



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

**DIAGNOSTIC ET REHABILITATION DU SYSTEME
D'AEP DE LA LOCALITE HASSAINIA COMMUNE
BOUINAN (W. BLIDA)**

Présenté par :

Chayani Mohamed mahdi

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
SALAH Boualem	Professeur	Président
ALI SEGHIR Djamel	MCA	Examineur
BENCHIHEB Nedjoua	MCB	Examineur
AMMARI Abdelhadi	MCA	Promoteur

Session sep 2024

Dédicaces

C'EST AVEC UNE PROFONDE GRATITUDE QUE JE DÉDIE CE TRAVAIL À MA CHÈRE MÈRE, DONT LE SOUTIEN INDÉFECTIBLE A ÉTÉ MA BOUSSOLE TOUT AU LONG DE CE PARCOURS. TES ENCOURAGEMENTS ET TON AMOUR INCONDITIONNEL M'ONT DONNÉ LA FORCE D'ALLER DE L'AVANT. JE TE DÉDIE CE SUCCÈS, CAR SANS TOI, RIEN DE CELA N'AURAIT ÉTÉ POSSIBLE. JE DÉDIE ÉGALEMENT CETTE RÉUSSITE À MON CHER PÈRE, DONT L'ABSENCE LAISSE UN VIDE INSURMONTABLE. TU AS ÉTÉ UN MENTOR EXCEPTIONNEL, TOUJOURS DISPONIBLE POUR M'ÉPAULER ET ME GUIDER. TON SAVOIR, TA SAGESSE ET TON HUMANITÉ M'ONT PROFONDÉMENT MARQUÉ. BIEN QUE TU NE SOIS PLUS PARMİ NOUS, TON SOUVENIR VIVRA À JAMAIS DANS MON CŒUR. CETTE RÉUSSITE, JE TE LA DÉDIE EN ESPÉRANT QU'ELLE HONORE TA MÉMOIRE. JE TIENS AUSSI À EXPRIMER MA GRATITUDE À MON CHER FRÈRE AMINE POUR SON SOUTIEN, SON AFFECTION ET SON AMOUR, AINSI QUE POUR SA CONFIANCE, SA PATIENCE ET SES SACRIFICES INFINIS. À MON ADORABLE SŒUR NASSIMA, POUR TOUTE L'AFFECTION ET LE SOUTIEN INCONDITIONNEL QUE J'AI TROUVÉS AUPRÈS D'ELLE. ENFIN, JE REMERCIE MES AMIS MUSTAPHA, LIMAM, AHMED, SABRI ET FAIZA POUR LES LIENS SOLIDES QUI NOUS UNISSENT ET POUR LEUR ACCOMPAGNEMENT PRÉCIEUX TOUT AU LONG DE MON PARCOURS D'ÉTUDES SUPÉRIEURES.

Remerciements

Tout d'abord, je remercie le bon dieu le tout puissant de m'avoir prêté foi, courage, santé et volonté d'entamer et de terminer ce mémoire. Mener un mémoire de fin d'étude jusqu'à son terme est un exercice long, solitaire, rythmé d'imprévus dans son déroulement et ses résultats qui n'auraient pas été possible sans l'entourage de mon promoteur, qui m'a montré le chemin à prendre. Je tiens à remercier sincèrement Monsieur **Abdelahadi AMMARI** mon promoteur, à qui j'adresse l'expression de ma gratitude et respect pour m'avoir encadré, pour ses louables contributions inlassables et pour ses précieux conseils et son perpétuel dévouement. Je remercie tout le corps enseignant et personnel de département hydraulique qui a contribué de près ou de loin à ma formation. Mon respect aux membres du jury qui me feront l'honneur de juger mon travail. Par ailleurs, je voudrais témoigner ma gratitude groupe Cth pour m'avoir accueillie chaleureusement au sein de son bureau durant tout mon stage. Un grand remerciement à l'équipe du centre d'Etudes & de Réalisations en Urbanisme de Blida Mes remerciements vont aussi à toutes les personnes qui m'ont aidé de près ou de loin pour la réalisation de ce mémoire

ملخص

الهدف من دراستنا هذه هو إجراء تشخيص لشبكة إمداد المياه الصالحة للشرب في منطقة الحسينية التابعة لولاية البليدة وذلك من خلال هذا اعادة .تحديد عيوب شبكة التوزيع والإمداد ومنشآت التخزين الحالية) واقتراح حلول لضمان عملية تشغيل النظام بشكل جيد مما تهيئة أدى إلى إنشاء آبار جديدة وانشاء شبكة جديدة بحلول عام2054من أجل تلبية احتياجات المستهلكين من. حيث تدفق المياه والضغط الكافي

الكلمات المفتاحية

، التشخيص، اعادة إنشاء ، نظام تزويد بمياه الشرب، آبار الحسينية الحسينية

Résumé

L'objectif de cette étude est de réaliser une évaluation du réseau d'eau potable dans la région d'El-Hassainia, située dans la province de Blida. Cela se fera en identifiant les défauts du réseau de distribution et d'approvisionnement actuel, ainsi que stockage existantes (réservoirs), et en proposant des solutions pour assurer le fonctionnement efficace du système. Cette évaluation a conduit à la décision d'établir de nouveaux puits et de construire un nouveau réseau d'ici 2054 afin de répondre aux besoins des consommateurs en termes de débit d'eau et de pression suffisante

Mots clés :

Hassainia, Diagnostic, Dimensionnement, Système alimentation en eau potable, Forage.

Abstract

The objective of this study is to conduct an assessment of the drinking water supply network in the region of El-Hassania, located in Blida province. This will be done by identifying defects in the current distribution and supply network, as well as the existing storage facilities (reservoirs), and proposing solutions to ensure the efficient operation of the system. This assessment has led to the decision to establish new wells and build a new network by the year 2054 in order to meet consumer needs in terms of water flow and sufficient pressure.

Key words

Hassainia Diagnostic, Dimension, drinking water supply system, Forage.

Sommaire

Introduction Générale.....	1
I. Présentation de la zone d'étude.....	3
I.1 Introduction :	3
I.2 Présentation de la localité de hassainia	3
I.3 Topographie de la ZONE D'ETUDE :	4
I.4 Situation géologique :	5
I.5 Situation climatologique :	5
I.5.1 Le climat :	5
I.5.2 Température :	5
I.5.3 Pluviométrie :	6
I.5.4 Humidité :	6
I.6 Situation géologique :	7
I.6.1 Sismicité :	7
I.7 Hydrographie :	8
I.8 Présentation hydraulique :	8
I.8.1 Champs de captage de hassainia :	8
I.9 Conclusion :	9
II. Estimation des besoins	11
II.1 Introduction :	11
II.2 Estimation de la population :	11
II.3 Estimation des besoins en eau :	12
II.3.1 Consommation moyenne journalière :	12
II.3.2 Besoin en eau par catégorie de consommateur :	12
II.4 Besoin en eau totaux :	14
II.5 Variation de la consommation journalière :	14
II.5.1 Consommation maximale journalière :	14
II.5.2 Consommation minimale journalière :	15
II.5.3 Détermination des consommations horaires :	15
II.5.4 Débit moyenne horaire :	16
II.5.5 Débit minimum horaire :	17
II.5.6 Régime de consommation horaire :	18
II.6 Conclusion :	22
III. DIAGNOSTIC DU RESEAU D'AEP	24
III.1 Introduction :	24
III.2 Diagnostic physique :	24
III.2.1 Objectif de l'étude de diagnostic :	24

III.2.2	Etat physique du réseau de distribution :.....	24
III.2.3	Ressource en eau :.....	25
III.2.4	La station de pompage :.....	28
III.2.5	Etat de conduit de refoulement :.....	29
III.2.6	Etat des réservoirs :	29
III.3	Diagnostic hydraulique :.....	30
III.3.1	Calcule les débits (cas de point)	31
III.3.2	Calcul des débits (Cas de point + incendie) :	32
III.3.3	Simulation epanet :.....	32
III.4	Interprétation des résultats du diagnostic :	35
III.4.1	Analyse en cas de pointe 2024 :	35
III.4.2	Analyse en cas de pointe + incendie2024 :	35
III.4.2	Analyse en cas de pointe 2054 :	35
III.4.2	Analyse en cas de pointe + incendie 2054 :.....	35
III.5	Conclusion :.....	37
IV.	Etude des réservoirs	39
IV.1	Introduction :.....	39
IV.2	Fonctions des réservoirs :.....	39
IV.3	Classification des réservoirs :.....	39
IV.3.1	Selon le matériau de construction :.....	39
IV.3.2	Selon la situation des lieux :.....	40
IV.3.3	Selon la forme géométrique :.....	40
IV.4	Emplacement des réservoirs :.....	40
IV.5	Equipements des réservoirs:.....	40
IV.5.1	Conduite d'arrivée :.....	40
IV.5.2	Arrivé par le haut :.....	41
IV.5.3	Arrivé par le bas :	41
IV.5.4	Conduite de départ :.....	42
IV.5.5	Conduite de trop plein :	42
IV.5.6	Conduite de vidange :.....	42
IV.5.7	Conduite by-pass :.....	43
IV.6	Matérialisation de la réserve d'incendie :.....	43
IV.6.1	Système à siphon :.....	43
IV.6.2	Système à deux prises :.....	43
IV.7	Hygiène et sécurité :	43
IV.8	Capacités des réservoirs :	44
IV.8.1	La méthode analytique :	44

IV.8.2	Méthode graphique :	46
IV.9	Constat :	49
	Conclusion :	49
V.	REHABILITAION DU RESEAU D’AEP A LHORIZON 2054.....	49
V.1	Introduction :	49
V.2	Choix du système de distribution :	49
V.3	Choix du type de réseau de distribution :	49
V.3.1	Les réseaux maillés :	49
V.3.2	Les réseaux ramifiés :	49
V.3.3	Les réseaux mixtes :	50
V.4	Principe du tracé réseau maillé :	50
V.5	Choix du type de matériau :	50
V.6	Calcul hydraulique du réseau de distribution :	51
V.6.1	Calcul des débits de dimensionnement :	51
V.6.2	Cas de point + incendie :	53
V.6.3	Détermination des paramètres hydrauliques du réseau :	54
VI.	Calcul Hydraulique de l’adduction	63
VI.1	Introduction :	63
VI.2	Notions générales sur les adductions :	63
VI.3	Types d’adduction :	63
VI.3.1	Adduction gravitaire :	63
VI.3.2	Adduction par refoulement :	63
VI.3.3	Adduction mixte :	63
VI.4	Choix du tracé des adductions :	63
VI.5	Choix du types des conduites:	64
VI.5.1	Critères techniques:	64
VI.5.2	Critères économiques :	64
VI.6	Dimensionnement de l’adduction:	65
VI.6.1	Adduction par refoulement :	65
VI.7	Etude d’adduction :	69
VI.7.1	Les ressources en eau :	69
VI.7.2	Shéma du réseau d’adduction :	69
VI.7.3	Calcul du diamètre économique :	70
VI.8	Tronçon SP – Réservoir R 2 :	73
VI.9	Renforcement d’adduction	75
VI.10	Pompage :	75
VI.11	Conclusion.....	77

VII. Protection des conduites contre le phénomène transitoire	79
VII.1 Introduction :	79
VII.2 Définition du phénomène de coup de bélier :	79
VII.2.1 Causes du coup bélier :	79
VII.2.2 Les risques dus aux coups de bélier :	79
VII.2.3 Moyens de protection contre le coup de bélier :	80
VII.3 Etude du coup de bélier :	81
VII.3.1 Calcul la valeur du coup de bélier :	81
VII.3.2 La célérité d'onde :	81
VII.4 Méthode de calcul d'un réservoir d'air anti-bélier :	82
VII.4.1 Calcul du volume d'air:	84
VII.5 Conclusion :	85
VIII. Pose de canalisation et accessoires	88
VIII.1 Introduction :	88
VIII.2 Accessoires :	88
VIII.2.1 Robinet-vannes :	88
VIII.2.2 Clapet :	89
VIII.2.3 Ventouses :	90
VIII.2.4 Régulateurs de pression :	90
VIII.3 Organe de raccordement:	91
VIII.3.1 Les coudes :	91
VIII.3.2 Les cônes :	91
VIII.3.3 Les croix de jonction :	91
VIII.3.4 Les tés :	91
VIII.3.5 Les manchons :	91
VIII.3.6 Les compteurs :	91
VIII.4 Pose de canalisation:	91
VIII.4.1 Principe de pose de canalisation:	91
VIII.4.2 Type de pose de canalisation:	93
VIII.4.3 Pose de canalisation sur un terrain naturel	94
VIII.5 Conclusion :	95
IX. Management de projet	97
IX.1 Introduction :	97
IX.2 Réalisation du réseau d'aep :	97
IX.2.1 Implantation du tracé :	97
IX.2.2 Décapage de la couche végétale :	97
IX.2.3 Exécution des tranchées:	97

IX.2.4	Pose du lit de sable :	97
IX.2.5	Pose des conduites :	97
IX.2.6	Remblayage des tranchées :	97
IX.2.7	Nivellement et compactage :	97
IX.3	Calcul des volumes de terrassement :	98
IX.3.1	Volume de décapage de la couche végétale :	98
IX.3.2	Volume de la tranchée (déblai) :	98
IX.3.3	Volume de lit de sable :	98
IX.3.4	Volume de remblais compacté :	99
IX.3.5	Volume de l'enrobage :	99
IX.3.6	Volume de conduite :	99
IX.4	Devis estimatif :	100
IX.5	Planification des travaux :	102
IX.5.1	Définitions des tâches et leurs durées :	102
IX.5.2	Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM) :	103
IX.6	Conclusion:	104
	Conclusion générale	105

Liste des figures

Chapitre I Présentation de la zone d'étude

Figure I-1 : Situation de la ville de BOUINAN	3
Figure I-2 : Situation de l'agglomération de HASSAINIA Photos satellitaire	4
Figure I-3:Plan de situation	5
Figure I-4: Carte sismique d'Algérie.....	7
Figure I-5: Schéma synoptique du réseau d'aep de hassainia + le renforcement à partir du 2x5000 m3 nouvelle ville bouinan.	9

Chapitre II Estimation

Figure II-1 :Graphique de la consommation horaire à l'horizon (2024)	19
Figure II-2: Courbe de la consommation intégrale (2024).....	20
Figure II-3: Graphique de la consommation horaire à l'horizon (2054)	22
Figure II -4: Courbe de la consommation intégrale (2054).....	22

Chapitre III diagnostic de réseau d aep

Figure III-1 : Répartition linéaire des conduites de distributions selon la nature de matérieau.....	25
Figure III-2:équipement de forage hassaina F1	26
Figure III-3: Forage Hassainia F2	27
Figure III-4: forage HASSAINIA F3	27
Figure III-5 : station de pompage	28
Figure III-6 Réservoir 500 m3 HASSAINIA	30
Figure III-7:résultat de simulation en cas de point à l'horizon 2024.....	33
Figure III-8: résultat de simulation en (cas de point + incendie)à l'horizon 2024	33
Figure III-9:résultat de simulation en cas de point à l'horizon 2054.....	33
Figure III-10: résultat de simulation en (cas de point + incendie)à l'horizon 2054	33

Chapitre IV Etude de réservoir

Figure IV-1 : conduite d'arrivée par le haut.....	41
Figure IV-2 : conduite d'arrivée par le bas	41
Figure IV-3:Conduite de départ	42
Figure IV-4: Conduite de vidange.....	42
Figure IV-6: Courbe apport – consommation.	46

Chapitre V Réhabilitation de réseau d aep

Figure V-1 Vitesses et pressions pour le cas de Pointe.	57
Figure V-2 :Vitesses et pressions pour le cas de Pointe + incendie.....	60

Chapitre VI Calcule hydraulique de l'adduction

Figure VI-1 schéma de l'adduction par refoulement.....	69
Figure VI-2 :Courbe d'optimisation du tronçon F1 SP.....	72
Figure VI-3 : Courbe d'optimisation du tronçon SP 1-R 2	75
Figure VI-4 : les courbes caractéristiques de cette pompe	76

Chapitre VII Protection contre le régime transitoire

Figure VII-1 Fonctionnement d'un réservoir d'air.....	80
---	----

Chapitre VIII Pose de canalisation et accessoire

Figure VIII-1 : Robinet vanne à opercule.....	88
Figure VIII-2 :Vannes papillon	89
Figure VIII-3 : Clapet anti retour	89
Figure VIII-4 : ventouses	90
Figure VIII-5 :régulateurs de pression	90
Figure VIII-6 : Coupe de la tranchée.....	93
Figure VIII-7 : Pose de canalisation en terrien naturelle	94

Chapitre IX Management de projet

Figure IX-1 : Réseaux à nœuds et calcul du temps de réalisation du réseau d'adduction et distribution.	104
---	-----

Liste Des tableaux

Chapitre I Présentation de la zone d'étude

Tableau I-1 : Variations de la température à la station de Dar El Beida 1980-2010 (ONM)	6
Tableau I-2:Précipitations moyennes mensuelles (1990-2016).....	6
Tableau I-3 :Caractéristiques des Forages existants de HASSAINIA	8

Chapitre II Estimation des besoins

Tableau II-1 : Estimation de la population RGPH 2008	11
Tableau II-2 : Estimation de la population future	12
Tableau II-3 : Evaluation des besoins domestiques	12
Tableau II-4 : Evaluation des besoins scolaires	13
Tableau II-5 : Evaluation des besoins sanitaires	13
Tableau II-6 : Evaluation des besoins socioculturels	13
Tableau II-7: Récapitulation des besoins en eau de la ville.	14
Tableau II-8: Débite de fuites.....	14
Tableau II-9: Consommation maximale minimale journalière.....	15
Tableau II-10 : variation du coefficient β_{max}	17
Tableau II-11: variation du coefficient β_{min}	18
Tableau II-12: Débits (max et min) horaires pour chaque horizon	18
Tableau II-13: Répartition des débits horaires (horizon 2024).....	18
Tableau II-14 : Répartition des débits horaires (horizon 2054).....	20

Chapitre III Diagnostic hydraulique de réseau d aep

Tableau III-1 : Répartition des tronçons par nature du matériau	24
Tableau III-2 Caractéristiques des Forages existants de HASSAINIA	25
Tableau III-3 Caractéristiques des équipements de la station de pompage	28
Tableau III-4 : Caractéristiques des équipements de la station de pompage	29
Tableau III-5 : Conduite de refoulement	29
Tableau III-6 : Caractéristiques des réservoirs 1	30
Tableau III-7 : Caractéristiques des réservoirs 2	30

Chapitre IV Etude de réservoir

Tableau IV-I:Evaluation du volume résiduel du réservoir R1.	47
--	----

Chapitre V Réhabilitation de réseau d' aep

Tableau V-1 : Calcul des débits nodaux du réseau projetécas de pointe :	52
Tableau V-2 : Résultat des Caractéristiques Hydrauliques et diamètres des tronçons (cas depointe).	54
Tableau V-3 : Résultat charge et pression des nœuds (Cas de pointe).....	56
Tableau V-4 : Résultat des Caractéristiques Hydrauliques et diamètres des tronçons (Cas depointe+ incendie).	58
Tableau V-5 : Résultat charge et pression des nœuds cas de pointe+ incendie	59

Chapitre VI calcule hydraulique de l'adduction

Tableau IV-5 : Résultat charge et pression des nœuds cas de pointe+ incendie.....	59
Tableau VI-1 :Caractéristiques des forages existants et projetés	69
Tableau VI-2 :Caractéristique des forages	70
Tableau VI-3 :Caractéristique du tronçon F1- SP.....	70
Tableau VI-4 :Calcul de la Hmt du tronçon F 1 - SP 1.	71
Tableau VI-5 :Les frais d'exploitation du tronçon F1 - SP1.	71
Tableau VI-6 : Les frais d'amortissement du tronçon F1- SP1.....	72
Tableau VI-7 : Calcul du bilan du trançon SP 2 – R 2.	72
Tableau VI-8 :Caractéristique du tronçon SP - R 2.....	73
Tableau VI-9 :Calcul de la Hmt du tronçon SP - R 2.....	73
Tableau VI-10 : Les frais d'exploitation du tronçon SP - R 2.....	73
Tableau VI-11 : Les frais d'amortissement du tronçon SP - R 2.	74
Tableau VI-12 :Calcul du bilan du trançon SP – R 2.	74
Tableau VI-13 :les différentes variante de pompes possibles	76

Chapitre VII protection contre le régime transitoire

Tableau VII-1 : Les caractéristiques de l'adduction 1.....	81
Tableau VII-2 : Les caractéristiques de l'adduction 2.....	81
Tableau VII-3 : Calcul de la valeur du coup de bélier de l'adduction.....	82
Tableau VII-4 : Caractéristiques de Profil en long de la conduite de refoulement.....	83
Tableau VII-5 : Caractéristiques de profil en long de la conduite de refoulement. (forage, station) ...	85
Tableau VII-6 : : Caractéristiques de profil en long de la conduite de refoulement. (Station réservoir)	86

Chapitre IX Mangement de projet

Tableau IX-1 : Calcul des différents volumes de terrassement.	100
Tableau IX-2 : Volumes et montant total des travaux de terrassement	100
Tableau IX-3 : Montant des travaux de pose pour chaque diamètre	101
Tableau IX-4 : Coût total des travaux.	101
Tableau IX-5 : temps de réalisation des opérations de réseau de distribution et adduction.	102
Tableau IX-6:Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération sur chantier.	103

Liste des planches

Planche 01 : Plan de réseau existante

Planche 02 : plan de réseau projeté

Planche 03 : plan de profil en long de conduite d'adduction

Planche 04 : Plan des nœuds

INTRODUCTION GENERALE

L'eau est une source de la vie et de développement, comptée parmi les richesses naturelles les plus précieuses avec une importance considérable pour le développement sociale et économique du pays.

Afin de fournir de l'eau potable aux consommateurs, elle doit passer par un système d'alimentation qui est dimensionné pour un certain horizon, et commence à perdre ses performances hydrauliques avec le temps

Notre étude va porter sur L'agglomération de chef-lieu de la localité de HASSAINIA wilaya de BLIDA qui reconnaît actuellement un problème crucial en point de vue alimentation en eau potable. Devant de telles situations, il est impératif de concevoir des systèmes judicieux d'adduction, de stockage, et de distribution ainsi qu'une gestion efficace afin de satisfaire la demande et de pallier les pertes.

Dans ce cadre s'inscrit le thème de notre mémoire intitulé : Diagnostic et étude de dimensionnement du Système d'AEP de localité de HASSAINIA (W. BLIDA).

L'objectif de ce travail consiste à faire un diagnostic du réseau existant et détecter tous les problèmes que cette dernière rencontre pour améliorer l'approvisionnement en eau potable de la ville et pour assurer la bonne alimentation en eau potable à l'horizon de 2054. Pour cela on divise notre travail en neuf chapitres principaux :

- Présentation de la ville
- Estimation des besoins en eaux
- Diagnostic du Système d'AEP Existant
- Etude du réservoir
- Etude du réseau de distribution
- Adduction et pompage
- Protection des conduites contre le coup de bélier
- Pose de canalisation et accessoires
- management de projet.

Chapitre I présentation de La zone D'étude

I. Présentation de la zone d'étude

I.1 Introduction :

Avant de débiter tout projet visant à fournir de l'eau potable, il est impératif de réaliser une analyse exhaustive du site afin de comprendre en détail ses spécificités et les facteurs qui auront une incidence sur la conception du projet. Ces éléments comprennent la géographie, la topographie, et la géologie locale, ainsi que les conditions climatiques, démographiques, et hydrauliques. En outre, il est essentiel d'évaluer les performances du système d'alimentation en eau actuellement en place dans la commune afin de prendre les mesures nécessaires lors de la mise en œuvre des travaux.

I.2 Présentation de la localité de hassainia

Notre site d'étude fait partie de la commune de **BOUINAN** qui se situe sur la partie EST de MITIDJA et cette commune relève du cadre administratif de la Wilaya de Blida. Les limites Administratif sont :

- Les communes **BOUFARIK** et **CHEBLI** Au Nord.
- Les communes de **CHREA** et **HAMMAM MELOUANE** au Sud.
- La commune de **BOUGARA** à l'Est.
- La commune de **SOUMAA** à l'Ouest.

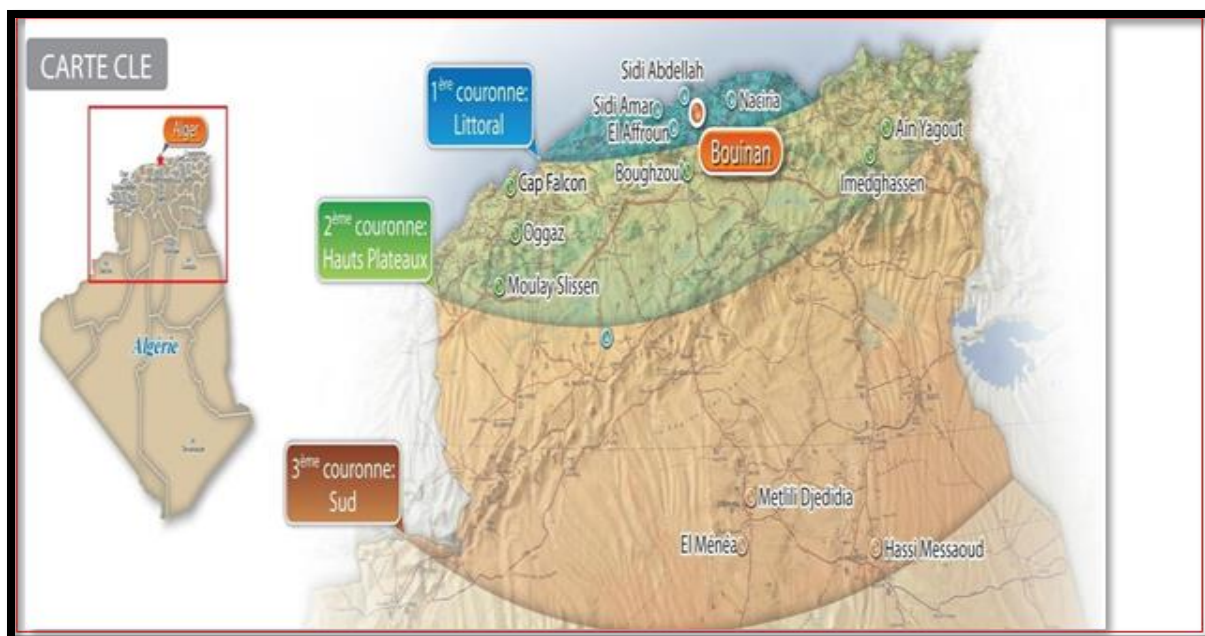


Figure I-1 : Situation de la ville de BOUINAN

L'agglomération de **HASSAINIA** est localisée à l'Est du chef-lieu, au Sud de la route nationale n°29. Elle s'étend sur une superficie de 125ha

Elle est limitée :

- Au Nord : par la route nationale N°29.
- A l'Est : limite communale, piémont.
- Au Sud : par des terres agricoles classe 2, piémont, cimetière.
- L'Ouest : par Oued el Had

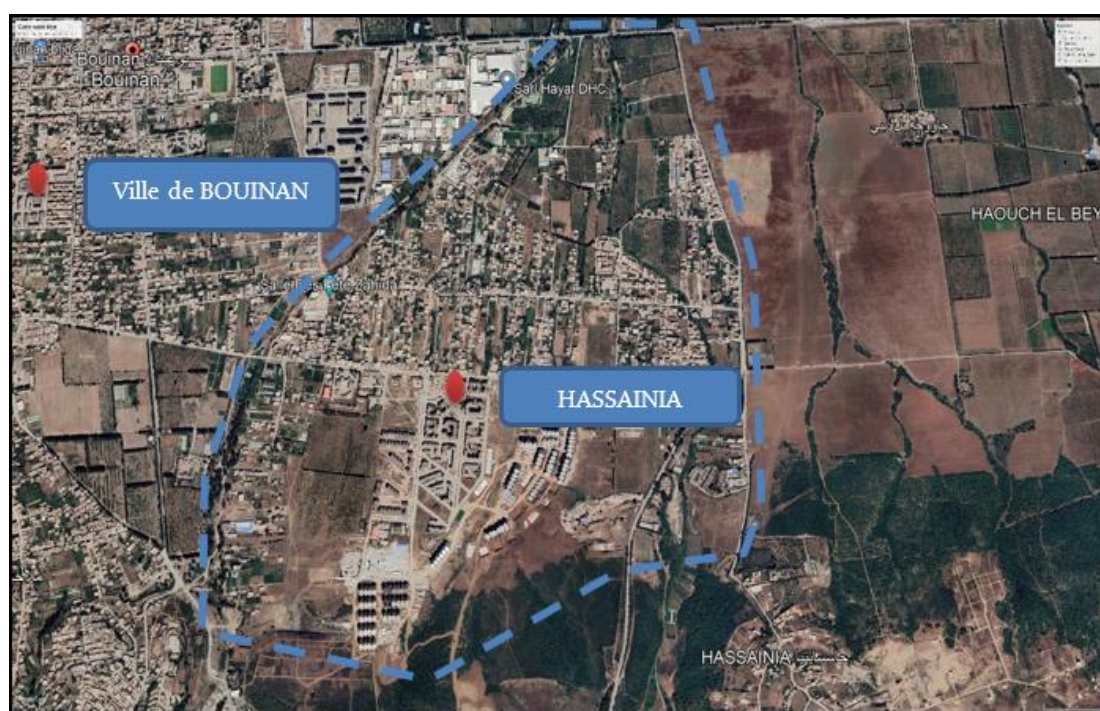


Figure I-2 : Situation de l'agglomération de HASSAINIA Photos satellitaire

Source :(Google Earth).

I.3 Topographie de la zone d'étude :

La ville de **BOUINAN** est située sur l'Atlas **BLIDIEN**, elle se divise en deux zones, une zone plaine de basse dénivelée et une zone collinaire de haute dénivelée, l'altimétrie du site se situe entre les cotes topographiques de 75,90m et de 184,40m.

D'après la carte d'état majeure de BOUFARIK N° NJ 31 III 4 EST notre région est presque plate et composé de deux types de reliefs :

- Au Nord : la plaine de la Mitidja
- Au Sud : les contreforts de l'Atlas BLIDIEN.

Ce relief présente un dénivelé allant du Sud vers le Nord.

Pour notre zone d'étude, qui se situé au pied des montagnes de l'atlas BLIDIEN est caractérisée par des pentes assez forte en amont puis faible en aval.

La ville de **BOUINAN** fait partie de la plaine de la Mitidja, les terres sont généralement

fertiles, elles sont constituées essentiellement par les alluvions (argile, limon, sable), c'est une zone de dépôts de sédiments charriés par les cours d'eau qui la traversent.

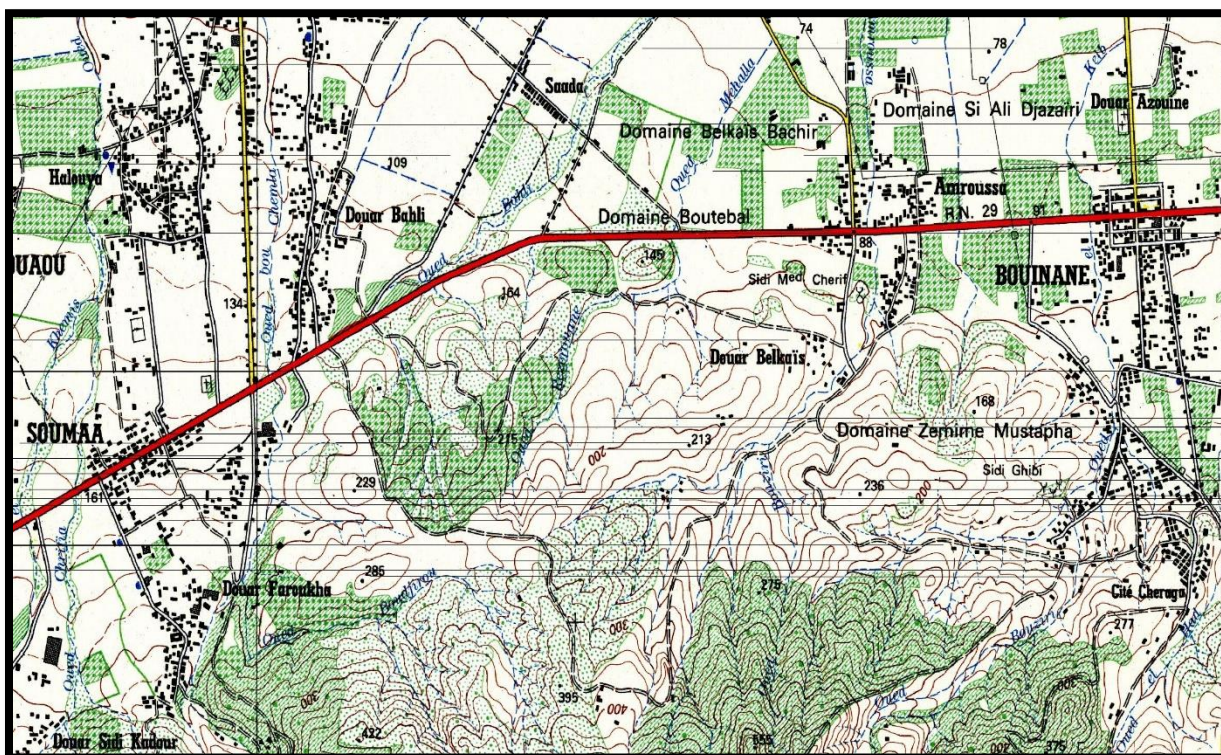


Figure I-3: Plan de situation

(Extrait de la carte d'état-major BOUFARIK N° NJ 31 III 4 EST ECHELLE 1/50.000)

I.4 Situation géologique :

La ville de Bouinane fait partie de la Mitidja, alors sa nature géologique est très riche par des terres fertiles constituée essentiellement par les alluvions (argile, limon, sable), ce sont les terres les plus fertiles de la Mitidja, représentant plus de 50% de sa composition géologique, ces terres sont les plus favorables pour les exploitations agricoles.

