargeur.
- Compacteurs de sol.
- Un dozer.

VIII.3 Différents travaux à entamer :

Les tâches à accomplir pour la mise en place de l'adduction et le réseau de distribution sont :

VIII.3.1. Nivellement :

Le nivellement consiste à évaluer la différence de hauteur entre deux endroits où plusieurs points situé sur une pente régulière. Quand le terrain contient des obstacles, le nivellement par cheminement se calcul facilement, on détermine la hauteur de chaque point et la profondeur de tranchée dans le point.

VIII.3.2. Excavation des tranchées :

L'excavation se partage en deux étapes :

VIII.3.2.1 Décapage de la couche végétale :

L'opération de décapage de la terre végétale précède toujours l'excavation des tranchées, elle est donnée par la formule suivante :

$$V_{cr} = L \cdot b \cdot e \quad (\text{VIII.1})$$

Avec :

V_{cr} : volume de terre décapée en (m^3) ;

L : longueur totale des tranchée en(m) ;

b : largeur de la couche végétale (m) ;

e : épaisseur de la couche en (m) ;

VIII.3.2.2 Elaboration des fouilles :

La mise en exécution des fouilles s'appuie sur trois conditions :

- Les caractéristiques de conduite.
- La nature de sol.
- Profondeur de pose.

Les caractéristiques du terrain déterminent si la réalisation est mécanique ou manuelle et la tranchée doit avoir une profondeur minimale de 0,6 m pour protéger la canalisation du gel ; et préserver la température de l'eau pendant les périodes de forte chaleur.

La tranchée doit avoir une largeur suffisante pour qu'une personne travaillant puisse y pénétrer facilement, et elle augmente avec le diamètre du tuyau à installer.

- L'excavation de la tranchée est réalisée en segments continus, en commençant à l'étage supérieur si nécessaire afin de garantir le débit naturel des eaux d'infiltration.
- Pour effectuer cette opération, on choisit d'utiliser une pelle mécanique.
- Ainsi, l'excavation requiert la prise en compte de divers paramètres tels que :

La largeur de la tranchée.

La profondeur de la tranchée.

VIII.3.3. Largeur de la tranchée :

Il faut qu'elle mesure au moins 0,60m afin de simplifier les travaux, le calcul sera basé sur le diamètre de la conduite, avec un espace de 0,30m de chaque côté de celle-ci. La formule suivante donne la largeur de la tranchée :

$$B = D + (2 * 30cm) \quad (VIII.2)$$

B : largeur de la tranchée (m) ;

D : diamètre de la conduite ;

VIII.3.4. La profondeur de la tranchée :

Il faut que la profondeur soit adéquate. La hauteur de la conduite peut varier de 0,80 m à 1,50 m afin de garantir la protection contre les variations de risque d'écrasement causées par les charges et les surcharges.

La profondeur de la tranchée peut être évaluée par la formule suivante :

$$H_{tr} = D + H1 + H2 \quad (VIII.3)$$

Avec :

H_{tr} : la profondeur de la tranchée (m) ;

D : diamètre de la conduite (mm) ;

H1 : épaisseur de lit de pose prise égale à 0,2m ;

H2 : distance verticale séparant la génératrice de la conduite à la surface de sol (m), elle est entre 80 cm et 1,20m ;

Le schéma ci-dessous illustre la coupe verticale de la conduite :