I.5 Situation climatologique :

I.5.1 Le climat :

Le climat est de type méditerranéen, il est caractérisé par deux saisons, la première sèche et chaude débute pratiquement au mois de Mai et s'étend à septembre et l'autre humide et froide s'étale du mois d'octobre à Avril.

I.5.2 Température :

Les observations effectuées à la station de Dar El Beida sont les plus complètes et

les plus régulières. Elles sont représentatives de la Mitidja orientale.

Tableau I-1 : Variations de la température à la station de Dar El Beida 1980-2010 (ONM)

	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Moyenne interannuelle
Mo y	23,5	20,1	15,4	12,5	11,13	11,6 5	13,25	15,05	18,33	22,2	25,2	26,1	17.88
Min	17,6	14,2	10	6,9	5,6	5,1	7,1	9,4	13	16,5	19	20,1	12.04
Ma x	29,5	26,0	20,8	18,1	16,66	18,2	19,4	20,7	23,66	28	31,4	32,1	23.72

Source : ANRH Blida (2017)

On peut distinguer dans cette série deux périodes :

- Une période froide s'étalant depuis Novembre jusqu'à Avril.
- Une période chaude s'étalant de Mai jusqu'à Octobre.

La température a une influence important sur la viscosité de l'eau.

I.5.3 Pluviométrie :

Les précipitations moyennes mensuelles sur une période d'observation de 26 ans (1990-2016) pour la stations (Soumâa), Sont obtenues en faisant la somme de tous les mois des années d'observation et en calculant la moyenne par la suite.

Tableau I-2:Précipitations moyennes mensuelles (1990-2016)

Mois	Sept	Oct.	Nov.	Dec	Janv	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout
P (mm)	30.2	59.2	93.5	89.8	110.7	84.1	69.0	65.9	54.2	6.4	1.7	7.7

Source : ANRH de Blida (2017)

L'analyse des variations des précipitations montre que la période pluvieuse s'étalant du mois de Novembre au mois de Février avec un maximum de 110.7mm au mois de Janvier

Les mois de juin, juillet et Aout sont les plus secs, avec un minimum de précipitation au mois de Juillet.

I.5.4 Humidité :

L'humidité relative de l'air varie entre 77% et 80% dans la zone d'étude.

I.6 Situation géologique :

La géologie étudie la nature du sol, qui détermine le mode de réalisation des tranchées et les engins à utiliser. Les faciès géologiques du périmètre d'étude sont formés d'une épaisse couche de sédiments alluvionnaires, quaternaires d'alluvions des terrasses basses, et des terrasses de vallées. La partie sud est occupé par des montagnes qui ont une composition géologique variable : des roches constituées d'argiles, de marnes, degrés et de quartzites.

I.6.1 Sismicité :

Selon le règlement parasismique algérien RPA 2003 survenu suite au séisme du 21/05/2003, le territoire algérien est partagé en cinq zones de sismicité croissante :

- Zone 0 : de sismicité négligeable.
- Zone I : de sismicité faible.
- Zone II : de sismicité moyenne.
- Zone III : de forte sismicité. La ville de Bouinane se trouve dans la zone territoriale où l'intensité sismique est non négligeable, car elle se situe au-dessus de la faille tectonique qui sépare le continent Africain du continent Européen, c'est une zone à moyenne sismicité Zone II

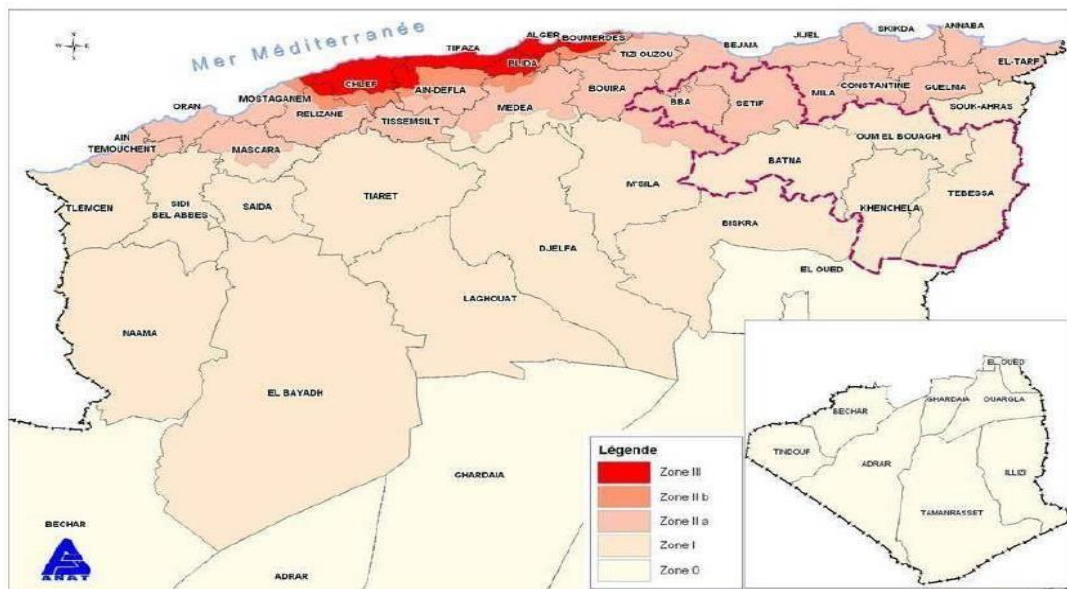


Figure I-4: Carte sismique d'Algérie.

Source : RPA 2003

I.7 Hydrographie :

Le réseau hydrographique du site de la ville est constitué de nombreux oueds. Ces oueds ont un débit presque nul durant la saison sèche, mais durant la saison des pluies leurs débits augmentent considérablement en charriant des terres et du sable.

Une partie importante de ces eaux s'infiltré dans le sol notamment au niveau de la zone de plaine mais dans le cas des sols hydro morphes.

I.8 Présentation hydraulique :**I.8.1 Champs de captage de hassainia :**

La zone d'étude est alimentée essentiellement à partir de trois forages situés dans. Le champs captage de **HASSAINIA**, qui donne un débit de 36 l/s vers la station de reprise puis vers le réservoir de stockage de 1000 m³

Le tableau suivant résume les caractéristiques géographiques et géométriques des trois Forage existant de HASSAINIA à savoir F1 et F2. F3

Tableau I-3 :Caractéristiques des Forages existants de HASSAINIA

FORAGE	Coordonnées UTM			Date de réalisation	Profondeur	Niveau statique NS	Niveau Dynamique ND	Débit d'exploitation
	X (km)	Y (km)	Z (km)					
					m	m	m	L/s
Forage F1	500.448	4041.26	70.29	2001	150	80	108	12
Forage F2	500.336	4044.073	75.9	2008	150	75	104	12
Forage F3	500.569	4044.382	73.06	2008	150	80	108	12

La nouvelle ville de Bouinan est alimenté d'un système d'adduction composé de d'un champ de captage (KHODEM), une station de pompage 2000 m3 et un réservoir de stockage et de distribution 2 x 5000 m3.

Une conduite a été réalisé en DN 250 mm et en 200 mm à partir du 500 mm sortant du 2 x 5000mm, ce raccordement a pour objet de renforcé l'alimentation en eau potable d'une grande partie de la ville de BOUINAN et la localité de HASSAINIA.

Le débit de renforcement de la localité de HASSAINIA est estimé à 10 l/s

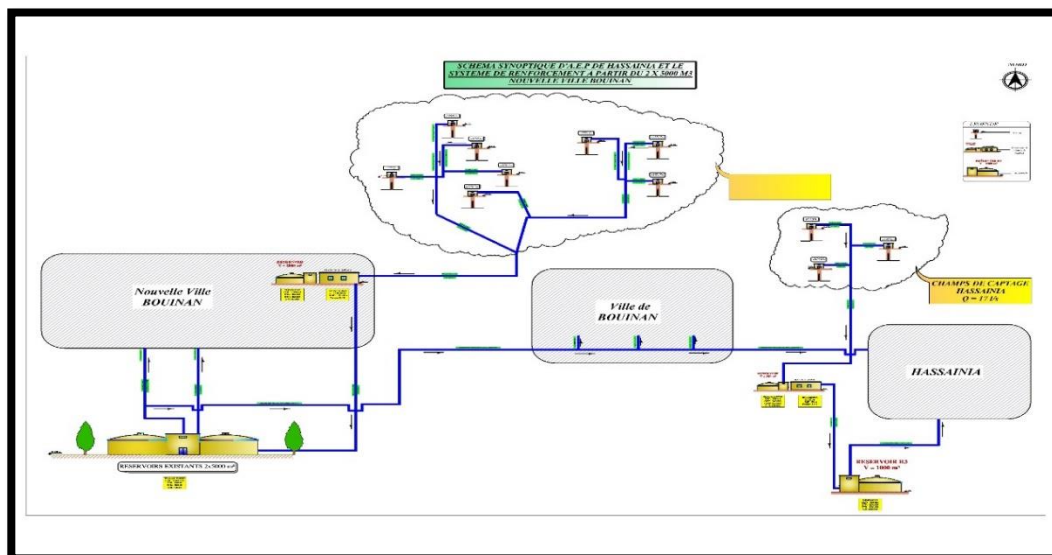


Figure I-5: Schéma synoptique du réseau d'aep de hassainia + le renforcement à partir du 2x5000 m3 nouvelle ville bouinane.

I.9 Conclusion :

Dans cette section, notre objectif était de fournir une vue d'ensemble complète de notre région d'étude, en couvrant ses aspects géographiques, hydrauliques, climatologiques et démographiques. Ces informations constitueront la base pour la transition vers le prochain chapitre et seront particulièrement utiles pour l'estimation des besoins en eau et l'élaboration ce projet.

Chapitre II Estimation des besoins

II. Estimation des besoins

II.1 Introduction :

Ce chapitre se consacre à évaluer les demandes en eau de l'agglomération. Lesquelles sont principalement déterminées par la croissance démographique. Le style de vie de la population et les infrastructures déjà en place. Cette évaluation prend en considération l'évolution démographique à différents moments dans le temps.

II.2 Estimation de la population :

En 2008. La population centre de HASSAINIA était de **5882** habitants. (Source A.P.C de Bouinane .

Le tableau suivant nous donne le résumé du recensement de la population de l'année 2008 de l'agglomération secondaire HASSAINIA.

Tableau II-1 : Estimation de la population RGPH 2008

COMMUNE DE Bouinane	Nb habitants RGPH 2008
A.S HASSAINIA	2322
890 logements FADES LSL	3560
TOTAL	5882

(Source :APC bouinane)

Etant donné que la ville est en pleine extension. nous travaillons pour un horizon

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

Avec :

- P_n : population située à l'horizon prévu ;
- P_0 : population de base ou de l'année de référence (2024) ;
- n : nombre d'année séparant l'horizon de calcul de l'année de référence ;
- T : le taux d'accroissement annuel de la population en (%) dépend de plusieurs facteurs :
 - - Du niveau de vie de la population ;
 - - Du développement socioculturel ;
- Le taux d'accroissement d'après l'A.P.C de ce taux est de 2.8%.

Tableau II-2 : Estimation de la population future

COMMUNE DE Bouinane	P0 2008	ACTUEL 2024	Population (2054)
Années de référence	2008	2022	2054
A.S HASSAINIA	2322	3281	7513
890 logements FADES LSL	3560	3560	8152
700 logements	0	2800	6412
TOTAL	5882	9641	22077

(Source :APC Bouinane)

II.3 Estimation des besoins en eau :

II.3.1 Consommation moyenne journalière :

La consommation moyenne journalière est le produit de la norme unitaire moyenne journalière. Exprimé en mètre cube par jour.

$$Q_{moy.j}=(Q_i.N_i)/1000 \quad [l/j]..... (II.2)$$

Avec :

- $Q_{moy.j}$: consommation moyenne journalière en m³/j ;
- Q_i : dotation journalière en l/j/hab ;
- N_i : nombre de consommateurs ;

II.3.2 Besoin en eau par catégorie de consommateur :

II.3.2.1 Besoin domestique :

Tableau II-3 : Evaluation des besoins domestiques

Villages	2024			2054			
	Popu latio n	Dotation (l/j/hab)	Q _{moyj} (m ³ /j)	Population	Dotation (l/j/hab)	Q _{moyj} (m ³ /j)	Q _{moyj} (l/s)
A.S HASSAINIA	3281	150	492.150	7513	180	1352.34	15.65
890 logements	3560	150	534	8152	180	1467.36	16.98
700 logements	2800	150	420	6412	180	1154.16	13.35
Totale	9 641	150	1446.150	22077	180	3973.86	45.99

Source :(Dre Bouinane)

II.3.2.2 Besoin scolaires :

Les résultats de l'évaluation des besoins scolaires sont représentés dans le tableau suivant

Tableau II-4 : Evaluation des besoins scolaires

Villages	Equipement	Nombre	Effectif (élèves)	Dotation (l/jr/élève)	Q _{moyj} (m ³ /j)
Hassainia Centre	Ecole primaire	2	716	15	21.48
	Ecole CEM	1	270	15	4.05
	Ecole Lycée	1	230	15	3.45
890 logts + 700 logts	Ecole primaire	1	250	15	3.75
	CEM	1	570	15	8.55
Total					41.28

(Source : Dre de Bouinane)

II.3.2.3 Besoin publique :

Notre zone d'étude est équipée par une salles de soin. Les besoins publique sont mentionnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II-5 : Evaluation des besoins sanitaires

Villages	Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q _{moyj} (m ³ /j)
HASSAINIA Centre	Centre de santé	Patient	20	20	0.4
Totale					0.4

(Source :DRE Bouinane)

II.3.2.4 Besoin socioculturels :

Les résultats de calcul des besoins socioculturels sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau II-6 : Evaluation des besoins socioculturels

Villages	Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q _{moyj} (m ³ /j)
HASSAINIA Centre	1 Stade	Adhèrent	250	20	5
	1 Mosquée	Fidèle	1200	15	18
	Siege A.P.C.	Employé	15	15	0.225
	Algérie poste	Employé	10	15	0.15
Total					23.375

(Source :Dre Bouinane)

II.4 Besoin en eau totaux :

Les besoins en eau totaux incluent à la fois les demandes domestiques et celles des équipements publics. Les conclusions de ces évaluations sont synthétisées dans le tableau II.7 En vue d'anticiper les futurs développements et extensions.

Tableau II-7: Récapitulation des besoins en eau de la ville.

Catégorie des besoins	$Q_{moyj} (m^3/j)$ 2024	$Q_{moyj} (m^3/j)$ 2054
Domestiques	1446.150	3973.86
Scolaires	41.28	41.28
Sanitaires	0.4	0.4
publiques	23.375	23.375
Totale	1511.205	4038.915

Il faut prendre en compte les fuites et le gaspillage. Donc on adopte une majoration de 15%

Tableau II-8: fuites et gaspillag

Horizon	Fuite es gaspillag	$Q_{moyj} (m^3/j)$
2054	1.5	4644.75225

II.5 Variation de la consommation journalière :

C'est la consommation d'eau du jour le moins chargé de l'année. Elle est définie à partir du coefficient minimal journalier qui est déterminé comme étant le rapport de la consommation minimale journalière et la consommation moyenne journalière.

II.5.1 Consommation maximale journalière :

La consommation maximale journalière représente la journée de l'année où la consommation en eau est la plus grande. elle est définie par un coefficient d'irrégularité journalière maximale $K_{max,j}$. qui est donné par le rapport suivant :

$$K_{max,j} = \frac{Q_{maxj}}{Q_{moyj}} \dots \text{(II.3)}$$

Avec :

$Q_{max,j}$: consommation maximale journalière (m^3/j)

$Q_{moy,j}$: consommation moyenne journalière (m^3/j)

$K_{max} \in [1.1-1.3]$.

On prend : $K_{max,j} = 1.3$ D'où: $Q_{max,j} = 1.3 * Q_{moy,j}$

II.5.2 Consommation minimale journalière :

Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière minimum noté

$K_{min,j}$, il est donné par le rapport suivant :

$$K_{minj} = \frac{Q_{minj}}{Q_{moyj}} \dots\dots\dots (II.4)$$

Avec :

$Q_{min,j}$: consommation minimale journalière (m^3/j)

$Q_{moy,j}$: consommation moyenne journalière (m^3/j)

$K_{min} \in [0.7 - 0.9]$

On prend : $K_{min,j} = 0.8$ D'où: $Q_{min,j} = 0.8 * Q_{moy,j}$

Tableau II-9: Consommation maximale minimale journalière

Horizons	Q'moy jr		Kmax jr	Qmax jr		Kmin jr	Qmin jr	
	m ³ /j	l/s		m ³ /j	l/s		m ³ /j	l/s
2024	1737.8857	20.1144	1.3	2259.251	26.14874 392	0.8	1390.30	16.09
2054	4644.7522	52.89	1.3	6038.17	68.76	0.8	3715.80	42.31

II.5.3 Détermination des consommations horaires :

Pour la vérification des calculs des débits horaires on utilise deux méthodes

a) 1^{ère} méthode :

Cette méthode consiste à déterminer le débit moyen horaire. Ensuite on détermine les débits horaires maximum et minimum. On tient compte les coefficients horaires qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération

II.5.4 Débit moyenne horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la formule suivant

$$Q_{moyh} = \left(\frac{Q_{maxj}}{24} \right) (m^3/h) \dots\dots\dots (II.5)$$

Q_{moyh} : débit moyen horaire (m³/j)

Q_{max jr} : débit maximum journalier (m³/j)

II.5.4.1 Débit maximum horaire :

Ce débit correspond à l'heure de pointe où la consommation est la plus importante durant la journée. On l'utilise pour le dimensionnement du réseau de distribution.

Le débit maximum horaire est donné par la formule suivante.

$$Q_{maxh} = K_{maxh} * Q_{moyh} \dots\dots\dots (II.6)$$

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

Q_{max.h} : débit maximum horaire en m³/h

K_{max.h} : coefficient maximal d'irrégularité de la consommation horaire

Le coefficient maximum horaire est calculé par la formule suivante :

α_{max} : coefficient qui dépend des habitudes de la population et le niveau de développement. Il varie de 1.2 à 1.4

On prend **α_{max} = 1.2**

β_{max} : coefficient qui dépend de l'accroissement de la population. il est

donnée par le Tableau suivant :

Tableau II-10 : variation du coefficient β_{max}

Population (hab) (10^3)	1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	100	300
β_{max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.03

II.5.5 Débit minimum horaire :

Le calcul de ce débit est important pour le dimensionnement mécanique de la conduite et pour la détection des fuites.

Le débit minimum horaire est donné par la formule suivante [1] :

$$Q_{minh} = K_{minh} * Q_{moyh} \text{ (m}^3\text{/h)(II.9)}$$

Avec : - Q_{minh} : débit minimum horaire (m^3/h)

- Q_{moyh} : débit moyen horaire (m^3/h)

- K_{minh} : coefficient minimum horaire

Le coefficient minimum horaire est calculé par la formule suivante :

$$K_{minh} = \alpha_{min} * \beta_{min} \text{ (II.10)}$$

α_{min} : coefficient qui dépend des habitudes de la population et le niveau de développement. il varie de 0.4 à 0.6

On prend $\alpha_{min} = 0.5$

β_{min} : coefficient qui dépend de l'accroissement de la population. il est

Donnée par le Tableau

Suivant :

Tableau II-11: variation du coefficient β_{min}

Population (hab) (10^3)	1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	100	300
Bmin	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.7	0.83

Les différentes valeurs des débits horaires : moyenne. Maximal et minimal sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau II-12: Débits (max et min) horaires pour chaque horizon

Horizon	$Q_{moy\ h}$ (m ³ /h)	α_{max}	β_{max}	$K_{max\ h}$	α_{min}	β_{min}	$K_{min\ h}$	$Q_{max\ h}$ (m ³ /h)	$Q_{min\ h}$ (m ³ /h)
2024	94.13	1.2	1.3	1.56	0.55	0.4	0.22	146.84	20.70
2054	251.59	1.2	1.21	1.452	0.55	0.56	0.308	365.30	77.48

b) 2^{ème} méthode :

Cette méthode nous permet de déterminer la répartition des débits en chaque heure. Qui varie d'une agglomération à une autre en fonction du nombre d'habitants

II.5.6 Régime de consommation horaire :

La variation des débits horaires est exprimée en pourcentage par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération. En 2024 par la relation suivante :

Tableau II-13: Répartition des débits horaires (horizon 2024)

Heurs	Consommation totale $Q_{max,j}=2259.25m^3/j$		Consommation cumulée	
	C %	M ³ /h	C %	M ³ /h
0 – 1	1	22.59	1	19.98
1 – 2	1	22.59	2	45.18
2 – 3	1	22.59	3	67.77
3 – 4	1	22.59	4	90.37
4 – 5	2	45.18	6	135.55
5 – 6	3	67.77	9	203.33
6 – 7	5	112.96	14	316.29
07-8	6.5	146.85	20.5	463.14
8 – 9	6.5	146.8	27	609.99
9 – 10	5.5	124.25	32.5	734.25
10-11	4.5	101.66	37	835.92

11-12	5.5	124.25	42.5	960.18
12-13	7	158.14	49.5	1118.32
13-14	7	158.14	56.5	1276.47
14-15	5.5	124.258	62	1400.73
15-16	4.5	101.66	66.5	1502.40
16-17	5	112.96	71.5	1615.36
17-18	6.5	146.85	78	1762.21
18-19	6.5	146.85	84.5	1909.06
19-20	5	112.96	89.5	2022.03
20-21	4.5	101.66	94	2123.69
21-22	3	67.77	97	2191.47
22-23	2	45.18	99	2236.65
23-24	1	22.59	100	2259.25
Total	100	2259.25	100	2259.25

D'après le tableau :

$$Q_{\max h} = 158.14 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\min h} = 21.59 \text{ m}^3/\text{h}$$

Les résultats précédents de **Tableau.II.13** paramètre de tracer le diagramme à barre et courbe intégral de la consommation en eau (horizon 2024).

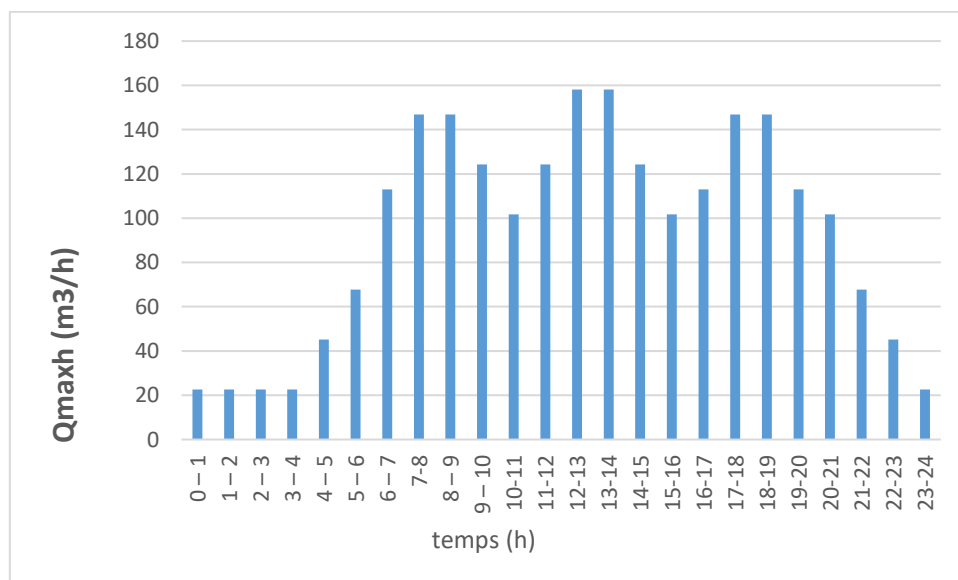


Figure II-1 :Graphique de la consommation horaire à l'horizon (2024)

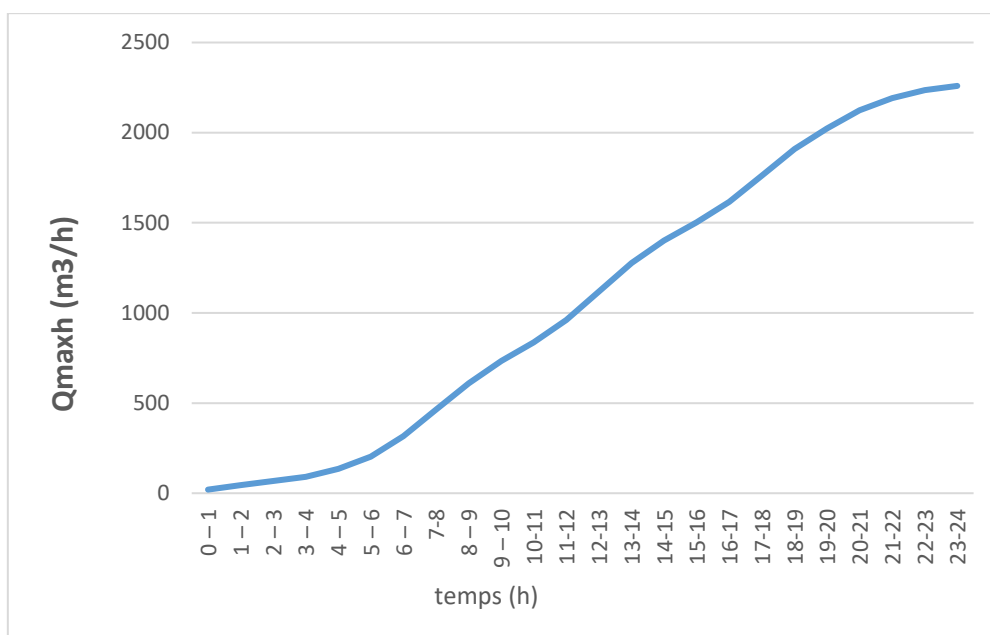


Figure II-2: Courbe de la consommation intégrale (2024)

La variation des débits horaires est exprimée en pourcentage par rapport au débit maximal journalier de l’agglomération. En 2054 par la relation suivante :

Tableau II-14 : Répartition des débits horaires (horizon 2054)

Heurs	Consommation totale Qmax,j=6038,17 m³/j		Consommation cumulée	
	C %	M³/h	C %	M³/h
0 – 1	1.5	90.57	1.5	90.57
1 – 2	1.5	90.57	3	181.14
2 – 3	1.5	90.57	4.5	271.71
3 – 4	1.5	90.57	6	362.29
4 – 5	2.5	150.95	8.5	513.24
5 – 6	3.5	211.33	12	724.581
6 – 7	4.5	271.71	16.5	996.29
7-8	5.5	332.09	22	1328.39
8 – 9	6.25	377.38	28.25	1705.78
9 – 10	6.25	377.38	34.5	2083.17

10-11	6.25	377.38	40.75	2460.55
11-12	6.25	377.38	47	2837.94
12-13	5	301.90	52	3139.85
13-14	5	301.90	57	3441.74
14-15	5.5	332.09	62.5	3773.86
15-16	6	362.29	68.5	4136.15
16-17	6	362.29	74.5	4498.44
17-18	5.5	332.09	80	4830.54
18-19	5	301.90	85	5132.45
19-20	4.5	271.71	89.5	5404.169
20-21	4	241.52	93.5	5645.69
21-22	3	181.145	96.5	5826.84
22-23	2	120.76	98.5	5947.60
23-24	1.5	90.572	100	6038.17
Total	100	6038.17		6038.177

D'après le tableau

$$Q_{\max h} = 377.38 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\min h} = 90.57 \text{ m}^3/\text{h}$$

Les résultants précédent de **Tableau.II.14** paramètre de tracer le diagramme à barre et courbe intégral de la consommation en eau (horizon 2054).

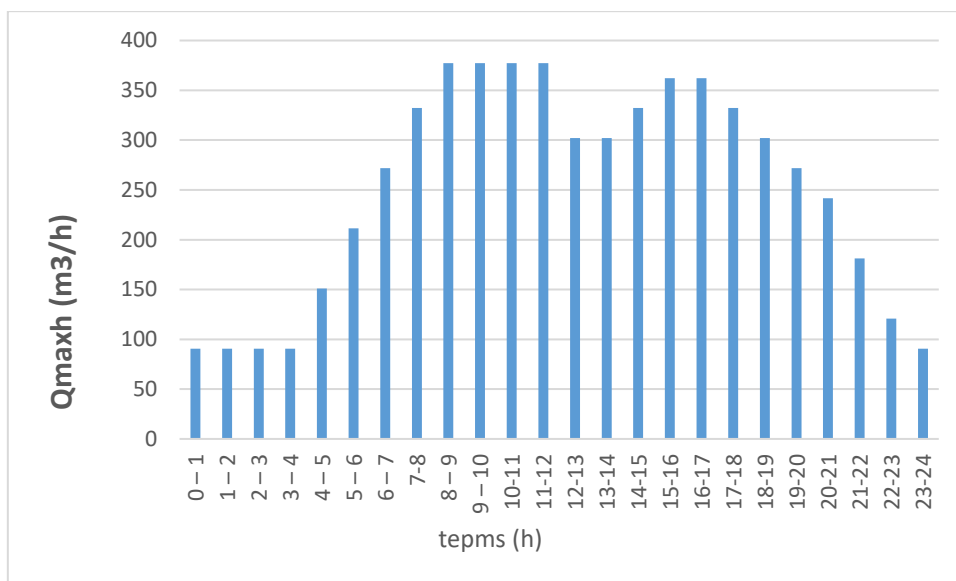


Figure II-3: Graphique de la consommation horaire à l’horizon (2054)

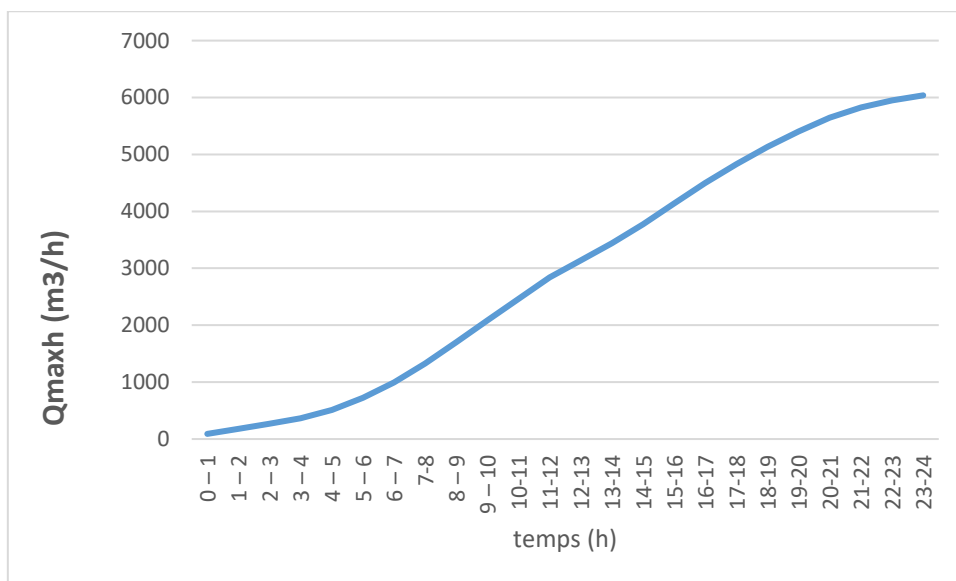


Figure II-4: Courbe de la consommation intégrale (2054)

II.6 Conclusion :

Dans ce chapitre. Nous avons calculé d’une façon estimative les besoins en eau potable pour chaque catégorie de consommateurs. Nous avons aussi déduit les différentes variations du débit dans le temps. Ces données sont nécessaires pour le dimensionnement des ouvrages composant notre système d’alimentation en eau potable

DIAGNOSTIC DU R'ÉSEAU D'AEP EXISTANT

III. DIAGNOSTIC DU RESEAU D'AEP

III.1 Introduction :

Dans cette section dédiée au "Diagnostic du e distribution ainsi que des infrastructures existantes, tout en examinant les conditions dans lesquelles ils opèrent. Un diagnostic à la fois physique et hydraulique s'avère essentiel pour atteindre nos objectifs. Ces évaluations visent à identifier les divers problèmes et points critiques du système de distribution d'eau potable, dans le but ultime de définir la meilleure approche pour sa réhabilitation efficace et le remettre dans des bonnes conditions de fonctionnement.

III.2 Diagnostic physique :

III.2.1 Objectif de l'étude de diagnostic :

L'étude de diagnostic de réseau d'alimentation en eau potable nous permet de juger l'état physique ainsi que le fonctionnement hydraulique de réseau, il s'agit d'identifier les dysfonctionnements pour nous aider de proposer des solutions, pour cela il faut déterminer les paramètres qui serviront à l'expertise du réseau de la localité HASSAINIA en effectuant :

- Une reconnaissance détaillée des lieux.
- Une enquête sur le réseau existant.

III.2.2 Etat physique du réseau de distribution :

Le réseau de distribution de HASSAINIA est de type ramifié couvre a 80 % la totalité de cette agglomération secondaire de BOUINAN. Le réseau qui a été réalisé au fur et à mesure du développement et de l'extension de la ville est constitué en grande partie entre Ø44 au Ø315 mm.

La longueur du réseau primaire et secondaire par diamètre et par matériau est donnée dans le tableau ci-joint :

Tableau III-1 : Répartition des tronçons par nature du matériau

Réseau de Distribution		
Matériau	longueur (m)	Longueur (%)
PEHD	6634.6153	40%
ACIER	1838.6146	12%
PVC	8105.1775	48%
Total	16578.04	100%

Le schéma ci-après représente la Répartition des conduites de distributions de la localité

EL Hassainia selon la nature de matériau :

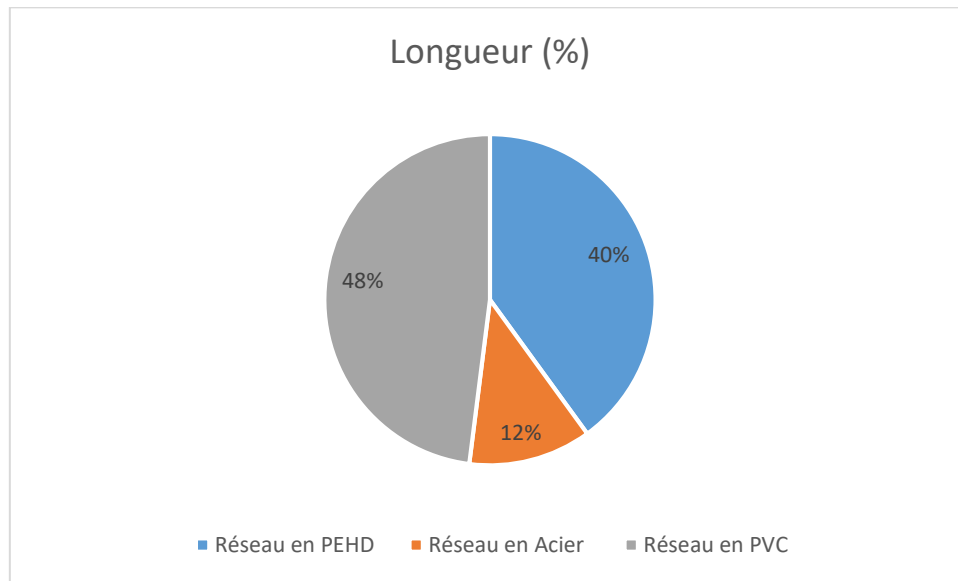


Figure III-1 : Répartition linéaire des conduites de distributions selon la nature de matériau

III.2.3 Ressource en eau :

La localité de HASSAINIA est alimentée actuellement par un champ de captage composé

Par

- Trois forages F1 ET F2 ET F3
- La production journalière totale des forages est de 36 l/s.
- Le débit de renforcement de la localité de HASSAINIA est estimé à 10l/s.

Tableau III-2 Caractéristiques des Forages existants de HASSAINIA

FORAGE	Coordonnées UTM			Date de réalisation	Profondeur	Niveau statique NS	Niveau Dynamique ND	Débit d'exploitation
	X (km)	Y (km)	Z (km)					
Forage F1	500.448	4041.26	70.29	2001	150	80	108	12
Forage F2	500.336	4044.073	75.9	2008	150	75	104	12
Forage F3	500.569	4044.382	73.06	2008	150	80	108	12

III.2.3.1 Forage F1 :

Ce forage est réalisé en 2001 Il refoule vers de station de pompage par une conduite de longueur de 4250 ml. Il se trouve dans la station de pompage.



Forage 1



Câble électrique non protégé



Corrosion considérable des conduites

Figure III-2:équipement de forage hassaina F1

Source :Dre Blida 2023

III.2.3.2 Forage F2 :

Ce forage est réalisé en 2008 Il refoule vers de station de pompage par une conduite acier Φ 200 mm sur une longueur de 4050 ml. Avec un debit de 12 l/s



Figure III-3: Forage Hassainia F2

Source :Dre blida 2023

III.2.3.3 Forage F3 :

Ce forage est réalisé en 2008 Il refoule vers de station de pompage par une conduite acier Φ 200 mm sur une longueur de 3925 ml. Avec un debit de 12 l/s



Figure III-4: forage HASSAINIA F3

Source : Dre Blida 2023

III.2.4 La station de pompage :

La station se trouve en très mauvaise état, ou il faire des travaux de rénovation des équipements, et des installations électriques et même les revêtements à l’intérieur et à l’extérieur de cet ouvrage.

Nous avons deux types de pompes installé dans cette station, la premier est de marque POVAL et la deuxième en panne est de type LOWSERV.

Les électropompes installées dans la station sont en mauvaise état.



Figure III-5 : station de pompage

Source : Dre Blida 2023

- **Equipement de station de pompage :**

Nous avons résumé l’état de la station de pompage dans le tableau ci-dessous.

Tableau III-3 Caractéristiques des équipements de la station de pompage

Désignations		Pompe 1	Pompe 2
Moteur	Marque	POVAL	LOREYSOMER
	Type	KIIR 200 LX2	LS 225MT
	Puissance	37 KW	45 KW
	Cos Φ	0,90	0,80

	Vitesse	2940 tr/min	2942 tr/min
	Tension	380 V/660 V	380 V/600v
	Rendement	91%	91%
Pompe	N° de série	POVAL	LOWSERV 80-65-250L
	Débit (m ³ /h)	108 m ³ /h	108 m ³ /h
	Etat	Moyen	En panne
Clapet	Diamètre (mm)	DN 100	/
	Pression (bar)	10	/

Tableau III-4 : Caractéristiques des équipements de la station de pompage

Désignation	Vannes d'aspiration	Vannes de Refoulement	Clapet
Diamètre (mm)	150	150	100
Pression	10	10	10

III.2.5 Etat de conduit de refoulement :

Le débit d'eau produit par les trois forages est acheminé vers la station de pompage 500 m³ HASSAINIA par une conduite en DN 250 mm acier PN16, sur une longueur de de 4250 ml, puis vers le réservoir 1000m³ par une conduite en DN 250 mm PN16 acier sur une longueur de 636 ml.

Tableau III-5 : Conduite de refoulement

Désignation	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Matériau
Forage HASSAINIA vers SP 500m ³ HASSAINIA	250	4250	Acier
SP 500m ³ HASSAINIA VERS R1000 m ³ HASSAINIA	250	636	Acier

III.2.6 Etat des réservoirs :

Nous avons dans notre localité deux principaux réservoirs :

III.2.6.1 Réservoir 500 m³

Le premier réservoir d'une capacité de 500 m³ semi enterré se situé au niveau de la station de pompage SP HASSAINIA a la cote de 144.00 m, assurant à la fois le rôle d'une bache a eau pour la station de pompage et le rôle de distribution vers l'agglomération.

Tableau III-6 : Caractéristiques des réservoirs 1

Type d'ouvrage	Capacité (m ³)	Cote radier	Cote trop plein	Emplacement
Réservoir Semi enterré R1	500	144	147	Sud de l'agglomération



Figure III-6 Réservoir 500 m3 HASSAINIA

Source : Dre blida 2023

III.2.6.2 Réservoir 1000 m³ :

Le deuxième réservoir 1000 m³ semi enterré situé à la cote 204 assurant la distribution des eaux potable vers HASSAINIA.

Tableau III-7 : Caractéristiques des réservoirs 2

Type d'ouvrage	Capacité (m ³)	Cote radier	Cote trop plein	Emplacement
Réservoir Semi enterré R2	1000	204	209	Sud de l'agglomération

III.3 Diagnostic hydraulique :

On procédera à une simulation des paramètres hydraulique du réseau de distribution à l'horizon actuel 2024 par une simulation à l'aide du logiciel Epanet pour déterminer les vitesses et les pressions dans le réseau à l'état actuel.

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

On détermine :

- ✓ La longueur de chaque tronçon,
- ✓ Les débits spécifiques,
- ✓ Les débits routes,
- ✓ Les débits aux nœuds.

On va simuler le réseau dans les deux cas de calcul suivant :

- Cas de pointe.
- Cas de pointe + incendie

III.3.1 Calcule les débits (cas de point)

a) Débit de point (route) :

$$Q_p = Q_{maxh} = \sum Q_r + \sum Q_{conc} \dots \dots \dots (III.1)$$

Avec : **Q_{maxh}** : débit consommé (l/s)

Q_r : est le débit en route globale (l/s).

Q_{conc} : Débit concentré (l/s), dans notre cas **Q_{conc} = 0**
Q_p : Débit de pointe (l/s).

$$AN : \sum Q_r = Q_p = Q_{maxh} = 158.14 \text{ m}^3/\text{h} = 43.92 \text{ l/s}$$

b) Débit spécifique :

Le débit spécifique c'est le débit transité à travers un mètre de conduite pendant une seconde, est définie comme étant le rapport entre le débit route et la somme des longueurs des tronçons où il y a une distribution en route.

$$An \ Q_{sp} = \frac{\sum Q_r}{\sum L_i} \quad (\text{l/s/ml}) \dots \dots \dots (III.2)$$

Avec : **∑ L_i** : Somme des longueurs des tronçons qui assurant la distribution en route.

∑ Q_r : est le débit en route globale (l/s).

$$Q_{sp} = \frac{43.92}{16578.40} = 0,0026491 \text{ l/s}$$

c) Débit en route de chaque tronçon :

Il est donné par la formule suivante : $q_{ri} = q_{sp} \times L_i$ [l/s](III.3)

Avec : q_{ri} : Débit en route de chaque tronçon (l/s).

q_{sp} : Débit spécifique (l/s/ml).

L_i : La longueur du tronçon (m).

d) Détermination des Débits aux nœuds :

Les débits aux nœuds ce sont des débits de consommation supposés pris au niveau des nœuds, Cette vérification nous permet de voir s'il y a une continuité des débits, alors on suppose que la moitié des habitants sont concentrés dans la première extrémité du tronçon étudié et l'autre moitié se trouvant dans l'autre extrémité (nœud) tel que :

$$Q_{Ni} = 0.5 \times \sum q_{ri} + Q_{conc} \dots\dots\dots(III.4)$$

Avec Q_i : est le débit du nœud.

Sachant que $\sum Q_{ni} = Q_p = 43.92$ l/s

III.3.2 Calcul des débits (Cas de point + incendie) :

Le calcul de ce cas se fait par la même méthode de celle en cas de pointe sauf on doit localiser le débit d'incendie 17 l/s donné par le réservoir d'eau dans le point le plus défavorable (le plus loin du réservoir d'eau et le plus haut) qui est dans notre cas le nœud 72 avec une altitude de 92.56

Dans ce cas le débit d'incendie sera considéré comme un débit concentré dans le nœud 77

$$Q_{ni} = 0.5 * \sum Q_{ri} + 17$$

Le débit véhiculé dans le réseau sera égal au débit de pointe + débit d'incendie donc : $Q_{maxh+inc} = 43.92 + 17 = 60.92$ l/s

III.3.3 Simulation Epanet :

On a introduit les données du réseau tel que les diamètres, les longueurs des canalisations, les altitudes et les demandes de base pour les nœuds, ainsi les caractéristiques du réservoir.

Dans ce qui suit les résultats de simulation: vitesse, perte de charge, pression et charge

✚ Pour les deux cas : pointe et pointe + incendie, les résultats de simulation sont repartis dans les tableau :

❖ cas de point :

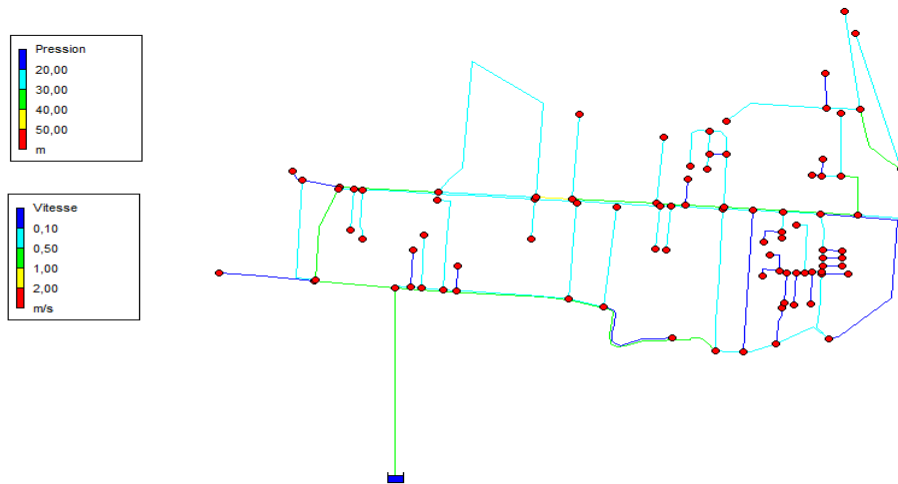


Figure III-7: résultat de simulation en cas de point à l’horizon 2024

❖ Cas point + incendie :

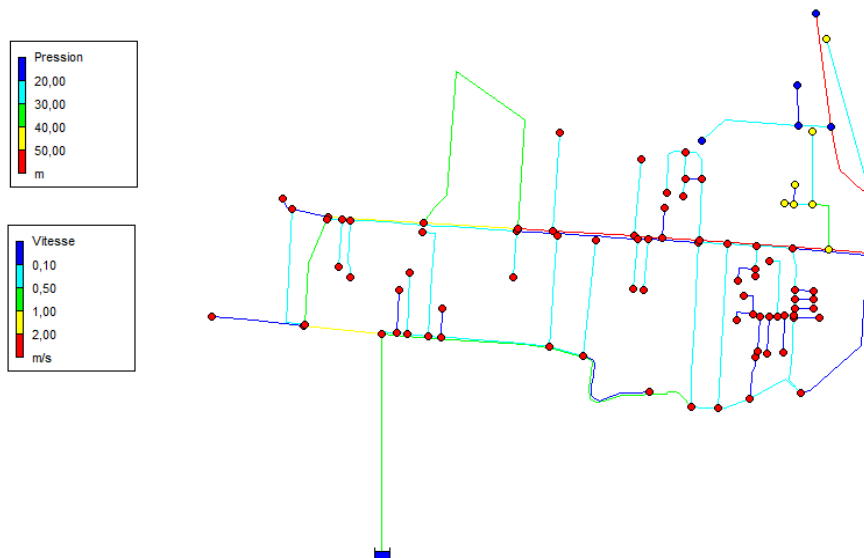


Figure III-8: résultat de simulation en (cas de point + incendie) à l’horizon 2024

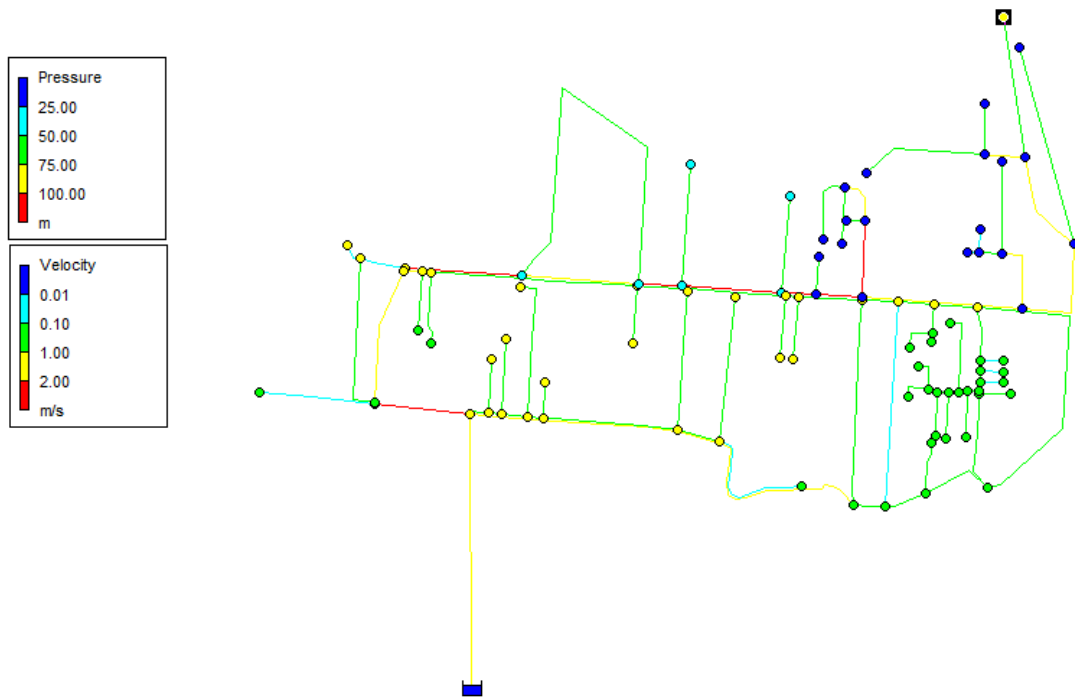


Figure III-9: résultat de simulation en (cas de point) à l'horizon 2054

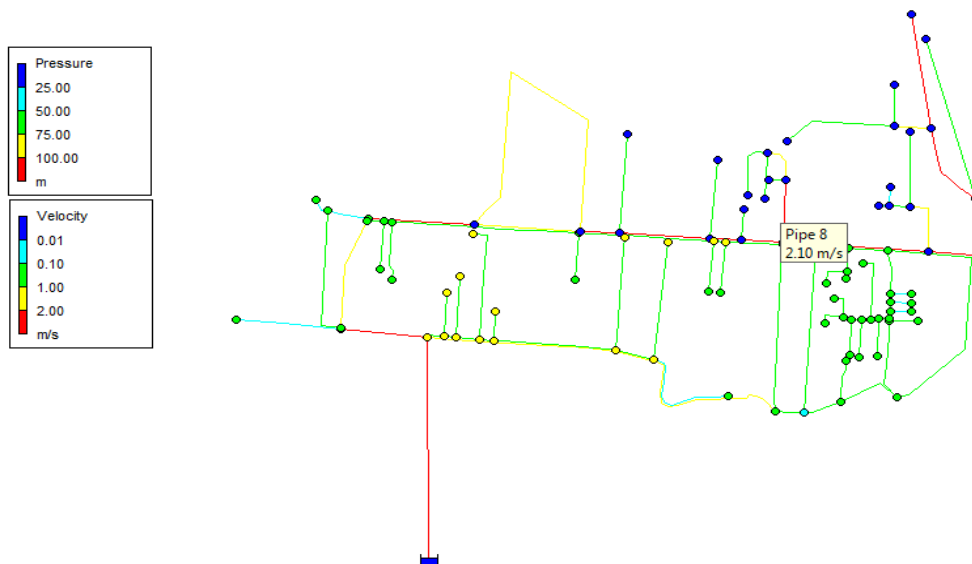


Figure III-10: résultat de simulation en (cas de point + incendie) à l'horizon 2054

III.4 Interprétation des résultats du diagnostic :

D'après le diagnostic physique et hydraulique du système d'alimentation en eau potable, et après les résultats de simulation qui sont repartis dans les tableaux III.7, III.8, III.9 et III.10 et III.11 et III.12 III.13 III.14 III.15 III.16 III.17 dans Annexe, on remarque que :

III.4.1 Analyse en cas de pointe 2024 :

Nous avons observé une situation préoccupante concernant les pressions dans le réseau. Les valeurs relevées sont anormalement élevées, oscillant entre 7 et 10 bars. Cette plage de pression dépasse largement les normes habituelles pour un réseau de distribution d'eau, ce qui peut entraîner des risques importants.

La configuration actuelle du réseau comprend 95 tronçons au total. Parmi ceux-ci, 82 tronçons, soit environ 86% du réseau, présentent des vitesses d'écoulement particulièrement faibles, inférieures à 0,5 m/s. Cette situation est problématique car elle peut favoriser la stagnation de l'eau.

III.4.2 Analyse en cas de pointe + incendie 2024 :

La simulation d'un scénario incluant un besoin en eau pour la lutte contre l'incendie révèle des insuffisances critiques dans le réseau :

- Seulement 9 nœuds sur l'ensemble du réseau répondent aux normes de pressions admissibles. Ce chiffre alarmant indique que la grande majorité du réseau n'est pas en mesure de fournir une pression adéquate en cas d'urgence incendie.
 - 5 nœuds se trouvent en état de dépression.
 - Les nœuds restants, constituant la majorité du réseau, affichent des pressions excessivement élevées, dépassant 7 bars. Ces surpressions peuvent causer des dommages et augmenter les risques de fuites et de ruptures de canalisations.
- **Concernant les vitesses d'écoulement dans ce scénario :**
- 77 tronçons, soit environ 81% du réseau, présentent toujours des vitesses inférieures à 0,5 m/s, indiquant une persistance du problème de stagnation même en situation de forte demande.

- 18 tronçons montrent des vitesses comprises entre 1,5 et 4 m/s. Bien que ces vitesses soient plus appropriées pour assurer un bon renouvellement de l'eau, elles ne concernent qu'une petite partie du réseau (environ 19%).

III.4.3 Analyse en cas de pointe 2054 :

Nous avons observé une situation préoccupante concernant les pressions dans le réseau. Les valeurs relevées sont anormalement élevées, oscillant entre 7 et 10 bars. Cette plage de pression dépasse largement les normes habituelles pour un réseau de distribution d'eau, ce qui peut entraîner des risques importants.

La configuration actuelle du réseau comprend 95 tronçons au total. Parmi ceux-ci, 60 tronçons, soit environ 75% du réseau, présentent des vitesses d'écoulement particulièrement faibles, inférieures à 0,5 m/s. Cette situation est problématique car elle peut favoriser la stagnation de l'eau.

III.4.4 Analyse en cas de pointe +incendie 2054 :

La simulation d'un scénario incluant un besoin en eau pour la lutte contre l'incendie révèle des insuffisances critiques dans le réseau :

- Seulement 2 nœuds sur l'ensemble du réseau répondent aux normes de pressions admissibles. Ce chiffre alarmant indique que la grande majorité du réseau n'est pas en mesure de fournir une pression adéquate en cas d'urgence incendie.
- 27 nœuds se trouvent en état de dépression.

Les nœuds restants, constituant la majorité du réseau, affichent des pressions excessivement élevées, dépassant 7 bars. Ces surpressions peuvent causer des dommages et augmenter les risques de fuites et de ruptures de canalisations

➤ Concernant les vitesses d'écoulement dans ce scénario :

- 56 tronçons, soit environ 58% du réseau, présentent toujours des vitesses inférieures à 0,5 m/s, indiquant une persistance du problème de stagnation même en situation de forte demande.

Ces observations mettent en lumière des dysfonctionnements majeurs du réseau, tant en termes de gestion des pressions que de vitesses d'écoulement. Cette situation nécessite une intervention pour améliorer la performance hydraulique, garantir la qualité de l'eau distribuée et assurer une réponse adéquate

III.5 Conclusion :

L'analyse effectuée dans ce chapitre révèle que notre réseau ne répond pas entièrement aux exigences et aux normes des réseaux d'eau potable. Nous avons observé des vitesses insuffisantes et des pressions sont anormalement élevées, dans une grande partie du réseau. En conséquence, il est nécessaire de trouver une solution adaptée pour notre agglomération. En tenant compte des dysfonctionnements identifiés lors de l'étude diagnostique, nous proposons la conception d'un nouveau réseau afin de répondre aux besoins de la population. De la localité de HASSAINA

CHAPITRE IV :

Etude des réservoirs

IV. Etude des réservoirs

IV.1 Introduction :

Le réservoir revêt une importance capitale dans le bon fonctionnement d'un système AEP, assurant la régulation du débit et de la pression entre la source d'eau et sa distribution. Ce chapitre se penche sur l'évaluation des capacités de stockage d'eau requises pour notre communauté, garantissant ainsi le fonctionnement optimal du réseau et répondant aux besoins présents et à venir en eau de notre agglomération.

IV.2 Fonctions des réservoirs :

Maintien d'une régularité dans le fonctionnement du pompage, ce qui simplifie l'exploitation par rapport à l'injection directe dans le réseau.

- Utilisation régulière des points d'eau, préservant ces derniers des fluctuations journalières et contribuant à la préservation des ouvrages, des nappes et des gisements aquifères.
- Stockage de l'eau pendant les périodes de faible consommation et distribution durant les périodes de forte demande.
- Maintien de la distribution d'eau même en cas d'arrêt de la pompe.
- Maintien d'une pression régulière dans l'ensemble du réseau de distribution.
- Disponibilité de la réserve d'eau pour les cas d'incendie.
- Répartition équilibrée de la charge dans le cas d'une distribution en plusieurs étapes.
- Fonctionnement en tant que relai.
- Dans le cas d'un réseau étendu longitudinalement et de faibles pressions observées aux points éloignés, l'installation d'un deuxième réservoir (d'extrémité ou d'équilibre) peut être envisagée.

IV.3 Classification des réservoirs :

On peut classer les réservoirs selon plusieurs critères :

IV.3.1 Selon le matériau de construction :

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

IV.3.2 Selon la situation des lieux :

- Réservoirs enterrés.
- Réservoirs semi enterrés.
- Réservoirs surélevé, sur tour.

IV.3.3 Selon la forme géométrique :

- Réservoirs circulaire.
- Réservoirs rectangulaires ou carrées.
- Réservoirs de forme quelconque (sphérique, conique...).

IV.4 Emplacement des réservoirs :

L'emplacement optimal du réservoir doit répondre aux critères suivants :

- Il est préférable que le réservoir soit situé à un niveau plus bas que la prise d'eau, ce qui favorise un remplissage par gravité et représente une solution plus économique.
- La cote du radier doit être supérieure au niveau piézométrique le plus élevé dans le réseau, permettant ainsi une distribution par gravité.
- Le choix de l'emplacement du réservoir doit être effectué soit à l'extrémité du réseau, soit à proximité d'un point de consommation majeur.
- L'emplacement sélectionné pour le réservoir doit assurer une pression adéquate pour les usagers à tout moment.

IV.5 Equipements des réservoirs:**IV.5.1 Conduite d'arrivée :**

Cette conduite est du type refoulement ou gravitaire, de préférence elle doit arriver dans la cuve en siphon noyé ou par le bas, cette conduite est toujours à l'opposé de la conduite de départ pour provoquer le brassage. L'extrémité de cette conduite est munie d'un dispositif qui obture la conduite quand le niveau atteint le maximal : obturation par robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire ou dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

Cette conduite peut être installée de plusieurs manières :

IV.5.2 Arrivé par le haut :

L'arrivé par surverse (chute libre) ou en siphon noyé, le premier cas provoque une oxygénation de l'eau mais il libère facilement le gaz carbonique dissous et par la suite il favorise l'entartrage du réservoir et des conduites

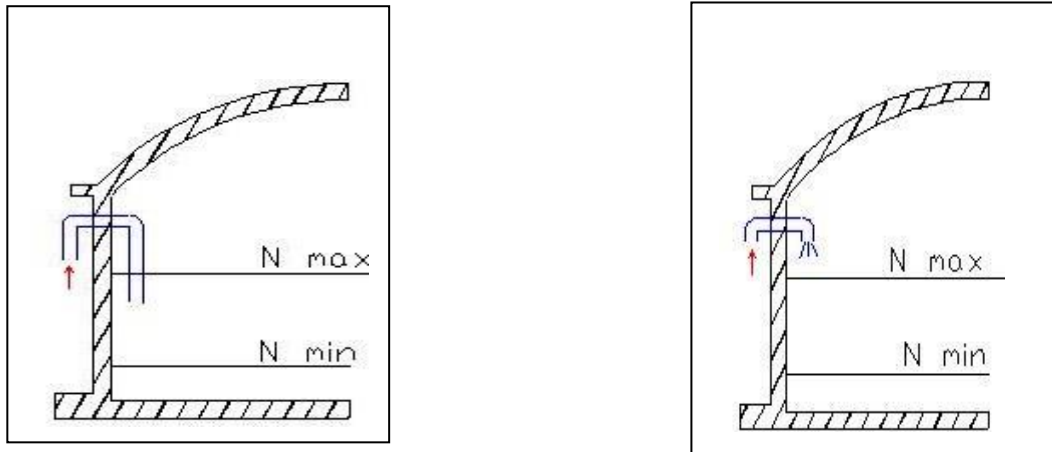


Figure IV-1 : conduite d'arrivée par le haut

IV.5.3 Arrivé par le bas :

Soit par le bas à Travers les parois du réservoir soit par le fond à Travers le radier.

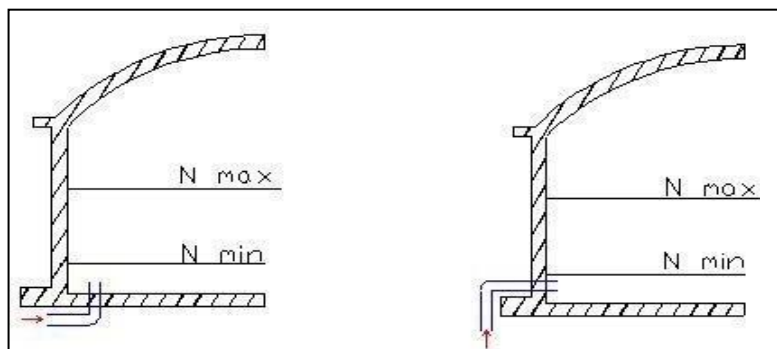


Figure IV-2 : conduite d'arrivée par le bas

IV.5.4 Conduite de départ :

La canalisation est positionnée de manière opposée à la canalisation d'arrivée, à une hauteur de 15 ou 20 cm au-dessus du radier, afin de prévenir l'entrée de particules en suspension. Son extrémité est équipée d'une crépine courbée pour prévenir la formation de vortex (l'entrée d'air dans la canalisation). De plus, cette canalisation est équipée d'une vanne de surpression

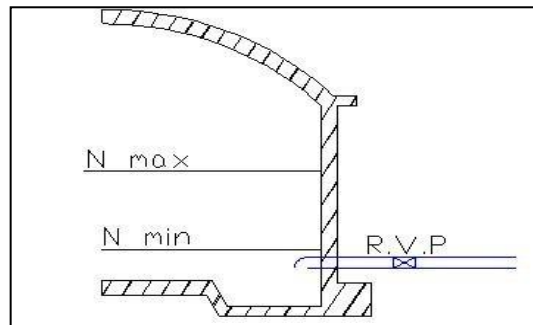


Figure IV-3: Conduite de départ

IV.5.5 Conduite de trop plein :

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir en cas où une pompe ne s'arrête pas. Si le réservoir est compartimenté chaque cuve doit avoir une Conduite de trop-plein.

IV.5.6 Conduite de vidange :

Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet vanne et se raccorde généralement à la conduite de trop-plein. Le robinet vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts de sable.

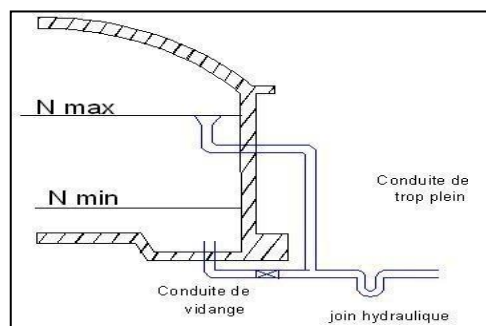


Figure IV-4: Conduite de vidange

IV.5.7 Conduite by-pass :

Relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ dans le cas d'un réservoir.

Utile pour maintenir l'alimentation du réseau quand le réservoir est isolé pour son Entretien

IV.6 Matérialisation de la réserve d'incendie :**IV.6.1 Système à siphon :**

Le siphon se désamorce quand le niveau de la réserve est atteint grâce à l'évent, pour que la

Réserve ne soit pas entamée. Constamment renouvelée tout en restant disponible tout la tempe

IV.6.2 Système à deux prises :

Rarement utilisé du fait de l'existence d'une tranche

D'eau morte : la réserve de sécurité n'est pas convenablement renouvelée.

IV.7 Hygiène et sécurité :

Pour des impératifs d'hygiène et de sécurité, les réservoirs doivent être équipés de :

- Fenêtres d'aération et d'ouvertures munies de plaques en verre pour assurer un éclairage adéquat.
- Une chambre renfermant les vannes et autres équipements nécessaires.
- Un système de fermeture par flotteur pour l'arrivée d'eau ainsi qu'un indicateur de niveau d'eau.
- Une trappe de visite pour le personnel et un accès permettant le nettoyage de la cuve.
- Des équipements spécifiques dédiés au nettoyage, à effectuer au moins une fois par an.
- Des robinets de puisard pour le contrôle de l'eau, situés en amont et en aval du réservoir.
- Des installations permettant de vérifier en permanence l'étanchéité des réservoirs.
- Une protection contre les variations de température, les corps étrangers et toute source de pollution externe.

IV.8 Capacités des réservoirs :

Le volume d'eau à stocker peut-être réparti sur un ou plusieurs réservoirs en fonction de
Le stockage nécessaire en eau peut être réparti entre un ou plusieurs réservoirs en fonction de
la taille de la communauté à desservir. Il est crucial que la capacité totale des réservoirs soit
adéquate. Cette

Estimation doit prendre en considération les fluctuations des débits à l'entrée et à la sortie,
comprenant le débit d'approvisionnement et celui de la demande, ainsi que les variations
quotidiennes, notamment lors des pics de consommation, et la réserve d'eau requise pour les
situations d'urgence telles que les incendies. Deux méthodes courantes pour estimer cette
capacité sont

- a) La méthode analytique
- b) La méthode graphique

IV.8.1 La méthode analytique :

La méthode analytique consiste à calculer pour chaque heure de la journée, le résidu dans
le réservoir. Donc on est appelé à déterminer le maximum du résidu entre le régime
d'alimentation et le régime de consommation. Le volume de régulation est donné par la
formule suivante

$$V_r = \frac{\alpha Q_{\max,j}}{100} (m^3) \dots(V.1)$$

Avec :

V_r : capacité résiduelle (m³).

a : fraction horaire du débit maximum journalier (%).

Q_{max,j} : La consommation maximale journalière (m³/j).

Détermination du résidu maximum dans les réservoirs :

- On fait une répartition de 20 heures de pompage ;
- On calcule la différence entre l'apport et la consommation, on trouve un surplus ou un déficit suivant le signe ;
- Le résidu est ensuite déterminé pour chaque heure, la valeur maximale trouvée sera le pourcentage du volume de stockage, tel que :

$$a = |R^{+\max}| + |R^{-\max}| \dots(V.2)$$

Avec :

R⁺max: Résidu maximum positif (%) ;

R⁻max: Résidu maximum négatif (%).

Le volume total du réservoir sera calculé en tenant compte de la réserve d'incendie :

$$V_T = V_u + V_{inc} \text{ (m}^3\text{) (V.3)}$$

Avec:

V_T : capacité totale du réservoir (m3).