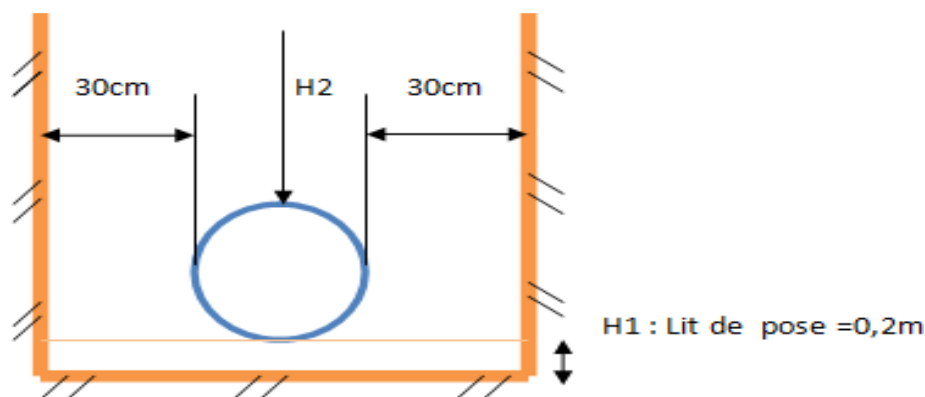


Figure VIII. 1: Illustration d'une tranchée avec un système de circulation.

VIII.3.5. La section de la tranchée :

La profondeur et la rigidité du sol influencent les sections des tranchées, mais dans notre projet, nous les considérons comme rectangulaires.

$$S_{tr} = H_{tr} * B \quad (\text{VIII.4})$$

Avec :

Str : la section de tranchée (m²).

Htr : la profondeur de la tranchée (m) ;

B : largeur de la tranchée (m) ;

VIII.3.6. Volume du déblai :

Le volume du déblai se calcule par la formule suivante :

$$V_{tr} = S_{tr} * L \quad (\text{VIII.5})$$

Avec :

Vd : volume de déblai (m³) ;

Str : la section de tranchée (m²) ;

L : La longueur de la tranchée;

Le tableau suivant illustre la quantité des déblais et du décapage :

Tableau VIII. 1: Volume du déblai et du décapage.

	Diamètre	Linéaire	largeur (B)	Htr	S	V, Déblais	V, Deblai foisonné	V, Décapé
Unité	(mm)	(ml)	(m)	(m)	(m2)	m3	m3	m3
Adduction	315	12898	0,915	1,517	1,388	17903,133	21483,760	2360,334
	315	2997,847	0,915	1,517	1,388	4161,177	4993,412	548,606
Réseau de distribution	315	1780,851	0,915	1,517	1,388	2471,919	2966,303	325,896
	250	371,945	0,85	1,452	1,234	459,055	550,865	63,231
	160	196,325	0,76	1,362	1,035	203,220	243,864	29,841
	125	220,651	0,725	1,327	0,962	212,283	254,739	31,994
	110	579,982	0,71	1,312	0,932	540,265	648,318	82,357
	90	184,694	0,69	1,292	0,891	164,651	197,581	25,488
	75	529,5955	0,675	1,277	0,862	456,498	547,798	71,495
	63	490,376	0,663	1,265	0,839	411,276	493,531	65,024
	50	1863,9704	0,65	1,252	0,814	1516,899	1820,279	242,316
Total						28500,375	34200,450	3846,583

- Pour le foisonnement on le considère à une valeur de 20% du volume d'excavation.

VIII.3.7. Lit de pose :

Avant la pose de conduite, nous procédons à la pose d'un lit de sable de 0,15m d'épaisseur nivelée suivant les côtes du profil en long. Dans notre projet on prend 0,2m.

VIII.3.7.1 Volume du lit de sable :

Le volume de lit de sable est comme suit :

$$V_{sable} = S_{sable} * L \quad (\text{VIII.6})$$

L : longueur de la tranchée (m) ;

V_{sable} : volume de lit de sable ;

$$S_{Sable} : \text{surface de lit de sable ;} \quad S_{sable} = e * b \quad (\text{VIII.7})$$

e : épaisseur de lit de sable, e=20 cm ;

b : largeur de la tranchée ;

VIII.3.7.2 Volume du remblai :

Le volume de remblai est calculé par la formule suivant :

$$V_r = V_d - (S_{conduite} * L) + V_{sable} \quad (\text{VIII.8})$$

V_r : volume de remblai ;

L : longueur de conduite ;

V_d : volume de déblai (m³) ;

V_{sable} : volume de lit de sable ;

Le tableau suivant représenté le volume de remblais et du sable :

Tableau VIII. 2 : Volume du remblai et du sable.