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

IV.8.2 Méthode graphique :

Cette approche repose sur le tracé des courbes représentant la consommation maximale quotidienne et l'approvisionnement assuré par la station de pompage. En additionnant les écarts absolus entre les deux points extrêmes de la courbe de consommation et celle d'approvisionnement, nous obtenons le résidu maximal journalier comme suit :

$$R_{max} = (|d| + |d'|) (\%)$$

Avec :

d : écart inférieur entre l'apport et la consommation.

d' : écart supérieur entre l'apport et la consommation.

Le volume de régulation V_r est calculé selon la formule suivante :

$$V_r = \frac{Q_{max.J} \cdot R_{max}}{100} \text{ (m}^3\text{)}$$

Dont le volume total sera : $V_t = V_r + V_{inc}$.

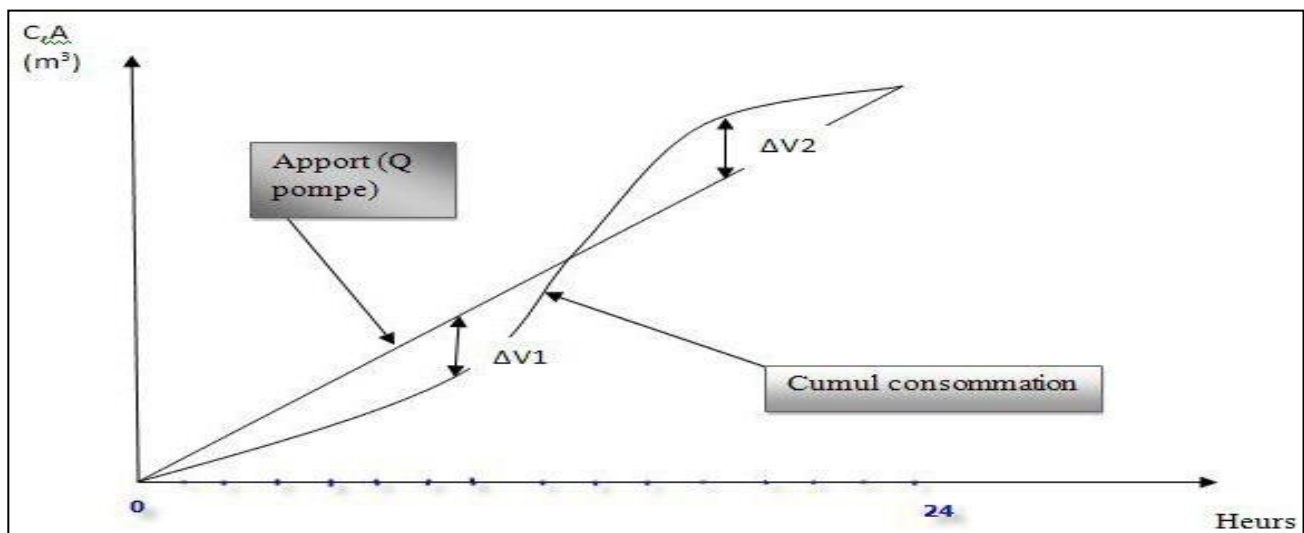


Figure IV-5: Courbe apport – consommation.

IV.8.2.1 Calcul analytique de la capacité du réservoir :

Pour remplir pleinement son rôle, le réservoir doit posséder une capacité adéquate. Cette capacité est généralement calculée en tenant compte des fluctuations quotidiennes du débit de consommation, en particulier lors des jours de pic de demande, ainsi que de la réserve d'eau nécessaire pour les situations d'urgence telles que les incendies.

La méthode analytique implique le calcul du résidu dans le réservoir pour chaque heure de la journée. Le tableau suivant présente les variations de stockage pour chaque heure, en comparant les apports en eau aux besoins de consommation.

Tableau IV-1: Evaluation du volume résiduel du réservoir R1.

Heures (h)	Consommation d'eau (%)	Refoulement d'eau (%)	Arrivée d'eau au réservoir (%)	Départ d'eau du réservoir (%)	Reste dans le réservoir (%)
00-01	1,5	0		-1,5	8,5
01-02	1,5	0		-1,5	7
02-03	1,5	0		-1,5	5,5
03-04	1,5	0		-1,5	4
04-05	2,5	5	2,5		6,5
05-06	3,5	5	1,5		8
06-07	4,5	5	0,5		8,5
07-08	5,5	5		-0,5	8
08-09	6,25	5		-1,25	6,75
09-10	6,25	5		-1,25	5,5
10-11	6,25	5		-1,25	4,25
11-12	6,25	5		-1,25	3
12-13	5	5	0		3

13-14	5	5	0		3
14-15	5,5	5		-0,5	2,5
15-16	6	5		-1	1,5
16-17	6	5		-1	0,5
17-18	5,5	5		-0,5	0
18-19	5	5	0		0
19-20	4,5	5	0,5		0,5
20-21	4	5	1		1,5
21-22	3	5	2		3,5
22-23	2	5	3		6,5
23-00	1,5	5	3,5		10
Total	100	100			

Le volume total du réservoir est déterminé par la formule suivante :

- Calcul du volume de stockage de R1

$$V_r = \frac{Q_{max} \cdot R_{max}}{100}$$

$$V_r = \frac{10 \cdot 6038.177}{100} = 603.81 \text{ m}^3$$

$$V_T = V_r + V_{inc} =$$

$$603.817793 + 120 = 723.81 \text{ m}^3$$

Le volume nécessaire pour l'alimentation des villages à l'horizon est de 800 m³, donc le réservoir existant à **HASSAINIA** de 1000 m³ est suffisant.

IV.9 Constat :

Après avoir analysé les exigences en matière de stockage, il a été déterminé que le réservoir actuel R1 de 1000 m³, est adéquat pour répondre aux besoins de notre zone d'étude jusqu'a 2054. Par conséquent, l'installation d'un autre réservoir n'est pas nécessaire.

IV.10 Conclusion :

Notre zone d'étude est alimentée à partir d'un réservoir de capacité de 1000 m³, d'après l'évaluation de la capacité de stockage nous, le volume nécessaire pour assurer l'approvisionnement en eau potable de l'agglomération est estimé à 800 m³. De ce fait le réservoir existant est en mesure d'assurer les besoins en eau de l'agglomération d'ici l'horizon 2054

CHAPITRE V :

REHABILITATION

DU RESEAU DAEP

V. REHABILITAION DU RESEAU D'AEP A L'HORIZON 2054

V.1 Introduction :

Étant donné que le réseau existant de la localité de Hassainia est très ancien et que les diagnostics physiques et hydrauliques ont révélé qu'il est presque totalement détérioré et qu'il ne répond pas en grande partie aux besoins des habitants. Le renouvellement des tronçons endommagés et ceux qui ne répondent pas aux exigences techniques est nécessaire pour satisfaire les besoins croissants de notre agglomération à l'horizon 2054. Nous proposons d'améliorer le réseau et d'élaborer une simulation hydraulique afin d'évaluer ses performances. La simulation sera effectuée avec un cas de pointe et un cas de pointe incluant un scénario d'incendie.

V.2 Choix du système de distribution :

Dans notre cas nous maintenons le système de distribution avec réservoir Dans ce système. Les forages refoulent directement vers le réservoir de la station de pompage puis la distribution sera gravitaire vers le réseau de distribution.

V.3 Choix du type de réseau de distribution :

Selon la structure et l'importance de l'agglomération. Il existe trois types de réseaux de distribution : les réseaux ramifiés. Les réseaux maillés et les réseaux mixtes. Dans notre cas d'étude. Le réseau de distribution est un réseau maillé comportant quelques ramifications.

V.3.1 Les réseaux maillés :

Le réseau maillé garantit une alimentation de secours. Ce type de réseau présente plusieurs avantages : une sécurité accrue en cas de rupture de canalisation. Car les vannes sont simples à actionner et permettent d'isoler les sections endommagées tout en alimentant les consommateurs en aval via d'autres canalisations. De plus. Cela garantit une répartition plus uniforme du trafic et de la pression sur le réseau. Cependant. Il présente également des inconvénients : un coût élevé. Un besoin accru d'accessoires et une complexité informatique plus élevée que les réseaux de succursales.

V.3.2 Les réseaux ramifiés :

Dans un réseau ramifié. Les conduites ne bénéficient pas d'une alimentation de secours ; l'eau circule de la canalisation principale vers les conduites secondaires. Ce type de réseau présente l'avantage d'être économique. Cependant. Il manque de sécurité : en cas de rupture. Tous les abonnés situés en aval se retrouvent privés d'eau.

V.3.3 Les réseaux mixtes :

La majorité des réseaux combinent une partie maillée et une partie ramifiée.

V.4 Principe du tracé réseau maillé :

Pour tracer le réseau, il est essentiel de suivre plusieurs instructions :

- Choisir l'emplacement des principaux consommateurs.
- Déterminer le sens principal de l'écoulement de l'eau.
- Tracer les conduites maîtresses dans ce sens principal.
- Raccorder les conduites maîtresses avec des conduites secondaires pour former des mailles.

V.5 Choix du type de matériau :

Il existe différents types de conduites utilisables. Notamment la fonte (grise ou ductile). L'acier. Le béton armé. Le chlorure de polyvinyle (PVC) et le polyéthylène haute densité (PEHD). Le choix des conduites doit répondre à des exigences techniques et économiques spécifiques :

- Résistance aux attaques chimiques et aux pressions à supporter.
- Adaptation au type de sol. Facilité d'entretien et de mise en service.
- Bonne étanchéité.
- Coût d'achat.
- Disponibilité sur le marché.

Pour notre projet, nous sélectionnerons le PEHD comme conduite principale. Parmi les avantages du PEHD, on trouve :

- Bonne résistance à la corrosion interne et externe.
- Disponibilité sur le marché.
- Facilité d'installation grâce à sa grande flexibilité.
- Coefficient de rugosité très faible.
- Fiabilité des raccordements.
- Bonnes caractéristiques hydrauliques.
- Longue durée de vie (plus de 50 ans).
- Large gamme de diamètres disponibles.

Il est également important de noter que les tronçons en PEHD de l'ancien réseau seront conservés car ils sont tous en bon état.

V.6 Calcul hydraulique du réseau de distribution :

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

On détermine :

- La longueur de chaque tronçon du réseau maillé.
- Les débits routes pendant l’heure de pointe.
- Le débit spécifique.
- Les débits supposés concentrés aux nœuds.

Le calcul du réseau de distribution se fera pour les deux cas suivants :

- Cas de pointe (Qp).
- Cas de pointe plus incendie (Qp + Qinc).

V.6.1 Calcul des débits de dimensionnement :

+ Cas de pointe :

a) Débit de point :

$$Q_p = Q_{maxh} = \sum Q_{ri} + \sum Q_{conc} \dots\dots\dots(IV.1)$$

Avec : **Qmaxh** : débit consommé (l/s)

Qri : est le débit en route globale (l/s)

Qconc: Débit concentré (l/s). dans notre cas Qconc = 0

$$AN : \sum Q_{ri} = Q_p = Q_{maxh} 104.83l/s$$

b) Débit spécifique :

$$Q_{sp} = \frac{\sum Q_{ri}}{\sum L_i} \quad [l/s/ml] \dots\dots\dots(IV.2)$$

Avec : $\sum L_i$: Somme des longueurs des tronçons qui assurant la distribution en route .

$\sum Q_{ri}$: est le débit en route globale (l/s).

$$Q_{sp} = \frac{104.83}{10213.54} \quad [l/s/ml]$$

c) Débit en route de chaque tronçon :

Il est donné par la formule suivante : $Q_{ri} = q_{sp} \times L_i$ [l/s](IV.3)

Avec : **Q_{ri}** : Débit en route de chaque tronçon (l/s).

q_{sp} : Débit spécifique (l/s/ml).

L_i : La longueur du tronçon (m).

d) Détermination des Débits aux nœuds :

$$Q_{Ni} = 0.5 \times \sum Q_{ri} + Q_{conc} \dots \dots \dots (IV.4)$$

Tableau V-1 : Calcul des débits nodaux du réseau projeté cas de pointe :

N° des nœuds	Les tronçons		longueur des tronçons	Débits Spécifique (l/s/ml)	Débit en route (l/s)	débit nodal (l/s)
	N1	R1	513.7	0.01026387	5.27	2.63
1	N1	R1	513.7	0.01026387	5.27	10.69
	N1	N4	654	0.01026387	6.71	
	N1	N6	915.7	0.01026387	9.39	
2	N2	N3	252.8	0.01026387	2.59	1.29
3	N3	N2	252.8	0.01026387	2.59	3.89
	N3	N4	204.7	0.01026387	2.10	
	N3	N14	301.3	0.01026387	3.09	
4	N4	N1	654	0.01026387	6.71	6.16
	N4	N3	204.7	0.01026387	2.10	
	N4	N5	342	0.01026387	3.51	
5	N5	N4	342	0.01026387	3.51	3.50
	N5	N6	33.04	0.01026387	0.33	
	N5	N12	307.4	0.01026387	3.15	
6	N6	N1	915.7	0.01026387	9.39	7.88
	N6	N5	33.04	0.01026387	0.33	
	N6	N7	587.3	0.01026387	6.02	
7	N7	N6	587.3	0.01026387	6.02	7.03
	N7	N8	336	0.01026387	3.44	
	N7	N10	448.2	0.01026387	4.60	
8	N8	N7	336	0.01026387	3.44	4.08

	N8	N9	460.4	0.01026387	4.72	
9	N9	N8	460.4	0.01026387	4.72	6.52
	N9	N10	457.9	0.01026387	4.69	
	N9	N18	352.7	0.01026387	3.62	
10	N10	N9	457.9	0.01026387	4.69	7.69
	N10	N7	448.2	0.01026387	4.60	
	N10	N11	315.33	0.01026387	3.23	
	N10	N19	278.25	0.01026387	2.85	
11	N11	N10	315.33	0.01026387	3.23	3.78
	N11	N12	172.47	0.01026387	1.77	
	N11	N15	250.5	0.01026387	2.57	
12	N12	N5	307.4	0.01026387	3.15	3.75
	N12	N11	172.47	0.01026387	1.77	
	N12	N13	251.4	0.01026387	2.58	
13	N13	N12	251.4	0.01026387	2.58	4.84
	N13	N14	257.3	0.01026387	2.64	
	N13	N20	434.9	0.01026387	4.46	
14	N14	N3	301.3	0.01026387	3.09	2.86
	N14	N13	257.3	0.01026387	2.64	
15	N15	N11	250.5	0.01026387	2.57	5.08
	N15	N16	337.1	0.01026387	3.45	
	N15	N20	403.2	0.01026387	4.13	
16	N16	N15	337.1	0.01026387	3.45	4.73
	N16	N17	585.2	0.01026387	6.00	
17	N17	N16	585.2	0.01026387	6.00	4.76
	N17	N18	343.7	0.01026387	3.5	
18	N18	N9	352.7	0.01026387	3.62	5.74
	N18	N17	343.7	0.01026387	3.52	
	N18	N19	423	0.01026387	4.34	
19	N19	N10	278.25	0.01026387	2.85	3.59
	N19	N18	423	0.01026387	4.34	
20	N20	N19	434.9	0.01026387	4.46	4.30
	N20	N15	403.2	0.01026387	4.13	

V.6.2 Cas de point + incendie :

Seulement on doit s'assurer que le débit d'incendie donné par le réservoir

(17l/s) se trouve au point le plus défavorable qui est le nœud N°16. Donc :

$$Q_{N38} = 4.73 + 17 = 21.73 \text{ l/s}$$

V.6.3 Détermination des paramètres hydrauliques du réseau :

a) Cas de point :

Les résultats des différents tronçons cas de pointe est donnée dans les tableaux suivants :

Tableau V-2 : Résultat des Caractéristiques Hydrauliques et diamètres des tronçons (cas de pointe).

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit. m.c.e/km
Pipe p2	915.2	220	38.17	1.00	3.67
Pipe p5	204.7	176	12.35	0.51	1.39
Pipe p6	252.8	55.4	1.30	0.54	6.41
Pipe p7	301.3	110.2	7.15	0.75	4.98
Pipe p11	448.2	98.6	5.69	0.74	5.63
Pipe p12	336.4	110.2	7.60	0.80	5.56
Pipe p13	460.4	79.2	3.51	0.71	6.81
Pipe p19	352.7	79.2	4.48	0.91	10.56
Pipe p20	272.5	79.2	4.23	0.86	9.52
Pipe p21	423	44	0.63	0.50	8.54
Pipe p23	434.9	79.2	3.74	0.76	7.62
Pipe p24	403.2	44	-0.56	0.45	6.97
Pipe p25	250.5	141	-15.78	0.78	3.44

Tableau V-3 : Résultat des Caractéristiques Hydrauliques et diamètres des tronçons (cas de pointe suite)

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit. m.c.e/km
Pipe p26	343.7	44	-0.63	0.50	8.55
Pipe p27	585.2	98.6	-5.40	0.71	5.13
Pipe p22	337.1	141	-10.13	0.65	2.84
Pipe p17	457.9	110.2	7.49	0.79	5.42
Pipe p14	315.73	141	-13.73	0.88	4.93
Pipe p18	172.47	220	-33.30	0.88	2.86
Pipe p16	251.04	79.2	3.38	0.56	3.40
Pipe p15	257.30	79.2	-4.29	0.87	9.76
Pipe p9	587.3	176.4	20.32	0.83	3.40
Pipe p4	33.04	141	9.96	0.64	2.76
Pipe p8	342	220 .2	-34.89	0.92	3.12
Pipe p3	654	220.2	53.40	1.09	3.65
Pipe p10	307.4	220.2	41.35	1.32	6.76
Pipe 1	517.3	277.6	104.89	1.35	5.57
Valve 1	Sans valeur	277.6	104.89	1.35	48
Pipe p4	33.04	141	9.96	0.64	2.76

Les Résultat des valeurs des charges et pressions des nœuds dans le cas de point sont dans le tableau suivant :

Tableau V-4 : Résultat charge et pression des nœuds (Cas de pointe).

Noued	Altitude (m)	Charge (m.c.e)	Pression (m.c.e)
n1	138.28	155.99	17.71
n6	109.57	143.65	34.08
n4	115.28	144.6	29.32
n3	117.159	144.29	27.14
n2	117.96	142.67	24.71
n14	108.32	142.57	34.25
n7	125.52	143.66	18.14
n10	103.21	139.17	35.96
n8	118.57	139.8	21.23
n9	106.24	136.69	30.45
n18	97.84	132.96	35.12
n19	95.86	136.58	40.72
n12	104.39	141.24	36.85
n5	109.78	143.56	33.78
n13	102.98	139.42	36.44
n20	96.70	136.24	39.54
n15	96.970	139.88	42.91
n11	101.15	140.74	39.59
n17	92.39	133.31	40.92
n16	90.58	134.91	44.33
nR	204	204	0.00

✚ Remarque :

- Nous avons installé un réducteur de pression (une vanne réductrice avec une consigne de 40 mce) au niveau de la conduite reliant entre le réservoir et le

nœud N°1 afin de réduire les pressions qui sont trop élevées à cause de la grande dénivelée.

- Une valeur de 48m/km de perte de charge au niveau de la vanne 1. Nous justifions ça par la valeur de la consigne (48m) exigée par cette dernière et qui est nécessaire pour réduire les pressions dans le réseau qui sont trop élevées.
- La simulation montre que la majorité des vitesses sont acceptable entre 0.5m/s et 1.55 m/s. chose qui permet le bon fonctionnement du réseau.
- Les résultats du tableau montrent que les pressions sont bien réparties dans le réseau. Elles sont acceptables. Leurs valeurs varient entre 20 et 50 m.c.e ce qui permet d'assurer une meilleure alimentation de notre agglomération en heures de pointe.

Les résultats de simulation du réseau en cas de pointe sont représentés dans la figure ci-dessous :

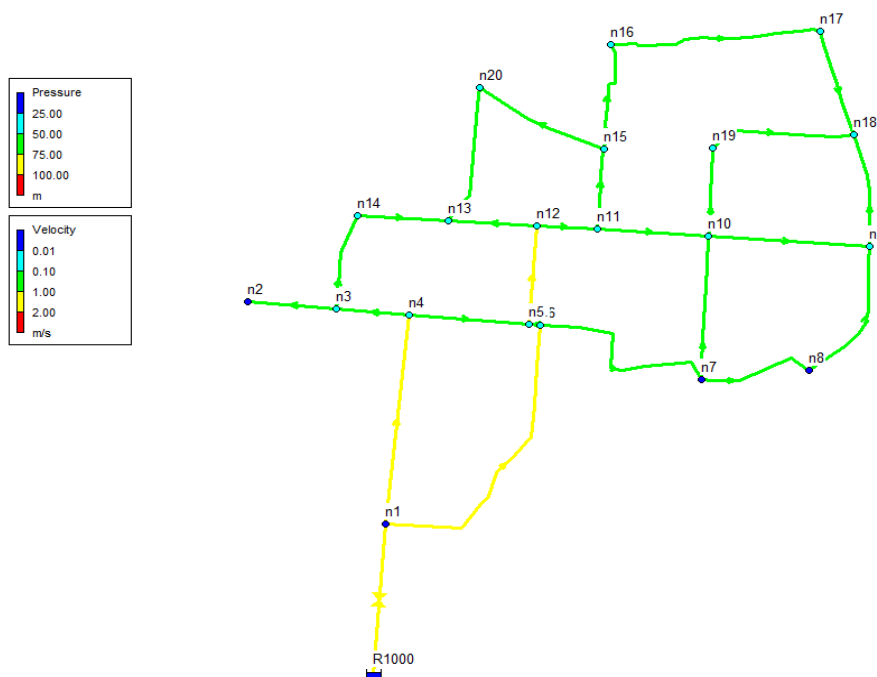


Figure V-1 Vitesses et pressions pour le cas de Pointe.

b) Cas de point + incendie :

Les résultats des différents tronçons pour le cas de pointe + incendie sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V-5 : Résultat des Caractéristiques Hydrauliques et diamètres des tronçons (Cas de pointe+ incendie).

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit. m.c.e/km
Pipe p2	915.2	220.2	45.44	1.20	5.05
Pipe p5	204.7	176.4	13.86	0.57	1.72
Pipe p6	252.8	55.4	1.30	0.54	6.41
Pipe p7	301.3	110.2	8.67	0.91	7.06
Pipe p11	448.2	98.6	7.30	0.96	8.85
Pipe p12	336.4	110.2	8.31	0.87	6.53
Pipe p13	460.4	79.2	4.22	0.86	9.49
Pipe p19	352.7	79.2	5.39	1.09	14.75
Pipe p20	272.5	79.2	4.36	0.89	10.07
Pipe p21	423	44	0.76	0.61	11.95
Pipe p23	434.9	79.2	3.98	0.81	8.55
Pipe p24	403.2	44	-0.32	0.25	2.54
Pipe p25	250.5	141	-31.49	1.57	12.15
Pipe p26	343.7	44	0.41	0.32	3.94
Pipe p27	585.2	98.6	-4.36	0.57	3.50
Pipe p22	337.1	141	-26.09	1.67	15.93
Pipe p17	457.9	110.2	7.69	0.81	5.68
Pipe p14	315.73	141	-12.45	0.80	4.12
Pipe p18	172.47	220.2	-47.73	1.26	5.53
Pipe p16	251.04	79.2	3.02	0.61	5.20
Pipe p15	257.30	79.2	-5.81	1.18	16.89
Pipe p9	587.3	176.4	22.65	0.93	4.14

Tableau V-6 : Résultat des Caractéristiques Hydrauliques et diamètres des tronçons (Cas de pointe+ incendie suite)

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit. m.c.e/km
Pipe p4	33.04	141	14.90	0.95	5.72
Pipe p8	342	220.2	-43.10	1.13	4.59
Pipe p3	654	220.2	63.13	1.29	4.96
Pipe p10	307.4	220.2	54.50	1.73	11.23
Pipe 1	517.3	277.6	121.89	1.56	7.24
Valve 1	Sans valeur	277.6	121.89	1.20	48

Les Résultats des valeurs des charges et pressions des nœuds dans le cas de pointe sont dans le tableau suivant :

Tableau V-7 : Résultat charge et pression des nœuds cas de pointe+ incendie

ID nœud	Altitude (mce)	Charge (mce)	Pression (mce)
n1	138.28	155.99	17.71
n6	109.57	142.37	32.80
n4	115.28	143.75	28.47
n3	117.159	143.409	26.25
n2	117.96	141.78	23.82
n14	108.32	141.27	32.95
n7	125.52	141.94	16.42
n10	103.21	135.98	32.77
n8	118.57	137.74	19.17
n9	106.24	133.38	27.14
n18	97.84	128.17	30.33
n19	95.86	133.23	37.37
n12	104.39	138.23	33.84
n5	109.78	142.18	32.40
n13	102.98	136.93	33.95

ID noued	Altitude (m)	Charge (mce)	Pression (mce)
n20	96.70	133.21	36.51
n15	96.970	134.24	37.27
n11	101.15	137.28	36.13
n17	92.39	124.22	31.83
n16	90.58	124.87	34.29
nR	204	204	0.00

✚ Remarque :

On constate que le réseau réagit bien en cas d’incendie. On remarque une petite chute de pression dans quelque nœud. Notre réseau est toujours en bon état de fonctionnement du point de vue pression et vitesse comme le montre les tableaux représentant les résultats de simulation

la figure ci-dessous représente les résultats de simulation en cas de pointe + incendie

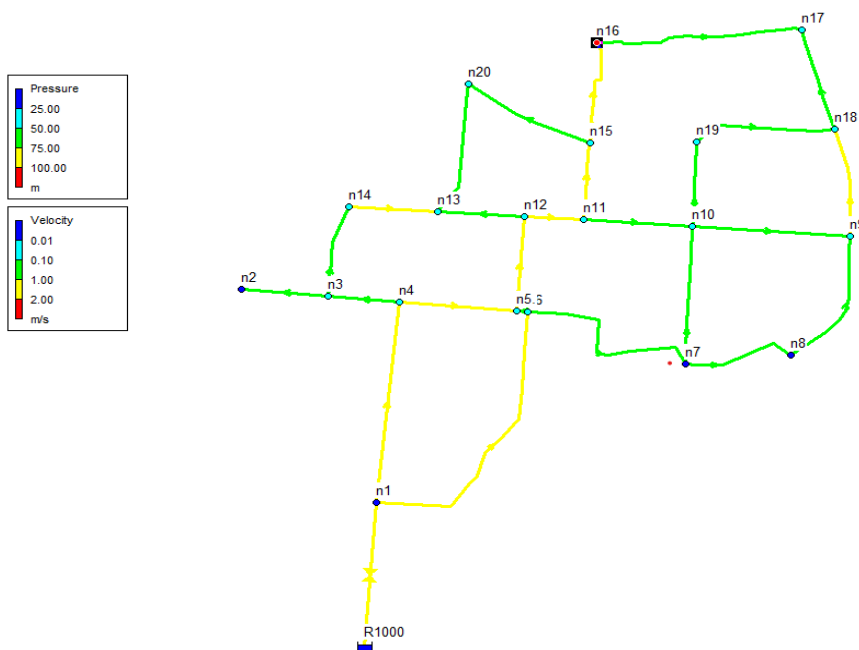


Figure V-2 : Vitesses et pressions pour le cas de Pointe + incendie

Nous avons maintenu tous les tronçons du PEHD de réseau ancien parce qu'ils sont en bon état. Les noms des tronçons dans le nouveau réseau sont :

- Conduite PR1 (R000-N1) de diamètre 315mm et de longueur 513.7
- Conduite P18 P 7 de diamètre 250mm et de longueur m 850.3
- Conduite P14 de diamètre 160 mm et de longueur 796.8

IV.7 Conclusion :

Dans ce chapitre. Nous avons réhabilité notre réseau selon deux axes :

- Maintenir tous les tronçons en PEHD de l'ancien réseau en raison de leurs bons états (Conduite PR1. P7 P9 P18 P14).

La simulation réalisée avec le logiciel Epanet a révélé des pressions élevées. Ce qui nous a conduits à installer un réducteur de pression pour garantir le bon fonctionnement du réseau. Avec des pressions aux nœuds variant entre 20 et 50 m.c.e. La simulation a également montré que la majorité des vitesses sont acceptables. Allant de 0.38 m/s à 1.55 m/s. ce qui permet le bon fonctionnement du réseau. Les diamètres des conduites varient entre 50 et 315 mm. Les résultats de la simulation du réseau sont satisfaisants. Que ce soit en cas de pointe ou de pointe avec incendie. Se traduisant par de bonnes pressions aux nœuds et de bonnes vitesses d'écoulement dans les conduites.

Calcul Hydraulique

VI

De l'adduction

VI. Calcul Hydraulique de l'adduction

VI.1 Introduction :

L'acheminement de l'eau dans un réseau d'eau potable se fait par adduction. En utilisant le refoulement. La gravité ou une combinaison des deux. Le terme "adduction" désigne l'ensemble des installations reliant la source d'eau au réservoir de stockage.

L'objectif de ce chapitre est de mener une étude technico-économique pour dimensionner le réseau d'adduction.

VI.2 Notions générales sur les adductions :

L'adduction se définit comme le transport de l'eau depuis son point de prélèvement jusqu'à la proximité de la zone d'utilisation.

VI.3 Types d'adduction :

Dans un système d'adduction on distingue trois types :

VI.3.1 Adduction gravitaire :

Dans une adduction gravitaire. Le point de captage se trouve à une altitude plus élevée que celle du réservoir de desserte de l'agglomération. Cette adduction peut être en charge ou sans charge. L'écoulement se faisant sans intervention de forces extérieures. Uniquement sous l'effet de la pente et de la gravité.

VI.3.2 Adduction par refoulement :

Dans une adduction par refoulement. Le captage se trouve à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation. Ce qui impose un système en charge. Les eaux du captage sont alors relevées par une station de pompage au sein de la conduite de refoulement.

VI.3.3 Adduction mixte :

Il s'agit d'une adduction où la conduite de refoulement se transforme en conduite gravitaire. Ou inversement. La transition entre ces deux types de conduites est assurée par un réservoir tampon. Servant d'ouvrage intermédiaire.

VI.4 Choix du tracé des adductions :

Pour choisir un tracé. Il est essentiel de prendre certaines précautions et de respecter les conditions suivantes :

- Il faut chercher le tracé le plus direct et le plus court possible en raison d'économie
- Eviter les contres pentes pour éviter la cavitation

- Eviter les terrains privés et les stations balnéaires
- Suivre autant que possible les accotements des routes pour faciliter l'acheminement du matériel ;
- Le profil doit être aussi régulier que possible qui ne suivra pas forcément le niveau du sol ;
- Eviter les traversées des routes ;
- Dans les points hauts il est nécessaire de prévoir des ventouses. Et dans les points bas des décharges (vidanges).

VI.5 Choix du type des conduites:

Avant de choisir le matériau des tuyaux. Il est crucial de considérer des critères techniques et économiques. Tels que :

VI.5.1 Critères techniques:

- Diamètre et pression de service
- Bonne étanchéité.
- Résistance à de grandes pressions (>à 20 bars).
- Légèreté et facilité de pose (grande flexibilité).
- Bonne résistance à la corrosion interne. Externe et microbiologique.
- Facilité d'entretien et de mise en service
- Adaptation au terrain de pose.

VI.5.2 Critères économiques :

- Disponibilité sur le marché national.
- Prix unitaire de pose de l'adduction.

✚ Pour notre étude. Nous avons opté pour des conduites en **PEHD** qui répondent parfaitement aux critères techniques et économiques vue les avantages qu'elles présentent. En terme de disponibilité sur le marché et autres caractéristique technico-économiques.

VI.6 Dimensionnement de l'adduction:**VI.6.1 Adduction par refoulement :**

Pour calculer le diamètre de la conduite de refoulement. On doit établir une étude technicoéconomique qui se base sur les frais d'exploitation et les frais d'investissements.

VI.6.1.1 Calcul du diamètre économique :

Pour calculer le diamètre économique. Plusieurs formules ont été proposées. Parmi lesquelles:

- **Formule de Bedjaoui et Achour (2006) :**

$$D_{éc} = 1.27\sqrt{Q} \quad \dots\dots(VI.1)$$

VI.6.1.2 Calcul des pertes de charge :

On rencontre deux types de pertes de charge dans les conduites d'adduction.

- Pertes de charge linéaires.
- Pertes de charge singulières

VI.6.1.2.1 Pertes de charge linéaires :

Les pertes de charge linéaires résultent des frottements de l'eau contre les parois des canalisations.

Elles sont déterminées par la formule de DARCY- WEISBACH :

$$\Delta H_L = \frac{\lambda L V^2}{D^2 g} \quad \dots\dots\dots(VI.2)$$

Avec :

ΔH_L : Perte de charge linéaire ;

V : Vitesse moyenne d'écoulement de l'eau dans la conduite (m/s) ;

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

λ : Coefficient de frottement linéaire adimensionnel.

D : Diamètre intérieur de la conduite en (m) ;

L : Longueur de la conduite d'adduction en mètre (m) ;

- **Détermination du coefficient de frottement linéaire:**

Formule de Nikuradsé

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \ln(\frac{\varepsilon}{D}))^{-2} \dots\dots\dots(VI.3)$$

Avec :

ε : Rugosité de la conduite en mm ;

D : Diamètre de la conduite (mm).

VI.6.1.2.2 Pertes de charge singulières :

Les pertes de charge singulières sont causées par des singularités telles que les coudes. Les vannes. Les clapets. Les ventouses. Et les branchements. Elles sont estimées à 10 % des pertes de charge linéaires pour les adductions.

$$\Delta H_s = 10\% * \Delta H_L \dots\dots\dots(VI.4)$$

Par la suite. La perte de charge totale sera donnée comme suit :

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_s = 1.1 * \Delta H_L$$

Avec :

ΔH_T : Perte de charge totale (m)

ΔH_L :Perte de charge linéaire (m)

ΔH_s : Perte de charge singulière (m)

VI.6.1.3 Détermination de la hauteur manométrique totale (HMT) :

La hauteur manométrique totale d'une pompe correspond à la différence de pression. Exprimée en mètres de colonne de liquide. Entre les orifices d'aspiration et de refoulement (hauteur géométrique d'élévation totale). Elle inclut également la pression nécessaire pour surmonter les pertes de charge dans les conduites. Elle est donnée par la relation suivante :

$$\mathbf{HMT = Hg + Ht \dots\dots(VI.5)}$$

Avec :

H_T : Perte de charge totale ;

H_g : Hauteur géométrique qui correspond à la différence de niveau entre le trop plein du réservoir et le niveau dynamique du plan de pompage.

VI.6.1.4 Puissance absorbée par la pompe :

Il s'agit de la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe. Exprimée par la relation suivante :

$$\mathbf{P = \frac{g Hmt Q \rho}{\eta} \dots\dots\dots(VI.6)}$$

Avec :

P : Puissance absorbée par la pompe (kW) ;

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

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

g : accélération de la pesanteur (9.81 m/s²) ;

η : Rendement de la pompe en % (75)

VI.6.1.5 Energie consommée par la pompe :

L'énergie consommée est donnée par la formule suivante :

$$\mathbf{E = Pa * t * 365}$$

Avec :

Pa : Puissance absorbée par la pompe (kw) ;

E : Energie consommée par la pompe (kwh) ;

t : temps de pompage par jour (20h).

VI.6.1.6 Les frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation se calculent comme suit :

$$F_{\text{exp}} = (E * e)$$

Avec

E : Energie consommée par la pompe (kwh)

e : Prix unitaire d'un Kwh. fixé par la Sonelgaz (4.2DA).

VI.6.1.7 Les frais d'amortissement :

Dans le calcul des frais d'amortissement. il est nécessaire de prendre en compte l'annuité d'amortissement (A). Pour une période correspondant généralement à la durée de vie du matériel. Elles sont déterminées par les formules suivantes :

$$F_{\text{amt}} = (A * p_c)$$

Avec

A : Amortissement annuel. Il est donné par la formule suivante :

Pc : prix de la conduite en (DA)

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

Avec

i: Taux d'annuité annuel.(i = 8 %).

n: nombre d'années d'amortissement.(n = 30ans).

$$A = \frac{0.08}{(1+0.08)^{30} - 1} + 0.08$$

On prend : A=8.9%.

VI.6.1.8 Calcul de bilan :

Le bilan sera calculé par la formule suivante :

$$P_t = f_{\text{exp}} + f_{\text{amt}}$$

Avec

Pt : Bilan (prix totale) (DA) ;

Fexp : Frais d'exploitation (DA) ;

Fam : Frais d'amortissement(DA).

VI.7 Etude d'adduction :

VI.7.1 Les ressources en eau :

L'analyse des ressources disponibles nous a permis de constater l'incapacité d'assurer l'alimentation en eau potable de la localité Hassainia à l'horizon 2054. Pour remédier à cela là nous proposons la projection de nouveaux forages qui seront situés dans la même nappe que le forage Hassainia. Ce qui laisse supposer qu'ils auront les mêmes caractéristiques. Nous allons déterminer le nombre de forages nécessaires en partant de l'hypothèse que le forage de référence a un débit de 12l/s à l'horizon futur, tout en assurant sa pérennité.

Les détails des caractéristiques des forages sont présentés dans le tableau ci-dessous.

Tableau VI-1 :Caractéristiques des forages existants et projetés

Forage	Unité	F1/existant	F 2/existant	F 3/existant	F4	F5	F6
Débit	l/s	12	12	12	12	12	12
Cotes de terrain	m	70.29	75.90	73.06	74.44	74.12	74.90
Niveau statique	m	80	78	80	80	80	80
Niveau Dynamique	m	108	104	108	108	108	108

L'agglomération de hassainia a besoin de 5 forages produisant chacun 12L/s en ajoutant un forage en plus pour qu'il y ait un fonctionnement cyclique

VI.7.2 Schéma du réseau d'adduction :

- Le schéma final de l'adduction par refoulement de notre zone d'étude est représenté dans la figure ci-après :

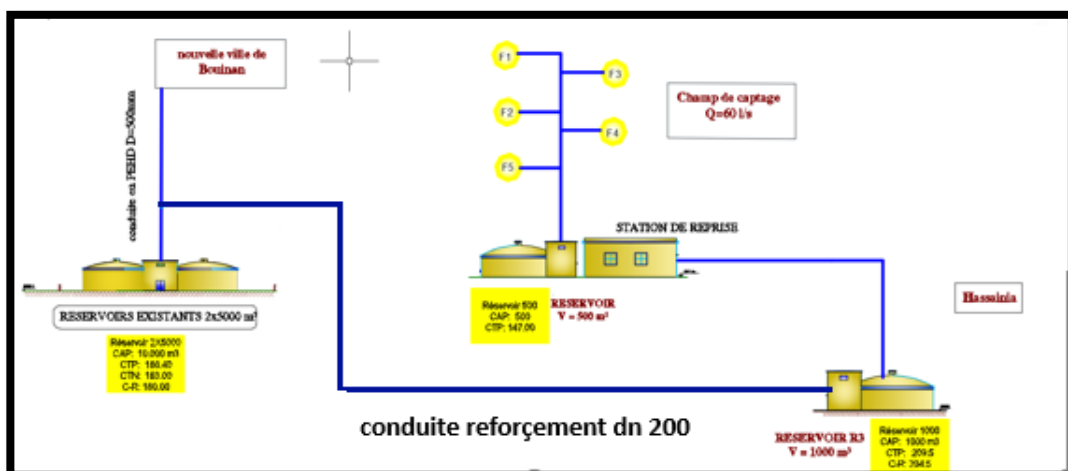


Figure VI-1 schéma de l'adduction par refoulement.

VI.7.3 Calcul du diamètre économique :

VI.7.3.1 Dimensionnement des conduites provenant des forages

Les forages seront reliés entre eux par des conduites (collecteurs) de longueur non négligeable et refoulent avec une conduite commune vers la station

Nous recommandons d'utiliser la formule de **Achour** pour déterminer le diamètre économique. Cette formule donne une vitesse théorique égale à 0.76 m/s

Tableau VI-2 :Caractéristique des forages

Tronçons	Longueur	Débit transité	Diamètre Calculé	Diamètre normalisé
	m	l/s	mm	mm
C1	50	12	139	160
C2	36	12	139	160
C3	63.41	12	139	160
C4	45.83	12	139	160
C5	71.08	12	139	160

VI.7.3.2 Dimensionnement la conduite principale:

Les données nécessaires pour le calcul sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VI-3 :Caractéristique du tronçon F1- SP

Q _{max j} (m ³ /j)	Longueur (m)	Cote de SP (m)	Cote TP F1 (m)	Hg (m)
6038.18	3721.35	144	70.29	184.71

Le débit d'exploitation des forages est calculé comme suit :

$$Q_{\text{exp}} = \frac{Q_{\text{maxj}}}{t \cdot 3600}$$

Avec

Q_{exp} : Débit d'exploitation (m³/s) ;

Q_{max.j} : Débit maximum journalier (m³/j) ;

t : Durée de fonctionnement de la station de pompage par jour. t = 20 h

$$Q_{\text{esp}} = \frac{6038.18}{20 \cdot 3600} = 0.08386 \text{ m}^3/\text{s}$$

VI.7.3.2.1 Calcul du diamètre :

Pour la pré-évaluation du diamètre économique de la conduite. On utilise la formule de **Achour**

A partir du diamètre de référence calculé. On choisit une gamme de diamètres parmi lesquels on choisira

Celui qui présentera les frais les moins élevés.

- Calcul de la hauteur manométrique totale

On calcul la hauteur manométrique totale correspondante à chaque diamètre. Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau VI-4 : Calcul de la Hmt du tronçon F 1 - SP 1.

D_{ex} (mm)	D_{int}(mm)	V (m/s)	Λ	Ht (m)	Hmt (m)
250	0.2046	2.55	0.01067	70.93	255.64
315	257.68	1.61	0.01025	21.44	206.15
400	327.4	1	0.00984	6.22	190.94
500	409.2	0.78	0.00964	1.96	186.67

- **Calcul des frais d'exploitation**

Les frais d'exploitation sont calculés sur la base de l'énergie électrique consommée lors du pompage pour la gamme de diamètres obtenue. Les résultats de calcul des frais d'exploitation sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI-5 : Les frais d'exploitation du tronçon F1 - SP1.

D_{ex} (mm)	Hmt (m)	P (KWatt)	E (KWh)	Fexp (DA)
250	249.26	273.42	1995994.42	8383126
315	206.17	226.16	1650981.79	6933921
400	190.94	209.45	1529022.46	6421705
500	186.67	204.77	1494856.15	627809

- **Calcul des frais d'investissement amorti :**

Les dépenses d'amortissement pour chaque diamètre sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI-6 : Les frais d'amortissement du tronçon F1- SP1.

Dext (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Finv (DA)	A	Famort (DA)
250	4350	3721.35	16322722	0.089	1452722
315	7200	3725.35	26822520	0.089	2387204
400	11450	3725.35	42655257	0.089	3796317
500	17500	3725.35	65193625	0.089	5802232

- **Calcul du bilan (prix total) :**

Le bilan des coûts d'exploitation et d'amortissements figure dans le tableau suivant :

Tableau VI-7 : Calcul du bilan du tronçon SP 2 – R 2.

D (mm)	Fexp (DA)	Famor (DA)	Bilan (DA)
250	8383126	1452722	9823897
315	6933921	2387204	9318764
400	6421705,	3796317	10214136
500	6278096	5802232	12074398

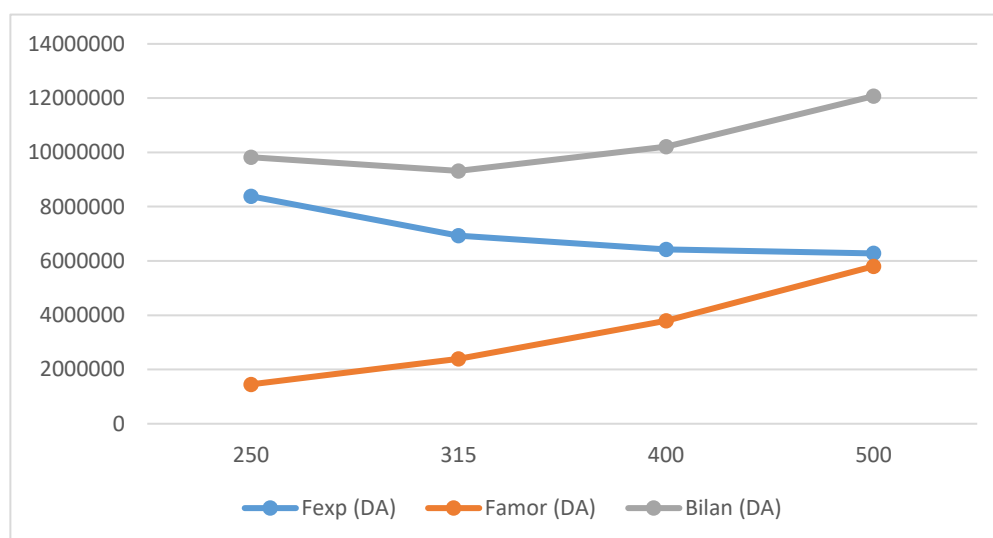


Figure VI-2 : Courbe d'optimisation du tronçon F1 SP.

✚ Résultat

D'après les résultats obtenus ci-dessus. le diamètre le plus économique est $D = 315\text{mm}$ avec une vitesse acceptable de $V=1.61\text{m/s}$.

VI.8 Tronçon SP – Réservoir R 2 :

Les données nécessaires pour le calcul sont représentées dans le tableau ci-dessus :

Tableau VI-8 : Caractéristique du tronçon SP - R 2.

$Q_{\max j}$ (m^3/j)	Longueur (m)	Cote de SP (m)	Cote TP R 1 (m)	Hg (m)
6038.18	640	147	209	62

- Calcul de la hauteur manométrique totale

On calcul la hauteur manométrique totale correspondante à chaque diamètre. les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau VI-9 : Calcul de la Hmt du tronçon SP - R 2.

Dex (mm)	Dint (mm)	V (m/s)	Λ	Ht (m)	Hmt (m)
250	204.6	2.55	0.0106	12.19	75.41
315	257.8	1.61	0.0102	3.68	66.05
400	327.4	1	0.0098	1.07	63.175
500	409.2	0.64	0.0094	0.33	62.37

- Calcul des frais d'exploitation :

Les résultats de calcul des frais d'exploitation sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI-10 : Les frais d'exploitation du tronçon SP - R 2.

Dex (mm)	Hmt (m)	P (KWatt)	E (KWh)	Fexp (DA)
250	75.41	82.72	603923	2536479
315	66.05	72.45	528956	2221617
400	63.175	69.30	505909	2124818
450	62.37	68.41	499452	2097701

- **Calcul des frais d'investissement amorti**

Les dépenses d'amortissement pour chaque diamètre sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI-11 : Les frais d'amortissement du tronçon SP - R 2.

D_{ext} (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F_{inv} (DA)	A	F_{amort} (DA)
250	4350	640	2784000	0.089	247776
315	7200	640	4608000	0.089	410112
400	11450	640	7328000	0.089	652192
450	17500	640	11200000	0.089	996800

- **Calcul du bilan (prix total)**

Le bilan des coûts d'exploitation et d'amortissements figure dans le tableau suivant :

Tableau VI-12 : Calcul du bilan du tronçon SP – R 2.

D (mm)	F_{exp} (DA)	F_{amor} (DA)	Bilan (DA)
250	2536479	247776	2784255
315	2221617	410112	2631729
400	2124818	652192	2777010
450	2097701	996800	3094501

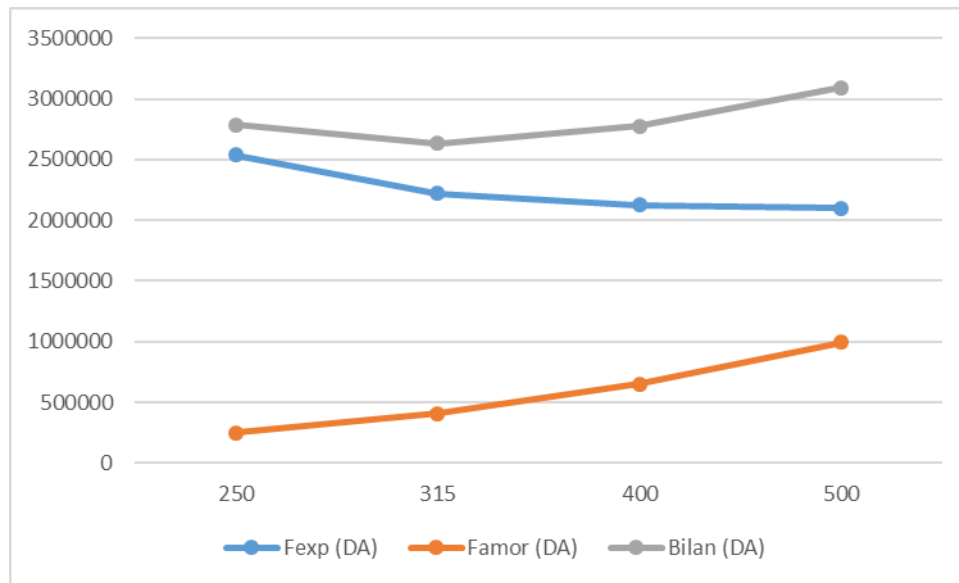


Figure VI-3 : Courbe d'optimisation du tronçon SP 1-R2

✚ Résultat

D'après les résultats obtenus ci-dessus. Le diamètre le plus économique est $D = 315\text{mm}$ avec une vitesse acceptable de $V=1.61\text{m/s}$.

VI.9 Renforcement d'adduction

Deux conduites de piquage de diamètres 250 mm et en 200 mm sont issues de la conduite provenant du réservoir du 2 x 5000mm de diamètres 500mm. Ce raccordement a pour objet de renforcer l'alimentation en eau potable d'une grande partie de la ville de Bouinan et la localité de Hassainia.

Le débit de renforcement de la localité de Hassainia est estimé à 10 l/s.

VI.10 Pompage :

L'étude de pompage nous aide à sélectionner la pompe la plus appropriée pour notre système d'adduction, assurant ainsi le débit requis et la hauteur manométrique souhaitée.

Dans notre cas la station de pompage sera équipée de pompes à axe horizontal, nous allons nous servir du logiciel Caprari pour faire le choix de la pompe et ceci en se respectant les critères suivants :

- Assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale.
- Meilleur rendement
- Puissance absorbée minimale
- Vitesse de rotation la plus élevée
- NPSH requis minimal

Le tableau des différentes variantes de pompes possibles

Tableau VI-13 :les différentes variante de pompes possibles

pompe	Nombre	Débit (l/s)	HMT (m)	H	Rendement (%)	Vitesse (tr/min)	Puissance absorbée(KW)	NPSH requis (m)
MEC-AZ 3/100C	1	60	75.7	64.3	79.7	2920	55.2	5.8
PM 125	2	30	80.3	63.8	74.9	1450	26.2	1.6
PM 65	3	20.7	95	63.9	70.2	2900	22	5.18
PM 100	4	16.5	72	64.2	75.5	1450	15	1.91

En fonction des critères de sélection, nous optons pour la pompe MEC-AZ 3/100C. Cette pompe Centrifuge monocanal à axe horizontal répond non seulement aux besoins de l'agglomération et à la hauteur manométrique totale requise, mais elle offre également un rendement optimal

La figure illustre les courbes caractéristiques de cette pompe.

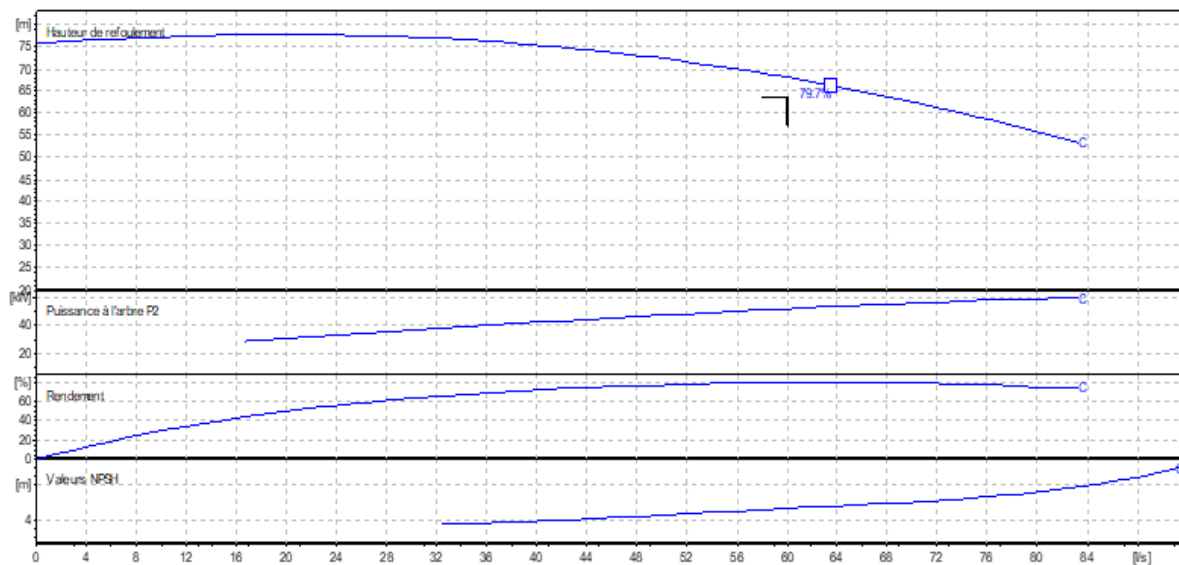


Figure VI-4 : les courbes caractéristiques de cette pompe

VI.11 Conclusion

Ce chapitre présente une étude technico-économique visant à déterminer le diamètre le plus économique c'est 315 mm pour les conduites d'adduction par refoulement projetées. L'analyse a pris en considération les coûts d'amortissement ainsi que les coûts d'exploitation. Afin de minimiser le coût total, et choisir les pompes de station qui pourrons satisfaire ce transport

CHAPITRE VII :

Protection des conduites contre le phénomène transitoire

VII. Protection des conduites contre le phénomène transitoire

VII.1 Introduction :

Les conduites d'adduction doivent toujours être conçues et dimensionnées en tenant compte de la protection contre les variations de pression causées par les changements de régime, susceptibles de provoquer le phénomène de coup de bélier. La violence de ce phénomène peut entraîner la détérioration et la rupture des conduites. Il est donc crucial de prendre les précautions et mesures nécessaires pour en limiter les effets.

VII.2 Définition du phénomène de coup de bélier :

Le coup de bélier est un phénomène transitoire et oscillatoire caractérisé par des ondes de surpression et de dépression qui se produisent dans les conduites en charge, que ce soit en écoulement gravitaire ou en refoulement. En d'autres termes, chaque segment d'eau subit des variations soudaines de pression et de vitesse à différents moments. Ces fluctuations résultent d'un changement rapide et brutal des conditions d'écoulement permanentes.

VII.2.1 Causes du coup bélier :

- Les causes les plus courantes de ce phénomène sont les suivantes :
- L'ouverture ou la fermeture brusque des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
- Le démarrage ou l'arrêt soudain des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- La modification de la vitesse d'une pompe.
- La coupure de l'alimentation électrique dans une station de pompage, qui est la cause la plus fréquente du coup de bélier.

VII.2.2 Les risques dus aux coups de bélier :

En pratique, les risques liés au coup de bélier sont significatifs :

- **Risque de forte pression :**

Les surpressions se manifestent comme des pressions dépassant plusieurs fois la pression de service, pouvant provoquer des fissures ou des ruptures de conduites. Ces surpressions sont particulièrement prononcées aux points bas des conduites.

- **Pression négative :**

Cette pression peut survenir après une forte surpression ou à la suite de l'arrêt soudain d'une pompe. Si elle devient inférieure à -10 m.c.e, une poche de cavitation peut se former. La pression négative peut entraîner des conséquences néfastes pour la conduite, telles que l'implosion de la canalisation, l'aspiration des joints, ou le décollement de l'enduit de protection interne.

• **Fatigue des conduites :**

Le passage répétitif d'une surpression à une dépression, et vice versa, peut provoquer la fatigue des conduites, un phénomène particulièrement complexe lorsque les conduites sont enterrées.

VII.2.3 Moyens de protection contre le coup de bélier :

Afin de limiter les variations de la pression dans les conduites, les appareils anti-bélier

Devront avoir pour effet : de limiter la dépression ainsi que la surpression.

Parmi ces moyens, on trouve :

- **Volant d'inertie.**
- **Les ventouses.**
- **Les réservoirs d'air.**

❖ **Volant d'inertie :**

Ce dispositif se distingue par sa capacité à maintenir l'alimentation même en cas d'arrêt du moteur. Il s'agit d'un volant, une roue de grande masse fixée sur l'arbre du groupe. Grâce à l'énergie cinétique accumulée pendant le fonctionnement normal, le volant restitue cette énergie lors de l'arrêt, permettant ainsi de prolonger le temps de fonctionnement du groupe et de réduire l'intensité du coup de bélier.

❖ **Les ventouses :**

Leurs rôles principaux sont l'évacuation de l'air contenu dans la conduite et l'admission d'air lors de la vidange ou en cas de cavitation à un point élevé.

❖ **Les réservoirs d'air :**

Le réservoir d'air est le dispositif le plus couramment utilisé pour protéger contre le coup de bélier. Il s'agit d'un récipient dont la partie supérieure renferme de l'air sous pression, tandis que la partie inférieure contient un certain volume d'eau. Ce dispositif, le plus simple dans sa conception, protège les installations contre les surpressions et les dépressions.

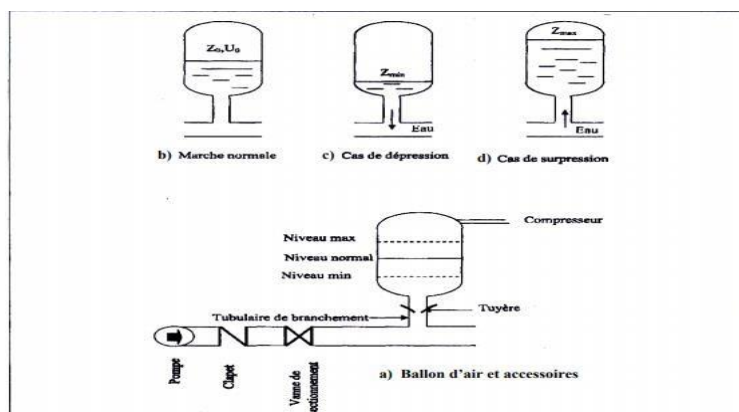


Figure VII-1 : d'un réservoir d'air.

VII.3 Etude du coup de bélier :

Notre système d'adduction d'eau repose sur une adduction par refoulement, la partie de refoulement pour étudier le phénomène de coup de bélier. Le refoulement est caractérisé par une conduite en PEHD (Polyéthylène Haute Densité) de classe PN 16, ayant un diamètre de 315 mm

Tableau VII-1 : Les caractéristiques de l'adduction 1.

Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
PEHD	315	0.0779	0.77	3721.35	72.16

Tableau VII-2 : Les caractéristiques de l'adduction 2.

Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
PEHD	315	0.0779	0.77	640	65

VII.3.1 Calcul la valeur du coup de bélier :

La valeur de la surpression et de la dépression est calculée par la relation suivante :

$$b = \pm \frac{c \cdot V_0}{g} \dots\dots(\text{VII.1})$$

Avec

V₀ : vitesse de refoulement en régime normal (m/s) ;

g : accélération de la pesanteur (9,81 m²/s) ;

c : célérité d'onde (m/s).

VII.3.2 La célérité d'onde :

La célérité d'onde élastique est en fonction du fluide, du matériau et des caractéristiques géométriques de la conduite et de l'effet du sol

C'est une formule améliorée par **Mr (SALAH. B)** pour les conduites enterrées :

$$C = \frac{\sqrt{K/p}}{\sqrt{1 + \frac{k \cdot 2 \cdot a \cdot (1 - u_m^2) \cdot (1 - u_s)}{(1 - u_m^2) \cdot a \cdot E_s + E_m \cdot e_m \cdot (1 - u_s)}}} \dots\dots\dots(\text{VII.2})$$

Avec :

C : célérité d'onde (m/s).

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

ρ : masse volumique de l'eau $\rho = 1000$ kg/m³

E_m : module de Young du matériau de la conduite. $E = 2 \cdot 10^9$ Pa.

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

ν_m : coefficient de poisson du matériau, $\nu_m = 0.46$ (PEHD).

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

e_m : épaisseur de la conduite (m).

a : rayon intérieur de la conduite (m).

Tableau VII-3 : Calcul de la valeur du coup de bélier de l'adduction

Long	Débit	Diamètre	Section	Vitesse	Célérité de l'onde de coup de bélier	Surpression au C.B	Pression max	Pression min
(m)	(l/s)	(mm)	(m ²)	(m/s)	(m/s)	(m)	(m)	(m)
3721.35	60	315	0,079	0.77	479.597	38.82	120.98	46.3
640	60	315	0.079	0.77	479.597	38.82	113.82	36.18

VII.4 Méthode de calcul d'un réservoir d'air anti-bélier :

La Méthode de PEUCH et MEUNIER c'est la méthode qui sera utilisée dans notre projet pour la détermination du volume du réservoir d'air. Cette méthode utilise trois nombres adimensionnels qui sont :

K : qui caractérise les pertes de charge ;

A : qui caractérise la conduite de refoulement ;

B : qui caractérise le volume d'air du réservoir anti-bélier.

Telle que :

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} \dots\dots(VII\ 3)$$

$$A = \frac{C \cdot V_0}{g \cdot h_0} \dots\dots(VII\ 4)$$

c: célérité d'onde de de coup de bélier (m/s).

V₀ : vitesse d'écoulement en régime permanent (m/s).

H₀ : Pression statique absolue

$$H_0 = H_g + 10 \text{ (mce)}$$

Habs : La pression de service absolue tq

$$H_{abs} = H_g + \sum \Delta h + 10 \text{ (mce)}$$

$\sum \Delta h$: les pertes de charge totales (m)

L : longueur totale de la conduite de refoulement (m) ;

S : section de la conduite de refoulement (m) ;

U_0 : Volume d'air initial (m³)

g : accélération de pesanteur (m/s²).

❖ **La méthode se résume dans les étapes suivantes :**

- Calculer la célérité d'onde C et la vitesse de l'écoulement en régime permanent V_0 .
- Calculer les paramètres A et K,
- Tracer le profil en long de la conduite de refoulement, comme suite :

Tableau VII-4 : Caractéristiques de Profil en long de la conduite de refoulement.

Z (m)	Z0	Z1	Z2	Z3	Z4
Distance (m)	0	L/4	L/2	3L/4	L
ΔZ (m)	0	Z1-Z0	Z2-Z0	Z3-Z0	Z4-Z0
$\frac{D_{z+10}}{H_{g+10}}$	$\Delta Z_0 / H_0$	$\Delta Z_1 / H_0$	$\Delta Z_2 / H_0$	$\Delta Z_3 / H_0$	$\Delta Z_4 / H_0$
x/L	0	0.25	0.5	0.75	1

Avec :

Z : La pression totale,

X / L: Le rapport entre les abscisses de différents points et la longueur totale.

Dans les abaques, les courbes de dépression sont en fonction de P_{min}/H et X/L.

- Ayant calculé K et A, nous superposons la famille de courbes B au profil en long. Nous

Choisissons la courbe qui laisse au moins une sécurité de 3m de pression absolue au-dessus du point le plus défavorable du profil ; la valeur de B permet de calculer U_0 .

$$U_0 = \frac{V_0^2}{g H_{abs}} * \frac{LS}{B} \dots\dots(\text{VII } 5)$$

- Déterminer le volume d'air maximum qui correspond à la pression minimale P_{min} , cette dernière est tirée de l'abaque par l'intersection de la courbe B et l'axe des ordonnées P_{min} / H_0

$$U_{max} = \left(\frac{P_{min}}{H_0} \right)^{0.83} \dots\dots(\text{VII } 6)$$

VII.4.1 Calcul du volume d'air:

Adduction

On travaille sur la conduite principale, donc du point de jonction jusqu'à la station de pompage

- ❖ La pression statique absolue :

$$H_0 = H_g + 10 = 82.16 \text{ mce}$$

- ❖ La pression de service absolue :

$$H_{abs} = H_0 + \sum \Delta h + 10 = 85.69 \text{ mce}$$

On calcule les nombres K et A pour choisir l'abaque de protection contre les dépressions

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} = \frac{85.69 - 82.16}{82.16} = 0.04$$

$$A = \frac{C * V_0}{g * H_0} = \frac{479.597 * 0.77}{9.81 * 82.16} = 0.32$$

Alors : on choisit l'abaque correspond au $K=0$ et $B = 0.5$ [**Annex 12**]

Tableau VII-5 : Caractéristiques de profil en long de la conduite de refoulement. (forage, station)

Z (m)	71.84	80.06	115	135.5	144
Distance (m)	0	930.34	1860.69	2791.03	3721.38
ΔZ (m)	0	8.22	32.94	20.5	8.5
$\frac{\Delta Z + 10}{H_g + 10}$	0.1	0.22	0.55	0.25	0.10
X/L	0	0.25	0.5	0.75	1

Après superposition du profil en long sur l’abaque de Puech et Meunier, nous obtenons $B=0.42$ la conduite est entièrement protégée et laisse au-dessus du point le plus défavorable du profil une pression absolue de plus de presque 3m d’eau. Cette valeur de B nous permet de calculer le volume comprimé U_0 :

Donc

$$U_0 = 0.48$$

- Depuis l’abaque : $P_{min} / H_0 = 0,62$ $P_{min} = 50.94$ m
- Le volume d’air maximal sera calculé en considérant une loi intermédiaire entre les lois isothermes et adiabatiques

$$U_{max} = 0.740 \text{ m}^3$$

✚ Adduction 2 :

On travaille sur la conduite, du station jusqu’à le réservoir

- ❖ La pression statique absolue :

$$H_0 = H_g + 10 = 75 \text{ mce}$$

- ❖ La pression de service absolue :

$$H_{abs} = H_0 + \sum \Delta h + 10 = 78.53 \text{ mce}$$

On calcule les nombres K et A pour choisir l’abaque de protection contre les dépressions

$$K = 0.04$$

$B = 0.42$

Alors : on choisit l'abaque correspond au $K=0$ et $B = 0.5$ [Annex 12]

Tableau VII-6 : : Caractéristiques de profil en long de la conduite de refoulement. (Station réservoir)

Z (m)	144	154	188	200	209
Distance (m)	0	160	320	480	640
ΔZ (m)	0	10	34	12	9
$\frac{\Delta Z+10}{Hg+10}$	0.12	0.26	0.59	0.16	0.12
X/L	0	0.25	0.5	0.75	1

Après superposition du profil en long sur l'abaque de Puech et Meunier, nous obtenons $B=0.2$

En calcul U_0

$U_0 = 0.19$

Depuis l'abaque : $P_{min} / H_0 = 0,72$ $P_{min} = 54$ m

Le volume d'air maximal sera calculé en considérant une loi intermédiaire entre les isothermes et adiabatiques

$U_{max} = 0.250 \text{ m}^3$

VII.5 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présenté les différentes méthodes de protection des conduites contre les phénomènes transitoires et choisi d'étudier les réservoirs d'air.

Après avoir calculé la valeur du coup de bélier, nous avons dimensionné les réservoirs en utilisant la méthode de meunière. Nous avons ainsi prévu l'installation de réservoir d'air normalisé de 800 litre et un autre de 300 litre

CHAPITRE VIII :

pose de canalisation et accessoires

VIII Pose de canalisation et accessoires**VIII.1 Introduction :**

Dans ce chapitre, nous exposons les principes fondamentaux et les différents types de pose des canalisations pour améliorer l'efficacité des travaux sur le terrain. Nous examinons également les accessoires installés le long des conduites, qui assurent la protection et le bon fonctionnement du réseau.