	Diamètre	Linéaire	V lit de sable	V remblai
Unité	(mm)	(ml)	(m ³)	(m ³)
Adduction	315	12898	2360,334	19123,348
	315	2997,847	548,606	4444,728
Réseau de distribution	315	1780,851	325,896	2640,329
	250	371,945	63,231	487,586
	160	196,325	29,841	214,002
	125	220,651	31,994	222,733
	110	579,982	82,357	565,951
	90	184,694	25,488	172,087
	75	529,5955	71,495	476,298
	63	490,376	65,024	428,504
	50	1863,9704	242,316	1577,961
Total			3846,583	30353,527

VIII.4 Devis quantitatif et estimatif du projet :

Le tableau ci-dessous représente le devis quantitatif et estimatif du projet :

Tableau VIII. 3 : Devis du projet.

	Diamètre de conduite d'adduction(PN16) et distribution(PN16)			
	Diamètre (mm)	Linéaire (ml)	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Adduction	315	12898	4850	62555300
	315	2997,847	4850	14539557,95
Réseau de distribution	315	1780,851	4850	8637127,35
	250	371,945	3050	1134432,25
	160	196,325	1260	247369,5
	125	220,651	1120	247129,12
	110	579,982	875	507484,25
	90	184,694	580	107122,52
	75	529,5955	420	222430,11
	63	490,376	299	146622,424
	50	1863,9704	185	344834,524
désignation des travaux	unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
décapage	m ³	3846,583	250	961645,6993
déblai	m ³	28500,375	450	12825168,857
pose du lit de sable	m ³	3846,5828	1800	6923849,035
remblai	m ³	30353,527	300	9106058,112
Somme				118506131,7
TVA 19%				22516165,02
Total				141 022 296,7

Les prix unitaires sont fourni par le bureau d'étude EL-MOHANDISSIN

VIII.5 Planification des travaux :

Il existe une étape qui précède la réalisation des fouilles, c'est la planification des travaux qui consiste à faire une meilleure stratégie d'exécution des travaux sur chantier.

Le but de cette démarche théorique est :

- Détermination des taches et leur durée.
- Succession des taches avec efficacité.
- Le respect des délais.
- L'aspect économique.

Il existe deux méthode distincte pour la planification des travaux :

- Méthodes à nœud.

- Méthodes à flèches.

Détermination du chemin critique :

Les éléments obligatoires dans l'exécution des travaux sont :

TR : Temps de réalisation.

DCP : Date de commencement au plus tôt.

DCPP : Date de commencement au plus tard.

DFP : Date de commencement au plus tôt.

DFPP : Date de finition au plus tard.

MT : Marge totale.

Avec : $DFP = DCP + TR$; $DCPP = DFPP - TR$

VIII.5.1. Planification par la méthode à nœud :

- **Lot 01 : les conduites d'adductions :**

Les tâches concernant la réalisation d'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau :

Tableau VIII. 4 : durée des tâches des adductions.

Tâches	Opération	Durée (jours)
A	Décapage	10
B	Exécution des tranchées et des fouilles	60
C	Aménagement du lit de pose	14
D	La mise en place des canalisations en tranchée	15
E	Soudage des conduites	20
F	Remblai des tranchées	10
G	compactage	15

La figure ci-dessous représente réseau à nœud de réseau de distribution :

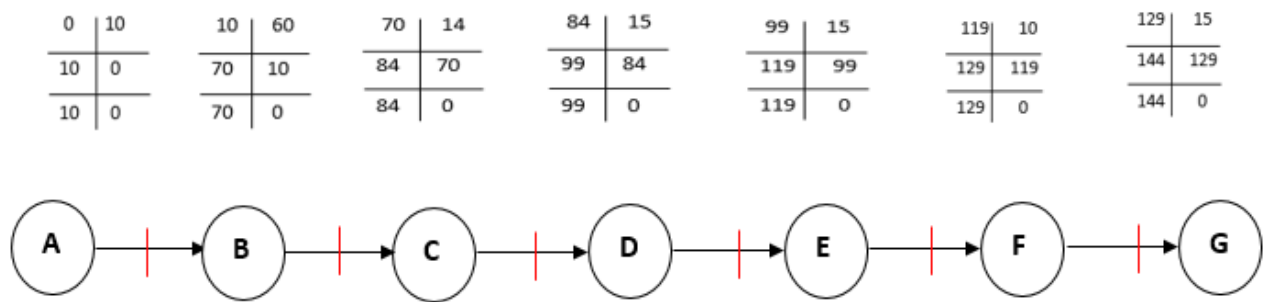


Figure VIII. 2 : Durée totale des adductions.

D'après la figure VIII.2, il s'avère que la durée totale de la réalisation des conduites d'adduction est de 144 jours

• **Lot 02 : les conduites de distribution :**

Le tableau suivant représenté les taches de réalisation de réseau de distribution :

Tableau VIII. 5 : taches des conduites de distribution.

Taches	Opération	Durée (jours)
A	Décapage	6
B	Exécution des tranchées et des fouilles	30
C	Aménagement du lit de pose	21
D	La mise en place des canalisations en tranchée	26
E	Soudage des conduites	14
F	Remblai des tranchées	10

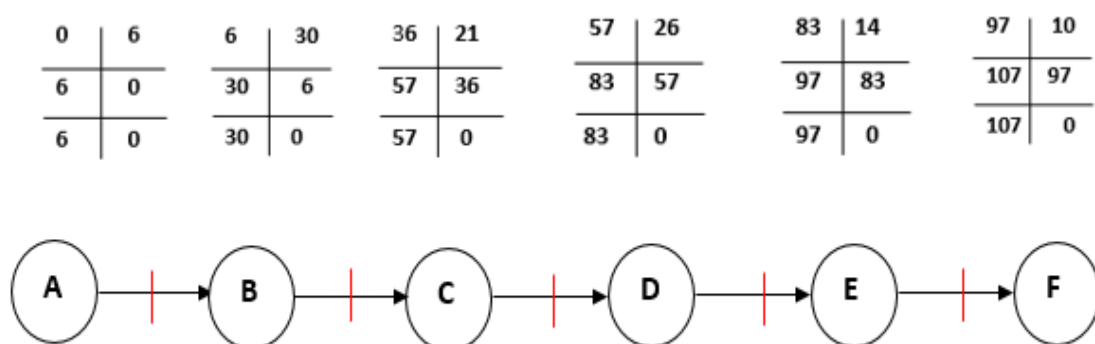


Figure VIII. 3: Durée totale des conduites de distribution.

D'après la figure VIII.3, il s'avère que la durée totale de la réalisation des conduites d'adduction est de 107 jours.

- Donc la durée totale du projet est estimée à 251 jours soit 8 mois et 11 jours

Conclusion :

Dans ce dernier chapitre nous avons présenté les différentes tâches à réaliser, leur durée totale estimée à 251 jours, ainsi que le devis quantitatif et estimatif du projet qui est de **141 022 296,7 DA**.

Conclusion générale :

A travers l'étude que nous avons présentée, nous avons fait une étude générale sur l'alimentation en eau potable de la nouvelle cite 1800+770 logements à Ouled Belil la wilaya de BOUIRA.

Après avoir présenté la zone d'étude et estimé les besoins en eau potable à l'horizon 2053, dont la population de toute la zone d'étude atteindra 15420 habitants, nous avons constaté que ces besoins sont de 4182.26 m³/j.

Concernant la distribution, nous avons utilisé le logiciel EPANET pour effectuer une simulation. Les résultats de la simulation ont montré des vitesses de circulation d'eau situées entre 0,5 m/s et 2 m/s, ainsi que des pressions allant de 40 m à 60 m. Nous avons utilisé des conduites en PEHD avec des diamètres extérieurs allant de 50 mm à 315 mm.