VIII.2 Accessoires :

Les accessoires nécessaires à installer dans les canalisations des réseaux de distribution ou d'adduction sont les suivants :

VIII.2.1 Robinet-vannes :

Ces dispositifs, installés à chaque jonction du réseau ou le long des conduites, permettent d'isoler les tronçons pour faciliter les réparations sans perturber le fonctionnement du reste du réseau. Plusieurs types de vannes, chacune ayant une fonction spécifique, sont utilisés à cet effet, notamment :

- **Robinet vannes à opercule :**

Ce sont des dispositifs de sectionnement qui doivent être soit entièrement ouverts, soit entièrement fermés. Ils occupent un espace plus important que les vannes papillon.



Figure VIII-1 : Robinet vanne à opercule.

- **Vannes papillons :**

Peuvent aussi bien servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Elles sont d'un encombrement réduit, légères, le couple de manœuvre est faible et créent de faibles pertes de charge à pleine ouverture.



Figure VIII-2 :Vannes papillon

- **Les robinets de décharge :**

Robinet disposé aux points bas pour la vidange de conduites. Cette évacuation s'effectue à l'égout voisin ou dans un fossé de la route (hors de la ville).

VIII.2.2 Clapet :

Ils servent à diriger l'écoulement dans une seule direction. On les utilise généralement dans les stations de pompage, souvent installés à la sortie des pompes, entre celles-ci et les robinets de sectionnement. On les retrouve également sur les canalisations de distribution.

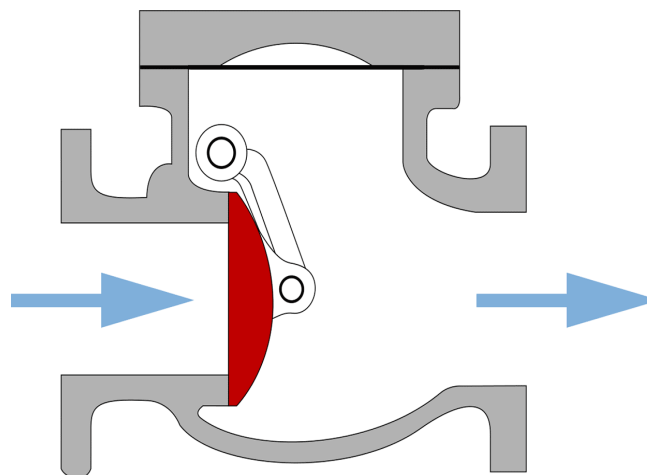


Figure VIII-3 : Clapet anti retour

VIII.2.3 Ventouses :

Les ventouses sont des dispositifs installés aux points les plus élevés du réseau afin de limiter la formation de vide dans les installations hydrauliques. L'évacuation de l'air s'effectue via une ventouse, qui peut être manuelle ou automatique.



Figure VIII-4 : ventouses

VIII.2.4 Régulateurs de pression :

Ce sont des organes de vannage qui introduisent une perte de charge variable, de manière à ce que la pression aval soit maintenue à une valeur constante de consigne, quel que soit le débit et la pression amont.



Figure VIII-5 :régulateurs de pression

VIII.3 Organe de raccordement:

Les organes de raccordement sont essentiels pour :

- Dévier un débit
- Introduire ou extraire un débit.
- Modifier le diamètre de la conduite.
- Faciliter la mise en place et le retrait des accessoires.
- Changer la direction de la conduite.

VIII.3.1 Les coudes :

Les coudes sont des éléments utilisés pour changer la direction d'une conduite. Ils sont fixés à l'aide de massifs de butée correctement dimensionnés.

VIII.3.2 Les cônes :

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de différents diamètres. Ils peuvent être placés au niveau de l'emplacement des robinets vannes, également à l'entrée et sortie des pompes.

VIII.3.3 Les croix de jonction :

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

VIII.3.4 Les tés :

Ils sont utilisés pour extraire ou ajouter un débit supplémentaire dans une canalisation.

VIII.3.5 Les manchons :

Ce sont des pièces utilisés pour le raccordement des appareilles et accessoires.

VIII.3.6 Les compteurs :

Le réseau de distribution nécessite des compteurs qui seront installés pour l'évaluation du rendement du réseau et le contrôle de la consommation

VIII.4 Pose de canalisation:**VIII.4.1 Principe de pose de canalisation:**

Les conduites sont généralement enterrées dans des tranchées, mais le mode de pose varie selon le terrain afin de réduire l'impact des différentes contraintes qui agissent sur la conduite.

Il est essentiel d'installer les conduites avec une légère pente pour créer des points bas permettant la vidange et des points hauts pour évacuer l'air à l'aide d'une ventouse ou d'un purgeur automatique. Par conséquent, on adopte un tracé en zigzag avec une montée progressive suivie d'une descente rapide.

- **Profondeur de la tranchée :**

C'est une distance qui varie entre 0.8 et 1.20 m, elle est aménagée au-dessus de la génératrice supérieure du tuyau afin d'assurer sa protection contre les dégâts qui pourraient être provoqués par les variations de température ainsi que par les effets de charge et de surcharge.

- **Largeur de la tranchée :**

Elle sera déterminée en tenant compte du diamètre de la conduite, en prévoyant un espace de 0,30 m de chaque côté (soit un minimum de 0,60 m au total) afin de faciliter les travaux.

- **Aménagement du lit de pose :**

Le fond de la tranchée doit être protégé par un lit de pose d'une épaisseur de 0,10 à 0,20 m, soigneusement nivelé selon les côtes du profil en long. Ce lit est constitué de sable, formant ainsi un matelas élastique sous le tuyau, ce qui permet une répartition uniforme des charges sur la zone d'appui.

- **L'assise :**

Au-dessus du lit de pose, le matériau de remblai est poussé et compacté jusqu'à la hauteur de l'axe de la canalisation afin de stabiliser celle-ci et de lui fournir une assise solide. L'ensemble formé par le lit de pose et cette assise constitue l'appui de la canalisation.

- **Préparation des tuyaux :**

Avant de descendre les tuyaux dans la tranchée, ils sont inspectés afin d'écarter ceux qui auraient subi des chocs, ce qui facilite le nivellement.

- **Epreuve de joints et de la canalisation :**

Pour garantir une sécurité optimale, le test de pression des conduites et des joints est réalisé avant le remblaiement. Ce test est effectué à l'aide d'une pompe d'épreuve, en remplissant la conduite d'eau sous une pression équivalente à 1,5 fois la pression de service prévue en fonctionnement.

- **Remblai des tranchées :**

Une fois les canalisations posées dans les tranchées, le remblayage est réalisé en couches successives, compactées de manière régulière. Ces couches sont constituées de déblais débarrassés des pierres grossières. L'épaisseur du remblai varie, mais est généralement de 1 m, avec un enrobage de 10 à 15 cm au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite.

- **Nivellement et compactage :**

Une fois le remblai effectué, on procède au nivellement en étalant les terres, suivi d'un compactage pour augmenter leur densité et prévenir tout tassement ultérieur.

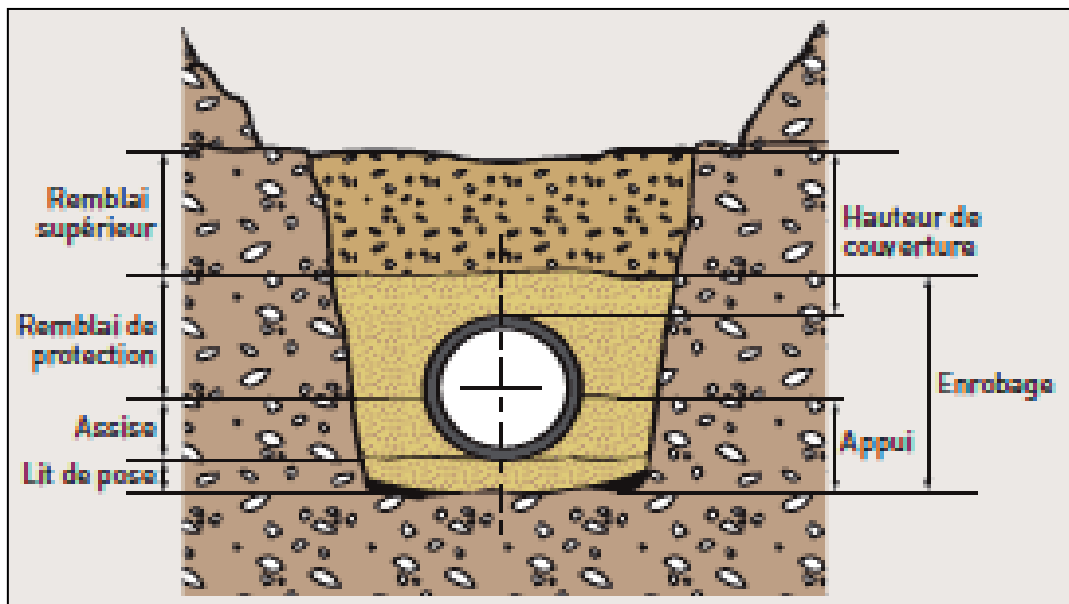


Figure VIII-6 : Coupe de la tranchée.

VIII.4.2 Type de pose de canalisation:

Il existe plusieurs variantes de pose des conduites :

- La Pose en terrain ordinaire.
- La Pose en mauvais terrains.
- La Pose en pentes.
- La Pose en galerie.

- La Pose en cours d'eau.
- La Pose à proximité d'une conduite d'assainissement.
- La Pose des conduites traversées des routes et voies ferrées.
- La Passage de ponts.
- La Pose sans tranchée ouverte.

VIII.4.3 Pose de canalisation sur un terrain naturel

Dans notre projet, la pose de canalisation est effectuée de manière standard. La canalisation est installée dans une tranchée d'une largeur minimale de 60 cm et d'une profondeur suffisante pour accueillir un lit de sable de 10 à 20 cm d'épaisseur au minimum. La conduite doit être recouverte d'un remblai d'au moins 80 cm au-dessus de la génératrice supérieure.

La tranchée doit être suffisamment large pour permettre l'accès des ouvriers afin de réaliser les travaux. Au niveau des joints, la tranchée doit être élargie davantage. Le remblaiement est effectué en couches de 20 à 30 cm, avec un lit de sable compacté et correctement nivelé. Le grillage de couleur bleue est utilisé pour indiquer les conduites d'eau potable.

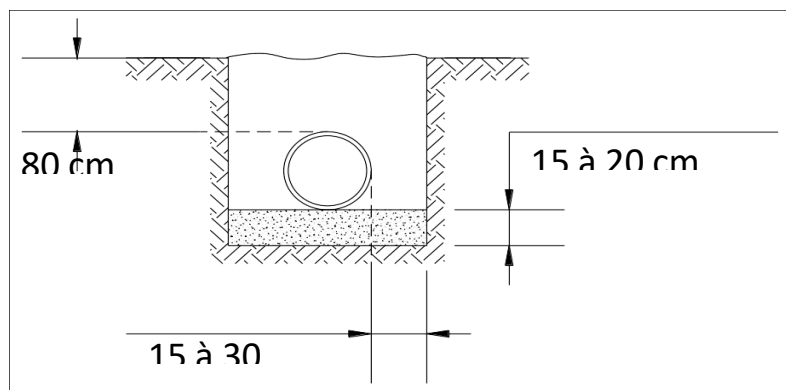


Figure VIII-7 : Pose de canalisation en terrain naturelle

VIII.5 Conclusion :

Il est crucial que l'installation des canalisations respecte les normes pour garantir un rendement optimal et prolonger la durée de vie du système d'approvisionnement en eau potable. Afin d'assurer le bon fonctionnement du réseau, les canalisations doivent être équipées de divers accessoires. Ces accessoires doivent être installés avec soin et les raccordements réalisés par des professionnels qualifiés. Le schéma d'installation des accessoires est illustré sur la planche N°4

CHAPITRE IX :

MANAGEMENT

DE PROJET

IX. Management de projet

IX.1 Introduction :

La planification d'un chantier est une technique précise et précieuse visant à garantir l'exécution des travaux dans les meilleurs délais et au moindre coût. Ainsi. Pour organiser efficacement un projet. L'objectif est de le rendre plus économique. De haute qualité et de réduire au maximum les délais de réalisation.

IX.2 Réalisation du réseau d'aep :

Le chantier hydraulique comporte plusieurs tâches pour la mise en place des conduites et ceci en respectant les délais de réalisation des travaux pour chaque opération.

IX.2.1 Implantation du tracé :

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite. La direction et l'extrémité de l'axe doivent être bien déterminées.

IX.2.2 Décapage de la couche végétale :

Avant d'entamer l'excavation des tranchées. On doit tout d'abord commencer par l'opération de décapage des terres végétales sur des faibles profondeurs et ceci sera réalisé avec un bulldozer ou un angledozer.

IX.2.3 Exécution des tranchées:

C'est l'opération de déblais. Qui consiste à faire des excavations par une pelle hydraulique. Les déblais seront posés à côté de la tranchée. L'autre côté étant réservé au bardage des conduites.

IX.2.4 Pose du lit de sable :

Cette opération consiste à poser un lit en matériau fin (sable). Permettant le drainage du fond de la tranchée. Ce lit aura une épaisseur de 10 cm au minimum.

IX.2.5 Pose des conduites :

Avant la descente des conduites dans la fouille. On procède à un tri de façon à écarter celles qui ont subi des chocs. Au cours de la pose. On doit vérifier régulièrement l'alignement des conduites.

IX.2.6 Remblayage des tranchées :

C'est une opération qui consiste à enterrer la conduite. En utilisant la terre des déblais résultant de l'excavation. La mise en place du remblai doit être bien tassée par un engin (le chargeur).

IX.2.7 Nivellement et compactage :

Le nivellement consiste à étaler les terres qui sont en monticule. Ensuite on procède au compactage pour augmenter la densité des terres dans le but d'éviter le tassement.

IX.3 Calcul des volumes de terrassement :**IX.3.1 Volume de décapage de la couche végétale :**

Le volume de la couche à décaper est donné par la relation suivante :

$$V_c = (B * e * L * E) \text{ (m}^3\text{).....(IX.1)}$$

Avec

B : largeur de la tranchée. (B = D + 0.6) (m).

D : diamètre de la conduite (m).

e : épaisseur de la couche (=0.1m).

L : longueur totale de tranchées (m).

IX.3.2 Volume de la tranchée (déblai) :

Le volume de déblai est calculé par la relation suivante :

$$V_d = (B * H_{tr} * L * e * E) \text{ (m}^3\text{).....(IX.2)}$$

Avec

B : largeur de la tranchée. B = D + 0.6 (m).

H : hauteur de la tranchée. $H_{tr} = D + h + e$ (m).

D : diamètre de la conduite (m).

h : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite). Elle est entre 80 et 120cm

e : épaisseur du lit de sable.. e = 0.1m.

E coefficient de foisonnement 1.2

IX.3.3 Volume de lit de sable :

Le volume de lit de sable est calculé par :

$$V_s = (e_s * b * L).....(IX.3)$$

Avec :

V_s : Volume de lit de sable (m³)..

e_s : épaisseur de sable (m). e_s = 20 cm

b : largeur de la tranchée (m).

L : longueur de tranchée (m).

IX.3.4 Volume de remblais compacté :

Le volume du remblai est égal au volume du déblai réduit du volume occupé par la conduite plus le volume du lit de sable :

$$V_{\text{remblais}} = (V_{\text{déblais}} - V_s - V_e - V_c) \dots \dots (\text{IX.4})$$

Avec :

$V_{\text{déblais}}$: Volume de déblais (m^3).

V_s : volume du lit du sable (m^3).

V_e : volume de l'enrobage (m^3).

V_c : Volume de la conduite (m^3)

IX.3.5 Volume de l'enrobage :

Le volume de sable ajouté sous les canalisations. Avec une épaisseur de 20 cm le long de la tranchée. Peut être calculé comme suit :

$$V_e = (e_n \cdot b \cdot L) \dots \dots (\text{IX.5})$$

Avec :

V_e : Volume d'enrobage (m^3) .

e_n : épaisseur de l'enrobage (m).

b : largeur de la tranchée (m).

L : longueur de tranchée (m).

IX.3.6 Volume de conduite :

Une fois les déblais de la tranchée réalisés et le lit de sable mis en place. La conduite doit être posée. La connaissance de sa section est cruciale pour déterminer le volume des remblais. Ce qui peut être calculé à l'aide de la relation suivante :

$$V_c = \frac{L\pi D^2}{4} \dots \dots (\text{IX.6})$$

Les résultats de calcul des volumes obtenus sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau IX-1 : Calcul des différents volumes de terrassement.

Réseau	D (mm)	L (m)	B (m)	H (m)	V _{déc} (m ³)	V _{déb} (m ³)	V _s (m ³)	V _n (m ³)	V _{rem} (m ³)
Distribution	50	1169.9	0.65	1.05	798.45	91.248	152.08	152.08	403.042
	60	252.8	0.66	1.06	176.85	20.016	33.37	33.37	90.094
	90	2028.84	0.69	1.09	1525.89	167.976	279.98	279.98	797.954
	110	1033.4	0.71	1.10	809.44	87.504	145.84	145.84	430.256
	125	1095.6	0.725	1.25	893.59	95.316	158.86	158.86	480.554
	160	936.37	0.66	1.16	825.98	85.416	142.37	142.37	455.824
	200	792	0.8	1.2	760.32	76.032	126.72	126.72	430.848
	250	2391.07	0.85	1.25	2774.99	270.132	450.22	450.22	1604.418
Adduction	315	517.3	0.915	1.315	622.42	56.796	94.66	94.66	376.304
	160	716.32	0.76	1.16	631.50	65.328	103.86	103.86	358.452
	315	4365.35	0.915	1.315	5252.49	479.304	802.42	802.42	3168.346

IX.4 Devis estimatif :

Les calculs de montant total pour les différents volumes de travaux de terrassement sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau IX-2 : Volumes e montant total des travaux de terrassement

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Décapage	m ³	15071.98	250	3767980
2	Déblais	m ³	1495.068	500	747534
3	Lit de sable	m ³	2486.85	1500	3730275
4	Remblais compacté	m ³	8596.092	400	3438437

Les résultats de calcul de montant pour chaque diamètre de conduite sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau IX-3 : Montant de la fourniture des conduites

Canalisation PEHD	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Conduite PN 10 ø 50	MI	1169.9	128	149747
Conduite PN 10 ø 63	MI	252.8	210	53088
Conduite PN 10 ø 90	MI	2028.84	422	856170
Conduite PN 10 ø 110	MI	1033.4	615	635541
Conduite PN 10 ø 125	MI	1095.6	790	865524
Conduite PN 10 ø 160	MI	936.37	1260	1179826
Conduite PN 10 ø 200	MI	792	1900	1504800
Conduite PN 10 ø 250	MI	2391.07	3050	7292763
Conduite PN 10 ø 315	MI	517.3	4850	2508905
Conduite PN 16 ø 160	MI	716.32	1820	1303702
Conduite PN 16 ø 315	MI	4365.35	7200	31430520

Source : (<https://www.vmhdz.com/>)

Le devis estimatif du cout total de la réalisation des travaux est représenté dans le tableau ci-dessous :

Tableau IX-4 : Coût total des travaux.

Nature des charges	Coût en DA
Travaux de terrassement	1168952
Pose de canalisation	47780587
Total HT	59470107
TVA 17%	10109918
Total TTC	69580026

Le cout total de réalisation du projet d'alimentation en eau potable de notre agglomération :

Soixante-neuf millions cinq cent quatre-vingts mille vingt-six

IX.5 Planification des travaux :

Avant d'entamer la réalisation des travaux sur le chantier, il faut faire une planification qui consiste en une étude théorique qui va désigner la meilleure façon d'utiliser la main d'œuvre et les autres moyens. Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- La méthode du réseau (CPM) : La méthode du réseau est une méthode où les nœuds et les flèches représentent des tâches et ils sont parcourus par un flux qui est le temps.
- La méthode graphique.

L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail sera fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau) .
- Sans retard.
- Avec la définition des tâches et leurs durées.
- Aussi économique que possible.

IX.5.1 Définitions des tâches et leurs durées :

❖ Réseau d'adduction et distribution :

Les tâches de réalisation de réseau de d'adduction et distribution, et leurs durées sont mentionnées dans le tableau :

Tableau IX-5 : temps de réalisation des opérations de réseau de distribution et adduction.

Notation	Opération	Durée (j)
A	Décapage de la couche de goudron	20
B	Exécution des tranchées du réseau et des fouilles pour les regards	40
C	Pose du lit de sable	30
D	Pose des conduites	50
E	Montage et raccordement des conduites	40
F	Remblayage des tranchées	30
G	Nivellement et compactage	20

IX.5.2 Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM) :

Les opérations qui précèdent et qui succèdent pour chaque opération de réalisation sont dans les tableaux suivants :

Tableau IX-6: Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération sur chantier.

Opérations	Précède	Succède
A	/	B
B	A	C
C	B	D , E
D	C	E
E	C	E
F	E	G
G	F	H
H	G	/

Détermination du chemin critique : Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

AVEC :

TR : temps de réalisation

DCP : date de commencement au plus tôt

DCPP : date de commencement au plus tard DCPP =

DFPP – TRDFP : date de finition au plus tôt DFP = DCP

+ TR

DFPP : date de finition au

plus tard MT : marge totale

Chemin critique : C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTP)

reliant les opérations possédant la marge totale nulle.

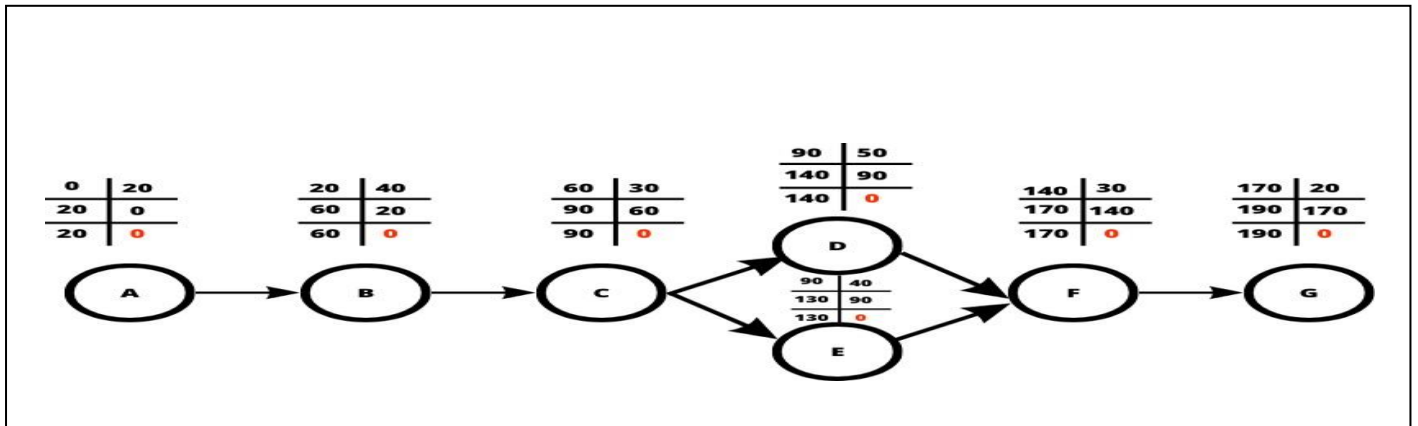


Figure IX-1: Réseaux à nœuds et calcul du temps de réalisation du réseau d’adduction et distribution.

Chemin critique : A-B-C-D-F-G C’est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTP).

DTP (la durée totale de pose de canalisation du projet) = **190 jours**.

IX.6 Conclusion:

D’après ce chapitre. On peut conclure que l’organisation de chantier est nécessaire avant le commencement des travaux. Car elle permet de déterminer tous les volumes des travaux ainsi que l’estimation du coût total du projet qui a été estimé environ **69580026Da**. Et nous avons établi une planification des travaux d’où la durée de réalisation de pose de canalisation est estimée à 190 jours.

Conclusion Générale

L'étude diagnostique que nous avons menée nous a permis de présenter le système d'alimentation en eau potable existant du chef-lieu de la localité de HASSAINIA, ainsi que d'analyser son fonctionnement actuel et son évolution à long terme (horizon 2054), en tenant compte de l'augmentation de la population et de ses besoins en eau.

Notre diagnostic s'est principalement basé sur les résultats des simulations, qui nous ont permis d'identifier les problèmes existants au niveau du réseau de distribution, de l'adduction, des ouvrages de stockage, et des insuffisances des sources d'eau. Ces problèmes engendrent des dysfonctionnements, provoquant des perturbations dans la distribution actuelle et une incapacité à assurer l'alimentation en eau potable à l'horizon 2054.

Pour remédier à ces difficultés, nous avons proposé les solutions suivantes :

- La projection d'un nouveau réseau de distribution de type maillé, conçu pour équilibrer les paramètres de vitesse et de pression afin que le réseau réponde aux besoins de l'agglomération à l'horizon 2054
- La réalisation de nouveaux forages pour combler le déficit en eau, ainsi que l'installation de pompes.
- Le redimensionnement du réseau d'adduction pour assurer le transport du débit vers les châteaux d'eau.
- La mise en place d'une protection contre les phénomènes transitoires sur le tronçon reliant les forages au réservoir tampon, par l'installation d'un réservoir d'air de 800 litres et de 300 litres, afin de prévenir les surpressions et dépressions.

Cette étude nous a permis de mettre en pratique l'ensemble des connaissances acquises au cours de notre formation. Nous espérons que ce travail servira de guide aux promotions futures.

Bibliographique

SALAH Boualem, polycopie Alimentation en eau potable, ENSH, Septembre 2014.

JEAN-LOUP Robert, Ph.D, Hydraulique urbaine.2004.

A. DUPONT Paris 1977« Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles.

F. VALIRON : «Gestion des eaux .Alimentation en eau, Assainissement»,
Cours de l'école nationale des ponts et des chaussées (1988)

M. CARLIER Paris 1972 « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles.

KADI, L: Cours De alimentation en eau potable (ENSH).

Catalogue des conduites en PEHD VMH (<https://www.vmhdz.com/>)

Layadi racha, (2023). Diagnostic et réhabilitation du système d'aep de la commune de ksar el abtal (Sétif)

BOUTOUREA Souhaib .(2019) réhabilitation du système d'alimentation en eau potable de la ville de bougera (w.blida)

ikhlef noussaiba (2020) alimentation en eau potable de la commune de chaabet el ameur(wilaya de boumerdes)

M.YAHIA Ayoub (2018). Conception du réseau d'alimentation en eau potable de la nouvelle ville de BOUINAN <<5000 logements>> (W.Blida)

Ait slimane Djamila (2018) calcul de coupe bélier dans les conduites enterrées

ZIAINIA YOUNES (2020) Diagnostic et réhabilitation du réseau d'alimentation en eau potable de la commune de OUM EL DJELLIL (w.médéa)

ANNEX

ANNEXE N°1 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

HEURES	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	De 10001 à 50000	De 50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération 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 : polycopie d'AEP de Mr. SALAH.B

ANNEXE N°2 : Tableau III.9 : Débits aux nœuds du réseau (cas de point)

N° des nœuds	Les tronçons		longueur des tronçons m	Débits Spécifique l/s/ml	Débit en route l/s	débit nodal l/s
	DU	AU				
N1	N1	Nr	1162,0567	0,0026491	5,92163018	4,52069333
	N1	N2	41,8452	0,0026491	0,10661777	
	N1	N8	974,6321	0,0026491	2,48327421	
	N1	N47	207,9605	0,0026491	0,5298645	
N2	N2	N1	41,8452	0,0026491	0,10661777	0,23914626
	N2	N3	29,907	0,0026491	0,07620032	
	N2	N31	115,9674	0,0026491	0,29547442	
N3	N3	N2	29,907	0,0026491	0,07620032	0,31674844
	N3	N4	54,3605	0,0026491	0,13850562	
	N3	N32	164,3665	0,0026491	0,41879094	
N4	N4	N3	54,3605	0,0026491	0,13850562	0,51474112
	N4	N5	35,9305	0,0026491	0,09154766	
	N4	N33	313,7588	0,0026491	0,79942897	
N5	N5	N4	35,9305	0,0026491	0,09154766	0,5157543
	N5	N6	291,7451	0,0026491	0,74334006	
	N5	N34	77,1695	0,0026491	0,19662089	
N6	N6	N5	291,7451	0,0026491	0,74334006	0,87337197
	N6	N7	94,4547	0,0026491	0,24066201	
	N6	N36	299,3599	0,0026491	0,76274188	
N7	N7	N6	94,4547	0,0026491	0,24066201	0,8901697
	N7	N37	312,391	0,0026491	0,79594394	
	N7	N40	291,8995	0,0026491	0,74373346	
N8	N8	N9	70,9245	0,0026491	0,18070919	1,8963061
	N8	N1	974,6321	0,0026491	2,48327421	
	N8	N20	442,9627	0,0026491	1,12862879	
N9	N9	N8	70,9245	0,0026491	0,18070919	0,77125699
	N9	N10	91,6329	0,0026491	0,23347232	
	N9	N19	442,8464	0,0026491	1,12833247	
N10	N10	N9	91,6329	0,0026491	0,23347232	0,46429443
	N10	N11	159,64	0,0026491	0,40674824	
	N10	N41	113,1784	0,0026491	0,2883683	
N11	N11	N10	159,64	0,0026491	0,40674824	1,32306344
	N11	N12	217,4349	0,0026491	0,55400441	
	N11	N17	661,4734	0,0026491	1,68537424	
N12	N12	N11	217,4349	0,0026491	0,55400441	0,37364619
	N12	N13	5,7767	0,0026491	0,01471851	
	N12	N42	70,0847	0,0026491	0,17856946	
N13	N13	N12	5,7767	0,0026491	0,01471851	0,06249385
	N13	N14	18,8179	0,0026491	0,0479463	
	N13	N46	24,4604	0,0026491	0,06232288	
N14	N14	N13	18,8179	0,0026491	0,0479463	0,11862594
	N14	N15	23,8115	0,0026491	0,06066954	
	N14	N 43	50,4869	0,0026491	0,12863604	
N15	N15	N16	24,5968	0,0026491	0,06267042	0,12541498

	N15	N14	23,8115	0,0026491	0,06066954	
	N15	N44	50,0371	0,0026491	0,12748999	
N16	N16	N15	24,5968	0,0026491	0,06267042	0,22724243
	N16	N17	105,0571	0,0026491	0,26767596	
	N16	N45	48,7217	0,0026491	0,12413847	
N17	N17	N11	661,4734	0,0026491	1,68537424	1,09813223
	N17	N16	105,0571	0,0026491	0,26767596	
	N17	N18	95,4564	0,0026491	0,24321425	

N° des nœuds	Les tronçons		longueur des tronçons	Débits Spécifique	Débit en route	débit nodal
	DU	AU				
N18	N18	N17	95,4564	0,0026491	0,24321425	0,30123117
	N18	N19	78,4786	0,0026491	0,19995636	
	N18	N57	62,5186	0,0026491	0,15929172	
N19	N19	N18	78,4786	0,0026491	0,19995636	0,76385659
	N19	N20	78,2698	0,0026491	0,19942435	
	N19	N9	442,8464	0,0026491	1,12833247	
N20	N20	N19	78,2698	0,0026491	0,19942435	0,837077
	N20	N8	442,9627	0,0026491	1,12862879	
	N20	N21	135,8372	0,0026491	0,34610087	
N21	N21	N20	135,8372	0,0026491	0,34610087	0,38316097
	N21	N39	137,0866	0,0026491	0,34928423	
	N21	N22	27,8412	0,0026491	0,07093685	
N22	N22	N21	27,8412	0,0026491	0,07093685	0,62269986
	N22	N23	324,3112	0,0026491	0,82631553	
	N22	N38	136,6404	0,0026491	0,34814735	
N23	N23	N22	324,3112	0,0026491	0,82631553	1,14267057
	N23	N24	446,7957	0,0026491	1,13839493	
	N23	N35	125,8407	0,0026491	0,32063069	
N24	N24	N23	446,7957	0,0026491	1,13839493	0,79717483
	N24	N25	20,6926	0,0026491	0,05272287	

	N24	N30	158,2599	0,0026491	0,40323187	
N25	N25	N24	20,6926	0,0026491	0,05272287	0,24180691
	N25	N26	40,7083	0,0026491	0,10372106	
	N25	N29	128,4072	0,0026491	0,3271699	
N26	N26	N25	40,7083	0,0026491	0,10372106	0,43538254
	N26	N27	294,294	0,0026491	0,74983442	
	N26	N63	6,7544	0,0026491	0,0172096	
N27	N27	N26	294,294	0,0026491	0,74983442	0,8298682
	N27	N28	2,6859	0,0026491	0,00684343	
	N27	N62	354,4312	0,0026491	0,90305856	
N28	N28	N27	2,6859	0,0026491	0,00684343	0,58707066
	N28	N1	207,9605	0,0026491	0,5298645	
	N28	N59	250,179	0,0026491	0,6374334	
N29	N29	N25	128,4072	0,0026491	0,3271699	0,16358495
N30	N30	N24	158,2599	0,0026491	0,40323187	0,20161594
N31	N31	N2	115,9674	0,0026491	0,29547442	0,14773721
N32	N32	N3	164,3665	0,0026491	0,41879094	0,20939547
N33	N33	N4	313,7583	0,0026491	0,7994277	0,39971385
N34	N34	N5	77,1695	0,0026491	0,19662089	0,09831044

N° des nœuds	Les tronçons		longueur des tronçons	Débits Spécifique	Débit en route	débit nodal
	DU	AU				
N35	N35	N23	125,8407	0,0026491	0,32063069	0,16031535
N36	N36	N6	299,3599	0,0026491	0,76274188	0,38137094
N37	N20	N7	312,391	0,0026491	0,79594394	0,39797197
N38	N21	N22	136,6404	0,0026491	0,34814735	0,17407367
N39	N22	N21	137,866	0,0026491	0,35127007	0,17563503
N40	N23	N7	291,8995	0,0026491	0,74373346	0,37186673
N41	N24	N10	113,784	0,0026491	0,28991131	0,14495566

N42	N25	N12	70,0847	0,0026491	0,17856946	0,08928473
N43	N26	N14	50,4869	0,0026491	0,12863604	0,06431802
N44	N27	N15	50,371	0,0026491	0,12834074	0,06417037
N45	N28	N16	48,7217	0,0026491	0,12413847	0,06206924
N46	N46	N13	24,4604	0,0026491	0,06232288	0,18268344
	N46	N47	100,2061	0,0026491	0,25531606	
	N46	N48	18,7322	0,0026491	0,04772795	
N47	N47	N46	100,2061	0,0026491	0,25531606	0,12765803
N48	N48	N46	18,7322	0,0026491	0,04772795	0,27550607
	N48	N49	173,6629	0,0026491	0,44247732	
	N48	N50	23,8654	0,0026491	0,06080687	
N49	N49	N48	173,6629	0,0026491	0,44247732	0,22123866
N50	N50	N48	23,8654	0,0026491	0,06080687	0,19010627
	N50	N51	100,8368	0,0026491	0,25692302	
	N50	N52	24,5231	0,0026491	0,06248263	
N51	N51	N50	100,8368	0,0026491	0,25692302	0,12846151
N52	N52	N50	20,0452	0,0026491	0,05107335	0,02553668
	N52	N53	95,8918	0,0026491	0,24432361	
	N52	N54	20,0452	0,0026491	0,05107335	
N53	N53	N52	95,8918	0,0026491	0,24432361	0,12216181
N54	N54	N52	20,0452	0,0026491	0,05107335	0,19947939
	N54	N56	62,6395	0,0026491	0,15959977	
	N54	N55	73,8981	0,0026491	0,18828566	
N55	N55	N54	73,8981	0,0026491	0,18828566	0,09414283
N56	N56	N54	62,6395	0,0026491	0,15959977	0,07979988
N57	N57	N18	62,5186	0,0026491	0,15929172	0,20569692
	N57	N58	78,8456	0,0026491	0,20089144	
	N57	N60	20,0991	0,0026491	0,05121068	
N58	N58	N57	78,8456	0,0026491	0,20089144	0,10044572
N59	N59	N27	250,179	0,0026491	0,6374334	0,3187167
N60	N60	57	20,0991	0,0026491	0,05121068	0,02560534

N° des nœuds	Les tronçons		longueur des tronçons	Débits Spécifique	Débit en route	débit nodal
	DU	AU				
N61	N61	N62	43,26	0,0026491	0,11022256	0,05511128
N62	N62	N61	43,26	0,0026491	0,11022256	0,63192623
	N62	N63	98,3439	0,0026491	0,25057134	
	N62	N27	354,4312	0,0026491	0,90305856	
N63	N63	N62	98,3439	0,0026491	0,25057134	0,46116764
	N63	N64	256,8986	0,0026491	0,65455434	
	N63	N26	6,7544	0,0026491	0,0172096	
N64	N64	N63	256,8986	0,0026491	0,65455434	1,85516781
	N64	N65	251,887	0,0026491	0,64178523	
	N64	N65	947,4419	0,0026491	2,41399604	
N65	N65	N64	251,887	0,0026491	0,64178523	1,64650079
	N65	N64	947,4419	0,0026491	2,41399604	
	N65	N66	93,1039	0,0026491	0,23722029	
N66	N66	N65	93,1039	0,0026491	0,23722029	0,73605902
	N66	N67	218,6472	0,0026491	0,55709324	
	N66	N87	266,0238	0,0026491	0,67780452	
N67	N67	N66	218,6472	0,0026491	0,55709324	0,63773062
	N67	N68	74,1003	0,0026491	0,18880084	
	N67	N86	207,8438	0,0026491	0,52956715	
N68	N68	N67	74,1003	0,0026491	0,18880084	0,32425726
	N68	N69	100,8222	0,0026491	0,25688582	
	N68	N85	79,6056	0,0026491	0,20282785	
N69	N69	N68	100,8222	0,0026491	0,25688582	0,78107956
	N69	N70	347,2637	0,0026491	0,88479642	
	N69	N72	165,0282	0,0026491	0,42047689	
N70	N70	N69	347,2637	0,0026491	0,88479642	0,97245698
	N70	N71	258,4535	0,0026491	0,65851608	
	N70	N79	157,62	0,0026491	0,40160147	
N71	N71	N70	258,4535	0,0026491	0,65851608	1,24506226
	N71	N74	277,8459	0,0026491	0,70792616	
	N71	N76	441,0213	0,0026491	1,12368228	
N72	N72	N69	165,0282	0,0026491	0,42047689	0,39661266
	N72	N73	103,7465	0,0026491	0,26433667	
	N72	N88	42,5493	0,0026491	0,10841176	
N73	N73	N72	103,7465	0,0026491	0,26433667	0,4833654
	N73	N83	121,6493	0,0026491	0,30995138	
	N73	N84	154,0254	0,0026491	0,39244275	
N74	N74	N77	304,6987	0,0026491	0,77634466	0,85418902
	N74	N75	87,9573	0,0026491	0,22410722	
	N74	N71	277,8459	0,0026491	0,70792616	
N75	N75	N74	87,9573	0,0026491	0,22410722	0,58369385
	N75	N78	261,346743	0,0026491	0,6658878	
	N75	N89	108,8707	0,0026491	0,27739267	
N76	N76	71	441,0213	0,0026491	1,12368228	0,56184114

N° des nœuds	Les tronçons		longueur des tronçons m	Débits Spécifique l/s/ml	Débit en route l/s	débit nodal l/s
	DU	AU				
N77	n77	N74	304,6987	0,0026491	0,77634466	0,38817233
N78	N78	N75	261,346743	0,0026491	0,6658878	0,3329439
N79	N79	N70	157,62	0,0026491	0,40160147	
	N79	N80	191,8226	0,0026491	0,48874659	0,51322053
	N79	N81	53,4136	0,0026491	0,13609301	
n80	N80	N79	191,8226	0,0026491	0,48874659	0,24437329
N81	N81	N79	53,4136	0,0026491	0,13609301	
	N81	N82	46,6601	0,0026491	0,1188857	0,16488337
	N81	N90	29,3527	0,0026491	0,07478802	
n82	N82	N81	46,6601	0,0026491	0,1188857	0,05944285
n83	N83	N73	121,6493	0,0026491	0,30995138	0,15497569
n84	N 84	N73	154,0254	0,0026491	0,39244275	0,19622138
n85	N85	N68	79,6056	0,0026491	0,20282785	0,10141392
n86	N86	N67	207,8438	0,0026491	0,52956715	0,26478358
n87	N87	N66	266,0238	0,0026491	0,67780452	0,33890226
n88	N88	N72	42,5493	0,0026491	0,10841176	0,05420588
n89	N89	N75	108,8707	0,0026491	0,27739267	0,13869634
n90	N90	N81	29,3527	0,0026491	0,07478802	0,03739401

ANNEXE N°3 : Tableau III.10: Charge et pression dans le réseau existant (cas de point)

Tronçons	Nœud de départ	Nœud d'arrive	Matériau	Diamètre intérieur (mm)	Longueur	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Pert, Charge Unit, mce/km
P1	N1	R1	PEHD	277,6	1162,0567	4	0,7	1,41
P2	N1	N2	PVC	141	41,8452	5,36	0,34	0,9
P3	N1	N8	PEHD	176,2	974,6321	8,98	0,51	2
P4	N1	N28	PVC	176,2	207,9605	23,38	0,96	4,3
P5	N2	N3	PVC	141	29,907	4,92	0,38	1,37
P6	N2	N31	PVC	44	115,9674	0,15	0,1	0,44
P7	N3	N4	PVC	141	54,3605	4,44	0,28	0,64
P8	N3	N32	PVC	44	164,3665	0,21	0,14	0,79
P9	N4	N5	PVC	141	35,9305	3,53	0,23	0,43
P10	N4	N33	PVC	66	313,7588	3,53	0,23	0,43
P11	N5	N6	PVC	141	291,7451	2,91	0,19	0,31
P12	N5	N34	PVC	44	77,1695	0,1	0,06	0,15
P13	N6	N7	PVC	141	94,4547	1,66	0,11	0,11
P14	N6	N36	PVC	55,4	299,3599	0,38	0,12	0,41
P15	N7	N40	PVC	141	291,8995	0,37	0,02	0,01
P16	N7	N37	PVC	55,4	312,391	0,4	0,13	0,44
P17	N8	N9	PEHD	141	70,9245	5,33	0,35	0,92
P18	N8	N20	PEHD	141	442,9627	1,75	0,11	0,13
P19	N9	N10	PEHD	141	91,6329	3,77	0,24	0,5
P20	N9	N19	PEHD	141	442,8464	0,79	0,05	0,03
P21	N10	N11	PEHD	141	159,64	3,16	0,21	2,61
P22	N10	N41	ACIER	80	113,1784	0,14	0,07	0,22
P23	N11	N17	PEHD	96,8	661,4734	-0,44	0,06	0,07
P24	N11	N12	ACIER	80	217,4349	1,4	0,26	1,61
P25	N12	N13	ACIER	80	5,7767	0,93	0,05	0,62
P26	N12	N42	ACIER	50	70,0847	0,09	0,05	0,06
P27	N13	N14	ACIER	80	18,8179	-0,92	0,18	0,74
P28	N13	N46	ACIER	50	24,4604	1,79	0,36	2,07
P29	N14	N15	ACIER	80	23,8115	-1,11	0,22	1,04
P30	N14	N43	ACIER	50	50,4869	0,06	0,03	0,04
P31	N15	N16	ACIER	80	24,5968	-1,3	0,26	1,4
P32	N15	N44	ACIER	50	50,0371	0,06	0,03	0,04
P33	N16	N17	ACIER	80	105,0571	-1,58	0,32	2,04
P34	N16	N45	ACIER	50	48,7217	0,06	0,03	0,04
P35	N17	N18	PVC	110,2	95,4564	-2,24	0,23	0,62
P36	N18	N19	PVC	110,2	78,4786	-2,78	0,3	0,97
P37	N18	N57	PVC	55,4	62,5186	0,33	0,14	0,59
P39	N19	N20	PVC	141	78,2698	-2,85	0,18	0,29
P40	N20	N21	PVC	141	135,8372	-1,93	0,12	0,15
P41	N21	N39	PVC	44	137,0866	0,18	0,12	0,59
P42	N21	N22	PVC	110,2	27,8412	-2,49	0,26	0,75
P43	N22	N38	PVC	44	324,3112	0,17	0,11	0,58
P44	N22	N23	PVC	141	136,6404	-3,28	0,21	0,38
P45	N23	N35	PVC	44	125,8407	0,16	0,11	0,5

Tronçons	Nœud de départ	Nœud d'arrive	Matériau	Diamètre intérieur (mm)	Longueur	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit. mce/km
p72	N65	N66	PEHD	110.2	93,1039	10.57	1.11	9.82
p73	N66	N67	PEHD	110.2	218,6472	-9.49	1	8.41
p74	N66	N87	PVC	55.4	266,0238	0.34	0.14	0.61
p75	N67	N86	PEHD	55.4	74,1003	0.26	0.11	0.4
p76	N67	N68	PVC	110.2	207,8438	8.59	0.9	6.77
p77	N68	N85	PEHD	44	79,6056	0.1	0.07	0.16
p78	N68	N69	PEHD	141	100,8222	8.16	086	6.18
p79	N69	N70	PEHD	110.2	347,2637	6.10	064	3.72
p80	N69	N72	PEHD	44	165,0282	1.29	0.38	3.24
p81	N70	N71	PEHD	98.6	258,4535	3.83	0.40	1.64
p82	N70	N79	PEHD	44	157,62	1.02	0.67	12.67
p83	N71	N74	PEHD	66	277,8459	2.30	0.67	7.74
p84	N71	N76	PEHD	66	441,0213	0.56	0.56	0.64
p85	N72	N73	PVC	44	103,7465	0.83	0.83	4.72
p86	N72	N88	PVC	44	42,5493	0.05	0.05	0.09
p87	N73	N83	PVC	44	121,6493	0.15	0.15	0.48
p88	N73	N84	PVC	44	154,0254	0.20	0.13	0.72
p89	N74	N75	PVC	55.4	87,9573	1.06	0.44	4.37

Tronçons	Nœud de départ	Nœud d'arrive	Matériau	Diamètre intérieur (mm)	Longueur	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit. mce/km
p46	N23	N24	PVC	141	446,7957	-4.91	0.37	1.21
p47	N24	N30	PVC	44	158,2599	0.20	0.13	0.74
p48	N24	N25	PVC	44	20,6926	-5.59	0.36	0.96
p49	N25	N29	PVC	141	128,4072	0.16	0.11	0.52
p50	N25	N26	PVC	141	40,7083	-5.99	0.38	1.09
p51	N26	N27	PVC	220,4	294,294	20.47	0.54	1.16
p52	N26	N63	PEHD	220,4	6,7544	14.04	0.37	0.59
p53	N27	N62	PEHD	79.2	354,4312	-1.18	0.24	0.97
p54	N27	N28	PEHD	220,4	2,6859	-22.47	0.59	1.37
p55	N28	N59	PEHD	220,4	250,179	0.32	0.01	0
p56	N46	N47	PVC	44	100,2061	1.48	0.3	1.48
p57	N46	N48	PVC	79.2	18,7322	0.13	0.08	0.32
p58	N48	N49	PVC	44	173,6629	0.22	0.15	0.87
p59	N48	N50	PVC	79.2	23,8654	0.99	0.2	0.71
p60	N50	N51	PVC	44	100,8368	0.13	0.08	0.33
p61	N50	N52	PVC	79.2	24,5231	0.67	0.14	0.36
p62	N52	N53	PVC	44	95,8918	0.12	0.08	0.29
p63	N52	N54	PVC	79.2	20,0452	0.37	0.08	0.13
p64	N54	N55	PVC	44	73,8981	0.09	0.06	0.13
p65	N54	N56	PVC	44	62,6395	0.08	0.05	0.09
p66	N57	N58	PVC	44	78,8456	0.10	0.07	0.16
p67	N57	N60	PVC	44	20,0991	0.03	0.02	0.03
p68	N61	N62	PEHD	44	43,26	0.06	0.01	0
p69	N62	N63	PEHD	44	98,3439	-0.49	0.03	0.01
p70	N63	N64	PEHD	110.2	256,8986	14.07	0.9	5.03
p71	N64	N65	ACIER	150	947,4419	-4.33	0.24	0.47

Tronçons	Nœud de départ	Nœud d'arrive	Matériau	Diamètre intérieur (mm)	Longueur	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit. mce/km
p90	N74	N77	PVC	66	304,6987	0.39	0.11	0.34
p91	N75	N89	PVC	55.4	108,8707	0.14	0.06	0.11
p92	N75	N78	PVC	55.4	261,346	0.33	0.14	0.59
p93	N79	N80	PEHD	44	191,8226	-0.24	0.25	3.59
p94	N79	N81	PEHD	44	53,4136	0.26	0.17	1.17
p95	N81	N82	PEHD	44	46,6601	0.06	0.04	0.07
p96	N81	N90	PEHD	44	29,3527	0.04	0.02	0.04
P97	N64	N65	ACIER	150	251.887	-7.89	0.45	1.77

ANNEXE N°4: Tableau III.11 : Vitesse et perte de charge dans le réseau existant (cas de pointe +incendie).

Tronçons	Nœud de départ	Nœud d'arrive	Matériau	Diamètre intérieur (mm)	Longueur	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit. mce/km
P1	N1	R1	PEHD	277.6	1162.0567	60.92	0.98	2.59
P2	N1	N2	PVC	141	41.8452	5.36	0.34	0.9
P3	N1	N8	PEHD	176.2	974.6321	11.4	0.64	3.14
P4	N1	N28	PVC	176.2	207.9605	37.97	1.56	10.35
P5	N2	N3	PVC	141	29.907	4.97	0.32	0.78
P6	N2	N31	PVC	44	115.9674	0.15	0.1	0.44
P7	N3	N4	PVC	141	54.3605	4.44	0.28	0.64
P8	N3	N32	PVC	44	164.3665	0.21	0.14	0.79
P9	N4	N5	PVC	141	35.9305	3.53	0.23	0.43
P10	N4	N33	PVC	66	313.7588	0.4	0.12	0.35
P11	N5	N6	PVC	141	291.7451	2.91	0.19	0.31
P12	N5	N34	PVC	44	77.1695	0.1	0.06	0.15
P13	N6	N7	PVC	141	94.4547	1.66	0.11	0.11
P14	N6	N36	PVC	55.4	299.3599	0.38	0.12	0.41
P15	N7	N40	PVC	141	291.8995	0.37	0.02	0.01
P16	N7	N37	PVC	55.4	312.391	0.4	0.13	0.44
P17	N8	N9	PEHD	141	70.9245	6.5	0.42	1.31
P18	N8	N20	PEHD	141	442.9627	2.99	0.19	0.32
P19	N9	N10	PEHD	141	91.6329	3.92	0.25	0.53
P20	N9	N19	PEHD	141	442.8464	1.82	0.12	0.13
P21	N10	N11	PEHD	141	159.64	3.31	0.21	0.4
P22	N10	N41	ACIER	80	113.1784	0.14	0.07	0.22
P23	N11	N17	PEHD	96.8	661.4734	-0.56	0.08	0.1
P24	N11	N12	ACIER	80	217.4349	1.42	0.29	1.67
P25	N12	N13	ACIER	80	5.7767	0.96	0.19	0.65
P26	N12	N42	ACIER	50	70.0847	0.09	0.05	0.06
P27	N13	N14	ACIER	80	18.8179	-0.9	0.18	0.7
P28	N13	N46	ACIER	50	24.4604	1.79	0.36	2.07
P29	N14	N15	ACIER	80	23.8115	1.08	0.21	0.99
P30	N14	N43	ACIER	50	50.4869	0.06	0.03	0.04
P31	N15	N16	ACIER	80	24.5968	-1.27	0.25	1.35
P32	N15	N44	ACIER	50	50.0371	0.06	0.03	0.04
P33	N16	N17	ACIER	80	105.0571	-1.56	0.31	1.98
P34	N16	N45	ACIER	50	48.7217	0.06	0.03	0.04
P35	N17	N18	PVC	110.2	95.4564	-2.09	0.22	0.55
P36	N18	N19	PVC	110.2	78.4786	-2.73	0.29	0.88
P37	N18	N57	PVC	55.4	62.5186	0.33	0.14	0.59
P39	N19	N20	PVC	141	78.2698	-1.68	0.11	0.12
P40	N20	N21	PVC	141	135.8372	0.48	0.03	0.1
P41	N21	N39	PVC	44	137.0866	0.18	0.12	0.59
P42	N21	N22	PVC	110.2	27.8412	-0.08	0.01	0
P43	N22	N38	PVC	44	324.3112	0.17	0.11	0.58
P44	N22	N23	PVC	141	136.6404	-0.87	0.06	0.04
P45	N23	N35	PVC	44	125.8407	0.16	0.11	0.5

Tronçons	Nœud de départ	Nœud d'arrive	Matériau	Diamètre intérieur (mm)	Longueur	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit. mce/km
p46	N23	N24	PVC	141	446.7957	-2.15	0.18	0.32
p47	N24	N30	PVC	44	158.2599	0.2	0.13	0.74
p48	N24	N25	PVC	44	20.6926	-3.18	0.2	0.36
p49	N25	N29	PVC	141	128.4072	0.16	0.11	0.52
p50	N25	N26	PVC	141	40.7083	-3.58	0.23	0.44
p51	N26	N27	PVC	220.4	294.294	34.22	0.9	2.92
p52	N26	N63	PEHD	220.4	6.7544	30.2	0.79	2.33
p53	N27	N62	PEHD	79.2	354.4312	-2.01	0.41	2.45
p54	N27	N28	PEHD	220.4	2.6859	-37.06	0.97	3.37
p55	N28	N59	PEHD	220.4	250.179	0.32	0.01	0
p56	N46	N47	PVC	44	100.2061	1.48	0.3	1.48
p57	N46	N48	PVC	79.2	18.7322	0.13	0.08	0.32
p58	N48	N49	PVC	44	173.6629	0.22	0.15	0.87
p59	N48	N50	PVC	79.2	23.8654	0.99	0.2	0.71
p60	N50	N51	PVC	44	100.8368	0.13	0.08	0.33
p61	N50	N52	PVC	79.2	24.5231	0.67	0.14	0.36
p62	N52	N53	PVC	44	95.8918	0.12	0.08	0.29
p63	N52	N54	PVC	79.2	20.0452	0.37	0.08	0.13
p64	N54	N55	PVC	44	73.8981	0.09	0.06	0.13
p65	N54	N56	PVC	44	62.6395	0.08	0.06	0.09
p66	N57	N58	PVC	44	78.8456	0.1	0.05	0.16
p67	N57	N60	PVC	44	20.0991	0.03	0.07	0.03
p68	N61	N62	PEHD	44	43.26	0.06	0.02	0
p69	N62	N63	PEHD	44	98.3439	-1.32	0.01	0.08
p70	N63	N64	PEHD	110.2	256.8986	31.07	0.08	21.06
p71	N64	N65	ACIER	150	947.4419	-10.76	1.99	2.44

Tronçons	Nœud de départ	Nœud d'arrive	Matériau	Diamètre intérieur (mm)	Longueur	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit. mce/km
p72	N65	N66	PEHD	110.2	93.1039	27.57	2.89	55.7
p73	N66	N67	PEHD	110.2	218.6472	-26.49	2.78	55.96
p74	N66	N87	PVC	55.4	266.0238	0.34	0.14	0.61
p75	N67	N86	PEHD	55.4	74.1003	0.26	0.11	0.4
p76	N67	N68	PVC	110.2	207.8438	25.59	2.68	48.64
p77	N68	N85	PEHD	44	79.6056	0.1	0.07	0.16
p78	N68	N69	PEHD	141	100.8222	25.16	2.64	47.18
p79	N69	N70	PEHD	110.2	347.2637	23.1	2.42	43.32
p80	N69	N72	PEHD	44	165.0282	1.29	0.38	3.24

p81	N70	N71	PEHD	98.6	258.4535	20.83	2.18	35.75
p82	N70	N79	PEHD	44	157.62	1.02	0.67	12.76
p83	N71	N74	PEHD	66	277.8459	19.3	5.64	394.91
p84	N71	N76	PEHD	66	441.0213	0.56	0.16	0.64
p85	N72	N73	PVC	44	103.7465	0.83	0.43	4.72
p86	N72	N88	PVC	44	42.5493	0.05	0.04	0.09
p87	N73	N83	PVC	44	121.6493	0.15	0.1	0.48
p88	N73	N84	PVC	44	154.0254	0.2	0.13	0.72
p89	N74	N75	PVC	55.4	87.9573	1.06	0.44	4.37

Tronçons	Nœud de départ	Nœud d'arrive	Matériau	Diamètre intérieur (mm)	Longueur	Débit	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit.
						(L/s)		mce/km
p90	N74	N77	PVC	66	304.6987	17.39	5.08	394.02
p91	N75	N89	PVC	55.4	108.8707	0.14	0.06	0.11
p92	N75	N78	PVC	55.4	261.346	0.33	0.14	0.59
p93	N79	N80	PEHD	44	191.8226	-0.24	0.25	3.59
p94	N79	N81	PEHD	44	53.4136	0.26	0.17	1.17
p95	N81	N82	PEHD	44	46.6601	0.06	0.04	0.07
p96	N81	N90	PEHD	44	29.3527	0.04	0.02	0.04
P97	N64	N65	ACIER	150	251.887	-18.45	1.04	9.17

**ANNEXE N°4 : Tableau III.12: Charge et pression dans le réseau existant
(cas de point)**

Noeud	Elévation (m)	Cote piézométrique (m)	Pression (m,c,e)
N1	115,29	202,86	87,57
N2	114,77	202,82	88,05
N3	114,67	202,80	88,13
N4	113,55	202,77	89,22
N5	112,71	202,7	90,04
N6	114,53	202,66	88,13
N7	114,13	202,65	88,52
N8	125,11	200,911	75,8
N9	125,11	200,21	75,1
N10	124,79	200,80	76,01
N11	120,093	180,74	60,65
N12	116,27	200,39	84,12
N13	116,11	200,38	84,27
N14	114,19	200,41	86,22
N15	112,16	200,42	88,26
N16	109,20	200,46	91,26
N17	104,39	200,70	96,31
N18	103,81	200,75	96,94
N19	103,63	200,83	97,2
N20	103,16	200,85	97,69
N21	99,76	200,88	101,12
N22	99,42	200,90	101,48
N23	104,4	201,02	96,61
N24	108,34	201,55	93,21
N25	108,40	201,58	93,18
N26	108,25	201,629	93,37
N27	117,03	201,96	84,93
N28	117,04	201,97	84,93
N29	111,83	201,51	89,68

Noeud	Elévation (m)	Cote piézométrique (m)	Pression (m,c,e)
N30	112,18	201,44	89,26
N31	112,18	203,43	91,25
N32	108,89	199,38	90,49
N33	104,13	202,65	98,52
N34	110,95	202,74	91,79
N35	106,50	200,96	94,46
N36	103,33	202,54	99,21
N37	99,81	202,51	102,7
N38	106,53	200,81	94,28
N39	106,68	200,79	94,11
N40	121,563	202,65	81,09
N41	119,95	200,78	80,83
N42	111,23	200,38	89,15
N43	109,55	200,40	90,85
N44	108,10	200,42	92,32
N45	108,94	200,26	91,32
N46	116,47	200,34	83,87
N47	119,23	200,31	81,08
N48	116,63	200,32	83,68
N49	106,61	200,10	93,55
N50	116,82	200,30	83,48
N51	119,67	200,26	80,59
N52	116,12	200,28	84,16
N53	119,42	200,25	80,83
N54	114,90	200,28	85,38
N55	111,77	198,52	86,75
N56	113,52	200,27	86,75
N57	108,12	200,72	92,6
N58	109,11	200,714	91,6
N59	117,73	201,96	84,23
N60	109,66	200,71	91,05
N61	107,71	201,62	93,91
N62	107,54	201,62	94,08
N63	108,09	201,62	93,53
N64	103,60	199,15	95,55
N65	104,34	200,35	96,01
N66	102,95	198,96	96,01
N67	99,48	197,12	97,64
N68	100,43	196,63	96,2
N69	102,68	196,00	93,32
N70	104,80	194,70	89,9
N71	102,16	194,27	92,11
N72	97,42	195,47	98,05
N73	95,63	194,98	99,35
N74	97,54	192,51	94,97

Noeud	Elévation (m)	Cote piézométrique (m)	Pression (m,c,e)
N75	97,7	192,12	94,33
N76	93,84	193,99	100,15
N77	92,56	192,41	99,85
N78	95,24	192,09	96,85
N79	101,74	192,69	90,95
N80	98,14	191,99	93,85
N81	101,74	192,62	90,88
N82	100,52	192,61	92,09
N83	98,12	194,93	96,81
N84	97,68	194,87	97,19
N85	98,47	196,62	98,15
N86	97,18	197,055	99,87
N87	96,70	198,81	102,11
N88	97,14	191,98	94,84
N89	97,28	188,28	91
N90	100,74	192,62	91,88

ANNEXE N°5 : Tableau III.13: Charge et pression dans le réseau existant (cas de pointe + incendie)

Noeud	Elévation (m)	Cote piézométrique (m)	Pression (m.c.e)
N1	115.29	201.48	86.19
N2	114.77	201.44	86.67
N3	114.67	201.43	86.76
N4	113.55	201.39	87.84
N5	112.71	201.37	88.66
N6	114.53	201.28	86.75
N7	114.13	201.28	87.15
N8	125.11	198.43	73.32
N9	125.11	197.70	72.59

N10	124.79	198.28	73.49
N11	120.09	198.22	78.13
N12	116.27	200.86	84.59
N13	116.11	197.85	81.74
N14	114.19	197.87	83.68
N15	112.16	197.89	85.73
N16	109.20	197.92	88.72
N17	104.39	198.15	93.76
N18	103.81	198.20	94.39
N19	103.63	198.27	94.64
N20	103.16	198.28	95.12
N21	99.76	198.28	98.52
N22	99.42	198.28	98.86
N23	104.41	198.29	93.88
N24	108.34	198.43	90.09
N25	108.40	198.44	90.04
N26	108.25	198.46	90.21
N27	117.03	199.42	82.39
N28	117.04	199.33	82.29
N29	111.83	198.38	86.55

Noeud	Elévation (m)	Cote piézométrique (m)	Pression (m.c.e)
N30	112.18	198.32	86.14
N31	112.18	202.05	89.87
N32	108.89	198.00	89.11
N33	104.13	201.27	97.14
N34	110.95	201.36	90.41
N35	106.50	198.23	91.73
N36	103.33	201.16	97.83
N37	99.81	201.13	101.32
N38	106.53	198.20	91.67
N39	106.68	198.20	91.52
N40	121.56	201.27	79.71
N41	119.95	198.26	78.31
N42	111.23	197.85	86.62
N43	109.5	197.86	88.31
N44	108.10	197.89	89.79
N45	108.94	197.72	88.78
N46	116.47	197.80	81.33
N47	119.23	195.77	76.54

N48	116.63	197.78	81.15
N49	106.61	197.63	91.02
N50	116.82	197.76	80.94
N51	119.67	197.73	78.06
N52	116.12	197.75	81.63
N53	119.42	197.72	78.3
N54	114.90	197.75	82.85
N55	111.77	170.73	58.96
N56	113.52	197.749	84.22
N57	108.12	198.17	90.05
N58	109.11	198.15	89.04
N59	117.73	199.33	81.6
N60	109.66	198.16	88.5
N61	107.71	198.46	90.75
N62	107.54	198.45	90.91
N63	108.09	198.45	90.36
N64	103.60	193.04	89.44
N65	104.34	190.73	86.39
N66	102.95	185.54	82.59
N67	99.48	173.30	73.82
N68	100.43	169.70	69.27
N69	102.68	164.97	62.29
N70	104.80	149.90	45.1
N71	102.16	140.6	38.5
N72	97.42	164.32	66.9
N73	95.63	163.8	68.25
N74	97.54	50.70	-46.84

Noeud	Elévation (m)	Cote piézométrique (m)	Pression (m.c.e)
N75	97.79	50.31	-47.48
N76	93.84	140.48	46.64
N77	92.56	22.56	-70
N78	95.24	50.21	-45.03
N79	101.74	147.89	46.15
N80	98.14	147.20	49.06
N81	101.74	147.83	46.09
N82	100.52	147.82	47.3
N83	98.12	163.86	65.74
N84	97.68	163.81	66.13
N85	98.47	169.69	71.22
N86	97.18	174.02	76.84
N87	96.70	185.34	88.64
N88	97.14	164.40	67.26
N89	97.28	50.31	-46.97
N90	100.74	147.82	47.08

ANNEXE N°6 : Tableau III.15: Débits aux nœuds du réseau (cas de point A l'Horizon2054)

N° des nœuds	Les tronçons		longueur des tronçons	Débits Spécifique	Débit en route	débit nodal
	DU	AU	m	l/s/ml	l/s	l/s
N1	N1	Nr	1 162,06	0,006323288	14,70	11,22
	N1	N2	41,85	0,006323288	0,26	
	N1	N8	974,63	0,006323288	6,16	
	N1	N47	207,96	0,006323288	1,31	
N2	N2	N1	41,85	0,006323288	0,26	0,59
	N2	N3	29,91	0,006323288	0,19	
	N2	N31	115,97	0,006323288	0,73	
N3	N3	N2	29,91	0,006323288	0,19	0,79
	N3	N4	54,36	0,006323288	0,34	
	N3	N32	164,37	0,006323288	1,04	
N4	N4	N3	54,36	0,006323288	0,34	1,28
	N4	N5	35,93	0,006323288	0,23	
	N4	N33	313,76	0,006323288	1,98	
N5	N5	N4	35,93	0,006323288	0,23	1,28
	N5	N6	291,75	0,006323288	1,84	
	N5	N34	77,17	0,006323288	0,49	
N6	N6	N5	291,75	0,006323288	1,84	2,17
	N6	N7	94,45	0,006323288	0,60	
	N6	N36	299,36	0,006323288	1,89	
N7	N7	N6	94,45	0,006323288	0,60	2,21
	N7	N37	312,39	0,006323288	1,98	
	N7	N40	291,90	0,006323288	1,85	
N8	N8	N9	70,92	0,006323288	0,45	4,71
	N8	N1	974,63	0,006323288	6,16	
	N8	N20	442,96	0,006323288	2,80	
N9	N9	N8	70,92	0,006323288	0,45	1,91
	N9	N10	91,63	0,006323288	0,58	
	N9	N19	442,85	0,006323288	2,80	
N10	N10	N9	91,63	0,006323288	0,58	1,15
	N10	N11	159,64	0,006323288	1,01	
	N10	N41	113,18	0,006323288	0,72	
N11	N11	N10	159,64	0,006323288	1,01	3,28
	N11	N12	217,43	0,006323288	1,37	
	N11	N17	661,47	0,006323288	4,18	
N12	N12	N11	217,43	0,006323288	1,37	0,93
	N12	N13	5,78	0,006323288	0,04	
	N12	N42	70,08	0,006323288	0,44	
N13	N13	N12	5,78	0,006323288	0,04	0,16
	N13	N14	18,82	0,006323288	0,12	
	N13	N46	24,46	0,006323288	0,15	
N14	N14	N13	18,82	0,006323288	0,12	0,29
	N14	N15	23,81	0,006323288	0,15	
	N14	N43	50,49	0,006323288	0,32	
N15	N15	N16	24,60	0,006323288	0,16	0,31
	N15	N14	23,81	0,006323288	0,15	
	N15	N44	50,04	0,006323288	0,32	
N16	N16	N15	24,60	0,006323288	0,16	0,56