Après avoir effectué les calculs nécessaires, nous avons déterminé qu'un réservoir de 2000 m³ serait approprié. En ce qui concerne le dimensionnement de la conduite d'adduction, nous avons opté pour un diamètre économique de 315 mm, tout en maintenant une vitesse acceptable avec des conduites de type PEHD PN16.

Nous avons utilisé le logiciel CAPRARI pour sélectionner la pompe appropriée. De plus, nous avons effectué une vérification pour protéger la conduite de refoulement contre le phénomène du coup de bélier. Les résultats des calculs ont confirmé que notre installation ne nécessite pas de dispositif anti-bélier.

Finalement, dans le dernier chapitre qui est l'organisation de chantier, nous avons déterminé les volumes nécessaires des travaux, leur calcul nous a permis de faire un bilan économique générale, ainsi que la durée totale du projet.

Références bibliographique :

Bibliographie :

AMMARI, A. Livre de main dl'hydraulique générale.

Dupont. (1979). hydrulique urbaine (Tome II). Paris.

Salah, B. (2014). Alimentation en eau potable des agglomérations. Blida : ENSH.

HAMADACHE Lamia : Etude du système d'AEP de 10000 logements de SAFSAF commune de MEFTAH (W. Blida). ENSH,Blida.

HAMZAOUI Adel : ETUDE DU RESEAU D'ALIMENTATIO EN EAU POTALE DU POS°14 DE LA COMMUNE D'EL IDRISSIA (W.Djelfa). ENSH,Blida.

Zakaria BENAOUA : Dimensionnement du système d'alimentation en eau potable de la cité 4500Logements de la nouvelle ville de Bouinan (W.Blida).ENSH,Blida.

BOURKAB AYMENE : ALIMENTATION EN EAU POTABLE DES ILOTS 10 ET 11 DE LA NOUVELLE VILLE DE SIDI ABDELLAH W. ALGER. ENSH,Blida.

BOUDHANE Anis : ETUDE DE RENFORCEMENT EN AEP DU VERSANT OUEST DE LA COMMUNE DE MAATKAS. ENSH, Blida

SAOUDI Sara : Dimensionnement du réseau d'AEP de la cité BEN YOUB, BARAKI (W. Alger). ENSH,Blida.

Annexes

Répartition horaire des pourcentages du débit maximum journalier.

AnnexeII-1.Répartition horaire des pourcentages du débit maximum journalier

Heures	Nombre d'habitants				
	<10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> 100000	Aggl.de type rural
0-1	1.00	1.50	3.00	3.35	0.75
1-2	1.00	1.50	3.20	3.25	0.75
2-3	1.00	1.50	2.50	3.30	1.00
3-4	1.00	1.50	2.60	3.20	1.00
4-5	2.00	2.50	3.50	3.25	3.00
5-6	3.00	3.50	4.10	3.40	5.50
6-7	5.00	4.50	4.50	3.85	5.50
7-8	6.50	5.50	4.90	4.45	5.50
8-9	6.50	6.25	4.90	5.20	3.50
9-10	5.50	6.25	5.60	5.05	3.50
10-11	4.50	6.25	4.80	4.85	6.00
11-12	5.50	6.25	4.70	4.60	8.50
12-13	7.00	5.00	4.40	4.60	8.50
13-14	7.00	5.00	4.10	4.55	6.00
14-15	5.50	5.50	4.20	4.75	5.00
15-16	4.50	6.00	4.40	4.70	5.00
16-17	5.00	6.00	4.30	4.65	3.50
17-18	6.50	5.50	4.10	4.35	3.50
18-19	6.50	5.00	4.50	4.40	6.00
19-20	5.00	4.50	4.50	4.30	6.00
20-21	4.50	4.00	4.50	4.30	6.00
21-22	3.00	3.00	4.80	4.20	3.00
22-23	2.00	2.00	4.60	3.75	2.00
23-24	1.00	1.50	3.30	3.70	1.00
Total	100%	100%	100%	100%	100%

Source (ouvrage d'AEP D'ABRAMOV)

Application de l'abaque de VIBERT :

ABAQUE DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