	N16	N17	105,06	0,006323288	0,66	
	N16	N45	48,72	0,006323288	0,31	
N17	N17	N11	661,47	0,006323288	4,18	2,73
	N17	N16	105,06	0,006323288	0,66	
	N17	N18	95,46	0,006323288	0,60	

les nœuds	les tronçons		Longueurs (m)	qsp	Qri (l/s)	Qni
	DU	AU				
N18	N18	N17	95,46	0,006323288	0,60	0,75
	N18	N19	78,48	0,006323288	0,50	
	N18	N57	62,52	0,006323288	0,40	
N19	N19	N18	78,48	0,006323288	0,50	1,90
	N19	N20	78,27	0,006323288	0,49	
	N19	N9	442,85	0,006323288	2,80	
N20	N20	N19	78,27	0,006323288	0,49	2,08
	N20	N8	442,96	0,006323288	2,80	
	N20	N21	135,84	0,006323288	0,86	
N21	N21	N20	135,84	0,006323288	0,86	0,95
	N21	N39	137,09	0,006323288	0,87	
	N21	N22	27,84	0,006323288	0,18	
N22	N22	N21	27,84	0,006323288	0,18	1,55
	N22	N23	324,31	0,006323288	2,05	
	N22	N38	136,64	0,006323288	0,86	
N23	N23	N22	324,31	0,006323288	2,05	2,84
	N23	N24	446,80	0,006323288	2,83	
	N23	N35	125,84	0,006323288	0,80	
N24	N24	N23	446,80	0,006323288	2,83	1,98
	N24	N25	20,69	0,006323288	0,13	
	N24	N30	158,26	0,006323288	1,00	
N25	N25	N24	20,69	0,006323288	0,13	0,60
	N25	N26	40,71	0,006323288	0,26	
	N25	N29	128,41	0,006323288	0,81	
N26	N26	N25	40,71	0,006323288	0,26	1,08
	N26	N27	294,29	0,006323288	1,86	
	N26	N63	6,75	0,006323288	0,04	
N27	N27	N26	294,29	0,006323288	1,86	2,06
	N27	N28	2,69	0,006323288	0,02	
	N27	N62	354,43	0,006323288	2,24	
N28	N28	N27	2,69	0,006323288	0,02	1,46
	N28	N1	207,96	0,006323288	1,31	
	N28	N59	250,18	0,006323288	1,58	
N29	N29	N25	128,41	0,006323288	0,81	0,41
N30	N30	N24	158,26	0,006323288	1,00	0,50
N31	N31	N2	115,97	0,006323288	0,73	0,37
N32	N32	N3	164,37	0,006323288	1,04	0,52
N33	N33	N4	313,76	0,006323288	1,98	0,99
N34	N34	N5	77,17	0,006323288	0,49	0,24

N° des nœuds	Les tronçons		longueur	Débits	Débit en	débit nodal
			des tronçons	Spécifique	route	
	DU	AU	m	l/s/ml	l/s	l/s
N35	N35	N23	125,84	0,006323288	0,80	0,40
N36	N36	N6	299,36	0,006323288	1,89	0,95
N37	N20	N7	312,39	0,006323288	1,98	0,99
N38	N21	N22	136,64	0,006323288	0,86	0,43
N39	N22	N21	137,87	0,006323288	0,87	0,44
N40	N23	N7	291,90	0,006323288	1,85	0,92
N41	N24	N10	113,78	0,006323288	0,72	0,36
N42	N25	N12	70,08	0,006323288	0,44	0,22
N43	N26	N14	50,49	0,006323288	0,32	0,16
N44	N27	N15	50,37	0,006323288	0,32	0,16
N45	N28	N16	48,72	0,006323288	0,31	0,15
	N46	N13	24,46	0,006323288	0,15	
	N46	N47	100,21	0,006323288	0,63	0,45
N46	N46	N48	18,73	0,006323288	0,12	
N47	N47	N46	100,21	0,006323288	0,63	0,32
N48	N48	N46	18,73	0,006323288	0,12	0,68
	N48	N49	173,66	0,006323288	1,10	
	N48	N50	23,87	0,006323288	0,15	
N49	N49	N48	173,66	0,006323288	1,10	0,55
N50	N50	N48	23,87	0,006323288	0,15	
	N50	N51	100,84	0,006323288	0,64	0,47
	N50	N52	24,52	0,006323288	0,16	
N51	N51	N50	100,84	0,006323288	0,64	0,32
N52	N52	N50	20,05	0,006323288	0,13	0,06
	N52	N53	95,89	0,006323288	0,61	0,30
	N52	N54	20,05	0,006323288	0,13	0,06
N53	N53	N52	95,89	0,006323288	0,61	0,30
N54	N54	N52	20,05	0,006323288	0,13	
	N54	N56	62,64	0,006323288	0,40	0,50
	N54	N55	73,90	0,006323288	0,47	
N55	N55	N54	73,90	0,006323288	0,47	0,23
N56	N56	N54	62,64	0,006323288	0,40	0,20
N57	N57	N18	62,52	0,006323288	0,40	
	N57	N58	78,85	0,006323288	0,50	0,51
	N57	N60	20,10	0,006323288	0,13	
N58	N58	N57	78,85	0,006323288	0,50	0,25
N59	N59	N27	250,18	0,006323288	1,58	0,79
N60	N60	57	20,10	0,006323288	0,13	0,06

N° des nœuds	Les tronçons		longueur des tronçons	Débits Spécifique	Débit en route	débit nodal
N61	N61	N62	43,26	0,006323288	0,27	0,14
N62	N62	N61	43,26	0,006323288	0,27	1,57
	N62	N63	98,34	0,006323288	0,62	
	N62	N27	354,43	0,006323288	2,24	
N63	N63	N62	98,34	0,006323288	0,62	1,14
	N63	N64	256,90	0,006323288	1,62	
	N63	N26	6,75	0,006323288	0,04	
N64	N64	N63	256,90	0,006323288	1,62	4,60
	N64	N65	251,89	0,006323288	1,59	
	N64	N65	947,44	0,006323288	5,99	
N65	N65	N64	251,89	0,006323288	1,59	4,09
	N65	N64	947,44	0,006323288	5,99	
	N65	N66	93,10	0,006323288	0,59	
N66	N66	N65	93,10	0,006323288	0,59	1,83
	N66	N67	218,65	0,006323288	1,38	
	N66	N87	266,02	0,006323288	1,68	
N67	N67	N66	218,65	0,006323288	1,38	1,58
	N67	N68	74,10	0,006323288	0,47	
	N67	N86	207,84	0,006323288	1,31	
N68	N68	N67	74,10	0,006323288	0,47	0,80
	N68	N69	100,82	0,006323288	0,64	
	N68	N85	79,61	0,006323288	0,50	
N69	N69	N68	100,82	0,006323288	0,64	1,94
	N69	N70	347,26	0,006323288	2,20	
	N69	N72	165,03	0,006323288	1,04	
N70	N70	N69	347,26	0,006323288	2,20	2,41
	N70	N71	258,45	0,006323288	1,63	
	N70	N79	157,62	0,006323288	1,00	
N71	N71	N70	258,45	0,006323288	1,63	3,09
	N71	N74	277,85	0,006323288	1,76	
	N71	N76	441,02	0,006323288	2,79	
N72	N72	N69	165,03	0,006323288	1,04	0,98
	N72	N73	103,75	0,006323288	0,66	
	N72	N88	42,55	0,006323288	0,27	
N73	N73	N72	103,75	0,006323288	0,66	1,20
	N73	N83	121,65	0,006323288	0,77	
	N73	N84	154,03	0,006323288	0,97	
N74	N74	N77	304,70	0,006323288	1,93	2,12
	N74	N75	87,96	0,006323288	0,56	
	N74	N71	277,85	0,006323288	1,76	
N75	N75	N74	87,96	0,006323288	0,56	1,45
	N75	N78	261,35	0,006323288	1,65	
	N75	N89	108,87	0,006323288	0,69	
N76	N76	71	441,02	0,006323288	2,79	1,39

N° des nœuds	Les tronçons		longueur des tronçons	Débits Spécifique	Débit en route	débit nodal
	DU	AU				
N77	n77	N74	304,70	0,006323288	1,93	0,96
N78	N78	N75	261,35	0,006323288	1,65	0,83
N79	N79	N70	157,62	0,006323288	1,00	
	N79	N80	191,82	0,006323288	1,21	1,27
	N79	N81	53,41	0,006323288	0,34	
n80	N80	N79	191,82	0,006323288	1,21	0,61
N81	N81	N79	53,41	0,006323288	0,34	
	N81	N82	46,66	0,006323288	0,30	0,41
	N81	N90	29,35	0,006323288	0,19	
n82	N82	N81	46,66	0,006323288	0,30	0,15
n83	N83	N73	121,65	0,006323288	0,77	0,38
n84	N 84	N73	154,03	0,006323288	0,97	0,49
n85	N85	N68	79,61	0,006323288	0,50	0,25
n86	N86	N67	207,84	0,006323288	1,31	0,66
n87	N87	N66	266,02	0,006323288	1,68	0,84
n88	N88	N72	42,55	0,006323288	0,27	0,13
n89	N89	N75	108,87	0,006323288	0,69	0,34
n90	N90	N81	29,35	0,006323288	0,19	0,09

Tronçons	Nœud de départ	Nœud d'arrive	Matériau	Diamètre intérieur (mm)	Longueur	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit. mce/km
P1	N1	R1	PEHD	277,6	1162,0567	104.83	2.01	9.57
P2	N1	N2	PVC	141	41,8452	15.39	0.99	5.71
P3	N1	N8	PEHD	176,2	974,6321	32.27	1.49	7.71
P4	N1	N28	PVC	176,2	207,9605	61.77	2.53	25.1
P5	N2	N3	PVC	141	29,907	14.27	0.91	5.91
P6	N2	N31	PVC	44	115,9674	0.42	0.28	2.66
P7	N3	N4	PVC	141	54,3605	12.76	0.82	4.22
P8	N3	N32	PVC	44	164,3665	0.60	0.4	4.86
P9	N4	N5	PVC	141	35,9305	10.14	0.65	2.79
P10	N4	N33	PVC	66	313,7588	1.15	0.34	2.2
P11	N5	N6	PVC	141	291,7451	8.37	0.54	1.98
P12	N5	N34	PVC	44	77,1695	0.28	0.19	1.32
P13	N6	N7	PVC	141	94,4547	4.77	0.31	0.73
P14	N6	N36	PVC	55,4	299,3599	1.10	0.35	2.53
P15	N7	N40	PVC	141	291,8995	1.07	0.07	0.05
P16	N7	N37	PVC	55,4	312,391	1.14	0.37	2.73
P17	N8	N9	PEHD	141	70,9245	18.50	1.33	8.52
P18	N8	N20	PEHD	141	442,9627	8.33	0..66	1.97
P19	N9	N10	PEHD	141	91,6329	11.34	0.76	3.53
P20	N9	N19	PEHD	141	442,8464	4.49	0.43	0.78
P21	N10	N11	PEHD	141	159,64	9.59	0.64	2.61
P22	N10	N41	ACIER	80	113,1784	0.42	0.21	1.41
P23	N11	N17	PEHD	96,8	661,4734	-1.70	0.27	0.71
P24	N11	N12	ACIER	80	217,4349	4.09	0.82	12.6
P25	N12	N13	ACIER	80	5,7767	2.76	0.56	4.13
P26	N12	N42	ACIER	50	70,0847	0.26	0.13	0.74
P27	N13	N14	ACIER	80	18,8179	-2.59	0.50	5.23
P28	N13	N46	ACIER	50	24,4604	5.17	1.05	13.29
P29	N14	N15	ACIER	80	23,8115	-3.12	0.61	7.46
P30	N14	N43	ACIER	50	50,4869	0.18	0.09	0.41
P31	N15	N16	ACIER	80	24,5968	-3.66	0.72	10.18
P32	N15	N44	ACIER	50	50,0371	0.18	0.09	0.41
P33	N16	N17	ACIER	80	105,0571	-4.56	0.89	15.38
P34	N16	N45	ACIER	50	48,7217	0.18	0.09	0.38
P35	N17	N18	PVC	110,2	95,4564	-6.53	0.63	3.95
P36	N18	N19	PVC	110,2	78,4786	-8.17	0.82	6.20
P37	N18	N57	PVC	55,4	62,5186	0.95	0.4	3.66
P39	N19	N20	PVC	141	78,2698	-5.42	0.22	0.092
P40	N20	N21	PVC	141	135,8372	0.50	0.29	0.01
P41	N21	N39	PVC	44	137,0866	0.50	0.33	3.6
P42	N21	N22	PVC	110,2	27,8412	-1.10	0.31	0.18
P43	N22	N38	PVC	44	324,3112	0.50	0.33	3.54
P44	N22	N23	PVC	141	136,6404	-3.39	0.04	0.4
P45	N23	N35	PVC	44	125,8407	0.46	0.30	3.07

ANNEXE N°7: Tableau III.16 : Vitesse et perte de charge dans le réseau existant (cas de pointe 2054)

	Nœud de départ	Nœud d'arrive	Matériau	Diamètre intérieur (mm)	Longueur	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit. mce/km
p46	N23	N24	PVC	141	446.7957	-7.73	0.24	1.72
p47	N24	N30	PVC	44	158.2599	0.58	0.38	4.57
p48	N24	N25	PVC	44	20.6926	-10.6	0.42	3.06
p49	N25	N29	PVC	141	128.4072	0.47	0.31	3.18
p50	N25	N26	PVC	141	40.7083	-11.8	0.5	3.69
p51	N26	N27	PVC	220.4	294.294	54.97	1.78	6.98
p52	N26	N63	PEHD	220.4	6.7544	41.88	1.54	4.21
p53	N27	N62	PEHD	79.2	354.4312	-1.82	1.78	2.07
p54	N27	N28	PEHD	220.4	2.6859	-59.1	1.89	7.87
p55	N28	N59	PEHD	220.4	250.179	0.92	0.02	0
p56	N46	N47	PVC	44	100.2061	0.37	0.24	2.07
p57	N46	N48	PVC	79.2	18.7322	4.28	0.87	9.48
p58	N48	N49	PVC	44	173.6629	0.64	0.42	5.38
p59	N48	N50	PVC	79.2	23.8654	2.85	0.58	4.60
p60	N50	N51	PVC	44	100.8368	0.37	0.24	2.09
p61	N50	N52	PVC	79.2	24.5231	1.94	0.39	.33
p62	N52	N53	PVC	44	95.8918	0.35	0.18	1.05
p63	N52	N54	PVC	79.2	20.0452	1.07	0.22	0.82
p64	N54	N55	PVC	44	73.8981	0.27	0.18	1.22
p65	N54	N56	PVC	44	62.6395	0.23	0.15	0.92
p66	N57	N58	PVC	44	78.8456	0.29	0.18	3.66
p67	N57	N60	PVC	44	20.0991	0.07	0.05	0.08
p68	N61	N62	PEHD	44	43.26	0.16	0.1	0.49
p69	N62	N63	PEHD	44	98.3439	0.16	0.1	0.49
p70	N63	N64	PEHD	110.2	256.8986	40.4	4.25	112.94
p71	N64	N65	ACIER	150	947.4419	-13.02	0.74	3.46
p72	N65	N66	PEHD	110.2	93.1039	30.34	3.18	66.34
p73	N66	N67	PEHD	110.2	218.6472	-27.56	2.86	59.1
p74	N66	N87	PVC	55.4	266.0238	0.97	0.4	3.79
p75	N67	N86	PEHD	55.4	74.1003	0.76	0.32	45.48
p76	N67	N68	PVC	110.2	207.8438	24.66	2.59	2.46
p77	N68	N85	PEHD	44	79.6056	0.29	0.19	1.39
p78	N68	N69	PEHD	141	100.8222	23.44	2.46	41.46
p79	N69	N70	PEHD	110.2	347.2637	17.50	1.84	34.58
p80	N69	N72	PEHD	44	165.0282	3.69	2.43	191.49
p81	N70	N71	PEHD	98.6	258.4535	11.78	1.54	28.38
p82	N70	N79	PEHD	44	157.62	2.93	1.39	121.10
p83	N71	N74	PEHD	66	277.8459	6.59	1.93	72.59
p84	N71	N76	PEHD	66	441.0213	1.61	0.47	4.01
p85	N72	N73	PVC	44	103.7465	2.40	1.58	56.28

p86	N72	N88	PVC	44	42.5493	0.16	0.12	0.83
p87	N73	N83	PVC	44	121.6493	0.45	0.29	3.42
p88	N73	N84	PVC	44	154.0254	0.56	0.37	5.29
p89	N74	N75	PVC	55.4	87.9573	3.02	1.25	28.30

Tronçons	Nœud de départ	Nœud d'arrive	Matériau	Diamètre intérieur (mm)	Longueur	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit. mce/km
p90	N74	N77	PVC	66	304.6987	1.11	0.33	2.47
p91	N75	N89	PVC	55.4	108.8707	0.40	0.17	0.9
p92	N75	N78	PVC	55.4	261.346	0.95	0.39	3.62
p93	N79	N80	PEHD	44	191.8226	-0.70	0.46	7.95
p94	N79	N81	PEHD	44	53.4136	0.75	0.49	9.03
p95	N81	N82	PEHD	44	46.6601	0.17	0.11	0.61
p96	N81	N90	PEHD	44	29.3527	0.11	0.07	0.20
P97	N64	N65	ACIER	150	251.887	-22.0	1.25	13

ANNEXE N°8 : Tableau III.17: Charge et pression dans le réseau existant (cas de point a l'horizon 2054

Noeud	Elévation (m)	Débit nodale (l/s)	Cote piézométrique (m)	Pression (m.c.e)
N1	N1	115,29	0,69	193,38
N2	N2	114,78	0,69	193,14
N3	N3	114,67	0,91	192,98
N4	N4	113,55	1,48	192,75
N5	N5	112,72	1,48	192,65
N6	N6	114,54	2,51	192,08
N7	N7	114,13	2,56	192,00
N8	N8	125,11	5,45	185,87
N9	N9	125,11	2,22	184,63
N10	N10	124,79	1,33	184,94
N11	N11	120,09	3,80	184,53
N12	N12	116,27	1,07	181,79
N13	N13	116,12	0,18	181,77
N14	N14	114,19	0,34	181,86
N15	N15	112,17	0,36	182,05
N16	N16	109,20	0,65	182,29
N17	N17	104,39	3,15	184,06
N18	N18	103,82	0,87	184,44
N19	N19	103,64	2,19	184,93
N20	N20	103,17	2,40	185,00
N21	N21	99,76	1,10	184,99
N22	N22	99,42	1,79	185,00
N23	N23	104,41	3,73	185,13
N24	N24	108,35	2,29	185,90
N25	N25	108,41	0,69	185,97
N26	N26	108,26	1,25	186,11
N27	N27	117,03	2,38	188,14

Noeud	Elévation (m)	Cote piézométrique (m)	Pression (m.c.e)	
N30	112.187	185,17	72,99	
N31	112.18	193,48	81,3	
N32	N32	0,60	188,88	
N33	N33	1,15	192,06	
N34	N34	0,56	192,55	
N35	N35	0,46	184,74	
N36	N36	1,10	191,32	
N37	N37	1,14	191,15	
N38	N38	0,50	184,52	
N39	N39	0,50	184,51	
N40	N40	1,07	191,99	
N41	N41	0,42	184,78	
N42	N42	0,26	181,74	
N43	N43	0,18	181,85	
N44	N44	0,18	182,03	
N45	N45	0,18	182,27	
N46	N46	0,52	180,94	
N47	N47	0,37	181,23	
N48	N48	0,79	181,26	
N49	N49	0,64	180,33	
N50	N50	0,50	181,15	
N51	N51	0,37	180,94	
N52	N52	0,50	181,09	
N53	N53	0,35	181,00	
N54	N54	0,57	181,08	
N55	N55	0,27	180,99	
N56	N56	0,23	181,02	
N57	N57	0,59	184,21	
N58	N58	0,29	183,65	
N59	N59	0,92	188,16	
N60	N60	0,07	184,66	
N61	N61	0,16	186,01	
N62	N62	1,82	187,41	
N63	N63	1,32	186,08	
N64	N64	5,33	157,07	
N65	N65	4,73	153,80	
N66	N66	2,11	147,62	
N67	N67	1,83	71,57	
N68	N68	0,93	62,79	
N69	N69	2,24	51,49	
N70	N70	2,79	6,09	
N71	N71	3,58	82,17	
N72	N72	1,14	19,88	
N73	N73	1,39	89,73	
N74	N74	2,45	50,29	
N28	N28	117,04	1,69	188,16
N29	N29	111,84	0,47	185,56

Noeud	Elévation (m)	Cote piézométrique (m)	Pression (m.c.e)
N75	97.79	88,807	Depression
N76	93.84	106,	12.21
N77	92.56	90,54	Depression
N78	95.24	88,15	Depression
N79	101.74	95,96	Depression
N80	98.149	94,4	Depression
N81	101.74	95,48	Depression
N82	100.52	95,3	Depression
N83	98.12	89,3	Depression
N84	97.6	88,9	Depression
N85	98.47	131,2	32.77
N86	97.18	134,20	37.02
N87	96.70	146,6	49.91
N88	97.148	95,52	Depression
N89	97.28	88,53	Depression
N90	100.746	95,47	Depression

ANNEXE N°9: Tableau III.18 : Vitesse et perte de charge dans le réseau existant (cas de point +incendie 2054)

Tronçons	Nœud de départ	Nœud d'arrive	Matériau	Diamètre intérieur (mm)	Longueur	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit. mce/km
P1	N1	R1	PEHD	277.6	1162,0567	138.4	2.29	12.15
P2	N1	N2	PEHD	141	41,8452	15.39	0.91	5.99
P3	N1	N8	PVC	176.2	974,6321	36.32	1.49	9.55
P4	N1	N28	PEHD	176.2	207,9605	74.73	3.06	35.56
P5	N2	N3	PEHD	141	29,907	14.17	0.91	14.27
P6	N2	N31	PEHD	44	115,9674	0.42	0.28	2.66
P7	N3	N4	PEHD	141	54,3605	12.76	1.49	9.55
P8	N3	N32	PEHD	44	164,3665	0.60	0.4	4.88
P9	N4	N5	PEHD	141	35,9305	10.14	0.65	2.79
P10	N4	N33	PEHD	66	313,7588	1.15	0.34	2.2
P11	N5	N6	PEHD	141	291,7451	8.37	0.54	1.98
P12	N5	N34	PEHD	44	77,1695	0.28	0.19	1.34
P13	N6	N7	PEHD	141	94,4547	4.77	0.31	0.73
P14	N6	N36	PEHD	55.4	299,3599	1.10	0.35	2.53
P15	N7	N40	PEHD	141	291,8995	1.07	0.07	0.05
P16	N7	N37	PEHD	55.4	312,391	1.14	0.35	2.73
P17	N8	N9	PEHD	141	70,9245	20.54	1.33	10.3
P18	N8	N20	PEHD	141	442,9627	10.33	0.66	2.89
P19	N9	N10	PEHD	141	91,6329	11.65	0.76	3.71
P20	N9	N19	PEHD	141	442,8464	6.67	0.43	1.32
P21	N10	N11	PEHD	141	159,64	9.90	0.64	2.77
P22	N10	N41	ACIER	80	113,1784	0.42	0.21	1.41
P23	N11	N17	PEHD	96.8	661,4734	-1.96	0.27	0.91
P24	N11	N12	AC	80	217,4349	4.14	0.82	12.94
P25	N12	N13	AC	80	5,7767	2.81	0.56	4.28
P26	N12	N42	ACIER	50	70,0847	0.26	0.13	0.74
P27	N13	N14	AC	80	18,8179	-2.54	0.50	5.01

P28	N13	N46	ACIER	50	24,4604	5.17	1.05	13.29
P21	N14	N15	AC	80	23,8115	-3.06	0.61	7.20
P30	N14	N43	ACIER	50	50,4869	0.18	0.09	0.41
P31	N15	N16	AC	80	24,5968	-3.61	0.72	9.88
P32	N15	N44	ACIER	50	50,0371	0.18	0.09	0.41
P33	N16	N17	AC	80	105,0571	-4.47	0.89	15.01
P34	N16	N45	ACIER	50	48,7217	0.18	0.09	0.38
P35	N17	N18	PEHD	110.2	95,4564	-6.04	0.63	3.61
P36	N18	N19	PEHD	110.2	78,4786	-7.86	0.82	5.77
P37	N18	N57	PVC	55,4	62,5186	0.95	0.4	3.66
P39	N19	N20	PEHD	141	78,2698	-3.38	0.22	0.40
P40	N20	N21	PEHD	141	135,8372	4.54	0.29	0.61
P41	N21	N39	PVC	44	137,0866	0.50	0.33	3.60
P42	N21	N22	PEHD	110.2	27,8412	2.94	0.31	1.01
P43	N22	N38	PVC	44	324,3112	0.50	0.33	0.54
P44	N22	N23	PEHD	141	136,6404	0.65	0.04	0.02
P45	N23	N35	PVC	44	125,8407	0.46	0.30	3.07

Tronçons	Nœud de départ	Nœud d'arrive	Matériau	Diamètre intérieur (mm)	Longueur	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit. mce/km
p46	N23	N24	PEHD	141	446,7957	-7.73	0.24	1.72
p47	N24	N30	PEHD	44	158,2599	0.58	0.38	4.57
p48	N24	N25	PEHD	44	20,6926	-10.6	0.42	3.06
p49	N25	N29	PEHD	141	128,4072	0.47	0.31	3.18
p50	N25	N26	PEHD	141	40,7083	-11.8	0.5	3.69
p51	N26	N27	PEHD	220,4	294,294	54.97	1.78	6.98
p52	N26	N63	PEHD	220,4	6,7544	41.88	1.54	4.21
p53	N27	N62	PEHD	79.2	354,4312	-1.82	1.78	2.07
p54	N27	N28	PEHD	220,4	2,6859	-59.1	1.89	7.87
p55	N28	N59	PEHD	220,4	250,179	0.92	0.02	0
p56	N46	N47	PEHD	44	100,2061	0.37	0.24	2.07
p57	N46	N48	PEHD	79.2	18,7322	4.28	0.87	9.48
p58	N48	N49	PEHD	44	173,6629	0.64	0.42	5.38
p59	N48	N50	PEHD	79.2	23,8654	2.85	0.58	4.60
p60	N50	N51	PEHD	44	100,8368	0.37	0.24	2.09
p61	N50	N52	PEHD	79.2	24,5231	1.94	0.39	.33
p62	N52	N53	PEHD	44	95,8918	0.35	0.18	1.05
p63	N52	N54	PEHD	79.2	20,0452	1.07	0.22	0.82
p64	N54	N55	PEHD	44	73,8981	0.27	0.18	1.22
p65	N54	N56	PEHD	44	62,6395	0.23	0.15	0.92
p66	N57	N58	PEHD	44	78,8456	0.29	0.18	3.66
p67	N57	N60	PEHD	44	20,0991	0.07	0.05	0.08
p68	N61	N62	PEHD	44	43,26	0.16	0.1	0.49
p69	N62	N63	PEHD	44	98,3439	0.16	0.1	0.49
p70	N63	N64	PEHD	110.2	256,8986	40.4	4.25	112.94
p71	N64	N65	ACIER	150	947,4419	-13.02	0.74	3.46

Tronçons	Nœud de départ	Nœud d'arrive	Matériau	Diamètre intérieur (mm)	Longueur	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit. mce/km
p72	N65	N66	PEHD	110.2	93,1039	30.34	3.18	66.34
p73	N66	N67	PEHD	110.2	218,6472	-27.56	2.86	59.1
p74	N66	N87	PVC	55.4	266,0238	0.97	0.4	3.79
p75	N67	N86	PEHD	55.4	74,1003	0.76	0.32	45.48
p76	N67	N68	PVC	110.2	207,8438	24.66	2.59	2.46
p77	N68	N85	PEHD	44	79,6056	0.29	0.19	1.39
p78	N68	N69	PEHD	141	100,8222	23.44	2.46	41.46
p79	N69	N70	PEHD	110.2	347,2637	17.50	1.84	34.58
p80	N69	N72	PEHD	44	165,0282	3.69	2.43	191.49
p81	N70	N71	PEHD	98.6	258,4535	11.78	1.54	28.38
p82	N70	N79	PEHD	44	157,62	2.93	1.39	121.10
p83	N71	N74	PEHD	66	277,8459	6.59	1.93	72.59
p84	N71	N76	PEHD	66	441,0213	1.61	0.47	4.01
p85	N72	N73	PVC	44	103,7465	2.40	1.58	56.28
p86	N72	N88	PVC	44	42,5493	0.16	0.12	0.83
p87	N73	N83	PVC	44	121,6493	0.45	0.29	3.42
p88	N73	N84	PVC	44	154,0254	0.56	0.37	5.29
p89	N74	N75	PVC	55.4	87,9573	3.02	1.25	28.30

Tronçons	Nœud de départ	Nœud d'arrive	Matériau	Diamètre intérieur (mm)	Longueur	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit. mce/km
p90	N74	N77	Pvc	66	304,6987	18.11	5.29	309.34
p91	N75	N89	Pvc	55.4	108,8707	0.40	0.17	0.90
p92	N75	N78	Pvc	55.4	261,346	0.95	0.39	3.62
p93	N79	N80	Pehd	44	191,8226	-0.70	0.46	7.95
p94	N79	N81	Pehd	44	53,4136	0.75	0.49	9.03
p95	N81	N82	Pehd	44	46,6601	0.17	0.11	0.61
p96	N81	N90	Pehd	44	29,3527	0.11	0.07	0.21
P97	N64	N65	AC	150	251.887	-32.45	1.84	27.76

ANNEXE N°10 : Tableau III.19: Charge et pression dans le réseau existant (cas de point + incendie à l'horizon 2054)

Nœud	Elévation (m)	Cote piézométrique (m)	Pression (m.c.e)
N1	115,29	193,38	75.08
N2	114,78	193,14	75.35
N3	114,67	192,98	75.3
N4	113,55	192,75	76.19
N5	112,72	192,65	76.93
N6	114,54	192,08	74.53
N7	114,13	192,00	67.42
N8	125,11	185,87	55.96
N9	125,11	184,63	54.6
N10	124,79	184,94	55.21
N11	120,09	184,53	59.47
N12	116,27	181,79	60.48
N13	116,12	181,77	60.61
N14	114,19	181,86	62.63
N15	112,17	182,05	64.82
N16	109,20	182,29	68.03
N17	104,39	184,06	74.57
N18	103,82	184,44	75.49
N19	103,64	184,93	76.12
N20	103,17	185,00	76.62
N21	99,76	184,99	79.94
N22	99,42	185,00	80.25
N23	104,41	185,13	84.97
N24	108,35	185,90	71.52
N25	108,41	185,97	71.49
N26	108,26	186,11	71.71
N27	117,03	188,14	65.92
N28	117,04	188,16	65.94
N29	111,84	185,56	67.65

N30	112,19	185,18	66,96
N31	112,19	193,49	78,29
N38	106,54	184,52	72,65
N39	106,69	184,51	72,52
N40	121,56	191,99	67,42
N41	119,95	184,78	59,89
N42	111,24	181,74	65,46
N43	109,56	181,85	67,24
N44	108,11	182,03	68,87
N45	108,94	182,27	68,27
N46	116,47	180,94	59,93
N47	119,23	181,23	56,96
N48	116,63	181,26	59,59
N49	106,61	180,33	68,68
N50	116,82	181,15	59,29
N51	119,67	180,94	56,23
N52	116,12	181,09	59,93
N53	119,43	181,00	56,53
N54	114,90	181,08	61,13
N55	111,78	180,99	64,17
N56	113,53	181,02	62,45
N57	108,12	184,21	70,95
N58	109,11	183,65	69,41
N59	117,74	188,16	65,24
N60	109,67	184,66	69,86
N61	107,71	186,01	72,13
N62	107,55	187,41	74,67
N63	108,09	186,08	71,82
N64	103,60	157,07	21,03
N65	104,34	153,80	13,31

N66	102,96	147,62	0,75
N67	99,49	71,57	Dépression
N68	100,43	62,79	Dépression
N69	102,69	51,49	Dépression
N70	104,80	6,09	Dépression
N71	102,17	82,17	Dépression
N72	97,42	19,88	Dépression
N73	95,64	89,73	Dépression
N74	97,55	50,29	Dépression
N75	97,80	78,81	Dépression
N76	93,85	60,06	Dépression

Nœud	Elévation (m)	Cote piézométrique (m)	Pression (m,c,e)
N77	92,56	87,54	Dépression
N78	95,24	88,15	Dépression
N79	101,75	95,97	Dépression
N80	98,15	94,44	Dépression
N81	101,75	95,49	Dépression
N82	100,52	95,37	Dépression
N83	98,12	89,31	Dépression
N84	97,69	88,92	Dépression
N85	98,47	62,69	Dépression
N86	97,19	134,21	26,13
N87	96,70	146,61	6

ANNEXE N°11 : Prix des conduites PEHD 2023.



DIAMETRE	PN 10		PN 16	
	EP mm	PRIX TTC	EP mm	PRIX TTC
20	1.9	32 DA	2.0	41 DA
25	2.0	41 DA	2.3	53.5 DA
32	2.0	59 DA	3.0	82 DA
40	2.4	89.5 DA	3.7	125 DA
50	3	128 DA	4.6	185 DA
63	3.8	210 DA	5.8	299 DA
75	4.5	297 DA	6.8	420 DA
90	5.4	422 DA	8.2	580 DA
110	6.6	615 DA	10	875 DA
125	7.4	790 DA	11.4	1120 DA
160	9.5	1260 DA	14.6	1820 DA
200	11.9	1900 DA	18.2	2900 DA
250	14.8	3050 DA	22.7	4350 DA
315	18.7	4850 DA	28.6	7200 DA
400	23.7	7500 DA	36.3	11450 DA
500	29.7	11900 DA	45.4	17500 DA

ANNEXE N°12 : Abaque penche et meunir .

